

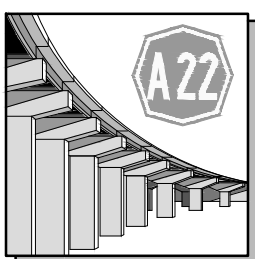

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.2.4.2	RELAZIONI RELAZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE Viadotto delle Zuane Relazione geotecnica
----------------	--

0	MAG-2022	EMISSIONE	F. DI TORO	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA: MAGGIO 2008			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 29/08					

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA LA PROGRESSIVA KM 201+285 E LA PROGRESSIVA KM 203+930 E RIFACIMENTO DEL VIADOTTO ZUANE

COMMITTENTE: Autostrada del Brennero S.p.A.

RELAZIONE GEOTECNICA

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009

DATA: Marzo 2012

DR. FRANCO DI TORO - GEOLOGIA APPLICATA E AMBIENTALE

P.TTA GAVOUR, 4 37047 - SAN BONIFACIO (VR)

TEL. E FAX: 0457610971 - CELL. +393355932261

C.F. DTRFNC63T14H783M P.I. 02513930236

E-MAIL: FRANCOGEO@LIBERO.IT POSTA CERTIFICATA: FRANCO.DITORO@EPAP.SICUREZZAPOSTALE.IT

SOMMARIO

1.0 INTRODUZIONE.....	3
2.0 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	4
2.1 Indagini in sito.....	4
2.2 Modello stratigrafico del sottosuolo	4
2.3 Parametri geotecnici caratteristici	5
3.0 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	7
3.1 Determinazione dell'azione sismica di progetto	7
3.2 Stabilità nei confronti della liquefazione.....	8
4.0 OPERE DI FONDAZIONE.....	9
4.1 Carico limite verticale dei pali.....	9
4.2 Carico limite orizzontale dei pali	10
4.3 Verifiche dimensionamento pali di fondazione.....	12
4.4 Cedimenti.....	26
Cedimenti in condizioni di esercizio delle pile.....	27
Cedimenti in condizioni di esercizio delle spalle	28

ALLEGATI

- *Stratigrafie sondaggi S1 e S2*
- *Tabelle prove SPT*
- *Prove di laboratorio*
- *Indagine down-hole*

1.0 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta i risultati dell'indagine geotecnica relativa al progetto esecutivo per l'allargamento del viadotto "Zuane" nell'ambito del progetto di allargamento di un tratto della carreggiata sud compresa fra le progressive km 201+285 e 203+930 in località Zuane di Rivoli Veronese (VR).

Essa è redatta in conformità al D.M. 14/01/2008 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*" e alla relativa circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 61 7/2009 "*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

In particolare, in relazione a quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC e nei paragrafi C6.2.2 e C7.2.2 della Circolare, verranno considerati i seguenti aspetti:

1. caratterizzazione e la modellazione geologica del sito (ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio).
2. descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche e geofisiche.
3. caratterizzazione della pericolosità sismica di base del sito oggetto dell'intervento.
4. caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni, definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici entro il volume significativo.
5. Verifiche di sicurezza delle fondazioni agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) sulla base del modello geotecnico elaborato.

2.0 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

2.1 Indagini in sito

Nel sito oggetto di intervento, sono state effettuate le seguenti indagini i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione:

- Esecuzione da parte della ditta INTERGEO di Modena di due sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 45 m dal piano campagna entro cui sono state eseguite 40 prove SPT con punta aperta (Raymond), prelevati campioni di terreno sia rimaneggiati che indisturbati, ed eseguite sulle carote recuperate prove con pocket penetrometer (RP) e torvane (VT).
- Indagine geofisica per la determinazione della pericolosità sismica di base del sito ai sensi del § 3.2 delle NTC e § C3.2 della Circolare esplicativa, con caratterizzazione della V_{s30} , tramite tecnica DOWN-HOLE entro il foro di sondaggio S2 attrezzato con un di tubo cementato.

Nel sondaggio S1 è stato installato un piezometro a tubo aperto \varnothing 2" fessurato da -6 m a -45 m per la misurazione della falda.

Il suddetto programma di indagini risulta adeguato e sufficiente in relazione alle condizioni geologiche e geotecniche osservate e illustrate nella relazione geologica.

Le prove SPT sono state eseguite utilizzando un campionatore Raymond che pertanto ha permesso di recuperare campioni rimaneggiati.

Nel corso delle operazioni di perforazione del sondaggio S2 sono stati prelevati con campionatore a pressione shelby, 2 campioni indisturbati precisamente:

S2/C1 profondità 11,50÷12,00

S2/C/2 profondità 15,00÷15,50

Sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- determinazione delle proprietà indici delle terre (pesi, contenuto d'acqua, indice di liquidità, plasticità ecc);
- analisi granulometriche per setacciatura
- prove di espansione laterale libera E.L.L. (S2/C1 e S2/C2)
- prova edometrica (S2/C1 e S2/C2))
- prova di taglio diretto CD (S1/C2)

La stratigrafia e le foto dei sondaggi nonché i certificati di analisi sono riportati in allegato.

2.2 Modello stratigrafico del sottosuolo

Le stratigrafie dei sondaggi eseguiti evidenziano un modello stratigrafico caratterizzato da una successione di sedimenti sciolti prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi a cui si intercalano orizzonti limoso-argillosi di spessore variabile da pochi decimetri fino a 10 metri.

Nell'ambito dei sedimenti grossolani si nota una variazione laterale di facies passando da nord verso sud da sedimenti prevalentemente sabbioso-ghiaiosi a sedimenti più marcatamente ghiaiosi.

I depositi ghiaioso-sabbiosi sono ricchi in matrice fine e presentano un addensamento in genere da medio a elevato ($D_r > 50\%$) mentre i depositi limo-argillosi talora contengono elementi ghiaiosi sparsi risultano caratterizzati da consistenza media-elevata.

La superficie piezometrica è stata intercettata dal sondaggio S1 ad una quota di circa -9,3 m dal piano campagna ovvero a circa 123,7 m s.l.m.

2.3 Parametri geotecnici caratteristici

I terreni presenti nel sottosuolo sono essenzialmente raggruppabili in tre categorie:

- a) Limi sabbiosi argillosi
- b) Sabbie ghiaiose limose
- c) Ghiaie sabbiose limose

I parametri di resistenza e di deformabilità sono stati ricavati dalle prove SPT eseguite in foro per i terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati per i sedimenti limo-argillosi.

TERRENI INCOERENTI

I valori di SPT sono stati normalizzati con la relazione di Liao and Withman (1986), $(N_1)_{60} = N_{spt} * C_N$, dove $C_N = 1/(\sigma'_{v0})^{0.5}$.

Densità relativa (%): correlazione di Gibbs & Holtz (1957) valida per qualunque pressione efficace; per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.

$$D_r (\%) = 21 * (N_{spt} / 0,7 * \sigma'_{v0})^{0,5}$$

Angolo d'attrito (ϕ'): correlazione Japan National Railway (Shioi-Fukuni, 1982) valida per sabbie e sabbie con ghiaia.

$$\phi' = 0,3 * N_{spt} + 27$$

Per limi sabbiosi e argillosi da prove di taglio CD eseguite in laboratorio su campioni indisturbati.

Modulo di Young (E): correlazione di D'Appollonia ed altri (1970), valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.

$$E = 191 + 7,71 * N_{spt} \text{ per sabbia e ghiaia NC}$$

$$E = 375 + 10,63 * N_{spt} \text{ per sabbia SC}$$

Modulo di taglio dinamico (G): correlazione di Yoshida e Motonori (1988):

$$G = \rho * \beta * (N_{spt})^{0,25} * \sigma'_{v0}{}^{0,14}$$

dove β = fattore geologico (qualunque terreno = 55, sabbia fine = 49) e ρ = densità di massa.

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (c_u): La coesione non drenata dei terreni coesivi limo-argillosi è stata ricavata dalle misure con torvane eseguite sugli spezzoni di carota recuperati dal sondaggio poiché correlazioni con N_{spt} sono inaffidabili.

Modulo edometrico (M): per i limi sabbiosi argillosi è stato ricavato da prova edometrica su campioni indisturbati mentre per strati granulari è stata utilizzata la correlazione di Farrent (1963):

$$M = 7,1 * N_{spt}$$

VALORI CARATTERISTICI

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni (§ 6.2.2) danno la seguente definizione di valore caratteristico "Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato".

La circolare esplicativa C.S.LL.PP. n° 617/2009 specifica che, a giudizio del geotecnico, può essere adottato un valore caratteristico:

- a) prossimo ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a

contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

b) Prossimo ai valori minimi qualora siano coinvolti modesti volumi di terreno con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

Sondaggio S1

Prof. m	Spessore m	Logo	Litologia	γ kN/mc	Dr %	ϕ' gradi	c' kPa	c_u kPa	G_s MPa	E MPa	M MPa
1,5	1,5		Ghiaia sabbiosa	20,0	95,0	36,0	0,0	0,0	59,2	41,4	
2,0	0,5		Limo sabbioso ghiaioso	21,0							
	8,5		Sabbia ghiaiosa limosa	19,0	95,0 90,0 84,7 82,4 77,5	35,1 36,6 35,1 34,7 33,5			68,2 77,8 84,4 93,0 96,2	39,1 39,9 39,9 41,4 40,6	18,8 19,5 19,5 20,9 20,2
	10,3		Limo sabbioso argilloso	21,0		28,0	20,0	35,0 60,0 60,0 55,0 50,0 68,0 50,0 60,0 80,0 70,0 70,0 58,0 30,0 45,0 50,0 57,0 55,0 50,0 54,0 80,0 65,0 57,0 54,0 70,0 67,0			15,1
20,8											
25,5	4,7		Ghiaia sabbiosa	20,0	75,0	36,7			263,6	62,5	40,4
26,8	1,3		Limo sabbioso argilloso								
31,7	4,9		Sabbia ghiaiosa limosa	19,0	68,0 62,0	36,6 35,4			234,6 230,5	61,8 58,0	39,7 36,2
	13,3		Ghiaia sabbiosa	20,0	58,7 61,6 56,6 49,5	42,0 45,3 35,1 33,5			275,9 311,9 302,7 234,7	56,5 64,8 60,3 52,7	34,8 42,4 38,3 31,3

Sondaggio S2

Prof. m	Spessore m	Logo	Litologia	γ kN/mc	Dr %	ϕ' gradi	c' kPa	c_u kPa	G_s MPa	E MPa	M MPa
3,0	3,0		Ghiaia sabbiosa	20,0	95,0 97,0	36,6 35,1			91,7 102,3	42,9 39,1	22,3 18,8
	7,0		Sabbia ghiaiosa limosa	19,0	99,5 83,6 91,8 80,5	39,3 34,8 37,3 34,5			112,7 104,4 135,3 127,3	46,7 39,1 48,9 42,9	25,7 18,8 27,8 22,3
	5,7		Limo argilloso sabbioso	21,0		28,0	20,0	70,0 56,0 85,0 54,0 45,0 64,0 62,0 43,0 40,0			22,3
	24,9		Sabbia ghiaiosa limosa	19,0	50,4 54,7 61,2 59,5 49,6 47,0 45,1 49,0	27,6 29,1 31,3 31,7 31,2 31,1 31,0 32,4		22,0	30,0 44,0 58,0 41,0 68,0		15,9
15,7											
	0,9		Limo argilloso sabbioso	21,0				170,0 150,0			
40,6									90,6 104,8 123,5 135,5 126,2 130,0 202,1 211,9	32,3 36,1 42,1 44,4 39,1 39,1 39,5 48,2	12,5 16,0 21,6 23,7 18,8 18,8 19,1 27,1
41,5	0,9		Limo argilloso sabbioso	21,0							
45,0	3,5		Sabbia ghiaiosa limosa	19,0	49,0 49,0	32,7 33,0			178,2 187,5	50,5 52,7	29,2 31,3

3.0 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Lo studio di risposta sismica locale è stato eseguito secondo l'approccio semplificato previsto dal § 3.2.2 delle NTC.

3.1 Determinazione dell'azione sismica di progetto

Periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica

Il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica V_R è dato dal prodotto fra la vita nominale della struttura V_N (numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata) e il relativo coefficiente d'uso C_U .

Per l'opera d'arte in oggetto si possono considerare una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso IV e dunque il periodo di riferimento $P_{VR} = 50 \times 2 = 100$ anni.

Pericolosità sismica di base del sito secondo quanto indicato dall'allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Le coordinate del sito, riferite all'ellissoide ED50, sistema di riferimento per la carta di pericolosità sismica dell'INGV, sono le seguenti:

Latitudine 45,58306° Longitudine 10,818347°

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0,066	2,520	0,244
Danno (SLD)	101	0,086	2,456	0,258
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,214	2,462	0,281
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,278	2,411	0,287

Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC

La $V_{s,30}$, determinata tramite prova Down-hole in foro, risulta essere pari a 431,7 m/s per cui il sottosuolo è classificato di **categoria B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Classificazione delle condizioni topografiche secondo quanto previsto nelle tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC

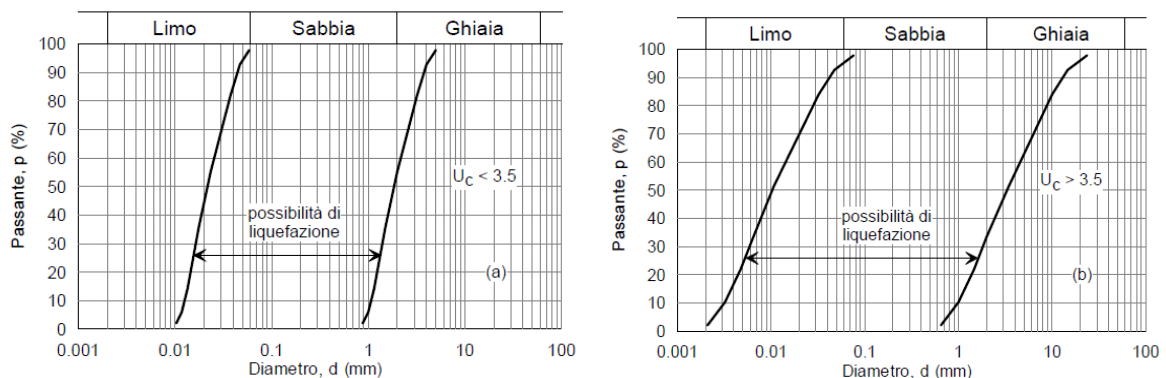
Il sito è ubicato lungo in versante caratterizzato da una inclinazione media $i > 15^\circ$ per cui la categoria topografica è **T2**: "Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$."

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_{hk}	0,019	0,025	0,086	0,105
k_v	0,010	0,012	0,043	0,053
a_{max} [m/s ²]	0,936	1,220	3,004	3,693
β_s	0,200	0,200	0,280	0,280

3.2 Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (NTC §7.11.3.4.2):

1. eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ ($U_c = D_{60}/D_{10}$, dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).



L'indagine geognostica ha evidenziato che il sito in esame è caratterizzato dalla presenza nel sottosuolo di sedimenti fini sabbioso limosi di età olocenica immersi in falda.

La superficie piezometrica giace a profondità variabili da 9 a 20 m dal piano campagna.

I grafici della disaggregazione (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) riferiti ai 4 nodi della griglia all'interno della quale ricade il sito evidenziano che la magnitudo che contribuisce alla pericolosità sismica locale $M=5.03$.

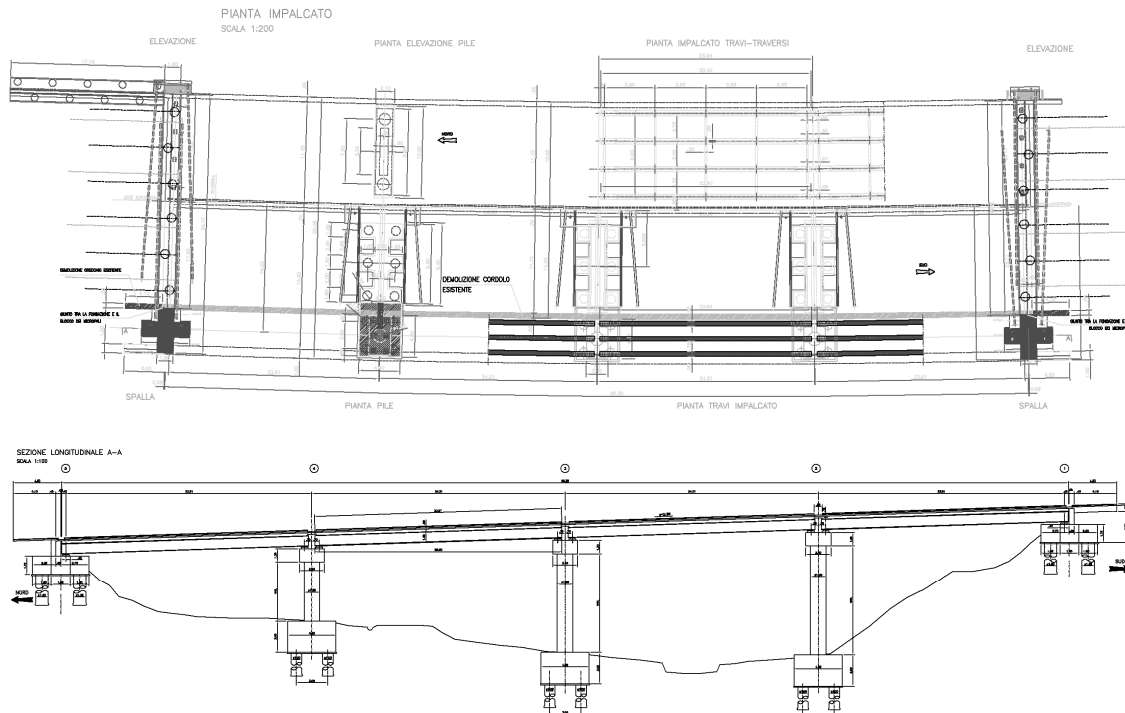
L'accelerazione di picco attesa al piano campagna allo SLV e SLC $> 0,3g$

Le prove SPT eseguite nei fori di sondaggio per terreni siti a profondità inferiori a 15 m dal piano campagna evidenziano valori di $N1(60) < 30$.

Le analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati con il campionatore Raymond dalle prove SPT nei livelli posti sotto il livello di falda entro una profondità massima di 15 m dal p.c. hanno distribuzione granulometrica esterna alle zone critiche dato l'elevato tenore in fini e in ghiaia per cui **si può escludere la possibilità di liquefazione.**

4.0 OPERE DI FONDAZIONE

Per sostenere le spalle e le pile dell'allargamento del viadotto esistente verranno realizzate delle fondazioni profonde costituite da pali trivellati di grande diametro.



4.1 Carico limite verticale dei pali

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

Ai fini del calcolo, il carico limite R_c è dato dalla somma fra la resistenza alla punta R_b e la resistenza laterale R_s sottratto il peso del palo W_p .

$$R_c = R_b + R_s - W_p$$

Resistenza unitaria alla punta

La resistenza unitaria R_b alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito e coesione, è data dall'espressione:

$$R_b = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

con:

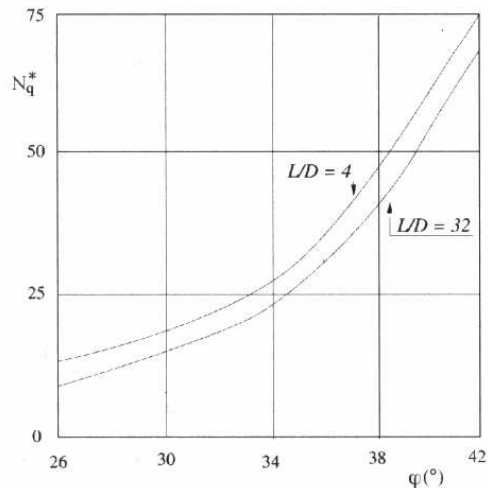
γ = peso unità di volume del terreno;

L = lunghezza del palo;

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

Per pali trivellati di grande diametro le raccomandazioni AGI (1984) consigliano di utilizzare il fattore $N \cdot q$ proposto da Berezantezev (1965) che fornisce la resistenza unitaria alla punta che da luogo a cedimenti massimi dell'ordine di $(0,06 \div 0,1) \cdot D$.



Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$R_l = (\alpha \cdot c + \sigma \cdot K \cdot \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento e per pali trivellati vale $1 - \sin \phi$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo che per i pali trivellati vale $\tan \phi$;

α = coefficiente d'adesione

Per pali trivellati le raccomandazioni AGI forniscono i valori proposti da Whitaker & Cooke (1966):

c_u (kPa)	α (-)	$q_{a \max}$ (kPa)
<25	0,9	10
25 ÷ 50	0,8	
50 ÷ 75	0,6	
≥ 75	0,4	

4.2 Carico limite orizzontale dei pali

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms (1964) il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione, oltre il quale si ha la formazione di una cerniera plastica.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 * c_u * B$$

con reazione nulla fino alla profondità di $1,5 * D$ avendo indicato con c_u coesione non drenata, B il diametro del palo, p reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per pali impediti di ruotare in testa, il carico limite orizzontale H corrispondente ai tre possibili meccanismi di rottura è dato dalle seguenti espressioni:

Palo corto

$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio

$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo

$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge $p = 3Kp * \gamma * z * B$ avendo indicato con p la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo, con Kp il coefficiente di spinta passiva, γ il peso unità di volume del terreno, z la profondità e B diametro del palo.

Palo corto

$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

4.3 Verifiche dimensionamento pali di fondazione

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) forniscono l'approccio metodologico per la determinazione delle resistenze allo stato limite ultimo (SLU) dei pali (cap. 6.4.3 e successivi).

In ogni verifica SLU deve risultare $Ed \leq Rd$ (eq. 6.2.1 delle NTC) dove: Ed è l'azione di progetto o l'effetto dell'azione Rd è la resistenza di progetto.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Le verifiche di tipo GEO devono essere effettuate secondo i seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine.

Per le verifiche dei pali delle spalle si è considerata la stratigrafia del sondaggio S2 mentre per la verifica dei pali delle pile della stratigrafia del sondaggio S1 per cui si è tenuto conto di 1 sola verticale d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

La resistenza di progetto Rd viene determinata come somma dei valori delle resistenze caratteristiche di punta e laterale R_{bk} e R_{sk} suddivise per dei coefficienti parziali γ_b e γ_s i cui valori dipendono dal tipo di palo e dall'approccio di calcolo utilizzato.

$$R_{C,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{l,k}}{\gamma_s}$$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La resistenza di progetto di pali sottoposti a carichi orizzontali si determina a partire dalla resistenza caratteristica divisa per il coefficiente γ_T .

$$R_{d,H} = \frac{R_{k,H}}{\gamma_T}$$

Tabella 6.4.VI – Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Per tener conto del disturbo arrecato al terreno dalla realizzazione del palo alcuni autori propongono di diminuire di 3° il valore dell'angolo d'attrito del terreno.

Per tenere conto del fenomeno della dilatanza dovuto al passaggio delle onde sismiche, nei terreni granulari Vesic propone di diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione.

Per il calcolo del carico limite orizzontale si è considerato il terreno come mezzo omogeneo a comportamento incoerente caratterizzato da un valore caratteristico dell'angolo di attrito ϕ_k pari alla media pesata dell'angolo d'attrito di ogni singolo strato utilizzando come peso lo spessore dei singoli strati; per i livelli limoso sabbiosi argillosi il valore dell'angolo d'attrito utilizzato è quello ricavato in laboratorio dalle prove di taglio CD.

Sondaggio	ϕ_{med}	ϕ_{min}
S1	34,6	30,2
S2	31,7	29,0

VERIFICA STATI LIMITE ULTIMI PALI SPALLE

CASO	Ed _{max}	N ₁	N ₂	M _T	V _T	V _L	V _{MAX}	
		(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	
A1	N ₂	1533,80	2875,43	-192,37	-44,29	468,24	470,33	
	M _T	1409,75	2668,69	-805,55	-44,29	468,24	470,33	
	V _T	994,68	1836,19	-193,59	-73,82	411,02	417,60	
	V _L , V _{TOT}	1236,16	2530,39	83,35	-44,29	520,79	522,67	
A2	N ₂	1188,80	2315,39	-149,72	-38,39	382,82	384,74	
	M _T	1083,14	2139,28	-672,05	-38,39	382,82	384,74	
	V _T	729,55	1430,11	-152,78	-63,98	334,08	340,15	
	V _L , V _{TOT}	941,21	2015,52	85,16	-38,39	421,89	423,63	
SISMA	X	N ₂ , V _L , V _{TOT}	334,09	1812,01	279,66	98,70	745,72	752,23
	Y	M _T	741,69	1358,03	440,51	172,27	333,26	375,15
	Z	--	756,16	1371,21	337,30	92,24	332,64	345,20

Dati generali...

Diametro punta	1,20	m
Lunghezza	30,00	m
Tipo	Trivellato	
Sporgenza dal terreno	1,00	m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev	
Profondità falda da piano campagna	13,00	m

SISMA

Accelerazione sismica	0,306
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0856
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0428

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	100,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60,0	0,65	2,52	0,24
S.L.D.	101,0	0,84	2,46	0,26
S.L.V.	949,0	2,1	2,46	0,28
S.L.C.	1950,0	2,73	2,41	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,936	0,2	0,0191	0,0095
S.L.D.	1,2096	0,2	0,0247	0,0123
S.L.V.	2,997	0,28	0,0856	0,0428
S.L.C.	3,7072	0,28	0,1059	0,0529

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Parametri medi

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Descrizione litologica
1	3,00	20,00	21,00	0,00	35,90	0,00	26700,00	Ghiaia sabbiosa limosa
2	7,00	19,00	21,00	0,00	36,50	0,00	33500,00	Sabbia ghiaiosa limosa
3	5,70	21,00	22,00	54,30	0,00	0,60	12400,00	Limo sabbioso argilloso
4	24,90	19,00	21,00	0,00	30,70	0,00	33100,00	Sabbia ghiaiosa limosa
5	0,90	21,00	22,00	160,00	0,00	0,40	12400,00	Limo sabbioso argilloso
6	3,50	19,00	21,00	0,00	32,80	0,00	33600,00	Sabbia ghiaiosa limosa

Parametri minimi

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Descrizione litologica
1	3,00	20,00	21,00	0,00	35,10	0,00	26700,00	Ghiaia sabbiosa limosa
2	7,00	19,00	21,00	0,00	34,50	0,00	33500,00	Sabbia ghiaiosa limosa
3	5,70	21,00	22,00	30,00	0,00	0,60	12400,00	Limo sabbioso argilloso
4	24,90	19,00	21,00	0,00	27,60	0,00	33100,00	Sabbia ghiaiosa limosa
5	0,90	21,00	22,00	150,00	0,00	0,40	12400,00	Limo sabbioso argilloso
6	3,50	19,00	21,00	0,00	32,70	0,00	33600,00	Sabbia ghiaiosa limosa

Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,70

=====
Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: A1+M1+R3
 =====

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	4754,63	4754,63	4754,63
Laterale	7680,20	7680,20	7680,20
Totale	11586,60	11586,60	11586,60

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3	
Base	1,35	
Laterale	1,15	
Resistenza di progetto base	2071,74	kN
Resistenza di progetto laterale	3928,49	kN
Resistenza di progetto	5152,00	kN

=====
Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: A2+M1+R2
 =====

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	4754,63	4754,63	4754,63
Laterale	7680,20	7680,20	7680,20
Totale	11586,60	11586,60	11586,60

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R2	
Base	1,70	
Laterale	1,45	
Resistenza di progetto base	1645,20	kN
Resistenza di progetto laterale	3115,70	kN
Resistenza di progetto	3912,67	kN

=====
Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: SISMA
 =====

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	3780,71	3780,71	3780,71
Laterale	7405,25	7405,25	7405,25
Totale	10337,73	10337,73	10337,73

Correzione sismica	VESIC	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3	
Base	1,35	
Laterale	1,15	
Resistenza di progetto base	1647,37	kN
Resistenza di progetto laterale	3787,85	kN
Resistenza di progetto	4586,99	kN

VERIFICA STATI LIMITE ULTIMI PALI PILE

CASO	N NUOVO
	(kN)
A1	2249,20
A2	1862,60
SISMA	1871,10

Dati generali...

Diametro punta	1,00 m
Lunghezza	27,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	9,00 m

SISMA

Accelerazione sismica	0,306
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0856
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0428

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	100,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60,0	0,65	2,52	0,24
S.L.D.	101,0	0,84	2,46	0,26
S.L.V.	949,0	2,1	2,46	0,28
S.L.C.	1950,0	2,73	2,41	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,936	0,2	0,0191	0,0095
S.L.D.	1,2096	0,2	0,0247	0,0123
S.L.V.	2,997	0,28	0,0856	0,0428
S.L.C.	3,7072	0,28	0,1059	0,0529

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

Parametri medi

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Descrizione litologica
1	1,50	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	30000,00	Ghiaia sabbiosa limosa
2	0,50	21,00	22,00	58,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
3	8,50	19,00	21,00	0,00	35,00	0,00	31300,00	Sabbia ghiaiosa limosa
4	10,30	21,00	22,00	58,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
5	4,70	20,00	21,00	0,00	36,70	0,00	32100,00	Ghiaia sabbiosa limosa
6	1,30	21,00	22,00	58,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
7	4,90	19,00	21,00	0,00	35,00	0,00	39000,00	Sabbia ghiaiosa limosa
8	13,30	20,00	21,00	0,00	39,00	0,00	44100,00	Ghiaia sabbiosa limosa

Parametri minimi

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Descrizione litologica
1	1,50	20,00	21,00	0,00	33,50	0,00	30000,00	Ghiaia sabbiosa limosa
2	0,50	21,00	22,00	30,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
3	8,50	19,00	21,00	0,00	33,50	0,00	31300,00	Sabbia ghiaiosa limosa
4	10,30	21,00	22,00	30,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
5	4,70	20,00	21,00	0,00	33,50	0,00	32100,00	Ghiaia sabbiosa limosa
6	1,30	21,00	22,00	30,00	0,00	0,00	7700,00	Limo sabbioso argilloso
7	4,90	19,00	21,00	0,00	33,50	0,00	39000,00	Sabbia ghiaiosa limosa
8	13,30	20,00	21,00	0,00	33,50	0,00	44100,00	Ghiaia sabbiosa limosa

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: A1+M1+R3

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	5311,21	5311,21	5311,21
Laterale	3007,03	3007,03	3007,03
Totale	7788,09	7788,09	7788,09

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3	
Base	1,35	
Laterale	1,15	
Resistenza di progetto base	2314,25	kN
Resistenza di progetto laterale	1538,12	kN
Resistenza di progetto	3322,23	kN

Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: A2+M1+R2

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	5311,21	5311,21	5311,21
Laterale	3007,03	3007,03	3007,03
Totale	7788,09	7788,09	7788,09

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R2	
Base	1,70	
Laterale	1,45	
Resistenza di progetto base	1837,79	kN
Resistenza di progetto laterale	1219,89	kN
Resistenza di progetto	2527,53	kN

Resistenza caratteristica carichi assiali combinazione: SISMA

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	4228,78	4228,78	4228,78
Laterale	2942,73	2942,73	2942,73
Totale	6641,36	6641,36	6641,36

Correzione sismica	VESIC	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3	
Base	1,35	
Laterale	1,15	
Resistenza di progetto base	1842,60	kN
Resistenza di progetto laterale	1505,23	kN
Resistenza di progetto	2817,69	kN

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Spalla - Carichi orizzontali combinazione A1, UIII, q1, A, U

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

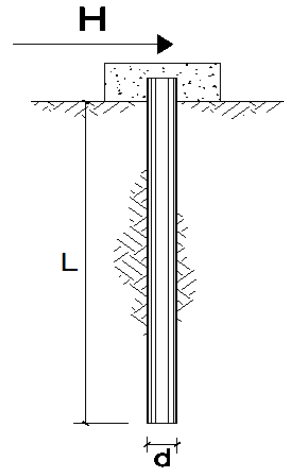
d = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

φ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

kp = coeff. di spinta passiva ($kp = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	30,00	(m)
d =	1,20	(m)
My =	2177,79	(kN m)
φ' =	30,50	(°)
kp =	3,06	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 99183,85 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 33133,88 (kN)

Palo lungo:

R3 = 1676,09 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 1676,09 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim / ξ = 985,93 (kN)

$\gamma_T = 1,30$

Rd,H = Rk,H / γ_T = 758,41 (kN)

Ed,H = 522,67 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Spalla - Carichi orizzontali combinazione A2, UIII, q1, A, U

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

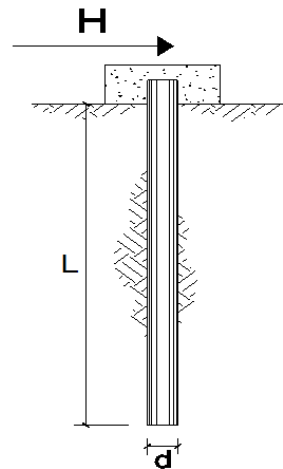
d = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

ϕ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	30,00	(m)
d =	1,20	(m)
M_y =	2177,79	(kN m)
ϕ' =	30,50	(°)
k_p =	3,06	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 99183,85 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 33133,88 (kN)

Palo lungo:

R3 = 1676,09 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 1676,09 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim / ξ = 985,93 (kN)

$\gamma_T = 1,60$

Rd,H = Rk,H / γ_T = 616,21 (kN)

Ed,H = 423,63 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Spalla - Carichi orizzontali combinazione SISMA (X)

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

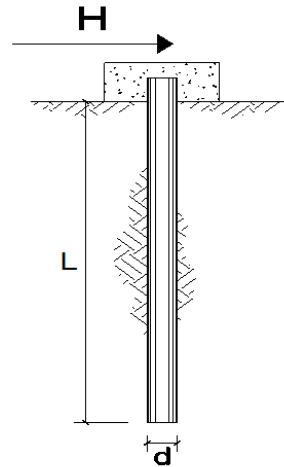
d = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

φ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	30,00	(m)
d =	1,20	(m)
My =	2177,79	(kN m)
φ' =	28,50	(°)
kp =	2,83	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 91538,20 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 30585,32 (kN)

Palo lungo:

R3 = 1631,86 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 1631,86 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim/ ξ = 959,92 (kN)

$\gamma_T = 1,00$

Rd,H = Rk,H/ γ_T = 959,92 (kN)

Ed,H = 752,23 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Pile - Carichi orizzontali combinazione A1

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

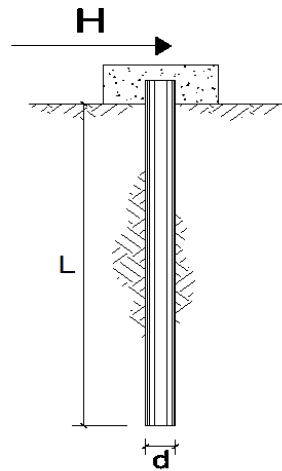
d = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

φ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	27,00	(m)
d =	1,00	(m)
My =	889,45	(kN m)
φ' =	29,00	(°)
kp =	2,88	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 63030,65 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 21043,16 (kN)

Palo lungo:

R3 = 850,96 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 850,96 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim / ξ = 500,56 (kN)

$\gamma_T = 1,30$

Rd,H = Rk,H / γ_T = 385,05 (kN)

Ed,H = 39,11 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Pile - Carichi orizzontali combinazione A2

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

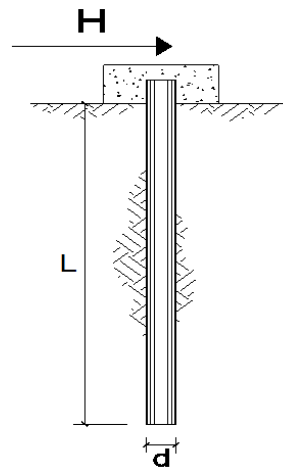
d = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

φ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	27,00	(m)
d =	1,00	(m)
My =	889,45	(kN m)
φ' =	29,00	(°)
kp =	2,88	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 63030,65 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 21043,16 (kN)

Palo lungo:

R3 = 850,96 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 850,96 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim / ξ = 500,56 (kN)

$\gamma_T = 1,60$

Rd,H = Rk,H / γ_T = 312,85 (kN)

Ed,H = 33,90 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Ampliamento viadotto Zuane - Pile - Carichi orizzontali combinazione SISN

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

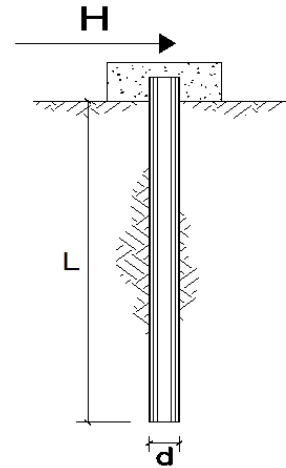
d = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

ϕ' = angolo di attrito del terreno (Media pesata delle stratificazioni)

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\alpha = \gamma'$)



DATI DI INPUT:

L =	27,00	(m)
d =	1,00	(m)
My =	889,45	(kN m)
ϕ' =	27,00	(°)
kp =	2,66	(-)
γ =	20,00	(kN/m ³)

Palo corto:

R1 = 58238,50 (kN)

Palo intermedio:

R2 = 19445,77 (kN)

Palo lungo:

R3 = 828,82 (kN)

Rlim = min(R1, R2, R3) = 828,82 (kN) palo lungo

$\xi = 1,70$

Rk,H = Rlim/ ξ = 487,54 (kN)

$\gamma_T = 1,00$

Rd,H = Rk,H/ γ_T = 487,54 (kN)

Ed,H = 240,58 (kN) Rd,H > Ed,H - Verificato

4.4 Cedimenti

Il cedimento del singolo palo è stato calcolato con il metodo di Poulos - Davis, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indefornabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Il cedimento del singolo palo w_s per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno è dato dalla seguente relazione:

$$w_s = \beta \cdot Q_{ck} / E \cdot L$$

In cui β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione del rapporto L/D e del modello di sottosuolo adottato, E è il modulo elastico del terreno o in caso di terreno stratificato quello medio, L la lunghezza del palo e Q_{ck} è il carico medio di esercizio agente su ogni singolo palo componente la palificata.

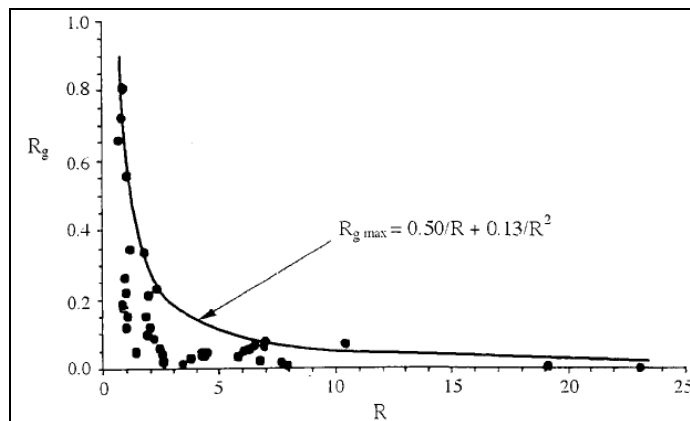
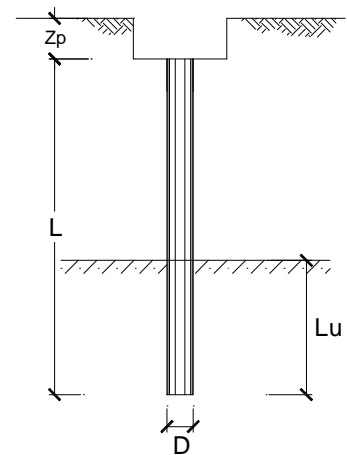
In terreni stratificati la lunghezza da considerare per il calcolo del cedimento (L_u) è quella corrispondente al tratto di palo ammortato negli strato rigido di base mentre il coefficiente $\beta = 0,5 \cdot \log(L_u/D)$.

Il cedimento probabile medio della palificata è stato determinato con metodo empirico (Mandolini, 1994; Mandolini et al., 1997) ed è dato dalla seguente relazione:

$$w_G = n \cdot R_G \cdot w_s$$

dove n è il numero di pali componente la palificata, $R_G = 0,3 \cdot R^{-1,2}$ è il coefficiente di riduzione di gruppo il cui valore dipende dal parametro R detto *modified aspect ratio* (Randolph & Clancy, 1993) che vale $(n \cdot s/L)^{0,5}$ con s interasse fra i pali e L lunghezza dei pali.

Il cedimento massimo della palificata si ottiene moltiplicando w_s per il coefficiente $R_{G,max} = 0,5/R + 0,13/R^2$ i cui valori analogamente a R_G variano fra $1/n$ e 1



Allo stesso modo è possibile determinare il cedimento medio $\Delta W = R_{ds,max} \cdot w_G$ e il cedimento massimo $\Delta W_{max} = R_{ds,max} \cdot w_{G,max}$ dove $R_{ds,max} = 0,36 \cdot R^{0,32}$.

Nel caso in esame si è considerata una palificata costituita da $n=2$ pali per le spalle e $n=10$ pali per le pile in quanto in questo caso la nuova pila verrà collegata a quella esistente con una piattabanda.

Poiché le fondazioni delle nuove pile sono costituita da pali con interasse $s=3,0$ m mentre le pile esistenti hanno pali con interasse $s=3,6$ m, per il calcolo del cedimento della palificata è stato scelto l'interasse minore in quanto più cautelativo (le differenze in termini di cedimenti medio e massimo sono rispettivamente di 2 e 4 mm).

Cedimenti in condizioni di esercizio delle pile

Carico medio su palo (Q_m)	1748,82	(kN)
Diametro palo (D)	1,00	(m)
Lunghezza palo (L)	27,0	(m)
Lunghezza utile (L_u)	8,2	(m)
Modulo di deformazione (E)	48,8	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \text{Log}(L_u/D)$	1,414	

CEDIMENTO SINGOLO PALO $W_s = \beta * (Q_m/E) * L_u$	6,179	(mm)
--	--------------	-------------

Numero pali (N)	10
Spaziatura (s)	3 (m)
Modified aspect ratio (Randolph & Clancy, 1993) $R = (N*s/L)^{0,5}$	1,054
Coefficiente riduzione massimo $R_{G,max} = (0,5/R) + (0,13/R^2)$	0,591

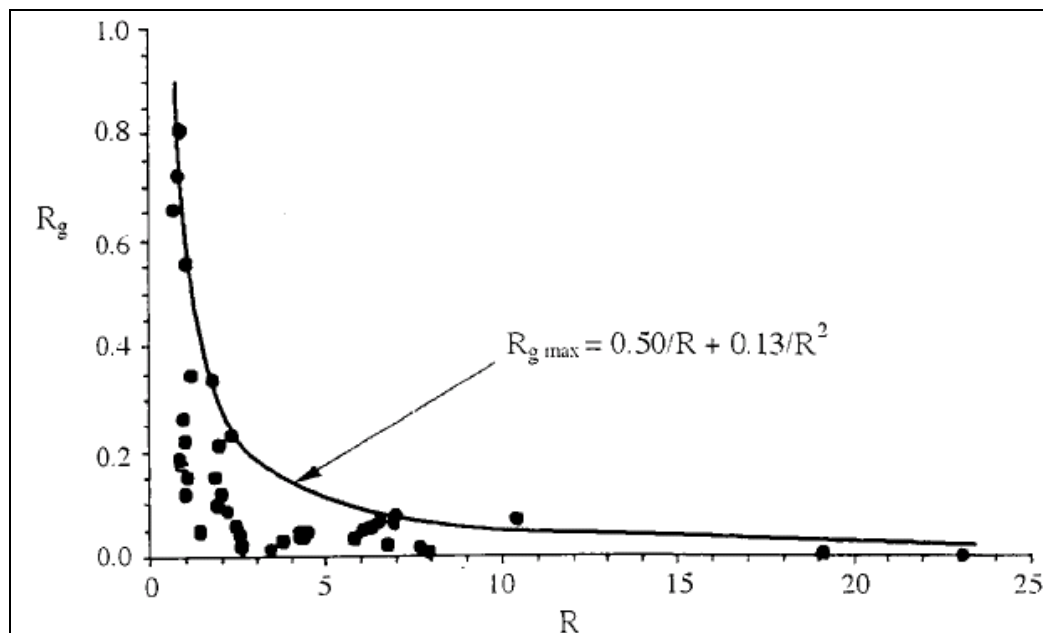
CEDIMENTO MEDIO PALIFICATA $W_G = 0,3 * N * W_s * R^{-1,2}$	17,401	(mm)
---	---------------	-------------

CEDIMENTO MASSIMO PALIFICATA $W_{G,max} = N * R_{G,max} * W_s$	36,538	(mm)
--	---------------	-------------

Coefficiente riduzione differenziale $R_{ds,max} = 0,36 * R^{0,32}$	0,366
---	-------

CEDIMENTO DIFFERENZIALE MEDIO $\Delta W = R_{ds} * W_G$	6,371	(mm)
---	--------------	-------------

CEDIMENTO DIFFERENZIALE MASSIMO $\Delta W_{max} = R_{ds} * W_{G,max}$	13,377	(mm)
---	---------------	-------------



Cedimenti in condizioni di esercizio delle spalle

Carico medio su palo (Q_m)	1614,6	(kN)
Diametro palo (D)	1,20	(m)
Lunghezza palo (L)	30,0	(m)
Lunghezza utile (L_u)	16,0	(m)
Modulo di deformazione (E)	33,1	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\beta = 0,5 + \text{Log}(L_u/D)$	1,625	

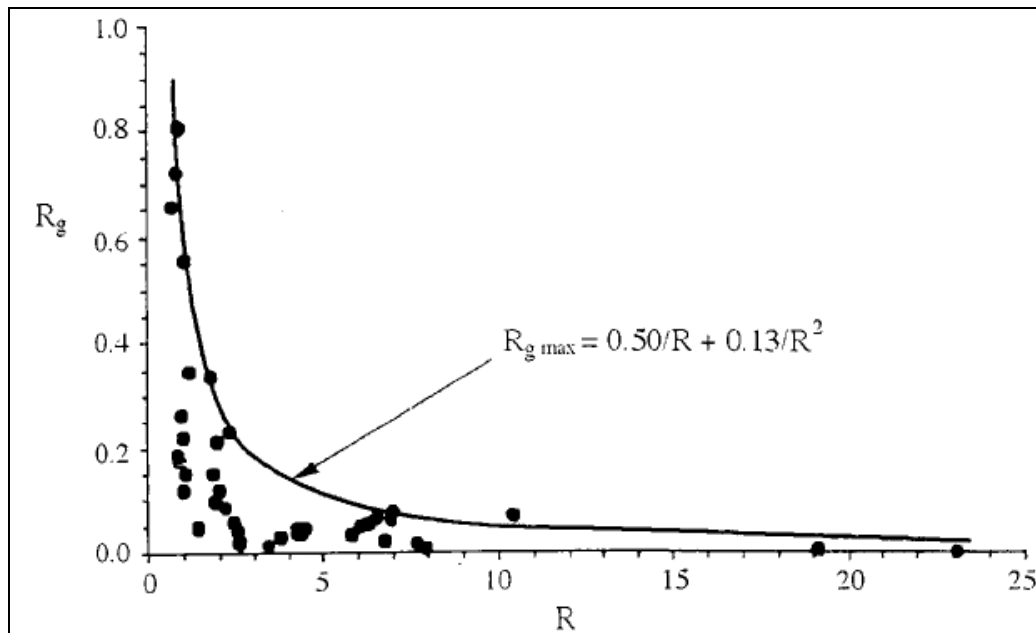
CEDIMENTO SINGOLO PALO $W_s = \beta * (Q_m/E) * L_u$	4,954	(mm)
--	--------------	-------------

Numero pali (N)	2	
Spaziatura (s)	3,6	(m)
Modified aspect ratio (Randolph & Clancy, 1993) $R = (N*s/L)^{0,5}$	0,490	
Coefficiente riduzione massimo $R_{G,max} = (0,5/R) + (0,13/R^2)$	1,000	

CEDIMENTO MEDIO PALIFICATA $W_G = 0,3 * N * W_s * R^{-1,2}$	6,998	(mm)
CEDIMENTO MASSIMO PALIFICATA $W_{G,max} = N * R_{G,max} * W_s$	9,908	(mm)

Coefficiente riduzione differenziale $R_{ds,max} = 0,36 * R^{0,32}$	0,287
---	-------

CEDIMENTO DIFFERENZIALE MEDIO $\Delta W = R_{ds} * W_G$	2,005	(mm)
CEDIMENTO DIFFERENZIALE MASSIMO $\Delta W_{max} = R_{ds} * W_{G,max}$	2,839	(mm)



5.0 CONCLUSIONI

Le indagini in sito hanno evidenziato che il sottosuolo è formato da materiali granulari ghiaioso-sabbiosi con elevati tenori in limo a cui si intercalano livelli di limi argillosi la cui potenza arriva ad oltre a 10 m.

Le prove in sito e di laboratorio rilevano che i materiali granulari sono caratterizzati da uno stato di addensamento medio-elevato mentre i materiali fini limo-argillosi sono caratterizzati da consistenza media.

La prova down-hole eseguita in foro di sondaggio ha consentito di determinare un valore di $V_{s,30}$ pari a 431,7 m/s per cui dal punto di vista sismico il sottosuolo è classificato di categoria B con coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s=1,2$; un coefficiente topografico T2 per opere di tipo 2 e classe d'uso IV si determina una accelerazione massima al suolo variabile fra 0,94 e 3,7 m/s.

Utilizzando i risultati delle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio, le determinazioni eseguite con pocket penetrometer e torvane sulle carote e le prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati è stato costruito, per ogni sondaggio eseguito il modello geotecnico, che è stato utilizzato per la successiva determinazione delle resistenze di progetto a carico assiale e orizzontale agli stati limite ultimi dei pali di fondazione delle spalle e delle pile del nuovo tratto di viadotto nonché la stima dei cedimenti allo stato limite d'esercizio.

SPALLE Diametro 1,20 m Lunghezza 30 m	CASO	N_{MAX}	$R_{C,d}$	H_{MAX}	$R_{H,d}$
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
	A1	2875,43	5152,00	522,67	612,21
	A2	2315,39	3912,60	423,63	616,21
	SISMA	1812,01	4586,99	752,23	959,92
Cedimenti (mm)	Palo singolo			4,95	
	Palificata (medio, massimo)			6,99	9,91

PILE Diametro 1,00 m Lunghezza 27 m	CASO	N_{MAX}	$R_{C,d}$	H_{MAX}	$R_{H,d}$
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
	A1	2249,20	3322,23	39,11	385,05
	A2	1862,60	2527,53	33,90	312,85
	SISMA	1871,10	2817,69	240,58	487,54
Cedimenti (mm)	Palo singolo			6,18	
	Palificata (medio, massimo)			17,40	36,54

San Bonifacio, 15/03/2010

IL TECNICO

Dr. Geol. Franco Di Toro
(Iscr. O.R.G.V. N°368)

BIBLIOGRAFIA

- AGI. Associazione Geotecnica Italiana (2005) — Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Edizione provvisoria, Patron, Bologna.
- Bond, A., Harris, A., Decoding Eurocode 7, Taylor and Francis, 2008
- Bowles J.E. (1997) – Foundation analysis and design. McGraw-Hill.
- Cestari F. (1990) – Prove geotecniche in sito. Ed. GEO-GRAPH.
- Dipartimento Protezione Civile (2009) – Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica.
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvadas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B.: Designers' guide to EN 1997-1, Eurocode 7: geotechnical design-general rules, 2004, Thomas Telford Ltd (series editor Gulvanessian).
- Mandolini A. (1994a) – Cedimenti di fondazioni su pali. Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica, Università di Napoli Federico II.
- Mandolini A., Viggiani C. (1997) – Settlement of piled foundations. Géotechnique, vol. XLVII, n. 4, pp. 791-816.
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (1997) – Pali per la riduzione dei cedimenti. XVI CGT, Politecnico di Torino.
- Poulos H.G. Davies E.H (1980) Analisi e progettazione di fondazioni su pali. Dario Flaccovio Editore (Ristampa 2005).
- Terzaghi K. e Peck R.B. (1967) — Soil mechanics in engineering practice. 20 ed., John Wiley and Sons Inc., New York.
- Viggiani C. (1999) – Fondazioni. Helvetius Edizioni pp. 584.
- Youd T,L, Idriss I,M, (2001) – Liquefaction Resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.