

FONDAZIONI DI UN PONTE STRALLATO. PROGETTO, MONITORAGGIO E *FEED BACK*

C. Viggiani

Università di Napoli Federico II
Dipartimento di Ingegneria Geotecnica
Via Claudio, 21, 80123 Napoli, Italy

Sommario. *Il ponte stradale sul fiume Garigliano ha due campate strallate della luce di 100 m ciascuna, rette da una pila centrale. I terreni di fondazione sono mediocri o scadenti fino ad una profondità di circa 50 m, e pertanto la pila è stata fondata su pali spinti appunto a tale profondità. Il progetto della fondazione segue la normativa, che prescrive di affidare la totalità dei carichi ai pali senza tener conto di un possibile contributo della piastra di collegamento.*

La fondazione è stata strumentata e il suo comportamento è stato monitorato durante la costruzione e per oltre dieci anni dopo il suo termine; ne vengono qui presentati gli aspetti più interessanti. Il comportamento osservato è stato interpretato con un modello numerico, nel quale le caratteristiche del sistema pali – terreno di fondazione sono ricavate dalla back analysis di prove di carico su pali pilota.

Il modello messo a punto è stato poi impiegato per mostrare che sarebbe stato possibile progettare la fondazione con criteri innovativi e ottenere significative economie pur conservando un comportamento del tutto soddisfacente.

1. PREMESSA

All'inizio degli anni 1990 l'ANAS realizzò un programma di miglioramento dei collegamenti stradali fra Roma e Napoli, comprendenti la modifica di un tratto della SS n. 7 Appia fra la città di Formia e il fiume Garigliano. In questo tratto l'attraversamento del Garigliano, proprio alla confluenza con il torrente Ausente, e gli incroci con altre strade portarono a progettare un viadotto con due vie di corsa separate, della lunghezza complessiva di 1.100 m circa, costituito da 21 campate con travi prefabbricate in c.a.p. di luce 37,7 m; una campata di luce 55 m ed una di 80 m, con travi metalliche, per il sovrappasso di altre arterie stradali; ed infine due campate adiacenti con luce di circa 100 m per attraversare il Garigliano e l'Ausente. Nel progetto dell'ANAS, anche queste due campate erano previste con travi metalliche di notevole altezza.

Nel passare alla progettazione esecutiva, per un complesso di fattori la soluzione prescelta è stata invece quella di un ponte strallato. In tale scelta notevole peso hanno avuto i condizionamenti di carattere ambientale, per l'alto valore del paesaggio e per la presenza, nelle immediate vicinanze, di un delizioso ponte sospeso borbonico progettato da Luigi Giura ed inaugurato nel 1830 da Ferdinando II di Borbone, e di un bel ponte in c.a. ad arco ad impalcato sospeso con briglie inclinate, progettato da Giulio Krall e costruito nel 1936. (Fig. 1). Il progettista del nuovo viadotto è stato Michele Mele.

Per le peculiari caratteristiche del sottosuolo, i problemi posti dalle fondazioni delle pile, delle spalle e dei rilevati d'accesso sono stati alquanto impegnativi ed hanno richiesto soluzioni altrettanto impegnative. Nella presente nota, dopo aver brevemente descritto la costituzione del sottosuolo e le proprietà dei terreni in esso presenti, si riferisce sulla fondazione della pila centrale del ponte strallato (la pila n° 7). Il suo



Fig. 1. I tre ponti alla foce del Garigliano. A sinistra, il ponte sospeso di Luigi Giura (1835); all'epoca della foto, l'impalcato era stato smontato e quindi sono visibili solo le antenne ed i cavi. Al centro, il ponte in c.a. di Giulio Krall (1936). A sinistra, il ponte strallato di Michele Mele (1993)

comportamento durante la costruzione e nei primi dieci anni di esercizio è stato oggetto di un approfondito monitoraggio, che ne ha permesso un'esauriente interpretazione.

Sulla base di tale interpretazione, si mostra come un approccio più moderno al progetto della fondazione (peraltro in contrasto con la normativa vigente all'epoca) avrebbe consentito sensibili economie.

2. COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO E PROPRIETÀ DEI TERRENI

Il viadotto si trova nella piana alluvionale del Garigliano, ad una distanza di circa 1 km dalla foce. Le condizioni geologiche sono state, fino ad epoca recente, quelle di un ambiente di palude costiera con accumuli di materiali essenzialmente limo-argillosi con elevato contenuto organico, fluitati dalle piene e depositati con elevati spessori in aree soggette a continua subsidenza per compressione dei sedimenti. Il sottosuolo risulta quindi costituito da stratificazioni di terreni limo-argillosi e talora limo-sabbiosi con elevato contenuto organico e di consistenza ridotta, fino ad una profondità di circa 50 m al di sotto della superficie del terreno. A letto di tali materiali si rinvenivano sabbie e ghiaie che sono state interessate dalle indagini in sito per una profondità massima di una dozzina di metri; per la loro continuità e per considerazioni di carattere geologico, si ritiene peraltro che esse costituiscano un substrato di notevole potenza.

Sacche o strati irregolari di sabbia o di veri e propri materiali torbosi si rinvenivano anche nell'ambito del deposito limo argilloso. In particolare, al di sotto della pila n° 7 si rinviene una stratificazione sabbiosa, dello spessore di circa 8 m, fra le profondità di 10 e 18 m. Il profilo stratigrafico in tale zona, e le proprietà dei terreni, sono rappresentate nelle figure 2 e 3. Informazioni più ampie e dettagliate circa la costituzione del sottosuolo e le proprietà dei terreni sono riportate da Mandolini e Viggiani [1].

3. PROGETTO DELLA FONDAZIONE

3.1. Scelta del tipo di palo

Il progetto posto a base della gara di appalto prevedeva di fondare le spalle e le pile del viadotto su pali trivellati di grande diametro, spinti fino ad attestarsi per alcuni metri nel substrato sabbio ghiaioso e quindi con una lunghezza di oltre 50 m. La soluzione era senz'altro fattibile; tuttavia l'adozione di pali trivellati di grande diametro suscitava alcune perplessità:

- in condizioni di sottosuolo sfavorevoli come quelle in esame e con pali di lunghezza molto elevata, erano da attendersi notevoli difficoltà esecutive. Tali difficoltà avrebbero potuto di certo essere superate con appropriati procedimenti costruttivi; rimaneva però il rischio di cattiva riuscita di qualche palo;
- per le elevate portate unitarie e il ridotto numero di pali, le conseguenze della cattiva riuscita di qualche palo avrebbero potuto essere imbarazzanti;
- il controllo dei pali con prove di carico si presentava quindi indispensabile, ma assai oneroso e quindi possibile solo per pochi pali;
- la necessità di discarica di elevate quantità di materiale di risulta delle trivellazioni e dei fanghi di perforazione esauriti avrebbe posto seri problemi di carattere ambientale; si rammenta che il cantiere era situato a breve distanza dal mare, in un'area ad elevata vocazione turistica;
- infine, i tempi di esecuzione sarebbero stati molto lunghi.

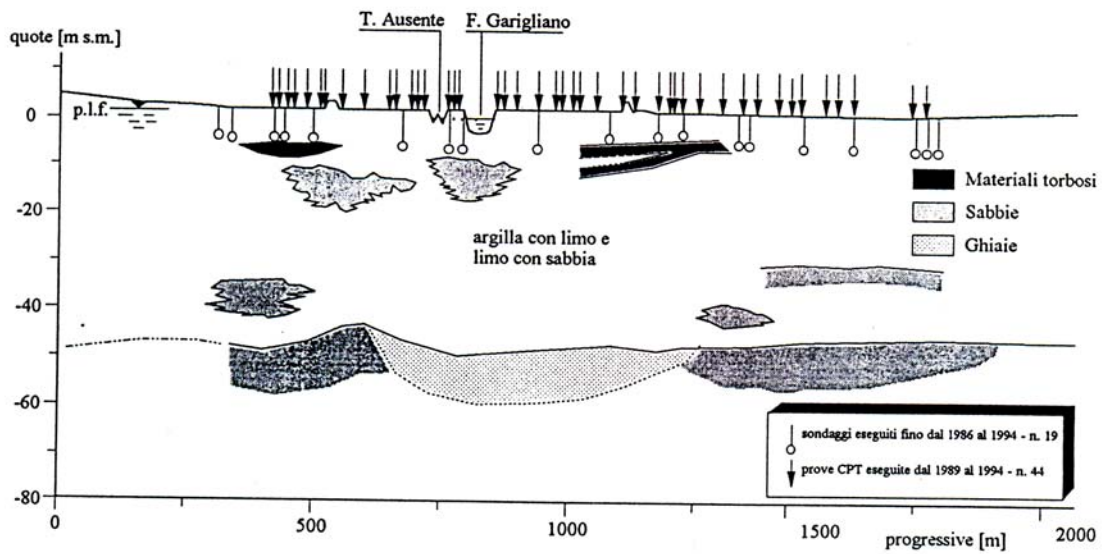


Fig. 2. Sezione stratigrafica schematica lungo l'asse del viadotto

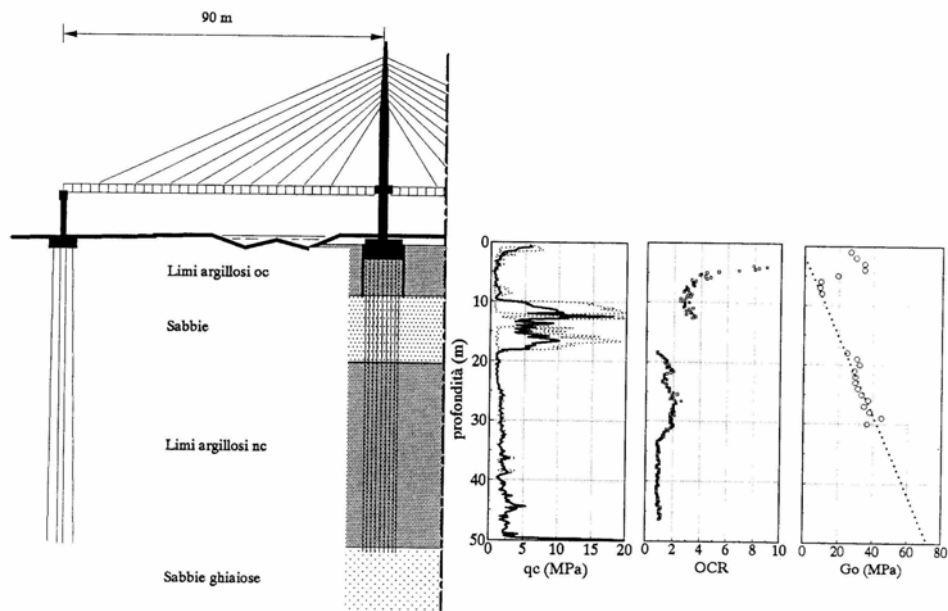


Fig. 3. Costituzione del sottosuolo della pila n° 7 e proprietà dei terreni

Dopo attenta considerazione di tutti i fattori, si è pertanto prescelta una soluzione basata sull'impiego di pali tubolari metallici, chiusi inferiormente da un fondello saldato e infissi operando con un maglio diesel che agisce su di un mandrino interno al tubo e che lo impegna in corrispondenza appunto del fondello.

Nel caso in esame, per l'elevata lunghezza richiesta, è stato adottato un palo costituito da un tubo inferiore con diametro esterno di 356 mm, e un tubo superiore con

diametro esterno di 406 mm; ambedue i tratti avevano una lunghezza di 24 m e uno spessore di 6,3 mm. (Fig. 4). Dopo aver infisso il primo tubo, il secondo era saldato in opera al primo tramite un pezzo speciale di raccordo; la battitura veniva quindi condotta a termine con un mandrino che impegnava i tubi sul fondello e in corrispondenza del pezzo di raccordo. Terminata la battitura, il palo veniva ispezionato e quindi riempito con calcestruzzo, dopo aver disposto nella parte superiore una gabbia di armatura delle lunghezze di 12 m.

I pali in questione furono prescelti per la speditezza nell'esecuzione, la pulizia del cantiere, la sicurezza di buona riuscita e l'agevole possibilità di controllo. Tutti questi fattori positivi sono stati confermati durante la costruzione dell'opera.

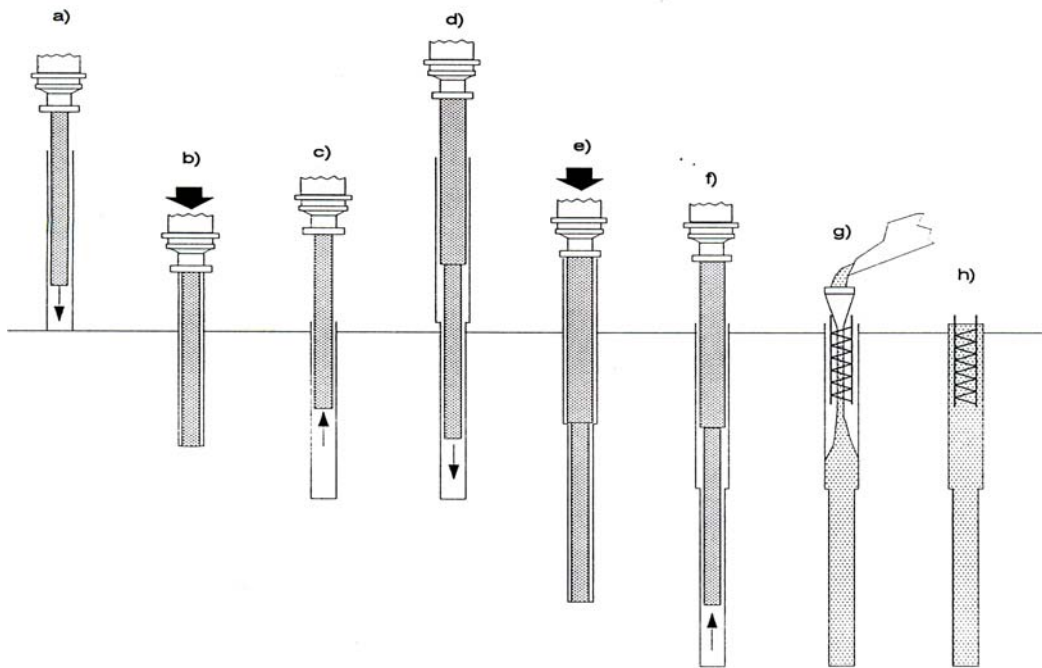


Fig. 4. Schema del palo battuto tubolare d'acciaio adottato per il viadotto (palo "Multiton")

3.2. Analisi di progetto

Secondo la normativa vigente, il progetto della fondazione fu condotto assumendo che tutto il carico esercitato dalla sovrastruttura fosse trasmesso al terreno solo attraverso i pali, e garantendo in queste condizioni un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5 al palo più caricato ed al gruppo nel suo insieme. Occorreva poi verificare che il cedimento del gruppo di pali fosse compatibile con le caratteristiche della sovrastruttura.

La resistenza alla punta del palo singolo fu calcolata, sulla base dei dati penetrometrici, in circa $P = 0.96 \text{ MN}$. Per quanto riguarda la resistenza laterale, si operò in termini di tensioni totali utilizzando la resistenza a taglio non drenata dei terreni (cosiddetto metodo α), e assumendo $\alpha = 1$. In termini di tensioni effettive, si adottò il cosiddetto metodo β . Le due valutazioni conducevano, in modo assai concorde, a un valore di $S = 3,18 \text{ MN}$, e quindi a un valore del carico limite $Q_{lim} = P + S = 4,14 \text{ MN}$.

L'importanza dell'opera consigliò l'esecuzione di alcune prove di carico a rottura su pali pilota, che vennero anche strumentati per la determinazione della resistenza alla punta e della resistenza laterale [2]. Uno di questi pali fu ubicato in prossimità della pila n° 7; i risultati della prova di carico sono riportati nella figura 5. Come si vede, il valore del carico limite determinato sperimentalmente risulta in sostanziale accordo con le stime di calcolo.

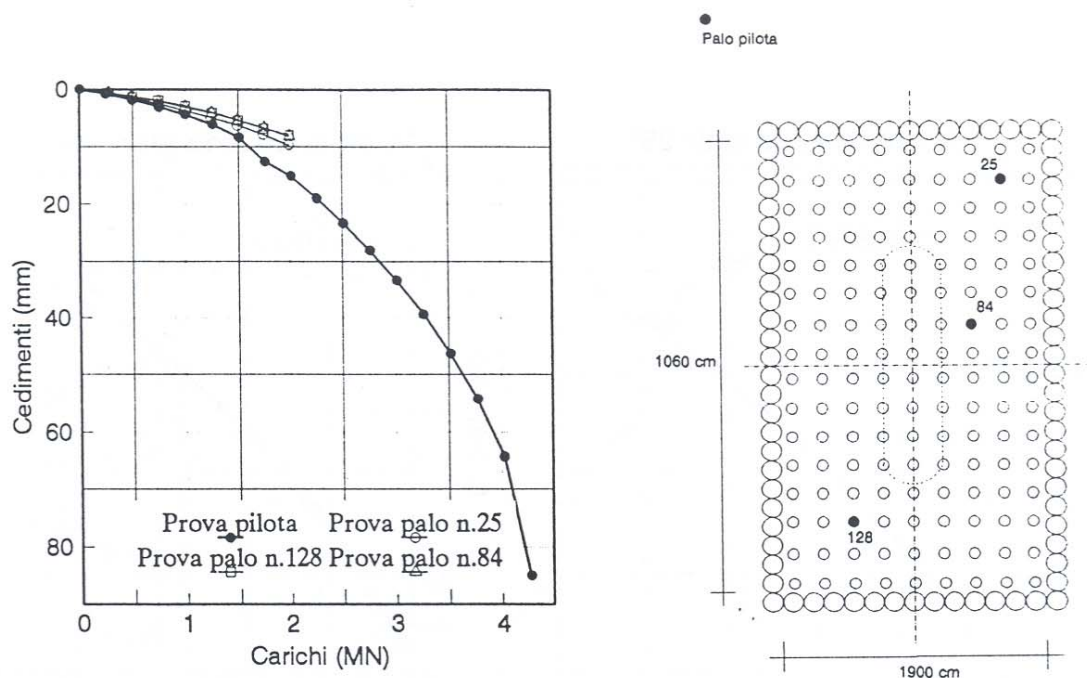


Fig. 5. Prove di carico di progetto e di collaudo su pali della pila n° 7

Essendo il carico fisso verticale complessivo della pila pari a 113,5 MN, assumendo un coefficiente di efficienza pari a 0,6 ed un coefficiente di sicurezza pari a 2,5, si calcola un numero di pali:

$$n = \frac{113,5 \times 2,5}{4,14 \times 0,6} = 114$$

Tenendo conto dei sovraccarichi, delle azioni orizzontali e delle eccentricità provocate dalle azioni del vento e dalla frenatura degli autoveicoli, per avere un coefficiente di sicurezza pari a 2,5 sul palo più caricato il progettista assunse $n = 144$. Ne risultò la fondazione rappresentata nella figura 6, con pali disposti su 16 file di 9 pali ciascuna, ad un interasse di 1,2 m pari a circa tre volte il diametro. Le dimensioni della piastra di fondazione sono risultate di $10,6 \times 19 \text{ m}^2$; lo spessore variabile fra 2 e 4 m.

Lungo il perimetro della piastra fu realizzata una coronella di pali trivellati del diametro di 0,8 m e della lunghezza di 12 m; essi avevano essenzialmente la funzione di sostegno delle pareti dello scavo per la piastra di fondazione e in seguito di protezione contro erosioni e scalzamenti. Fra il perimetro della piastra e questi pali furono sistemati due strati di compensato con interposti fogli di PVC lubrificati con grasso al silicone, in modo da annullare le azioni tangenziali fra la piastra ed i pali perimetrali.

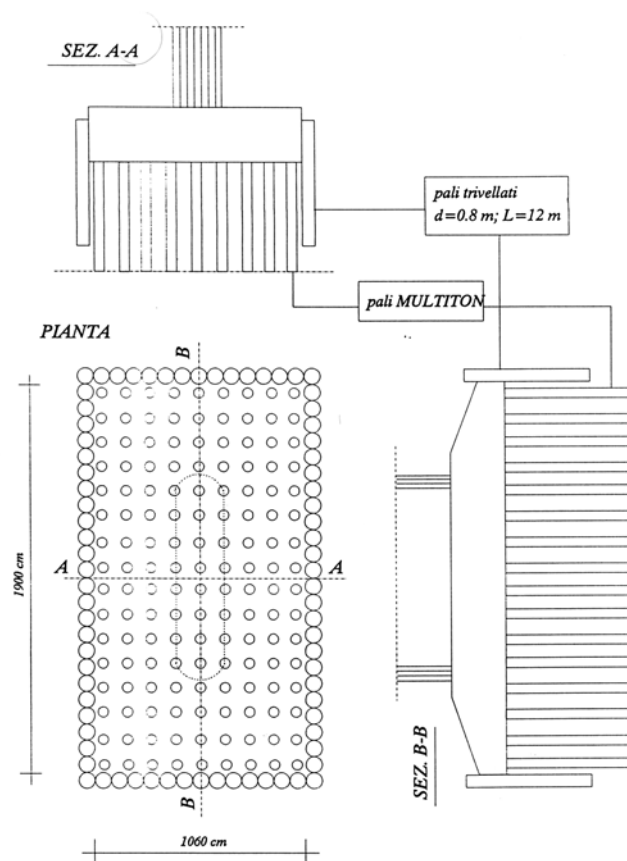


Fig. 6. Schema della fondazione della pila n° 7

Sotto le azioni fisse si ha un carico medio per palo di $113,5/144 = 0,79$ MN. In corrispondenza di tale carico, nella prova di carico di progetto si era verificato un cedimento pari a circa 4 mm. Il cedimento del gruppo di pali fu valutato con l'espressione empirica di Fleming *et al.* [3], secondo la quale il coefficiente di amplificazione R_s , rapporto fra il cedimento del gruppo w e il cedimento del palo singolo w_s , ha l'espressione:

$$R_s = \frac{w}{w_s} = n^\omega$$

con $\omega = 0,5 \div 0,6$. Si ha quindi $w = (12 \div 20)w_s = 5 \div 8$ cm.

4. MONITORAGGIO

4.1. Grandezze osservate e strumentazione

Durante la costruzione del ponte, e in seguito durante il suo esercizio, sono state monitorate le seguenti grandezze:

- pressioni interstiziali nel sottosuolo della pila, connesse strettamente al livello nel fiume Garigliano e quindi soggette a significative escursioni stagionali. Tali escursioni influenzano la sottospinta sulla fondazione, e quindi il carico netto agente su di essa;

- cedimenti della fondazione. Per l'elevata rigidezza della piastra di fondazione, i cedimenti differenziali sono risultati praticamente nulli; l'unica grandezza di interesse è quindi rappresentata dallo spostamento verticale medio;
- carico trasmesso dalla piastra di fondazione a 35 dei 144 pali. La posizione dei pali strumentati è riportata nella fig. 10; tenuto conto delle simmetrie, i pali strumentati sono sufficienti, ed anzi ridondanti, per definire l'intera distribuzione dei carichi nella palificata.

Le misure di pressione interstiziale sono state eseguite a mezzo di un piezometro del tipo Casagrande, ubicato a qualche metro di distanza dalla pila 7 e con presa alla profondità di circa 8 m.

Le misure di cedimento sono state condotte a mezzo di rilievi topografici, utilizzando un livello di precisione a lamine pianparallele. Il caposaldo di riferimento è stato materializzato sulla testa del palo pilota ubicato ad una decina di metri di distanza dalla pila.

Le misure del carico trasmesso dalla piastra di fondazione ai singoli pali furono realizzate con dinamometri a filo vibrante, in numero di tre per ciascun palo strumentato. I dinamometri (fig. 7) sono collegati a barre di acciaio annegate nel getto dei pali da un lato, e della piastra dall'altro; in corrispondenza della testa dei pali strumentati i due getti sono separati da uno strato di gommapiuma dello spessore di 5 mm, in modo che lo sforzo si trasmetta solo attraverso i tre dinamometri. I cavi provenienti dai $35 \times 3 = 105$ dinamometri fanno capo ad un sistema di acquisizione che scandisce automaticamente, ad intervalli prefissati, i vari sensori ed acquisisce le letture su di un supporto magnetico. I dati possono essere scaricati manualmente collegandosi all'unità di acquisizione con un computer portatile, oppure trasmessi a computer remoti via modem e linea telefonica.



Fig. 7. ISTALLAZIONE DEI DINAMOMETRI PER LA MISURA DELLO SFORZO TRASMESSO AI PALI

Attualmente, ad oltre 15 anni dall'installazione, 103 dei 105 dinamometri sono ancora perfettamente funzionanti, anche se la centralina di scansione è andata fuori uso ed è quindi necessaria l'acquisizione manuale.

4.2. Risultati

La costruzione del ponte è iniziata nell'ottobre 1991. La storia del carico verticale applicato alla fondazione della pila 7 e il cedimento medio misurato sono riportati nella fig. 8; per la rigidezza della piastra di fondazione non si è avuto alcun apprezzabile cedimento differenziale. Il carico netto, riportato in fig. 8, è ottenuto sottraendo al carico totale applicato la sottospinta idrostatica, valutata sulla base delle misure piezometriche.

Tenendo conto delle simmetrie, è possibile valutare il carico totale trasmesso ai 144 pali sulla base dei valori misurati sui 35 pali strumentati; anch'esso è riportato in fig. 8.

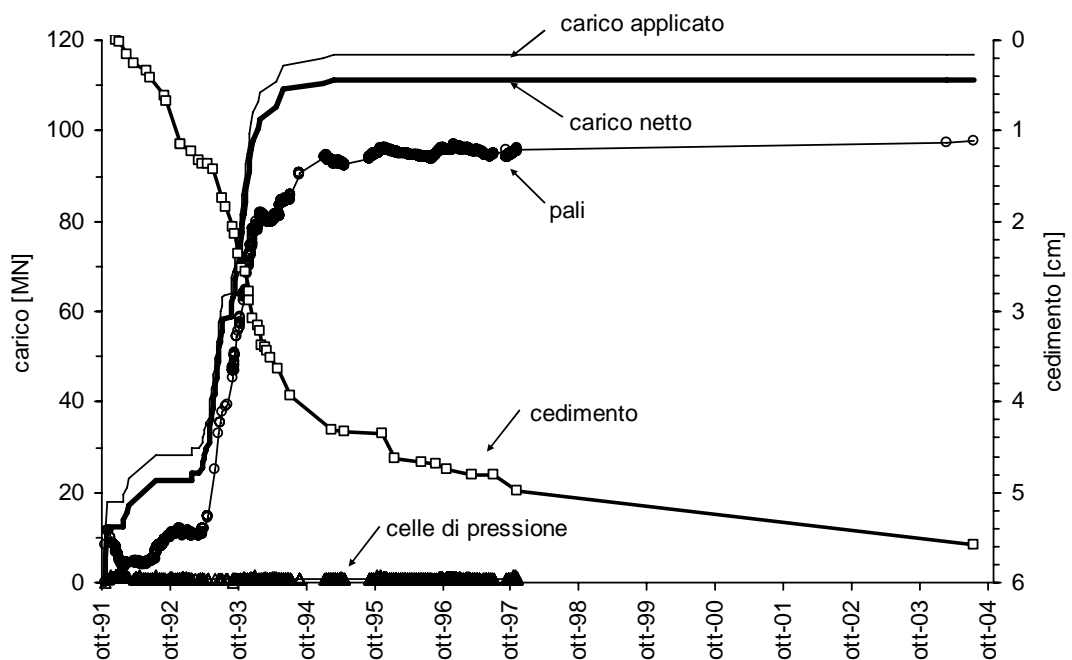


Fig. 8: Carichi applicati alla fondazione della pila 7, carichi assorbiti dai pali e cedimento medio

I primi incrementi di carico sono dovuti al getto della piastra di fondazione (Ottobre – novembre 1991) e alla costruzione della pila (marzo – luglio 1991); in seguito, con la realizzazione dell'impalcato del ponte il carico è aumentato rapidamente fino al valore massimo. L'impalcato venne realizzato aggiungendo alternativamente sulle due campate i conchi prefabbricati, e attivando contemporaneamente gli stralli (fig. 9).

Nella fase iniziale della costruzione, durante il getto della piastra di fondazione, apparentemente il carico applicato era uguale al carico assorbito dai pali; tuttavia quattro mesi dopo, a carico applicato costante, il carico misurato sui pali si era praticamente annullato. In realtà, come era da attendersi, a partire dalla fase di getto il peso della piastra è stato sempre trasmesso direttamente al terreno; il carico



Fig. 9. La realizzazione dell'impalcato con conci a sbalzo dalla pila centrale

apparentemente misurato sui pali durante il getto della piastra è stato dovuto all'effetto sui dinamometri del calore di idratazione del calcestruzzo [4].

Dall'inizio della costruzione dell'impalcato (febbraio 1993) l'incremento di carico applicato coincide quasi perfettamente con l'incremento di carico misurato sui pali. Si può affermare che, ad eccezione del peso della piastra di fondazione, tutto il carico del ponte è stato trasmesso al sottosuolo attraverso i pali, talvolta con un piccolo ritardo. Alla fine della costruzione (marzo 1995) il cedimento era pari a 42 mm; nei dieci anni successivi esso è progressivamente aumentato fino a raggiungere 56 mm nell'ottobre del 2004.

Per quanto riguarda la distribuzione del carico fra i pali, si possono individuare quattro gruppi di pali, corrispondenti alle zone della fondazione riportate in fig. 10. Nella Tabella 1 sono riportati i valori medi del carico sui pali contenuti in ciascuna delle quattro zone, rapportati al valore medio complessivo del carico per palo. I valori riportati in tabella si riferiscono a tre differenti fasi della vita dell'opera: il termine costruzione, tre anni dopo e dieci anni dopo.

Fase	Rapporto fra il valor medio del carico nella zona e il valore medio complessivo			
	Pali d'angolo	Pali di bordo	Pali interni	Pali sotto il fusto
Termine costruzione	1.30	1.00	0.80	0.90
3 anni dopo	1.16	0.96	0.90	0.98
10 anni dopo	1.10	0.93	0.94	1.03

Tabella 1. Distribuzione del carico fra i pali nel tempo

A termine costruzione le misure mostrano un significativo effetto di bordo, quale era da attendersi al di sotto di una piastra molto rigida, ed una certa concentrazione di

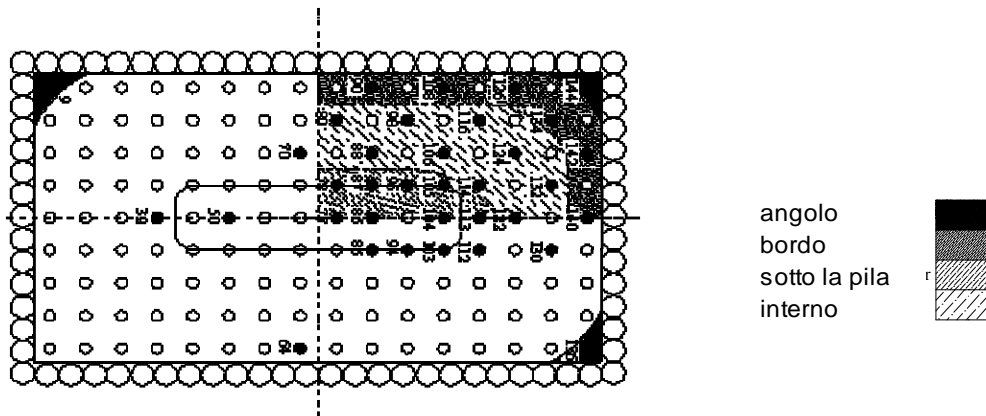


Fig. 10. Suddivisione dell'impronta della fondazione in zone caratteristiche. I pali strumentati sono campiti in nero

carico al di sotto del fusto della pila. Tre anni dopo, la distribuzione si era sensibilmente modificata: il carico sui pali periferici, di angolo e di bordo, era diminuito mentre quello sui pali interni era corrispondentemente aumentato. Dopo dieci anni, tale tendenza risulta confermata; mentre a termine costruzione il carico fra i pali era compreso nell'intervallo $0,80 \div 1,30$ del carico medio, dopo dieci anni l'intervallo si è ristretto a $0,93 \div 1,10$. Per quanto a conoscenza dello scrivente, è la prima volta che un fenomeno di questo tipo viene osservato su di un'opera in vera grandezza. Il fattore principale che determina il comportamento osservato sembra essere il creep della piastra di fondazione in c.a.

La fig. 11 riporta i valori del carico misurato su alcuni pali caratteristici in funzione del tempo, a partire alla costruzione dell'impalcato del ponte, nel febbraio 1993. Mentre il carico totale sui pali rimane praticamente costante nei dieci anni dopo il termine della costruzione (fig. 8), i carichi agenti sui singoli pali sono soggetti a variazioni cicliche,

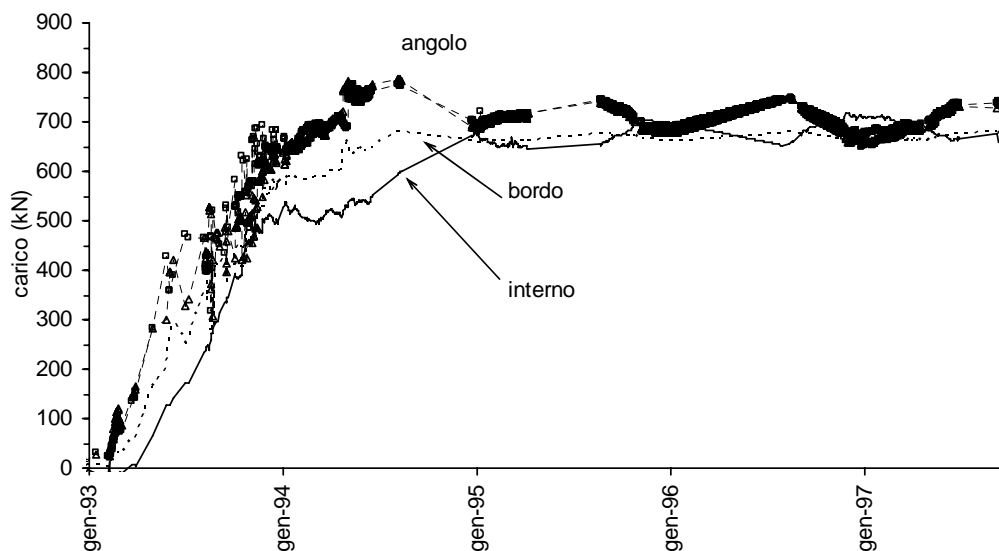


Fig. 11. Carico misurato su alcuni pali tipici in funzione del tempo

con periodo annuale. Per questo motivo i valori riportati nella Tabella 1 sono stati presi sempre nello stesso mese, in modo da minimizzare l'effetto di tali variazioni cicliche sull'andamento di lungo periodo.

La fig. 11 mostra che, durante il periodo di costruzione dell'impalcato, i carichi agenti sui pali hanno subito una serie di brusche variazioni. Un esame di dettaglio di tali variazioni [5] mostra che esse sono dovute ai momenti che insorgono sulla fondazione a seguito della posa in opera, a sbalzo, dei conci di impalcato.

5. INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO

Una *back analysis* del comportamento osservato per la fondazione della pila 7 è stata condotta utilizzando il programma NAPRA. Una descrizione dettagliata di tale programma è stata pubblicata da Russo [6]; in questa sede basterà ricordare che si tratta di un algoritmo basato sulla tecnica degli elementi di contorno, che consente di modellare il comportamento di una fondazione su pali considerando l'interazione mutua fra i tre elementi: piastra, pali e terreno. Il programma rende possibile un'analisi non lineare, procedendo in modo incrementale e concentrando la non linearità all'interfaccia fra pali e terreno; le caratteristiche del sistema palo – sottosuolo vengono ricavate dalla *back analysis* delle prove di carico sui pali. Mandolini *et al.*[7] hanno mostrato che, per tutte le evidenze sperimentali disponibili, NAPRA consente un'interpretazione assai soddisfacente dei comportamenti osservati in termini sia di cedimento, sia di ripartizione dei carichi fra piastra e pali e di distribuzione dei carichi fra i pali.

Per quanto riguarda il caso della pila 7 del ponte sul Garigliano, in fig. 12 è riportato un confronto fra i cedimenti misurati e quelli calcolati.

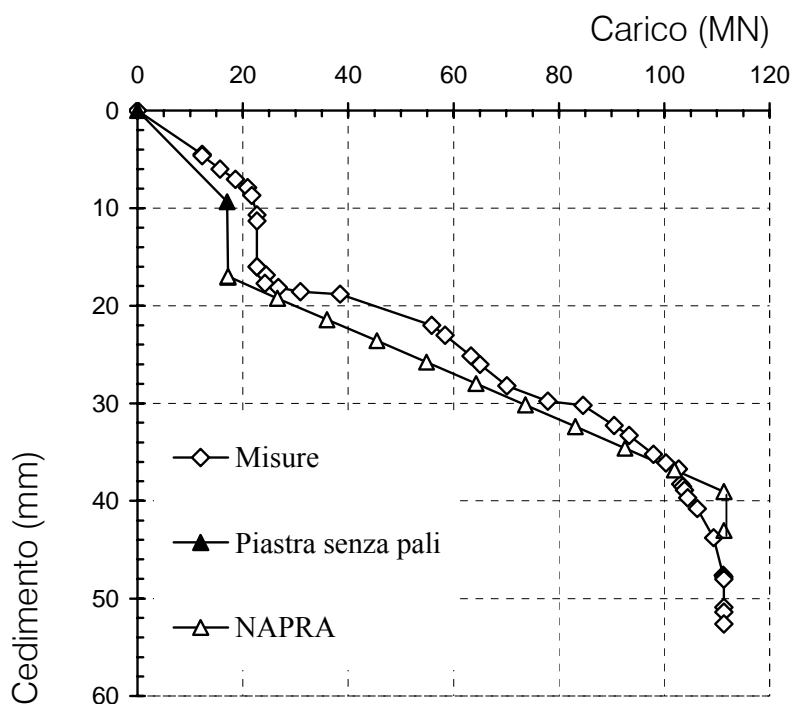


Fig. 12. Confronto fra cedimenti calcolati con NAPRA e cedimenti osservati

Per quanto concerne la ripartizione del carico fra piastra e pali, le misure illustrate nel paragrafo precedente hanno mostrato che al termine della costruzione il carico trasmesso al terreno attraverso i pali ammontava al 78% del carico netto totale. Dopo 10 anni, questa percentuale era aumentata all'87%. Considerando solo il peso dell'impalcato, e non quello della piastra di fondazione e del fusto della pila, queste percentuali aumentano fino a raggiungere rispettivamente l'86% e il 98%.

I calcoli eseguiti con NAPRA e relativi al solo peso dell'impalcato (la piastra di fondazione veniva considerata già esistente) portano a concludere che il carico trasmesso al terreno attraverso i pali è pari all'89% del carico netto totale in condizioni non drenate (e cioè al termine della costruzione) e al 100% in condizioni drenate (e cioè nel lungo periodo).

In fig. 13 la distribuzione dei carichi sui pali misurata a termine costruzione, espressa sotto forma di curve di livello del carico, è paragonata con quella determinata con NAPRA in condizioni non drenate.

L'accordo fra i risultati di tutte le misure e quelli dei calcoli può essere considerato estremamente soddisfacente.

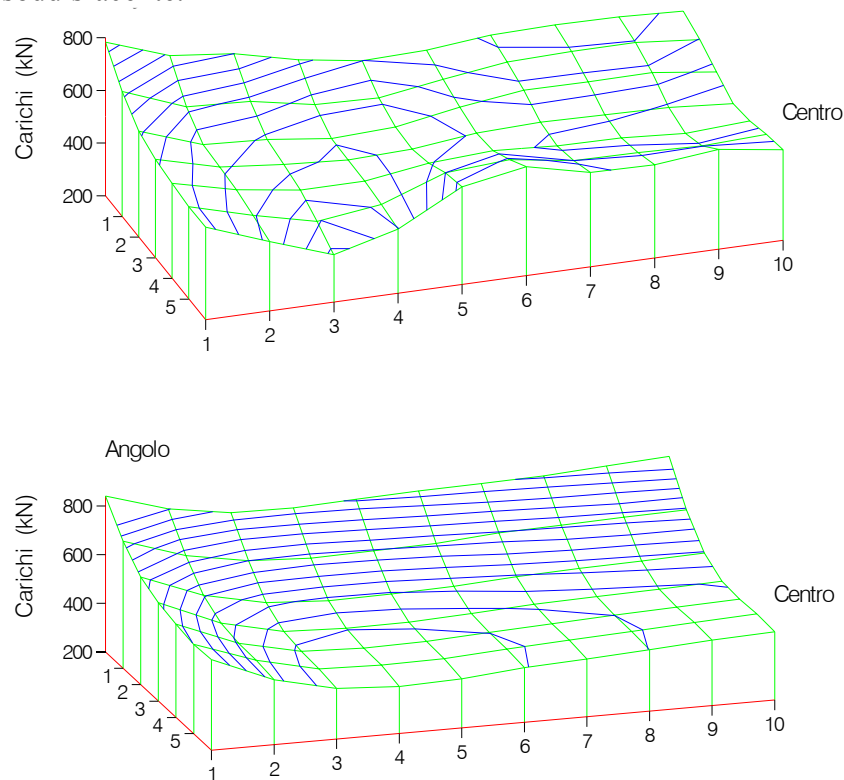


Fig. 13. Distribuzione del carico fra i pali; confronto fra i risultati del monitoraggio e dell'analisi

6. CRITERI INNOVATIVI DI PROGETTO

Il modello numerico messo a punto per la fondazione della pila 7 (codice NAPRA, proprietà del terreno desunte dalle prove di carico di progetto) si è rivelato molto soddisfacente, nel senso che descrive con notevole fedeltà i comportamenti osservati. Sorge allora spontanea l'idea di usare tale modello per esplorare quale sarebbe stato il comportamento della fondazione, se essa fosse stata realizzata con un minor numero di

pali. L'esercizio è stato svolto considerando, per ciascun caso analizzato, una distribuzione di pali uniformemente spalmati al di sotto dell'intera area della fondazione o, in altri termini, mantenendo costane e prossimo all'unità il rapporto A_g/A fra l'area che inviluppa il gruppo di pali e l'area totale dell'impronta della fondazione. Valori di A_g/A prossimi all'unità corrispondono a pali uniformemente spalmati sotto tutta la fondazione; al diminuire di A_g/A i pali tendono a concentrarsi nella zona centrale.

I casi analizzati sono rappresentati nella fig. 14. I risultati ottenuti, in termini di cedimento della fondazione e di ripartizione del carico fra piastra e pali, sono riportati nella fig. 15. Dimezzando il numero di pali da 144 a 72, si ha un incremento del cedimento di meno del 10%, con una variazione trascurabile del carico trasmesso direttamente dalla piastra al terreno. I pali erano stati progettati con un coefficiente di sicurezza a rottura di 2,5; dimezzando il numero di pali, e considerando che la piastra assorbe il 18% del carico, il coefficiente di sicurezza dei pali è ancora pari a 1,5.

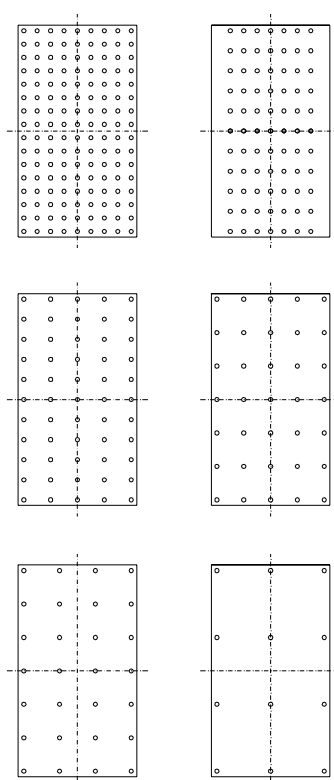


Fig. 15. Casi presi in esame per studiare gli effetti di una diminuzione del numero di pali

Dividendo il numero di pali per tre, da 144 a 48, il cedimento aumenta del 16%; la piastra assorbe il 22% del carico e il coefficiente di sicurezza dei pali è ormai prossimo all'unità.

Per numeri di pali ancora minori, com'è ovvio, i risultati diventano progressivamente meno realistici, in quanto non è realistica l'ipotesi che il comportamento della piastra resti lineare sotto carichi più elevati. Appare però evidente che vi è spazio per un progetto meno cautelativo di quello attuale, che consenta sostanziali risparmi.

Un criterio di progetto semplice, anche se discutibile, è quello che richiede un'analisi dell'interazione piastra – pali – terreno al fine di valutare le aliquote del carico totale trasmesse al terreno di fondazione direttamente dalla piastra e attraverso i pali. Una volta ottenuta tale valutazione, la soluzione in esame viene considerata accettabile se la

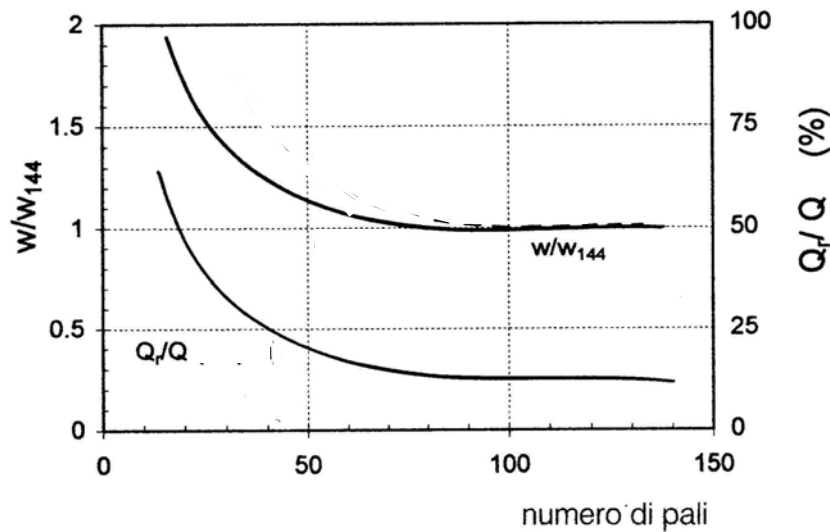


Fig. 15. Fondazione della pila n° 7 ; andamento del cedimento e della ripartizione del carico fra piastra e pali al variare del numero di pali

piastra e i pali, separatamente, hanno un coefficiente di sicurezza a rottura non minore di quello prescritto dalla normativa per le fondazioni dirette e le palificate rispettivamente. Ad esempio, la tradizionale normativa italiana sulle fondazioni richiedeva per le fondazioni dirette un coefficiente di sicurezza non minore di 3, e per le palificate un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5, o anche di 2 se il carico limite dei pali fosse stato determinato con prove di carico spinte a rottura.

Adottando questo criterio per la fondazione della pila 7 del ponte sul Garigliano, si potrebbe procedere come segue.

Carico totale	$Q = 113,5 \text{ MN}$
Carico limite della piastra	112 MN
Aliquota che è possibile attribuire alla piastra (FS=3): $Q_r = 112/3 = 38 \text{ MN}$ ($Q_r/Q = 33,5\%$)	
Aliquota residua per i pali	$Q_p = 113,5 - 38 = 75,5 \text{ MN}$
Carico limite del palo singolo	4,14 MN
Coefficiente di gruppo	0,6
Numero di pali necessari (FS = 2,5 oppure FS = 2):	

$$n = \frac{2,5 \times 75,5}{4,14 \times 0,6} = 76; \quad n = \frac{2 \times 75,5}{4,14 \times 0,6} = 61$$

Naturalmente, occorre verificare che tali soluzioni siano possibili; in altri termini, occorre verificare che esista una distribuzione di 76 oppure 61 pali che dia luogo a una ripartizione del carico con la piastra che assorbe il 33,5% ed i pali il rimanente 66,5%. Una serie di analisi ha mostrato che questa ripartizione si verifica con $A_g/A \approx 0,5$; ad esempio, due possibili distribuzioni sono riportate in fig. 16.

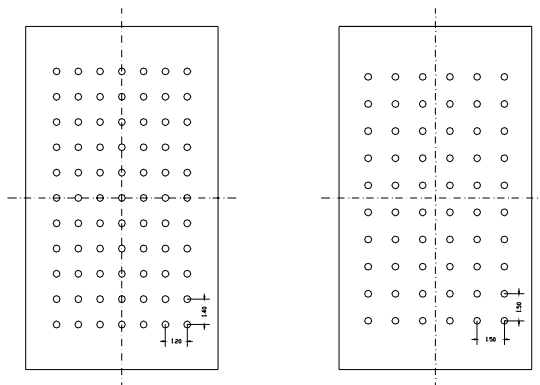


Fig. 16. Due possibili soluzioni alternative per la palificata della pila n° 7

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Come sempre accade, l'osservazione del comportamento di un'opera in vera grandezza contiene un certo numero di insegnamenti. Nel caso della pila n. 7 del ponte sul Garigliano, le osservazioni più pregnanti sono state quelle della distribuzione dei carichi fra i pali.

Al termine della costruzione la distribuzione presenta un significativo effetto di bordo; questo è ormai da considerare un dato acquisito, e di esso è necessario tener conto nel progetto strutturale della piastra di collegamento fra i pali.

Nel lungo periodo, la distribuzione dei carichi fra i pali tende ad appiattirsi; questo effetto, che potrebbe essere definito una rivincita di Winkler, sembra dovuto soprattutto al creep della piastra di c.a.

E' stato messo a punto un modello matematico della fondazione, la cui rispondenza è stata verificata interpretando in modo assai fedele i comportamenti osservati. Lo stesso modello è stato impiegato per esplorare possibili soluzioni progettuali più convenienti, con risultati di notevole interesse. Sembra quindi necessario ripensare i criteri usuali di progetto delle fondazioni su pali e le relative prescrizioni normative.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Mandolini, C. Viggiani - *Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 26, 1992, n. 2
- [2] M. Bustamante, L. Gianceselli, A. Mandolini, C. Viggiani - *Loading tests on slender driver piles in clay*. Proc. XIII Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, vol. 2, 1994, pag. 685-688,
- [3] W.G. Fleming, A.J. Weltman, M.F. Randolph, W.K. Elson - *Piling Engineering, 2nd edition*. Blackie A&P, 1992
- [4] G. Russo - *Interazione terreno-struttura per piaster su pali*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Università di Napoli Federico II, 1996

- [5] G. Russo – *Monitoring the behaviour of a pile foundation*. In: C. Viggiani, ed. : *Pile Foundations- experimental investigations, analysis and design*. CUEN, Napoli,1994, pag. 435-441
- [6] G. Russo – *Numerical analysis of piled rafts*. *Int. Journal Analytical and Numerical Methods in Geomechanics*, 1998
- [7] A. Mandolini, G. Russo, C. Viggiani - *Pile Foundations- experimental investigations, analysis and design*. *State of the Art Report, Proc. XVI ICSMGE*, vol. 1, pag. 177 – 216, Osaka 2005. Millpress Science Publisher, Rotterdam