

REALIZZAZIONE DI UN PALO INFISSO SOLES® AD ALTA CAPACITA' PORTANTE IN TERRENI SCADENTI NELLA ZONA DI FIUMICINO: PREVISIONE E CONTROLLO DEL SUO COMPORTAMENTO

F. Alberti

Geologo, Consulente, Roma

G.P. Cavinato

CNR, Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria, Roma

V. Collina

Gipieffe Architettura Studio Associato, Forlì

F. Garbin

Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l., Roma

S. Storoni Ridolfi

Anas S.p.A., Compartimento di Trieste

SOMMARIO

La nota illustra la progettazione, la realizzazione ed il controllo, di pali ad infissione statica Soles®, realizzati nei terreni particolarmente scadenti della piana alluvionale del Tevere, nei pressi di Fiumicino. Vengono prima riportati gli studi geotecnici condotti per la caratterizzazione del sito, basati su diverse campagne di sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche statiche con piezocono spinte a profondità superiori a 60 m. La corposa disponibilità di accurati dati geotecnici, accompagnata dalla disponibilità di dati stratigrafici e di falda, ha permesso la dettagliata ricostruzione dell'area di intervento. Si illustrano poi le metodologie di calcolo per la progettazione dei pali, dedotte sia dagli algoritmi tradizionali che direttamente dalle risultanze delle prove penetrometriche. Infine vengono riportati i risultati di due prove di carico per la verifica sperimentale dei parametri di progetto, dalle quali si evince il comportamento altamente positivo del palo (cedimento residuo pari soltanto al 2% circa del cedimento massimo) e carico limite, estrapolato con la tecnica dell'interpolazione iperbolica, di circa 3.5 volte maggiore del carico di esercizio calcolato.

Parole chiave: pali, prove di carico, soles, fiumicino, anas

1 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

1.1 Inquadramento geologico dell'area

Tutto il settore all'interno del quale ricade l'area dell'intervento è stato oggetto negli ultimi anni di un accurato studio multidisciplinare mirato a definire gli eventi evolutivi che in esso si sono succeduti a partire dal Pleistocene Medio/Superiore, e come essi abbiano influito sulle caratteristiche geotecniche dei terreni depositati, sia in termini di resistenza sia in termini di compressibilità.

Il delta del Tevere si estende parallelamente alla costa tirrenica, a Ovest della città di Roma, per circa 40 km di lunghezza (Figura 1) e da un punto di vista strettamente sedimentario è costituito da una sequenza deposizionale "ad alta frequenza", che si è sviluppata dall'ultima risalita post-glaciale del livello del mare (circa 18.000 anni fa), che durante il glaciale del Würm era circa 120 m più basso di quello attuale. Tale sequenza poggia a sua volta in trasgressione sui sottostanti depositi pleistocenici. All'interno di questa sequenza è possibile individuare cinque sistemi deposizionali: 1) facies di transizione con la piattaforma, 2) laguna costiera, 3) asta fluviale tipo "braided", 4) delta lagunari (T₁, T₂ e T₃), 5) delta attuale. Il sistema 1) è rinvenibile nei pressi dell'attuale foce e al di sotto del livello del mare, il sistema 3), attivo solo da 10.000 anni in poi (caratterizzato da sedimenti fondamentalmente granulari

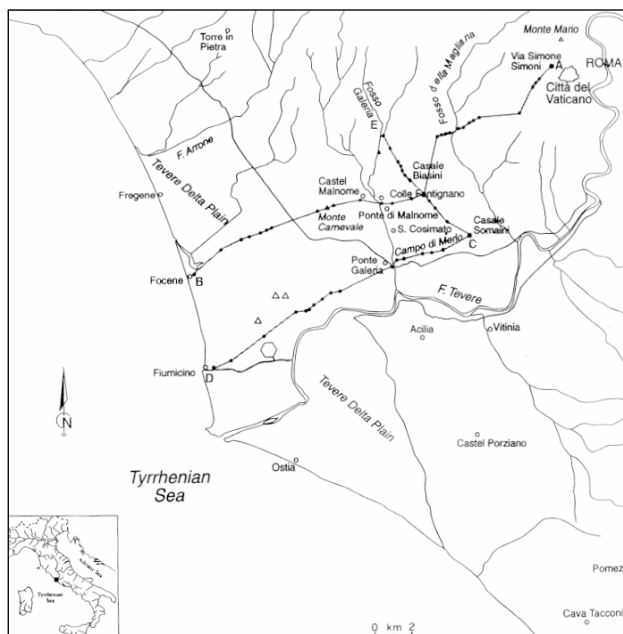


Figura 1. Carta generale del delta del Tevere

sabbiosi e/o sabbioso-ghiaiosi) si rinviene solo nel settore nord occidentale dell'area, mentre gli altri tre sistemi sono quelli che di fatto caratterizzano maggiormente l'area.

L'evoluzione di questi sistemi deposizionali è stata controllata principalmente dalla risalita del livello del mare, che non è stata però continua, ma caratterizzata piuttosto da rapide risalite seguite da periodi di stasi.

I primi 4 sistemi costituiscono quindi un sistema trasgressivo, caratterizzato dalla retrogradazione verso terra, in seguito alla rapida risalita del mare, degli ambienti deposizionali presenti, mentre il 5° è un sistema progradante legato al rapido avanzamento del delta tiberino verso il mare, quando il tasso di risalita del livello marino si è praticamente arrestato.

- DEPOSITI DI LAGUNA COSTIERA: si tratta di fanghi grigi bluastrici con frequenti intercalazioni di sottili livelli sabbiosi e sabbioso siltosi associati con resti di conchiglie. A differenti quote si rinvencono livelli più o meno continui di torbe (il livello con spessore maggiore è di circa 12 m, mentre gli spessori degli altri livelli variano da 0.4 a 5 m). Il livello più superficiale si trova a circa 5 m sotto l'attuale piano campagna. Le faune rinvenute indicano condizioni saline variabili, dall'acqua dolce a quella salmastra con occasionali episodi salini.

Questi dati suggeriscono l'influenza delle correnti e la presenza di aperture che permettevano la comunicazione tra l'acqua della laguna con quella del mare, mentre i livelli sabbiosi presenti sono attribuibili ad eventi legati alle tempeste.

- DEPOSITI DI DELTA LAGUNARE: rappresentano il sistema deposizionale del delta del Tevere quando questo sfociava nella laguna costiera. Sono stati riconosciuti tre corpi sabbiosi lenticolari con spessori da pochi metri a circa 30 metri (chiamati in ordine decrescente di età T₁, T₂ e T₃), all'interno dei quali è possibile riconoscere due facies distinte: L₁ per la parte superiore di ciascun corpo del delta, caratterizzato da sabbie più o meno grossolane

con resti vegetali e assenza di qualsiasi fauna, L₂ per la parte inferiore del corpo del delta, in prossimità della laguna, caratterizzata da sabbie fini con intercalazioni di argille siltose.

- DEPOSITI DI DELTA ATTUALE: questo sistema deposizionale si individua dal momento in cui il Tevere iniziò a sfociare direttamente nel mare aperto. In esso sono riconoscibili 5 litofacies: D₁ composta da fanghi dal grigio verde al marroncino con intercalazioni di ghiaie e sabbie fini con spessore di circa 2 - 3 metri in cui la parte basale si interdigita con i fanghi torbosi della precedente litofacies L₂; la litofacies D₂ è caratterizzata da sabbie medio fini con abbondanti minerali vulcanici ed ha uno spessore variabile da 5 a 20 metri, e degrada lateralmente e verticalmente con la litofacies D₃, caratterizzata a sua volta, da sabbie fini e intercalazioni siltose. A sua volta la litofacies D₃ degrada con la D₄ caratterizzata da silt argilloso con rare intercalazioni di sabbie molto fini. La litofacies D₅ è composta da sabbie giallastre con spessori da 1 a 4 metri, ma che occasionalmente raggiungono spessori di 10 metri, ricche in quarzo mica e piccole quantità di minerali pesanti. Queste sabbie si trovano attualmente lungo la linea costiera ma si estendono per circa 4 km dalla attuale linea di costa.

La litofacies D₁ è il prodotto di palude fluviale tipica di una pianura deltizia e rappresenta la chiusura della laguna costiera. Le facies D₂-D₃ rappresentano rispettivamente la parte superiore e inferiore del fronte del delta mentre la parte più distale è rappresentata dalla litofacies D₄ che degrada nell'area di piattaforma e rappresenta un ambiente di prodelta. La facies D₅ rappresenta i depositi eolici della catena di dune costiere che bordavano le varie linee di costa mano a mano che il delta progradava verso il mare.

1.2 Ricostruzione paleogeografica

In una prima fase (da 14.000-13.000 anni fa) la rapida

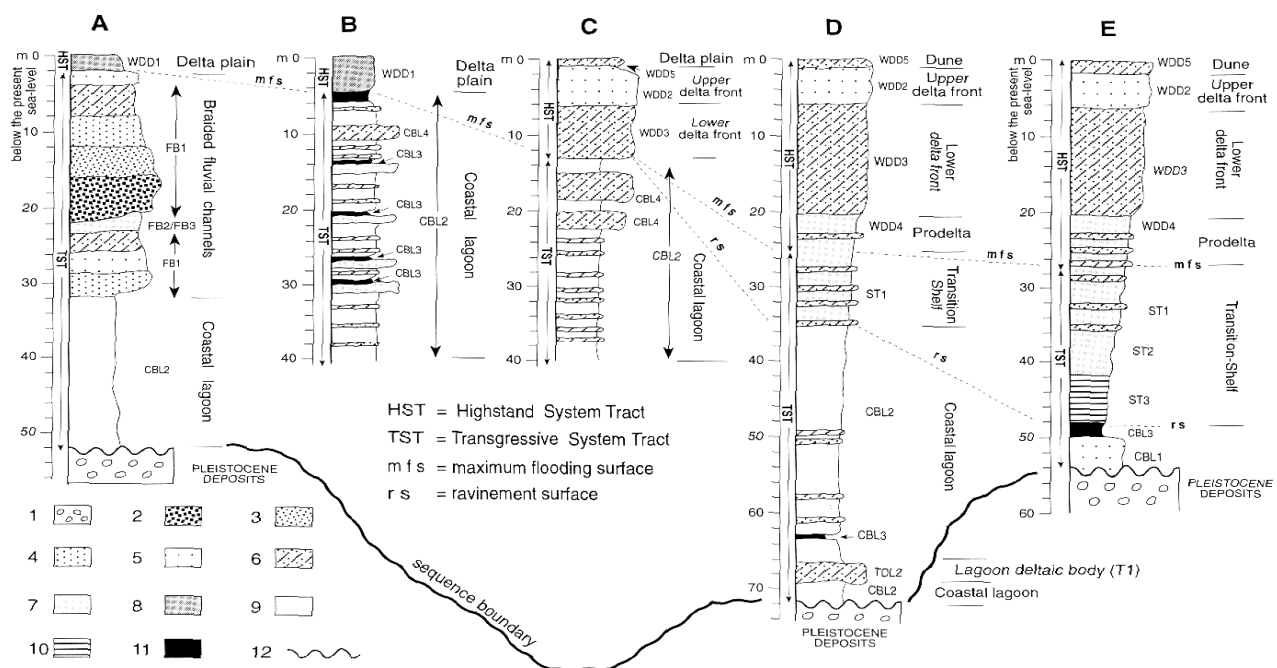


Figura 2. Colonne stratigrafiche tipiche della piana deltizia del Tevere. Quella più rappresentativa e vicina all'area di intervento è la B: 1) ghiaie 2) sabbie grossolane e ghiaie 3) sabbie medio grosse e ghiaie 4) sabbie medie e ghiaie 5) sabbie medio-fini 6) sabbie fini 7) sabbie limose 8) argille limose 9) limo argilloso 10) argilla 11) torba 12) confine trasgressivo (da Bellotti et alii, 1995)

risalita del livello del mare determinò la variazione del livello di base del Tevere che iniziò a depositare gran parte del suo carico sedimentario nella piana alluvionale. La diminuzione del trasporto solido determinò così l'abbandono del precedente corpo deltizio che si trasformò in un promontorio via via eroso fiancheggiato da cordoni dunari.

Durante la fase successiva (da 13.000 a 5.000 anni fa) furono attivi i due principali sistemi deposizionali visti in precedenza e cioè la laguna costiera e i delta lagunari (T₁

NW

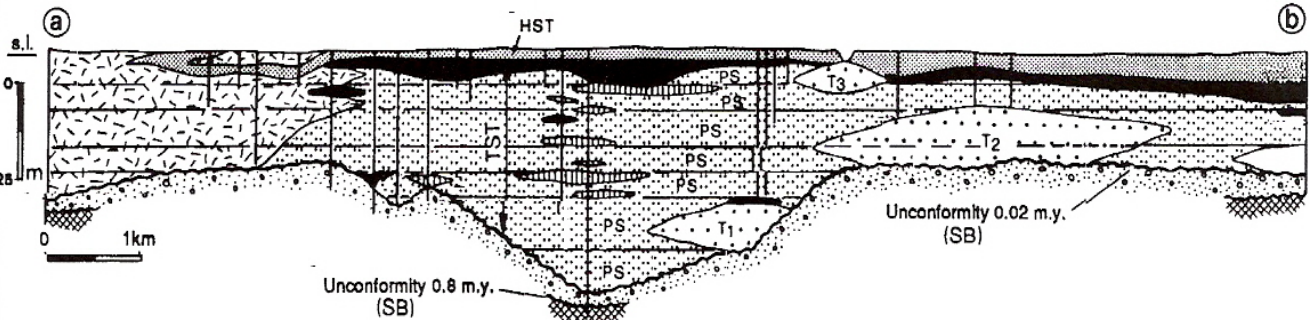


Figura 3. Sezione trasversale circa NW- SE della piana alluvionale del Tevere con evidenziate le litofacies descritte nel testo (da Bellotti et alii, 1995)

T₂ T₃). Questo periodo può essere suddiviso in due fasi ciascuna delle quali con un differente tasso di risalita del livello del mare con conseguente diverso grado di migrazione della laguna costiera. Nella prima fase (tra 13.000 e 9.000-8.700 anni fa) il tasso di risalita del mare raggiunge il suo massimo insieme allo scarso apporto sedimentario e permise alla barriera costiera di migrare fortemente verso terra. Si sviluppò il corpo deltizio T₁ che migrò a sua volta lentamente verso terra con brevi periodi di progradazione durante le fasi di stasi del livello marino.

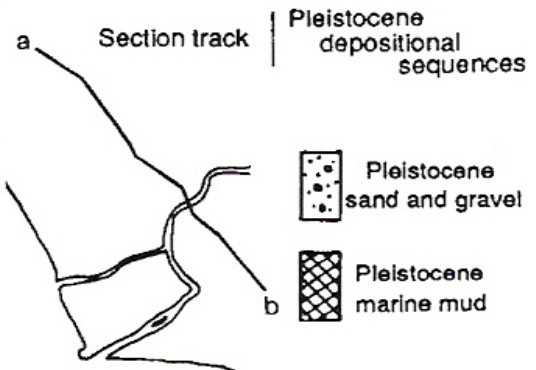
Il delta, che fu attivo all'incirca 10.000 anni fa riempì progressivamente la parte più interna della precedente valle incisa dal Tevere (circa 1.5 km di larghezza) ed il suo spessore aumenta verso la terraferma con un massimo di circa 30 m.

Durante la 2^a fase (da 9.000/8.700 a 5.000 anni fa) la diminuzione del tasso di risalita marino associato all'aumento del gradiente nella pianura costiera produsse il riempiendo della laguna, con l'ampliamento delle aree paludose. Ogni periodo di questo tipo (parasequenza) è costituito pertanto, al tetto, da livelli di torba. All'interno della laguna il Tevere si spostò e costruì il corpo deltizio T₂, mentre il T₁ fu abbandonato e ricoperto in trasgressione dai sedimenti fangosi della laguna. Il T₂ si sviluppò all'interno della laguna fino a circa 7.000 anni fa, dopodiché si assiste ad un nuovo spostamento del corso del fiume che determinò l'inizio della deposizione del corpo deltizio T₃. Durante l'ultima parte di questa fase si verificò anche l'ultima migrazione verso terra della laguna che diventò sempre più stretta e paludosa, permettendo la deposizione dell'ultimo e più consistente strato di torba.

Il periodo più recente, che ha portato il Tevere nel suo corso attuale, iniziò ad originarsi intorno ai 5.000 anni fa in coincidenza di un tasso di risalita del livello del mare molto basso. L'aumento della disponibilità di sedimenti le-

gata appunto al drastico decremento della risalita del mare determinò una sedimentazione all'interno della laguna che si riempì e si trasformò in un'area paludosa. Pertanto il tetto dell'ultimo strato di torba (circa 5 m al di sotto dell'attuale quota topografica) coincide con il passaggio dalla fase retroattiva a quella progradante. Il delta lagunare T₃ progradò rapidamente nella laguna fino alle barre costiere creando, a tergo, due aree paludose separate, le quali rimasero inalterate praticamente fino ai nostri giorni e fu-

SE



rono colmate solo alla fine del 19 secolo. Non è ancora ben chiaro quando la bocca del T₃ raggiunse il mare, dando origine al delta attuale.

Qualche aiuto viene dai resti archeologici presenti, che permettono la ricostruzione almeno degli ultimi 2.500 anni. I più antichi resti di insediamenti, coincidono con Ostia

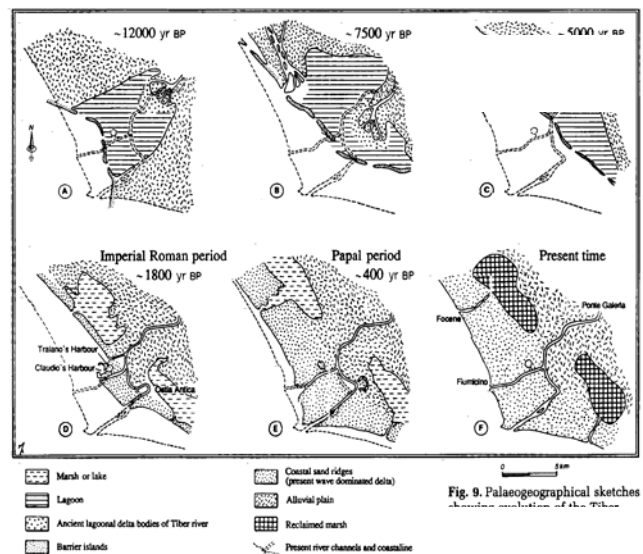


Fig. 9. Palaeogeographical sketches showing evolution of the Tiber

Figura 4. Evoluzione paleogeografia delle sequenze deposizionali del Tevere fino ai giorni nostri (da Bellotti et alii, 1995)

Antica, città portuale fondata, secondo Tito Livio, nel VI secolo a.C. “*in ore Tiberis Ostia urbis condita*” (infatti Ostia deriverebbe dal latino *ostium*, cioè bocca del fiume, foce) ed indicano come la foce marina del Tevere fosse già attiva in quel periodo. Le acque del Tevere che sfociavano direttamente in mare secondo Virgilio (I secolo a. C.) “*multa flavus arena in mare prorumpit*” (portavano una grossa quantità di sabbie giallastre alla foce). Le rovine di questa città si trovano attualmente a circa 4 km dall’attuale linea di costa. I resti del porto di Claudio (42 - 54 d.C.) e di Traiano e delle ville patrizie lungo la strada costiera (Via Severiana) tracciano a loro volta la linea di costa del I secolo d.C. Fino al 1.400 non ci fu una grande progradazione del delta. La posizione di alcune torri costruite durante il periodo papale e una serie di mappe realizzate negli ultimi due secoli, indicano che la fase di progradazione iniziò nel 1.500 e che continuò con tassi di crescita via via minori, fino all’inizio del ventesimo secolo.

Attualmente invece le spiagge in vicinanza della foce del Tevere sono in forte erosione a causa della drastica riduzione di apporto di sedimenti a seguito della costruzione, negli ultimi cinquanta anni, di due dighe lungo il suo bacino.

1.3 Caratteristiche geotecniche

Come visto nel paragrafo precedente, l’area è caratterizzata dalla presenza di diversi ambienti deposizionali la cui posizione è variata nel tempo, con sovrapposizione dei

- I° da 0,0 a 8,0[m] limi argillosi ocre
- II° da 8,0 a 30,0[m] argille ed argille limose azzurro-nerastre, con resti di gasteropodi dulcicoli
- III° livello da 30,0 a 45,0[m] sabbie fini e sabbie limose
- IV° livello da 45,0 a 62,0[m] limi argillosi ed argille azzurro-verdastre, scure
- V° livello da 62,0 a 70,0[m] sabbie grossolane con livelli ghiaiosi

da 70 a ? [m] ghiaie con livelletti di sabbie

Il primo livello è attribuibile alla *facies* di delta progredante e presenta caratteristiche di consistenza attribuibili a terreni leggermente sovraconsolidati. Il colore ocre, le tracce di ossidazione e la presenza in alcuni casi di fessure da ritiro fanno ritenere che la sovraconsolidazione sia legata alle oscillazioni del livello di falda.

Il secondo livello è riconducibile alla *facies* della laguna costiera con la presenza di argille e limi estremamente molli e resti di faune dulcicole.

Il terzo livello è attribuibile alla sedimentazione del secondo delta lagunare (T₂) che depositava sabbie fini e/o limi sabbiosi.

Il quarto livello a sua volta è di nuovo attribuibile alla *facies* di laguna la cui ubicazione andava progredendo via via verso terra.

Gli ultimi due livelli invece sono attribuibili ai terreni del Pleistocene inferiore, di ambiente prettamente fluviale, che costituiscono il substrato sul quale si è depositata, in discordanza, la successione sopra citata e che si ritrovano più o meno alla stessa profondità in tutta l’area.

Per le sabbie e le ghiaie basali è assai difficile la parame-

Caratteristiche fisiche							Caratteristiche granulometriche					Resistenza		Penetrometrie	
	Peso di volume γ (kN/m ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	Class USCS	C _u TXUU (kPa)	ϕ°	R _p medio (MPa)	R _I medio (kPa)
I°	19.00	25-40	55-60	22-33	25-31	0.9-1.3	0	3-8	48-53	34-44	MH	42-60		1.5	40
II°	16.00 17.00	45-62	47-65	22-29	25-36	0.2-0.4	0	0-2	41-51	47-67	MHCL CH	19-27		0.8 - 1.2	15
III°	19.00						0	60-70	20-25	10-20			32° 35°	7.5	38
IV°	17.00 18.00	32-44	45-56	25-37	21-26	04-05	0	5-12	46-59	36-42	CL - MH	30-50		3,0	30
V°	20.00												>35°	Rifiuto	

singoli litotipi ed una conseguente variazione verticale e laterale di una certa entità. Pur tuttavia, utilizzando lo schema evolutivo del paragrafo precedente è stato possibile schematizzare i terreni presenti, in alcune unità geotecniche più o meno omogenee e quindi poter procedere alla loro parametrizzazione mediante le indagini in sito e le relative prove di laboratorio.

Per la progettazione esecutiva delle opere di fondazione è stata quindi realizzata, per l’area specifica d’intervento, una stratigrafia tipo che può essere così riassunta (rispetto al p.c.):

trizzazione in quanto pochi sondaggi hanno raggiunto profondità superiori a 60 m ed inoltre sono di difficile, se non impossibile campionatura. Pur tuttavia, dal momento che rappresentano il livello in cui tutte le prove penetrometriche vanno a rifiuto, e con l’ausilio di correlazioni empiriche con le stesse, è stato possibile stimare dei valori ragionevoli che tengano conto del loro elevato addensamento.

Dal punto di vista idrogeologico si deve considerare che, data la continuità idraulica a grande scala dei diversi corpi geologici riconosciuti, si è in presenza di un’unica falda la quale, per scopi pratici è localizzabile a p.c., anche se sono

state misurate piccole oscillazioni della stessa legate ai cicli stagionali; la massima profondità è però di circa appena 2 m dal p.c.

2 PROGETTAZIONE DEL PALO SOLES® E VERIFICHE SPERIMENTALI

2.1 Calcolo della capacità portante limite

La capacità portante limite del palo è calcolata come somma della portata limite alla base $Q_{B \text{ lim}}$ e della portata limite laterale $Q_{\text{lat lim}}$.

Il calcolo dei due contributi è stato effettuato utilizzando:

1. parametri geotecnici del terreno (ϕ' , c' , c_u) tabellati nel paragrafo 1.3 e forniti da indagini in sito e relative prove di laboratorio (*procedimento 1*);
2. dati forniti dalle prove penetrometriche statiche (CPTU) -*procedimento 2*- i cui risultati sono tabellati nel paragrafo 1.3

Procedimento 1

$Q_{B \text{ lim}} = q_P A_B$ portata limite alla base
 $q_P = N_q \sigma_{vB}$ portata limite unitaria alla base nei terreni incoerenti
 N_q coefficiente di capacità portante
 σ_{vB} tensione verticale efficace del terreno alla base del palo
 A_B area di base del palo corrispondente all'area della flangia di base
 $Q_{\text{lat lim}} = \pi D \sum q_{l,i} L_i$ portata limite laterale
 D diametro del palo legato al diametro della flangia allargatrice
 $q_{l,i} = \alpha_i c_{u,i}$ portata limite unitaria laterale negli strati di terreno coerenti
 $q_{l,i} = \mu_i k \sigma_{v,i}'$ portata limite unitaria laterale negli strati di terreno incoerenti
 α_i coefficiente di adesione dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo

$c_{u,i}$ coesione non drenata dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo
 $\mu_i = \tan \phi_i$ coefficiente di attrito fra palo e terreno in corrispondenza dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo
 k_i coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione ortogonale alla superficie del palo nello strato i-esimo di terreno e la tensione verticale nello stesso strato di terreno
 $\sigma_{v,i}'$ tensione verticale efficace dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo
 L_i spessore dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo

Procedimento 2

$Q_{B \text{ lim}} = q_P A_B$ portata limite alla base
 $q_P = r_P$ portata limite unitaria alla base pari alla resistenza alla punta misurata con il penetrometro statico nel terreno raggiunto dal palo
 A_B area di base del palo corrispondente all'area della flangia di base
 $Q_{\text{lat lim}} = \pi D \sum q_{l,i} L_i$ portata limite laterale
 D diametro del palo legato al diametro della flangia allargatrice
 $q_{l,i} = r_{l,i}$ portata limite unitaria laterale pari alla resistenza laterale misurata con il penetrometro statico nei terreni attraversati dal palo
 L_i spessore dello strato i-esimo di terreno lungo il fusto del palo

Nelle tabelle che seguono viene riportato il calcolo della capacità portante limite dei due pali (A) e (B) sui quali sono state poi eseguite le prove di carico.

n.b.: la portata laterale viene calcolata da quota intradosso plinto di fondazione a quota flangia allargatrice, non considerando quindi il tratto che va da quest'ultima alla flangia di base che, nella fattispecie, è pari a 2,20 ml.

Palo A: Ø 600 mm - Ø_{flangia di testa} = 500 mm - L_{utile} = 54,20 ml - N_{es} = 1.650 kN														
Procedimento 1														
Da (m)	A (m)	L (m)	c_u (kPa)	α	ϕ	μ	k	γ (kN/m ³)	$\sigma_{v,i}'$ (kPa)	Nq ($\phi=35^\circ$)	σ_{vB} (kPa)	$Q_{\text{lat lim}}$ (kN)	$Q_{B \text{ lim}}$ (kN)	$Q_{\text{lim A,1}}$ (kN)
2	8	6	42	0,85				19				403,8		
8	30	22	19	1				16,5				1191,7		
30	45	15			32	0,625	0,470	19	264,5			3388,4		
45	54	9	30	0,85				17,5		5,00	399,5	3821,0	392,2	4213,2

Procedimento 2							
Da (m)	A (m)	L (m)	r _l (kPa)	r _P (MPa)	$Q_{\text{lat lim}}$ (kN)	$Q_{B \text{ lim}}$ (kN)	$Q_{\text{lim A,2}}$ (kN)
2	8	6	40		452,4		
8	30	22	15		1074,4		
30	45	15	38		2148,9		
45	54	9	30	10	2658,0	1963,5	4621,3

Palo B : Ø 600 mm - Ø_{flangia di testa} = 500 mm - L_{utile} = 63,00 ml - N_{es} = 1.860 kN														
Procedimento 1														
Da (m)	A (m)	L (m)	c _u (kPa)	α	φ	μ	k	γ (kN/m ³)	σ _v ' (kPa)	N _q (φ=35°)	σ _{vB} ' (kPa)	Q _{lat lim} (kN)	Q _{B lim} (kN)	Q _{lim B,1} (kN)
3,5	8	4,5	42	0,85				19				302,8		
8	30	22	19	1				16,5				1090,7		
30	45	15			32	0,625	0,470	19	251			3175,4		
45	64,3	19,3	30	0,85				17,5		5,00	463,3	4103,1	454,8	4557,8

Procedimento 2								
Da (m)	A (m)	L (m)	r _i (kPa)	r _p (MPa)	Q _{lat lim} (kN)	Q _{B lim} (kN)	Q _{lim B,2} (kN)	
3,5	8	4,5	40		339,3			
8	30	22	15		961,3			
30	45	15	38		2035,8			
45	64,3	19,3	30	10	3127,2	1963,5	5090,7	

2.2 Caratteristiche strutturali e processo esecutivo del palo Soles®

I pali SOLES® sottoposti a prova di carico rientrano nella categoria dei pali infissi a pressione, gettati in opera.

L'anima centrale in acciaio viene infissa staticamente, senza estrazione di terreno, mediante martinetti a corsa lunga che, ricavando la necessaria reazione dalla struttura dei plinti di fondazione delle pile dei viadotti, infiggono l'anima tubolare, dotata di una flangia al piede e di una seconda flangia allargatrice (entrambe di diametro maggiore dell'anima stessa) in modo da creare un vano anulare che, contestualmente al progressivo inserimento del palo nel terreno, viene riempito di conglomerato cementizio in pressione.

Il palo SOLES® è un palo di fondazione brevettato.

I materiali impiegati per la sua produzione sono stati i seguenti:

- tubi d'acciaio Fe 360 per il tubo guida che costituisce il raccordo tra la struttura fondale (plinto) ed il palo, e per l'anima del palo;
- acciaio Fe 360 per la flangia di base e per la flangia allargatrice.
- gli spessori ed i diametri dei singoli elementi sono:
 - tubo guida φ298,5/12,5 mm;
 - stelo φ244,5/12,5 mm;
 - flangia di base φ500/20 mm;
 - flangia allargatrice φ570/20 mm
- conglomerato cementizio la cui composizione per metro cubo è:
 - 600 kg di cemento Portland II/B L 32,5R;
 - 150 kg di acqua potabile;
 - 1.425 kg di sabbia di cava;
 - eventuale fluidificante.

Tutti i pali, compresi quelli sottoposti a prova sono stati eseguiti secondo le fasi procedurali di seguito illustrate:

Fase 1. Posizionamento e collegamento della scatola guida del palo all'interno dell'armatura del plinto di fondazione e con questa reso definitivamente solidale median-

te uno o più anelli di inghisaggio; getto del plinto.

A getto ultimato il tubo guida risulterà sporgente dall'estradosso della fondazione di circa 20 cm.

Fase 2. Assemblaggio degli elementi costituenti il palo. Ciascun palo metallico comprende: un'anima a sezione costante costituita da elementi tubolari giuntati tra loro in opera mediante manicotti interni, una prima flangia di forma circolare fissata all'estremità inferiore del tubo di acciaio e di diametro maggiore di quest'ultimo, una seconda flangia allargatrice posizionata ad una quota superiore alla flangia di base.

Fase 3. Infissione del palo. Sopra la scatola guida viene posto e collegato alla sua parte sporgente, il dispositivo idraulico di spinta costituito da martinetti idraulici che serrano l'anima tubolare del palo. Una volta accoppiato nel modo descritto, il dispositivo di spinta viene azionato ed infinge il palo. Il contrasto necessario alla spinta di infissione è fornito dal peso della struttura di fondazione solidale con l'attrezzatura di spinta tramite il tubo guida. Durante l'affondamento del palo nel terreno la flangia allargatrice crea un'intercapedine di sezione circolare tra tubo e terreno, che viene riempita dal conglomerato cementizio in pressione, iniettato dall'alto, contestualmente al procedere dell'infissione. Quanto detto elimina il rischio costituito dalla presenza di falde d'acqua e dall'eventuale franamento di zone incoerenti attraversate dal palo. Inoltre, il conglomerato cementizio, seppure allo stato plastico raggiunge lo scopo di impedire l'instabilità elastica dell'asta sottoposta allo sforzo normale necessario all'avanzamento e di proteggere la stessa armatura tubolare dalla corrosione. Ad avvenuta maturazione del fusto, l'intima compenetrazione realizzata da quest'ultimo con il terreno circostante consente di sviluppare una elevata aderenza laterale.

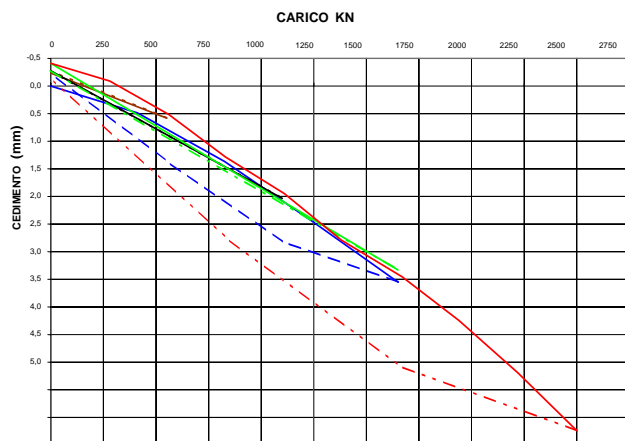
Fase 4. Completamento del palo. Una volta terminata l'infissione e rimosso il sistema di spinta, l'interno dell'anima di acciaio del palo viene riempita con calcestruzzo, si intasa con conglomerato cementizio il piccolo spazio anulare tra il palo ed il tubo guida e viene saldata una piastra metallica tra la sommità dello stelo ed il tubo guida.

2.3 Prova di carico e verifica del carico limite

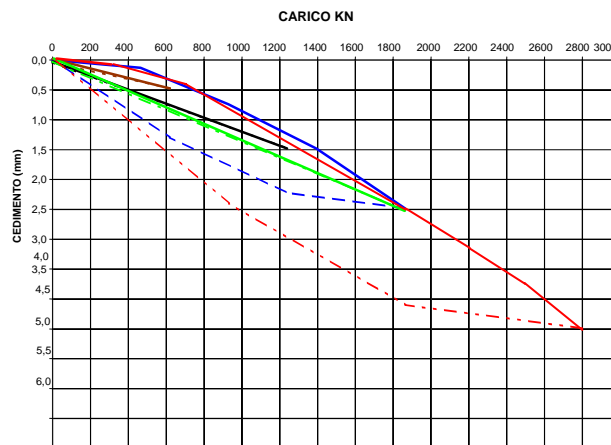
I pali sottoposti a prova di collaudo, individuati dalle lettere (A) e (B) oltre alle caratteristiche strutturali indicate al punto 2.2 erano contraddistinti da una profondità rispettivamente di 54,20 e 63,00 mt per una portata di progetto di 1.650 kN il palo (A) e 1.860 kN il (B).

Entrambi i pali, come richiesto dalle specifiche, sono stati sottoposti ad un carico di prova pari ad 1.5 volte il carico di esercizio.

I risultati ottenuti dalle due prove di carico sono restituiti nei due grafici che seguono.



Palo (A) - Diagramma carico/cedimenti



Palo (B) - Diagramma carico/cedimenti

Ne deriva che, come riportato nella successiva tabella, con il calcolo effettuato secondo il procedimento (2), che rispecchia meglio la realtà, il rapporto tra la portata limite ri-

cavata dalle prove di carico e la portata limite calcolata è sempre maggiore dell'unità.

Palo DN600	L_{utile} (m)	Procedimento di calcolo	Q_{lim} (kN) di calcolo	N_{es} (kN)	$Q_{\text{lim pc}}$ (kN) estrapolato da prova di carico	$Q_{\text{lim pc}}/Q_{\text{lim}}$
A	54,20	1	4.213,2	1.650	6.243	1,48
		2	4.621,3			1,35
B	63,00	1	4.557,8	1.860	6.950	1,52
		2	5.090,7			1,37

3 CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati delle prove di carico eseguite sui pali SOLES® si può pervenire alle seguenti conclusioni:

- la portata limite di calcolo ricavata con i procedimenti 1. e 2. riportati nelle tabelle (A) e (B) risulta alquanto inferiore alla portata limite estrapolata dalle prove di carico.
- il procedimento che meglio approssima il carico limite *calcolato* al carico limite *estrapolato dalla prova di carico* è quello che si basa sui dati rilevati dalle prove penetrometriche statiche (procedimento 2.)
- dal confronto dei risultati delle due prove di carico si nota che, pur variando la lunghezza dei pali, il rapporto $Q_{\text{lim pc}}/Q_{\text{lim}}$ non varia in modo sostanziale.

In conclusione possiamo affermare che per il palo SOLES® entrambi i procedimenti di calcolo adottati offrono margini di sicurezza superiori al 35% del carico limite ricavato dalla estrapolazione della prova di carico e, inoltre, questo coefficiente è da attribuire esclusivamente alla portata limite laterale del palo realizzato con questa peculiare, specifica, tecnologia.

Tecnologia che ha dimostrato tutta la sua validità in termini di potenzialità operativa, sicurezza esecutiva e garanzia dei risultati ottenuti, nonostante le caratteristiche stratigrafiche di tutta l'area offrano, storicamente, particolari difficoltà alla realizzazione di pali di fondazione estremamente profondi, quali quelli richiesti dai terreni del sito.

BIBLIOGRAFIA

- ALBERTI F., CAMPOLUNGHY P., CAPELLI G., COLLINA V., FABBRI C., SEBASTIANO G., STORONI RIDOLFI S., ZAMBIANCHI L. (2004) *Consolidamento delle fondazioni di un edificio in terreni con caratteristiche geotecniche scadenti nella città di Roma: esempio di utilizzo di pali Soles® ad alta capacità portante infissi con sistema statico*. Atti XXII Convegno di Geotecnica Palermo 2004 pp 253 - 260
- BALIGH M. M., LEVADOUX J. N. (1980) *Consolidation after undrained piezocone penetration II: Interpretation*. *Journal of Geot. Eng. Div. ASCE*, vol 112, n 7.
- BELLOTTI P., CHOCCI F. L., MILLI S., TORTORA P., VALERI P. *Sequenze stratigraphy and depositional setting of the Tiber Delta: integration of high-resolution seismics, well-logs and archeological data*.
- BELLOTTI P., MILLI S., TORTORA P., VALERI P., *Physical stratigraphy and sedimentology of the Late Pleistocene – Holocene Tiber Delta depositional sequence*. *Sedimentology* (1995) 42, pp 617 – 634.
- COLLINA V., FABBRI C., STORONI RIDOLFI S., ZAGO R., ZAMBIANCHI L., ZATTONI G. (2002) *Una nuova metodologia di realizzazione di fondazioni profonde per il consolidamento di edifici in ambito urbano*. Atti XXI Convegno Nazionale di Geotecnica – L'Aquila 2002, pp 371-378.
- LUNNE T., CHRISTOFFENSEN H. P., TJELTA T. I., (1985) *Engineering of piezocone results in North Sea Clay*. Proc. XI ICMSMFE, San Francisco 1985.
- MILLI S. *Depositional setting and high-frequency sequence stratigraphy of the Middle-Upper Pleistocene to Holocene deposits of the roman Basin*. *Geologica Romana*, 33 (1997) pp 99 – 136

ABSTRACT

CONSTRUCTION OF ONE HEAVY BEARING CAPACITY SOLES™ PILE, IN SOFT SOIL, IN ROME-FIUMICINO AREA: PREDICTION AND VERIFICATION OF THE PERFORMANCE.

Keywords: piles, bearing load tests, soles, fiumicino, anas

The documents explain the design stage, construction, and verification by a bearing load test, of one patented foundation pile, driven into the ground by a static method with soil displacement: the SOLES™ pile.

In this case the piles have been driven deeply, in a very soft soil, in *Tevere* river vicinity, in *Fiumicino* area.

The first part describes the characteristic of the soil in this area with reference to the multi-disciplinary studies, carried out with purpose of definition of soil evolution starting from *Pleistocene – era*; how the natural events have influenced geotechnical and mechanical properties of the soil. It has been analysed the soil layers evolution from “Coastal lagoon” stage, “river lagoon”, up to “soil river deposits” with historical references since Roman empire age.

Many geotechnical studies carried out on site have allowed to fully characterize the soil profile of this area.

These studies and researches include continuous boring tests, static penetrometric tests, up to 60[m] deep. More a very accurate geotechnical knowledge, of soil layers and water beds position, have allowed a detailed profile of the site object of the intervention.

The document details procedures for pile design, derived from both traditional algorithms, and from results of soil penetrometric static tests.

In the conclusions, the document reports bearing load test results, carried out for the validation of design data.

Bearing load test data confirm a very good performance of the pile, with a residual settlement equal to 2% respect to the maximum allowed from regulations, and a ultimate bearing capacity of the pile 3,5 times the design load (*the ultimate bearing capacity been evaluated by hyperbolic extrapolation of experimental data*).

More it has been underlined the most convenient procedure, to derive the ultimate bearing capacity of the pile, calculated from soil test data, that better approximates the value of ultimate bearing load test.

For Soles™ displacement pile it is more precise to make reference to penetrometric static test.

The document demonstrates the reliability of this technology, the safety of the method, certainty of results, despite the geological features of the area, that represent a limit to the execution of very deep foundation piles.