

LA VERIFICA DELLE FONDAZIONI SU PALI CON L'UTILIZZO DI PROVE IN SITO E PROVE SUI TERRENI SECONDO L' EUROCODICE 7 E IL D.M. 14 09 05 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

Luca "McCoy" Nori – Geologo

Riassunto

Il paragrafo 7.3.1.2. delle NTC, Norme Tecniche per le Costruzioni [1], "Fondazioni su pali", in poco più di 3 pagine illustra tre metodi di verifica (basati sui parametri di resistenza del terreno, su prove di carico statiche e su prove dinamiche) per tale tipologia di fondazione. Relativamente al primo metodo, viene definita una "resistenza caratteristica del palo". Non viene esplicitato come si proceda in pratica se si desidera applicare una delle relazioni che collegano i risultati di prove in situ alla resistenza alla base e laterale dei pali. Le norme, inoltre, sono estremamente succinte per quanto attiene all'utilizzo dei valori caratteristici del terreno, innovazione specifica dell'EC7. Nel presente lavoro si cerca di chiarire i dubbi relativi ai precedenti punti, con specifico riferimento alle prescrizioni dell'EC7 ed esempi illustrativi. Si pone in rilievo, in particolare, che la verifica dei pali, anche se solo in condizioni statiche, è un compito alquanto più complesso di quanto possa apparire dalla semplice lettura delle NTC. Nel presente lavoro vengono anche accennate alcune novità apportate dalla bozza di revisione del 24 04 07, paragrafo 6.4.3.

Procedura di verifica

Innanzitutto deve essere rispettata la condizione 7.2.5.1 delle NTC, ossia la disequazione degli stati limite ultimi $E_d \leq R_d$ introdotta dal 2.4.7.3.1. dell'EC7 [2], secondo la quale il valore di progetto degli effetti delle azioni deve essere minore o uguale del valore di progetto della resistenza (cioè la resistenza di progetto del terreno non deve essere minore del carico di progetto). Le quantità E_d ed R_d sono definite nei punti 2.4.7.3.2 e 2.4.7.3.1 dell'EC7. Secondo le NTC, E_d nella verifica di fondazioni su pali va calcolata adottando i coefficienti parziali A_2 della tabella 7.2.II delle norme stesse, ossia calcolando i valori caratteristici delle azioni e moltiplicando queste per uno, eccetto le azioni variabili sfavorevoli, che vanno moltiplicate per un coefficiente pari a 1.3. I vari tipi di azioni e le combinazioni tra di loro vengono prese in esame nei capitoli 2 e 3 delle NTC. La quantità R_d va calcolata nel seguente modo:

1. Calcolare la resistenza alla base e la resistenza laterale del palo attraverso i metodi di verifica classici, a partire dai valori dei parametri di resistenza del terreno ottenuti attraverso prove di laboratorio o attraverso prove in situ, oppure calcolare dette resistenze direttamente tramite correlazioni empiriche [3]. Il valore calcolato viene denominato nelle NTC con $R_{c;cal}$, oppure $R_{t;cal}$ se si tratta di resistenza laterale a trazione. Va calcolato un valore per ogni verticale di prova.
2. Determinare la $R_{c;cal}$, oppure $R_{t;cal}$ media tra tutte quelle calcolate a partire da ogni verticale di prova; determinare anche la $R_{c;cal}$, oppure $R_{t;cal}$ minima tra tutte quelle calcolate a partire da ogni verticale di prova
3. Trovare il valore caratteristico della resistenza a compressione $R_{c;k}$, utilizzando le formule indicate nel paragrafo 7.3.1.2.1. delle NTC, con i coefficienti ξ_i di tabella 7.3.III. La formula indicata dalle NTC è la seguente (per la resistenza a trazione basta sostituire il pedice 'c' a quello 't', mentre i coefficienti ξ_i rimangono invariati):

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (1)$$

Il significato della formula è evidente: la resistenza caratteristica è pari al minimo tra le due quantità tra parentesi, ossia tra la media delle resistenze calcolate per ogni verticale, ridotta del coefficiente ξ_3 , e la minima tra le resistenze calcolate per ogni verticale, ridotta del coefficiente ξ_4 .

4. Ricavare il valore di progetto della resistenza applicando i coefficienti parziali γ_r riportati nella tabella 7.3.I., in funzione della tipologia di pali e della specifica tipologia della resistenza (alla base, laterale a compressione, laterale a trazione, totale a compressione). Gli stessi coefficienti, distinti secondo gli approcci e le combinazioni previsti, sono riportati nella tabella 6.4.II della bozza di revisione.
5. Nel caso si possano individuare differenti “parti omogenee” del sito, Frank et al. [3] suggeriscono di calcolare un diverso valore di $R_{c;k}$ per ogni volume omogeneo di terreno investigato.
6. Qualora si ravvisi che la struttura sia sufficientemente forte e rigida da trasferire i carichi dai pali più “deboli” a quelli più “forti”, i fattori ξ_i possono essere divisi per 1.1.

Un aspetto non perfettamente chiaro nelle NTC è come applicare i coefficienti parziali γ_r riportati nel passaggio da R_k a R_d nel caso si voglia considerare il contributo di base e fusto alla compressione, dato che appare un unico valore di R calcolata. Secondo quanto si desume dagli esempi riportati da Frank et al. [3], il coefficiente γ_t (resistenza totale alla compressione) si applica quando non è possibile scindere le singole resistenze del fusto e della base (ad esempio, prove di carico statiche e prove dinamiche). I fattori γ_b e γ_s , invece, si usano quando i due contributi di base e fusto sono separabili (verifiche con calcoli). In quest’ultimo caso, l’EC7 sintetizza il concetto con le seguenti formule (7.6 e 7.7):

$$R_{c;d} = (R_{b;d} + R_{s;d}) = \left(\frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \right) \quad (2)$$

Le quali, combinante con la precedente equazione (1) permettono di pervenire, con semplici sostituzioni, alla seguente relazione sintetica finale:

$$R_{c;d} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{b;cal})_{media}}{\gamma_b \xi_3} + \frac{(R_{s;cal})_{media}}{\gamma_s \xi_3}, \frac{1}{\xi_4} \left(\frac{(\gamma_s R_{b;cal} + \gamma_b R_{s;cal})_{\min}}{\gamma_b \gamma_s} \right) \right\} \quad (3)$$

In particolare, dal punto 7.6.2.3(5) dell’EC7, appare chiaro che andrebbe introdotto nella (3), al secondo membro tra parentesi graffe, il valore minimo della quantità: $(R_{b;cal} + R_{s;cal})$, ossia il valore proveniente dal palo con minima resistenza calcolata (tenendo conto di base e fusto). In sintesi, $R_{b;k}$ e $R_{s;k}$ vengono scelte in base al valore della resistenza calcolata che governa la scelta di $R_{c;k}$, adottando $R_{b;k}$ e $R_{s;k}$ corrispondenti al profilo di valore minimo della resistenza calcolata lungo tutti i profili, oppure corrispondenti alla media delle $R_{b;k}$ e delle $R_{s;k}$, secondo il criterio che minimizza queste ultime due quantità.

Alcuni dubbi solleva la seguente frase delle NTC: "*Analoga procedura si seguirà nel caso $R_{c;cal}$ derivi dall'utilizzo dei parametri meccanici del terreno, assunti con i loro valori caratteristici*".

Tale frase è da interpretare correttamente come segue: al posto della procedura sopra illustrata (che i redattori dell’EC7 chiamano "model pile procedure"), è possibile utilizzare i valori caratteristici dei

parametri del terreno, ricavati secondo le prescrizioni del paragrafo 2.4.5.2 dell'EC7. Quello che le NTC dimenticano di esplicitare è che, in tale ipotesi, i coefficienti ξ_i della tabella 7.3.III non vanno più applicati, come appare chiaro richiamando l'equazione (7.9) dell'EC7:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

$$R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s,i;k} \quad (4)$$

dove $q_{b;k}$ e $q_{s;k}$ sono i valori caratteristici della resistenza della base e della resistenza laterale nei vari strati, ottenuti dai valori dei parametri del terreno. Questo metodo è denominato nell'EC7, punto 7.6.2.3(8), "alternative procedure". Come Frank et al. [3] pongono in evidenza, il fatto che non siano utilizzati i coefficienti ξ_i può rendere la "alternative procedure" meno conservativa rispetto alla "model pile", con "grado di sovrastima" della resistenza alla compressione variabile. Tale inconveniente dovrebbe eventualmente essere corretto utilizzando un coefficiente di modello (model factor) opportuno, introdotto tra l'altro dall'appendice nazionale dell'EC7 ($\gamma_{RD} = 1.25$) ma non reperibile altrove.

Altri aspetti di interesse da porre in rilievo sono i seguenti:

- Le NTC includono esclusivamente l'utilizzo della combinazione 2 (combination 2 del Design Approach 1 (DA1) dell'EC7 per pali: A1 '+' M1 or M2 '+' R4). Questo evidentemente ipotizzando che i parametri geotecnici governino sempre la verifica, piuttosto che i valori dei carichi. Diversa è invece la situazione nella bozza di revisione del 24 04 07, con possibilità di adottare gli approcci di progetto 1 e 2 e l'obbligo di verificare, nell'approccio 1, entrambi le combinazioni 1 e 2 (nella bozza di revisione la denominazione dei fattori 'Ri', oltre al valore assegnato agli stessi, è diversa rispetto a quella utilizzata nell'EC7).
- Le NTC non fanno menzione del "model factor" a cui accenna l'EC7, ossia coefficiente di modello o fattore di calibrazione (simile a quello utilizzato nell'LRFD nordamericano) legato al metodo di verifica adottato (punto 7.6.2.3(2)). Tale coefficiente è citato esplicitamente tuttavia nell'appendice nazionale dell'EC7, nella quale si specifica che: "*si adotta un coefficiente di modello pari a 1.25, da estendere a tutte le determinazioni del carico limite dei pali per mezzo di calcoli*". A scanso di equivoci, il model factor menzionato nell'EC7 e fissato dall'appendice nazionale si riferisce esclusivamente alla "alternative procedure", nella quale i calcoli vengono effettuati utilizzando i valori caratteristici dei parametri del terreno. Frank et al. [3], tuttavia, suggeriscono di applicare un model factor secondo il punto 7.6.2.3(2) dell'EC7. Tale fattore costituisce essenzialmente un fattore di calibrazione del metodo di calcolo rispetto ai risultati di prove di carico statiche effettuate in condizioni simili, ma non ne vengono indicati valori esemplificativi.

Esempio illustrativo: calcolo della resistenza di pali trivellati

L'esempio si riferisce ad una indagine consistente in 4 prove del tipo CPT meccanico eseguite nella parte più superficiale (12 m circa dal piano campagna) di una successione di limi argilloso-sabbiosi con intercalazioni relativamente permeabili e falda superficiale. Il modello geologico è quello di una pianura alluvionale; in corrispondenza del sito, a 40 m circa dal piano di campagna si rinviene uno strato di conglomerati basali, a letto dei quali giace l'unità delle argille plioceniche ad elevato grado di sovraconsolidazione. In tali argille, secondo la pratica locale, vengono intestati pali trivellati di grande diametro (da 0.8 a 1.2 m in genere). Nell'esempio che segue verrà esaminata la possibilità, eseguendo le verifiche con le procedure illustrate nel precedente paragrafo, di utilizzare fondazioni su pali meno profondi, evitando un onere eccessivo per strutture residenziali di rilievo relativamente modesto e ponendosi in condizioni di assoluta cautela circa eventuali cedimenti differenziali e rotazioni di fondazioni superficiali. I risultati delle prove sulle quali si basa l'ipotesi

sono illustrati in figura 1a, mentre in figura 1b sono mostrati i profili correlati e filtrati della Cu (valori in MPa). I picchi di resistenza in due profili diversi a 7 m e a 9 m circa vengono interpretati come lenti di terreno granulare addensato.

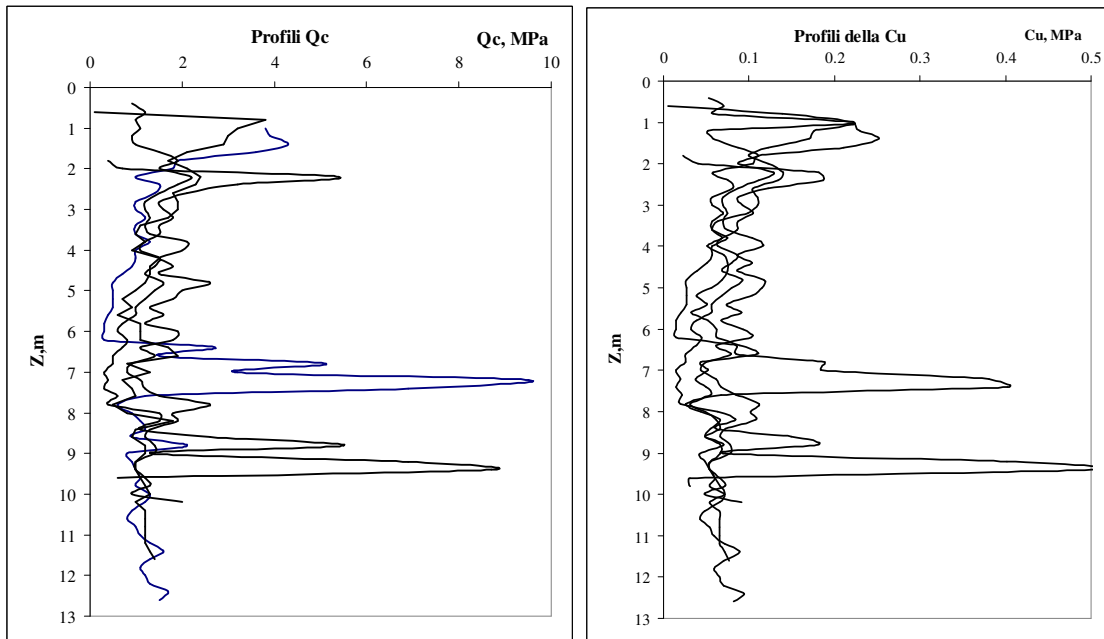


Figura 1: a) profili di resistenza dei quattro CPT eseguiti nel sito; b) trasformazione dei profili di resistenza in profili di Cu dopo il filtraggio dei dati e l'utilizzo di un fattore di correlazione Nk accettato nell'area in esame

Vengono effettuate due verifiche:

1. resistenza alla compressione del solo fusto (condizione che minimizza i cedimenti dato che la resistenza laterale viene pienamente mobilitata per piccoli spostamenti)
2. resistenza alla compressione totale data da base e fusto del palo (condizione con cedimenti non nulli)

Resistenza laterale da Model Pile procedure, da correlazioni con Qc e Fs.

I metodi proposti dalla letteratura tecnica sono molteplici, così come i metodi di verifica della accuratezza di questi, generalmente basati su prove di carico. Aspetto interessante, i vari studi non sempre sono perfettamente concordi su quale sia il metodo più accurato, anche in relazione alla tipologia di verifica. Nella presente analisi si sceglie di adottare il cosiddetto metodo europeo, o di De Ruyter e Beringen [4]. I motivi sono dettati dal fatto che la procedura utilizzata in tale metodo, correlando alla Qc la Cu, permette di effettuare un paragone coerente tra le verifiche tipo "model pile" e "alternative procedure", poiché il parametro di resistenza del terreno (la Cu) proviene dalla stessa fonte (la prova in situ). Inoltre, il metodo europeo è indicato dallo studio del Louisiana Transportation Research Center come uno tra i due che sono caratterizzati dal migliore indice di accuratezza [5]. In litologie coesive il fattore di resistenza laterale è dato da :

$$\begin{aligned}
 f_s &= \alpha \text{ Cu} \leq 120 \text{ KPa} \\
 \alpha &= 1 \text{ per terreno NC, } 0.5 \text{ per terreno OC} \\
 \text{Cu} &= (Q_c - \sigma'v)/N_k
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

Dove Nk è un fattore variabile secondo l'area in studio

la resistenza laterale totale viene calcolata nel presente studio sommando i contributi degli ennesimi strati di 0.2 m:

$$R_s = \sum_i f_{s,i} * A_i \quad (6)$$

La resistenza laterale non viene calcolata nei tratti da 0 a 1.5 m di profondità, e dalla base del palo a profondità 1B al di sopra della base stessa (secondo le prescrizioni del metodo FHWA in seguito illustrato). I valori ottenuti sono i seguenti per i quattro profili, ossia gli $R_{c;cal}$ (equivalenti in questo caso agli $R_{s;cal}$), in kN:

$$R_1 = 912; R_2 = 1052; R_3 = 910; R_4 = 876.$$

$$\text{Pertanto, } (R_{c;cal})_{media} = 937; (R_{c;cal})_{min} = 876$$

E di conseguenza:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{937}{1.31}; \frac{876}{1.20} \right\} = 716 \text{ kN}$$

con valore caratteristico governato dalla media delle resistenze calcolate lungo le quattro verticali. La resistenza di progetto è

$$R_d = R_{c;k} / \gamma_s = 716 / 1.3 = \mathbf{550 \text{ kN}}$$

dove γ_s è il coefficiente parziale di tab. 7.3.1 delle NTC per pali trivellati. Qualora la struttura di fondazione fosse sufficientemente rigida da distribuire i carichi e compensare le zone di suolo “deboli” con quelle più forti, il coefficiente ξ_4 verrebbe abbattuto di un fattore 1.1; in tal caso la resistenza lungo il fusto risulterebbe essere pari a **610 kPa**.

Resistenza totale da Model Pile procedure, da correlazioni con Qc e Fs.

La resistenza unitaria alla base viene calcolata sempre con il sopra richiamato metodo europeo:

$$\mathbf{qb = Nc Cu \leq 150 \text{ kPa}}$$

dove $Nc = 9$

L'unica modifica apportata al metodo è stato il filtraggio dei dati, eseguito, invece di utilizzare la metodologia proposta da Schmertmann [6] semplicemente mediante una media geometrica delle Qc nell'intervallo di influenza agli SLU, che va da una profondità di 4B al di sopra della base a 1.5B al di sotto della base. Il tipo di filtraggio e la scelta dell'intervallo di influenza sono stati illustrati da Eslami & Fellenius [7]. Il risultato è il seguente, con valori in kN degli $R_{b;cal}$: $R_{b1} = 493$; $R_{b2} = 505$; $R_{b3} = 358$; $R_{b4} = 417$. Pertanto, utilizzando le resistenze già calcolate per il fusto del palo nei quattro profili, otteniamo i valori e i risultati finali in tabella1 (espressi in kN). Notiamo che $R_{c;d}$, ossia la resistenza di progetto totale (base + fusto) di un palo alla compressione è governata dai valori medi, e risulta essere pari a **762 KPa**. Qualora la struttura di fondazione fosse sufficientemente rigida da distribuire i carichi e compensare le zone di suolo “deboli” con quelle più “forti”, i coefficienti ξ_i verrebbero abbattuti di un fattore 1.1; in tal caso la resistenza alla compressione risulterebbe essere pari a 838 KPa.

	Verticale 1	Verticale 2	Verticale 3	Verticale 4
$R_{s;cal}$	912	1052	910	876
$R_{b;cal}$	493	505	358	417
$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal}$	1405	1557	1268	1293
$R_{c;cal} (media)$	1381	ξ_3	1.31	
$R_{c;cal} (min)$	1268	ξ_4	1.20	
$R_{c;cal}(media) / \xi_3$	1054	$R_{c;cal} (min) / \xi_4$	1057	
$R_{b,media}$	443	$R_{s,media}$	938	
$R_{b,min}$	358	$R_{s,min}$	910	
$R_{c;k} = \text{Min}(R_{c;cal}(media) / \xi_3, R_{c;cal} (min) / \xi_4)$		1054	Resistenza caratteristica governata dalla media	
$R_{b,min} / \gamma_b$	224	$R_{s,min} / \gamma_s$	700	
γ_b per pali trivellati		1.6		
γ_s per pali trivellati		1.3	Fattori ξ_i per fondazioni rigide: $\xi'_i = \xi_i / 1.1$	
$(R_b / \gamma_b + R_s / \gamma_s)_{min}$		924		
$(R_b / \gamma_b + R_s / \gamma_s)_{min} / \xi_4$		770	ξ'_{i3}	1.2
$(R_b / \gamma_b)_{media} + (R_s / \gamma_s)_{media}$		998	ξ'_{i4}	1.1
$[(R_b / \gamma_b)_{media} + (R_s / \gamma_s)_{media}] / \xi_3$		762		
$R_{c;d} = \text{min}(762; 770)$		762	Equazione (3) Fondazione non rigida	
$R'_{c;d} = \text{min}(838; 847)$		838	Equazione (3) Fondazione rigida	

Tabella 1: Valori di resistenza in kN.

Resistenza laterale da Alternative Procedure, utilizzando i valori caratteristici del terreno.

L'EC7 e Frank et al. [3] spiegano nel dettaglio in cosa consistano i valori caratteristici del terreno e la loro natura dualistica, in funzione di varie condizioni quali la grandezza della potenziale superficie di rottura rispetto alle fluttuazioni nella resistenza del terreno e la capacità della struttura di fondazione di redistribuire i carichi. Nel nostro caso, ipotizziamo un reticolo di fondazione piuttosto rigido che permetta di redistribuire i carichi; ciò permette di assegnare a priori alla C_u , parametro che sarà utilizzato nella verifica, il relativo valore caratteristico come una stima cautelativa del valore medio, con un livello di confidenza del 95%. La definizione dell'EC7, come riportata nel punto 2.4.5.2(11), è da interpretare, per congruenza con le precedenti definizioni, come il 5° percentile della distribuzione della media. Si pone in evidenza che, anche ipotizzando una struttura di fondazione non rigida, per lo specifico problema in esame, il valore caratteristico rimane uguale alla citata stima cautelativa del valore medio.

Come risulta evidente dall'esame della figura 2 (valori di C_u per l'intero sito, 4 CPT, trend polinomiale), possiamo in una preliminare analisi suddividere la successione nel sito come segue: un primo strato superficiale con valori molto dispersi e generalmente non omogeneo (0-2.6 m circa di profondità); un secondo strato omogeneo con trend negativo della resistenza verso la profondità (2.6 – 5 m circa); un terzo strato omogeneo senza trend significativo. I limiti dei tre strati sono disegnati con linee punteggiate in figura 2. I valori caratteristici dei singoli strati vengono pertanto definiti in tabella 2, ipotizzando una distribuzione lognormale dei dati, come generalmente è verificato per la C_u . Per il calcolo è stato utilizzato il metodo approssimato di Cox [8]. Lo strato 1, anche se non omogeneo, viene trattato nel suo insieme, l'elevata dispersione abbattendo il valore caratteristico; inoltre, tale strato non incide significativamente sulla resistenza, poiché contribuisce a questa per un solo metro di lunghezza del fusto. I valori sono in kPa. Gli strati 1a, 3a e 3b sono sottoinsiemi significativi rispettivamente degli strati 1 e 3.

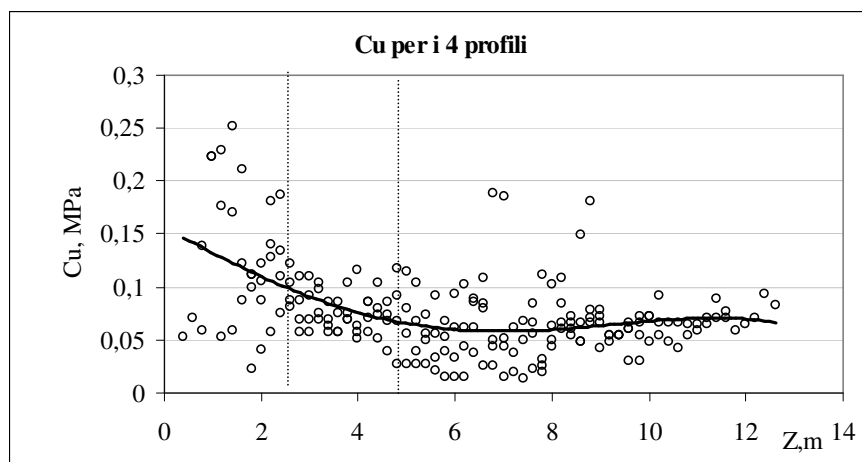


Figura 2: trend polinomiale dei valori di Cu per i 4 profili; i dati anomali sono stati eliminati.

	Calcolo	Cu medio	Cu caratteristico
Strato 1: 0.4-2.6 m		127	109
Strato 1a: 1.6 – 2.6 m	fusto	110	94
Strato 2: 2.6-5 m	fusto	77	72
Strato 3: 5 – 12.6 m		75	70
Strato 3a: 5 – 9.0 m	fusto	66	61
Strato 3b: 6 – 11.5 m	base	78	65

Tabella 2: valori della Cu in kPa.

Le resistenze saranno calcolate seguendo il metodo di O'Neill & Reese – FHWA [9]; a tale pubblicazione si rimanda per i dettagli. Le zone di esclusione per la resistenza laterale sono quelle che vanno da 0 a 1.5 m di profondità, e dalla base del palo a profondità 1B al di sopra della base stessa (in tali zone la resistenza del fusto viene trascurata). Pertanto verrà utilizzata nei calcoli la Cu relativa agli intervalli corrispondenti agli strati 1a, 2 e 3a (fusto) e 3b (base) illustrati in tabella 2. I profili caratteristici relativi al fusto e alla base, utilizzando il suddetto metodo di verifica, sono illustrati in figura 3. I calcoli risultano in un valore di $R_{s;k} = 883$ KN e $R_d = R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s = 883/1.3 = 679$ KN. È importante porre in evidenza che in questo metodo non vengono utilizzati i fattori di correzione ξ_i , in quanto la resistenza caratteristica è ottenuta direttamente dai valori caratteristici della Cu. Si noti che tale valore è maggiore di quello precedentemente calcolato (610 kN) facendo uso diretto dei valori dei CPT, in condizioni di struttura di fondazione rigida.

Si potrebbe infine applicare il fattore di modello; questo è proposto dall'appendice nazionale dell'EC7, ma le NTC non ne fanno menzione. È importante porre in evidenza che i redattori dell'EC7 sottolineano che *“Poiché i fattori parziali γ_b , γ_s e γ_t si intendono essere utilizzati assieme ai fattori ξ_i , potrebbe non essere appropriato il loro utilizzo con la alternative procedure. Un fattore di modello potrebbe essere introdotto o incluso direttamente quando si determinano i valori di $q_{b,k}$ e $q_{s,k}$ ”*. Tale suggerimento appare essere in contrasto rispetto a quanto prescritto nel punto 7.6.2.3(8)-nota dell'EC7, dove si prospettava la possibilità di correggere i fattori γ di un fattore di modello maggiore di 1 (il che equivale ad applicare fattori γ maggiormente cautelativi); a tutti gli effetti, il suddetto suggerimento di Frank et al [3] appare possedere qualche similarità con il metodo LRFD nordamericano. Si pone in evidenza che, nell'ipotesi di progetto in esame, un fattore di modello pari a 1.25, valore suggerito dall'appendice nazionale all'EC7, comporterebbe una $R_{s;d}$ di 543 kN, valida per fondazioni rigide e non rigide.

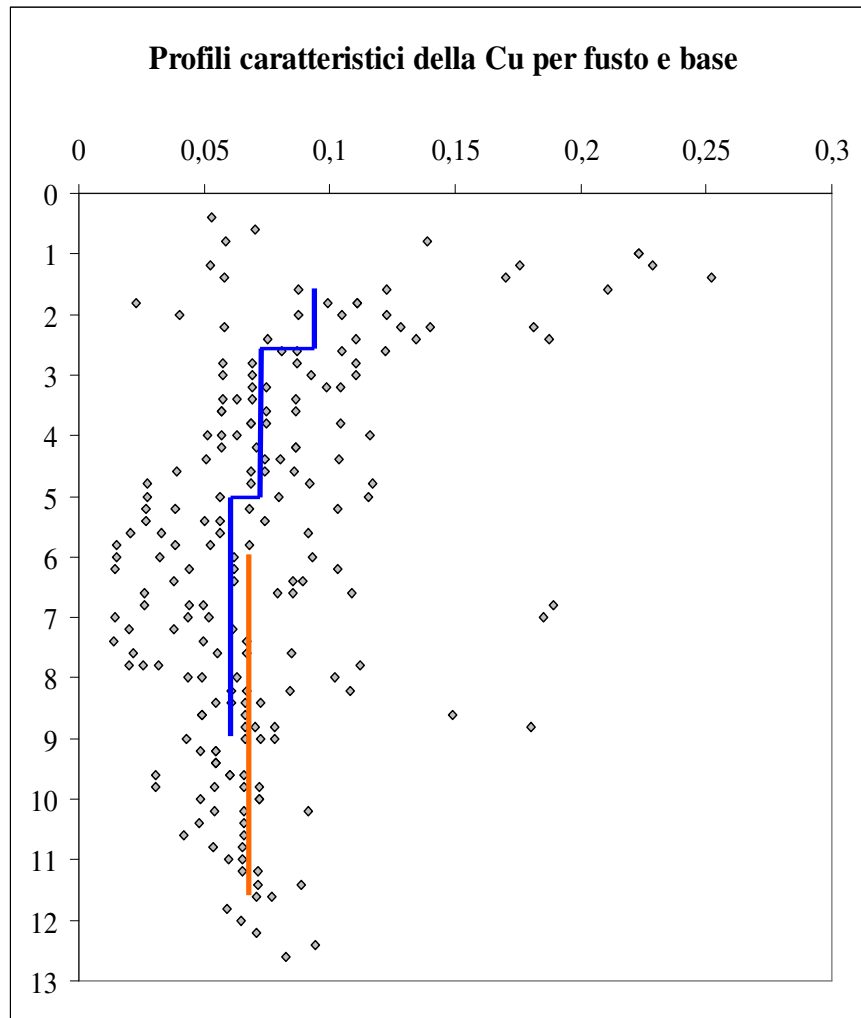


Figura 3: profili caratteristici della C_u , in MPa, utilizzati per la verifica con la alternative procedure; il profilo blu (da 1.6 a 9 m di profondità) è relativo al fusto, il profilo rosso (da 6 a 11.5 m) è relativo alla base. I profili sono relativi alla verifica effettuata con il metodo di O'Neill & Reese – FHWA.

Resistenza totale da Alternative Procedure, utilizzando i valori caratteristici del terreno.

La resistenza alla base viene calcolata secondo i suggerimenti dell'FHWA [9], utilizzando la C_{u_k} dello strato 3b e spessore di influenza per la rottura alla base identico a quello determinato nel caso delle correlazioni dirette Q_c -resistenza. Pertanto, $C_{u_k} = 65$ kPa. I calcoli risultano in un valore di $R_{b,k} = 408$ kN e $R_{b;d} = R_{b,k} / \gamma_b = 408/1.6 = 255$ kN. Ora si possono sommare direttamente le due resistenze di progetto, $R_{b;d}$ e $R_{s;d}$ per ottenere la resistenza totale $R_d = 255 + 679 = 934$ kN. Una sintesi comparativa dei risultati è contenuta in tabella 3 per modelli di fondazione rigida e non rigida.

Resistenza di progetto	Model pile		Alternative procedure	
	fondazione		fondazione	
	normale	rigida	normale	rigida
Resistenza laterale	550	610	679	679
Resistenza laterale + base	762	838	934	934

Tabella 3: valori di resistenza in kN.

Si noti che, nel caso della alternative procedure, i valori per fondazione rigida e non rigida sono identici, poiché non compaiono i fattori ξ_i e gli spessori di influenza del fusto e della base sono entrambi elevati. Tuttavia, specie in presenza di micropali e pali di non grande diametro con strutture di collegamento non sufficientemente rigide da compensare le zone deboli del terreno, è necessario o consigliabile adottare per la base un valore caratteristico molto cautelativo (5° percentile della distribuzione dei dati).

Altri metodi.

In considerazione del numero di metodi diretti disponibili in letteratura, del vantaggio di questi e specialmente di quelli che evitano una trasformazione intermedia da Q_c a C_u , il calcolo della resistenza laterale con la model pile procedure è stato effettuato anche con il cosiddetto metodo francese o di Bustamante e Gianeselli o LCPC [10] e con il metodo di Tumay e Fakhroo [11]. Il primo, quantunque indicato come tra i primi due in quanto ad affidabilità dallo studio del Louisiana Transportation Research Center [5], presenta alcune difficoltà pratiche di esecuzione (utilizzo di abachi con funzioni di trasformazione da q_c a f_s); come vantaggio, d'altra parte, tiene conto delle variabili relative alle caratteristiche esecutive dei pali. Nel presente studio è stato utilizzato il subset 1 della famiglia di curve di Briaud [12]. Con tale metodo, la $R_{d,s}$ risulta essere pari a 570 kN circa (il valore potrebbe variare secondo la scelta della curva e l'accuratezza della interpolazione grafica). Con il metodo di Tumay e Fakhroo, tramite il quale la resistenza laterale del palo viene ricavata dalla resistenza laterale del penetrometro, invece, la $R_{d,s}$ risulta essere pari a 558 kN. In conclusione, il metodo europeo esibisce il valore minore della $R_{d,s}$ (550 kN), molto simile al valore ottenuto con il metodo di Tumay e Fakhroo (558), simile anche al valore risultante dal metodo francese (570 kN).

Dimensionamento finale.

Il dimensionamento, o predimensionamento finale, nel caso in esame, va effettuato applicando la citata disequazione $E_d \leq R_d$. Come già accennato, si rammenta che le NTC implicitamente ammettono la sola combinazione 2 del DA1 dell'EC7 per fondazioni su pali (i fattori γ_f della tabella 7.3.1 corrispondono alle combinazioni R4 delle tabelle A.6, A.7 e A.8 dell'EC7, Annex A). La bozza di revisione 24 04 07 invece ammette entrambe le combinazioni 1 e 2. Si prevede per la costruzione di progetto un carico specifico areale permanente stimato di 63 kPa e uno variabile di 28 kPa. Nella combinazione 2, pertanto, le azioni di progetto, utilizzando la notazione dell'EC7, sono espresse come segue:

$$F_{c,d} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1.0 * 63 + 1.3 * 28 = 99 \text{ kPa.}$$

L'area della struttura è pari a 350 m², pertanto la forza peso dell'edificio è pari a 34672 kN. Si preferisce adottare come riferimento la sola resistenza di progetto laterale, rappresentativa di una situazione di "cedimenti zero" e congrua con l'assenza di uno strato rigido portante. Si adotta la resistenza alla compressione calcolata di progetto $R_{c,d} = R_{s,d}$ (model pile secondo il metodo europeo con struttura di fondazione non rigida) pari a 550 kN per palo trivellato di 10 m di profondità. Pertanto, il numero di pali necessario sarebbe pari a $\lceil 34672/550 \rceil = 64$. Ciò comporterebbe la evidente necessità di eseguire più di un palo per ogni pilastro. Nel sito specifico lo strato portante rigido si rinviene generalmente a profondità pari a 40 m circa. Stimando un numero di 20 pilastri fondati su un solo palo, si ottiene un totale di $20*40 = 800$ m lineari di palo, contro i 640 m lineari dell'opzione "pali sospesi". La scelta economicamente conveniente andrà effettuata in relazione ai rispettivi costi delle due soluzioni, ma anche in relazione alla maggiore sicurezza derivante dalla scelta "tradizionale". Un compromesso potrebbe essere quello di spingere i pali a profondità maggiore di 10 m e verificare la presenza di una condizione ottima, che garantisca convenienza economica e una adeguata affidabilità in termini di SLU e SLE.

Secondo la bozza di revisione del 24 04 07 delle NTC, le verifiche per l'approccio 1 vanno eseguite con le due combinazioni 1 e 2 e risulterebbero essere le seguenti, utilizzando i fattori proposti:

Approccio 1, combinazione 1 (non prevista dalle NTC nell'edizione originale):

$$F_{c,d} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1.3 * 63 + 1.5 * 28 = 124 \text{ kPa.}$$

La forza peso di progetto dell'edificio secondo la combinazione 1 vale $350 * 124 = 43400 \text{ kN}$.
La resistenza di progetto laterale vale:

$$R_d = R_{c,k} / \gamma_s = 716 / 1.0 = 716 \text{ kN}$$

per cui il numero di pali necessario sarebbe pari a $\lceil 43400 / 716 \rceil = 61$;

Approccio 1, combinazione 2:

$$F_{c,d} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1.0 * 63 + 1.3 * 28 = 99 \text{ kPa.}$$

La forza peso di progetto dell'edificio secondo la combinazione 2 vale $350 * 99 = 34672 \text{ kN}$.
La resistenza di progetto laterale vale:

$$R_d = R_{c,k} / \gamma_s = 716 / 1.45 = 494 \text{ kN}$$

per cui il numero di pali necessario sarebbe pari a $\lceil 34672 / 494 \rceil = 71$.

Approccio 2 (non previsto dalle NTC nell'edizione originale):

$$F_{c,d} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1.3 * 63 + 1.5 * 28 = 124 \text{ kPa.}$$

La forza peso di progetto dell'edificio secondo la combinazione 1 vale $350 * 124 = 43400 \text{ kN}$.
La resistenza di progetto laterale vale:

$$R_d = R_{c,k} / \gamma_s = 716 / 1.15 = 623 \text{ kN}$$

per cui il numero di pali necessario sarebbe pari a $\lceil 43400 / 623 \rceil = 70$.

La seguente tabella 2 sintetizza i risultati:

Numero di pali necessari per sostenere il peso dell'edificio di progetto		
	NTC del 14 09 05	NTC bozza revisione del 24 04 07
Approccio 1, combinazione 1		61
Approccio 1, combinazione 2	64	71
Approccio 2		70

Tabella 4

In definitiva, i due approcci proposti nella bozza di revisione della NTC appaiono produrre risultati tra di loro molto simili e maggiormente cautelativi rispetto a quelli delle NTC nell'edizione originale. Nell'approccio 1 la combinazione 2 è quella significativa (più cautelativa).

Discussione

Alcune considerazioni che possono essere espresse alla luce di quanto sopra sono le seguenti:

- Tipo di verifica: le NTC prescrivono due tipi distinti di verifica, delineate dall'EC7: una facendo riferimento a metodi di correlazione diretta con prove in situ (model pile), la seconda facendo riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno con i suoi valori caratteristici (alternative procedure). Nel presente lavoro sono state paragonate le due verifiche.
- Il valore finale ricavato dalle due verifiche non è simile; la alternative procedure risulta essere meno cautelativa, essendo necessario un fattore di modello per rendere i risultati comparabili al metodo model pile.
- L'utilizzo del fattore di modello viene eventualmente suggerito dall'EC7, ma non dalle NTC.
- Nella procedura Model Pile il risultato può essere differente in funzione del metodo utilizzato (per passare da Q_c o F_s alla resistenza del terreno); le norme non raccomandano un metodo specifico.
- In mancanza di una adeguata casistica di prove di carico con le quali calibrare il fattore di modello o la procedura da utilizzare, è decisamente consigliabile, anche se indubbiamente laborioso, effettuare le verifiche "model pile" con varie procedure, effettuare le verifiche "alternative procedure" con uno o più metodi e con l'adozione o meno di fattori di sicurezza e fattori di modello, e sottoporre a analisi comparativa i vari dati così ottenuti.

Conclusioni

Nel presente lavoro si prende in esame un'ipotesi di progetto, in una successione reale, con la quale si tenta di ottimizzare il dimensionamento di fondazioni su pali in un'area dove, secondo pratica locale, questi vengono quasi invariabilmente spinti sino a profondità relativamente elevate. Il dimensionamento viene eseguito con le verifiche prescritte dalle NTC e con alcuni dei metodi proposti dalla letteratura tecnica. Sono state mostrate le procedure di calcolo indicate dall'EC7: quando si utilizzano direttamente i dati di penetrometrie (model pile procedure) e quando si utilizzano direttamente i parametri del terreno (alternative procedure). I metodi di calcolo prescritti dall'EC7 sono inoltre valutati alla luce delle indicazioni molto coincise presenti nelle NTC, che in alcuni casi appaiono essere insufficienti per la esatta comprensione del metodo, in particolare per quanto attiene all'utilizzo diretto dei valori dei parametri geomeccanici del terreno. Sono stati inoltre posti in evidenza alcuni aspetti non univoci delle norme europee, in particolare per ciò che riguarda un eventuale fattore di modello e i fattori correttivi da utilizzare nel metodo. La bozza di revisione delle NTC del 24 05 07 ha apportato ulteriori elementi che sostanzialmente appaiono essere maggiormente fedeli allo spirito dell'EC7, quantunque il formalismo sia stato leggermente variato; detti elementi risultano in una verifica maggiormente cautelativa nel caso dell'esempio proposto. In conclusione, Si spera che il presente lavoro abbia raggiunto lo scopo di chiarire alcuni aspetti delle normative che appaiono oggettivamente di non facile interpretazione. Il giudizio finale sulle procedure da utilizzare spetta sempre al tecnico, il quale potrà effettuare valutazioni comparative tra i risultati ottenuti. Il compito sarà facilitato se esistono prove di carico che possano essere utilizzate per tarare i metodi di calcolo o discriminare quelli maggiormente efficaci.

Ringraziamenti

Si ringrazia la società "Geocontrol Lavori Speciali" di Popoli (PE), per avere cortesemente messo a disposizione i dati relativi alle penetrometrie statiche meccaniche.

Riferimenti bibliografici

- [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 settembre 2005, pubblicato sul S.O. n. 159 della G.U. 23 settembre 2005 n. 222
- [2] Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, Final draft pr EN 1997-1, 2004, CEN
- [3] Frank, Bauduin, Driscoll, Kavvas, Krebs Ovesen, Orr, Schuppener: Designers' guide to EN 1997-1, Eurocode 7: geotechnical design-general rules, 2004, Thomas Telford Ltd (series editor Gulvanessian)
- [4] De Ruiter, J, and Beringer F. L., Pile foundations for large north sea structures, *Marine Geotechnology*, Vol. 3, No. 3, 1979, pp. 267-314.
- [5] Titi Hani H., Abu-Farsakh Murad Y, Evaluation of bearing capacity of piles from cone penetration test data, Louisiana Transportation Research Center, LTRC project No. 98-3GT, 1999.
- [6] Schmertmann, J.H. Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. U.S. Department of Transportation, Report No. FHWA-TS-78-209, Washington, D.C., 1978, p. 145.
- [7] Eslami, A., and Fellenius, B.H. Pile Capacity by Direct CPT and CPTU Methods Applied to 102 Case Histories. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, 1997, pp. 886-904.
- [8] Zhou, X and Gao, S., Confidence intervals for the log-normal mean, *Statistics in medicine*, volume 16, issue 7, Pages 783-790, 1997 Wiley
- [9] O'Neill, M. W., and Reese, L. C., Drilled shafts: construction procedures and design methods, publication n. FHWA-IF-99-025, US DOT, 1999,
www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/library_arc.cfm?pub_number=1
- [10] Bustamante, M., and L. Gianselli. Pile Bearing Capacity Predictions by Means of Static Penetrometer CPT. *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, 1982, pp. 493-500.
- [11] Tumay, M.T., and Fakhroo, M. Friction Pile Capacity Prediction in Cohesive Soils Using Electric Quasi-Static Penetration Tests. Interim Research Report No. 1, Louisiana Department of Transportation and Development, Research and Development Section, Baton Rouge, LA, 1982, 275 p.
- [12] Briaud, J-L, Tucker, L.M., Anderson, J.S., Perdomo, D. and Coyle, H.M, Development of An improved Design Procedure for Single Piles in Clays and Sands, Report No. MSHDRD-86-050-1, Mississippi State Highway Department, Jackson, MS, 1986, p. 192.