ISSN 0557-1405

RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA

Associazione Geotecnica Italiana

Rivista Italiana di Geotecnica - Anno XLVIII - n. 2 aprile-giugno 2014 - Trimestrale - Poste Italiane s.p.a. - Sped. in Abb. Postale - D.L. 353/2003 (conv. in L. 27/02/2004 n° 46) art. 1, comma 1, CN/BO - Pàtron Editore - via Badini 12 - Quarto Inferiore - 40057 Granarolo dell'Emilia (Bo)

Fondata da Arrigo Croce

Anno XLVIII - n. 2
aprile-giugno 2014

Pàtron Editore Bologna

Italian Geotechnical Journal

Verifiche agli stati limite di fondazioni esistenti

Bruno Becci,* Mauro Savoldelli*

Sommario

Scopo di questa nota tecnica è valutare l'applicazione dell'approccio agli Stati Limite alla progettazione geotecnica delle fondazioni, con particolare riguardo al patrimonio edilizio esistente e con riferimento alla Normativa Italiana. Attraverso l'esame di alcune situazioni reali, volutamente scelte tra quelle relative a casi molto comuni nella pratica corrente e limitatamente al caso di fondazioni superficiali, si discutono i modi di procedere, per poter elaborare proposte progettuali ragionevoli in termini tecnici ed economici. Alla luce di questo studio, appare opportuno proporre una modifica alle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni, in modo da consentire una più netta distinzione tra gli aspetti deformativi e quelli riguardanti la capacità portante.

1. Introduzione

Gli interventi di risanamento, ristrutturazione o modifica di fabbricati esistenti richiedono comunemente anche l'analisi strutturale delle fondazioni. In queste circostanze è frequente constatare che le pressioni trasmesse al terreno appaiono notevolmente maggiori di quelli che verrebbero considerate, a parità di condizioni, nel progettare nuove opere, pur in assenza di significativi indizi attribuibili a carenze nelle fondazioni. Questa osservazione solleva spesso dubbi sulle modalità di procedere in ottemperanza alle vigenti Norme.

Con l'eccezione d'interventi su edifici storici di grande o straordinaria importanza (es. Burland *et al.*, 2003; Calabresi, 2013; Lancellotta, 2013), il cui valore artistico e patrimoniale generalmente impegna organizzazioni progettuali in grado di operare secondo metodi e criteri avanzati non necessariamente in stretto raccordo con le prescrizioni di legge, nella stragrande maggioranza dei casi i progettisti di interventi sull'esistente dovrebbero attenersi scrupolosamente alle Normative, come per qualsiasi nuova costruzione. Ciò vale a maggior ragione quando si deve porre particolare attenzione ad aspetti che potrebbero comportare ricadute in ambito legale, evenienza che si pone con maggior frequenza proprio nell'ambito di interventi sul costruito. Il presente studio si propone quindi di complementare gli studi teorici di carattere sperimentale e numerico oggetto della ricerca avanzata, limitandosi a fornire uno spunto per un miglioramento normativo in questo settore, alla luce della recente introduzione del metodo agli Stati Limite nella Progettazione geotecnica.

* Ce.A.S. srl- Centro di Analisi Strutturale, Milano

2. Criteri di calcolo agli stati limite di fondazioni superficiali

In accordo con l'impostazione proposta dall'Eurocodice 7 (EC7 nel seguito), la verifica di sicurezza nei confronti di tutti i possibili Stati Limite Ultimi (SLU), o meccanismi di collasso attinenti all'opera geotecnica in esame (chiaramente indicati da EC7), viene formalmente espressa tramite la condizione:

$$E_d \leq R_d \qquad (1)$$

con E_d = azione (o effetto dell'azione) di progetto e R_d = resistenza di progetto.

E_d è funzione dei carichi caratteristici (F_k) definiti di regola su base probabilistica, dei parametri geotecnici caratteristici (X_k), della geometria e di opportuni coefficienti di sicurezza parziali che amplificano le azioni o i loro effetti (i coefficienti γ_F e γ_E che si traducono poi nei coefficienti γ_G, γ_Q ecc. associati alle azioni permanenti, accidentali, ecc.) o riducono i parametri geotecnici (γ_M). R_d a sua volta, dipende anche da un ulteriore coefficiente di sicurezza parziale γ_R che divide la resistenza calcolata in funzione di parametri geotecnici eventualmente già affetti dai relativi γ_M.

La verifica della (1) deve essere eseguita attingendo i coefficienti parziali da opportuni scenari di calcolo o *Design Approaches* (nel seguito DA), ossia regole che indicano le diverse modalità secondo cui associare i coefficienti riguardanti le azioni (A1 e A2), a quelli relativi ai parametri geotecnici (M1 e M2) ed alle resistenze (R1, R2 e R3). Nella formulazione attuale (EN) di EC7 sono prescritti tre approcci:

- Design approach 1 (DA1), comprendente a sua volta due combinazioni, DA1C1 e DA1C2
- Design approach 2 (DA2), costituito da una sola combinazione

Tab. I – Approcci di calcolo e coefficienti di sicurezza parziali γ_R per fondazioni superficiali, secondo EC7 e NTC2008.
Tab. I – Design Approaches and partial safety factors γ_R for shallow foundations, according to EC7 and to NTC2008 (Italian Code).

	DA1		DA2
	C1	C2	
EC7	A1+M1+R1 (γ_R=1.0)	A2+M2+R1 (γ_R=1.0)	A1+M1+R2 (γ_R=1.4)
NTC2008	A1+M1+R1 (γ_R=1.0)	A2+M2+R2 (γ_R=1.8)	A1+M1+R3 (γ_R=2.3)

- Design approach 2 (DA3), anch'esso rappresentato da una sola combinazione

Tramite le Appendici Nazionali (NAD), il singolo Paese deve scegliere quale o quali dei tre approcci adottare, oltre a stabilire i valori "nazionali" da attribuire ai vari coefficienti parziali, per i quali possono quindi essere indicati valori diversi da quelli "nativi" proposti da EC7. Per inciso, occorre osservare che, alla luce di tale impostazione, nonché in ragione della complessità dei problemi geotecnici e delle tradizioni locali consolidate, pur su una base comune, sussistono notevoli differenze tra i singoli Paesi specialmente su quale dei tre approcci utilizzare caso per caso (cfr. SIMPSON, 2011; VOGT *et al.*, 2007).

In aggiunta alle verifiche nei confronti degli SLU, occorre ovviamente considerare quelle nei confronti degli Stati Limite di Servizio (SLS nel seguito), talora prevalenti ai fini progettuali e riguardanti la deformabilità o altri aspetti che possano pregiudicare l'utilizzo o l'efficienza dell'opera senza tuttavia comprometterne gravemente la stabilità.

La Normativa Italiana, attraverso le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate nel 2008 (NTC2008 nel seguito) o le Appendici Nazionali, approvate nel marzo del 2013, ha indicato, per le fondazioni superficiali, il DA1 o il DA2, a scelta del Progettista. Per inciso, il contenuto delle NTC2008, relativamente alle fondazioni superficiali, coincide con quanto richiesto dalle più recenti Appendici Nazionali: per questa ragione nel seguito ci riferiremo solo alle prime. Le differenze tra i coefficienti parziali nazionali e quelli nativi relativi alle azioni consistono unicamente nel ridefinire il coefficiente γ_G, associato ai permanenti nella combinazione DA1C1 o DA1, da 1.35 (EC7) a 1.30 (NTC2008). Per i coefficienti γ_M sono stati confermati i valori proposti in origine. Per contro, come evidenziato nella tabella I, in cui sono riassunti i coefficienti γ_R nella formulazione originale e in quella italiana, si può notare come la NTC2008 abbia notevolmente incrementato il coefficiente γ_R relativo alle combinazioni DA1C2 o DA2, che notoriamente condizionano il dimensionamento della geometria della fondazione [BELLEZZA e PASQUALINI, 2012]. Appare quindi chiara l'intenzione di incorporare, in questo modo, anche un requisito associabile a uno stato limite di servizio, una limitazione sui cedimenti, in continuità per altro con la prassi tradizionale: infatti, il coefficiente di sicurezza pari a 3 richiesto dalla Normativa Italiana previgente, analogamente a quanto in uso in tantissimi altri ambiti culturali, (cfr. ad esempio BOWLES, 1996; POULOS *et al.*, 2001) traeva origine dai medesimi propositi.

Le conseguenze di questa scelta da parte di NTC2008 in relazione alla verifica di fondazioni superficiali esistenti sono oggetto di questa nota tecnica.

3. Presentazione di alcune situazioni reali

Una distinzione tra fondazioni nuove ed esistenti può essere trovata, nella nostra Normativa, in termini più che altro qualitativi, nelle precisazioni riportate nel punto C.8.A.5.11 della Circolare esplicativa. Secondo questa circolare, come è noto, le verifiche relative alle fondazioni possono essere omesse in assenza di dissesti nel caso in cui l'intervento non alteri né gli schemi statici né i carichi in fondazione. È per altro evidente che, in moltissime situazioni, le fondazioni di costruzioni esistenti devono comunque essere valutate alla luce delle prescrizioni normative, applicando i criteri di verifica appena descritti, e in particolare il rispetto della (1).

Allo scopo quindi di valutare le implicazioni del calcolo secondo NTC2008 o EC7, si esaminano nel seguito alcune situazioni reali, relative a casi in cui, nello stato di fatto, le costruzioni non presentavano indizi di dissesti ascrivibili a carenze nelle fondazioni. Proprio nello spirito di questo lavoro, rivolto allo studio di problemi assai comuni nella pratica professionale, si è ritenuto opportuno stimare i parametri secondo criteri progettuali improntati a valutazioni cautelative delle resistenze dei terreni, anche con riferimento a prassi locali comunemente accettate, piuttosto che addentrarsi, di volta in volta, in approfondimenti generali attinenti, ad esempio, a studi di back-analysis. Per la stima della capacità portante sono stati preferiti metodi di analisi di routine [LANCELLOTTA, 2012], a metodi avanzati oggi maggiormente accreditati nell'ambito della ricerca, ma non ancora popolari presso la vasta platea dei professionisti. È stata quindi utilizzata la classica formula a tre termini con i coefficienti di capacità portante indicati nell'Appendice D di EC7; sono state infine ignorate eccentricità o inclinazioni del carico rispetto alla verticale e ogni considerazione riguardante, ad esempio, le condizioni sismiche.

3.1. Esempio 1

Il primo esempio riguarda un complesso di edifici residenziali nel comune di Bergamo, risalenti al periodo tra le due guerre e recentemente sottoposti a risanamento, rinforzo strutturale e adeguamento impiantistico. Si tratta di fabbricati aventi quattro piani fuori terra e un interrato, di larghezza compresa tra 9.5 e 11.50 m e lunghezza tra 20 e 30 m, a classica struttura a doppio corpo. Le fondazioni sono costituite da cordoli continui in calcestruzzo debolmente armato, larghi 60 cm per i muri portanti perimetrali e 70 cm per il muro di spina. I solai sono realizzati in getto alleggerito armato.

Lo stato di fatto, pur evidenziando la necessità di opere strutturali, mirate più che altro ad adeguare le portate dei solai ai nuovi carichi di legge, non mostrava tuttavia indizi di dissesti ascrivibili a eccessivi assestamenti delle fondazioni.

Le indagini geognostiche hanno consentito di delineare il seguente modello geotecnico per le fondazioni: dopo un primissimo strato superficiale di circa 1,50 m di terreno di riporto, dalla quota d'imposta delle fondazioni (circa 2 m da quota piazzale), in profondità si ha un susseguirsi di formazioni a prevalente frazione limosa, con locali inclusioni di sabbia, ghiaia e clasti e frazione argillosa crescente con la profondità. Alle profondità indagate, dell'ordine dei 7÷8 m non è stata rinvenuta una falda freatica. Per la stima dei parametri sono state dapprima effettuate alcune prove SPT nei fori dei sondaggi, integrate con prove penetrometriche dinamiche continue. In una seconda campagna, nel corso dei lavori, sono state eseguite due prove CPT e, tramite il prelievo di campioni, alcune prove triassiali. I parametri caratteristici che ne derivano sono riassunti in figura 1.

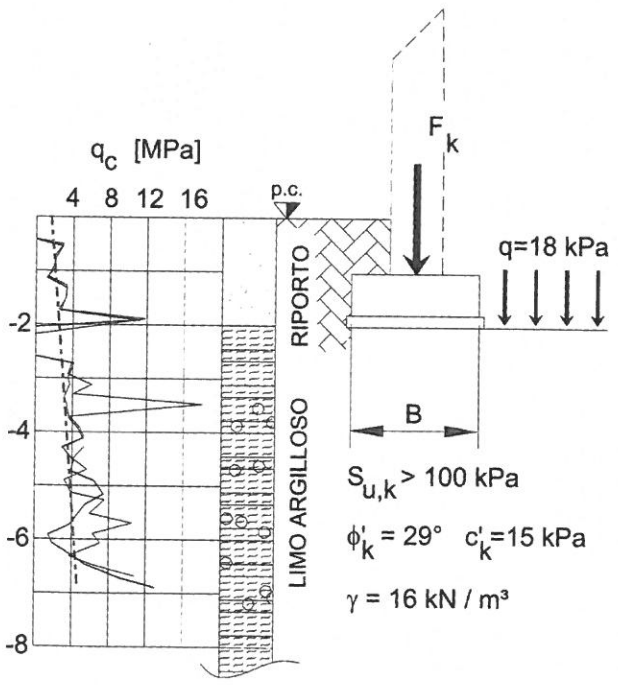

Fig. 1 – Esempio 1 - modello geotecnico e parametri di calcolo.

Fig. 1 – Example 1 - geotechnical model and design parameters.

Occorre far presente che una prima caratterizzazione, redatta in fase iniziale (in accordo con il DM 11.3.88), indicava valori di pressioni ammissibili, (termine, per quanto inappropriato in linea generale, tuttavia usuale nella prassi progettuale locale e qui riproposto per coerenza con la narrazione) dell'ordine di 110 kPa, sulla base anche del confronto con situazioni analoghe. Tale indicazione, nel seguito assimilata a una resistenza di progetto R_d relativa all'approccio DA1C2, è stata tuttavia parzialmente ignorata nel calcolo degli allargamenti della base, da parte dello Strutturista incaricato del progetto esecutivo.

I carichi in fondazione F_k nello stato di fatto e nella nuova configurazione, assimilati alle azioni di calcolo E_d (assumendo per il caso in esame un coefficiente γ_F unitario) sono riportati nella tabella II. Le pressioni medie trasferite al terreno, nello stato di fatto, superano i 300 kPa. Nella stessa tabella, sono poi riportate le larghezze necessarie per garantire la resistenza q_{Rd} = 110 kPa nei confronti dei nuovi carichi e infine le larghezze effettivamente poste in opera. Inoltre, per ognuna di queste configurazioni, sono state calcolate le resistenze unitarie di progetto q_{Rd} sulla base dei parametri caratteristici intrinseci sopra stimati, assumendo, per ogni caso, la minima tra la resistenza associata a parametri non drenati (U) e quella relativa ai parametri drenati (D), con riferimento ai coefficienti parziali sia di NTC2008 sia di EC7 nativo. Infine si riporta il calcolo della pressione limite q_u (per le sole condizioni non drenate, in quanto più gravose) con riferimento alle resistenze caratteristiche, e il coefficiente di sicurezza globale, come richiesto dal previgente D. M. 11.3.88.

In grigio scuro sono evidenziati i casi corrispondenti a una severa violazione del requisito normativo, mentre in grigio più chiaro quelli relativi a una modesta violazione.

Possiamo osservare quanto segue:

- nella configurazione originale, la condizione (1) non è soddisfatta secondo NTC2008, ma lo è per EC7. Per il D.M. 11.3.88, il coefficiente di sicurezza è pari a circa la metà del valore richiesto;
- nella configurazione virtuale, corrispondente al rispetto di una massima pressione di 110 kPa, i requisiti di sicurezza sarebbero ampiamente assicurati in tutti i casi, per ogni tipo di normativa;
- nella configurazione effettivamente realizzata, la (1) è rispettata sia per NTC2008 sia per EC7; la richiesta del D.M. 11.3.88 è sostanzialmente rispettata, pur avendo coefficienti di sicurezza leggermente inferiori a 3.

La rigorosa applicazione del metodo di legge [NTC2008] denuncerebbe quindi severe carenze delle fondazioni, nello stato di fatto, in contrasto tut-

Tab. II – sintesi verifiche di capacità portante - Esempio 1.
Tab. II – Summary of bearing capacity checks for Example 1.

			$E_d \equiv F_k$	B	q_{Ed}	q_{Rd} NTC2008		q_{Rd} EC7		DM 11.3.88	
			kN/m	cm	kPa	kPa		kPa		q_u	F_s
						U	D	U	D	kPa	
Muro Perim.	Stato di fatto		190	60	317	189	244	340	439	530	1.67
	progetto	R_d=110 kPa	255	232	110	189	303	340	545	530	4.82
		realizzato	255	140	182	189	271	340	488	530	2.91
Muro di spina	Stato di fatto		230	70	329	189	247	340	445	530	1.61
	progetto	R_d=110 kPa	330	300	110	189	326	340	586	530	4.82
		realizzato	330	180	183	189	285	340	513	530	2.90

tavia con quanto era possibile valutare sulla scorta dell'osservazione diretta.

Riguardo al mancato rispetto del prescritto limite di 110 kPa, è evidente l'intento del progettista strutturale di inquadrare tale indicazione alla luce della storia pregressa dei fabbricati, cercando di enucleare dalla prescrizione gli effetti legati agli aspetti deformativi. Infatti, indipendentemente dai criteri utilizzati dal geotecnico intervenuto nelle prime fasi del progetto, secondo una stima di larga massima effettuata dagli autori, con una larghezza B=3 m (presumile ad intervento effettuato con quelle indicazioni), un carico unitario di 110 kPa provocherebbe un cedimento complessivo nell'intorno dei 20÷25 mm. Alla luce di tali considerazioni, l'indicazione del geotecnico inizialmente intervenuto era quindi ragionevole, se si fosse dovuto progettare un nuovo fabbricato. Era per contro troppo cautelativa, nel caso in esame, perché i cedimenti si erano già sviluppati in gran parte nel corso dei decenni: la scelta del progettista strutturale di non ottemperare a quella prescrizione, a nostro giudizio, appare pertanto giustificata.

3.2. Esempio 2

Questo esempio riguarda un edificio di quattro piani fuori terra e privo di cantine, risalente all'ultimo decennio del XIX secolo, situato nelle vicinanze dei fabbricati di cui si è discusso al punto precedente. Alcune colonne in pietra (Fig. 2) a piano terreno sorreggono volte ad arco di luci di 6 m e sono fondate su plinti quadrati di lato pari a circa 1.50 m direttamente sul terreno superficiale, assimilabile con buona approssimazione alla formazione limo-argillosa descritta nell'esempio 1.

Una sommaria analisi dei carichi conduce a stimare un carico massimo E_d (DA1C2) dell'ordine di 800 kN, mentre, sulla base della caratterizzazione geotecnica precedente e con un sovraccarico stabilizzante ai lati di soli 5 kPa, si può stimare un valore di R_d pari a circa 580 kN secondo NTC2008 e circa 1040 kN secondo EC7, in condizioni drenate. Con parametri non drenati, R_d si riduce rispettivamente a 480 kN (NCT2008) e 870 kN (EC7): grazie alla centennale permanenza del carico e in assenza di incrementi di sollecitazioni, la verifica in condizioni non drenate, in questo caso, è tuttavia poco rappresentativa.

Ancora una volta, l'applicazione rigorosa della (1) secondo NTC2008, al contrario di EC7, evidenzierebbe un notevole deficit di resistenza della fondazione, per altro ottimamente performante nella realtà. Le buone prestazioni osservate possono essere attribuite a una complessa e prolungata storia di carico subita dalla fondazione, alla luce di probabili ri-

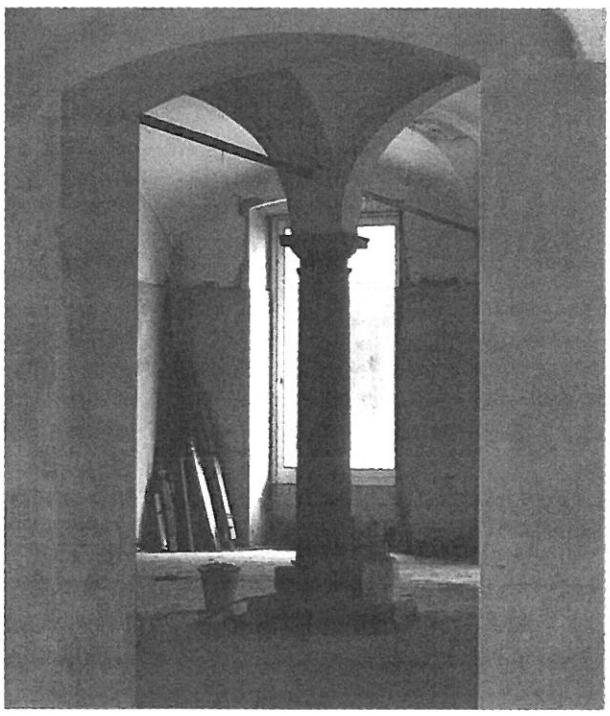

Fig. 2 – Esempio 2 - colonna in pietra in edificio fine '800.
Fig. 2 – Example 2 - a stone column in a late XIX Century building.

Fig. 3 – Edifici dei borghi storici nella Città Bassa di Bergamo.
Fig. 3 – Typical historical buildings downtown Bergamo (Italy).

maneggiamenti, sopralzi e ricostruzioni di un ordito più recente sovrapposto a una base evidentemente più antica. In termini quantitativi e in relazione a problemi simili, il legame tra il miglioramento nel tempo della resistenza e il comportamento meccanico di terre a matrice fine è stato messo in luce, ad esempio, da studi numerici (p.e. BILOTTA e RUSSO, 2004). Pertanto, se fosse stata disponibile una più completa caratterizzazione del terreno e precise informazioni sulla storia di carico, un caso del genere si sarebbe prestato a un calcolo numerico, che tuttavia avrebbe comportato un impegno forse non giustificabile nell'ambito delle risorse destinate alla progettazione.

In ogni caso, anche in questo esempio, l'introduzione da parte della Norma di un vincolo progettuale legato alla limitazione dei cedimenti, senza opportune distinzioni tra opere esistenti e nuove costruzioni, appare inappropriato e, secondo la nostra esperienza, poco applicabile alle fondazioni di moltissimi fabbricati che costituiscono la gran parte degli aggregati edilizi nei borghi storici della parte bassa di Bergamo (Fig. 3).

3.3. Esempio 3

Questo caso riguarda un edificio nel centro storico di Milano, all'interno della prima Cerchia dei Navigli, costituito da cinque corpi simili connessi fra di loro, con strutture verticali in muratura portante e solai in legno privi di cappa in calcestruzzo. Ad eccezioni di limitate porzioni, i fabbricati sono composti da piano terra, primo, secondo e sottotetto, oltre ad un piano interrato (Fig. 4). L'intervento, nel complesso, si è configurato come *intervento di miglioramento*, come previsto al § 8.4.2 del D.M. 14.01.2008 e ha compreso opere di sottomurazione necessarie per l'abbassamento del piano di calpestio dell'interrato. Sono stati realizzati quindi allargamenti alle fondazioni esistenti, quando gli interventi ai piani superiori comportavano apprezzabili incrementi di carico.

Nella configurazione antecedente i lavori, è possibile stimare un carico medio in fondazione, comprensivo del peso della volta e della muratura dell'interrato, pari a circa 200 kN/m, trasmesso al terreno in continuo da una base di larghezza mediamente non superiore a 60÷70 cm.

La campagna d'indagine geotecnica, comprendente due sondaggi a una profondità di 12 m da piano strada con esecuzione di prove SPT ogni 1,5 m, ha rivelato un terreno con prevalenza di ghiaia, con buon grado d'addensamento. La falda freatica, non riscontrata direttamente dalle indagini, giace tuttavia a quote di poco inferiori a quelle indagate. I risultati e le ipotesi di calcolo che ne derivano, relative alle situazioni più ricorrenti, sono riassunti nella figura 4.

Nel quadro di NTC2008, con l'approccio DA1C2 e un coefficiente $\gamma_F = 1.1$ "medio" che tenga conto della prevalenza dei carichi permanenti, si può stimare una sollecitazione di progetto $E_d = 220$ kN/m, mentre le resistenze di progetto R_d risultano pari a 163 kN/m secondo i criteri di NTC2008 e 293 kN/m secondo EC7. Pur con le necessarie cautele richieste dalle ampie approssimazioni insite in questo tipo di valutazioni, è possibile osservare come l'impiego delle NTC2008 indichi una carenza di resistenza, al contrario di EC7. Se gli interventi di miglioramento delle fondazioni non si fossero resi necessari per le ragioni prima ricordate, la decisione sull'opportunità di procedere a tali interventi avrebbe comportato ampi margini di soggettività.

3.4. Esempio 4

Il caso in esame (Fig. 5) riguarda un altro edificio nel centro storico di Milano, costituito da tre piani fuori terra e da un interrato presente solo in una piccola porzione. Nello stato di fatto, le strutture portanti verticali sono costituite da tre murature (due perimetrali e una di spina, come per la maggior parte degli edifici storici milanesi) in laterizio pieno dello spessore di 40 cm, pressoché costante fino in fondazione; i solai sono in legno, tranne che per le volte in muratura nella porzione di piano interrato.

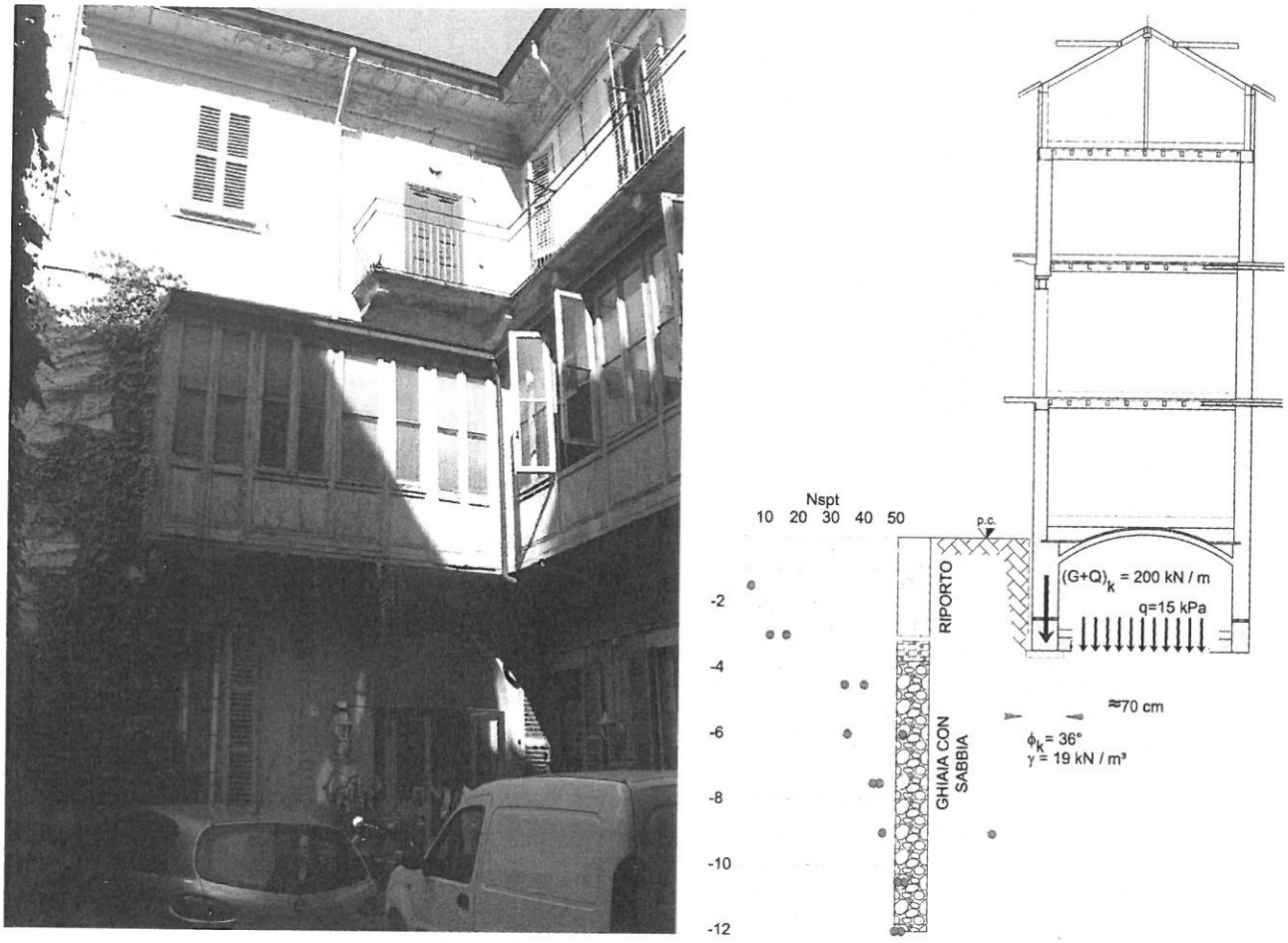

Fig. 4 – Esempio 3 - fabbricato in Milano, zona centrale - stato di fatto e stratigrafia di calcolo.
Fig. 4 – Example 3 - an existing building in Milano, central part - actual conditions and design stratigraphy.

Il progetto prevede il consolidamento dei solai e interventi con tecnica "cuci-scuci" e/o applicazione di intonaco strutturale sulle murature, in parte molto danneggiate, soprattutto ai piani superiori. Non si prevede invece alcun intervento sulle fondazioni, anche per l'impossibilità pratica di accesso in presenza di attività commerciali da salvaguardare. Il consolidamento dei solai è stato quindi concepito in modo tale da mantenere pressoché inalterati (o addirittura cercando di ridurre) i carichi esistenti.

In figura 5 si riassume il modello geotecnico desunto da una campagna d'indagine comprendente un sondaggio a una profondità di 20 m con prove SPT e due verticali penetrometriche dinamiche continue che hanno raggiunto condizioni di rifiuto a circa 15 m di profondità.

In fondazione è possibile stimare un carico in esercizio $(G+Q)_k$ pari a circa 150 kN per metro di sviluppo di muro, con una pressione quindi sul terreno di circa 375 kPa, in linea, se non minore, rispetto a valori riscontrabili in molteplici situazioni analoghe.

Secondo l'approccio DA1C2, con un coefficiente $\gamma_F = 1.1$ medio, si può stimare una sollecitazione di progetto E_d=165 kN/m, mentre le resistenze di progetto R_d risultano pari a 98 kN/m secondo i criteri di NTC2008 e 176 kN/m, secondo EC7. Con l'approccio DA2 ed un coefficiente γ_F=1.4, E_d è pari a 210 kN/m, mentre R_d risulta pari a 154 kN/m, secondo i criteri di NTC2008 e 252 kN/m, secondo EC7.

Anche questo caso suggerisce le medesime osservazioni svolte in precedenza.

4. Discussione

In tutte le situazioni qui indagate, relative a fabbricati privi di chiari indizi di dissesti, lo stato di fatto presenta fondazioni che trasmettono al terreno carichi maggiori di quelli che, in condizioni simili, e per nuove costruzioni, sarebbero stati ritenuti accettabili.

Una caratterizzazione a posteriori, basata sulla stima dei parametri secondo metodi comunemente accettati nella pratica locale, ha rivelato che, in tutti i casi, le condizioni nello stato di fatto non sarebbero in grado di soddisfare i requisiti del NTC2008 né quelli della previgente normativa. Al contrario il requisito riguardante lo stato limite ultimo associato

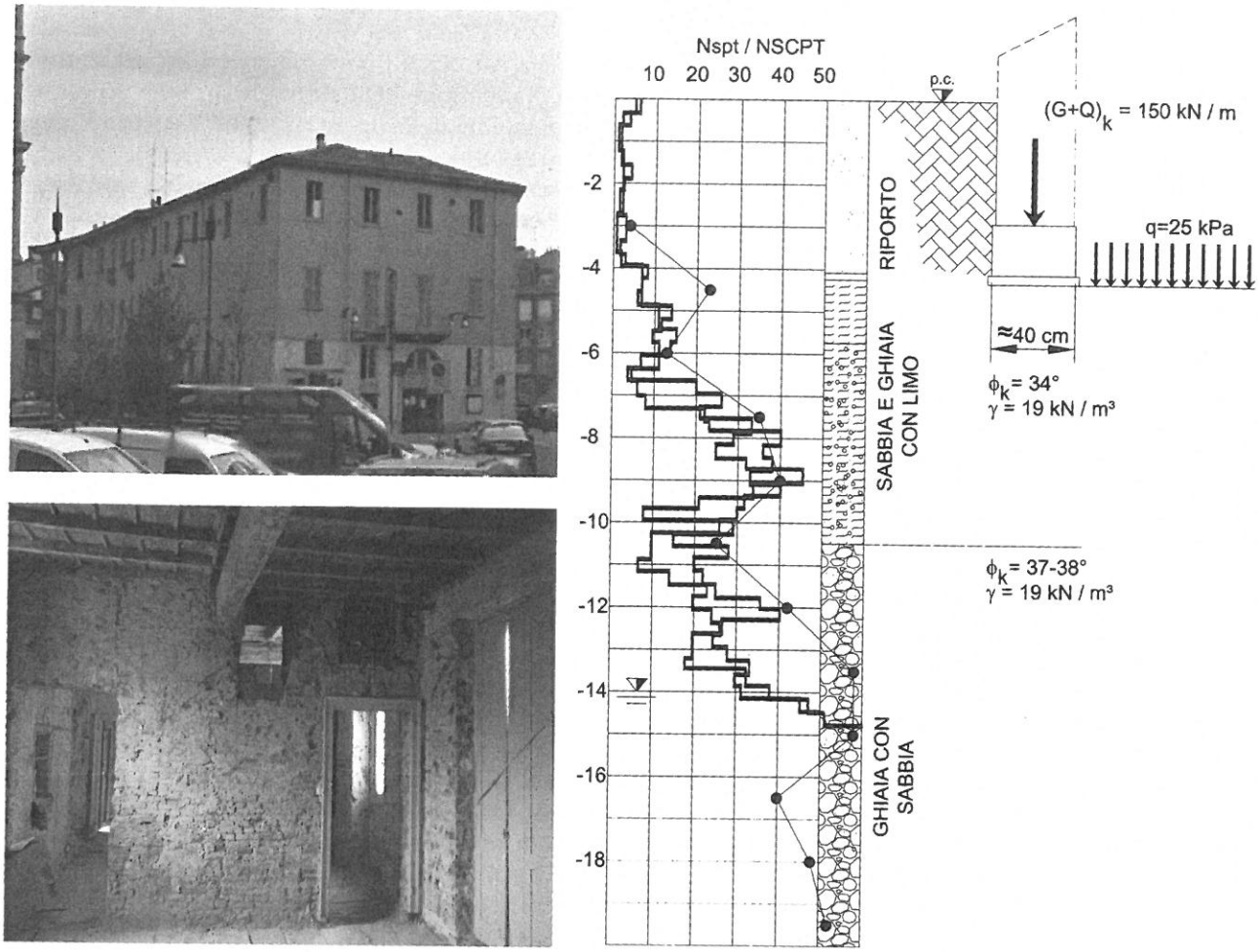

Fig. 5 – Esempio 4 - fabbricato in Milano, zona Duomo - prospetto, stato di fatto e dettaglio murature al rustico e stratigrafia di calcolo.

Fig. 5 – Example 4 - an existing building in Milano, near to the Cathedral - actual situation (front view), masonry wall detail and design stratigraphy.

alla capacità portante con i coefficienti di sicurezza parziali suggeriti da EC7, può ritenersi sempre soddisfatto.

Tale risultato, sulla scorta di numerose altre esperienze, può, secondo gli scriventi, essere ritenuto abbastanza generale. Ciò dimostra, in primo luogo, che la calibrazione dei coefficienti di sicurezza parziali indicati, in origine, da EC7 in relazione ai soli aspetti riguardanti il collasso, inviluppa in modo realistico le molteplici situazioni riscontrabili nella realtà nelle quali si può osservare una sostanziale integrità dell'organismo strutturale, almeno in relazione a dissesti attribuibili alle fondazioni.

In termini generali, e specie in situazioni nelle quali i cedimenti abbiano avuto un decorso favorevole nei riguardi dell'integrità dell'opera, in tempi antecedenti all'intervento che si vuole intraprendere, appare ragionevole pertanto adottare un criterio in base al quale le verifiche allo stato limite di deformabilità siano chiaramente distinte da quelle relative allo stato limite di collasso.

L'impostazione data da EC7, con l'insieme dei coefficienti di sicurezza parziali proposti in origine, consente questo modo di procedere, al contrario di quanto impone la nostra Normativa: in altre parole, quando è necessario procedere alla verifica di capacità portante delle fondazioni, secondo NTC2008 il coefficiente γ_R deve essere sempre assunto pari a 1.80 o 2.30 operando secondo DA1C2 o DA2, indipendentemente dal fatto che la fondazione, o il fabbricato soprastante, sia ormai non più sensibile ad assestamenti.

Si ritiene quindi auspicabile che, nella naturale evoluzione della Norma Italiana, possa trovare spazio una più chiara distinzione tra nuove costruzioni e interventi sull'esistente, anche per quel che attiene al progetto delle fondazioni. In termini operativi, una proposta di immediata attuazione potrebbe consistere nel differenziare i coefficienti di sicurezza parziali γ_R per fondazioni esistenti, (assimilandoli a quelli indicati da EC7 nella versione nativa) da quelli da applicarsi alle nuove costruzioni, per le quali

potrebbero essere confermati gli attuali valori delle NTC2008. Tale distinzione dovrebbe tuttavia essere accompagnata da una richiesta di un controllo, o almeno di una discussione, in merito agli aspetti deformativi. Un opportuno richiamo a questa problematica potrebbe trovare spazio, ad esempio, ampliando le sommarie indicazioni già presenti nel capitolo 8 delle NTC2008 (Circolare esplicativa) e introducendo elementi in grado di orientare il progettista anche in termini quantitativi.

Questa proposta, del resto, è sostanzialmente in accordo con altre parti delle NTC2008 riguardanti opere geotecniche. Pensiamo ad esempio al caso della verifica sismica dei pendii: per un pendio artificiale, la verifica di stabilità deve essere condotta introducendo i parametri di resistenza di progetto affette da coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_M>1$, mentre nel caso di pendii naturali, è possibile includere nel calcolo direttamente i valori caratteristici. Di fatto, per un pendio naturale, la richiesta in termini di sicurezza è minore, rispetto ad un'opera artificiale, prendendo così atto che le prestazioni finora dimostrate possono contribuire a migliorare il giudizio complessivo sull'opera.

5. Conclusioni

L'esame di alcuni casi reali di intervento su costruzioni esistenti ha messo in luce che l'applicazione diretta delle Normative vigenti può condurre, in determinate circostanze, a conclusioni eccessivamente conservative e comunque in contrasto con l'evidenza sperimentale. A parere degli scriventi questa anomalia, che può avere ricadute progettuali e, in casi estremi, legali non trascurabili, consiste nel dover applicare il criterio di calcolo delle nuove fondazioni alla verifica di quelle esistenti, senza alcuna distinzione. Così facendo, la richiesta di sicurezza, implicitamente tarata in modo da limitare anche la cedevolezza della fondazione, può condurre a interventi a volte non necessari e molto onerosi. Nel caso di fondazioni esistenti, quindi, un aggiornamento normativo che riveda i coefficienti di sicurezza parziali nel caso di fondazioni esistenti, ma che richieda un'esplicita presa in carico degli aspetti deformativi, potrebbe condurre a un'analisi più razionale di questi problemi d'ingegneria geotecnica.

Riferimenti

BELLEZZA I., PASQUALINI R. (2012) – *Verifiche di capacità portante di fondazioni sommerse.* Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XLVI, n. 2, pp. 57-67.

BILOTTA E., RUSSO G. (2004) – *Effetti di un pre-carico sul carico limite non drenato di una fondazione superficiale.* Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica "Valutazione delle Condizioni di sicurezza e adeguamento delle opere esistenti", Palermo, Pàtron, pp. 237-244.

BOWLES J.E. (1996) – *Foundation Analysis and Design.* 5th ed., McGraw-Hill.

BURLAND J.B., JAMIOLKOWSKI M.B., VIGGIANI C. (2003) – *The stabilisation of the Leaning Tower of Pisa.* Soils and Foundations, vol. XLIII, n. 5, pp. 63-80.

CALABRESI G. (2013) – *Kerisel Lecture- The role of Geotechnical Engineers in saving monuments and historic sites.* Proc. of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp. 71-83.

LANCELLOTTA R. (2012) – *Geotecnica.* 4ª ed., Zanichelli, Bologna.

LANCELLOTTA R. (2013) – *La Torre Ghirlandina: una storia di interazione struttura-terreno.* Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLVII, n. 2, pp. 7-37.

POULOS H.G., CARTER J.P., SMALL J.C. (2001) – *Foundations and retaining structures - research and practice.* Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, vol. IV, pp. 2527-2606.

SIMPSON B. (2011) – *Eurocode 7.* Lezione nel Corso di aggiornamento professionale "L'evoluzione dell'approccio ai problemi dell'Ingegneria Geotecnica nell'ambito delle NTC2008 e degli Eurocodici", Milano, 13 maggio 2011.

VOGT N., SCHUPPENER B., WIESSENBACH A. (2007) – *Gli approcci di progetto dell'EC7-1 per la progettazione geotecnica in Germania.* Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XLI, n. 1, pp. 53-60.

Limit state verifications of existing foundations

Summary

The aim of this technical note is to discuss the practical applications of the Limit States approach to the geotechnical design of foundations, with particular regard to the xisting buildings and with reference to the Italian Regulations. Through an assessment of some real cases, selected among very common situations in the practice and limited to shallow foundations, the ways to proceed are discussed, so as to obtain reasonable design proposals under both technical and economic point of view. In the light of this study, it is deemed appropriate to propose an amendment to the current Technical Italian Regulations for Constructions, in order to allow for a better distinction between deformation and bearing capacity aspects.