

allegato n.

6.5

titolo abbreviato:

SP EX SS N 415 - LOTTO 3



PROVINCIA DI CREMONA
SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI

S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"
AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"

LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"
LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA
E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI

emissione	descrizione	disegnato	data emissione
1	revisione a seguito verifica UTP		FEBBRAIO 2016
0	prima emissione		DICEMBRE 2015

livello:	PROGETTO DEFINITIVO	codice CUP:	G41B03000270002
elaborato:	INDAGINI E STUDI SUL TERRENO	codice:	GEO.05
	STUDI E INDAGINI RELAZIONE GEOTECNICA	allegato n.:	6.5
		scala:	
IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL PROGETTISTA GENERALE	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	data
(Ing. Fabio Scaroni)	(Ing. Davide Pisana)	(Ing. Roberto Vanzini)	12.7 MAG. 2016

Percorso file: U:\lavori\09\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg

INDICE

1 INTRODUZIONE.....	4
1.1 Premessa	4
1.2 Oggetto e scopo	4
1.3 Descrizione del sito e del progetto	4
1.4 Documenti di riferimento.....	5
1.5 Normativa di riferimento	5
1.6 Riferimenti bibliografici	7
2 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	9
3 INQUADRAMENTO GEO-TETTONICO	11
3.1 Aspetti tettonici	11
3.2 Geologia dell’area	11
3.3 La serie stratigrafica	13
Fluvioglaciale e Fluviale	13
Depositi fluviali recenti.....	13
Depositi fluviali attuali.....	13
3.4 Caratterizzazione geomorfologica dell’area.....	14
4 STRATIGRAFIA.....	16
4.1 Caratterizzazione stratigrafica	18
5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO	21
6 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	27
6.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi	27
6.2 Verifiche nei confronti degli stati limite d’esercizio.....	27
6.3 Verifiche nei confronti dell’evento sismico	28
7 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE.....	29
7.1 Aspetti idrogeologici	29
7.2 Livello della falda freatica	30
8 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	31
8.1 Proprietà indice	31
8.1.1 Peso dell’unità di volume	31
8.1.2 Analisi granulometriche.....	31
8.1.3 Limiti di Atterberg	33
8.1.4 Prova di compressione semplice ad espansione laterale libera.....	35
8.1.5 Prova di taglio diretto	35

8.2 Parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni	36
8.2.1 Terreni coesivi	38
8.2.2 Terreni granulari	41
9 STRATIGRAFIA DI PROGETTO	48
9.1 Parametri geotecnici per il calcolo delle opere di fondazione	48
9.2 Parametri geotecnici per rilevati	51
10 PREPARAZIONE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI	52
10.1 Generalità	52
10.2 Scotico e bonifica	52
11 VERIFICHE DI STABILITA'	55
11.1 Verifica alla liquefazione	55
11.2 Stabilità dei rilevati	56
11.3 Cedimenti dei rilevati	59
11.4 Stabilità globale e locale dei rilevati	64
11.5 Stabilità delle fondazioni dei rilevati	66
12 TRATTAMENTO DEI MATERIALI DEGLI SCAVI	68
13 TRATTAMENTO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METORICHE	69
14 VERIFICHE DI PORTANZA DELLE FONDAZIONI PROFONDE	70
14.1 Pali di fondazione	70
14.1.2 Calcolo della portanza limite per i pali di fondazione previsti nel progetto	78
14.1.2.1 Pali spalla A (lato Milano)	79
14.1.2.2 Pali spalla B (lato Cremona)	81
14.1.2.3 Pali Pile in alveo	83
14.1.2.4 Verifica max cedimento differenziale sotto carico	84
14.1.2.5 Giudizio motivato sulle prestazioni del sistema fondale del nuovo ponte	85
14.2 Fondazioni a pozzo	86
14.2.1 Calcolo fondazioni a pozzo allo SLU	101
14.2.1.1 Pile - Approccio 1 – (A2+M2+R2)	104
14.2.1.2 Pile - Approccio 2 – (A1+M1+R3)	116
14.2.1.3 Spalle - Approccio 1 – (A2+M2+R2)	129
14.2.1.4 Spalle - Approccio 2 – (A1+M1+R3)	140
14.2.1.5 Calcolo dei tiranti di ancoraggio	151
14.2.1.6 Giudizio motivato sulle prestazioni del sistema fondale del ponte ad arco esistente	153

15 CONCLUSIONI 154

LISTA DEI SIMBOLI

LP	= limite di plasticità
LL	= limite di liquidità
IP	= indice di plasticità
IC	= indice di consistenza
w	= contenuto d'acqua naturale
γ	= peso dell'unità di volume del terreno
D_r	= densità relativa
N	= numero di colpi prova SPT per 300 mm di
D_{50}	= diametro corrispondente al 50% di passante
σ'_{v0}	= tensione verticale efficace geostatica (kPa).
σ_{v0}	= tensione verticale totale geostatica (kPa).
ϕ'_{cv}	= angolo di attrito a volume costante
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio
p'_f	= pressione efficace media a rottura
σ'_{ff}	= tensione normale alla superficie di rottura in condizioni di rottura
m	= costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione
E'	= modulo di deformabilità

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto i risultati dell'indagine geotecnica eseguita, nell'ambito del progetto di riqualifica e potenziamento della strada statale n° 415 Paullese, con particolare riferimento alla zona del fiume Adda in corrispondenza del quale sono previste le fondazioni del nuovo ponte.

1.2 Oggetto e scopo

Oggetto della presente relazione sono i terreni di fondazione di pertinenza dell'opera in esame, caratterizzati dal punto di vista geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico ai fini progettuali.

La presente relazione è stata redatta con l'intento di rappresentare un valido elemento tecnico di supporto alla progettazione del nuovo collegamento delineando un quadro geologico rappresentativo basato su:

- ricostruzione geologica del sottosuolo di pertinenza dell'opera;
- studio geomorfologico dell'area;
- ricostruzione ed analisi delle caratteristiche idrogeologiche dell'area;
- definizione delle stratigrafie e dei parametri di progetto.

Ulteriore e principale scopo del documento è definire, sulla base dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, descritte successivamente, la caratterizzazione geotecnica per la progettazione delle opere di fondazione previste.

1.3 Descrizione del sito e del progetto

Nell'ambito del progetto di riqualificazione e potenziamento della strada statale n° 415 Paullese tra Crema e Spino d'Adda, che comprende fra le opere principali alcuni svincoli, per eliminare gli attraversamenti più importanti con le altre vie di scorrimento che attualmente attraversano la strada statale, è prevista la realizzazione di un nuovo ponte sul fiume Adda, in modo da garantire, a opere eseguite, due corsie di percorrenza per ciascun senso di marcia e la sistemazione del ponte storico per consentire di utilizzarlo quale ponte ciclopedonale.

1.4 Documenti di riferimento

- Indagini geognostiche e geotecniche, stratigrafie dei sondaggi eseguiti da Terra Company s.r.l., anni 2002 e 2008
- S.S. 415 "Paullese" da Peschiera Borromeo a Spino d'Adda. Prove di Laboratorio. Servizi Geotecnici Liguri. Marzo 2002.
- S.S. 415 "Paullese" da Peschiera Borromeo a Spino d'Adda. Prove di Laboratorio. IGETECMA srl. anno 2008
- Prove down Hole eseguiti da IGETECMA srl anno 2008
- Stratigrafie dei sondaggi eseguiti da Beduschi Geologia Agosto 2015
- Elaborati di progetto definitivo.

1.5 Normativa di riferimento

- Decreto Ministeriale n° 47 (11/3/1988). - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Cir. Dir. Cen. Tecn. N° 97/81.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- D.g.r. 22 Dicembre 2005 n. 8/1566: "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.r. 11 Marzo 2005, n.12";
- .g.r. 28 Maggio 2008 n. 8/7374: Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.r. 11 Marzo 2005, n. 12" approvata con d.g.r. 22 Dicembre 2005, n. 8/1566
- D.g.r. 30 Novembre 2011 n. 2616: "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio,

in attuazione dell’art. 57, comma 1, della L.r. 11 Marzo 2005, n. 12” approvata con d.g.r. 22 Dicembre 2005, n. 8/1566;

- D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129: Aggiornamento delle zone sismiche in regione Lombardia (L.r. 1/2000 art. 3 c 8 Lett d)
- L. r. 27 Maggio 1985, n. 62: “Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature – Tutela delle acque sotterranee dall’inquinamento” (B.U. 31 Maggio 1985, n. 22, 3° suppl. ord.);
- L. r. 12 dicembre 2003, n. 26: “Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche”;

1.6 Riferimenti bibliografici

- Associazione Geotecnica Italiana (1977). Raccomandazioni sull'esecuzione delle indagini geognostiche.
- Bazaraa, A.R.S.S. (1967). Use of the standard penetration test for estimating settlement of shallow foundations on sand. Unpublished PhD Thesis, University of Illinois, USA.
- Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.
- Burbidge, M.C. (1982). A case study review of settlements on granular soil. Unpublished MSc Dissertation, Imperial College, Università di Londra.
- Burland, J.B. e Burbidge, M.C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel, *Proc. ICE, Part 1*, 78, 1325-71.
- Brinch Hansen, J. (1961). A general Formula for Bearing Capacity. The Danish Geotechnical Institute, Bull. N. 11, Copenhagen.
- Cubrinowski, M. e Ishihara, K. (1998). Empirical correlation between SPT-N value and relative density for sandy soils with various grain size compositions. Manuscript submitted to the Japanese Geotechnical Society for possible publication in *Soils and Foundations* as a technical paper.
- Gibbs, H.J. e Holz, W.G. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, Londra, 1, 35-9.
- Greenwood, D.A. (1986). Private Communication about SPT's in relation to borehole size at Cairo Waste Water Project.
- Hatanaka, M. e Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, 1-9, Dicembre, Japanese Geotechnical Society.
- Jamiolkowski, M., Ghionna V. N., Lancellotta, R. e Pasqualini, E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. *Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT 1*, Orlando (USA).
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, 82, Jan., paper 866.

- Meyerhof, G.G. (1957). Discussion on Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 3, p. 110.
- Stroud, M.A. (1974). The Standard Penetration Test in In sensitive Clays and Soft Rocks. Proc. Eur. Symp. On Penetration Testing (ESOPT I), pp. 367-75.
- Stroud, M.A. (1989). The Standard Penetration Test – its application and interpretation. Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham. Thomas Telford, Londra.

2 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Al fine di classificare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dalla realizzazione del nuovo ponte sul fiume Adda sono state realizzate tre campagne di indagini geognostiche: La prima è stata eseguita nel 2002; la seconda nel marzo del 2008; la terza nell'agosto 2015.

La campagna d'indagini del 2002 è consistita nell'esecuzione di:

- 4 sondaggi a carotaggio continuo (2 spinti fino alla profondità di 40 m dal p.c., uno profondo 30 m e l'ultimo eseguito fino a 20 m dal p.c.);
- 43 prove Standard Penetration Test (SPT) in foro;
- prelievo di 42 campioni rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

La campagna di indagine del 2008 ha previsto l'esecuzione di:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 60 m dal p.c.;
- 29 prove Standard Penetration Test (SPT) in foro;
- prelievo di 4 campioni indisturbati e di 10 campioni rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

La campagna di indagine del 2015 ha previsto l'esecuzione di:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 40 m dal p.c. in prossimità di una pila del ponte stradale esistente in alveo;

I sondaggi, nelle due campagne 2002 e 2008, sono stati eseguiti mediante perforazione a carotaggio continuo utilizzando una perforatrice montata su carro cingolato ad azionamento oleodinamico e, come utensile per la perforazione ed il recupero dei campioni, un carotiere semplice di diametro esterno pari a 101 mm. I sondaggi SF, SG ed SM sono stati realizzati in corrispondenza della sponda destra, mentre i sondaggi SH, SI ed SL sono ubicati in corrispondenza della sponda sinistra.

Le prove SPT sono state realizzate ogni 1,5 m nei sondaggi SF, SG, SH e SI, mentre nei sondaggi SL e SM ogni 3 m.

Le prove di laboratorio hanno interessato 4 campioni indisturbati e 52 campioni rimaneggiati. Il programma di prove è consistito: descrizione litologica dei campioni; analisi granulometriche; determinazione dei limiti di Atterberg, del contenuto d'acqua, del peso di

volume dei campioni e del peso specifico dei grani; prove di taglio diretto in scatola di Casagrande; una prova di compressione semplice ad espansione laterale libera. In separato allegato si riportano i certificati delle prove di laboratorio.

Il sondaggio relativo alla campagna di indagini del 2015 è stato eseguito mediante perforazione a carotaggio continuo utilizzando una perforatrice montata su carro cingolato ad azionamento oleodinamico e, come utensile per la perforazione ed il recupero dei campioni, un carotiere semplice di diametro esterno pari a 101 mm.

Lo scopo del sondaggio della campagna 2015 è stato quello di confermare che la tessitura geotecnica si mantenesse costante anche in alveo.

3 INQUADRAMENTO GEO-TETTONICO

3.1 Aspetti tettonici

La S.S. 415 "Paullese" risulta impostata su depositi alluvionali in giacitura sub-orizzontale con spessori di migliaia di metri, di età plio-quadernaria e di ambiente marino e continentale. Tali materiali, disposti prevalentemente con giacitura monoclinale verso le Alpi si sono adeguati inferiormente alle superfici morfologiche formatesi nel periodo precedente alla trasgressione pliocenica: le indagini effettuate nell'area, solo raramente sono riuscite ad attraversare la spessa coltre pliocenica.

I sedimenti pliocenici ricoprono in discordanza formazioni conglomeratico-arenaceo mioceniche ed un substrato marino piegato e fagliato (faglie listriche), costituito da rocce carbonatiche e terrigene mesozoiche. La struttura a faglie, legata ad un sistema di ricoprimento tipo "imbricate fan", può essere interpretata come il risultato dell'interferenza della più recente tettonica Appenninica con l'assetto strutturale della pianura Lombarda; "foreland" del ricoprimento alpino, era già piegato quando la recente tettonica Appenninica lo aveva coinvolto. In altre parole, la sequenza pre-Pliocenica sempre caratterizzata da strutture con polarità Alpina potrebbe aver reagito alla susseguente compressione Appenninica, prima innalzando le strutture pre-esistenti e quindi piegando con esse anche la sequenza Pliocenica.

3.2 Geologia dell'area

La zona, come quasi tutto il territorio padano, è stata investigata tramite perforazioni petrolifere e tecniche esplorative superficiali (sismica a riflessione). La massima profondità raggiunta da queste indagini ha consentito di investigare le serie Paleoceniche-Eoceniche, consentendo quindi di evidenziare le serie in facies di "Scaglia Rossa". La presenza di tali litologie testimonia un regime di deposizione pelagico, di mare aperto.

Durante il Miocene, l'area ha continuato ad essere un ambiente deposizionale di tipo marino, interessato da apporti prevalentemente terrigeni grossolani di spessore variabile e talora eccezionale. I termini miocenici possono raggiungere nella Pianura Padana complessivamente anche i 3000 m; nel Sud milanese tali depositi sono rappresentati solo da materiali ascrivibili al Miocene inferiore sui quali giacciono trasgressivi i sedimenti grossolani pliocenici.

La Pianura Padana durante il Pliocene rappresentava un ambiente deposizionale di tipo marino, ovvero un ampio braccio di mare che partendo dal margine meridionale delle Alpi

ricopriva completamente l'attuale pianura e buona parte delle aree ove attualmente si rilevano le propaggini settentrionali dell'Appennino. I depositi pliocenici, costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaie alle quali si associano lateralmente depositi argillosi più o meno marnosi, sono stati più volte sollevati durante il Pleistocene inferiore. Sempre durante il Pleistocene, alle fasi di innalzamento subite dal substrato è seguita una fase di consistente subsidenza che portò le alluvioni pleistoceniche ad eliminare completamente la complessa struttura del sottosuolo padano.

Con il Quaternario la subsidenza inizialmente si accentua: il dominio marino si estende maggiormente andando ad interessare i margini di bacino padano non ancora interessati dalla sedimentazione; successivamente si sviluppa un'evoluzione importante del fenomeno in atto (infossamento differenziato del substrato), che porta il bacino padano ad assumere una morfologia caratterizzata da alti e bassi strutturali.

Nel Quaternario padano si possono distinguere due serie stratigrafiche: una più superficiale, continentale e una più profonda, marina; la prima si caratterizza per l'intensa fase erosiva e per i consistenti depositi terrigeni alluvionali (fase post – glaciale Olocenica), la seconda per l'inizio della fase regressiva subita dal "mare padano" e per la sedimentazione dei depositi fluvio-lacustri, deltizi e di pianure costiere su parte della pianura (Pleistocene inferiore). Alle due serie stratigrafiche, come limite di demarcazione delle suddette successioni, deve essere aggiunta una terza serie che ha interessato il territorio durante il Pleistocene: la serie delle successioni glaciali, note in letteratura con i nomi di Gunz, Mindel, Riss e Würm.

Le litofacies presenti nei depositi quaternari risultano estremamente mutevoli, con frequenti fenomeni di eteropia e discordanza: si può dunque osservare che i litotipi predominanti, sia in superficie che attraverso le diagrafie dei sondaggi, sono rappresentati da ghiaie, sabbie e limi con la presenza di alcuni livelli torbosi.

Secondo la cartografia geologica ufficiale (Foglio "Milano" della Carta Geologica Italiana alla scala 1:100.000, la "Carta geologica della Lombardia" alla scala 1:250.000), le conoscenze pregresse dell'area e le diagrafie dei sondaggi realizzati ai margini della sede stradale i terreni di pertinenza dell'opera sono sicuramente attribuibili alle due fasi più recenti ed in particolare a quella Olocenica.

3.3 La serie stratigrafica

Fluvioglaciale e Fluviale

Ghiaie e sabbie con ciottoli a scarsa matrice limosa argillosa mediamente alterati. Si tratta di ghiaie e sabbie eterometriche e poligeniche mediamente alterate in superficie, costituenti banchi a sviluppo irregolare per la presenza di orizzonti interagitati di varia potenza e di intercalazioni limose e limoso-argillose: sono ricoperte da una sottile copertura colluviale e da un suolo ben sviluppato. Costituisce l'ossatura del piano generale terrazzato della pianura padana che si spinge con le proprie apici confidali nelle valli pedemontane e si allarga verso sud formando il L.F.P.

Depositi fluviali recenti

Ghiaie e sabbie con ciottoli a scarsa matrice sabbiosa non alterati. Si tratta di depositi alluvionali post-glaciali costituiti da ghiaie eterometriche e poligeniche e sabbie in orizzonti interagitati di varia potenza non alterate, sono ricoperte da una sottile copertura di limo colluviale e da un suolo poco sviluppato. La loro potenza non supera i 6-8 metri, molto permeabili ospitano una falda freatica collegata a quella di subalveo e soggetta a forti escursioni annuali. Occupano la " valle a cassetta" del fiume Adda e in subordine anche quella dei corsi d'acqua secondari; nella valle del fiume Adda costituiscono il ripiano terrazzato superiore sopraelevato di circa 2-4 metri rispetto all'alveo attivo del fiume che viene regolarmente alluvionato in concomitanza delle piene straordinarie.

Depositi fluviali attuali

Ghiaie e sabbie con ciottoli a scarsa matrice sabbiosa non alterati. Si tratta di depositi alluvionali relativi ai corsi d'acqua attuali, costituiti da ghiaie eterometriche e poligeniche e sabbie in orizzonti interagitati di varia potenza non alterate, sono in genere privi di suolo agrario. La loro potenza non supera i 4-5 metri: altamente permeabili, ospitano una falda freatica direttamente collegata a quella di subalveo. Occupano la " valle a cassetta" del fiume Adda e in subordine anche quella dei corsi d'acqua secondari: nella valle del fiume Adda costituiscono il ripiano terrazzato inferiore ed ospitano l'alveo attivo del fiume, vengono regolarmente alluvionati in concomitanza delle piene ordinarie.

3.4 Caratterizzazione geomorfologica dell'area

L'ambito territoriale attraversato della statale Paullese si estende nella porzione di media pianura milanese compresa fra il fiume Lambro ed il fiume Adda. L'area in argomento si colloca nella posizione intermedia fra le propaggini terrazzate dell'alta pianura e la bassa pianura caratterizzata da una morfologia più composita, dove i fiumi iniziano il loro corso meandriforme e dove prevalgono i sedimenti più fini.

In questa zona i lineamenti delle conoidi alpine si intersecano fra loro dando luogo ad una superficie generalmente sub-pianeggiante, dove la monotona morfologia del Livello Fondamentale della Pianura è caratterizzata dalla presenza del grande solco vallivo del fiume Adda e dalla presenza di incisioni vallive secondarie come quella del fiume Lambro, del canale Muzza e del colatore Addetta.

Il fondo della "valle a cassetta", o alveo attivo, del fiume Adda è profondamente depresso rispetto al Livello Fondamentale della Pianura (L.F.P.), con un dislivello di 12-15 m; le scarpate di terrazzo che delimitano la valle del fiume Adda sono talora articolate in due ordini, che delimitano altrettanti ripiani morfologici inscatolati nella valle del fiume (vedasi allegato).

La superficie della pianura vera e propria comunque è solo lievemente ondulata e presenta una generale inclinazione rivolta verso sud-sudest con un'acclività molto blanda ed uniforme, che mediamente si attesta intorno a valori medi di 0,4 - 0,3 %: è inoltre caratterizzato dalla presenza di tracce di paleoalvei minori lasciate da antiche divagazioni di corsi d'acqua non più identificabili e talora ancora sede di colatori. Il rilievo dei paleoalvei, nella zona, è stato ritenuto importante ai fini geotecnici, in quanto queste aree sono da considerarsi zone a litologia più fine e talora torbosa in quanto dimostratesi incisibili; inoltre, tali strutture, per essere generalmente leggermente depresse rispetto al territorio circostante, sono interessate dall'accumulo di livelli di materiale alluvionale a bassa energia e di caratteristiche tecniche scadenti, come limi argillosi e torbe.

Il rilievo dell'area ha evidenziato la presenza, da Nord verso Sud, dei seguenti elementi geomorfologici: orli di terrazzo, sponde in erosione, punti di possibile tracimazione e aree depresse.

Per quanto riguarda invece la valutazione del rischio idraulico della zona di studio, sono stati esaminati i casi degli eventi di piena inseriti nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), redatto dall'Autorità di bacino del F. Po. Tale piano nasce con l'intento di perseguire l'obiettivo di tutela ambientale e di sicurezza delle popolazioni, degli

insediamenti e delle infrastrutture. Il piano prevede l'individuazione della pericolosità e del rischio idraulico del reticolo idrografico attraverso la perimetrazione di aree inondabili per tempi di ritorno (intervallo di tempo che mediamente intercorre tra due ripetizioni successive dello stesso evento) e la valutazione del rischio degli elementi esposti.

La parte di territorio posizionata in prossimità del F. Adda ricade nelle fasce fluviali A, B e C. La fascia A (fascia di deflusso della piena) è definita dal limite delle aree di esondazione diretta della piena di riferimento con Tr di 50 anni: data la sua vicinanza al corso d'acqua è caratterizzata dalla massima pericolosità. Il Piano stralcio prevede per la fascia A la possibilità di libere divagazioni del corso d'acqua ed il libero deflusso delle acque della piena di riferimento.

La fascia B (fascia di esondazione) è compresa tra il limite delle aree di esondazione diretta ed indiretta delle piene con Tr da 50 anni a Tr di 200 anni. Il Piano stralcio riconosce a queste aree la necessità di garantire il mantenimento delle aree di espansione della piena ed individua criteri ed indirizzi per la compatibilità delle attività antropiche.

La fascia C (Area di inondazione per piena catastrofica) comprende le porzioni di territorio inondabili tra le piene con Tr 200 e Tr 500.

4 STRATIGRAFIA

La stratigrafia dei terreni di fondazione in corrispondenza della S.S. 415 "Paullese" è stata definita sulla base dei risultati di verticali di indagine a carotaggio continuo, condotti fino alla profondità massima di 60 m. In corrispondenza di una delle due pile del ponte stradale esistente si è eseguito un ulteriore carotaggio continuo al fine di verificare la continuità della tessitura anche in corrispondenza dell'alveo.

Al fine di meglio definire le caratteristiche dei terreni di fondazioni, si è cercato elaborare dettagliate sezioni stratigrafiche rappresentative delle aree di maggiore interesse progettuale. La tabella 1, relativamente alle fondazioni del ponte di attraversamento del fiume Adda, riporta le stratigrafie assunte.

Stratigrafia n°	Da progressiva chilometrica	A progressiva chilometrica	Opera
1	16+175	16+900	Argine destro Adda Lato Mi
2	16+900	17+480	Argine sinistro Adda Lato Cr
3			Adiacente pila ponte ANAS lato CR

Stratigrafia 1 (Argine in destra del fiume Adda)

La serie stratigrafica tipica della zona, impostata dalla quota di 86.73 m s.l.m.m., è stata realizzata sulla base delle stratigrafie dei sondaggi SF, SG ed SM. Le indagini hanno evidenziato, inizialmente, la presenza di un livello di ghiaia sabbiosa a matrice prevalentemente limosa di pertinenza dell'attuale rilevato stradale. Tale rilevato presenta altezza massima pari a circa 9 m. Successivamente fino alla profondità di circa 21 m dal piano campagna è stata rilevata la presenza di uno strato di ghiaia e sabbia a matrice limosa di colore grigio. Le percentuali di sabbia e ghiaia sono particolarmente variabili, al punto che in alcune diagrafie si è notata talora una percentuale di sabbia superiore a quella della ghiaia. Fino alla profondità di 29 m dal p.c. si rileva uno spessore di circa 8 m di sabbia ghiaiosa a matrice limosa di colore marrone. L'alternanza sabbia ghiaia, di colore marrone, si ripete, con vari spessori, fino alla profondità di 37 m dal p.c. Al di sotto di questa

ultima profondità il materiale rilevato durante la realizzazione delle verticali di indagini diventa notevolmente più fine. Fino ai 60 m dal p.c. si alternano infatti limi sabbiosi talvolta argillosi e sabbie fini di colore grigio; tali livelli costituiscono la sede di un orizzonte acquifero scarsamente alimentato dalle acque del Fiume Adda. Le acque del fiume sembrano invece influenzare la zona satura rilevata nei primi metri di carotaggio. La tabella 2 riporta i livelli litologici individuati.

Stratigrafia 2 (Argine in sinistra del fiume Adda)

Questo spaccato stratigrafico, dedotto attraverso le stratigrafie dei sondaggi SL, SH, SI, è stato realizzato per la progettazione della Strada Statale Paullese (lato Cremona). La stratigrafia è stata impostata partendo dalla quota di 78.68 m s.l.m.m.. La serie stratigrafica in questa zona si caratterizza per due diverse sequenze litologiche: nei primi 30 m si ha la presenza di un'alternanza periodica di ghiaie e sabbie, mentre nei 30 m successivi si riscontra una alternanza di materiali più fini, limi e sabbie. Come nel caso precedente anche in questa sequenza sono state riscontrate due zone sature: una nei primi metri della serie stratigrafica, legata sicuramente al regime idrico superficiale ed una più profonda ove probabilmente ha sede l'acquifero principale.

La tabella 3 riporta i livelli litologici individuati.

Stratigrafia 3 (Pila lato Cr ponte stradale esistente sul fiume Adda)

Questo spaccato stratigrafico, dedotto attraverso la stratigrafia del sondaggio S15, è stato caratterizzato durante la campagna di indagini svolte nell'anno 2015 per la progettazione della Strada Statale Paullese con l'obiettivo di verificare che la tessitura geologica si mantenesse costante in alveo. La stratigrafia è stata impostata partendo dalla quota di 78.51 m s.l.m.m.. La serie stratigrafica in questa zona si caratterizza per due diverse sequenze litologiche: nei primi 35 m si ha la presenza di un'alternanza periodica di ghiaie e sabbie pur con orizzonti aventi spessore diverso da quello che si riscontra fuori alveo, sicuramente dovuti all'opera di dilavamento del corso d'acqua; mentre nei 5 m successivi si riscontra una alternanza di materiali per lo più costituiti da limi e sabbie. La campagna 2015 ha in sostanza confermato che la tessitura del terreno in corrispondenza dell'alveo mantiene una certa omogeneità rispetto a quella che si rileva in corrispondenza degli argini. La tabella 4a riporta i livelli litologici individuati.

4.1 Caratterizzazione stratigrafica

Sulla base dell’interpretazione stratigrafica delle indagini geotecniche, riferite all’area in oggetto, sono state definite le stratigrafie riportate nelle seguenti tabelle 2, 3 e 3a. Le stratigrafie individuate schematizzano i termini litologici individuati partendo da due diverse quote altimetriche a causa della presenza dell’attuale rilevato stradale, in corrispondenza dell’argine in destra del fiume. L’altezza del rilevato stradale è stimata in circa 9 m.

Al di sotto del terreno di riporto e del rilevato stradale le verticali di indagini hanno consentito di ricostruire la stratigrafia delle aree fino alla profondità di circa 60 m dai rispettivi piani campagna. I terreni individuati sono stati collocati in tre diverse classi (A, B, C): I terreni tipo A costituiti da limi più o meno sabbiosi e/o ghiaiosi, i terreni tipo B costituiti da sabbie con limo e argilla, sabbie limose con ghiaia, sabbie grossolane con ghiaia ed i terreni tipo C comprendenti ghiaie con sabbia e limo, ghiaie con sabbia, e ghiaie limoso sabbiose.

Tabella 2 - Stratigrafia 1 (argine in destra del fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	9.00	Rilevato stradale esistente	0
2	9.00	21.00	Ghiaia con sabbia	C
3	21.00	29.00	Sabbia con ghiaia	B
4	29.00	37.00	Ghiaia sabbiosa	C
5	37.00	45.00	Limo sabbioso	A
6	45.00	53.00	Sabbia limosa	B
7	53.00	54.00	Limo sabbioso	A
8	54.00	57.20	Sabbia limosa	B
9	57.20	60.00	Limo sabbioso	A

Tabella 3 - Stratigrafia 2 (argine in sinistra del fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	11,00	Ghiaia sabbiosa	C
2	11.00	24.50	Sabbia limosa	B
3	24.50	28.60	Ghiaia con sabbia	C
4	28.60	33.00	Sabbia limosa	B
5	33.00	39.80	Limo argilloso	A
6	39.80	48.20	Sabbia limosa	B
7	48.20	50.00	Limo argilloso	A
8	50.00	57.80	Sabbia	B
9	57.80	60.00	Limo argilloso	A

Tabella 3a - Stratigrafia 3 (alveo fiume Adda)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0.00	9,00	Ghiaia sabbiosa	C
2	9.00	35,00	Sabbia con ghiaia	B
3	35.00	37.50	Limo argilloso	A
4	37.50	40.00	Sabbia limosa	B

5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto il Testo Unico (D.M. 14 gennaio 2008) al paragrafo 3.2 prevede che venga valutata, mediante studi specifici di risposta sismica locale, l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie. In mancanza di tali studi è possibile utilizzare la classificazione proposta con riferimento ai terreni compresi tra il piano d'imposta delle fondazioni ed un substrato rigido, ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed importanza dell'opera. Tale classificazione si basa sulla stima dei valori di velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , ovvero sul numero di colpi NSPT ottenuto da una prova penetrometrica dinamica, ovvero sulla coesione non drenata c_u . Infine la V_s è deducibile anche attraverso indagini sismiche di superficie una volta nota la V_p .

In particolare partendo da valori di V_s ottenuti da una prova Down Hole la VS30 si ottiene semplicemente dalla:

$$1) \quad V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Per ottenere la V_s da prove SPT o prove penetrometriche è invece possibile utilizzare la correlazione di Otha e Gotho (1978):

$$2) \quad V_s = 54.33 * (N_{SPT})^{0.173} * \alpha * \beta * (Z / 0.303)^{0.193}$$

ove:

α = fattore d'età (Olocene = 1.000; Pleistocene = 1.303)

β = fattore geologico (argille = 1.000; sabbie = 1.086)

Z = profondità in metri

N_{SPT} = numero di colpi SPT

oppure la correlazione di Yoshida e Motonori (1988):

$$3) \quad V_s = \beta * (N_{SPT})^{0.25} * \sigma_{v0}^{0.14}$$

ove:

β = fattore geologico (qualunque terreno = 55; sabbia fine = 49)
 σ'_{v0} = pressione verticale ($\gamma' h$)
 N_{SPT} = numero di colpi SPT

La determinazione della V_s attraverso i valori di velocità delle onde di compressione (V_p) ottenuti da traverse sismiche a rifrazione può avvenire attraverso la seguente formula, una volta stimato il coefficiente di Poisson:

$$4) \quad V_s = V_p \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}}$$

In base alle grandezze definite si individuano le seguenti categorie di suolo di fondazione descritte in Tabella.

Categorie di suolo di fondazione ai sensi del decreto 14/01/2008	
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati</i>

	<i>o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ Kpa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreno a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 4- Categorie di suolo di fondazione.

La prospezione sismica (Down Hole) eseguita nel sondaggio SL e le prove SPT effettuate nel sondaggio collocano i terreni interessati in categoria di **suolo C**. Il valore determinato attraverso la formula sopra riportate è paria a 317 m/s. Nella categoria C rientrano i "depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS_{30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < NSPT < 50$, $70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$)".

Classificazione secondo D.g.r. 28 Maggio 2008 n.8/7374 e D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129

Le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche di una zona (condizioni locali) possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi da considerare nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area.

Il Dg.r. del 28 Maggio 2008 n.8/7374 Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.r. marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 Dicembre 2005, n. 8/1566 stabilisce una procedura per tener in conto degli effetti di sito nella definizione dell'amplificazione sismica locale. Si riportano di seguito i tre livelli di approfondimento richiesti dalla normativa per il caso in esame:

1° Livello: riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sia sulla base di osservazioni geologiche sia di dati esistenti:

Zona sismica: 3 (D.g.r. 11 Luglio 2014 n. 10/2129)

Scenario di pericolosità sismica locale PSL: Zona Z4a: Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

2° Livello: individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano. Fa Fattore di Amplificazione).

La regione Lombardia, per il sito in questione, per sottosuolo tipo C e per periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s assegna un valore di soglia di Fa pari a 1.80.

Dall'analisi delle indagini eseguite il calcolo di Fa secondo le indicazioni fornite dalla regione Lombardia e secondo varie procedure ritrovate in letteratura. I valori calcolati per il fattore di amplificazione sono in buona parte maggiori del valore soglia di 1.8.

Per quest'area, poiché i valori di Fa ottenuti risultano maggiori del valore soglia, si dovrà procedere alle indagini di 3° Livello, orientate alla definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini più approfondite o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di sottosuolo superiore.

In definitiva, nel caso in esame, il substrato va catalogato come di tipo D.

D: "Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fine)"

Si è scelto quindi di utilizzare lo spettro caratteristico della categoria superiore

La pericolosità sismica nel DM 14 gennaio 2008 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di T_R compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Come riportato precedentemente la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione scelta è la **D**

La categoria topografica è la **T1** ovvero "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ".

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente orizzontale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche $S = S_S \times S_T$, con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (entrambi tabellati);
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \times T_C^*$, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo (tabellato);
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4 (a_g/g) + 1,6$

Lo spettro di progetto (SLV) in accelerazione della componente verticale è:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con $F_V = 1,35 \cdot F_O \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$, fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g , su sito di riferimento rigido orizzontale. I valori dei parametri per la componente orizzontale sono:

Categoria di suolo	S	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Parametri S, T_B, T_C, T_D per lo spettro di progetto della componente verticale

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente", per il ponte sull'Adda i valori di progetto devono riferirsi alle coordinate 9,4337 di longitudine e 45,4134 di latitudine coincidenti con il ponte sull'adda.

6 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limiti ultimi (SLU);
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE).

Si procede nel seguito all'identificazione degli stati limite da verificare per le opere comprese nel progetto in esame.

6.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi

Per quanto riguarda gli stati limiti ultimi è necessario verificare:

- EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura considerati come corpi rigidi (ad esempio verifica ribaltamento di muri di sostegno,...);
- GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno – struttura (ad esempio raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione, scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali, rotazione di una paratia a sbalzo o con un vincolo intorno ad un punto,...);
- UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (ad esempio galleggiamento di strutture immerse in falda,...);
- HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

6.2 Verifiche nei confronti degli stati limite d'esercizio

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. E' quindi necessario valutare gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo. In caso di eccessive deformazioni si potrà valutare la scelta di fondazioni profonde o di tipologie costruttive delle opere di sostegno compatibili con lo stato deformativo presente.

6.3 Verifiche nei confronti dell’evento sismico

La sicurezza della costruzione deve essere assicurata rispetto allo spettro SLV, la combinazione sismica con le altre azioni deve essere pari a quella prevista al cap 3.2.4 del DM 14/01/2008. Gli effetti dell’azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali. Per i carichi dovuti a traffico l’aliquota da considerarsi nel carico gravitazionale sarà pari al 20% del sovraccarico stradale

7 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

7.1 Aspetti idrogeologici

Il sottosuolo è molto ricco di acque, che impregnano a varie profondità gli strati permeabili della coltre alluvionale. Tali acque traggono origine sia dalle precipitazioni palesi ed occulte sia dai corsi d'acqua superficiali, nonché dai notevoli flussi sotterranei provenienti dalle aree pedemontane. Il sottosuolo nel settore di pianura viene generalmente suddiviso in tre distinte unità idrogeologiche, separate fra loro da strati argillosi e quindi più o meno impermeabili. In tutti i casi, lo strato superiore, corrispondente ai depositi fluvioglaciali superficiali ("unità ghiaioso-sabbiosa" del Würm), è "ricaricabile" anche sul posto dalle acque meteoriche; quelle più profonde sono alimentate prevalentemente dai notevoli flussi idrici provenienti dalle zone pedemontane.

Le ricerche effettuate nelle aree prossime alla zona d'interesse per la realizzazione dell'opera (sono state eseguite indagini fino a circa 700 m di profondità) hanno evidenziato la presenza delle seguenti Unità idrogeologiche:

- Unità idrogeologica superficiale, a volte compartimentata per la presenza di livelli di argilla, di spessore variabile da un minimo di 70 m Nord ad un massimo di 100 m verso ovest. La compartimentazione dell'acquifero è legata alla presenza, a varie profondità, di banchi argillosi con continuità laterale variabile. Gli strati a maggiore permeabilità sono essenzialmente costituiti da ghiaia e sabbia.
- Unità idrogeologica profonda costituita da una successione, pur con spessori molto variabili, che ha alla base una "litozona argillosa", attribuita al Pliocene medio, con profondità variabile, che costituisce lo strato impermeabile. Sopra questa sono presenti sedimenti del Quaternario marino e quindi una "litozona ghiaiosa-sabbiosa" con intercalazioni argillose, riferibili al quaternario continentale.

L'area di competenza della S.S. 415 "Paullese" presenta caratteristiche idrogeologiche unitarie, con saturazione da falda freatica a pochi metri di profondità. La presenza di una falda freatica superficiale nel sottosuolo padano è alimentata dalla filtrazione attraverso le formazioni pedemontane superficiali permeabili fino al substrato pliocenico. In pianura la formazione della litozona argillosa risale avvicinandosi al piano campagna, degradante.

Lo studio idrogeologico del territorio ha evidenziato un andamento piuttosto blando e tabulare delle superfici piezometriche lontane dalle aree golenali, mentre una maggiore inclinazione delle stesse si può rilevare in corrispondenza degli alvei fluviali, che costituiscono le principali strutture drenanti dell'area. Uno studio più approfondito, realizzato

a scala regionale, indica come gran parte delle risorse idriche sotterranee locali confluiscono nel fiume Adda e/o nei suoi affluenti. Nell'area in oggetto le linee di flusso tendono ad assumere un andamento suborizzontale e perlopiù subparallelo al corso dell'Adda.

Per lo studio locale della falda si è fatto riferimento sia alle letture dei piezometri installati, sia alle stratigrafie dei sondaggi realizzati durante le due campagne di indagine. Lo studio idrogeologico dell'area ha consentito di evidenziare quanto segue:

- o presenza di una zona satura nei livelli litologici più superficiali e strettamente legata alle variazioni idriche superficiali (vedasi livello del fiume Adda);
- o presenza di una zona satura alla profondità di circa 28 m dal p.c.; tale zona rappresenta la sede di un acquifero semi-confinato;

7.2 Livello della falda freatica

Il livello della falda freatica è posto a circa 74.63 m s.l.m.m, pertanto tutte le opere realizzate al di fuori dell'alveo fluviale in sottoterraneo, gli scavi ed i rilevati stradali non si spingeranno sotto la falda. Le interferenze con la falda freatica saranno legate alle opere di fondazione profonde (Jet grouting, micropali e pali).

Per quanto riguarda le opere da realizzarsi entro l'alveo del fiume esse dovranno essere sempre considerate da realizzarsi in presenza d'acqua per ovvi motivi.

8 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

8.1 Proprietà indice

8.1.1 Peso dell'unità di volume

Il peso di volume totale è stato calcolato, per i campioni indisturbati, dalla misurazione di dimensioni e peso del terreno ancora contenuto in fustella e dei provini di forma regolare predisposti per l'esecuzione delle prove meccaniche. Per le determinazioni in fustella sono state regolarizzate le teste del campione con una spatola prima delle misure. I risultati, riportati in Tabella, sono disponibili nei certificati "Caratteristiche Generali del Campione" in Allegato.

Tabella 5 – Valori del peso di volume ottenuti da prove di laboratorio

Sondaggio	Campione	Peso volume naturale	Peso volume secco	Umidità naturale
		γ (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	%
SL	S1R4	14.4	9	59.58
	S1R5	19.8	16.9	17.18
	S1	17.14	11.57	48.21
SM	S2C1	19	14.9	27.61
	S2C2	18.6	14.6	26.97

I bassi valori di peso di volume e gli alti valori del campione S1R4 sono legati alla natura del materiale (Torba), come gli alti valori di umidità naturale riscontrati nel campione S1 (Limo argilloso).

8.1.2 Analisi granulometriche

Complessivamente sono state eseguite 52 analisi granulometriche, i cui risultati sono riportati in allegato e riepilogati in Figura 1, come percentuali di passante della frazione ghiaiosa, sabbiosa e fine.

Complessivamente, come si può anche notare in figura 1, si hanno, come valori medi, un 27% circa di ghiaia, un 51% di sabbia ed un restante 22% di limo e argilla.

I risultati delle analisi granulometriche sono risultati in accordo con le stratigrafie dei sondaggi che hanno individuato alternanze di sabbie limose, sabbie con limo e argilla, sabbie limose con ghiaia, sabbie grossolane con ghiaia, limi sabbiosi, ghiaie con sabbia e limo, ghiaie con sabbia, ghiaia limoso-sabbiosa. Le curve granulometriche ottenute, come si può apprezzare in figura 1, mostrano una notevole variabilità granulometrica. I dati ricavati dalle analisi granulometriche sono, inoltre, in buon accordo con le note caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione del territorio.

Con riferimento, infatti, ad una ricerca pubblicata dall’AGI sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione del territorio Milanese effettuata utilizzando oltre 200 stratigrafie di sondaggi distribuiti in tutto il territorio e in numerose analisi granulometriche, la zona in oggetto è descritta come costituita da banchi di ghiaia sabbiosa alternati ad altri di sabbia con ghiaietto o addirittura solo sabbiosi. Molto scarsi sono inoltre i ciottoli e rari i livelli di conglomerato. Le curve granulometriche, analogamente a quanto riscontrato nella presente indagine geotecnica, presentavano un’estrema variabilità di composizione granulometrica.

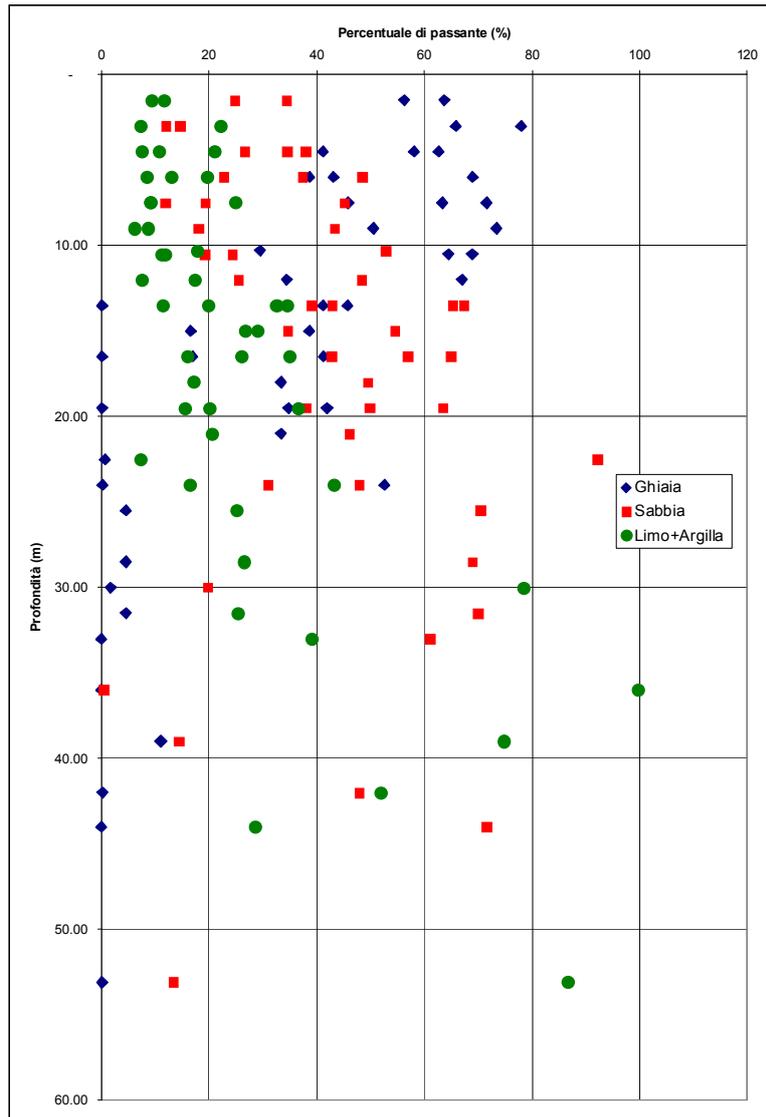


Figura 1 – Analisi granulometrica

8.1.3 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine sono stati determinati il limite plastico LP ed il limite liquido LL.

In allegato sono riepilogati i valori ottenuti, mentre nella figura 2 sono stati diagrammati i valori di LP e di LL con la profondità, infine, in figura 3 sono riportati i valori di LL e dell'indice di plasticità IP. Come si può notare i valori di LL sono compresi fra il 13.90% ed il 19.59%, il limite plastico, dove è stato possibile determinarlo, è compreso fra il 15.16% ed il 16.56% mentre l'indice di plasticità è sempre inferiore al 10% (terreni da non plastici a poco plastici). Con riferimento alla carta di plasticità di Casagrande, riportata in figura 3, la frazione fine appartiene alle argille inorganiche di bassa plasticità.

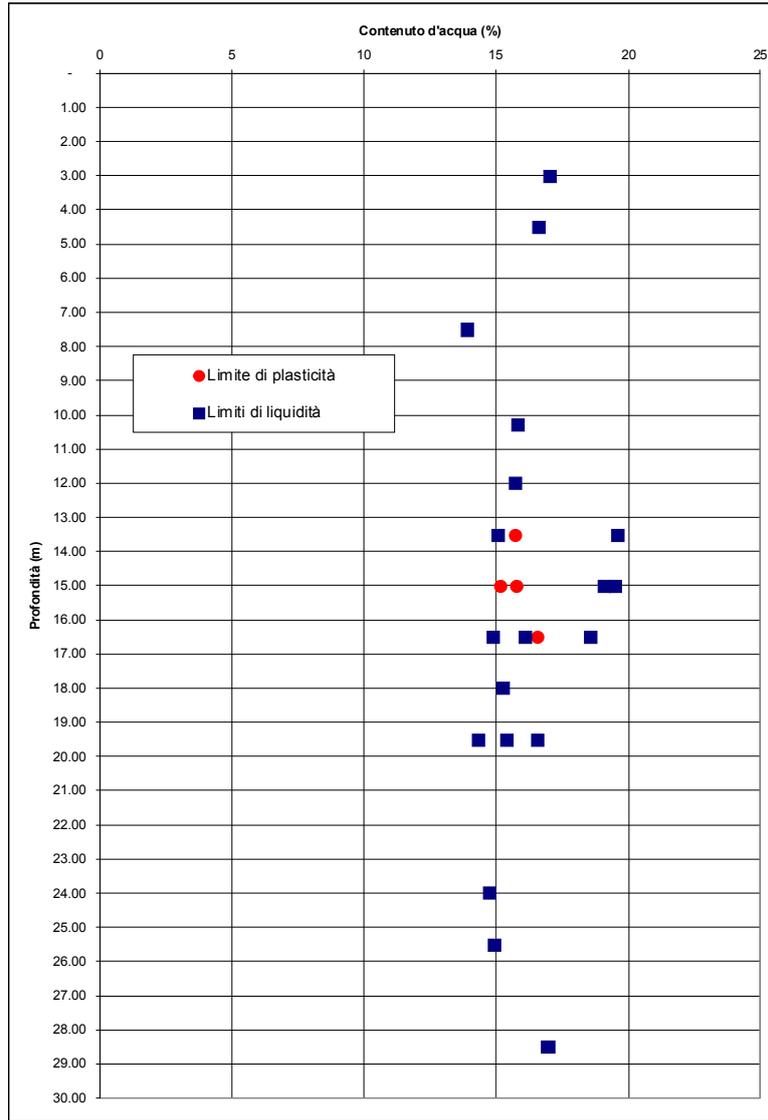


Figura 2 – Contenuto d'acqua

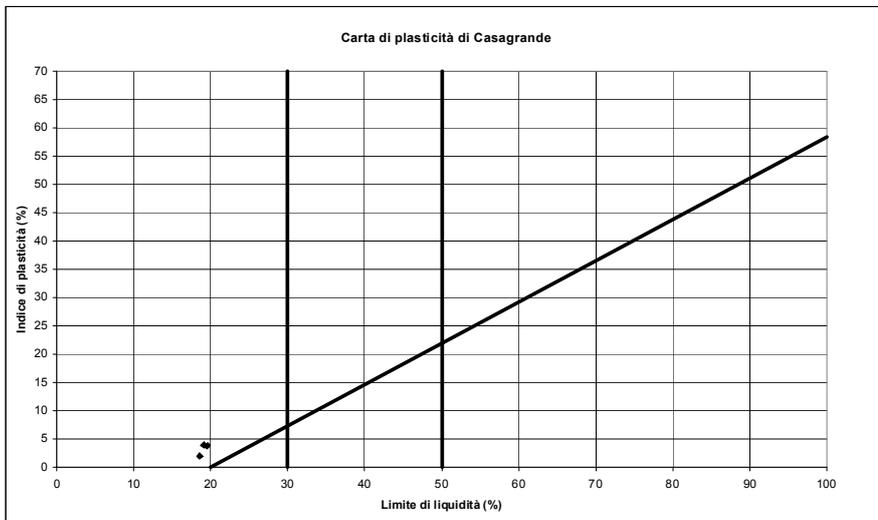


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande

8.1.4 Prova di compressione semplice ad espansione laterale libera

Per la realizzazione di tale prova, il provino è stato confezionato ed è stato alloggiato nella cella triassiale, sistemando la stessa sopra il piatto della pressa. Trattandosi di una prova ad espansione laterale libera, non è stato necessario applicare all'interno della cella la pressione di confinamento.

La rottura è stata eseguita in compressione per carico alla velocità controllata di 1 mm/min; essa è stata protratta fino ad un evidente rottura del provino o fino al raggiungimento di una deformazione assiale di circa il 20 %.

Dal valore della pressione a rottura s è stato possibile ricavare il valore della coesione non drenata c_u , tramite la formula :

$$c_u = \frac{s}{2} =$$

La tabella riepiloga i dati ricavati dalla prova.

Sondaggio	Campione	C_u
		kPa
SL	S1R4	182.7
	S1R5	22.4
SM	S2C1	67.2
	S2C2	119.5

Tabella 6 – Risultati della prova di compressione semplice ad espansione laterale libera

8.1.5 Prova di taglio diretto

Per ognuno dei quattro campioni indisturbati prelevati dai sondaggi, sono state effettuate tre prove di taglio diretto, riportate in Allegato nei certificati "Prova di taglio diretto".

Le prove di taglio diretto sono state eseguite con il classico apparecchio di Casagrande, costituito da una struttura scatolare in grado di contenere il provino e di scorrere secondo un piano mediano generando il taglio nel terreno.

Le prove sono state realizzate impiegando un provino di sezione quadrata avente lato di 6 cm e altezza di 2 cm.

Dopo la fase di saturazione e consolidazione a deformazione laterale impedita alle tensioni verticali previste, è stata iniziata la fase di rottura ad una velocità di deformazione controllata tale da consentire la dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali generate

durante l'applicazione dello sforzo di taglio. La fase di rottura è stata ritenuta conclusa quando il valore dello sforzo di taglio fosse stabilizzato oppure fossero stati completati 5 cicli di taglio.

Le interpretazione delle prove di taglio hanno portato ai valori di coesione e di angolo di attrito, sia di picco sia di rottura: la coesione rappresenta l'intercetta della retta interpolante i punti nel piano ($\sigma'_v - \tau_{max,res}$) con l'asse delle ordinate, mentre l'angolo d'attrito l'inclinazione della stessa retta.

Tabella 7 – Risultati delle prove di taglio diretto

Sondaggio	Campione	Valori	
		c (kPa)	ϕ (°)
SL	S1R5	1.7	32.3
	S1	12.8	23.5
SM	CI1	8.4	33.9
	CI1	21	22

8.2 Parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test) consente, mediante correlazioni empiriche con il valore della resistenza penetrometrica N_{SPT} , la valutazione dei parametri geotecnici dei terreni di interesse per la progettazione in esame.

Di seguito vengono riportate le formule utilizzate per determinare:

- densità relativa (D_R);
- angolo di attrito (ϕ');
- moduli di deformabilità: modulo di Young e modulo di taglio (E, G);
- resistenza al taglio non consolidata non drenata (c_u);
- modulo edometrico (M).

Le prove S.P.T., che tenendo conto della natura dei terreni sono state eseguite a punta chiusa, hanno molto spesso raggiunto le condizioni di rifiuto. Per la loro interpretazione nel caso del raggiungimento del rifiuto sono stati adottati i seguenti criteri:

$$N = \frac{50}{a} \cdot 30$$

avendosi a =abbassamento misurato per un numero di colpi pari a 50, se le condizioni di rifiuto si sono raggiunte nel primo o nel secondo tratto di infissione di 15 cm.

$$N = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15$$

se le condizioni di rifiuto si sono raggiunte nel terzo tratto di infissione, avendosi con N_2 il numero di colpi di infissione nel secondo tratto di 15 cm.

La determinazione dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità è stata ricavata per correlazioni con le prove SPT. Tenendo conto dell'estrema variabilità della composizione granulometrica dei terreni, per ogni parametro sono state inizialmente adottate diverse correlazioni, confrontandone i risultati e operando, infine, la scelta più appropriata a definire i terreni di fondazione.

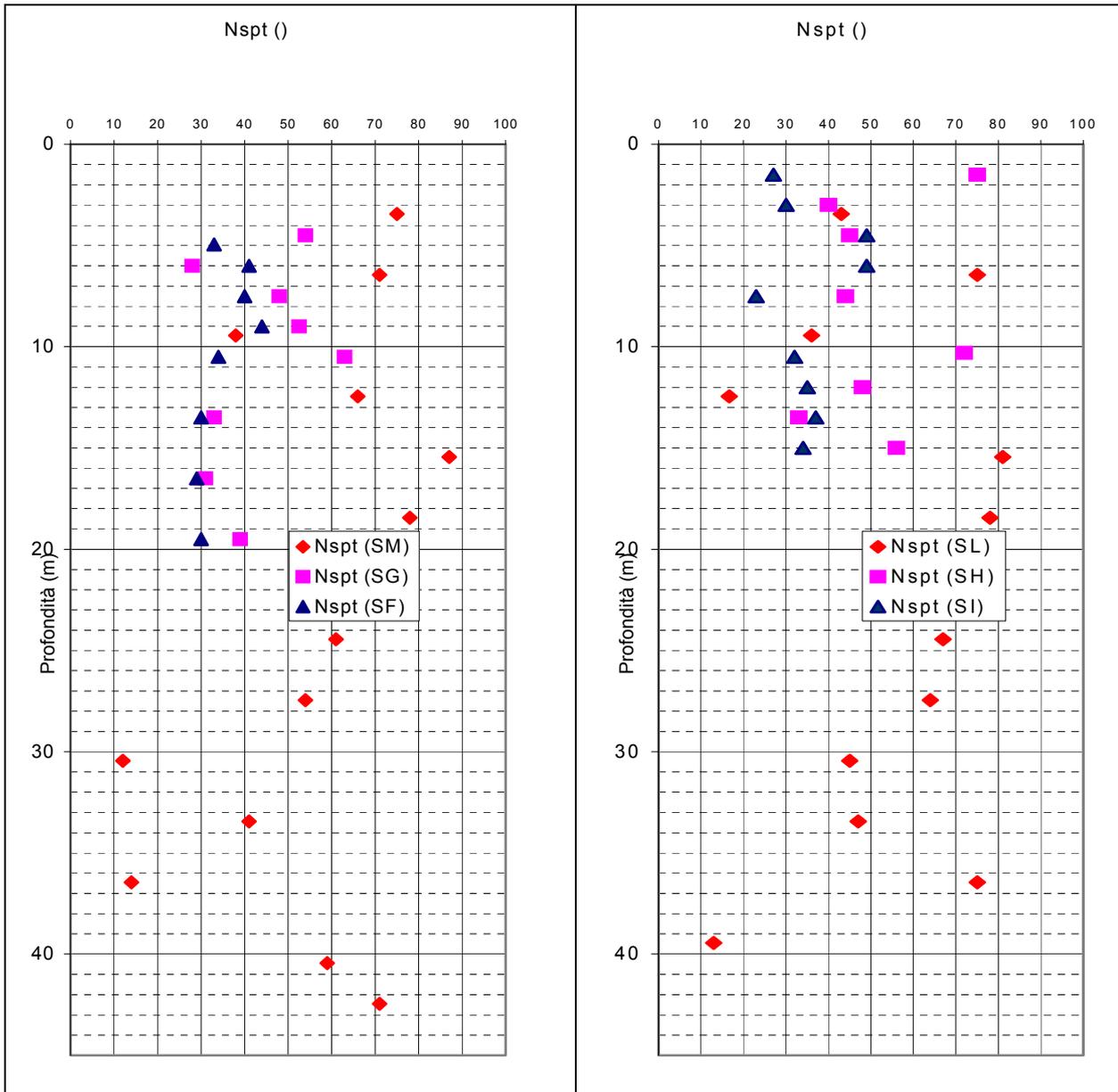


Figura 4 – Valori N_{SPT} (stratigrafie 1 e 2)

8.2.1 Terreni coesivi

c_u – Resistenza al taglio non consolidata non drenata

Relativamente ai sondaggi, per la valutazione della coesione non drenata ci si è avvalsi della correlazione proposta dal "Design Manual for Soil Mechanics", valida per argille in genere:

$$c_u \text{ (kg / cm}^2\text{)} = 0,125 \cdot N_{spt}$$

In alternativa, lo stesso valore è stato calcolato mediante la formula proposta da Shioi & Fukui, valida per argille di media e alta plasticità:

$$c_u \text{ (kg / cm}^2\text{)} = 0,05 \cdot N_{spt}$$

I valori ottenuti, con entrambe le correlazioni, sono riportati in Figura 5 e 6. Come si può osservare le due correlazioni restituiscono valori molto diversi tra di loro. Ritenendo che la correlazione proposta dal “Design Manual for Soil Mechanics” fornisce valori troppo elevati, ai fini della determinazione dei valori di c_u , in modo cautelativo, sono stati considerati quelli derivati dall’utilizzo del metodo di Shioi & Fukui.

M – Modulo edometrico

Il modulo edometrico è stato valutato in base alla formula di Stroud e Butler:

$$M \text{ (kg / cm}^2\text{)} = 5 \cdot N_{spt}$$

che ha restituito i valori riportati in Figura 5 e 6.

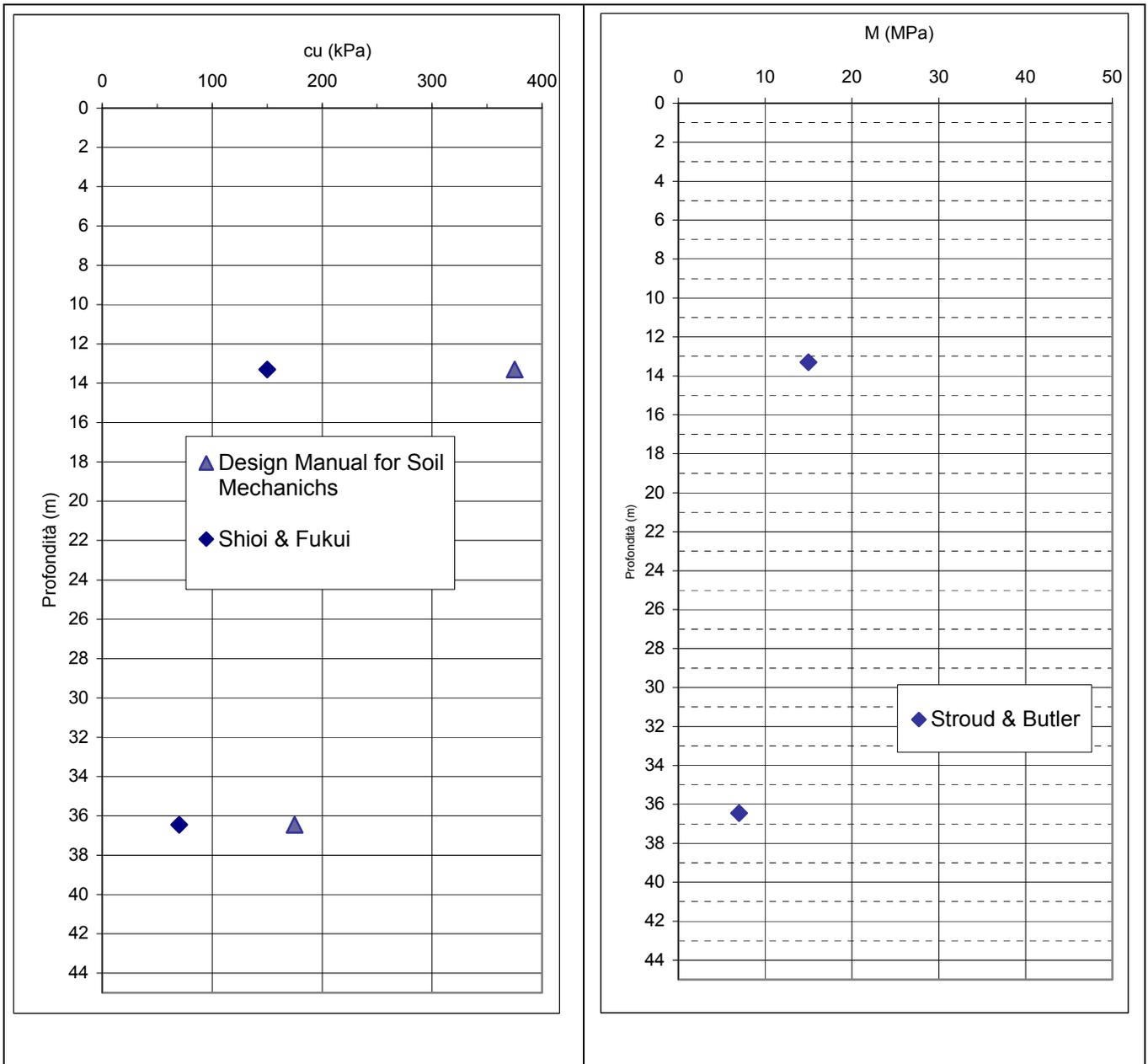


Figura 5 – Valori di c_u ed M da prove SPT (Stratigrafia 1)

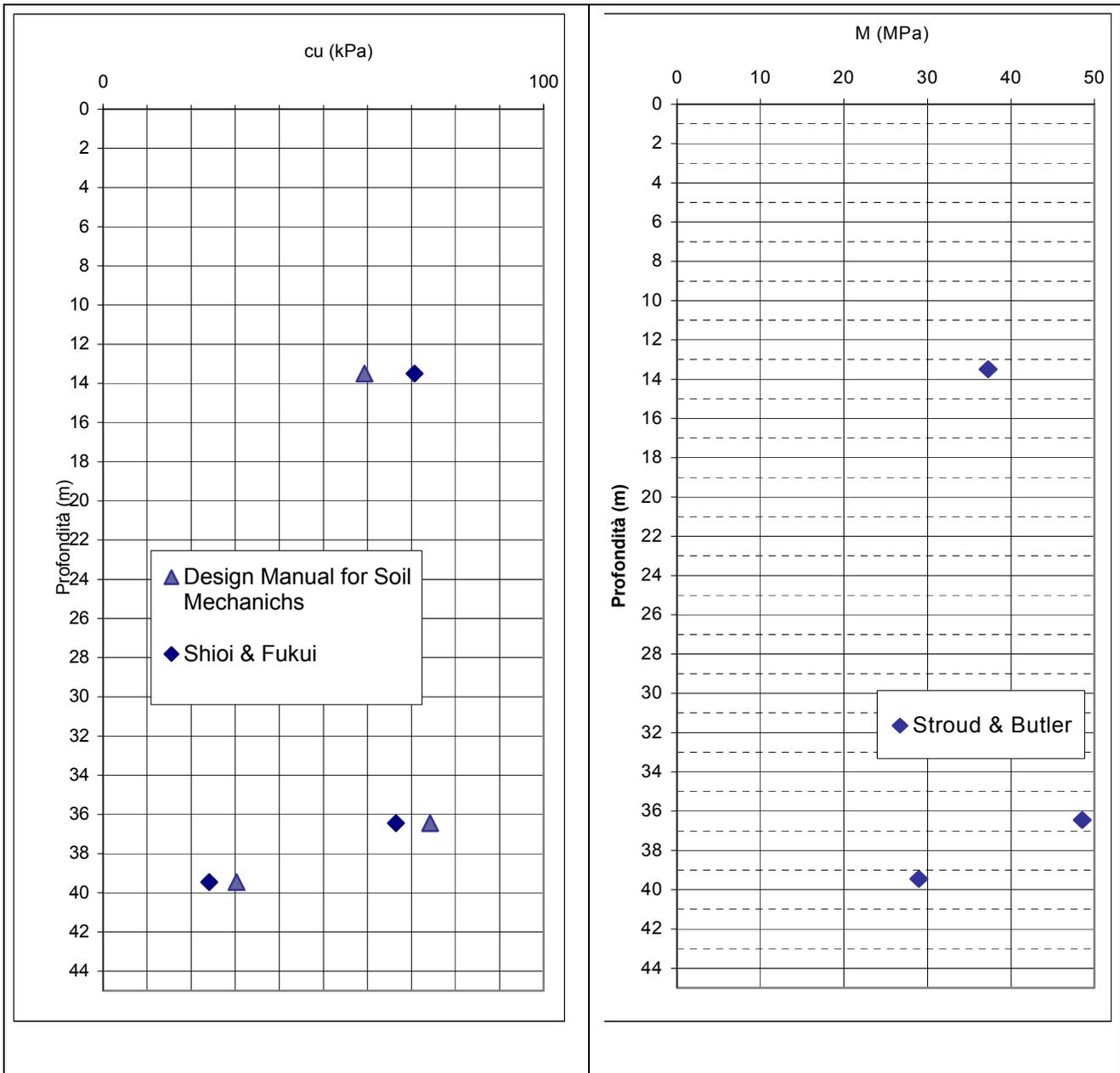


Figura 6 – Valori di c_u ed M da prove SPT (Stratigrafia 2)

8.2.2 Terreni granulari

DR – Densità relativa

La densità relativa è stata stimata attraverso la correlazione di Bazaraa (1967):

$$D_R^2 = \frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4,1 \cdot \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0,732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R^2 = \frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3,24 + 1,024 \cdot \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 0,732 \text{ kg/cm}^2$$

come mostrato in Figura.

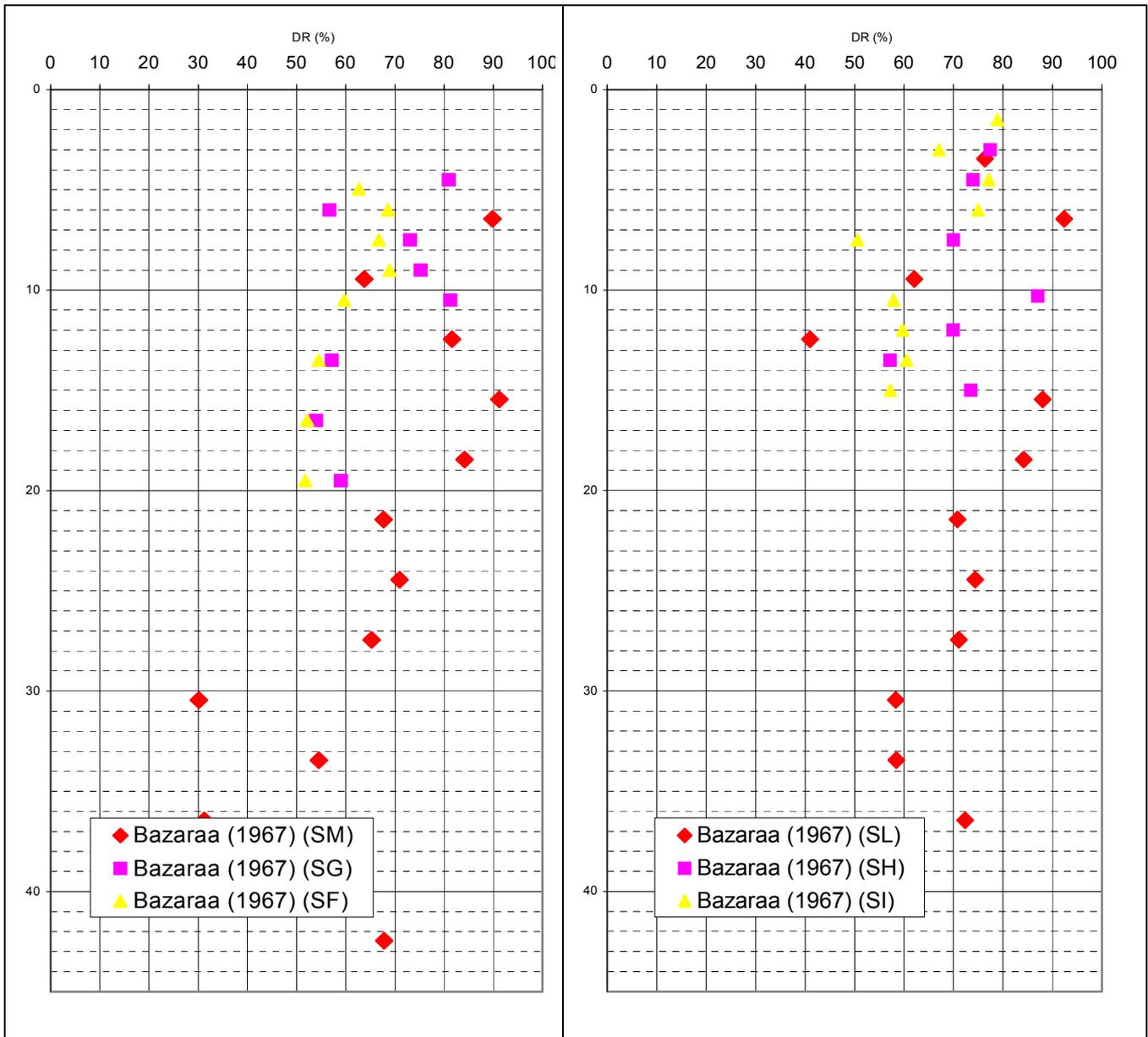


Figura 7 – Valori di D_R da prove SPT

ϕ' – Angolo di attrito

La stima dell'angolo di attrito di picco ϕ' è stata svolta utilizzando due correlazioni, i cui risultati sono riportati in Figura.

La prima è quella proposta da Schmertmann (1978) per sabbia grossa:

$$\phi' = 34,5 + 0,10D_R$$

La seconda è la correlazione di Shioi e Fukuni (1982), per terreni a grana grossa:

$$\phi' = \sqrt{15N} + 15$$

Come si può osservare, le correlazioni forniscono valori molto simili tra di loro.

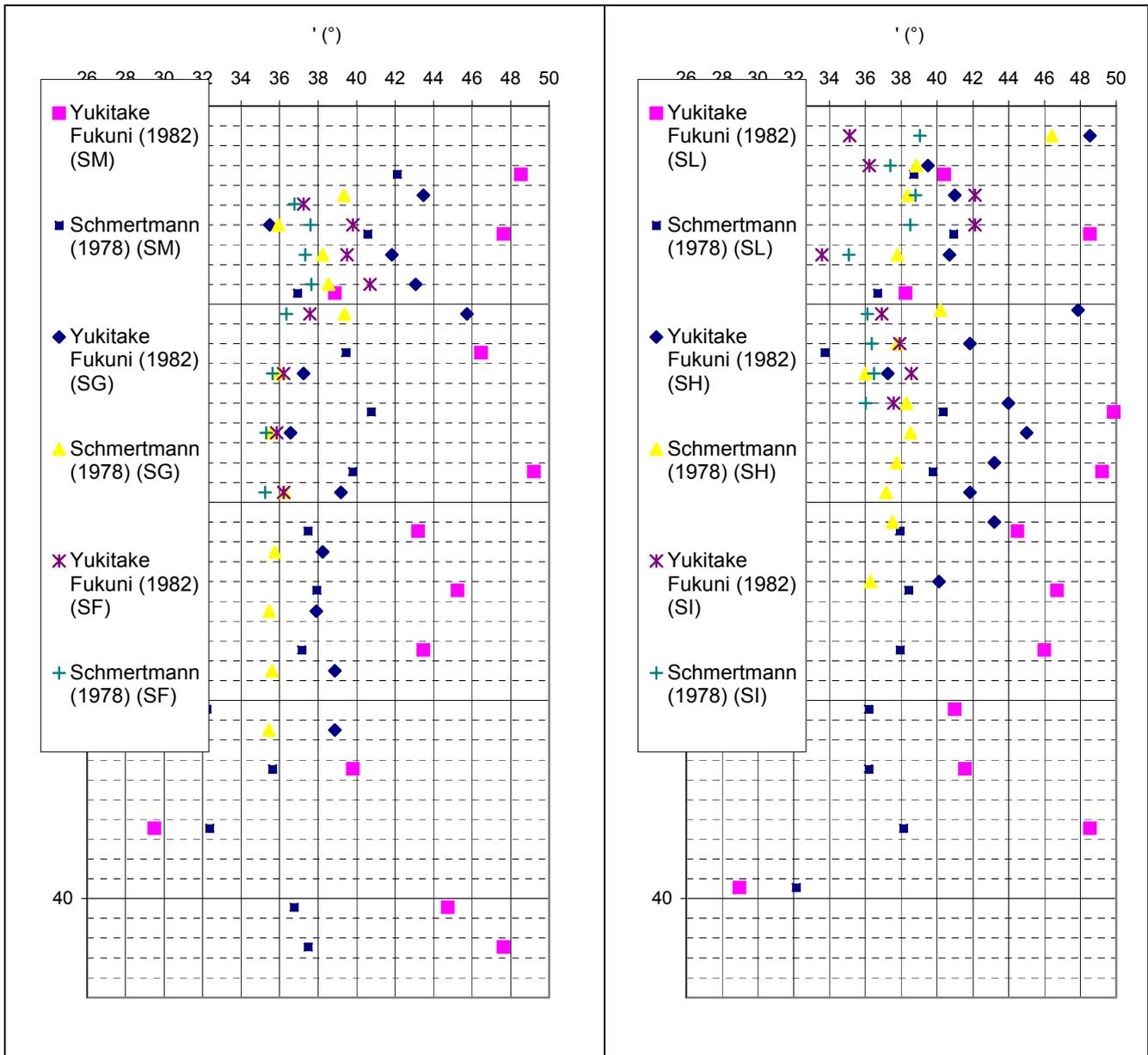


Figura 8 – Valori di ϕ' da prove SPT

Modulo di deformabilità

Analogamente, per un confronto, sono state utilizzate due differenti correlazioni:

Correlazione di Stroud

Nel ricavare una correlazione fra il valore del numero dei colpi ed il modulo di deformabilità dei terreni a grana grossa, Stroud (1989) ha utilizzando numerosi dati sperimentali raccolti in sito, relativi ai cedimenti misurati su fondazioni superficiali, fondazioni su travi rovesce e su platee e da prove di carico su piastra, Stroud ha riconosciuto l'importanza del livello di

deformazione, trovando una correlazione fra il rapporto E' / N_{60} e q / q_{ult} , dove q è la pressione applicata al terreno dalla fondazione e q_{lim} è la pressione limite del terreno.

Per terreni normoconsolidati e sovraconsolidati, applicando un coefficiente di sicurezza pari a 3, alla pressione limite (ovverosia $q_{netta} / q_{ult} = 1/3$), una ragionevole approssimazione viene raggiunta con la correlazione:

$$\frac{E'}{N_{60}} = 1 \text{ (MPa)}$$

Occorre comunque, tenere presente che essendo il comportamento dei terreni non lineare, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Correlazione di Jamiolkowski et al. (1988)

In alternativa al metodo indicato da Stroud, nel caso di problematiche di cedimento di fondazioni superficiali e di utilizzo delle note espressioni ricavate dalla teoria dell'elasticità, per aree di carico rettangolari o circolari rigide, il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a quello corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura.

In accordo a tale assunzione, Jamiolkowski et al. (1988), hanno proposto le seguenti correlazione:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N \quad \text{in } kg/cm^2 \text{ per terreni normoconsolidati}$$

$$E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N \quad \text{in } kg/cm^2 \text{ per terreni sovraconsolidati}$$

La figura 9 riporta i valori del modulo di deformabilità ricavato mediante le due correlazioni avendo considerato, per quella proposta da Jamiolkowski et al., il caso di terreni normoconsolidati. Si può notare che le due correlazioni forniscono valori alquanto diversi del modulo di deformabilità. Tenendo conto dei dati in letteratura sui valori di deformabilità dei terreni di fondazione si ritiene più cautelativa la correlazione proposta da Jamiolkowski et al..

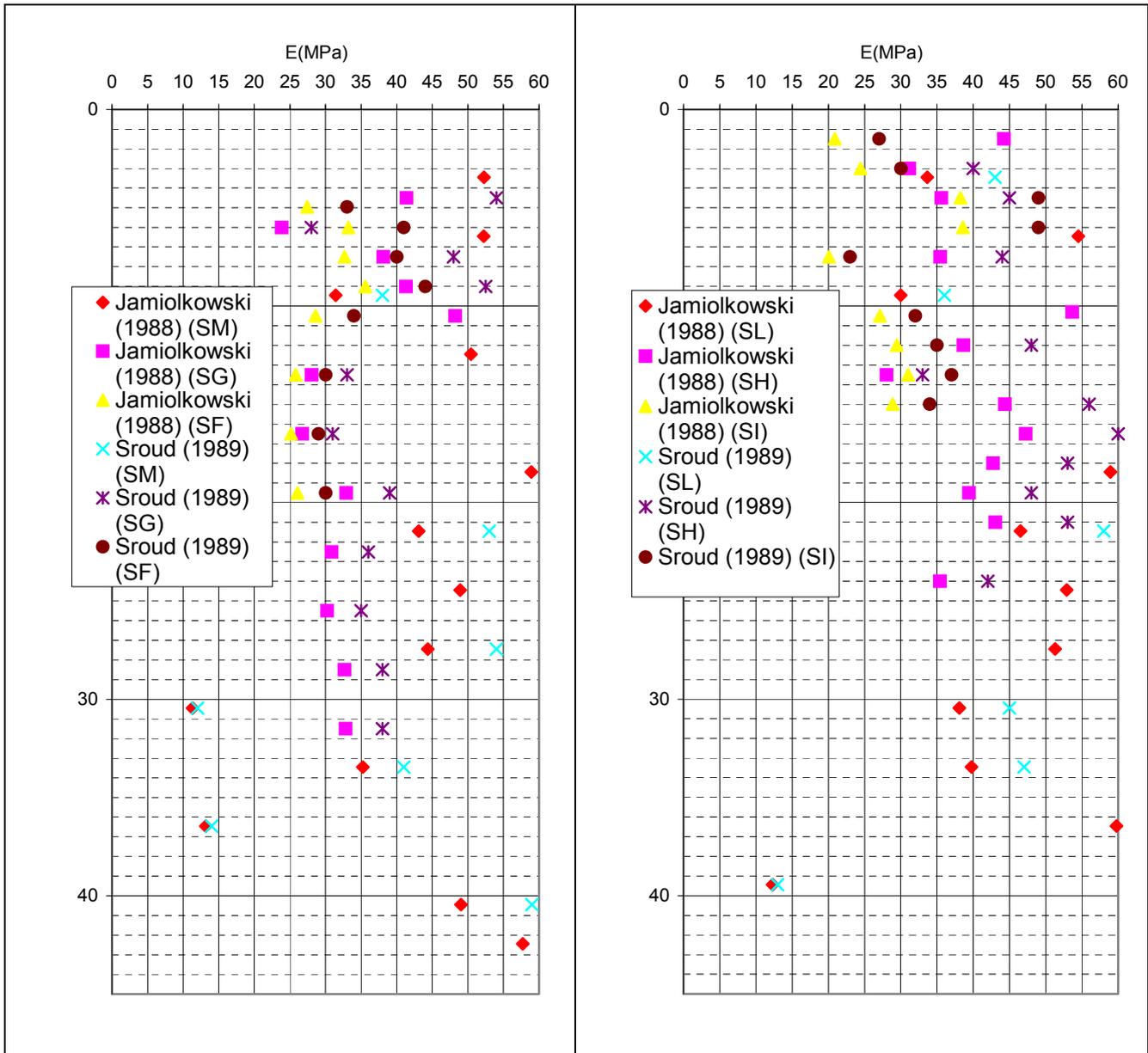


Figura 9 – Valori di E da prove SPT

G – Modulo di taglio

Secondo la relazione proposta da Otha e Goto (1978), il modulo di taglio G può essere determinato mediante la seguente formula:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (v_s)^2$$

con

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

v_s = velocità delle onde di taglio in m/s ricavata attraverso la formula

$v_s = C_s \cdot (N_{60})^{0,171} \cdot z^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G$ (vedi Tabella 6)

N_{60} = valore di N_{SPT} corrispondente alla percentuale di energia trasmessa pari al 60 %, nella pratica si usa il valore N_{SPT} di prova, in cui normalmente il valore dell'energia è di poco superiore.

Dove:

Tabella 8 – Coefficienti utilizzati per la determinazione del modulo di taglio secondo Otha e Goto (1978)

C_s	Costante empirica = 67,30
z	Profondità da piano campagna (m)
f_A	Fattore dipendente dall'età geologica del deposito $f_A = 1$ per depositi olocenici $f_A = 1,3$ per depositi pleistocenici
f_G	Fattore dipendente dalla granulometria del deposito $f_G = 1,45$ per le ghiaie $f_G = 1,15$ per le sabbie ghiaiose $f_G = 1,14$ per le sabbie grossolane $f_G = 1,07$ per le sabbie medie $f_G = 1,09$ per le sabbie fini

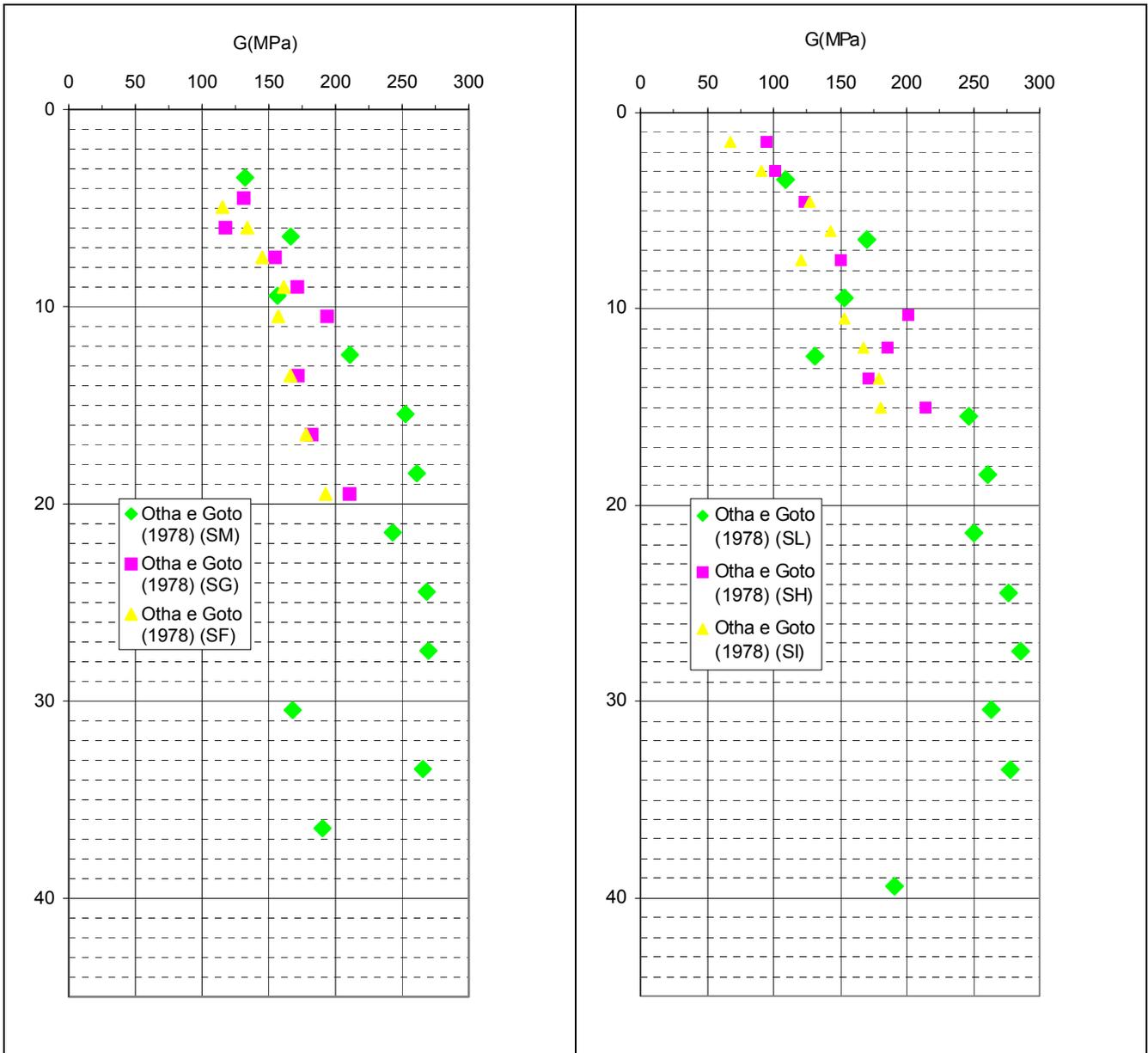


Figura 10 – Valori di G da prove SPT

9 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

9.1 Parametri geotecnici per il calcolo delle opere di fondazione

Per i parametri geotecnici di progetto per la stima dei parametri di progetto da applicare nelle verifiche geotecniche, il Cap. 6.2 delle NTC riferito alla Progettazione Geotecnica definisce nella Tabella 6.2 i seguenti coefficienti parziali alla luce dell'approccio di progetto adottato:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1.0	1.0

Sulla base delle correlazioni scelte per determinare i parametri geotecnici utilizzando i risultati delle prove SPT (terreni granulari) e delle prove di laboratorio (terreni coesivi), le figure 4-10 riportano i valori della densità relativa, della coesione, dell'angolo di resistenza al taglio ed il modulo di deformabilità relativi ai diversi sondaggi presi in considerazione. Sulla base di tali valori, la seguenti tabelle, riepilogano i parametri geotecnici per la progettazione delle opere di fondazione. Tenendo conto dei dati geotecnici disponibili sono state adottate due stratigrafie, una per ogni sponda del fiume, ed una relativa alla parte in alveo assumendo parametri geotecnici cautelativi di seguito riportati.

Parametri geotecnici

Stratigrafia 1 Lato Cremona (Quota: 78.68 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa	[MPa]
Ghiaia	0	11	>50	38	40	150			
Sabbia	11	24.5	>50	38	27	210			
Ghiaia e sabbia	24.5	28.6	>50	38	30	240			
Sabbia	28.6	33	>50	35	30	260			
Limo	33	39.8		30			22.4	12.8	7
Sabbia	39.8	48.2	>50	35	32	270			
Limo	48.2	50		32			22.4	12.8	7
Sabbia	50	57.8	>50	35	32	270			
Limo	57.8	60	>50	32			22.4	12.8	8

Stratigrafia 1A Alveo fiume Adda (Quota: 78.51 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa	[MPa]
Ghiaia	0	9	>50	38	40	150			
Sabbia	9	35	>50	38	27	210			
Limo	35	37.50		30			22.4	12.8	7
Sabbia	37.50	40	>50	35	30	260			
*Sabbia	40	48.2	>50	35	32	270			
*Limo	48.2	50		32			22.4	12.8	7
*Sabbia	50	57.8	>50	35	32	270			
*Limo	57.8	60	>50	32			22.4	12.8	8

Stratigrafia 2 Lato Lodi (Quota: 86.73 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	Φ'	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa]	[MPa]
Rilevato	0.00	9.00	40	38	40				
Ghiaia	9.00	21.00	>50	38	40	190			
Sabbia	21.00	29.00	>50	37	35	250			
Ghiaia	29.00	37.00	>50	38	45	260			
Limo	37.00	45.00		30			67	8.4	29
Sabbia	45.00	53.00	>50	37	40	270			
Limo	53.00	54.00		32			67	21	29
Sabbia	54.00	57.20	>50	37	40	360			
Limo	57.20	60.00		32			67	21	29

9.2 Parametri geotecnici per rilevati

I parametri geotecnici e i coefficienti di spinta caratteristici e di progetto da utilizzarsi per i materiali da rilevato come previsti nel C.S.A. vengono riportati nella seguente tabella

Carratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	γ_n	γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} + 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_P) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

In cui:

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarico;
K_{0k}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{0M1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{0M2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Ak}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Pk}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

10 PREPARAZIONE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI

10.1 Generalità

Nel presente capitolo sono definiti i valori minimi degli scotici e bonifici da adottarsi in corrispondenza dei tracciati stradali per preparare il piano di lavoro per la realizzazione dei rilevati e delle trincee.

Inoltre è fornita un'indicazione sul numero di passaggi di rullo statico da 80 - 100kN necessari a preparare, ed eventualmente compattare, il piano di posa dei rilevati.

10.2 Scotico e bonifica

Si definisce:

- **scotico:** la rimozione di una porzione di terreno superficiale, atta ad eliminare il terreno vegetale, radici di alberi, arbusti ed ogni elemento vegetale interrato dalle aree su cui vengono fondati i rilevati.
- **bonifica:** è intesa la rimozione di materiale superficiale (in aggiunta allo scotico) atta ad eliminare terreni dalle scarse proprietà meccaniche e ad assicurare la necessaria rigidità al piano di fondazione dei rilevati. Gli strati di materiale granulare posti in sostituzione del materiale scotico e bonificato dovranno essere messi in opera seguendo le stesse prescrizioni adottate per i rilevati.

Il criterio su cui si basa la definizione dello spessore di scotico e bonifico è fondato preliminarmente sulla tipologia (granulare/coesivo) del materiale di sottofondo e l'individuazione dello spessore di terreno vegetale desunto con i pozzetti esplorativi ed i sondaggi geognostici.

Considerando le seguenti categorie di terreno di sottofondo:

G - Materiali granulari : in cui la percentuale di Limo + Argilla è inferiore o uguale al 20%;

G/C - Materiali granulari/coesivi: in cui la percentuale di Limo + Argilla è compresa tra il 20 ed il 35%;

C/G - Materiali coesivi/granulari: in cui la percentuale di Limo + Argilla è compresa tra il 35 ed il 50%;

C - Materiali coesivi: in cui la percentuale di Limo + Argilla è uguale o superiore al 50%.

Il criterio per dimensionare lo spessore di scotico e bonifico varia in relazione alla categoria di terreno del sottofondo, ed in particolare:

- **per terreni di sottofondo granulari o granulari/coesivi (G o G/C):**

- Scotico, si assume un valore di scotico fisso lungo tutto l'asse stradale pari a 30cm;
- Bonifico, spessore variabile tra zero e la porzione eccedente i 30cm dello strato di terreno vegetale, nel caso in cui questo sia superiore al valore di scotico sopra definito. Ovvero il bonifico provvederà a rimuovere l'eventuale parte di vegetale eccedente i primi 30 cm;
- Rullatura, se il valore di modulo di rigidezza M ottenuto dalla prova di carico su piastra è superiore a 15Mpa, si dovranno eseguire 1÷2 passate di rullo da 80÷100kN per regolarizzare il piano a cui si giunge con scotico+bonifico, altrimenti si dovranno realizzare 8÷10 passate di rullo avendo cura di modificare il grado di umidità delle terre fino a raggiungere il grado di umidità ottima prima di eseguire il compattamento. Gli strati di materiale granulare posti in sostituzione del materiale scoticato e bonificato dovranno essere messi in opera seguendo le stesse prescrizioni adottate per i rilevati
- **per i materiali di sottofondo coesivi o coesivi/granulari (C o C/G)**
- Scotico, Si assume un valore di scotico fisso lungo tutto l'asse stradale pari a 30cm;
- Bonifico, Si ottiene dalla somma di due termini
Bonifico = V + B, in cui:
V = spessore variabile tra zero e la porzione eccedente i 30cm dello strato di terreno vegetale, nel caso in cui questo sia superiore al valore di scotico sopra definito; ovvero V è l'eventuale parte di vegetale eccedente i primi 30 cm di terreno vegetale;

B = per materiali di sottofondo aventi modulo di rigidezza M ottenuto dalla prova di carico su piastra inferiore a 15 MPa, è lo spessore necessario per ottenere con il metodo del *Bi-strato* di Burmister (D.M.Burmister , 1945) un modulo di rigidezza alla quota d'imposta del rilevato pari a 15 MPa.

- Rullatura, si dovranno eseguire 1÷2 passate di rullo da 80÷100kN per regolarizzare il piano a cui si giunge con scotico + bonifico.

Gli strati di materiale granulare posti in sostituzione del materiale scoticato e bonificato dovranno essere messi in opera seguendo le stesse prescrizioni adottate per i rilevati.

Il criterio dei *due strati* (*Bi-strato*) formulato da Burmister (1943) è basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura, sovrapposti, uno di spessore finito s_1 ,

modulo di elasticità o di deformazione E_1 e coefficiente di Poisson μ_1 , l'altro seminfinito (terreno di sottofondo) con modulo elastico E_0 e coefficiente di Poisson μ_0 .

Il carico uniforme p si considera superficiale, distribuito su un'area circolare di raggio a .

Il cedimento al centro della piastra, risulta dalla relazione:

$$f = 1,5 \frac{pa}{E_0} F_1$$

Essendo F_1 una funzione dei due rapporti E_1/E_0 ed s/a , i cui valori possono ottenersi dalla seguente formula:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0,9 \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0,9 \frac{s}{a} \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissati lo spessore e il modulo elastico dello strato superficiale (strato di bonifica) e il modulo del terreno di sottofondo si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo di piastra, M_d , con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a 150 kPa agente su una piastra di diametro 30 cm.

Il modulo elastico del rilevato viene posto pari a 40 MPa.

11 VERIFICHE DI STABILITA'

11.1 Verifica alla liquefazione

Nel presente capitolo vengono condotte verifiche della suscettibilità dei terreni presenti nel sottosuolo al fenomeno della liquefazione sotto l'azione di un sisma di progetto.

Per i terreni a tessitura granulare prevalente e immersi in falda acquifera sono state condotte verifiche della attitudine alla liquefazione. Tale fenomeno è prodotto dalle azioni sismiche le quali possono indurre sovrappressioni idriche interstiziali ed annullare la resistenza al taglio trasformando il deposito come un fluido e predisporlo a deformazioni.

Le NTC-2008 stabiliscono i criteri per individuare gli scenari sismici, litologici, idrogeologici e geotecnici per i quali si può omettere la verifica alla liquefazione. Si tratta di situazioni in cui si accerta la sussistenza di almeno una delle seguenti circostanze:

eventi sismici attesi inferiori ad una magnitudo $M=5,0$;

accelerazioni massime attese al piano campagna, condizioni di campo libero senza manufatti, inferiori a $0,1 g$;

profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per contesto morfologico pianeggiante e strutture superficiali;

depositi costituiti da sabbie "pulite" con resistenza penetrometrica normalizzata ($N_{1(60)} > 30$, per prove penetrometriche statiche SPT, oppure $qc_{1N} > 180$ nel caso di prove penetrometriche statine CPT CPTU, entrambi normalizzate ad una pressione normale efficace di 100kPa (ovvero ricondotte al piano campagna e ad una pressione atmosferica);

distribuzione granulometrica del terreno che si pone all'esterno (in modo prevalente) di due curve granulometriche limite individuate rispettivamente per terreni con coefficiente di uniformità granulometria $U_c < 3,5$ e con $U_c > 3,5$.

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla individuazione dei parametri per verificare le condizioni 3, 4 e 5.

Qualora nessuna delle suddette condizioni risulti soddisfatta e nel sottosuolo indagato siano presenti estese e potenti lenti di sabbie in falda, le NTC-2008 richiedono la verifica del coefficiente di sicurezza alla liquefazione.

Per le verifiche è stata condotta una analisi preliminare sulla applicazione dei criteri di esclusione sopraccitati e considerando i seguenti fattori sismici e idrogeologici caratteristici dell'area in progetto:

magnitudo del sisma di progetto Momento magnitudo medio $M_w = 5,0$, desumibile dai valori di disaggregazione della pericolosità sismica per la probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni prodotta dall'INGV e consultabile al sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>;
falda freatica posta in fase di progetto tra -6 e -14 m dal piano campagna;
Sulla base dell'analisi preliminare sono richieste le verifiche alla liquefazione.

Metodologia e risultati

La verifica alla liquefazione è rispettata quando il valore di $FS > 1,0$.

La stratigrafia dell'immediato sottosuolo dell'area di intervento mostra la presenza di una di una coltre eluvio-colluviale e/o alluvionale, argilloso-limosa, da consistente a molto consistente.

Le caratteristiche stratigrafiche dei terreni presenti nell'area permettono pertanto di escludere l'instaurarsi di fenomeni di alterazione locale (liquefazione) delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni in concomitanza di eventi sismici e pertanto FS è da considerarsi sempre > 1 .

Ulteriore fattore che comporta l'esclusione di rischi di liquefazione è l'utilizzo di fondazioni profonde (pali/pozzi) per le opere d'arte maggiori.

11.2 Stabilità dei rilevati

Inquadramento Generale

Nel presente documento vengono condotte verifiche di stabilità dei rilevati e degli scavi secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM del 14 gennaio 2008.

Scopo delle verifiche

Scopo delle verifiche è di analizzare e quantificare:

- i cedimenti dei rilevati di nuova costruzione;
- il decorso dei cedimenti nel tempo;
- la stabilità globale dell'intervento;

In riferimento allo scopo ed al loro raggiungimento sono stati impiegati i metodi di calcolo e gli strumenti informatici riportati nella seguente tabella:

Tabella: Strumenti e metodiche utilizzati per il calcolo dei cedimenti

Verifica progettuale	Metodo di calcolo e strumento informatico
Cedimenti dei nuovi rilevati	Metodo bidimensionale semplificato o di Terzaghi
Cedimenti dei rilevati in allargò o sopralzo a quelli esistenti	Codice agli elementi finiti (PHASE 2)
Stabilità globale dell'intervento	Calcolo all'equilibrio limite (SLIDE)

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche sia dinamiche (sismiche).

Azioni sismiche

I carichi in condizioni sismiche sono stati computati in relazione a quanto definito dalla NTC-2008 e le forze orizzontali d'inerzia, dovute all'azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = \beta_s \times \frac{a_{max}}{g} \times W$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito riportato nella seguente tabella 7.11.II, in funzione della categoria di suolo;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- W = peso del materiale;
- g = accelerazione di gravità.

Si riporta nel seguito i valori del coefficiente riduttivo in funzione della categoria di suolo sismico, indicati nelle NTC-2008;

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le forze verticali sono state considerate pari a:

$$F_v = \pm 0,5 \times F_h$$

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito a_{max} è stata determinata con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_s \times S_t \times a_g$$

dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_t = coefficiente di amplificazione topografica.

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, in funzione del tipo di terreno e della categoria topografica rispettivamente.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

L’accelerazione orizzontale massima attesa su sito rigido a_g (come indicato negli allegati A e B alle NTC 2008) è stata determinata con riferimento ad una vita nominale dell’opera $V_n \geq 100$ anni, una classe d’uso IV ed uno stato limite ultimo salvaguardia della vita (SLV).

La classe di terreno per l’intero intervento di riqualificazione è del tipo D mentre per il coefficiente topografico si assume un T1=1,0.

Le NTC-2008 al § 3.2.4 stabilisce che nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell’azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC- 2008

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In analogia al caso dei ponti ed alle costruzioni stradali in genere, nelle espressioni sopraesposte per la valutazione dei carichi variabili nelle verifiche sismiche si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi sui rilevati un $\psi_{2j} = 0,2$. Ovvero sarà applicato sui rilevati un carico variabile dovuto al traffico pari a $20 \text{ kPa} * 1,3 * 0,2 = 5,2 \text{ kPa}$ sulla sede stradale.

Per i calcoli numerici agli elementi finiti e le analisi di stabilità globale all'equilibrio limite i valori di accelerazione sismica orizzontale e verticale sono direttamente inseriti nei codici di calcolo come coefficienti di incremento dei pesi propri dei materiali con direzione di applicazione tali da minimizzare i fattori di sicurezza di stabilità o accentuarne le deformazioni.

11.3 Cedimenti dei rilevati

Per la verifica dei rilevati in assenza di strutture esistenti si è adottato un approccio tipologico in relazione alla differente altezza che i rilevati assumono e del modello geotecnico assegnato sulla base delle sequenze stratigrafiche dei sondaggi di riferimento.

Cedimenti di nuovi rilevati

I cedimenti dei rilevati si manifestano per deformazione elastica e plastica del terreno e nel caso dei terreni poco permeabili (argille e limi), per il processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno, definito consolidazione. Il cedimento assoluto totale S prodotto dalla pressione indotta dal rilevato nel sottosuolo è dato dalla somma di tre componenti:

$$S = S_i + S_c + S_s$$

dove:

- S_i = cedimento immediato di tipo elastico, dovuto alla deformazione iniziale senza variazione di volume (prevalente nei terreni incoerenti, trascurabile in quelli coesivi);
- S_c = cedimento per consolidazione primaria, dipendente dalla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua e al ristabilirsi della pressione neutra iniziale u_0 (prevalente nei terreni coesivi poco permeabili e trascurabile in quelli incoerenti mediamente o molto permeabili);
- S_s = cedimento per consolidazione secondaria, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno (rilevante per argille organiche e torbe).
- Nel caso in esame i terreni soggetti a cedimento sono saturi e di natura coesiva, pertanto sono da prevedere cedimenti di lungo termine per consolidazione primaria e secondaria.

Per il calcolo del cedimento di un singolo strato di spessore H_0 si applica la seguente relazione:

$$S = H_0 \cdot \frac{\sigma_z}{E}$$

dove

H_0 = spessore dello strato i -esimo considerato;

E = modulo di deformazione;

σ_z = incremento di tensione esercitato dal carico applicato.

L'equazione utilizzata per il calcolo degli incrementi di pressione a diverse profondità al di sotto del rilevato stradale è quella proposta da Poulos e Davis (1974):

Il calcolo della distribuzione degli sforzi nel sottosuolo e dei cedimenti è stato realizzato con un foglio di calcolo secondo 2 altezze significative del rilevato (2 e 5 m), rappresentative della casistica geometrica presente nel tratto stradale

Il riassunto delle verifiche vengono riportate nella seguente tabella:

Tabella 9: cedimenti totali di nuovi rilevati :

H ril (m)	S - Cedimento (mm)	
	A	B
2,0	22,6	36,9
5,0	38,5	92,1

Il valore di S è comprensivo sia del cedimento immediato (Si) sia di quello di consolidazione primaria (Sc). Per il cedimento secondario che matura nel lunghissimo periodo si rimanda alla stima condotta in apposito capitolo più avanti nel testo.

Decorso dei cedimenti nel tempo

I cedimenti di tipo elastico sono anche definiti cedimenti nel breve periodo e maturano interamente entro il primo anno dall'inizio dei lavori

I cedimenti legati al processo della consolidazione primaria hanno un decorso nel tempo assai complesso, legato essenzialmente alla dissipazione della sovrappressione interstiziale che può richiedere talora tempi molto lunghi. Una loro stima diviene pertanto indispensabile per verificarne la compatibilità con i tempi costruttivi dell'opera.

I principi teorici adottati per la valutazione del decorso nel tempo si rifanno alla teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi ed al coefficiente di consolidazione primaria C_v .

Il tempo necessario perché si sviluppi una determinata percentuale del cedimento di uno strato coesivo, omogeneo e continuo, di spessore 2H (H = semispessore dello strato), drenante ad entrambi gli estremi, viene calcolato nell'ipotesi che il percorso di drenaggio dell'acqua interstiziale sia unicamente verticale (monodimensionale), e quindi il processo di consolidazione sia controllato, in termini di velocità di evoluzione, dal solo coefficiente di consolidazione c_v ipotizzato costante durante il processo. In tali ipotesi, il tempo t di consolidazione è dato dall'espressione:

$$t = \frac{H^2 \cdot T_v}{c_v}$$

dove:

- H = il semispessore dello strato coesivo;
- T_v = un coefficiente di tempo adimensionale già tabulato in letteratura in funzione del tipo di drenaggio dello strato (da entrambe i lati o un lato solo e dal diagramma delle pressioni interstiziali nello strato);
- c_v = coefficiente di consolidazione primaria.

La stima del valore di c_v è stata condotta utilizzando il metodo di Terzaghi e le curve cedimenti - radice dei tempi riportate sui certificati di laboratorio. La stima è stata fatta per almeno due incrementi di carico ed ha fornito i seguenti valori:

gradino di carico [kPa]	t_{50} [min]	C_v [cm ² /sec]
100	3	$1,6 \cdot 10^{-3}$
200	5	$6 \cdot 10^{-4}$

La stima dei tempi di decorso di cedimenti da consolidazione primaria S_c nel settore del Nuovo Ponte sul fiume Adda, considerando spessori metrici di materiali cedevoli composti da argille e limi, ha restituito i valori di deformazione residua ed ancora da maturare rispettivamente a 12 ed a 24 mesi dall'inizio del cantiere, rispettivamente pari a 6.4 e 2.5 mm

- consolidazione residua a 12 mesi: 31 %
- consolidazione residua a 24 mesi: 12 %

Tali entità si possono ritenere accettabili ai fini dell'esercizio dell'opera.

Cedimento per consolidazione secondaria

Il cedimento di consolidazione secondaria o creep è legato a un graduale e lento arrangiamento della struttura del terreno con una variazione dell'indice dei vuoti a tensione effettiva costante. L'entità può essere espressa attraverso la pendenza c_α della parte terminale della curva di consolidazione cedimento-logaritmo del tempo.

Il cedimento secondario viene valutato attraverso la relazione:

$$S_s = C_\alpha \cdot \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \log \frac{t}{t_{100}}$$

dove, oltre ai significati dei termini già indicati,

- t_{100} = tempo di completamento della consolidazione primaria;
- t = tempo in cui si intende stimare l'entità della consolidazione primaria;
- e_0 = indice dei vuoti iniziali.

Per la stima dei cedimenti secondari è stato adottato un valore medio di C_α derivato dai valori di c_c , Per derivare c_α dal c_c è stata utilizzata la correlazione empirica di Menri & Godlewski (1977) che definisce per i terreni inorganici il seguente rapporto:

$$\frac{c_\alpha}{c_c} = 0,05$$

pertanto si ottiene un valore di c_α da impiegare nella stima dei cedimenti secondari pari a:

$$c_\alpha = 0,00386$$

La stima dei cedimenti è stata proiettata nel futuro con un obiettivo temporale pari a 20 (t_{20}) e 50 (t_{50}) anni dal termine dei cedimenti primari (t_{100}).

Il calcolo ha fornito le seguenti entità indicative dei cedimenti totali per consolidazione secondaria:

Tabella 10: Cedimenti per consolidazione secondaria

t₁₀₀ (anni)	t₂₀	t₅₀
	ΔH (cm)	ΔH (cm)
5	3,1	3,8

11.4 Stabilità globale e locale dei rilevati

Nella verifica della stabilità globale dei rilevati si esegue il confronto tra il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d adottando l'**Approccio 1** con la **Combinazione 2**:

$$(A+M_2+R_2)$$

tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze elencati nelle tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC-2008 e di seguito riportati per completezza.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Sono state condotte verifiche sia in condizioni statiche sia in condizioni dinamiche.

Nei casi in esame l'azione di progetto E_d corrisponde al momento ribaltate M_r e la resistenza di progetto R_d al momento stabilizzante M_s ; la verifica viene quindi soddisfatta, considerando il fattore parziale γ_r sulla resistenza di progetto, se:

$$E_d \leq R_d \Leftrightarrow M_r \leq \frac{M_s}{\gamma_r}$$

E' stata esaminata sia la stabilità dei paramenti esterni del rilevato, sia la stabilità generale.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica). Per l'equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f) valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb-Coulomb.

I calcoli condotti nel seguito sono stati condotti con il metodo dei conci, sviluppato e modificato da Bishop il quale, tra i differenti metodi, risulta il più penalizzante.

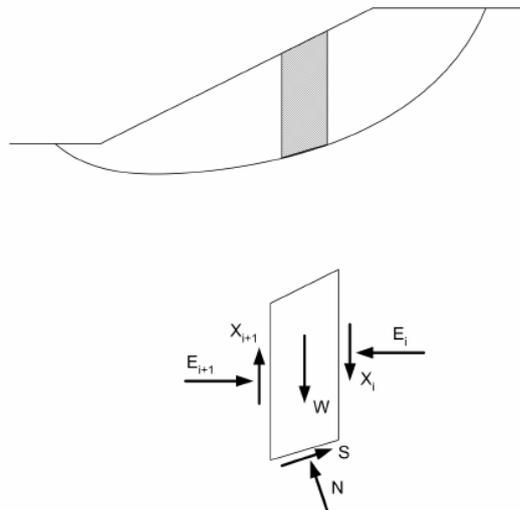


Figura 12: Schema delle forze considerate nel metodo dei conci

Nelle analisi statiche si è considerata la presenza sulla carreggiata stradale di un sovraccarico distribuito di 26 kN/m² e in condizioni dinamiche un sovraccarico pari a 5,2 KN/m².

Tabella: Riassunto dei coefficienti di sicurezza emersi dalle verifiche di stabilità globale dei rilevati

Fattore di sicurezza	
campo statico	campo sismico
1,61	1,44

11.5 Stabilità delle fondazioni dei rilevati

Le verifiche della capacità portante della stabilità delle fondazioni in campo statico o sismico dei rilevati sono implementate con miglior accuratezza nel modello che ricorre all'equilibrio allo stato limite di pendii in terra o di rilevati appena eseguito, essendo l'instabilità della

fondazione del rilevato associata ad una superficie di tipo circolare fortemente asimmetrica e approssimativamente implementabile con i classici modelli delle verifiche di capacità portante delle fondazioni (modello alla Prandtl - Terzaghi o le sue varianti, Meyerhof, Brinch.Hansen ecc.).

Considerato che in tutti i casi verificati il cerchio con coefficiente di sicurezza minore interessa il paramento esterno del rilevato o transita al piede, le superfici di rottura passanti sotto il piede e la fondazione del rilevato hanno valori maggiori di 1,1 e pertanto soddisfacenti.

12 TRATTAMENTO DEI MATERIALI DEGLI SCAVI

Gli scavi da realizzare nel presente progetto sono per la maggior parte individuabili in quelli necessari alla realizzazione delle opere fondali e di scotico. Per i campioni indisturbati prelevati in sito si è proceduto alla classificazione dei terreni secondo i gruppi individuati dal metodo HBR-AASHTO (CNR-UNI 10006). In base a tale classificazione risulta quanto segue:

- lo strato di riporto superficiale (circa primi 0.5m ma la variabilità è notevole) non risulta essere utilizzabile come materiale da rilevato poiché, come già accennato in precedenza, risulta avere caratteristiche meccaniche molto eterogenee, il suo utilizzo è consentito solo per lo strato corticale di rivestimento delle scarpate.
- il materiale di scavo utilizzabile per la realizzazione dei rilevati stradali, secondo le specifiche stabilite dal Capitolato Speciale d'Appalto, è per la maggior parte individuabile all'interno dell'unità geotecnica B e C composta da sabbie, ghiaie, sabbie limose e sabbie ghiaiose. In alternativa si potrà valutare la possibilità di prevedere il riutilizzo di altri materiali provenienti dagli scavi, secondo il giudizio sul materiale espresso dalla Direzione Lavori, anche previo trattamento con idoneo legante;
- in ogni caso il materiale di scavo, in particolar modo quello dello strato superficiale di riporto, prima dell'inizio dei lavori dovrà essere sottoposto ad indagini per stabilirne le caratteristiche chimico-fisiche, l'eventuale utilizzo e la destinazione;
- per la porzione di materiale da rilevato non disponibile dagli scavi eseguiti in cantiere si dovrà prevedere la fornitura di materiale proveniente da cave e da impianti di riciclo e trattamento.

13 TRATTAMENTO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METORICHE

In ragione della posizione dell'acquifero più superficiale all'interno del livello costituito da depositi ghiaiosi - sabbiosi, dotati di buona permeabilità, e alla vulnerabilità dello stesso alle contaminazioni si ritiene necessario controllare e trattare il carico inquinante.

La raccolta, il trattamento e la restituzione ai corpi idrici ricettori o la dispersione diretta nel substrato delle acque meteoriche di prima pioggia, che trasportano il dilavamento delle deposizioni secche, e degli eventuali sversamenti accidentali dovranno essere condotti in accordo alla normativa vigente.

14 VERIFICHE DI PORTANZA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

14.1 Pali di fondazione

Carico limite verticale

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. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$
$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

- Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ϵ_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ϵ_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

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

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

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, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5$ t/m²
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5$ t/m²

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5$ t/m²
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5$ t/m²
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5$ t/m²
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5$ t/m²

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4$ t/m²
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8$ t/m²
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12$ t/m²
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20$ t/m²
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20$ t/m²

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il

limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

CEDIMENTI

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

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

$l_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

14.1.2 Calcolo della portanza limite per i pali di fondazione previsti nel progetto

Di seguito si riportano i calcoli di portanza per i pali previsti nel progetto.

La quota di testa palo è la seguente:

Spalle $Q_{ts} = 79.335$ m s.l.m.

Pile $Q_{ts} = 73.70$ m s.l.m.

Le stratigrafie utilizzate per il calcolo dei pali sono quelle riportate nei paragrafi precedenti e nello specifico:

Spalla A stratigrafia 2 (Q= 86.73 m s.l.m.)

Spalla B stratigrafia 1 (Q= 78.68 m s.l.m.)

Pile stratigrafia 1A (Q= 78.51 m s.l.m.)

I metodi di calcolo delle portanze di punta e laterali sono quelli riassunti nel presente capitolo, di seguito si riportano la sintesi delle stratigrafie interessate ed i risultati del calcolo della portanza per i pali incidenti sulle spalle e le pile. Le portanze così calcolate vengono rielaborate come previsto al Cap. 7 del DM 14/01/2008

I pali si considerano sia per le pile che per le spalle completamente immersi in falda.

Diametri e lunghezze dei pali sono le seguenti:

Spalla A $\varnothing 1500$ mm L= 28.00 mt

Spalla B $\varnothing 1500$ mm L= 32.00 mt

Pile $\varnothing 1500$ mm L= 40.00 mt

14.1.2.1 Pali spalla A (lato Milano)

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..

Nr.	Hs	Peso unità di Volume (kN/m³)	Peso Unità di volume Saturo (kN/m³)	c (kN/m²)	Fi (°)	Alfa	Modulo elastico (MN/m²)	Descrizione litologica
1	1,61	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	40,00	RILEVATO
2	12,00	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	40,00	GHIAIA
3	8,00	20,00	21,00	0,00	37,00	0,00	35,00	SABBIA
4	8,00	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	45,00	GHIAIA

Carico limite (Berezantzev)

Diametro (m)	Lunghezza a (m)	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/(kN/m²)	Peso palo (immerso) (kN)	Carico limite punta (kN)	Carico limite laterale (kN)	Carico limite (kN)	Cedimento max (cm)
1,50	28,00	23,17	34,14	33/0,00	741,83	12835,22	6103,14	18938,36	4,49

Considerata la natura prevalentemente incoerente del materiale, la metodologia di realizzazione dei pali, l'interasse di posa degli stessi si considera l'efficienza della palificata pari all'unità come ampiamente documentato in letteratura.

Fatto salvo tale appunto verificata la portanza del palo maggiormente sollecitato è di conseguenza verificata l'intera palificata.

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

Resistenza nominale = $12835.22 + 6103.22 = 18938.36$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12835.22/1.40 = 9168$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 6103.14/1.21 = 5044$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 14212$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma = 9168/1 + 5044/1 = 14212$ KN

($\gamma=1$ sia per punta che laterale per i pali trivellati)

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

Resistenza nominale = $12835.22 + 6103.22 = 18938.36$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12835.22/1.40 = 9168$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 6103.14/1.21 = 5044$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 14212$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 9168/1.7 + 5044/1.45 = 8871$ KN ($\gamma_R=1.7$ per punta e 1.45 laterale)

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Resistenza nominale = $12835.22 + 6103.22 = 18938.36$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12835.22/1.40 = 9168$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 6103.14/1.21 = 5044$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 14212$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 9168/1.35 + 5044/1.15 = 11177$ KN ($\gamma_R=1.35$ per punta e 1.15 laterale)

14.1.2.2 Pali spalla B (lato Cremona)

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..

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	11,00	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	40,00	GHIAIA
2	13,50	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	27,00	SABBIA
3	4,10	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	30,00	GHIAIA SABBIOSA
4	4,40	20,00	21,00	0,00	35,00	0,00	30,00	SABBIA

Carico limite (Berezantzev)

Diametro (m)	Lunghezza a (m)	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/(kN/m ²)	Peso palo (immerso) (kN)	Carico limite punta (kN)	Carico limite laterale (kN)	Carico limite (kN)	Cedimento max (cm)
1,50	32,00	16,15	26,25	30/0,00	847,80	10227,13	7951,80	18178,93	5,94

Considerata la natura prevalentemente incoerente del materiale, la metodologia di realizzazione dei pali, l'interasse di posa degli stessi si considera l'efficienza della palificata pari all'unità come ampiamente documentato in letteratura.

Fatto salvo tale appunto verificata la portanza del palo maggiormente sollecitato è di conseguenza verificata l'intera palificata.

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

Resistenza nominale = 10227.13 + 7951.80 = 18178.93 KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 10227.13/1.40 = 7305$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 7951.80/1.21 = 6572$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 13877$ KN

Resistenza di progetto

Rd = Rck/γ = 7305/1+6572/1 = 13877 KN

(γ=1 sia per punta che laterale per i pali trivellati)

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

Resistenza nominale = $10227.13 + 7951.80 = 18178.93$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 10227.13/1.40 = 7305$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 7951.80/1.21 = 6572$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 13877$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 7305/1.7 + 6572/1.45 = 8829$ KN ($\gamma_R=1.7$ per punta e 1.45 laterale)

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Resistenza nominale = $10227.13 + 7951.80 = 18178.93$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 10227.13/1.40 = 7305$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 7951.80/1.21 = 6572$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 13877$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 7305/1.35 + 6572/1.15 = 11126$ KN ($\gamma_R=1.35$ per punta e 1.15 laterale)

14.1.2.3 Pali Pile in alveo

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..

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	4,19	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	40,00	GHIAIA
2	26,00	20,00	21,00	0,00	38,00	0,00	27,00	SABBIA
3	2,50	20,00	21,00	12,80	30,00	0,70	7,00	LIMO
4	2,50	20,00	21,00	0,00	35,00	0,00	30,00	SABBIA
5	8,20	20,00	21,00	0,00	35,00	0,00	32,00	SABBIA

Carico limite (Berezantzev)

Diametro (m)	Lunghezza a (m)	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/(kN/m ²)	Peso palo (immerso) (kN)	Carico limite punta (kN)	Carico limite laterale (kN)	Carico limite (kN)	Cedimento max (cm)
1,50	40,00	15,86	25,73	30/0,00	1059,75	12546,97	12380,32	24927,29	4,63

Considerata la natura prevalentemente incoerente del materiale, la metodologia di realizzazione dei pali, l'interasse di posa degli stessi si considera l'efficienza della palificata pari all'unità come ampiamente documentato in letteratura.

Fatto salvo tale appunto verificata la portanza del palo maggiormente sollecitato è di conseguenza verificata l'intera palificata.

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

Resistenza nominale = 12546.97 + 12380.32 = 24927.29 KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12546.97/1.40 = 8962$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 12380.32/1.21 = 10232$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 19194$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma = 8962/1 + 10232/1 = 19194$ KN ($\gamma=1$ sia per punta che laterale per i pali trivellati)

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

Resistenza nominale = $12546.97 + 12380.32 = 24927.29$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12546.97/1.40 = 8962$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 12380.32/1.21 = 10232$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 19194$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 8962/1.7 + 10232/1.45 = \mathbf{12328}$ KN ($\gamma_R = 1.7$ per punta e 1.45 laterale)

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Resistenza nominale = $12546.97 + 12380.32 = 24927.29$ KN

Resistenza caratteristica_{punta} = $Q_p/\xi_p = 12546.97/1.40 = 8962$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica_{fusto} = $Q_l/\xi_l = 12380.32/1.21 = 10232$ KN (10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale = $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 19194$ KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma_R = 8962/1.35 + 10232/1.15 = 15536$ KN ($\gamma_R = 1.35$ per punta e 1.15 laterale)

14.1.2.4 Verifica max cedimento differenziale sotto carico

Il cedimento differenziale massimo per cui viene calcolato l'impalcato è stato assunto pari a allo 0.2 ‰ della luce ovvero pari a $0.2/1000 * 93.08 = 1.86$ cm

I cedimenti differenziali sotto carico limite tra spalle e pile sono:

Spalla A – Pila 1 = $4.49 - 4.63 = -0.14$ cm

Pila 1 – Pila 2 = $4.63 - 4.63 = -0.00$ cm

Pila 2 – Spalla B = $4.63 - 5.94 = -1.31$ cm

In tutte le campate i cedimenti differenziali a carico limite sono inferiori al valore per cui è stato calcolato l'impalcato.

14.1.2.5 Giudizio motivato sulle prestazioni del sistema fondale del nuovo ponte

Le fondazioni su pali garantiscono entro ampi margini di sicurezza le prestazioni minime nei confronti degli stati limiti indagati.

In particolare si è scelto un approccio molto cautelativo al fine di limitare i cedimenti differenziali tra spalle e pile ed avere ampi margini di sicurezza nei confronti della portanza in modo tale da assorbire eventuali criticità che dovessero nascere in sede di realizzazione del sistema fondale oppure dovute a parziali scalzamenti del piede della fondazione con conseguente perdita di parte della portanza laterale.

Tutto ciò considerato si ritiene che le fondazioni per come sono state dimensionate siano in grado di garantire le prestazioni richieste.

14.2 Fondazioni a pozzo

Per il dimensionamento delle fondazioni a pozzo si è fatto riferimento a quanto riportato nel libro "Prontuario interattivo di geotecnica n. 4" di Tiziano Collotta, edito da Dario Flaccovio Editore.

L'algoritmo di calcolo utilizzato è stato sviluppato al fine di poter mettere in conto, nell'ambito di uno schema di interazione alla Winkler, la non linearità del comportamento dei terreni. E' così possibile sfruttare gli elevati moduli di deformabilità associabili a bassi livelli di deformazioni indotte, caratteristici di livelli di sollecitazione lontani dalle condizioni di rottura.

Il pozzo viene considerato come un prisma di rigidità infinita, a base rettangolare o quadrata, sollecitato in testa da un sistema di forze esterne verticali, orizzontali e di momento (N , M , T) e dalle reazioni del terreno (R_i), lungo il fusto e alla base (per sezioni circolari si considera la sezione quadrata equivalente).

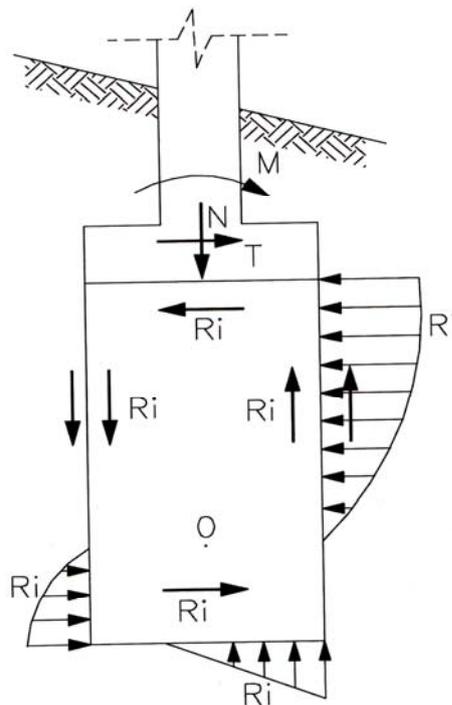


Fig. 1
Azioni e reazioni agenti sui pozzi di fondazione

Tenendo conto della stratificazione, il pozzo viene suddiviso in conci (rettangolari o quadrati) secondo lo schema riportato in figura:

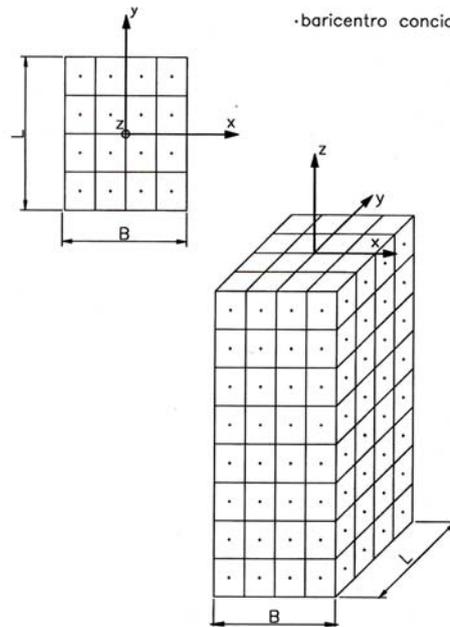


Fig. 2
 Schema di suddivisione in concii del pozzo

Al centro di ciascun concio sono collocate le molle di reazione del terreno.

CARATTERISTICHE DELLE MOLLE DI REAZIONE DEL TERRENO

Le molle di reazione del terreno lungo il fusto sono caratterizzate da una componente normale e da una componente tangenziale, di attrito. La componente di attrito ha direzione verticale lungo le facce di monte e di valle del pozzo e direzione orizzontale sulle facce laterali.

Le molle di reazione del terreno alla base sono caratterizzate dalla sola componente normale.

La legge che governa il comportamento della componente normale delle molle di reazione del terreno è di tipo *elastico non lineare plastico*. Il modulo di reazione di Winkler secante è:

$$\frac{k_w}{k_{wo}} = \frac{1}{(1 + K \cdot p / p_u)}$$

dove:

- k_w modulo di reazione di Winkler secante corrispondente al grado di mobilitazione indotto della reazione del terreno (FL⁻³)
- k_{wo} modulo di reazione di Winkler corrispondente a gradi di mobilitazione piccolissimi della reazione normale (FL⁻³)
- p reazione del terreno mobilitata (FL⁻²)
- p_u reazione limite del terreno (FL⁻²)

K costante empirica funzione del tipo di terreno (-)

La presente formula consente di valutare automaticamente per ciascun concio i valori del modulo di reazione più appropriati.

Per la stima del valore della costante K si può fare riferimento a quanto riportato in Stroud (1988) sulla base dei risultati sperimentali riportate nelle figure di seguito ottenuti su opere in vera grandezza:

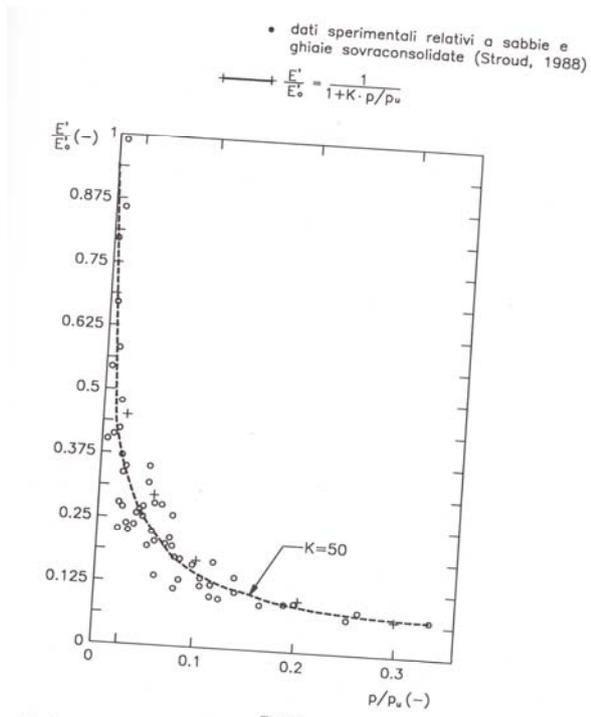


Fig. 3
 Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione
 SABBIE E GHIAIE SOVRACONSOLIDATE

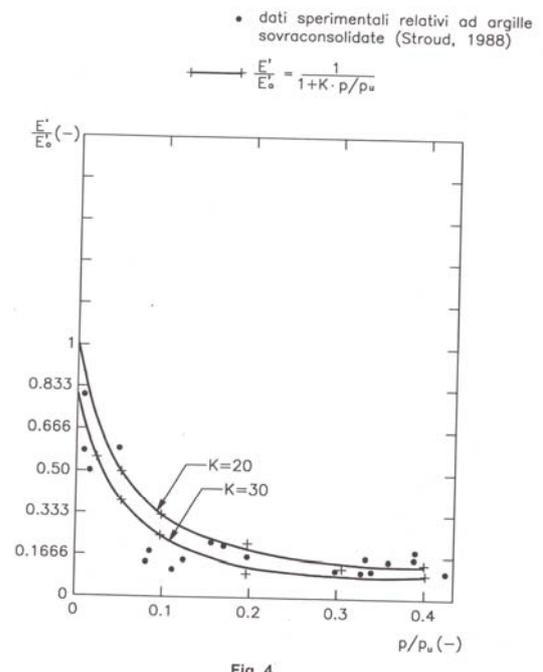


Fig. 4
 Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione
 ARGILLE SOVRACONSOLIDATE

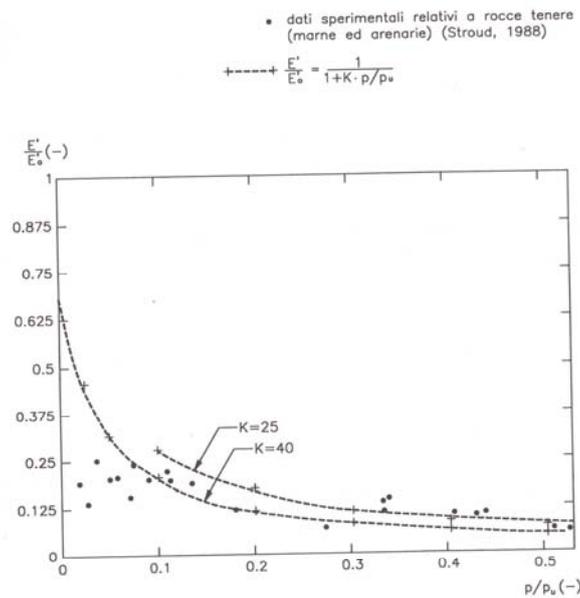


Fig. 5
 Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione
 ROCCE TENERE (marne ed arenarie)

Il legame tra il modulo di reazione di Winkler (k_w) e il modulo di Young (E) del terreno è ottenuto in prima approssimazione facendo ricorso alle soluzioni basate sulla teoria dell'elasticità relative ai casi di:

- Aree di forma rettangolare sottoposte a carico uniforme (a) in dir. orizzontale
- Fondazioni rigide di forma circolare superficiali sottoposte a carichi verticali (b1) e momenti (b2)
- Fondazioni rigide di forma circolare poggianti in profondità sottoposte a carichi verticali (c)

(di seguito si riportano i grafici relativi ai casi sopra esposti)

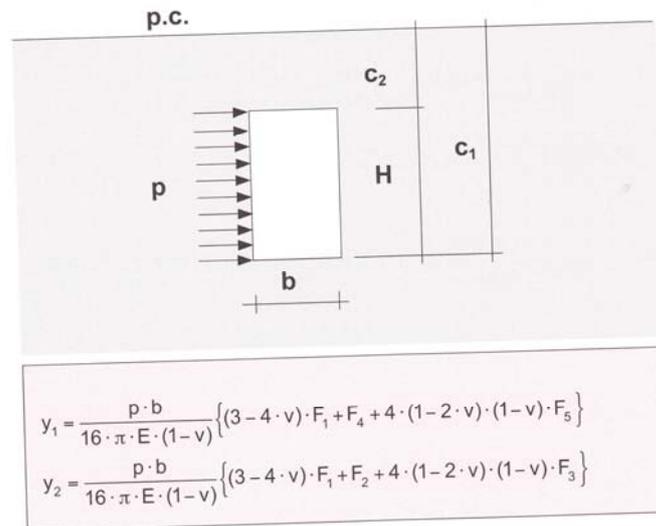


Fig. 6a
 Valutazione dello spostamento orizzontale alla sommità (y_1) e alla base (y_2) di un'area rettangolare, disposta verticalmente all'interno del semispazio omogeneo e isotropo, sottoposta ad un carico orizzontale uniforme (Poulos-Davis, 1974; Douglas-Davis, 1964)

$$F_1 = -(k_1 - k_2) \ln \left[\frac{k_1 - k_2}{2 + \sqrt{4 + (k_1 - k_2)^2}} \right] - 2 \ln \left[\frac{2}{(k_1 - k_2) + \sqrt{4 + (k_1 - k_2)^2}} \right]$$

$$F_2 = 2 \ln \left[\frac{2(k_1 + \sqrt{1 + k_1^2})}{(k_1 + k_2) + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}} \right] + (k_1 + k_2) \ln \left[\frac{2 + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{(k_1 + k_2)} \right] - k_1^2 \left[\frac{\sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{(k_1 + k_2)} - \frac{\sqrt{1 + k_1^2}}{k_1} \right]$$

$$F_3 = -2k_1 \ln \left[\frac{k_1}{1 + \sqrt{1 + k_1^2}} \right] + (k_1 + k_2) \ln \left[\frac{(k_1 + k_2)}{2 + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}} \right] - \ln \left[\frac{(k_1 + k_2) + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{2(k_1 + \sqrt{1 + k_1^2})} \right] +$$

$$+ \frac{(k_1 + k_2)}{4} \left[\sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2} - (k_1 + k_2) \right] - k_1 \left(\sqrt{1 + k_1^2} - k_1 \right)$$

$$F_4 = -2 \ln \left[\frac{2(k_1 + \sqrt{1 + k_1^2})}{(k_1 + k_2) + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}} \right] + (k_1 - k_2) \ln \left[\frac{2 + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{(k_1 + k_2)} \right] + k_2^2 \left[\frac{\sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{(k_1 + k_2)} - \frac{\sqrt{1 + k_2^2}}{k_2} \right]$$

$$F_5 = -2k_2 \ln \left[\frac{k_2}{1 + \sqrt{1 + k_2^2}} \right] + (k_1 + k_2) \ln \left[\frac{(k_1 + k_2)}{2 + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}} \right] - \ln \left[\frac{(k_1 + k_2) + \sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2}}{2(k_2 + \sqrt{1 + k_2^2})} \right] -$$

$$- \frac{(k_1 + k_2)}{4} \left[\sqrt{4 + (k_1 + k_2)^2} - (k_1 + k_2) \right] - k_2 \left(k_2 - \sqrt{1 + k_2^2} \right)$$

$$k_1 = \frac{2 \cdot c_1}{b}$$

$$k_2 = \frac{2 \cdot c_2}{b}$$

Fig. 6b
 Valutazione dello spostamento orizzontale alla sommità (y_1) e alla base (y_2) di un'area rettangolare, disposta verticalmente all'interno del semispazio omogeneo e isotropo, sottoposta a un carico orizzontale uniforme (Poulos-Davis, 1974; Douglas-Davis, 1964)

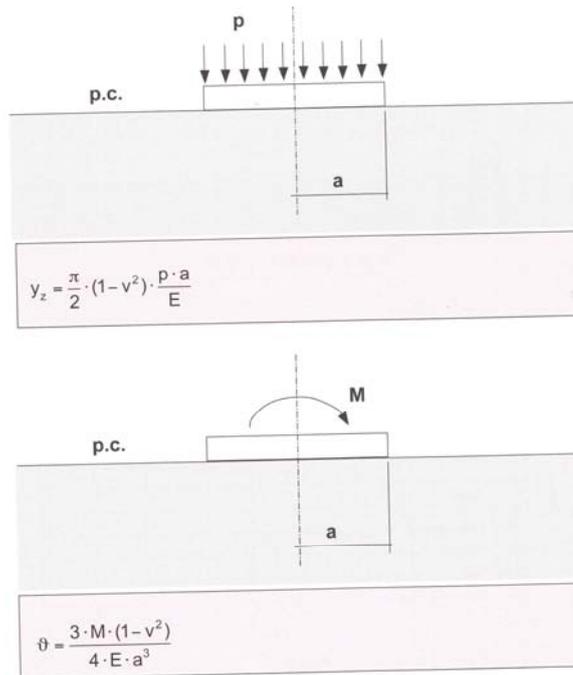


Fig. 7
 Valutazione dello spostamento verticale y_z e della rotazione ϑ per una fondazione rigida circolare, superficiale, poggiante su semispazio omogeneo e isotropo, sottoposta a carichi verticale o a momento (Poulos-Davis, 1974; Muki, 1961; Borowicka, 1943)

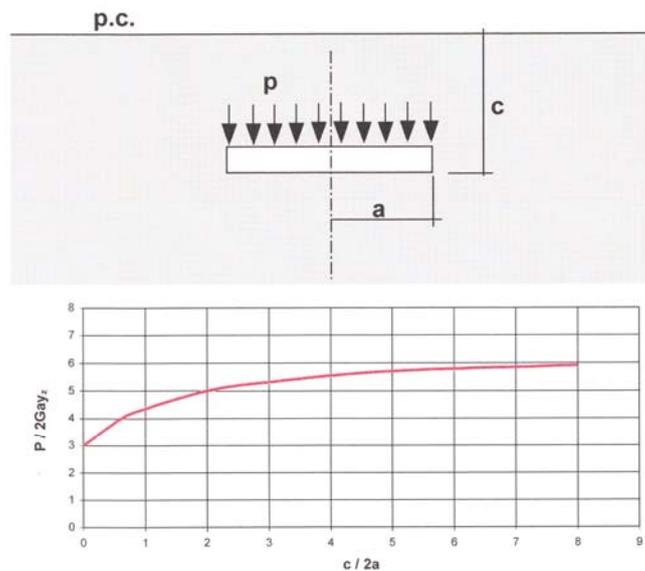


Fig. 8
 Valutazione del cedimento verticale y_z per una fondazione rigida di forma circolare, poggiate in profondità sul semispazio omogeneo e isotropo, sottoposta a carico verticale uniforme (Poulos-Davis, 1974; Butterfield-Banerjee, 1971)

Nel caso di pozzi soggetti a rilevanti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni lungo il fusto e alla base è di tipo triangolare, i coefficienti di Winkler valutati con le soluzioni di cui ai punti a) e c) dovrebbero essere moltiplicati per un coefficiente pari a 2.5, valore che si deduce dal confronto delle soluzioni b1) e b2).

Nel caso di pozzi soggetti a modesti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni alla base è di tipo rettangolare o trapezoidale, a favore di sicurezza, i coefficienti di Winkler per la base valutati con la soluzione di cui al punto c) non sono amplificati.

REAZIONI LIMITE LUNGO IL FUSTO

Ipotesi: materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza a taglio non drenata c_u)

La reazione limite p_u lungo il fusto del pozzo in condizioni drenate e non drenate si può valutare con le espressioni di Brinch Hansen, 1961:

$$p_u = (\sigma'_v K_q + c' K_c) i_\theta$$

$$p_u = c_u K_c i_\theta$$

dove:

σ'_v pressione verticale efficace alla generica profondità (FL^{-2})

- c' intercetta di coesione, in termini di sforzi efficaci (FL^{-2})
- K_q coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di attrito (-)
- K_c coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di coesione (-)
- i_θ coefficiente amplificativo funzione dell'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale (si veda Kubo, 1965 e Awoshika-reese, 1971)

Valutazione del coefficiente K_q

$$K_q = K_{q,0} + K_{q,inf} \alpha_q z/B / (1 + \alpha_q z/B)$$

dove:

- $K_{q,0}$ coefficiente tridimensionale di spinta passiva dovuto al peso del terreno, alla quota piano campagna
 $e^{(0.5\pi+\phi)\tan\phi} \cos\phi \tan(45+0.5\phi) - e^{-(0.5\pi-\phi)\tan\phi} \cos\phi \tan(45-0.5\phi)$
- $K_{q,inf}$ coefficiente tridimensionale di spinta passiva dovuto al peso del terreno, a grande profondità
 $N_c d_{c,inf} K_0 \tan\phi$
- ϕ angolo di attrito del terreno
- K_0 coefficiente di spinta a riposo pari a $1 - \sin\phi$
- $\alpha_q = (K_{q,0} - K_0 \sin\phi) / ((K_{q,inf} - K_{q,0}) \sin(45+0.5\phi))$
- z profondità generica da piano campagna
- B larghezza del pozzo

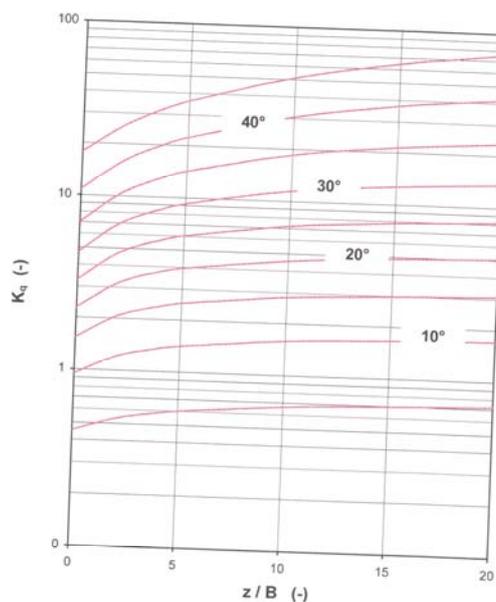


Fig. 9
 Coefficiente di spinta passiva tridimensionale K_q
 (Brinch-Hansen, 1961)

Valutazione del coefficiente K_c

$$K_c = K_{c,0} + K_{c,inf} \alpha_c z/B / (1 + \alpha_c z/B)$$

dove:

- $K_{c,0}$ coefficiente tridimensionale di spinta passiva dovuto alla coesione, alla quota piano campagna
 $(e^{(0.5\pi+\phi)\tan\phi} \cos\phi \tan(45+0.5\phi) - 1) \cot\phi$
- $K_{c,inf}$ coefficiente tridimensionale di spinta passiva dovuto alla coesione, a grande profondità
 $N_c d_{c,inf}$
- N_c $= (e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45+0.5\phi) - 1) \cot\phi$
- ϕ angolo di attrito del terreno
- K_0 coefficiente di spinta a riposo pari a $1 - \sin\phi$
- α_c $= 2 \sin(45+0.5\phi) K_{c,0} / (K_{c,inf} - K_{c,0})$
- z profondità generica da piano campagna
- B larghezza del pozzo
- $d_{c,inf}$ coefficiente di profondità, a grande profondità pari a $1.58 + 4.09 \tan^4\phi$

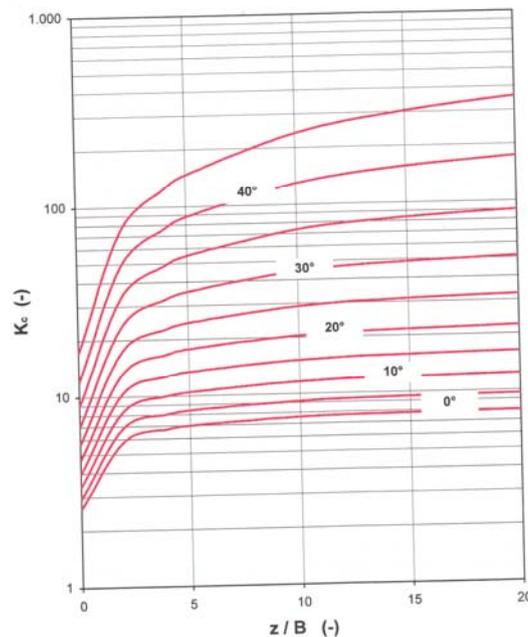


Fig. 10
 Coefficiente di spinta passiva tridimensionale K_c
 (Brinch-Hansen, 1961)

REAZIONI LIMITE ALLA BASE

Ipotesi: materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' e coesione c') o di Tresca (resistenza a taglio non drenata c_u)

Le reazioni limite p_{LIM} esercitabili dalle terre alla base del pozzo in condizioni drenate e non drenate si possono valutare con le espressioni di Brinch Hansen, 1970.

Le reazioni limite risultano di compressione. Se gli spostamenti alla base del pozzo sono tali da generare sforzi di trazione in corrispondenza di un generico concio, la reazione in tale concio è posta pari a zero.

CARATTERISTICHE DELLA COMPONENTE TANGENZIALE DELLE REAZIONI DEL TERRENO

Le molle di attrito sui lati del pozzo sono rappresentate da una bilatera. La bilatera è definita dal valore limite τ_{lim} dell'aderenza laterale esercitabile tra pozzo e terreno e dal valore dello spostamento critico y_{crit} in corrispondenza del quale si ha la completa mobilitazione dell'aderenza laterale limite.

La bilatera è assunta identica in direzione verticale e orizzontale.

I valori di τ_{lim} e di y_{crit} possono essere ricavati dalle indicazioni di letteratura relative a pali trivellati (Collotta, 2004; Reese-Sullivan, 1977; Reese-O'Neill, 1988; Sullivan-Reese-Fenske, 1979).

VALUTAZIONE DEL REGIME DI SPINTE DOVUTO A COLTRI INSTABILI ALLA SOMMITA' DEL POZZO

Se il pozzo è realizzato in un versante caratterizzato dalla presenza di coltri instabili, si possono verificare due situazioni progettuali diverse:

CASO A: Il pozzo è elemento di stabilizzazione del versante, in combinazione con pozzi adiacenti distanziati l'uno dall'altro in modo da consentire l'instaurarsi di un effetto arco fra i pozzi stessi

In questo caso la spinta agente sul pozzo è quella corrispondente alla forza necessaria per stabilizzare il cuneo instabile a monte del pozzo. La forza stabilizzante è quella in grado di garantire al cuneo un coefficiente di sicurezza FS nei confronti della stabilità globale ≥ 1 . In genere si assumono valori più conservativi, pari a $FS > 1.15-1.20$ in condizioni statiche e $FS > 1.05-1.10$ in condizioni sismiche.

La forza stabilizzante si può calcolare con i metodi classici dell'equilibrio limite, alla Jambu, Bishop o simili.

CASO B: Il pozzo è un elemento isolato di fondazione all'interno del versante caratterizzato dalla presenza di una coltre instabile

In questo caso il materiale di copertura può fluire intorno al pozzo (elemento isolato e fisso) caricandolo con spinte la cui entità dipende dall'entità dei movimenti stessi. Il massimo valore di spinta, associabile a spostamenti dell'ordine di 8-10 cm, è quello corrispondente al regime di spinta passiva.

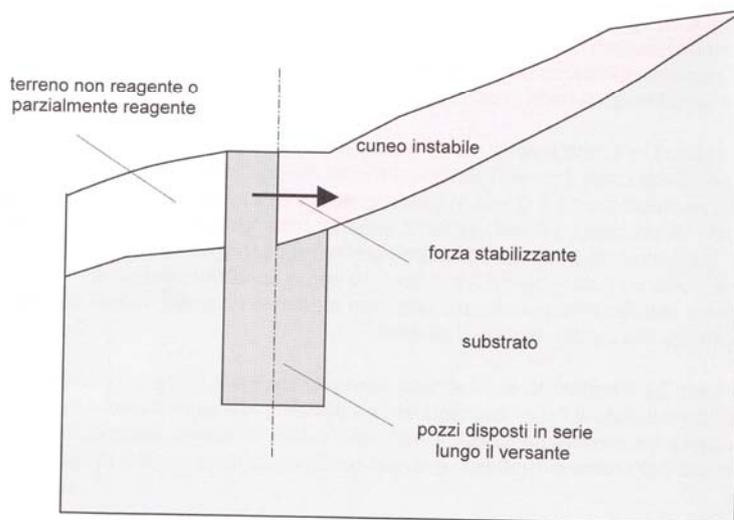


Fig. 11
 Valutazione della forza stabilizzante
 del cuneo instabile a monte del pozzo

VALUTAZIONE DEL REGIME DI SPINTE DOVUTO A COLTRI INSTABILI PER PIANO CAMPAGNA INCLINATO

Nel caso specifico, la spinta passiva tridimensionale può essere valutata utilizzando le espressioni:

$$S_{\beta} = S_{\beta 0} (1 + \tan \beta) \quad \text{per } \phi' = 0$$

$$S_{\beta} = S_{\beta 0} S_{p\beta} / S_{p\beta 0} \quad \text{per } c' = 0$$

essendo:

β angolo di inclinazione del pendio sull'orizzontale

S_{β} spinta passiva tridimensionale con piano campagna inclinato (F)

$S_{\beta 0}$ spinta passiva tridimensionale con piano campagna orizzontale, valutata col metodo di Brinch-Hansen (1961)(F)

- Sp β spinta passiva piana e piano campagna inclinato, valutata (ad esempio) col metodo della teoria di Caquot-Kerisel (1948)(F)
- Sp β_0 spinta passiva piana e piano campagna orizzontale, valutata (ad esempio) col metodo della teoria di Caquot-Kerisel (1948)(F)

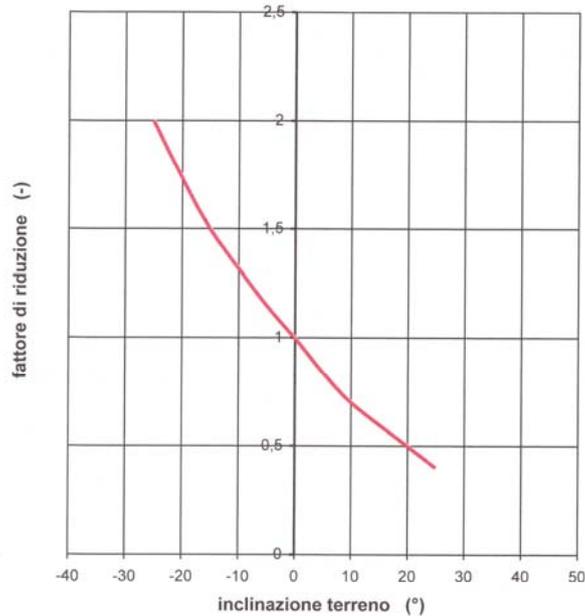


Fig. 12
Fattore di amplificazione della spinta per effetto dell'inclinazione del piano campagna

VALUTAZIONE DEL REGIME DI SPINTE DOVUTO A COLTRI INSTABILI PER CONDIZIONI SISMICHE

La spinta passiva tridimensionale in condizioni sismiche può essere valutata utilizzando l'espressione:

$$S_{\text{sismica}} = S_{\text{statica}} S_{pMo} / S_{pC}$$

essendo

- S_{statica} spinta passiva tridimensionale in condizioni statiche, valutata col metodo di Brinch-Hansen (1961)(F)
- S_{pMo} spinta passiva piana in condizioni statiche, valutata col metodo di Mononobe (1929) e Okabe (1926) (F)
- S_{pC} spinta passiva piana in condizioni statiche, valutata col metodo della teoria di Coulomb (F)

PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Il calcolo di un pozzo di lunghezza e diametro prefissati, sollecitato da un sistema di forze esterne definito e agente alla quota intradosso del plinto di fondazione (comprensivo dell'eventuale spinta delle terre dovuta a materiali instabili), è eseguito per iterazioni successive in base allo schema seguente:

- Imposizione di uno spostamento verticale e di una rotazione attorno al centro di rotazione di primo tentativo
- Valutazione degli spostamenti normali e tangenziali indotti in corrispondenza del baricentro di ogni concio in cui è suddiviso il pozzo
- Valutazione delle reazioni normali e tangenziali lungo il fusto e alla base del pozzo in funzione degli spostamenti calcolati al punto precedente. Per i valori dei moduli di reazione di Winkler all'inizio si fa riferimento ai valori k_{wo}
- Verifica delle condizioni di equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione attorno al centro di rotazione; se la verifica non è soddisfatta, il calcolo di cui ai punti precedenti viene ripetuto per altri valori degli spostamenti verticali e delle rotazioni o variando la posizione del centro di rotazione, fino a convergere
- Valutazione del grado di mobilitazione p/p_u in corrispondenza di ogni concio in cui è suddiviso il pozzo e verifica di congruenza con i moduli di reazione. Se i moduli di primo tentativo non sono congruenti con il grado di mobilitazione indotto, la procedura di cui ai punti precedenti viene ripetuta fino a convergere.

Il calcolo per lo stesso pozzo può essere ripetuto amplificando le forze esterne (N, M, T) inclusa l'eventuale spinta delle terre per fenomeni di instabilità, per un medesimo coefficiente moltiplicativo, via via crescente. Si può così determinare il coefficiente di sicurezza a rottura, quando in tutti i conci in cui è suddiviso il pozzo si raggiungono le condizioni p/p_u e τ/τ_{lim} uguali al 100%.

Il software utilizzato presuppone l'inserimento e la definizione di alcuni parametri all'inizio:

- **Geometria:** si considerano pozzi a forma rettangolare. Nel caso di pozzi circolari, la sezione va ricondotta a sezione quadrata di pari area.

La testa del pozzo può non coincidere con il piano campagna, la cui inclinazione è tenuta in conto nella valutazione delle pressioni limite orizzontali e nella capacità portante limite di base.

Si può considerare la presenza o meno di uno strato non reagente a valle del pozzo.

E' possibile scegliere la larghezza dei conci in cui suddividere la superficie del pozzo.

Il pozzo è considerato come elemento rigido

Il software prevede anche la possibilità di considerare il contributo delle forze di attrito che si sviluppano lungo le superfici laterali del pozzo per effetto delle deformazioni (spostamenti orizzontali, verticali e rotazioni). In particolare si sviluppano forze di attrito in direzione verticale sulle superfici di monte e di valle del pozzo, forze orizzontali e verticali sulle superfici laterali. L'introduzione di un coefficiente moltiplicativo α_T consente di ridurre il contributo delle forze di attrito orizzontali.

- **Il terreno:** per effettuare l'analisi del pozzo bisogna conoscere i parametri di resistenza a taglio in termini di sforzi e/o efficaci (ϕ' , c') e/o totali (c_u).

In presenza di argille sovraconsolidate le verifiche vanno effettuate sia con i parametri di resistenza in termini di sforzi totali (verifiche a breve termine) sia con riferimento ai parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci (verifiche a lungo termine) non potendo stabilire a priori quale sia la condizione critica.

Per la stima degli spostamenti orizzontali e verticali è importante la determinazione dei moduli elastici iniziali. Tali valori sono determinati mediante le prove di tipo geofisico, quali prove cross-holes o down-hole.

Il terreno può essere schematizzato con un numero massimo di strati pari a 8. A ciascun strato si può associare:

- a. Legge di variazione del modulo elastico iniziale E_0 . Si possono usare le leggi seguenti:

$$E_0 = \text{cost}$$

$$E_0 = K_E * z$$

$$E_0 = E_{0,0} + K_E * z$$

- b. Legge di variazione della pressione orizzontale ultima. Si possono usare le leggi seguenti:

$$p_u = \text{cost}$$

$$p_u = K_{pu} * z$$

$$p_u = P_{u,0} + K_{pu} * z$$

- c. Valore della resistenza dell'attrito laterale limite e il valore dello spostamento critico per cui tale resistenza è mobilitata

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha c_u < 100 \text{ Kpa}$$

α = coeff. riduttivo pari a:

= 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_u > 75$ kPa;
AGI [1984]);

c_u = coesione non drenata

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi),$$

K= rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in
prossimità del palo/pozzo.

K = 0.7 in compressione

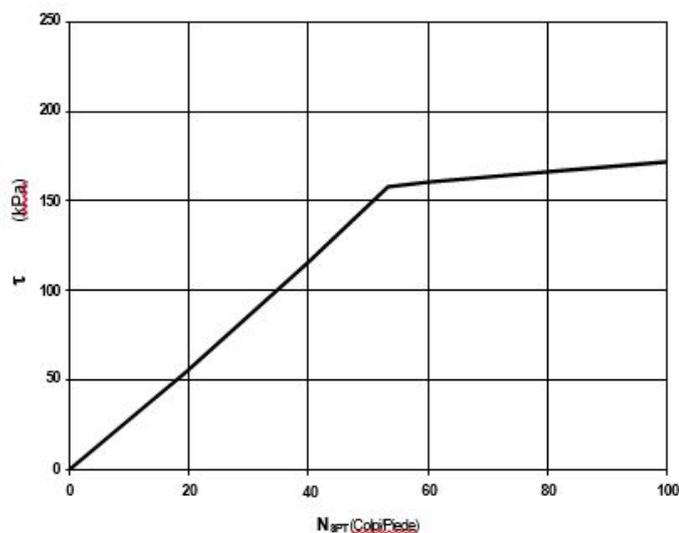
K = 0.5 in trazione

σ'_v pressione geostatica verticale efficace;

ϕ angolo di attrito

Per i pali trivellati ed i pozzi di fondazione deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica: $\tau_{LIM} < \tau = f(\text{NSPT})$

In Figura illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{LIM} ed il valore di NSPT.



Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(\text{NSPT})$ (Wright-Reese [1977])

d. All'ultimo strato si può associare una legge di variazione della capacità portante limite di base. Si possono usare le leggi seguenti:

$$q_b = \text{cost}$$

$$q_b = K_{qb} \cdot z$$

$$q_b = q_{bo} + K_{qb} \cdot z$$

Si può infine introdurre anche la presenza di falda che interviene nel calcolo dei valori di p_u e nella determinazione del peso del pozzo.

- **I carichi:** si possono applicare le seguenti tipologie di carichi agenti sul pozzo
 - a. Carico assiale, taglio e momento a testa pozzo
 - b. Sistema di spinte esterne alla parte sommitale del pozzo (es. simulazione della spinta di una coltre in frana). La spinta può avere distribuzione costante, triangolare o trapezia
 - c. Distribuzione di spinte predeterminata lungo il fusto del pozzo
 - d. Presenza di tiranti di ancoraggio, in barra o a trefoli

Il calcolo finale a convergenza ottenuta, fornisce:

- il valore degli spostamenti verticali, orizzontali e della rotazione rigida del pozzo
- l'andamento lungo il fusto delle sollecitazioni assiali, flessionali e di taglio
- i valori lungo il fusto e alla base delle reazioni normali e tangenziali mobilitate ed il relativo rapporto con la reazione limite (p_u) o (τ_{lim})
- i valori del rapporto tra i moduli secanti e i moduli tangenti iniziali
- la dimensione della parte reagente della base del pozzo
- la profondità del centro di rotazione del pozzo

14.2.1 Calcolo fondazioni a pozzo allo SLU

Di seguito si riportano i fogli di calcolo delle grandezze elementari e dei risultati finali.

Ai fini del calcolo per le pile si è considerata non reagente la fondazione esistente ($h=5.60$ mt) e reagente solamente il nuovo pozzo avente dimensioni rese pari a $5.15 \times 12.40 \times 19.4$ mt ($A \cdot B \cdot \text{profondità}$) realizzata mediante iniezioni in jet grouting compenstrate.

Ai fini del calcolo per le spalle si è considerata reagente la fondazione esistente ($h=3.60$ mt) e reagente anche il nuovo pozzo avente dimensioni rese pari a $10.6 \times 9.88 \times 3.40$ mt ($A \cdot B \cdot \text{profondità}$) realizzata mediante iniezioni in jet grouting compenstrate.

Le NTC/08 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici, possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2). Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

<i>Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F (Q, \gamma_F)$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</i>					
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE		COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi' k$		$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c' k$		$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}		γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ		γ_v	1,0	1,0
<i>Coefficienti parziali γ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali</i>					
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)		
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$		
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$		

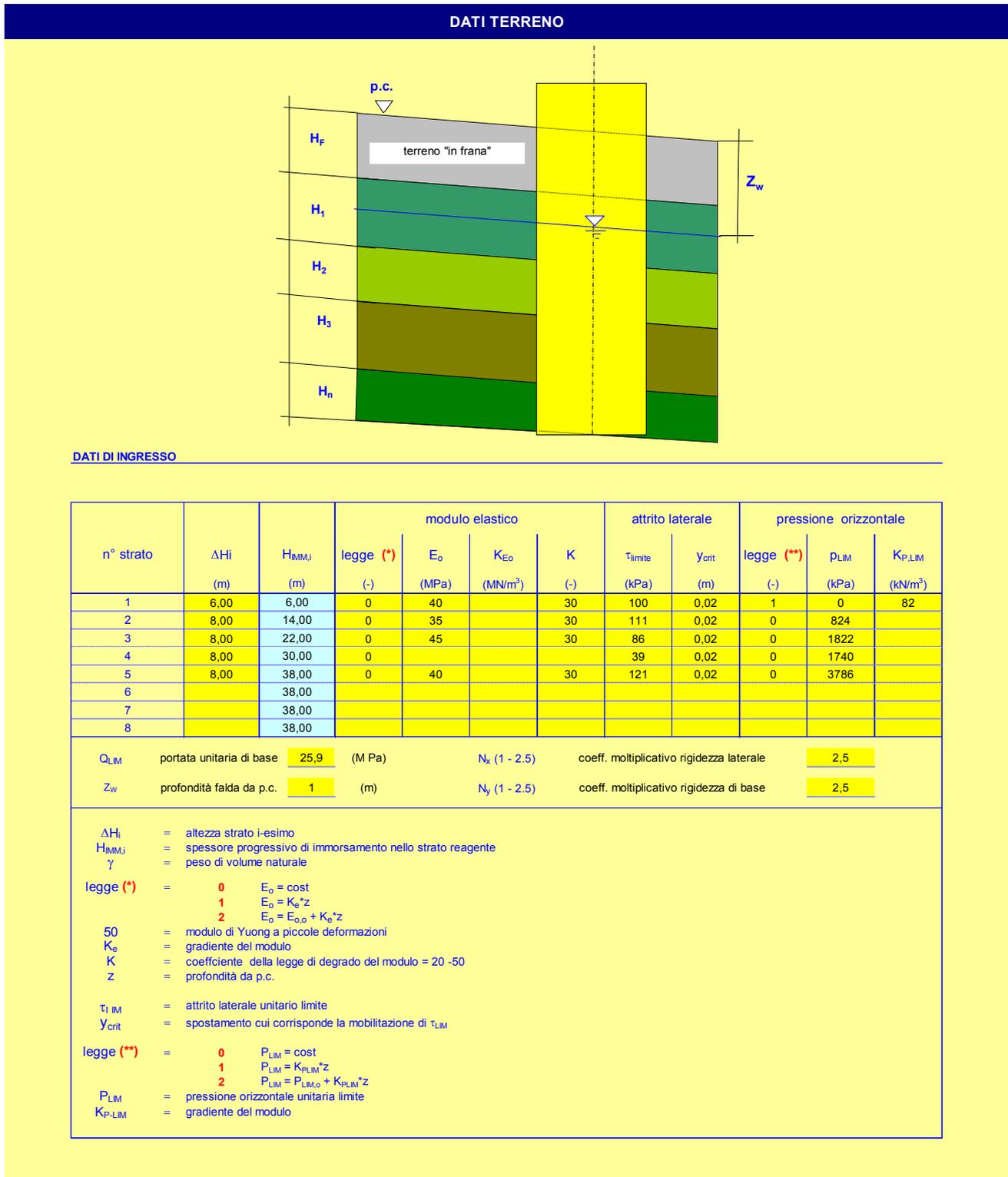
Le verifiche di capacità portante in accordo con le NTC/08 sono state eseguite con i seguenti approcci:

Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui sono invariate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), ridotti i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). I parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite il coefficiente R del gruppo R2.

Approccio 2 (A1+M1+R3) in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). Cioè nella quale i coefficienti parziali sui parametri del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente R del gruppo R3.

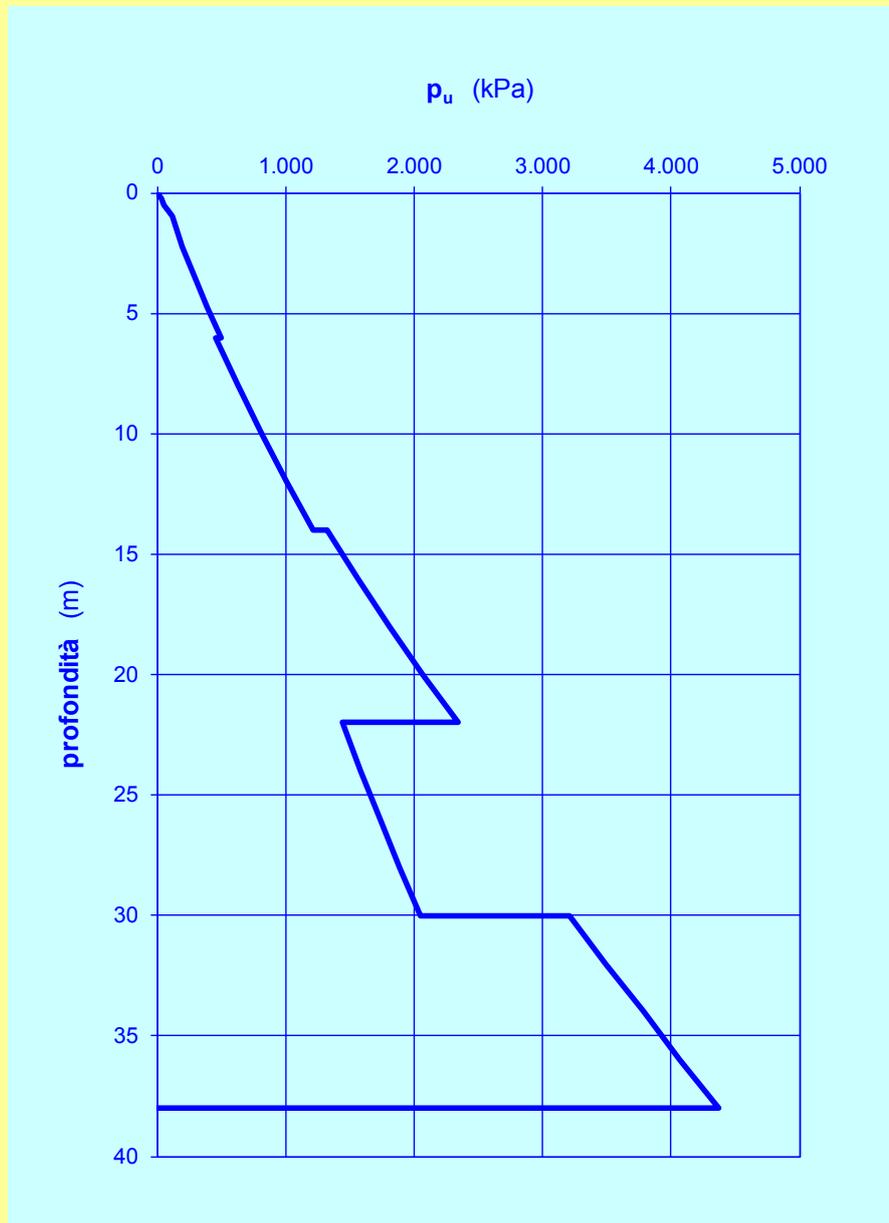
Di seguito si riportano i dati di input e le soluzioni della fondazione a pozzo rispettivamente nel caso dell'approccio 1 e dell'approccio 2

14.2.1.1 Pile - Approccio 1 – (A2+M2+R2)



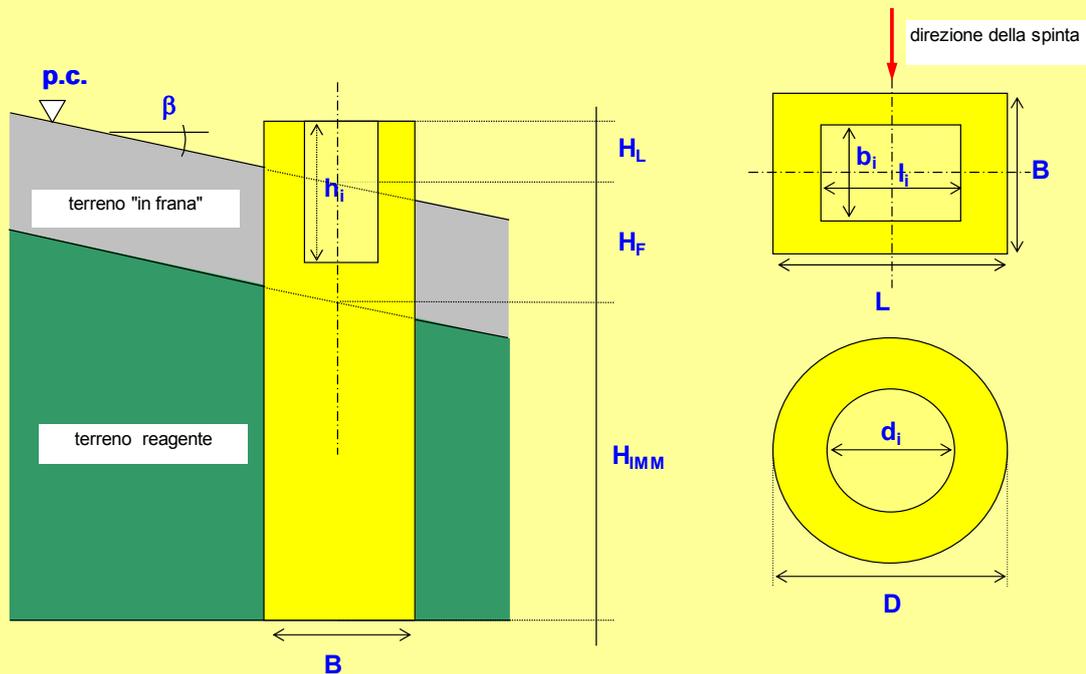
Dati colonna stratigrafica lato 2 con testa fondazione esistente impostata a quota +78.60

Reazioni limite lungo il fusto



Andamento della pressione limite con la profondità

Dati geometrici pozzo

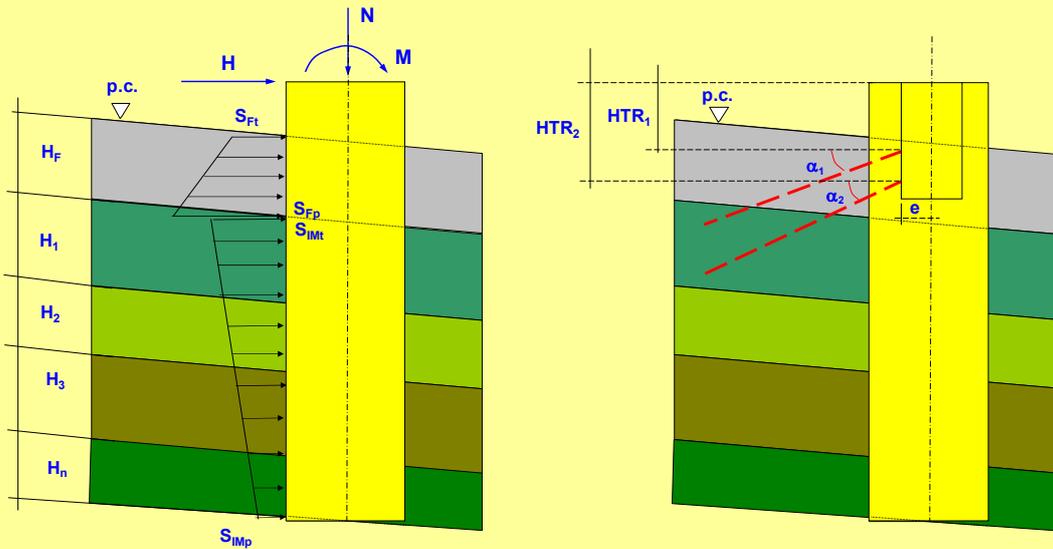


DATI DI INGRESSO

Forma del pozzo

B	larghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	12,40	(m)
L	lunghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	5,15	(m)
b_i	larghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
l_i	lunghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
D	diametro del pozzo, se circolare	0,00	(m)
d_i	diametro della cavità interna del pozzo, se circolare	0,00	(m)
h_i	altezza della cavità interna del pozzo da testa pozzo (<i>se assente porre 0</i>)	0,00	(m)
H_L	distanza testa pozzo dal piano campagna (positiva se al di sopra di p.c.)	0,00	(m)
H_F	spessore terreno "in frana"	5,60	(m)
H_{IMM}	altezza di immersione del pozzo	19,40	(m)
β	inclinazione del piano campagna <i>si introduce nel solo caso in cui si voglia una sicurezza aggiuntiva; l'altezza non reagente è calcolata sul lato di valle del pozzo e non in mezzeria</i>	0	(°)
Δ_v	altezza conci in cui è suddiviso il pozzo (n° massimo di conci 40)	1,00	(m)
Δ_h	larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo	0,25	(m)
α	coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo <i>(il coefficiente, <=1, consente di assumere condizioni più o meno prudenziali in merito alla mobilitazione delle forze di attrito orizzontali sulle superfici laterali del pozzo; per sezioni circolari si suggerisce l'adozione di un valore non superiore a 0.5)</i>	0,20	(-)

CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	25.328	(kN)
M	momento flettente	22.794	(kNm)
T	taglio	6.295	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

S _{Ft}	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
S _{Fp}	spinta al piede dello strato spingente	0	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

S _{Imt}	spinta alla sommità del tratto immorsato	0	(kN/m)
S _{Imp}	spinta al piede del tratto immorsato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ _{cls}	peso specifico del pozzo (porre 0 per trascurarne il contributo)	22,0	(kN/m ³)
------------------	--	------	----------------------

CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre =1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra (mm ²)	L _{libera}	L _{bulbo}	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1	2,00	0,00	3	30	3	139	139	25	15	2.694	300
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti n° tiranti per ordine
 α_i inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli n° trefoli tiranti ordine i-esimo

RISULTATI PRINCIPALI

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 16

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	19,52	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0,0612	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	2,1	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	0,3	(cm)
lato valle	1,6	(cm)
mezzeria	0,9	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	12,40	(m)

AZIONE ASSIALE NEI TIRANTI

ORDINE (n°)	PRETIRO nel singolo tirante (kN)	AZIONE ASSIALE nel singolo tirante (kN)
1	300	358

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

PROFONDITA' DA TESTA POZ ZO (m)	STRATO (n°)	SPOSTAMENTO ORIZZONTALE (positivo verso valle) (cm)
0,00	NON REAGENTE	2,1
1,00	NON REAGENTE	2,0
2,00	NON REAGENTE	1,9
3,00	NON REAGENTE	1,8
4,00	NON REAGENTE	1,7
5,00	NON REAGENTE	1,6
5,60	NON REAGENTE	1,5
5,80	1	1,5
6,50	1	1,4
7,50	1	1,3
8,50	1	1,2
9,50	1	1,1
10,50	1	1,0
11,30	1	0,9
11,80	2	0,8
12,50	2	0,7
13,50	2	0,6
14,50	2	0,5
15,50	2	0,4
16,50	2	0,3
17,50	2	0,2
18,50	2	0,1
19,26	2	0,0
19,56	2	0,0
19,80	3	0,0
20,50	3	-0,1
21,50	3	-0,2
22,50	3	-0,3
23,50	3	-0,4
24,50	3	-0,5

AZIONI INTERNE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	NON REAGENTE	6.295	22.794	25.328
1,00	NON REAGENTE	6.295	29.089	26.733
2,00	NON REAGENTE	6.295	35.384	28.138
2,00	NON REAGENTE	5.364	35.384	28.675
3,00	NON REAGENTE	5.364	40.748	30.080
4,00	NON REAGENTE	5.364	46.113	31.485
5,00	NON REAGENTE	5.364	51.477	32.890
5,60	NON REAGENTE	5.364	54.696	33.733
6,00	1	5.040	55.931	33.647
7,00	1	4.237	58.456	33.432
8,00	1	3.449	60.186	33.217
9,00	1	2.685	61.139	33.002
10,00	1	1.948	61.342	32.787
11,00	1	1.245	60.826	32.573
11,60	1	842	60.184	32.444
12,00	2	598	59.536	32.289
13,00	2	27	57.509	31.901
14,00	2	-482	54.941	31.513
15,00	2	-929	51.896	31.125
16,00	2	-1.308	48.438	30.737
17,00	2	-1.617	44.635	30.350
18,00	2	-1.846	40.564	29.963
19,00	2	-1.984	36.309	29.575
19,52	2	-2.007	34.037	29.372
19,60	2	-2.007	33.707	29.343
20,00	3	-1.982	32.185	29.350
21,00	3	-1.805	28.479	29.368
22,00	3	-1.503	25.014	29.385
23,00	3	-1.095	21.903	29.403
24,00	3	-595	19.246	29.421
25,00	3	-10	17.132	29.439

CEDIMENTI E PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

DISTANZA DAL LATO DI MONTE (m)	SPOSTAMENTO VERTICALE (positivo verso il basso) (cm)	PRESSIONE VERTICALE (kPa)	P/P _u (%)	E/E ₀ (%)
0,10	0,3	74	0,3	92,1
0,33	0,3	80	0,3	91,5
0,58	0,3	86	0,3	90,9
0,83	0,3	93	0,4	90,3
1,08	0,4	99	0,4	89,7
1,33	0,4	106	0,4	89,1
1,58	0,4	112	0,4	88,5
1,83	0,5	118	0,5	88,0
2,08	0,5	124	0,5	87,4
2,33	0,5	130	0,5	86,9
2,58	0,5	137	0,5	86,3
2,83	0,6	142	0,6	85,8
3,08	0,6	148	0,6	85,3
3,33	0,6	154	0,6	84,8
3,58	0,6	160	0,6	84,4
3,83	0,7	166	0,6	83,9
4,08	0,7	171	0,7	83,4
4,33	0,7	177	0,7	83,0
4,58	0,7	183	0,7	82,5
4,83	0,8	188	0,7	82,1
5,08	0,8	194	0,7	81,7
5,33	0,8	199	0,8	81,3
5,58	0,9	204	0,8	80,9
5,83	0,9	210	0,8	80,5
6,08	0,9	215	0,8	80,1
6,33	0,9	220	0,9	79,7
6,58	1,0	225	0,9	79,3
6,83	1,0	231	0,9	78,9
7,08	1,0	236	0,9	78,6
7,33	1,0	241	0,9	78,2
7,58	1,1	246	0,9	77,8
7,83	1,1	251	1,0	77,5
8,08	1,1	256	1,0	77,1
8,33	1,1	261	1,0	76,8
8,58	1,2	266	1,0	76,5
8,83	1,2	271	1,0	76,1
9,08	1,2	275	1,1	75,8
9,33	1,3	280	1,1	75,5
9,58	1,3	285	1,1	75,2
9,83	1,3	290	1,1	74,9
10,08	1,3	294	1,1	74,6
10,33	1,4	299	1,2	74,3
10,58	1,4	304	1,2	74,0
10,83	1,4	308	1,2	73,7
11,08	1,4	313	1,2	73,4
11,33	1,5	317	1,2	73,1
11,58	1,5	322	1,2	72,8
11,83	1,5	326	1,3	72,6
12,08	1,5	331	1,3	72,3
12,30	1,6	335	1,3	72,0



FIG.5 - Percentuale di mobilitazione della spinta laterale



FIG.9 - Percentuale di mobilitazione del modulo elastico

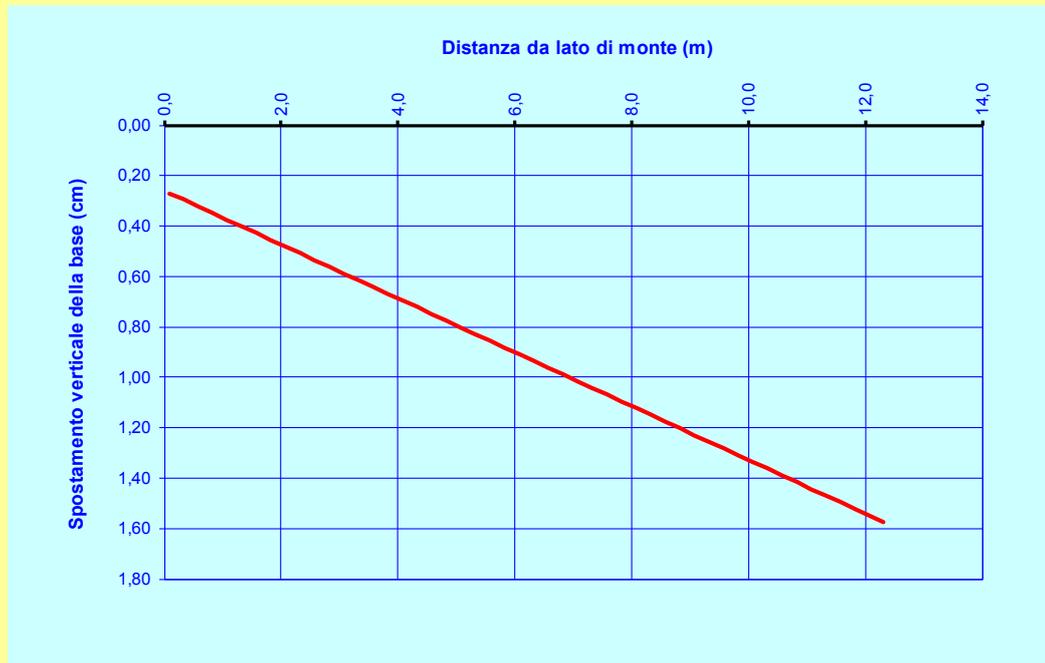
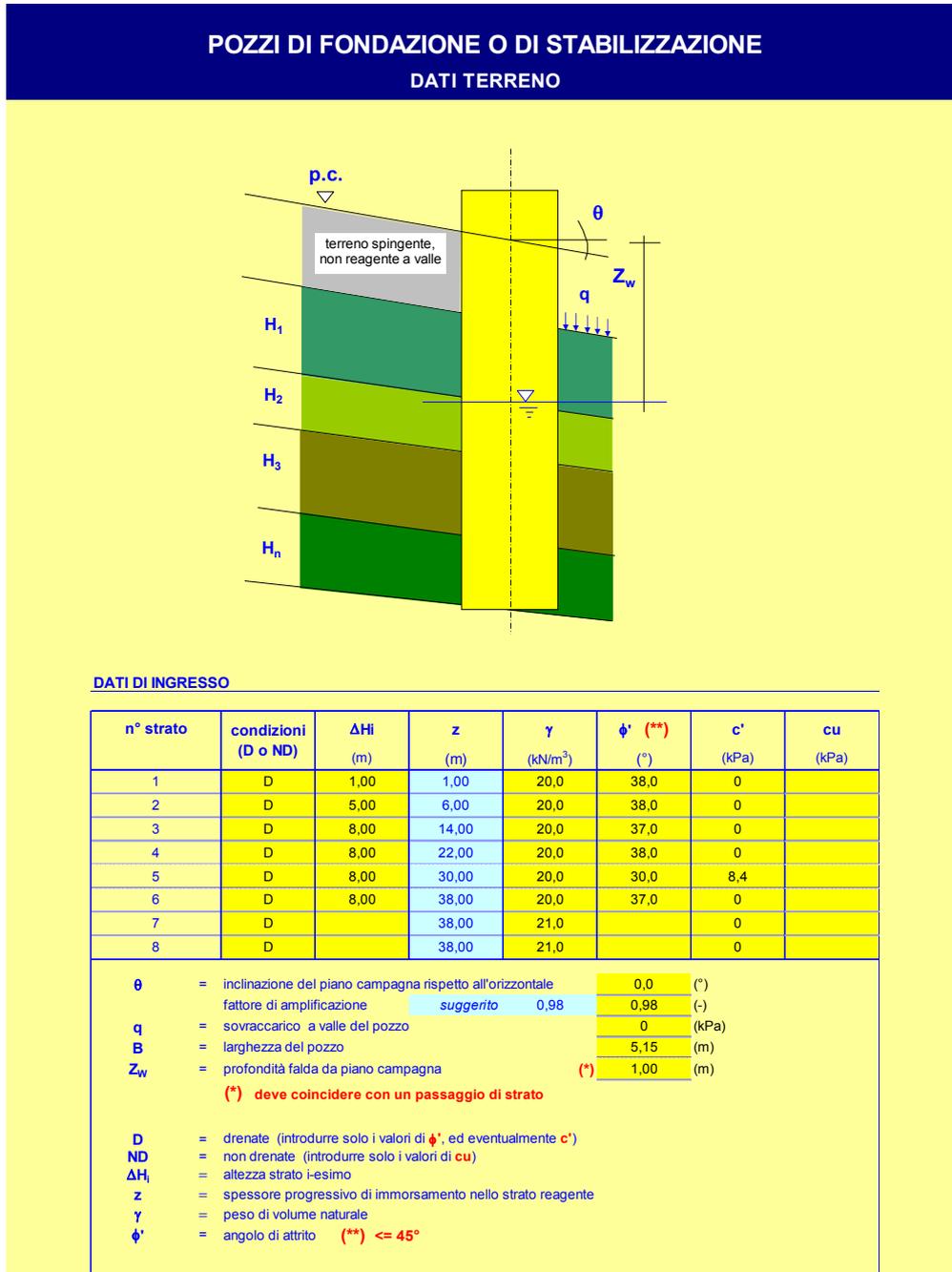


FIG.10 - Spostamento verticale alla base del pozzo



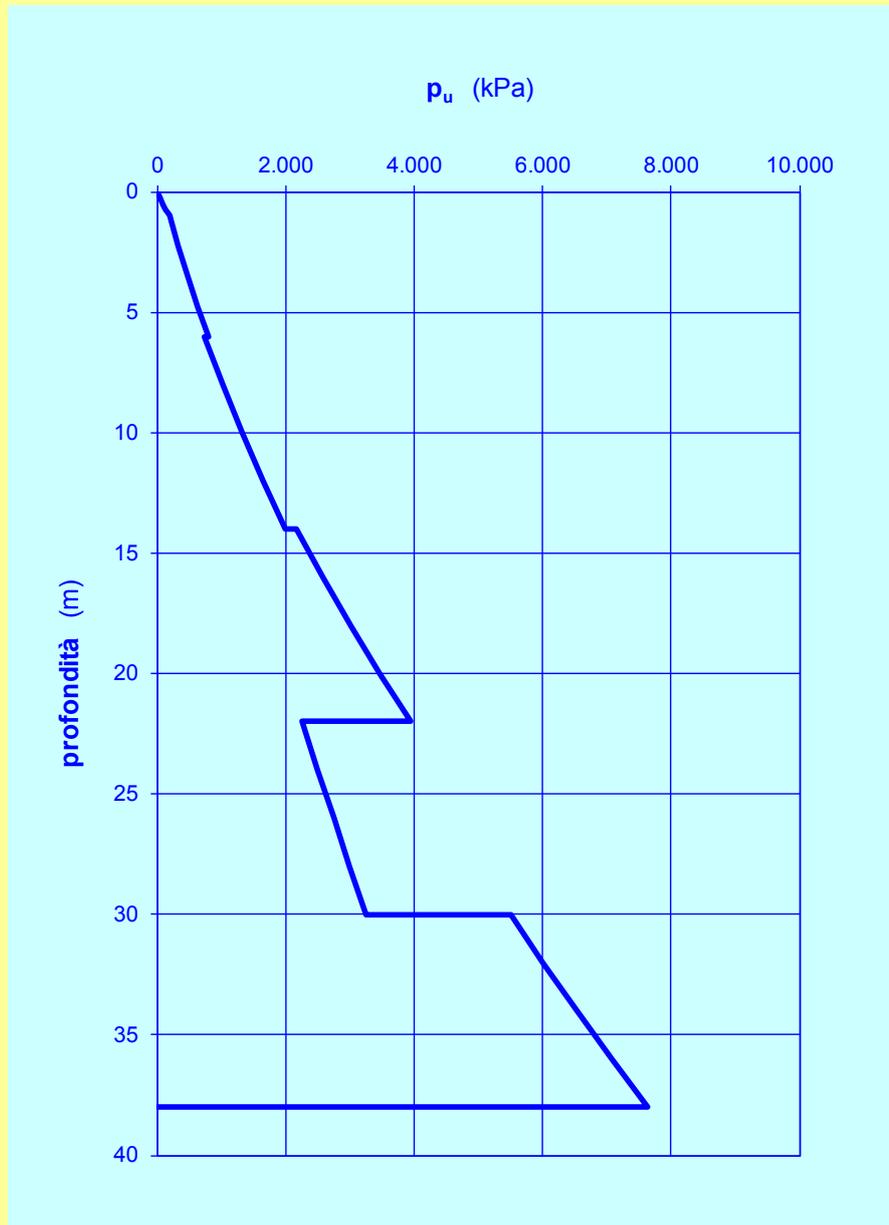
FIG.11 - Percentuale di mobilitazione della spinta di base

14.2.1.2 Pile - Approccio 2 – (A1+M1+R3)



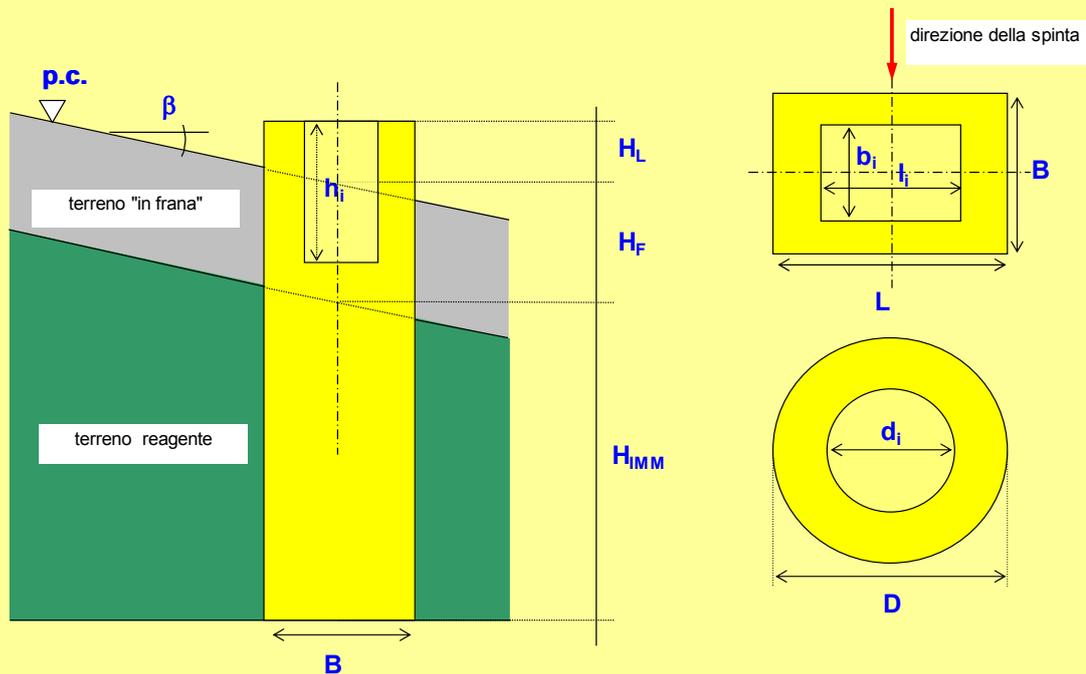
Dati colonna stratigrafica lato 2 con testa fondazione esistente impostata a quota +78.60

Reazioni limite lungo il fusto



Andamento della pressione limite con la profondità

Dati geometrici pozzo

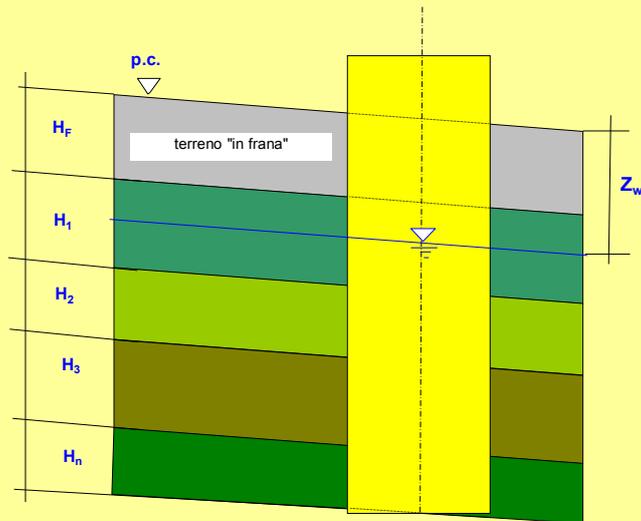


DATI DI INGRESSO

Forma del pozzo

B	larghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	12,40	(m)
L	lunghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	5,15	(m)
bi	larghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
li	lunghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
D	diametro del pozzo, se circolare	0,00	(m)
di	diametro della cavità interna del pozzo, se circolare	0,00	(m)
hi	altezza della cavità interna del pozzo da testa pozzo (<i>se assente porre 0</i>)	0,00	(m)
HL	distanza testa pozzo dal piano campagna <i>(positiva se al di sopra di p.c.)</i>	0,00	(m)
HF	spessore terreno "in frana"	5,60	(m)
HIMM	altezza di immersione del pozzo	19,40	(m)
beta	inclinazione del piano campagna <i>si introduce nel solo caso in cui si voglia una sicurezza aggiuntiva; l'altezza non reagente è calcolata sul lato di valle del pozzo e non in mezzeria</i>	0	(°)
Delta_v	altezza conci in cui è suddiviso il pozzo (<i>n° massimo di conci 40</i>)	1,00	(m)
Delta_h	larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo	0,25	(m)
alpha	coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo <i>(il coefficiente, <=1, consente di assumere condizioni più o meno prudenziali in merito alla mobilitazione delle forze di attrito orizzontali sulle superfici laterali del pozzo; per sezioni circolari si suggerisce l'adozione di un valore non superiore a 0.5)</i>	0,20	(-)

DATI TERRENO



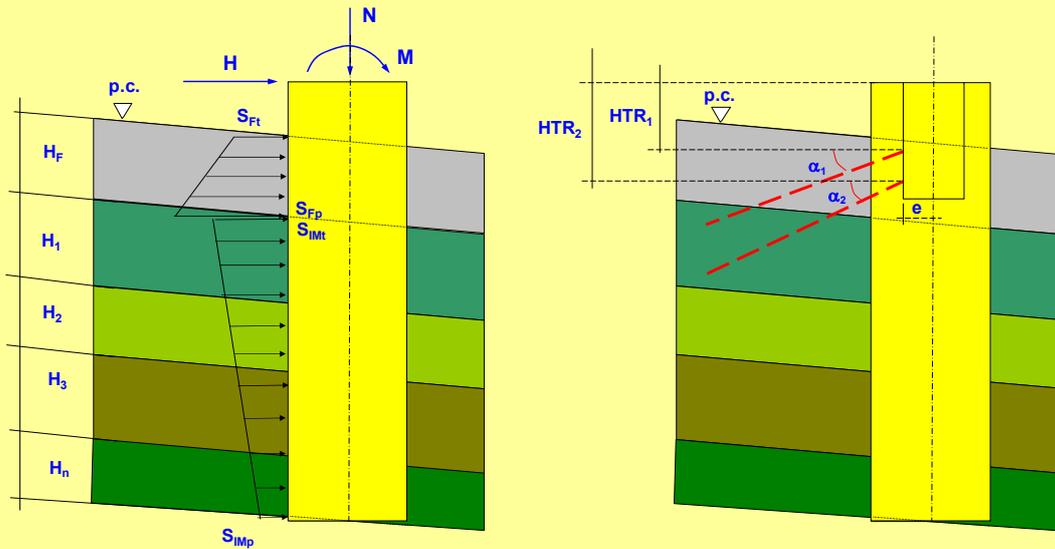
DATI DI INGRESSO

n° strato	ΔH_i (m)	$H_{imm,i}$ (m)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale			
			legge (*) (-)	E_o (MPa)	K_{Eo} (MN/m ³)	K (-)	τ_{limite} (kPa)	y_{crit} (m)	legge (**) (-)	P_{LIM} (kPa)	$K_{P,LIM}$ (kN/m ³)
1	6,00	6,00	0	40		30	160	0,02	1	0	134
2	8,00	14,00	0	35		30	155	0,02	0	1333	
3	8,00	22,00	0	45		30	120	0,02	0	3034	
4	8,00	30,00	0				55	0,02	0	2751	
5	8,00	38,00	0	40		30	170	0,02	0	6553	
6		38,00									
7		38,00									
8		38,00									

Q_{LM}	portata unitaria di base	16,4	(M Pa)	N_x (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidità laterale	2,5
Z_w	profondità falda da p.c.	1	(m)	N_y (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidità di base	2,5

ΔH_i	=	altezza strato i-esimo
$H_{imm,i}$	=	spessore progressivo di immersione nello strato reagente
γ	=	peso di volume naturale
legge (*)	=	0 $E_o = cost$ 1 $E_o = K_e \cdot z$ 2 $E_o = E_{o,0} + K_e \cdot z$
50	=	modulo di Yuong a piccole deformazioni
K_e	=	gradiente del modulo
K	=	coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 - 50
z	=	profondità da p.c.
τ_{lim}	=	attrito laterale unitario limite
y_{crit}	=	spostamento cui corrisponde la mobilitazione di τ_{lim}
legge (**)	=	0 $P_{LIM} = cost$ 1 $P_{LIM} = K_{P,LIM} \cdot z$ 2 $P_{LIM} = P_{LIM,0} + K_{P,LIM} \cdot z$
P_{LIM}	=	pressione orizzontale unitaria limite
$K_{P,LIM}$	=	gradiente del modulo

CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	46.000	(kN)
M	momento flettente	29.805	(kNm)
T	taglio	7.150	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

SFt	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
SFp	spinta al piede dello strato spingente	0	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

SIMt	spinta alla sommità del tratto immorsato	0	(kN/m)
SIMp	spinta al piede del tratto immorsato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ _{cls}	peso specifico del pozzo (porre 0 per trascurarne il contributo)	22,0	(kN/m ³)
------------------	--	------	----------------------

CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre = 1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra (mm ²)	L _{libera}	L _{bulbo}	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1	2,00	0,00	3	30	3	139	139	25	15	2.694	300
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti n° tiranti per ordine
 α_i inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli n° trefoli tiranti ordine i-esimo

RISULTATI PRINCIPALI

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 11

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	19,22	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0,0550	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	1,8	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	0,5	(cm)
lato valle	1,6	(cm)
mezzeria	1,1	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	12,40	(m)

AZIONE ASSIALE NEI TIRANTI

ORDINE (n°)	PRETIRO nel singolo tirante (kN)	AZIONE ASSIALE nel singolo tirante (kN)
1	300	351

SOLUZIONE

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	SPOSTAMENTO ORIZZONTALE (positivo verso valle) (cm)
0,00	NON REAGENTE	1,8
1,00	NON REAGENTE	1,7
2,00	NON REAGENTE	1,7
3,00	NON REAGENTE	1,6
4,00	NON REAGENTE	1,5
5,00	NON REAGENTE	1,4
5,60	NON REAGENTE	1,3
5,80	1	1,3
6,50	1	1,2
7,50	1	1,1
8,50	1	1,0
9,50	1	0,9
10,50	1	0,8
11,30	1	0,8
11,80	2	0,7
12,50	2	0,6
13,50	2	0,5
14,50	2	0,5
15,50	2	0,4
16,50	2	0,3
17,50	2	0,2
18,50	2	0,1
19,11	2	0,0
19,41	2	0,0
19,80	3	-0,1
20,50	3	-0,1
21,50	3	-0,2
22,50	3	-0,3
23,50	3	-0,4
24,50	3	-0,5

REAZIONE DEL TERRENO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	Poriz (kPa)	P/Pu (%)	E/Eo (%)	τ_h/τ_u (%)	$\tau_{v,monte}/\tau_u$ (%)	$\tau_{v,valle}/\tau_u$ (%)
0,00	NON REAGENTE						
1,00	NON REAGENTE						
2,00	NON REAGENTE						
3,00	NON REAGENTE						
4,00	NON REAGENTE						
5,00	NON REAGENTE						
5,60	NON REAGENTE						
5,80	1	101,1	13,0	20,4	64,4	22,8	82,3
6,50	1	103,1	11,8	22,0	61,0	22,8	82,3
7,50	1	104,8	10,4	24,2	56,2	22,8	82,3
8,50	1	105,1	9,2	26,5	51,4	22,8	82,3
9,50	1	104,0	8,2	29,0	46,6	22,8	82,3
10,50	1	101,7	7,2	31,6	41,8	22,8	82,3
11,30	1	98,9	6,5	33,8	38,0	22,8	82,3
11,80	2	83,4	6,3	34,8	35,6	22,8	82,3
12,50	2	78,5	5,9	36,1	32,2	22,8	82,3
13,50	2	71,1	5,3	38,5	27,4	22,8	82,3
14,50	2	63,1	4,7	41,3	22,6	22,8	82,3
15,50	2	54,2	4,1	45,1	17,8	22,8	82,3
16,50	2	44,1	3,3	50,2	13,0	22,8	82,3
17,50	2	32,2	2,4	58,0	8,2	22,8	82,3
18,50	2	16,8	1,3	72,6	3,4	22,8	82,3
19,11	2	3,2	0,2	93,3	0,5	22,8	82,3
19,41	2	5,4	0,4	89,1	0,9	22,8	82,3
19,8	3	20,1	0,7	83,4	2,8	22,8	82,3
20,5	3	38,5	1,3	72,4	6,2	22,8	82,3
21,5	3	59,6	2,0	62,9	11,0	22,8	82,3
22,5	3	77,3	2,5	56,7	15,7	22,8	82,3
23,5	3	92,8	3,1	52,1	20,5	22,8	82,3
24,5	3	106,8	3,5	48,6	25,3	22,8	82,3

AZIONI INTERNE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	NON REAGENTE	7.150	29.805	46.000
1,00	NON REAGENTE	7.150	36.955	47.405
2,00	NON REAGENTE	7.150	44.105	48.810
2,00	NON REAGENTE	6.237	44.105	49.337
3,00	NON REAGENTE	6.237	50.342	50.742
4,00	NON REAGENTE	6.237	56.579	52.147
5,00	NON REAGENTE	6.237	62.816	53.552
5,60	NON REAGENTE	6.237	66.558	54.395
6,00	1	5.824	67.755	53.776
7,00	1	4.806	70.030	52.229
8,00	1	3.819	71.304	50.682
9,00	1	2.870	71.609	49.135
10,00	1	1.964	70.987	47.588
11,00	1	1.109	69.484	46.042
11,60	1	623	68.180	45.114
12,00	2	342	67.196	44.532
13,00	2	-309	64.268	43.078
14,00	2	-885	60.727	41.624
15,00	2	-1.384	56.648	40.170
16,00	2	-1.799	52.112	38.716
17,00	2	-2.126	47.205	37.263
18,00	2	-2.355	42.020	35.809
19,00	2	-2.468	36.664	34.356
19,22	2	-2.472	35.486	34.040
19,60	2	-2.459	33.417	33.484
20,00	3	-2.411	31.532	33.161
21,00	3	-2.176	26.959	32.353
22,00	3	-1.804	22.689	31.545
23,00	3	-1.312	18.851	30.738
24,00	3	-713	15.559	29.930
25,00	3	-12	12.918	29.123

CEDIMENTI E PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

DISTANZA DAL LATO DI MONTE (m)	SPOSTAMENTO VERTICALE (positivo verso il basso) (cm)	PRESSIONE VERTICALE (kPa)	P/P _u (%)	E/E ₀ (%)
0,10	0,5	113	0,7	82,9
0,33	0,5	117	0,7	82,3
0,58	0,5	122	0,7	81,7
0,83	0,5	127	0,8	81,1
1,08	0,6	132	0,8	80,6
1,33	0,6	137	0,8	80,0
1,58	0,6	141	0,9	79,5
1,83	0,6	146	0,9	78,9
2,08	0,7	150	0,9	78,4
2,33	0,7	155	0,9	77,9
2,58	0,7	159	1,0	77,4
2,83	0,7	164	1,0	76,9
3,08	0,8	168	1,0	76,5
3,33	0,8	173	1,1	76,0
3,58	0,8	177	1,1	75,6
3,83	0,8	181	1,1	75,1
4,08	0,8	185	1,1	74,7
4,33	0,9	189	1,2	74,3
4,58	0,9	194	1,2	73,9
4,83	0,9	198	1,2	73,4
5,08	0,9	202	1,2	73,0
5,33	1,0	206	1,3	72,7
5,58	1,0	210	1,3	72,3
5,83	1,0	214	1,3	71,9
6,08	1,0	218	1,3	71,5
6,33	1,1	222	1,4	71,2
6,58	1,1	225	1,4	70,8
6,83	1,1	229	1,4	70,5
7,08	1,1	233	1,4	70,1
7,33	1,2	237	1,4	69,8
7,58	1,2	241	1,5	69,4
7,83	1,2	244	1,5	69,1
8,08	1,2	248	1,5	68,8
8,33	1,3	252	1,5	68,5
8,58	1,3	255	1,6	68,2
8,83	1,3	259	1,6	67,9
9,08	1,3	263	1,6	67,6
9,33	1,4	266	1,6	67,3
9,58	1,4	270	1,6	67,0
9,83	1,4	273	1,7	66,7
10,08	1,4	277	1,7	66,4
10,33	1,4	280	1,7	66,1
10,58	1,5	284	1,7	65,8
10,83	1,5	287	1,8	65,6
11,08	1,5	290	1,8	65,3
11,33	1,5	294	1,8	65,0
11,58	1,6	297	1,8	64,8
11,83	1,6	301	1,8	64,5
12,08	1,6	304	1,9	64,3
12,30	1,6	307	1,9	64,0



FIG.5 - Percentuale di mobilitazione della spinta laterale



FIG.9 - Percentuale di mobilitazione del modulo elastico

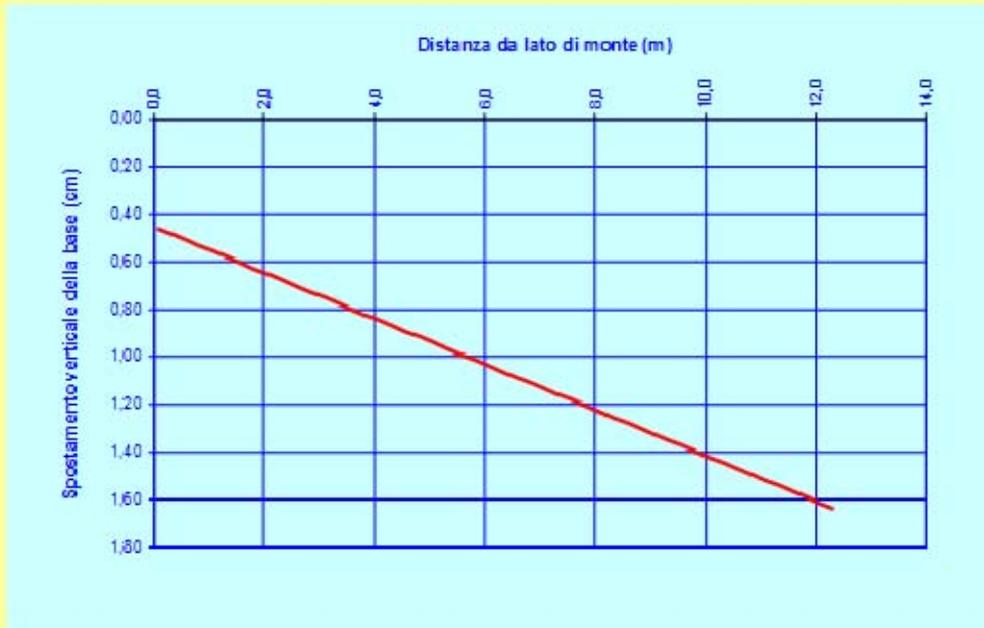


FIG.10 - Spostamento verticale alla base del pozzo

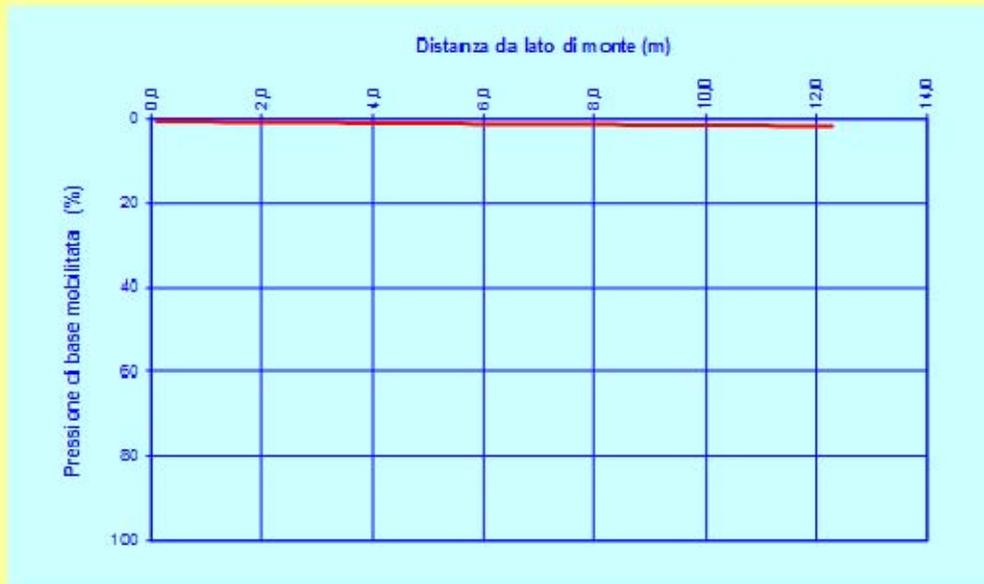
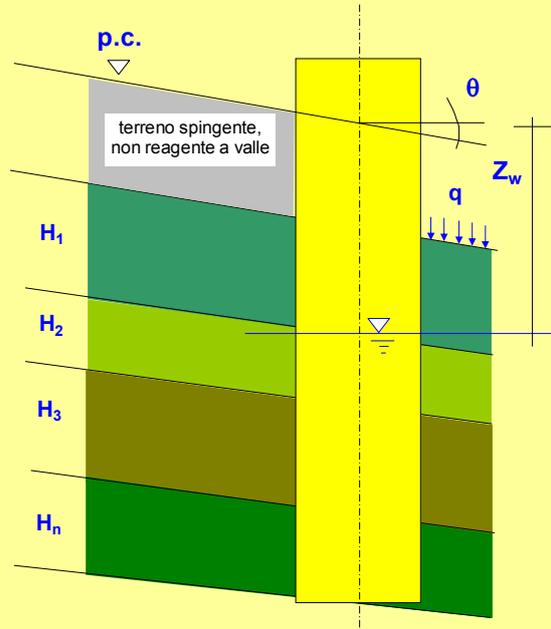


FIG.11 - Percentuale di mobilitazione della spinta di base

14.2.1.3 Spalle - Approccio 1 - (A2+M2+R2)

DATI TERRENO



DATI DI INGRESSO

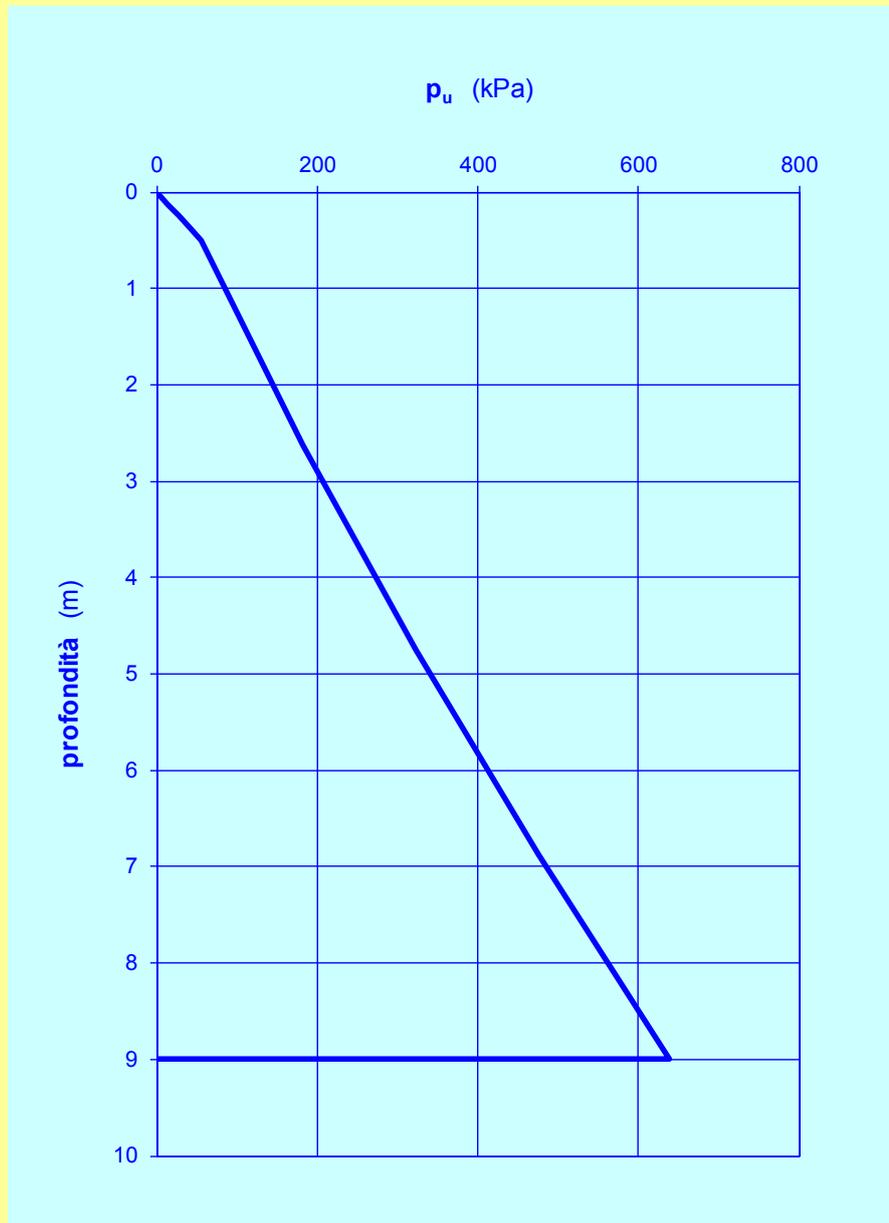
n° strato	condizioni (D o ND)	ΔH_i (m)	z (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (**) (°)	c' (kPa)	cu (kPa)
1	D	0,50	0,50	20,0	32,0	0	
2	D	8,50	9,00	20,0	32,0	0	
3	D		9,00			0	
4	D		9,00			0	
5	D		9,00			0	
6	D		9,00			0	
7	D		9,00			0	
8	D		9,00			0	

θ	= inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale	0,0	(°)
	fattore di amplificazione	suggerito 0,98	(-)
q	= sovraccarico a valle del pozzo	0	(kPa)
B	= larghezza del pozzo	9,88	(m)
Z _w	= profondità falda da piano campagna	(*) 0,50	(m)

(*) deve coincidere con un passaggio di strato

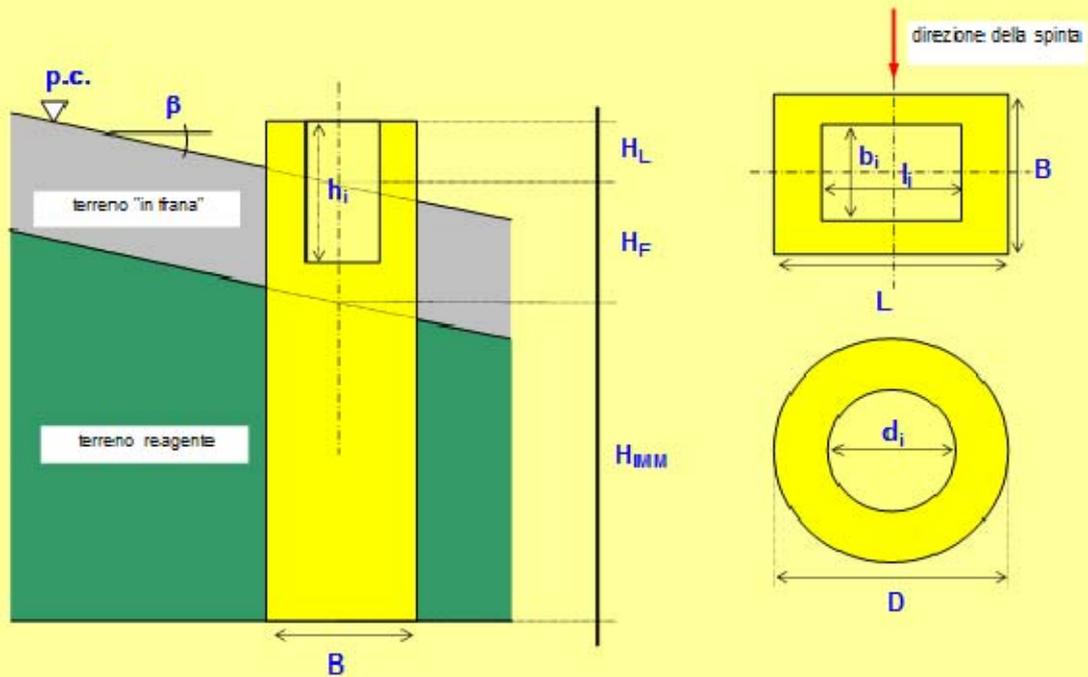
- D = drenate (introdurre solo i valori di ϕ' , ed eventualmente c')
- ND = non drenate (introdurre solo i valori di cu)
- ΔH_i = altezza strato i-esimo
- z = spessore progressivo di immersione nello strato reagente
- γ = peso di volume naturale
- ϕ' = angolo di attrito (**) $\leq 45^\circ$

Reazioni limite lungo il fusto



Andamento della pressione limite con la profondità

Dati geometrici pozzo

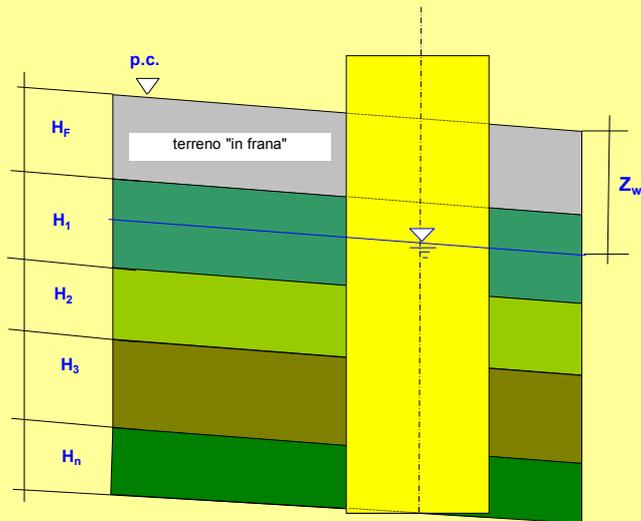


DATI DI INGRESSO

Forma del pozzo

		Rettagonolare	
B	larghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	9,88	(m)
L	lunghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	10,60	(m)
b _i	larghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
l _i	lunghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
D	diametro del pozzo, se circolare	0,00	(m)
d _i	diametro della cavità interna del pozzo, se circolare	0,00	(m)
h _i	altezza della cavità interna del pozzo da testa pozzo <i>(se assente porre 0)</i>	0,00	(m)
H _L	distanza testa pozzo dal piano campagna <i>(positiva se al di sopra di p.c.)</i>	0,00	(m)
H _F	spessore terreno "in frana"	0,00	(m)
H _{MM}	altezza di immersione del pozzo	7,00	(m)
β	inclinazione del piano campagna <i>si introduce nel solo caso in cui si voglia una sicurezza aggiuntiva; l'altezza non reagente è calcolata sul lato di valle del pozzo e non in mezzeria</i>	0	(°)
Δ _v	altezza conci in cui è suddiviso il pozzo <i>(n° massimo di conci 40)</i>	1,00	(m)
Δ _n	larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo	0,25	(m)
α	coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo <i>(il coefficiente, <=1, consente di assumere condizioni più o meno prudenziali in merito alla mobilitazione delle forze di attrito orizzontali sulle superfici laterali del pozzo; per sezioni circolari si suggerisce l'adozione di un valore non superiore a 0.5)</i>	0,20	(-)

DATI TERRENO



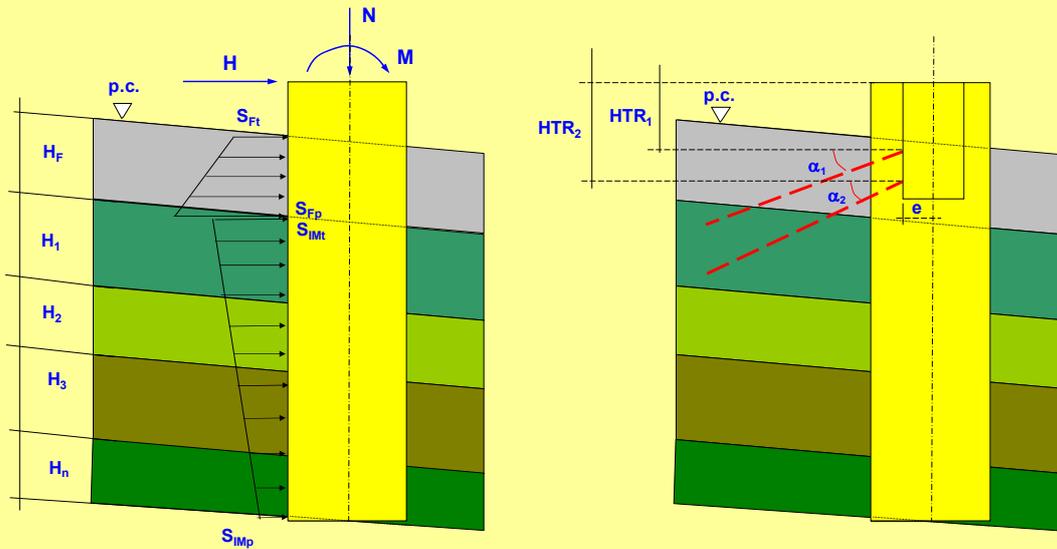
DATI DI INGRESSO

n° strato	ΔH_i (m)	$H_{MM,j}$ (m)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale			
			legge (*) (-)	E_0 (MPa)	K_{E_0} (MN/m ³)	K (-)	τ_{limite} (kPa)	y_{crit} (m)	legge (**) (-)	P_{LIM} (kPa)	$K_{P,LIM}$ (kN/m ³)
1	9,00	9,00	0	40		30	114	0,02	1	0	71
2		9,00									
3		9,00									
4		9,00									
5		9,00									
6		9,00									
7		9,00									
8		9,00									

Q_{LIM}	portata unitaria di base	3,2	(M Pa)	N_x (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza laterale	2,5
Z_w	profondità falda da p.c.	1	(m)	N_y (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza di base	2,5

ΔH_i	=	altezza strato i-esimo
$H_{MM,j}$	=	spessore progressivo di immersione nello strato reagente
γ	=	peso di volume naturale
legge (*)	=	0 $E_0 = cost$ 1 $E_0 = K_{E_0} \cdot z$ 2 $E_0 = E_{0,0} + K_{E_0} \cdot z$
50	=	modulo di Yuong a piccole deformazioni
K_e	=	gradiente del modulo
K	=	coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 - 50
z	=	profondità da p.c.
τ_{LIM}	=	attrito laterale unitario limite
y_{crit}	=	spostamento cui corrisponde la mobilitazione di τ_{LIM}
legge (**)	=	0 $P_{LIM} = cost$ 1 $P_{LIM} = K_{P,LIM} \cdot z$ 2 $P_{LIM} = P_{LIM,0} + K_{P,LIM} \cdot z$
P_{LIM}	=	pressione orizzontale unitaria limite
$K_{P,LIM}$	=	gradiente del modulo

CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	38.338	(kN)
M	momento flettente	14.127	(kNm)
T	taglio	5.114	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

S _{Ft}	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
S _{Fp}	spinta al piede dello strato spingente	0	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

S _{Imt}	spinta alla sommità del tratto immersato	0	(kN/m)
S _{Imp}	spinta al piede del tratto immersato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ _{cls}	peso specifico del pozzo (porre 0 per trascurarne il contributo)	22,0	(kN/m ³)
------------------	--	------	----------------------

CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre =1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra (mm ²)	L _{libera}	L _{bulbo}	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1	2,00	0,00	3	20	3	139	139	25	15	2.694	300
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti n° tiranti per ordine
 α_i inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli n° trefoli tiranti ordine i-esimo

RISULTATI PRINCIPALI

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 27

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	6,50	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0,2006	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	2,3	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	1,2	(cm)
lato valle	4,7	(cm)
mezzeria	3,0	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	9,88	(m)

AZIONE ASSIALE NEI TIRANTI

ORDINE (n°)	PRETIRO nel singolo tirante (kN)	AZIONE ASSIALE nel singolo tirante (kN)
1	300	345

SOLUZIONE

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	SPOSTAMENTO ORIZZONTALE (positivo verso valle) (cm)
0,00	1	2,3
0,50	1	2,1
1,50	1	1,7
2,50	1	1,4
3,50	1	1,0
4,50	1	0,7
5,50	1	0,3
6,25	1	0,1
6,75	1	-0,1

SOLUZIONE

REAZIONE DEL TERRENO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	Poriz (kPa)	P/Pu (%)	E/Eo (%)	τ_h/τ_u (%)	$\tau_{v,monte}/\tau_u$ (%)	$\tau_{v,valle}/\tau_u$ (%)
0,00	1						
0,50	1	27,0	76,1	4,2	100,0	61,5	100,0
1,50	1	41,9	39,4	7,8	87,6	61,4	100,0
2,50	1	47,5	26,8	11,1	70,1	61,4	100,0
3,50	1	47,7	19,2	14,8	52,6	61,4	100,0
4,50	1	42,8	13,4	19,9	35,1	61,4	100,0
5,50	1	31,4	8,0	29,3	17,6	61,3	100,0
6,25	1	13,6	3,1	52,1	4,4	61,3	100,0
6,75	1	13,8	2,9	53,7	4,3	61,3	100,0

SOLUZIONE

AZIONI INTERNE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	1	5.114	14.127	38.338
1,00	1	4.376	16.567	36.524
2,00	1	3.536	18.216	34.711
2,00	1	2.563	18.216	35.066
3,00	1	1.742	18.060	33.253
4,00	1	1.000	17.120	31.441
5,00	1	389	15.502	29.630
6,00	1	-24	13.370	27.819
6,50	1	-106	12.169	26.906
7,00	1	-24	10.988	26.008

SOLUZIONE

CEDIMENTI E PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

DISTANZA DAL LATO DI MONTE (m)	SPOSTAMENTO VERTICALE (positivo verso il basso) (cm)	PRESSIONE VERTICALE (kPa)	P/P _u (%)	E/E ₀ (%)
0,09	1,3	100	3,2	51,3
0,32	1,3	104	3,3	50,3
0,57	1,4	108	3,4	49,3
0,82	1,5	112	3,6	48,3
1,07	1,6	117	3,7	47,4
1,32	1,7	121	3,8	46,5
1,57	1,8	125	4,0	45,7
1,82	1,9	129	4,1	44,9
2,07	1,9	133	4,2	44,2
2,32	2,0	136	4,3	43,5
2,57	2,1	140	4,4	42,8
2,82	2,2	144	4,6	42,2
3,07	2,3	147	4,7	41,6
3,32	2,4	151	4,8	41,0
3,57	2,5	154	4,9	40,5
3,82	2,6	158	5,0	40,0
4,07	2,6	161	5,1	39,5
4,32	2,7	164	5,2	39,0
4,57	2,8	167	5,3	38,5
4,82	2,9	171	5,4	38,1
5,07	3,0	174	5,5	37,7
5,32	3,1	177	5,6	37,2
5,57	3,2	180	5,7	36,8
5,82	3,3	183	5,8	36,5
6,07	3,3	186	5,9	36,1
6,32	3,4	189	6,0	35,7
6,57	3,5	192	6,1	35,4
6,82	3,6	195	6,2	35,0
7,07	3,7	198	6,3	34,7
7,32	3,8	200	6,4	34,4
7,57	3,9	203	6,4	34,1
7,82	4,0	206	6,5	33,8
8,07	4,0	209	6,6	33,5
8,32	4,1	211	6,7	33,2
8,57	4,2	214	6,8	32,9
8,82	4,3	217	6,9	32,6
9,07	4,4	219	7,0	32,4
9,32	4,5	222	7,0	32,1
9,57	4,6	224	7,1	31,9
9,79	4,7	227	7,2	31,7

SOLUZIONE



FIG.5 - Percentuale di mobilitazione della spinta laterale

SOLUZIONE



FIG.9 - Percentuale di mobilitazione del modulo elastico

SOLUZIONE



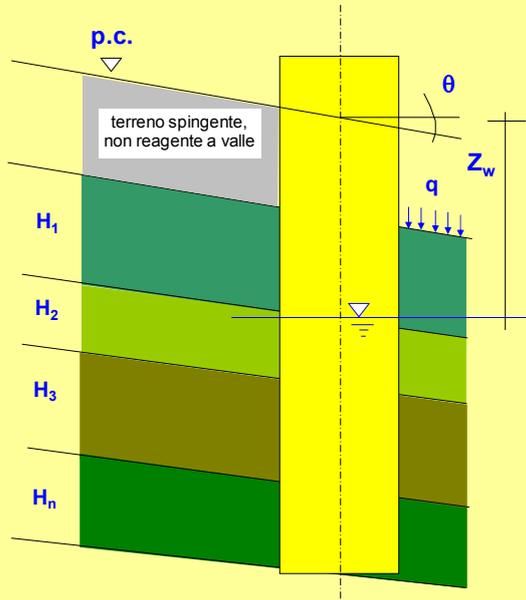
FIG.10 - Spostamento verticale alla base del pozzo



FIG.11 - Percentuale di mobilitazione della spinta di base

14.2.1.4 Spalle - Approccio 2 – (A1+M1+R3)

DATI TERRENO



DATI DI INGRESSO

n° strato	condizioni (D o ND)	ΔH_i (m)	z (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (**) (°)	c' (kPa)	cu (kPa)
1	D	0,50	0,50	20,0	38,0	0	
2	D	8,50	9,00	20,0	38,0	0	
3	D		9,00			0	
4	D		9,00			0	
5	D		9,00			0	
6	D		9,00			0	
7	D		9,00			0	
8	D		9,00			0	

θ	= inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale	0,0	(°)
	fattore di amplificazione	suggerito 0,98	(-)
q	= sovraccarico a valle del pozzo	0	(kPa)
B	= larghezza del pozzo	9,88	(m)
Z _w	= profondità falda da piano campagna	(*) 0,50	(m)

(*) deve coincidere con un passaggio di strato

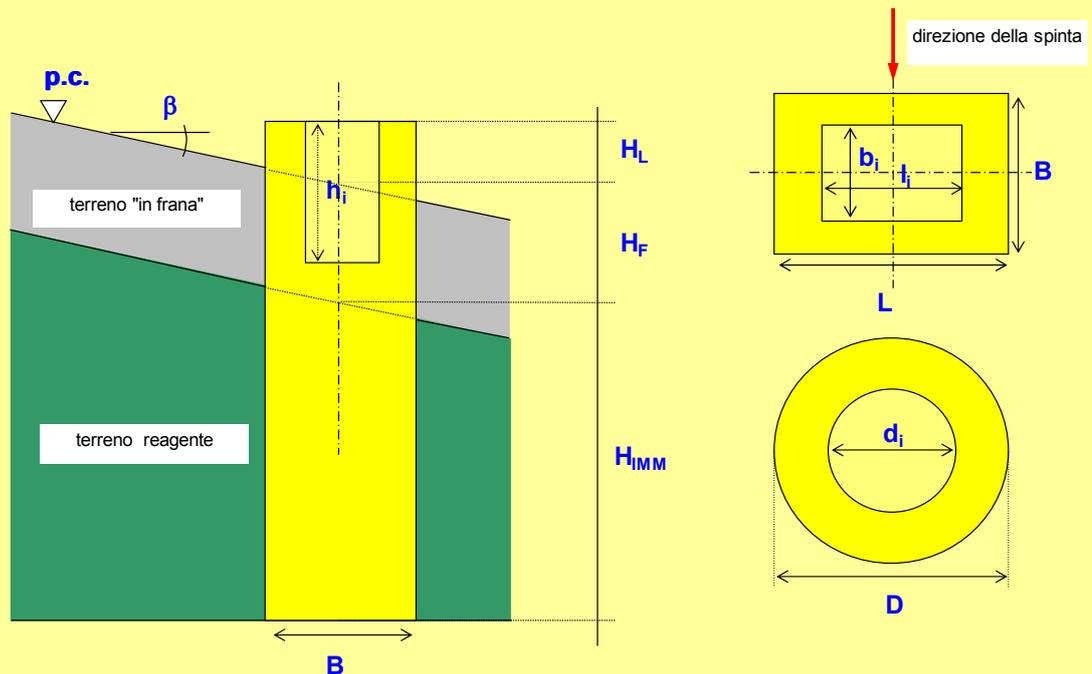
- D = drenate (introdurre solo i valori di ϕ' , ed eventualmente c')
- ND = non drenate (introdurre solo i valori di cu)
- ΔH_i = altezza strato i-esimo
- z = spessore progressivo di immersione nello strato reagente
- γ = peso di volume naturale
- ϕ' = angolo di attrito (**)
(**) $\leq 45^\circ$

Reazioni limite lungo il fusto



Andamento della pressione limite con la profondità

Dati geometrici pozzo

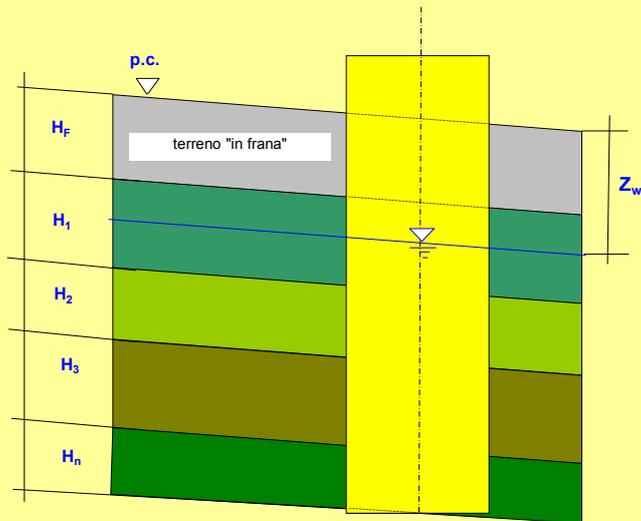


DATI DI INGRESSO

Forma del pozzo

B	larghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	9,88	(m)
L	lunghezza della sezione trasversale del pozzo, se rettangolare	10,60	(m)
b_i	larghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
l_i	lunghezza della cavità interna del pozzo, se rettangolare	0,00	(m)
D	diametro del pozzo, se circolare	0,00	(m)
d_i	diametro della cavità interna del pozzo, se circolare	0,00	(m)
h_i	altezza della cavità interna del pozzo da testa pozzo (<i>se assente porre 0</i>)	0,00	(m)
H_L	distanza testa pozzo dal piano campagna <i>(positiva se al di sopra di p.c.)</i>	0,00	(m)
H_F	spessore terreno "in frana"	0,00	(m)
H_{IM}	altezza di immersione del pozzo	7,00	(m)
β	inclinazione del piano campagna <i>si introduce nel solo caso in cui si voglia una sicurezza aggiuntiva; l'altezza non reagente è calcolata sul lato di valle del pozzo e non in mezzeria</i>	0	(°)
Δ_v	altezza conci in cui è suddiviso il pozzo (<i>n° massimo di conci 40</i>)	0,60	(m)
Δ_h	larghezza conci in cui è suddiviso il pozzo	0,25	(m)
α	coefficiente moltiplicativo della superficie laterale del pozzo <i>(il coefficiente, <=1, consente di assumere condizioni più o meno prudenziali in merito alla mobilitazione delle forze di attrito orizzontali sulle superfici laterali del pozzo; per sezioni circolari si suggerisce l'adozione di un valore non superiore a 0.5)</i>	0,20	(-)

DATI TERRENO



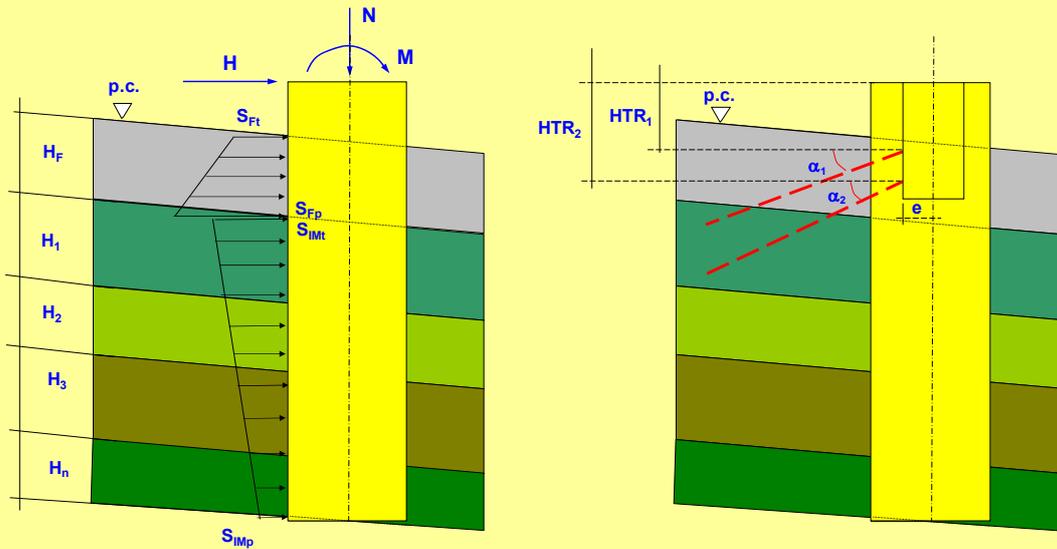
DATI DI INGRESSO

n° strato	ΔH_i (m)	$H_{MM,j}$ (m)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale			
			legge (*) (-)	E_0 (MPa)	K_{E_0} (MN/m ³)	K (-)	τ_{limite} (kPa)	y_{crit} (m)	legge (**) (-)	P_{LIM} (kPa)	$K_{P,LIM}$ (kN/m ³)
1	9,00	9,00	0	40		30	160	0,02	1	0	115
2		9,00									
3		9,00									
4		9,00									
5		9,00									
6		9,00									
7		9,00									
8		9,00									

Q_{LIM}	portata unitaria di base	8,3	(M Pa)	N_x (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza laterale	2,5
Z_w	profondità falda da p.c.	1	(m)	N_y (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza di base	2,5

- ΔH_i = altezza strato i-esimo
- $H_{MM,j}$ = spessore progressivo di immersione nello strato reagente
- γ = peso di volume naturale
- legge (*) = 0 $E_0 = \text{cost}$
 1 $E_0 = K_{E_0} \cdot z$
 2 $E_0 = E_{0,0} + K_{E_0} \cdot z$
- 50 = modulo di Yuong a piccole deformazioni
- K_e = gradiente del modulo
- K = coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 - 50
- z = profondità da p.c.
- τ_{LIM} = attrito laterale unitario limite
- y_{crit} = spostamento cui corrisponde la mobilitazione di τ_{LIM}
- legge (**) = 0 $P_{LIM} = \text{cost}$
 1 $P_{LIM} = K_{P,LIM} \cdot z$
 2 $P_{LIM} = P_{LIM,0} + K_{P,LIM} \cdot z$
- P_{LIM} = pressione orizzontale unitaria limite
- $K_{P,LIM}$ = gradiente del modulo

CARICHI - TIRANTI



DATI DI INGRESSO

CARICHI A TESTA POZZO

N	carico assiale	46.000	(kN)
M	momento flettente	16.300	(kNm)
T	taglio	5.902	(kN)

SPINTA COLTRE IN FRANA

i valori da inserire nel seguito sono quelli delle spinte agenti sull'intera larghezza del pozzo, in corrispondenza della sommità e alla base dello strato spingente

S _{Ft}	spinta alla sommità dello strato spingente	0	(kN/m)
S _{Fp}	spinta al piede dello strato spingente	0	(kN/m)

CARICO DISTRIBUITO TRATTO IMMORSATO (simulazione spinta asimmetrica)

S _{Imt}	spinta alla sommità del tratto immorsato	0	(kN/m)
S _{Imp}	spinta al piede del tratto immorsato	0	(kN/m)

PESO SPECIFICO DEL POZZO

γ _{cls}	peso specifico del pozzo (porre 0 per trascurarne il contributo)	22,0	(kN/m ³)
------------------	--	------	----------------------

CARATTERISTICHE TIRANTI

n° ordini	HTR _i	e	n° tiranti	α _i	n° trefoli (per barre =1)	sezione trefolo tipica (mm ²)	sezione trefolo / barra (mm ²)	L _{libera}	L _{bulbo}	Rigidezza	Pretiro singolo tirante
	(m)	(m)	(-)	(°)	(-)	(mm ²)	(mm ²)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN)
1	2,00	0,00	3	30	3	139	139	25	15	2.694	300
2						139					
3						139					
4						139					
5						139					

HTR_i distanza da testa pozzo dell'ordine i-esimo di tiranti
 e distanza della testa di ancoraggio dei tiranti dall'asse pozzo
 n° tiranti n° tiranti per ordine
 α_i inclinazione ordine i-esimo di tiranti rispetto all'orizzontale
 n° trefoli n° trefoli tiranti ordine i-esimo

RISULTATI PRINCIPALI

CONVERGENZA RAGGIUNTA

ITERAZIONI ESEGUITE = 30

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C.	9,09	(m)
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO	0,0821	(°)
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA'	1,3	(cm)
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO		
lato monte	1,1	(cm)
lato valle	2,5	(cm)
mezzeria	1,8	(cm)
TRATTO REAGENTE ALLA BASE	9,88	(m)

AZIONE ASSIALE NEI TIRANTI

ORDINE (n°)	PRETIRO nel singolo tirante (kN)	AZIONE ASSIALE nel singolo tirante (kN)
1	300	332

SOLUZIONE

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	SPOSTAMENTO ORIZZONTALE (positivo verso valle) (cm)
0,00	1	1,3
0,30	1	1,3
0,90	1	1,2
1,50	1	1,1
1,90	1	1,0
2,20	1	1,0
2,70	1	0,9
3,30	1	0,8
3,90	1	0,7
4,50	1	0,7
5,10	1	0,6
5,70	1	0,5
6,30	1	0,4
6,80	1	0,3

SOLUZIONE

REAZIONE DEL TERRENO

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	Poriz (kPa)	P/Pu (%)	E/Eo (%)	τ_H/τ_U (%)	$\tau_{v, monte}/\tau_U$ (%)	$\tau_{v, valle}/\tau_U$ (%)
0,00	1						
0,30	1	20,6	59,7	5,3	62,9	54,2	100,0
0,90	1	34,3	33,1	9,1	58,6	54,2	100,0
1,50	1	41,2	23,9	12,2	54,3	54,2	100,0
1,90	1	44,4	20,3	14,1	51,5	54,2	100,0
2,20	1	46,4	18,3	15,4	49,3	54,2	100,0
2,70	1	48,9	15,7	17,5	45,7	54,2	100,0
3,30	1	50,7	13,4	20,0	41,5	54,2	100,0
3,90	1	51,4	11,5	22,5	37,2	54,2	100,0
4,50	1	51,1	9,9	25,2	32,9	54,2	100,0
5,10	1	49,7	8,5	28,2	28,6	54,2	100,0
5,70	1	47,3	7,2	31,6	24,3	54,2	100,0
6,30	1	43,8	6,0	35,5	20,0	54,2	100,0
6,80	1	39,9	5,1	39,5	16,4	54,2	100,0

SOLUZIONE

AZIONI INTERNE

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	1	5.902	16.300	46.000
0,60	1	5.532	17.429	44.197
1,20	1	5.092	18.315	42.394
1,80	1	4.624	18.929	40.591
2,00	1	4.464	19.070	39.990
2,00	1	3.603	19.070	40.487
2,40	1	3.281	18.913	39.285
3,00	1	2.797	18.435	37.483
3,60	1	2.317	17.667	35.680
4,20	1	1.849	16.615	33.877
4,80	1	1.400	15.287	32.075
5,40	1	975	13.697	30.272
6,00	1	582	11.862	28.470
6,60	1	228	9.802	26.667
7,00	1	17	8.316	25.466

SOLUZIONE

CEDIMENTI E PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

DISTANZA DAL LATO DI MONTE (m)	SPOSTAMENTO VERTICALE (positivo verso il basso) (cm)	PRESSIONE VERTICALE (kPa)	P/P _u (%)	E/E ₀ (%)
0,09	1,1	118	1,4	69,9
0,32	1,1	121	1,5	69,5
0,57	1,2	124	1,5	69,0
0,82	1,2	127	1,5	68,5
1,07	1,2	129	1,6	68,0
1,32	1,3	132	1,6	67,5
1,57	1,3	135	1,6	67,1
1,82	1,3	138	1,7	66,6
2,07	1,4	141	1,7	66,2
2,32	1,4	143	1,7	65,7
2,57	1,5	146	1,8	65,3
2,82	1,5	149	1,8	64,9
3,07	1,5	151	1,8	64,5
3,32	1,6	154	1,9	64,1
3,57	1,6	156	1,9	63,7
3,82	1,6	159	1,9	63,4
4,07	1,7	162	2,0	63,0
4,32	1,7	164	2,0	62,6
4,57	1,7	167	2,0	62,3
4,82	1,8	169	2,0	61,9
5,07	1,8	172	2,1	61,6
5,32	1,8	174	2,1	61,3
5,57	1,9	176	2,1	60,9
5,82	1,9	179	2,2	60,6
6,07	2,0	181	2,2	60,3
6,32	2,0	184	2,2	60,0
6,57	2,0	186	2,3	59,7
6,82	2,1	188	2,3	59,4
7,07	2,1	191	2,3	59,1
7,32	2,1	193	2,3	58,8
7,57	2,2	195	2,4	58,5
7,82	2,2	197	2,4	58,2
8,07	2,2	200	2,4	57,9
8,32	2,3	202	2,4	57,7
8,57	2,3	204	2,5	57,4
8,82	2,3	206	2,5	57,1
9,07	2,4	209	2,5	56,9
9,32	2,4	211	2,6	56,6
9,57	2,5	213	2,6	56,4
9,79	2,5	215	2,6	56,1

SOLUZIONE



FIG.5 - Percentuale di mobilitazione della spinta laterale

SOLUZIONE



FIG.9 - Percentuale di mobilitazione del modulo elastico

SOLUZIONE



FIG.10 - Spostamento verticale alla base del pozzo

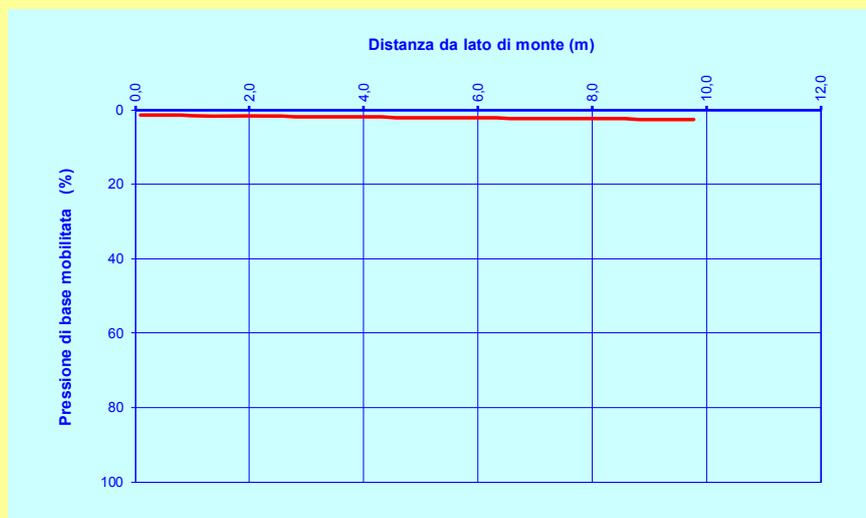


FIG.11 - Percentuale di mobilitazione della spinta di base

14.2.1.5 Calcolo dei tiranti di ancoraggio

Le teste del pozzo sono tirantate, con tiranti attivi realizzati tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.).

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano N lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, D ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed H la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove d è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ($\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare il valore τ_c ottenuto come media fra la τ_{c0} e la τ_{c1} della malta.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere la lunghezza di franco L che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, β , che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo N in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

Con ragionevole grado di sicurezza applicando le formule suesposte nel caso in questione si ha

L libera	= 25 mt
L ancoraggio	= 15 mt

Un valore così elevato della lunghezza libera è reso necessario per ammorsare la parte attiva (bulbo/ancoraggio) in zone non occupate dai sistemi fondali del ponte realizzato da ANAS esistente ed il nuovo ponte tra l'impalcato storico e l'impalcato stradale esistente

14.2.1.6 Giudizio motivato sulle prestazioni del sistema fondale del ponte ad arco esistente

Le fondazioni a pozzo realizzate mediante consolidamento del terreno tramite jet grouting garantiscono entro ampi margini di sicurezza le prestazioni minime nei confronti degli stati limiti indagati.

In particolare si è scelto un approccio molto cautelativo al fine di limitare i cedimenti (cedimento atteso max pari a 1.6 cm sulle pile e 4.7 cm sulle spalle rispetto ad un cedimento di calcolo assunto pari a 5 cm) ed avere ampi margini di sicurezza nei confronti della portanza in modo tale da assorbire eventuali criticità che dovessero nascere in sede di realizzazione del sistema fondale. Tale approccio molto cautelativo è dovuto in principal modo alle difficoltà realizzative del sistema fondale e dalla difficoltà di controllo del realizzato.

Tutto ciò considerato si ritiene che le fondazioni per come sono state dimensionate siano in grado di garantire le prestazioni richieste.

15 CONCLUSIONI

La presente relazione è stata redatta con l'intento di rappresentare un valido elemento tecnico di supporto alla progettazione per la riqualifica e potenziamento della strada statale n° 415 Paullese, delineando un quadro geologico rappresentativo basato su: ricostruzione geologica del sottosuolo di pertinenza dell'opera; studio geomorfologico dell'area; ricostruzione ed analisi delle caratteristiche idrogeologiche dell'area; definizione delle stratigrafie e dei parametri di progetto.

L'ambito territoriale attraversato della statale Paullese si estende nella porzione di media pianura milanese compresa fra il fiume Lambro ed il fiume Adda.

Per quanto riguarda gli aspetti geologici presenti nell'area si possono distinguere due serie stratigrafiche quaternarie: una più superficiale, continentale e una più profonda, marina; la prima si caratterizza per l'intensa fase erosiva e per i consistenti depositi terrigeni alluvionali (fase post – glaciale Olocenica), la seconda per l'inizio della fase regressiva subita dal “mare padano” e per la sedimentazione dei depositi fluvio-lacustri, deltizi e di pianure costiere su parte della pianura (Pleistocene inferiore). Alle due serie stratigrafiche, come limite di demarcazione delle suddette successioni, deve essere aggiunta una terza serie che ha interessato il territorio durante il Pleistocene: la serie delle successioni glaciali, note in letteratura con i nomi di Gunz, Mindel, Riss e Würm.

I terreni di pertinenza delle opere sono ascrivibili soprattutto alla parte alta della successione glaciale (Fluvioglaciale e Fluviale) e ai Depositi fluviali recenti.

Lo studio idrogeologico dell'area, eseguito attraverso le indagini in situ, ha consentito di evidenziare quanto segue:

- o presenza di una zona satura nei livelli litologici più superficiali e strettamente legata alle variazioni idriche superficiali (vedasi livello del fiume Adda);
- o presenza di una zona satura alla profondità di circa 28 m dal p.c.; tale zona rappresenta la sede di un acquifero semi-confinato;
- o determinazione del livello di falda a circa 74.63 m s.l.m.m..

Le indagini geognostiche eseguite nella zona hanno consentito di caratterizzare dalla punto di visto geotecnico i vari orizzonti di pertinenza delle opere. Dettagliate informazioni sono state ricavate soprattutto dai sondaggi eseguiti durante la campagna di indagine eseguita nel 2008. Questi ultimi hanno evidenziato come alla profondità di circa 30 m dal p.c. si ha

un importante passaggio stratigrafico, da materiale grossolano tipico di ambiente ad alto potenziale cinetico, si passa a materiale fine tipico di ambienti relativamente quieti.

La campagna di indagine del 2015 si è limitata al carotaggio continuo che ha confermato che la tessitura del terreno compiutamente definito dalla campagna di indagine del 2008 si mantiene pressoché costante anche in alveo (solo una diversa alternanza di strati ghiaiosi e sabbiosi sicuramente dovuti al dilavamento della corrente ma con caratteristiche geotecniche pressoché equivalenti) al fiume Adda consentendo di mappare completamente la zona interessata dall’intervento.

Tali evidenze consentono pertanto di raccomandare di attestare il piede delle opere di sottofondazione all’interno dei livelli di tipo B e C (Sabbia e Ghiaia), lasciando un adeguato spessore sotto il medesimo in funzione della distribuzione del carico.

Fanno parte integrante della presente relazione anche se riportati in documenti separati i seguenti allegati:

- Risultati indagini geognostiche
- Risultati prove di laboratorio