

La progettazione delle fondazioni su pali alla luce degli Eurocodici

Stefano Aversa e Rosa Maria Stefania Maiorano
Università di Napoli Parthenope, Napoli, Italy
Alessandro Mandolini
Seconda Università di Napoli, Aversa, Italy

SOMMARIO

La presente nota inquadra il problema della progettazione delle fondazioni su pali nell'ambito delle prescrizioni e delle raccomandazioni del nuovo quadro normativo europeo sulle costruzioni civili. Dopo una necessaria descrizione delle peculiarità del sistema degli eurocodici, si mettono in luce brevemente e qualitativamente le principali differenze esistenti tra l'approccio tradizionalmente utilizzato in Italia per la progettazione delle fondazioni su pali e quello che deriva dall'applicazione delle norme europee. Nella parte successiva dell'articolo si entra nel dettaglio delle prescrizioni normative, con commenti ed integrazioni. Esempi numerici e studi parametrici integrano il lavoro. Alcune delle considerazioni riportate si applicano anche alle norme recentemente emanate in Italia (OPCM 3274 e DM 14/09/05).

1. INTRODUZIONE

1.1. Peculiarità degli Eurocodici

Dopo un lunghissimo periodo di gestazione, solo recentemente ha visto la luce la quasi totalità dei documenti facenti parte del sistema della normativa tecnica europea sulle costruzioni, comunemente indicati con il nome di Eurocodici. Il sistema di norme è nato con la pretesa di trattare tutti gli aspetti della progettazione di gran parte delle opere civili (edifici, ponti, torri, ciminiere, opere di sostegno, scavi, rilevati, ecc.) realizzate con differenti tecnologie e materiali, e sottoposte sia ad azioni statiche sia ad azioni sismiche.

Si tratta di dieci documenti, individuati con le sigle che vanno da EN 1990 a EN 1999, ognuno dei quali è dedicato ad uno specifico materiale (calcestruzzo, acciaio, acciaio-calcestruzzo, muratura, legno e, finanche, alluminio). Fanno eccezione gli EN 1990 e 1991, dedicati principi generali ed alle azioni, e gli EN 1997 e 1998, che si occupano rispettivamente della progettazione geotecnica in campo statico e della progettazione (strutturale e geotecnica) in zona sismica. Quasi tutti i documenti sono divisi in parti e sottoparti, ognuna delle quali è dedicata ad aspetti specifici della progettazione.

Alla redazione della normativa europea hanno partecipato esperti strutturisti e geotecnici di tutti i paesi europei che, per il tramite degli organi di standardizzazione nazionali (DIN, AFNOR, BS, UNI, ecc.), fanno parte del Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN). Dal punto di vista formale, la preparazione delle norme è stata curata dalla commissione tecnica TC 250 del CEN che ha operato attraverso sottocommissioni (SC) e gruppi di lavoro (WG).

Il progetto normativo, decisamente ambizioso, ha richiesto un lavoro lungo ed un confronto, a volte accanito, tra le diverse filosofie di progetto presenti nei vari paesi dell'Unione. Rinviamo agli articoli di Jappelli (1993; 1996; 2005) e di Scarpelli e Fruzzetti (2005) per un

più approfondito esame delle fasi di sviluppo ed emanazione delle norme europee, nell'introduzione della presente nota si vogliono solo evidenziare alcune peculiarità del sistema degli Eurocodici, con la principale finalità di mettere in luce quegli aspetti che possono avere influenza sulla progettazione delle strutture di fondazione, con particolare riferimento a quelle su pali.

A parere degli scriventi, le principali novità del nuovo quadro normativo europeo rispetto alle precedenti norme italiane e, soprattutto, rispetto alla prassi progettuale italiana, si possono riassumere nei seguenti punti.

- L'Eurocodice ha lo stile dei *code of practice* anglosassoni. L'ampiezza ed il dettaglio della trattazione sono decisamente maggiori di quelli delle norme italiane. Inoltre non tutti gli articoli della norma europea hanno lo stesso *status*: si passa dai *principi*, che hanno carattere vincolante, alle *regole di applicazione*, che sono regole e procedure generalmente accettate ma non obbligatorie, alle *appendici informative* contenenti metodi di calcolo suggeriti.
- L'Eurocodice abbandona la progettazione alle tensioni ammissibili (per le strutture) e con coefficiente globale di sicurezza (per la geotecnica), adottando per tutte le tipologie strutturali il cosiddetto approccio "semiprobabilistico" agli stati limite con coefficienti parziali di sicurezza.
- L'Eurocodice attribuisce grande importanza alle verifiche allo stato limite di esercizio, anche per quelle tipologie strutturali (fondazioni su pali, opere di sostegno, ecc.) per le quali la prassi progettuale italiana limitava spesso le verifiche al solo stato limite ultimo.
- Per le verifiche allo stato limite ultimo che coinvolgono la resistenza degli elementi strutturali e del terreno, l'Eurocodice introduce tre approcci progettuali alternativi, la cui scelta è lasciata alle singole nazioni.
- Per quanto riguarda gli aspetti sismici, l'Eurocodice invita ad abbandonare la classificazione sismica del territorio nazionale definita con gradi di sismicità convenzionali per adottare una zonazione sismica basata sulle massime accelerazioni attese su affioramento rigido, e dà grande importanza alle modifiche prodotte sul moto sismico dalle condizioni locali del sottosuolo.

La vastità della norma ha richiesto ovviamente uno sviluppo parallelo delle varie parti. Talvolta questo processo è avvenuto in modo non organico e non congruente. A titolo di esempio si può citare il fatto che l'EN 1998-5, che tratta della progettazione geotecnica in zona sismica, sembra ignorare la presenza dei diversi approcci progettuali introdotti nell'EN 1997-1, relativo alla progettazione geotecnica in assenza di sisma, e recepiti dall'EN 1990, dedicato ai fondamenti della progettazione.

1.2. Diffusione degli Eurocodici in Italia

In Italia la vicenda Eurocodici è stata seguita dall'UNI attraverso il Comitato di Ingegneria Strutturale (CIS), suddiviso a sua volta in diversi sottocomitati (SC), ognuno dei quali aveva in carico una parte del testo. In linea di massima, salvo alcune modeste differenze (Jappelli, 1996), ogni sottocomitato si è occupato di uno degli EN. L'EN 1997 è stato seguito dal sottocomitato SC7, validamente presieduto prima dal Prof. Jappelli e successivamente dal Prof. Scarpelli. L'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), attraverso alcuni dei suoi soci, ha dato un valido contributo all'esame di tale parte della norma, fornendo spesso suggerimenti ed indicazioni che sono stati spesso recepiti nell'EN 1997. L'AGI ha inoltre organizzato diversi incontri, workshop e corsi sulla normativa geotecnica europea. Gli esiti di queste manifestazioni sono stati riportati in vari articoli pubblicati in gran parte sulla Rivista Italiana

di Geotecnica (Jappelli, 1996; 2005; Costanzo e Lancellotta, 1996; Cortellazzo e Mazzucato, 1996; 2005; Manassero, 1996; Aversa, 1996; Scarpelli e Fruzzetti, 2005; Mandolini e Viggiani, 2005; Manassero et al., 2005, Aversa e Squeglia, 2005; Simonelli, 2005).

Nonostante l'attivismo dell'AGI e di alcuni dei suoi membri, l'Eurocodice 7 non ha però avuto adeguata diffusione in ambito geotecnico nè all'interno dell'università nè in ambito professionale. Sono pochissimi i corsi del settore Geotecnica che hanno recepito il metodo di progettazione agli stati limite e sono in numero limitato i casi professionali nei quali si è utilizzato l'Eurocodice 7 in alternativa o in parallelo al DM 11.03.88 e, per quanto è noto agli scriventi, si limitano alle sole applicazioni per le quali la normativa italiana è carente di informazioni quantitative (paratie, gallerie, ecc.). In altre parole, allo stato attuale non sembra esservi un'adeguata preparazione degli ingegneri italiani per l'utilizzazione dell'Eurocodice in ambito geotecnico.

Il comitato SC7 del CIS e, di conseguenza, l'AGI non hanno invece svolto praticamente alcun ruolo nell'esame della parte geotecnica della normativa sismica (EN 1998-5). Anche in sede nazionale, non si è curato in alcun modo un coordinamento tra le due parti della norma, con ripercussioni gravi in Italia anche in ambiti diversi da quelli strettamente relativi all'Eurocodice. E' il caso della parte IV dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20/03/03 (OPCM 3274) che ha reso rapidamente applicabili in Italia anche molte parti dell'EN 1998-5, non adeguatamente valutate e sperimentate, con gravissime ripercussioni sulla verifica allo stato limite ultimo di diverse opere e situazioni geotecniche (opere di sostegno, pendii, ecc.). Si vedano al proposito i contributi di Simonelli (2005a, 2005b) e Simonelli e La Fratta (2005).

In tempi recenti una Commissione incaricata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha predisposto una proposta di Appendici Nazionali che, non essendo ancora state esaminate dal Consiglio, non costituiscono riferimento normativo. Sono, però, consultabili sul sito www.coordinatore.it, attraverso cui è possibile partecipare al dibattito sugli Eurocodici e sulle Appendici Nazionali con commenti e proposte.

Nel mese di settembre 2005 è stato pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale la nuova normativa italiana sulle costruzioni, il cosiddetto Testo Unico (DM 14/09/05). Questa normativa per 18 mesi si affiancherà alle normative preesistenti, per poi sostituirle nella primavera del 2007. Per quanto riguarda alcuni degli aspetti geotecnici, il DM 14/09/05 fa ampiamente riferimento all'Eurocodice 7 ed alle regole di progettazione con coefficienti parziali di sicurezza.

Appare evidente che la situazione normativa in Italia è oltremodo confusa: convivono, al momento della scrittura del presente testo, le vecchie normative (DM 16/1/96; DM 11/3/88), l'OPCM 3274 ed DM 14/09/05.

Allo scopo di fare un po' di chiarezza nel settore degli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica e per porre rimedio ad un'assenza, anche in parte colpevole, in tale settore, l'Associazione Geotecnica Italiana, nel 2003, ha costituito un gruppo di lavoro che, nel giro di 18 mesi, ha redatto delle linee guida sull'argomento (AGI, 2005). Tale documento non ha e non vuole avere carattere normativo; fa ampio riferimento agli Eurocodici, ma va ben al di là di essi, rappresentando un'utile guida nel *mare magnum* delle problematiche del settore.

La presente nota riguarda solo gli Eurocodici. Poichè, però, le più recenti normative italiane (OPCM e DM 14/09/05) derivano in molti aspetti dalle norme europee, molti dei commenti riportati nell'articolo si possono estendere anche a tali normative. Alcune delle considerazioni riportate nella nota traggono spunto dalle linee guida dell'AGI (2005) ed in particolare dai capitoli dedicati ai principi generali ed alle fondazioni (Silvestri e Simonelli, 2005; Caputo, 2005a e b; Dente, 2005a e b).

1.3. Novità degli eurocodici nella progettazione delle fondazioni su pali

Al di là delle questioni di dettaglio che saranno discusse diffusamente nel seguito, nel presente paragrafo si presentano alcune considerazioni di impostazione della progettazione delle fondazioni su pali alla luce degli Eurocodici, mettendo in luce le differenze con l'approccio tradizionale italiano.

In linea di principio il problema della verifica di una fondazione, sia essa superficiale o su pali, richiederebbe lo studio del problema dell'interazione sotto le azioni di progetto (sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio) del complesso terreno-fondazione-struttura. Nella prassi per la gran parte delle opere si segue un approccio semplificato. Facendo riferimento alla schematizzazione recentemente proposta da Caputo (2005a), l'iter progettuale tradizionale in campo statico prevede che lo studio del complesso elevazione, fondazione e sottosuolo possa essere semplificato ritenendo lecite due operazioni:

- suddivisione del problema generale in due problemi di interazione a due componenti:
 - (A1) interazione elevazione – fondazione;
 - (A2) interazione fondazione – sottosuolo;
- studio “in cascata” di tali problemi.

La fase A1 si esegue considerando che la struttura in elevazione sia incastrata nei punti di innesto con la fondazione, assumendo così, implicitamente, che il sistema fondazione-sottosuolo sia infinitamente rigido rispetto alla sovrastruttura. In tale fase, secondo l'approccio tradizionale, si determinano le caratteristiche della sollecitazione sotto i carichi di esercizio e si effettuano le verifiche delle sezioni.

La successiva fase A2 studia il comportamento dell'insieme fondazione-terreno sotto le caratteristiche della sollecitazione trasmesse dalla sovrastruttura, determinate nella precedente fase A1 e considerate come un sistema di forze applicate. Sotto tali forze il sistema di fondazione viene verificato sia allo stato limite ultimo, determinando uno o più coefficienti globali di sicurezza e confrontandoli con valori limite, sia a quello di servizio, con il calcolo dei cedimenti, la stima dei cedimenti differenziali e lo studio dell'interazione terreno-struttura per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di fondazione.

La procedura di analisi in cascata è di prassi seguita anche sotto le azioni sismiche (previste ad esempio dal DM 16.01.96). Queste sono schematizzate come azioni pseudostatiche applicate sulla struttura e sono determinate sulla base di coefficienti pseudostatici convenzionali legati alla categoria sismica della zona, non tenendo in conto, se non con il cosiddetto coefficiente di sottosuolo ε , dell'alterazione del moto sismico prodotto dalle caratteristiche di rigidezza del sottosuolo su cui è fondata l'opera e, tanto meno, di quella legata all'interazione sismica tra il terreno di fondazione e la fondazione su pali.

In pratica, nell'approccio progettuale tradizionale, si separa di fatto la verifica della struttura in elevazione da quella del complesso terreno-fondazione; inoltre, non applicando alcun coefficiente parziale sulle azioni, il calcolo della struttura è solo quello in esercizio e si utilizza per le verifiche in fondazione sia in condizioni limite ultime sia di servizio.

In sintesi estrema, volendo dividere le competenze tra due figure professionali distinte, lo strutturista può lavorare a prescindere dal geotecnico, che opererà a valle dello strutturista sulla base delle azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione.

Il sistema degli Eurocodici modificherà significativamente tale prassi per i seguenti motivi:

- l'utilizzazione del metodo di progettazione agli stati limite con coefficienti parziali di sicurezza impone di utilizzare azioni di progetto e loro combinazioni differenti per le verifiche allo stato limite ultimo (ULS) ed allo stato limite di servizio (SLS);

- per ogni stato limite (nella struttura e nel terreno) si devono prendere in considerazione diverse combinazioni dei carichi variabili;
- sono previsti diversi approcci progettuali, sui quali si tornerà in dettaglio nel seguito (vedi §2.1);
- tra le varie combinazioni di carico vi sono anche quelle sismiche, differenziate per le verifiche allo stato limite ultimo e di danno. In presenza di azioni sismiche, come chiarito dall'EN 1990, tutti i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni instabilizzanti sono posti uguali ad 1. Non è, quindi, certo che la verifica sotto azioni sismiche sia la più gravosa;
- le azioni sismiche alla base delle strutture sono legate alle massime accelerazioni attese su affioramento rigido e sono definite generalmente tramite spettri elastici (vedi §2.2), che dipendono dalla classe del terreno di fondazione e, nel caso di fondazioni su pali, dovrebbero tenere conto dell'interazione sismica (detta "cinematica") tra pali e terreno.
- le sollecitazioni inerziali trasmesse alla fondazione dalla struttura in elevazione dipendono, tra le altre cose, dalla reale capacità di quest'ultima di dissipare energia durante l'evento sismico. La valutazione di tali azioni, in fase di verifica, richiede un'attenta analisi degli aspetti strutturali e delle sue ricadute in ambito geotecnico (vedi §4.2.6).

Per tutti questi motivi si richiede una interazione molto maggiore tra chi si occupa della struttura in elevazione e chi tratta delle fondazioni. In particolare, in presenza di sollecitazioni sismiche, l'EN 1998-5, in alcuni casi, obbliga il progettista a tenere conto dell'interazione tra fondazione e terreno, seguendo il più possibile il fenomeno reale di propagazione delle onde sismiche dal basso, facendo così implicitamente riferimento al cosiddetto "metodo delle sottostrutture" (Flores-Berrones e Whitman, 1982, Dobry e O'Rourke, 1983, Kausel e Roesset, 1974). Questo prevede la suddivisione del problema e delle relative analisi nelle seguenti tre fasi distinte (Caputo 2005a):

- A0. analisi dell'interazione, detta "cinematica", che si sviluppa sotto l'azione del moto sismico su uno schema semplificato in cui sono presenti solo la fondazione e il terreno. L'analisi dovrebbe essere finalizzata alla determinazione sia dell'azione sismica trasmessa alla sovrastruttura sia dell'aliquota delle caratteristiche della sollecitazioni nei pali, da sommare a quelle che sono ottenute nella successiva fase A2;
- A1. analisi della sovrastruttura soggetta all'azione sismica determinata nella fase precedente, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione agenti nella struttura in elevazione ed, in particolare, di quelle trasmesse alla fondazione;
- A2. analisi dell'interazione tra la fondazione, sollecitata dalle forze determinate nella fase A1, ed il terreno, con determinazione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno dei pali; tali caratteristiche si sommeranno a quelle determinate nella fase A0.

Le due fasi A1 e A2 studiano, separatamente, la cosiddetta "interazione inerziale", che nasce nel sistema completo sottoposto alle forze d'inerzia. Considerazioni più specifiche sul metodo delle sottostrutture sono contenute nel §4.2.

Ai fini delle considerazioni generali a cui è invece dedicato il presente paragrafo, vale la pena evidenziare che la sequenza temporale delle tre fasi impone il coinvolgimento dell'esperienza e delle conoscenze geotecniche fin dall'inizio (fase A0). La progettazione della struttura in elevazione non può in alcun modo prescindere dalla conoscenza quantitativa del sottosuolo e, nel caso di fondazioni su pali, anche dell'interazione cinematica tra pali e terreno sotto sisma. Vale la pena evidenziare l'importanza del termine "quantitativa" per ribadire la centralità delle indagini anche in fase A0.

Nei paragrafi che seguono molti dei concetti fin qui richiamati solo brevemente saranno trattati con maggiore dettaglio, a partire dagli aspetti generali della progettazione secondo gli eurocodici per finire alle verifiche delle fondazioni sotto azioni sismiche.

2. LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO GLI EUROCODICI

2.1. Aspetti generali dell'EN 1997-1

La prima parte dell'Eurocodice 7 (EN 1997-1) fornisce i principi e le raccomandazioni generali per la progettazione geotecnica e si basa, come già detto nel paragrafo precedente, sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. Rinviamo all'esaustivo articolo di Scarpelli e Fruzzetti (2005) per maggiori dettagli sugli aspetti generali dell'Eurocodice 7, nel seguito si richiamano esclusivamente alcuni concetti basilari.

Come ben noto, l'Eurocodice prevede che ogni struttura sia verificata nei confronti di due gruppi di stati limite:

- **stati limite ultimi (ULS)**, che corrispondono a ipotetiche situazioni di rottura o di collasso strutturale;
- **stati limite di servizio (SLS)**, che corrispondono a situazioni di lavoro oltre le quali non sono più soddisfatti alcuni requisiti funzionali (o di servizio) della struttura.

In particolare, per ogni opera si devono individuare uno o più stati limite ultimi; ad esempio, per una fondazione superficiale, questi devono comprendere certamente la rottura per carico limite ed eventualmente lo scorrimento sul piano di posa.

Per ognuno di tali meccanismi di rottura si devono individuare una sollecitazione instabilizzante, denominata effetto E_d delle azioni di progetto (ad esempio, nella verifica a carico limite della fondazione è lo sforzo normale al piano di posa della fondazione), e la corrispondente resistenza R_d di progetto (nella stessa verifica, la resistenza a carico limite). Effetto delle azioni e resistenza possono essere espressi simbolicamente come:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.1)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.2)$$

in cui con γ si indicano i coefficienti di sicurezza parziali, che incrementano le azioni rappresentative F_{rep} ($\gamma_F F_{rep}$) e l'effetto E ($\gamma_E E$) delle azioni, mentre riducono le caratteristiche di resistenza caratteristiche X_k (X_k/γ_M) dei materiali e, direttamente, la resistenza R (R/γ_R).

I coefficienti γ_F si distinguono in γ_G e γ_Q , che si applicano rispettivamente alle azioni permanenti ed a quelle variabili; lo stesso si fa per i coefficienti sull'effetto delle azioni. Nell'ambito dei γ_M si distinguono i coefficienti parziali su angolo di resistenza a taglio, coesione efficace e resistenza non drenata ($\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$ e γ_{cu}). I coefficienti sulle resistenze γ_R si distinguono per i vari cinatismi di rottura.

Il valore caratteristico di una grandezza, indicato con il pedice k , dovrebbe corrispondere ad una prefissata probabilità di presentarsi con un valore più sfavorevole. Per quanto riguarda le proprietà del terreno, la definizione dei valori caratteristici è spesso ambigua, anche se per

alcuni (Orr, 1993) tali valori coincidono con quelli delle stesse proprietà che si sarebbero utilizzati nella progettazione tradizionale con coefficienti globali di sicurezza.

Nelle (2.1) e (2.2), con il simbolo a_d si sono indicate le caratteristiche geometriche di progetto della struttura e del sottosuolo (tra queste si deve anche considerare il livello della superficie libera di un'eventuale falda idrica). Tali dimensioni possono essere diverse da quelle nominali, per tenere conto di incertezze sulla geometria, sulla stratigrafia o sul livello di falda:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

Le azioni rappresentative sono pari a quelle caratteristiche, moltiplicate per il relativo coefficiente di combinazione ψ :

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (2.4)$$

Questo coefficiente, pari ad uno per le azioni permanenti, assume valori ≤ 1 per le altre azioni variabili. I valori di ψ sono definiti nell'EN 1990.

La verifica allo stato limite ultimo consiste nel accertare che l'effetto delle azioni di progetto sia non superiore alla resistenza di progetto:

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

Il margine di sicurezza dell'opera non è, quindi, espresso attraverso un coefficiente globale di sicurezza, ma mediante più coefficienti parziali che incrementano le azioni e riducono le resistenze.

Nella tab. 2.1, ripresa con qualche modifica da Scarpelli e Fruzzetti (2005), sono riassunte le definizioni delle grandezze ed il modo di ricavarle secondo quanto prescritto dalla norma EN 1990.

La norma europea prevede che per ogni opera, quando opportuno, siano verificati i seguenti gruppi di stati limite:

- 1) EQU: perdita di equilibrio globale;
- 2) STR: superamento della resistenza limite o eccesso di deformazione negli elementi strutturali;
- 3) GEO: superamento della resistenza limite o eccesso di deformazione nel terreno;
- 4) UPL: sollevamento della costruzione o del terreno per sottopressioni idrauliche;
- 5) HYD: collasso del terreno causato da gradienti idraulici.

L'EN 1997-1 definisce vari di gruppi di coefficienti parziali di sicurezza per i diversi gruppi di stati limite. Tutti i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati, oltre che nel testo della norma, anche nell'articolo di Scarpelli e Fruzzetti (2005).

Per gli stati limite STR e GEO si considerano i seguenti gruppi di coefficienti parziali di sicurezza: gruppi A1 e A2, relativi alle azioni o agli effetti delle azioni (coefficienti γ_E e γ_F); M1 e M2, riguardanti le caratteristiche di resistenza del terreno (coefficienti γ_M); gruppi indicati con R1, R2, R3 e R4, attinenti i coefficienti γ_R . I valori dei coefficienti parziali significativi per le fondazioni su pali sono riportati nella tab. 3.1.

Per gli stati limite tipo GEO e STR, la norma introduce, infine, tre approcci progettuali alternativi per la verifiche allo stato limite ultimo, ognuno dei quali utilizza differenti combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali. La scelta tra gli approcci spetta alle singole nazioni e dovrà essere definita nelle Appendici Nazionali. Si distinguono in particolare:

- **Approccio 1 (DA1)**, che a sua volta, richiede di effettuare verifiche con entrambe le combinazioni di coefficienti parziali:
 - **Combinazione 1 (DA1-C1)**: con coefficienti parziali (indicati con **A1**) sulle azioni e coefficienti unitari (coefficienti **M1**) sulle caratteristiche di resistenza del terreno; i coefficienti γ_E e γ_R sono unitari; fanno eccezione i pali e gli ancoraggi, per i quali si in alcuni casi si utilizzano coefficienti diversi da 1.0 (coefficienti **R1**);
 - **Combinazione 2 (DA1-C2)**: con coefficienti parziali (coefficienti **M2**) sulle caratteristiche di resistenza del terreno e coefficienti parziali sulle azioni (coefficienti **A2**) unitari con la sola eccezione di quello relativo alle azioni variabili; i coefficienti γ_E e γ_R sono unitari; fanno eccezione i pali e gli ancoraggi, per i quali si opera sulle resistenze del complesso elemento struttura-terreno (coefficienti **R4**) e non sulle caratteristiche di resistenza del terreno (coefficienti **M1**);
- **Approccio 2 (DA2)**: con coefficienti parziali operanti sulle azioni o direttamente sull'effetto delle azioni (coefficienti **A1**) e sulle resistenze (coefficienti **R2**); sono unitari i coefficienti (coefficienti **M1**) sulle caratteristiche di resistenza;
- **Approccio 3 (DA3)**: i coefficienti parziali sull'effetto delle azioni e sulla resistenza (coefficienti **R3**) sono unitari¹; sono diversi da 1.00 solo i coefficienti parziali per la resistenza a sfilamento di pali in trazione; si utilizzano i coefficienti **A1** per le azioni che provengono dalla struttura e i coefficienti **A2** per quelle che sono dovute al terreno; per le caratteristiche di resistenza del terreno si fa riferimento ai coefficienti parziali indicati con la sigla **M2**. Si tratta in pratica di un misto delle Combinazioni 1 e 2 dell'Approccio 1.

Tab. 2.1: Definizioni presenti in EN 1990 (modificato da Scarpelli e Fruzzetti, 2005).

| | | simbologia | Note |
|----------------------|------------------------------|--------------------------|--|
| Azioni | Valore caratteristico | F_k | può essere un valor medio, un valore limite superiore o inferiore o un valore nominale |
| | Valore rappresentativo | $F_{rep} = \psi F_k$ | si ottiene combinando le azioni caratteristiche F_k |
| | Coefficiente di combinazione | $\psi \leq 1$ | 1 per le azioni permanenti; per i valori di ψ_0 , ψ_1 o ψ_2 vedi EN 1990 |
| | Valore di progetto | $F_d = \gamma_F F_{rep}$ | γ_F coefficiente parziale di sicurezza |
| Parametri geotecnici | Valore caratteristico | X_k | Stima cautelativa di un parametro di resistenza |
| | Valore di progetto | X_d | Si ricava alternativamente: 1) $X_d = X_k / \gamma_M$ (γ_M coef. parziale) 2) scelta diretta |
| Parametri geometrici | Valore nominale | a_{nom} | |
| | Valore di progetto | a_d | $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$ (Δa tiene conto di possibili deviazioni dal valore nominale o caratteristico) |

¹ La proposta di appendice nazionale italiana (consultabile sul sito www.coordinatore.it) ha modificato sostanzialmente tale procedura per applicare anche nell'approccio DA3, i coefficienti parziali sulla resistenza a carico limite del palo e non sulle caratteristiche di resistenza del terreno.

La verifica agli stati limite di servizio si effettua confrontando l'effetto delle azioni E_d ed il valore di progetto C_d dello stato limite di servizio considerato:

$$E_d = E\{F_{rep}; X_k; a_d\} \leq C_d \quad (2.6)$$

Nelle verifiche allo stato limite di servizio si fa riferimento ad azioni e resistenze di progetto coincidenti con quelle caratteristiche o rappresentative (nel caso delle azioni) ed a coefficienti di combinazione in genere differenti da quelli relativi agli stati limite ultimi.

2.2. Definizione dell'azione sismica secondo l'EN 1998-1

Tutti gli aspetti della progettazione delle opere di ingegneria civile sotto azioni sismiche sono trattati nelle varie parti dell'Eurocodice 8 (EN 1998) che, ovviamente, si collega agli altri Eurocodici ed integra le indicazioni e le prescrizioni contenute in questi documenti, che sono invece, dedicati esclusivamente alla progettazione in campo statico.

L'EN 1998-1, per ogni zona sismica, considera due terremoti di progetto di diversa intensità e di diversa probabilità di eccedenza nell'ambito di un determinato periodo di riferimento. Anche se non sono definiti così in modo esplicito, si tratta dei terremoti di livello L1 e L2 (Silvestri e Simonelli, 2005), previsti da vari documenti e raccomandazioni internazionali (PIANC, 2001; ISO, 2003; AGI, 2005).

I due livelli devono essere definiti in base alla probabilità di eccedenza (P_{NCR}) rispettivamente in un periodo di riferimento di 50 anni o di 10 anni, o attraverso gli equivalenti periodi di ritorno (T_{NCR}). Sebbene la scelta definitiva della probabilità di eccedenza sia rinviata alle Appendici Nazionali, la norma europea dà le seguenti indicazioni:

- Azione sismica di livello L1: probabilità di eccedenza P_{NCR} del 10% in 50 anni, corrispondente ad un periodo di ritorno $T_{NCR} = 475$ anni;
- Azione sismica di livello L2: probabilità di eccedenza P_{NCR} del 10% in 10 anni, corrispondente ad un periodo di ritorno $T_{NCR} = 95$ anni.²

Qualora l'azione sismica L2 non sia definita esplicitamente dagli organi nazionali, l'Eurocodice 8 consiglia di fare riferimento all'azione sismica L1 ridotta per il tramite di un coefficiente v il cui valore deve essere fissato dalle Appendici Nazionali (valore consigliato compreso tra 0.4 e 0.5 in funzione dell'importanza dell'opera).

L'Eurocodice 8 richiede poi che le strutture:

- non collassino sotto il terremoto più gravoso (Azione sismica L1), eventualmente amplificato per il coefficiente γ_I di importanza dell'opera;
- non si danneggino sotto il terremoto meno gravoso (Azione sismica L2).

Si devono, quindi, eseguire corrispondentemente verifiche allo stato limite ultimo (SLU) sotto l'azione sismica L1, amplificata di γ_I , e di danno (SLD) sotto l'azione sismica L2.

L'EN 1998-1 non prevede esplicitamente situazioni ed opere (le cosiddette opere strategiche: ospedali, caserme dei vigili del fuoco, ecc.) per le quali possa essere richiesta una verifica allo stato limite di danno anche in presenza di terremoti gravosi. In modo più completo, anche se certamente più complesso, le linee guida dell'AGI (2005) calibrano la prestazione richiesta alla rilevanza della struttura (Silvestri e Simonelli, 2005), legando ad essa anche la metodologia di analisi e, soprattutto, la qualità e la quantità dei dati di ingresso (caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e input sismico).

² In altre normative e raccomandazioni, si preferisce tenere fisso il periodo di riferimento, posto generalmente pari alla vita utile della struttura, e modificare la probabilità di eccedenza P_{NCR} .

Per la progettazione degli edifici e di altre strutture fuori terra, l'EN 1998 definisce l'azione sismica mediante lo *spettro di risposta elastico*³. Lo spettro varia di forma in funzione del sottosuolo su cui è fondata l'opera e si modifica in ampiezza in funzione della massima accelerazione a_{gR} attesa su affioramento rigido, del coefficiente di importanza dell'opera γ_I , del fattore S legato al tipo di sottosuolo, ed, eventualmente, di fattori di amplificazione topografica. Per evitare di appesantire il testo, maggiori dettagli sui tipi di sottosuolo e sugli spettri ad essi collegati sono riportati nell'appendice A.

E' opportuno solo ricordare che l'Eurocodice suggerisce di utilizzare due tipi di spettri, Tipo 1 e Tipo 2, in funzione della magnitudo delle onde superficiali M_s dei terremoti attesi. La Commissione incaricata di redigere le Appendici Nazionali, ha ritenuto – anche se non all'unanimità – di legare il tipo di spettro non alla Magnitudo del sisma ma, piuttosto, alla categoria sismica della zona in cui ricade l'opera. Nella proposta di Appendice Nazionale sono state anche apportate alcune modifiche alla tabella di classificazione dei sottosuoli ed alla definizione dei relativi spettri di risposta elastici. Nella stessa proposta sono contenute due formule per ricavare in modo quantitativo i parametri equivalenti $N_{SPT,30}$, $c_{u,30}$, indicati dall'Eurocodice come parametri alternativi alla velocità equivalente delle onde di taglio per la classificazione del sottosuolo.

Infine, nell'ambito delle varie rappresentazioni dell'azione sismica, viene definito lo spettro di progetto per le analisi elastiche delle strutture. In sintesi, considerata la capacità dei sistemi strutturali di resistere alle azioni sismiche nel campo non lineare, e volendo evitare esplicite analisi “anelastiche”, si individua uno spettro di progetto “ridotto” rispetto a quello elastico definito in precedenza. Esso si ottiene introducendo nelle accelerazioni spettrali un fattore riduttivo, q , che tiene conto della capacità del sistema di dissipare energia, ed è variabile per i diversi materiali e sistemi strutturali in funzione della loro duttilità.

2.3. Aspetti generali dell'EN 1998-5

La Parte 5 dell'Eurocodice 8 (EN 1998-5) è dedicata specificamente alle problematiche geotecniche in campo sismico ed è complementare all'Eurocodice 7.

Per quanto riguarda la resistenza dei terreni, l'EN 1998-5 prevede che si possa operare sia in tensioni totali sia in tensioni efficaci. Nel primo caso si farà riferimento alla resistenza a taglio non drenata c_u per i terreni a grana fina e alla resistenza a taglio ciclica non drenata $\tau_{cy,u}$ per terreni a grana grossa. A parere degli scriventi, tale parametro ha però una applicabilità ridotta a poche situazioni progettuali ed è preferibile operare in tensioni efficaci, utilizzando i relativi parametri di resistenza e valutando contemporaneamente le pressioni neutre indotte dai carichi ciclici. La parte 5 dell'Eurocodice 8 non fornisce però indicazioni particolari sulla tecnica di determinazione dei parametri nè su come valutare l'influenza della sollecitazione ciclica e dinamica sui parametri determinati con prove statiche.

Per le verifiche allo stato limite ultimo la norma suggerisce di utilizzare gli stessi coefficienti di sicurezza parziali per le diverse caratteristiche di resistenza (γ_M) utilizzati in campo statico, anche se essi potrebbero essere modificati nelle Appendici Nazionali. Per la resistenza a taglio ciclica non drenata per terreni a grana grossa il coefficiente parziale è posto pari a $\gamma_{\tau_{cy}} = 1.25$. L'EN 1998-5 non fa esplicito riferimento agli approcci progettuali, previsti nel sistema degli Eurocodici e descritti nel §2.1. A parere degli scriventi si deve ritenere che essi siano applicabili con gli stessi coefficienti sulle resistenze previsti dall'EN 1997-1. Come previsto

³ In alcuni casi è possibile rappresentare l'azione sismica mediante accelerogrammi artificiali o registrati.

dall'EN 1990 per le verifiche in presenza di azioni sismiche, saranno ovviamente posti pari a 1.0 tutti i coefficienti sulle azioni.

Nell'EN 1998-5 si affronta anche il problema della scelta del sito, con riferimento ai problemi della eventuale presenza di faglie attive, della stabilità dei pendii, della liquefazione e dei cedimenti eccessivi sotto carichi ciclici.

Per quanto concerne le fondazioni, si definiscono in generale i requisiti prestazionali che esse devono soddisfare, tra cui l'assenza di deformazioni permanenti significative della struttura, e la compatibilità delle deformazioni permanenti del terreno con la struttura stessa. Si forniscono poi alcune regole generali di progettazione, e si definiscono gli effetti delle azioni in fondazione. Quindi si passa alla trattazione specifica per le fondazioni superficiali e per quelle profonde (pali e pozzi). Per quanto concerne poi l'interazione terreno-struttura, si individuano i casi particolari in cui è necessario tenere conto dell'interazione dinamica sotto sisma. Nell'Appendice D dell'EN 1998-5, peraltro, si ribadisce che per la maggioranza delle usuali strutture per edifici, gli effetti dell'interazione terreno-struttura sono generalmente benefici, in quanto riducono le sollecitazioni sugli elementi della sovrastruttura.

3. PALI DI FONDAZIONE SOTTO AZIONI STATICHE

3.1. Premessa

Il progetto di una qualunque fondazione (superficiale o profonda) deve soddisfare i seguenti requisiti:

- il carico derivante dalla struttura in elevazione deve essere trasferito al terreno con un adeguato margine nei riguardi della possibilità che si attinga una o più condizioni di collasso (SLU);
- gli spostamenti totali e differenziali devono essere contenuti entro limiti accettabili, allo scopo di garantire che non venga attinto uno o più stati limite di servizio (SLS).

Mentre esistono alcuni casi per i quali la scelta di una fondazione su pali è praticamente obbligatoria (ad esempio, per le fondazioni di pile da ponte nell'alveo di un fiume soggetto ad erosione di fondo), nella pratica corrente il ricorso ad una fondazione profonda deriva da una analisi comparativa di più soluzioni (ad esempio fondazione superficiale / fondazione su pali). Una volta fatta la scelta di ricorrere ad una fondazione su pali, il metodo tradizionale di progetto rispettoso del DM 11.03.1988 consiste nell'assumere che il carico totale applicato venga trasmesso integralmente ai pali, trascurando totalmente quindi il contributo dell'elemento di collegamento dei pali (travi, platee) e progettando questi ultimi imponendo un determinato coefficiente di sicurezza nei confronti di una rottura per carico limite. Da tutto ciò deriva che il primo passo nella progettazione di una fondazione su pali consiste nella scelta del tipo di palo e nella previsione del suo comportamento a rottura, ossia dei suoi carichi limite verticale ed orizzontale.

La scelta del tipo di palo viene spesso fatta a priori, quindi non considerando tutti quei numerosi fattori esplicitamente elencati al punto 7.4.2.4(P) dell'EN 1997-1, alcuni derivanti dalle condizioni di sottosuolo nel quale ci si trova (ad esempio: regime delle acque sotterranee; capacità del terreno di autosostenersi; presenza di ostacoli nel sottosuolo; ecc.), altri dovuti alla particolare tecnologia adottata (ad esempio: variazioni di stato tensionale prodotte dall'installazione del palo; accurata pulizia della superficie interna di un foro allorquando sostenuto da bentonite; instabilità locale del terreno durante le fasi di getto; ecc.), altri ancora derivanti dal contesto in cui si opera (ad esempio: spostamenti causati su opere

adiacenti dall'asportazione di terreno per pali trivellati; vibrazioni trasmesse ad opere adiacenti conseguenti alla battitura di pali, ecc.).

Una volta operata la scelta della tipologia di palo, la definizione della sua risposta in termini di relazione carichi-spostamento non può prescindere dall'influenza esercitata dai fattori tecnologici che, come ben noto, tendono a produrre una sostanziale modifica in termini di proprietà dei terreni e di stato tensionale in una zona di terreno circostante il palo (volume disturbato) che è praticamente coincidente con quella con cui il palo interagirà per fornire la sua risposta ai carichi applicati (volume significativo). Tali effetti non sono parimenti importanti per pali soggetti a carichi trasversali, risultando in questo caso il volume significativo sicuramente maggiore di quello disturbato.

A riprova di tutto ciò, infatti, in letteratura sono disponibili numerosi valori dei coefficienti da utilizzare nelle varie formulazioni per la valutazione del carico verticale limite di un palo singolo (si veda ad esempio Poulos et al., 2001), mentre la distribuzione delle reazioni limite in direzione orizzontale è tipicamente assunta a priori indipendentemente dal tipo di palo prescelto (ad esempio, Broms, 1964a e b).

Mentre la ricerca sul comportamento a rottura di pali caricati da forze ortogonali all'asse non ha registrato notevoli passi avanti negli ultimi anni, quella sul comportamento di pali caricati assialmente si è arricchita di numerosi contributi. Essi includono studi di natura teorica (Randolph et al., 1979; Viggiani, 1993); indagini sperimentali su pali strumentati in vera grandezza (Jardine e Chow, 1996); prove su modelli fisici in centrifuga (de Nicola e Randolph, 1993; Fioravante, 2002; Colombi, 2005). Questa intensa attività ha sicuramente prodotto una maggiore comprensione sui meccanismi attraverso cui si sviluppano le resistenze lungo la superficie laterale ed alla base dei pali e sono stati di recente oggetto di qualificati lavori di sintesi (ad es. Poulos et al., 2001; Jamiolkowski, 2004).

In ogni caso, ed in sostanziale accordo con Poulos et al. (2001), gli Autori ritengono che al momento è molto difficile individuare, tra i vari metodi esistenti in letteratura per la valutazione del carico limite del palo singolo, quello più appropriato. In tal senso, l'approccio più razionale sembra essere quello di sviluppare metodi regionali di progetto che combinino l'esperienza locale dei progettisti e degli esecutori (Mandolini et al., 2005).

3.2. Criteri generali di progettazione

Un approccio razionale alla progettazione di una fondazione su pali dovrebbe, in generale, svilupparsi secondo le seguenti tre fasi:

- una fase preliminare, nella quale verificare la necessità di adottare una fondazione su pali e, se del caso, individuare il numero totale di pali necessario a soddisfare i criteri di progetto;
- una fase intermedia, attraverso la quale giungere ad individuare la più probabile ubicazione dei pali e le loro caratteristiche minime;
- una fase finale, nella quale si definisce il tipo ed il numero ottimale di pali, la loro posizione, per poi procedere alla migliore valutazione della distribuzione dei cedimenti, dei carichi tra i pali e delle caratteristiche della sollecitazione negli elementi di collegamento delle teste dei pali.

Con riferimento alla fase preliminare, forse la più importante perché è in essa che si concepisce l'idea progettuale, la prima soluzione che ovviamente si considera è quella di una fondazione superficiale; a tale scopo, vengono generalmente utilizzate semplici formulazioni che consentono rapidamente di pervenire ad una stima del carico limite e degli spostamenti sotto i carichi di esercizio.

Nel caso in cui la prima verifica (a carico limite) non sia soddisfatta appare ovvia la scelta di ricorrere all'uso di pali ed appare altrettanto ovvio procedere al loro progetto attraverso un calcolo a rottura di tipo tradizionale; nel caso in cui a non essere soddisfatta sia solamente la seconda verifica (cedimenti) non appare altrettanto ovvio procedere al loro progetto nello stesso modo.

Con riferimento a fondazioni superficiali di forma quadrata poggianti su depositi di terreni a grana fina (argille, limi) e grossa (sabbie, ghiaie), Mandolini (2003) ha mostrato che è possibile individuare delle dimensioni ottimali per la fondazione in corrispondenza delle quali il valore del coefficiente di sicurezza (globale, nello spirito del DM 11/03/88) assume il valore minimo consentito ($FS = 3$) ed il cedimento raggiunge il valore massimo ammissibile. Tale condizione ottimale è rappresentata dal punto posto al centro dell'abaco di fig. 3.1, sul cui asse delle ascisse è riportato il coefficiente di sicurezza globale della fondazione superficiale (FS_{UR}) mentre sull'asse delle ordinate è riportato il cedimento w_{UR} sotto i carichi di esercizio (pari a 1/3 del carico limite).

E' evidente che una fondazione superficiale il cui punto rappresentativo si trovi nel quadrante in basso a destra soddisfa ampiamente entrambe le condizioni e, pertanto, rappresenta sicuramente una soluzione progettuale possibile ancorché non ottimale.

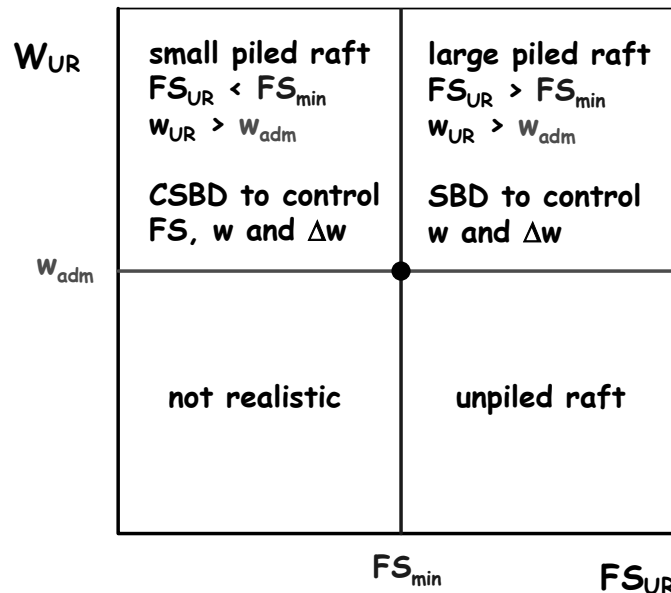


Fig. 3.1: Abaco per la scelta dell'approccio di progetto di una fondazione (Mandolini 2003)

Al contrario una fondazione superficiale il cui punto rappresentativo si collochi nella parte superiore dell'abaco non è proponibile, anche se per diversi motivi:

- nel caso in cui ricada nel quadrante in alto a destra, il coefficiente di sicurezza della sola fondazione superficiale (FS_{UR}) è più che sufficiente rispetto ai minimi normativi, ma i cedimenti risultano inaccettabili ($w_{UR} > w_{adm}$); è pertanto necessario ricorrere ad una fondazione su pali con la sola finalità di contenere i cedimenti entro valori accettabili. In tal caso sarebbe opportuno ricorrere ad una metodologia di progetto che veda i pali progettati con il principale obiettivo di incrementare la rigidità del sistema di fondazione (SBD, settlement based design), senza necessità che contribuiscano all'incremento della sua capacità portante essendo questa garantita dalla sola fondazione superficiale;

- nel caso in cui ricada nel quadrante in alto a sinistra, il coefficiente di sicurezza e i cedimenti della sola fondazione superficiale risultano inaccettabili; in tal caso la metodologia di progetto da utilizzare deve essere tale da garantire sia l'incremento di capacità portante sia l'incremento di rigidezza del sistema di fondazione (CSBD, capacity and settlement based design).

Il quadrante in basso a sinistra non è chiaramente realistico in quanto è difficile immaginare fondazioni superficiali che diano luogo a cedimenti modesti ($< w_{adm}$) in presenza di ridotti coefficienti globali di sicurezza.

Al punto C.5.3 (Carico limite e carico ammissibile del palo singolo), il DM 11/03/88 dichiara esplicitamente che *“La valutazione del carico assiale sul palo singolo deve essere effettuata prescindendo dal contributo delle strutture di collegamento direttamente appoggiate sul terreno”*. Appare quindi evidente l'impossibilità di procedere nella progettazione con un approccio SBD, pur in presenza di una fondazione superficiale che da sola sarebbe ampiamente in grado di garantire un più che adeguato margine di sicurezza nei riguardi del collasso! Per effetto di queste assunzioni cautelative, i cedimenti totali e differenziali delle fondazioni su pali risultano in genere ridotti e non sono considerati un problema di rilievo, salvo casi particolari come ad esempio la presenza di stratificazioni profonde di elevata compressibilità.

La possibilità di procedere in maniera più oculata era invece prevista nella versione dell'Eurocodice 7 proposta oramai più di dieci anni fa (EN(V) 1997-1: 1994), allorché nel Capitolo 7 dedicato alle fondazioni su pali era esplicitamente riportata la seguente affermazione: *“When the piles are used to reduce the settlement of a raft, their resistance corresponding to the creep load may be used in analysing the serviceability state of the structure.”*

Questa affermazione è scomparsa nell'ultima versione definitivamente approvata (EN 1997-1: 2004) la quale, pur non escludendo a priori la possibilità di approcci di progetto più razionali, all'inizio del Capitolo 7 afferma che: *“The provisions of this Section should not be applied directly to the design of piles that are intended as settlement reducers, such as in some piled raft foundations.”*

Appare utile osservare che, a partire dall'introduzione del concetto di pali come riduttori di cedimento (Burland et al., 1977), negli ultimi venti anni sono stati pubblicati numerosi lavori di ricerca teorica e sperimentale sull'argomento (Cooke, 1986; Poulos, 1989, 2002; Randolph, 1994, 1997; Burland, 1995; Mandolini e Viggiani, 1997; El Mossallamy e Franke, 1997; Horikoshi e Randolph, 1998; Russo e Viggiani, 1998; Viggiani, 2001; Mandolini, 2003; Mandolini et al., 2005); inoltre vi sono oramai esempi di importanti applicazioni su opere in vera grandezza quali edifici per civile abitazione (Hansbo e Kallstrom, 1983), edifici pubblici (Burland e Kalra, 1986), grattacieli (Sommer et al., 1991; Katzenbach et al., 1997), viadotti (Viggiani, 1995), serbatoi di stoccaggio (Russo et al., 2004).

Alla luce di questi notevoli progressi compiuti nel settore, il passo indietro compiuto dal TC250 del CEN è probabilmente da interpretare nella direzione di lasciare la libertà ad ogni Paese membro di prevedere o meno in sede nazionale regole di progettazione più avanzate, purché nel rispetto dei criteri generali stabiliti dall'EN 1997-1.

Analoghe considerazioni potrebbero svolgersi con riferimento a fondazioni su pali soggette a carichi orizzontali: perché avvenga lo scorrimento tra la sola fondazione superficiale ed il terreno sottostante sarebbe necessario che le azioni statiche di progetto eccedessero la resistenza disponibile al contatto tra la stessa ed il terreno immediatamente sottostante, proporzionale, in condizioni drenate, ai carichi verticali agenti attraverso un coefficiente di attrito (tipicamente $tg\phi'$).

Anche se limitatamente al caso di carichi verticali, va comunque accolta in maniera sicuramente positiva la seguente affermazione riportata nel Capitolo 7 del DM 14/09/05: *“Nel progetto di una fondazione su pali è ammesso l’impiego di pali con funzione di riduzione o regolazione dei cedimenti. In questo caso, il carico limite della fondazione deve essere valutato con riferimento alla sola piastra.”*

I contenuti del Capitolo 7 dell’EN 1997-1 relativo alle fondazioni su pali sono stati oggetto di recenti pubblicazioni di vari autori sia in ambito nazionale (Manassero et al., 2005) sia in ambito internazionale (Bauduin, 2002; Frank, 2003, 2005). Si ritiene pertanto inutile procedere ad un esame di dettaglio dei vari aspetti trattati dalla norma ma, in maniera più mirata, evidenziare gli aspetti più innovativi rispetto al DM 11/03/88.

In questo spirito, nel seguito verranno evidenziati alcuni aspetti che gli autori hanno ritenuto meritevoli di attenzione.

3.3. Carichi verticali

3.3.1. I metodi di progetto

L’EN 1997-1 consente di procedere al dimensionamento dei pali attraverso quattro differenti procedure:

- a) a partire dai risultati di prove di carico statiche;
- b) attraverso l’uso di formulazioni teoriche (ad es. formule statiche) e/o empiriche (ad esempio formule penetrometriche), opportunamente validate da esperienze (prove di carico) condotte in situazioni analoghe;
- c) a partire dai risultati di prove di carico dinamiche, la cui affidabilità sia stata precedentemente dimostrata attraverso il confronto con i risultati di prove di carico statiche eseguite in situazioni analoghe;
- d) in base all’osservazione del comportamento di fondazioni analoghe in terreni simili, purché tale similitudine sia dimostrabile sulla scorta di apposite indagini in sito e/o di laboratorio.

Nelle procedure (a) e (b) si ritrovano tre delle quattro metodologie suggerite dal DM 11/03/88 al punto C.5.3. Viene invece esclusa la possibilità di ricorrere all’analisi del comportamento dei pali durante la battitura ma, al contempo, consentito l’uso dei risultati di prove di carico dinamiche (c) e di procedere per analogia con fondazioni analoghe (d), ancorché per entrambi i casi con alcune limitazioni.

Una volta scelta una o più delle procedure sopra elencate, è possibile applicare i vari approcci progettuali (vedi §2.1), con coefficienti parziali sulle azioni (A), sui materiali (M) e sulle resistenze (R) riassunti nella tab. 3.1 (Manassero et al., 2005).

Perché il progetto dei pali possa essere ritenuto soddisfacente è necessario che per tutti gli stati limite ultimi presi in considerazione e per tutte le combinazioni di carico l’effetto delle azioni di progetto $F_{c,d}$ risulti non superiore alla resistenza di progetto $R_{c,d}$:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (3.1)$$

La resistenza di progetto, nel caso degli approcci progettuali DA1 e DA2, deve essere valutata a partire dal valore caratteristico della resistenza totale di progetto $R_{c,k}$ o dai valori caratteristici delle resistenze alla base $R_{b,k}$ e laterale $R_{s,k}$ attraverso l’applicazione delle seguenti relazioni:

$$R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t \quad (3.2)$$

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s \quad (3.3)$$

I valori dei coefficienti parziali γ_s e γ_b sono riportati nella tabella 3.1

Tab. 3.1: Coefficienti parziali dei vari approcci progettuali (Manassero et al., 2005).

| Approccio Progettuale | Combina-zione | Azioni A | | Materiali M | | | | Resistenze R | | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|--------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|---------------|------------|------------|
| | | γ_G | γ_Q | γ_Φ | γ_c | γ_{cu} | γ_σ | Pali battuti | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica | | |
| | | | | | | | | γ_b | γ_s | γ_t | γ_b | γ_s | γ_t | γ_b | γ_s | γ_t |
| DA1_1 | A1+M1+R1 | 1.35 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.00 | 1.15 | 1.10 | 1.00 | 1.10 |
| DA1_2 | A2+M1+R4 (M2)* | 1.00 | 1.30 | 1.00 (1.25) | 1.00 (1.25) | 1.00 (1.40) | 1.00 (1.00) | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.60 | 1.30 | 1.50 | 1.45 | 1.30 | 1.40 |
| DA2 | A1+M1+R2 | 1.35 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.10 |
| DA3 | A1+M2+R3 (A2)** | 1.35 (1.00) | 1.50 (1.30) | 1.25 | 1.25 | 1.40 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

* in alternativa a M1 in caso di azioni sfavorevoli del terreno sul palo (ad es., attrito negativo)

** in alternativa a A1 in caso di azioni di tipo geotecnico (nelle verifiche di stabilità globale, A1 si applica anche alle azioni di tipo strutturale)

3.3.2. La tecnologia di esecuzione dei pali

Come si osserva dalla tab. 3.1, l'EN 1997-1 suggerisce valori diversi dei coefficienti parziali di sicurezza γ_t da applicare alla resistenza R di progetto per le tre tipologie di pali considerate (trivellati, battuti, ad elica continua). In base ai valori riportati in tabella, si intuisce che a parità di condizioni il palo battuto viene ritenuto più affidabile del palo trivellato (ad es. i valori di γ_t nel DA1-C2 sono rispettivamente 1.30 e 1.50), con i pali ad elica continua in posizione intermedia ($\gamma_t = 1.40$), atteso il fatto che il loro comportamento può tendere all'una o all'altra tipologia in funzione dei parametri di perforazione scelti per la loro esecuzione (Viggiani, 1989, 1993; Mandolini et al., 2002). In maniera ancora condivisibile, laddove si proceda alla valutazione separata della resistenza lungo la superficie laterale R_s ed alla base R_b , l'EN 1997-1 consente di scegliere coefficienti parziali diversi per le due aliquote di resistenza (rispettivamente γ_s e γ_b), con valori indifferenziati lungo la superficie laterale indipendentemente dall'approccio progettuale, diversi alla base e più penalizzanti per i pali trivellati (ad es. i valori di γ_b nel DA1-C2 sono pari a 1.30, 1.60 e 1.45 rispettivamente per pali battuti, trivellati e ad elica).

E' evidente che tale articolazione non ha alcun riscontro nel DM 11/03/88, nel quale era prevista l'adozione di un unico coefficiente globale di sicurezza ($FS = 2.5$) indipendentemente dalla tecnologia esecutiva del palo.

3.3.3. Le prove di carico

Il DM 11/03/88, nel riconoscere la notevole importanza della determinazione diretta del carico limite attraverso prove di carico su pali pilota, consente di ridurre il valore di FS del 20%, portandolo quindi a $FS = 2$, indipendentemente dal numero di prove di carico eseguite (punto C.5.3). Per poter usufruire di questa riduzione di FS, è però necessario che siano state eseguite approfondite e dettagliate indagini per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni.

L'EN 1997-1, pur conservandone il principio base di premiare in qualche modo gli sforzi prodotti per l'esecuzione di prove di carico su pali pilota, consente di definire la resistenza totale caratteristica di progetto $R_{c,k}$ attraverso le seguenti relazioni:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ (R_{c,m})_{medio} / \xi_1; (R_{c,m})_{min} / \xi_2 \right\} \quad (3.4)$$

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ (R_{c,m})_{medio} / \xi_5; (R_{c,m})_{min} / \xi_6 \right\} \quad (3.5)$$

rispettivamente valide per prove di carico statiche e dinamiche. In tali formule $(R_{c,m})_{medio}$ e $(R_{c,m})_{min}$ rappresentano rispettivamente la resistenza totale misurata media e minima attraverso prove di carico statiche o dinamiche; ξ_1 , ξ_2 , ξ_5 e ξ_6 sono coefficienti da applicare a seconda del tipo di prova, di valore decrescente al crescere del numero n di prove (tabelle 3.2.e 3.3).

Tab. 3.2: Coefficienti parziali ξ_1 e ξ_2 .

| | n = 1 | n = 2 | n = 3 | n = 4 | n ≥ 5 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|
| ξ_1 | 1.40 | 1.30 | 1.20 | 1.10 | 1.00 |
| ξ_2 | 1.40 | 1.20 | 1.05 | 1.00 | 1.00 |

Tab. 3.3: Coefficienti parziali ξ_5 e ξ_6 .

| | n ≥ 2 | n ≥ 5 | n ≥ 10 | n ≥ 15 | n ≥ 20 |
|---------|-------|-------|--------|--------|--------|
| ξ_5 | 1.60 | 1.50 | 1.45 | 1.42 | 1.40 |
| ξ_6 | 1.50 | 1.35 | 1.30 | 1.25 | 1.25 |

Una volta determinato il valore di $R_{c,k}$, attraverso la (3.2) ed i coefficienti della tabella 3.1 si può procedere alla valutazione di $R_{c,d}$.

Nel caso di prove di carico su pali strumentati per la misura (diretta o indiretta) delle aliquote di resistenza alla base e laterale, è possibile applicare la stessa procedura per la definizione di $R_{b,k}$ e $R_{s,k}$.

Da quanto detto è evidente l'inapplicabilità dell'approccio DA3 ai risultati di prove di carico poiché esso opera sui parametri di resistenza del terreno e non sulle resistenze del complesso palo-terreno. Per questa ragione nell'ambito della proposta dell'Appendice Nazionale dell'EN 1997-1, il DA3 è stato opportunamente modificato.

Poiché molto spesso l'esecuzione di prove di carico su pali di grande diametro risulta particolarmente impegnativa se non addirittura proibitiva, l'EN 1997-1 consente l'esecuzione di prove su pali di diametro più piccolo (ma comunque mai inferiore al 50% del diametro del palo in progetto), a patto che il palo di prova:

- sia realizzato ed installato nello stesso modo del palo in progetto;

- sia strumentato in maniera tale da poter valutare per via sperimentale la resistenza alla base e laterale.

3.3.4. Le indagini

Un altro principio molto importante stabilito dall'EN 1997-1 consiste nella possibilità di procedere alla definizione di una resistenza di progetto più elevata laddove ci si trovi in presenza di campagne di indagini geotecniche più estese ed approfondite.

Infatti, qualora si sia deciso di ricorrere ad una procedura di calcolo di tipo (b) per la determinazione delle resistenze calcolate di progetto (alla base, $R_{b,cal}$; laterale, $R_{s,cal}$), la valutazione della resistenza totale caratteristica di progetto $R_{c,k}$ viene fatta attraverso la seguente relazione:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})/\xi = R_{c,cal}/\xi = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{medio}/\xi_3; (R_{c,cal})_{min}/\xi_4 \} \quad (3.6)$$

in cui i valori da assegnare ai coefficienti ξ_3 e ξ_4 vanno scelti dalla tabella 3.4 in funzione del numero n di profili indagati.

Tab. 3.4: Coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 .

| | n = 1 | n = 2 | n = 3 | n = 4 | n = 5 | n = 7 | n = 10 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| ξ_3 | 1.40 | 1.35 | 1.33 | 1.31 | 1.29 | 1.27 | 1.25 |
| ξ_4 | 1.40 | 1.27 | 1.23 | 1.20 | 1.15 | 1.12 | 1.08 |

In termini pratici, l'esistenza di più profili indagati del sottosuolo (ad es. n profili penetrometrici) consente di procedere alla determinazione di più valori della resistenza totale calcolata attraverso i quali individuare il valore medio $(R_{c,cal})_{medio}$ e minimo $(R_{c,cal})_{min}$ cui applicare i rispettivi coefficienti ξ . Il valore caratteristico della resistenza totale $R_{c,k}$ sarà pari al minimo tra i due valori ridotti attraverso. E' evidente l'analogia con l'uso dei risultati delle prove di carico.

Anche il DM 11/03/88 al punto B.2 sancisce l'obbligatorietà delle indagini in quanto propedeutiche alle fasi salienti della progettazione (di massima ed esecutivo ai tempi del DM) ed al punto B.3 chiaramente pone l'ampiezza delle indagini in relazione all'importanza ed alla complessità dell'opera e del sottosuolo. In nessuna parte, però, il DM 11/03/88 premia il maggiore sforzo compiuto in termini di indagini, anche se questo non esclude il fatto che la disponibilità di maggiori informazioni metta il progettista in condizioni di procedere nei calcoli con maggiore affidabilità.

3.4. Carichi orizzontali

La progettazione di una fondazione su pali sotto azioni orizzontali non ha ricevuto molta attenzione dal DM 11/03/88, il quale al punto C.5.3 si limita alla sola seguente affermazione: *“Il palo dovrà essere verificato anche nei riguardi di eventuali azioni orizzontali”*. Nessun cenno, quindi, né alle possibili procedure di calcolo (come nel caso di pali soggetti a carichi verticali) né a valori minimi del coefficiente di sicurezza da adottare.

La Circolare del MM.LL.PP del 24/09/88 ha provato a colmare questa evidente lacuna attraverso la seguente affermazione (punto C.5.1): *“Per le palificate soggette anche a forze orizzontali di intensità non trascurabile si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e*

nel terreno e verificarne l'ammissibilità, sviluppando calcoli geotecnici specifici in presenza di tali forze. In questo caso va condotta una specifica verifica a taglio".

La Circolare, quindi, ha posto l'accento sul fatto che è non solo necessario sviluppare un'analisi dell'interazione palo-terreno sotto azioni orizzontali, ma anche verificare che lo stato di sollecitazione nel terreno sia "ammissibile", ancora però senza indicare alcun criterio per la verifica.

L'approccio dell'EN 1997-1 è ancora una volta basato sul soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \quad (3.7)$$

in cui $F_{tr,d}$ e $R_{tr,d}$ rappresentano rispettivamente gli effetti delle azioni trasversali di progetto e la resistenza trasversale di progetto. Quest'ultima può valutarsi considerando uno dei seguenti meccanismi di rottura (7.7.1.3):

- per pali corti, la rotazione o la traslazione di un corpo rigido;
- per pali lunghi e snelli, la rottura per flessione del palo accompagnata da plasticizzazioni locali e spostamenti del terreno posto in prossimità della testa del palo.

Si riconosce, quindi, una maggiore enfasi sulla necessità di considerare i possibili meccanismi di rottura del complesso palo-terreno che, come ben noto, sono fortemente influenzati, a parità di ogni altro fattore, dalla condizione di vincolo alla testa del palo.

Circa i metodi di progetto, viene proposto l'utilizzo dei risultati di prove di carico statiche trasversali (sicuramente non molto diffuse in Italia), anche se viene esplicitamente dichiarato che esse non devono giungere necessariamente ad uno stato di rottura, ma comunque riprodurre al meglio l'intensità e la retta d'azione dei carichi di progetto (7.7.3.2).

Un punto molto importante (7.7.3.3(P)), che non trova riscontro con riferimento alle prove di carico verticali, riguarda la necessità di indagare con il dovuto dettaglio i primi metri del terreno in cui è immerso il palo. Tale aspetto è degno di attenzione in quanto è nell'ambito di queste modeste profondità che le proprietà del terreno influenzano notevolmente la risposta del palo ai carichi esterni. Pertanto la risposta osservata nel corso di una prova di carico potrebbe non essere rappresentativa del valore $R_{tr,d}$ dei pali che costituiscono la fondazione in presenza di disomogeneità dei terreni più superficiali.

Non risulta però chiaro come eventualmente utilizzare i risultati di dette prove visto che non viene fornito alcuna tabella contenente i valori dei coefficienti parziali di sicurezza da applicare per questo caso.

Per quel che riguarda la valutazione di $R_{tr,d}$ a partire da indagini in sito e/o di laboratorio, l'EN 1997-1 al punto 7.7.3.1(P) sottolinea che è necessario procedere nei calcoli con un insieme compatibile delle azioni (o dei loro effetti), delle proprietà del terreno e degli spostamenti, tenendo dovuto conto della possibilità che si determini una rottura strutturale del palo immerso nel terreno (7.7.3.2(P)).

Ciò potrà farsi, ad esempio, riferendosi alla teoria di Broms (1964a e b) per quel che riguarda la valutazione delle resistenze ed al metodo originariamente proposto da Matlock & Reese (1960) per quel che riguarda le sollecitazioni indotte nel palo.

Sembra utile osservare che i meccanismi di rottura previsti da Broms (1964a e b) dipendono dalla combinazione dei parametri del terreno (resistenza al taglio non drenata, c_u ; angolo di attrito, ϕ' ; peso dell'unità di volume, γ) e del palo (snellezza L/d e suo momento di plasticizzazione M_y) ma che, per i valori di snellezza dei pali cui si giunge quando progettati principalmente per assorbire i carichi verticali, il meccanismo di rottura più probabile sotto azioni orizzontali è quello di "palo lungo".

Inoltre è evidenziata la necessità di portare in conto gli effetti di gruppo sia per quanto concerne le resistenza (7.7.1.4) sia con riferimento agli spostamenti trasversali (7.7.4.1). Purtroppo su questi argomenti le conoscenze non sono altrettanto “mature” come nel caso degli effetti di gruppo sotto carichi verticali. L’argomento è comunque affrontato in libri di testo (ad es. Poulos et al., 1980; Fleming et al., 1992) e di recente è stato ampiamente discusso da Mandolini et al. (2005).

A termine di questo paragrafo sembra opportuno svolgere alcune considerazioni relative ai vari approcci progettuali. Per la verifica a carico limite orizzontale con il metodo di Broms, appare agevole adottare il DA3, che opera sulle caratteristiche di resistenza del terreno; non è invece possibile utilizzare il DA2 che non prevede alcun coefficiente sulla resistenza complessiva dell’insieme palo-terreno; si potrebbe invece utilizzare il DA1 qualora si decidesse di fare riferimento ai coefficienti di sicurezza parziali sulle caratteristiche di resistenza del terreno previsti per le verifiche di altre opere geotecniche e non su quelli applicabili alla resistenza del complesso palo-terreno, definiti esclusivamente per le verifiche a carico limite assiale dei pali.

4. PALI DI FONDAZIONI SOTTO AZIONI SISMICHE

4.1. Indicazioni degli eurocodici

Il progetto di una qualunque fondazione in zona sismica (secondo l’EN 1998-5) deve soddisfare i requisiti:

- le forze derivanti dalla sovrastruttura devono essere trasferite al terreno senza significative deformazioni permanenti;
- le deformazioni indotte dal moto sismico devono essere compatibili con la funzionalità della struttura in elevazione.

Occorre, inoltre, tener conto della dipendenza dal livello di deformazione delle proprietà dinamiche del terreno e degli effetti derivanti dalla natura ciclica del carico sismico. Per terreni di tipo C o D, in assenza di dati specifici, l’EN 1998-5 fornisce i seguenti valori di riduzione della velocità delle onde di taglio v_s e del modulo di taglio G :

Tab. 4.1: Fattori di riduzione (\pm deviazione standard) della velocità delle onde di taglio v_s e del modulo di taglio G

| $a_g \cdot S$ | smorzamento | $\frac{v_s}{v_{s,max}}$ | $\frac{G}{G_{max}}$ |
|---------------|-------------|-------------------------|---------------------|
| 0.10 | 0.03 | 0.90(± 0.07) | 0.80(± 0.10) |
| 0.20 | 0.06 | 0.70(± 0.15) | 0.50(± 0.20) |
| 0.30 | 0.10 | 0.60(± 0.15) | 0.36(± 0.20) |

$v_{s,max}$ è il valor medio della velocità delle onde di taglio a piccole deformazioni ($<10^{-5}$)

G_{max} è il valor medio del modulo di taglio a piccole deformazioni.

Le indicazioni dell’EN 1998-5 sulle fondazioni su pali sono molto sintetiche e non sempre evidenziano la complessità del problema. La norma si limita a chiarire che i pali devono essere progettati per resistere a due tipi di azioni:

- le forze di inerzia derivanti dalla sovrastruttura, valutate tenendo conto degli effetti dell’eventuale “sovrarresistenza” della struttura in elevazione;

- le forze cinematiche derivanti dall'interazione palo-terreno in occasione del passaggio dell'onda sismica.

Le prime, combinate con i carichi statici, forniscono gli “scarichi” in fondazione, e cioè il valore di progetto dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} alla base della struttura.

Le verifiche a carico limite verticale ed orizzontale vanno effettuate con gli stessi metodi adottati in campo statico.

L'Eurocodice prescrive che le analisi per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nel palo siano effettuate con modelli in grado di riprodurre realisticamente:

- la rigidità flessionale del palo;
- la reazione del terreno all'interfaccia palo-terreno, portando in conto gli effetti di carichi ciclici e l'entità delle deformazioni nel terreno;
- l'interazione palo-palo dinamica (l'effetto di gruppo);
- le condizioni di vincolo in testa, o la connessione tra pali e sovrastruttura.

Gli effetti dell'interazione cinematica, precisa la norma, devono essere valutati e portati in conto solo se si verificano simultaneamente le seguenti condizioni:

- il profilo di terreno è di tipo D, S1 o S2 e contiene strati consecutivi di terreno con contrasti di rigidità elevati;
- la zona è di moderata o alta sismicità e cioè il prodotto $a_g \cdot S$ supera 0.1g e la sovrastruttura è di classe III o IV (vedi EN 1998-1 tab.4.3).

I pali devono in principio essere progettati per rimanere in campo elastico, anche se, in particolari condizioni, può essere consentita la formazione di cerniere plastiche in testa ai pali. L'EN 1998-5 definisce i seguenti casi in cui l'interazione dinamica terreno-struttura deve essere considerata:

- strutture per le quali l'effetto $P-\delta$ gioca un ruolo significativo;
- strutture con fondazioni massicce o profonde, come pile di ponti, cassoni *off-shore* e silos;
- strutture snelle, come torri o ciminiere;
- strutture poggianti su terreni molto deformabili, con velocità media delle onde di taglio $v_{s,max}$ minore di 100 m/s, come i terreni del gruppo S1.

Dal punto di vista costruttivo, l'EN 1998-5 richiede:

- di utilizzare una sola tipologia di fondazione per la stessa struttura; si esclude, quindi, la possibilità di fondare una struttura parte su fondazioni superficiali e parte su fondazioni, a meno che le parti siano rese dinamicamente indipendenti per mezzo di un giunto, che interessa anche la struttura di fondazione;
- di evitare l'uso di pali inclinati; qualora se ne faccia uso, questi devono essere progettati per resistere anche a flessione.

Inoltre, la struttura di fondazione deve essere sufficientemente rigida sia a flessione sia a trazione nel piano orizzontale.

4.2. Interazione dinamica terreno-fondazione-struttura

4.2.1. Considerazioni generali

In molte normative, e nella prassi progettuale italiana, la risposta sismica delle strutture è calcolata trascurando gli effetti dell'interazione terreno-struttura, e cioè imponendo vincoli fissi alla base delle strutture. Alla base di questo approccio vi è la convinzione che tale

interazione giochi sempre un ruolo favorevole riducendo le forze d'inerzia sulla struttura. Ciò è certamente vero in presenza di spettri di progetto standard, come quello previsto dall'EN 1998-1, che presentano un ramo discendente dopo un tratto di accelerazione spettrale costante. Infatti, la presenza di un vincolo deformabile alla base della struttura (Gazetas e Mylonakis, 2000) influenza la risposta sismica della struttura in due diversi modi:

- innanzi tutto una struttura così vincolata, ha caratteristiche di vibrazione differenti, con un periodo fondamentale \tilde{T} in genere più lungo del periodo T della stessa struttura incastrata al piede.
- inoltre una parte dell'energia è dissipata nel terreno attraverso onde di “radiazione” e isteresi, determinando un rapporto di smorzamento effettivo $\tilde{\beta}$ maggiore dello smorzamento β della corrispondente struttura a vincoli fissi, producendo un'accelerazione spettrale minore.

Entrambi i fenomeni, in presenza di spettri di progetto standard riducono le accelerazioni nella struttura (vedi fig. 4.1).

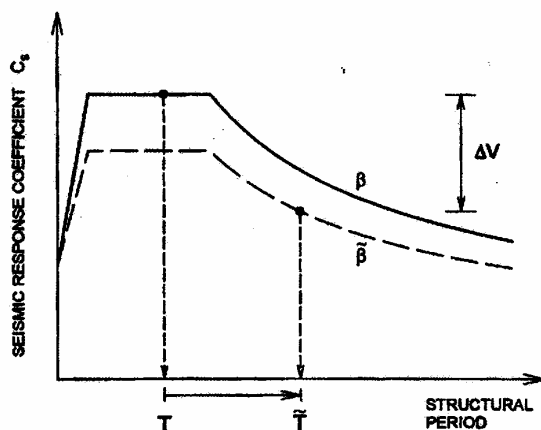


Fig. 4.1: Riduzione dello spettro di risposta per l'effetto dell'interazione terreno-struttura nel codice sismico NEHRP-97.

Gazetas e Mylonakis (1998 e 2000) hanno messo in evidenza che il ruolo benefico dell'interazione sismica terreno struttura è spesso una sovrasemplificazione che può portare ad una progettazione non cautelativa della struttura in elevazione e della sua fondazione. In fig. 4.2 è riportato, ad esempio, il confronto tra uno spettro convenzionale di progetto e alcuni spettri di risposta di particolari terremoti. I dati registrati riportano la massima amplificazione spettrale per periodi maggiori di 1 s, per effetto della risonanza del terreno.

4.2.2. Analisi dinamica completa

L'EN 1998-5, come illustrato in precedenza, è una delle poche norme che riconosce l'importanza dell'interazione cinematica per le fondazioni su pali e degli effetti dell'interazione dinamica terreno-struttura, indicando per entrambi i fenomeni i casi in cui è necessario valutarne gli effetti nel progetto di una struttura fondata su pali. Nella norma, però, non vi sono indicazioni su come effettuare tali analisi. Di converso il capitolo delle linee guida dell'AGI (2005) dedicato alle fondazioni su pali (Dente, 2005a) è più ricco di indicazioni e metodi quantitativi.

Come evidenziato da Caputo (2005a) e Dente (2005a), in presenza di una struttura fondata su pali, il moto sismico proveniente dal substrato rigido percorre i vari strati di terreno e pone in

vibrazione il sistema globale (terreno-fondazione-elevazione) in modo decisamente più complesso rispetto a quanto accadrebbe in assenza delle strutture di fondazione ed in elevazione.

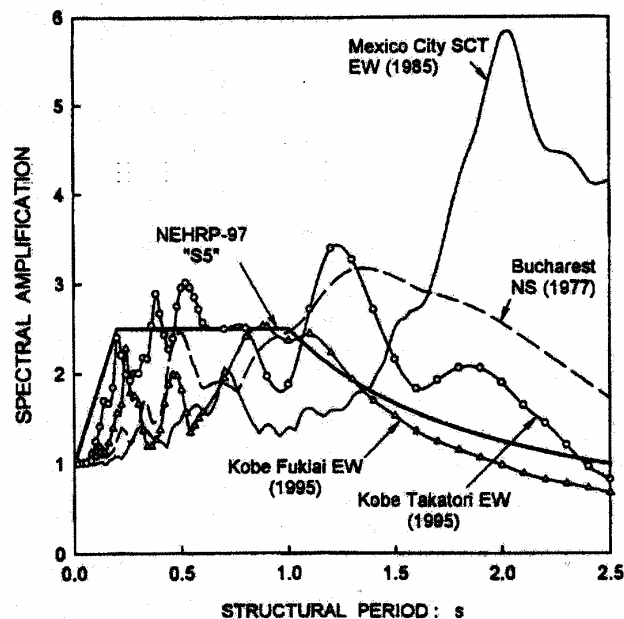


Fig. 4.2: Confronto tra uno spettro di progetto convenzionale e gli spettri di 4 terremoti (da Gazetas e Mylonakis, 2000).

Il terreno, infatti, che si muove per effetto del sisma, forzerà i pali e la struttura di fondazione interrata a muoversi. Anche in assenza di sovrastruttura il moto della fondazione sarebbe diverso dal moto di *free-field*, a causa delle diverse rigidzze del terreno e dei pali. E' il fenomeno dell'interazione cinematica.

Il moto indotto al livello della fondazione genera delle oscillazioni nella sovrastruttura che a sua volta sviluppa delle forze d'inerzia. La fondazione, i pali ed eventualmente anche il terreno circostante sono così sottoposti ad ulteriori forze dinamiche e spostamenti. E' il cosiddetto fenomeno dell'interazione inerziale.

A rigore sarebbe possibile condurre un'analisi globale dell'intero sistema terreno-fondazione-elevazione in un'unica fase, scrivendo, cioè, le equazioni del moto con riferimento alle matrici di massa, di smorzamento e di rigidzza dell'intero sistema e considerando l'azione sismica esterna costituita dal segnale che si propaga verso l'alto a partire dal substrato rigido. In linea con la terminologia adottata nell'ambito delle linee guida dell'AGI (2005), tale analisi può essere definita "completa".

Per condurre tali analisi, si deve necessariamente fare riferimento a programmi di calcolo agli elementi finiti o alle differenze finite, alcuni dei quali permettono di effettuare anche l'analisi in condizioni tridimensionali. Tra questi, Dente (2005a) cita il programma AHNSE, che è stato sviluppato da una commissione di studio europea (TRISEE, 1999). Questo programma combina le tecniche di analisi spettrale e il metodo agli elementi finiti, risolvendo il problema dinamico a partire dalla sorgente delle onde sismiche fino alla risposta strutturale.

L'analisi dinamica completa, oltre a presentare notevoli oneri computazionali, richiede anche un significativo approfondimento della fase di indagine e caratterizzazione del sottosuolo, in termini sia di estensione del volume di indagine (volume significativo per lo studio del comportamento dinamico del sistema opera-terreno di fondazione), sia di definizione dei parametri fisici e meccanici del terreno e degli elementi strutturali, tenendo conto dei modelli

costitutivi che si utilizzano. Inoltre, l'input sismico non può essere rappresentato da uno spettro di risposta elastico ma da un certo numero di accelerogrammi reali o artificiali su *bed-rock* significativi per il sito in cui è localizzata l'opera. La necessità di fare riferimento a diversi input sismici rende ancora più onerosa l'analisi.

4.2.3. Metodo delle sottostrutture

Difficilmente, nella pratica professionale, si fa riferimento all'analisi dinamica completa per la verifica di edifici in presenza di azioni sismiche.

Come già detto nel §3.1, generalmente si procede alla suddivisione del problema di interazione sismica nell'analisi separata delle due componenti cinematica ed inerziale, seguendo il cosiddetto “metodo delle sottostrutture”, illustrato schematicamente nella fig. 4.3. Esso prevede prioritariamente lo studio dell'interazione cinematica (fase A0 del §3.1 e fase (a) di fig. 4.3) su uno schema semplificato in cui sono presenti la struttura di fondazione (con i pali) e il terreno, mentre la massa della struttura in elevazione è posta uguale a zero, al duplice scopo di determinare:

- l'azione sismica trasmessa alla sovrastruttura⁴;
- l'aliquota delle caratteristiche della sollecitazioni nei pali, prodotta esclusivamente da tale interazione, da sommare a quella dovuta all'interazione inerziale.

Successivamente, si analizzano separatamente (fasi A1 e A2 del §3.1 e (d) e (c) di fig. 4.3) sovrastruttura e struttura di fondazione soggette all'azione sismica modificata dal meccanismo di interazione cinematica. Nell'analisi della sovrastruttura (fase (d) della fig. 4.3) il sistema fondazione-terreno è assunto privo di massa, ma contribuisce al comportamento dinamico globale della sovrastruttura attraverso la sua impedenza dinamica che viene valutata nella nell'ambito della fase (c) di fig. 4.3.

Scopo dello studio dell'interazione inerziale è quello di determinare:

- le caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione;
- l'altra aliquota delle caratteristiche della sollecitazione nei pali di fondazione, da sommare alla precedente, nell'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti;
- le sollecitazioni di progetto alla testa del palo con cui effettuare le verifiche allo stato limite ultimo per i meccanismi di carico limite verticale e orizzontale.

Le risposte individuali sono poi combinate nel rispetto dell'equilibrio e della compatibilità cinematica. A rigore la validità del principio di sovrapposizione degli effetti è legata all'ipotesi di comportamento lineare di tutti i componenti (Kausel e Roesset, 1974; Gazetas e Mylonakis, 1998).

Anche se l'EN 1998-5 non lo afferma in modo esplicito, sembrerebbe ovvio che lo studio delle interazioni cinematica ed inerziale debba essere condotto sia in presenza del terremoto più gravoso (detto L1 nella presente nota), relativo alle verifiche allo SLU, sia sotto l'azione sismica L2, per le verifiche allo stato limite di danno. E' chiaro, altresì, che, qualora si richieda che i pali si deformino in campo elastico anche in presenza della sollecitazione sismica più gravosa, sarà questa verifica a condizionare il dimensionamento della struttura di fondazione in presenza di azioni sismiche.

Rispetto all'approccio dinamico completo, il metodo delle sottostrutture riduce il problema a situazioni più facili da trattare e non richiede necessariamente la ripetizione di tutti gli step

⁴ La gran parte delle procedure per lo studio dell'interazione cinematica in presenza di pali di fondazione si limita alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nel palo e non forniscono alcuna informazione sull'alterazione del moto sismico. In tal caso, l'azione sismica alla base dell'edificio viene assunta coincidente con lo spettro elastico di *free-field*.

più volte se, ad esempio, si modifica qualcosa nel dimensionamento della sovrastruttura. Inoltre in alcuni casi uno o più step possono essere trascurati.

Per lo studio di ognuna delle due fasi esistono formulazioni e metodi di analisi diversi, tra i quali metodi agli elementi finiti, agli elementi di contorno, soluzioni analitiche e semianalitiche, ed una varietà di metodi semplificati. Alcuni di essi saranno descritti nei paragrafi che seguono.

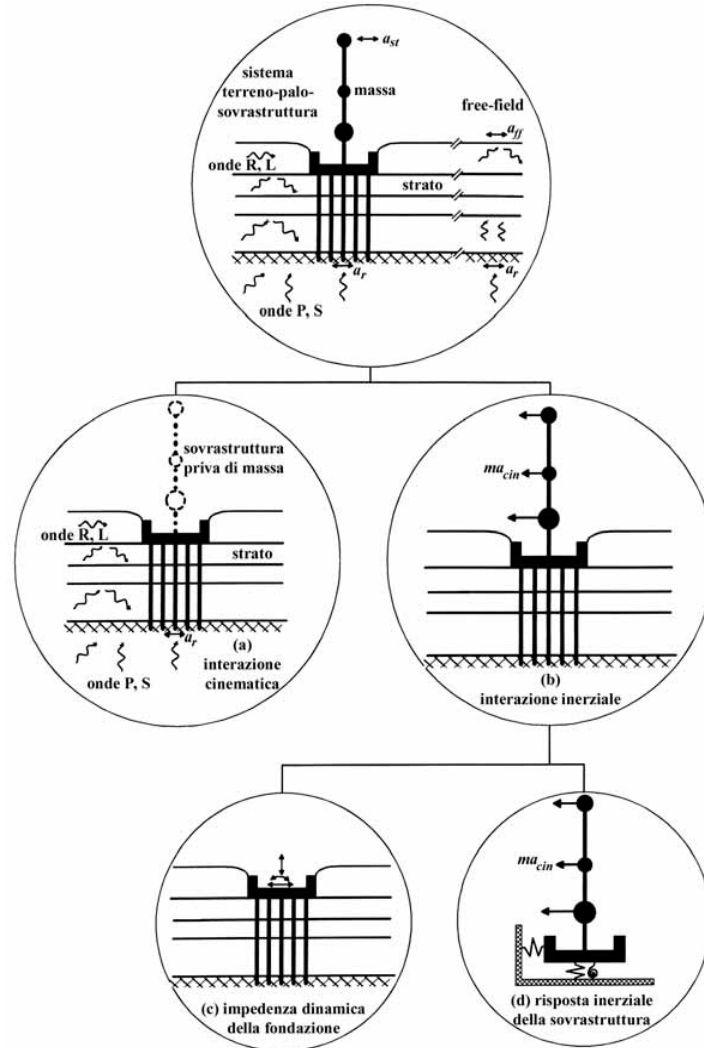


Fig. 4.3: Metodo delle sottostrutture per l'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura attraverso la decomposizione in interazione cinematica e interazione inerziale (da Gazetas e Mylonakis, 1998).

4.2.4. Interazione cinematica

4.2.4.1. Considerazioni generali

In assenza del palo, un'onda sismica tipo S che si propaga verticalmente induce solo spostamenti orizzontali nel terreno. Per un terreno omogeneo, la teoria della propagazione monodimensionale delle onde fornisce il moto di *free-field* in superficie $u_{ff}(t)$. La presenza di un palo cilindrico diffrange le onde e le riflette, modificando tale moto. Come risultato, lo

spostamento orizzontale della testa del palo, $u_p(t)$ sarà diverso da quello di *free-field* e la testa del palo sperimenterà anche una rotazione $\phi_p(t)$.

Gli effetti dell'interazione cinematica sul moto sismico sono stati indagati da Gazetas (1984) e da Fan et al. (1991), con un esteso studio parametrico sul palo singolo e su gruppi di pali soggetti ad eccitazione armonica in terreni omogenei e stratificati con un metodo agli elementi di contorno (Kayna e Kausel, 1982) e terreni e pali schematizzati come elastici lineari. Tali effetti sono stati sintetizzati dagli Autori attraverso i due fattori:

$$I_u = \frac{|u_p|}{u_{ff}} \quad (4.1)$$

$$I_\phi = \frac{|\phi_p|d}{2 u_{ff}} \quad (4.2)$$

dove u_{ff} e u_p sono le ampiezze dello spostamento orizzontale della superficie del terreno in condizioni di *free-field* e della testa del palo, ϕ_p è l'ampiezza della rotazione della testa del palo e d il diametro del palo. In assenza di interazione cinematica u_p sarà uguale a u_{ff} e ϕ_p sarà uguale a zero e di conseguenza I_u sarà unitario e I_ϕ nullo.

La forma generalizzata della funzione I_u è riportata in fig. 4.4, in funzione di un fattore $a_0 = \omega d/V_s$, legato alla pulsazione dell'oscillazione ed alla velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno.

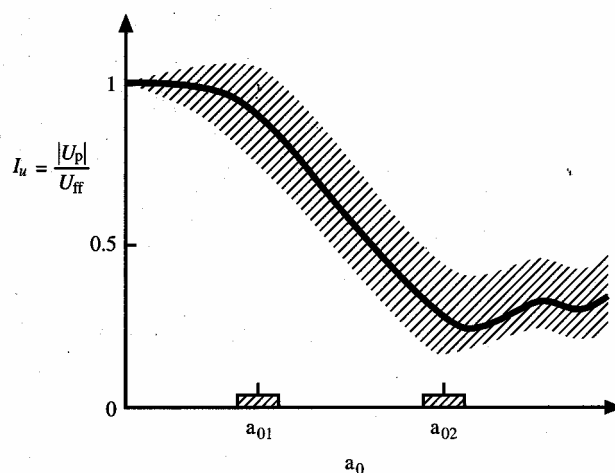


Fig. 4.4: Fattore di interazione cinematica (Fan et al., 1991)

Come si può osservare a basse frequenze ($a_0 < a_{01}$), corrispondenti ad elevate lunghezze d'onda, I_u è circa uguale a 1, e quindi la testa del palo segue le deformazioni del terreno. Per valori intermedi delle frequenze ($a_{01} < a_0 < a_{02}$) il fattore I_u si riduce rapidamente al crescere della frequenza, a causa della crescente incapacità del palo di seguire l'andamento fluttuante dei movimenti del terreno. Per elevate frequenze ($a_0 > a_{02}$) I_u si rimane pressochè stabile oscillando intorno ad un valore di circa 0.2-0.4. I valori delle frequenze a_{01} e a_{02} risultano dipendenti dal tipo di profilo del terreno, dalla rigidità relativa palo-terreno, dalle condizioni di vincolo in testa e dall'interazione palo-palo. I risultati ottenuti da Fan et al. (1991) presentati sotto forma di grafici adimensionalizzati consentono di valutare gli spostamenti

dinamici orizzontali e la rotazione del palo singolo, nonché del gruppo di pali. Essi possono avere anche un'utilità pratica per la determinazione dell'effettivo moto sismico da applicare alla base delle strutture fondate su pali, una volta noto il moto del terreno in condizioni di *free-field*.

Gli effetti dell'interazione cinematica si risentono non solo alla testa del palo, ma anche lungo il fusto, producendo profili di spostamento nel palo in genere diversi da quelli di *free-field*. Tali spostamenti sono associati a curvature e quindi a momenti flettenti nel palo.

Per terreni omogenei il momento flettente dell'interazione cinematica, in generale, attinge il suo valore massimo in una sezione posta a circa metà della lunghezza del palo, per i pali liberi di ruotare in testa, in corrispondenza dell'incastro, per i pali incastrati in testa. In terreni stratificati, invece, il momento flettente si incrementa in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di rigidezza diversa. Tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza fra gli strati; in alcuni casi, il valore del momento può anche superare quello che insorge in testa al palo, quando questo è impedito di ruotare.

In letteratura sono stati proposti diversi metodi per la valutazione dell'interazione cinematica. Nei paragrafi successivi sono riportati i metodi più utilizzati suddivisi nelle tre classi: metodi semplificati; metodi disaccoppiati (modellazione alla Winkler) e metodi accoppiati con modellazione del continuo.

4.2.4.2. Metodi semplificati

In letteratura sono disponibili formule semplificate per il calcolo dei momenti flettenti nei pali derivanti dall'interazione cinematica. I metodi di Margason e Holloway (1977) e delle formule NEHRP (1997) si basano sull'ipotesi semplificata che il palo segua il moto, u_{ff} , di *free-field* del terreno, soggetto alle sole onde S che si propagano verticalmente, e derivano il momento flettente nel palo dalla curvatura massima:

$$M = E_p I_p (1/R) \quad (4.3)$$

in cui M è il momento flettente di picco, $1/R$ è la curvatura di picco del terreno, $E_p I_p$ è la rigidezza flessionale del palo.

Per calcolare $1/R$ Margason e Holloway (1977) pongono:

$$(1/R) \approx 2 \Delta u_{ff} / \Delta z^2 \quad (4.4)$$

in cui Δu_{ff} è lo spostamento relativo massimo tra due punti del terreno posti ad una differenza di profondità Δz . L'andamento degli spostamenti orizzontali del terreno in condizioni di *free-field* può essere ottenuto con un'analisi di propagazione monodimensionale delle onde sismiche.

Per le norme NEHRP (1997) la curvatura di picco del terreno si ottiene dalle equazioni della propagazione modimensionale delle onde sismiche (Newmark, 1968):

$$(1/R) = a_{ff} / V_s^2 \quad (4.5)$$

in cui a_{ff} è l'accelerazione massima di *free-field* in superficie e V_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno.

I due metodi descritti in precedenza trascurano di fatto l'interazione cinematica e di conseguenza non tengono conto dei seguenti fattori:

- rigidezza relativa palo-terreno;
- snellezza del palo (L/d);
- smorzamento radiante.

Inoltre, tali metodi sono inapplicabili all'interfaccia tra due strati di terreno di diversa rigidezza, dove vi è teoricamente una discontinuità nelle deformazioni e, quindi, la corrispondente curvatura è infinita.

Dobry & O'Rourke (1983) forniscono un modello semplice per la valutazione dei momenti flettenti cinematici all'interfaccia tra due strati di rigidezza diversa, nell'ipotesi che:

- il palo sia infinitamente lungo e i due strati di terreno siano di spessore infinito;
- palo e terreno si deformino in campo elastico;
- entrambi gli strati di terreno siano soggetti a tensioni di taglio uniformi τ , e quindi $\gamma_1/\gamma_2 = G_1/G_2$;
- il palo di diametro d può essere analizzato come una trave su un letto di molle alla Winkler con i coefficienti delle molle nei due strati pari a $k_1 = 3G_1/d$ e $k_2 = 3G_2/d$ rispettivamente.

Basandosi su tali assunzioni, gli Autori hanno ricavato una soluzione esplicita del momento nel palo all'interfaccia tra due strati:

$$M = 1.86(E_p I_p)^{3/4} (G_1)^{1/4} \gamma_1 F \quad (4.6)$$

con

$$F = \frac{(1 - C^{-4})(1 + C^3)}{(1 + C)(C^{-1} + 1 + C + C^2)} \quad (4.7)$$

$$C = \left(\frac{G_2}{G_1} \right)^{1/4} \quad (4.8)$$

e γ_1 ricavabile dalla relazione:

$$\gamma_1 = \tau / G_1 \quad (4.9)$$

in cui τ è la massima tensione di taglio deducibile da un'analisi di *free-field* monodimensionale.

In alternativa, Dente (2005) suggerisce di ricavare γ_1 dalla massima accelerazione $a_{max,s}$ al piano campagna per le condizioni di terreno di free-field:

$$\gamma_1 = \frac{\rho_1 H_1}{G_1} a_{max,s} \quad (4.10)$$

in cui ρ_1 è la densità dello strato superiore e H_1 è lo spessore dello strato superiore.

La prima delle assunzioni fatte da Dobry e O'Rourke (1982) è ragionevole tranne che per strati molto sottili; la seconda assunzione è accettabile a patto che G_1 e G_2 siano moduli secanti coerenti con i livelli di deformazioni; la terza assunzione può essere considerata valida ad una certa distanza dal piano campagna. Infine, l'uso di $kd/G=3$ è di solito accettabile, in quanto tale rapporto di solito varia tra 2.4 e 4 e una determinazione più precisa di tale valore non influisce molto sul valore del momento flettente che è proporzionale a $(k)^{1/4}$ (Dobry et al., 1982). Ciò non significa che il modulo di rigidezza del terreno non incida significativamente sul fenomeno dell'interazione cinematica, in quanto G compare anche nella determinazione di γ_1 (vedi eq. 4.9). Su tale aspetto si tornerà nel §4.2.5.

Nikolaou e Gazetas (1997) hanno proposto due espressioni in forma chiusa per il calcolo del massimo momento flettente stazionario all'interfaccia tra due strati di rigidezza diversa derivante da eccitazioni armoniche $a_r \exp(i\omega t)$ di diverse frequenze alla base del substrato. Queste relazioni sono state ricavate a valle di un ampio studio parametrico effettuato con un'estensione in campo dinamico della formulazione di trave su letto di molle alla Winkler per un palo immerso in un sottosuolo caratterizzato da due strati di rigidezza diversa e soggetto a onde di taglio tipo S che si propagano verticalmente.

Tale studio, validato dagli stessi Autori con metodi numerici più avanzati, ha permesso di evidenziare che per una data eccitazione il momento flettente dell'interazione cinematica dipende principalmente dai seguenti fattori:

- il contrasto di rigidezze tra due strati (esplicitato ad esempio per mezzo del rapporto V_{s1}/V_{s2})
- le condizioni di vincolo della testa del palo;
- la vicinanza della pulsazione di eccitazione $\omega=2\pi f$ alla pulsazione fondamentale naturale ω_1 del terreno;
- la rigidezza relativa palo-terreno E_p/E_1 ;
- la snellezza del palo (L/d).

La prima delle due formule proposte dagli Autori si basa su una stima della tensione di taglio τ_{interf} che si sviluppa all'interfaccia tra due strati in funzione dell'accelerazione di *free-field* in superficie a_{ff} :

$$\tau_{interf} \approx a_{ff} \rho_1 H_1 \quad (4.11)$$

in cui H_1 è la profondità del primo strato di terreno. La formula è :

$$M_{max} = 0.042 \tau_{interf} d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5} \quad (4.12)$$

La seconda espressione deriva dalla massima deformazione dovuta al momento agente nel palo, definita come:

$$\varepsilon_M = \frac{M}{E_p \left(\frac{\pi d^4}{64} \right)} \frac{d}{2} \quad (4.13)$$

La corrispondente formula è :

$$M_{max} = 2.7 \cdot 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{a_r}{g} \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{1.30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.7} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.3} \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1.25} \quad (4.14)$$

in cui a_r è l'accelerazione massima alla base del substrato.

Le formule (4.12) e (4.14) sono valide a rigore solo quando l'interfaccia tra gli strati si trovi ad una profondità superiore alla lunghezza attiva del palo L_a , che in prima approssimazione può valutarsi tramite la relazione di Randolph (1981), basata sull'assunzione di comportamento elastico lineare del palo e del terreno:

$$L_a \approx 1.5 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{1/4} d \quad (4.15)$$

Le (4.12) e (4.14) forniscono il massimo tra tutti i momenti stazionari che si ottengono nel palo per sollecitazioni armoniche sinusoidali al variare della frequenza. I terremoti reali sono di natura transitoria e producono una risposta sostanzialmente meno gravosa di quella derivante da un'eccitazione armonica stazionaria. Il momento massimo stazionario, derivato eventualmente con le formule semplificate proposte dagli Autori, non dovrebbe essere utilizzato direttamente per il progetto dei pali in zona sismica. Gli stessi Autori suggeriscono di utilizzare un'espressione approssimata:

$$\max M(t) = \eta \cdot \max M(\omega) \quad (4.16)$$

in cui $\max M(t)$ è il massimo momento flettente per un'azione sismica reale; $\max M(\omega)$ è il massimo momento flettente stazionario; η è un fattore di riduzione.

Tale fattore assume valori compresi tra 0 e 1, in funzione di:

- durata dell'evento sismico, in termini di numero di cicli equivalenti dell'accelerogramma N_c ;
- rapporto tra il periodo predominante dell'evento sismico (T_p) e periodo fondamentale del terreno (T_I);
- smorzamento effettivo β_{eff} del sistema palo-terreno.

Il fattore riduttivo può essere valutato con le espressioni (Nikolaou et al , 1995, 2001)

$$\eta = 0.04 \cdot N_c + 0.23 \quad (4.17)$$

$$\eta = 0.015 \cdot N_c + 0.17 \quad (4.18)$$

valide, rispettivamente, nei casi in cui il periodo naturale del deposito è prossimo o si discosta dai periodi predominanti dell'eccitazione sismica.

Tutti i metodi semplificati permettono di determinare la componente cinematica del momento flettente massimo nel palo, ma non forniscono alcuna informazione sulla modifica dell'azione sismica prodotta dall'interazione cinematica. In particolare, i primi due metodi non prevedono neanche tale variazione, non considerando alcuna differenza di rigidezza tra terreno e palo nello studio della propagazione delle onde sismica.

Alcune applicazioni dei metodi semplificati sono state effettuate da Dente (2005b). Da esse si evidenzia che i metodi NEHRP (1997) e di Dobry e O'Rourke (1983) sovrastimano di molto i momenti flettenti ottenuti con le più rigorose formule di Nikolaou e Gazetas(1997).

4.2.4.3. Metodi disaccoppiati (Winkler dinamico)

L'interazione palo-terreno può essere simulata attraverso una modellazione disaccoppiata in cui il sottosuolo è schematizzato per mezzo di molle e di smorzatori distribuiti lungo la superficie laterale del palo (modello dinamico alla Winkler), soggetti al moto sismico determinato in condizioni di *free-field*, ricavato dallo studio del problema della risposta sismica locale (sull'argomento si può fare riferimento a Lanzo, 2005 o a Lanzo e Silvestri, 1999).

Malgrado la sua semplicità, il modello di Winkler si accorda molto bene con soluzioni più rigorose come quelle agli elementi finiti (Nikolaou et al.1995). Inoltre, nelle sue diverse formulazioni, esso consente di tener conto di una serie di fattori, quali effetti non lineari della risposta palo terreno, degradazione, gapping, scorrimenti, smorzamento radiante, effetti della velocità di carico ed effetti di gruppo (Penzien et al.,1964; Matlock e Foo, 1980; Kagawa e Kraft, 1980; Nogami et al., 1991;1992; El Naggar e Novak, 1995). La modellazione alla Winkler richiede un input sismico caratterizzato da uno o più accelerogrammi e fornisce due risultati: l'andamento dei momenti (o dell'involuppo dei momenti) lungo il palo; l'alterazione del moto sismico alla testa del palo.

La determinazione dei parametri meccanici delle molle e degli smorzatori (k_x e c_x), funzioni della frequenza di oscillazione, rappresenta certamente l'aspetto più critico della modellazione.

Un'applicazione numerica del metodo dinamico semplificato è stata effettuata da Dente (2005b) nell'ipotesi di eccitazione armonica.

4.2.4.4. Metodi accoppiati con modellazione del continuo 3D

L'interazione cinematica può essere valutata anche con metodi più avanzati, come i metodi agli elementi finiti (Blaney, Kausel e Roesset, 1976) o agli elementi di contorno (Kayna e Kausel, 1982 e Mamoon e Banerjee, 1990). L'analisi può essere effettuata nel dominio del tempo o nel dominio delle frequenze e possono essere considerati effetti non lineari del comportamento del terreno, separazione all'interfaccia palo-terreno, effetti di gruppo, ed in alcuni casi anche l'interazione inerziale. La gran parte degli studi sull'analisi dinamica delle fondazioni su pali assume comportamento elastico-lineare del terreno, ma esistono anche numerose formulazioni che utilizzano modelli più complessi per simulare il comportamento del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. Trochanis et al. (1988) hanno investigato la risposta non lineare monotonica e ciclica con un modello 3D agli elementi finiti che considera slittamento e separazione all'interfaccia palo-terreno. Wu e Finn (1997) hanno presentato un metodo quasi-3D per l'analisi dinamica non lineare con rigidità e smorzamento del terreno funzioni del livello di deformazione e *tension cut-off*. Bentley e El Naggar (2000) hanno studiato la risposta cinematica del palo singolo usando il modello Drucker-Prager per il terreno e consentendo la formazione di distacco tra palo e terreno. Cai et al. (2000) hanno fatto utilizzato un modello elastoplastico incrudente in una tecnica agli elementi finiti nel dominio del tempo. Maheshwari et al. (2003, 2004) hanno esaminato gli effetti della plasticità e dell'incrudimento sulla risposta cinematica del palo singolo e del gruppo di pali.

In alcuni casi i risultati di tali studi sembrano indicare che l'effetto delle non-linearità, dello slittamento e della separazione all'interfaccia palo-terreno è quello di ridurre l'interazione cinematica (Bentley e El Naggar, 2000) fino a renderla equivalente alla risposta di *free-field*.

4.2.5. Alcune considerazioni sull'interazione cinematica

Il massimo momento stazionario dell'interazione cinematica dovuto ad un'eccitazione armonica di ampiezza unitaria può essere ricavato con le formule semplificate, riportate nel §4.2.4.2. Al fine di valutare l'influenza dei diversi parametri nelle formule semplificate su citate è stato effettuato uno studio parametrico su un palo singolo immerso in un terreno a due strati poggiante su di un substrato rigido e sollecitato da onde S che si propagano verticalmente (vedi fig. 4.5).

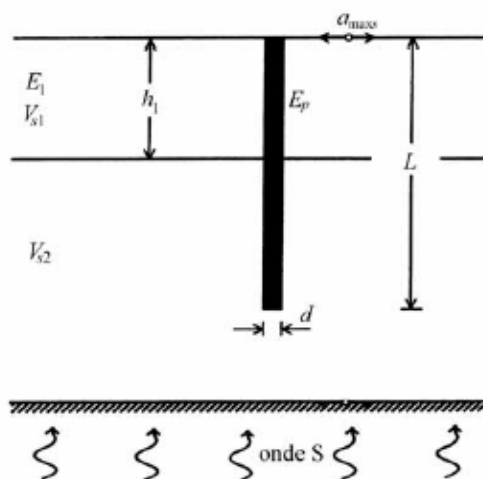


Fig. 4.5: Schema di sottosuolo considerato nello studio parametrico.

I risultati di tale studio parametrico effettuato con la formula semplificata (4.14), proposta da Nikolaou e Gazetas (1997), sono riportati nella figura 4.6, in termini di momento adimensionalizzato M_{adim} , dato da:

$$M_{adim} = M / \left(E_p \cdot d^3 \cdot \frac{a_r}{g} \right) \quad (4.20)$$

con il solito significato dei simboli.

Come si può notare dalla fig. 4.6 il momento massimo stazionario dell'interazione cinematica in un terreno a due strati cresce all'aumentare della rigidità relativa palo-terreno, della snellezza del palo stesso, della profondità dell'interfaccia tra i due strati e del contrasto di rigidità tra i due terreni, espresso dal rapporto V_2/V_1 .

L'entità del momento flettente massimo stazionario è inoltre fortemente influenzata anche dai valori assoluti dei parametri di rigidità del terreno; in fig.4.7 è riportato l'andamento del momento massimo adimensionalizzato in funzione del modulo di elasticità E_1 del primo strato.

E' quindi di fondamentale importanza una corretta valutazione dei parametri di rigidità del terreno, in corrispondenza del livello di deformazione prodotto nel terreno dall'interazione cinematica e, a parere degli scriventi, anche da quella inerziale.

Il problema della caratterizzazione geotecnica del terreno è dunque non banale. Dalla fig. 4.7 appare però evidente che una caratterizzazione del terreno in termini di parametri di rigidità a piccole deformazioni potrebbe risultare non cautelativa, soprattutto in presenza di significative azioni inerziali.

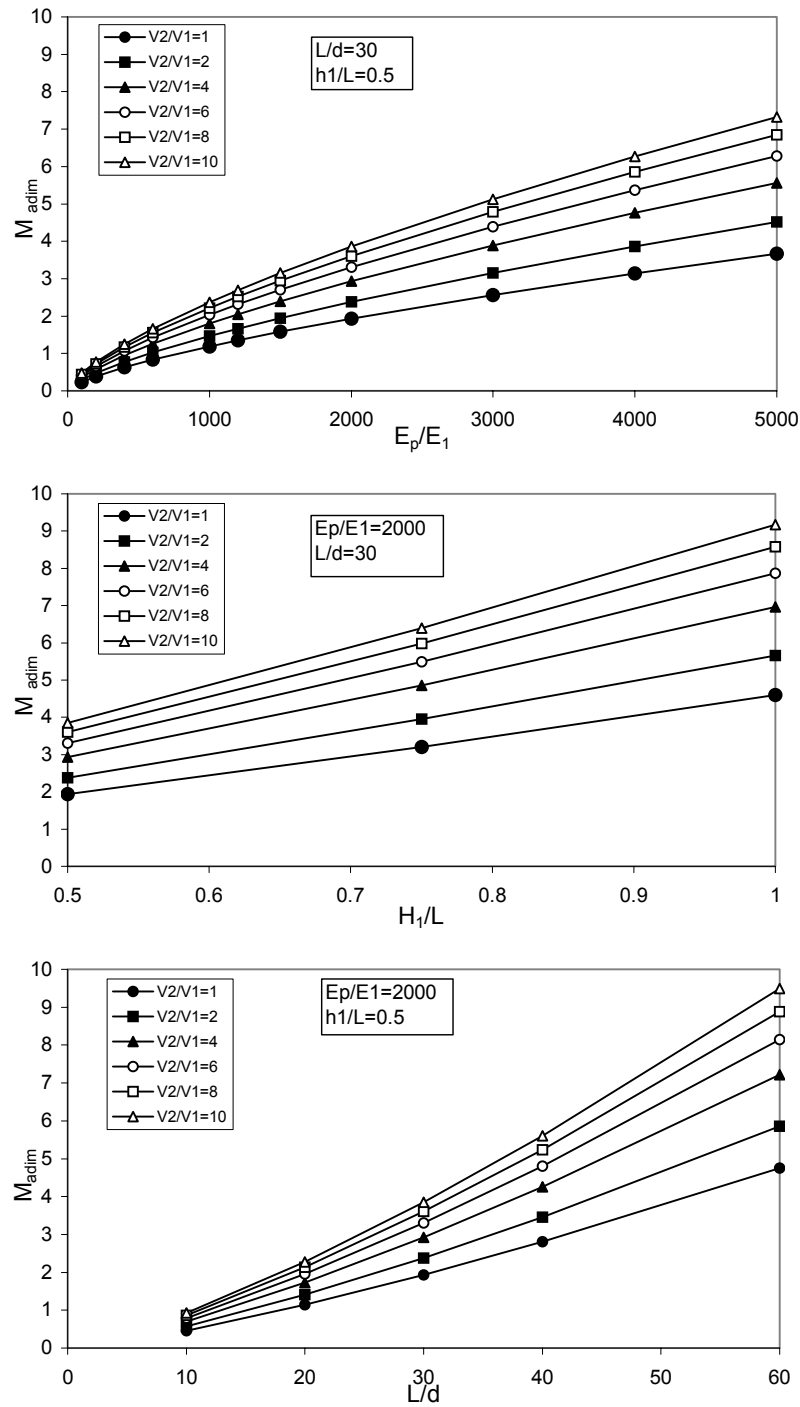


Fig. 4.6: Momenti flettenti massimi adimensionalizzati derivanti dall'interazione cinematica per un'eccitazione armonica di ampiezza 1m/s^2 .

Occorre ricordare che le formule semplificate di Nikolaou e Gazetas (1997) forniscono il valor massimo del momento cinematico dovuto ad un'eccitazione armonica stazionaria. Come evidenziato dagli stessi Autori, anche in altre pubblicazioni (Nikolaou et al., 1995; Nikolaou et al., 2001), i momenti prodotti da terremoti reali sono in genere molto più ridotti.

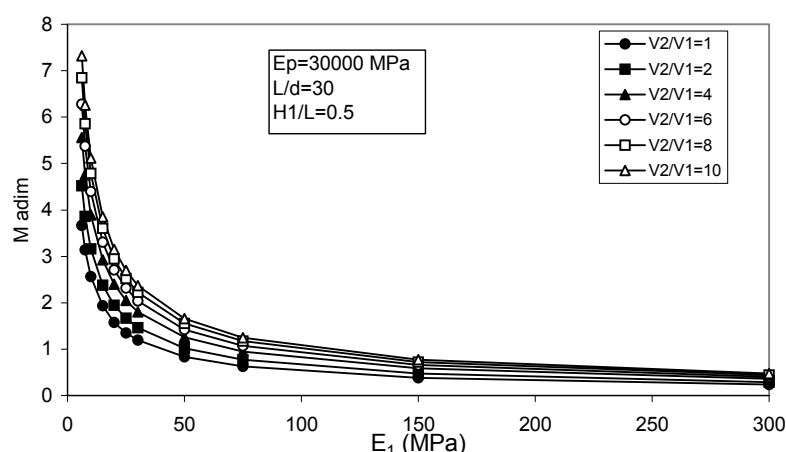


Fig. 4.7: Andamento dei momenti flettenti massimi stazionari in funzione del modulo di elasticità del primo strato di terreno.

Per valutare l'entità del momento cinematico nel dominio del tempo si è effettuato uno studio parametrico con accelerogrammi reali sullo stesso sottosuolo semplificato di fig.4.5 e per pali liberi di ruotare in testa. A tal fine è stato utilizzato il codice di calcolo dinamico agli elementi finiti versat-P3D sviluppato da Wu e Finn (1994). Si tratta di una formulazione quasi-3D, in quanto considera che la risposta dinamica sotto onde tipo S che si propagano verticalmente è governata da onde di taglio nei piani XOY e YOZ e onde di compressione nella direzione dell'eccitazione, Y (vedi fig.4.8).

In tab. 4.2 sono riportati i casi studiati: i parametri adimensionali considerati (L/d , E_p/E_1 , V_2/V_1 , H_1/L , ρ_1/ρ_2) sono gli stessi dello studio parametrico effettuato da Nikolaou et al. (1995) con il modello della trave su letto di molle (BDWF).

Tab.4.1: Studio parametrico effettuato con il programma versat-P3D

| Caso | E_p (MPa) | E_p/E_1 | V_2/V_1 | ρ_1/ρ_2 | d (m) | L/d | a_{rock} (m/s^2) | h_1/L | v_1 | v_2 | γ_1 kN/m^3 | γ_2 kN/m^3 |
|---------|----------------|-----------|-----------|-----------------|------------|-------|---------------------------|---------|-------|-------|------------------------|------------------------|
| caso A2 | 30000 | 1000 | 2 | 0.8 | 0.6 | 20 | 1 | 0.67 | 0.4 | 0.4 | 16 | 20 |
| caso A3 | 30000 | 1000 | 4 | 0.7 | 0.6 | 20 | 1 | 0.67 | 0.4 | 0.4 | 16 | 23 |

Gli accelerogrammi considerati sono quelli del terremoto dell'Irpinia (1980) e del Friuli (1976) scalati a $1 m/s^2$, allo scopo di rendere i momenti cinematici confrontabili con i momenti stazionari ottenuti da Nikolaou et al. (1995).

I risultati sono riportati nella fig. 4.9 in forma di momenti adimensionalizzati utilizzando l'espressione (4.20). Nella stessa figura sono riportati anche i momenti stazionari calcolati con un modello BDWF per palo libero e incastrato in testa (Nikolaou et al. 1995) e i valori ottenuti dalla formula semplificata (4.14). Come si può notare i momenti flettenti prodotti da terremoti reali sono molto minori di quelli derivanti da un'eccitazione armonica stazionaria alla base del *bed-rock*, ricavabili in maniera approssimata formule semplificate; il coefficiente riduttivo η della formula (4.16) dedotto da tali studi sembra dell'ordine di 0.1-0.2. Pur trattandosi di risultati che andrebbero estesi a più situazioni di sottosuolo e ad un maggior numero di input sismici, appare chiaro che le formule semplificate per la valutazione del momento dell'interazione cinematica sono molto cautelative.

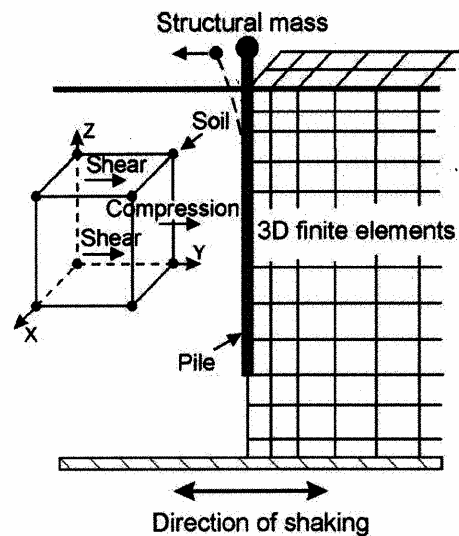


Fig. 4.8: Modello quasi-3D utilizzato dal programma versat-P3D (Wu e Finn, 1994).

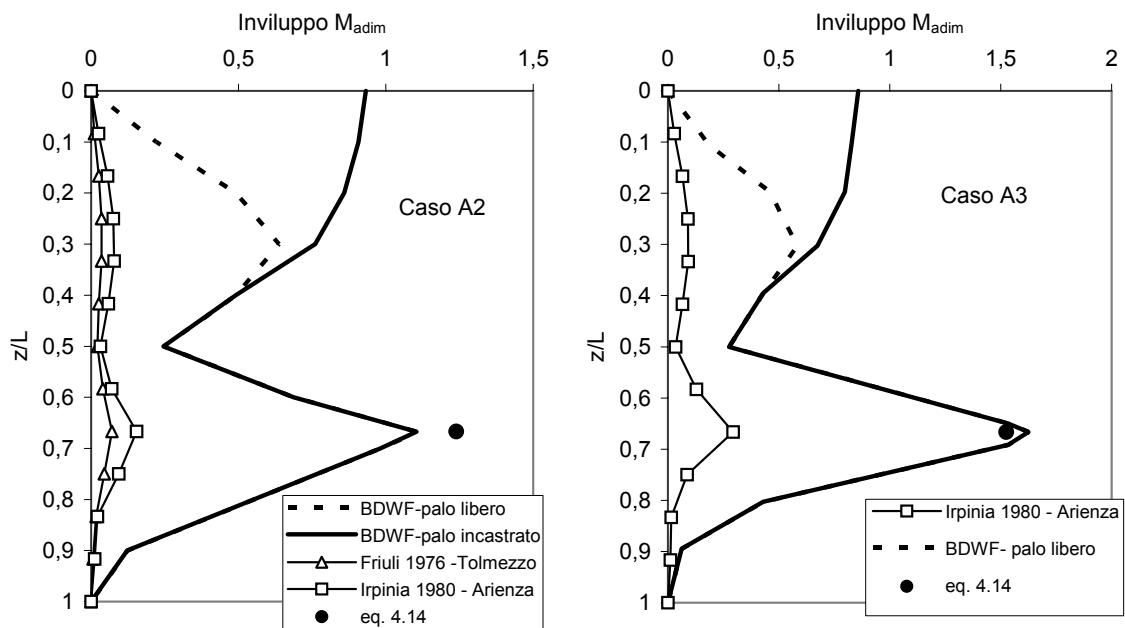


Fig. 4.9: Momenti cinematici adimensionalizzati.

4.2.6. Interazione inerziale

Facendo riferimento allo schema di fig. 4.3, lo studio dell'interazione inerziale può essere suddiviso a sua volta in due fasi distinte e sequenziali: la prima finalizzata alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione sotto le azioni sismiche trasmesse dalla fondazione, la seconda relativa all'analisi della fondazione sotto le azioni inerziali trasmesse dalla sovrastruttura.

La parte geotecnica dello studio dell'interazione inerziale è finalizzata sia alla determinazione dell'impedenza del complesso terreno fondazione, da utilizzare nell'analisi della struttura in elevazione sotto le forze inerziali, sia alla valutazione delle caratteristiche della sollecitazione prodotte nei pali di fondazione per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura.

Per entrambi gli scopi si fa riferimento frequentemente a modelli tipo Winkler o a modellazioni 3D del continuo spesso in campo elastico lineare.

Al fine di valutare l'impedenza del complesso terreno-fondazione, l'EN 1998-5 fornisce alcune espressioni semplificate per le rigidzze orizzontale, K_{HH} , flessionale, K_{MM} , e rotazionale/traslazionale accoppiata, $K_{HM}=K_{MH}$, per pali flessibili immersi in tre diversi modelli di sottosuolo, riportate in tabella 4.1. Le impedenze dinamiche \mathcal{K}_{HH} , \mathcal{K}_{MM} , \mathcal{K}_{HM} , associate all'oscillazione traslazionale, rotazionale, accoppiata rotazionale-traslazionale sono ottenute dal rapporto tra la forza eccitante (o il momento) e il relativo spostamento (o rotazione) della testa del palo e sono funzioni complesse della pulsazione $\omega = 2\pi f$ secondo l'espressione (Gazetas, 1984):

$$\mathcal{K}_{ij} = K_{ij} (k_{ij} + 2iD_{ij}) \quad (4.21)$$

In cui K_{ij} è la rigidzza statica nel modo corrispondente, $k_{ij}=k_{ij}(\omega)$ è un coefficiente dinamico di rigidzza, $D_{ij}=D_{ij}(\omega)$ lo smorzamento effettivo del sistema. D_{ij} consiste di due componenti, una indipendente dalla frequenza e deriva dalla presenza dello smorzamento isteretico del terreno, l'altra che aumenta con la frequenza e che dipende dallo smorzamento radiante del sistema. Gli andamenti di tali coefficienti sono stati ottenuti da Gazetas (1984) in funzione della frequenza per i tre tipi di sottosuolo della tab. 4.2. Lo stesso Gazetas osserva che i coefficienti di rigidzza dinamica non variano molto con la frequenza, tanto che appare lecito considerare rigidzze costanti (indipendenti dalla frequenza) per scopi progettuali.

Per quanto riguarda l'analisi della fondazione sotto le azioni inerziali trasmesse dalla struttura in elevazione in condizioni di stato limite ultimo (SLU) è opportuno considerare le modalità con cui la verifica allo stato limite ultimo viene effettuata sulla struttura in elevazione.

Tab.4.2: Rigidzza dei pali con riferimento a tre profili rappresentativi di terreno (da Gazetas, 1984)

| Modello di terreno | $\frac{K_{HH}}{dE_s}$ | $\frac{K_{MM}}{d^3 E_s}$ | $\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$ |
|------------------------------|--|--|--|
| $E = E_s \frac{z}{d}$ | $0.60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.35}$ | $0.14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.80}$ | $0.17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.60}$ |
| $E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$ | $0.79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.28}$ | $0.15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.77}$ | $0.24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.53}$ |
| $E = E_s$ | $1.08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$ | $0.16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$ | $0.22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.50}$ |

Le strutture in elevazione, infatti, possono essere verificate allo stato limite ultimo con procedure di diversa complessità che tengono conto della capacità della struttura di dissipare l'energia sismica. La più semplice di tali procedure prevede un'analisi elastica con riduzione delle accelerazioni spettrali per mezzo di un fattore riduttivo, q , variabile per i diversi materiali e sistemi strutturali in funzione della loro duttilità. Gli effetti di tale coefficiente si

risentono anche sulle azioni trasmesse alle fondazioni. Questa operazione è corretta solo se, sotto l'azione sismica, si dissipa realmente energia all'interno della struttura in elevazione. Qualora la struttura elevazione si mantenga invece in campo elastico, essendo caratterizzata da una capacità di resistere superiore a quella strettamente necessaria (sovraresistenza), le azioni in fondazione potranno crescere fino ad annullare gli effetti positivi di q . L'argomento deve essere opportunamente approfondito in fase di verifica, cercando di valutare in modo corretto le sollecitazioni inerziali trasmesse alla fondazione sotto azione sismica.

4.2.7. Verifiche agli stati limite ultimo e di danno

Secondo l'EN 1998 le verifiche agli stati limite ultimo e di danno devono essere condotte con riferimento ai rispettivi terremoti di progetto.

Allo stato limite ultimo, note le sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura per effetto delle azioni statiche e dell'interazione inerziale, si deve verificare la stabilità dell'insieme terreno-fondazione, effettuando le classiche verifiche a carico limite verticale per il palo singolo e per il gruppo, nonché la verifica per carico orizzontale, alle quali si è fatto riferimento nei paragrafi precedenti. Bisogna inoltre considerare l'influenza che il moto rotazionale della struttura (rocking) può esercitare sulla risposta della fondazione, per cui alcuni pali possono risultare sollecitati a trazione.

Qualora si imponga che i pali si deformino in campo elastico anche sotto l'azione sismica più gravosa, è molto probabile che la verifica a carico limite sotto forze orizzontali (Broms, 1964) sia automaticamente verificata.

Nelle verifiche a carico limite si deve tenere conto del fatto che la resistenza a taglio dei terreni sottoposti ad azioni sismiche è influenzata da:

- degradazione per fatica delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci;
- innesco ed accumulo di sovrappressioni interstiziali, nei terreni saturi.

In particolare nelle sabbie sciolte sotto falda si deve prendere in esame la possibilità di liquefazione o mobilità ciclica.

Per indicazioni più dettagliate sulla caratterizzazione geotecnica a rottura dei terreni sia a grana grossa sia a grana fina si consiglia di fare riferimento ai capitoli delle Linee guida dell'AGI (2005), dedicate rispettivamente al comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche (Silvestri, 2005), alla liquefazione (Santucci de Magistris, 2005) ed alle fondazioni su pali (Dente, 2005a).

Per le verifiche allo stato limite di danno si dovrebbero valutare gli spostamenti orizzontali della testa dei pali soggetti sia all'interazione inerziale sia a quella cinematica, se rilevante. E' ben evidente che tale valutazione è molto problematica e dipende fortemente da un'adeguata caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati in termini di rigidità.

5. CONSIDERAZIONI FINALI

Nella presente nota si è cercato di affrontare le principali problematiche connesse alla progettazione delle fondazioni su pali alla luce delle modifiche che saranno prodotte dall'entrata in vigore della nuova normativa europea.

Alcune considerazioni sull'argomento sono state già anticipate nel §1.3, al fine di permettere una migliore comprensione del testo, e si intendono richiamate nel presente paragrafo.

In conclusione appare però utile presentare le seguenti osservazioni di carattere generale:

- Con l'introduzione degli Eurocodici, e delle normative italiane che da essi derivano (OPCM 3274 e DM 14/09/05), la progettazione delle fondazioni sia sotto carichi statici sia sotto azioni sismiche si modificherà sostanzialmente;
- Tutte le normative in questione prevedono un congruo periodo di prova prima della definitiva entrata in vigore e della cancellazione delle precedenti norme nazionali (DM 11/03/88 e DM 16/01/96);
- Sarebbe necessario ed opportuno utilizzare tale periodo di tempo per operare una accurata verifica dei contenuti degli Eurocodici e delle loro implicazioni;
- Tale sperimentazione potrebbe facilitare anche alcune scelte che si dovranno fare in ambito nazionale e potrà contribuire al dibattito che inevitabilmente continuerà in ambito internazionale.

A titolo di esempio, si possono evidenziare già alcuni punti sui quali potrebbe essere opportuno focalizzare l'attenzione:

- Quale approccio progettuale scegliere per il progetto delle fondazioni? E' preferibile il DA1, implicitamente proposto dal DM 14/09/05, che richiede un doppio calcolo della struttura in elevazione, o un altro approccio progettuale (ad esempio il DA3 come modificato dalla proposta delle Appendici Nazionali)?
- Ha senso, per le verifiche a carico limite assiale delle fondazioni su pali, un approccio che opera sulle caratteristiche di resistenza del terreno (come il DA3) o sono preferibili gli altri approcci che operano direttamente sulle resistenze del complesso palo-terreno?
- Come si procede alla verifica allo stato limite ultimo dei pali sotto azioni orizzontali con gli approcci DA1 e DA2?
- Possiamo accettare in Italia il livello di sicurezza che deriva dall'applicazione degli Eurocodici e dei coefficienti parziali in essi contenuti?
- E' sempre chiaro l'effetto dell'interazione cinematica sulla modifiche dell'azione sismica alla base delle strutture in elevazione? Quando è lecito trascurare tale modifica? Qualora non fosse lecito, con quali input sismici si deve operare?
- Sono ben chiari i limiti delle varie procedure proposte in letteratura per il calcolo dell'interazione cinematica?
- Come tenere conto dell'eventuale "sovrarresistenza" della struttura in elevazione nella valutazione delle sollecitazioni in fondazione derivanti dall'azione inerziale?
- Che livello di deformazione considerare nella valutazione dei parametri di rigidità dei terreni di fondazione nello studio dell'interazione cinematica ed inerziale?

Ad alcune di queste e di altre questioni gli autori hanno cercato di dare risposta nell'articolo, nella consapevolezza che si tratta spesso di interpretazioni della norma e di valutazioni basate sull'esperienza da loro maturata negli ultimi anni, e cioè da quando gli Eurocodici hanno assunto la versione "definitiva".

In quest'ottica, il presente contributo non ha la pretesa di trarre conclusioni ma solo quello di inserirsi nell'ambito del dibattito sull'argomento.

BIBLIOGRAFIA

- AGI (2005). *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria.
- Aversa, S. (1996). Eurocodice 7: strutture di sostegno. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno 30 N° 2-3, pp. 66-91.

- Aversa, S., Squeglia, N. (2005). Il dimensionamento delle opere di sostegno. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Bauduin, C. (2002). Design of axially loaded compression piles according to Eurocode 7. *Proc. Int. Conf. on Piling and Deep Foundations*. ENPC, Nice.
- Bentley, K.J., and El Naggar, M.H. (2000). Numerical analysis of kinematic response of single piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 1368–1382.
- Blaney, G., Kausel, E., Roesset, J. (1976). Dynamic stiffness of piles. *Proc. 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Blacksburg, vol. 2, 1001-1012.
- Broms, B.B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journ. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 90, SM 2, 27-63
- Broms, B.B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journ. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 90, SM 3, 123-156
- Burland, J.B. (1995). Piles as settlement reducers. *Atti. XIX Conv. Naz. di Geotecnica*, AGI, Pavia, vol. 2, 21-34
- Burland, J.B., Kalra J.C. (1986). Queen Elizabeth II Conference Centre: geotechnical aspects. *Proc. ICE*, 80, 1479-1505
- Burland, J.B., Broms B.B. & De Mello V.F.B. (1977). Behaviour of foundation and structures. *Proc. 9th ICSMFE*, Tokyo, vol. 2: 495-546.
- Cai, Y.X., Gould, P.L., and Desai, C.S. (2000). Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil–pile–structure system and application. *Engineering Structures*, 22(2): 191–199.
- Caputo, V., (2005a). Fondazioni. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.125-134.
- Caputo, V., (2005b). Fondazioni superficiali. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.135-146.
- Colombi, A. (2005). *Physical modelling of an isolated pile in coarse grained soils*. Ph. D. thesis, University of Ferrara, Italia.
- Cooke, R.W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays: a contribution to design philosophy. *Géotechnique*, 36, No 2, 169-203
- Cortellazzo, G. Mazzucato, A.(1996). Eurocodice 7: fondazioni superficiali. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno 30 N° 2-3, pp. 42-51.
- Cortellazzo, G., Mazzucato, A. (2005). Il dimensionamento dei rilevati stradali ed arginali. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Costanzo, D., Lancellotta, R. (1996). Eurocodice 7: la misura della sicurezza. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno 30 N° 2-3, pp. 36-41.
- de Nicola, A., Randolph, M.F. (1993). Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journ. Soil Mech. and Geotech. Eng., ASCE*, 119, GT12, 1952-1973
- Dente, G. (1999). *La risposta sismica dei pali di fondazione*. Hevelius edizioni. Benevento.
- Dente, G. (2005a). Fondazioni su pali. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.147-160.
- Dente, G. (2005b). Esempi applicativi di calcolo di pali sotto azioni sismiche. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.385-396.
- Dobry, R., Gazetas, G. (1988). Simple method for dynamics stiffness and damping of floating pile groups. *Géotechnique*, vol. 38, n°34.
- Dobry, R., O'Rourke, M.J. (1983). Discussion on "Seismic response of end-bearing piles" by Flores-Berrones and Whitman. *J. Geotech. Engng., ASCE* 109, 778-781.
- Dobry, R., Vincente, E., O'Rourke, M.J., Roesset, J.M., (1982). Horizontal stiffness and damping of single piles. *J. of the Geotech. Engng. Div., ASCE* vol. 108 GT3, 439-459.

- El Mossallamy, Y., Franke, E. (1997). *Piled rafts: numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations*. Published by the authors, Darmstadt, 182.
- El Naggar, M. Novak, M. (1995). Effect of foundation nonlinearity on modal properties of offshore towers. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 121(9), 660-668.
- El Naggar, M.H., Novak, M. (1995). Nonlinear lateral interaction in pile dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14: 141–157.
- El Naggar, M.H., Novak, M. (1996). Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15: 233–244.
- EN1990 (2002): *Eurocode – Basis of Design*. CEN TC 250. Brussel Belgium
- EN1997-1 (2002). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1 : General Rules*. CEN TC 250. Brussel Belgium.
- EN1998-1. (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : General Rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN TC 250. Brussel Belgium.
- EN1998-5. EN1998-1. (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN TC 250. Brussel Belgium.
- Fioravante, V. 2002. On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand. *Soils and Foundation*, 42, No 2, 23-33.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1992). *Piling Engineering*, 2nd edition, Blackie A&P.
- Flores-Berrones, R., Whitman, R. V. (1982). Seismic response of end-bearing piles. *J. Geotech. Engng., ASCE*, 108(GT4), 554-568.
- Frank, R. (2003). Present state of development of Eurocode 7 – Geotechnical design. *ERTC 10 Workshop*, XIII ECSMGE, Prague (CZ)
- Frank, R. (2005). Evaluation of Eurocode 7 – Two pile foundation design examples. *ERTC 10 Workshop*, Dublin (IRL).
- Gazetas, G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 3, n° 2, 82-93.
- Gazetas, G., Mylonakis G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, II, pp.1119-1174.
- Gazetas, G., Mylonakis G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issue. *Proc. 3rd Conf Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Seattle, 1119-1174.
- Gazetas, G., Mylonakis G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 4, N° 3, pp. 277-301.
- Hansbo, S., Kallstrom R. (1983). Creep piles – a cost effective alternative to conventional friction piles. *Vag-och Vattenbyggen*, 7-8, 23-27
- Horikoshi, K., Randolph M.F. (1998). A contribution to optimum design of piled rafts. *Géotechnique*, vol. 48, n. 3, 301-317
- ISO (2003) *Bases for the design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works*. ISO TC 98/SC3 WG10
- Jamiolkowski, M.B. (2004). *Axial load capacity of a bored pile in coarse grained soils*. Unpublished lecture, Turin Technical University
- Jappelli, R. (1993). *Notizie sulla normativa geotecnica europea*. XVIII AGI, Assemblea dei soci, Rimini.
- Jappelli, R. (1996). Eurocodice 7: progettazione geotecnica - scopi, principi e compatibilità con le norme italiane. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno 30 N° 2-3, pp. 5-35.

- Jappelli, R. (2005). Per una filosofia delle norme tecniche comunitarie. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Jardine, R.J., Chow, F. (1996). *New design methods for offshore piles*. MTD Pub. 96/103, Marine Technology Directorate, London, UK.
- Kagawa, T., Kraft, L. (1980). Seismic p-y responses of flexible piles. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 106(8), 899-918.
- Katzenback, R., Arslan, U., Gutwald, J., Holzhäuser, J., Quick, H. (1997). Soil structure interaction of the 300 m high Commerzbank tower in Frankfurt am Main. Measurements and numerical studies. *Proc. XIV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Hamburg, 2, 1081-1084.
- Kausel, E. Roesset, J.M. (1974). Soil Structure Interaction for Nuclear Containment Structures. *Proc. ASCE, Power Division Specialty Conference*, Boulder, Colorado.
- Kavvas, M., Gazetas, G. (1993). Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. *Géotechnique*, 43, N.2, 207-222.
- Kaynia, A., Kausel, E. (1982). *Dynamic stiffness and seismic response of pile groups*. Rpt. R82-03, Massachusetts Inst. of Technology, Cambridge.
- Lanzo, G. (2005). Risposta sismica locale. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.37-52.
- Lanzo, G., Silvestri, F. (1999). *Risposta sismica locale*. Hevelius edizioni, Benevento.
- Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics* Vol. III, Pasadena – Ca, pp. 1267-1316.
- Maheshwari, B.K., Truman, K.Z., Gould, P.L., El Naggar, M.H. (2003). Three-dimensional nonlinear seismic analysis of single piles using FEM: effects of plasticity of soil. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 5, 35.
- Makris, N., Gazetas, G. (1992). Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response. *Earthquake Engng & Struct. Dynamics*, 21, n°2
- Mamoon, S., Banerjee, P. (1990). Response of piles and pile groups to travelling SH-waves. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 19(4), 597-610.
- Manassero, M. (1996). Eurocodice 7: pali di fondazione. *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno 30 N° 2-3, pp. 52-65.
- Manassero, M., Deangeli, C., Dominijanni, A. (2005). Il progetto del palo singolo. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Mandolini, A. (2003). Design of piled rafts foundations: practice and development. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Millpress, Rotterdam, 59-80
- Mandolini, A., Russo G., Viggiani C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *Proc. XVI ICSMGE*, Osaka, Japan
- Mandolini, A., Russo, G., Viggiani, C. (2002). Full scale loading tests on instrumented CFA piles. *Deep Foundation Congress*, GeoInstitute of the ASCE, Orlando, Florida, 1088-1096.
- Mandolini, A., Viggiani, C. (1997). Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, 47, No 3, 791-816
- Mandolini, A., Viggiani, G. (2005). Il dimensionamento di una fondazione diretta. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Margason, E., Holloway, D. M. (1977). Pile design during earthquakes. *Proc. 6th Wld Conf. Earthq. Engng*, New Delhi, 237-243.
- Matlock, H., Foo, S. (1980). Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. *Proc. 1st Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling*, London, 127-133.

- Matlock, M.M., Reese, L.C (1960). Generalized solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. *J. of Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE* 86(SM5), 63-91.
- NEHRP (1997). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Nikolaou, A. S., Gazetas, G. (1997). Seismic design procedure for kinematically loaded piles. *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Hamburg, Special volume, ISSMFE TC4 Earthquake geotechnical engineering*, 253-260.
- Nikolaou, A. S., Mylonakis, G., Gazetas, G. (1995). *Kinematic bending moments in seismically stressed piles*. Report NCEER-95-0022, National Center for Earthquake Engineering Research. Buffalo: State University of New York.
- Nikolaou, A. S., Mylonakis, G., Gazetas, G., Tazoh, T. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes analysis and field measurements. *Géotechnique* 51, n° 5, 425-440.
- Nogami, T., Otani, J., Chen, H. (1992). Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 118(1), 89-106.
- Nogami, T., Otani, J., Konagi, K. (1991). Nonlinear time domain numerical model for pile group under transient dynamic forces. *Proc. 2nd Intl. Conf. On Recent Advances in Geotech. Eng. And Soil Dyn.*, St. Louis, vol.3, 881-888.
- OPCM 3274. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 105 dell' 8/5/03.
- Orr, T.L.L. (1993). Partial Safety Factors in Geotechnical Design. *Geotechnical Society of Ireland*, November.
- Penzien, J. Scheffy, C., Parmalee, R. (1964). Seismic analysis of bridges on long piles. *J. Eng. Mechanics Div.*, 90 (3), 223-254.
- PIANC (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Working Group no. 34 of marine Navigation Commission, International Navigation Association, 474, Balkema, Lisse.
- Poulos, H.G. (1989). Pile behaviour – theory and application. *Géotechnique*, 39, No 3, 365-415
- Poulos, H.G. (2001). Piled raft foundations : design and applications. *Géotechnique*, 51(2): 95-113
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons, New York
- Poulos, H.G., Carter, J.P., Small, J.C. (2001). Foundations and retaining structures – Research and practice. *Proc. XV Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, 4, 2527-2606
- Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1979). An analysis of the vertical deformations of pile groups. *Géotechnique* 29(4): 423-439.
- Randolph, M.F. (1981). Response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31(2), 247-259.
- Randolph, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. XIII Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, 5, 61-82
- Randolph, M.F. (1997). Central pile support for piled raft foundations. *Proc. XIII ICSMFE*, Hamburg, vol. IV, 2257-2258
- Russo G., Viggiani, C., de Sanctis L. (2004). Piles as settlement reducers : a case history. *Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference*, Thomas Telford, London, 2, 1143-1154

- Russo, G., Viggiani, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. *Int. Conf. on Soil-Structure Interact. in Urban Civil Engineering*, Ed. Katzenbach, R., and Arslan, U., Darmstadt
- Santucci de Magistris, F. (2005). Liquefazione. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.37-52.
- Scarpelli, G. Fruzzetti, V.M.E. (2005). L'Eurocodice 7 I possibili approcci alla progettazione geotecnica. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Silvestri, F. (2005). Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.13-36.
- Silvestri, F. Simonelli A.L. (2005). Principi di progettazione e metodologie di analisi. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.37-52.
- Simonelli, A.L. (2005b). Opere di sostegno a gravità. *Linee guida sugli aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Patron Editore. Bologna. Edizione provvisoria, pp.161-182.
- Simonelli, A.L. (2005a). Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni. *Convegno Nazionale di Geotecnica. L'Aquila. Vol. II. RIG* (in corso di pubblicazione).
- Simonelli, A.L., Lafratta, A. (2005). Eurocode 8: retaining wall design based on pseudo-static approach and displacement analysis. *Proc. of EC7 Workshop on the "Evaluation" of Eurocode 7*, ERTC 10, Dublin.
- Simonelli, A.L., Moccia, F. (2005). Pendii sotto azioni sismiche: verifica e progetto secondo le nuove normative. *Atti dell' "Incontro commemorativo e scientifico in ricordo del Prof. A. Pellegrino"*, Napoli (in stampa).
- Sommer, H., Tamaro, G., De Benedittis, C. (1991). Messe Turm, foundations for the tallest building in Europe. *Proc. 4th International Conf. on Piling and Deep Foundations*, Stresa, Balkema, Rotterdam, 139-145.
- Trisee (1999). *3D site effects and soil-foundation interaction in earthquake and vibration risk evaluation*. European Commission, Direct. Gen. XII for Science, Research and Development, Faccioli, Paolucci, Vanini Eds.
- Trochanis, A.M., Bielak, J., Christiano, P. (1988). *A three-dimensional nonlinear study of piles leading to the development of a simplified model*. Rpt. R-88-176. Dept. Of Civil Eng., Canergie Inst. of Technology, Washington DC.
- Viggiani, C. (1989). Influenza dei fattori tecnologici sul comportamento dei pali. *Atti del XVII Convegno di Geotecnica AGI*, Taormina, 2, 83-91
- Viggiani, C. (1993). Further experiences with auger piles in Naples area. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Balkema, Rotterdam, 445-455
- Viggiani, C. (1995). Pali come riduttori di cedimento; un esempio. *Atti XIX Conv. Naz. Geotecnica*, Pavia, vol. 2, 523-526
- Viggiani, C. (2001). Analysis and design of piled foundations. 1st Arrigo Croce Lecture. *Rivista Italiana di Geotecnica*, No 1, 47-75
- Wu, G., Finn, W. (1997). Dynamic Elastic Analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain. *Can. Geotech. J.* , 34(1), 34-43.

Appendice A

L'EN 1998-1 individua i 7 diversi tipi di sottosuolo riportati in Tab. A.1.

Tab. A.1: Tipi di sottosuolo.

| Tipo di terreno | Descrizione del profilo stratigrafico | Parametri | | |
|-----------------|---|----------------------|-----------|-------------|
| | | $v_{s,30}$ (m/s) | N_{SPT} | c_u (kPa) |
| A | Roccia, includente al massimo 5 m di materiale più deformabile in superficie | > 800 | - | - |
| B | Depositi di sabbie molto dense, ghiaie o argille dure, di diverse decine di metri di spessore, con proprietà meccaniche crescenti con la profondità | 360-800 | >50 | >250 |
| C | Depositi profondi di sabbie dense o mediamente addensate, ghiaie o argille compatte da diverse decine a molte centinaia di metri di spessore | 180-360 | 15-50 | 70-250 |
| D | Depositi di terreni incoerenti sciolti (con o senza alcuni strati debolmente coesivi) o mediamente coesivi | < 180 | <15 | <70 |
| E | Profilo consistente in uno strato superficiale con valori di v_s pari a quelle di tipo C o D e spessori tra 5 e 20 m, poggianti su materiali più rigidi con $v_s > 800$ m/s | | | |
| S1 | Depositi contenenti uno strato di almeno 10 m di limi/argille molli con un elevato indice di plasticità ($PI > 40$) ed elevato contenuto d'acqua | <100 (indicativo) | - | 10-20 |
| S2 | Depositi di terreni liquefacibili, o argille sensitive o qualunque altro profilo di terreno non incluso nei tipi A-E o S1 | | | |

Il parametro meccanico più significativo per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo è la cosiddetta *velocità delle onde di taglio* $v_{s,30}$, calcolata come:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \left(\frac{h_i}{v_i} \right)} \quad (A.1)$$

in cui h_i e v_i sono rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (in m/s) dello i -esimo degli N strati del sottosuolo.

Per la componente orizzontale dell'azione sismica, lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (A.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (\text{A.3})$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{A.4})$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \quad (\text{A.5})$$

dove:

T è il periodo di vibrazione;

a_g è l'accelerazione di progetto su sottosuolo di tipo A ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$);

S è il fattore di sottosuolo, che dipende dal tipo di sottosuolo (da A ad E);

T_B, T_C sono gli estremi dell'intervallo dei periodi cui corrisponde il ramo costante della funzione spettrale $S_e(T)$;

T_D è il periodo a partire dal quale la funzione spettrale;

η è il fattore di correzione dello smorzamento, che assume valore unitario per smorzamento viscoso pari al 5%.

I valori dei periodi T_B , T_C e T_D e del fattore S , che devono essere definiti nelle Appendici Nazionali dai singoli Paesi, sono comunque suggeriti dall'EC8-1 per i terremoti Tipo 1 e Tipo 2 (vedi tabelle A.1 e A.2).

Tab. A.2: Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico Tipo 1.

| Tipo di sottosuolo | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|--------------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A | 1.0 | 0.15 | 0.4 | 2.0 |
| B | 1.2 | 0.15 | 0.15 | 2.0 |
| C | 1.15 | 0.20 | 0.20 | 2.0 |
| D | 1.35 | 0.20 | 0.20 | 2.0 |
| E | 1.4 | 0.15 | 0.15 | 2.0 |

Tab. A.3: Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico Tipo 2.

| Tipo di sottosuolo | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|--------------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A | 1.0 | 0.05 | 0.25 | 1.2 |
| B | 1.35 | 0.05 | 0.25 | 1.2 |
| C | 1.5 | 0.10 | 0.25 | 1.2 |
| D | 1.8 | 0.10 | 0.30 | 1.2 |
| E | 1.6 | 0.05 | 0.25 | 1.2 |

Per la componente verticale dell'azione sismica, si può fare riferimento al testo della norma europea (EN 1998-1).

La proposta di Appendice Nazionale italiana (consultabile sul sito www.coordinatore.it) ha modificato sia la classificazione dei sottosuoli sia gli spettri ad essi collegati.

Appendice B

Alcune applicazioni dell'EN 1997-1

Su proposta del Comitato Tecnico Europeo ERTC 10 dell'Associazione Geotecnica Internazionale ISSMGE, nel marzo 2005 si è tenuto a Dublino un workshop dal titolo "Evaluation of Eurocode 7". Per l'occasione, sono stati inviati ai vari componenti del Comitato Tecnico alcuni esercizi da svolgere con la duplice finalità di verificare nel concreto l'applicabilità della Norma e di evidenziare eventuali carenze e/o differenze di interpretazione. Gli esercizi hanno riguardato diverse tipologie di opere (rilevati in terra, fondazioni superficiali, fondazioni profonde, muri di sostegno, ecc.).

Con particolare riferimento ai pali, i casi assegnati sono stati di due tipi:

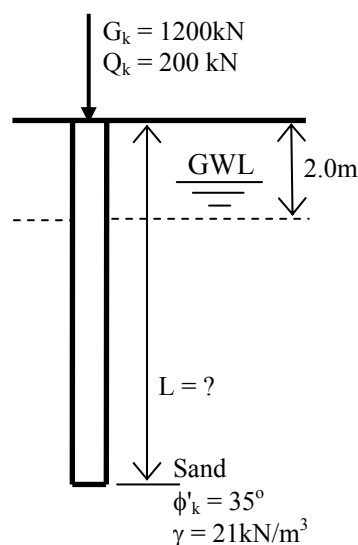
Caso A – Progetto di un palo basato su formulazioni teoriche ed empiriche

Caso B – Progetto di un palo basato sui risultati di prove di carico statiche

Nel seguito viene fornita la previsione fatta dal gruppo di lavoro italiano UNI-SC7; viene inoltre riportata un sintetico confronto tra le varie previsioni inviate per il Workshop, tratte da Frank (2005).

Caso A

Nella figura B.1 sono riassunti i dati disponibili per il progetto di un palo trivellato.



CASO A

- **Situazione di progetto**
Edificio, palo trivellato $d = 600 \text{ mm}$
Superficie piezometrica a $z_w = 2 \text{ m}$ dal p.c.
- **Terreni**
Sabbia: $c'_k = 0$, $\phi'_k = 35^\circ$, $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, SPT $N = 25$
- **Valori caratteristici delle azioni**
Carichi permanenti $G_k = 1200 \text{ kN}$
Carichi variabili $Q_k = 200 \text{ kN}$
Peso unità di volume cls $= 24 \text{ kN/m}^3$
- **Determinare la lunghezza del palo, L**

Fig. B.1. Schema e dati relativi al Caso A

La valutazione delle resistenze unitarie disponibili lungo la superficie laterale (q_s) ed alla base del palo (q_b) è stata fatta sia con riferimento alle formule penetrometriche, di tipo empirico in quanto pongono in relazione i valori misurati nel corso di prove in sito (nel caso specifico SPT) con i valori presunti delle resistenze unitarie all'interfaccia palo-terreno, sia alle formule statiche, di tipo teorico in quanto pongono in relazione q_s e q_b con le caratteristiche del terreno (nel caso specifico, γ e ϕ').

Resistenze unitarie, q_s e q_b , valutate con formule penetrometriche e con formule statiche ⁽⁵⁾

$$q_s = \alpha + \beta \cdot N \text{ [kPa]}, \quad q_s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{v,L/2} = k \cdot \mu \cdot \gamma \cdot L/2$$

$$q_b = K \cdot N \text{ [MPa]}, \quad q_b = N_q \cdot \sigma'_{v,L} = N_q \cdot \gamma \cdot L$$

Per pali trivellati di medio diametro in terreni incoerenti, si sono adottati i seguenti valori dei coefficienti α , β , K , k e μ :

$$\alpha = 0; \beta = 3$$

$$K = 0.1$$

$$k = k_0 = 1 - \sin \varphi_k = 0.43$$

$$\mu = \tan \varphi_k = 0.70$$

$$N_q = 10^{(0.075 \cdot \varphi_k - 0.95)} = 47.3$$

il che ha portato alla seguente valutazione delle resistenze unitarie:

formule penetrometriche: $q_s = 75 \text{ kPa}; q_b = 2.5 \text{ MPa}$

formule statiche: $q_s = 0.43 \cdot 0.70 \cdot (21 - 10) \cdot L/2 = 1.64 \cdot L$
 $q_b = N_q \cdot \sigma'_{v,L} = 28 \cdot (21 - 10) \cdot L = 520.5 \cdot L$

Resistenze totali da formule penetrometriche

$$R_{s,cal} = q_s \cdot \pi \cdot d \cdot L = 75 \cdot \pi \cdot 0.6 \cdot L = 141 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{b,cal} = q_b \cdot \pi \cdot d^2/4 = 2500 \cdot \pi \cdot 0.60^2/4 = 707 \text{ [kN]}$$

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = 141 \cdot L + 707 \text{ [kN]}$$

Resistenze totali da formule statiche

$$R_{s,cal} = q_s \cdot \pi \cdot d \cdot L = (1.64 \cdot L) \cdot \pi \cdot 0.6 \cdot L = 3.1 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$R_{b,cal} = q_b \cdot \pi \cdot d^2/4 = (520.5 \cdot L) \cdot \pi \cdot 0.60^2/4 = 147 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = 3.1 \cdot L^2 + 147 \cdot L \text{ [kN]}$$

DM 11.03.1988

Carico di esercizio:

$$Q_{es} = G_k + Q_k = 1200 + 200 = 1400 \text{ kN}$$

Carico limite formule penetrometriche:

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = 141 \cdot L + 707 \text{ [kN]}$$

$$FS = R_{c,cal} / Q_{es} \geq 2.5 \Rightarrow \boxed{L \geq 19.8 \text{ m}}$$

Carico limite formule statiche:

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = 3.1 \cdot L^2 + 147 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$FS = R_{c,cal} / Q_{es} \geq 2.5 \Rightarrow \boxed{L \geq 17.5 \text{ m}}$$

DA1 - Combinazione 1

Il valore di progetto delle resistenze valutate a partire dai risultati delle formule penetrometriche è stata fatta introducendo i coefficienti ξ_3 e ξ_4 riportati nella tab. 3.2. In

⁵ Per semplicità, ed a vantaggio di sicurezza, nell'applicazione delle formule statiche si è assunto che la superficie piezometrica coincida con il piano campagna.

particolare si è ipotizzato che il dato $N_{SPT} = 25$ derivi da un solo profilo indagato e pertanto $\xi_3 = \xi_4 = 1.40$.

Lo stesso coefficiente non è stato applicato nel caso delle resistenze valutate a partire dai risultati delle formule statiche in quanto il valore fornito dell'angolo di attrito è già il valore caratteristico.

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \cdot 1200 + 1.50 \cdot 200 = 1920 \text{ kN}$$

Formule penetrometriche:

$$R_{s,d} = (R_{s,cal}/\xi)/\gamma_s = (141 \cdot L/1.40)/1.00 = 101 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = (R_{b,cal}/\xi)/\gamma_b = (707/1.40)/1.25 = 404 \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 101 \cdot L + 404 \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 15.1 \text{ m}}$$

Formule statiche:

$$R_{s,d} = R_{s,k}/\gamma_s = 3.1 \cdot L^2/1.00 = 3.1 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k}/\gamma_b = 147 \cdot L/1.25 = 118 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 3.1 \cdot L^2 + 118 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 12.4 \text{ m}}$$

DA1 - Combinazione 2

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.00 \cdot 1200 + 1.30 \cdot 200 = 1460 \text{ kN}$$

Formule penetrometriche:

$$R_{s,d} = (R_{s,cal}/\xi)/\gamma_s = (141 \cdot L/1.40)/1.30 = 77 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = (R_{b,cal}/\xi)/\gamma_b = (707/1.40)/1.60 = 316 \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 77 \cdot L + 316 \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 14.9 \text{ m}}$$

Formule statiche:

$$R_{s,d} = R_{s,k}/\gamma_s = 3.1 \cdot L^2/1.30 = 2.4 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k}/\gamma_b = 147 \cdot L/1.60 = 92 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 2.4 \cdot L^2 + 92 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 12.1 \text{ m}}$$

In conclusione, per l'approccio DA1, dovendo scegliere i valori più elevati della lunghezza determinata per il palo, il risultato da considerare è quello relativo alla Combinazione 1 per la quale risulta $\boxed{L \geq 15.1 \text{ m}}$ (formule penetrometriche) e $\boxed{L \geq 12.4 \text{ m}}$ (formule statiche).

DA2

Il valore di progetto delle resistenze valutate a partire dai risultati delle formule penetrometriche è stata fatta introducendo i coefficienti ξ_3 e ξ_4 riportati nella tab. 3.2. In particolare si è ipotizzato che il dato $N_{SPT} = 25$ derivi da un solo profilo indagato e pertanto $\xi_3 = \xi_4 = 1.40$.

Lo stesso coefficiente non è stato applicato nel caso delle resistenze valutate a partire dai risultati delle formule statiche in quanto il valore fornito dell'angolo di attrito è già il valore caratteristico.

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \cdot 1200 + 1.50 \cdot 200 = 1920 \text{ kN}$$

Formule penetrometriche:

$$R_{s,d} = (R_{s,cal}/\xi)/\gamma_s = (141 \cdot L/1.40)/1.10 = 92 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = (R_{b,cal}/\xi)/\gamma_b = (707/1.40)/1.10 = 459 \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 92 \cdot L + 459 \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 15.9 \text{ m}}$$

Formule statiche:

$$R_{s,d} = R_{s,k}/\gamma_s = (3.1 \cdot L^2)/1.10 = 2.8 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k}/\gamma_b = (147 \cdot L)/1.10 = 134 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 2.8 \cdot L^2 + 134 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 11.6 \text{ m}}$$

DA3

La resistenza di progetto viene in questo caso valutata solo attraverso i risultati delle formule statiche in quanto fanno esplicito uso dei parametri del terreno (γ , φ') da modificare secondo quanto riportato nella tabella 3.1. In particolare, il coefficiente di carico alla base N_q è stato valutato con riferimento ad un valore di $\varphi_d = \arctan[(\tan \varphi_k)/\gamma_\varphi] = \arctan[(\tan 35^\circ)/1.25] = 29^\circ$.

$$k = k_0 = 1 - \sin \varphi_d = 0.52$$

$$\mu = \tan \varphi_d = 0.55$$

$$N_q = 16.8$$

$$q_s = 0.52 \times 0.55 \times (21 - 10) \times L/2 = 1.57 \times L$$

$$R_{s,cal} = q_s \cdot \pi \cdot d \cdot L = (1.57 \cdot L) \cdot \pi \cdot 0.6 \cdot L = 3.0 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$q_b = N_q \times \sigma'_{v,L} = 16.8 \times (21 - 10) \times L = 185 \times L$$

$$R_{b,cal} = q_b \cdot \pi \cdot d^2/4 = (185 \cdot L) \cdot \pi \cdot 0.60^2/4 = 52 \cdot L \text{ [kN]}$$

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \cdot 1200 + 1.50 \cdot 200 = 1920 \text{ kN}$$

Formule statiche:

$$R_{s,d} = R_{s,k}/\gamma_s = (3.0 \cdot L^2)/1.00 = 3.0 \cdot L^2 \text{ [kN]}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k}/\gamma_b = (52 \cdot L)/1.00 = 52 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$R_{c,d} = 3.0 \cdot L^2 + 52 \cdot L \text{ [kN]}$$

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ per } \boxed{L \geq 18.1 \text{ m}}$$

Nella tabella B.1 sono riassunti tutti i risultati ottenuti. Da essa si deduce che gli approcci 1 e 2 conducono a lunghezze del palo del 30% circa inferiori a quelle che si possono derivare dall'applicazione del DM. Il DA3, invece, tende a restituire valori molto simili a quelli del DM, in qualche modo garantendo simili livelli di sicurezza. Ovviamente perché tali conclusioni abbiano validità generale sarebbe necessario, anzi opportuno, esaminare un numero di casi molto maggiore.

Tab. B.1: Confronto tra i risultati dei differenti approcci.

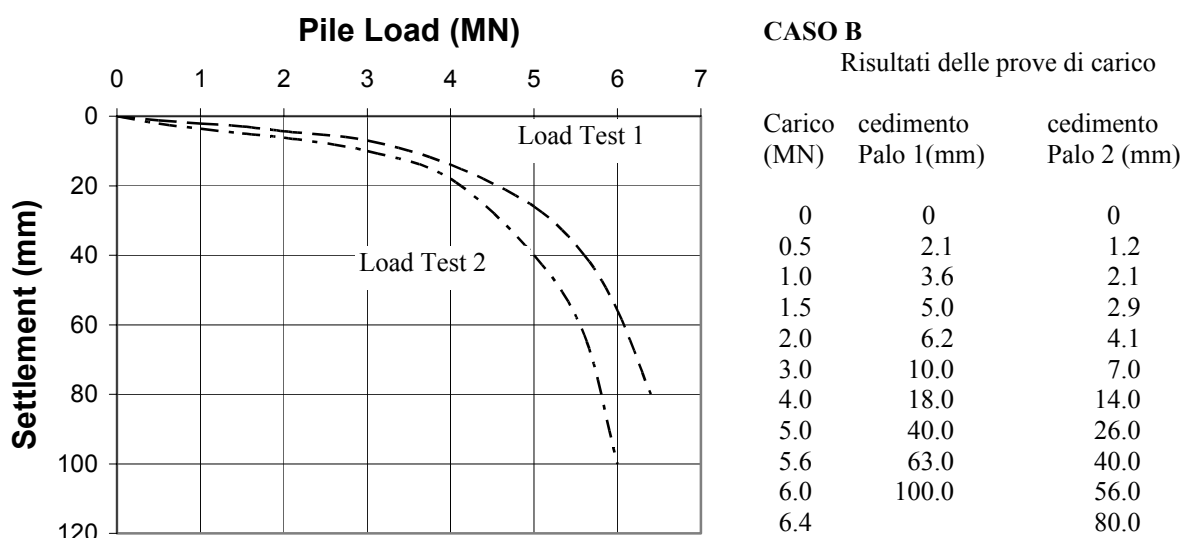
| | DM 11.03.1988 | EC7 | | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | DA1 | DA2 | DA3 |
| Formule statiche | $L \geq 17.5 \text{ m}$ | $L \geq 12.4 \text{ m}$ | $L \geq 11.6 \text{ m}$ | $L \geq 18.1 \text{ m}$ |
| Formule penetrometriche | $L \geq 19.8 \text{ m}$ | $L \geq 15.1 \text{ m}$ | $L \geq 15.9 \text{ m}$ | --- |

Caso B

Nella figura B.2 sono riassunti i risultati di due prove di carico eseguite su un palo battuto e spinte a valori del cedimento che eccedono il 10% del diametro del palo, valore che l'EC7 suggerisce quale valore convenzionale in corrispondenza del quale ritenere raggiunta la condizione ultima per il palo di prova.

La resistenza ultima a compressione misurata nel corso delle prove di carico in corrispondenza di un cedimento pari al 10% del diametro ($w = 40 \text{ mm}$) è:

$$R_{c,m1} = 5.0 \text{ MN}; R_{c,m2} = 5.6 \text{ MN}$$



- **Situazione di progetto**
Fondazione su pali battuti di diametro $d = 0.4\text{m}$ e lunghezza $L = 15\text{m}$. I pali costituiranno la fondazione di un edificio non in grado di redistribuire i carichi. Lo spostamento ammissibile del palo è 10mm
- **Resistenza del palo**
2 prove di carico statiche su pali battuti di geometria identica a quella dei pali di progetto. Le prove sono state spinte a spostamenti $w \geq 0.1d = 40\text{mm}$ per fornire il valore del carico limite.
- **Valori caratteristici delle azioni**
Carichi permanenti verticali $G_k = 20,000\text{kN}$
Carichi variabili verticali $Q_k = 5,000\text{kN}$
- **Determinare il numero di pali necessario a soddisfare ULS e SLS**

Fig. B.2. Dati relativi al Caso B

In base all'art. 7.6.2.2(8)P dell'EC7, la valutazione della resistenza totale caratteristica $R_{c,k}$ dai risultati di prove di carico statiche è data da:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{\text{medio}} / \xi_1; (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_2 \}$$

in cui $(R_{c,m})_{\text{mean}}$ = valore medio delle resistenza misurate = 5.3 MN ; $(R_{c,m})_{\text{min}}$ = valore minimo delle resistenza misurate = 5.0 MN .

I valori di ξ_1 e ξ_2 sono riportati nella Tabella A.9 e decrescono al crescere del numero n di prove disponibili. Nel caso in esame, per $n = 2$ si ha $\xi_1 = 1.30$ e $\xi_2 = 1.20$; di conseguenza:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ 5.3/1.30; 5.0/1.20 \} = \text{Min} \{ 4.08; 4.17 \} = 4.08\text{ MN}$$

DA1 - Combinazione 1

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \cdot 20 + 1.50 \cdot 5 = 34.5\text{ MN}$$

Valori di progetto resistenza palo:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 4.08 / 1.00 = 4.08\text{ MN}$$

Numero minimo di pali:

$$n = \text{int} (F_{c,d} / R_{c,d}) = \text{int} (34.5 / 4.08) = 9$$

DA1 - Combinazione 2

Azione di progetto:

$$F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.00 \cdot 20 + 1.30 \cdot 5 = 26.5\text{ MN}$$

Valori di progetto resistenza palo:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 4.08 / 1.30 = 3.14\text{ MN}$$

Numero minimo di pali: $n = \text{int} (F_{c,d} / R_{c,d}) = \text{int} (26.5/3.14) = \boxed{9}$

DA2

Azione di progetto: $F_{c,d} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \cdot 20 + 1.50 \cdot 5 = 34.5 \text{ MN}$

Valori di progetto resistenza palo: $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t = 4.08 / 1.10 = 3.71 \text{ MN}$

Numero minimo di pali: $n = \text{int} (F_{c,d} / R_{c,d}) = \text{int} (34.5/3.71) = \boxed{10}$

DA3

Non applicabile in quanto opera sui parametri del terreno.

DM 11.03.1988

Carico di esercizio: $Q_{es} = G_k + Q_k = 20 + 5 = 25 \text{ MN}$

Carico limite minimo della palificata⁽⁶⁾: $Q_{lim,G} = FS \cdot Q_{es} = 2.0 \cdot 25 = 50 \text{ MN}$

Carico limite del palo singolo: $Q_{lim,S} = 6.0 \text{ MN}$ (palo 2 per $w = 100 \text{ mm}$)

Numero minimo di pali: $n = \text{int} (Q_{lim,G} / Q_{lim,S}) = \text{int} (50/6) = \boxed{9}$

Nella tabella B.2. sono riassunti tutti i risultati ottenuti. Per quel che riguarda le verifiche SLS, la valutazione dei cedimenti della fondazione su pali viene eseguita in corrispondenza di un carico caratteristico $G_k + Q_k = 25 \text{ MN}$, sicuramente uno dei più severi visto che è utilizzato per l'individuazione di stati limite irreversibili (cfr. EN 1990).

Poiché è richiesto che il singolo palo subisca, per effetto dei soli carichi su di esso applicati, un cedimento massimo $w = 10 \text{ mm}$, sarà necessario che, non essendo l'edificio in grado di ridistribuire i carichi tra i pali, essi non vengano sottoposti a carichi superiori a quelli misurati nel corso delle prove di carico in corrispondenza dello stesso cedimento, e cioè $F_{1,k} = 3 \text{ MN}$ e $F_{2,k} = 3.4 \text{ MN}$, con valore medio $F_{m,k} = 3.2 \text{ MN}$.

Con riferimento al gruppo costituito da 9 pali, ciò equivale a dire che il massimo carico caratteristico sull'intera fondazione non può eccedere $3.2 \times 9 = 28.8 \text{ MN}$. Tale valore eccede una delle condizioni di carico caratteristico sicuramente più gravose previste dall'EN 1990 per l'individuazione di stati limite irreversibili, e cioè $G_k + Q_k = 25 \text{ MN}$. La verifica SLS può pertanto ritenersi soddisfatta.

Tab. B.2: Confronto tra i risultati dei differenti approcci.

| | DM 11.03.1988 | EC7 | | |
|----------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | DA1 | DA2 | DA3 |
| Numero di pali | 9 | 9 | 10 | --- |

Circa il cedimento w_G della fondazione su pali è ben noto che, a parità di carico medio applicato sui pali, il cedimento cresce al crescere del numero di pali in conseguenza dei fenomeni di interazione tra pali. Utilizzando l'espressione $w_G = R_S \cdot w_S$, in cui R_S è fattore di amplificazione del cedimento (in via approssimativa posto pari a $n^{0.5}$, e w_S = cedimento del palo singolo sotto il carico medio (nel caso in esame $w_S = 9 \text{ mm}$ sotto un carico $Q_S = 2.8 \text{ MN}$) ne deriva un cedimento del gruppo di pali pari a $w_G = 10 \text{ mm} \cdot 3 = 30 \text{ mm}$. Anche sotto tale aspetto può ritenersi soddisfatta la verifica SLS.

⁶ In presenza dei risultati di prove di carico su pali pilota spinte fino a rottura, il DM consente di ridurre FS da 2.5 a 2.0

Confronto tra le varie soluzioni proposte al Workshop (Frank, 2005)

Il confronto ha riguardato 11 soluzioni per il caso A e 16 soluzioni per il caso B, provenienti da 9 paesi Europei e dal Giappone (limitatamente al caso B).

Caso A: I valori della lunghezza minima da assegnare al palo a partire dai risultati delle indagini in sito e di laboratorio sono stati molto dispersi (da $L = 10.0$ m a $L = 42.8$ m, con 8 soluzioni tra 10 m e 20 m). Le notevoli differenze riscontrate sono da attribuire, più che allo specifico approccio di progetto utilizzato (DA1, DA2 or DA3), alle formulazioni utilizzate (in totale 11) per la definizione delle resistenze unitarie alla base e lungo la superficie laterale, le quali hanno portato ai seguenti valori:

- i valori di $q_{b,cal}$ variano da 1.32 a 5 MPa;
- i valori di $q_{s,cal}$ variano da 25 a 100 kPa se derivati con le formule penetrometriche;
- i valori del prodotto $k \cdot \mu$, utilizzati nelle formule statiche, variano tra 0.20 a 0.49.

Caso B: Tutti i contributi provenienti dai paesi Europei hanno evidenziato risultati molto simili tra di loro, con un numero di pali compreso tra 9 e 10.

Ciò si ritiene dovuto alle regole abbastanza precise fornite dall'EC7 per la determinazione della resistenza caratteristica $R_{c,k}$ a partire dalla resistenza misurata $R_{c,m}$ attraverso prove di carico.

I calcoli svolti dal Giappone, invece, sono stati basati sulle norme vigenti in quel paese, il che ha portato ad un numero di pali superiore (tra 11 e 15).