



CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA
DIREZIONE VERDE PUBBLICO ED EDIFICI MUNICIPALI
SERVIZIO GRANDI OPERE DEL VERDE

**INTERVENTI DI RIASSETTO IDROGEOLOGICO
PARCHI COLLINARI CIRCOSCRIZIONE 8
cod. opera 3816 - CUP C19B12000130002**

Coordinatore del progetto:

dott. For. Ezio DE MAGISTRIS

Consulenza specialistica:

dott. Geol. Giuseppe GENOVESE

EDes Ingegneri Associati
ing. Chiara PALESE



Responsabile di Procedimento
e Dirigente del Servizio:

arch. Sabino PALERMO

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE GEOLOGICA E
DIMENSIONAMENTO STRUTTURE**

SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	3
2.	ANALISI DEL DISSESTO E INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	4
3.	INQUADRAMENTO geologico e geomorfologico.....	6
3.1	Stratigrafia di dettaglio.....	7
4.	RAPPORTO GEOTECNICO.....	9
5.	SOLUZIONI TECNICHE PER GLI INTERVENTI DI RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO.....	10
5.1.	Scogliere in massi rivegetate.....	11
5.2.	Briglie in massi cementati.....	11
5.3.	Palificate di sostegno a doppia parete.....	12
5.3.1.	Modalità di posa in opera della palificata a doppia parete.....	13
5.3.2.	Verifica di stabilità della palificata a doppia parete.....	16
5.4	Dreni suborizzontali.....	19
5.5	Fascinate.....	20
5.6	Copertura diffusa con astoni.....	20
6.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	22
7.	PREMESSA.....	31
8.	ANALISI DEL DISSESTO E INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	32
9.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	34
9.1.	Stratigrafia di dettaglio.....	35
10.	RAPPORTO GEOTECNICO.....	37
11.	SOLUZIONI TECNICHE PER GLI INTERVENTI DI RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO.....	38
11.1.	Paratia berlinese di micropali.....	39
11.1.1.	Verifiche strutturali.....	41
11.1.2.	Verifica a flessione.....	44
11.1.3.	Verifica a taglio.....	45
11.1.4.	Cordolo di testa micropali.....	45
11.2.	Palificate di sostegno a doppia parete.....	48
11.2.1	Modalità di posa in opera della palificata a doppia parete.....	48
11.2.2	Verifica di stabilità della palificata a doppia parete.....	51
11.3	Grata viva con talee e piantine.....	54
11.3.1	Modalità di posa in opera della grata viva.....	56
11.4	Trincee drenanti.....	56
11.5.	Fossi di guardia.....	60
12.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	61

PARCO DEL NOBILE

1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del vigente D.M. 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione" e del D.M. 14 /01/08 "Norme Tecniche per le Costruzioni", a supporto del progetto "Interventi di riassetto idrogeologico parchi collinari circoscrizione 8 – cod. opera 3816" del Settore Grandi Opere del Verde della Città di Torino.

Nello specifico lo studio riguarda il dissesto che ha interessato il versante idrografico destro del Rio Paese, nel tratto che corre a cielo aperto all'interno del Parco del Nobile sito lungo l'omonima strada nel settore collinare del Comune di Torino.

L'attività d'indagine si è esplicata mediante l'esecuzione di un rilevamento geolitologico e geomorfologico di dettaglio dell'area d'intervento e del suo intorno e tramite l'esecuzione di n°6 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo PAGANI DPM 20-30 a massa battente da 30 kg.

2. ANALISI DEL DISSESTO E INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il settore in esame si localizza – come anticipato – in corrispondenza del versante idrografico destro del Rio Paese, che delimita verso Sud il Parco del Nobile e che, nel tratto di monte, scorre intubato all'interno di uno scatolare di cemento armato con sezione pari a circa 4x2 m e nei restanti settori scorre a cielo aperto.

Allo sbocco del tratto intubato fu a suo



tempo realizzata, su entrambe le sponde, una scogliera di altezza pari a circa 1,7÷2,0 m, formata da massi ciclopici vincolati mediante cavi di acciaio, sormontata da un ripido versante vegetato a bosco ceduo sulla sponda sinistra e da una scarpata meno acclive con vegetazione arbustiva sulla sponda destra.

La scogliera in sponda destra risulta attualmente visibilmente spanciata nel tratto di circa 10 metri più prossimo allo sbocco del tratto intubato. Tale dissesto è attribuibile alle spinte provenienti dal pendio collinare sovrastante, fortemente acclive e, come hanno evidenziato i risultati delle prove penetrometriche, caratterizzato da significativi spessori della coltre sciolta superficiale, geotecnicamente scadente.

Nel settore di versante che sovrasta lo sbocco del tratto tombinato del rio e la suddetta scogliera si rileva inoltre un'intensa attività erosiva con formazione di solchi di ruscellamento e instabilità incipiente del pendio di raccordo con il rio sottostante. In questo settore confluisce infatti buona parte dell'acqua ruscellante lungo il vallone principale (privo in questo tratto di una linea di scolo in quanto tombinata).

Il settore territoriale in esame, come si evince dalla **Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica**, allegata alla Variante n°100 al P.R.G.C., approvata con Delibera della Giunta Regionale

27/10/08 n. 21/9903, pubblicata sul BUR n. 45 del 6/11/08 è inserito all'interno della **Classe IIIa (C)** indicata come *“Aree situate sui versanti o alla base di versanti a rischio o a lato di corsi d'acqua minori”*. Si evidenzia che in tale cartografia il tratto di rio a cielo aperto è stato erroneamente cartografato come intubato e viceversa.

Nella medesima cartografia e nella **Carta dei Dissesti di Versante**, allegata alla Variante n°100 al P.R.G.C., sia immediatamente a monte che a valle del settore d'intervento è segnalata la presenza di una frana attiva (FA).

Nel **“PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001” nell'area in esame è segnalata un'area di frana attiva non perimetrata (Fa).

Nella banca dati del **“Progetto IFFI – Inventario Fenomeni Franosi in Italia”**, promosso dal Comitato dei Ministri per la Difesa del Suolo (ex lege 183/89) e curato a livello regionale dall'ARPA Piemonte, a monte e a valle del sito puntuale di previsto intervento sono segnalati rispettivamente un colamento rapido e un movimento franoso quiescente.

L'area in esame **non è sottoposta a vincolo idrogeologico (L.R. 45 del 9/08/89)**. Sulla base della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** *“D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attivita' urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”* pubblicata sul B.U.R. n°50 del 15/12/11 il territorio comunale di Torino ricade in **zona 4**.

3. INQUADRAMENTO geologico e geomorfologico

Il Parco del Nobile, localizzabile sulla Sezione n°156090 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte - scala 1:10.000, si inserisce lungo una fascia di versante collinare immediatamente contigua e sottesa alla strada del Nobile e alla cascina omonima.

La morfologia del versante e, a più ampia scala, dell'intero bacino idrografico è piuttosto complessa e si discosta nettamente dal paesaggio geomorfologico che domina le porzioni adiacenti di rilievo collinare: il bacino di Val Salice (drenato dal Rivo Paese e Rivo Paese di Val Salice, confluenti in Piazzale Adua) è piuttosto ampio e poco inciso, con una blanda dorsale debolmente rilevata che costituisce lo spartiacque tra le due incisioni torrentizie, in netto contrasto con i ripidi versanti che delimitano lateralmente e in testata il bacino. Tale bacino è inoltre caratterizzato da un reticolo idrografico scarsamente gerarchizzato e poco inciso.

A scala puntuale, la morfologia originaria del versante vallivo destro risulta in questo settore profondamente modificata dai terrazzamenti e colmamenti antropici realizzati nell'ambito degli interventi edificatori e dai rimodellamenti del piano campagna occorsi con l'intubamento del rio nel tratto immediatamente a monte dell'area d'intervento.

Dal punto di vista geologico il settore della collina di Torino oggetto d'indagine è costituito da depositi marini di età terziaria depositi nell'antico Bacino Ligure Piemontese, sollevati e deformati a costituire un'antiforme con l'asse di cerniera circa coincidente con la linea di cresta, i cui strati immergono verso NNO al di sotto della pianura torinese.

Nel dettaglio i rilievi collinari sui quali si adagia il lotto d'intervento sono modellati entro i terreni del substrato marino miocenico dell'antiforme collinare, costituito in questo settore dal "*Complesso di Termo Forà*" in facies siltitica, sabbiosa e conglomeratica.

La sequenza stratigrafica descritta precedentemente risulta a luoghi mascherata da depositi eolici tardo pleistocenici, affioranti localmente lungo le scarpate di controripa delle strade: trattasi di sabbie fini debolmente limose di colore nocciola giallastro più o meno alterate superficialmente, con tipica fratturazione prismatico-colonnare e tracce di stratificazione planare, e limi sabbiosi debolmente argillosi ("loess"), geneticamente correlabili alle fasi di deposizione in ambiente steppico post-glaciale.

E' inoltre presente una diffusa copertura eluvio-colluviale limoso sabbiosa, particolarmente potente nei settori compluviali e lungo i versanti - quale quello in esame - in cui i terreni circa litoidi sono intensamente fratturati e disarticolati da strutture di deformazione di tipo fragile.

Anche nel Foglio 156 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG curato dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza del Membro siltoso-conglomeratico della "Formazione di Termofourà" costituito da marne siltose e siltiti con intercalazioni di litareniti e di livelli conglomeratici lenticolari.

3.1 STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area d'intervento sono state effettuate in base al rilievo geologico e geomorfologico ed alla campagna geognostica espletata mediante n°6 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo PAGANI DPM 20-30 a massa battente da 30 kg.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (angolo di apertura = 60°) posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste; l'infissione avviene per battuta, facendo cadere da un'altezza di 0,2 m un maglio di peso pari a 30 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,10 m (N'): per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine N_{SPT} della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente, pari a $N_{SPT} = N'$.

Nel dettaglio le prove – come osservabile nella planimetria in allegato – sono state posizionate lungo due allineamenti all'incirca paralleli alla scogliera in esame: il primo posto circa 5 m a monte della scogliera (prove DPM1, DPM2, DPM5 e DPM6) e il secondo posto a sua volta all'incirca 5 m a monte del primo allineamento (prove DPM3, DPM4).

Tali indagini hanno evidenziato una successione stratigrafica così schematizzabile:

ORIZZONTE 1: coltre eluvio-colluviale prevalentemente sabbioso-limosa frammista, almeno nella porzione più superficiale, a terreno di riporto. Tale orizzonte affiora fino a circa 3,0÷4,0 m di profondità dal p.c. attuale nel settore di valle dell'area (prove DPM1, DPM2, DPM5 e DPM6) e fino a -4,5÷6,0 m c.ca in corrispondenza dell'allineamento eseguito a monte (prove DPM3 e DPM4).

ORIZZONTE 2: substrato saldo siltoso-conglomeratico, contraddistinto da un repentino incremento dei valori di resistenza penetrometrica fino al rifiuto alla penetrazione, affiorante a partire da 3,0÷4,0 m di profondità dal p.c. attuale nel settore di valle dell'area (prove DPM1, DPM2, DPM5 e DPM6) e da -4,5÷6,0 m in quello di monte (prove DPM3 e DPM4).

4. RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche effettuate e delle osservazioni di campagna, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica del terreno presente nel sito in esame.

Si è ritenuto corretto definire “una stratigrafia geotecnica” cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione “media” e piuttosto conservativa: la parametrizzazione è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura specifica fra N_{SPT} e densità relativa (D_r) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1977].

I terreni della coltre sabbioso-limosa frammista a terreno di riporto (ORIZZONTE 1), da sciolti a poco addensati, sono caratterizzabili nel seguente modo:

γ_n	=	peso di volume naturale = 18,0 kN/m ³
c'	=	coesione efficace = 0,00 kPa
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 30°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 27°

Il sottostante substrato saldo siltoso-conglomeratico (ORIZZONTE 2) è caratterizzabile con i seguenti parametri medi:

γ_n	=	peso di volume naturale = 19,0 kN/m ³
c'	=	coesione efficace = 30,00 kPa
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 35°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 32°

5. SOLUZIONI TECNICHE PER GLI INTERVENTI DI RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO

Per quanto riguarda gli interventi di ripristino e consolidamento del tratto di versante in esame si prevede:

- il rifacimento della scogliera in massi con la messa a dimora di talee, a partire dallo sbocco del tratto intubato per uno sviluppo lineare di circa 30 metri e con un'altezza fuori terra di 2 m c.ca;
- il rifacimento della briglia in massi cementati in corrispondenza della porzione terminale della scogliera;
- la realizzazione di una soglia intermedia in massi cementati;
- il rivestimento del fondo alveo, con massi alla rinfusa cementati nel tratto dallo sbocco del tombino alla soglia, con massi alla rinfusa nel tratto tra la soglia e la briglia e con una platea in massi cementati al piede della briglia;
- La copertura diffusa con astoni della sponda destra nel tratto immediatamente a valle della briglia;
- la realizzazione di una strada di accesso al tratto spondale oggetto d'intervento e la conseguente formazione di due ordini di palificate doppie di sostegno, parzialmente sovrapposte, a sostegno della sua scarpata controripa sottesa al pendio che culmina sul vialetto esistente; posa di canaletta in geocomposito lungo il ciglio di monte sia del vialetto esistente sia della strada di progetto, con pozzetti di raccolta e tubazioni di scarico nel rio;
- la realizzazione di 30 dreni suborizzontali disposti a pettine nel tratto di versante posto a monte delle palificate e a valle del vialetto esistente;
- il rimodellamento del tratto di versante a monte delle palificate in progetto, il suo rivestimento con biostuoie in fibra vegetale e la sua stabilizzazione mediante fascinate ed infissione di talee in filari distanziati all'incirca 2 m l'uno dall'altro;
- l'intercettazione delle acque di ruscellamento provenienti dal settore di compluvio a monte dell'opera mediante un vaso costituito da una platea con muretti spondali in c.a. e da tubazione di scarico nel rio costituita da canaletta in acciaio \varnothing 80 cm.

Il consolidamento della pendice controripa della pista e del tratto di versante sovrastante verrà effettuato mediante la messa in opera dei due suddetti ordini di

palificate di sostegno a doppia parete parzialmente sovrapposte, aventi uno sviluppo lineare pari a circa 60 m.

Nel seguito si procede a una descrizione delle principali opere previste per il ripristino e consolidamento del tratto di versante in esame.

5.1. SCOGLIERE IN MASSI RIVEGETATE

Costituiscono delle difese spondali tracimabili, con funzione essenzialmente antierosiva e sono realizzate con massi di cava.

Presentano una parte inferiore detta “banchina” posizionata completamente al di sotto del talweg e costituita da una serie continua di grossi massi. Sulla banchina vengono appoggiati i massi di sponda (con pendenze comprese tra 2:3 e 3:4) a secco e di pezzatura non inferiore a $0,3\text{m}^3$. I vani presenti tra i massi vengono intasati con terra di scavo. L’inserimento di talee di specie arbustive dotate di elevata capacità di propagazione vegetativa nella porzione superiore della scogliera si effettua al di sopra della quota corrispondente alle piene con tempo di ritorno di 20-50 anni.

Tali strutture sono caratterizzate da buona deformabilità e drenaggio, quest’ultimo migliorabile con l’uso di tubi-dreno e geotessili filtranti a tergo dell’opera.

Per quanto concerne il caso in esame, le prove penetrometriche hanno evidenziato che in corrispondenza del piano d’imposta della scogliera previsto in progetto affiora il substrato saldo siltoso-conglomeratico (ORIZZONTE 2) che garantisce un sicuro ancoraggio dell’opera. Qualora in corso d’opera, alla prevista profondità d’imposta, non si rilevasse ancora la presenza del substrato saldo si dovrà procedere al suo approfondimento fino all’intercettazione del suddetto substrato.

5.2. BRIGLIE IN MASSI CEMENTATI

Sono opere trasversali al corso d’acqua, che servono per conseguire la stabilizzazione del profilo di fondo alveo e per limitare la sua capacità di trasporto solido.

Il corpo di una briglia è costituito da:

- una parte di fondazione, saldamente ancorata al fondo alveo;

- una parte in elevazione, che individua il salto tra monte e valle della struttura (se questa ha la funzione di soglia) oppure la capacità di contenimento e trattenuta a monte di materiale vegetale e lapideo (se questa ha funzione di briglia);
- una parte sommitale, costituita da un intaglio trapezoidale atto a convogliare il deflusso liquido (gaveta) e ali laterali, ben immorsate nelle sponde;
- a valle del salto è in genere prevista una platea di dissipazione dell'energia cinetica del flusso idrico, costituita da massi di idonea pezzatura opportunamente fondati.

Sono realizzate con un getto di cemento sul quale vengono posate alcune file di massi, secondo una pendenza variabile. I massi possono venire legati tra loro infiggendo e ancorando in ciascuno un golfare, nel quale far passare un cavo in acciaio, che va annegato nel cls.

In pianta l'opera assume un andamento arcuato verso monte, per migliorare le caratteristiche di stabilità strutturale. La gaveta va sagomata in modo da favorire la concentrazione della corrente in centro alveo.

L'uso del calcestruzzo permette di realizzare opere di altezza e pendenza maggiori, ma comporta qualche aggravio dal punto di vista costruttivo: per evitare il dilavamento del calcestruzzo fresco diventa di fondamentale importanza la deviazione dell'acqua durante i lavori; inoltre bisogna porre particolare attenzione alla consistenza del cemento, affinché permei gli interstizi tra i massi ma non sia tanto fluido da fuoriuscire.

Per quanto concerne il caso in esame, le prove penetrometriche permettono di ipotizzare la presenza, in corrispondenza del piano d'imposta della briglia previsto in progetto, la presenza del substrato saldo siltoso-conglomeratico (ORIZZONTE 2) che garantisce un sicuro ancoraggio dell'opera. Qualora in corso d'opera, alla prevista profondità d'imposta, non si rilevasse ancora la presenza del substrato saldo si dovrà procedere al suo approfondimento fino all'intercettazione del suddetto substrato..

5.3. PALIFICATE DI SOSTEGNO A DOPPIA PARETE

La palificata a doppia parete è una struttura autoportante che può svolgere una funzione di sostegno, di contenimento e consolidamento strutturale dei pendii: queste strutture possono svolgere un'azione più efficace rispetto alle tecnologie tradizionali in quanto possono sopportare piccoli assestamenti del terreno, non necessitano di una

struttura di fondazione, possono essere messe in opera anche su pendii di difficile accesso, sono più leggere e si inseriscono in modo ottimale nell'ambiente.

La palificata di sostegno a doppia parete è un manufatto a gravità, costituito da una sorta di cassa in pali di legno a struttura cellulare, riempita di materiale inerte e di materiale vegetale, abbinato alla posa di piante. I materiali impiegati per la costruzione sono pali di legno durabili di latifolia (castagno) o conifera (larice), scortecciati e di diametro minimo 20-25 cm. Un adeguato ancoraggio deve essere previsto mediante piloti in legno o acciaio, posti anteriormente al paramento di monte e/o al paramento di valle, con \varnothing 10÷14 mm.

Il materiale di riempimento può essere quello derivante dagli scavi con materiale terroso o vegetale, eventualmente con aggiunta di ciottolame per migliorare le condizioni di drenaggio o massa specifica.

Per quanto concerne il caso in esame, la palificata di sostegno a doppia parete posizionata a valle dovrà essere saldamente ancorata al substrato saldo siltoso-conglomeratico (ORIZZONTE 2), ivi affiorante a partire da circa -3,0 m dal p.c. attuale: nel settore occidentale, laddove tale orizzonte non risulterà affiorante già sul fondo scavo di preparazione alla struttura, la palificata basale verrà posata su un basamento formato da massi ciclopici annegati nel cls e poggianti direttamente sul substrato.

5.3.1. MODALITÀ DI POSA IN OPERA DELLA PALIFICATA A DOPPIA PARETE

▪ Montaggio della struttura in legname

Si realizza il piano di posa con l'avvertenza di operare a campione, nei casi in cui la palificata incida parzialmente su fronti terrosi consolidati. Il piano va realizzato con una contropendenza verso monte stabilita in sede di calcolo di stabilità (valutata in questo caso pari a 10°).

Si procede alla posa della prima fila di legname in senso parallelo alla pendice (correnti), di lunghezza variabile normalmente da 3 a 6 metri e di diametro minimo 20÷25 cm; la giunzione longitudinale degli elementi avviene mediante incastro e chiodatura con tondini o cambre in acciaio ad aderenza migliorata (di diametro 12÷16 mm); questi vengono infissi, previa foratura del tronco (con punte da trapano del diametro di 10÷14 mm), mediante battitura.

Il montaggio prosegue con la posa del successivo ordine di tondame da posizionarsi in senso ortogonale alla prima fila e alla pendice (traversi), a interassi da 0,5 a 2 m (normalmente 1,0÷1,5 m): la lunghezza di questi legni è stata calcolata per il caso in esame pari a 2,0 m. Si procede quindi al fissaggio dei legni con la fila sottostante tramite tondino in ferro.

Nel procedere alla realizzazione dei piani successivi si segue lo schema descritto, con l'avvertenza di posizionare i legni correnti sempre in posizione arretrata rispetto al sottostante ordine di correnti e ciò per conferire al manufatto la pendenza del paramento scelta in sede progettuale.

Il tondame traverso può essere collocato in posizione sfalsata rispetto all'ordine sottostante ovvero in posizione allineata rispetto al tondo sottostante; tale scelta è prevalentemente dettata da considerazioni di ordine pratico relative agli aspetti progettuali e all'organizzazione del cantiere.

Realizzando strutture con riempimento di terreno eseguito contemporaneamente alla costruzione del manufatto o che non prevedono l'utilizzo di reti e stuoie sul fronte a vista è preferibile realizzare il posizionamento sfalsato dei traversi, favorevole alla stabilità della struttura.

Realizzando invece strutture che prevedono la posa di reti o stuoie a protezione del fronte a vista, come in questo caso, risulta più idoneo la posa dei traversi in posizione allineata all'ordine sottostante.

Questa seconda modalità di posizionamento dei tronchi è inoltre da preferirsi quando, per motivi legati a difficoltà di cantiere che non consentano la presenza continua del mezzo meccanico, si realizzano le operazioni di riempimento a lunghi intervalli. In queste condizioni, non ottimali, va comunque curato manualmente il riempimento degli spazi vuoti tra i successivi ordini di legni ortogonali alla pendice.

▪ *Riempimento struttura e posa del materiale vegetale*

Dopo aver realizzato il montaggio di 2 o 4 ordini di tondame, occorre procedere al riempimento della struttura cellulare con inerti e terreno e alla posa di talee e piantine.

Il riempimento degli spazi vuoti tra i pali deve essere di norma effettuato a strati al fine di ottenere il massimo grado di compattazione interna e realizzato con materiale terroso e materiale vegetale; si procede quindi alla posa delle talee e delle piantine in posizione coricata o delle piantine sul fronte a vista in posizione eretta.

Le talee potranno avere di preferenza una lunghezza pari alla profondità della palificata, onde consentire una radicazione profonda, ed è sufficiente che emergano fuori terra per 10-30 cm.

Le talee o le piantine radicate vengono posate in ragione di una ogni 10-15 cm di fronte per ogni ordine di tondame longitudinale ovvero circa 20-30 talee/piantine per ogni metro quadrato di paramento esterno della palificata.

▪ Formazione di drenaggio

La palificata in legname si presenta come un manufatto a forte capacità drenante; occorre tuttavia curare l'allontanamento delle acque che si dovessero accumulare a livello del piano di posa.

Realizzando il piano di posa in contropendenza verso monte occorre evitare l'imbibizione e l'appesantimento del terreno sottostante al piano di posa medesimo. In particolare si possono utilizzare differenti modalità di emungimento delle acque, tra cui l'utilizzo di fascine vive o morte o di tubazioni drenanti a base piatta di materiale plastico con rivestimento in tessuto non tessuto.

Questi elementi drenanti vanno collocati longitudinalmente nella posizione a quota più bassa sul retro del piano di posa e quindi collegati per lo scarico con elementi in posizione ortogonale alla pendice e con pendenza verso valle.

▪ Posa di stuoie o georeti sul paramento esterno

Uno degli aspetti di maggiore vulnerabilità della palificata, almeno nei periodi immediatamente successivi alla sua realizzazione è la possibilità di asportazione parziale del terreno di riempimento ad opera delle acque.

Al fine di evitare questa eventualità si può prevedere la posa di reti o stuoie che proteggano il fronte a vista. I materiali da utilizzare vanno scelti in rapporto alla durata e al costo (stuoie in fibra di legno, paglia, fibre di cocco, georeti in juta, georeti in fibra di cocco).

La posa delle stuoie o delle reti si può realizzare contemporaneamente alle operazioni di riempimento realizzando quindi sul fronte a vista delle sacche terrose ricoperte dalle stuoie o reti, ovvero successivamente al riempimento facendo emergere dalla ricopertura con stuoie o reti la sola porzione terminale dei traversi.

Questa seconda soluzione assicura al legname in posizione esterna sul fronte a vista una più moderata alternanza di condizioni di umidità/disseccamento a tutto vantaggio della durabilità.

5.3.2. VERIFICA DI STABILITÀ DELLA PALIFICATA A DOPPIA PARETE

Una palificata di sostegno a doppia parete è sostanzialmente assimilabile a un muro a gravità, con specifici parametri di valutazione. Per la verifica della stabilità esterna della palificata devono essere soddisfatte sia la stabilità al ribaltamento che quella allo scorrimento sul piano di fondazione che quella allo schiacciamento, ovvero la verifica di capacità portante del terreno.

Per effettuare la verifica di stabilità è necessario considerare le principali forze che agiscono sulla struttura: l'azione ribaltante è data dalla spinta del terreno (S_t) secondo la relazione di Coulomb in cui

$$S_t = 0,5\gamma_t z^2 K_a$$

dove γ_t = peso specifico del terreno (N/m^3)

z = altezza della struttura (m)

K_a = coefficiente di spinta attiva del terreno

con $K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2)$ (Rankine)

La spinta del terreno è controbilanciata dalla forza stabilizzante data dal peso della struttura (P) secondo la relazione in cui

$$P = \gamma_p b Z_{eff}$$

dove γ_p = peso specifico della struttura (N/m^3)

b = base della struttura (m)

Z_{eff} = altezza effettiva della struttura (m)

L'azione di ribaltamento si esplica attorno al punto inferiore esterno della palificata; i bracci delle due forze contrapposte sono rispettivamente:

- braccio della forza resistente: $r_p = u \cos \alpha = (b/2 + Z_{eff}/2 \tan \alpha) \cos \alpha$

dove α è l'angolo di inclinazione della base della struttura

- braccio della forza agente: $r_{st} = Z/3$

La verifica al ribaltamento considera che il Fattore di Sicurezza, dato dal rapporto tra il Momento delle forze stabilizzanti e il Momento delle forze ribaltanti sia maggiore o almeno pari a 1,5.

Si deve quindi verificare che

$$M_{stab} / M_{rib} = P r_p / S_t r_{st} > 1,5$$

La verifica effettuata per il caso in esame ha fornito, per una struttura di altezza effettiva pari a 4,0 m c.ca, con inclinazione della base di 10° e larghezza della base di 2,0 m, un Fattore di Sicurezza pari a 1,77.

La verifica di stabilità allo scorrimento lungo il piano di posa della struttura è data dal rapporto tra la somma delle forze resistenti e la somma delle forze agenti nella stessa direzione; tale rapporto non deve essere inferiore a 1,5.

In questa verifica si assume che il manufatto, realizzato a regola d'arte, non si disarticoli ma rimanga integro; pertanto esso tenderà a slittare lungo il piano di posa per effetto della sollecitazione della spinta del terreno S_t . Tale azione sarà contrastata da una reazione dipendente dal peso dell'opera stessa e dal coefficiente di attrito struttura/terreno, normalmente assunto come $f = \tan \delta$ dove $\delta = 2/3 \phi$.

Deve quindi verificarsi la relazione per cui

$$P \cos \alpha f / (S_t \cos \alpha - P \sin \alpha) > 1,5$$

La verifica effettuata per il caso in esame ha fornito, per una struttura di altezza effettiva pari a 4,0 m, con inclinazione della base di 10° e larghezza della base di 2,0 m, un Fattore di Sicurezza pari a 6,25.

Le verifiche sopra descritte sono sviluppate in condizioni drenate, dal momento che la falda si attesta ad una profondità non interferente con l'opera in progetto; occorre tenere comunque presente la possibilità che si verifichi un contributo destabilizzante dell'acqua, da intendersi come carico idrostatico supplementare a tergo della parete di monte del manufatto, che si somma all'effetto della spinta attiva del terreno.

La verifica allo schiacciamento (capacità portante del terreno) è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 14/01/2008** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare è stato preso in considerazione l'approccio più cautelativo ovvero:

- **Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)** in cui i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame, considerato che il comune di Torino è posto in Zona 4 della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** con categoria topografica T2 e sottosuolo di categoria B, i parametri da

introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,052

S_s = amplificazione stratigrafica = 1,20

S_t = amplificazione topografica = 1,20

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,741 m/s²

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,200

K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,015

K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,008.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software LOADCAP[®] della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Le verifiche effettuate hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente.

Approccio 1 Combin. 2 (M2)		
	$Q_{lim.}$ (kg/cm ²)	R_d (kg/cm ²)
	M2	M2+R2
palificata 2 x 65 m	5,66	3,14

Le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di R_d sopra indicati.

I valori di R_d ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND* e *BURBIDGE* [1984]: nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di N_{AV} cautelativamente pari a = 20 colpi/piede, in modo da tenere conto della possibile presenza di livelli maggiormente alterati e sfatti.

Il valore di R_d ottenuto agli SLU determina un cedimento differenziale dopo 15 anni dall'applicazione del carico (S_{max}) pari a circa 28 mm c.ca, valore ritenuto accettabile per la stabilità della struttura (in grado di sopportare piccoli assestamenti del terreno).

La verifica ha fornito pertanto i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni C_d (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI		
Tipologia fondazionale	$S_{max}(mm)$	$C_d (kg/cm^2)$
palificata 2 x 65 m	27,95	3,14

Le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di C_d sopra indicati.

5.4 DRENI SUBORIZZONTALI

Trattasi di elementi drenanti a sezione circolare di piccolo diametro inseriti nel corpo di un pendio in frana o nel fronte di uno scavo, durante la sua esecuzione, allo scopo di eliminare l'acqua in eccesso.

Sono costituiti da tubi forati che vengono posti in opera su fori eseguiti con trivelle ad elica o con attrezzature a rotazione dotate di scalpelli o corone taglienti. In quest'ultimo caso il tubo perforato serve anche da rivestimento ed il suo spessore deve essere tale da evitare deformazioni per torsione.

I dreni suborizzontali trivellati hanno generalmente un diametro di 5÷20 cm e lunghezze non superiori ai 200 m; vengono installati con gradienti variabili tra 5÷25%. La loro disposizione nel corpo in frana è principalmente dettata dall'analisi della rete di filtrazione.

Come anticipato, nel caso in esame si suggerisce la realizzazione di dreni disposti “a pettine”, per esercitare una funzione consolidante diffusa volta ad impedire movimenti del piede del versante.

Nel dettaglio si prevede la formazione di 30 dreni con interasse di 1,0 m c.ca per lunghezze variabili tra i 5 e i 15 metri, con inclinazione di 15° c.ca nel settore orientale del tratto di versante in esame e realizzati a quinconce nel tratto occidentale (caratterizzato da spessori maggiori di coltre superficiale) con inclinazione alternata di 5° e di 15°.

Il punto di attacco della perforazione, rispetto al piano di calpestio della nuova pista di accesso in progetto, è previsto ad un'altezza variabile tra 1,0 m (per i dreni inclinati di 5°) e 1,5 m (per i dreni inclinati di 15°).

I tubi in opera dovranno avere un diametro di 2” ed essere rivestiti da un geotessile per aumentare la superficie di captazione e limitare il rischio d'intasamento delle microfessurazioni.

5.5 FASCINATE

Le fascinate sono opere di stabilizzazione superficiale lineare, con effetto di ritenzione idrica quando la disposizione della struttura stessa è, come nel caso in esame, parallela alle curve di livello del versante. Questo tipo di intervento risulta valido su pendii terrosi non eccessivamente inclinati (30°-35°). Sono costituite da fascine di rami lunghi di piante aventi capacità vegetativa, disposte in una banchina profonda da 30 a 50cm e di pari larghezza, e tenute in posto da picchetti in legno lunghi 1 metro e di diametro non inferiore a 5cm, o da tondini di acciaio, infissi a valle della fascinata viva o nel corpo della fascinata stessa. Le fascinate devono essere successivamente interrate, lasciando eventualmente sporgere da terra solo alcuni rami. Talora la messa in opera è integrata dalla piantagione di piantine radicate a fianco della fascinata stessa.

5.6 COPERTURA DIFFUSA CON ASTONI

Le coperture diffuse con astoni vengono impiegate per la stabilizzazione e il consolidamento delle superfici spondali per uno sviluppo del pendio e,

conseguentemente, nel caso in esame la lunghezza degli astoni sarà di circa 4 metri. Viene dapprima effettuato il rimodellamento della sponda, con la realizzazione di uno scavo alla base della sponda stessa (savanella). Gli astoni di specie arboree dotate di elevata capacità vegetativa vengono disposti allineati, a formare uno strato continuo, secondo la massima pendenza, e quindi in senso ortogonale alla direzione di flusso della corrente, con il diametro maggiore disposto verso il basso a contatto con il fosso precedentemente scavato. Lo strato di astoni viene tenuto aderente al terreno tramite più file di paletti in legname idoneo collegati trasversalmente tra loro da fili di ferro. La sponda così rivestita di materiale vegetale sarà quindi ricoperta con un sottile strato di terra agraria.

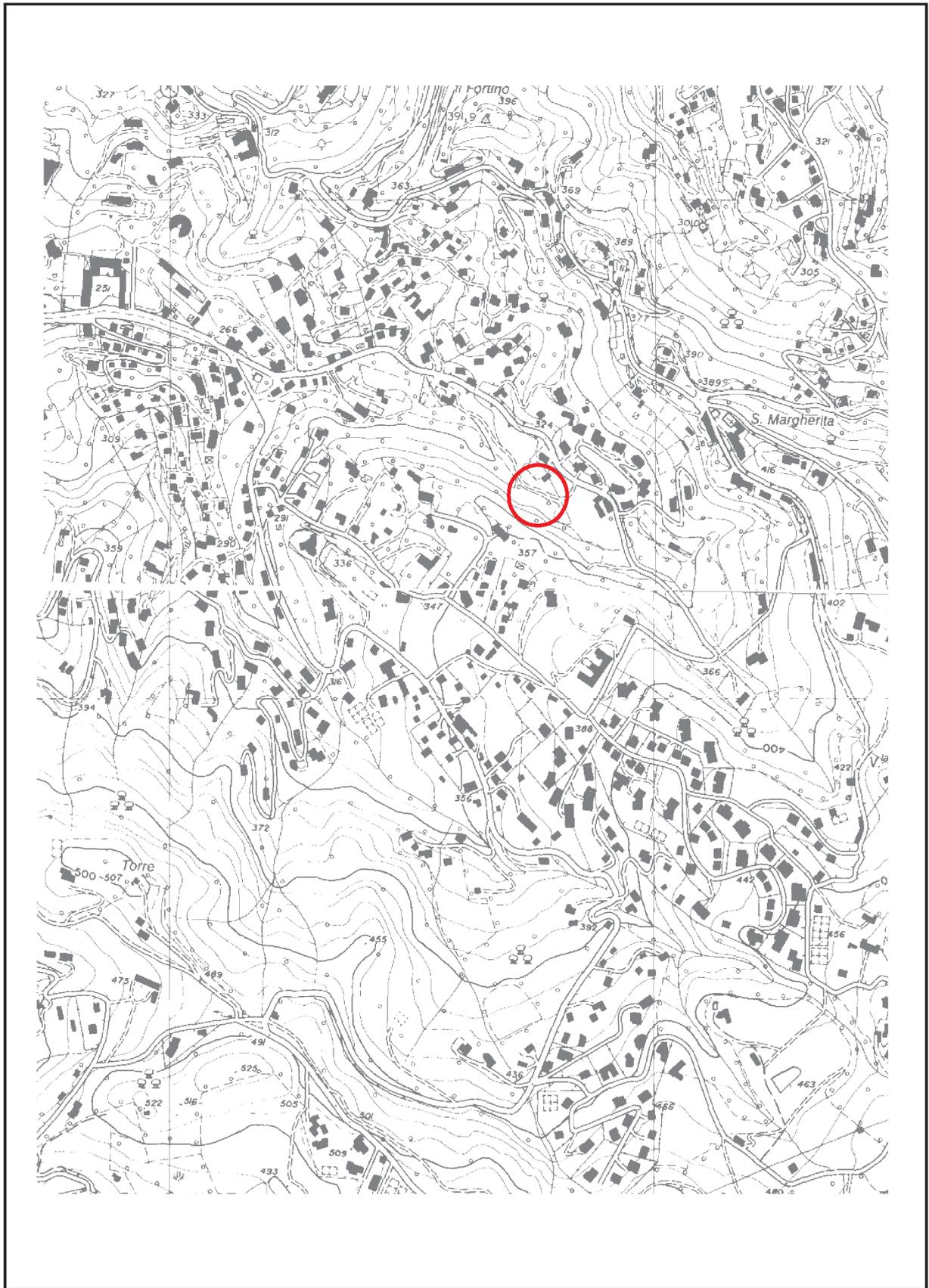
6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le analisi svolte ai punti precedenti hanno permesso di individuare le principali linee di intervento per la sistemazione del dissesto che ha interessato il versante idrografico destro del Rio Paese, all'interno del *Parco del Nobile* nel Comune di Torino.

Sulla base dei rilievi eseguiti e delle indagini condotte in sito è stato possibile pervenire a una definizione dettagliata dell'assetto litostratigrafico e dei parametri geotecnici dei terreni presenti, individuando come idonee soluzioni sistematorie:

- il rifacimento della scogliera in massi con la messa a dimora di talee, a partire dallo sbocco del tratto intubato per uno sviluppo lineare di circa 30 metri e con un'altezza fuori terra di 2 m c.ca;
- il rifacimento della briglia in massi cementati in corrispondenza della porzione terminale della scogliera;
- la realizzazione di una soglia intermedia in massi cementati;
- il rivestimento del fondo alveo, con massi alla rinfusa cementati nel tratto dallo sbocco del tombino alla soglia, con massi alla rinfusa nel tratto tra la soglia e la briglia e con una platea in massi cementati al piede della briglia;
- La copertura diffusa con astoni della sponda destra nel tratto immediatamente a valle della briglia;
- la realizzazione di una strada di accesso al tratto spondale oggetto d'intervento e la conseguente formazione di due ordini di palificate doppie di sostegno, parzialmente sovrapposte, a sostegno della sua scarpata controripa sottesa al pendio che culmina sul vialetto esistente; posa di canaletta in geocomposito lungo il ciglio di monte sia del vialetto esistente sia della strada di progetto, con pozzetti di raccolta e tubazioni di scarico nel rio;
- la realizzazione di 30 dreni suborizzontali disposti a pettine nel tratto di versante posto a monte delle palificate e a valle del vialetto esistente;
- il rimodellamento del tratto di versante a monte delle palificate in progetto, il suo rivestimento con biostuoie in fibra vegetale e la sua stabilizzazione mediante fascinate ed infissione di talee in filari distanziati all'incirca 2 m l'uno dall'altro;
- l'intercettazione delle acque di ruscellamento provenienti dal settore di compluvio a monte dell'opera mediante un vaso costituito da una platea con muretti spondali in c.a. e da tubazione di scarico nel rio costituita da canaletta in acciaio Ø 80 cm.

Sulla base dei rilievi e delle verifiche effettuate, ai sensi del **D.M. 11/03/88** e del **D.M. 14/01/08** *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*, lo scrivente dichiara che gli interventi sistematori illustrati nella presente relazione tecnica, se eseguiti a regola d'arte e in conformità alle indicazioni ivi contenute, permetteranno l'instaurarsi di adeguate condizioni di sicurezza del tratto di pendice collinare in esame.

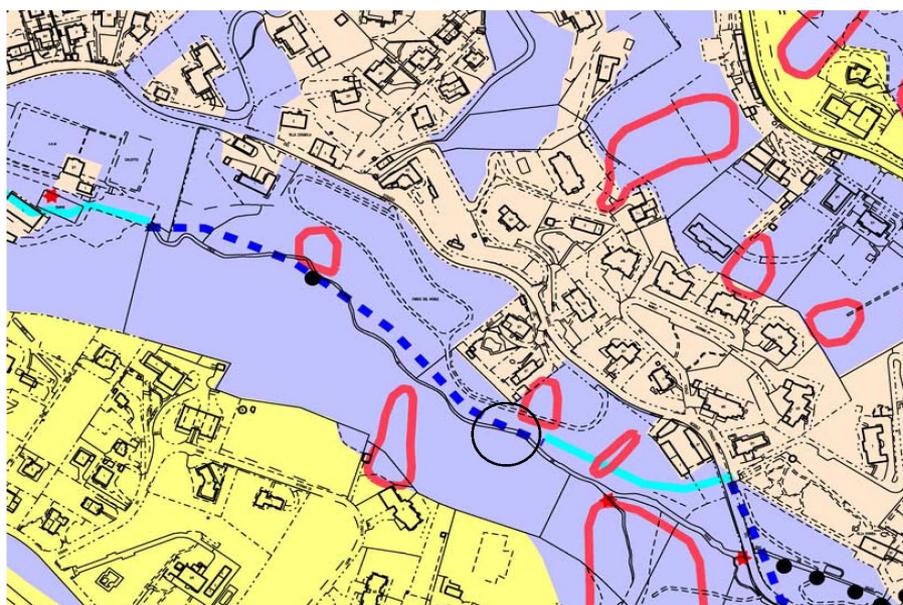


COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezioni n°156090-156130

LEGENDA

Parte Piana Classi e sottoclassi	Parte Collinare Classi e sottoclassi
I (P)	
II (P)	II1 (C)
IIIa (P)	II2 (C)
IIIa1 (P)	III3 (C)
IIIb2 (P)	IIIa (C)
IIIb2a (P)	IIIa1 (C)
IIIb2b (P)	IIIb1 (C)
IIIb3 (P)	IIIb2 (C)
IIIb4 (P)	IIIb3 (C)
IIIb4a (P)	IIIb4 (C)
IIIc (P)	III4 (C) - Ed

	Corsi d'acqua soggetti a fascia di rispetto di inedificabilità assoluta di m 10 dal piede dell'argine o sponda naturale
	Processi di dissesto lineare: intensità/pericolosità molto elevata (EeL) comportante una fascia di rispetto di m 10 dal piede dell'argine artificiale o dalla sponda naturale
	Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti al deflusso della portata liquida di progetto
	Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti ai sensi della direttiva di attuazione dell'art. 15 del PSFF (Agosto 1999) [già indicati con una stella rossa]
	Limite dell'area soggetta all'onda di piena per collasso dei bacini artificiali
	Perimetro di frana attiva
	Perimetro di frana stabilizzata
<hr/>	
Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico PAI approvato con DPCM il 24/05/2001 e s.m.i.	
	Limite tra la fascia A e la fascia B
	Limite tra la fascia B e la fascia C
	Limite esterno della fascia C
	Limite di progetto tra la fascia B e la fascia C
<hr/>	
"Aree inondabili" art. 4 Deliberazione n. 9/07 del 19/07/2007 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po: Variante fasce fluviali del Fiume Dora Riparia e Capitolo 2 Parte Piana, paragrafo 2.1 Allegato B delle NU EA di PRG.	
<hr/>	
	Dividente tra le classi geologiche dell'area di pianura e dell'area di collina



**Stralcio della CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA
E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA
[Allegato Tecnico n.3 - Foglio 13b - Variante n.100 al PRGC]**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

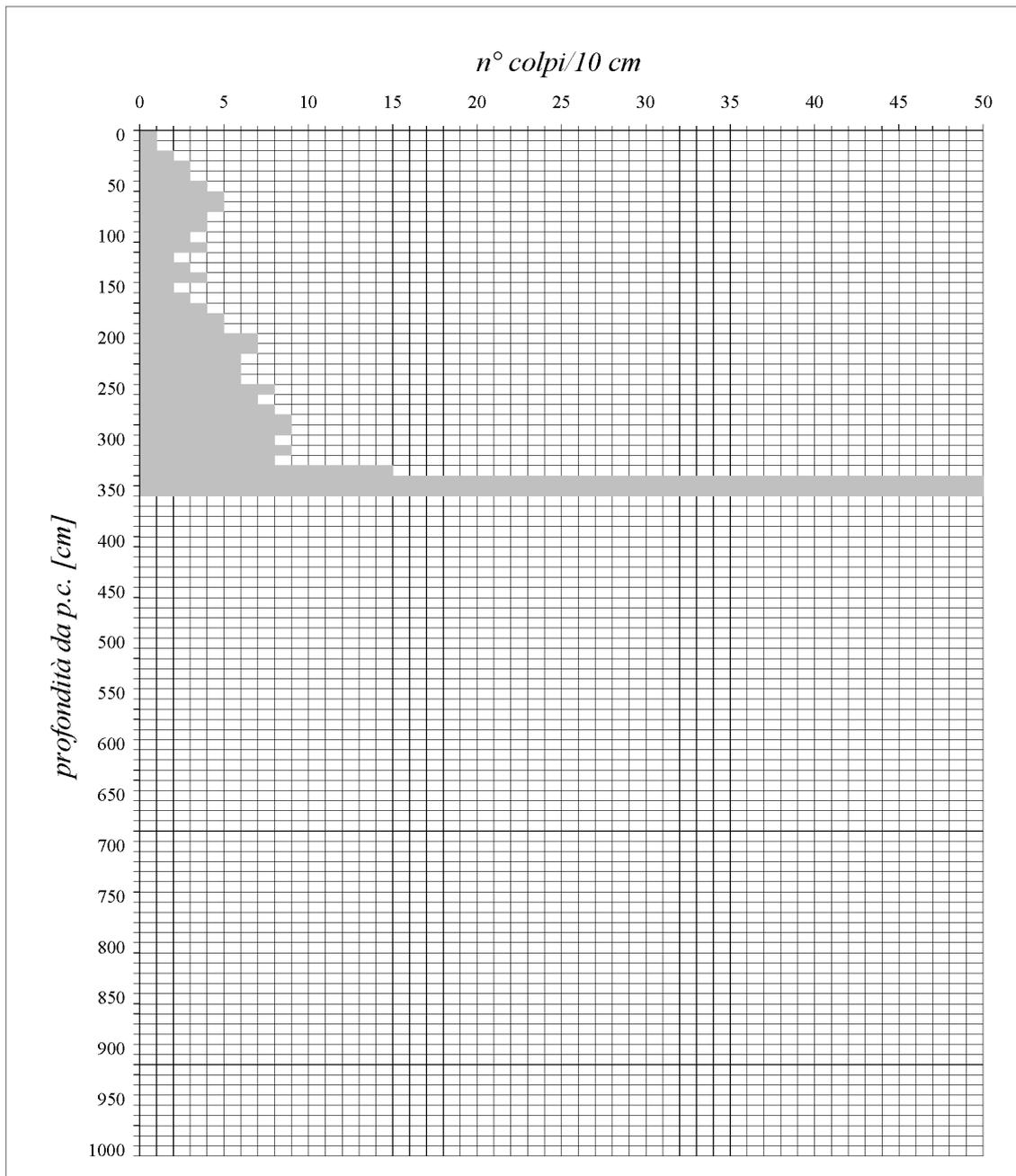
prova n° : DPM1

località : Torino, strada del Nobile

falda : non rilevata

quota inizio : p.c. attuale

data : 05/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

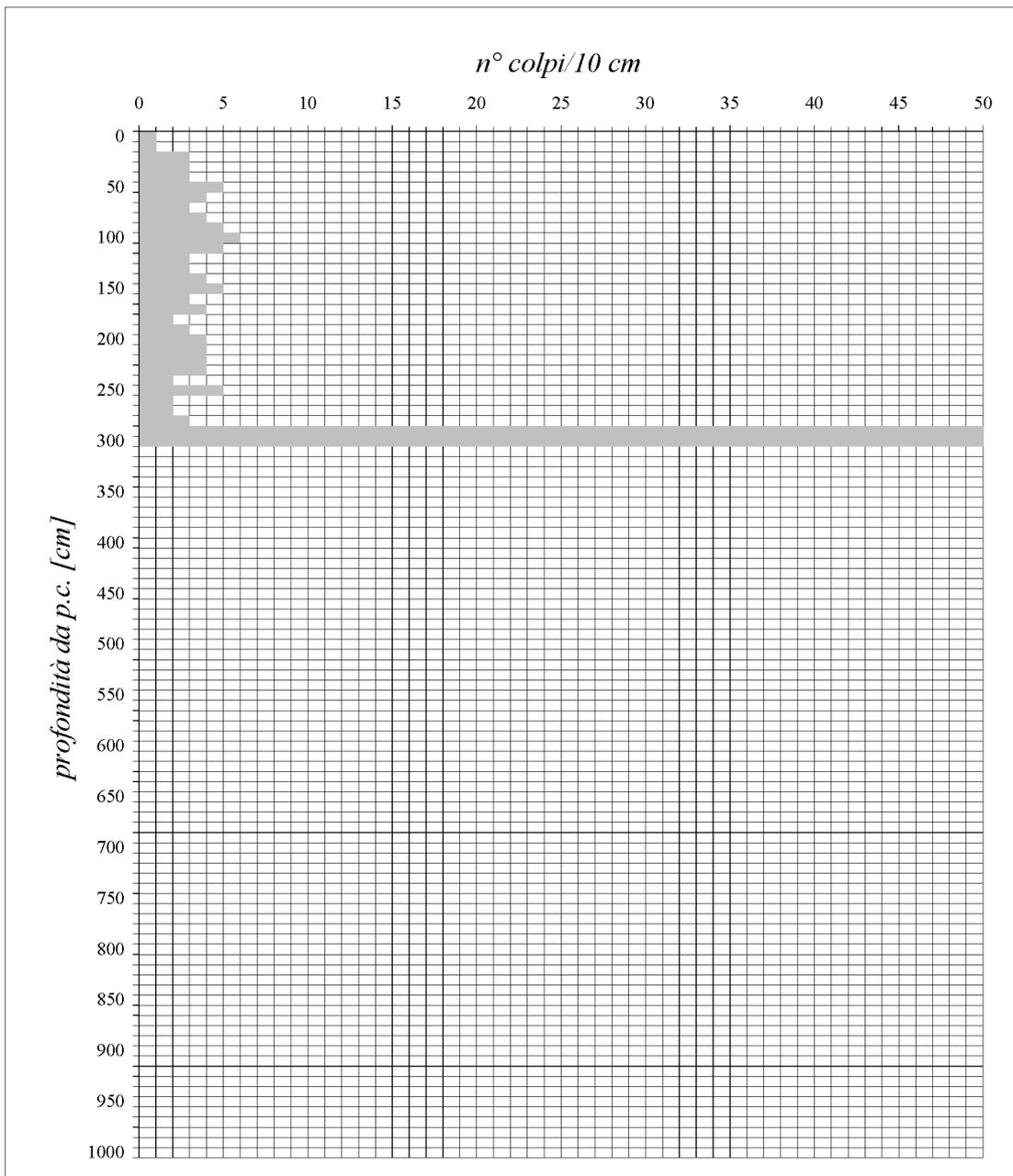
prova n°: DPM2

località: Torino, strada del Nobile

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 05/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

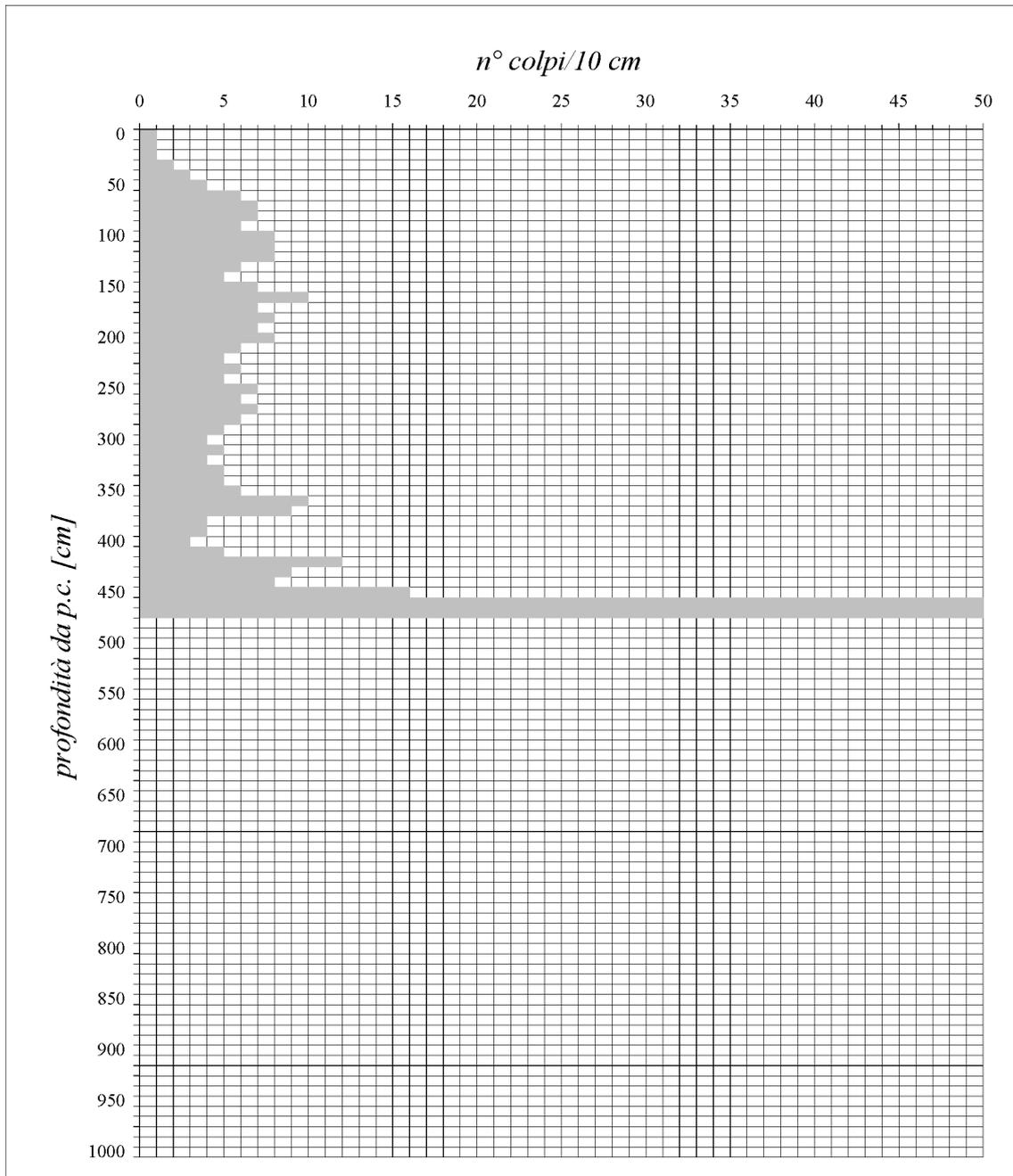
prova n°: DPM3

località: Torino, strada del Nobile

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 13/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh.asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

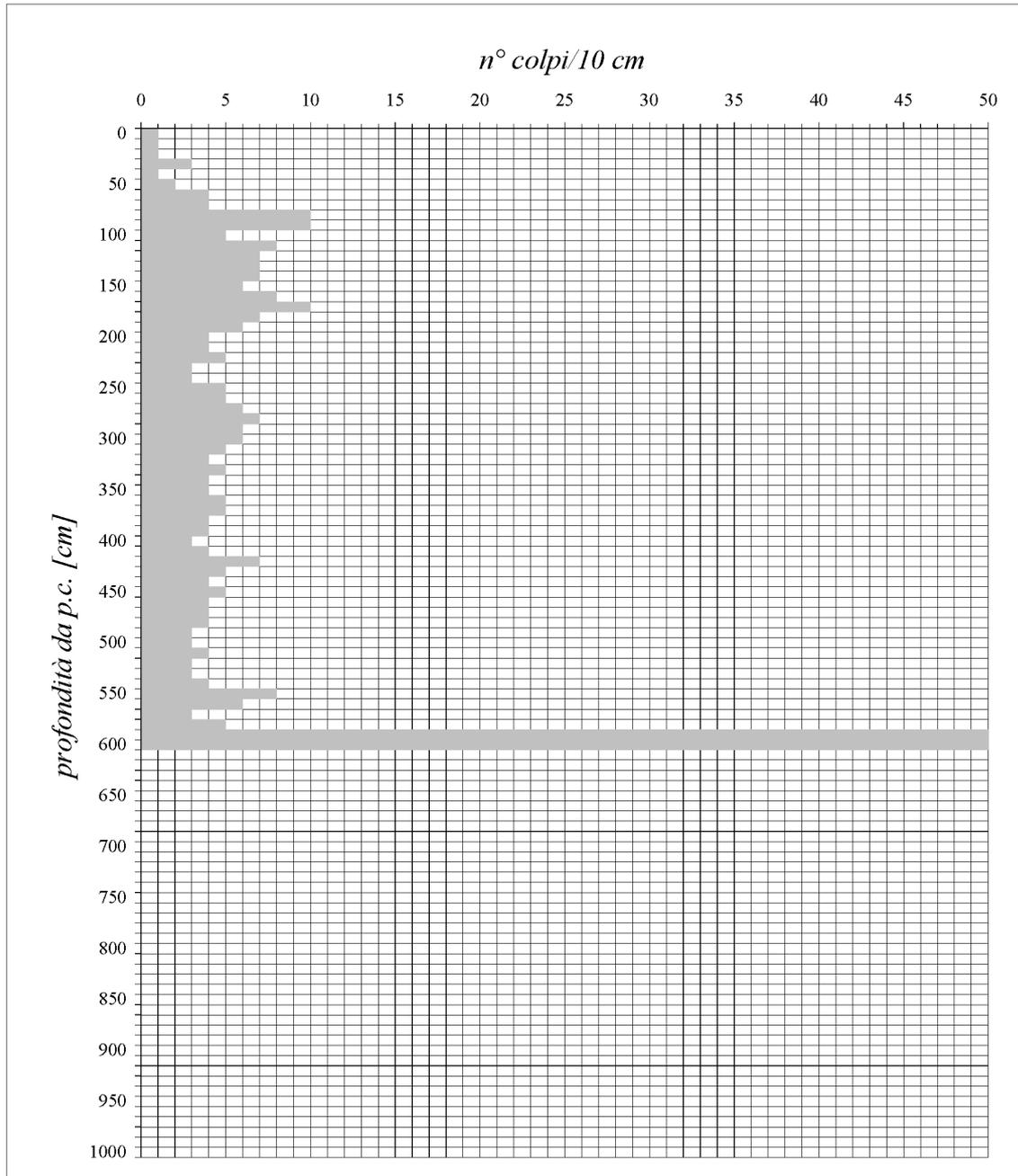
prova n°: DPM4

località: Torino, strada del Nobile

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 13/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh.asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

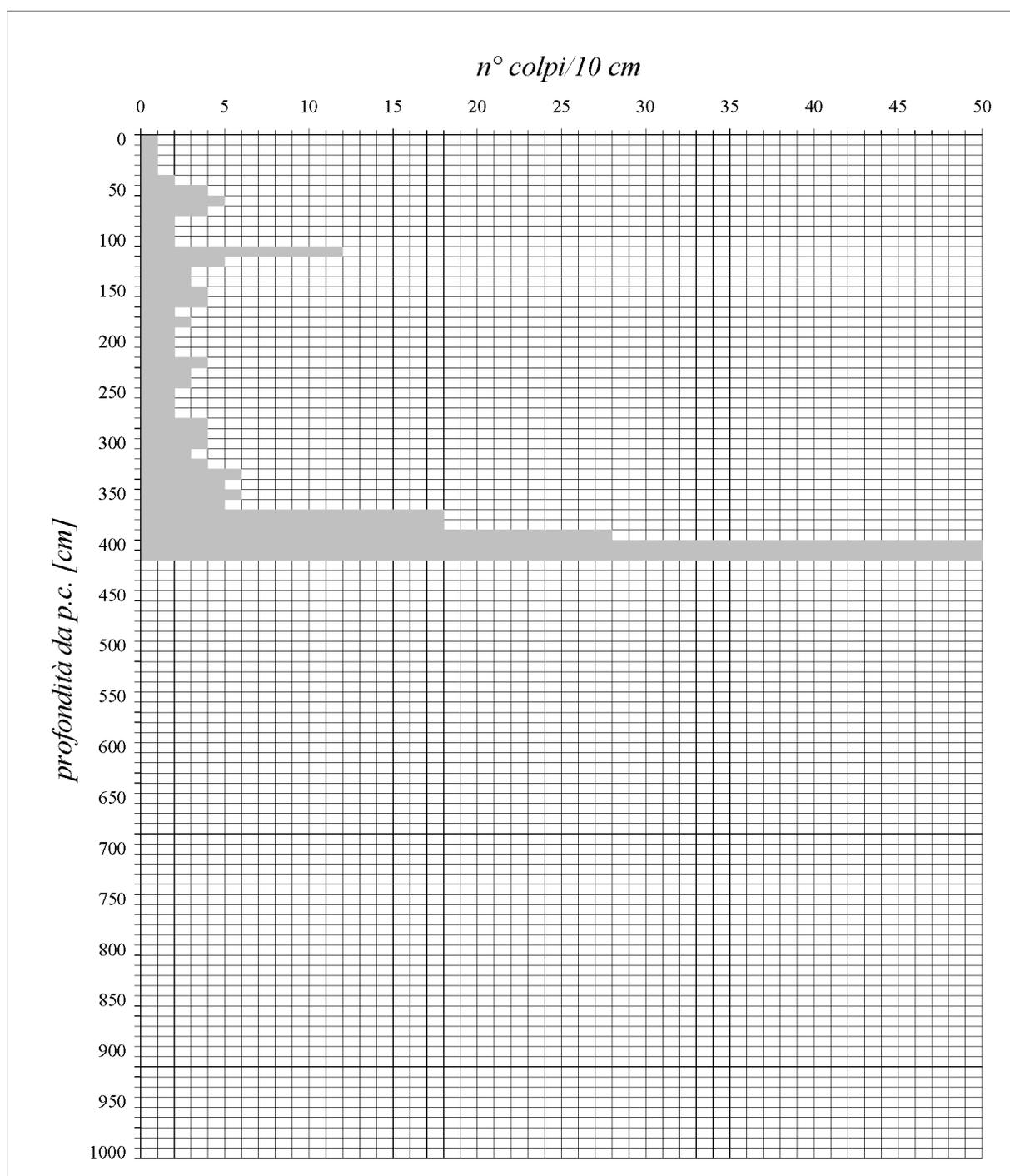
prova n°: DPM5

località: Torino, strada del Nobile

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 30/10/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PARCO LEOPARDI

7. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del vigente D.M. 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione" e del D.M. 14 /01/08 "Norme Tecniche per le Costruzioni", a supporto del progetto **“Interventi di riassetto idrogeologico parchi collinari circoscrizione 8 – cod. opera 3816”** del Settore Grandi Opere del Verde della Città di Torino.

Nello specifico lo studio riguarda il dissesto avvenuto nel parco Leopardi nella notte tra il 16 e il 17 marzo 2011 e che ha interessato il versante posto immediatamente a monte dell'ingresso di via Febo.

L'attività d'indagine si è esplicata mediante l'esecuzione di un rilevamento geolitologico e geomorfologico di dettaglio dell'area d'intervento e del suo intorno e tramite l'esecuzione di n°5 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo PAGANI DPM 20-30 a massa battente da 30 kg.

8. ANALISI DEL DISSESTO E INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il Parco Leopardi si inerpica su di un dislivello di quasi duecento metri dal corso Moncalieri, in riva destra del fiume Po, sino al confine con villa Orsi a Est, strada antica S.Vito Revigliasco a Nord e strada al ponte Isabella a Sud.

In corrispondenza dell'ampia conca posta a monte della piccola area di sosta esistente all'ingresso da via Febo del Parco Leopardi, si è verificato il distacco di una frana di notevoli dimensioni, mobilizzata con cinematismo rotazionale a componente traslazionale. La frana ha un fronte di circa 25 metri per un'altezza di circa 16. Il coronamento superiore si localizza lungo il ciglio di valle del tratto rettilineo della strada interna al Parco dove questa sovrasta l'ingresso di via Febo: il rigetto visibile lungo la superficie di scivolamento della nicchia di distacco è di circa 6/7 metri mentre il corpo di accumulo ha in parte invaso il sottostante spiazzo prativo, esistente in prossimità dell'ingresso di via Febo, ricavato dalla tombinatura di un tratto del rio San Vito che corre immediatamente a nord dell'area in frana.



Il dissesto ha coinvolto il terrapieno (in parte costituito da terreno di riporto) che bordava il ciglio di valle della suddetta strada interna. Il dissesto ha altresì causato la traslazione e il ribaltamento degli alberi ad alto fusto ivi sussistenti e il crollo di parte della palizzata lignea esistente a valle della strada interna al parco: palizzata attualmente ricostruita più a monte in aderenza al ciglio di valle della strada (come osservabile nella foto alla pagina precedente).

Sull'area dissestata si convogliano sia le acque veicolate dai tratti di strada a



monte (peraltro dotati di insufficienti opere di raccolta e collettamento delle acque di scorrimento superficiale) sia quelle ruscellanti selvaggiamente dal vasto compluvio collinare posto a monte. →

Le cause predisponenti l'avvenuto dissesto sono quindi l'assetto geologico del pendio (terrapieno costituito da spessori non trascurabili di terreno di riporto) e la posizione morfologica (settore compluviale recettore delle acque superficiali di un vasto areale posto a monte). La causa scatenante è stato il nubifragio abbattutosi nella notte tra il 16 e il 17 marzo 2011 e l'inefficienza per intasamento della, peraltro esigua, esistente rete di raccolta e smaltimento delle acque superficiali.

Il settore territoriale in esame, come si evince dalla **Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica**, allegata alla Variante n°100 al P.R.G.C., approvata con Delibera della Giunta Regionale 27/10/08 n. 21/9903, pubblicata sul BUR n. 45 del 6/11/08 è inserito all'interno della **Classe IIIa (C)** indicata come *“Aree situate sui versanti o alla base di versanti a rischio o a lato di corsi d'acqua minori”*. Si evidenzia inoltre che in tale cartografia in corrispondenza del tratto a cielo aperto del rio che corre immediatamente a Nord del settore interessato dal movimento franoso è segnalato un *“punto critico del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti ai sensi della direttiva di attuazione dell'art. 15 del PSFF (Agosto 1999)”*.

Nel **“PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001” non sussistono perimetrazioni e/o segnalazioni riguardanti il sito di previsto intervento.

Nella banca dati del **“Progetto IFFI – Inventario Fenomeni Franosi in Italia”**, promosso dal Comitato dei Ministri per la Difesa del Suolo (ex lege 183/89) e curato a livello regionale dall'ARPA Piemonte, non sussiste alcuna segnalazione riguardante l'area in esame.

L'area in esame **non è sottoposta a vincolo idrogeologico (L.R. 45 del 9/08/89)**. Sulla base della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** *“D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”* pubblicata sul B.U.R. n°50 del 15/12/11 il territorio comunale di Torino ricade in **zona 4**.

9. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il Parco Leopardi, localizzabile sulla Sezione n°156090 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte - scala 1:10.000, occupa il tratto basale del versante collinare sotteso a San Vito: esso si inerpica su di un dislivello di quasi duecento metri dal corso Moncalieri, in riva destra del fiume Po, sino al confine con villa Orsi a Est, strada antica S.Vito Revigliasco a Nord e strada al Ponte Isabella a Sud.

Il Parco insiste su di un versante generalmente piuttosto acclive, movimentato dalla presenza di due incisioni torrentizie poste rispettivamente verso i limiti Nord e Sud del Parco. Il bacino più significativo appartiene all'incisione del rio San Vito (limite Nord). L'area in dissesto si localizza lungo un settore blandamente compluviale in sinistra proprio del rio San Vito: questa vallecola si innesta nell'incisione principale in corrispondenza del tratto tombinato del rio, in corrispondenza dell'ingresso di via Febo. La frana ha coinvolto il tratto basale della vallecola, caratterizzata da pendenze medio-elevate e significativi spessori di terreno sciolto di copertura. La parte di vallecola posta immediatamente a monte della frana ha un profilo dolce e pendenza più blanda.

A scala puntuale, la morfologia naturale della vallecola è stata storicamente modificata dalle esigenze antropiche connesse alla fruibilità del Parco, dapprima privato e poi pubblico: tra gli interventi più significativi si segnala la realizzazione del terrapieno (coinvolto nella frana in oggetto) a suo tempo eseguito presumibilmente per la realizzazione e/o allargamento della strada e la tombinatura del tratto di rio posto in corrispondenza dell'ingresso di via Febo nonché, nel tratto immediatamente a monte, interventi di protezione spondale e presidio degli scarichi in alveo provenienti dai fossi stradali.



Dal punto di vista geologico il settore della collina di Torino oggetto d'indagine è costituito da depositi marini di età terziaria depositisi nell'antico Bacino Ligure Piemontese, sollevati e deformati a costituire un'antiforme con l'asse di cerniera circa coincidente con la linea di cresta, i cui strati immergono verso NNO al di sotto della pianura torinese.

Nel dettaglio i rilievi collinari sui quali si adagia il lotto d'intervento sono modellati entro i terreni del substrato marino miocenico dell'antiforme collinare, costituito in questo settore dal "*Complesso di Baldissero*", come riportato nella cartografia ufficiale di riferimento rappresentata dalla Carta Geologica d'Italia, Foglio n°56 (Torino), a scala 1:100.000, in facies siltoso-conglomeratica.

Nell'area in esame la sequenza stratigrafica sopra descritta risulta mascherata da depositi eolici tardo pleistocenici, affioranti lungo le scarpate di controripa delle strade: trattasi di sabbie fini debolmente limose di colore nocciola giallastro più o meno alterate superficialmente, con tipica fratturazione prismatico-colonnare e tracce di stratificazione planare, e limi sabbiosi debolmente argillosi ("loess"), geneticamente correlabili alle fasi di deposizione in ambiente steppico post-glaciale.

Anche nel Foglio 156 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG (attualmente in lavorazione alla scala 1:25.000 e come tale consultabile sul sito dell'ISPRA) curata dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza dei corpi arenaceo-conglomeratici della "*Formazione di Baldissero*".

9.1. STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area d'intervento sono state effettuate in base al rilievo geologico e geomorfologico ed alla campagna geognostica espletata mediante n°5 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo PAGANI DPM 20-30 a massa battente da 30 kg.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (angolo di apertura = 60°) posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste; l'infissione avviene per battuta, facendo cadere da un'altezza di 0,2 m un maglio di peso pari a 30 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,10 m (N'): per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine N_{SPT} della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente, pari a $N_{SPT} = N'$.

Nel dettaglio le prove – come osservabile nella planimetria in allegato – sono state posizionate rispettivamente in corrispondenza della nicchia di distacco (prove DPM1 e DPM2), alla base della nicchia e in corrispondenza dello spiazzo prativo antistante il corpo di accumulo della frana (prova DPM3).

Tali indagini hanno evidenziato una successione stratigrafica così schematizzabile:

ORIZZONTE 1: depositi loessici in parte rielaborati frammisti, almeno nella porzione più superficiale, a terreno di riporto con locale presenza di ciottoli. Tale orizzonte affiora fino a 4,5 m di profondità dal p.c. attuale nel settore immediatamente a monte della nicchia di distacco (prove DPM1 e DPM2), fino a circa -3,0÷3,5 m alla base della nicchia (prove DPM4 e DPM5) e fino a 4,5 m nel settore a valle del corpo di accumulo (prova DPM3).

ORIZZONTE 2: substrato saldo siltoso-conglomeratico – talora alterato e sfatto nella porzione corticale (“cappellaccio d’alterazione”) come nella prova DPM5 – contraddistinto da un repentino incremento dei valori di resistenza penetrometrica fino al rifiuto alla penetrazione, affiorante a partire da 4,5 m di profondità dal p.c. attuale nel settore immediatamente a monte della nicchia e a valle del corpo di accumulo (prove DPM1, DPM2 e DPM3) e da -3,0÷3,5 m alla base della nicchia (prove DPM4 e DPM5).

10. RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche effettuate e delle osservazioni di campagna, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica del terreno presente nel sito in esame.

Si è ritenuto corretto definire “una stratigrafia geotecnica” cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione “media” e piuttosto conservativa: la parametrizzazione è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura specifica fra N_{SPT} e densità relativa (D_r) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1977].

I depositi loessici frammisti a terreno di riporto con locale presenza di ciottoli (ORIZZONTE 1), mediamente poco addensati, sono caratterizzabili nel seguente modo:

γ_n	=	peso di volume naturale = 18,0 kN/m ³
c'	=	coesione efficace = 0,00 kPa
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 32°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 30°

Il sottostante substrato saldo siltoso-conglomeratico (ORIZZONTE 2) è caratterizzabile con i seguenti parametri medi:

γ_n	=	peso di volume naturale = 19,0 kN/m ³
c'	=	coesione efficace = 30,00 kPa
ϕ'_p	=	resistenza al taglio di picco = 35°
ϕ'_{cv}	=	resistenza al taglio a volume costante = 32°

11. SOLUZIONI TECNICHE PER GLI INTERVENTI DI RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO

L'intervento di sistemazione e messa in sicurezza deve necessariamente comprendere le seguenti attività:

- Consolidamento della banchina stradale e della sottostante nicchia di frana
- Riprofilatura, regolarizzazione e consolidamento del sottostante corpo di accumulo di frana
- Razionalizzazione e Potenziamento della rete di raccolta e smaltimento delle acque superficiali provenienti dal settore collinare sovrastante la frana

Le prove penetrometriche effettuate in corrispondenza dei limiti superiore e inferiore del corpo di accumulo della frana hanno evidenziato la presenza in entrambi i casi di spessori significativi di materiale sciolto e instabile.

Questo dato condiziona le scelte progettuali: rende ad esempio problematica la realizzazione di opere di sostegno, sia tradizionali sia di ingegneria naturalistica, non adeguatamente ancorate nel substrato saldo che affiora però a discreta profondità rispetto al piano campagna attuale.

Ciò premesso si propone la realizzazione delle seguenti opere:

- Per il consolidamento della strada a monte della frana: paratia berlinese da realizzarsi al piede della nicchia di frana. Il cordolo di collegamento in c.a. alla testata della paratia funge da fondazione di una palificata in legname a due pareti a sua volta sormontata da una grata viva in legname estesa fino al coronamento di frana, coincidente con il ciglio stradale di valle.
- Per la riprofilatura, regolarizzazione e consolidamento del corpo d'accumulo di frana: la presenza di spessori significativi di terreno sciolto (circa 4,5 m) anche nel settore pianeggiante su cui si è adagiato l'accumulo di frana rende problematica la realizzazione di consistenti opere di contenimento al piede della frana, se non dotate anch'esse di fondazioni indirette su pali o micropali. In ragione di ciò la messa in sicurezza del corpo di frana, tuttora instabile e in progressivo scivolamento, si limiterà alla sua regolarizzazione e riprofilatura secondo un angolo di declivio che garantisca un adeguato fattore di sicurezza, prevedendo al piede un'opera di contenimento di altezza f.t. non superiore a 2 metri rappresentata da una palificata in legname a doppia parete. Lungo la superficie del pendio di neoformazione si potranno prevedere interventi di

idrosemia per migliorare e/o impiantare ex novo la vegetazione erbacea al fine di ridurre il dilavamento superficiale ad opera delle acque di precipitazione diretta e di ruscellamento. Infine per l'intercettazione e il drenaggio delle acque ipogee che filtrano nei primi metri di sottosuolo, si propone la realizzazione di un sistema di trincee drenanti spinte almeno fino a circa 1,5÷2,0 m di profondità dal p.c.. Le acque drenate dalle trincee confluiranno, mediante tubazione interrata, in un pozzetto esistente, per poi essere scaricate nel rio San Vito.

- Per la razionalizzazione e il potenziamento della rete di raccolta e smaltimento delle acque superficiali si prevede, nel tratto sovrastante la frana, la realizzazione di una canaletta alla francese lungo il ciglio di monte della strada e di un fosso di guardia lungo il ciglio di valle. Un ulteriore fosso intercetterà le acque attualmente ruscellanti lungo il pendio soprastante. Le acque così raccolte saranno collettate verso l'esistente canaletta di scarico nel rio San Vito. Occorre a tal fine ripristinare la funzionalità della suddetta canaletta in cemento con il presidio dell'imbocco di monte e dello sbocco nel rio mediante la realizzazione di palificate doppie di sostegno a doppia parete.

Nel seguito si procede a una descrizione delle opere previste per il ripristino e consolidamento del tratto di versante in esame.

11.1. PARATIA BERLINESE DI MICROPALI

Come esposto in precedenza, al piede della nicchia di frana si propone la realizzazione di una paratia berlinese di micropali, resa solidale in testa da un cordolo di collegamento in c.a. avente anche funzione di fondazione della palificata in legname a doppia parete sovrastante.

Nel dettaglio la paratia di micropali avrà lunghezza di circa 7,0 m e sarà costituita da due file di micropali di diametro 150÷190 mm con interasse sulla fila di 100 cm e tra le file di 80 cm.

Si è pertanto proceduto ad una valutazione della stabilità dell'opera in progetto individuando - mediante una "back analysis" - la spinta minima di contrasto che la paratia di micropali dovrà fornire per consentire il raggiungimento di un adeguato fattore di sicurezza. Allo scopo è stato utilizzato un programma di calcolo della Geostru (Slope)

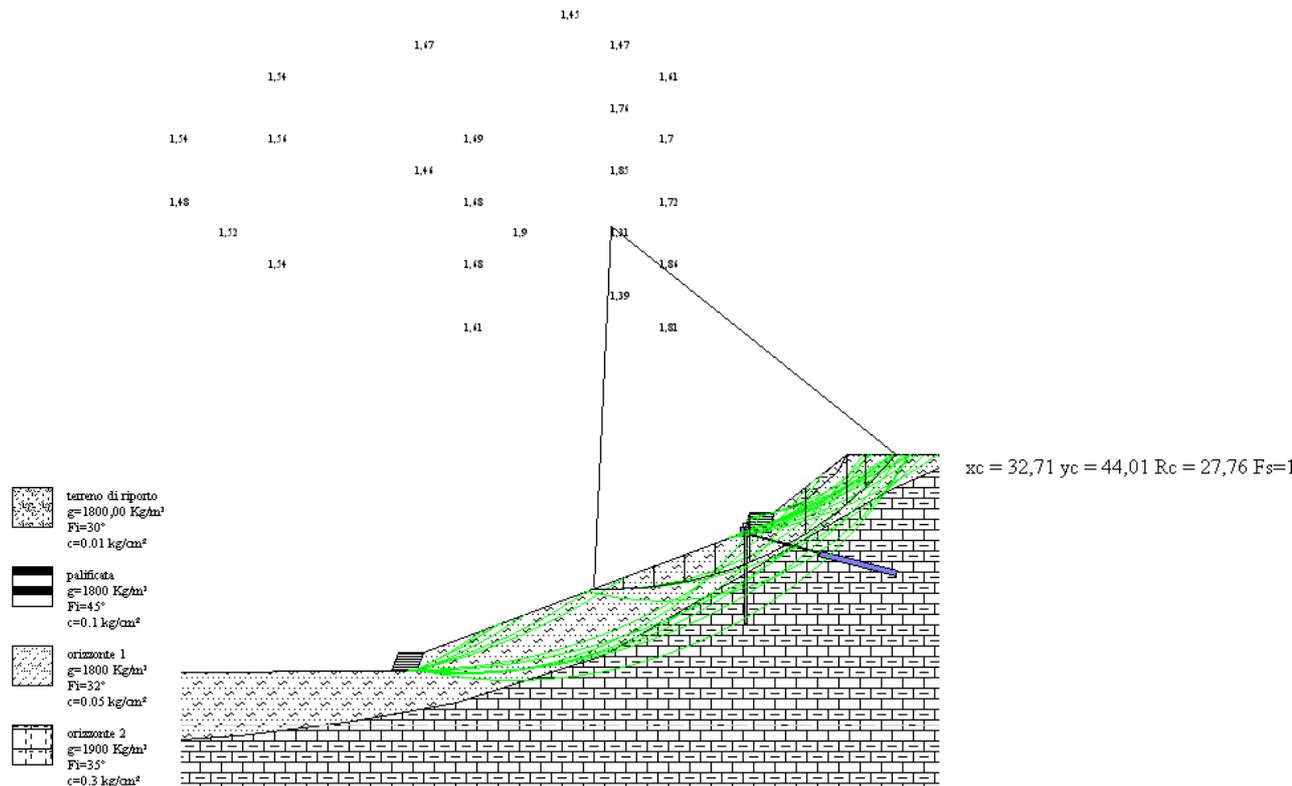
basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita: è un programma per l'analisi di stabilità dei pendii in terra e in roccia con i metodi dell'Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) e il metodo DEM (Elementi discreti) che consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato.

Ai fini di una verifica di stabilità secondo gli stati limite ultimi, come richiesto dal Testo Unico per l'edilizia (NTC - DM 2008), tale programma prende in considerazione l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui i parametri geotecnici caratteristici vengono ridotti con un coefficiente parziale. Per il caso in questione è stato preso in considerazione il Metodo di Bell in cui le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno (W), le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali (K_xW e K_zW), le forze orizzontali e verticali (X e Z) applicate esternamente al profilo del pendio e la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica stabilisce comunque che il valore del coefficiente di sicurezza F.s. deve risultare superiore a 1,3.

L'azione della paratia di micropali è stata simulata nelle verifiche mediante l'applicazione di un'opera di sostegno, variandone progressivamente la resistenza critica per determinare la spinta minima di contrasto necessaria a garantire delle condizioni di stabilità. L'analisi è stata effettuata per una sezione tipo del fronte di scavo, tenendo conto della presenza delle palificate doppie di sostegno e della grata viva in progetto a monte della berlinese (grata viva simulata attribuendo un esiguo valore di coesione all'orizzonte immediatamente sottostante pari a $0,01 \text{ kg/cm}^2$) e adottando un valore di coesione apparente dei depositi loessici (ORIZZONTE 1) pari a $0,05 \text{ kg/cm}^2$.

Le verifiche di stabilità effettuate con differenti famiglie di curve hanno fornito adeguati valori del Fattore di Sicurezza $F_s > 1,3$ lungo le curve ipotizzate solo a seguito dell'attivazione di un'opera di sostegno in grado di fornire una spinta minima complessiva di contrasto pari a 9 t/m .



Tale verifica di stabilità ha inoltre consentito di valutare accettabile per la stabilità una regolarizzazione e riprofilatura del corpo di accumulo della frana secondo un angolo di declivio pari a 20°.

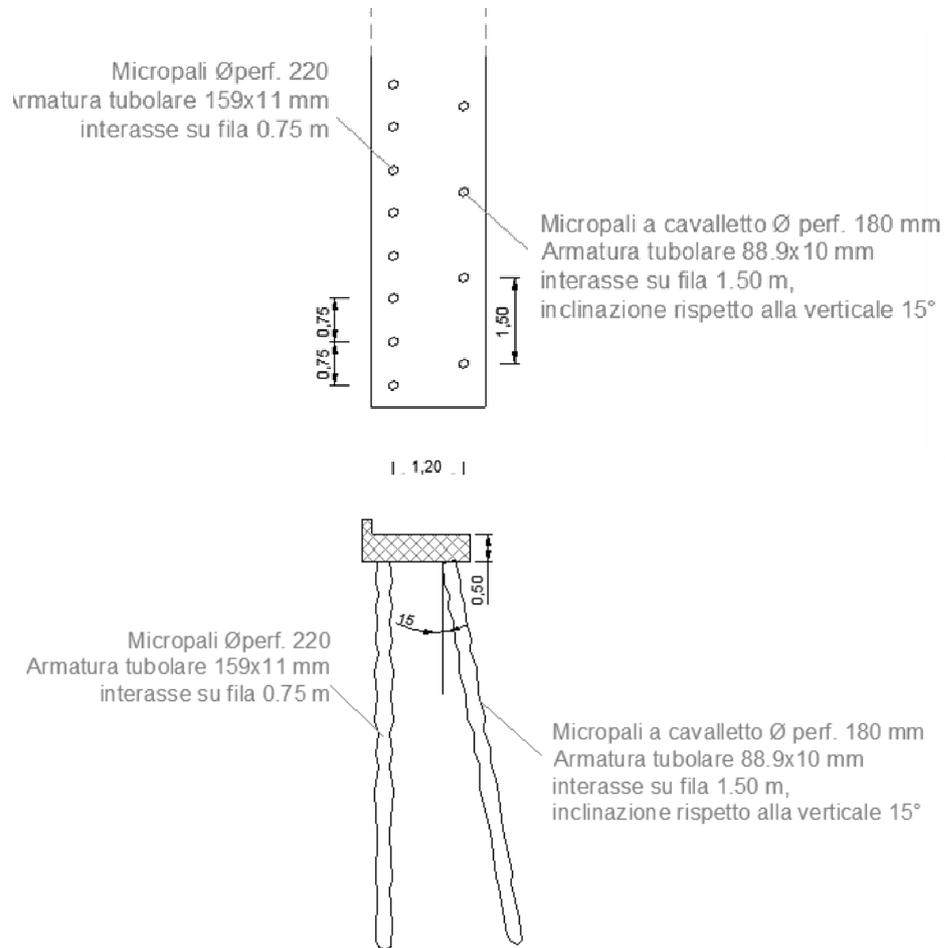
11.1.1. VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente paragrafo viene verificata, ai sensi delle NTC-2008, la sezione trasversale del micropalo soggetta a sollecitazioni derivanti dalla mobilitazione della superficie di scivolamento con fattore di sicurezza minimo individuato dalla "back analysis" effettuata per verificare la stabilità dell'intervento in progetto. Dalle analisi effettuate, è stato possibile determinare la spinta minima di contrasto che deve offrire l'opera di sostegno in progetto per garantire la stabilità del versante.

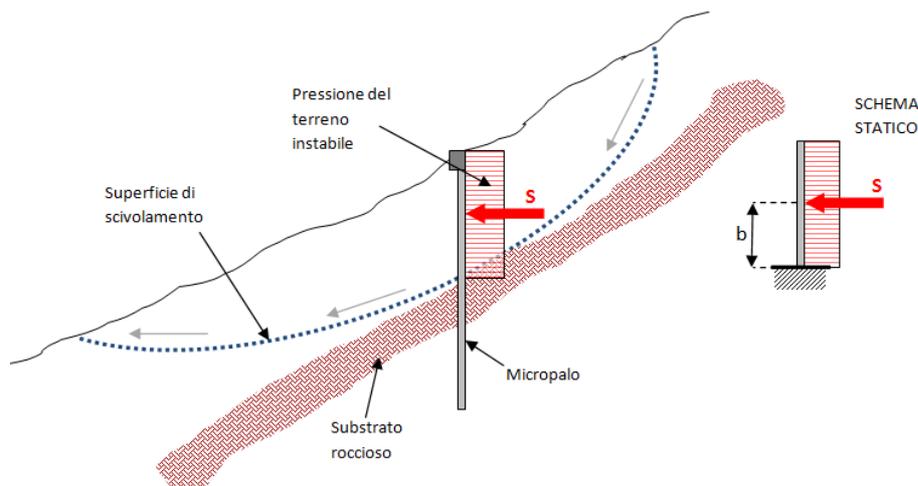
Dalle analisi effettuate la spinta minima di contrasto che deve garantire l'opera di sostegno risulta essere pari a **90 KN/ml** di berlinese.

La berlinese in progetto è costituita da una fila di micropali armati con tubolare Φ 159x11 disposti con interasse su fila pari a 0.75 m affiancati da micropali disposti a cavalletto (inclinati di 15° verso l'interno del versante) aventi la funzione di riprendere il regime di spinte orizzontali agenti sull'opera di sostegno. I micropali a cavalletto non

rientrano pertanto nelle verifiche rispetto alla spinta di contrasto , che verrà invece totalmente garantita dai micropali non inclinati.



I micropali dovranno presentare una lunghezza tale da garantire un immorsamento minimo all'interno del substrato di almeno 3.00 m quindi con una lunghezza totale di circa 7.00 m. Tale immorsamento infatti garantisce lo svilupparsi di un incastro in corrispondenza dell'intersezione tra la superficie di scivolamento teorica con minimo fattore di sicurezza (che lambisce il substrato roccioso) e il micropalo.



Tale assunzione, schematica e cautelativa, permette di determinare le sollecitazioni sul singolo micropalo considerando l'interasse dei medesimi. Inoltre tale immorsamento è stato verificato essere adeguato in base alle analisi di stabilità svolte.

$$M_{ED} = S \times i_m \times b = 77.63 \text{ KNm}$$

$$V_{ED} = S = 90 \text{ KN}$$

Nelle quali:

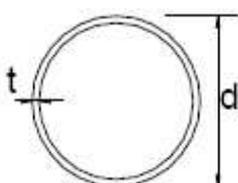
i_m = interasse micropali (per il caso in esame 0.75)

S = valore della spinta da contrastare (per il caso in esame 90 KN/ml)

b = braccio della S rispetto all'incastro teorico pari a 1.15m. Si assume in via cautelativa che la spinta agisca nel baricentro del corpo di spinta (ipotizzando una distribuzione uniforme della pressione indotta dal terreno instabile), il che comporta la massimizzazione del momento sollecitante.

A favore di sicurezza viene trascurato il contributo alla resistenza offerto dalla boiacca di iniezione, e viene quindi considerata come resistente la sola sezione di acciaio.

I micropali presentano un'armatura costituita da un profilato tubolare S355 con:



$$d_{est.} = 15.90 \text{ cm}$$

$$d_{int.} = 13.70 \text{ cm}$$

$$t = 1.1 \text{ cm}$$

$$A = 51.14 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl} = 241 \text{ cm}^3.$$

le caratteristiche di resistenza dell'acciaio sono riassunte di seguito:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{ytk} = 510 \text{ MPa}$$

Ai sensi del §4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008 le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

essendo θ_r e θ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta > 3$
- classe 2 quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta > 1.5$
- classe 3 quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La sezione in esame in relazione alle caratteristiche dimensionali e di resistenza caratteristica del materiale appartiene alla **classe 1**.

11.1.2. VERIFICA A FLESSIONE

Secondo le NTC-2008 la verifica a flessione semplice si ritiene soddisfatta quando:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

con:

M_{Ed} = sollecitazione di calcolo a flessione, che risulta essere pari a 77.63 kNm

$$M_{c,Rd} = \text{resistenza di calcolo a flessione} = M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Il γ_{M0} rappresenta il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, che per l'acciaio di classe 1 è pari a 1.05.

Pertanto, considerando il momento massimo calcolato si verifica che:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{77.63}{81.48} = 0.95 \leq 1 \Rightarrow \text{sezione verificata}$$

11.1.3. VERIFICA A TAGLIO

Il valore di calcolo dell'azione tagliante, secondo le NTC-2008, deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

con:

V_{Ed} = sollecitazione di calcolo a taglio, che risulta essere pari a 90 kN/m

$$V_{c,Rd} = \text{resistenza di calcolo a taglio} = V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$$

A_v è l'area resistente a taglio che per sezioni circolari tubolari vale : $2A/\pi$

Il γ_{M0} rappresenta il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, che per l'acciaio di classe 1 è pari a 1.05.

Pertanto:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{90}{635} = 0.15 \leq 1 \Rightarrow \text{sezione verificata}$$

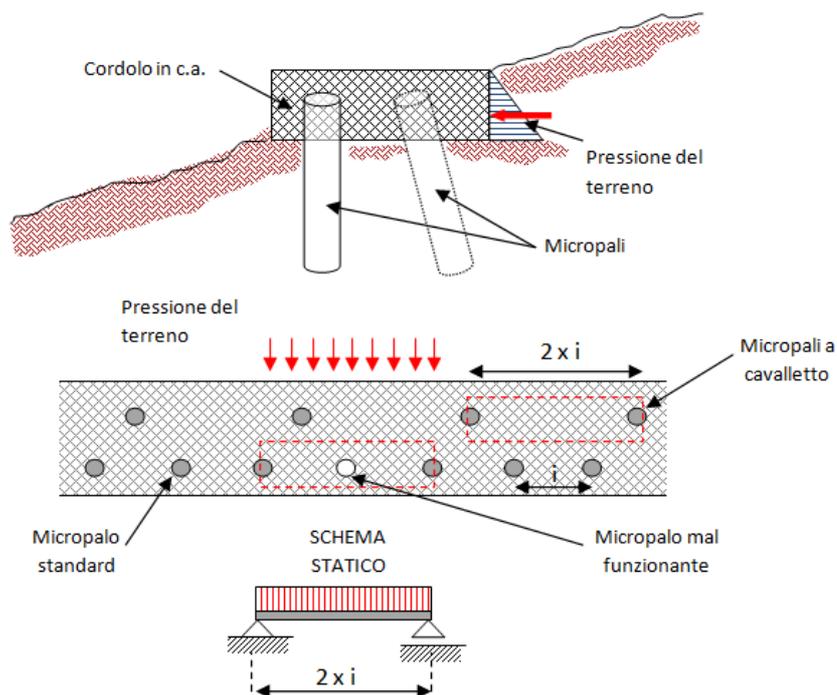
11.1.4. CORDOLO DI TESTA MICROPALI

Il cordolo in c.a. realizzato in testa ai micropali ha una sezione trasversale paria a 2.00 x 0.50 m. Lo spessore di 50 cm garantisce la possibilità di immorsare il singolo micropalo all'interno del cordolo per un'altezza minima di 35 cm. Tale connessione è importante per rendere i micropali solidali tra loro e assicurare il comportamento come

struttura di sostegno a corpo unico. La connessione sarà altresì garantita dall'utilizzo di armature supplementari quali "orecchie" direttamente saldate ai micropali.

Inoltre il cordolo in testa pali avrà come funzione secondaria quella di garantire una fondazione adeguata alla palificata doppia realizzata in sommità al medesimo. Non si ritiene necessaria la verifica a capacità portante della fondazione in c.a. della palificata doppia in quanto verrà mobilitata la capacità delle fondazioni profonde costituite dagli stessi micropali della berlinese.

Inoltre il cordolo è sollecitato da una piccola porzione di spinta laterale. Come schema statico si assume un comportamento di trave semplicemente appoggiata in corrispondenza di ogni micropalo, assumendo conservativamente il malfunzionamento di uno dei micropali che porta a considerare una trave con campata di lunghezza pari a due volte l'interasse dei micropali stessi. Alternativamente lo stesso schema statico può ritenersi valido considerando l'interasse dei soli micropali disposti a cavalletto che tendono ad irrigidire la struttura.



Si assume come carico distribuito la spinta attiva massima del terreno (considerando la pressione al piede del cordolo) calcolata a metro lineare di cordolo come:

$$p = \gamma \cdot \frac{1}{2} h^2 \cdot k_a$$

con

h = altezza del cordolo di collegamento testa pali

k_a = coefficiente di spinta attiva = $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$, considerando $\phi = 30^\circ$

Si ottiene:

$$p = 18 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.50^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0.74 \text{ kN/m}$$

Si determinano le seguenti sollecitazioni di momento flettente e taglio, secondo lo schema statico ipotizzato.

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$T = \frac{p \cdot l}{2}$$

Con :

l = doppio dell'interasse tra i micropali = 1.50 m

$M = 0.21 \text{ kNm}$

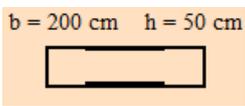
$T = 0.55 \text{ kN}$

Così come era lecito aspettarsi, si ottengono sollecitazioni di calcolo ridotte perchè la porzione di spinta laterale che agisce sul cordolo è praticamente trascurabile rispetto alla spinta che agisce sui micropali, i quali rappresentano la vera e propria opera di contrasto.

$M_d = 0.21 \cdot 1.5 = 0.32 \text{ kNm}$

$T_d = 0.55 \cdot 1.5 = 0.83 \text{ kN}$

La sezione risulta ampiamente verificata.

 <p>b = 200 cm h = 50 cm</p>	Calcestruzzo C25/30 Acciaio B450C	Sezione verificata MRd = 194.0 kNm M/MRd = 0.0016 eps c sup = 0.0010 eps s inf = -0.0100 asse neutro x = 4.2 cm	Sezione verificata Valori limiti del taglio: VRd1 = 363.0 kN VRd2 = 3638.7 kN
---	--	---	---

Il momento e il taglio resistente sono nettamente superiori rispetto alle sollecitazioni di calcolo in quanto la geometria del cordolo imposta per l'accoglimento della palificata risulta senza dubbio sovrabbondante rispetto alle esigenze strutturali dell'opera, pertanto la sezione del cordolo risulta ampiamente verificata.

11.2. PALIFICATE DI SOSTEGNO A DOPPIA PARETE

La palificata a doppia parete è una struttura autoportante che può svolgere una funzione di sostegno, di contenimento e consolidamento strutturale dei pendii: queste strutture possono svolgere un'azione più efficace rispetto alle tecnologie tradizionali in quanto possono sopportare piccoli assestamenti del terreno, non necessitano di una struttura di fondazione, possono essere messe in opera anche su pendii di difficile accesso, sono più leggere e si inseriscono in modo ottimale nell'ambiente.

La palificata di sostegno a doppia parete è un manufatto a gravità, costituito da una sorta di cassa in pali di legno a struttura cellulare, riempita di materiale inerte e di materiale vegetale, abbinato alla posa di piante. I materiali impiegati per la costruzione sono pali di legno durabili di latifoglia (castagno) o conifera (larice), scortecciati e di diametro minimo 20-25 cm. Un adeguato ancoraggio deve essere previsto mediante piloti in legno o acciaio, posti anteriormente al paramento di monte e/o al paramento di valle, con diametro pari a 10÷14 mm.

Il materiale di riempimento può essere quello derivante dagli scavi con materiale terroso o vegetale, eventualmente con aggiunta di ciottolame per migliorare le condizioni di drenaggio o massa specifica.

11.2.1 MODALITÀ DI POSA IN OPERA DELLA PALIFICATA A DOPPIA PARETE

▪ Montaggio della struttura in legname

Si realizza il piano di posa che per quanto concerne il caso in esame – come esposto in precedenza – sarà costituito dal cordolo di collegamento in c.a. alla testata della paratia berlinese di micropali.

Si procede alla posa della prima fila di legname in senso parallelo alla pendice (correnti), di lunghezza variabile normalmente da 3 a 6 metri e di diametro minimo 20÷25 cm; la giunzione longitudinale degli elementi avviene mediante incastro e chiodatura con tondini o cambre in acciaio ad aderenza migliorata (di diametro 12÷16 mm); questi vengono infissi, previa foratura del tronco (con punte da trapano del diametro di 10÷14 mm), mediante battitura.

Il montaggio prosegue con la posa del successivo ordine di tondame da posizionarsi in senso ortogonale alla prima fila e alla pendice (traversi), a interassi da

0,5 a 2 m (normalmente 1,0÷1,5 m): la lunghezza di questi legni è stata calcolata per il caso in esame pari a 2,0 m. Si procede quindi al fissaggio dei legni con la fila sottostante tramite tondino in ferro.

Nel procedere alla realizzazione dei piani successivi si segue lo schema descritto, con l'avvertenza di posizionare i legni correnti sempre in posizione arretrata rispetto al sottostante ordine di correnti e ciò per conferire al manufatto la pendenza del paramento scelta in sede progettuale.

Il tondame trasverso può essere collocato in posizione sfalsata rispetto all'ordine sottostante ovvero in posizione allineata rispetto al tondo sottostante; tale scelta è prevalentemente dettata da considerazioni di ordine pratico relative agli aspetti progettuali e all'organizzazione del cantiere.

Realizzando strutture con riempimento di terreno eseguito contemporaneamente alla costruzione del manufatto o che non prevedono l'utilizzo di reti e stuoie sul fronte a vista è preferibile realizzare il posizionamento sfalsato dei traversi, favorevole alla stabilità della struttura.

Realizzando invece strutture che prevedono la posa di reti o stuoie a protezione del fronte a vista risulta più idoneo la posa dei traversi in posizione allineata all'ordine sottostante.

Questa seconda modalità di posizionamento dei tronchi è inoltre da preferirsi quando, per motivi legati a difficoltà di cantiere che non consentano la presenza continua del mezzo meccanico, si realizzano le operazioni di riempimento a lunghi intervalli. In queste condizioni, non ottimali, va comunque curato manualmente il riempimento degli spazi vuoti tra i successivi ordini di legni ortogonali alla pendice.

▪ Riempimento struttura e posa del materiale vegetale

Dopo aver realizzato il montaggio di 2 o 4 ordini di tondame, occorre procedere al riempimento della struttura cellulare con inerti e terreno e alla posa di talee e piantine.

Il riempimento degli spazi vuoti tra i pali deve essere di norma effettuato a strati al fine di ottenere il massimo grado di compattazione interna e realizzato con materiale terroso e materiale vegetale; si procede quindi alla posa delle talee e delle piantine in posizione coricata o delle piantine sul fronte a vista in posizione eretta.

Le talee potranno avere di preferenza una lunghezza pari alla profondità della palificata, onde consentire una radicazione profonda, ed è sufficiente che emergano fuori terra per 10-30 cm.

Le talee o le piantine radicate vengono posate in ragione di una ogni 10-15 cm di fronte per ogni ordine di tondame longitudinale ovvero circa 20-30 talee/piantine per ogni metro quadrato di paramento esterno della palificata.

- Formazione di drenaggio

La palificata in legname si presenta come un manufatto a forte capacità drenante; occorre tuttavia curare l'allontanamento delle acque che si dovessero accumulare a livello del piano di posa.

In particolare si possono utilizzare differenti modalità di emungimento delle acque, tra cui l'utilizzo di fascine vive o morte o di tubazioni drenanti a base piatta di materiale plastico con rivestimento in tessuto non tessuto.

Questi elementi drenanti vanno collocati longitudinalmente nella posizione a quota più bassa sul retro del piano di posa e quindi collegati per lo scarico con elementi in posizione ortogonale alla pendice e con pendenza verso valle.

- Posa di stuoie o georeti sul paramento esterno

Uno degli aspetti di maggiore vulnerabilità della palificata, almeno nei periodi immediatamente successivi alla sua realizzazione è la possibilità di asportazione parziale del terreno di riempimento ad opera delle acque.

Al fine di evitare questa eventualità si può prevedere la posa di reti o stuoie che proteggano il fronte a vista. I materiali da utilizzare vanno scelti in rapporto alla durata e al costo (stuoie in fibra di legno, paglia, fibre di cocco, georeti in juta, georeti in fibra di cocco).

La posa delle stuoie o delle reti si può realizzare contemporaneamente alle operazioni di riempimento realizzando quindi sul fronte a vista delle sacche terrose ricoperte dalle stuoie o reti, ovvero successivamente al riempimento facendo emergere dalla ricopertura con stuoie o reti la sola porzione terminale dei traversi.

Questa seconda soluzione assicura al legname in posizione esterna sul fronte a vista una più moderata alternanza di condizioni di umidità/disseccamento a tutto vantaggio della durabilità.

11.2.2 VERIFICA DI STABILITÀ DELLA PALIFICATA A DOPPIA PARETE

Una palificata di sostegno a doppia parete è sostanzialmente assimilabile a un muro a gravità, con specifici parametri di valutazione. Per la verifica della stabilità esterna della palificata devono essere soddisfatte sia la stabilità al ribaltamento che quella allo scorrimento sul piano di fondazione che quella allo schiacciamento, ovvero la verifica di capacità portante del terreno.

Per effettuare la verifica di stabilità è necessario considerare le principali forze che agiscono sulla struttura: l'azione ribaltante è data dalla spinta del terreno (S_t) secondo la relazione di Coulomb in cui

$$S_t = 0,5 \gamma_t z^2 K_a$$

dove γ_t = peso specifico del terreno (N/m^3)

z = altezza della struttura (m)

K_a = coefficiente di spinta attiva del terreno

con $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ (Rankine)

La spinta del terreno è controbilanciata dalla forza stabilizzante data dal peso della struttura (P) secondo la relazione in cui

$$P = \gamma_p b Z_{eff}$$

dove γ_p = peso specifico della struttura (N/m^3)

b = base della struttura (m)

Z_{eff} = altezza effettiva della struttura (m)

L'azione di ribaltamento si esplica attorno al punto inferiore esterno della palificata; i bracci delle due forze contrapposte sono rispettivamente:

- braccio della forza resistente: $r_p = u \cos \alpha = (b/2 + Z_{eff}/2 \tan \alpha) \cos \alpha$

dove α è l'angolo di inclinazione della base della struttura

- braccio della forza agente: $r_{st} = Z/3$

La verifica al ribaltamento considera che il Fattore di Sicurezza, dato dal rapporto tra il Momento delle forze stabilizzanti e il Momento delle forze ribaltanti sia maggiore o almeno pari a 1,5.

Si deve quindi verificare che

$$M_{stab} / M_{rib} = P r_p / S_t r_{st} > 1,5$$

Le verifiche effettuate per il caso in esame hanno fornito, per strutture di altezza pari a circa 2,0 m (palificata di valle) e 1,5 m (palificata di monte), con larghezza della

base di 2,0 m c.ca, un Fattore di Sicurezza pari rispettivamente a 3,18 (palificata di valle) e a 2,50 (palificata di monte).

La verifica di stabilità allo scorrimento lungo il piano di posa della struttura è data dal rapporto tra la somma delle forze resistenti e la somma delle forze agenti nella stessa direzione; tale rapporto non deve essere inferiore a 1,5.

In questa verifica si assume che il manufatto, realizzato a regola d'arte, non si disarticoli ma rimanga integro; pertanto esso tenderà a slittare lungo il piano di posa per effetto della sollecitazione della spinta del terreno S_t . Tale azione sarà contrastata da una reazione dipendente dal peso dell'opera stessa e dal coefficiente di attrito struttura/terreno, normalmente assunto come $f = \tan\delta$ dove $\delta = 2/3 \phi$.

Deve quindi verificarsi la relazione per cui

$$P \cos\alpha f / (S_t \cos\alpha - P \sin\alpha) > 1,5$$

Le verifiche effettuate per il caso in esame hanno fornito, per strutture di altezza pari a circa 2,0 m (palificata di valle) e 1,5 m (palificata di monte), con larghezza della base di 2,0 m c.ca, un Fattore di Sicurezza pari rispettivamente a 2,39 (palificata di valle) e a 3,20 (palificata di monte).

La verifica allo schiacciamento (capacità portante del terreno) della palificata doppia di sostegno prevista a valle del corpo di accumulo della frana, è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 14/01/2008** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare è stato preso in considerazione l'approccio più cautelativo ovvero:

- **Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)** in cui i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame, considerato che il comune di Torino è posto in Zona 4 della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** con categoria topografica T2 e sottosuolo di categoria B, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

$$a_g = \text{accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido} = 0,054$$

$$S_s = \text{amplificazione stratigrafica} = 1,20$$

St = amplificazione topografica = 1,20

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,765 m/s²

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,200

Kh = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,016

Kv = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,008.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software LOADCAP[®] della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Le verifiche effettuate hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente.

	Approccio 1 Combin. 2 (M2)	
	$Q_{lim.}$ (kg/cm ²)	R_d (kg/cm ²)
	M2	M2+R2
palificata 2 x 25 m	2,82	1,57

Le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di R_d sopra indicati.

I valori di R_d ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE [1984]*: nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di N_{AV} dell'ORIZZONTE 1 pari a = 3 colpi/piede.

Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura (in grado di sopportare piccoli assestamenti del terreno), si è imposto un cedimento massimo ammissibile dopo 15 anni dall'applicazione del carico (S_{max}) pari a circa 55 mm.

La verifica ha fornito il seguente valore limite dell'effetto delle azioni Cd (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI		
Tipologia fondazionale	S_{max} (mm)	Cd (kg/cm²)
palificata 2 x 25 m	55,5	0,5

Le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di Cd sopra indicati.

Per quanto concerne invece la palificata doppia di prevista realizzazione nel settore di monte, che risulterà fondata su una piattabanda in c.a. poggiante su una berlinese di micropali assimilabile ad un orizzonte a comportamento rigido nei confronti dell'opera, non si ritiene necessario procedere ad una verifica numerica allo schiacciamento (capacità portante del terreno).

11.3 GRATA VIVA CON TALEE E PIANTINE

Le grate vive in legname rappresentano una valida tecnica di sistemazione di scarpate anche con elevati gradi di acclività (da 40° a oltre 60°) ove non siano possibili interventi di rimodellamento del pendio per ridurre l'inclinazione e permettere l'impiego di altre tipologie.

La struttura è costituita da una serie di tronchi verticali, aderenti alla scarpata, e distanziati tra loro da 1 a 2 m; su questi vengono fissati, mediante viti, bullonature, legature o incastro, dei tronchi orizzontali, a costituire maglie quadrate o rettangolari (tipicamente di 1x1 m - 1,5x1,5 m – 1x2 m – 1,5x2 m).

Il tondame utilizzato, di legno idoneo e durabile di latifolia o conifera, scortecciato ed eventualmente impregnato, ha diametro 20÷25 cm.

La grata può poggiare direttamente sul terreno oppure su opere di sostegno quali palificata a parete doppia (come nel caso in esame), muri in pietrame o scogliere.

L'ancoraggio della scarpata può effettuarsi mediante piloti in legno o con tondini in acciaio, per una lunghezza non inferiore a 1,5 m.

Prima di elevare la struttura occorre che il terreno della scarpata sia ripulito da cespugliame e ciottoli, e riprofilato. Inoltre può essere necessario, prima della posa della struttura lignea, proteggere il nuovo profilo di scarpata con georeti antierosive ed eventualmente con una rete elettrosaldata. L'operazione deve essere completata con l'inerbimento mediante idrosemina e l'impianto di talee e piantine radicate all'interno dei quadri in legname.

Le grate vive possono svilupparsi ad altezza notevole, purchè le scarpate oggetto di sistemazione siano opportunamente sagomate. Su scarpate ripide (oltre 50°) è opportuno non elevare la grata oltre i 6-8 m, altrimenti occorre che il profilo venga gradonato per non pregiudicare la stabilità della struttura.

La funzione prevalente svolta dalle grate vive è quella di realizzare un consolidamento superficiale di scarpate e pendii molto acclivi, soggetti a fenomeni di erosione e fluidificazione. Le grate vive non sono opere di sostegno, né sono in grado, in linea generale, di svolgere una funzione di contrasto delle spinte del versante; queste strutture tendono infatti a conseguire la stabilizzazione di formazioni detritiche acclivi attraverso un miglioramento delle caratteristiche geotecniche (in termini di coesione e angolo di attrito) della porzione più superficiale di terreno.

Tale risultato viene ottenuto con la costipazione e il rinforzo delle superfici di scarpata mediante:

- posa di antierosivi ed eventuali reti di ripartizione dei carichi;
- posa in opera della struttura, a costituire quadri in legname;
- ancoraggio della struttura in legname al pendio;
- messa a dimora del materiale vegetale.

L'efficienza dell'ancoraggio, costituito da picchetti in legname, tondini o profilati in acciaio, micropali o tiranti, determina una capacità di stabilizzazione che può essere teoricamente incrementata fino al limite della resistenza meccanica del legname impiegato.

11.3.1 MODALITÀ DI POSA IN OPERA DELLA GRATA VIVA

Vengono nel seguito analizzate le fasi operative inerenti la costruzione di una grata viva in condizioni ordinarie (ancoraggi a infissione):

- profilatura della scarpata con taglio di eventuale vegetazione e disgaggio di eventuali masse di terreno;
- intercettazione e allontanamento delle acque;
- stesa della rete in fibra naturale, ben aderente alla superficie di scarpata, e fissaggio con i picchetti;
- in caso di evidente tendenza al distacco di masse detritiche o di fenomeni di fluidificazione di suolo, si effettua la posa di una rete metallica elettrosaldata, sopra il telo di rete;
- disposizione dei montanti lignei verticali, garantendo per quanto possibile l'aderenza dei pali verticali al terreno;
- montaggio delle travature orizzontali, costituite da pali in legno, collegate ai montanti per legatura, incastro, chiodatura o fissaggio con viti autofilettanti; le dimensioni dei quadri in legno sono indicativamente comprese tra 1x1 m e 2x2 m;
- posa del materiale vegetale, in funzione del contesto in cui l'opera viene inserita; può essere previsto il solo inerbimento con idrosemina oppure l'infissione di talee direttamente nel pendio o ancora la rivegetazione dei riquadri previo riporto di terreno fertile.

11.4 TRINCEE DRENANTI

Le trincee drenanti sono realizzate effettuando scavi a sezione rettangolare o trapezoidale nel terreno, scavi che vengono tradizionalmente riempiti con materiale granulare drenante (ghiaia, spezzato di cava); dopo un primo strato di materiale anidro per facilitare il deflusso delle acque è posizionato un tubo drenante a cui segue la posa del restante materiale drenante; la parte superiore è poi "tappata" con materiale a bassa permeabilità o più frequentemente con il materiale stesso di scavo compattato se di natura argillosa.

Al fine di evitare la progressiva compenetrazione del terreno nel corpo drenante e il conseguente intasamento è necessario utilizzare dell'inerte che soddisfi tre criteri principali inerenti i filtri:

- *criterio di ritenzione*: la granulometria del corpo filtrante deve impedire la migrazione del fino dal terreno in situ al corpo drenante al fine di evitare l'intasamento di questo e la progressiva erosione del terreno all'intorno;
- *criterio di permeabilità*: il corpo filtrante deve avere una permeabilità tale da evitare l'aumento delle pressioni interstiziali nel terreno in sito prossimo alla trincea;
- *criterio di autostabilità*: il corpo filtrante deve mantenere costanti nel tempo le sue caratteristiche granulometriche e di permeabilità.

Rimandando per maggior dettaglio alle soluzioni proposte da numerosi autori in letteratura [con particolare riferimento a Terzaghi (1922) e successive modifiche dell'USBR], il materiale fino ($< 0,075$ mm) del filtro non deve superare il 5%, la massima granulometria non deve superare i 75 mm e la curva granulometrica deve essere circa parallela al terreno da drenare.

In considerazione della difficoltà di reperire materiali granulari che rispettino le condizioni sopra esposte, spesso tale problema è risolto utilizzando geotessili non tessuti con funzione di filtro e separazione.

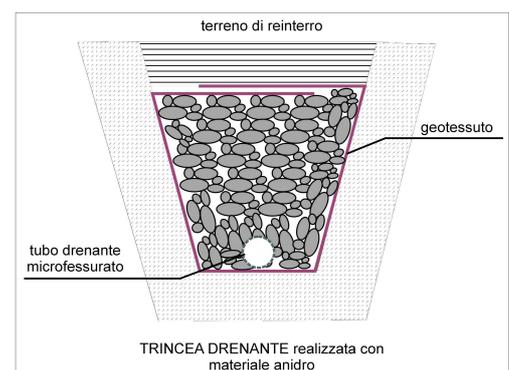
Il tessuto non tessuto dovrà rispondere alle seguenti caratteristiche:

- tipo : polipropilene o poliestere a filo continuo o agugliato da fiocco
- massa areica: non inferiore a 300 g/m²
- resistenza a rottura: superiore a 15 kN/m (sia trasversale che longitudinale)
- resistenza al punzonamento: superiore a 3kN
- resistenza allo strappo e alla lacerazione: superiore a 0,3 kN
- diametro di filtrazione: inferiore o uguale al d₈₅ del deposito da filtrare.

Alla base della trincea viene posizionato almeno n°1 tubo collettore corrugato microfessurato che raccoglie e convoglia l'acqua drenata verso il pozzetto di raccolta.

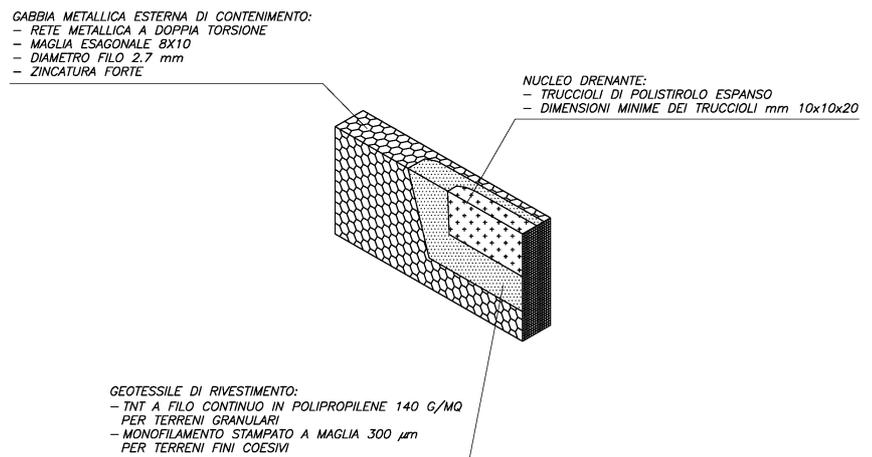
La tecnica tradizionale prevede le seguenti fasi:

- esecuzione dello scavo;
- posizionamento del geotessile non tessuto come elemento filtro-separatore;



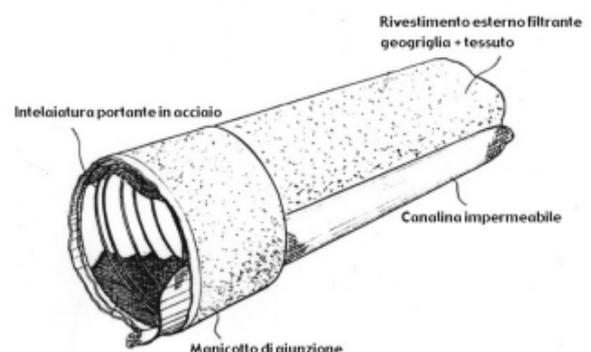
- posa del/dei tubo/i drenante/i (spesso con discesa nello scavo delle maestranze);
- riempimento con l'inerte (ghiaia, spaccato di cava);
- chiusura superiore dell'inerte con il non tessuto al fine di evitarne l'intasamento;
- posa dello strato superiore di terreno.

Una metodologia relativamente recente per la realizzazione delle trincee drenanti alternativa a quella tradizionale sopra esposta comporta l'utilizzo di elementi drenanti prefabbricati: tali soluzioni riducono gli impatti delle fasi di operative, specie in termini di trasporto dell'inerte sul cantiere (assente), di tempi tecnico-esecutivi (più facilmente confrontabili con quelli - relativamente brevi - di autosostentamento delle pareti di scavo), di utilizzo di macchine di dimensioni più ridotti per la movimentazione del materiale utilizzato.



Gli elementi prefabbricati a pannelli sono costituiti da una gabbia metallica esterna di contenimento (realizzata con una rete a maglia esagonale a doppia torisione di filo zincato) rivestita internamente con un geotessile ritentore e separatore in polietilene alta densità; il nucleo drenante è costituito da "ciottoli" di resina sintetica (polistirolo non riciclato) imputrescibile, insolubile e chimicamente inerte alle acque. Alla base dei pannelli drenanti può essere applicata una guaina in polietilene avente la funzione di favorire lo smaltimento delle acque drenate evitandone una dispersione lungo il percorso. I pannelli rettangolari (di dimensioni standard di 1,0 m di altezza per 1,0 di lunghezza per 0,3 di spessore) vengono assemblati fuori scavo e calati in trincea dall'esterno, senza la necessità che gli operai effettuino lavorazioni in scavo.

Una differente tipologia di trincea prefabbricata prevede l'utilizzo elementi



cilindrici aventi struttura portante a spirale in acciaio zincato rivestita da una geotessile accoppiata ad un tessuto non tessuto con funzione di filtro; l'interno del manufatto è libero e sgombro da qualunque tipo di materiale, e sul fondo è già installata una canalina per la regimazione delle acque. Anche in questo caso gli elementi vengono giuntati fuori scavo e successivamente calati nello stesso.

Sia nel caso dei pannelli che degli elementi cilindrici prefabbricati, la parte superiore libera della trincea viene riempita con il materiale stesso di scavo e poi "tappata" superficialmente con 50 cm di materiale a bassa permeabilità di natura argillosa.

I vantaggi dell'eventuale impiego di elementi drenanti prefabbricati possono essere individuati nella riduzione dei volumi e dei pesi trasportati, nell'assenza di inerte da recapitare sul sito e nell'utilizzo di mezzi di basso impatto per la movimentazione grazie alla leggerezza dei pannelli stessi (trasportabili manualmente).

Per contro la banca dati delle applicazioni effettuate è piuttosto recente e non vi sono pertanto allo stato attuale verifiche nel lungo termine del mantenimento dell'efficacia drenante, in particolare se soggetti nel tempo a schiacciamento.

In linea di massima si procederà con gli scavi dal basso verso l'alto al fine di rendere l'opera autodrenante nel corso della costruzione, realizzando limitati tratti e completando il corpo drenante relativo prima di procedere all'apertura di un nuovo tratto di scavo.

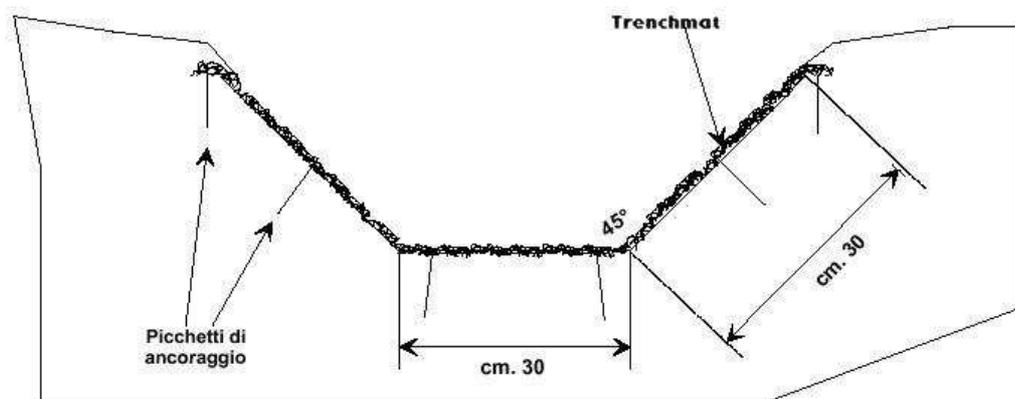
Occorrerà inoltre evitare che le acque piovane confluiscano nello scavo aperto, realizzando fossetti di scarico che allontanino le acque pluviali.

La copertura minima con i terreni di rinterro non deve essere inferiore al metro e deve essere effettuata con terreni il più possibile impermeabili ed adeguatamente costipati, al fine di evitare che le acque di ruscellamento superficiale possano infiltrarsi direttamente nel corpo drenante. Alla testata della trincea e del rinterro andrà a posizionarsi il fosso di guardia.

Alla terminazione di valle della trincea si dovrà prevedere la raccolta delle acque drenate e il loro convogliamento verso il recettore finale.

11.5. FOSSI DI GUARDIA

Come esplicitato nella tavola allegata si prevede la realizzazione di un fosso di guardia alla testata della frana, lungo il ciglio di valle della strada, e di un secondo fosso lungo il pendio posto poco più a monte. Per minimizzare l'impatto visivo e anche ponderale si è optato per una canaletta flessibile e rinverdibile (tipo "trenchmat"), costituita da tre strati resi solidali mediante procedimento termico, costituiti da uno strato impermeabile, uno strato di rinforzo ed uno strato di intasamento composto da una geostuoia grimpante.



Esempio di sezione tipo con canaletta larga 1m e lunghezza 25m.

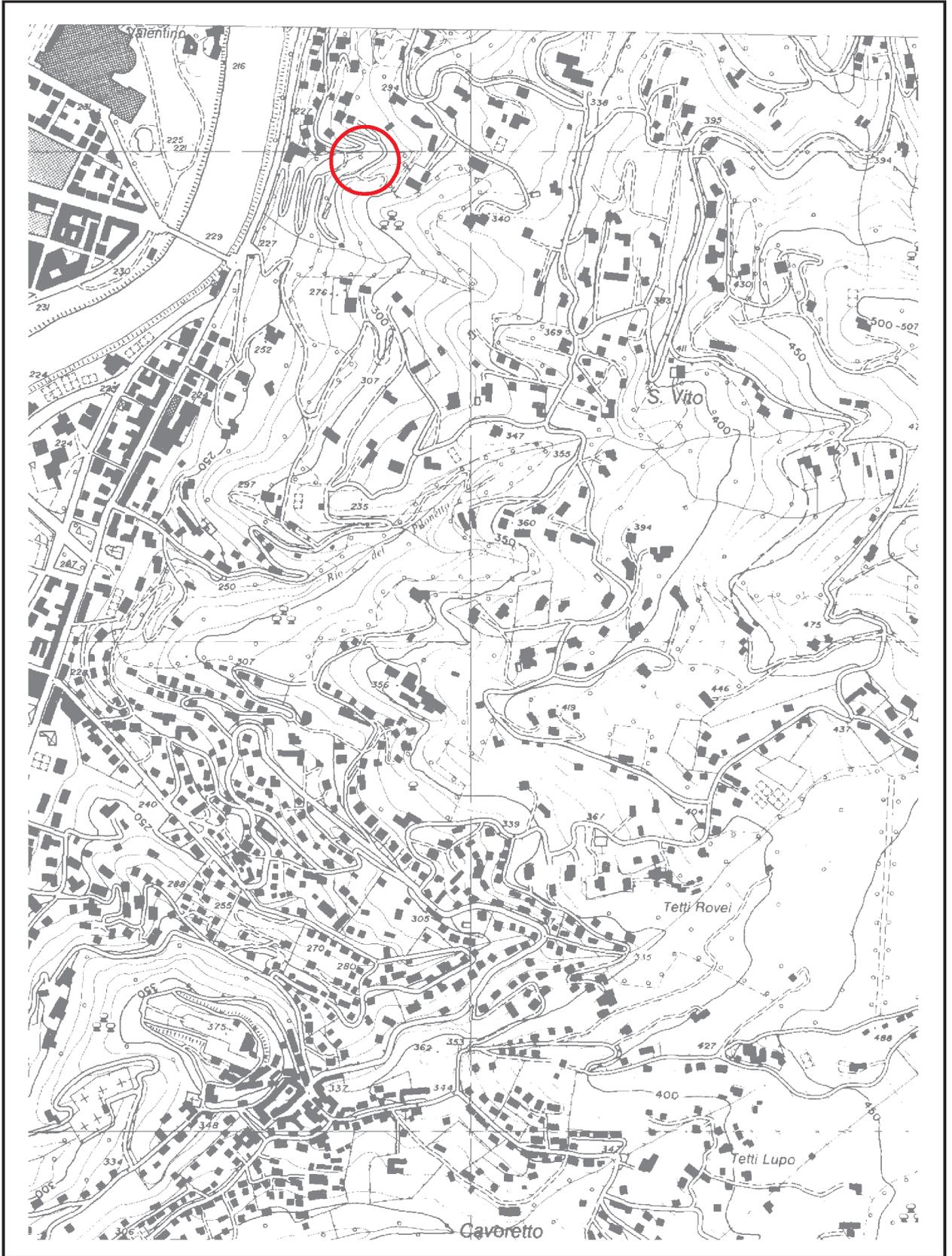
12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le analisi svolte ai punti precedenti hanno permesso di individuare le principali linee di intervento per la sistemazione del dissesto che ha interessato il versante posto immediatamente a monte dell'ingresso di via Febo, all'interno del *Parco Leopardi* nel Comune di Torino.

Sulla base dei rilievi eseguiti e delle indagini condotte in sito è stato possibile pervenire a una definizione dettagliata dell'assetto litostratigrafico e dei parametri geotecnici dei terreni presenti, individuando come idonee soluzioni sistematorie:

- Per il consolidamento della strada a monte della frana: paratia berlinese da realizzarsi al piede della nicchia di frana, con cordolo di collegamento in c.a. alla testata della paratia che funge da fondazione di una palificata in legname a due pareti a sua volta sormontata da una grata viva in legname estesa fino al coronamento di frana, coincidente con il ciglio stradale di valle.
- Per la riprofilatura, regolarizzazione e consolidamento del corpo d'accumulo di frana: regolarizzazione e riprofilatura del corpo di accumulo secondo un angolo di declivio pari a 20°, con al piede una palificata in legname a doppia parete di altezza f.t. non superiore a 2 metri. Lungo la superficie del pendio di neoformazione interventi di idrosemina e realizzazione di un sistema di trincee drenanti spinte almeno fino a circa 1,5÷2,0 m di profondità dal p.c.. Le acque drenate dalle trincee confluiranno in un pozzetto d'ispezione e raccolta per poi essere scaricate, mediante tubazione interrata, nel rio San Vito.

Sulla base dei rilievi e delle verifiche effettuate, ai sensi del **D.M. 11/03/88** e del **D.M. 14/01/08** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", lo scrivente dichiara che gli interventi sistematori illustrati nella presente relazione tecnica, se eseguiti a regola d'arte e in conformità alle indicazioni ivi contenute, permetteranno l'instaurarsi di adeguate condizioni di sicurezza del tratto di pendice collinare in esame.

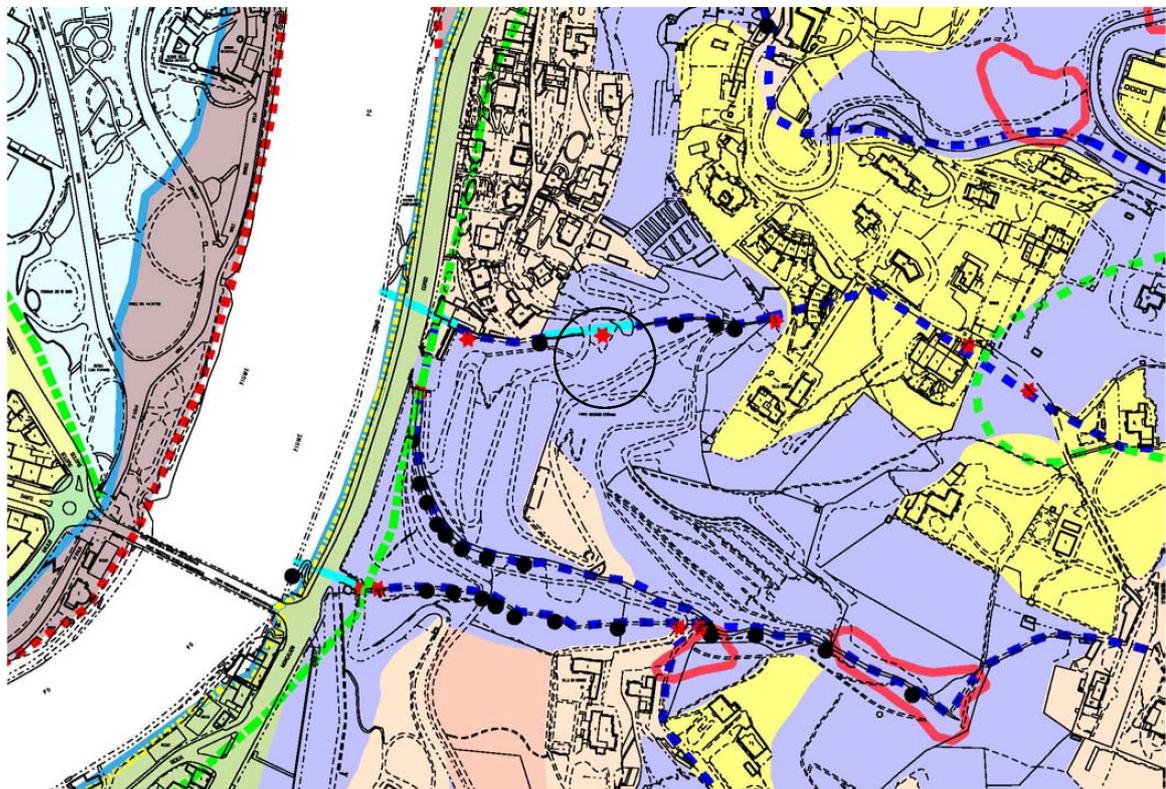


COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°156130

LEGENDA

Parte Piana Classi e sottoclassi	Parte Collinare Classi e sottoclassi
I (P)	
II (P)	II1 (C)
IIIa (P)	II2 (C)
IIIa1 (P)	II3 (C)
IIIb2 (P)	IIIa (C)
IIIb2a (P)	IIIa1 (C)
IIIb2b (P)	IIIb1 (C)
IIIb3 (P)	IIIb2 (C)
IIIb4 (P)	IIIb3 (C)
IIIb4a (P)	IIIb4 (C)
IIIc (P)	III4 (C) - Eel

- Corsi d'acqua soggetti a fascia di rispetto di inedificabilità assoluta di m 10 dal piede dell'argine o sponda naturale
 - Processi di dissesto lineare: intensità/pericolosità molto elevata (EeL) comportante una fascia di rispetto di m 10 dal piede dell'argine artificiale o dalla sponda naturale
 - Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti al deflusso della portata liquida di progetto
 - Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti ai sensi della direttiva di attuazione dell'art. 15 del PSFF (Agosto 1999) [già indicati con una stella rossa]
 - Limite dell'area soggetta all'onda di piena per collasso dei bacini artificiali
 - Perimetro di frana attiva
 - Perimetro di frana stabilizzata
-
- Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico PAI approvato con DPCM il 24/05/2001 e s.m.i.
- Limite tra la fascia A e la fascia B
 - Limite tra la fascia B e la fascia C
 - Limite esterno della fascia C
 - Limite di progetto tra la fascia B e la fascia C
-
- "Aree inondabili" art. 4 Deliberazione n. 9/07 del 19/07/2007 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po: Variante fase fluviali del Fiume Dora Riparia e Capitolo 2 Parte Piana, paragrafo 2.1 Allegato B delle NUEA di PRG.
-
- Dividente tra le classi geologiche dell'area di pianura e dell'area di collina



Stralcio della CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA
 [Allegato Tecnico n.3 - Foglio 13a - Variante n.100 al PRGC]

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

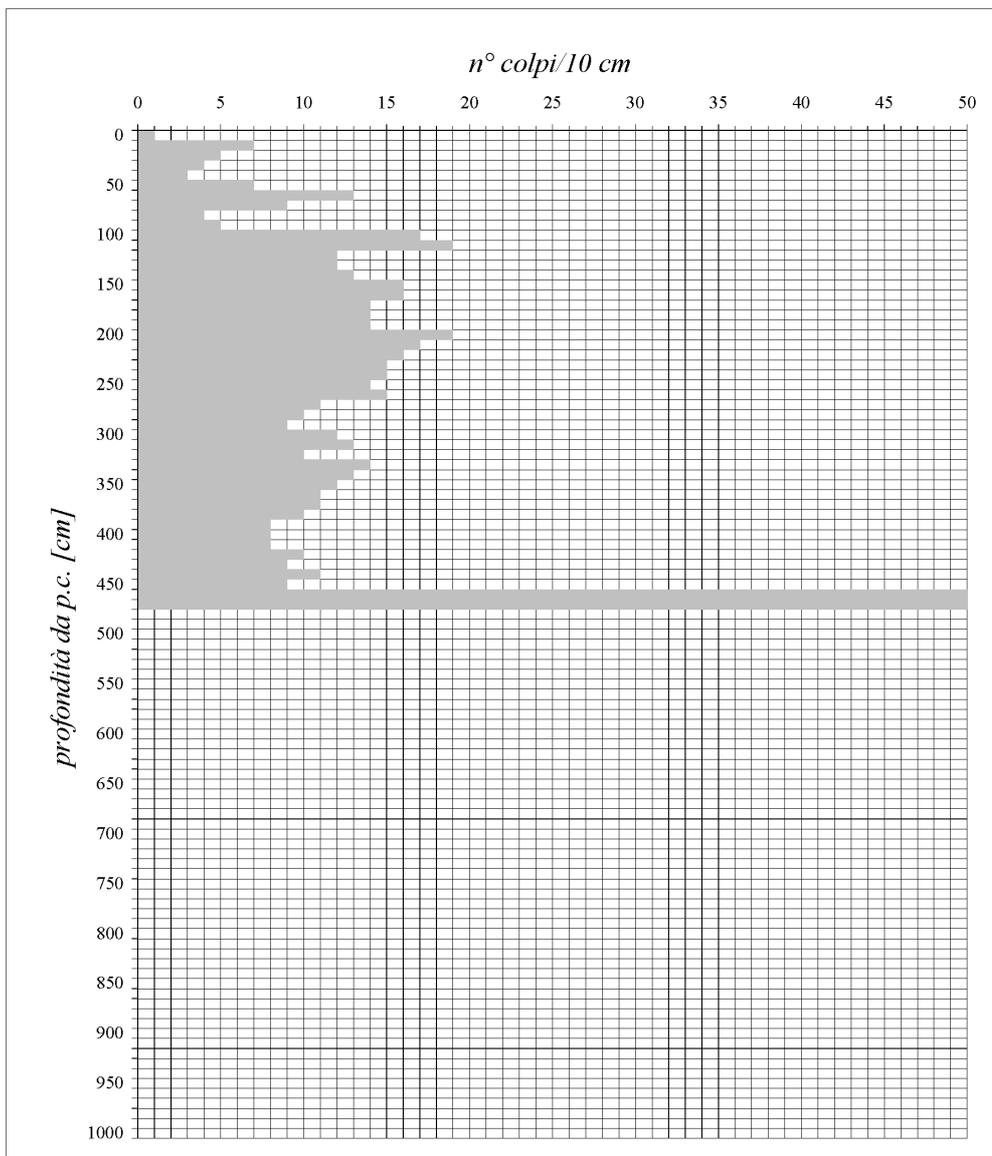
prova n° : DPM1

località : Torino - Parco Leopardi

falda : non rilevata

quota inizio : p.c. attuale

data : 11/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00
30	0,2	10	

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

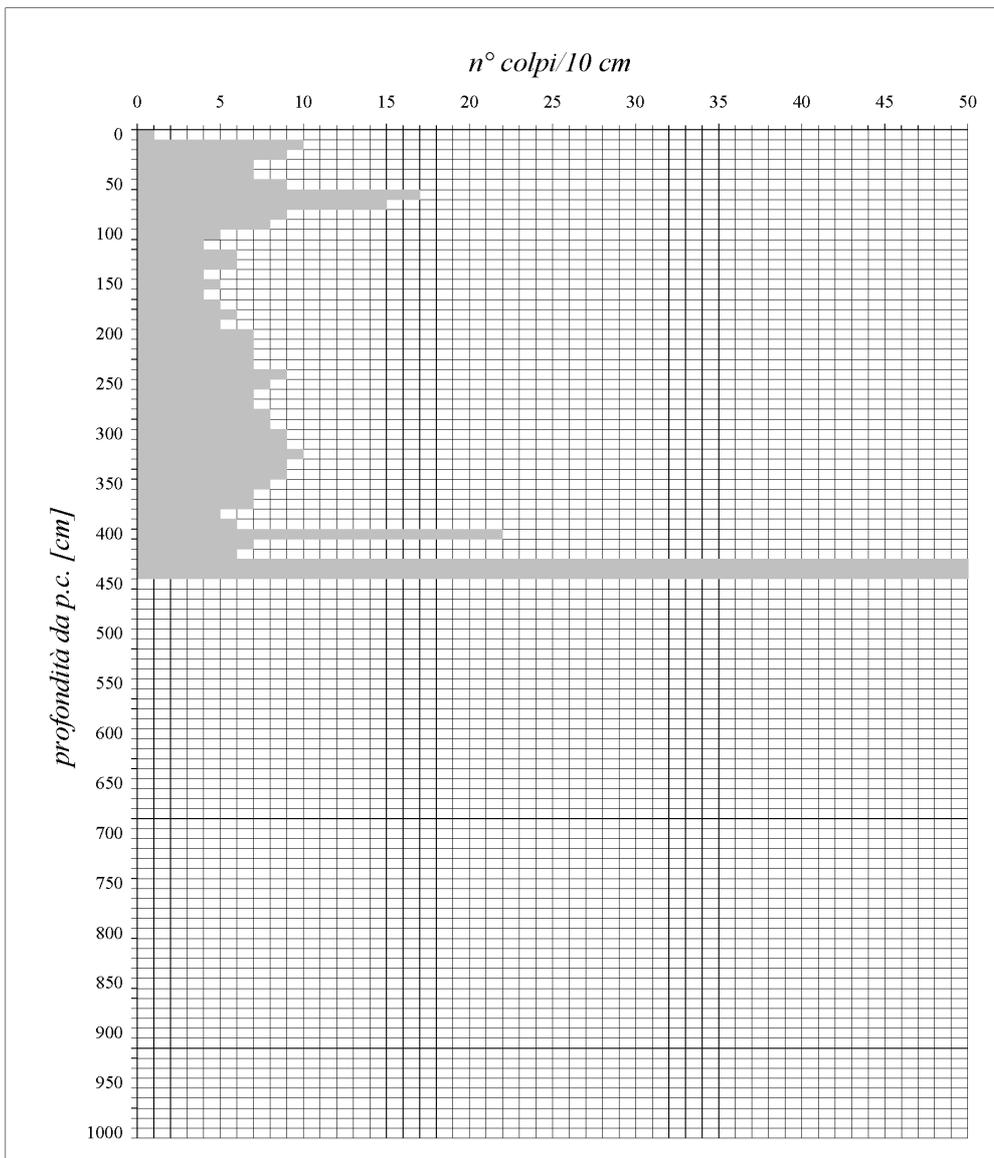
prova n°: DPM2

località: Torino - Parco Leopardi

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 11/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00
30	0,2	10	

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

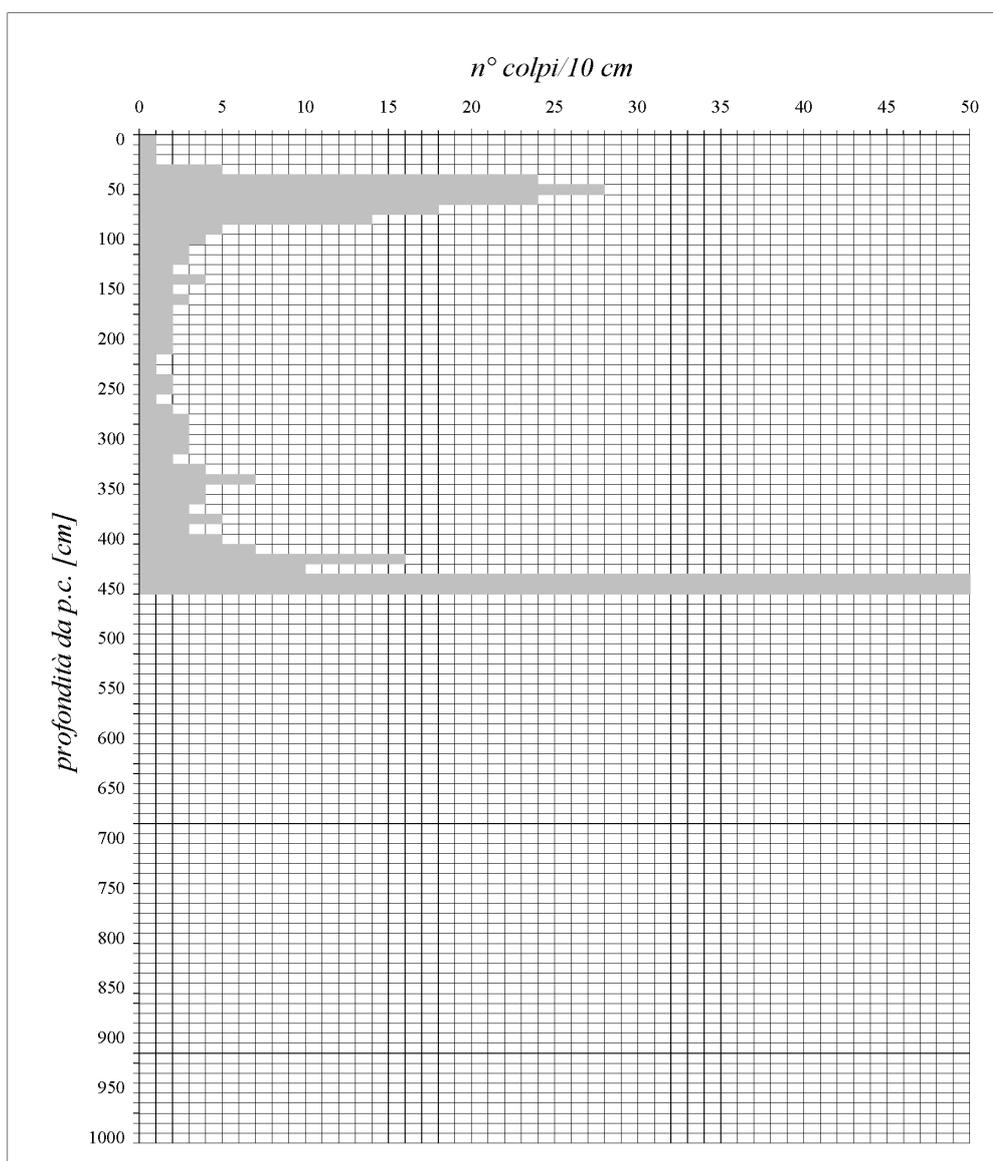
prova n°: DPM3

località: Torino - Parco Leopardi

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 11/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

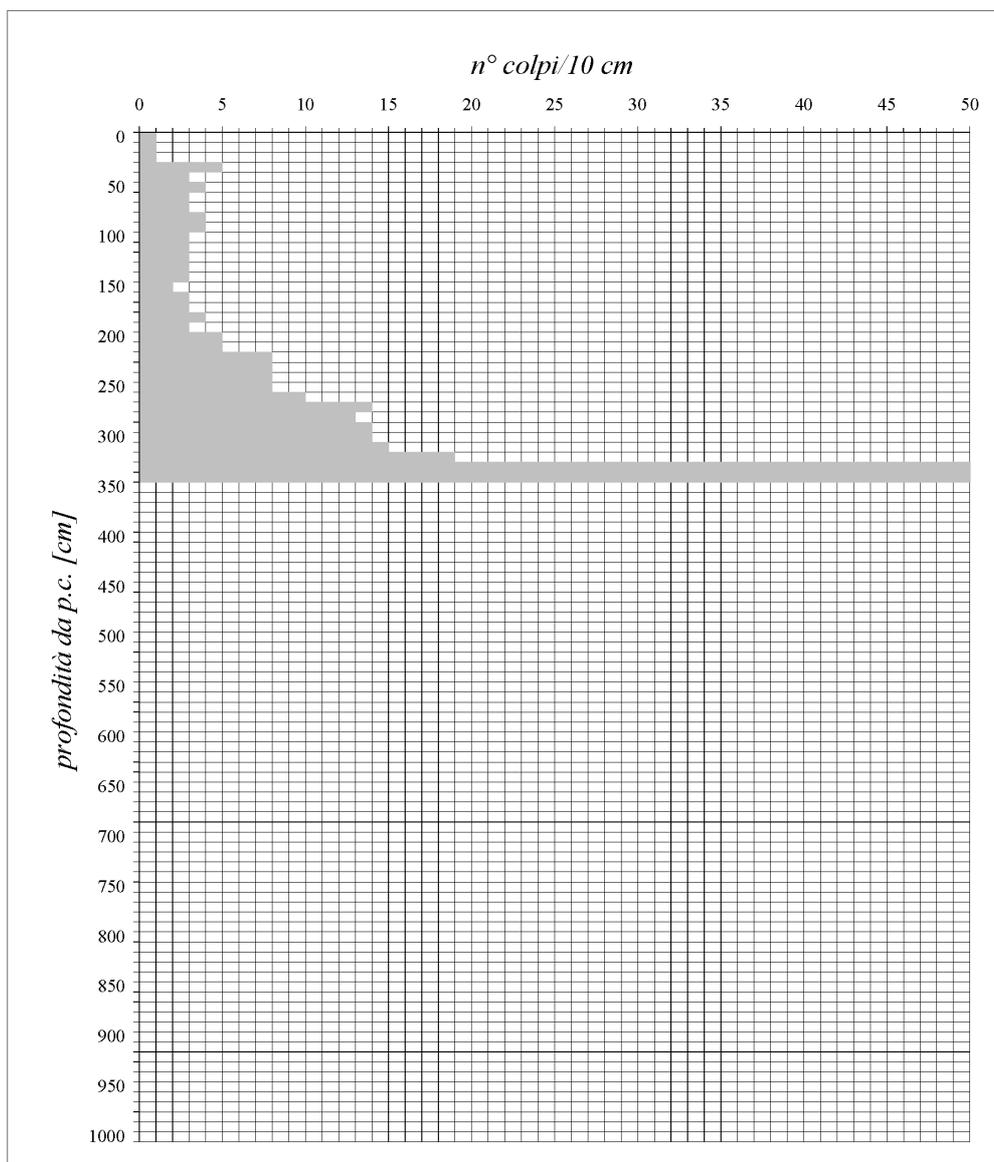
prova n°: DPM4

località: Torino - Parco Leopardi

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 20/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

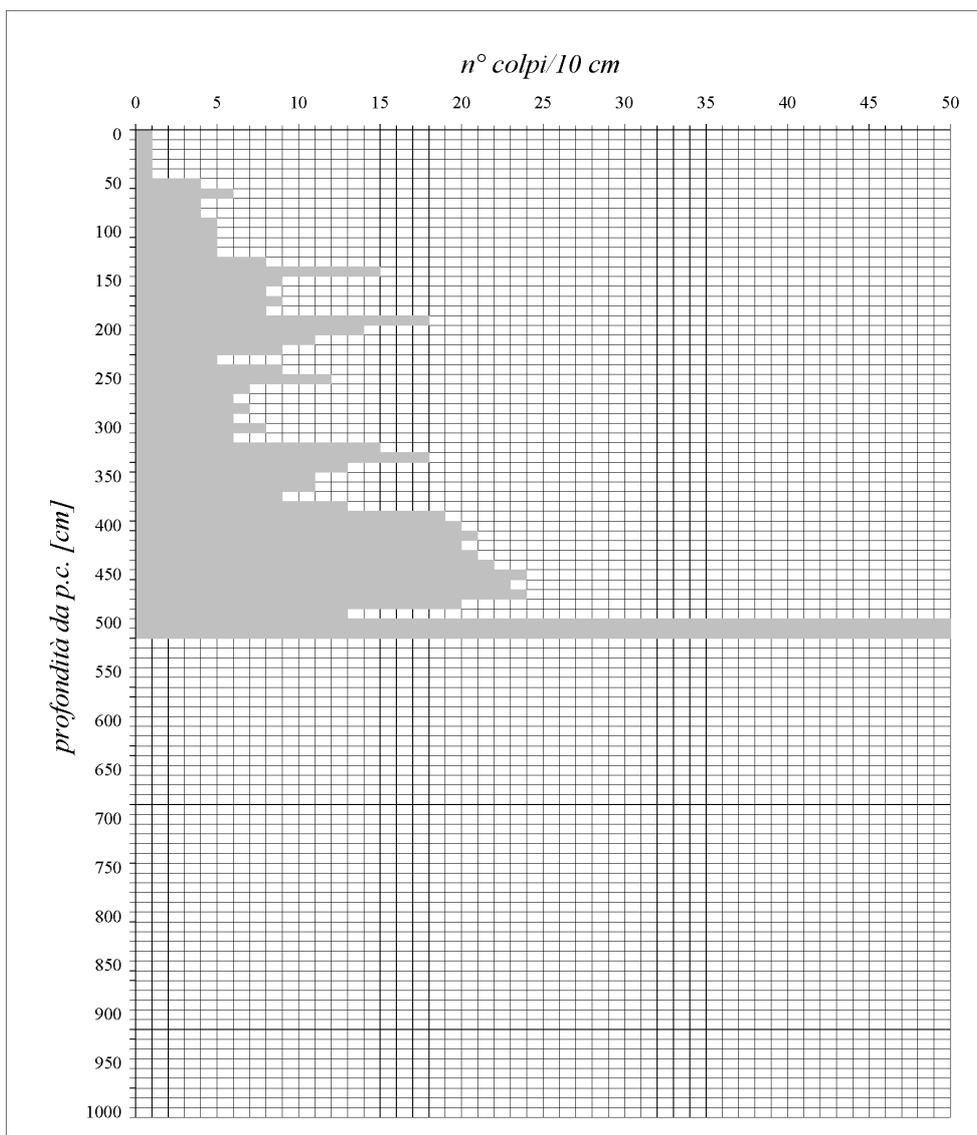
prova n°: DPM5

località: Torino - Parco Leopardi

falda: non rilevata

quota inizio: p.c. attuale

data: 20/09/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30

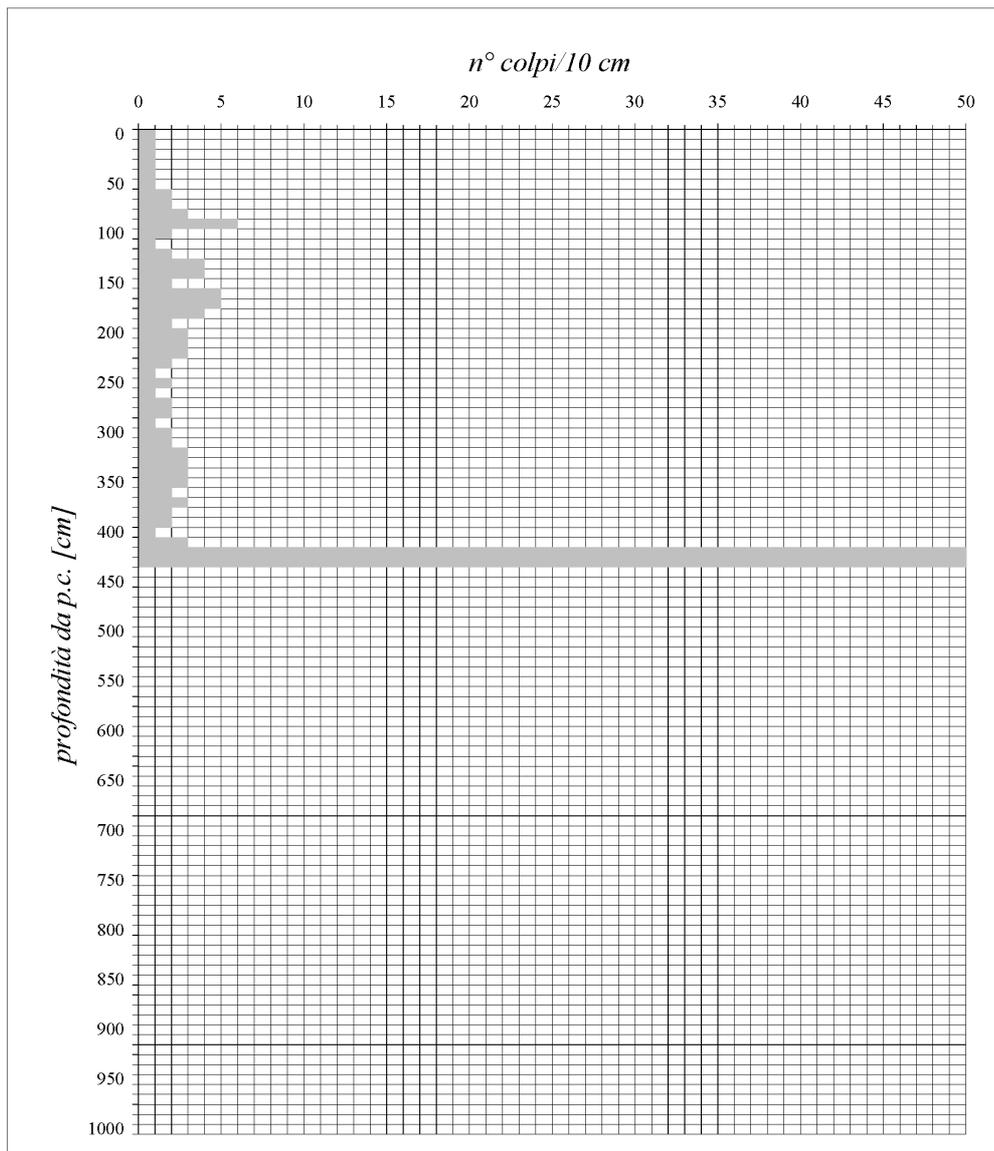
prova n° : DPM6

località : Torino, strada del Nobile

falda : non rilevata

quota inizio : p.c. attuale

data : 30/10/2013



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00