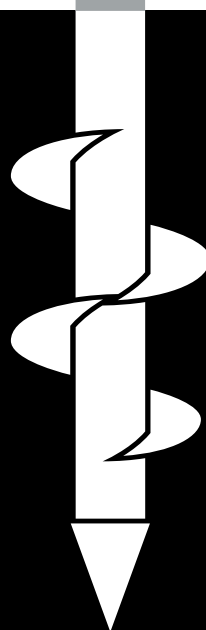


Geopal



**IL PALO
D'ACCIAIO
AUTOANCORANTE**



MANUALE - CATALOGO - APPLICAZIONI
di Geopal**italia** Srl

III edizione

PROFILO AZIENDALE	A
IL PALOTIRANTE GEOPAL®	B
L'INGEGNERIA DEI PALOTIRANTI GEOPAL®	C
CATALOGO PRODOTTI	D
SERVIZI E CONSULENZE	E
APPLICAZIONI E APPENDICI	F

Autori: GianPietro Frare
Roberto Frare

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte può essere riprodotta in alcun modo senza il permesso scritto degli autori.
È consentito l'uso parziale del testo per la sola creazione di capitoli.

Sito internet: www.geopalitalia.com

I edizione: Maggio 2016
II edizione: Marzo 2017
III edizione: Giugno 2018

PREMESSA

Geopalitalia è azienda leader nella progettazione e produzione di palotiranti fondazionali a vite ad alta capacità portante e accessori per il collegamento di opere strutturali in elevazione, ed opera esclusivamente in ambiente certificato CE.

Il presente volume vuole essere una guida pratica e di rapida consultazione per l'uso corretto di questi prodotti, in grado di indirizzare il progettista verso le scelte più oculate, così da affrontare e risolvere il problema dell'ancoraggio al suolo di ogni struttura mediante l'utilizzo di prodotti che hanno la duplice funzione di puntone e tirante, a maggior garanzia di un'efficacia sia tecnica che pratica.

Uno degli argomenti che più impegna il progettista è spesso la scelta della fondazione più adatta a reggere in sicurezza l'opera progettata tenendo conto, però, anche del suo costo economico.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni", si è dato particolare risalto alle fondazioni, siano esse superficiali che profonde, e ai criteri generali di progetto.

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere fatte contestualmente a quelle delle strutture in elevazione e devono rispettare le verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi, nonché le verifiche di durabilità.

Di fatto, le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);
- collasso per carico limite;
- collasso per scorrimento su piano di posa;

- stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR);
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali secondo gli approcci 1 e 2 e relative combinazioni.

Vien da sé che la fondazione non può essere considerata parte passiva di un'opera, in quanto soggiacente alla stessa, ma per certa parte, attiva, essendole attribuite funzioni estremamente importanti e anche diverse, a seconda che le tensioni indotte siano di compressione, trazione, torsione od altro.

Così non avviene per altri tipi di fondazione dove, di fatto, il palo eseguito in opera rappresenta una realtà passiva, rispondente alla sola funzione di appoggio e non di ancoraggio.

Ecco perché attraverso una fondazione speciale come il palotirante a vite Geopal® si è voluto esprimere l'insieme delle soluzioni che spesso il progettista non riesce a trovare in un'unica tipologia di fondazioni. Trattandosi di una vite d'acciaio a uso geotecnico, essa viene modellata in modo da non rimuovere i terreni che penetra, granulari o coesivi che siano, se non per quel minimo trascinamento dovuto allo sfregamento delle eliche sui materiali che, ai fini della capacità portante, può considerarsi trascurabile.

Come ogni vite che si rispetti, anche le viti Geopal® sono state studiate e ottimizzate per le funzioni cui vengono destinate. Così come esistono viti per il legno, per la plastica, per il cartongesso e per l'acciaio, ci sono anche viti geotecniche, che di seguito illustreremo, per vari tipi di terreno.

Essendo un prodotto tutto in acciaio certificato, realizzato in stabilimento e quindi controllato in ogni

sua fase realizzativa, il palotirante a vite Geopal® esprime il massimo della sicurezza in termini di qualità dei materiali, delle lavorazioni e della rispondenza agli impieghi per cui viene proposto.

Geopalitalia detiene l'esclusiva del marchio europeo Geopal® che appone ai suoi prodotti per il mercato nazionale ed estero.

I prodotti contraddistinti oggi dal marchio Geopal® sono: i palo tiranti P2G a due elicoidi di punta, i PVD a elicoidi distanziati, i PVC a elicoidi continui e i TIR-AP tiranti autoperforanti su barra rigida, che completano la gamma delle fondazioni speciali.

Oltre a questa importante gamma di prodotti fondazionali, Geopalitalia produce anche:

- piastre fondazionali ad alta capacità portante;
- elementi di raccordo palo-strutture in elevazione;
- opere di carpenteria antisismica (isolatori, piastre murarie, portali etc.);
- ponti, passerelle, piste ciclopodali;
- solai palafittati removibili e impalcati componibili;
- tralicciature e tensostrutture;
- puntoni e accessori vari.

Nella gamma dei prodotti offerti da Geopalitalia ci sono anche i palotiranti a elementi componibili in cantiere che, grazie al sistema di giunzione rapida, possono essere imballati e spediti per container anche a grandi distanze, occupando poco spazio, per poi essere assemblati in cantiere e quindi infissi nel terreno.

Questa tecnologia, che impiega l'acciaio componendolo e scomponendolo, è ben vista anche dal mondo militare e della protezione civile, che spesso necessitano di

strutture a rapido impiego e massima efficienza. Il loro costo, in rapporto al grado di funzionalità e tempistica, è decisamente vantaggioso rispetto a ogni altro tipo di tecnologia presente.

Ciò che più preme evidenziare è la duplice funzione di puntone e tirante che caratterizza questa vite geotecnica nell'impiego come soluzione agli adeguamenti sismici delle strutture, dove l'ancoraggio delle fondazioni al suolo è fondamentale per garantire la stabilità dell'opera.

In questo contesto preme ricordare che questa tecnologia, altamente ingegnerizzata, si è molto sviluppata anche a seguito degli eventi calamitosi verificatisi negli ultimi anni, che hanno indotto il mondo delle costruzioni a crescere in tecnologia, qualità, esperienza e capacità operativa.

Oltre che in Italia, questa tecnologia è ampiamente utilizzata nei paesi anglosassoni come Stati Uniti, Canada e Inghilterra, ma anche in Giappone, Cina, Corea e altri paesi del Sud-Est Asiatico oltre che negli Emirati Arabi, dove le costruzioni moderne richiedono tecnologie fondazionali estremamente efficaci.

Relativamente al mercato nazionale, Geopalitalia sta realizzando dei punti di assistenza clienti nel territorio nazionale, mediante una rete commerciale che dal nord-est si sta allargando verso altre regioni d'Italia, grazie anche alla preziosa collaborazione di professionisti e imprese, sempre più disponibili a promuovere nei propri cantieri un prodotto rapido e sicuro.

Da qui il continuo interesse a contattare nuovi professionisti e imprese interessate a lavorare con noi, per un miglior servizio sul territorio.

PROFILO AZIENDALE A	11
A 1 - L'AZIENDA	12
A 2 - STORIA DI UN PRODOTTO INNOVATIVO, BREVETTATO E CERTIFICATO	12
A 3 - OBIETTIVI AZIENDALI	14
A 4 - IL NETWORK Geopal®	15

MANUALE TECNICO

IL PALOTIRANTE GEOPAL® B	17
B 1 - TECNOLOGIA E KNOW-HOW	18
B 1.1 - I PALOTIRANTI Geopal®: GENERALITÀ	18
B 1.2 - REQUISITI DI UNA FONDAZIONE	20
B 1.3 - VANTAGGI NELL'UTILIZZO DEI PALOTIRANTI Geopal®	20
B 1.4 - IMPIEGHI DEI PALOTIRANTI Geopal®	21
B 2 - CARATTERISTICHE DEI PALOTIRANTI Geopal®	22
B 2.1 - I MATERIALI IMPIEGATI: L'ACCIAIO	22
B 2.2 - L'ARCHITETTURA DEI PALOTIRANTI Geopal®	23
B 2.3 - COMPONENTI STRUTTURALI	23
B 2.3.1 - Il fusto	24
B 2.3.2 - La vite	24
B 2.3.3 - La puntazza	26
B 2.4 - LE GIUNZIONI	26
B 2.4.1 - I nippli di giunzione	27
B 2.5 - SALDATURE	27
B 2.6 - BULLONI DI FISSAGGIO	28
B 2.7 - I FORI DI FISSAGGIO	28
B 3 - VERIFICHE STRUTTURALI SECONDO LE NTC 2018	29
B 3.1 - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE MASSIMA DI UNA VITE TIPO	29
B 3.2 - CALCOLO RESISTENZA ULTIMA STRUTTURALE DEGLI ELICOIDI	31
B 3.3 - CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE VERIFICHE SECONDO IL D.M. 2018	32
B 3.4 - VALUTAZIONE DELLE PORTATE STRUTTURALI PALO-ELICOIDE	32
B 3.4.1 - Inquadramento del problema	32
B 3.4.2 - Normativa di riferimento	32

B 3.4.3 - Descrizione metodo di calcolo.....	32
B 3.4.4 - Portata geotecnica di punta del fusto.....	35
B 3.4.5 - Portata strutturale della vite-elicoide	35
B 4 - GEOTECNICA DEL PALOTIRANTE Geopal®	36
B 5 - PROGETTAZIONE DELLA FONDAZIONE	37
B 5.1 - SCELTA DEL PALO A VITE Geopal® DA UTILIZZARE	39
B 6 - PROTEZIONE DEI PALOTIRANTI A VITE	39
B 6.1 - TRATTAMENTI DI PROTEZIONE: GENERALITÀ.....	39
B 6.2 - LA CORROSIONE NEI PALI DI FONDAZIONE	42
B 7 - TABELLE DI RIFERIMENTO CARATTERISTICHE DIMENSIONALI PALI Geopal®	45
L'INGEGNERIA DEI PALOTIRANTI GEOPAL® C	47
C 1 - PALOTIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE	48
C 1.1 - PALO P2G.....	48
C 1.2 - PALO PVD.....	48
C 1.3 - PALO PVC.....	48
C 2 - METODI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE E A TRAZIONE	48
C 2.1 - CAPACITÀ PORTANTE GEOTECNICA.....	49
C 2.1.1 - Metodo geotecnico " R_p-R_L "	49
C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico " R_p-R_L "	52
C 2.2 - CAPACITÀ PORTANTE STRUTTURALE	56
C 3 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALOTIRANTI	59
C 3.1 - PREMESSA.....	59
C 3.2 - ESEMPIO 1: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO P2G.....	60
C 3.2.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza.....	60
C 3.2.2 - Dati di progetto.....	61
C 3.2.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p-R_L "	61
C 3.2.4 - Calcolo della portata strutturale	63
C 3.2.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante P2G	64
C 3.3 - ESEMPIO 2: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVD.....	65
C 3.3.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza.....	65
C 3.3.2 - Dati di progetto.....	66
C 3.3.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p-R_L "	66
C 3.3.4 - Calcolo della portata strutturale.....	69
C 3.3.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVD	70

C 3.4 - ESEMPIO 3: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVC	71
C 3.4.1 - Come utilizzare correttamente il palo PVC	71
C 3.4.2 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza	72
C 3.4.3 - Dati di progetto	73
C 3.4.4 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p-R_L "	73
C 3.4.5 - Calcolo della portata strutturale	76
C 3.4.6 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVC	76
C 3.5 - CALCOLO DELLA PORTATA DI UN PALOTIRANTE INCLINATO P2G, PVD, PVC	77
C 4 - TIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE	77
C 5 - METODO DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE A TRAZIONE DEI TIRANTI Geopal®	78
C 6 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE A TRAZIONE DEI TIRANTI Geopal®	80
C 6.1 - PREMESSA	80
C 6.2 - ESEMPIO 1: CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE DI UN TIRANTE IN TERRENO COESIVO TIR-AP	81
C 6.2.1 - Dati di progetto	81
C 6.2.2 - Calcolo della portata geotecnica	81
C 6.2.3 - Calcolo della portata strutturale	82
C 6.2.4 - Individuazione finale della portata del tirante	82
C 6.3 - ESEMPIO 2: CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE DI UN TIRANTE IN TERRENO GRANULARE TIR-AP	83
C 6.3.1 - Dati di progetto	83
C 6.3.2 - Calcolo della portata geotecnica	83
C 6.3.3 - Calcolo della portata strutturale	84
C 6.3.4 - Individuazione finale della portata del tirante	84
C 7 - APPENDICE: REGOLE DI DIMENSIONAMENTO E PROGETTAZIONE DEI PALI E TIRANTI Geopal®	85
C 8 - SOFTWARE DI CALCOLO PER DETERMINARE LA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI Geopal®	88
C 8.1 - GUIDA PER L'USO DEL PROGRAMMA DI CALCOLO	88
C 8.1.1 - Dati di input	88
C 8.1.2 - Dati di output	93
C 9 - BIBLIOGRAFIA	94

CATALOGO PRODOTTI E SERVIZI

CATALOGO PRODOTTI 	95
D 1 - PALOTIRANTI FONDAZIONALI Geopal®: P2G, PVD, PVC	96
D 1.1 - PREMESSA	96
D 1.2 - Geopal® P2G PALOTIRANTI A 2 GIRI DI VITE	98

D 1.3 - Geopal® PVD PALOTIRANTI A VITI DISTANZIATE.....	100
D 1.4 - Geopal® PVC PALOTIRANTI A VITE CONTINUA.....	102
D 1.5 - Geopal® PRL PROLUNGHE LISCE E ARMATE.....	104
D 2 - TIRANTI FONDAZIONALI AUTO-PERFORANTI Geopal® TIR-AP.....	106
D 2.1 - Geopal® TIR-AP TIRANTI FONDAZIONALI AUTO-PERFORANTI.....	106
D 2.2 - ESEMPI DI UTILIZZO DEI TIRANTI Geopal® TIR-AP.....	107
D 2.3 - RAPPRESENTAZIONE DELLE FASI DI INFISSIONE DEI TIRANTI Geopal®.....	107
D 3 - FONDAZIONI MISTE: PALOTIRANTI AGENTI SU PIASTRE FONDAZIONALI Geopal® PF.....	108
D 3.1 - PREMESSA.....	108
D 4 - INTERFACCE DI COLLEGAMENTO PALI-STRUTTURE Geopal®: IC-F, IC-MF, IC-VT, IC-TR1, IC-TR2, IC-TB.....	110
D 4.1 - Geopal® IC-F.....	110
D 4.2 - Geopal® IC-MF.....	111
D 4.3 - Geopal® IC-VT.....	112
D 4.4 - Geopal® IC-TR1.....	113
D 4.5 - Geopal® IC-TR2.....	114
D 4.6 - Geopal® IC-TB.....	115
D 5 - SISTEMI PER IL CONSOLIDAMENTO E RINFORZO FONDAZIONALE Geopal®: SCRF1, SCRF2, SCRF3, SCRF4.....	116
D 5.1 - Geopal® SCRF1.....	116
D 5.2 - Geopal® SCRF2.....	117
D 5.3 - Geopal® SCRF3.....	118
D 5.4 - Geopal® SCRF4.....	119
D 6 - STRUTTURE METALLICHE ANTISISMICHE.....	120
D 6.1 - PREMESSA.....	120
D 6.2 - Geopal® CASE PREFABBRICATE CON STRUTTURE MODULARI.....	121
D 6.3 - Geopal® STANZA DI SICUREZZA ANTI-SISMICA.....	123
D 6.4 - Geopal® BASAMENTI PER EDIFICI PREFABBRICATI.....	125
D 6.5 - Geopal® PASSERELLE.....	126
D 6.6 - Geopal® PISTE CICLOPEDONALI.....	128
D 6.7 - Geopal® PONTI CICLOPEDONALI.....	130
D 6.8 - Geopal® CAPANNONI E AREE ESPOSITIVE.....	131
D 6.9 - Geopal® TUNNEL E TENSOSTRUTTURE.....	132
D 7 - PALIFICATE REGGICAVO E CHIODATURE PER STABILIZZAZIONE SCARPATE.....	134
D 7.1 - PREMESSA.....	134
D 7.2 - FASI DI REALIZZAZIONE PALIFICATA REGGICAVO MEDIANTE PALI Geopal®.....	136
D 7.3 - STABILIZZAZIONE DI PENDII E SCARPATE MEDIANTE CHIODATURE Geopal®.....	138

SERVIZI E CONSULENZE E	141
E 1 - ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE E SERVIZI AUSILIARI	142
E 2 - SERVIZI GEOLOGICI	142
E 2.1 - CAROTAGGI GEOTECNICI	143
E 2.2 - PROFILI LITOSTRATIGRAFICI	143
E 2.3 - PROVE PENETROMETRICHE	143
E 3 - RILIEVI TOPOGRAFICI	144
E 4 - CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA IN CANTIERE	144
E 5 - INVESTIGAZIONI SOTTERRANEE PER LA SICUREZZA CIVILE	145
E 6 - MEZZI D'OPERA E TECNICA DI INFILAZIONE DEI PALI Geopal®	146
E 7 - PROVE DI CARICO E COLLAUDO STRUTTURE	149

APPENDICI

APPLICAZIONI E ALTRE APPENDICI F	151
F 1 - APPLICAZIONI PRODOTTI Geopal®	152
F 1.1 - EDILIZIA PREFABBRICATA CIVILE E INDUSTRIALE	153
F 1.2 - EDILIZIA TRADIZIONALE CIVILE E INDUSTRIALE	162
F 1.3 - PONTI	173
F 1.4 - PASSERELLE E PISTE CICLOPEDONALI	180
F 1.5 - CONSOLIDAMENTO DI FONDAZIONI CON MICROPALI E TIRANTI ATTIVI	190
F 1.6 - PALIFICATE REGGISCALDO RSC	199
F 1.7 - ENERGIE RINNOVABILI E RETI ENERGETICHE	206
F 1.7.1 - FOTOVOLTAICO	207
F 1.7.2 - EOLICO	212
F 1.7.3 - RETI ENERGETICHE	213
F 1.8 - ARREDO URBANO E ANCORAGGI VARI	215
F 1.8.1 - ANCORAGGIO DELLE ALBERATURE	216
F 1.8.2 - ANCORAGGIO STRUTTURE PREFABBRICATE LEGGERE	219
F 1.8.3 - ARREDO URBANO	220
F 2 - PRODUZIONE E LOGISTICA	222
F 2.1 - OFFICINE MECCANICHE CERTIFICATE COME CENTRI DI TRASFORMAZIONE A NORMA CE	222
F 2.2 - LOGISTICA: TRASPORTO MERCI E MEZZI D'OPERA IN CANTIERE	224
F 3 - ATTREZZATURE	225

F 3.1 - MEZZI D'OPERA.....	225
F 3.2 - AVVITATORI	226
F 3.3 - TRIVELLE	227
F 3.4 - CUFFIE	228
F 3.5 - STRUMENTAZIONE PER PROVE DI CARICO	229
F 3.6 - SICUREZZA ED ACCESSORI	230
F 4 - AVVERTENZE E RACCOMANDAZIONI PER GLI OPERATORI.....	231
F 5 - VOCI DI CAPITOLATO Geopal®	233
F 5.1 - SOLA FORNITURA.....	233
F 5.2 - SOLA POSA IN OPERA PALI	233
F 5.3 - FORNITURA E POSA PALI	233
F 5.4 - PROVE DI CARICO SU PALI.....	234
F 6 - SCHEDE PRODOTTO Geopal®.....	235
F 7 - TABELLA MISURE E PESI TUBI D'ACCIAIO.....	243

PROFILO AZIENDALE

A

A 1 - L'AZIENDA

Fiera Gemi 2001 - campo prove.



Geopalitalia, azienda ad elevato contenuto tecnologico, detiene attualmente l'esclusiva del marchio Geopal®. La sede legale ed amministrativa è a Treviso, mentre le unità produttive sono in periferia a circa 15 km dalla città.

Il crescente successo di questa tecnologia ha spinto l'azienda a proporsi nel mercato con soluzioni innovative, economicamente vantaggiose e tali da creare un know-how originale, di grande valore per chi opera nel settore edilizio e in particolare delle fondazioni speciali. L'entusiasmo suscitato ha indotto l'azienda ad investire in ricerca, innovazione, tecnologia e comunicazione, organizzandosi nella produzione, nei servizi e nell'assistenza ai clienti, orientati a chiedere forniture sempre più specialistiche a fronte di interventi via via più complessi.

Da qui l'esigenza di creare una struttura integrata, capace di offrire non solo prodotti innovativi e certificati ma anche un'adeguata assistenza ai clienti più esigenti, grazie alla sinergia con studi professionali e aziende attrezzate, che consentono maggiore competitività e una presenza qualificata nel territorio.

Geopalitalia è una realtà all'avanguardia, capace di studiare proposte e realizzare con i propri prodotti soluzioni anche complesse, dove tecnologia ed esperienza concorrono come elementi primari per una politica vincente sul mercato delle fondazioni speciali.

In ambito nazionale, il territorio dove Geopalitalia riscontra l'impiego più ampio dei propri

prodotti è la pianura padana, caratterizzata da terreni prevalentemente fini, di origine sedimentaria, costituiti per lo più da sabbie, limi ed argille: territorio ideale per l'impiego dei pali a vite. Per tale motivo Geopalitalia è presente non solo in Veneto ma anche nelle regioni limitrofe come Emilia Romagna, Lombardia, Piemonte, Friuli.

I cantieri realizzati in queste regioni hanno permesso all'azienda di creare in pochi anni una rete di professionisti ed imprese capaci di utilizzare autonomamente questa tipologia di prodotti.

A 2 - STORIA DI UN PRODOTTO INNOVATIVO, BREVETTATO E CERTIFICATO

Il palotirante a vite Geopal® è stato studiato e brevettato dal geologo Gian Pietro Frare, che gli ha dato il nome registrandolo come marchio comunitario in ambito europeo.

Differentemente da altre tipologie di pali proposti da altri autori di fondazioni a vite, il palo brevettato dal dott. Gian Pietro Frare nasce nel 1995 dopo numerose prove sperimentali.

La richiesta di brevetto viene depositata solo nel 1999, a seguito di numerosi test comprovanti anche la convenienza economica.

È grazie all'impegno di questo geologo, mai stanco di verificare la validità delle proprie idee, che il palo Geopal®, caratterizzato da due giri di lamina d'acciaio attorno ad un fusto (elicoidi), debutta sul mercato dei pali fondazionali a rapida infissione, con enorme successo per la sua praticità e duplice valenza strutturale di puntone e tirante.

Dopo qualche tempo poi, gli accurati studi condotti sui risultati eseguiti in laboratorio e sul campo hanno spinto il geologo Frare e la sua equipe a produrre e perfezionare dei modelli di palo a vite specifici per le diverse tipologie di terreni, così da migliorarne le prestazioni, sia se utilizzati come palo-puntone sia come palo-tirante, ovvero, come ancoraggi di profondità.

Ecco che oltre al palo a vite P2G (brevettato), più adatto all'impiego su terreni per lo più sabbiosi o comunque granulari, vengono prodotti e immessi nel mercato il palo PVD (a singole viti distanziate) indicato per terreni tendenzialmente semi coesivi (sabbie argillose/limi sabbiosi) e il palo PVC (a vite continua) particolarmente indicato per terreni molto coesivi, plastici e di bassa consistenza, da impiegare come palo sospeso ovvero come ancoraggio su terreni molli.

Gli studi e le ricerche condotte negli anni successivi con l'equipe di tecnici impegnati ad ottimizzare questi modelli hanno consentito di individuare, per ogni tipologia di palo-tirante ed ambiente geotecnico di riferimento, le formule più adatte da applicare nel calcolo della capacità portante, sia essa a compressione che a trazione.

La tecnologia sviluppata attorno a questi tre modelli di palo a vite ha

contribuito a crearne l'ingegnerizzazione, ovvero il know-how tecnologico sul quale GeopalItalia regge il suo mercato di prodotti fondazionali testati e certificati.

Il palotirante Geopal® è realizzato nel rispetto della normativa vigente, sia per la qualità del prodotto che per la funzione cui è destinato, con particolare riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni. È un prodotto brevettato: come tale gli sono riconosciute caratteristiche di unicità e originalità non comuni ad altri prodotti.

Inoltre è contraddistinto da un marchio registrato in ambito comunitario europeo ed è certificato nella qualità dei materiali e della lavorazione, con garanzia di tracciabilità sulla sua produzione.

L'originalità del palotirante Geopal® è garantita da:

- Brevetto industriale n. 0000258086 rilasciato dal Ministero dello Sviluppo Economico Italiano;
- Marchio Geopal® comunitario n. 003619021 rilasciato da U.A.M.I. (Uff. Registrazione Marchi dell'U.E.)

Ogni palo Geopal® è fornito da GeopalItalia con attestato di qualità e scheda illustrativa di conformità del prodotto all'uso a cui è destinato.



A 3 - OBIETTIVI AZIENDALI

La missione di Geopalitalia è offrire a professionisti ed imprese che operano nel settore delle costruzioni le soluzioni più vantaggiose e sicure in materia di fondazioni e ancoraggi profondi di alta capacità portante, in rapporto alla categoria di appartenenza.

L'azienda dispone di personale tecnico e di supporto logistico altamente specializzato, con anni di esperienza nelle fondazioni profonde e negli ancoraggi a vite, autoancoranti, di alto tonnellaggio. Geopalitalia seleziona con attenzione i propri collaboratori e organizza corsi di formazione per i propri distributori e rivenditori, qualificandoli ed abilitandoli alle assistenze, con il rilascio di un certificato di idoneità. Siamo orgogliosi del fatto che la nostra rete di tecnici è altamente specializzata ed in continua crescita.

Ogni qual volta è necessario stabilizzare un edificio, costruire una passerella, riparare la spalla di un ponte o installare una torre Geopalitalia, grazie ai prodotti originali Geopal® e alla propria competenza professionale, è in grado di realizzare il progetto. Con una linea di prodotti che va dai pali a vite P2G a quelli con elicoidi distanziati PVD a quelli a vite continua PVC, cui si aggiunge la gamma di accessori per i collegamenti strutturali.

In quanto azienda ad alto livello tecnologico Geopalitalia opera in team con altri partner consorziati nel settore delle fondazioni speciali e della carpenteria metallica, così da poter acquisire, sviluppare e realizzare qualsiasi progetto di

struttura prefabbricata, compatibile con le più sofisticate esigenze ingegneristiche.

Gli obiettivi principali che l'azienda intende perseguire sono:

1. creare una rete esclusiva di professionisti e imprese operanti sul territorio, in grado di gestire autonomamente l'assistenza ai clienti dal progetto alla posa in opera, fino al collaudo dei prodotti e/o dell'opera;
2. allargare il campo d'impiego dei propri prodotti anche a settori diversi dall'edilizia, come quello dell'ambiente, delle energie rinnovabili, della bioedilizia, dell'agricoltura e del verde urbano;
3. fornire, oltre ai palotiranti fondazionali, anche le strutture di carpenteria in elevazione grazie alla collaborazione tra Geopalitalia e le collegate aziende del settore, così da proporre sul mercato strutture eco-compatibili, riciclabili, sostituibili al solito cemento invasivo, spesso inquinante, deturpante, irrecuperabile e non riciclabile.

Geopalitalia è un'azienda eco-friendly, sensibile alla riduzione delle emissioni di gas inquinanti e di tutto ciò che contribuisce alla riduzione dell'effetto serra sul pianeta. Con il trattato di Parigi del 12 Dicembre 2015, dove è stato sancito da 193 Paesi l'impegno di ridurre le emissioni di gas serra nell'atmosfera per contenere entro 1,5° l'aumento della temperatura globale del pianeta, la tecnologia Geopal®, ossia delle fondazioni d'acciaio totalmente riciclabili, è assolutamente vincente rispetto alle altre, essendo possibile riutilizzare la materia prima, evitando costi di smaltimento del prodotto esaurito.

A 4 - IL NETWORK Geopal®

Le forniture e i servizi che Geopalitalia offre ai propri clienti riguardano non solo le fondazioni su palo ma anche quelle strutture in elevazione realizzabili in acciaio strutturale che possono essere prodotte in stabilimento come opere prefabbricate, certificate alla fonte: solai autoportanti, ponti e passerelle, telai strutturali di capannoni, serre, tunnel, impianti fotovoltaici a terra, portali antisismici etc.

I tecnici progettisti possono trovare in Geopalitalia un partner cui affidare la realizzazione dell'intera struttura metallica delle opere in carpenteria, così da avere un unico interlocutore affidabile e responsabile con cui rapportarsi.

La linea commerciale messa in atto per il mercato delle costruzioni prefabbricate punta sul coinvolgimento dei progettisti, in primis, e delle imprese costruttrici di ogni angolo del territorio, che desiderano collaborare.

Geopalitalia ritiene che la frammentazione dei ruoli e delle competenze, senza un adeguato coordinamento "sul campo", comporti spesso quelle noiose polemiche dovute per lo più alle solite incomprensioni, incompetenze e determinazioni mancanti per poter assumere responsabilmente l'onere del "decidere in cantiere".

Ai signori professionisti rivolgiamo un caloroso invito a valutare un rapporto di collaborazione di zona, essendo spesso necessario assistere in loco i diversi clienti che chiedono i nostri prodotti così da poterli aiutare nelle varie fasi che

intercorrono dal progetto al collaudo finale dell'opera.

Un particolare invito a valutare l'opportunità di collaborazione offerta da Geopalitalia viene altresì rivolta alle imprese di scavi e movimento terra, di impianti wellpoint e di carpenteria metallica presenti nel territorio, in grado di assicurare lavori di fornitura e assistenza nel proprio raggio d'azione, utilizzando i nostri prodotti, il cui know-how è consolidato da 20 anni di esperienza.

In momenti di pesante crisi economica come quella che tutt'ora attanaglia l'Italia, e non solo, la cosa più importante è "fare squadra", mettendo al servizio dei clienti l'insieme delle esperienze e degli interessi comuni di cui ogni cittadino e azienda dispone.

Essere competitivi per noi di Geopalitalia significa soprattutto lavorare insieme, garantendo competenza, qualità, soluzioni innovative e, chiaramente, il prezzo.

Questo testo, seconda edizione, pubblicato in un numero ridotto di copie, verrà distribuito con l'obiettivo primario di illustrare agli operatori del settore le tante possibilità di fare rete con chi la pensa come noi.

Raccogliamo volentieri ogni idea, suggerimento e critica che consenta di migliorare la nostra operatività e strategia, ritenendoci promotori di iniziative e buone idee, da condividere con tutti coloro che vogliono partecipare.

Chi vuole aderire alla rete di professionisti e imprese, attualmente in corso di formazione in tutta Italia, può inviare via e-mail o fax la propria adesione, compilando uno

dei form presenti nel nostro sito internet www.geopalitalia.com alla pagina download.

Successivamente un nostro operatore vi contatterà per illustrarvi le condizioni e i requisiti minimi richiesti per avviare una collaborazione professionale e/o d'impresa sul territorio nel quale il candidato abitualmente opera.

Requisiti per aderire alla rete Geopalitalia

I requisiti minimi e le informazioni richieste per essere inseriti nel network di Geopalitalia, ovvero nell'elenco dei fornitori e collaboratori che verranno accreditati ai nostri clienti, sono:

- possedere una sede qualificata ed attrezzata in grado di sostenere il ruolo richiesto di professionista o impresa;
- disporre di attrezzature, mezzi e personale proprio in grado di operare in modo autonomo, qualificato e continuativo;
- presentare un curriculum professionale o un'adeguata presentazione della propria azienda, con relative referenze sui più significativi lavori svolti;
- informazioni riguardanti l'organizzazione della propria struttura e l'ambito territoriale in cui abitualmente opera, così da consentire di valutare l'ambito territoriale in cui il richiedente possa esercitare, anche in esclusiva, le varie forniture e servizi richiesti;
- essere accreditati da almeno un istituto bancario italiano di importanza nazionale come cliente correntista effettivo che opera in continuità da almeno 2 anni;
- essere assicurati presso primaria compagnia assicuratrice a livello nazionale per tutti i rischi connessi alla propria attività professionale e/o imprenditoriale;
- sottoscrivere il regolamento predisposto per gli affiliati alla rete, fra cui il "patto di non concorrenza";
- sottoscrivere il contratto di affiliazione commerciale, per chi richiede l'esclusiva territoriale.

Province dove Geopalitalia ha finora operato.



IL PALOTIRANTE GEOPAL®

B

B 1 - TECNOLOGIA E KNOW-HOW

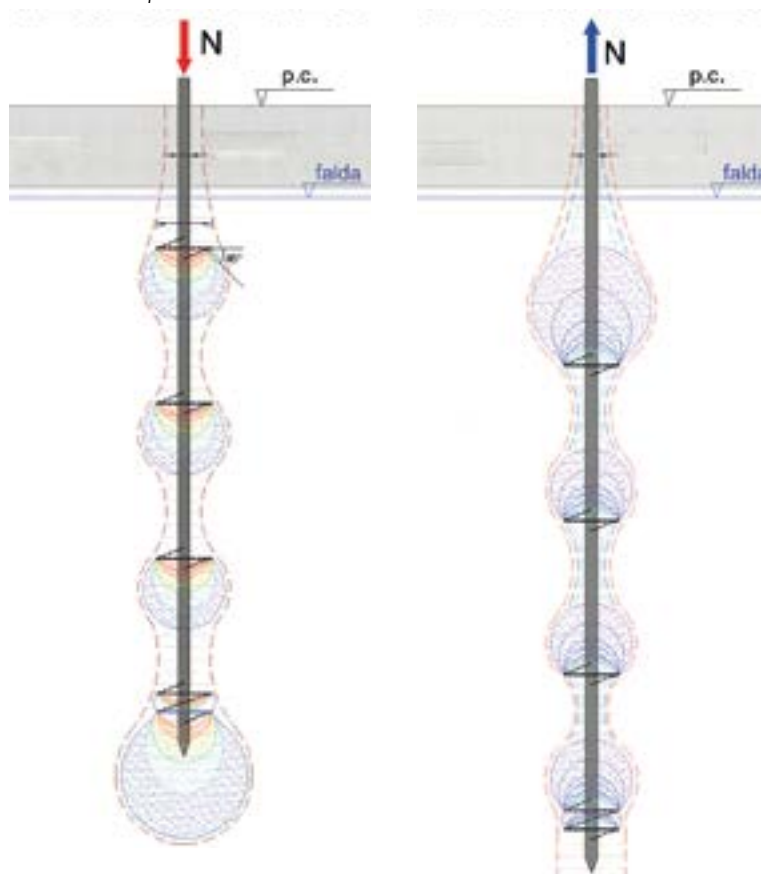
B 1.1 - I PALOTIRANTI Geopal®: GENERALITÀ

I pali a vite Geopal® sono detti anche “palotiranti” poiché hanno lo stesso comportamento sia a compressione che a trazione, benché in direzione diametralmente opposta. Fin dai tempi più remoti, infatti, la vite viene considerata una macchina semplice e perfetta, in quanto capace di creare contrasto nelle opposte direzioni di compressione e trazione, grazie alla specularità di ammortamento degli elicoidi durante l’infissione.

I palotiranti Geopal® sono costituiti da un fusto tubolare cilindrico in acciaio S355 JR/J0 o in acciaio N80, armato di una o più viti elicoidali, pure in acciaio ad alta resistenza, come la puntazza da perforazione. Le viti hanno un passo controllato che consente al palotirante di essere avvitato nel terreno con un disturbo minimo dei materiali. Il fusto è utilizzato per trasferire sia l’energia di torsione durante l’avvitamento che i carichi assiali da dissipare nelle eliche, una volta infissi, dando altresì massima stabilità laterale alla struttura.

Il palotirante viene infisso nel terreno applicando, contemporaneamente alla rotazione, una pressione sulla testa diretta verso il basso, così da consentirgli di avanzare fino alla profondità voluta o di rifiuto. Una volta installato, il palotirante potrà lavorare, ovviamente, sia a compressione che a trazione, trasferendo i carichi della sovrastruttura allo strato litologico desiderato.

Figura B.1 - Rappresentazione schematica dei bulbi di pressione prodotti da un palo PVD sollecitato a compressione e a trazione.



L'angolo d'infissione può variare da verticale a orizzontale, a seconda dell'inclinazione data.

Le figure B.2, B.3 e B.4 illustrano le tre tipologie di palotirante a vite prodotte da Geopalitalia: il P2G, il PVD e il PVC con relative prolunghe tubolari lisce e armate.

La figura B.5 rappresenta la tipologia di tirante autoperforante, TIR-AP, prodotta sempre dall'azienda, che ha il fusto costituito da una barra d'acciaio piena, armata con elicoidi ad alta resistenza tali da consentire ancoraggi anche relativamente profondi, per tenditure anche molto elevate.

$\varnothing_e$ Diametri dei pali [mm]								
Fusto	48	60	76	90	114	140	168	219
Vite	180	220	250	300	400	500	600	700

$\varnothing_e$ Diametri dei tiranti [mm]					
Barra di tesatura	30	36	42	52	60
Vite	180	220	250	300	400

Pali a vite e tiranti Geopal®

Figura B.2 - P2G.



Figura B.3 - PVD.



Figura B.4 - PVC.



Figura B.5 - TIR-AP.



B 1.2 - REQUISITI DI UNA FONDAZIONE

Per chiamare “fondazione” una struttura che ha il compito di assorbire e dissipare i carichi nel terreno, bisogna che l’opera possieda requisiti di resistenza e funzionalità tali da assolvere, efficacemente e in sicurezza, la funzione per cui è stata progettata.

Molte fondazioni profonde, ma anche superficiali, spesso non assolvono le funzioni assegnate nella progettazione, racchiudendo non poche problematiche anche gravi che, al momento della verifica “solenne”, si manifestano con sorprendente sconcerto e brutalità. È il caso di fondazioni con requisiti antisismici dove l’impatto delle onde (s) sulle superfici di contatto, mobilita le strutture con effetti di stiramento e contrazione spesso devastanti.

L’ingegneria geotecnica, negli ultimi anni, ha fatto molti progressi in campo fondazionale, fra i quali quello di dimostrare che le fondazioni sono da calcolarsi come parti attive delle costruzioni e non passive come spesso accade. Con l’ingegneria sismica, sono stati fatti molti passi in avanti in questo settore e, grazie agli ingegneri giapponesi, le fondazioni in acciaio hanno soppiantato molte delle fondazioni in cemento, risultate invasive e spesso poco affidabili.

Con l’adeguamento sismico dei fabbricati, si progettano spesso dei portali d’acciaio che si collegano a dei pali fondazionali, con duplice funzione di puntone e tirante.

È chiaro che Geopalitalia, in questo settore, detiene una tecnologia di estremo interesse ed unicità per i

progettisti, essendo da pochi anni diffusa in Italia la cultura delle fondazioni antisismiche prefabbricate a duplice effetto.

Fattori sensibili

La capacità portante dei pali a vite dipende da:

1. tipo e proprietà geotecniche del terreno;
2. condizioni della superficie e delle acque sotterranee;
3. configurazione del palo (caratteristiche, modello strutturale);
4. tipo di acciaio impiegato (S355 JR/J0, N80, S460);
5. lunghezza e diametro del palo;
6. profondità d’infissione;
7. posizionamento del palo (verticale, inclinato);
8. distanza tra pali (interazione dei pali, effetto singolo e di gruppo);
9. tipo di carico (statico, dinamico, alternato, ad incrementi, ecc.).

B 1.3 - VANTAGGI NELL’UTILIZZO DEI PALOTIRANTI Geopal®

Di seguito si riportano alcune delle peculiarità dei palotiranti Geopal® e dei vantaggi nel loro utilizzo:

1. comprovata ingegneria;
2. capacità portante certificabile;
3. eco-compatibilità;
4. non invasività;
5. possibile rimovibilità;
6. resistenza all’abrasione;
7. facile giuntabilità;
8. rapidità d’infissione;
9. infissione a secco;
10. infissione senza vibrazioni;
11. resistenza alla compressione, trazione e torsione;
12. ottima resistenza ad azioni sismiche;
13. il terreno penetrato viene compattato lateralmente;

14. la loro rimozione comporta il solo rinterro del foro d'infissione;
 15. possono emergere parzialmente dal terreno, costituendo pilastro strutturale;
 16. possono essere installati in qualsiasi condizione climatica, dal polo all'equatore;
 17. installazione rapida e precisa nei terreni fini;
 18. possono essere infissi inclinati;
 19. possono essere installati in aree ristrette con accesso limitato;
 20. bassissima rumorosità durante l'infissione;
 21. possono essere iniettati dopo l'installazione;
 22. resistono alla corrosione mediante la zincatura;
 23. non sono richiesti controlli di integrità;
 24. possono essere immediatamente caricati dalle strutture in elevazione;
 25. rapido impiego anche in situazioni disagiate e/o di emergenza;
 26. trasportabilità anche su container;
 27. massima autonomia nei cantieri;
 28. facilmente giuntabili con accessori per il collegamento di varie strutture (tradizionali e prefabbricate).
4. consolidamento dei terreni fondali ed aumento della capacità portante originaria;
 5. adeguamento sismico delle fondazioni esistenti e parte in elevazione;
 6. stabilizzazione di pendii, scarpate e argini;
 7. palificate reggiscavo (RSC), terrapieni e terrazzamenti;
 8. ponti stradali;
 9. passerelle e piste ciclopedonali;
 10. pensiline stradali, civili ed industriali;
 11. banchine portuali, trabucchi e camminamenti a mare;
 12. piattaforme balneari e strutture marine stagionali;
 13. fondazioni per impianti fotovoltaici ed eolici;
 14. sostegno impalcature e strutture da cantiere;
 15. solai palafittati temporanei e permanenti;
 16. ancoraggi fondazionali per serre, tunnel e tensostrutture;
 17. ancoraggi fondazionali per messa in sicurezza alberi;
 18. ancoraggi fondazionali per arredo urbano (illuminazione-segnaletica-cartellonistica);
 19. ancoraggi fondazionali per condotte, cisterne, piscine e vasche di depurazione;
 20. annullamento cedimenti su carreggiate stradali, piazze e pavimenti industriali;
 21. sostegno passerelle e camminamenti sospesi su pali per siti archeologici e naturalistici;
 22. ancoraggio di recinzioni e barriere removibili per aree militari, confini protetti e zone inaccessibili;
 23. ancoraggi interni per consolidamento fondazioni esistenti;
 24. ancoraggio e stabilizzazione alberature.

B 1.4 - IMPIEGHI DEI PALOTIRANTI Geopal®

I pali a vite Geopal®, insieme all'intera gamma di accessori forniti da GeopalItalia, possono essere impiegati per:

1. costruzioni civili (tradizionali e prefabbricate);
2. costruzioni industriali (tradizionali e prefabbricate);
3. consolidamento di fondazioni

B 2 - CARATTERISTICHE DEI PALOTIRANTI Geopal®

Nel corso degli anni, si è spesso riscontrata una certa titubanza da parte dei tecnici nell'affrontare i calcoli sulla capacità portante dei palotiranti a vite Geopal®.

Il palotirante Geopal® ha la peculiarità di essere armato con viti elicoidali autoancoranti, di sezione molto superiore al fusto, capaci di penetrare i terreni compattandoli lateralmente, senza rimuoverne la giacitura e senza creare vibrazione alcuna.

Di seguito si riportano alcuni degli aspetti ingegneristici che maggiormente caratterizzano questo prodotto e che difficilmente sono reperibili nei libri di testo.

Le caratteristiche che rendono originale e vantaggioso il palotirante Geopal® sono state oggetto di studio per determinare sia i punti di forza che di debolezza di ogni sua parte strutturale interagente con il terreno, oltre che di un'analisi completa degli aspetti economici su cui sviluppare tecnologia, organizzazione e competitività.

B 2.1 - I MATERIALI IMPIEGATI: L'ACCIAIO

I palotiranti Geopal® sono realizzati interamente in acciaio strutturale. Essendo l'acciaio un materiale unico per le sue proprietà meccaniche, il suo impiego garantisce resistenza, efficienza, durata, versatilità, robustezza e riciclabilità. Inoltre, essendo prodotto in officine meccaniche attrezzate e qualificate come Centri di Trasformazione, è possibile controllare e certificare la qualità delle lavorazioni e dei ma-

teriali utilizzati.

È cosa nota che le proprietà dell'acciaio lo rendono un materiale di largo consumo, utilizzabile nelle più svariate opere, come strutture portanti, coperture, ponti, opere infrastrutturali, fino alle architetture impegnative di grandi opere come stadi, grattacieli etc.

L'efficienza degli acciai per impieghi strutturali, così come la durabilità e l'usura (della protezione si parlerà nel capitolo dedicato), è legata sicuramente alle proprietà chimico-fisiche e meccaniche del materiale, che si mantengono costanti nel tempo. Inoltre, l'acciaio è sicuramente, per sua natura, un materiale in grado di assorbire l'energia sismica (si potrebbe dire antisismico) grazie all'elevata resistenza meccanica. Esso si accoppia facilmente con altri materiali da costruzione per dare vita a soluzioni architettoniche che, spesso, sono l'espressione di sapiente connubio fra arte, sicurezza e tecnologia.

Infine, l'acciaio è sicuramente sostenibile e riciclabile al 100%. Il suo recupero rientra nel bilancio economico dell'opera.

Gli acciai utilizzati per costruire i palotiranti Geopal® sono quelli previsti dal D.M. 17 Gennaio 2018, relativi alle opere strutturali, con riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI EN 10080:2005, della serie UNI EN 10025:2005, UNI EN 10210:2006 e UNI EN 10219:2006. In particolare viene usato principalmente acciaio al carbonio non legato come S355 JR/J0, N80 e, per talune viti speciali, S460.

Saldature e lavorazioni necessarie per realizzare i prodotti Geopal® vengono eseguite da officine meccaniche certificate come Centri di Trasformazione autorizzati dal Ser-

vizio Tecnico Centrale, che ne autorizza la certificazione dei prodotti lavorati a norma CE.

Ogni pezzo originale, contraddistinto da un segno distintivo di marchiatura, consente la rintracciabilità del costruttore e dei materiali utilizzati dallo stesso.

Oltre alla marchiatura, GeopalItalia fornisce la scheda illustrativa del prodotto, che descrive ogni aspetto tecnico dell'elemento realizzato e commercializzato.

B 2.2 - L'ARCHITETTURA DEI PALOTIRANTI Geopal®

Le architetture strutturali dei pali a vite Geopal® commercializzati da GeopalItalia risultano essere semplici ma allo stesso tempo versatili

e adattabili a molteplici condizioni geotecniche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i tre modelli di palotirante Geopal®, strutturalmente ingegnerizzati secondo normativa, che la casa madre consiglia di utilizzare a seconda delle caratteristiche geotecniche dei terreni da palificare.

B 2.3 - COMPONENTI STRUTTURALI

Il palotirante Geopal® è costituito da un fusto tubolare cilindrico in acciaio, munito di foro passante per l'aggancio della testa e di una punta a vite ad ala larga, pure in acciaio, cui segue a distanza predefinita una puntazza triangolare atta a favorire l'infissione.

Peculiarità del palotirante Geopal®

Figura B.6 - Palo P2G.

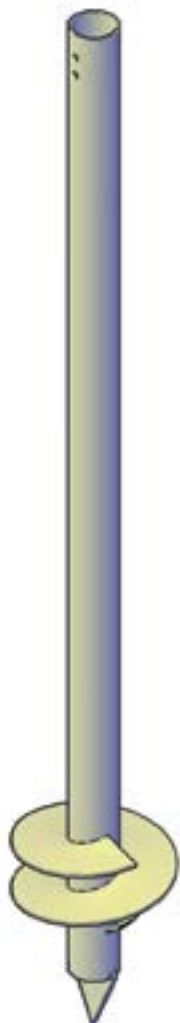


Figura B.7 - Palo PVD.

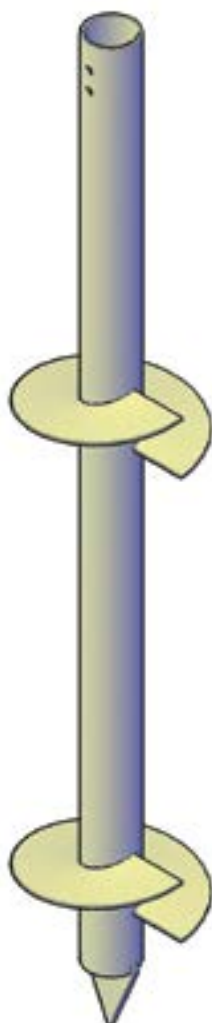
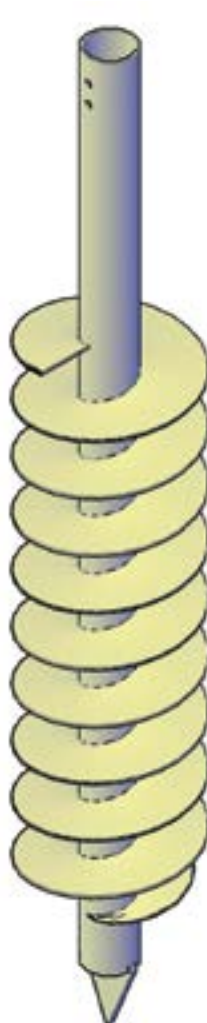


Figura B.8 - Palo PVC.



sono, quindi, le zone dove la geometria elicoidale dell'ala della vite, unita al fusto, amplia la superficie di contatto con il terreno, aumentandone la capacità portante.

Le giunzioni eseguite con saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo garantiscono la stessa resistenza a rottura dell'acciaio utilizzato, rendendo il prodotto finale decisamente affidabile e sicuro per reggere gli sforzi ai quali è destinato.

Ogni palotirante Geopal® può essere prolungato con elementi modulari semplici o con viti distanziate a diversa metratura, permettendo l'infissione entro spazi di manovra limitati, dove la palificazione può risultare difficile o addirittura impossibile. Con questa tecnica è possibile aumentare ulteriormente la capacità portante complessiva del palo o di ancoraggio del tirante. Le prolunghe sono collegate mediante bulloni, conformi per caratteristiche dimensionali e proprietà meccaniche alle norme UNI EN ISO 898-1:2001 per le viti e UNI EN 20898-2:1994 per i dadi riguardanti bulloni per giunzioni ad attrito. Le chiodature a caldo vengono eseguite nel rispetto della UNI 7356.

Il palo Geopal® è proposto in diverse serie e modelli con dimensioni,

diametri e spessori variabili in relazione a esigenze di progetto e di carico, terreni da attraversare, profondità da raggiungere e funzioni da svolgere.

B 2.3.1 - Il fusto

Il fusto del palotirante Geopal® viene realizzato in acciaio strutturale S355 JR/J0 o in N80. Esso può essere costituito da un unico elemento tubolare cilindrico o da più elementi giuntabili tra loro mediante un raccordo coassiale (nipplo) saldato con quattro chiodature, fra loro ortogonali, che ne garantiscono la resistenza torsionale impressa.

Lo spessore della sezione tubolare del nipplo è sempre maggiore a quella del fusto, per poter garantire la tenuta allo sforzo torsionale impresso dall'avvitatore durante la fase di infissione.

In seguito saranno riportati i valori di resistenza massima a torsione cui possono essere sottoposti durante l'infissione i pali prodotti da Geopalitalia.

Vedi tabella caratteristiche fusti utilizzati a pag. 45.

B 2.3.2 - La vite

L'elemento caratteristico del "palotirante a vite" è, ovviamente, la

Figura B.9



Figura B.10 - Vite continua a più elicoidi.

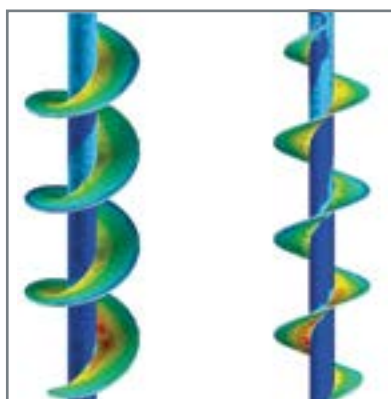
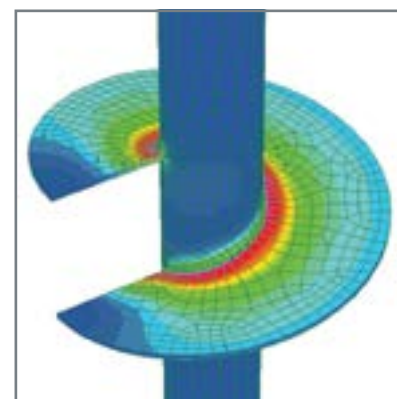


Figura B.11 - Vite singola o elicoidale.



vite stessa, che consiste in una lamina elicoidale saldata al palo, che si avvolge con passo costante ad andamento destrogiro lungo il suo asse.

La sporgenza alare della vite è generalmente compresa tra 0.5 e 1.5 volte il diametro del fusto ed è contrassegnata da una sezione trapezia o rettangolare, a seconda che derivi dalla lavorazione di una bobina nastriforme (coils) o da una lamiera tagliata ad elementi circolari (dischi).

La geometria elicoidale dell'ala della vite, unita al fusto, amplia la superficie di contatto del palo con il terreno, aumentandone la capacità portante, con particolare beneficio soprattutto nei terreni più scadenti.

L'infissione è condizionata dal passo della vite, che deve essere costante, e dalla direzione di avvolgimento, generalmente destrogira, poiché questo condiziona il senso di rotazione del palo durante le operazioni di infissione.

La vite doppia - P2G

Due elicoidi in successione continua danno origine ad una vite a due giri: modello 2G. Essa può essere realizzata tramite l'unione di due viti singole, ovvero mediante la calandratura conicizzata a vite di una lamina continua (o coils).

Figura B.14 - Vite singola.



Ogni tipologia di vite utilizzata da GeopalItalia nei palotiranti di serie, è stata dimensionata e verificata dettagliatamente ai fini della capacità portante strutturale massima praticabile.

La vite singola (elicoide) - PVD

La vite singola è costituita da una piastra di acciaio curvilinea, avvolta lungo una spirale idealmente tracciata sul fusto.

Operativamente, si tratta di una corona circolare di acciaio, aperta fino all'ampiezza desiderata, corrispondente al passo.

La corona circolare è generalmente di spessore uniforme, in quanto ricavata da una lastra piana; è comunque possibile anche ricavarla da coils. Ogni modello di vite riportata a catalogo è stata dimensionata e verificata strutturalmente ai fini della capacità portante massima utilizzabile.

La vite continua - PVC

La vite continua è costituita da un numero finito, e maggiore di 2, di giri di spira avvolti in continuità attorno al fusto.

Come già visto all'inizio di questo capitolo, l'elica è caratterizzata da raggio e passo che, quindi, si manterranno costanti per tutto il suo sviluppo.

Come l'elicoide doppio, anche la vite continua può essere realizzata

Figura B.12 - Vite doppia.



Figura B.13 - Vite doppia.



Figura B.15 - Vite singola.



tramite l'unione di più elicoidi singoli, oppure mediante la calandratatura, conicizzata a vite, di una lamina continua stirata a freddo.

Vedi tabella caratteristiche viti utilizzate a pag. 46.

B 2.3.3 - La puntazza

L'elemento che aiuta il palo a penetrare il terreno, divaricandolo sotto la forza impressa dalla macchina operatrice pianta pali, è la puntazza: elemento a geometria triangolare o a W realizzato in acciaio ad alta resistenza per poter meglio penetrare i terreni da palificare.

Il terreno rimosso dalla puntazza, nella fase di infissione del palo, viene spostato radialmente, quindi, compattato lungo il fusto tubolare, rimanendo compresso lungo tutta la verticale così da aumentare significativamente l'adesione della

terra all'acciaio del fusto.

Questo fattore, a favore della capacità portante, che di fatto agisce come una morsa circolare attorno al fusto, tende ad aumentare la sua stretta di circa il 15% rispetto al suo valore iniziale, nello spazio di soli pochi giorni.

B 2.4 - LE GIUNZIONI

Gli elementi che consentono di allungare un palotirante in cantiere sono tra loro collegati mediante bullonatura. I bulloni passanti il fusto del palotirante sono costituiti da viti e dadi di acciaio ad alta resistenza, che consentono di scaricare la forza torsionale praticata con l'avvitatore sulle mezze lune dei fori passanti.

Geopalitalia ha verificato, per ogni modello, la tenuta delle giunzioni al massimo sforzo praticabile prima di raggiungere la rottura per torsione del palo.

Figura B.16 - Vite continua.



Figura B.17 - Vite continua.



Figura B.18 - Puntazza.



Figura B.19 - Giunzioni.



Figura B.20 - Giunzioni.



B 2.4.1 - I nippli di giunzione

Come accennato precedentemente, i nippli, che consentono la giunzione in cantiere degli elementi che costituiscono il palo, vengono saldati al fusto mediante chiodature ortogonali tra loro.

L'area delle chiodature è sempre superiore a quella della corona circolare della sezione del tubo con cui viene realizzato il fusto e il nipplo, così da garantire lo sforzo torsionale in sicurezza.

La tabella a pag. 46 riporta i valori di momento torcente massimo nei quali sono stati verificati i fusti e i nippli di giunzione dei modelli di palotiranti e prolunghe Geopal®.

B 2.5 - SALDATURE

Una particolare attenzione va posta alle saldature.

Il procedimento di saldatura utilizzato da Geopalitalia è quello della saldatura ad arco semiautomatica o a filo conduttore sotto gas protettore (MAG).

Le saldature devono essere eseguite a regola d'arte, avendo cura di tenere l'arco il più corto possibile e di regolare l'inclinazione della torcia e la velocità di avanzamento in funzione della tipologia di giunto ed elettrodo.

Tutte le operazioni di saldatura sono eseguite in officina e in condizioni ambientali termo-igrometriche idonee.

Questi tipi di lavorazione sono eseguite da saldatori qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004. Il costruttore dei prodotti Geopalitalia è certificato a norma UNI EN ISO 3834:2006.

Un esame visivo al termine del processo di saldatura permette di

Figura B.22 - Particolare di giunzione standard dei pali Geopal®.

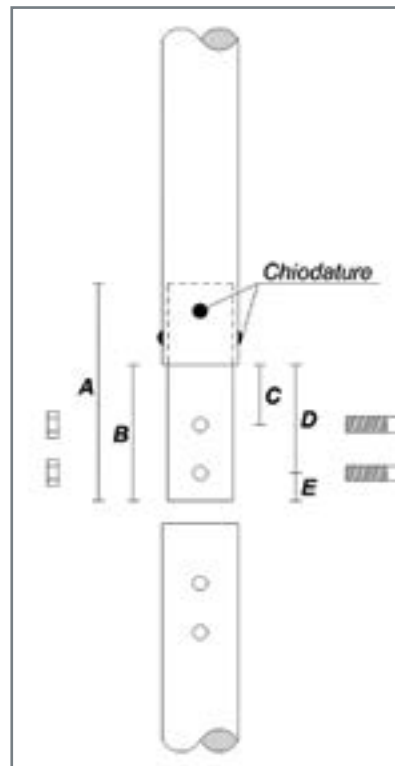


Figura B.21 - Particolare dei nippli standard dei pali Geopal®.

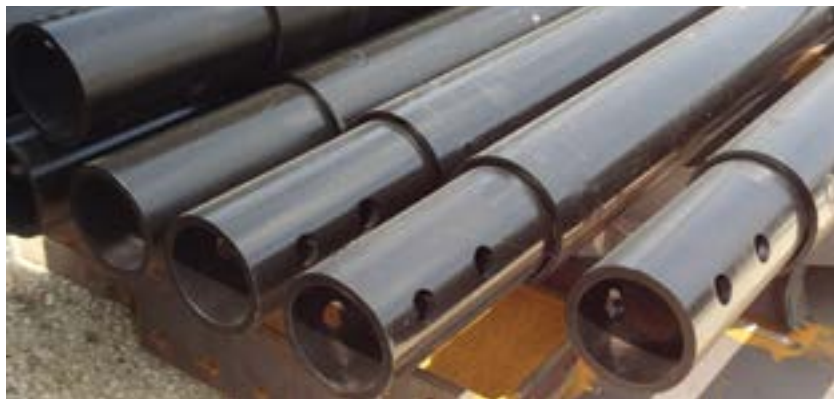
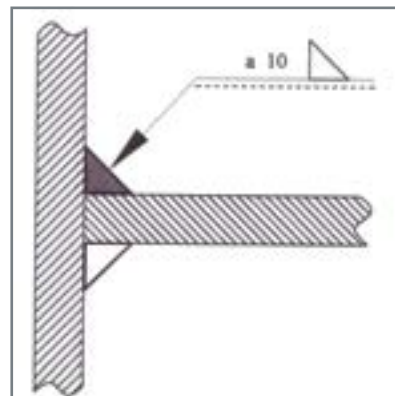


Figura B.23

Figura B.24

Figura B.25



riscontrare eventuali difetti esterni mentre eventuali difetti interni dovuti a discontinuità metalliche e disomogeneità metallurgiche, se presenti, si manifestano sicuramente durante l'infissione del palo che, grazie ai notevoli sforzi applicati in fase di messa in opera, manifesterà subito i difetti strutturali eventualmente presenti.

B 2.6 - BULLONI DI FISSAGGIO

Come accennato, le unioni bullonate sono utilizzate per collegare tra di loro le prolunghe, ma anche per fissare eventualmente gli elicoidi da montaggio manuale, che si posizionano lungo il fusto del palo. Data la geometria del palo e le sollecitazioni cui è soggetto, i bulloni sono sottoposti solitamente solo a taglio.

La normativa 898-1/2013 inerente alle viterie ha subito delle importanti variazioni: per quanto riguarda la materia prima non è più sufficiente utilizzare un C45 o C48 bonificato ma occorre un 42CrMo-4bon con la tempra a cuore. Il suddetto materiale deve inoltre rispettare i canoni di resilienza a $-20^{\circ} + 27^{\circ}$.

Noi ci siamo adeguati ed il nostro prodotto è conforme al 100%, tanto più che rientra anche nella EN 1090.

Generalmente Geopalitalia utilizza

bulloni di diametro $\varnothing 14$ (per i pali di diametro 48,3 - 60,3 - 76,1 mm) e bulloni di diametro $\varnothing 27$ (per i pali di diametro 88,9 - 114,3 - 139,7 - 168,3 - 219,1 mm).

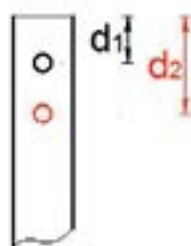
B 2.7 - I FORI DI FISSAGGIO

All'estremità di ogni palo e di ogni prolunga a questo collegata vengono eseguiti uno o due fori passanti, di diametro e a distanza tale da consentirne l'infissione e, quindi, la funzione di palotirante (compressione - trazione).

È chiaro che, di volta in volta, il progettista, nel verificare la tenuta a trazione di un palotirante, dovrà verificare non solo il carico massimo sopportato dagli elicoidi ma anche quello agente nei fori di fissaggio degli elementi, essendo questi un punto debole della struttura. In ogni caso Geopalitalia garantisce la tenuta delle parti deboli, in quanto aventi resistenza superiore al limite di snervamento della sezione tubolare del fusto.

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate rispetta le limitazioni previste nella Tab. 4.2.XVIII delle NTC 2018 e gli stessi fori hanno un diametro maggiorato al massimo di 1 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e di 1,5 mm per bulloni diametro maggiore di 20 mm.

Tabella B.1 - Tabella dei valori caratteristici delle bullonature praticate per le giunzioni.



Diametro fusto (Φ_f) [mm]	Distanza fori [mm]		Diametro fori [mm]	Diametro bulloni [mm]
	d1	d2		
48,3 - 60,3 - 76,1	60	120	15	14
88,9 - 114,3 - 139,7 - 168,3 - 219,1	110	200	28	27

B 3 - VERIFICHE STRUTTURALI SECONDO LE NTC 2018

Pur essendo realizzati a regola d'arte, nel rispetto di tutte le norme e da officine certificate come centri di trasformazione, occorre che i palotiranti Geopal® siano verificati anche dal progettista così come prescritto dalle NTC 2018. In particolare, la normativa prescrive le seguenti verifiche:

- verifica del fusto;
- sforzi assiali a compressione;
- sforzi assiali a trazione;
- instabilità all'equilibrio;
- verifica delle saldature;
- verifica dei bulloni e delle unioni bullonate;
- verifica a rifollamento dei fori di fissaggio.

Per uno studio più approfondito, si rimanda agli specifici paragrafi de-

dicati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

B 3.1 - VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE MASSIMA DI UNA VITE TIPO

La resistenza meccanica di una vite dipende da diversi fattori come: la geometria (diametro, spessore, passo), la lavorazione (a caldo, a freddo o mista), la tipologia di acciaio etc. Al variare di uno di questi parametri si ottiene una configurazione differente. Potenzialmente, pertanto, si hanno infinite combinazioni diverse.

Lo scopo delle analisi svolte è stato quello di valutare la resistenza meccanica ultima del sistema fusto-vite al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza dell'asse del fusto.

Sviluppando, per ciascuna configurazione del sistema, un modello tridimensionale rappresentativo

Figura B.26

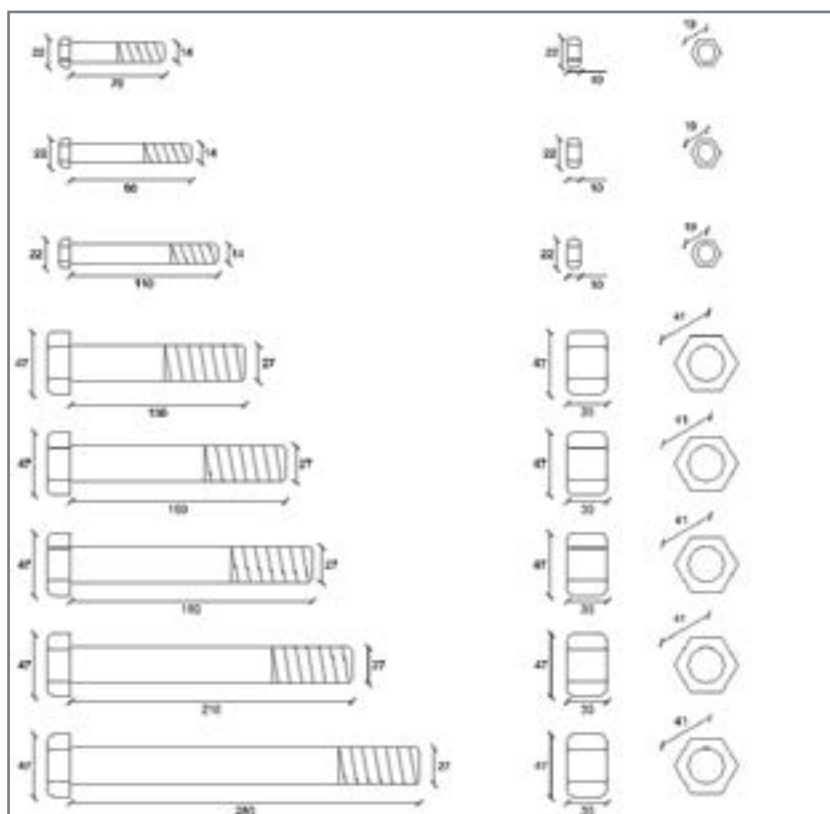
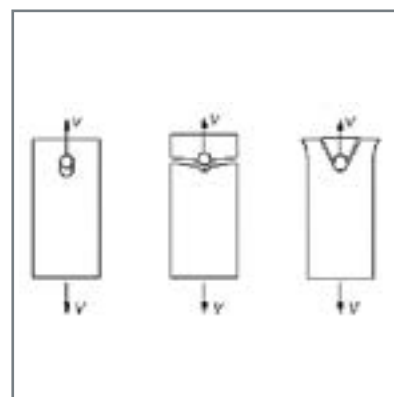


Figura B.27



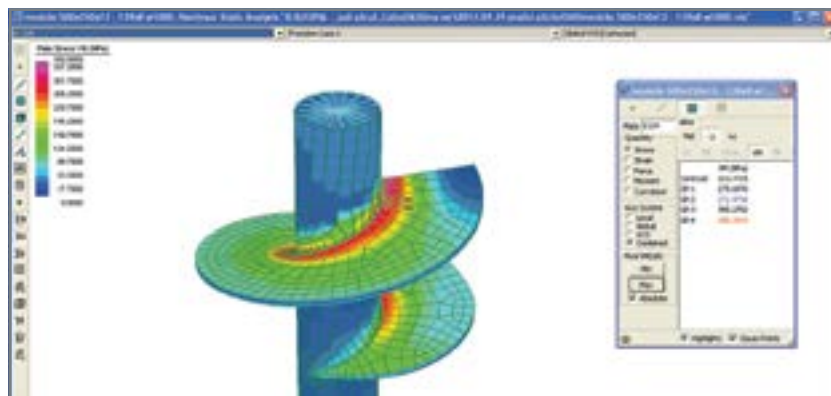


Figura B.28

della geometria e contenente al suo interno i parametri del terreno (modulo di Winkler) e del materiale (curva bilineare incrudente dell'acciaio) è stata svolta una analisi statica non lineare per materiale.

L'analisi consiste nell'applicare un carico verticale iniziale unitario (ad esempio 1 kN) in corrispondenza dell'asse del fusto e successivamente incrementarlo.

Il carico esterno verticale (diretto dall'alto verso il basso) viene bilanciato dalla reazione del terreno in corrispondenza della superficie dell'elicoide a vite. La reazione del terreno inflette la vite e all'interno di essa sorgono degli stati di tensione (per flessione e taglio).

Inizialmente, per carichi bassi, le tensioni sono modeste. I valori massimi si ottengono, tipicamente, in corrispondenza del punto di attacco della vite al tubo (appena oltre la saldatura).

Al crescere del carico crescono sia la tensione che la deformazione (inflexione) della vite.

Nella "fase elastica" si ottengono limitati incrementi di deformazione a fronte di elevati incrementi del carico applicato.

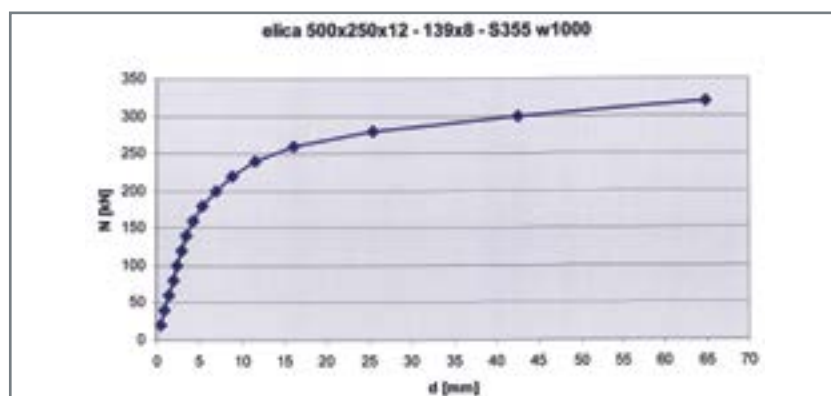
Questo comportamento prosegue fino al raggiungimento del "carico di primo snervamento" (355MPa nel caso di acciaio S355).

Oltre questo carico il materiale inizia a plasticizzarsi, nella "fase plastica", cioè può sopportare ulteriori incrementi di carico ma a fronte di deformazioni molto più importanti rispetto alla fase precedente.

Durante la fase plastica il carico esterno cresce pressoché linearmente fino a raggiungere un valore tale che in un punto della struttura si giunge alla tensione di rottura dell'acciaio. Tale carico rappresenta il "carico ultimo" del sistema.

Tipicamente la rottura del materiale si verifica in corrispondenza del-

Figura B.29



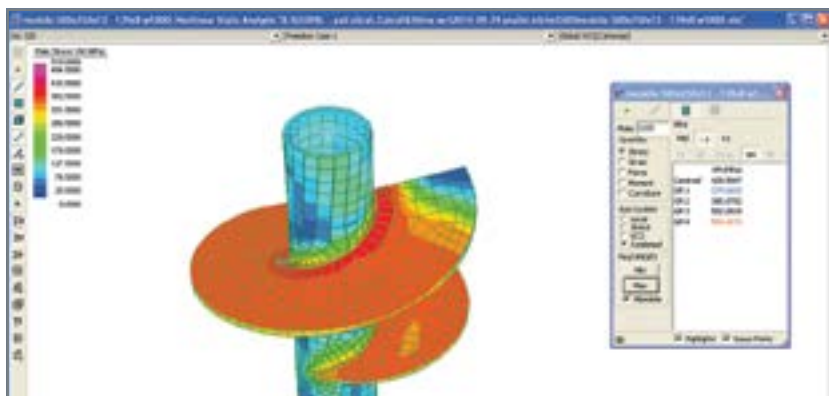


Figura B.30

la vite. In alcune configurazioni geometriche tuttavia si raggiunge in corrispondenza del fusto tubolare.

B 3.2 - CALCOLO RESISTENZA ULTIMA STRUTTURALE DEGLI ELICOIDI

Per il calcolo della resistenza ultima strutturale degli elicoidi (viti) si utilizza il metodo di “analisi globale elasto-plastica” (conformemente a quanto previsto al paragrafo 4.2.3.3 del D.M. 2018) e la capacità resistente viene valutata con il “metodo elasto-plastico” (conformemente a quanto previsto al paragrafo 4.2.3.2 del D.M. 2018).

L’analisi del problema viene fatta mediante un modello numerico FEM, con il quale è possibile svolgere un’analisi non lineare per ogni tipologia di materiale.

Per ciascun modello viene applicato un carico iniziale (nel caso di

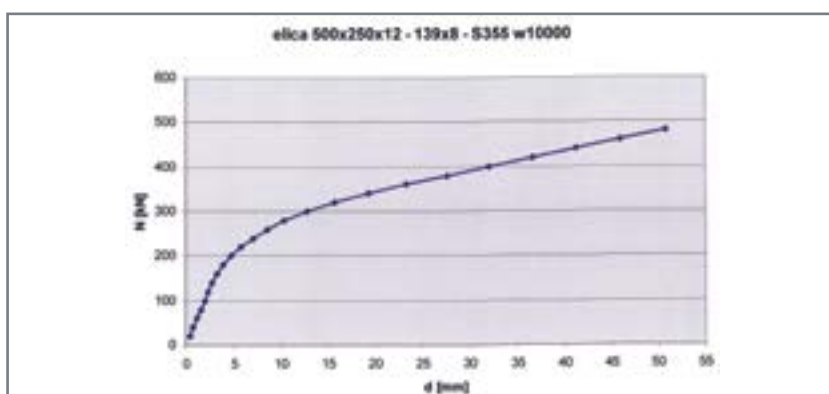
specie, pari a 10 kN) e successivamente viene svolta un’analisi statica, non lineare, in cui il carico iniziale viene via via amplificato mediante un fattore moltiplicativo. Ad ogni incremento di carico (step) il programma ricalcola lo stato tensionale della struttura.

L’analisi procede fino a quando il programma non trova più convergenza numerica (ad esempio, perché ha plasticizzato tutto il materiale disponibile) o perché in un punto della struttura viene raggiunto il limite di rottura del materiale.

Per tale analisi è stato utilizzato il programma agli elementi finiti STRAUS 7.

È doveroso precisare che le analisi svolte riguardano solo il calcolo delle resistenze meccaniche delle viti. I diagrammi carico-deformazione ottenuti rappresentano la deformazione elasto-plastica della

Figura B.31



vite sottoposta a carico crescente e non rappresentano il diagramma di cedimento del sistema palo-terreno. Inoltre, le analisi svolte non riguardano la portanza geotecnica del palo né il calcolo del cedimento del sistema palo-terreno, che devono essere sempre di volta in volta calcolate in funzione alla stratigrafia del sito di installazione.

B 3.3 - CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLE VERIFICHE SECONDO IL D.M. 2018

Le resistenze meccaniche determinate sono da intendersi come capacità resistenti ultime caratteristiche determinate secondo il "metodo elasto-plastico" (paragrafo 4.2.3.2 del D.M. 2018).

Per le verifiche agli stati limite ultimi, secondo il paragrafo 4.2.4.1.1 del D.M. 2018, le resistenze di progetto vanno determinate a partire dalle resistenze caratteristiche secondo la formula:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k è la resistenza caratteristica della membratura (nel caso di specie la resistenza dedotta dalle analisi elasto-plastiche);
- γ_M è un coefficiente di sicurezza sul materiale. Per le verifiche di resistenza è assunto pari a 1,05.

B 3.4 - VALUTAZIONE DELLE PORTATE STRUTTURALI PALO-ELICOIDE

B 3.4.1 - Inquadramento del problema

L'analisi svolta con il programma STRAUS 7 ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di

un elicoide-vite, in differenti configurazioni palo-elicoide, al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza all'asse del fusto.

Per ciascuna configurazione studiata, sono state fornite le curve carico applicato-deformazione vite con l'individuazione dei relativi valori del carico per il quale si verifica il primo snervamento e la rottura della vite (o, in alcuni casi, del fusto). Sulla base dei suddetti risultati, l'obiettivo del presente lavoro è di determinare le portate strutturali della vite agli SLE e agli SLU per ciascuna delle differenti configurazioni analizzate con modello numerico FEM.

B 3.4.2 - Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008;
- D.M. 14/01/2008;
- D.M. 14/09/2005;
- O.P.C.M. 20/03/2003 n. 3274;
- D.P.R. 06/06/1999 n. 380;
- C.M. 14/12/1999 n. 346/STC;
- C.M. 16/12/1999 n. 349/STC;
- D.P.R. 21.04.1993 n. 246;
- L. 02.02.1974 n. 64;
- L. 05.11.1971 n. 1086;
- UNI EN 1993 (Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio).

B 3.4.3 - Descrizione metodo di calcolo

Per prima cosa i risultati ottenuti dalla precedente analisi FEM, per ciascuna configurazione palo-elicoide, sono stati divisi per il coefficiente γ_M da normativa (1.05).

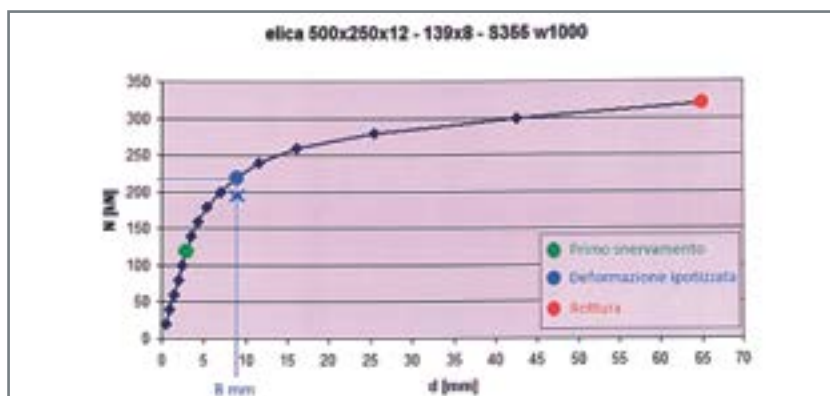


Figura B.32 - Diagramma deformazione acciaio; limitazione deformazione elica per modulo di Winkler 1000 t/m³.

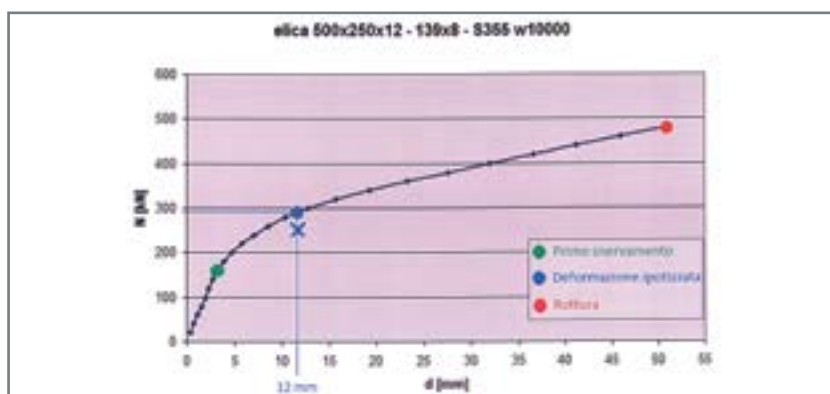
Successivamente, poiché lo studio delle resistenze meccaniche è stato svolto per modulo di Winkler pari a 1000 t/m³ e 10000 t/m³, è stata svolta un'interpolazione lineare dei risultati ottenuti (curva carico applicato-deformazione elica), così da consentire di estendere i carichi strutturali agli SLE e agli SLU, per valori del modulo di Winkler compresi tra 500 e 10000 t/m³.

A questo punto, per proseguire l'analisi, è stata fatta l'ipotesi, opportunamente ragionata e giustificata dal voler limitare i cedimenti complessivi (originati dal terreno e dall'acciaio) del sistema palo-terreno, di limitare le deformazioni agli estremi dell'elica a 8 mm per Winkler 1000 t/m³ e 12 mm per Winkler 10000 t/m³ (fatta eccezione per i diametri dei pali 48,3; 60,3; 76,1 e 88,9 mm per i quali si è ipotizzata una deformazione massima

di 7,5 mm per entrambi i valori del modulo di Winkler) ottenendo i valori del carico strutturale agli SLU (valore "x" riportato nell'esempio delle figure B.32 e B.33) con deformazione elica compresa tra 8 e 12 mm. Successivamente sono stati individuati i tipi di terreno ed i relativi valori di R_p , corrispondenti ai vari moduli di Winkler. Inoltre, per ciascuna configurazione palo-elicoide, è stata calcolata la portata geotecnica relativa al solo elicoide. Fatto ciò, sono stati riportati i valori del carico strutturale agli SLE e agli SLU per il corrispondente tipo di terreno (o modulo di Winkler).

Infine, i carichi strutturali ottenuti dai calcoli precedentemente svolti sono stati analizzati in modo tale da determinare la portata strutturale del singolo elicoide in relazione al tipo di terreno. In pratica è stata svolta un'analisi delle portate in

Figura B.33 - Diagramma deformazione acciaio; limitazione deformazione elica per modulo di Winkler 10000 t/m³.



modo tale da attribuire all'elicoide la portata minima tra quella geotecnica offerta dal terreno e quella strutturale offerta dall'elicoide stesso.

Esempio tabella riassuntiva portate strutturali

La tabella di seguito riportata ha la finalità di fornire, per ciascuna

Figura B.34

Palotirante $\Phi 139.7$ - Elicoide $\Phi 500.200$ (ACCIAIO S355)

Il progettista DEVE verificare, una volta stabiliti gli elicoidi ed il diametro del tubo da adottare, la stabilità del tubo a compressione ed instabilità.

ELICOIDI IN ACCIAIO S355

- Qp** = portata geotecnica della fusto tubolare alla base.
Q1 = carico limite massimo DI OGNI ELICOIDE per capacità portante del terreno e campo elastico dell'elicoide
Q2 = carico limite massimo DI OGNI ELICOIDE per capacità portante del terreno e rottura dell'elicoide (Secondo calcoli FEM)
Q3 = carico limite massimo DI OGNI ELICOIDE. (Valore SLE x 1.5) - (Nel rispetto delle NTC 2008)
nr = per tale tipologia di terreno, il carico a rottura dell'elicoide non è teoricamente raggiungibile

FUSTO		ELICOIDE	
diametro		diametro	passo
139,7		500	200

Rp		Acciaio S355			Q3 (t) (SLE) Coefficientato
[kg/cm ²]		PORTATA DI PUNTA FUSTO	PORTATA ELICOIDE		
		Qp (t)	Q1 (t) (SLE)	Q2 (t) (SLE) Reale	
argille	1,0	0,09	1,1	nr	1,6
	2,0	0,18	2,1	nr	3,2
	4,0	0,36	4,3	nr	6,4
	6,0	0,54	6,4	nr	9,6
	8,0	0,72	8,5	nr	12,8
	10,0	0,90	10,6	nr	16,0
limi sabbiosi	12,0	1,08	11,4	12,8	17,1
	14,0	1,26	11,4	14,9	17,1
	16,0	1,44	11,4	17,0	17,1
	18,0	1,62	11,4	19,1	17,1
	20,0	1,80	11,4	19,9	17,1
	22,0	1,98	11,4	19,9	17,1
	24,0	2,16	11,4	20,7	17,1
	26,0	2,34	11,4	20,7	17,1
	28,0	2,52	11,4	20,7	17,1
	30,0	2,70	11,4	21,6	17,1
sabbie limose	35,0	3,15	11,4	21,6	17,1
	40,0	3,60	11,4	21,6	17,1
sabbie limo argillose	45,0	4,05	11,4	22,4	17,1
	50,0	4,50	11,4	22,4	17,1
	55,0	4,95	11,4	22,4	17,1
sabbie	60,0	5,40	11,4	23,3	17,1
	65,0	5,85	11,4	23,3	17,1
	70,0	6,30	11,4	25,0	17,1
	75,0	6,75	11,4	26,7	17,1
sabbie ghiaiose	80,0	7,20	11,4	26,7	17,1
	85,0	7,65	11,4	26,7	17,1
	90,0	8,11	11,4	26,7	17,1

Winkler 1000 [t/m ²]	30,5	Portata strutturale elicoide a rottura
Winkler 10000 [t/m ²]	45,7	Portata strutturale elicoide a rottura

N.B. I valori riportati in tabella sono riferiti ad elementi elicoidali ad 1 giro (360°).

configurazione palo-elica e in funzione del tipo di terreno (o R_p) in cui va ad ammorsarsi l'elica, la portata strutturale agli SLE e agli SLU dell'elica oggetto di studio.

Nella Figura B.34 sono riportate la portata geotecnica di punta del fusto (Q_p) e le portate strutturali dell'elicoide-vite agli SLE (Q_1) e agli SLU (Q_2) ottenuti dai passaggi precedentemente descritti.

B 3.4.4 - Portata geotecnica di punta del fusto

La portata Q_p è stata calcolata moltiplicando l'area di base del fusto del palo per R_p .

Il risultato è stato poi diviso per i coefficienti $\xi_3=1.48$, relativo al numero di verticali indagate (in questo caso 3), e $\gamma_p=1.15$, coefficiente da applicare alle resistenze caratteristiche (in questo caso coefficiente R_3) in conformità a quanto prescritto dalle NTC 2018.

B 3.4.5 - Portata strutturale della vite-elicoide

La portata Q_1 è stata calcolata utilizzando, al variare del modulo di Winkler, i valori dei carichi corrispondenti al primo snervamento dell'elicoide.

La portata Q_2 , invece, è stata calcolata utilizzando, al variare del modulo di Winkler, i carichi corrispondenti alle deformazioni dell'elicoide ipotizzate in fase di analisi (come precedentemente spiegato).

Interpretando i risultati si evince che nella parte evidenziata in giallo il terreno non è in grado di far raggiungere il carico a rottura della vite; nella parte evidenziata in arancio si riporta la portata geotecnica che il terreno è in grado

di fornire, la quale, però, non è in grado di raggiungere il carico a rottura della vite; nella parte evidenziata in rosso si riporta la portata strutturale della vite (il terreno è in grado di garantire una portata geotecnica maggiore, ma non lo consente la vite stessa poiché per carichi maggiori non sarebbe rispettato il limite di deformazione ipotizzato in precedenza).

L'ultimo valore riportato nella colonna Q_2 rappresenta il carico a cui corrisponde una deformazione (elasto-plastica) dell'elicoide di 12 mm, oltre il quale è possibile ottenere portate strutturali maggiori, ma con la conseguenza di deformazioni maggiori.

Per determinare la portata strutturale della vite di punta, è sufficiente sommare $Q_p + Q_1$ (nel caso degli SLE) oppure $Q_p + Q_2$ (nel caso degli SLU).

N.B. Per ottenere le portate strutturali "reali" delle eliche agli SLU, occorre moltiplicare il valore ottenuto agli SLE per 1,5.

Pressoché lo stesso risultato può essere ottenuto dividendo il valore ottenuto agli SLU per 1,5.

Esempio determinazione portata strutturale elicoide

Portata richiesta palo:

SLE $\rightarrow$ 30 t SLU $\rightarrow$ 45 t

R_p medio terreno: 35 kg/cm²

Palotirante scelto: Φ 139,7 mm con viti di Φ 500.200 mm

Calcolo portate

A seguito di quanto precedentemente detto, per ottenere la portata strutturale del singolo elicoide agli SLU (secondo normativa), non bisogna considerare il valore riportato nella colonna Q_2 in tabella (SLU reale da analisi FEM), bensì moltiplicare il valore agli SLE cor-

rispondente, ad esempio con R_p di 35 kg/cm^2 , e cioè 11.4 t , per 1.5 ottenendo 17.1 t .

Per garantire le portate richieste, si dovranno prevedere 3 elicoidi, opportunamente distanziati lungo il fusto del palo. Con questa configurazione, le portate offerte dal palo sono:

$$\text{SLE} \rightarrow Q_{\text{SLE}} = Q_p + Q_1 = 3,15 + (3 \cdot 11,4) = 37,35 \text{ t} > 30 \text{ t}$$

$$\text{SLU} \rightarrow Q_{\text{SLU}} = Q_p + Q_3 = 3,15 + (3 \cdot 17,1) = 54,45 \text{ t} > 45 \text{ t}$$

B 4 - GEOTECNICA DEL PALOTIRANTE Geopal®

Il palotirante che viene avvitato nel terreno attraversa strati di varia natura e consistenza dalle diverse caratteristiche geo-meccaniche. Ne consegue un diverso comportamento e una diversa capacità portante a seconda di dove ricadano la punta o le viti intermedie.

Nella maggior parte dei casi, risulta che lo studio geotecnico dell'area si basa sui risultati di prove CPTU (CPT, SPT, ecc.) da cui si rilevano i dati diretti della resistenza alla punta R_p , la resistenza laterale R_L , il loro rapporto ' R_p/R_L ' (il quale permette di individuare il tipo di terreno) e la pressione neutra dell'acqua ' u '.

In assenza di prove di laboratorio, dalle prove penetrometriche è possibile ricavare alcuni parametri geotecnici (γ_{sat} , ϕ , c_u etc.) appoggiandosi a diversi studi teorici e correlazioni empiriche. Senza entrare in merito all'attendibilità dell'individuazione dei parametri geotecnici, si suggerisce di utilizzare, per quanto possibile, i valori ricavati direttamente in situ (R_p , R_L , u), con strumentazioni oggi giorno

attendibili, consentendo di limitare all'opportuno i coefficienti di sicurezza.

Sarà sempre e comunque compito del progettista scegliere i valori dei parametri e anche le teorie che cercano di descriverli, nella maniera più adatta al caso in esame, anche secondo propria esperienza.

Non si vuole qui ora esporre una trattazione generalista della parametrizzazione geotecnica dei terreni (che si affronterà più nel dettaglio negli esempi di calcolo), ma si andrà ad analizzare la materia geotecnica che si incontra nell'utilizzo dei palotiranti Geopal®.

Il terreno tende naturalmente a disporsi in livelli e strati di vario spessore, ognuno con i suoi punti di forza e di debolezza.

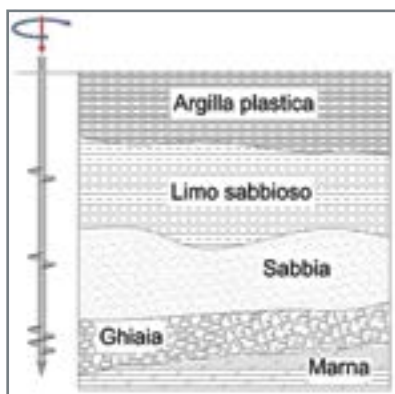
La Figura B.35 illustra il concetto di stratificazione.

Quando il palo viene avvitato nel terreno, passa attraverso strati di varia consistenza. Poiché ogni strato ha caratteristiche differenti, saranno osservati valori diversi di resistenza e di torsione mentre il palo attraversa ogni strato che incontra nella verticale.

Allo scopo Geopalitalia sta sviluppando e testando nuove strumentazioni atte a misurare, durante la fase di infissione, la resistenza che oppone il terreno alla penetrazione del palo e quindi, attraverso opportune formule e tabelle comparative, la capacità portante dello stesso, consentendo all'operatore di conoscere subito il valore senza eseguire le classiche prove di carico a fine lavori.

Tale strumentazione, però, richiede frequenti tarature così da consentire lo svolgimento di misure con una tolleranza massima del

Figura B.35



2%. Resta comunque sempre valida la prova di carico eseguita con martinetto idraulico, comparatori centesimali e contrasti, che però richiede più tempo e maggiori costi di realizzazione.

La capacità portante geotecnica di un palo è sempre dovuta alla natura e consistenza del terreno circostante, poiché la forza di carico viene trasmessa in esso.

I terreni coesivi e non coesivi hanno reazioni differenti quando sono soggetti a forze sollecitanti. Le particelle di sabbia nei terreni incoerenti agiscono tendenzialmente indipendentemente le une dalle altre, a causa della bassa coesione che le lega.

Questa qualità dà a tali terreni molte caratteristiche simili ai fluidi viscosi. I terreni coerenti generalmente tendono a comprimersi quando sottoposti a pressione, mentre i terreni fini consolidati hanno caratteristiche più rigide di quelli sciolti.

Per esempio, le argille dure tendono ad avere un comportamento più vicino alla roccia, rimanendo increspate e inflessibili fino alla rottura; le argille molli, invece, hanno caratteristiche più flessibili, rimodellandosi sotto sollecitazione per plasticizzazione.

Si ritiene utile sottolineare che, nel caso il palo lavori a trazione, la forza di tiro verso l'alto tende ad estrarlo sbulbando l'ancoraggio dalla sua posizione. Nei terreni saturi d'acqua o comunque abbastanza umidi si forma una forza di adesione che contribuisce a compensare la trazione.

La presenza dell'acqua nel terreno esercita una pressione interstiziale nel terreno circostante e, quindi, al di sotto della vite, si forma un'area

depressa a causa dell'effetto ventosa. Questo causa aspirazione, con conseguente risucchio verso il basso della vite.

Questo fenomeno si verifica maggiormente nelle argille, poiché il terreno è incapace di riempire il vuoto (Figura B.36).

Durante l'infissione, l'avanzamento del palotirante comprime il terreno posto ai lati, aumentando così la capacità di aderenza del palo stesso. La forza di attrito palo/terreno si oppone alla forza applicata e incrementa quindi la capacità portante del palo.

La pressione del terreno spostato aiuta anche a ricompattare il terreno che può essere stato disturbato durante il processo d'infissione.

Si precisa che i palotiranti prodotti da GeopalItalia hanno le viti posizionate sul fusto e distanziate in modo tale da consentire il verificarsi di un unico solco di passaggio della vite nel terreno, così da non smuovere significativamente i terreni attraversati.

In particolar modo, sui terreni coesivi, il taglio a spirale prodotto dalla prima vite rimane unico anche al passaggio di altre viti successive. In ogni caso non si genera alcun rimaneggiamento del terreno tale da produrre in seguito dell'attrito negativo sul fusto, dovuto al riassetamento dello strato.

B 5 - PROGETTAZIONE DELLA FONDAZIONE

Le fondazioni profonde hanno l'obiettivo di trasmettere in profondità i carichi della struttura, nei casi in cui le fondazioni superficiali risultino inadatte, poiché poggianti su terreni cedevoli.

Le fondazioni su pali hanno il note-

Figura B.36 - Effetto "ventosa" prodotto dall'elicoide di fondo soggetto a trazione.

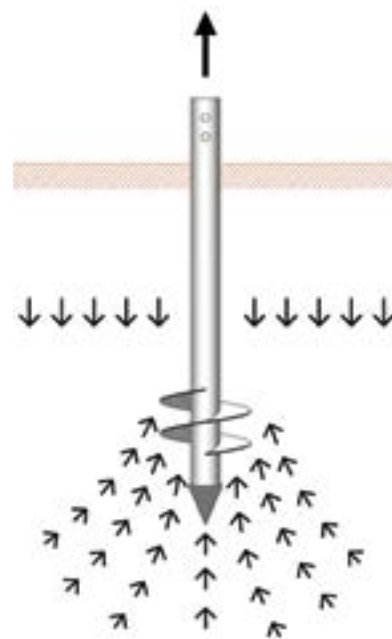
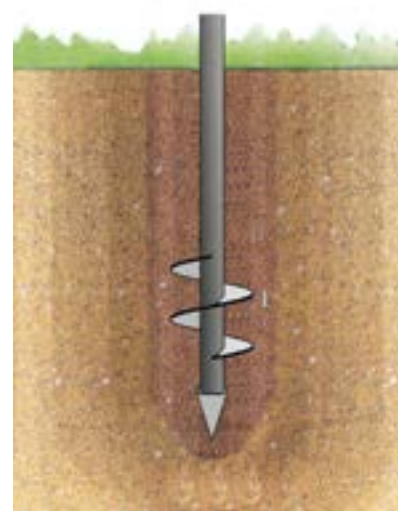


Figura B.37 - Costipamento laterale del terreno.



vole vantaggio di ridurre al minimo i cedimenti: nel caso dei palotiranti a vite Geopal®, i cedimenti si riducono al minimo, funzione assolta dall'inserimento di un numero maggiore di viti progettate con criterio.

Prendendo come esempio il caso di una semplice fondazione (Figura B.40) i pali fondazionali dovranno essere dimensionati per sostenere i carichi incombenti e il valore dovrà essere ricavato seguendo le NTC 2018 come si approfondirà nel capitolo successivo.

Il numero e la dimensione degli elementi elicoidali necessari dipendono, ovviamente, sia dal carico che dovranno sostenere sia dalle condizioni geologiche e geotecniche del sottosuolo. Normalmente queste vengono ricavate, come precedentemente detto, mediante indagini geognostiche puntuali che ne illustrano le caratteristiche.

Come si esporrà nel capitolo successivo, il calcolo della capacità portante sarà svolto con metodi basati su dati di ingegneria geotecnica affidabili per il particolare sito. Mediante il loro utilizzo, l'ingegnere geotecnico individuerà la tipologia di palo a vite più adatta (P2G-PVD-PVC) e ne andrà a determinare le dimensioni che garanti-

ranno le portate di progetto.

Dopo aver messo in opera i pali fondazionali, il D.L. dovrà assicurarsi che i ferri d'armo previsti nello zoccolo fondazionale siano disposti in modo tale da garantire il pieno coinvolgimento delle teste, così da evitare sia effetti di punzonamento che possibili mobilitazioni laterali. Il riempimento con cls della parte tubolare cava del palotirante consentirà non solo un miglior collegamento dei pali allo zoccolo ma anche una migliore distribuzione delle tensioni indotte, da dissipare nel sottosuolo.

Trattandosi di un palo tutto d'acciaio che ben reagisce agli sforzi di taglio orizzontali, sarà sufficiente immerarlo sul dado di fondazione per 20÷40 cm a seconda dello spessore dello stesso.

In ogni caso, a meno di una piastra copritesta, forata, di ripartizione delle tensioni, da fissare sulla testa del palo, il bordo del fusto tubolare va opportunamente distanziato 15÷20 cm dalla parte superiore dello zoccolo, per evitare il c.d. effetto di punzonamento.

Le foto a fianco riportate mostrano degli esempi di collegamento delle teste dei palotiranti allo zoccolo di fondazione.

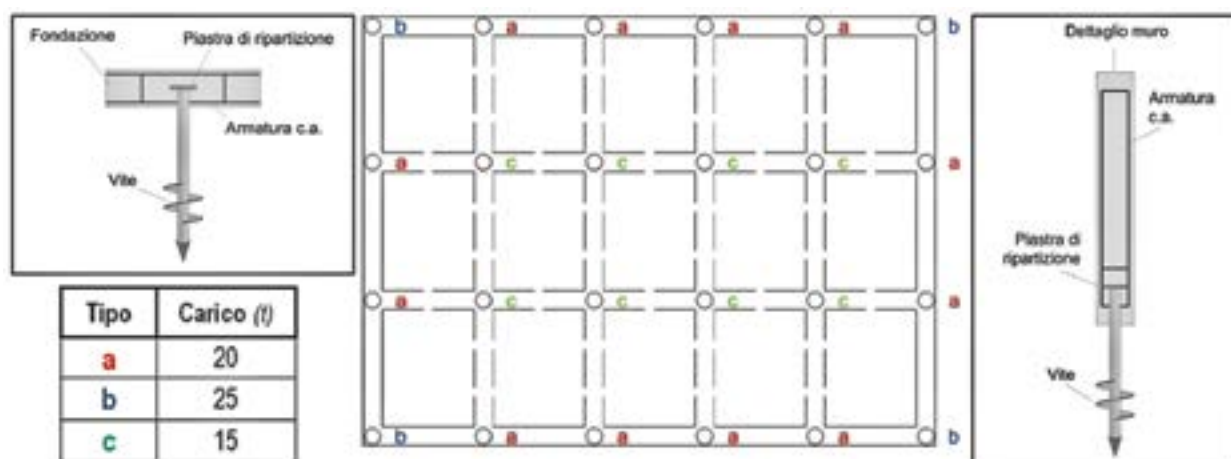


Figura B.38



Figura B.39

Figura B.40 - Progetto della fondazione.



B 5.1 - SCELTA DEL PALO A VITE Geopal® DA UTILIZZARE

La scelta del palo a vite più idoneo da impiegare per il caso di specie è di fondamentale importanza.

Essa dipende da:

1. caratteristiche geologiche del sottosuolo;
2. caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo;
3. caratteristiche geotecniche del sottosuolo;
4. entità dei carichi, quindi delle tensioni indotte, da dissipare nel sottosuolo;
5. tipo di struttura in elevazione;
6. cedimenti massimi compatibili con la struttura in elevazione.

Nel caso dei pali Geopal® è possibile scegliere, sulla base del carico da sostenere e dissipare nel sottosuolo, la dimensione e il numero di viti da dislocare lungo il fusto. Tale numero dipende da:

1. stratigrafia del sottosuolo;
2. caratteristiche geotecniche ottenute dalle prove penetrometriche eseguite in situ.

Le figure sottostanti indicano come orientarsi nella scelta del palo a vite più idoneo, sulla base della situazione geologica e geotecnica del sottosuolo.

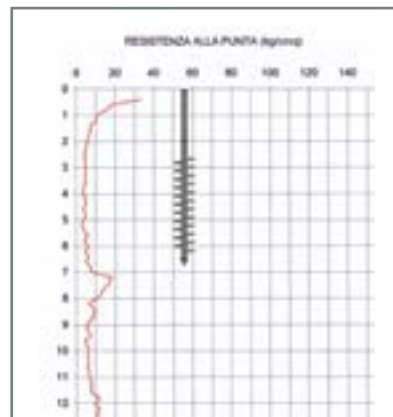
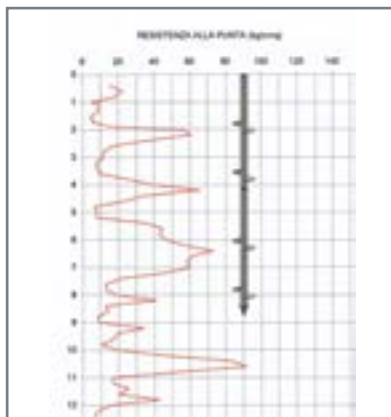
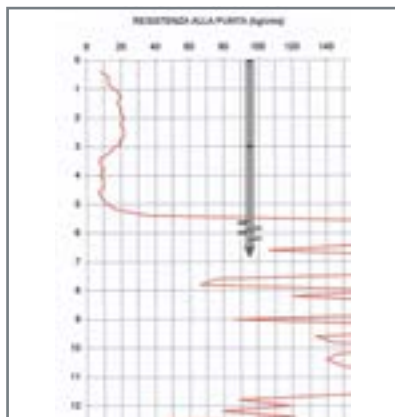
B 6 - PROTEZIONE DEI PALOTIRANTI A VITE

B 6.1 - TRATTAMENTI DI PROTEZIONE: GENERALITÀ

I materiali sono spesso richiesti sulla base dei requisiti meccanici e per il modo in cui devono essere impiegati. Tuttavia ciò non è sufficiente a rendere durevole l'opera, se non si ricorre a dei sistemi protettivi che ne impediscano la corrosione.

Si può intervenire innanzitutto

Tipologie di palo Geopal® in fase d'infissione: Figura B.41 - P2G, Figura B.42 - PVD, Figura B.43 - PVC.



scegliendo materiali adatti all'ambiente in cui andranno installati. Tale tipo di prevenzione è, in genere, il più costoso, sia per il tipo di materiale su cui ricadrebbe la scelta, sia per le analisi preliminari necessarie per conoscere perfettamente l'ambiente in cui va fatta la posa.

Un'alternativa è quella della passivazione. Essa consiste nel permettere l'ossidazione del metallo, affinché si crei uno strato di ossido uniforme ed aderente alla superficie: dopo la formazione di questo strato, l'ossidazione viene ad ostacolarsi ed il processo di corrosione prosegue a velocità pressoché nulla. Non tutti i metalli consentono questo tipo di trattamento; tra quelli che possono "passivarsi" citiamo: l'alluminio, lo zinco e il cromo. Il ferro, invece, non consente la passivazione, in quanto la ruggine non costituisce uno strato protettivo. Spesso il processo di passivazione viene velocizzato attraverso il processo di anodizzazione.

I metalli in grado di passivarsi vengono spesso utilizzati per ricoprire altri metalli che non posseggono questa proprietà. In tal caso, si raccomanda un corretto utilizzo dei materiali; il potenziale standard di riduzione dell'ossigeno del materiale utilizzato per il ricoprimento deve essere minore di quello del metallo che viene protetto.

L'isolamento del materiale può quindi essere realizzato con rivestimenti metallici, in resina sintetica, con vernici oppure con strati di ossidi protettivi.

La tecnica del rivestimento a metallo ricopre il prodotto con uno strato, di spessore variabile, di un metallo che resista all'ossidazione o che sia in grado di passivarsi. Il rivestimento può avvenire per placcatura, per deposito elettrolitico

(galvanostegia), per immersione in bagni di metalli fusi, per trattamenti a caldo con polveri metalliche. Rientrano in tale categoria la zincatura, la cromatura etc.

Alternativa è il rivestimento in resina sintetica, cui si ricorre per ricoprire manufatti di vario genere, di cemento, di pietra naturale, oltre che di metallo. La resina sintetica isola il prodotto dall'umidità atmosferica e da quella del terreno. L'applicazione può avvenire per impregnazione del materiale da proteggere; in genere vengono utilizzate resine epossidiche, acriliche o PVC.

Un'altra possibilità è offerta dalla verniciatura, che risulta essere la protezione più fruibile e di facile applicazione su prodotti di vario genere, siano essi metalli o non. La vernice, però, forma raramente uno strato compatto ed è invece più spesso dotata di micro pori. Se la superficie sottostante non è adeguatamente protetta, l'umidità e l'ossigeno riescono comunque a penetrare e provocare alterazioni, causando il distacco della vernice e quindi una crescente possibilità di corrosione.

Ad esempio, il ferro non protetto, in atmosfera non corrosiva, ha una velocità di corrosione stimata nell'ordine di $0,070 \text{ g/cm}^2$ per anno.

Se si ricopre il ferro con vernice porosa, l'attacco risulta dimezzato, ma comunque notevole.

È abitudine quindi utilizzare, in accoppiamento con la verniciatura, un primo strato di pigmento inibitore della corrosione; tale strato ha anche la funzione di assicurare la buona aderenza del film di vernice al supporto, di livellare eventuali irregolarità e di otturare i pori.

Un'ultima opportunità è la pro-

tezione catodica, la quale sfrutta a proprio vantaggio la corrosione galvanica. Si collegano infatti le strutture ad un blocco di metallo "sacrificale", il quale fungerà da anodo, corrodendosi, e rendendo catodica la struttura da proteggere. Tale metodo è utilizzato in genere per strutture metalliche molto grandi, per le quali è il metodo di protezione più affidabile.

La protezione dei pali metallici di fondazione si ottiene, generalmente, mediante rivestimenti metallici, zincatura o verniciatura.

Le protezioni dei pali, però, vanno considerate all'interno del mezzo che i pali stessi andranno ad attraversare. Se si tratta di materiale a pezzatura grossolana, le protezioni si possono scalfire per abrasione. Procedendo nell'infissione, il terreno "leviga" il palo stesso, rimuovendo il velo superiore dei rivestimenti più deformabili.

Va però considerato che, generalmente, in presenza di materiali a grana grossa (ghiaia) si fa ricorso a fondazioni superficiali piuttosto che a pali di fondazione. Eventualmente, nel caso in cui il palo poggiasse di punta su terreni non coesivi, è necessario assicurarsi che la punta non sia soggetta ad escursioni del livello della falda, il cui ossigeno disciolto in acqua, però, avrebbe un assai basso gra-

diente di corrosione, tale da aggredire l'integrità del metallo in modo poco significativo ai fini della vita nominale dell'opera stessa.

Nel caso in cui, invece, si infigga il palo in terreni coesivi (argilla), la collosità delle particelle consente di creare uno strato protettivo attorno alla struttura penetrante. Tale strato riduce la frizione del terreno sul fusto tanto da annullare, o quasi, l'abrasione, ricoprendo la vernice protettiva di cui può essere rivestito il metallo.

Grande affidabilità in questo campo hanno le vernici bituminose, le quali sono specificatamente progettate per la protezione tramite impermeabilizzazione delle strutture a contatto con il terreno o destinate all'interramento.

GeopalItalia privilegia due possibili sistemi di protezione, a seconda dell'aggressività dell'ambiente di posa e delle richieste che si valuteranno con criterio:

- la verniciatura con Rapid Primer. Vernice nera bituminosa in soluzione di solventi volatili, formulata con speciali bitumi modificati; viene impiegata come prodotto impermeabilizzante, quindi antiossidante e anticorrosivo a rapida essiccazione. La modalità di applicazione prevede un'accurata pulizia e preparazione del manufatto per poi

Figura B.44



Figura B.45



applicare la vernice con impianto a spruzzo semi automatico.

- Durata nel tempo: garantita per 10 anni;

Nella Figura B.45 sono raffigurati palotiranti Geopal® trattati con una mano di Rapid Primer anticorrosivo (10 anni).

Nella Figura B.44 è raffigurata la vite di un palotirante Geopal® P2G trattato con due mani di Rapid Primer anticorrosivo (20 anni).

- la zincatura a caldo. Eseguita come da Normativa EN ISO 1461. Il processo comprende l'immersione in zinco fuso tenuto mediamente alla temperatura di 455°C che andrà a ricoprire l'acciaio. Grazie al pretrattamento in un bagno di sali fusi di zinco-cloruro e ammonio-cloruro, l'acciaio si lega allo zinco conferendo resistenza alla corrosione superiore alla zincatura elettrolitica, garantita per 50 anni in ambiente aerobico e per oltre 100 anni in ambiente anaerobico, coincidenti con la vita nominale di un'opera.

Nelle figure sotto riportate sono raffigurati palotiranti trattati con zincatura a caldo (50-100 anni).

B 6.2 - LA CORROSIONE NEI PALI DI FONDAZIONE

“La corrosione è la trasformazione chimica esotermica (produzione

di energia) di un metallo o di una lega metallica in un composto covalente non reattivo come un ossido o un silicato che è spesso simile o addirittura identico alla forma minerale da cui sono stati estratti i metalli.”

Il terreno in cui sono immerse le opere di fondazione e le opere sotterranee è, in generale, un mezzo corrosivo solido, a struttura porosa, nel quale sono presenti sia acqua che ossigeno.

I terreni in cui prevale la presenza di particelle grossolane e quelli sabbiosi possiedono elevata capacità di drenaggio e quindi un basso grado di ritenzione dell'acqua, caratteristica che però favorisce le escursioni di falda. I terreni a grana fine, come limi e soprattutto argille, tendono a trattenere l'acqua all'interno dei loro pori.

È fondamentale, quindi, che il problema della corrosione venga affrontato già in fase di progetto per tutte le fondazioni metalliche. La protezione per i pali metallici va stabilita in accordo con le caratteristiche del suolo. Alcuni terreni risultano particolarmente aggressivi, per la presenza di sostanze naturali, per l'alternarsi di strati umidi e secchi (o falda che si alza e si abbassa), per la contaminazione da prodotti chimici.

Un termine comune frequente-

Figura B.46



Figura B.47



4Fe	+	3O ₂	+	4H ₂ O	+	8H ⁺	-	2(Fe ₂ O ₃ ·H ₂ O)	+	2H ₂ O	+	8H ⁺
ferro	+	ossigeno	+	acqua	+	acido	-	ematite idrata	+	acqua	+	acido

Tabella B.2

mente utilizzato per indicare la corrosione di ferro e acciaio è "ruggine". La composizione della ruggine dipende dalla densità e dal tipo di altri composti chimici presenti durante la corrosione. La composizione elettrochimica della soluzione acquosa controlla, quasi sempre, il tasso di corrosione e la composizione della ruggine.

Nella Tabella B.2 si riporta un esempio della reazione chimica netta relativa alla corrosione di ferro e acciaio in presenza di acqua acida con abbondante ossigeno disciolto. L'ematite idrata è il minerale bruno-rosso più spesso indicato come ruggine.

Nonostante tutti gli ioni idrogeno e parte dell'acqua siano mantenuti in entrambi i lati della reazione netta, queste sostanze chimiche sono facilitatori significativi della reazione di corrosione mostrata. Il ferro è reso più reattivo chimicamente dagli ioni idrogeno che rimuovono gli elettroni. Maggiori densità di ioni idrogeno (pH più basso) possono causare velocità di corrosione maggiori. L'acqua conduce il flusso di ioni e aiuta l'ossidazione del ferro. Difatti, la velocità di corrosione è insignificante in assenza d'acqua.

La velocità di corrosione dei pali a vite è solitamente determinata dalle seguenti caratteristiche chimico-fisiche del terreno:

1. acidità (pH);
2. contenuto di umidità;
3. quantità di ossigeno disciolto e libero;
4. conducibilità idraulica;

5. presenza di sali disciolti;
6. velocità di diffusione dell'ossigeno.

Come regola generale, i terreni con elevato contenuto di umidità, con ampia disponibilità di ossigeno disciolto e con un notevole contenuto di sali e spiccata acidità sono i più corrosivi. Generalmente però in natura, oltre il metro di profondità, l'ambiente è anaerobico, quindi a bassa capacità ossidativa.

Una funzione di contenuto di umidità, contenuto di sali, densità e tipo di terreno chiamata resistività è un parametro facilmente misurabile, spesso utilizzato per valutare la corrosività del terreno (vedi Tabella B.3).

Ramanoff (1989) ha condotto uno studio utilizzando la perdita in peso di acciaio e zinco per fornire una stima campione della vita dei pali a vite in funzione della resistività del terreno. I risultati sono mostrati in Figura B.48.

In questo studio di Ramanoff, la vita stimata dei pali a vite è stata considerata pari al tempo in cui l'intero rivestimento di zinco e il 5% dello spessore di acciaio della vite sono persi per corrosione.

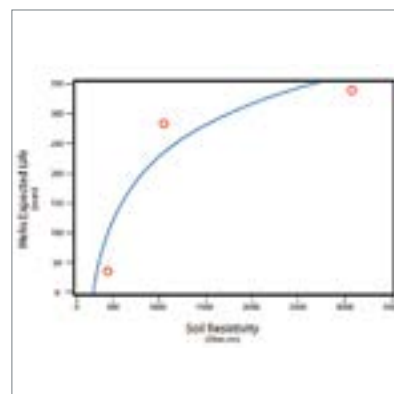
Non esiste un metodo semplice per misurare i parametri del terreno e determinarne la corrosività. Comunque, valori bassi di resistività del terreno indicano aree di potenziale elevata corrosività, che meritano ulteriori indagini.

Vari tipi di acciaio, ghisa e zinco corrodono essenzialmente con lo stesso tasso, in quasi tutti i tipi di terreno.

Tabella B.3 - Tabella sulla classificazione di corrosività del terreno.

Classe di corrosività	Resistività [Ω-cm]
Molto Bassa	> 10000
Bassa	da 5000 a 10000
Moderata	da 2000 a 5000
Alta	da 1000 a 2000
Molto Alta	< 1000

Figura B.48 - Durata prevista dell'elica.



A causa di ciò, alcuni ingegneri erroneamente credono che la zincatura dei pali a vite non sia importante. Con una conoscenza più ampia della funzione del rivestimento di zinco e della corrosione, si dimostra che il rivestimento di zinco non è solo importante ma anche necessario.

È proprio l'accoppiamento a caldo dello zinco con l'acciaio che rende passiva l'azione ossidante, essendosi creata, di fatto, una lega fra i due metalli. Similmente risulta efficace proteggere i pali con della vernice nera bituminosa anticorrosiva che, stesa in più strati, isola l'acciaio da eventuali agenti aggressivi. A titolo esemplificativo riportiamo di seguito alcuni dati riferiti dalla bibliografia specialistica sui valori di corrosione su acciaio nudo e acciaio zincato.

AASHTO (2004) - Per terreni moderatamente aggressivi

- Perdita zincatura
 - = 15µm/anno per i primi due anni
 - = 4 µm/anno per gli anni successivi
- Perdita di acciaio al carbonio
 - = 12 µm/anno dopo l'esaurimento dello zinco

PERKO (2004)

- Acciaio nudo

Valori della corrosione	
Forte (<2000 Ω cm)	= 0,071 mm/anno
Moderata-Alta (2000-30000 Ω cm)	= 0,033 mm/anno
Bassa (>30000 Ω cm)	= 0,008 mm/anno

Tabella B.4

- Acciaio zincato

Valori della corrosione	
Forte (<2000 Ω cm)	= 0,028 mm/anno
Moderata-Alta (2000-30000 Ω cm)	= 0,013 mm/anno
Bassa (>30000 Ω cm)	= 0,003 mm/anno

Tabella B.5

La pellicola di zinco ostacolerà la corrosione delle aree nude fino a una larghezza di circa 0.005 mm (Industrial Galvanizers America, Inc., 1999).

Inoltre, il rivestimento in zinco:

- protegge le superfici in ferro e in acciaio sia all'interno che all'esterno;
- è più duro di qualsiasi vernice;
- è legato chimicamente e normalmente non si spella né si sfalda mai;
- è immune ai danni da radiazioni ultraviolette.

È necessario che gli ingegneri indichino rivestimenti con zincatura a caldo invece che con zincatura a freddo. I rivestimenti con zincatura a caldo sono spessi da 80 a 100 micron, moderatamente flessibili e producono una lega zinco-ferro più dura dell'acciaio. I rivestimenti con zincatura a freddo (o elettrolitica) sono di solito spessi 12-25 micron, estremamente flessibili e più morbidi dell'acciaio (Industrial Galvanizers America, Inc., 1999).

Nel sottosuolo, inoltre, può esserci la presenza di correnti elettriche, di

natura continua o alternata, che possono avere origine, ad esempio, da impianti ferroviari o tranviari, da messe a terra etc. La corrente dispersa può investire le strutture metalliche interrate. Le superfici metalliche in cui la corrente circola dal terreno verso il metallo risultano in parte o completamente protette, viceversa in quelle dove la corrente circola dal metallo verso l'ambiente i processi di corrosione risultano accelerati.

È importante ricordare, a tal proposito, che sono le correnti continue ad essere le più aggressive verso i metalli; quelle alternate sono molto meno aggressive e, comunque, solo se presenti in grande concentrazione. Nel caso di terreni con sospette correnti vaganti o potenziali elettrici spontanei, è opportuno interpellare uno specialista che ne rilievi la presenza effettiva e l'intensità.

I geologi, che ben conoscono come rilevare le correnti vaganti nel terreno e che meglio di altri conoscono la mineralogia del sottosuolo, sono le figure più qualificate per rilevare la conduttività/resistività dei siti da palificare. Per i terreni più aggressivi, si possono avere velocità di corrosione che arrivano al massimo a circa 0,10 mm/anno.

Si fa notare che, mentre un palo fondazionale con fusto in acciaio tubolare da 8 mm di spessore e tutto zincato può durare dagli 80÷100 anni in su, un palo trivellato gettato in opera col metodo tradizionale può deteriorare la sua struttura anche dopo soli 25÷30 anni, con serie conseguenze per l'opera che sostiene.

A tal proposito ricordiamo che il ferro d'armo contenuto nelle fondazioni non è immune dalla corrosione, essendo facilmente raggiunto dall'acqua di permeazione, il cui

ossigeno disciolto genera ossidazione.

Geopalitalia dimensiona gli spessori dei pali, considerando la sezione ridotta del fusto e delle eliche, cioè "scontando" lo spessore di compensazione della corrosione, che varia sulla base delle condizioni del terreno.

B 7 - TABELLE DI RIFERIMENTO CARATTERISTICHE DIMENSIONALI PALI Geopal®

Tabella B.6 - Fusti

Fusti dei pali Geopal® (acciaio S 355)		
Ø _{fusto ext} [mm]	spessore fusto [mm]	Portata a compressione assiale [kN]
		plasticizzazione (sez. acciaio)
48,3	3,2	146,32
48,3	4	179,66
48,3	4,5	199,84
60,3	3,2	185,26
60,3	4,0	228,33
60,3	5,0	280,34
76,1	4,0	292,40
76,1	5,0	360,43
76,1	6,3	445,84
88,9	6,3	527,60
88,9	8,0	656,18
114,3	6,3	689,84
114,3	8,0	862,20
114,3	10,0	1.057,47
139,7	6,3	852,08
139,7	8,0	1.068,22
139,7	10,0	1.315,00
168,3	7,1	1.160,40
168,3	8,0	1.300,20
168,3	10,0	1.604,97
219,1	7,1	1.526,09
219,1	10,0	2.120,02

VITI Geopal® (acciaio S 355)							
$\varnothing_{\text{ext}}$ [mm]	passo [mm]	spessore [mm]	relativo fusto $\varnothing$ [mm]	Portata strutturale max SLE (*a max deformazione considerata) [kN]	Portata strutturale max SLU (*a max deformazione considerata) [kN]	Portata strutturale max SLU (*a rottura) [kN]	Portata geotecnica (*a rottura) [kN]
180	75	5	48,3	24	36	43	Aumenta al crescere dell'area dell'elica e dipende direttamente dalla consistenza del terreno, R_p
220	75	5	60,3	24	36	67	
250	75	6	76,1	24	36	81	
300	150	6	88,9	24	36	90	
300	150	8	88,9	43	65	129	
300	150	10	88,9	57	86	171	
300	150	12	88,9	86	129	238	
400	150	6	114,3	29	44	133	
400	150	8	114,3	38	57	162	
400	150	10	114,3	57	86	210	
400	150	12	114,3	86	129	267	
500	150	8	139,7	57	86	324	
500	150	10	139,7	76	114	381	
500	150	12	139,7	105	158	448	
500	150	15	139,7	133	200	590	
600	150	8	168,3	57	86	248	
600	150	10	168,3	76	114	286	
600	150	15	168,3	95	143	362	
600	150	20	168,3	133	200	533	
700	150	12	219,1	114	171	610	
700	150	15	219,1	152	228	724	

Tabella B.7 - Viti

Tabella B.8 - Nippli di giunzione (pali + prolunghe)

Nippli di giunzione (pali + prolunghe)					
Diametro fusto (Φ_f)	Diametro nipplo (e)	Spessore nipplo (s)	Diametro chiodatura	Max momento torcente fusto	Max momento torcente nipplo
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg m]	[kg m]
48,3	38	4	15	198,74	152,53
60,3	48,3	5	15	310,11	242,82
76,1	60,3	8	15	471,72	469,26
88,9	70	10	28	1399,88	1297,79
114,3	95	10	28	1839,40	1838,54
139,7	121	10	28	2278,92	2400,92
168,3	146	12	28	3424,01	3478,08
219,1	193,7	12	28	4522,80	4716,18

**L'INGEGNERIA
DEI PALOTIRANTI
GEOPAL®**

C

C 1 - PALOTIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE

Come precedentemente detto, i palotiranti Geopal® sono caratterizzati da viti destrogire, singole o continue. Queste ultime resistono notevolmente sia a compressione che a trazione.

I palotiranti a vite proposti da Geopalitalia sono, per lo più, di tre tipologie e vengono prodotti in versioni singole o combinate, con dimensioni e spessori variabili in relazione al tipo di esigenze di progetto e di carico, ai tipi di terreno da attraversare, alle profondità da raggiungere e, ovviamente, alla funzione da svolgere.

Si ricorda, inoltre, che questo palotirante è stato brevettato presso il Ministero dello Sviluppo Economico Italiano e il suo nome è registrato come marchio europeo.

C 1.1 - PALO P2G

Il palotirante a vite P2G è un palo a minima invasività ed elevata tecnologia in grado di penetrare il terreno senza rimuoverlo e di autoancorarsi rapidamente.

Generalmente viene impiegato dove i banchi portanti sono mediamente profondi e quelli intermedi piuttosto scadenti.

Fra le tre tipologie di pali, questa è la meno costosa.

C 1.2 - PALO PVD

Il palotirante a viti distanziate PVD è un palo ad alto tonnellaggio, in quanto sfrutta al meglio la consistenza dei terreni. Ideato come palo sospeso, viene armato con viti distanziate lungo il fusto che consentono di sfruttare al meglio le

caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del sito.

Il suo impiego è prevalentemente in terreni fini e non omogenei.

Il suo costo è generalmente intermedio fra quello del P2G e del PVC.

C 1.3 - PALO PVC

Il palotirante a vite continua PVC, detto anche palo galleggiante, è strutturato meccanicamente per dissipare grandi carichi su terreni prevalentemente coesivi e inconsistenti ($R_p < 10 \text{ kg/cm}^2$), dove il cilindro di terra da mobilitare interessa tutte le viti, resistendo così ad elevati sforzi di trazione, compressione e taglio.

L'utilizzo di elicoidi/viti di grande diametro in banchi di terreni fini, per lo più saturi, consente al palo di raggiungere portate geotecniche particolarmente elevate.

Il suo costo, in genere, è superiore ai pali P2G e PVD.

C 2 - METODI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE E A TRAZIONE

La capacità portante a compressione e a trazione dei palotiranti a vite Geopal® è, tendenzialmente, la stessa (Figura C.1 e C.2), purché, quando agisce a trazione, il rapporto tra la profondità e il diametro della vite superiore sia maggiore di 5.

Per la determinazione della capacità portante geotecnica dei pali a vite esistono due possibili metodi di calcolo:

- quello che utilizza le "formule geotecniche classiche", il quale a sua volta si divide in due metodi:

1. Metodo del **"Carico Individuale"** (Hoyt e Clemence, 1989);
2. Metodo del **"Taglio Cilindrico"** (Narasimha Rao et al., 1993);
- quello che utilizza i valori rilevati con il penetrometro statico, resistenza di punta R_p e laterale R_L :
 1. Metodo geotecnico **" R_p - R_L "** (Meyerhof, 1976).

Per quanto riguarda la capacità portante strutturale del palotirante in acciaio, il metodo adottato si riconduce, attraverso un'analisi agli elementi finiti, al contrasto geotecnico indotto dal terreno sull'elica sollecitata.

Tale metodo è quindi basato sulla resistenza di punta R_p rilevata con il penetrometro statico.

Senza entrare in merito all'attendibilità dei due metodi geotecnici, "formule classiche" e metodo " R_p - R_L ", rispettivamente basati su parametri empirici e su prove strumentali dirette, si suggerisce di utilizzare, per quanto possibile, il metodo " R_p - R_L ", perché più immediato e diffuso.

Dato che tale metodo considera valori ricavati direttamente in situ con strumentazioni oggi giorno attendibili, esso consente di limitare all'opportuno i coefficienti di sicurezza.

Resta come sempre al progettista il compito di valutare quale metodologia adottare.

C 2.1 - CAPACITÀ PORTANTE GEOTECNICA

C 2.1.1 - Metodo geotecnico " R_p - R_L "

Il metodo " R_p - R_L " (Meyerhof, 1953) si basa sui valori della resistenza meccanica alla punta e laterale, che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT (et al.).

In modo semplificato, la capacità portante di un palo si ricava dal prodotto della resistenza unitaria misurata sulla verticale di un sito e l'area reagente del corpo incassato.

Il fatto che il metodo " R_p - R_L " si basi sui cosiddetti dati di campagna,

Figura C.1 - Schema di carico a compressione di un palo P2G.

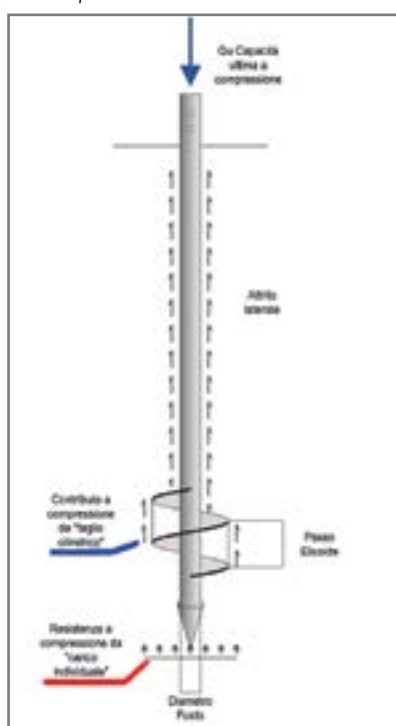
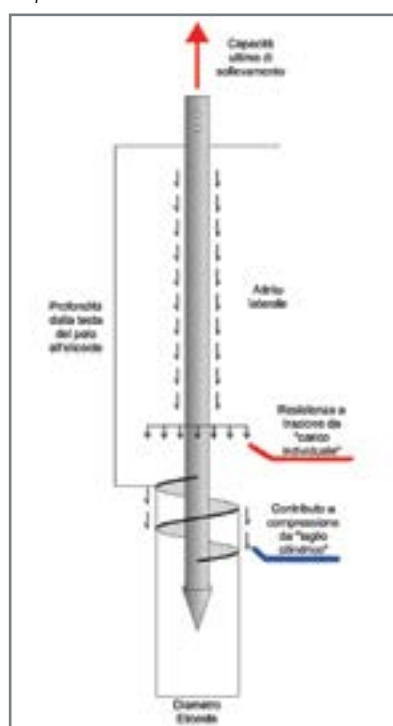


Figura C.2 - Schema di carico a trazione di un palo P2G.



lo rende l'approccio più utilizzato poiché di facile applicazione e immediato riscontro per un progettista. Allo stesso tempo, però, tale metodo non rappresenta le reali resistenze offerte dal terreno penetrato, cioè quelle a cui corrisponde una capacità portante geotecnica tale da garantire un cedimento accettabile del palo caricato.

Le cause di questa differenza sono essenzialmente legate alla metodologia delle prove penetrometriche. In particolare, la velocità di penetrazione impressa alla punta dello strumento, la quale, convenzionalmente, è di 2 cm/s, risulta essere molto superiore a quella di un palo sottoposto a prova di carico o, meglio, del tempo di realizzazione dell'opera. Inoltre la similitudine geometrica assunta tra penetrometro e palo è abbastanza forzata vista la tipica punta conica dello strumento; punta che, se presente, è totalmente diversa da quella dei pali a vite.

Ne consegue che le modifiche indotte dal penetrometro nella struttura del terreno, e quindi le conseguenti deformazioni, non sono paragonabili a quelle causate dal palo.

Benché gli strumenti e le attrezzature per le indagini geotecniche negli anni si siano molto evolute, non vi è stata una pari evoluzione degli studi teorici mirati a definire formule che considerino, in modo adeguato, il legame che intercorre fra la capacità portante di un palo fondazionale e il suo cedimento geotecnico.

Essendo cosa assai difficile da determinare, molti autori preferiscono non trattarla, limitandosi a disquisire su argomenti più teorici che pratici.

È verosimile il fatto che, il più delle volte, la capacità portante calcolata per un palo con le formule proposte dai vari cultori della geotecnica, comporti cedimenti talora esagerati e spesso anche inaccettabili per i progettisti.

Ciononostante le indagini in situ rivestono un ruolo fondamentale, anzi insostituibile, nella progettazione di qualsiasi opera edile. Esse, infatti, interessano grandi volumi di terreno e consentono di riconoscere la litostratigrafia dei materiali, le cui caratteristiche sono essenziali per le fondazioni su pali. Inoltre costituiscono l'unico mezzo efficace per misurare la caratterizzazione meccanica dei terreni incoerenti, il cui campionamento "indisturbato" è molto difficile.

Naturalmente è compito del progettista scegliere con oculatezza le tecniche di indagine più adatte al sito, come pure decidere il numero adeguato di indagini geotecniche da fare, le quali, a nostro avviso, non dovrebbero mai essere inferiori a 3.

Il progettista dovrebbe inoltre assicurarsi che almeno una prova geognostica sia svolta all'interno dell'impronta dello zoccolo fondazionale e nel raggio massimo di un metro dal punto di infissione del palo pilota.

C 2.1.1.1 - Portata a compressione

Procedendo nel calcolo della capacità portante di punta a compressione, si pone la regola per il calcolo della R_p media all'altezza di una vite: bisogna mediare i valori della R_p tra la profondità di $1 \phi_{vite}$ sopra la vite e $2 \phi_{vite}$ sotto la stessa.

Ciò, per ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione

zione stratigrafica o nell'infissione del palo.

In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità portante di punta come:

$$Q_p = \sum_1^N (A_n \cdot R_{pn}) \quad (1)$$

dove:

N = numero di viti-elicoidei;

n = indice da 1 a N;

A_n = area dell'elicoide n (sarà l'area totale, se si tratta dell'elicoide di punta, o l'area netta, senza l'area del fusto, se si tratta di un elicoide intermedio);

$$A_{totale} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{netta} = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4}$$

D = diametro vite-elicoide di punta;

d = diametro del fusto del palo;

R_{pn} = resistenza alla punta media, alla profondità dell'elicoide n.

Per quanto riguarda l'apporto di capacità portante dato dalla resistenza laterale R_L , si deve sommare la portata laterale offerta dai singoli strati che il palo attraversa. Bisognerà quindi considerare la $R_{L \text{ media}}$ del singolo strato, facendo attenzione alle lunghezze utili del fusto ai fini dell'attrito laterale.

È buona regola escludere dal calcolo di Q_L il primo tratto superficiale di 1,50 m in quanto di dubbia efficacia ai fini della capacità laterale. In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità portante laterale come:

$$Q_L = \sum_1^N (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) \quad (2)$$

N = numero degli strati di terreno;

n = indice da 1 a N;

A_{Ln} = area della superficie laterale n-esima del fusto.

Indicativamente:

$$A_{laterale 1} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l_1$$

r = raggio del fusto del palo;

l_1 = spessore dello strato 1 utile ai fini dell'attrito laterale;

R_{Ln} = resistenza laterale media dello strato n-esimo.

È importante ricordare, inoltre, che la capacità laterale misurata su un palo a vite strumentato risulterà generalmente inferiore a quella calcolata con le misure in campagna utilizzando il penetrometro.

È opportuno quindi inserire, nel calcolo della Q_L , un coefficiente correttivo che riduca la Q_L del 25-30%. Al termine si andranno a sommare i due apporti di capacità portante:

$$Q = Q_p + Q_L \quad (3)$$

Per ottenere il carico ammissibile Q_{LIM} , la capacità portante determinata deve essere ulteriormente ridotta secondo i coefficienti ξ e γ_R delle NTC 2018.

C 2.1.1.2 - Portata a trazione

Per quanto riguarda questa metodologia di calcolo basata su R_p ed R_L , il caso in trazione è del tutto simile a quello in compressione. Sono tre le differenze che andranno a modificare i conteggi:

- la R_p media si deve calcolare secondo criterio contrario a quello in compressione, perciò si esclude la media del valore a profondità di $2 \phi_{vite}$ sopra la vite e $1 \phi_{vite}$ sotto la stessa;
- l'apporto di capacità portante di punta a trazione è dato dalla sola area netta dell'elicoide-vite;
- come da regola, la lunghezza della testa del palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{vite}$.

Ciò andrà a modificare lo spessore dello strato più superficiale nel calcolo della capacità portante laterale.

Considerando queste modifiche, si effettuerà il medesimo procedimento sopra esposto per il caso in compressione.

C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico " R_p - R_L "

La capacità portante calcolata con il metodo " R_p - R_L ", come esposto al C 2.1.1, risulta sovrastimata rispetto a quella dedotta dalle prove di carico assiale condotte sui pali, nelle quali la capacità portante è definita come il carico corrispondente al massimo cedimento ammesso (compreso tra i 13 ed i 25 mm secondo il Prof. Howard A. Perko della *Colorado State University*).

A tal proposito si ricorda che l'efficienza di una struttura fondazionale non si valuta in relazione alla sola capacità portante del terreno e della struttura stessa, ma anche in funzione dei cedimenti che si verificano nelle normali condizioni di esercizio dell'opera (come sostenuto anche da Mohamed A. Shain nell'articolo "*Load-settlement modeling of axially loaded steel driven piles using CPT-based recurrent neural networks*", 2014).

Risulta quindi non utilizzabile quel carico ammissibile determinato che produce al palo un cedimento incompatibile con le esigenze della soprastante struttura.

Preso atto di questa discrepanza tra "teoria e pratica", Geopalitalia ha commissionato uno studio sulle possibili correlazioni che intercorrono tra le prove penetrometriche e le prove di carico assiale eseguite su pali ad eliche distanziate.

A riguardo, la bibliografia italiana è assai carente, fatta eccezione per l'articolo presentato al Quinto

Convegno di Geotecnica dell'AGI (Palermo, 1961) da Arturo Pellegrino: "*Il penetrometro statico nello studio delle palificate e dei terreni di fondazione*".

Condividendo pienamente quanto asserito dal Prof. Ing. Pellegrino, si ritiene che la notevole differenza riscontrata tra le capacità portanti, valutate con i due diversi modi, non sia attribuibile ad un errore sistematico sui valori misurati con il penetrometro.

Piuttosto, tale differenza è imputabile alla metodologia con la quale vengono svolte le prove penetrometriche e, in particolare, all'effetto dinamico dovuto alla velocità di infissione che produce un incremento nella lettura della resistenza alla punta e, di conseguenza, della correlata capacità portante.

Aspetto non secondario è anche quello riguardante la diversa mobilitazione dei meccanismi di rottura che si verificano sulla punta e lungo la superficie laterale.

Nel palo i due fenomeni avvengono in contemporanea, per cui non è possibile individuare il passaggio dalla mobilitazione della capacità portante laterale a quella di punta.

Preso atto che il penetrometro, di fatto, fornisce misure amplificate della resistenza dei terreni, Geopalitalia ha ritenuto opportuno approfondire alcuni aspetti del problema, prendendo in considerazione alcune prove di carico tra quelle realizzate nei numerosi collaudi eseguiti nel corso degli anni e ha individuato dei coefficienti correttivi da applicare alla resistenza penetrometrica R_p .

Riducendo opportunamente il valore di R_p si riesce ad avere un valore

di capacità portante inferiore, ma più realistico, e tale da consentire un riscontro del cedimento compatibile con le esigenze di progetto.

Il diagramma riportato in figura C.3 rappresenta, in forma sintetica e in opportuna scala grafica, la correlazione che si è potuto definire tra i valori di R_p misurati e i cedimenti dei pali a viti distanziate. Le aree più scure, a sinistra e a destra del grafico, rappresentano i campi di applicazione dei pali ad elica continua (mod. PVC) ($R_p < 10$ kg/cmq) e dei pali con due elicoidi di punta

(mod. P2G) ($R_p > 80$ kg/cmq).

Per valori di R_p compresi tra 50 e 80 kg/cmq (zona di transizione) è possibile l'installazione sia di pali ad eliche distanziate che di quelli con doppia vite, pertanto si dovrà valutare caso per caso quale sia la migliore soluzione tecnica da adottare. Utilizzando il grafico " R_p - C.C.", nel calcolo della capacità portante di un palo a vite non si inseriranno più i valori di R_p misurati direttamente con il penetrometro, bensì un valore ridotto nel seguente modo:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} \quad (4)$$

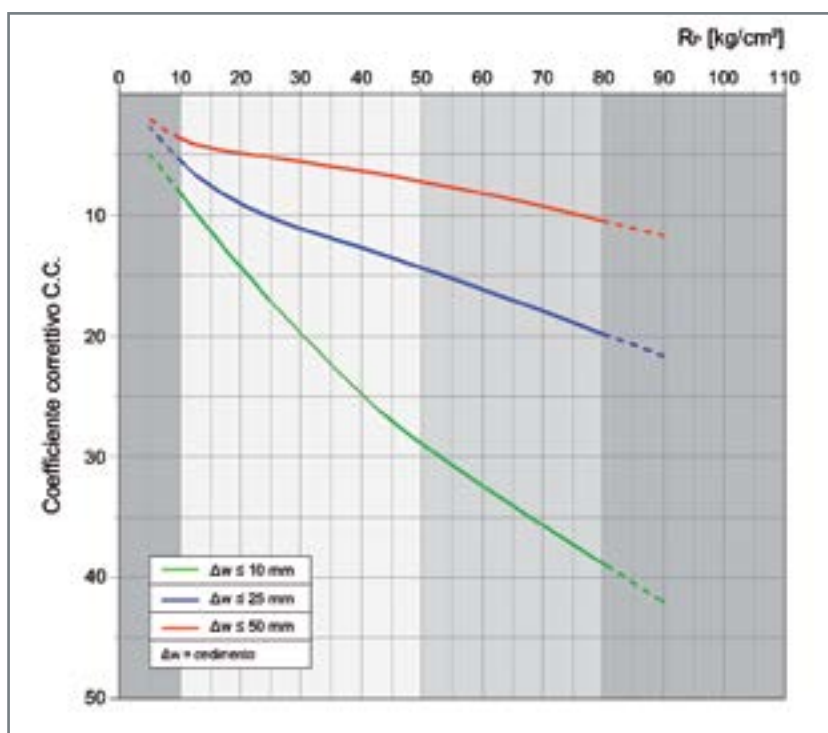


Figura C.3 - Coefficienti correttivi da applicare alla resistenza R_p per limitare il cedimento di un palo a viti distanziate (mod. PVD).

C 2.1.2.1 - Come utilizzare il diagramma " R_p - C.C." - Caso pratico

Preso atto che per calcolare la capacità portante di un palo è opportuno ridurre i valori di R_p misurati in situ per limitare i cedimenti che si avranno al termine della costruzione dell'opera, si illustra con il seguente esempio applicativo come utilizzare il diagramma " R_p - C.C."

Esempio

Si calcoli la capacità portante di un palo a viti distanziate (modello PVD) posto alla base di un plinto di fondazione. Per esigenze di progetto si deve cercare di limitare i cedimenti a circa 10 mm.

Volendo utilizzare il metodo " R_p - R_L " si fa riferimento alle prove penetrometriche riportate in figura C.4 dove è anche rappresentata la sezione del palo posto alla quota di progetto.

Nello specifico, il palo PVD scelto è lungo 6 m con diametro del fusto pari a 140 mm. Esso è armato con due viti da ϕ 500 mm e spessore 12 mm.

Le due viti sono state posizionate a favore di portanza su strati di terreno con resistenza maggiore di quella media ($R_{p \text{ medio}} = 20 \text{ kg/cmq}$).

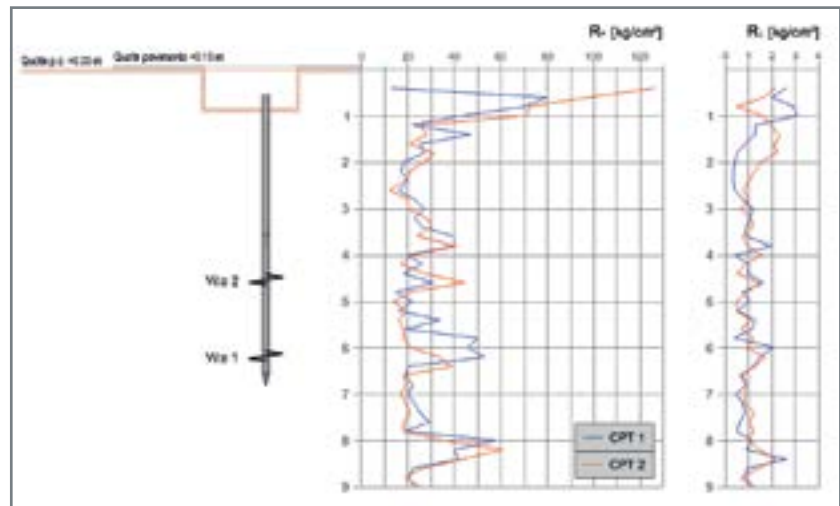


Figura C.4 - Rappresentazione del palo e grafici R_p - R_L .

Inizialmente si calcola la capacità portante laterale:

$$R_{L \text{ medio}} = 0,95 \text{ kg/cmq} \quad \text{da -2,00 a -6,55 metri}$$

$$Q_{LAT} = \pi \cdot D_{fusto} \cdot L \cdot R_{L \text{ medio}} = \pi \cdot 14 \cdot 455 \cdot 0,95 = 19011,35 \text{ kg} \approx 19 \text{ ton}$$

Applicata una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1. si ricava:

$$Q_{LAT \text{ ridotta}} = 19 \cdot 0,75 = 14,25 \text{ ton}$$

Si procede poi con il calcolo della capacità portante delle viti (Q_{VITI}).

In corrispondenza delle viti 1 e 2 la resistenza media è di 22 kg/cmq.

Per poter garantire che il cedimento soddisfi la richiesta di progetto ($\Delta w \leq 10 \text{ mm}$) è necessario ridurre l' $R_{p \text{ medio}}$ con un coefficiente correttivo ricavato dal grafico " R_p - C.C.". Come si osserva in figura C.5, dal valore di $R_{p \text{ medio}}$ si traccia la verticale fino alla curva relativa a $\Delta w \leq 10 \text{ mm}$ e, dal punto di intersezione, si ricava il coefficiente pari a 15,5.

Utilizzando la (4) si ricava la resistenza $\overline{R}_p$ da usare per calcolare la Q_{VITI} :

$$\overline{R}_p = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{22}{15,5} = 1,42 \text{ kg/cmq}$$

Considerate le aree reagenti pari a $A_{VITE 1} = 1963,50 \text{ cmq}$ e $A_{VITE 2} = 1809,56 \text{ cmq}$, si ricava la capacità portante con la nota formula (1):

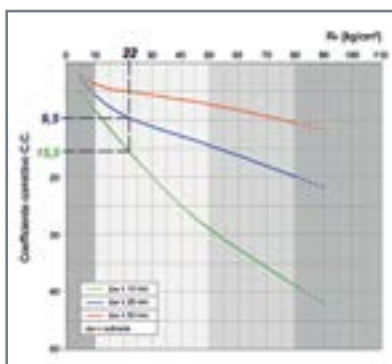
$$Q_{VITI} = (A_{VITE 1} + A_{VITE 2}) \cdot \overline{R}_p = (1963,50 + 1809,56) \cdot 1,42 = 5357,75 \text{ kg} \approx 5,36 \text{ ton}$$

La portata complessiva risulta $Q = 14,25 + 5,36 = 19,61 \text{ ton}$.

A questo punto si applicano i coefficienti di sicurezza prescritti dalle NTC 2018 e si ricava la capacità portante ammissibile che, in questo caso, sarà pari a:

$$Q_{LIM} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{19,61}{1,48 \cdot 1,15} = 11,52 \text{ ton}$$

Figura C.5 - Determinazione del coefficiente correttivo in funzione di R_p e del cedimento limite ammesso.



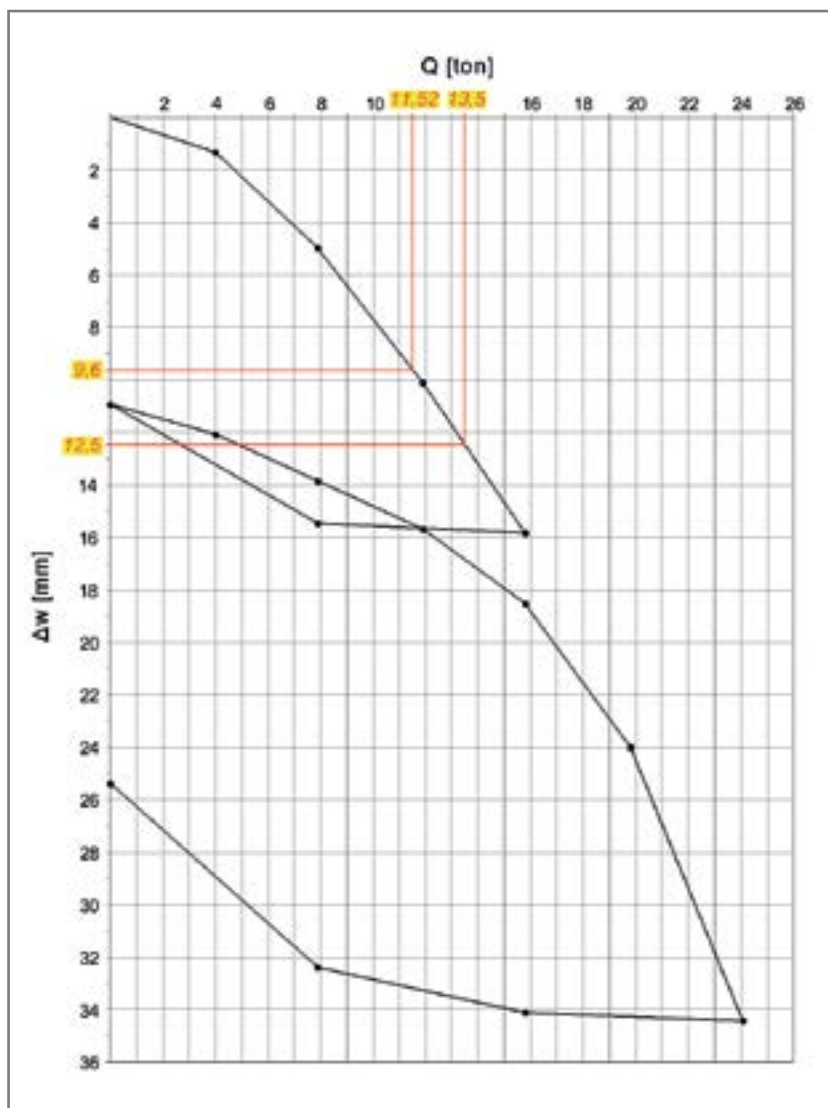
Il palo così calcolato nella portata geotecnica è stato sottoposto successivamente a prova di carico assiale (figura C.6) e si è verificato che al carico Q_{LIM} corrisponde un cedimento $\Delta w \approx 9,6$ mm. Valore questo che soddisfa le esigenze di progetto richieste.

Nell'ipotesi che il cedimento non dovesse superare 1" ovvero i 25 mm, dal diagramma "R_p - C.C." si sarebbe ricavato un coefficiente riduttivo pari a circa 9,5 che, applicato alla formula (4), fornisce una $\bar{R}_p$ di 2,32 kg/cmq. Procedendo con il calcolo risulterebbe $Q_{VITI} = 8,75$ ton e $Q_{TOT} = 23$ ton, valore questo ultimo che, diviso per i fattori di sicurezza previsti dalle NTC 2018, ci condurrebbe al valore finale di $Q_{LIM} = 13,5$ ton.

A tale carico corrisponderebbe un cedimento Δw di 12,5 mm, inferiore al cedimento ammissibile inizialmente fissato (25 mm).

Ricordando le tante variabili che entrano in gioco per determinare questi parametri, il progettista dovrà considerare i valori dei cedimenti Δw , determinati con questo nuovo metodo, come valori indicativi, anche se di buona approssimazione rispetto quanto potrà poi misurare in cantiere.

Figura C.6 - Grafico Q- Δw della prova di carico assiale eseguita sul palo PVD oggetto del caso studio sovraesposto.



C 2.2 - CAPACITÀ PORTANTE STRUTTURALE

La capacità portante strutturale di un palotirante a vite dipende strettamente dalle dimensioni geometriche di quest'ultimo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p e quindi alla pressione agente sulle viti.

Un'attenta analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e conforme alla Normativa NTC 2018 ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di una vite (o elicoide), in differenti configurazioni palo-elicoide, al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto.

Per individuare le resistenze meccaniche correlate alle tipologie di terreno, lo studio è stato svolto assumendo il modello di suolo elastico alla Winkler, il quale ipotizza che la pressione esercitata dalla fondazione sul terreno sia proporzionale all'abbassamento del suolo.

Il modulo di Winkler è espresso come una pressione in rapporto ad uno spostamento [kg/cmc o ton/mc]; non è una proprietà del terreno (Viggiani, 1999) ma è strettamente legato alla natura dello stesso. In genere aumenta con il crescere della granulometria e del valore della R_p .

In questo modo si è potuto correlare direttamente i valori della resistenza di punta, R_p , con i tipi di terreno, il modulo di Winkler e, quindi, la deformazione strutturale.

Per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta sono state fornite le curve carico applicato-deformazione elica, con l'individuazione dei

relativi valori del carico per il quale si verifica il primo snervamento e la rottura dell'elica.

Di conseguenza è stata fatta l'ipotesi, opportunamente ragionata e giustificata dal voler limitare i cedimenti complessivi del sistema palo-terreno, di limitare le deformazioni agli estremi dell'elica. In questa maniera si sono individuati i limiti di 8 mm di deformazione per Winkler 1'000 t/mc e 12 mm per Winkler 10'000 t/mc (fatta eccezione per i pali dal fusto di piccolo diametro (48,3 - 60,3 - 76,1 - 88,9 mm) per i quali si è individuata la deformazione massima di 7,5 mm, per entrambi i valori estremi di Winkler).

Con questa metodologia di calcolo il caso in trazione è del tutto simile al caso in compressione. Infatti i valori andranno a modificarsi solo per effetto della variazione di alcune condizioni al contorno quali il calcolo della R_p media e l'uso dell'area netta dell'elicoide (vedasi C. 2.1.1.2).

Detto ciò, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopalitalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Per ogni tipologia di palotirante prodotto in stabilimento, Geopalitalia fornisce, oltre ai certificati di legge, anche i valori della capacità portante strutturale delle viti ricavati da analisi FEM.

Diversamente dall'analisi della capacità portante strutturale di un palotirante Geopal® con il metodo FEM, di seguito si vuole riportare la procedura d'analisi classica che determina la capacità resistente mas-

sima di una vite continua, ovvero di una spirale.

Questo metodo della calcolazione alfanumerica consente, in modo forse più evidente, un approccio diretto e comprensibile nel determinare le tensioni indotte sugli elementi elicoidali di una struttura dedicata.

Si parte dall'ipotesi che la portanza di punta venga messa all'attivo dell'equilibrio in virtù dell'elica posta alla base, la quale pertanto dovrà essere tassativamente a due spire, delle quali la mediana completa si intende geotecnicamente efficace, mentre la mezza in entrata e la mezza in uscita si intendono dedicate unicamente all'instaurazione della continuità statica per il campo di sollecitazione della voluta interposta.

Eventuali eliche disposte lungo il fusto del micropalo, ad una spira, se introdotte in quanto ritenute utili nel caso di specie, apportano i seguenti ulteriori benefici:

1. recupero di portanza laterale, nello stile dei pali di grande diametro;
2. stabilizzazione del fusto del palo se allocato in attraversamento a spessi strati molto soffici e plastici.

L'elica si intende connessa per saldatura in tutta la sua interferenza all'attacco con il tubo. Le risultanze dell'articolo del Prof. Ing. Osvaldo Zanoboni, "Travi ad elica e travi ad asse circolare orizzontale", comparso in Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento, n. 2, febbraio 1939, XVII, permettono di considerare come sezione resistente quella controllata dalla larghezza orizzontale della sezione nell'attacco piuttosto che lo spessore all'attacco della struttura a lamina elicoidale.

Ciò premesso, siano:

p : il passo dell'elica,

ϕ_e : il diametro esterno della struttura a lamina elicoidale,

ϕ_p : il diametro del tubo del micropalo,

s : lo spessore della struttura a lamina elicoidale all'attacco col tubo.

Per le ipotesi fatte, e sulla base dei simboli introdotti, si ha, per quanto riguarda la caratterizzazione geometrico-inerziale del sistema, quanto segue:

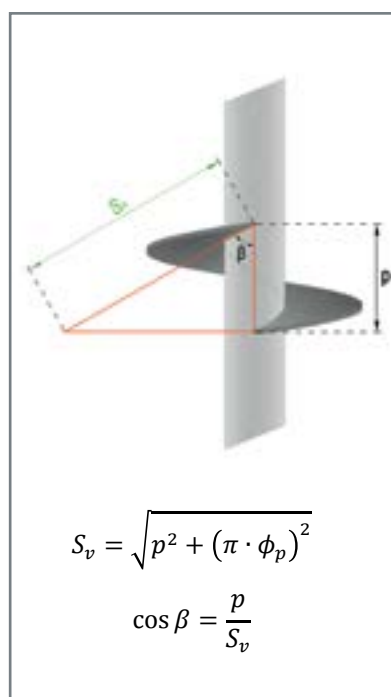
$$\cos \beta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}}$$

$$S_{eq} = \frac{s}{\cos \beta}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot S_{eq} \cdot p^2$$

Si suppone, a favore di sicurezza, che la forza limite applicata alla spira staticamente efficace agisca a $(2/3) \cdot (\phi_e/2 - \phi_p/2)$ dall'attacco col tubo, cioè si fa riferimento ad una distribuzione triangolare, piuttosto che trapezoidale, delle forze ad unità di lunghezza contata lungo il raggio da $\phi_p/2$ a $\phi_e/2$.

Figura C.7 - Rappresentazione schematica di un elicoide della spira.



Si ha allora:

$$M_{lim} = \frac{2}{3} \cdot (\phi_e - \phi_p) \cdot \frac{1}{2} \cdot T_{lim} = \frac{1}{3} \cdot T_{lim} \cdot (\phi_e - \phi_p)$$

Nel prosieguo, al solo scopo di ottenere un algoritmo speditivo per il dimensionamento, si fa riferimento al metodo delle tensioni ammissibili, il quale, per come delineato, si incentra su formule tutte agevolmente invertibili, diversamente da come è noto accade con gli attuali metodi agli Stati Limite. Questi ultimi dovranno rimanere univoci ed irrinunciabili nelle verifiche finali, anche perché non venga disattesa la dovuta ottemperanza alle leggi vigenti.

Si ha allora:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot T_{lim}}{S_{eq} \cdot p}$$

essendo T_{lim} il massimo sforzo di taglio ammissibile in esercizio.

In base all'enunciato delle tensioni ideali, e sostituendo le formule prima indicate, si ha:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{lim}}{W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{1,5 \cdot T_{lim}}{S_{eq} \cdot p}\right)^2} = T_{lim} \cdot \sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{W}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}$$

Ponendo la tensione ideale uguale alla tensione ammissibile, si ha:

$$\begin{aligned} T_{lim} &= \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{W}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} = \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\phi_e - \phi_p}{\frac{1}{6} \cdot S_{eq} \cdot p^2}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1,5}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} \\ &= \frac{\sigma_{id,amm}}{\sqrt{\left[\frac{2 \cdot (\phi_e - \phi_p)}{S_{eq} \cdot p^2}\right]^2 + 6,75 \cdot \left[\frac{1}{S_{eq} \cdot p}\right]^2}} \end{aligned}$$

Ricordando che è:

$$S_{eq} = \frac{s}{\cos \beta} = s \cdot \frac{\sqrt{p^2 + (\mu \cdot \phi_p)^2}}{p}$$

$$S_{eq} \cdot p = s \cdot \sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}$$

Si ottiene:

$$T_{lim} = \frac{\sigma_{lim} \cdot s \cdot \sqrt{p^2 + (\pi \cdot \phi_p)^2}}{\sqrt{6,75 + 4 \cdot \left(\frac{\phi_e - \phi_p}{p}\right)^2}}$$

Si ricordi allora che il palo è ben sfruttato quando le sue risorse statiche come struttura si equivalgono alle sue risorse geostatiche come oggetto interferente col terreno. T_{lim} deve allora essere eguagliato al rapporto tra la potenza consentita dal terreno e dalla geometria generale del palo e il coefficiente di sicurezza prescritto dalla vigente normativa.

Dalla geotecnica classica si evince che la portata del palo è data da:

$$Q_f = A_b \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q) = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_e^2 \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q)$$

Ne segue, per quanto detto:

T_{lim} = carico ammissibile in esercizio

$$T_{lim} = \frac{Q_f}{\eta} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi_e^2}{\eta} \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q)$$

$$\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} = C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q$$

Per un assegnato coefficiente di sicurezza η si può isolare la profondità D a cui va fermato il micropalo:

$$\left[\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} - C \cdot N_c \right] \cdot \frac{1}{\gamma_t \cdot N_q} = D$$

C 3 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALOTIRANTI

C 3.1 - PREMESSA

Come esempio dimostrativo, si pone l'obiettivo di determinare la capacità portante di una fondazione su pali a vite posizionati alla base di un campanile, in condizioni litostratigrafiche diverse (Figure C.8, C.9 e C.10).

Lungo il perimetro del campanile sono presenti anche dei tiranti di ancoraggio, realizzati con analoghe caratteristiche, che svolgono la funzione di contenere le azioni simiche e del vento, essendo l'opera già affetta da cedimenti differenziali. Si tiene conto delle diverse litologie attraversate dai suddetti palotiranti nella verticale, per le quali deve essere associato il relativo parametro geotecnico di riferimento.

Si vuole calcolare, quindi, la capacità portante a compressione e a trazione rispettivamente dei palopuntoni e dei palotiranti agli Stati Limite Ultimi, opportunamente coefficientati secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Le tre litologie indicate negli esempi determinano la scelta del tipo di palotirante più adatto allo scopo. Si eseguono quindi le relative verifiche con le tre tipologie di palo: P2G - PVD - PVC.

Figura C.8 - P2G.

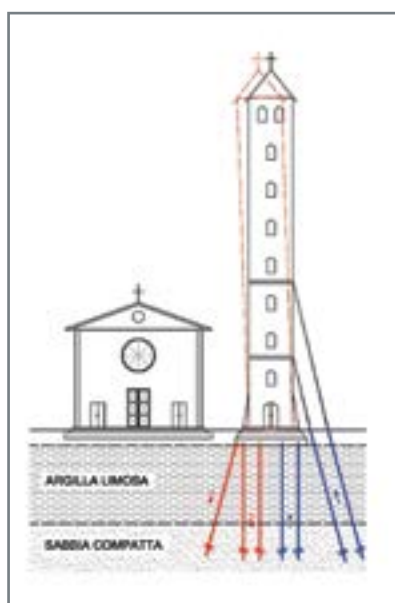


Figura C.9 - PVD.

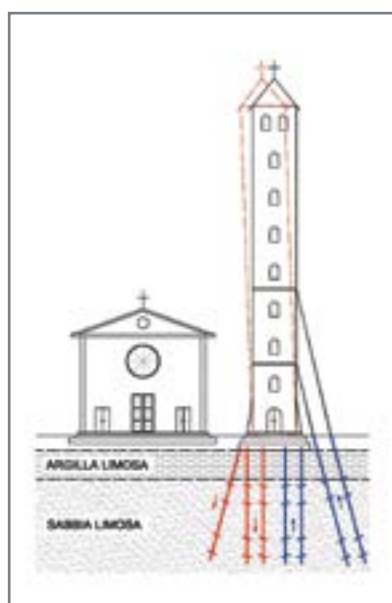
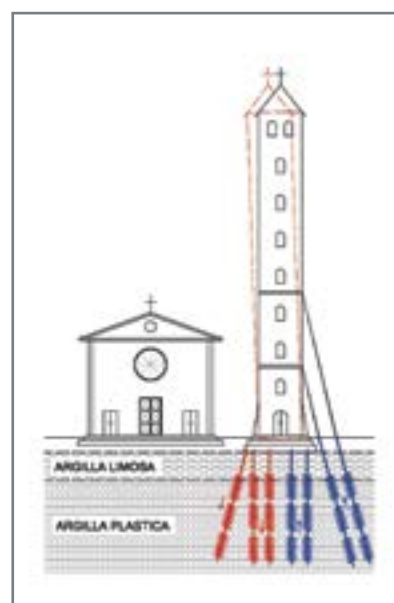


Figura C.10 - PVC.



C 3.2 - ESEMPIO 1: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO P2G

C 3.2.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

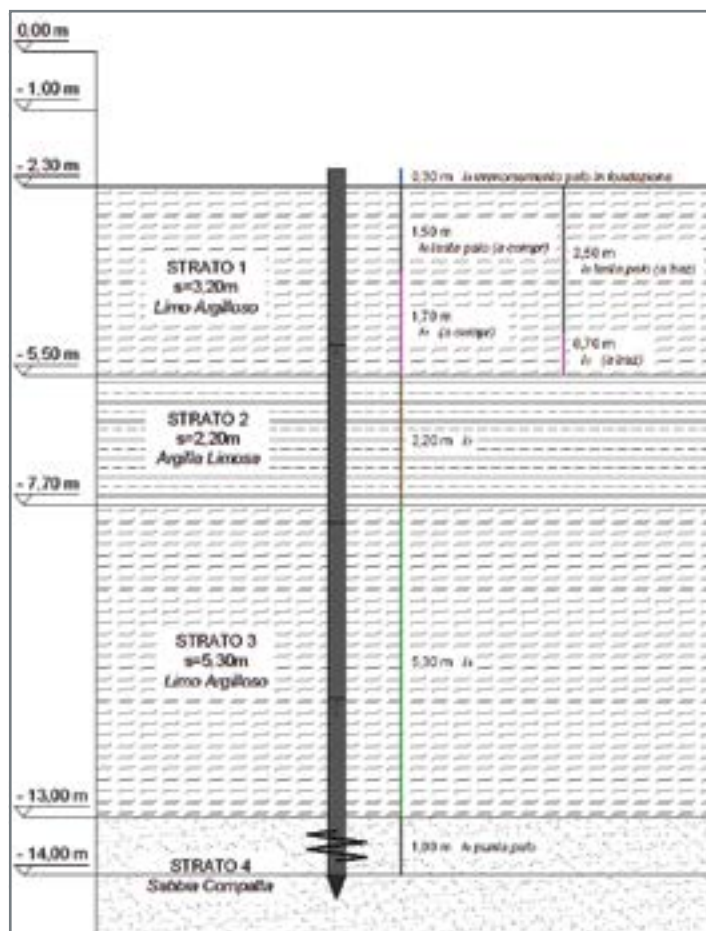


Figura C.11 - Rappresentazione del palo dentro la stratigrafia.

Figura C.12 - Immagine del palo P2G proiettata su grafici R_p - R_L .

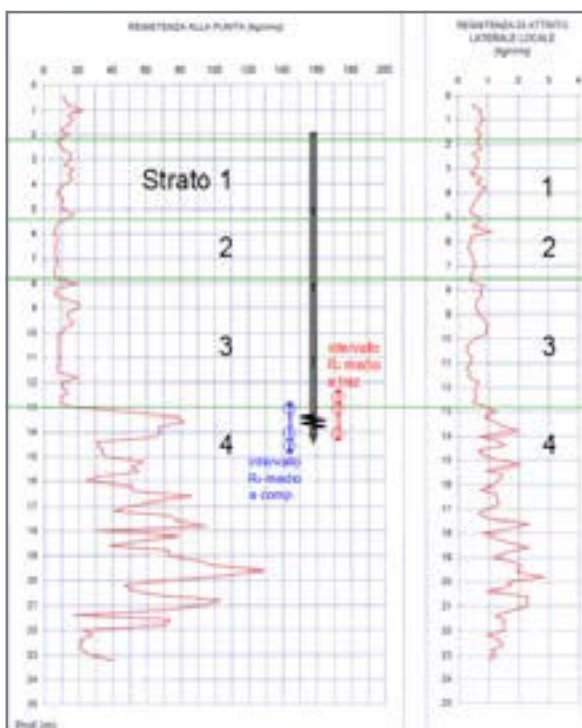
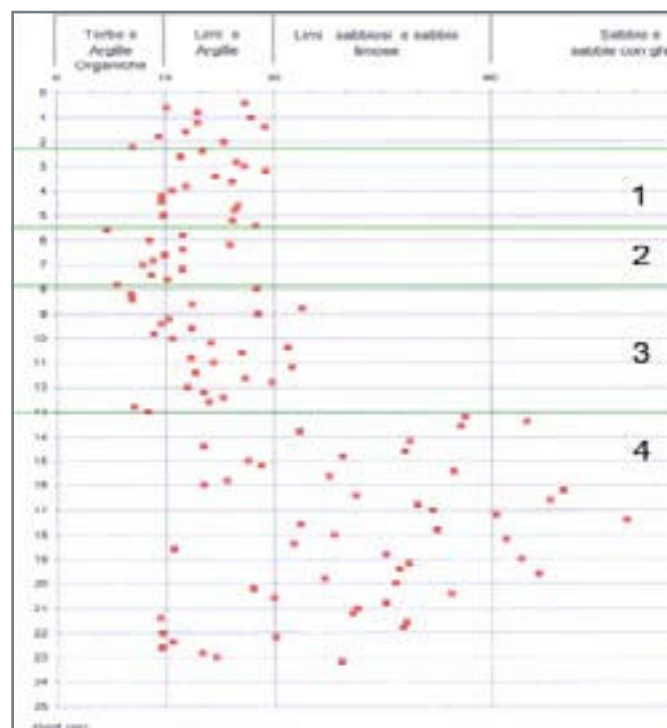


Figura C.13 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p - R_L .



C 3.2.2 - Dati di progetto

Nel caso in esame si fa riferimento alla stratigrafia dedotta dalla prova penetrometrica CPT rappresentata in figura C.12. Si noti che il piano di fondazione si trova a -2,30 metri dalla quota del piano campagna.

In mancanza di prove di laboratorio prodotte sui campioni prelevati, le prove penetrometriche forniscono i dati di campagna R_p e R_L , i cui valori sono riportati per ogni strato di terreno in tabella C.1.

Nel caso specifico, si utilizza un palo P2G 140 di lunghezza 12 m, armato con vite 2G $\phi 500$ mm, spessore 12 mm in acciaio S355 su tubo $\phi 140$ mm, spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto di un elemento armato 2G da 3 m e tre prolunghe lisce da 3 m per una lunghezza complessiva di 12 m lineari. Si consideri che la parte sommitale del palo sarà incassata nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Si chiede di calcolare la capacità portante del palo P2G affinché il suo cedimento sia inferiore a 25 mm per soddisfare le esigenze dell'opera soprastante.

C 3.2.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p - R_L "

Come riportato al C 2.1.1, il metodo " R_p - R_L " si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT.

A tal proposito ricordiamo che i valori di resistenza (R_p e R_L) ricavati con il penetrometro risultano maggiorati a causa dell'effetto dinamico dovuto alla rapida infissione della punta nel terreno. Sull'argomento rimandiamo il lettore al "C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico R_p - R_L ".

È inoltre opportuno ricordare che in presenza di due o più prove penetrometriche, il progettista dovrà scegliere quella più prossima al punto di infissione del palo e, comunque, la più significativa per la fondazione.

C 3.2.3.1 - Portata a compressione

Rifacendosi ai dati progettuali esposti, il calcolo della capacità portante geotecnica basato sui valori delle resistenze R_p e R_L si svolge nel seguente modo:

Tabella C.1 - Caratteristiche geologiche degli strati di terreno interessati.

Strato 1 (2,3 ÷ 5,5 m dal p.c.) (s=3,2 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 2 (5,5 ÷ 7,7 m dal p.c.) (s=2,2 m) <i>Argilla Limosa</i>
$R_{p1 \text{ medio}} = 14 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 1,373 \text{ MPa}$ $R_{L1 \text{ medio}} = 0,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,064 \text{ MPa}$	$R_{p2 \text{ medio}} = 7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 0,686 \text{ MPa}$ $R_{L2 \text{ medio}} = 0,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,059 \text{ MPa}$
Strato 3 (7,7 ÷ 13 m dal p.c.) (s=5,3 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 4 (da 13 m alla punta, s=1 m) <i>Sabbia compatta</i>
$R_{p3 \text{ medio}} = 14 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 1,373 \text{ MPa}$ $R_{L3 \text{ medio}} = 0,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,069 \text{ MPa}$	$R_{p4 \text{ medio}} = 63 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c4 \text{ m}} = 6,178 \text{ MPa}$ $R_{L4 \text{ medio}} = 1,35 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s4 \text{ m}} = 0,132 \text{ MPa}$

1. Calcolo della capacità portante della vite 2G

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cmq}$$

Il calcolo di $R_{P \text{ medio}}$ in corrispondenza della vite viene fatto mediando i valori di R_p 1 ϕ_{VITE} sopra e 2 ϕ_{VITE} sotto la vite stessa, in modo da ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{P \text{ medio}} = 50 \text{ kg/cmq}$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si riduce l' $R_{P \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_P}$ secondo la formula (4). Il coefficiente riduttivo C.C., dedotto dal diagramma "R_p - C.C." (figura C.3), vale 14,5 per $R_{P \text{ medio}} = 50 \text{ kg/cmq}$, pertanto $\overline{R_P}$ risulta di:

$$\overline{R_P} = \frac{R_P}{C.C.} = \frac{50}{14,5} = 3,45 \text{ kg/cmq}$$

Infine si ricava la capacità portante di punta dal seguente prodotto:

$$Q_{punta} = A_{vite} \cdot \overline{R_P} = 1963,50 \cdot 3,45 = 6774,08 \text{ kg} \cong 6,77 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per quanto riguarda invece la Q_L si devono sommare i contributi della capacità portante laterale offerti dai singoli strati che il palo attraversa. Per la valutazione delle lunghezze utili all'attrito, si detrae il tratto superiore di palo, per una lunghezza di 1,50 m, e non si considera il tratto ove è posta la vite all'estremità inferiore.

Quindi si farà riferimento alle seguenti lunghezze:

$$l_1 = 1,70 \text{ m} \quad \text{da } -3,80 \text{ a } -5,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,20 \text{ m} \quad \text{da } -5,50 \text{ a } -7,70 \text{ m}$$

$$l_3 = 5,30 \text{ m} \quad \text{da } 7,70 \text{ a } 13,00 \text{ m}$$

Le superfici laterali del fusto e i valori di $R_{L \text{ medio}}$ per ciascuno strato valgono:

$$A_{lat 1} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_1 = \pi \cdot 14 \cdot 170 = 7476,99 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 1} = 0,65 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 2} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_2 = \pi \cdot 14 \cdot 220 = 9676,11 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 2} = 0,60 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 3} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_3 = \pi \cdot 14 \cdot 530 = 23310,62 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 3} = 0,70 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 26983,14 \text{ kg} \cong 26,98 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 26,98 \cdot 0,75 = 20,20 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{tot \text{ comp}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 6,77 + 20,20 = 26,97 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ COMP}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{26,97}{1,48 \cdot 1,15} = 15,85 \text{ ton} = 158,5 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo "R_p-R_L" è analogo a quanto visto per il caso a compressione eccetto che per le tre seguenti differenze:

- R_{p medio} si ottiene facendo la media del valore alla profondità di 2 ϕ_{VITE} e 1 ϕ_{VITE} rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza del palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale 5 ϕ_{VITE}.

Considerando le modifiche sopradette e seguendo il procedimento di calcolo già esposto per la capacità portante a compressione, si ottiene:

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cmq}$$

$$R_{p \text{ medio}} = 43 \text{ kg/cmq}$$

Anche per il calcolo della capacità portante a trazione si deve tener conto di una riduzione da apportare al valore di R_{p medio} in modo tale che il cedimento sia compatibile con la struttura in elevazione.

Nel caso in esame risulta:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{43}{13} = 3,31 \text{ kg/cmq}$$

La portata di punta è così valutata:

$$Q_{punta} = A_{netta} \cdot \overline{R_p} = 1809,56 \cdot 3,31 = 5989,64 \text{ kg} \cong 6 \text{ ton}$$

Si procede di seguito al calcolo della capacità portante laterale del palo.

$$l_1 = 0,70 \text{ m} \quad \text{da } -4,80 \text{ a } -5,50 \text{ m} \quad A_{lat1} = 3078,76 \text{ cmq}$$

$$l_2 = 2,20 \text{ m} \quad \text{da } -5,50 \text{ a } -7,70 \text{ m} \quad A_{lat2} = 9676,11 \text{ cmq}$$

$$l_3 = 5,30 \text{ m} \quad \text{da } -7,70 \text{ a } -13,00 \text{ m} \quad A_{lat3} = 23310,62 \text{ cmq}$$

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 24124,29 \text{ kg} \cong 24,12 \text{ ton}$$

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 24,12 \cdot 0,75 = 18,09 \text{ ton}$$

Sommando i due contributi, Q_{punta} e Q_{lat}, si ricava la capacità portante totale che va poi divisa secondo i coefficienti imposti dalla normativa (NTC 2018) per ricavarne il valore limite:

$$Q_{tot \text{ trazione}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 6 + 18,09 = 24,09 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ TRAZIONE}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{24,09}{1,48 \cdot 1,25} = 13,02 \text{ ton} = 130,20 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

C 3.2.4 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p.

Mediante un'analisi agli Elementi Finiti con il programma STRAUS7 e rispondente alle NTC 2018, è stata valutata la resistenza meccanica ultima di un elicoide al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza

del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni palo-elicoide. Si ricorda che, nel caso specifico, si utilizza un palo P2G 140 di lunghezza 12 m, armato con vite 2G ϕ 500mm e spessore 12 mm, in acciaio S355 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da un elemento armato con vite 2G lungo 3 m e da tre prolunghe lisce da 3 m ciascuna.

Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopali-talia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p , in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Portata a compressione

$$R_{P\text{ medio}} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per l'intera punta (vite + fusto), è:

$$Q_{STRUT.COMP} = 19,35 \text{ ton} \cong 193,50 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{P\text{ medio}} = 43 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per la sola corona circolare, è:

$$Q_{STRUT.TRAZIONE} = 14,70 \text{ ton} \cong 147,00 \text{ kN}$$

C 3.2.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante P2G

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate per ciascuno dei metodi proposti, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, quindi, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute.

Si riassumono in Tabella C.2 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che il limite è dato dalla capacità portante geotecnica. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 158,50 kN. Si ricorda che tale valore è stato valutato riducendo la resistenza R_p in modo che il cedimento atteso sia inferiore al limite imposto dal progettista e pari a 25 mm.

Caso a trazione

Anche per il palo a trazione il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata del palo considerato vale 130,20 kN.

	PORTATA GEOTECNICA Metodo " R_p-R_L "	PORTATA STRUTTURALE
PORTATA A COMPRESSIONE	158,50 kN	193,50 kN
PORTATA A TRAZIONE	130,20 kN	147,00 kN

Tabella C.2 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

C 3.3 - ESEMPIO 2: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVD

C 3.3.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

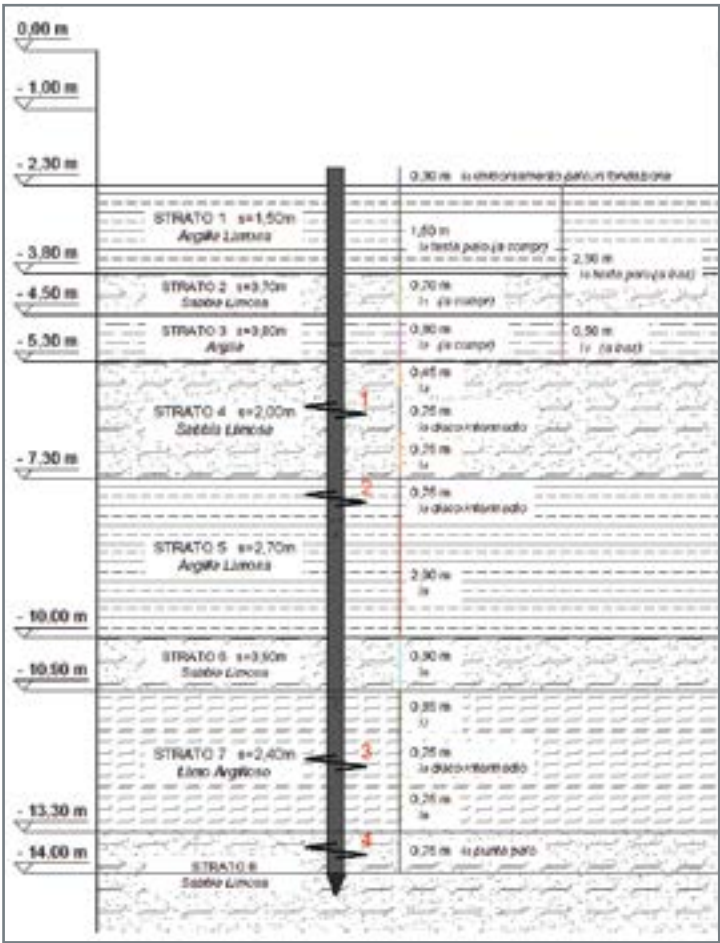


Figura C.14 - Rappresentazione del palotirante dentro la stratigrafia.

Figura C.15 - Immagine del palo PVD proiettata su grafico R_p/R_L .

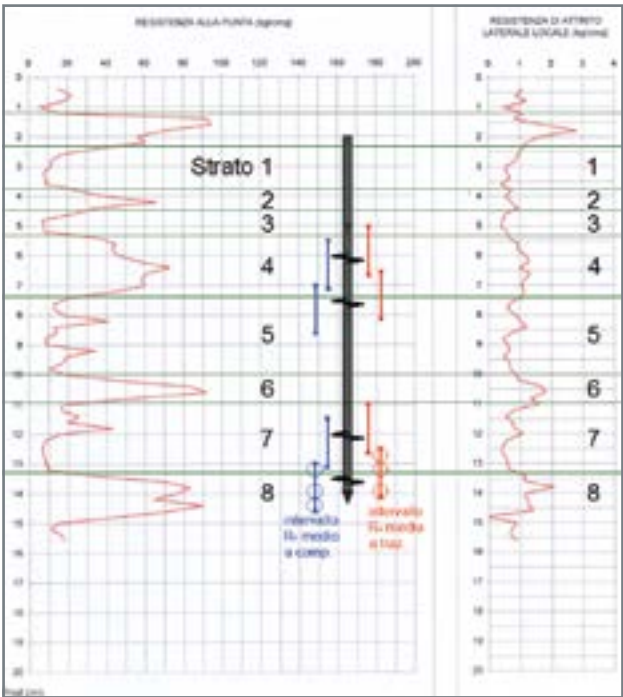
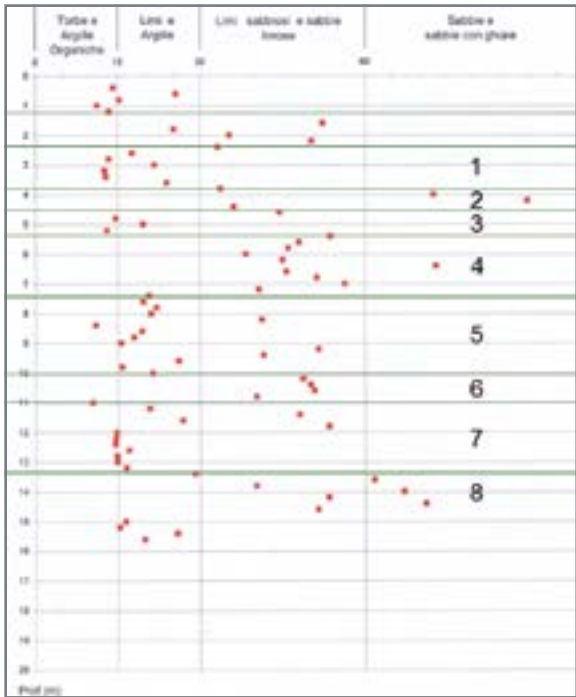


Figura C.16 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p/R_L .



C 3.3.2 - Dati di progetto

Diversamente dal caso precedente, nella fattispecie si utilizza un palo PVD 140 di lunghezza 12 metri, armato con quattro dischi $\phi 500$ mm, spessore 12 mm in acciaio S355 dislocati su un tubo $\phi 140$ mm e spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto da due elementi da 3 m armati con due dischi distanziati (il 1° e il 3° elemento) e due prolunghe lisce da 3 m (il 2° e il 4° elemento). Analogamente all'esempio relativo al palo P2G (C.3.2), il piano di fondazione è posto a -2,30 metri dalla quota del piano campagna. Inoltre il palo sarà incassato nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Non disponendo di alcuna prova di laboratorio di maggior precisione, si assumono i parametri geotecnici dedotti dalla prova CPT (Tabella C.3).

In particolare per ciascun strato di terreno si considerano i valori delle resistenze misurate con il penetrometro, R_p e R_L .

Si chiede di calcolare la capacità portante del palo PVD affinché il suo cedimento sia inferiore a 25 mm per soddisfare le esigenze dell'opera soprastante.

Tabella C.3 - Caratteristiche geotecniche degli strati di terreno interessati.

Strato 1 (2,3 ÷ 3,8 m dal p.c.) (s=1,5 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 2 (3,8 ÷ 4,5 m dal p.c.) (s=0,7 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P1 \text{ medio}} = 17,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 1,716 \text{ MPa}$ $R_{L1 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$	$R_{P2 \text{ medio}} = 45 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 4,413 \text{ MPa}$ $R_{L2 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$
Strato 3 (4,5 ÷ 5,3 m dal p.c.) (s=0,8 m) <i>Argilla</i>	Strato 4 (da 5,3 ÷ 7,3 m dal p.c.) (s=2,0 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P3 \text{ medio}} = 17 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 1,667 \text{ MPa}$ $R_{L3 \text{ medio}} = 0,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,049 \text{ MPa}$	$R_{P4 \text{ medio}} = 54 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c4 \text{ m}} = 5,296 \text{ MPa}$ $R_{L4 \text{ medio}} = 1,10 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s4 \text{ m}} = 0,108 \text{ MPa}$
Strato 5 (7,3 ÷ 10,0 m dal p.c.) (s=2,7 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 6 (da 10,0 ÷ 10,9 m dal p.c.) (s=0,9 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P5 \text{ medio}} = 19,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c5 \text{ m}} = 1,912 \text{ MPa}$ $R_{L5 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s5 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$	$R_{P6 \text{ medio}} = 62 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c6 \text{ m}} = 6,080 \text{ MPa}$ $R_{L6 \text{ medio}} = 1,45 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s6 \text{ m}} = 0,142 \text{ MPa}$
Strato 7 (10,9 ÷ 13,3 m dal p.c.) (s=2,4 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 8 (da 13,3 m - sino a punta palo, s=0,7 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P7 \text{ medio}} = 19 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c7 \text{ m}} = 1,863 \text{ MPa}$ $R_{L7 \text{ medio}} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s7 \text{ m}} = 0,078 \text{ MPa}$	$R_{P8 \text{ medio}} = 68 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c8 \text{ m}} = 6,669 \text{ MPa}$ $R_{L8 \text{ medio}} = 1,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s8 \text{ m}} = 0,147 \text{ MPa}$

C 3.3.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p - R_L "

Come ricordato nel precedente caso, il metodo " R_p - R_L " si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT, ma, come già accennato, questi valori risultano amplificati dall'effetto dinamico dovuto alla "elevata" velocità d'infissione della punta nel terreno. Sarà pertanto necessario ridurre la resistenza alla punta R_p secondo il coefficiente correttivo dedotto dal grafico " R_p - C.C." di figura C.3.

Anche in questo caso, dunque, si seguirà lo stesso metodo di calcolo adottato nell'esempio precedente (C. 3.1) sulla capacità portante di un palo P2G.

C 3.3.3.1 - Portata a compressione

Rifacendosi ai dati progettuali esposti al C. 3.3.2, si riportano di seguito i passaggi per calcolare la capacità portante geotecnica basandosi sui valori delle resistenze R_p e R_L .

1. Calcolo della capacità portante degli elicoidi

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cm}^2$$

Il calcolo di $R_{p \text{ medio}}$ in corrispondenza di ciascuna vite viene fatto median-
do i valori di R_p 1 ϕ_{VITE} sopra e 2 ϕ_{VITE} sotto la vite stessa, in modo da
ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione strati-
grafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{p \text{ medio}1} = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{p \text{ medio}2} = 22 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{p \text{ medio}3} = 13 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{p \text{ medio}4} = 54 \text{ kg/cm}^2$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si
andrà a ridurre l' $R_{p \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_p}$ secondo la formula (4).

A questo punto è necessario porre attenzione sulla tecnologia in uso. Si
sta valutando, infatti, l'utilizzo di un palo PVD a più elicoidi distanziati
sullo stesso fusto. Gli elicoidi, a meno di significative deformazioni del
fusto, sono solidali l'uno all'altro. L'obiettivo del progettista sarà quello
di sfruttare, simultaneamente, le sollecitazioni su tutti gli elicoidi instal-
lati. Il proposito sarà, dunque, quello di evitare che il carico tenda a
ripartirsi maggiormente sugli elicoidi che interagiscono con strati duri e
meno su quelli a contatto con strati molli. Perché ciò si verifichi, si deve
individuare la situazione più svantaggiosa per gli elicoidi imponendo
che essi lavorino con la resistenza di punta minore.

Ciò permette di assicurare al progettista che tutti gli elicoidi dislocati lun-
go il fusto del palo lavorino allo stesso valore e non in maniera differen-
ziata, sfruttando coerentemente la potenzialità tecnologica del palo PVD.

Si individua dunque il valore $R_{p \text{ medio}}$ (agli elicoidi) più svantaggioso e si
ricava dal grafico "R_p - C.C." il relativo coefficiente riduttivo C.C. da appli-
care per contenere il cedimento entro il valore ritenuto ammissibile (25
mm nel caso in esame).

Per $R_{p \text{ medio}}$ pari a 13 kg/cm², C.C. vale 6,8 (figura C.17) e quindi $\overline{R_p}$ risulta:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{13}{6,8} = 1,91 \text{ kg/cm}^2$$

Infine si ricava la capacità portante dei dischi dal seguente prodotto:

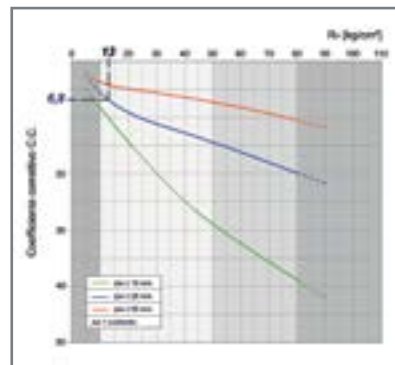
$$Q_{viti} = (A_{vite} + 3 \cdot A_{netta}) \cdot \overline{R_p} = 14119,06 \text{ kg} \approx 14,12 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per quanto riguarda l'apporto dato dalla resistenza laterale R_L , si deve
sommare le singole resistenze offerte dagli strati penetrati dal palo.

Per valutare le lunghezze utili all'attrito, si detrae il tratto superiore
di palo, per una lunghezza di 1,50 m, e non si considera il tratto ove è

Figura C.17 - Determinazione del coefficiente C.C. in funzione di R_p e del cedimento limite ammesso.



posta la vite all'estremità inferiore.

Quindi si farà riferimento alle seguenti lunghezze:

$$l_1 = 0,70 \text{ m} \quad \text{da } -3,80 \text{ a } -4,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,80 \text{ m} \quad \text{da } -4,50 \text{ a } -5,30 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,00 \text{ m} \quad \text{da } -5,30 \text{ a } -7,30 \text{ m}$$

$$l_4 = 2,70 \text{ m} \quad \text{da } -7,30 \text{ a } -10,00 \text{ m}$$

$$l_5 = 0,90 \text{ m} \quad \text{da } -10,00 \text{ a } -10,90 \text{ m}$$

$$l_6 = 2,40 \text{ m} \quad \text{da } -10,90 \text{ a } -13,30 \text{ m}$$

Le superfici laterali di fusto e i valori di $R_{L\text{ medio}}$ per ciascun strato valgono:

$$A_{lat 1} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_1 = \pi \cdot 14 \cdot 70 = 3078,76 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 1} = 0,85 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 2} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_2 = \pi \cdot 14 \cdot 80 = 3518,58 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 2} = 0,50 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 3} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_3 = \pi \cdot 14 \cdot 200 = 8796,46 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 3} = 1,10 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 4} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_4 = \pi \cdot 14 \cdot 270 = 11875,22 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 4} = 0,85 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 5} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_5 = \pi \cdot 14 \cdot 90 = 3958,41 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 5} = 1,45 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 6} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_6 = \pi \cdot 14 \cdot 240 = 10555,75 \text{ cmq} \quad R_{L\text{ medio } 6} = 0,80 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{lat} = \sum_1^6 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 38330,75 \text{ kg} \cong 38,33 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 30% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{lat\ ridotta} = 38,33 \cdot 0,70 = 26,83 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{tot\ comp} = Q_{viti} + Q_{lat\ ridotta} = 14,12 + 26,83 = 40,95 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM\ comp} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{40,95}{1,48 \cdot 1,15} = 24,06 \text{ ton} = 240,6 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

Si riportano di seguito i valori di capacità portante, già coefficientati secondo le NTC 2018, dei singoli elicoidi. Essi sono proporzionali all'area reagente di ciascun elicoide (sarà A'_{netta} per i dischi 1, 2 e 3, e A'_{VITE} per il disco 4).

$$Q'_{comp 1} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{comp 2} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{comp 3} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{comp 4} \cong 22,00 \text{ kN}$$

C 3.3.3.2 - Portata a trazione

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo " R_p - R_L " viene riproposto in modo analogo a quanto visto per l'esempio riguardante il palo P2G (C 3.2.3.2). Si ricorda, a tal proposito, che il calcolo della portata a trazione si differisce dal caso a compressione solo per i seguenti aspetti:

- $R_{p\text{ medio}}$ si ottiene facendo la media del valore alla profondità di $2 \phi_{VITE}$ e $1 \phi_{VITE}$ rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza della palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{VITE}$.

Considerando le modifiche sopradette e seguendo il procedimento di calcolo seguito per la capacità portante a compressione, si ottiene:

$$R_{P\text{ medio1}} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{P\text{ medio2}} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{P\text{ medio3}} = 13 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{P\text{ medio4}} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

Anche per il calcolo della capacità portante a trazione si considera il valore più svantaggioso di $R_{P\text{ medio}}$ e lo si riduce affinché il cedimento sia compatibile con la struttura in elevazione. Nel caso in esame risulta:

$$\overline{R_P} = \frac{R_P}{C.C.} = \frac{13}{6,8} = 1,91 \text{ kg/cm}^2$$

La portata delle viti è quindi valutata nel seguente modo:

$$Q_{viti} = (4 \cdot A_{netta}) \cdot \overline{R_P} = 7238,24 \cdot 1,91 = 13825,04 \text{ kg} \cong 13,83 \text{ ton}$$

Si procede di seguito al calcolo della capacità portante laterale del palo.

$$l_1 = 0,50 \text{ m} \quad \text{da } -4,80 \text{ a } -5,30 \text{ m} \quad R_{L1} = 0,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 = 2,00 \text{ m} \quad \text{da } -5,30 \text{ a } -7,30 \text{ m} \quad R_{L2} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_3 = 2,70 \text{ m} \quad \text{da } -7,30 \text{ a } -10,00 \text{ m} \quad R_{L3} = 0,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_4 = 0,90 \text{ m} \quad \text{da } -10,0 \text{ a } -10,90 \text{ m} \quad R_{L4} = 1,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_5 = 2,40 \text{ m} \quad \text{da } -10,90 \text{ a } -13,30 \text{ m} \quad R_{L5} = 0,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 35053,90 \text{ kg} \cong 35,05 \text{ ton}$$

$$Q_{lat\text{ ridotta}} = 35,05 \cdot 0,70 = 24,54 \text{ ton}$$

Sommando i due contributi, Q_{viti} e $Q_{LAT'}$, si ricava la capacità portante totale che deve essere poi divisa per i coefficienti imposti dalla normativa (NTC 2018) per ricavarne il valore limite:

$$Q_{tot\text{ trazione}} = Q_{viti} + Q_{lat\text{ ridotta}} = 13,83 + 24,54 = 38,37 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM\text{ TRAZIONE}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{38,37}{1,48 \cdot 1,25} = 20,74 \text{ ton} = 207,4 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

Si riporta di seguito il valore di capacità portante a trazione dei singoli elicoidi. In questo caso il valore è il medesimo per tutti i dischi in quanto l'area reagente corrisponde all'area netta degli elicoidi.

$$Q'_{trazione\text{ dischi}} = \frac{Q'_{viti}}{4} = \frac{13,83}{4 \cdot (1,25 \cdot 1,48)} = 1,87 \text{ ton} = 18,7 \text{ kN}$$

C 3.3.4 - Calcolo della portata strutturale

Si ricorda che la capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p .

Un'analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e conforme alle NTC 2018, ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di un elicoidale al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni palo-elicoide.

Si ricorda che, nel caso specifico, si utilizza un palo PVD 140 di lunghezza 12 m, armato con quattro elicoidi ϕ 500mm, spessore 12 mm in acciaio

S355 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da due elementi da 3 m armati con due dischi distanziati (il 1° e il 3° elemento) e due prolunghe lisce da 3 m (il 2° e il 4° elemento).

Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopali-talia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Portata a compressione

$$R_{p \text{ medio}} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

I valori tabellati rispettivamente per i dischi la cui area reagente è l' A_{netta} (dischi 1, 2 e 3) e per il disco 4 la cui area reagente è l'intera A_{VITE} sono:

$$Q_{\text{STRUT.COMP 1}} = 14,25 \text{ ton} \cong 142,50 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{STRUT.COMP 4}} = 15,43 \text{ ton} \cong 154,26 \text{ kN}$$

Sommando i precedenti valori si ricava la portata strutturale a compressione dell'intero palo:

$$Q_{\text{STRUT.COMP}} = 14,25 \text{ ton} \cong 581,76 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{p \text{ medio}} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

Per ciascun disco, il valore tabellato riguardante il palo in questione è:

$$Q_{\text{STRUT.TRAZ.DISCHI}} = 14,25 \text{ ton} \cong 142,50 \text{ kN}$$

Pertanto la portata strutturale a trazione vale:

$$Q_{\text{STRUT.TRAZIONE}} = 57,00 \text{ ton} \cong 570,00 \text{ kN}$$

C 3.3.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVD

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi della portata sia geotecnica che strutturale, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, perciò, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute. Si riassumono in Tabella C.4 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Si osserva che la capacità portante geotecnica di ciascun disco, sia a compressione che a trazione, risulta nettamente inferiore della capacità strutturale del medesimo disco. Questa notevole differenza è dovuta alla riduzione introdotta nel calcolo della portata geotecnica al fine di limitare il cedimento assiale del palo. Qualora il progettista non abbia alcuna pretesa

		PORTATA GEOTECNICA Metodo " $R_p - R_L$ "	PORTATA STRUTTURALE
PORTATA A COMPRESSIONE	Q_{TOT}	240,60 kN	581,76 kN
	$Q'_{\text{DISCHI 1, 2, 3}}$	20,30 kN	142,50 kN
	$Q'_{\text{DISCHI 4}}$	22,00 kN	154,26 kN
PORTATA A TRAZIONE	Q_{TOT}	207,40 kN	570,00 kN
	Q'_{DISCHI}	18,70 kN	142,50 kN

Tabella C.4 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti per il palotirante PVD. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

nella limitazione dei cedimenti, egli potrà caricare maggiormente il palo ma non oltre il limite imposto dalla portata strutturale.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che il limite è dato dalla capacità portante geotecnica. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 240,60 kN. Si ricorda che tale valore è stato valutato riducendo la resistenza R_p in modo che il cedimento atteso sia inferiore al limite imposto dal progettista e pari a 25 mm.

Caso a trazione

Anche in questo caso il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata a trazione per il palo considerato vale 207,40 kN.

C 3.4 - ESEMPIO 3: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVC

C 3.4.1 - Come utilizzare correttamente il palo PVC

Il palo PVC è composto da una vite continua a spirale realizzata in acciaio ad alta resistenza e saldata lungo il suo avvolgimento al fusto.

Essa ha l'obiettivo di permettere il raggiungimento di elevate capacità portanti geotecniche in terreni fini coesivi, per lo più saturi, dalla scarsa resistenza meccanica. Essendo la vite costituita da più elicoidi spiralati a contatto diretto con il terreno, il suo avvvitamento in profondità genera un attrito di contatto assai rilevante, tanto da richiedere l'impiego di mezzi e attrezzature particolarmente potenti. L'impiego di questi palotiranti va attentamente valutato, sia per un loro completo sfruttamento sia per il maggior costo che essi hanno rispetto ai modelli P2G e PVD.

In fase di progettazione, infatti, si deve porre attenzione ai terreni coesivi con alti indici di plasticità in quanto, aderendo alla superficie della vite, causano elevati attriti limitando quindi l'avanzamento della vite stessa.

Si ritiene dunque opportuna la scelta della tipologia di palo PVC quando la stratigrafia in esame presenta una resistenza alla punta mediamente bassa, dell'ordine di $R_p = 2 \div 10$ kg/cm², ed una resistenza laterale $R_L = 0,1 \div 0,9$ kg/cm².

La capacità geotecnica della vite è dovuta al cilindro che si viene a mobilitare quando è raggiunta la rottura a taglio c_u . Tale valore non è da confondersi con la resistenza laterale, R_L , che diversamente si verifica sull'interfaccia palo-terreno.

Per quanto riguarda la capacità portante strutturale, GeopalItalia ha affrontato un approfondito studio ingegneristico sui suoi prodotti, difficilmente reperibile nella narrativa mondiale e, in ogni caso, mai così dettagliato. Il comportamento del palo nel terreno è stato analizzato mediante analisi numeriche agli elementi finiti (FEM) al fine di conoscerne le reali potenzialità, verificarne il comportamento e tabularne la capacità portante. Si fa notare che il palotirante PVC presenta una vite spiralata saldata lungo il fusto, a differenza dei pali P2G e PVD, la cui struttura è individuata

dal singolo elicoidale. Essa presenta un andamento che considera il notevole apporto strutturale dato dalla nervatura della spirale al fusto, la quale consente una graduale dissipazione del carico e delle deformazioni su tutta la vite continua.

Constatato il notevole contributo offerto dall'elicoide, si assiste dunque ad alti valori di resistenza strutturale, così elevati da assicurare, nella quasi totalità dei casi, che il limite di capacità portante dei pali PVC sia sempre individuato dalla portata geotecnica. Ciò è ancor più evidente nel caso in cui sia rispettato il suggerimento di impiegare i pali a vite continua in terreni fini coesivi, con resistenza alla punta bassi, dell'ordine di $2 \div 10 \text{ kg/cm}^2$.

C 3.4.2 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

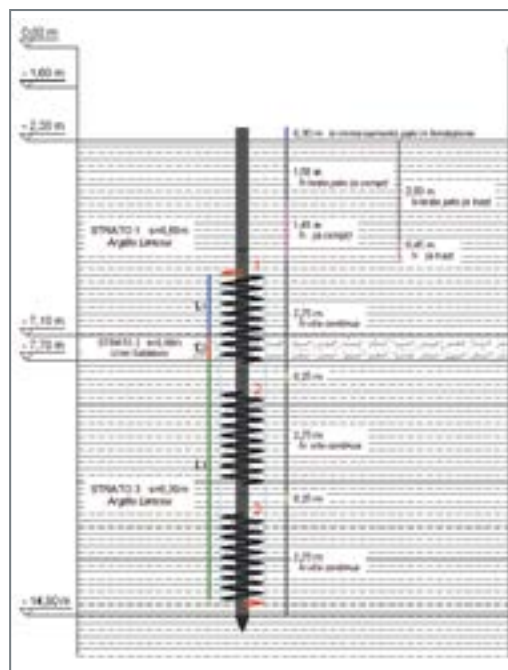


Figura C.18 - Rappresentazione del palo dentro la stratigrafia.

Figura C.19 - Immagine del palo PVC proiettata su grafico R_p-R_L .

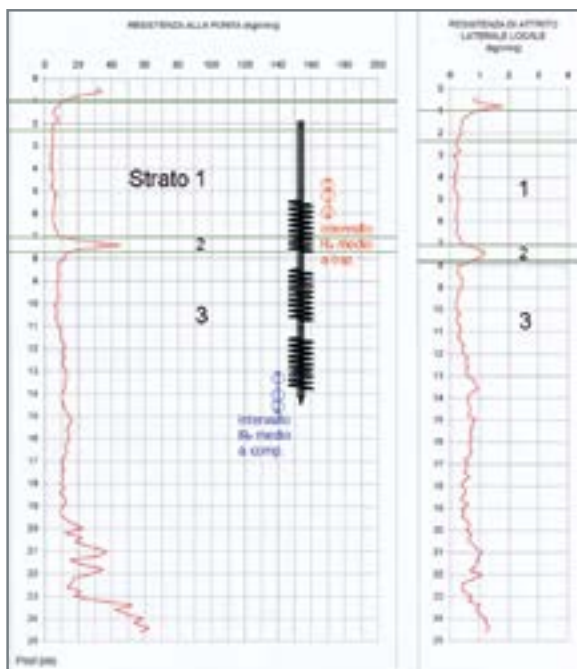
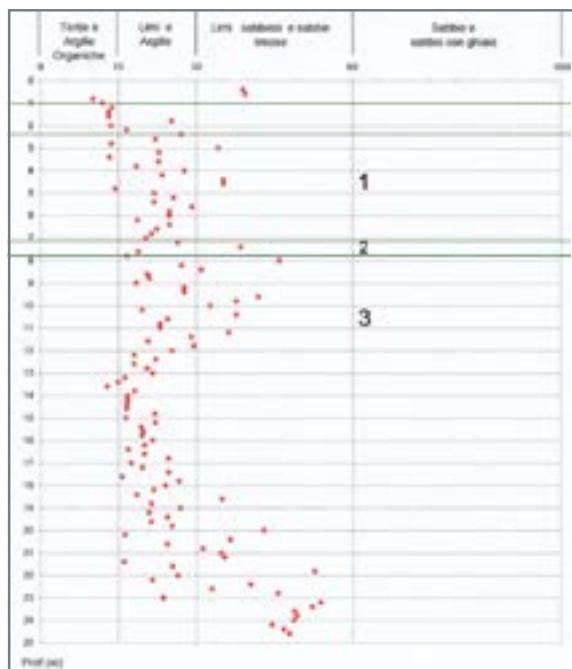


Figura C.20 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p/R_L .



C 3.4.3 - Dati di progetto

Nel caso che si vuole esaminare sono stati scelti terreni argillosi abbastanza frequenti nella bassa pianura padana, dove accade sovente di incontrare terreni particolarmente cedevoli.

Come per i precedenti casi, l'opera è un campanile e il suo piano di posa è a -2,30 m dal p.c.. Il palo, inoltre, sarà incassato nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Nel caso di specie si utilizza un palo PVC 140 di lunghezza 12 m, armato con tre viti continue $\phi 500$ mm, spessore 12 mm in acciaio S235, montate su tubo $\phi 140$ mm e spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto da tre elementi lunghi 3 m, armati con vite continua (il 1°, 2° e 3° elemento), e una prolunga liscia lunga 3 m (il 4° elemento). In assenza di prove di laboratorio, adoperiamo anche in questo caso i parametri geotecnici dedotti della prova penetrometrica CPT riportata in figura C.19. Per ciascun strato di terreno si considerano i valori delle resistenze R_p e R_L riassunti in tabella C.5.

Si vuole calcolare la capacità portante del palo PVD in modo tale che il suo cedimento sia inferiore, per esigenze di progetto, a 25 mm.

C 3.4.4 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p - R_L "

Ricordiamo nuovamente che il metodo " R_p - R_L " si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT. Si puntualizza però che nel caso del metodo del "Taglio Cilindrico" la rottura del cilindro di terreno che le spire della vite vanno a coinvolgere, avviene totalmente all'interno del terreno, quindi all'interfaccia terreno-terreno e non terreno-fusto d'acciaio.

Perciò, per quanto riguarda la capacità portante laterale, non si andrà ad utilizzare il valore di R_L , ma il valore della resistenza al taglio non drenata c_u , la quale si ricava con delle correlazioni empiriche da dati di campagna R_p ed R_L . A tal proposito si veda il capitolo C.7.

C 3.4.4.1 - Portata a compressione

Con riferimento ai dati progettuali esposti al C. 3.4.3, il calcolo della capacità portante geotecnica si svolge nel seguente modo:

Strato 1 (2,3 ÷ 7,1 m dal p.c.) (s=4,80 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 2 (7,1 ÷ 7,7 m dal p.c.) (s=0,60 m) <i>Limo Sabbioso</i>
$R_{P1 \text{ medio}} = 5,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 0,490 \text{ MPa}$ $R_{L1 \text{ medio}} = 0,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,025 \text{ MPa}$	$R_{P2 \text{ medio}} = 28,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 2,746 \text{ MPa}$ $R_{L2 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$
Strato 3 (7,7 ÷ 14 m dal p.c.) (s=6,30 m) <i>Argilla Limosa</i>	
$R_{P3 \text{ medio}} = 10,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 0,981 \text{ MPa}$ $R_{L3 \text{ medio}} = 0,40 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,039 \text{ MPa}$	

Tabella C.5 - Caratteristiche geotecniche degli strati di terreno interessati.

1. Calcolo della capacità portante di punta

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cmq}$$

Il valore di $R_{p \text{ medio}}$ in corrispondenza della vite inferiore si ricava dalla media dei valori di R_p $1 \phi_{vite}$ sopra e $2 \phi_{vite}$ sotto la vite stessa, così facendo si rimedia alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{p \text{ medio}} = 10 \text{ kg/cmq}$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si andrà a ridurre l' $R_{p \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_p}$ mediante il coefficiente riduttivo C.C. che, per $R_p = 10 \text{ kg/cmq}$, vale 5,5. $\overline{R_p}$ risulta, attraverso la formula (4), pari a:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{10}{5,5} = 1,82 \text{ kg/cmq}$$

Infine si ricava la capacità portante di punta nel seguente modo:

$$Q_{punta} = A_{vite} \cdot \overline{R_p} = 3573,57 \text{ kg} \cong 3,57 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per valutare la resistenza laterale offerta dal cilindro, come prima anticipato, si deve considerare la rottura a taglio delle particelle di terreno coinvolte dalla superficie cilindrica interessata. Per questo motivo si va ad utilizzare la coesione non drenata c_u , riferita all'interfaccia di rottura terreno-terreno, invece della resistenza di attrito laterale locale, R_L , che è riferita all'interfaccia terreno-palo.

Si suddivide, quindi, l'altezza del cilindro nelle lunghezze che interessano ciascun strato attraversato, correlate al corrispettivo valore di c_u . Ne risulta:

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 800 \text{ cm}$$

$$L_1 = 147,5 \text{ cm} \quad A_{lat 1} = 23169,25 \text{ cmq} \quad c_{u 1} = 0,35 \text{ kg/cmq}$$

$$L_2 = 60 \text{ cm} \quad A_{lat 2} = 9425,78 \text{ cmq} \quad c_{u 2} = 0,10 \text{ kg/cmq}$$

$$L_3 = 592,5 \text{ cm} \quad A_{lat 3} = 93069,68 \text{ cmq} \quad c_{u 3} = 0,50 \text{ kg/cmq}$$

A questo punto va posta l'attenzione sulla tecnologia in uso. Si sta infatti valutando l'utilizzo di un palo PVC a viti continue. Le spirali sono solidali l'una all'altra essendo saldate sul fusto, ma l'obiettivo del progettista sarà quello di sfruttare pienamente tutti i giri di elicoide installati. Il proposito sarà dunque quello di evitare che il carico tenda a ripartirsi maggiormente sulle viti che ricadono in uno strato di maggior resistenza coesiva piuttosto che su quelle incluse nei banchi meno resistenti da un punto di vista coesivo. Per fare ciò, si deve calcolare la media pesata della c_u di ciascun strato. Ciò assicurerà che tutte le viti collaborino per la capacità portante laterale totale e si sfrutterà coerentemente la tecnologia del palo PVC.

La media pesata della c_u vale:

$$c_{u \text{ mp}} = \frac{(c_{u1} \cdot L_1) + (c_{u2} \cdot L_2) + (c_{u3} \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)} \cong 0,44 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale si calcola dunque nel seguente modo:

$$Q_{lat \text{ cilindro}} = A_{lat} \cdot c_{u \text{ mp}} = 55292,03 \text{ kg} \cong 55,29 \text{ ton}$$

Inoltre si deve considerare la resistenza laterale del fusto, la quale però

entra in gioco solo se nella geometria del palo sono presenti delle prolunghe lisce che, quindi, non fanno parte del cilindro di terreno che il metodo sopraesposto considera.

Si andrà così ad calcolare l'apporto di portata laterale dato dal fusto, in relazione ai singoli strati che il palo attraversa.

Nel caso specifico si considera il contributo di resistenza di attrito locale R_L solo del primo strato:

$$L_1 = 1,20 \text{ m} \quad A_{L1} = 5277,88 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 1} = 0,25 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{lat} = A_{L1} \cdot R_{L \text{ medio } 1} = 5277,88 \cdot 0,25 = 1319,47 \text{ kg} \cong 1,32 \text{ ton}$$

In definitiva la portata laterale totale data da entrambi i contributi vale:

$$Q_{lat \text{ tot}} = 55,29 + 1,32 = 56,61 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 56,61 \cdot 0,75 = 42,46 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{tot \text{ comp}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 3,57 + 42,46 = 46,03 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ COMP}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{46,03}{1,48 \cdot 1,15} = 27,04 \text{ ton} = 270,4 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

C 3.4.4.2 - Portata a trazione

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo " R_p - R_L " viene riproposto in modo analogo a quanto visto per l'esempio riguardante il palo P2G (C 3.2.3.2). Si ricorda, a tal proposito, che il calcolo della portata a trazione si differisce dal caso a compressione solo per i seguenti aspetti:

- $R_{p \text{ medio}}$ si ottiene facendo la media del valore alla profondità di $2 \phi_{VITE}$ e $1 \phi_{VITE}$ rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza della palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{VITE}$.

Considerando le modifiche sopradette e seguendo lo schema di calcolo esposto per il caso a compressione si ottiene la seguente portata di punta:

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cmq}$$

$$R_{p \text{ medio}} = 5 \text{ kg/cmq} \quad \overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{5}{2,8} = 1,79 \text{ kg/cmq}$$

$$Q_{punta} = A_{netta} \cdot \overline{R_p} = 1809,56 \cdot 1,79 = 3239,11 \text{ kg} \cong 3,24 \text{ ton}$$

La capacità portante offerta dal cilindro di terreno non cambia, mentre la portata laterale del fusto è trascurabile in quanto la lunghezza utile è minima. Pertanto la capacità portante totale risulta:

$$Q_{tot \text{ trazione}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ cilindro ridotta}} = 3,24 + 41,47 = 44,71 \text{ ton}$$

Applicati i coefficienti imposti dalle NTC 2018, il valore limite vale:

$$Q_{LIM \text{ TRAZIONE}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{44,71}{1,48 \cdot 1,25} = 24,17 \text{ ton} = 241,7 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

C 3.4.5 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p .

Un'analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e seguenti le NTC 2018, ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di un elicoide al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni paloelicoide.

Nel caso specifico, si utilizza un palo PVC 140 di lunghezza 12 m, armato con tre viti continue ϕ 500mm, spessore 12 mm in acciaio S235 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da tre elementi da 3 m, armati ciascuno con viti spiralate in continuo (il 1°, il 2° e il 3°) e una prolunga liscia da 3 m (il 4° elemento). Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopalitalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Nel caso di un palo PVC, non dobbiamo valutare la portata strutturale data da un singolo elicoide ma quella della vite continua saldata sul fusto. Si dovrebbe perciò considerare come il carico porti ad una deformazione ripartita su ogni elicoide da cui è composta la vite continua, così da considerare la nervatura della stessa su tutto il fusto. Per semplicità si andrà a considerare l'apporto dato dai singoli elicoidi. Questo ragionamento è comunque ampiamente ammesso dal fatto che le norme d'uso del palo PVC prescrivono che questa tipologia di palo sia da usare per litografie coesive plastiche con valori di R_p particolarmente bassi, dell'ordine di 5÷10 kg/cm². Per questo motivo la capacità portante del palo PVC sarà sempre limitata dalla portata geotecnica e non lambirà mai la capacità portante strutturale.

Portata a compressione

$$R_{p\text{ medio}} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Il valori tabellato riguardante il palo in questione, considerando che ogni vite è composta da 9 elicoidi, sono:

$$Q_{STRUT.COMP} = 230,85 \text{ ton} \cong 2308,5 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{p\text{ medio}} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per la sola corona circolare della vite, è:

$$Q_{STRUT.TRAZIONE} = 202,50 \text{ ton} \cong 2025,00 \text{ kN}$$

C 3.4.6 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVC

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate per ciascuno dei

	PORTATA GEOTECNICA Metodo " R_p-R_L "		PORTATA STRUTTURALE basata su R_p	
PORTATA A COMPRESSIONE	$Q'_{\text{tot b}}$ [kN]	449,71	$Q'_{\text{tot strutt}}$ [kN]	2308,50
PORTATA A TRAZIONE	$Q'_{\text{tot b}}$ [kN]	350,56	$Q'_{\text{tot strutt}}$ [kN]	2025,00

Tabella C.6 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti per il palotirante PVD. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

metodi proposti, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, quindi, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute

Si riassumono in Tabella C.6 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che, come ci si aspetta, il limite è dato dalla capacità portante geotecnica in quanto il palo PVC è installato in litografie dalla bassa capacità portante. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 270,40 kN.

Caso a trazione

Anche in questo caso il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata a trazione per il palo considerato vale 241,70 kN.

C 3.5 - CALCOLO DELLA PORTATA DI UN PALOTIRANTE INCLINATO P2G, PVD, PVC

I palotiranti Geopal® possono essere posti in opera anche inclinati di un angolo α rispetto alla verticale. A tal proposito risulta importante specificare che la portata geotecnica dei pali inclinati potrà essere calcolata allo stesso modo di un palo verticale (stesse ipotesi di partenza e stessi metodi di calcolo).

Risulta importante evidenziare che, seppure il peso di terreno gravante sulla superficie superiore del palo ne aumenti la portata geotecnica per via di una pressione (non considerata nelle formule precedentemente indicate poiché non presente nel caso di pali verticali), il calcolo della portata geotecnica per pali a vite Geopal® inclinati va a vantaggio di sicurezza.

C 4 - TIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE

Nel campo delle fondazioni speciali, i tiranti tradizionali sono costituiti per lo più da trefoli, ovvero funi d'acciaio, che una volta infilati dentro ad un foro di perforazione, vengono bloccati iniettando malta cementizia in pressione.

La versione di tirante ad asta rigida marchiata Geopal® e prodotta da Geopalitalia, rappresenta, per le terre fini, la tecnologia migliore, poiché rapida, efficace e sicura per realizzare barriere di contrasto alla spinta di masse instabili, ovvero come ancoraggio antiribaltamento per una struttura con stabilità precaria.

Similmente ai tiranti utilizzati dalle imprese di fondazioni speciali negli Stati Uniti, i tiranti Geopal® sono caratterizzati da un'asta di tondo d'acciaio filettata alle estremità sulla quale vengono saldate varie eliche di opportuno diametro, passo e spessore, così da costituire elementi di contrasto posizionati lungo l'asse della barra di tensione.

I vari elementi vengono giuntati in cantiere tramite dei manicotti ad oliva, pure ricavati per tornitura di un tondo d'acciaio pieno, quindi filettati femmina alle estremità, così da consentire l'avvitamento delle diverse barre d'acciaio armate. Come si può evincere dalla ricca bibliografia americana, dove vari autori trattano questo argomento a seconda dei terreni da penetrare, coesivi o granulari, vengono utilizzate formule di diversa concezione e complessità che di seguito esponiamo.

C 5 - METODO DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE A TRAZIONE DEI TIRANTI Geopal®

Riconducendoci agli autori che, più di altri, hanno reso accessibile con le proprie formule il processo di verifica delle portate dei tiranti di questo tipo, fino ad oggi le teorie geotecniche a cui si poteva ricorrere erano le "formule geotecniche classiche adattate", le quali sono già state menzionate nel paragrafo che tratta dei palotiranti.

Si ricorda che queste si suddividono nel metodo del Carico Individuale (Hoyt e Clemence, 1989) e in quello del Taglio Cilindrico (Narasimha, 1993), e che in seguito agli studi del Prof. Howard A. Perko (University of Colorado, USA, 2009) sono state adattate in modo tale da poter essere utilizzate non solo nel campo della compressione, ma anche in quello della trazione.

Ciò è permesso dall'introduzione del fattore di riduzione $\lambda_t=0,87$, che tiene conto del rapporto diametrale elica/fusto oltre che il disturbo del terreno dovuto all'avvitamento degli elicoidi durante l'infissione.

Negli ultimi decenni, riscontrata una certa incertezza di risultati nelle teorie geotecniche "classiche" dei tiranti, vari autori internazionali si sono dedicati ad approfondire la tematica della resistenza geotecnica allo sfilamento di ancoraggi multipli, similari al modello di tirante prodotto dalla Geopalitalia. Tra questi si è distinto il Prof. Dott. Ing. Richard Merifield (University of Newcastle Australia) le cui ricerche, confrontate con tutti i procedimenti ad oggi disponibili ed integrate da un'analisi agli elementi finiti, hanno dimostrato omogeneità di comportamento e attendibilità nei confronti delle prove di carico. Questi risultati trovano però credibilità limitatamente ai terreni coesivi e non nei terreni granulari, ciò avviene a causa di una serie di fattori che rendono inefficace la teoria, che quindi è ancora in fase di sviluppo. Dunque per il calcolo della capacità di resistenza dei tiranti ancorati in terreni granulari, si continua a fare affidamento sulle teorie geotecniche "classiche" e su quelle basate sulle rilevazioni dirette tramite penetrometrie statiche di Meyerhof.

La teoria di Merifield è valida per il calcolo della resistenza a sfilamento di ancoraggi multipli di forma circolare o ad elica, in terreni coesivi e in con-

dizioni non drenate; inoltre sono poste le ipotesi semplificative di terreno omogeneo ed asta del tirante con diametro trascurabile.

Detto ciò si rileva che sia per geometria che per composizione del sistema, i tiranti considerati nella ricerca sono comparabili con le tipologie di tiranti prodotti da GeopalItalia. In particolare si faccia riferimento ai seguenti articoli di ricerca:

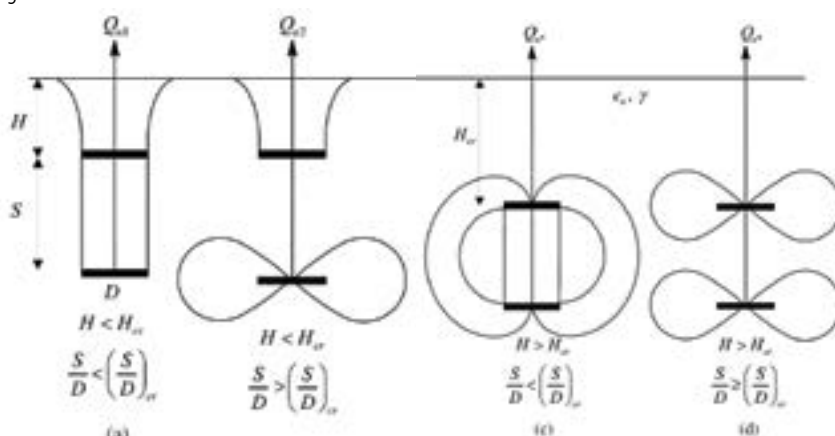
- "Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay" - R.S. Merifield (2011);
- "Resistenza allo Sfilamento di Ancoraggi Multipli ad Elica in Terreni Coesivi in Condizioni Non Drenate" - G. Simoni (2012);

L'autore individua come prima cosa i possibili meccanismi di rottura geotecnica concernenti i tiranti. Per fare ciò individua 2 principali variabili: il rapporto di profondità H/D , con H =profondità del primo disco e D =diametro disco; e il rapporto di distanza tra i dischi S/D , con S =distanza tra i dischi. Da queste derivano i 4 possibili meccanismi di rottura del terreno esemplificati nella figura seguente (Figura C.16, dall'articolo di R.S. Merifield "Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay (2011)" con la modifica correttiva rilevata nell'articolo di G. Simoni "Resistenza allo Sfilamento di Ancoraggi Multipli ad Elica in Terreni Coesivi in Condizioni Non Drenate (2012)").

Il primo meccanismo (a) evidenzia la rottura troncoconica del terreno che giunge fino alla superficie a causa della poca profondità del primo disco, inoltre l'esigua distanza tra gli stessi fa sì che la rottura sia globale, cilindrica e non individuale. Nel secondo (b) si mantiene la rottura superficiale del primo disco, ma si sottolinea come il maggior intervallo tra i dischi permetta la rottura individuale del terreno attorno allo stesso. Dal terzo meccanismo (c) si rileva una rottura profonda e globale. Per ultimo il quarto meccanismo (d) espone l'ideale rottura profonda e individuale di tutti i dischi considerati.

Si deve dunque porre attenzione a due condizioni, la profondità del primo disco e la distanza tra i dischi. GeopalItalia osserva da sempre questi vincoli, ponendo il primo disco oltre la profondità di 5÷7 volte il diametro del disco e garantendo la minima distanza tra gli stessi di 2÷3 volte il loro diametro. Primo compito del tecnico incaricato sarà dunque quello di individuare la casistica del meccanismo di rottura in cui si ricade, per poi

Figura C.21



utilizzare i metodi di calcolo proposti nello studio di Merifield, di cui qui si ripropongono solo le formule principali:

$$Q_U = \sum_1^N Q_{Ui} = Q_{U1} + m \cdot Q_{U2}$$

con

Q_{U1} = resistenza del disco più superficiale,

m = n° eliche profonde (dunque esclusa la prima più superficiale),

Q_{U2} = resistenza dei dischi profondi.

In particolare, generalmente si ha:

$$Q_{Ui} = A \cdot c_u \cdot N_{c1} \quad \text{con} \quad N_{c1} = N_{c01} + \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad \text{con} \quad N_{c01} = 13,7 \cdot \left(1 - e^{-0,35 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)}\right)$$

con

A = area netta del disco,

c_u = coesione non drenata,

γ = peso di volume del terreno,

H = profondità del primo disco,

D = diametro del disco,

e = numero di Nepero, costante matematica $\approx 2,718$.

Nel caso in cui si sia di fronte ad un meccanismo di rottura individuale si faccia attenzione ad utilizzare il rapporto H/D equivalente:

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{eq} = 1,12 \cdot \left(\frac{S}{D}\right)^{\frac{4}{3}}$$

la quale formula fa quindi riferimento alla distanza tra le eliche, S .

Per la trattazione completa e dettagliata della formulistica si faccia riferimento agli articoli citati.

C 6 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE A TRAZIONE DEI TIRANTI Geopal®

C 6.1 - PREMESSA

Come esempio dimostrativo, si pone l'obiettivo di determinare la capacità

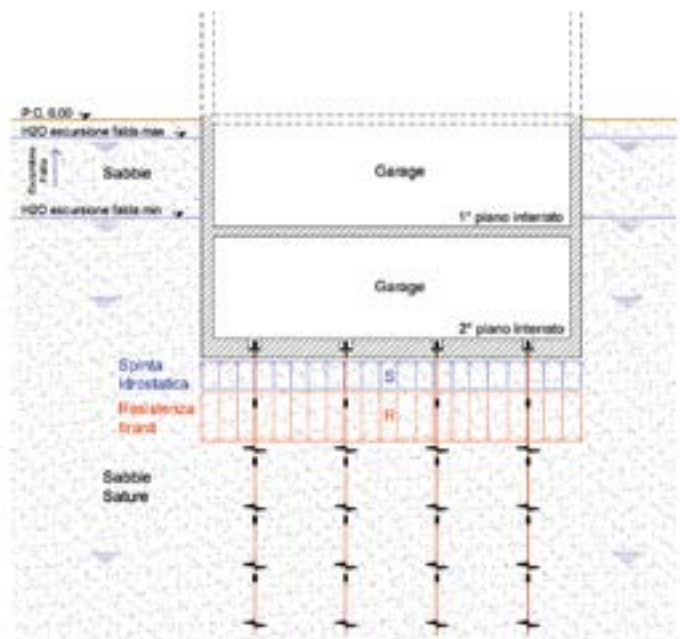


Figura C.22

resistente di un tirante Geopal® posizionato sotto una platea di fondazione soggetta ad una spinta di sollevamento, dovuta ad un innalzamento della falda come nell'esempio sottostante.

C 6.2 - ESEMPIO 1: CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE DI UN TIRANTE IN TERRENO COESIVO TIR-AP

C 6.2.1 - Dati di progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti parametri geotecnici della stratigrafia. Le prove penetrometriche CPT forniscono i dati di campagna R_p e R_L . Da questi si ricavano i dati elaborati utilizzando abachi, formule e tabelle (in Appendice se ne propongono alcuni).

Strato omogeneo <i>Argilla Limosa</i>
$R_{p\text{ medio}} = 18,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c\text{ m}} = 1,765 \text{ MPa}$
$R_{L\text{ medio}} = 0,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s\text{ m}} = 0,064 \text{ MPa}$
$\gamma_{\text{sat}} = 1800 \text{ kg/m}^3$
$\phi = 19^\circ$
$c_u = 0,90 \text{ kg/cm}^2 = 9000 \text{ kg/m}^2$

Tabella C.7 - Caratteristiche geotecniche dello strato di terreno interessato.

C 6.2.2 - Calcolo della portata geotecnica

Il terreno in considerazione è coesivo, perciò siamo all'interno del campo di applicazione della teoria di calcolo di Merifield per la capacità resistente dei tiranti.

Nel caso specifico si utilizza un tirante Geopal® TIR 52.5000.300.75.12/4V, composto da 5 elementi giuntati da 1 m, con tondino $\varnothing 52 \text{ mm}$, di cui il primo liscio e gli altri quattro armati con eliche $\varnothing 300 \text{ mm}$ sp. 12 mm.

Il primo obiettivo è quello di individuare la casistica del meccanismo di rottura in cui si ricade, per poi utilizzare il metodo di calcolo adeguato proposto da Merifield.

Considerando i dati geometrici del tirante:

H (distanza 1° disco dal piano di fondazione) = 1,725 m;

D (diametro eliche) = 0,300 m;

S (spaziatura tra le eliche) = 1,00 m;

n° tot eliche = 4;

si vanno ad individuare i seguenti rapporti caratteristici:

$$\frac{H}{D} = 5,75 \text{ m} < \left(\frac{H}{D}\right)_{CR} \quad \text{con} \quad \left(\frac{H}{D}\right)_{CR}$$

ricavabile dalla formula

$$N_{Coi} = 13,7 \cdot \left(1 - e^{-0,35 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)_{CR}}\right) < 12,6$$

$$\frac{S}{D} = 3,33 \text{ m} > \left(\frac{S}{D}\right)_{CR} = 2 \div 3$$

Da questi risultati si individua che il meccanismo di rottura del caso è il (b) della Figura C.16, con una rottura superficiale per il primo disco ed una

rottura individuale dei dischi più profondi.

Si calcolano ora i dati necessari a svolgere la formulazione:

$$Q_U = \sum_1^N Q_{Ui} = Q_{U1} + m \cdot Q_{U2}$$

$$A_{netta} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$N_{C_1} = N_{C0_1} + \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad \text{di cui} \quad N_{C0_1} = 13,7 \cdot \left(1 - e^{-0,35 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)}\right)$$

$$Q_{U1} = A \cdot C_U \cdot N_{C_1} = 7,54 \text{ ton}$$

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{eq} = 1,12 \cdot \left(\frac{S}{D}\right)^{\frac{4}{3}}$$

$$= N_{C0_2} + \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad \text{di cui} \quad N_{C0_2} = 13,7 \cdot \left(1 - e^{-0,35 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)_{eq}}\right)$$

$$Q_{U2} = A \cdot C_U \cdot N_{C_2} = 7,47 \text{ ton}$$

$$m = n - 1 = 3$$

In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità resistente geotecnica dei tiranti come:

$$Q_{U \text{ geotecnica}} = Q_{U1} + m \cdot Q_{U2} = 29,95 \text{ ton} \cong 299,5 \text{ kN}$$

È da tenere in considerazione il fatto che l'autore, Merifield, ha costruito la sua teoria perché rispecchi con criterio la reale portata di resistenza del tirante e si nota che i risultati ottenuti nella ricerca sono confrontabili con i risultati delle prove di carico e delle analisi agli elementi finiti, tutto ciò senza utilizzare alcun coefficiente riduttivo indicato dalle Normative.

Tuttavia, volendo applicare i coefficienti di sicurezza previsti dalle NTC 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018), avremo che $\xi = 1,48$ (numero di verticali indagate pari a 3) e $\gamma_R = 1,25$ (coefficiente parziale a trazione) per cui si ottiene il seguente risultato:

$$Q'_{U \text{ geotecnica}} = \frac{Q_u}{\xi \cdot \gamma_R} = 16,18 \text{ ton} \cong 161,81 \text{ kN}$$

C 6.2.3 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del tirante e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p nella stessa maniera esposta nel capitolo dei pali di fondazione. Dunque, per ciascuna configurazione tirante-elicoide prodotta da Geopalitalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

I valori tabellati, agli SLU, riguardanti il tirante in questione (TIR 52.5000.300.75.12/4V), per ciascun disco, sono:

$$Q'_i = 102,00 \text{ kN}$$

da cui la totale capacità resistente strutturale del tirante

$$Q'_{strutturale} = 408,00 \text{ kN} \cong 40,80 \text{ ton}$$

C 6.2.4 - Individuazione finale della portata del tirante

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate sia con il metodo

geotecnico scelto che con il metodo strutturale, il progettista verificherà quale risulta limitante nel caso in esame. Quindi attribuirà al tirante la portata minima tra quelle ottenute, che nell'esempio in questione risulta essere quella geotecnica.

In questo caso quindi, il tirante considerato ha capacità resistente di 29,95 ton $\approx$ 299,50 kN secondo il criterio di Merifield, che si risulta di 16,18 ton $\approx$ 161,81 kN secondo la Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2018.

C 6.3 - ESEMPIO 2: CALCOLO DELLA CAPACITÀ RESISTENTE DI UN TIRANTE IN TERRENO GRANULARE TIR-AP

C 6.3.1 - Dati di progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti parametri geotecnici della stratigrafia. Le prove penetrometriche CPT forniscono i dati di campagna R_p e R_L . Da questi si ricavano i dati elaborati utilizzando abachi, formule e tabelle (in Appendice se ne propongono alcuni).

Strato omogeneo <i>Sabbia Limosa</i>	
$R_{p \text{ medio}} = 48,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{cm} = 4,707 \text{ MPa}$	
$R_{L \text{ medio}} = 0,95 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{sm} = 0,093 \text{ MPa}$	
$\gamma_{sat} = 1950 \text{ kg/m}^3$	
$\phi = 28,50^\circ$	
$c_u = 0,01 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$	

Tabella C.8 - Caratteristiche geotecniche dello strato di terreno interessato.

C 6.3.2 - Calcolo della portata geotecnica

Il terreno in considerazione è un granulare incoerente, perciò, per il calcolo della portata resistente di un tirante, ricadiamo nel campo di applicazione del metodo geotecnico " R_p - R_L " (Meyerhof).

Nel caso specifico si utilizza un tirante Geopal® TIR 52.5000.300.75.12/4V, composto da 5 elementi giuntati da 1 m, con tondino $\varnothing$ 52 mm, di cui il primo liscio e gli altri quattro armati con eliche $\varnothing$ 300 mm sp. 12 mm.

Il metodo " R_p - R_L " si basa sui valori di resistenza alla punta e laterali che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT (et al.). Questa caratteristica di basarsi sui dati, cosiddetti di campagna, che con certezza e sempre più precisione vengono redatti, fa sì che questo approccio sia il più immediato ma anche il più vicino a rappresentare le reali resistenze offerte dal terreno della stratigrafia in questione. Si fa notare che nel caso della presenza di più prove penetrometriche, sarà compito del progettista scegliere i dati di quella più prossima al punto di infissione del tirante, oppure effettuare una media delle indagini effettuate.

Non è questo il caso poiché l'esempio tratta una stratigrafia omogenea, ma si precisa che l'individuazione del valore della R_p media ai dischi, si individua seguendo le regole già esposte nel paragrafo inerente i pali e nell'appendice. Inoltre, in caso di stratigrafia incoerente, come per i pali PVD il progettista, con lo scopo di sfruttare il lavoro di tutti i dischi in-

stallati, individuerà il disco nella situazione più svantaggiosa e utilizzerà il corrispettivo valore della R_p per il calcolo. Ciò assicurerà che tutti i dischi collaborino per la capacità resistente totale del tirante e si sfrutterà a pieno la tecnologia del tirante Geopal®.

Per quanto riguarda l'apporto dato dalla R_L del tirante, dato l'esiguo diametro dell'asta si concorda con la visione offerta dalla teoria di Merifield, quindi di considerare l'asta ininfluente ai fini dell'attrito laterale, a favore di sicurezza.

Si individua dunque il valore $R_{p\text{ medio}}$:

$$R_{p\text{ medio}} = 48,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

In definitiva questo approccio permette di calcolare la capacità resistente come:

$$Q_U = \sum_1^N A_n \cdot R_{p\text{ medio}}$$

con A_n l'area netta dei dischi, in questo caso tutti uguali.

$$A_n = 685,62 \text{ cm}^2$$

$$Q_{U\text{ singolo disco}} = 32'909,82 \text{ kg}$$

considerando i 4 dischi, si ha:

$$Q_{U\text{ tot}} = 131'639,27 \text{ kg} \cong 131,64 \text{ ton}$$

Applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalle NTC 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018), avremo che $\xi = 1,48$ (numero di verticali indagate pari a 3) e $\gamma_R = 1,25$ (coefficiente parziale a trazione) per cui si ottiene il seguente risultato:

$$Q'_{U\text{ geotecnica}} = \frac{Q_U}{\xi \cdot \gamma_R} = 71,16 \text{ ton} \cong 711,56 \text{ kN}$$

C 6.3.3 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del tirante e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p , nella stessa maniera esposta nel capitolo dei pali di fondazione.

Dunque, per ciascuna configurazione tirante-elicoide prodotta da Geopaltalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

I valori tabellati, agli SLU, riguardanti il tirante in questione (TIR 52.5000.300.75.12/4V), per ciascun disco, sono:

$$Q'_i = 129,00 \text{ kN}$$

da cui la totale capacità resistente strutturale del tirante risulta:

$$Q'_{\text{strutturale}} = 516,00 \text{ kN} \cong 51,60 \text{ ton}$$

C 6.3.4 - Individuazione finale della portata del tirante

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate sia con il metodo geotecnico scelto che con il metodo strutturale, il progettista verificherà quale risulta limitante nel caso in esame. Quindi attribuirà al tirante la

portata minima tra quelle ottenute, che nell'esempio in questione risulta essere quella strutturale.

In questo caso quindi, il tirante considerato ha capacità resistente di 51,60 ton $\approx$ 516,00 kN.

C 7 - APPENDICE: REGOLE DI DIMENSIONAMENTO E PROGETTAZIONE DEI PALI E TIRANTI Geopal®

Di seguito riportiamo le principali regole menzionate nella fase di calcolo precedentemente esposta, cui si deve fare riferimento in caso di utilizzo di palotiranti prodotti da GeopalItalia.

Sono norme riguardanti il dimensionamento sia della geometria dei palotiranti sia della loro capacità portante (geotecnica e strutturale).

- L'interasse tra i pali su medesimo dado di fondazione, come da NTC 2018 "Circolare Esplicativa (2 Febbraio 2009)", deve essere minimo tre volte il diametro, $d = 3 \cdot D$, salvo condizioni particolari. Nel caso dei pali prodotti da GeopalItalia si faccia riferimento al diametro della vite ($D = \phi_{VITE}$).

- In merito alla scelta della tipologia di palo, il progettista ponga attenzione alla lunghezza del palo rispetto al diametro (soprattutto nel caso di P2G), per il possibile verificarsi di svergolamento del fusto (caso raro ma possibile). In particolare è da sconsigliare un'eccessiva lunghezza del palo con fusto liscio, non armato di viti, infisso su terreni particolarmente teneri ed omogenei, che si attesti sullo strato portante con forti carichi indotti. In queste condizioni è preferibile la scelta di una tipologia di palo diversa e più corta, armata con viti (mod. PVD).

Si fa notare che uno strato portante è da ritenersi adeguato quando ha uno spessore minimo di almeno tre volte il diametro della vite ($s = 3 \cdot \phi_{VITE}$) e una $R_p > 30$ kg/cmq. Ciò, per evitare fenomeni di punzonamento dello strato stesso.

- La distanza minima intercorrente tra viti intermedie sul fusto (PVD) dipende dai parametri geotecnici e dalla resistenza R_p degli strati sui quali si vuole posizionare le viti. Tenzialmente è bene assumere una distanza minima di 2÷3 volte il diametro delle viti (ϕ_{VITE}).

- Per i pali a vite continua PVC si assume come riferimento la media pesata dei valori di c_u , caratteristici di ciascun strato attraversato dal cilindro di terreno potenzialmente mobilitato dalla vite continua:

$$c_{u \text{ media pesata}} = \frac{[(c_{u1} \cdot L_1) + (c_{u2} \cdot L_2) + \dots + (c_{un} \cdot L_n)]}{(L_1 + L_2 + \dots + L_n)}$$

- Per la resistenza R_p all'altezza di una vite si considera la media delle R_p misurate nell'intorno della vite. Ciò, per ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. Nel caso in compressione si mediano i valori della R_p tra la profondità di $1 \phi_{VITE}$ sopra la vite e $2 \phi_{VITE}$ sotto la stessa. Nel caso in trazione, invece,

si inverte tale regola e, quindi, si considerano i valori di $R_p \geq 2 \phi_{VITE}$ sopra la vite e $1 \phi_{VITE}$ sotto la stessa.

- Al fine di limitare il cedimento assiale si consiglia poi di utilizzare un valore di R_p ridotto secondo la formula (4). Il coefficiente correttivo C.C. viene determinato dal grafico di figura C.3, in funzione del cedimento ammissibile per l'opera in esame e della resistenza R_p propria dello strato in cui si immorsa il palo (sarà lo strato portante per il palo P2G e quello con R_p minore tra gli strati sui quali poggiano le vite di un palo PVD).
- La capacità portante laterale Q_L viene calcolata sulla base della resistenza R_{Ln} di ciascun strato penetrato dal palo. A tal fine si fa la media dei valori della resistenza laterale per ciascun spessore di terreno individuato. In seguito bisogna porre attenzione alle lunghezze utili ai fini dell'attrito laterale. A tal proposito si ricorda che si trascurano il primo tratto superficiale di 1,50 m, in quanto non utile ai fini dell'attrito laterale, e la lunghezza del palo che rimane fuori terra per l'immorsamento alla fondazione (in genere 10÷30 cm). Si sottolinea che, a volte, serve un copritesta, ossia una piastra di ripartizione (s. 8 mm) che impedisca alla corona del fusto l'azione tagliente sul calcestruzzo dello zoccolo. Infine si ritiene che la punta del palo, per una lunghezza pari al ϕ_{VITE} , non concorra all'attrito utile alla capacità portante laterale.

Resistenza al taglio non drenata c_u

La resistenza al taglio non drenata, c_u , indica il massimo valore della tensione a taglio che il terreno è in grado di sopportare prima che ceda o si rompa. Questo parametro geotecnico è caratteristico solo dei terreni coesivi o parzialmente coesivi, ed aumenta con la densità dei materiali, la profondità ed il grado di sovraconsolidazione. In altre parole, più è alta la resistenza c_u , maggiore è la capacità di carico che trattiene.

Di seguito si riporta una prima tabella di carattere generale che vuole fornire un generico ordine di grandezza del valore della resistenza al taglio non drenata in base al tipo di terreno.

(Valori assunti e confrontati dai libri: "Elementi di Geotecnica" - P. Colombo e F. Colloselli, e "Geotecnica. Prontuario interattivo di geotecnica" - T. Collotta, Vol. 1, 2 e 3).

Tipo di terreno	c_u [kg/cmq]
Sabbia umida e compatta	0,0001
Sabbie argillose/limose	0,01
Argille/Limi sabbiosi	0,1
Argille/Limi magri	0,2
Argille/Limi grassi	0,5
Argille/Limi molto grassi	1÷10

Tabella C.9 - Generica resistenza al taglio non drenata c_u per tipo di terreno.

In genere il valore di c_u si ricava da prove di laboratorio, nello specifico dalla prova a taglio triassiale non consolidata non drenata (TxUU), ma sono

state definite nel corso degli anni delle relazioni empiriche che legano la resistenza alla punta R_p con la resistenza c_u .

Con riferimento agli articoli di Pelli - Ottaviani ("Definizione della resistenza non drenata delle argille del mare Adriatico mediante prove penetrometriche") e di Robertson ("Interpretation of Cone Penetration Test - A unified approach"), si ha la seguente correlazione:

$$c_u = \frac{R_p}{\beta} \quad \text{con } \beta = 10 \div 30$$

Si nota che la relazione è dipendente dal valore β , il quale è un coefficiente adimensionale che varia tra 10 e 30 e il cui valore è correlato al tipo di terreno coesivo e al tipo di penetrometro utilizzato. Esso diminuisce all'aumentare della plasticità del terreno e, quindi, il coefficiente è minore per le argille normal-consolidate e maggiore per quelle sovraconsolidate.

Nella fattispecie, di seguito si riportano tre tabelle che sono state redatte per avere un ordine di grandezza del valore di c_u al variare della R_p , per tre valori tipici di β : basso (argille NC), medio ed alto (argille OC).

Si precisa che la correlazione è valida per i soli terreni coesivi o che ne abbiano una buona parte, difatti il valore di c_u decade drasticamente alla presenza di parti sabbiosa. (Valori assunti dai libri: "Fondazioni" - C. Viggiani; "Geotecnica" - K. Terzaghi, R.B. Peck; e in seguito dettagliati ed elaborati in base agli articoli sopracitati).

1^ Correlazione - $\beta=10$ (NC)		2^ Correlazione - $\beta=20$		3^ Correlazione - $\beta=30$ (OC)	
R_p [kg/cm ²]	c_u [kg/cm ²]	R_p [kg/cm ²]	c_u [kg/cm ²]	R_p [kg/cm ²]	c_u [kg/cm ²]
2	0.20	2	0.10	2	0.07
4	0.40	4	0.20	4	0.13
6	0.60	6	0.30	6	0.20
8	0.80	8	0.40	8	0.27
10	1.00	10	0.50	10	0.33
12	1.20	12	0.60	12	0.40
14	1.40	14	0.70	14	0.47
16	1.60	16	0.80	16	0.53
18	1.80	18	0.90	18	0.60
20	2.00	20	1.00	20	0.67
22	2.20	22	1.10	22	0.73
24	2.40	24	1.20	24	0.80
26	2.60	26	1.30	26	0.87
28	2.80	28	1.40	28	0.93
30	3.00	30	1.50	30	1.00
32	3.20	32	1.60	32	1.07
34	3.40	34	1.70	34	1.13
36	3.60	36	1.80	36	1.20
38	3.80	38	1.90	38	1.27
40	4.00	40	2.00	40	1.33

Tabella C.10 - Resistenza al taglio non drenata c_u per valori di β minimi, medi e massimi.

C 8 - SOFTWARE DI CALCOLO PER DETERMINARE LA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI Geopal®

Disponendo di tre tipologie di pali a vite (P2G, PVD e PVC) che, a seconda di come è strutturato il sottosuolo, Geopalitalia propone al cliente per contenere anche i costi, nel rispetto delle portate richieste, l'azienda ha recentemente realizzato un proprio programma di calcolo in grado di determinare la portata ammissibile del palo prescelto in funzione al cedimento geotecnico limite. Valore, quest'ultimo, che viene stabilito dal progettista affinché siano soddisfatti i parametri strutturali dell'opera da realizzare. È infatti noto al mondo dei progettisti come spesso sia importante dimensionare i pali fondazionali non solo in funzione della portata ma anche dei cedimenti immediati e di consolidazione che non devono risultare superiori a certi valori. Ecco allora che, attraverso una rapida elaborazione dei dati geotecnici acquisiti con prove in situ e l'assegnazione del cedimento ritenuto compatibile con la struttura da realizzare, il progettista può stabilire quale portata assegnare efficacemente al palo, mantenendo il suo cedimento geotecnico limitato ai valori desiderati.

La particolare analisi raggiunta per i pali a vite è stata possibile grazie anche alla loro particolare geometria che consente, nel contempo, di definire, con estrema precisione ed interesse per il progettista, l'incidenza dei costi di una fondazione profonda, ottimizzata sotto ogni aspetto.

Ciò detto, si riporta di seguito una breve guida illustrativa che descrive le principali funzioni e modalità d'uso del software realizzato.

NOTA BENE

La tecnica di calcolo implementata si basa, essenzialmente, sull'impiego dei dati rilevati con prove CPT mediante il metodo geotecnico " R_p - R_L ".

Pertanto il tecnico dovrà verificare che tali prove siano state eseguite correttamente da personale specializzato, che abbia utilizzato strumentazione certificata e con taratura eseguita secondo norme ISO che ne attesta il collaudo non superiore a sei mesi o a 3000 metri di prove eseguite.

C 8.1 - GUIDA PER L'USO DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

C 8.1.1 - Dati di input

1. Prova penetrometrica CPT

Inizialmente deve essere inserita la prova penetrometrica assunta come riferimento per la progettazione, secondo le seguenti tecniche:

- 1) digitazione dei valori di lettura alla punta (R_p) e laterale (R_L);
- 2) elaborazione grafica del diagramma penetrometrico scelto, mediante definizione di una scala grafica di conversione;
- 3) elaborazione automatica previo inserimento dei dati di campagna ottenuti da penetrometro statico.

2. Tipo di palo

Nella sezione "Fondazioni profonde" selezionare il tipo di palo Geopal® (figura C.23).

3. Quota della testa del palo (incassamento)

Nella casella "Incassamento" inserire il valore della quota dal piano campagna da cui parte il palo (figura C.23).

4. Coefficiente di sicurezza

Questo coefficiente esprime il prodotto dei coefficienti parziali imposti dalle NTC 2018: $\gamma_R \cdot \xi$. Si ricorda a tal proposito che la normativa corrente impone di calcolare la capacità portante di progetto dei pali di fondazione come:

$$Q_{LIM} = \frac{Q}{\gamma_R \cdot \xi}$$

dove:

Q_{lim} = carico limite di progetto;

Q = capacità portante calcolata con le formule classiche della geotecnica o con il metodo "R_p-R_L";

γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze caratteristiche;

ξ = fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate.

Assunto $\gamma_R = 1,15$ (coefficiente R3 per la resistenza totale del palo) sono proposti tre possibili valori del coefficiente di sicurezza in funzione di ξ :

- a) $\xi = 1,70$ coef. di sicurezza = 1,96 (1 verticale di indagine)
- b) $\xi = 1,48$ coef. di sicurezza = 1,70 (3 verticali di indagine)
- c) $\xi = 1,34$ coef. di sicurezza = 1,54 (5 verticali di indagine)

A seconda del livello di approfondimento raggiunto dall'indagine geotecnica e geologica sul sito di interesse, il progettista sceglie il coefficiente di sicurezza più consono al caso in esame.

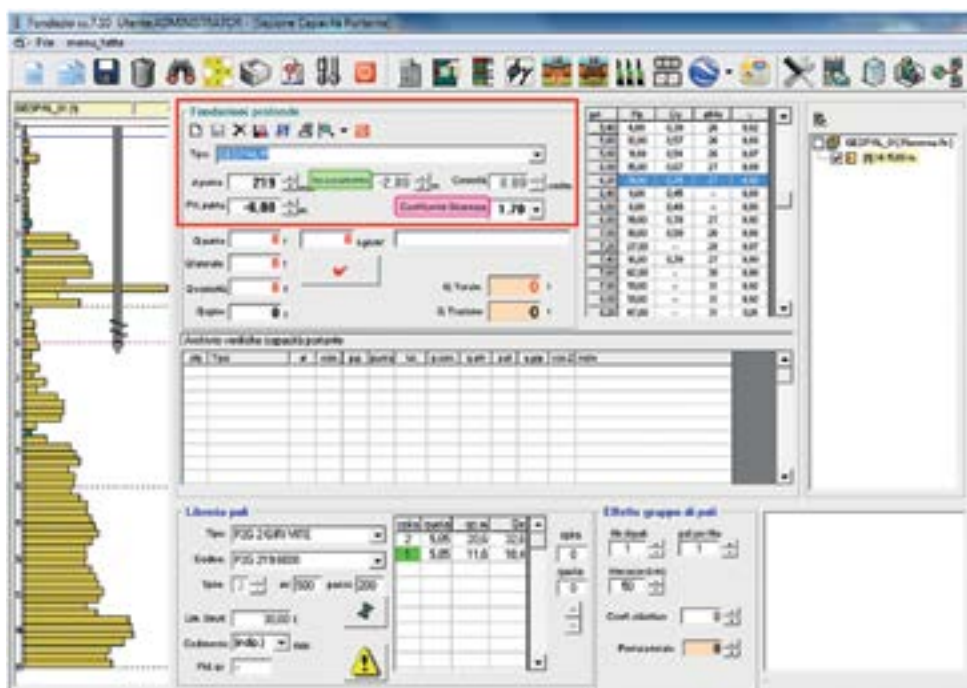


Figura C.23

5. Scelta del modello di palo Geopal®

Nella sezione “Libreria pali”, l’utente seleziona il tipo di palo che più ritiene idoneo per l’opera di progetto (figura C.24).

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei tre modelli di pali a vite Geopal® e i rispettivi campi di lavoro, come riportato al D 1.1.

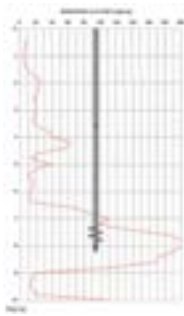
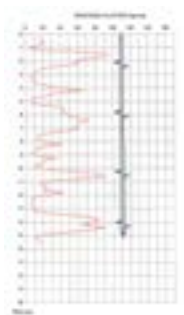
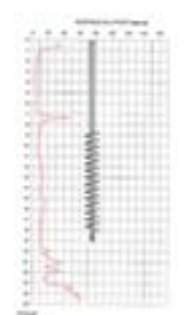
Tipo di palo	Ambito di applicazione	Caratteristiche
P2G	$RP > 50 \text{ kg/cm}^2$ 	Palo che si consiglia intestarne la punta su strati terrosi ad elevata capacità portante. Dissipa il suo carico attraverso la vite 2G, posta nella punta, e per attrito laterale del fusto con il terreno.
PVD	$10 < RP < 50 \text{ kg/cm}^2$ 	Consigliato nei terreni fini dove gli strati portanti si alternano a strati con scarsa capacità portante. Il carico viene dissipato attraverso le viti distanziate presenti lungo il fusto e per attrito laterale.
PVC	$RP < 10 \text{ kg/cm}^2$ 	Consigliato nei terreni coesivi di bassa capacità portante aventi una c_u significativa. La vite continua, che si sviluppa lungo il fusto, dissipa il carico radialmente, ovvero lungo la superficie cilindrica della vite indotta alla mobilitazione.

Tabella C.11 - Caratteristiche principali dei tre modelli di palo Geopal®.

6. Caratteristiche geometriche del palo

Definito il modello di palo da impiegare, si scelgono le caratteristiche geometriche dello stesso mediante il codice identificativo (menu “Codice”) dove, dopo l’indicazione del modello (P2G, PVD o PVC), i due numeri indicano rispettivamente il diametro e la lunghezza del palo (figura C.24).

Per il palo PVD, al termine del codice, viene indicato anche il numero di viti installate.

Selezionato il palo del quale si vuole calcolare la capacità portante, com-

paiono automaticamente il numero di spire (fisso e pari a due per i pali P2G, variabile a scelta per i pali PVD e PVC), il diametro delle spire montate sul palo e il relativo passo. Infine, si ha il limite strutturale che definisce la massima capacità portante del palo, indipendentemente dalle caratteristiche geotecniche del terreno, che non dovrà essere in alcun modo superata.

NOTA BENE

Qualora sia necessario un palo più lungo dei modelli standard selezionabili dal menu, si può allungare il palo direttamente a video dove è rappresentato nel grafico della prova CPT.

Nella sezione *"Fondazioni profonde"* sarà possibile leggere la profondità della punta e, nota la quota di incassamento, definire con precisione la lunghezza del palo.

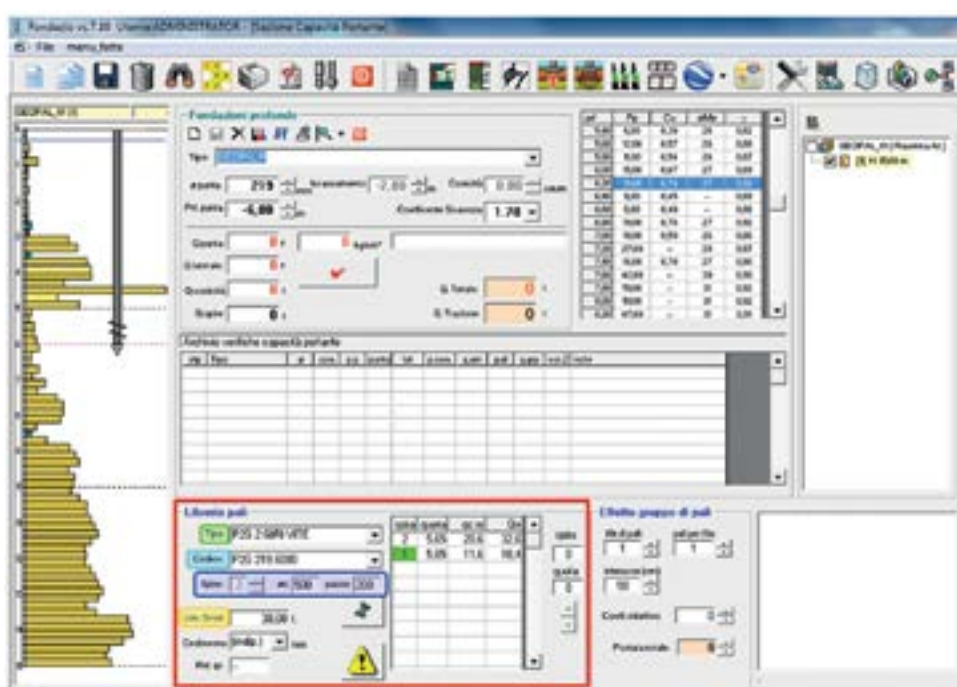


Figura C.24

6.1. Geometria del palo PVD

Come anticipato al punto 6., un palo PVD monta un numero di eliche variabile in funzione della stratigrafia del terreno, del carico previsto e del cedimento ammissibile richiesto per la struttura in elevazione. Il progettista può quindi variare questo numero in corrispondenza della casella *"Spire"* aumentandolo o riducendolo a piacimento (figura C.25).

Nella tabella riportata a fianco delle caratteristiche geometriche del palo (riquadro rosso in figura C.25), si può leggere per ogni vite, identificata da un numero crescente dal basso verso l'alto, la quota alla quale è posizionata e la resistenza alla punta media ($q_{c.m}$), valutata in corrispondenza della spira secondo le regole riportate al C 7 (Appendice: regole di dimensionamento e progettazione dei pali e tiranti Geopal®).

Qualora si voglia modificare la posizione di una spira, sarà sufficiente selezionare il numero identificativo della spira da spostare (appare evidenziata di colore verde) e attraverso le frecce di destra (riquadro verde in figura

C.25) si impone la nuova quota voluta.

Si ricorda che per un palo PVD la distanza tra le spire non deve risultare inferiore a $3\phi_s$ (dove ϕ_s = diametro delle spire o eliche).

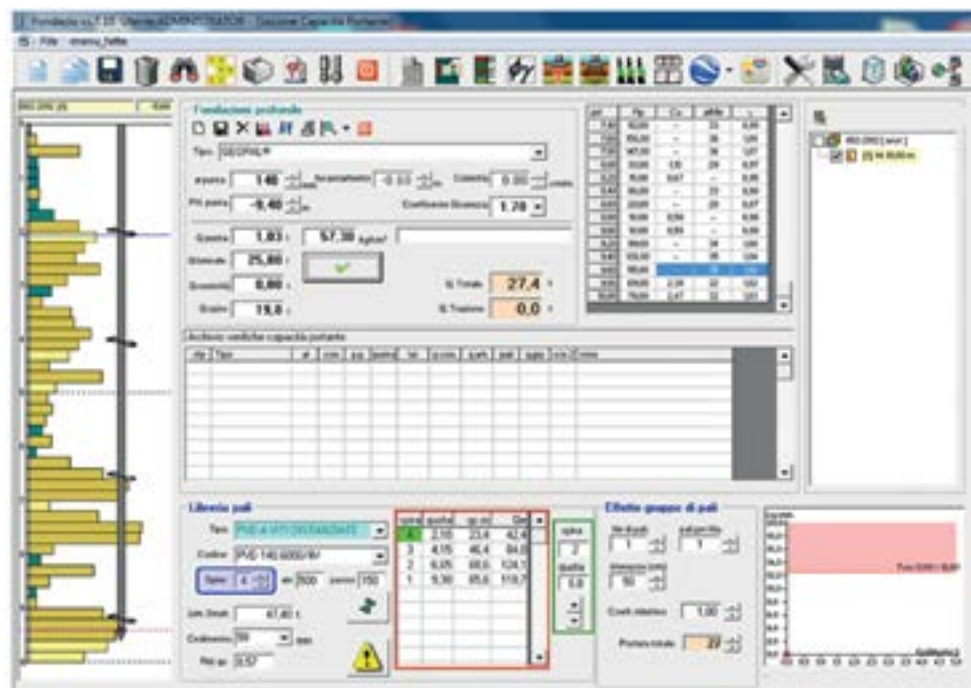


Figura C.25

7. Cedimento ammissibile

È possibile valutare la capacità portante dei pali imponendo anche il valore del cedimento ammissibile per la struttura in elevazione (figura C.26). Secondo quanto già esposto al C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico "R_p-R_L", i valori della resistenza alla punta (R_p) vengono opportunamente ridotti affinché il cedimento atteso del palo caricato sia contenuto entro il limite richiesto.

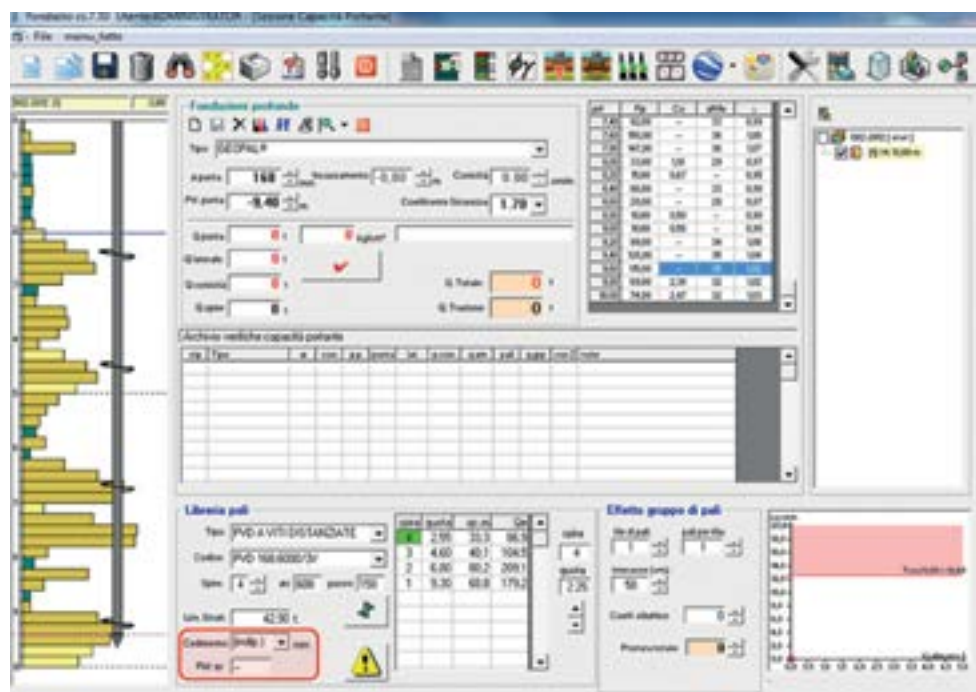


Figura C.26

Il coefficiente di riduzione riportato nella casella "Rid. qc" è ricavato automaticamente dal grafico di figura C.3 in funzione della resistenza alla punta rilevata in corrispondenza dell'elica, o spira di contesto.

Nel caso di pali PVD con più eliche, il programma sceglie di default il valore della resistenza alla punta da ridurre, assumendo il minimo valore medio (qc.m) tra tutte le eliche.

Se il progettista ritiene trascurabile il cedimento che si verificherà una volta caricato il palo, può calcolare la capacità portante del palo senza applicare alcuna riduzione alla resistenza qc selezionando l'opzione "Indip." dal menu di "Cedimento".

C 8.1.2 - Dati di output

Inseriti tutti i parametri sopraesposti si può dunque calcolare la capacità portante del palo premendo sulla spunta rossa (✓). Essa diventerà verde (✓) se tutti gli input sono stati correttamente inseriti e se la capacità portante geotecnica calcolata risulta inferiore a quella strutturale, altrimenti dovrà essere assunta questa ultima come valore di riferimento (figura C.27). Il programma fornisce i risultati seguenti.

1) Capacità portante di punta

È la resistenza offerta dalla superficie di base del palo all'estremità inferiore.

2) Capacità portante laterale

È la resistenza offerta dalla superficie laterale del fusto a contatto con il terreno.

3) Capacità portante delle eliche

È la resistenza data dall'area netta di ogni elica. Nel caso dei pali P2G e PVC si considera l'area che compete al primo elicoide inferiore.

4) Capacità portante totale

È pari alla somma dei contributi descritti ai punti 1), 2) e 3), divisa per il coefficiente di sicurezza imposto dalle NTC 2018.

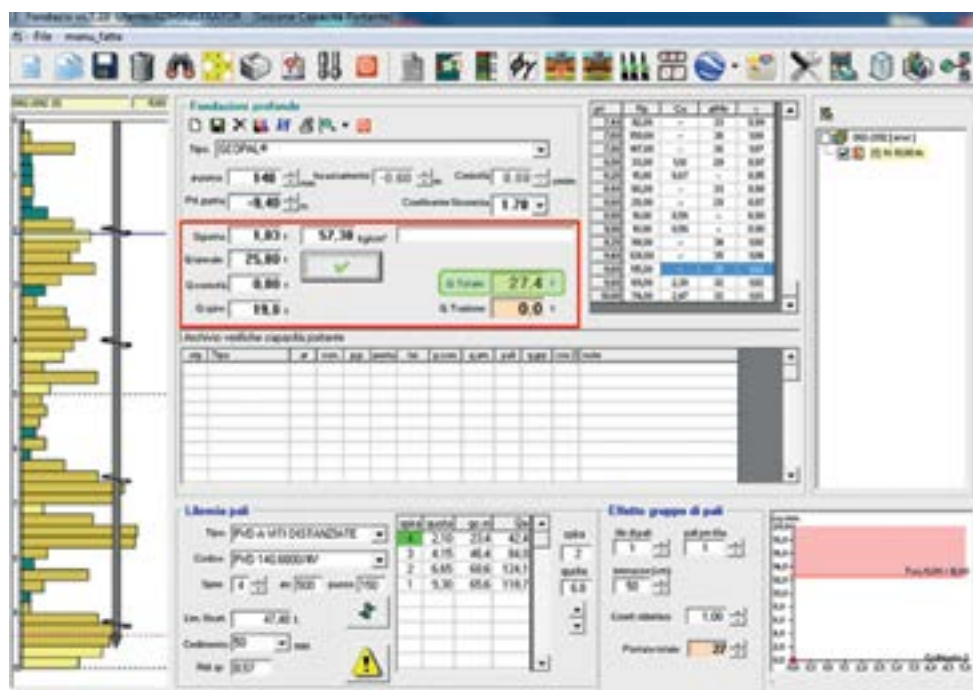


Figura C.27

C 9 - BIBLIOGRAFIA

Hoyt, R.M. and Clemence, S.P. 1989. "Uplift capacity of helical anchors in soil." *12th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2, pp. 1019-1022.

Narasimha Rao, S., Prasad, Y.V.S.N and Veeresh, C. 1993. "Behaviour of embedded model screw anchors in soft clays." *Geotechnique*, Vol. 43, pp. 605-614.

Meyerhof, G.G. 1976. "Bearing capacity and settlement of pile foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 102, No. 3, pp. 195-228.

Perko, H.A. 2009. "Helical Piles: A practical guide to design and installation." 1^a Edizione, pubblicato da John Wiley & Sons, p. 512.

Shahin, M.A. 2014. "Load-settlement modeling of axially loaded steel driven piles using CPT-based recurrent neural networks." *Soils and Foundations*, Vol. 54, No. 3, pp. 515-522.

Pellegrino, A. 1961. "Il penetrometro statico nello studio delle palificate e dei terreni di fondazione." *Quinto convegno di Geotecnica dell'Associazione Geotecnica Italiana*, Palermo, pp. 260-283.

Viggiani C, 1999. "Fondazioni", Hevelius Edizioni, pp. 584.

Tappenden, K.M and Sego, D.C. 2007. "Predicting the axial capacity of screw piles installed in Canadian soils." Master's thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta.

Zanoboni, O. 1939. "Travi ad elica e travi ad asse circolare orizzontale", *Il Cemento Armato - Le industrie del cemento*, n.2.

Merifield, R.S 2011. "Ultimate uplift capacity of multiplate helical type anchors in clay." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137, No. 7, pp. 704-716.

Simoni, G. 2012. "Resistenza allo sfilamento di ancoraggi multipli e ad elica in terreni coesivi in condizioni non drenate." *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica - IARG*, Padova, 2 - 4 luglio 2012.

Colombo, P. e Colloselli, F. 1996. "Elementi di Geotecnica", 2^a Edizione, Zanichelli Editore.

Collotta, T. 2003-2004. "Geotecnica. Prontuario interattivo di geotecnica", 1^a Edizione, Volumi 1-2-3, Dario Flaccovio Editore.

Pelli, F. e Ottaviani, M. 1992. "Definizione della resistenza non drenata delle argille del mare Adriatico mediante prove penetrometriche statiche." *Rivista Italiana di Geotecnica* 3/92, pp. 157-171.

Robertson, P.K. 2009. "Interpretation of Cone Penetration Test - An unified approach." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, pp. 1337-1355.

Terzaghi, R. e Peck, R.B. 1984. "Geotecnica", 2^a Edizione, Utet Editore, pp. 664.

CATALOGO PRODOTTI



D

D 1 - PALOTIRANTI FONDAZIONALI Geopal®: P2G, PVD, PVC

D 1.1 - PREMESSA

È da dire, innanzitutto, che i pali fondazionali a vite Geopal®, svolgendo la duplice funzione di puntoni e tiranti, vengono propriamente chiamati anche palotiranti.

La peculiarità che li distingue da altri pali fondazionali sta nella capacità di ancorarsi nei terreni, proprio come accade per una vite nel legno. La penetrazione avviene per avvitamento e pressione esercitata sulla testa da un avvitatore collegato ad un mezzo d'opera.

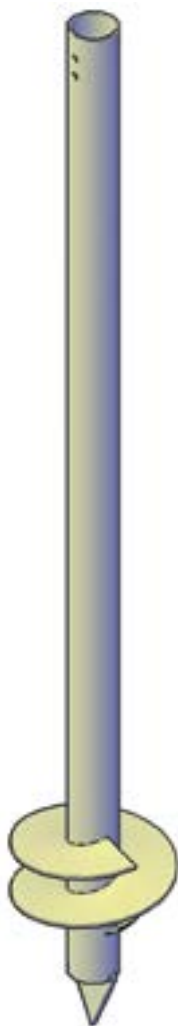
Così come lo si avvita, il palotirante

Geopal® può essere svitato per essere espantato ed, eventualmente, riutilizzato.

Con il termine palotirante si vuole quindi ricordare che, per i pali a vite, si parla di una struttura "ibrida", ossia con duplice funzione, ma caratterizzata sempre da un fusto tubolare cilindrico su cui vengono saldate le viti. Fusto che, grazie alla sua inerzia, riesce a mantenere l'assetto e la rigidità necessari ad imprimere assialmente una consistente forza a compressione, mantenendone la linearità.

Diverso è il caso del "semplice" tirante a vite Geopal®, costituito da una barra modulare rigida d'acciaio giuntabile all'estremità, sulla quale vengono fissati degli elicoidi a disco, di passo geotecnicamente dedicato, che vengono trainati per

Palo P2G



Palo PVD



Palo PVC



rotazione assiale della barra di supporto dentro al terreno incassante. La forza impressa dall'operatore per infiggere un tirante Geopal® è generalmente inferiore a quella richiesta per infiggere un palotirante, essendo la barra d'acciaio meno voluminosa di un fusto tubolare cilindrico. Anche in questo caso, il supporto delle viti è una barra rigida e non un trefolo metallico come accade per i tiranti tradizionali.

Ciò detto, riportiamo di seguito i criteri di base con i quali ci si può orientare nella scelta di un palotirante Geopal® a fronte di una qualsiasi opera da realizzare. La scelta del palotirante più idoneo

è di fondamentale importanza e dipende dai seguenti fattori:

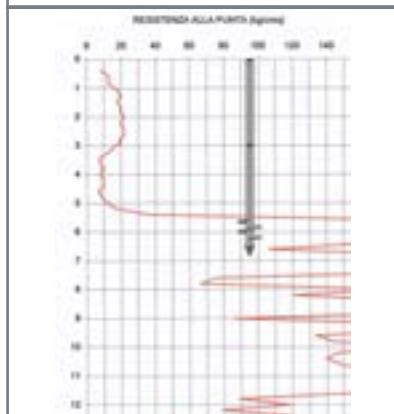
- caratteristiche geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geofisiche del sottosuolo;
- entità dei carichi da dissipare nel sottosuolo;
- tipo di struttura prevista in elevazione;
- cedimenti massimi compatibili con la struttura in elevazione.

In particolare, il numero di viti con cui armare il palo dipende dalla resistenza penetrometrica dei terreni lungo la verticale, dalla resistenza caratteristica delle viti e dalla compatibilità dei cedimenti di progetto con le opere in elevazione.

Rappresentazione di tre situazioni geologicamente differenti, dove il progettista dovrà scegliere il palo fondazionale più adatto a soddisfare, in modo permanente, i carichi trasmessi.

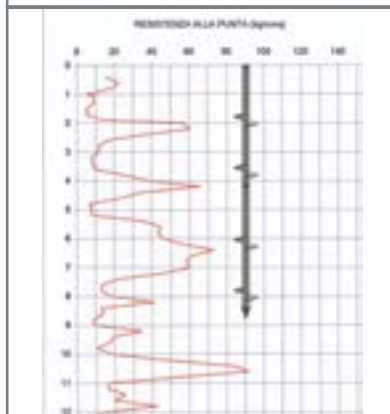
P2G

Palotirante da utilizzare su terreni con valori di $R_p > 50 \text{ kg/cm}^2$



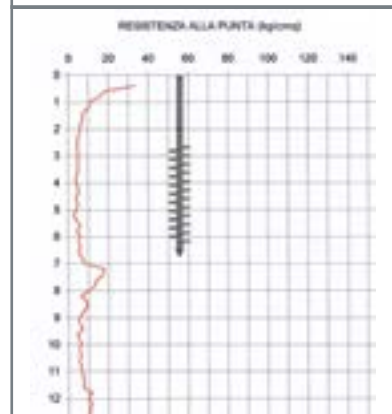
PVD

Palotirante da utilizzare su terreni con valori di $10 < R_p < 50 \text{ kg/cm}^2$



PVC

Palotirante da utilizzare su terreni con valori di $R_p < 10 \text{ kg/cm}^2$
Si consiglia di non superare una lunghezza di 10 m



D 1.2 - Geopal® P2G PALOTIRANTI A 2 GIRI DI VITE

Il palo P2G, come rappresentato a pag. 97, è progettato per scaricare le tensioni indotte attraverso la sua punta a vite, che deve essere ben intestata nel banco portante.

CODICE PALO	Φ fusto (mm)	Sp. fusto (mm)	Lunghezza fusto (mm)	Φ vite (mm)	Q str. max vite 2G (a deformazione amm.)		Q GEO vite 2G
					SLE	SLU	

Serie B.T. (basso tonnellaggio)

P2G 48	48,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	180	2,0 Ton	3,0 Ton	da calcolare
P2G 60	60,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	220	2,0 Ton	3,0 Ton	da calcolare
P2G 76	76,1	4 ÷ 5	da 1000 a 3000	250	3,8 Ton	5,7 Ton	da calcolare

Serie M.T. (medio tonnellaggio)

P2G 90	88,9	8 ÷ 10	da 1000 a 6000	300	7,6 Ton	11,4 Ton	da calcolare
P2G 114	114,3	8 ÷ 10	da 1000 a 6000	400	13,4 Ton	20,1 Ton	da calcolare

Serie A.T. (alto tonnellaggio)

P2G 140	139,7	8 ÷ 10	da 1000 a 6000	500	19,0 Ton	28,5 Ton	da calcolare
P2G 168	168,3	7 ÷ 10	da 1000 a 6000	500	28,5 Ton	42,8 Ton	da calcolare
P2G 219	219,1	7 ÷ 10	da 1000 a 6000	500	38,0 Ton	57,0 Ton	da calcolare

N.B.: Le capacità portanti delle viti a 2 giri (vite 2G) riportate in tabella sono strutturali e considerate a deformazione ammissibile (Q str.)
Le capacità portanti geotecniche (Q GEO) varieranno in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma della portata geotecnica della vite 2G presente sul palo sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

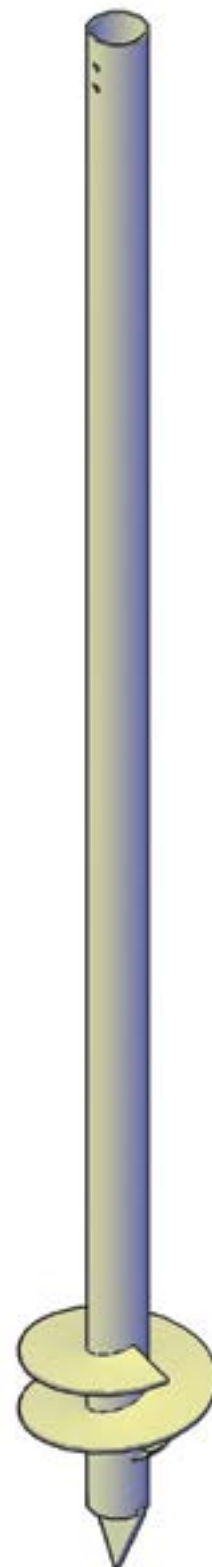


Immagine illustrativa

Tutte le schede prodotto dei modelli sopra riportati sono disponibili nel sito web: www.geopalitalia.com



D 1.3 - Geopal® PVD PALOTIRANTI A VITI DISTANZIATE

Il palo PVD, come rappresentato a pag. 97, è progettato per scaricare le tensioni indotte attraverso le viti distanziate presenti sul fusto in quei terreni con alternanze di strati portanti e strati meno portanti.

CODICE PALO	Φ fusto (mm)	Sp. fusto (mm)	Lunghezza fusto (mm)	Φ vite (mm)	N. viti	Q str. max Σ viti (a deformazione amm.)		Q GEO Σ viti
						SLE	SLU	

Serie B.T. (basso tonnellaggio)

PVD 48/1V	48,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	180	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 48/2V	48,3	3 ÷ 4	da 1500 a 3000	180	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 48/3V	48,3	3 ÷ 4	3000	180	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare
PVD 60/1V	60,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	220	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 60/2V	60,3	3 ÷ 4	da 1500 a 3000	220	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 60/3V	60,3	3 ÷ 4	3000	220	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare
PVD 76/1V	76,1	4 ÷ 5	da 1000 a 3000	250	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 76/2V	76,1	4 ÷ 5	da 1500 a 3000	250	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 76/3V	76,1	4 ÷ 5	3000	250	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare

Serie M.T. (medio tonnellaggio)

PVD 90/1V	88,9	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	300	1	5,7 Ton	8,6 Ton	da calcolare
PVD 90/2V	88,9	8 ÷ 10	da 2000 a 6000	300	2	11,4 Ton	17,1 Ton	da calcolare
PVD 90/3V	88,9	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	300	3	17,1 Ton	25,7 Ton	da calcolare
PVD 90/4V	88,9	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	300	4	22,8 Ton	34,2 Ton	da calcolare
PVD 90/5V	88,9	8 ÷ 10	6000	300	5	28,5 Ton	42,8 Ton	da calcolare
PVD 114/1V	114,3	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	400	1	8,6 Ton	12,9 Ton	da calcolare
PVD 114/2V	114,3	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	400	2	17,2 Ton	25,8 Ton	da calcolare
PVD 114/3V	114,3	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	400	3	25,8 Ton	38,7 Ton	da calcolare
PVD 114/4V	114,3	8 ÷ 10	6000	400	4	34,4 Ton	51,6 Ton	da calcolare

Serie A.T. (alto tonnellaggio)

PVD 140/1V	139,7	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	500	1	10,5 Ton	15,8 Ton	da calcolare
PVD 140/2V	139,7	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	500	2	21,0 Ton	31,5 Ton	da calcolare
PVD 140/3V	139,7	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	500	3	31,5 Ton	47,3 Ton	da calcolare
PVD 140/4V	139,7	8 ÷ 10	6000	500	4	42,0 Ton	63,0 Ton	da calcolare
PVD 168/1V	168,3	7 ÷ 10	da 1500 a 6000	600	1	9,5 Ton	14,3 Ton	da calcolare
PVD 168/2V	168,3	7 ÷ 10	da 4000 a 6000	600	2	19,0 Ton	28,5 Ton	da calcolare
PVD 168/3V	168,3	7 ÷ 10	6000	600	3	28,5 Ton	42,8 Ton	da calcolare
PVD 219/1V	219,1	7 ÷ 10	da 1500 a 6000	700	1	15,2 Ton	22,8 Ton	da calcolare
PVD 219/2V	219,1	7 ÷ 10	da 4000 a 6000	700	2	30,4 Ton	45,6 Ton	da calcolare
PVD 219/3V	219,1	7 ÷ 10	6000	700	3	45,6 Ton	68,4 Ton	da calcolare

N.B.: Le capacità portanti delle viti riportate in tabella sono strutturali e considerate a deformazione ammissibile (Q str.)
Le capacità portanti geotecniche (Q GEO) varieranno in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma delle portate geotecniche di ogni singola vite presente sul palo, sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Tutte le schede prodotto dei modelli sopra riportati sono disponibili nel sito web: www.geopalitalia.com



Immagine illustrativa



D 1.4 - Geopal® PVC PALOTIRANTI A VITE CONTINUA

Il palo PVC, come rappresentato a pag. 97, è progettato per scaricare le tensioni indotte attraverso la vite continua presente sul fusto in quei terreni con strati poco portanti.

CODICE PALO	Φ fusto (mm)	Sp. fusto (mm)	Lungh. fusto (mm)	Φ vite (mm)	Sviluppo vite (mm)	Q str. max vite continua (a deformazione amm.)		Q GEO vite cont.
						SLE	SLU	

Serie M.T. (medio tonnellaggio)

PVC 90/1500	88,9	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	300	1500	19,0 Ton	28,5 Ton	da calc.
PVC 90/3000	88,9	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	300	3000	38,0 Ton	57,0 Ton	da calc.
PVC 90/4500	88,9	8 ÷ 10	6000	300	4500	57,0 Ton	85,5 Ton	da calc.
PVC 114/1500	114,3	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	400	1500	29,0 Ton	43,5 Ton	da calc.
PVC 114/3000	114,3	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	400	3000	58,0 Ton	87,0 Ton	da calc.
PVC 114/4500	114,3	8 ÷ 10	6000	400	4500	87,0 Ton	130,5 Ton	da calc.

Serie A.T. (alto tonnellaggio)

PVC 140/1500	139,7	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	500	1500	29,0 Ton	43,5 Ton	da calc.
PVC 140/3000	139,7	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	500	3000	58,0 Ton	87,0 Ton	da calc.
PVC 140/4500	139,7	8 ÷ 10	6000	500	4500	87,0 Ton	130,5 Ton	da calc.
PVC 168/1500	168,3	7 ÷ 10	da 3000 a 6000	500	1500	43,5 Ton	65,3 Ton	da calc.
PVC 168/3000	168,3	7 ÷ 10	da 4000 a 6000	500	3000	87,0 Ton	130,5 Ton	da calc.
PVC 168/4500	168,3	7 ÷ 10	6000	500	4500	130,5 Ton	195,8 Ton	da calc.

N.B.: Le capacità portanti delle viti continue riportate in tabella sono strutturali e considerate a deformazione ammissibile (Q str.)
Le capacità portanti geotecniche (Q GEO) varieranno in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma della portata geotecnica della vite continua presente sul palo, sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

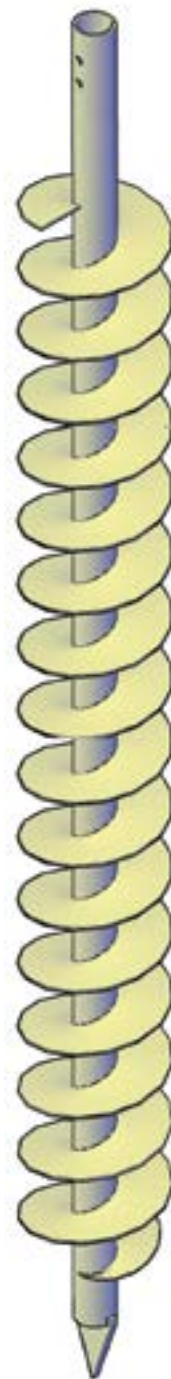
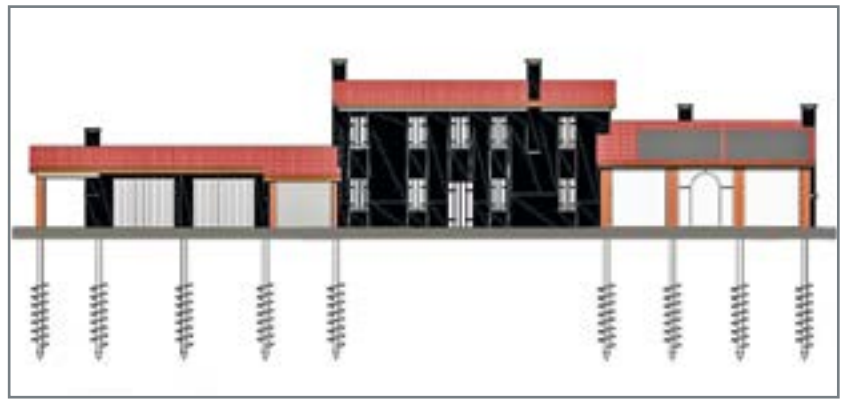


Immagine illustrativa



D 1.5 - Geopal® PRL PROLUNGHE LISCE E ARMATE

PRL-LS (prolunga liscia)

Questa tipologia di prolunga consiste in un semplice elemento tubolare da collegare ai palotiranti: P2G, PVD, PVC.

Diametri disponibili (mm): 48,3 - 60,3 - 76,1 - 88,9 - 114,3 - 139,7 - 168,3 - 219,1.

Lunghezze disponibili (mm): 1000 - 1500 - 2000 - 3000 - 4000 - 6000.

CODICE PROLUNGHE: PRL-L (Φ - Lungh)

PRL-VD (prolunga armata con viti distanziate)

Questa tipologia di prolunga è uguale al palotirante PVD; al posto della punta triangolare è munita di nipplo per la giunzione degli elementi.

Diametri disponibili (mm): 48,3 - 60,3 - 76,1 - 88,9 - 114,3 - 139,7 - 168,3 - 219,1.

Lunghezze disponibili (mm): 1500 - 2000 - 3000 - 4000 - 6000.

CODICE PROLUNGHE: PRL-VD (Φ - Lungh)

PRL-VC (prolunga armata con vite continua)

Questa tipologia di prolunga è uguale al palotirante PVC; al posto della punta triangolare è munita di nipplo per la giunzione degli elementi successivi.

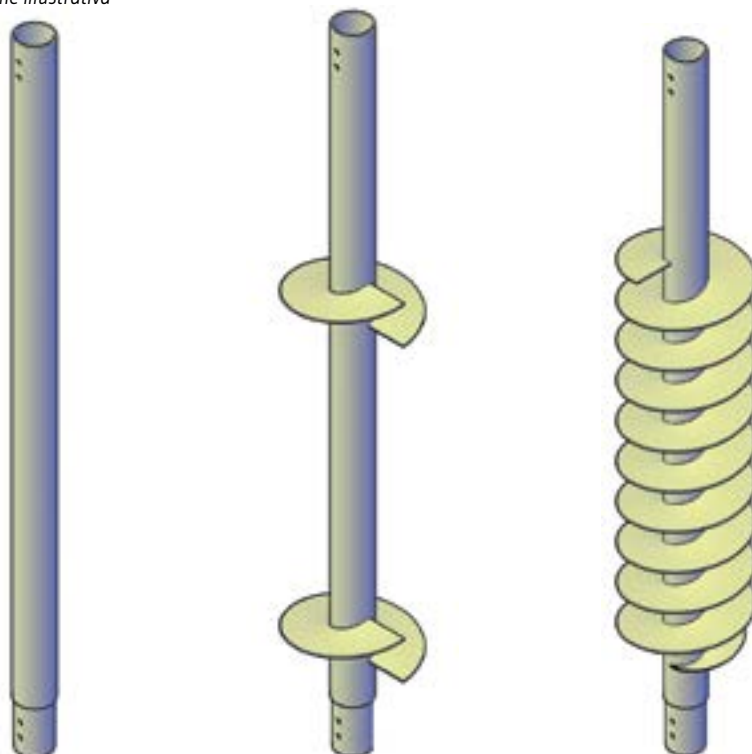
Diametri disponibili (mm): 48,3 - 60,3 - 76,1 - 88,9 - 114,3 - 139,7 - 168,3 - 219,1.

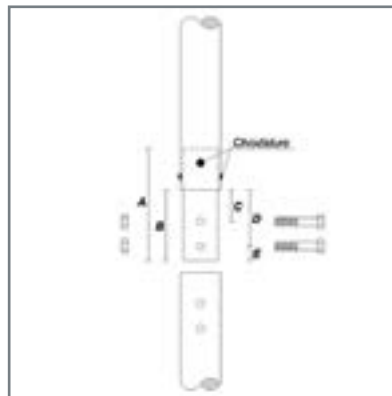
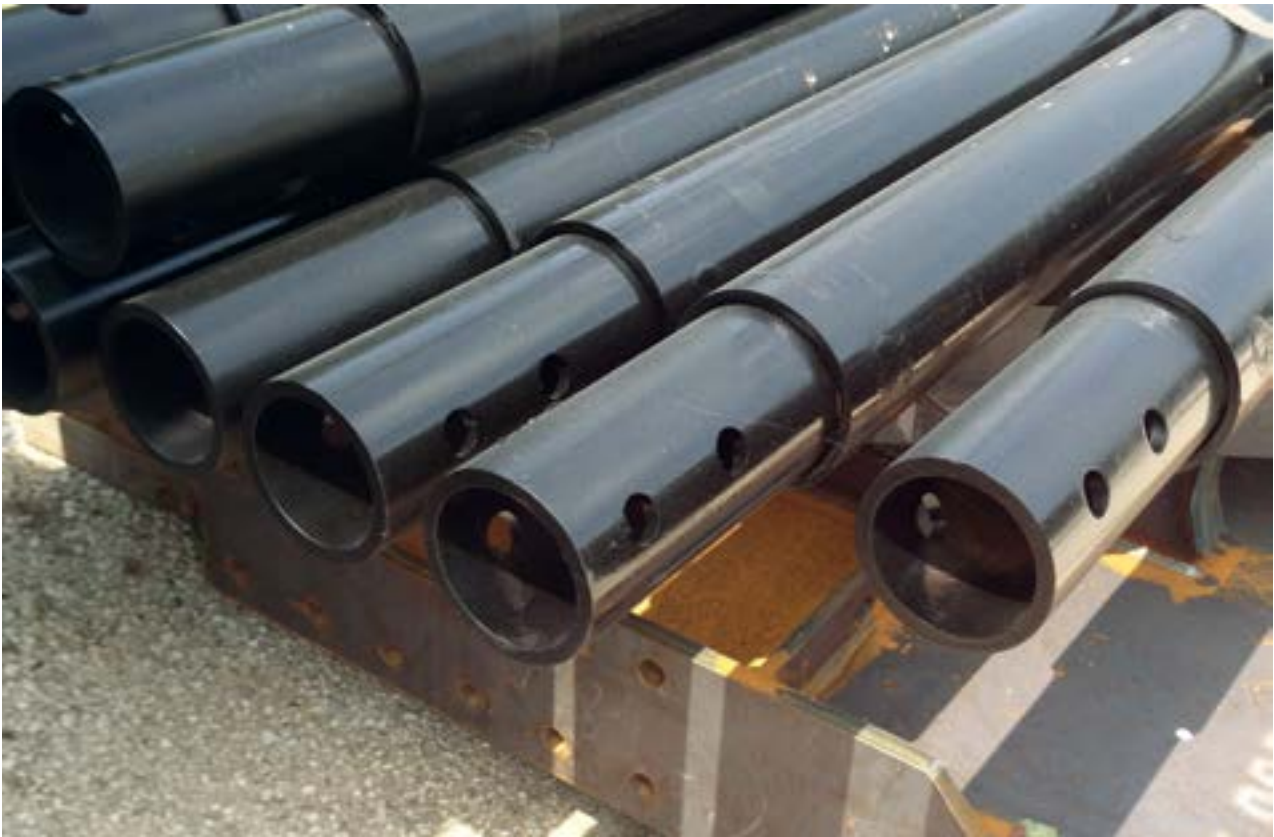
Lunghezze disponibili (mm): 2000 - 3000 - 4000 - 6000.

CODICE PROLUNGHE: PRL-VC (Φ - Lungh)

Le schede prodotto delle 3 tipologie di pali fondazionali a vite Geopal® P2G - PVD - PVC sono riportate da pag. 233.

Immagine illustrativa







D 2 - TIRANTI FONDAZIONALI AUTO-PERFORANTI Geopal® TIR-AP

D 2.1 - Geopal® TIR-AP TIRANTI FONDAZIONALI AUTO-PERFORANTI

Come detto nelle pagine che precedono, i pali a vite Geopal® sono chiamati palotiranti proprio per la loro duplice funzione di pali e tiranti.

Per ottimizzare la funzione di tirante, è stato pensato di sostituire il fusto tubolare cilindrico (cavo) con delle barre di tondo d'acciaio (pieno) così da concedere maggior superficie di contrasto alle viti che, in questo modo, vengono ad aumentare efficacemente la portata unitaria su ogni elemento posizionato.

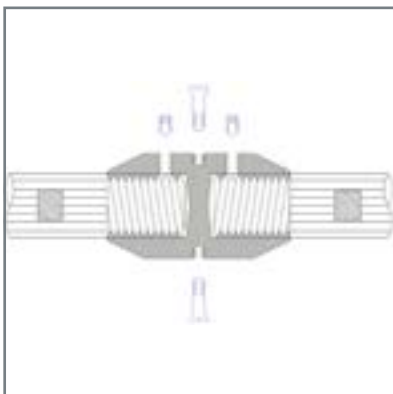
Le barre di tondo pieno vengono così giuntate in cantiere per avvitarmento sui manicotti ad oliva, consentendo all'operatore di infiggere agevolmente il tirante fino alla profondità di progetto o di rifiuto.



Elemento - barra.



Manicotto di giunzione elementi.



La scelta del tirante più idoneo è di fondamentale importanza e dipende dai seguenti fattori:

- caratteristiche geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geofisiche del sottosuolo;
- entità dei carichi da dissipare nel sottosuolo;
- tipo di struttura prevista in elevazione;
- cedimenti massimi compatibili con la struttura in elevazione.

In particolare, il numero di viti con cui armare il tirante dipende dalla resistenza penetrometrica dei terreni lungo la verticale, dalla resistenza caratteristica delle viti e dalla compatibilità dei cedimenti di progetto con le opere in elevazione.

Nel capitolo INGEGNERIA viene illustrato come si procede per calcolare la capacità portante a trazione del tirante Geopal®, utilizzando le formule proposte da autori stranieri come il Prof. Perko dell'Università del Colorado (USA) e il Prof. Merifield della New Castle University (Australia).

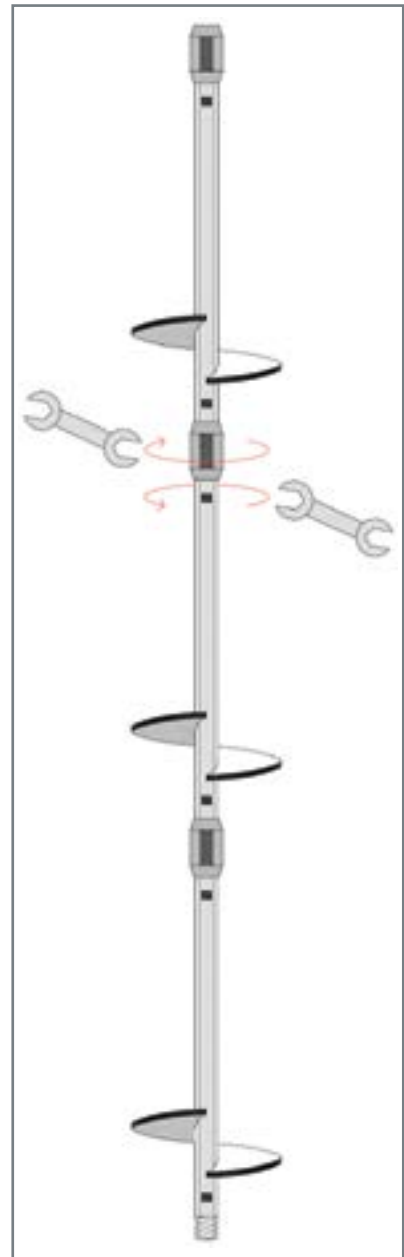
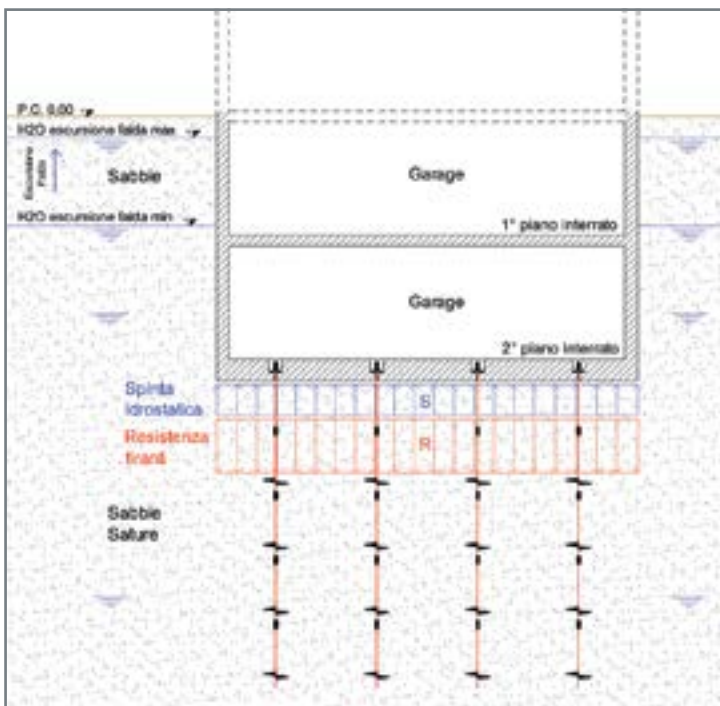
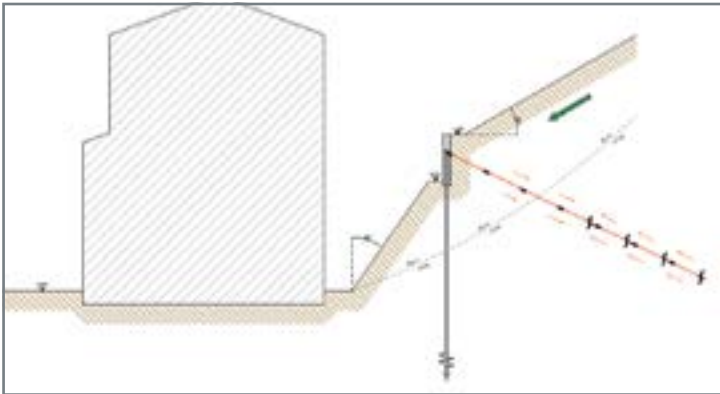
La scheda prodotto del TIRANTE Geopal® è riportata a pag. 239.

CODICE TIRANTE	Φ barra (mm)	Φ vite (mm)	Lungh. elementi (mm)	Capacità portante vite agli SLU	Resistenza snervamento tiranti (SLU)
----------------	--------------	-------------	----------------------	---------------------------------	--------------------------------------

TIR-AP 30/180	30	180	1000	28 kN	238 kN
TIR-AP 36/220	36	220	1000	65 kN	344 kN
TIR-AP 42/250	42	250	1000	68 kN	468 kN
TIR-AP 52/300	52	300	1000	120 kN	718 kN
TIR-AP 60/400	60	400	1000	190 kN	955 kN

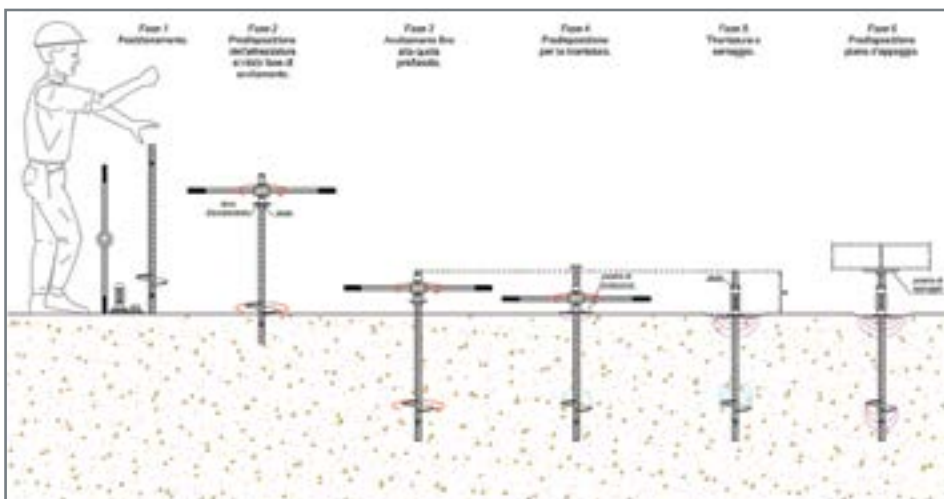
Il tirante Geopal® TIR-AP è calcolato per essere impiegato in terreni con valori di R_p pari a $10 < R_p < 40 \text{ kg/cm}^2$.

D 2.2 - ESEMPI DI UTILIZZO DEI TIRANTI Geopal® TIR-AP



Rappresentazione di tirante Geopal® TIR-AP.

D 2.3 - RAPPRESENTAZIONE DELLE FASI DI INFISSIONE DEI TIRANTI Geopal®



D 3 - FONDAZIONI MISTE: PALOTIRANTI AGENTI SU PIASTRE FONDAZIONALI Geopal® PF

D 3.1 - PREMESSA

I costruttori edili sanno bene che spesso in cantiere è necessario realizzare fondazioni provvisorie di alta capacità portante che, terminata la loro funzione, devono essere rimosse per lasciar libera l'area occupata.

Nel caso di specie, taluni utilizzano plinti prefabbricati enormi o, peggio, gettano enormi colate di cemento a rapida presa per procedere poi con la parte in elevazione.

Il problema non riguarda solamente la realizzazione di queste fondazioni temporanee, ma soprattutto la loro demolizione, sgombero e smaltimento fuori dal cantiere, con costi e tempi spesso superiori a quanto preventivato.

La tecnologia Geopal®, fra le altre, prevede anche l'utilizzo di fondazioni miste, da impiegare sia nella realizzazione di strutture provvisionali sia in quelle definitive, costituite da un palotirante munito in testa di collare di contrasto il quale, infisso per la quasi sua totalità sopra una piastra fondazionale interposta con il terreno di posa, portato a contrazione, agisce come palotirante attivo, similmente al comportamento di un comune tassello a pressione infisso nel cemento.

È così che la piastra fondazionale, fortemente schiacciata al suolo, grazie alla forza esercitata dal palotirante "contratto" induce al terreno la maggior pressione dei carichi indotti assialmente, così da diffonderla dentro due diversi spazi sufficientemente distanziati tra le estremità del fusto, quello superficiale e quello profondo, consentendo di aumentare notevolmente la portata complessivamente richiesta alla fondazione.

CODICE	Dimensione Lato x Lato (mm)	Area (cm ²)	Spessore piastra (mm)	Diametro fusto palo (mm)	PORTATA sola piastra KN
PF 400	400 x 400	1600	4	76 90	Area x R _p
PF 500	500 x 500	2500	4	90 114 140	Area x R _p
PF 600	600 x 600	3600	6	114 140 168	Area x R _p
PF 750	750 x 750	5625	6	140 168	Area x R _p
PF 900	900 x 900	8100	6	219	Area x R _p

La portata delle piastre fondazionali dipende dal valore di resistenza del terreno (R_p) moltiplicata per la loro area.

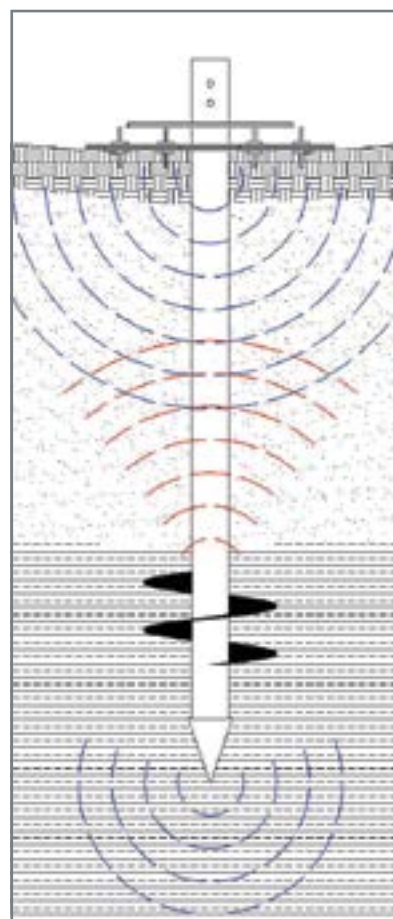
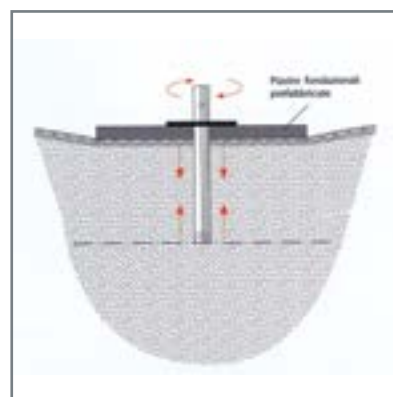
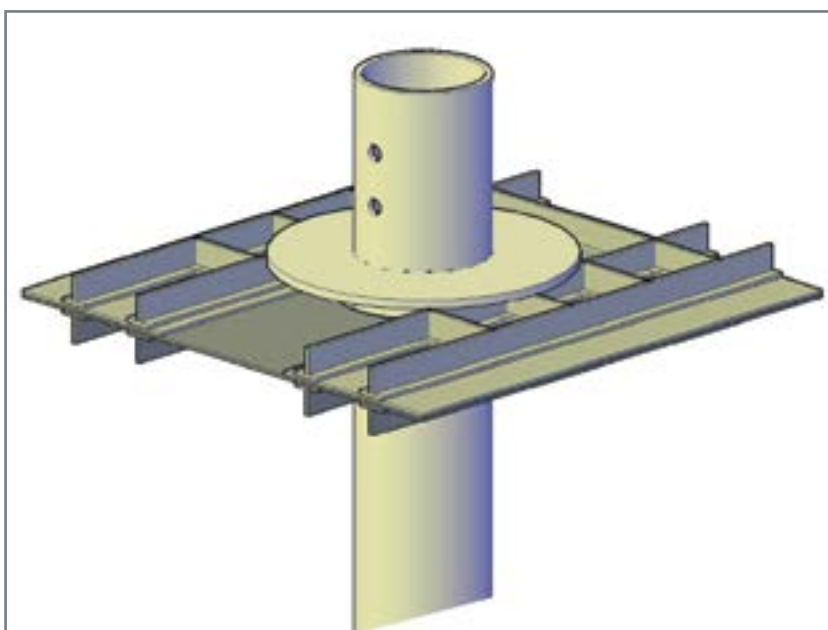
Tutti i nostri modelli di piastre fondazionali, possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.

Ciò permette, in definitiva, di aumentare sensibilmente l'entità dei carichi applicati, raggiungendo valori talora anche di tre-quattro volte maggiori a quelli normalmente ottenuti dal contrasto geotecnico dovuto alla sola vite di punta.

Sperimentalmente si è visto che anche i cedimenti sono quasi sempre limitati a pochi millimetri e, una volta finita la propria funzione, palotirante e piastra fondazionale possono essere completamente ri-

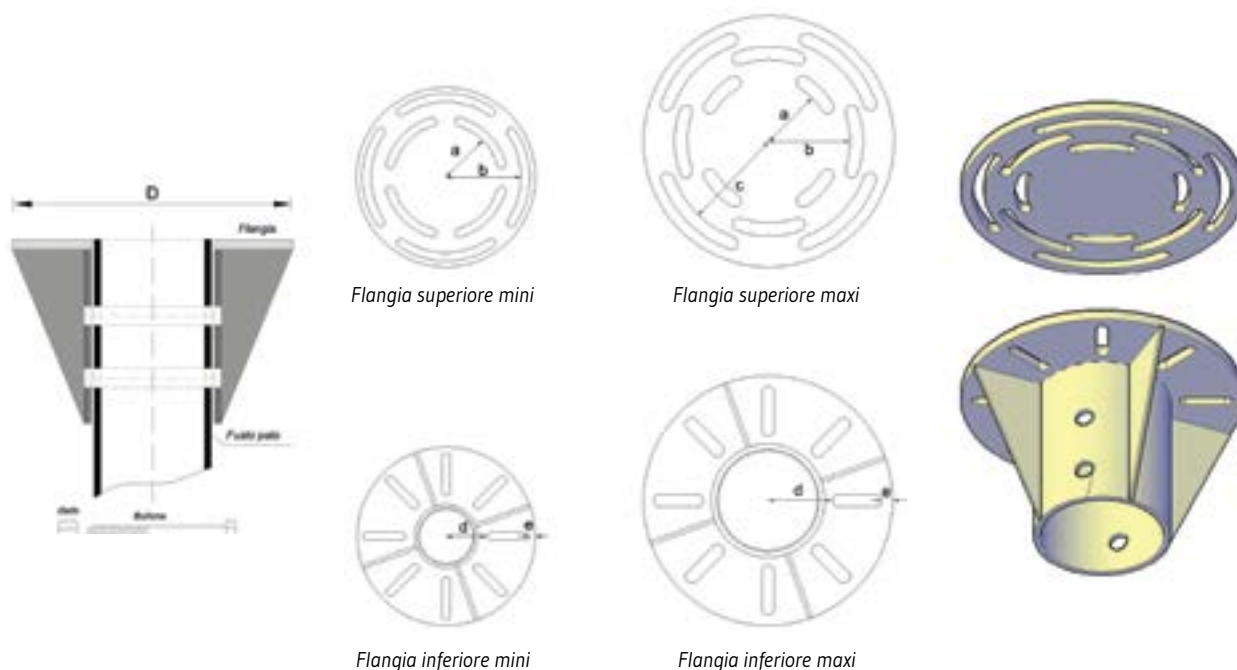
mostrati, per essere riutilizzati in un altro cantiere.

Rapportando il notevole incremento di portata attribuibile alla piastra fondazionale così interagente con il palotirante, il maggior costo di questa fondazione di rapida applicazione e massima efficienza è assai conveniente per il costruttore che, sicuramente, troverà conveniente per quanto riguarda la praticità e la tempistica.



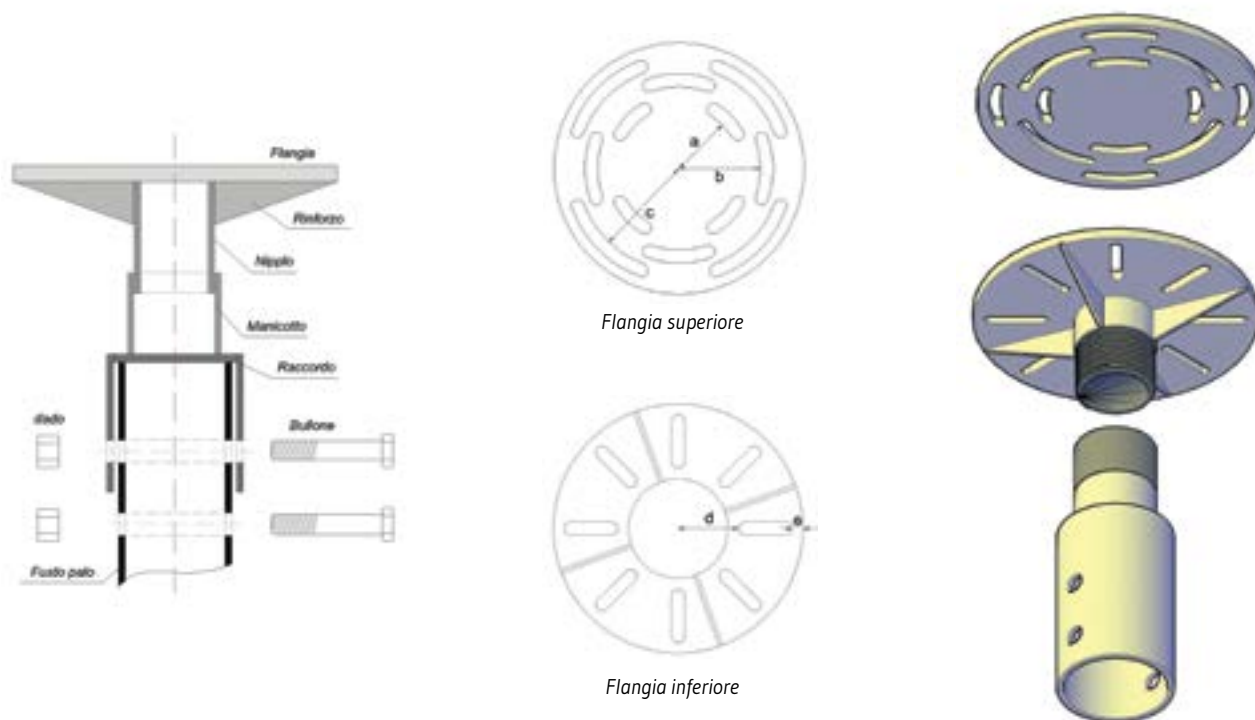
D 4 - INTERFACCE DI COLLEGAMENTO PALI-STRUTTURE Geopal®: IC-F, IC-MF, IC-VT, IC-TR1, IC-TR2, IC-TB

D 4.1 - Geopal® IC-F



	Flangia superiore			Flangia inferiore							
CODICE	a (mm)	b (mm)	c (mm)	Diametro (mm)	Spessore (mm)	Diametro fori asolati (mm)	d (mm)	e (mm)	Eccentricità massima tra piastre (mm)	Diametro fusto palo (mm)	Diametro bicchiere (mm)
IC-F mini 200	53	80	-	200	10	12	37 47	8	40	48,3 60,3	60,3 76,1
IC-F mini 250	73	105	-	250	10 - 15	12	57 62	8	55 45	76,1 88,9	88,9 108
IC-F maxi 350	86	114	142	350	15	18	80 90	15	60 50	114,3 139,7	133 159
IC-F maxi 400	107	137	167	400	15	18	110	15	70	168,3	193,7
IC-F maxi 450	126	159	192	450	15	18	135	15	85	219,1	244,5

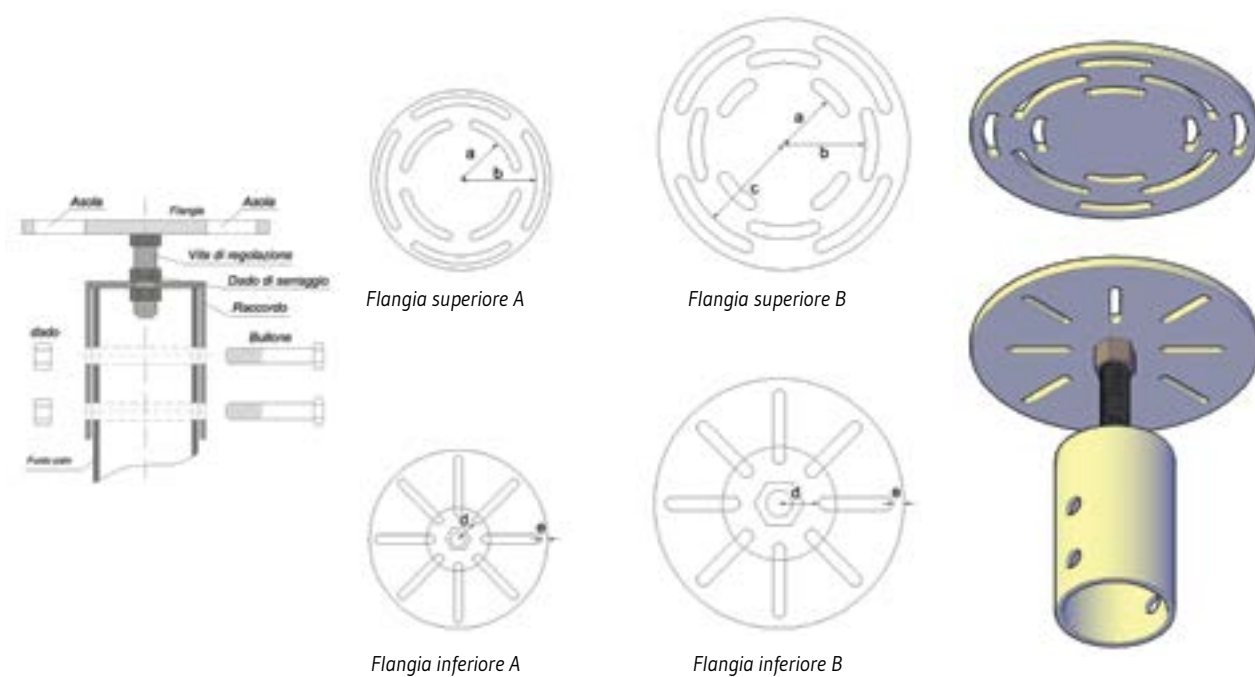
Tutti i nostri modelli di elementi di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.



	Flangia superiore			Flangia inferiore							
CODICE	a (mm)	b (mm)	c (mm)	Diametro (mm)	Spessore (mm)	Diametro fori asolati (mm)	d (mm)	e (mm)	Escursione massima nippolo (mm)	Eccentricità massima tra flange (mm)	Diametro fusto palo (mm)
IC-MF 350	86	114	142	350	15	18	85	15	100	55	139,7
IC-MF 400	107	137	167	400	15	18	100	15	100	70	168,3
IC-MF 450	126	159	192	450	15	18	100	15	100	85	219,1

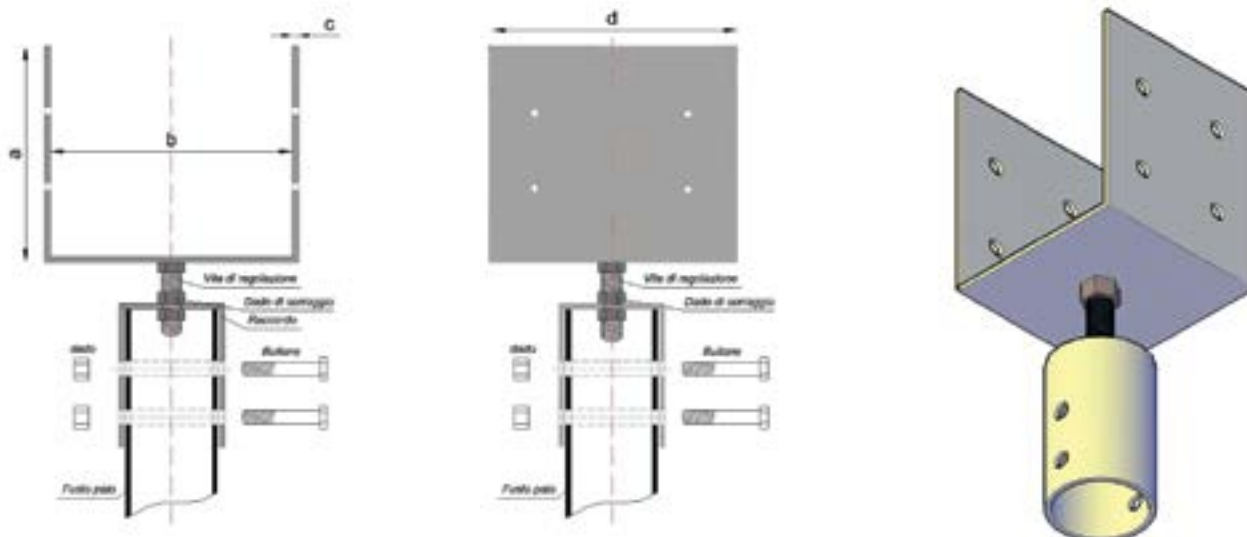
Tutti i nostri modelli di elementi di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.

D 4.3 - Geopal® IC-VT



	Flangia superiore			Flangia inferiore								
CODICE	a (mm)	b (mm)	c (mm)	Diametro (mm)	Spessore (mm)	Diametro fori asolati (mm)	d (mm)	e (mm)	Escursione massima vite (mm)	Eccentricità massima tra piastre (mm)	Diametro fusto palo (mm)	Diametro bicchiere (mm)
IC-VT 200A	53	80	-	200	10	12	27	8	100	40	48,3 60,3	60,3 76,1
IC-VT 250A	73	105	-	250	10 - 15	12	32	8	100	55 45	76,1 88,9	88,9 108
IC-VT 350B	86	114	142	350	15	18	50 55	15	100	60 50	114,3 139,7	133 159
IC-VT 400B	107	137	167	400	15	18	55	15	100	70	168,3	193,7
IC-VT 450B	126	159	192	450	15	18	60	15	100	85	211	244,5

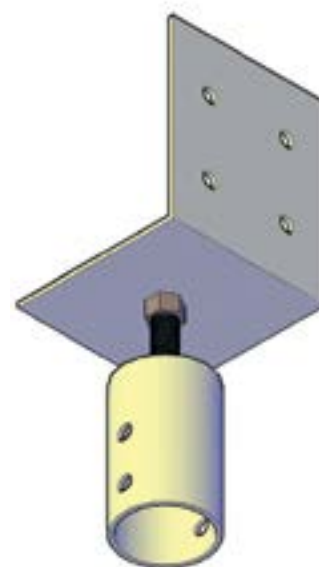
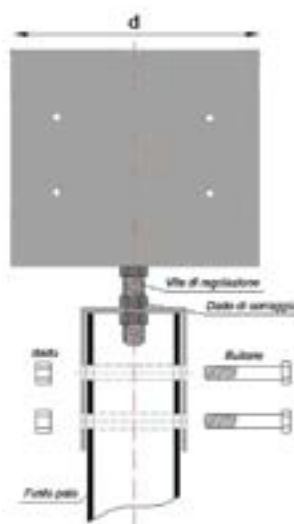
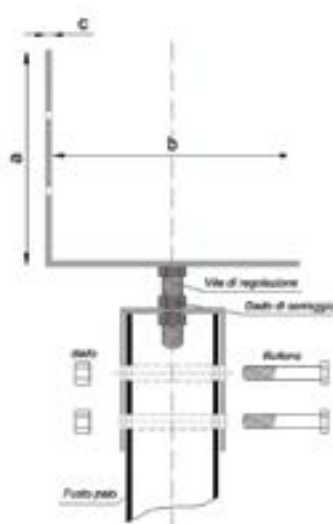
Tutti i nostri modelli di elementi di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.



CODICE	Altezza a (mm)	Larghezza b (mm)	Spessore c (mm)	Profondità d (mm)	Diametro fori e (mm)	Escursione massima vite (mm)	Diametro fusto palo (mm)
IC-TR1 100	100	100	4	150	10	100	48,3
IC-TR1 150	150	150 200	4	150	10	100	60,3 76,1
IC-TR1 200	200	250 300	6	250	10	100	88,9
IC-TR1 250	250	250 300	8	250	12	100	114,3
IC-TR1 300	300	300 350	8	250	16	100	139,7

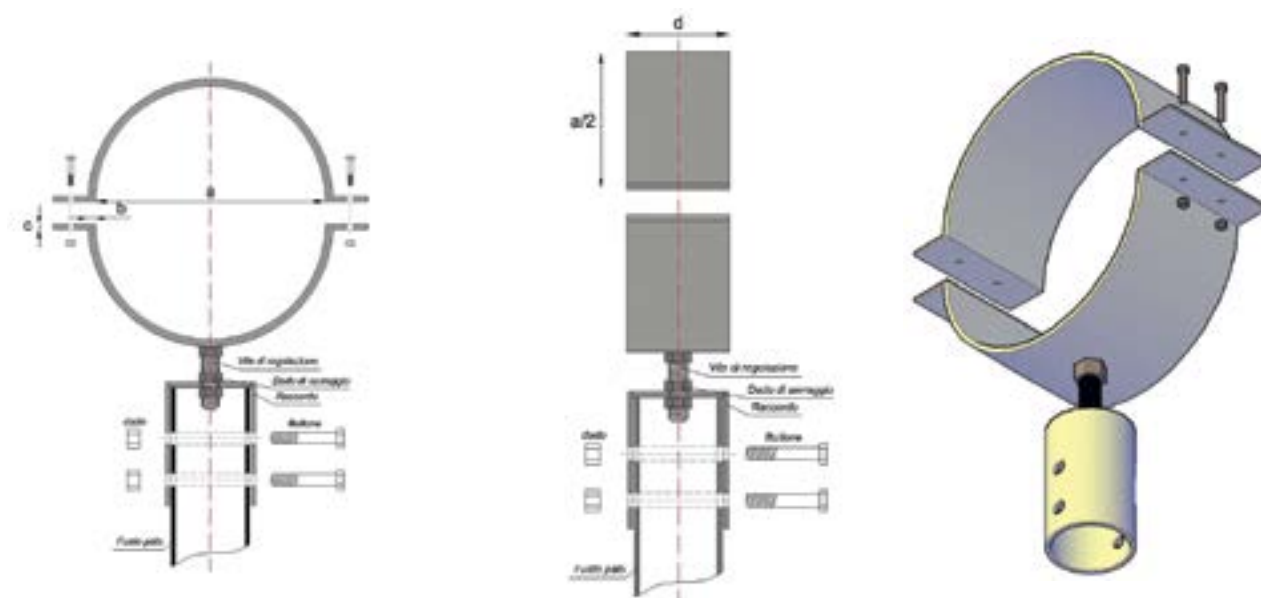
Tutti i nostri modelli di interfacce di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.

D 4.5 - Geopal® IC-TR2



CODICE	Altezza a (mm)	Larghezza b (mm)	Spessore c (mm)	Profondità d (mm)	Diametro fori e (mm)	Escursione massima vite (mm)	Diametro fusto palo (mm)
IC-TR2 100	100	100	4	150	10	100	48,3
IC-TR2 150	150	150 200	4	150	10	100	60,3 76,1
IC-TR2 200	200	250 300	6	250	10	100	88,9
IC-TR2 250	250	250 300	8	250	12	100	114,3
IC-TR2 300	300	300 350	8	250	16	100	139,7

Tutti i nostri modelli di interfacce di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.

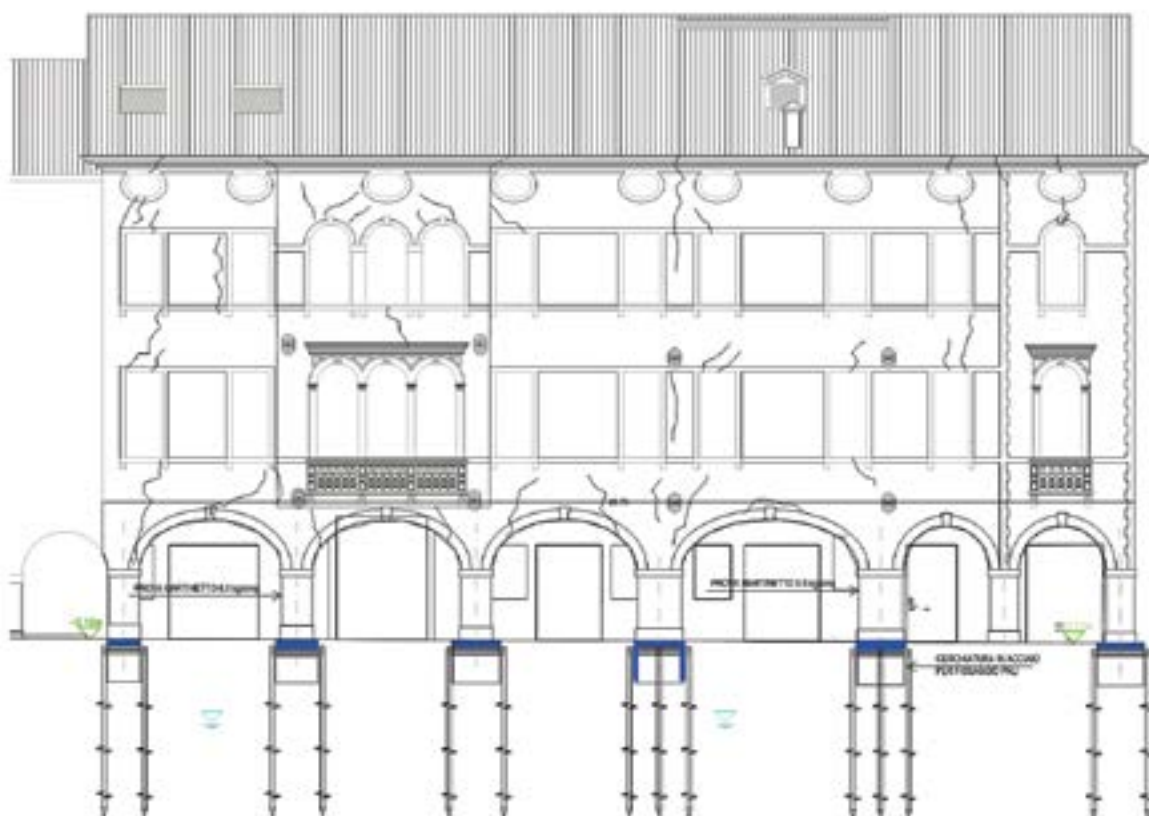


CODICE	Diametro interno a (mm)	Spessore b (mm)	Spessore c (mm)	Profondità d (mm)	Escursione massima vite (mm)	Diametro fusto palo (mm)
IC-TB 200	200	6	4	50	100	48,3
IC-TB 250	250	6	4	50	100	60,3
IC-TB 300	300	6	4	75	100	76,1
IC-TB 350	350	8	6	100	100	88,9
IC-TB 400	400	8	6	125	100	114,3
IC-TB 450	450	8	6	150	100	139,7
IC-TB 500	500	10	8	150	100	139,7 168,3
IC-TB 550	550	10	8	200	100	168,3 219,1
IC-TB 600	600	10	8	250	100	219,1

Tutti i nostri modelli di elementi di collegamento palo-sovrastuttura possono essere trattati con vernice protettiva antiossidante e/o zincatura a caldo.

D 5 - SISTEMI PER IL CONSOLIDAMENTO E RINFORZO FONDAZIONALE Geopal®: SCRF1, SCRF2, SCRF3, SCRF4

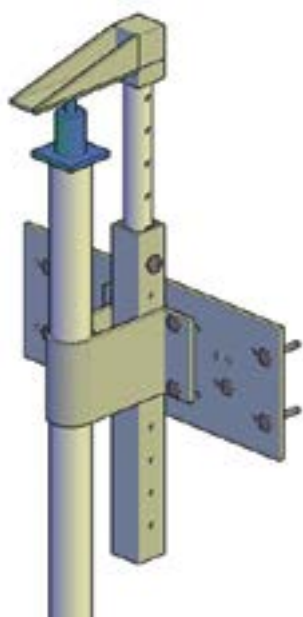
D 5.1 - Geopal® SCRF1



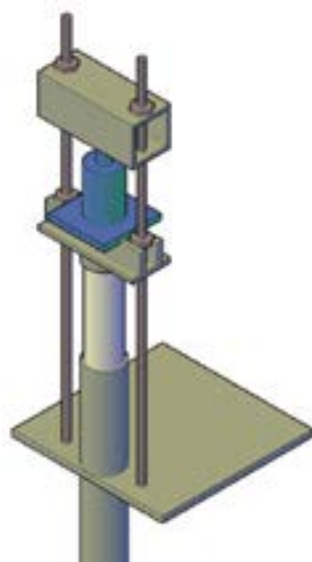
D 5.2 - Geopal® SCRF2

Foto illustrative l'impiego di pali fondazionali a vite dislocati sotto un fabbricato soggetto a cedimenti differenziali.

L'impiego di martinetti idraulici posizionati sulle teste dei pali, per consentire il contrasto voluto sulle fondazioni esistenti, permette di raddrizzare le parti inclinate ripristinando la posizione originaria.

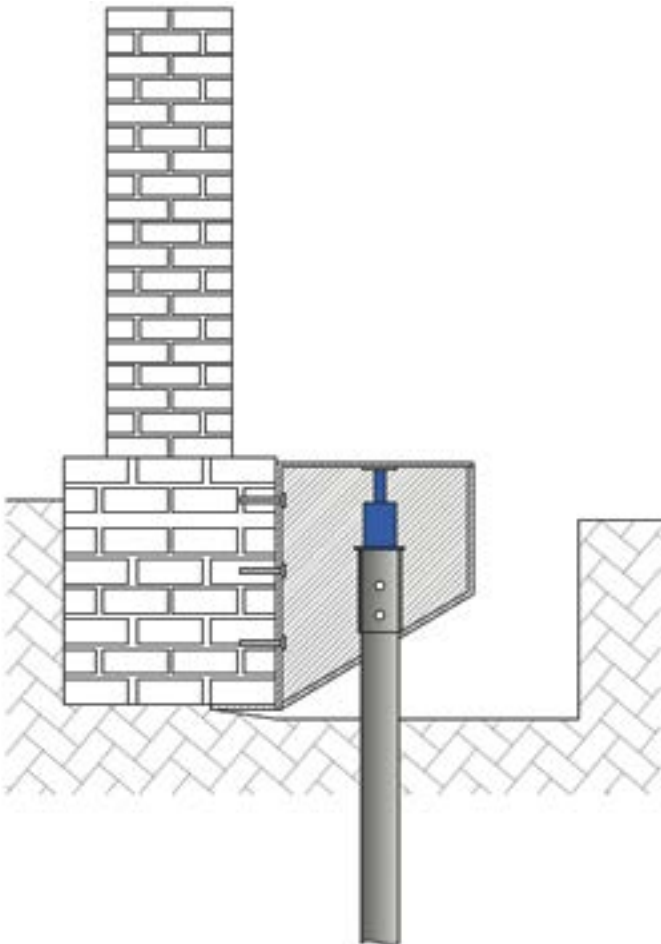
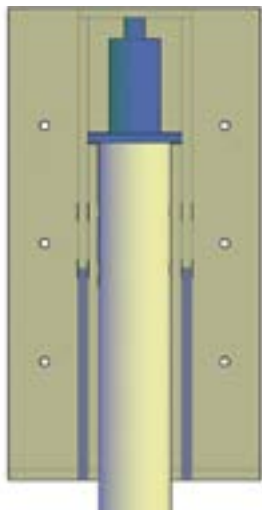
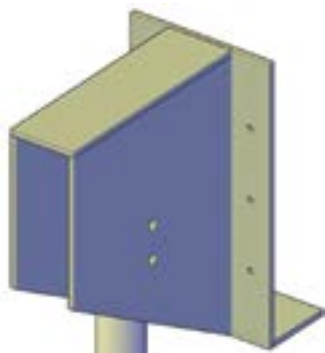
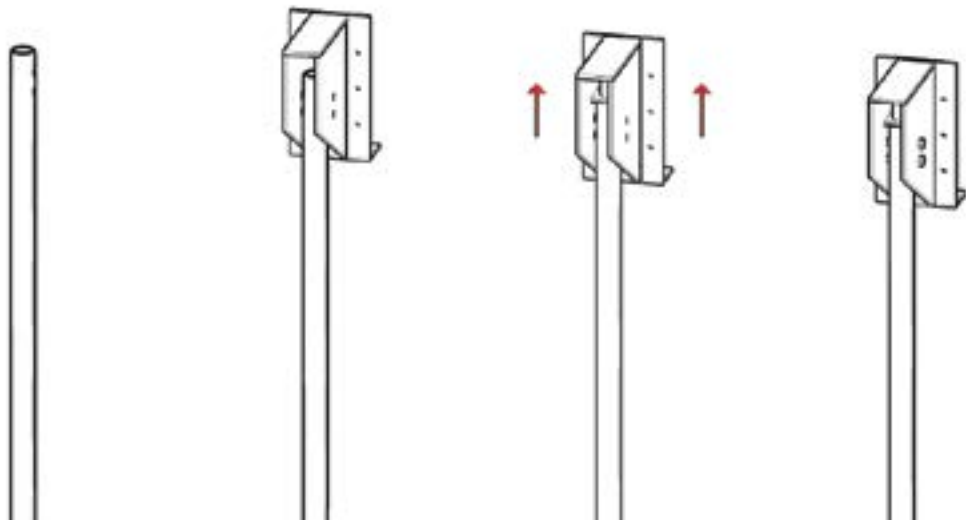


D 5.3 - Geopal® SCRF3



Rappresentazione del possibile impiego di sistemi di consolidamento fondazionale.





D 6 - STRUTTURE METALLICHE ANTISISMICHE

D 6.1 - PREMESSA

Geopalitalia può fornire ai propri clienti non solo i pali fondazionali ma anche le opere che essi sono chiamati a sostenere come:

- case prefabbricate modulari;
- uffici commerciali modulari;
- stanze di sicurezza antisismica;
- fondazioni e solai sospesi;
- ponti e passerelle;
- pontili e piste ciclabili;
- tensostrutture;
- tralicci;
- capannoni;
- tunnel agricoli.

Specializzata nella carpenteria metallica strutturale, Geopalitalia acquisisce forniture dalla progettazione alla realizzazione.

Grazie al network di aziende e professionisti collegati, Geopalitalia è in grado di acquisire lavori anche complessi realizzandoli in tempi e costi assai competitivi.



D 6.2 - Geopal® CASE PREFABBRICATE CON STRUTTURE MODULARI





D 6.3 - Geopal® STANZA DI SICUREZZA ANTI-SISMICA

I terremoti che in questi ultimi anni hanno colpito la penisola italiana hanno spinto i suoi abitanti a pensare seriamente come potersi proteggere dal crollo di muri e solai, soprattutto in casa propria e di notte, quando il rischio "sorpresa" è assai elevato.

Il costo per eseguire l'adeguamento sismico di un edificio è spesso elevato e, in un periodo di crisi economica generale, pochi dispongono delle risorse per eseguire i lavori di messa in sicurezza.

In quanto azienda tecnologica di ultima generazione Geopaitalia propone oggi, con i vari prodotti per le fondazioni, anche delle nuove strutture antisismiche che consentono di proteggersi dal crollo di murature e solai all'interno di un'unità abitativa, produttiva o commerciale che sia.

Trattasi di celle metalliche, costituite da elementi prefabbricati alto resistenziali in acciaio strutturale, da realizzare all'interno di una stanza scelta come luogo ideale ove rifugiarsi in caso di terremoto. Per le abitazioni viene normalmente scelta una o più camere da letto, essendo il luogo dove il sisma può cogliere le persone di sorpresa nel sonno.

Ma, allo stesso modo, possono essere di interesse strategico anche corridoi, vani ufficio, sale riunioni etc.

Come si può vedere dalle immagini seguenti, i profili metallici prefabbricati vengono montati lungo il perimetro della stanza prescelta o del vano che l'esperto professionista ha individuato come zona ideale ove potersi rifugiare rapidamente. Ogni telaio viene progettato su misura tenendo conto della geometria della stanza, dei fori finestra, di porte, radiatori, prese luce, etc. così da consentire di mantenere ogni finitura originale. A proteggere l'interno della cella di sicurezza dalla penetrazione di calcinacci, polvere e quant'altro, viene posto un telo antistrappo di polietilene e fibre di carbonio che viene fissato a perimetro di muri e solai, mantenendo così la cella isolata da contaminazioni esterne. Il rivestimento interno, invece, viene realizzato in cartongesso o altri materiali come: legno, sughero o prodotti sintetici leggeri e ignifughi.

Il telaio metallico che viene montato risulta avere generalmente uno spessore fra i 6 e i 10 cm a seconda del carico di sfondamento assegnato.

La resistenza strutturale del telaio può variare da 1 ton/mq fino a 3 e più ton/mq, a seconda delle esigenze da soddisfare. A tal fine il telaio viene studiato in modo dettagliato attraverso un programma di calcolo agli elementi finiti che ne consente il giusto dimensionamento.

All'interno di ogni cella sono presenti inoltre delle nicchie strutturate per l'alloggiamento di strumentazioni e generi di prima necessità per la sopravvivenza. Su richiesta la camera antisismica può essere anche blindata, così da diventare un ambiente protetto da intrusioni malavitose.

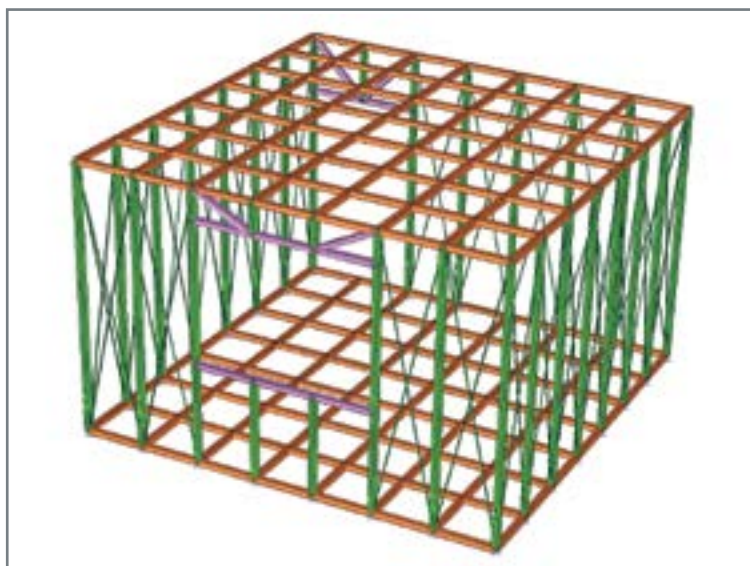
Trattandosi di strutture realizzate ad hoc i preventivi di spesa vengono prodotti solamente su progetto.

Effetti devastanti di un sisma.



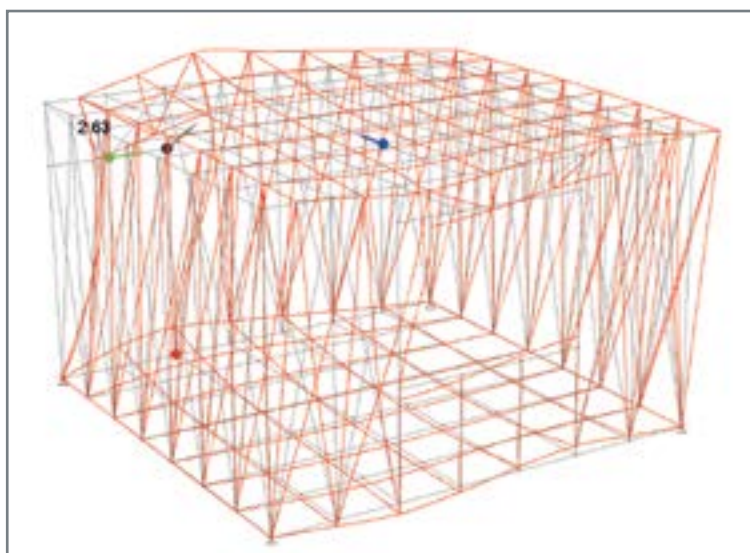
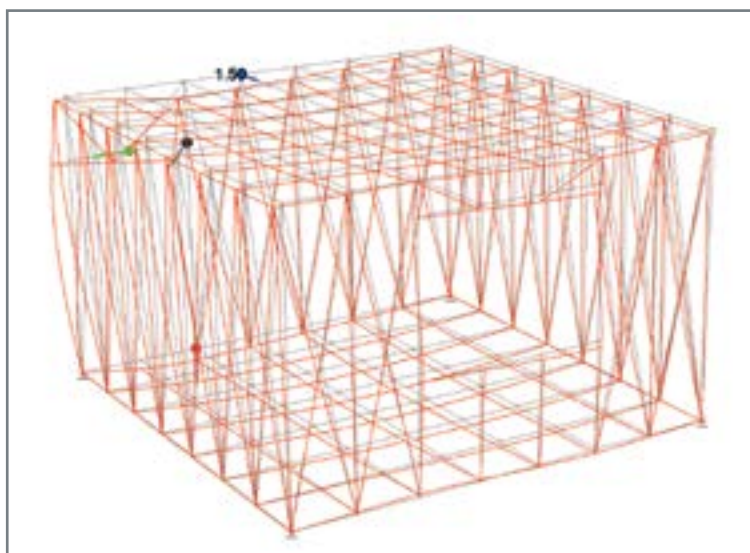
Possibile localizzazione della stanza antisismica in un edificio storico.

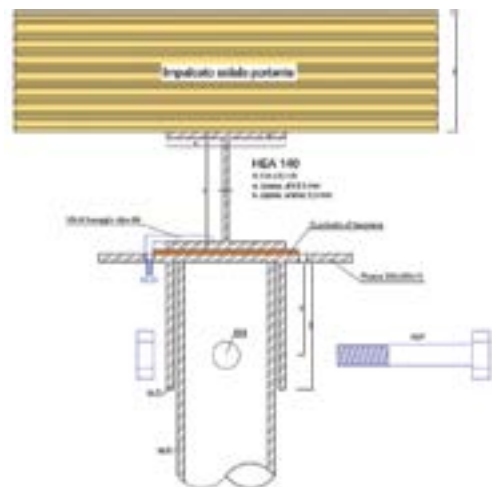
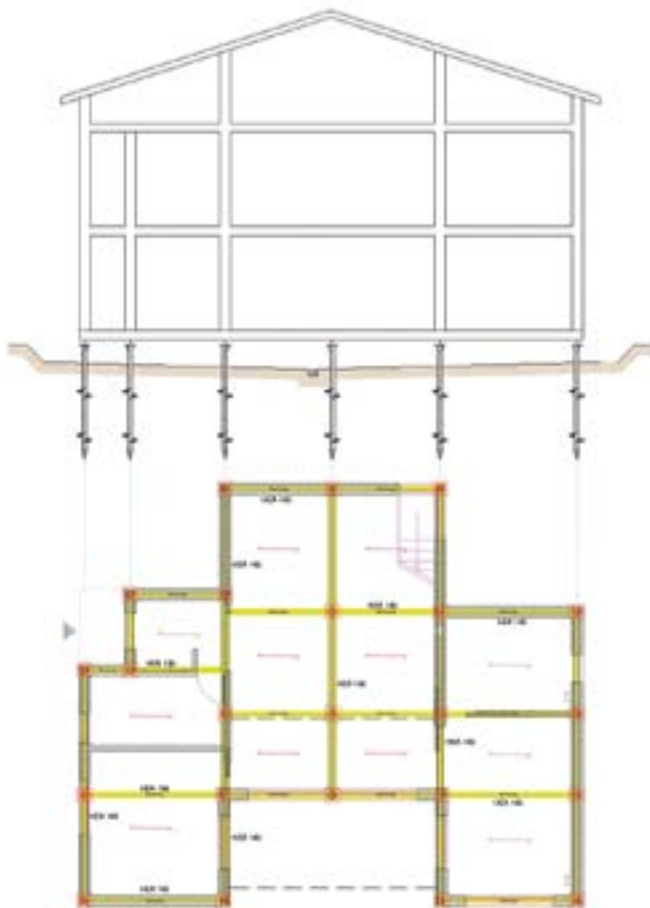




Modellazione FEM del telaio per la stanza di protezione antisismica.

Deformazione della struttura per due diverse direzioni di applicazione del sisma.

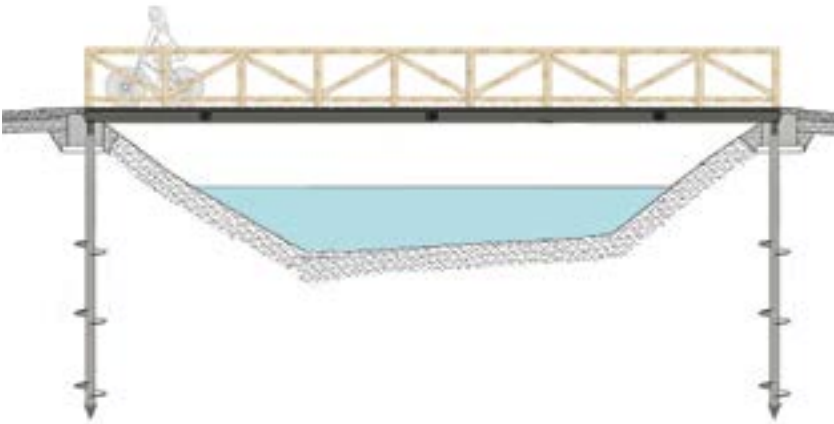


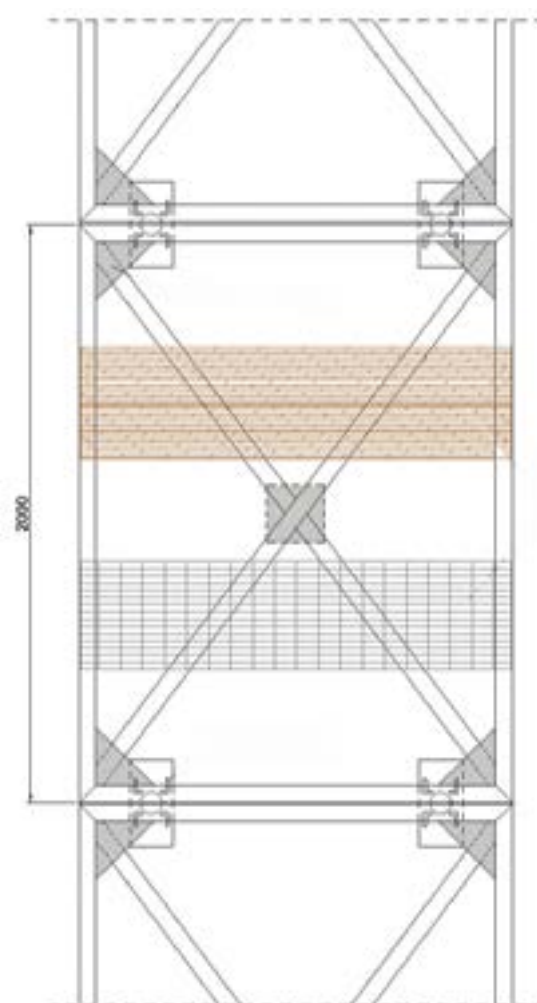
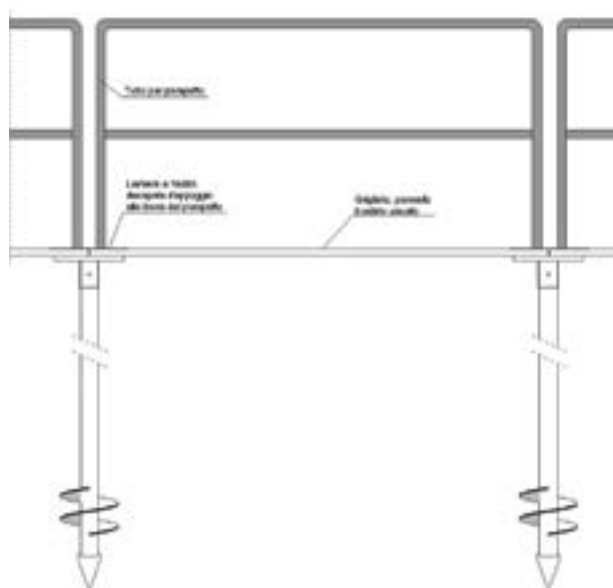
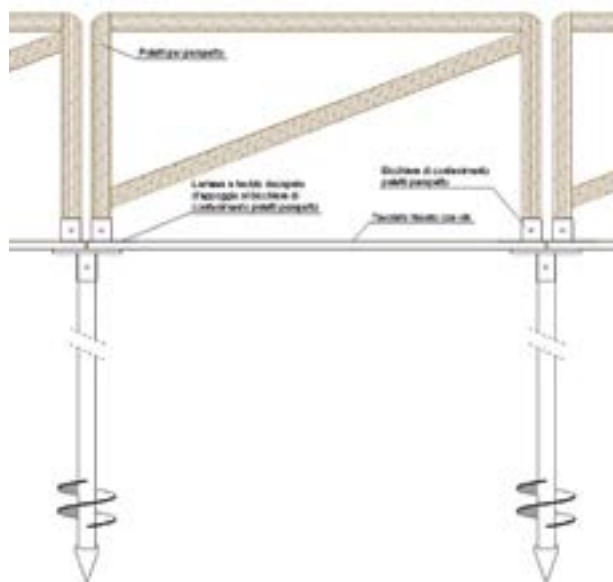


Particolare del solaio portante in HEA poggiante sulla testa di un palo Geopal®.

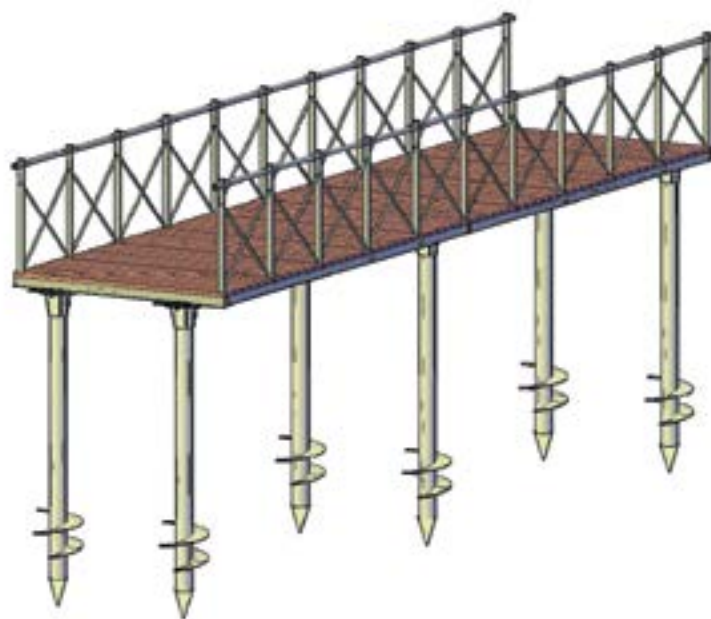
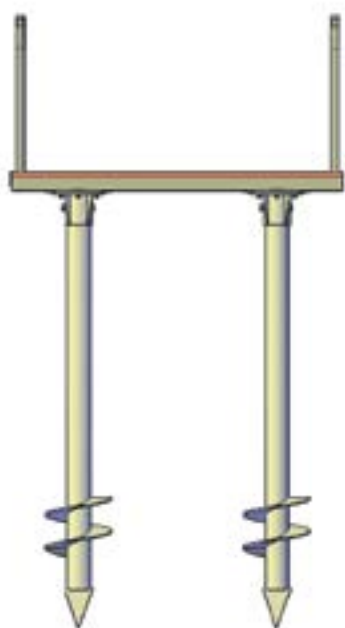


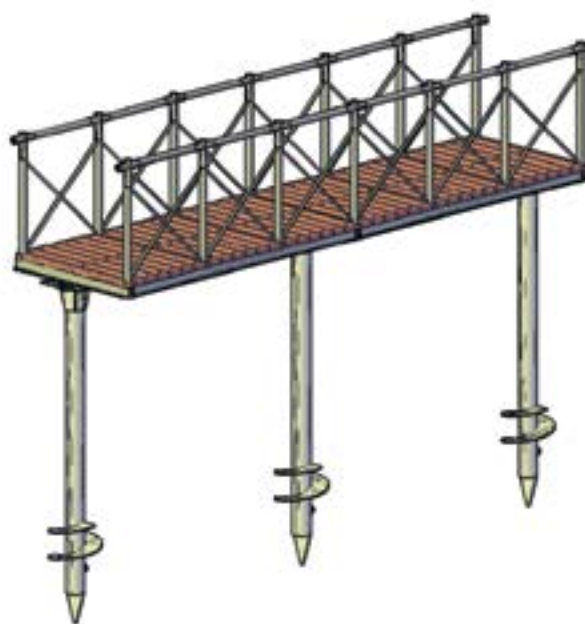
D 6.5 - Geopal® PASSERELLE

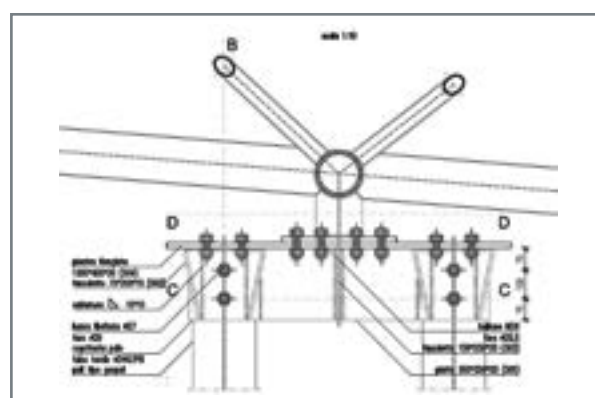
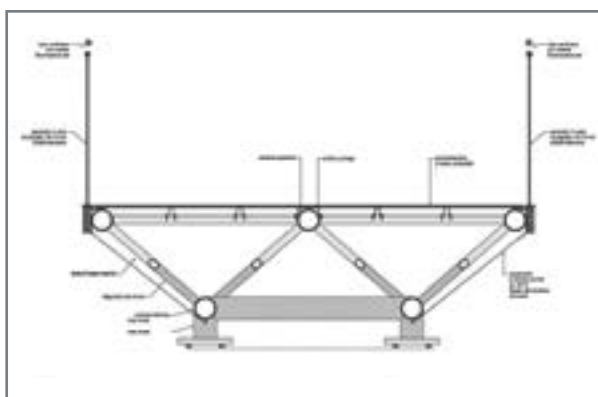


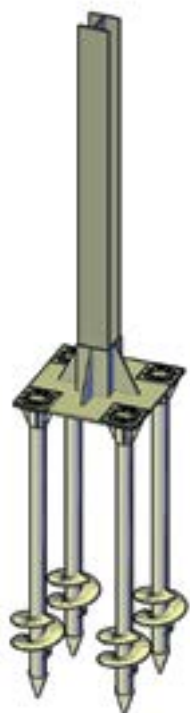


D 6.6 - Geopal® PISTE CICLOPEDONALI



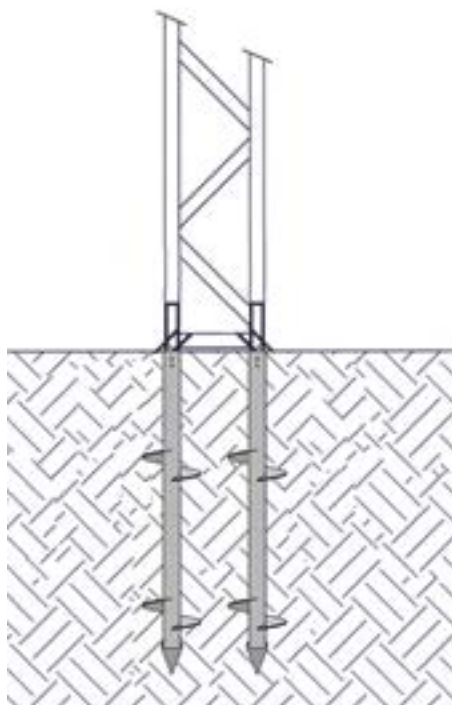






D 6.9 - Geopal® TUNNEL E TENSOSTRUTTURE





D 7 - PALIFICATE REGGISCAVO E CHIODATURE PER STABILIZZA- ZIONE SCARPATE

D 7.1 - PREMESSA

I pali a vite Geopal®, impiegati per reggere la spinta dei terreni di una scarpata scoscesa, di un fronte di scavo o semplicemente una spinta laterale, vengono generalmente armati con viti 2G aventi una sporgenza alare dell'elica inferiore o al massimo uguale al diametro del fusto.

Questo perchè la funzione del palo non è tanto quella di sostenere i carichi verticali, ma di reggere le spinte orizzontali.

La vite, quindi, ha la sola funzione di traino nella penetrazione del terreno. Diversamente, saranno le viti armate sul palo-tirante utilizzati per ancorare la palificata che dovranno essere di diametro piuttosto significativo per contrastare efficacemente lo sforzo a trazione.

Si riportano nelle pagine seguenti gli schemi tecnici semplificati delle palificate reggiscavo più frequenti, per le quali Geopalitalia ha prodotto i fogli di calcolo per il dimensionamento

rapido dei diversi modelli di palificate RSC.

Le palificate di contenimento terre e reggiscavo, similmente alle berlinesi, sono strutture realizzate per contrastare la spinta orizzontale di una massa incombente dovuta per lo più al peso di terra sciolta, messa a giorno a seguito di uno sbancamento, o di un cumulo di materiali di riporto, disposti magari a terrazzo.

I palotiranti Geopal®, grazie alla loro peculiarità, vengono utilizzati anche per contrastare efficacemente le spinte orizzontali che producono nelle paratie azioni di flessione e taglio, così come accade lungo i piani di scivolamento della frana. Lo scopo delle palificate, quindi, è di contrastare efficacemente le spinte gravitative delle terre instabili, così da consentire l'edificazione sotterranea fino ai confini di proprietà.

Geopal®, grazie alla sua tecnologia di infissione, non crea alcuna vibrazione al terreno durante la fase di posa, consentendo quindi di realizzare palificate reggiscavo a ridosso di edifici esistenti, anche se poco stabili (vedi figura sottostante).

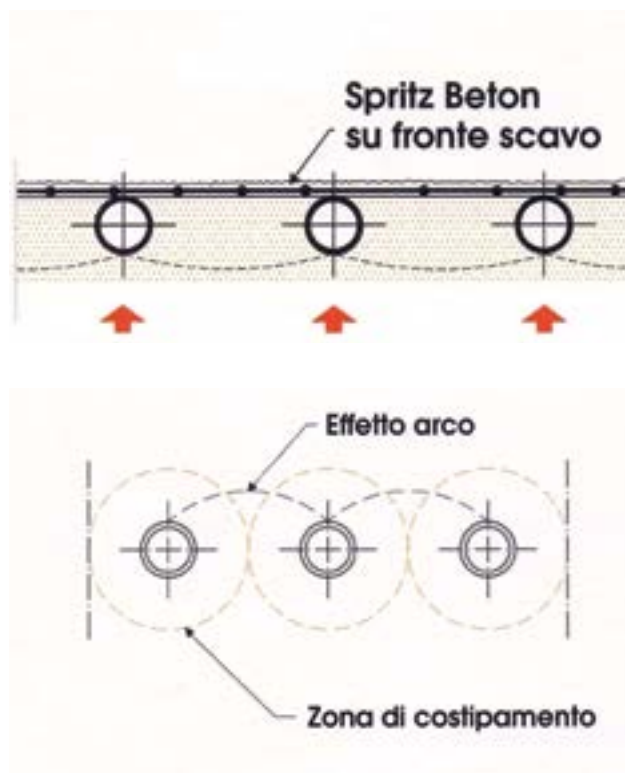
L'interesse tra i pali deve essere valutato non solo in rapporto al carico da sostenere, ma anche in fun-



zione alle caratteristiche geotecniche dei terreni, in modo tale da consentire il verificarsi "dell'effetto arco" che faccia collaborare tutti i pali, a vantaggio della stabilità del fronte di scavo.

Per aumentare la portata di eser-

cizio, le teste dei pali vanno collegate da un cordolo di cemento che, nella fase di getto, consente anche di riempire la parte cava del palo, aumentandone la resistenza a flessione, o da una trave d'acciaio saldata in testa (vedi immagine pagina precedente).



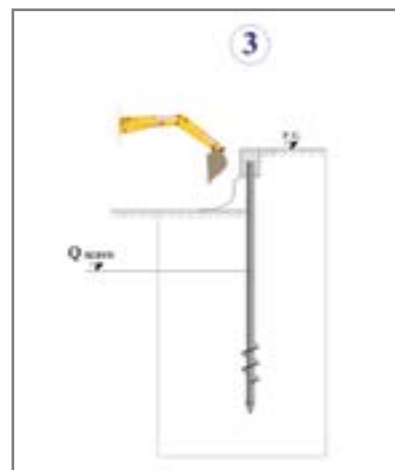
D 7.2 - FASI DI REALIZZAZIONE PALIFICATA REGGISCAMO MEDIANTE PALI Geopal®



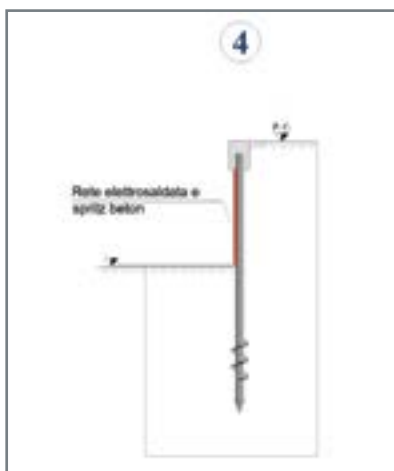
Infissione pali a quota di progetto



Cordolatura delle teste dei pali



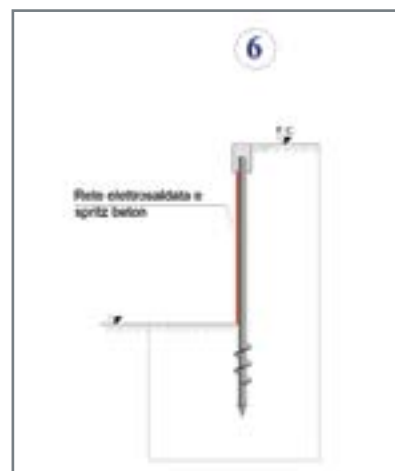
Esecuzione scavo di sbancamento



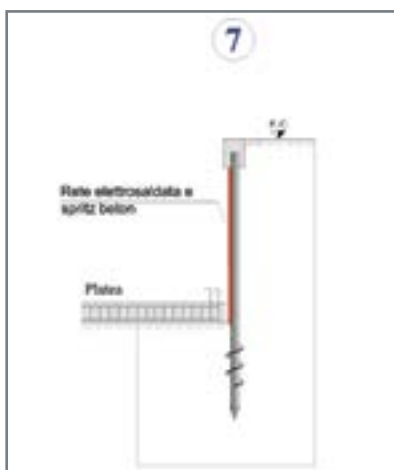
Consolidamento del fronte di scavo



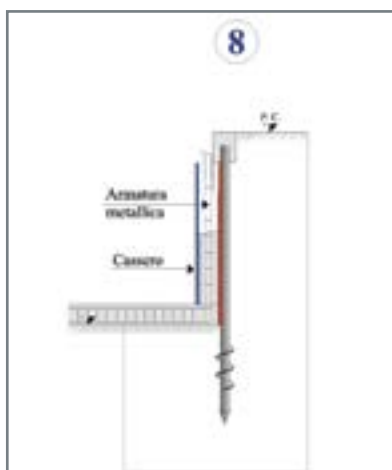
Ultimazione dello sbancamento



Ultimazione del fissaggio delle terre in parete



Getto delle platie di fondazione



Getto del muro di parete

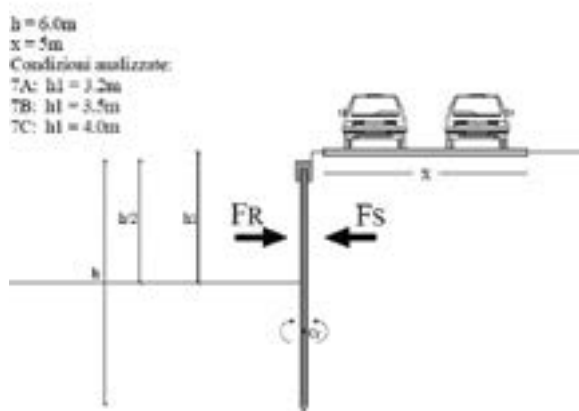


Proseguimento dell'opera in elevazione

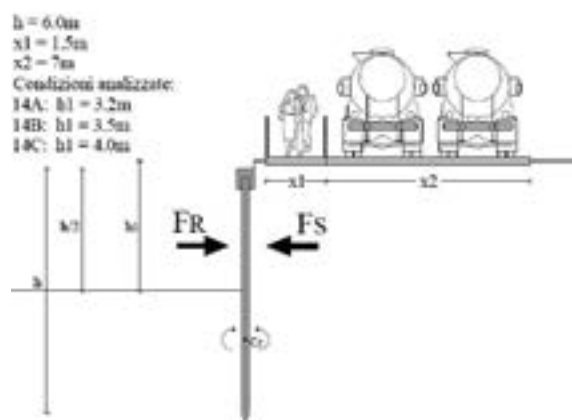
È noto che i preventivi di spesa per realizzare un'opera di sostegno debbano fare i conti spesso con le tante esigenze economiche del costruttore, quasi sempre in antitesi con il progettista.

Ecco dunque che GeopalItalia, forte dell'interesse mostrato dai costruttori per questo argomento, propone di seguito alcuni schemi di palificate RSC ingegnerizzate per varie soluzioni di carico e tipo di terreno, così da orientare il progettista alla scelta più oculata per risolvere il proprio caso, in sicurezza e a costo certo.

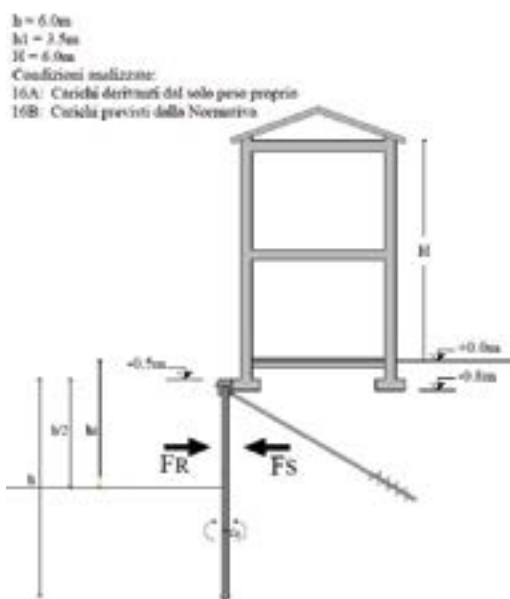
Strada extraurbana con transito veicoli fino a 35qj



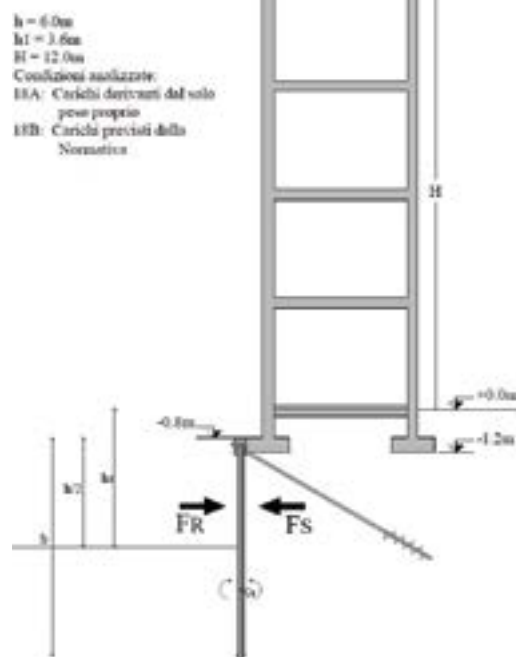
Strada urbana con transito veicoli fino a 60qj
 Carichi da Normativa



Edificio a due piani



Edificio a quattro piani



D 7.3 - STABILIZZAZIONE DI PENDII E SCARPATE MEDIANTE CHIODATURE Geopal®

Le chiodature nel terreno, realizzate mediante ancoraggi a vite, permettono di fissare gli strati superficiali al substrato più profondo, dove si formano le nicchie di stacco. Scarpate, fronti di scavo, terrapieni e terrazzamenti hanno quasi sempre bisogno di essere ancorati alla parte di monte, così da evitare lo stacco gravitativo verso valle.

Ecco che la "chiodatura" delle parti meno stabili, se eseguita con elementi autoancoranti come i pali a vite Geopal®, consente di dare buona stabilità ai fronti critici.

È importante che la chiodatura penetri il terreno per una profondità tale da garantire abbondantemente il superamento del piano di scivolamento della massa potenzialmente instabile, poiché diversamente ogni sua azione risulterebbe inefficace.

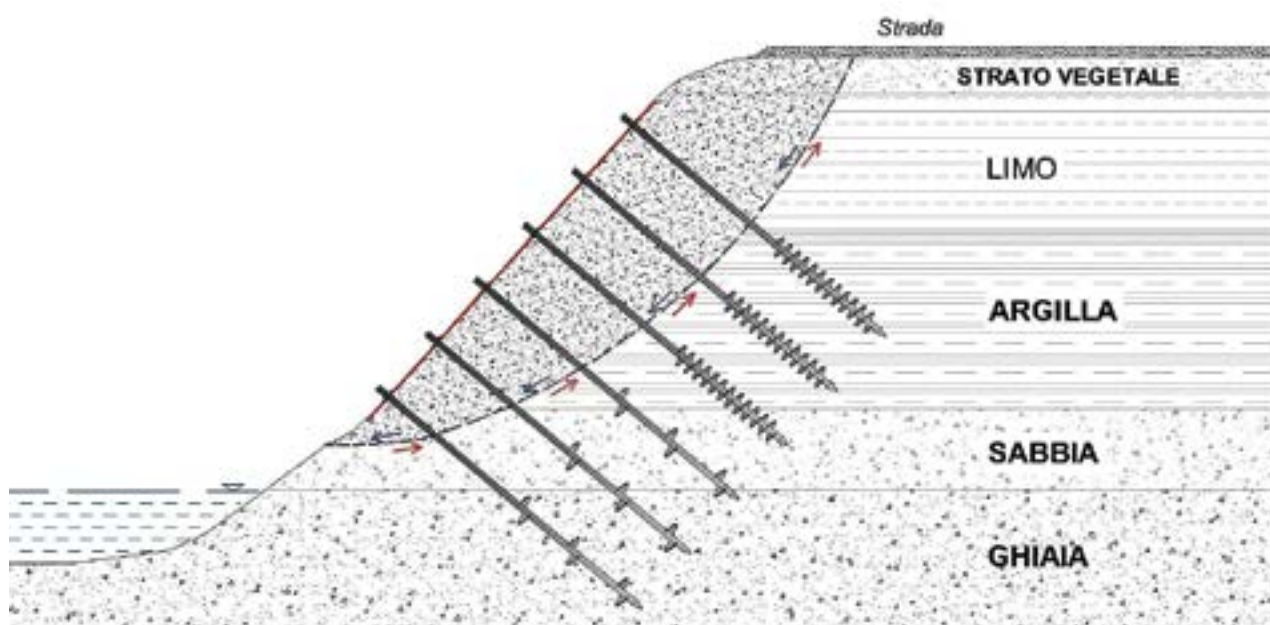
A seconda dei casi Geopalitalia

propone chiodature ad alta capacità ancorante utilizzando, di volta in volta, in funzione dei terreni da attraversare, elementi con viti di diametro e spessore diverso a seconda del tiro voluto e, comunque, tali da ancorarsi con assoluta efficacia alla profondità richiesta.

Si fa notare come in questo caso si evidenzia la funzione di palotirante che il prodotto Geopal® è in grado di offrire.

La posa in opera dei palotiranti lungo una scarpata richiede generalmente una buona conoscenza della strumentazione da utilizzare perché l'inclinazione data agli elementi che chiodano il fronte da stabilizzare deve essere la stessa in ogni punto e l'avvitamento tale da non strappare la zolla di punta.

La piastra fissata in testa ad ogni palotirante ha la funzione di comprimere alla parete l'elemento che trattiene i materiali, sia esso un profilo metallico, una piastra o un reticolo che colleghi tutte le teste dei pali e li induca a collaborare come un'unica struttura.

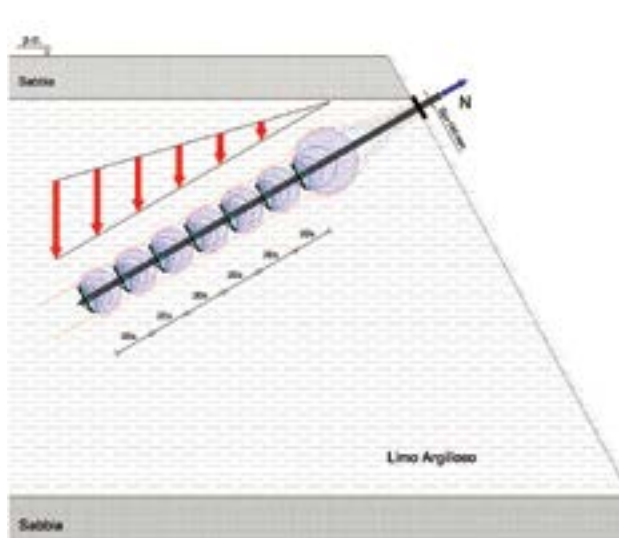
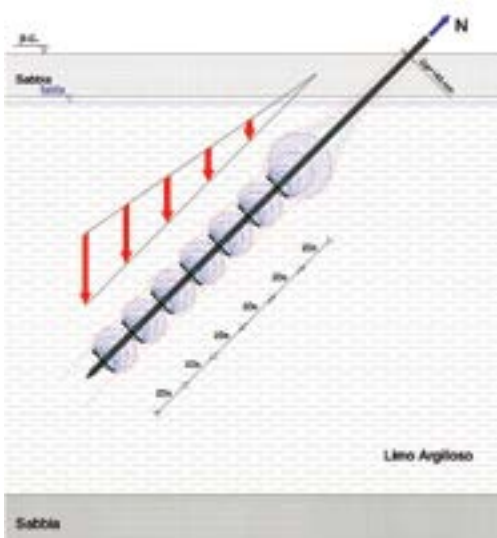
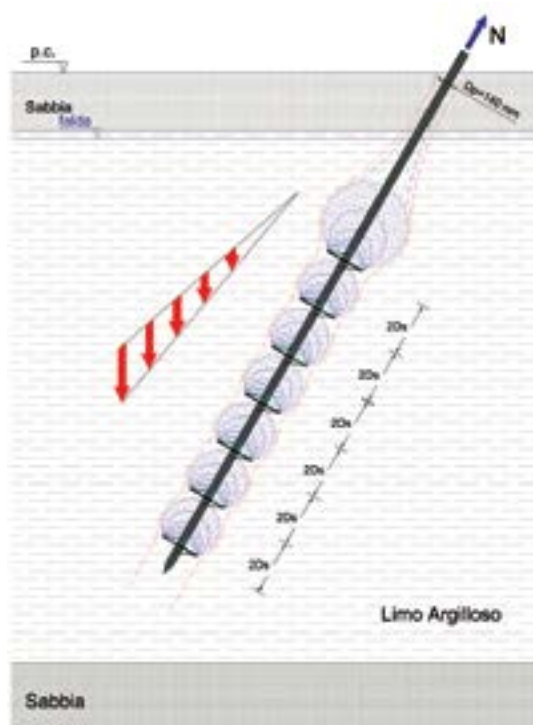
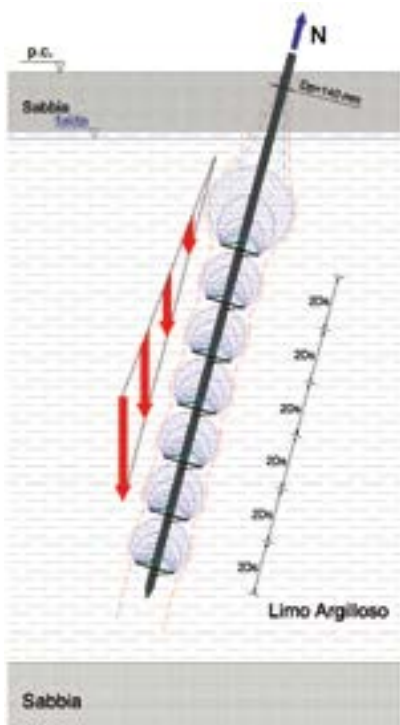


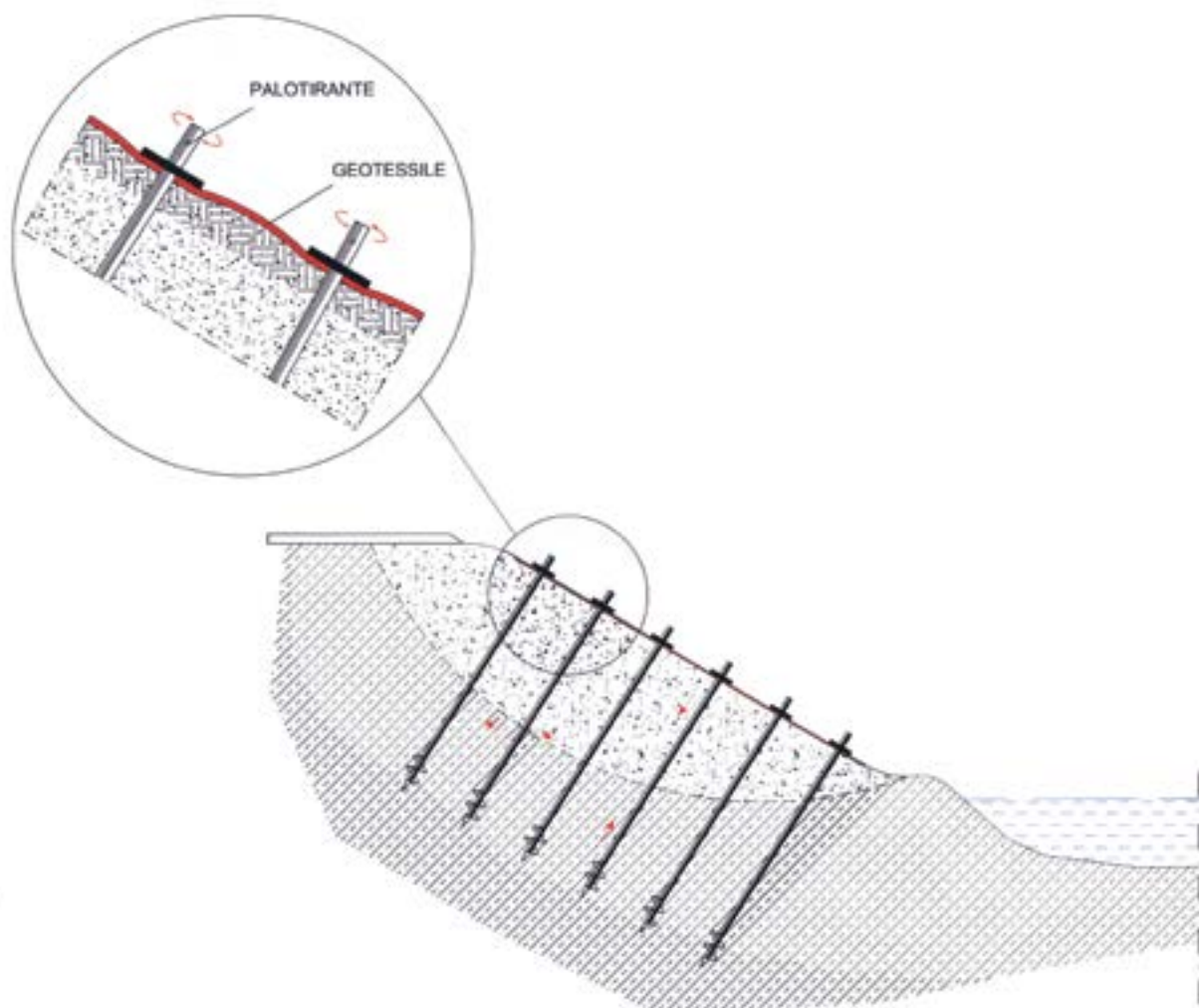
Nel caso in cui successivamente serva realizzare una parete o un muro di sostegno a ridosso della palificata tirantata, la stessa potrà essere utilizzata come fondazione strutturale.

Studi teorici hanno dimostrato che la capacità a trazione dei palotiranti installati in sabbia con una certa inclinazione sulla verticale, è superiore a quella di palotiranti installati verticalmente. Questo è spiegato dalla formazione di una zona più larga di mobilitazione del terreno, come suggeriscono visivamente le

figure sottostanti.

Infine, è di fondamentale importanza progettare e realizzare un adeguato drenaggio delle acque a monte delle strutture, in modo tale da ridurre significativamente le spinte delle terre e rendere le strutture più sicure e durevoli nel tempo. La presenza di acque nel terreno influenza negativamente la resistenza a taglio dello stesso, con conseguente possibilità di ridurre l'efficacia del palotirante di ancoraggio.





**SERVIZI E
CONSULENZE**

E

E 1 - ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE E SERVIZI AUSILIARI

Nell'ambito delle attività svolte da Geopalitalia per i clienti rientrano anche i servizi tecnici presso i cantieri (prove di carico, rilevazioni topografiche, etc.), le consulenze volte a produrre soluzioni ottimali per la cantieristica e l'impiego di macchine e attrezzature, anche speciali, per consentire la posa in opera dei pali, il loro collegamento con la parte in elevazione e il monitoraggio dei dati geotecnici e strutturali.

Geopalitalia è infatti in grado di offrire ai propri clienti, per qualsiasi tipo di cantiere, l'assistenza e le consulenze tecniche richieste per la soluzione dei problemi che si possono riscontrare sia in fase progettuale sia in fase di esecuzione dei lavori.

Grazie all'esperienza maturata negli anni e alla collaborazione con professionisti specializzati, è in grado di redigere con estrema precisione e dettaglio un piano di cantiere che contenga tutte le fasi da seguire operativamente, prima, durante, e dopo l'esecuzione dell'opera, al fine di ridurre al minimo gli imprevisti in fase di realizzazione.

Partner privilegiato da Geopalitalia per tali attività è lo studio Geocantieri, diretto dal Dr. Geol. Gian Pietro Frare, che dagli anni '80 si occupa anche di coordinamento cantieri (www.geologofrare.it).

Fra i compiti richiesti con il mandato conferito, vi sono i corsi di formazione e aggiornamento per i progettisti di opere fondazionali Geopal®.

Relativamente alle consulenze ed assistenze nei cantieri, Geopalitalia è alla continua ricerca di professionisti con propria organizzazione e studio tecnico, interessati e disponibili ad assumere, anche in forma esclusiva, l'incarico di gestire i rapporti con i clienti, nel proprio ambito territoriale.

Un accordo fiduciario consentirà loro di inserirsi su un nuovo circuito dove le molteplici opportunità certamente non mancheranno.

Geopalitalia fornisce dunque i seguenti servizi:

- prove geognostiche in situ e/o campionamento del terreno fondale;
- test di infissione pali e misura della portata geotecnica in situ;
- relazioni geologiche e geotecniche;
- rilievi topografici restituiti per punti e curve di livello;
- studio del modello fondazionale più idoneo all'opera di progetto;
- calcolo e dimensionamento dei pali Geopal®;
- posa in opera dei pali Geopal® e delle strutture in elevazione;
- prove di carico e collaudo strutture.

E 2 - SERVIZI GEOLOGICI

Geopalitalia dispone di tutte le strumentazioni e del personale qualificato in grado di eseguire specifiche indagini in sito e di laboratorio, secondo un programma definito in base alle caratteristiche del sottosuolo e dell'opera in progetto.

Con i risultati dei test geognostici è possibile studiare una soluzione fondazionale mirata alle caratteristiche meccaniche del sottosuolo,

con conseguente riduzione degli sprechi e risparmio economico

E 2.1 - CAROTAGGI GEOTECNICI

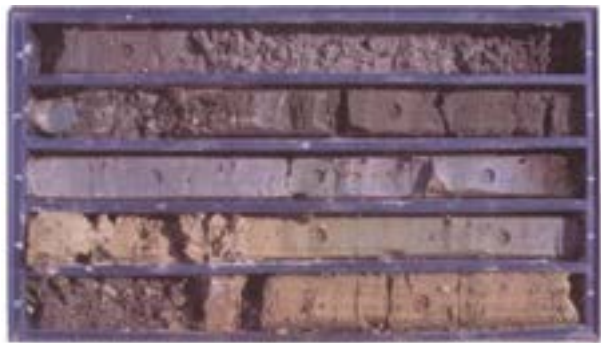


Figura E.1



Figura E.2

E 2.2 - PROFILI LITOSTRATIGRAFICI



Figura E.3



Figura E.4

E 2.3 - PROVE PENETROMETRICHE

Le prove penetrometriche forniscono dati importanti sulla stratigrafia del sottosuolo ottenendo diagrammi di resistenza alla punta (R_p) e laterale (R_l) in grado di rendere evidenti le consistenze e gli spessori degli strati coesivi.

Questa tipologia di palo predilige, come test geognostico, quello penetrometrico e, in particolare, quello eseguito con penetrometro statico del tipo CTPU. Poco richieste, o quasi, sono le investigazioni geolitologiche eseguite mediante carotaggio e campionatura delle terre, dove spesso risulta lungo e costoso determinare in laboratorio le proprietà meccaniche delle terre rilevate.



Figura E.5

Le foto a fianco mostrano fasi diverse di prove penetrometriche statiche eseguite per lo studio del sottosuolo da fondazionare con pali a vite Geopal®. I due tecnici, ingegnere e geologo, utilizzano la strumentazione dopo aver quotato con precisione il punto di indagine su cui eseguire la prova geognostica.

E 3 - RILIEVI TOPOGRAFICI



Figura E.6

Il rilievo topografico deve essere quotato plano-altimetricamente per consentire di misurare con precisione le quote delle diverse litologie attraversate.

Il rilievo del piano campagna interessato dalla palificazione permette di predisporre i punti d'infissione dei pali, le quote forniscono

le informazioni per predisporre il dimensionamento degli stessi e l'eventuale relativa altezza sopra il piano campagna, qualora agissero anche da pilastro.

Le foto che seguono mostrano l'impiego di strumentazione topografica di ultima generazione, che consente di acquisire in tempi rapidi lo stato morfologico dei luoghi, dandone la restituzione quotata.

E 4 - CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA IN CANTIERE

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente con quelle



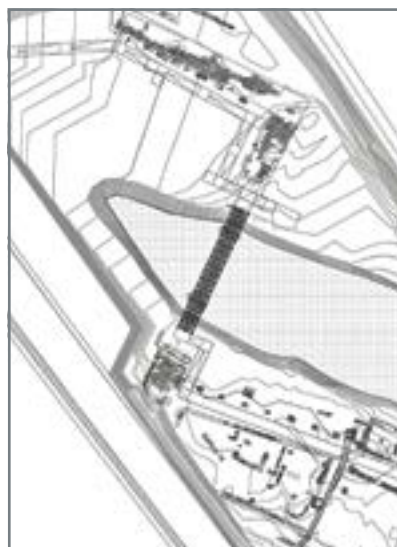
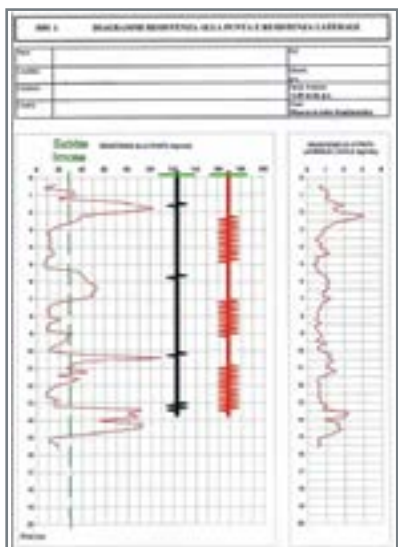
Figura E.8



Figura E.11



Figura E.12



delle strutture in elevazione e della situazione geologica dei luoghi.

Appare evidente che tali scelte, i calcoli e le verifiche tecniche relative alla progettazione hanno alla base sempre la caratterizzazione geologica, idrogeologica e geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini, prospezioni e prove di laboratorio.

Tale caratterizzazione, fondamentale per la progettazione di qualsiasi intervento sul territorio, rappresenta il risultato finale del processo di acquisizione, elaborazione e analisi di un adeguato numero di informazioni che potranno considerarsi rappresentative delle reali condizioni del territorio e del sottosuolo.

La notevole esperienza maturata negli anni dai tecnici GeopalItalia permette di dimensionare e verificare i palotiranti Geopal® in modo da garantire la massima affidabilità dei prodotti per ogni esigenza fondazionale e cantieristica voluta dal committente.

Con la scelta dei pali a vite più idonei viene studiato l'elemento di collegamento palo/struttura in elevazione, in modo tale da consentire il trasferimento e la dissipazione dei carichi nel miglior modo possibile

assicurando, nel contempo, un collegamento ottimale.

Durante l'attività di infissione dei pali in cantiere, i tecnici controllano i punti e le quote d'infissione rilevando anche eventuali anomalie che si venissero a manifestare.

Ogni assistente presente all'attività di infissione trascriverà, nel proprio taccuino di campagna, le anomalie che dovessero manifestarsi durante la posa in opera.

E 5 - INVESTIGAZIONI SOTTERRANEE PER LA SICUREZZA CIVILE

Prima di iniziare la posa in opera dei palotiranti, la committente deve accertare che il sottosuolo da palificare non sia attraversato da tubazioni, basamenti lapidei, reperti archeologici o, peggio, da oggetti pericolosi sepolti come cisterne, rifiuti, ordigni bellici o altro.

L'immagine sotto riportata (Figura E.14) raffigura un operatore specializzato nell'uso di strumentazione per la rilevazione di materiali ferrosi sepolti, come tubazioni, ordigni, reperti metallici in generale, prima della posa in opera di palotiranti Geopal® atti al sostegno di un ponte ciclopodone, lungo il fiume Musesse a Roncade (TV).

Figura E.13



Figura E.14 - Rilevazioni del sottosuolo con magnetometro digitale



E 6 - MEZZI D'OPERA E TECNICA DI INFISSIONE DEI PALI Geopal®

Come ogni attività che caratterizza il mondo delle costruzioni, anche i palotiranti fondazionali a vite vanno posti in opera con l'impiego di appositi macchinari utilizzati da operatori in grado di svolgere con diligente attenzione tutte le operazioni richieste per eseguire correttamente i lavori.

Grazie alle sue caratteristiche, il palotirante Geopal® può essere infisso nel terreno con l'ausilio di mezzi d'opera facilmente reperibili sul territorio: escavatori meccanici, sonde da trivellazione, gru telescopiche montate su autocarro, etc.

Il mezzo più utilizzato è sicuramente l'escavatore meccanico in quanto, grazie al suo braccio snodato, se attrezzato con avvitatore idraulico riesce a svolgere le funzioni richieste in modo pratico ed efficace, riducendo in modo significativo i tempi di installazione.

Più lungo e meno pratico è l'uso della sonda da trivellazione che, pur essendo predisposta a questo tipo di attività, è lenta negli sposta-

menti in cantiere e di più difficile reperimento.

Agevole, ma limitatamente al raggio d'azione del braccio, è la gru telescopica degli autocarri che consente di eseguire l'infissione dei pali in tempi decisamente brevi.

Le tecniche citate richiedono che ad utilizzare i mezzi d'opera siano persone esperte, sensibili nel manovrare le strumentazioni, così da assicurare che l'infissione dei pali sia ottimale, ovvero eseguita a regola d'arte e in tempi brevi.

L'operatore, una volta strumentato il mezzo d'opera con l'avvitatore e la cuffia di aggancio e fissaggio del palo da infiggere, avvalendosi della collaborazione dell'aiutante al pezzo, persona avveduta e solerte, posizionerà il palotirante sulla verticale del punto d'infissione tracciato precedentemente da un tecnico topografo che ne ha materializzato, con un picchetto, l'ubicazione e la quota altimetrica a cui riferire la testa del palo.

Imprimendo alla testa del palo un'adeguata pressione e rotazione in senso orario, il macchinista inizierà l'infissione controllando, con occhio vigile, la verticalità del palo. A sua volta, l'aiutante al pezzo controllerà la stessa verticalità ponendosi in direzione ortogonale rispet-

Figura E.15



Figura E.16



Figura E.17



to al manovratore, ossia a 90° di visuale e a una distanza non inferiore a $8 \div 10$ metri.

Inizialmente molti tecnici diffidavano di questo metodo, un po' rudimentale, utilizzato per verticalizzare e allineare i pali, ma poi si sono ricreduti lasciando in disparte certi strumenti che tanto di meglio non facevano se non allungare i tempi di posa.

D'altronde, basti pensare a quanti allineamenti e verticalizzazioni sono state fatte ad occhio nudo fin dai tempi dell'antica Roma.

Due bravi operatori riescono a verticalizzare la direzione d'infissione con un errore massimo di eccentricità di pochi gradi, svolgendo la posa in pochi minuti.

Come precedentemente detto, il manovratore del mezzo d'opera deve avere la sensibilità di esercitare sulla testa del palo una pressione compatibile con la velocità di avanzamento del palo; giunto in quota, il palo non deve essere più rimosso lungo l'asse verticale di rotazione.

Ciò potrebbe comportare la rimozione di terreno fondale, con conseguente diminuzione della capacità portante.

Terminata l'infissione, la cuffia di agganciamento viene quindi sganciata dal palo, estraendone i perni che la fissano alla testa; viene poi sollevata con opportuna attenzione e fissata al palo successivo da porre in opera.

A fine lavori le attrezzature vanno smontate, ripulite e controllate nella loro funzionalità.

Vien da se che i due operatori scelti per questa attività devono essere persone esperte, preparate e capaci di programmare adeguatamente l'attività da svolgere in cantiere, così da superare ogni inconveniente dovuto, per esempio, alla mancanza di dati progettuali, quote topografiche o altro, che le maestranze d'impresa abbiano dimenticato od omesso di eseguire. Nella fase di avvitamento dei palotiranti, il rimaneggiamento del terreno deve essere il più limitato possibile.

Al tal fine le viti sono sagomate in modo tale da consentire al palo di penetrare il terreno "tagliandolo". Pertanto, affinché una vite percorra il tracciato impresso da quella precedente, occorre distanziarla di n volte il passo dalla successiva.

Figura E.18



Figura E.19



Le viti sono realizzate con un passo caratteristico, che ne consente un rapido avvvitamento, senza rimozione dei materiali. La scelta del passo di una vite geotecnica richiede molta esperienza.

La punta di ogni palo è costituita da una puntazza in acciaio, opportunamente distanziata dal primo elicoidale-vite e tale da dare direzionalità al palo. Questa consente di facilitarne l'infissione soprattutto nella fase iniziale che richiede estrema precisione.

L'errata centratura del punto d'infissione spesso non consente la reinfissione del palo ad una distanza inferiore a 5 volte il diametro del fusto.

Geopalitalia organizza, per le ditte affiliate, corsi di formazione per il personale addetto alla posa in opera dei propri prodotti e ne certifica l'idoneità tecnica con il rilascio di un attestato di riconoscimento qualificante la specialità.

La Figura E.20 mostra il controllo in quota delle teste di due pali fondazionali, posizionati uno verticalmente e l'altro inclinato di 20° per contrastare meglio la spinta sulla spalla d'appoggio di un ponte.

Nel caso in cui le teste dei pali debbano essere inglobate nello zoccolo fondazionale (plinto/trave, platea) è assolutamente indispensabile iniettare parte del calcestruzzo/betoncino di getto dentro la cavità tubolare del palo, fino a riempimento, quindi vibrarlo, apporvi l'eventuale piastra copri-testa di ripartizione delle tensioni e poi procedere con l'annegamento delle teste dei pali, riempiendo il cassero di fondazione fino a quota prestabilita.

Così facendo l'operatore sarà certo di aver prodotto un buon collegamento

Figura E.21 - Particolare costruttivo del collegamento tra palo Geopal® e fondazione.

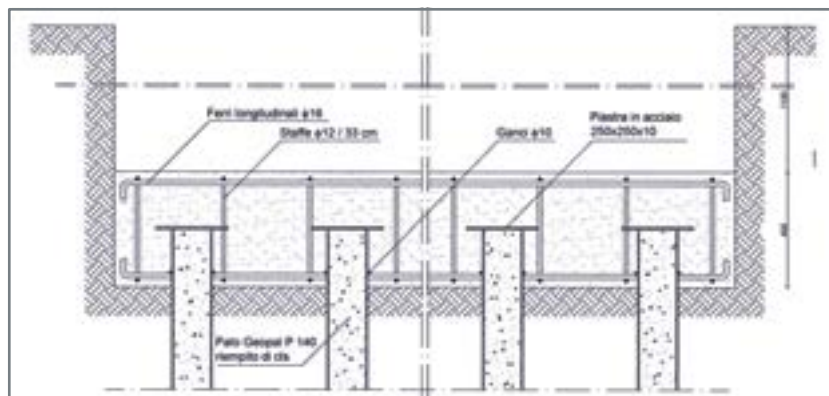


Figura E.22 - Inquadramento generale della posa in opera di un ponte in acciaio, realizzato da Geopalitalia e sostenuto da pali Geopal® PVD.

Figura E.20



to fra fondazione superficiale (zoccolo) e fondazione profonda (pali).

Nel caso invece si debba collegare i pali fondazionali alla struttura in elevazione mediante una piastra di collegamento (fondazione/struttura), sarà necessario utilizzare un dispositivo di interfaccia, costituito da un copritesta palo con piastra di ripartizione o flangia asolata per il centraggio degli assi.

Nella sezione CATALOGO PRODOTTI sono riportati vari modelli di piastre di collegamento predisposte per interfacciare le due strutture (entro e fuori terra). In questo caso non sarà necessario riempire di cemento la cavità del palo; eventualmente sarà sufficiente sigillare la terminazione della testa con 50 cm di poliuretano espanso.

E 7 - PROVE DI CARICO E COLLAUDO STRUTTURE

GeopalItalia si presenta oggi come azienda organizzata per eseguire direttamente le prove di carico sui pali e sulle strutture in elevazione prodotte e proposte a catalogo.

La strumentazione e i tecnici di cui dispone consentono di eseguire, direttamente in cantiere, tutte le misurazioni necessarie per garanti-

re le diverse verifiche di portata richieste dai collaudatori delle opere e fornire le dovute relazioni di verifica a corredo dei progetti.

Nel caso di opere pubbliche o di opere di grandi dimensioni, queste devono essere eseguite per obbligo di legge ed essere sottoscritte da ente certificatore abilitato.

Le prove di carico possono essere svolte anche su pali pilota, consentendo al progettista e all'impresa di conoscere anticipatamente l'effettiva portata dei pali che si andranno ad installare ed, eventualmente, di modificarne le dimensioni di progetto.

Come si può vedere dalla Figura E.24, la struttura di contrasto che GeopalItalia ha realizzato per l'esecuzione delle prove è composta da quattro palotiranti a vite collegati a delle travi HEA di opportuno spessore e lunghezza, che costituiscono un vincolo.

Tra la testa del palo pilota e la struttura di contrasto si posiziona un martinetto idraulico con il quale si applica, a step, una pressione di contrasto e, quindi, un carico al palo pilota. Successivamente, si posizionano dei comparatori digitali sulla testa del palo pilota. Questi consentiranno di misurare i millimetri di abbassamento del palo pilota in funzione al carico applicato.

Figura E.23 - Particolare della fase di aggancio dei palotiranti Geopal® con il ponte in acciaio realizzato da GeopalItalia per il sito archeologico di Ravenna Antica.



Figura E.24 - Schema delle attrezzature da cantiere utilizzate per eseguire le prove di carico sui pali.

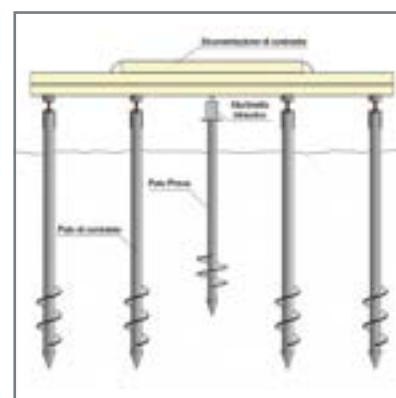
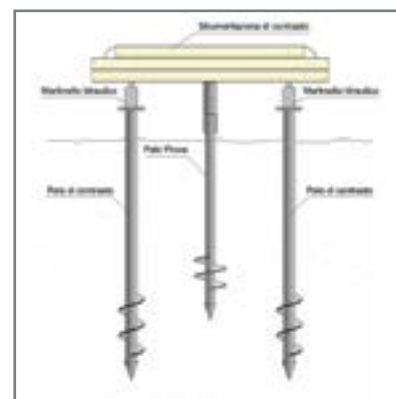


Figura E.25 - Attrezzatura utilizzata da GeopalItalia per eseguire prove di carico su pali a vite di portata inferiore a 100 kN.



Le prove di carico vengono eseguite sia in compressione che in trazione e i relativi risultati sono forniti su diagramma.

Nel caso di palotiranti soggetti a trazione, alcuni studi in letteratura suggeriscono di ridurre, in via cautelativa e a vantaggio di sicurezza, del 30% la capacità portante misurata a compressione.

Diversamente, si può misurare il cedimento di un palo a vite posto a trazione affiancando due martinetti idraulici alla testa del palo dove, grazie a dei solidi contrasti, sarà possibile sollecitare il tiro della vite (Figura E.25).

Figura E.26 - Geologo-strumentista impegnato nella misurazione dei cedimenti riscontrati durante una prova di carico a compressione.



Figura E.28



Figura E.30 - Particolari delle strumentazioni utilizzate per misurare i cedimenti strutturali prodotti sotto l'azione dei carichi agenti.

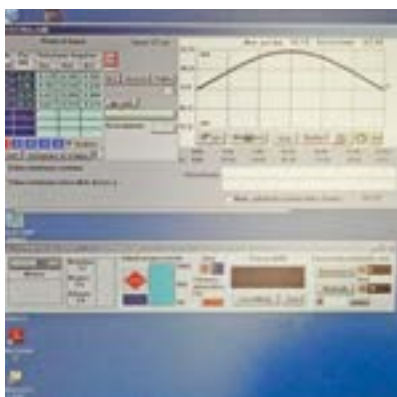


Figura E.27 - Particolare di una fase esecutiva rilevata durante una prova di carico su terreni sabbiosi.



Figura E.29 - Fase esecutiva di una prova di carico a compressione eseguita su palo Geopal® PVD su terreni argillosi a Ravenna.



Figura E.31 - Prova di carico strutturale eseguita sul ponte ciclopedonale del sito archeologico Ravenna Antica (Giugno 2015). Il test è stato eseguito con l'ausilio di materassi d'acqua stesi sopra l'impalcato del ponte e riempiti fino al raggiungimento di 5 kN/mq.

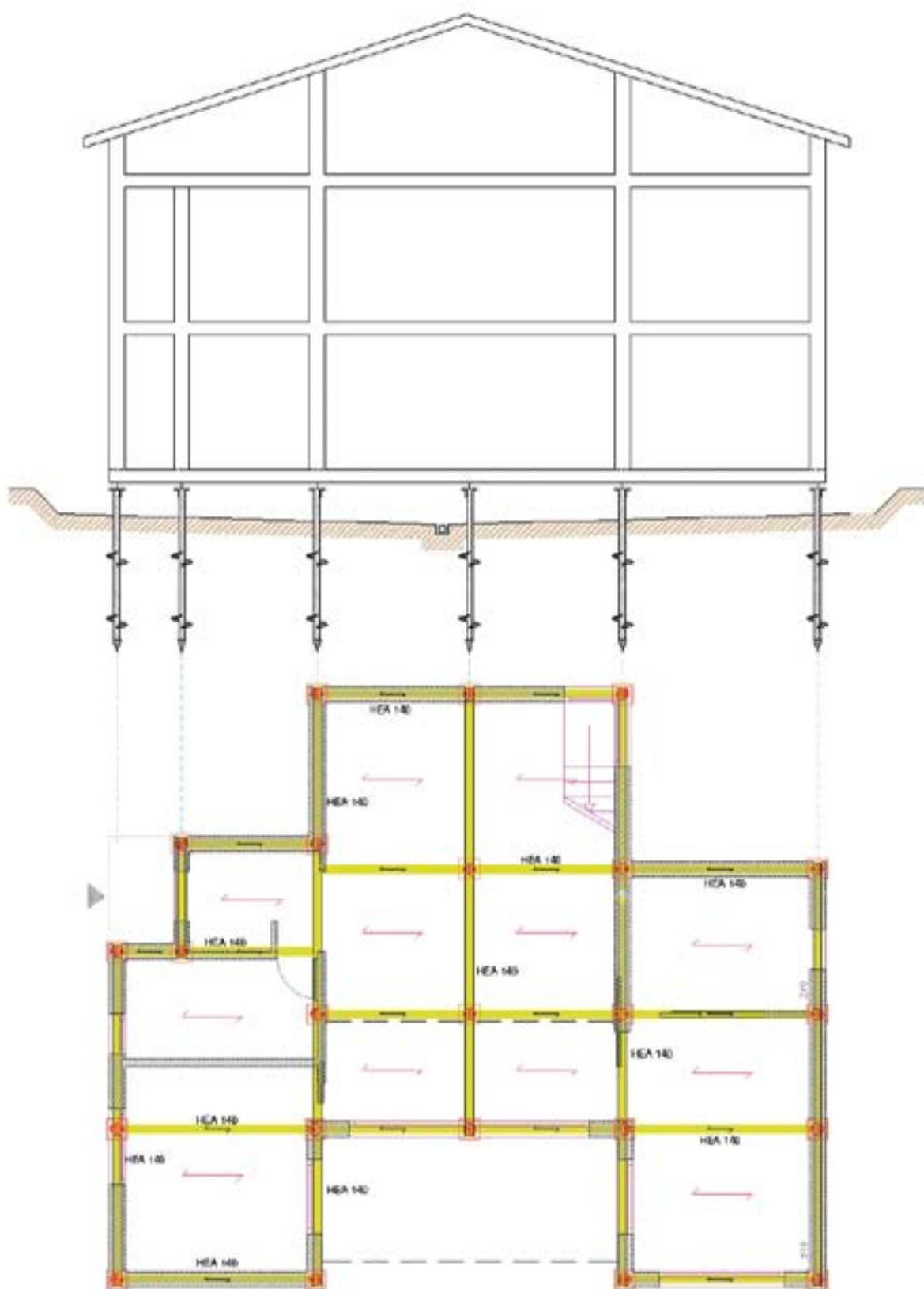


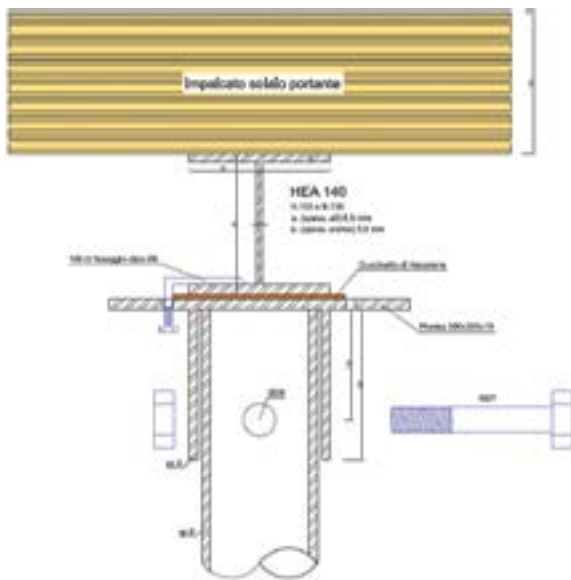
APPLICAZIONI E ALTRE APPENDICI

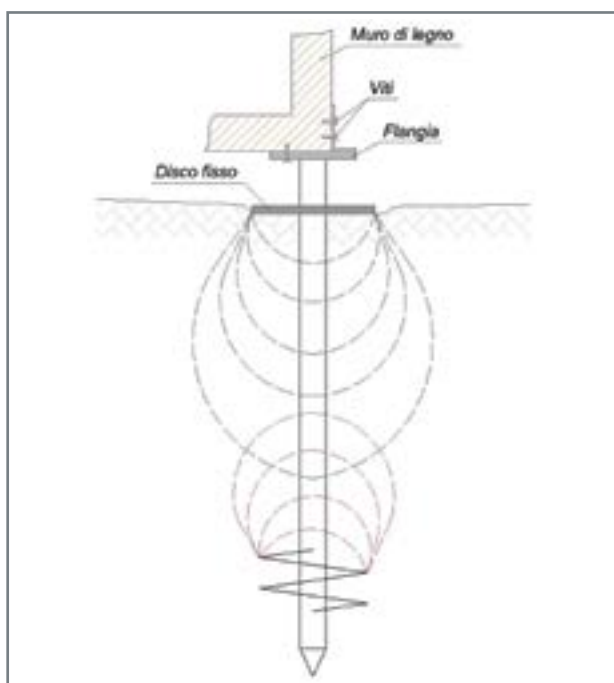
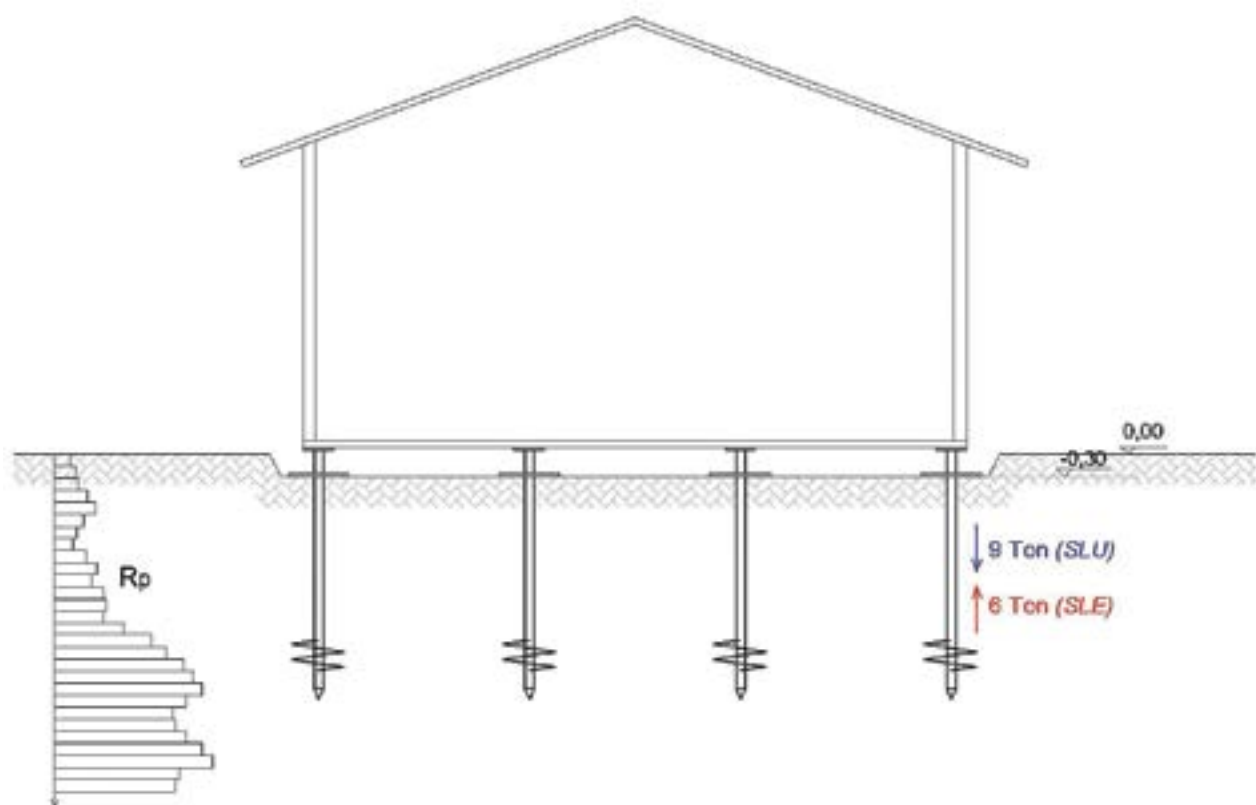
F

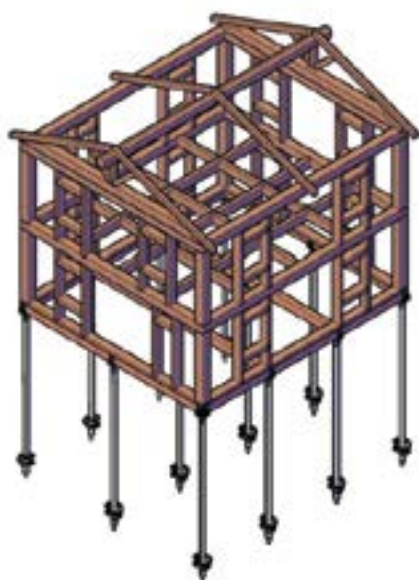
F 1 - APPLICAZIONI PRODOTTI Geopal®

F 1.1 - EDILIZIA PREFABBRICATA CIVILE E INDUSTRIALE



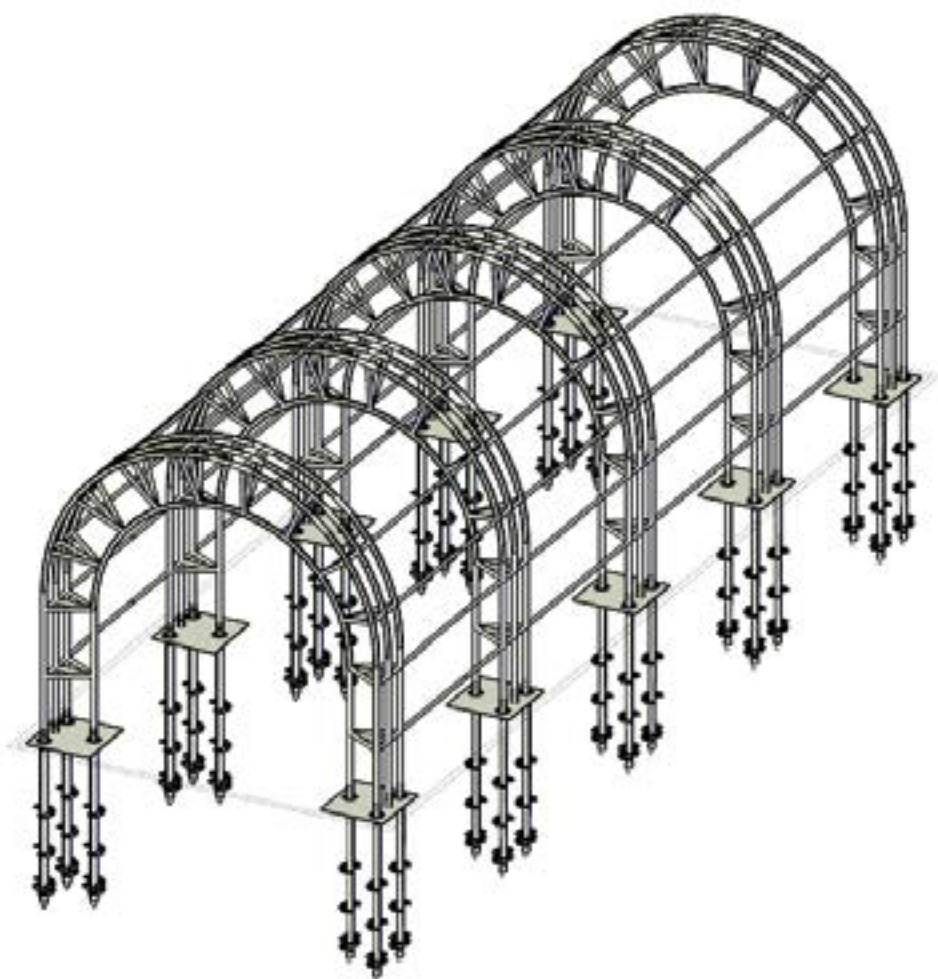


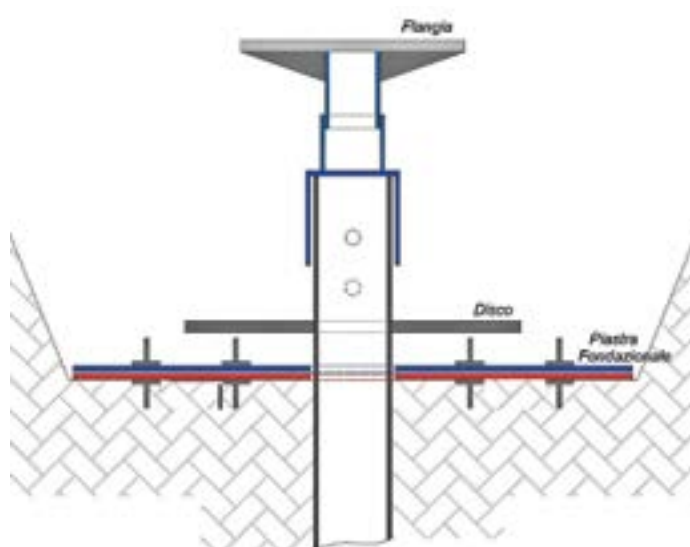
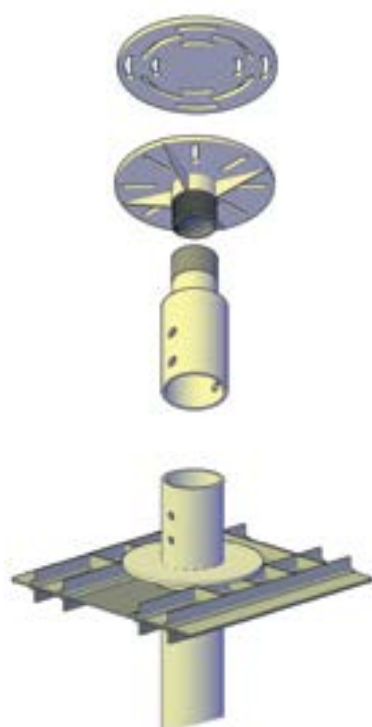
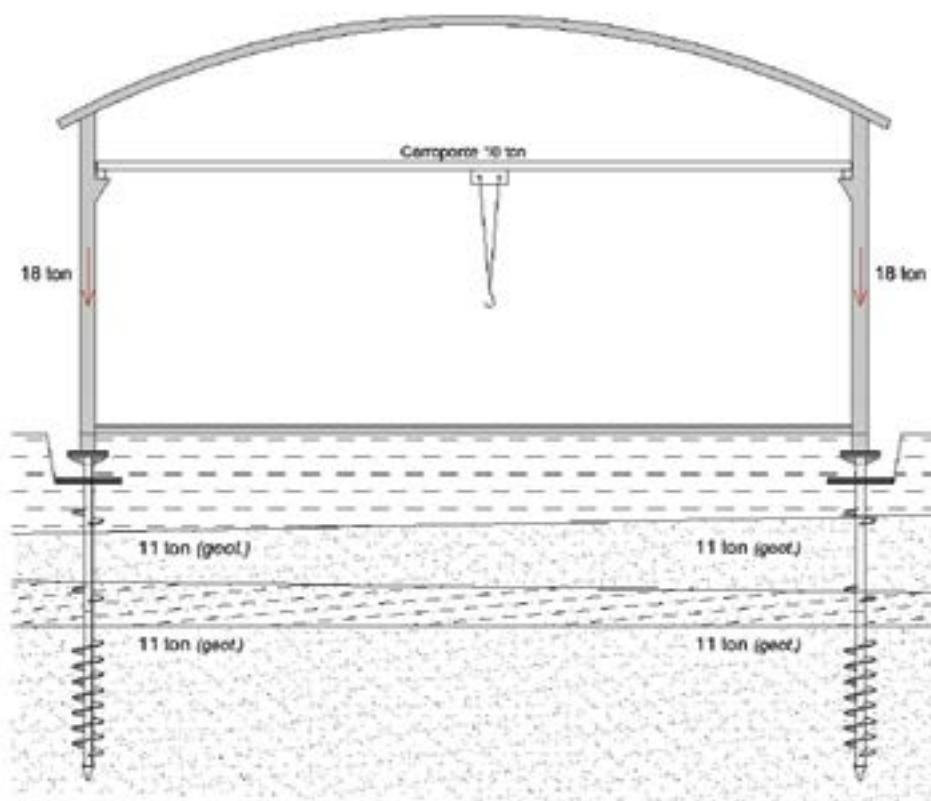




Strutture prefabbricate sostenute da pali Geopal®.

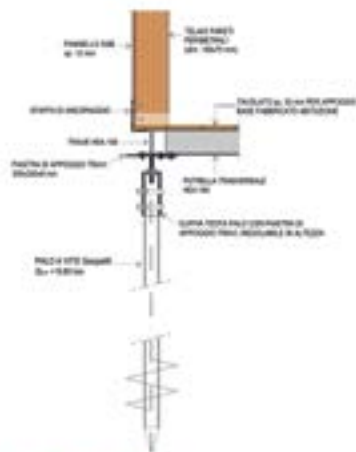






Studio GeoCentri - consulenza specialistica
 ingegneri - architetti - ingegneri
 via del Commercio - 40139 Bologna (BO) - Italia
 tel. 051/2640000 - fax 051/2640001 - e-mail info@geocentri.it

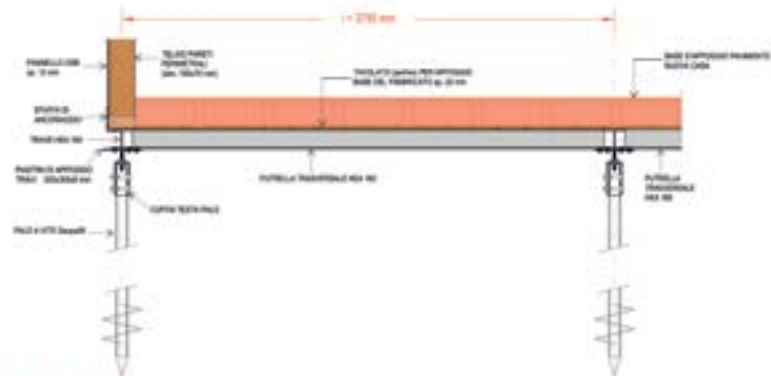
SEZIONE A-A: Particolare connessioni travi HEA con palo fondazionale Geopali e sovrastanti pareti perimetrali del fabbricato



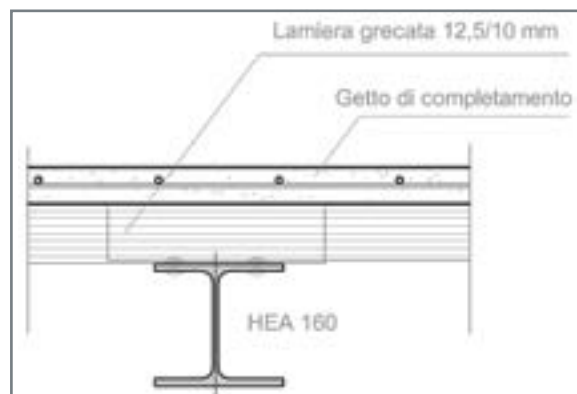
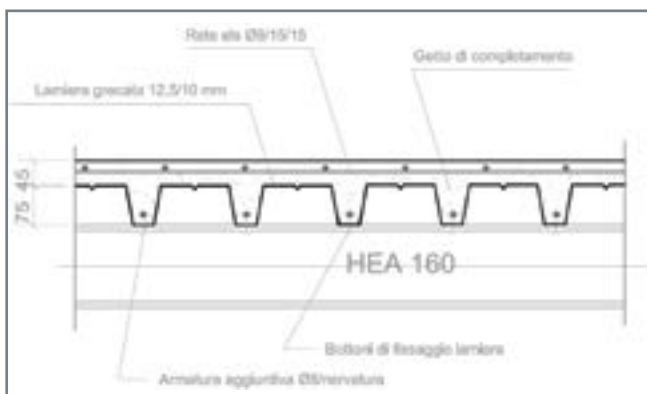
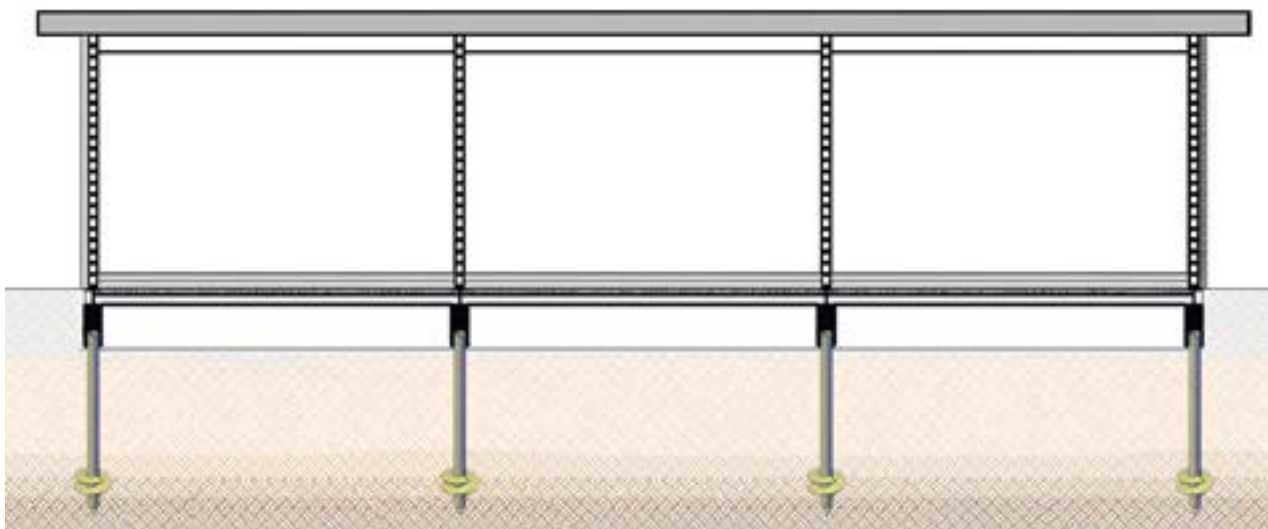
DISEGNO N.2 NON IN SCALA

Studio GeoCentri - consulenza specialistica
 ingegneri - architetti - ingegneri
 via del Commercio - 40139 Bologna (BO) - Italia
 tel. 051/2640000 - fax 051/2640001 - e-mail info@geocentri.it

SEZIONE B-B: Particolare costruttivo del solaio di appoggio della base del fabbricato abitazione



DISEGNO N.3 NON IN SCALA





Trabucco sul mare sostenuto da pali Geopal®.



F 1.2 - EDILIZIA TRADIZIONALE CIVILE E INDUSTRIALE

Pali Geopal® utilizzati come fondazione per un nuovo ristorante sulla spiaggia a Chioggia-Venezia.

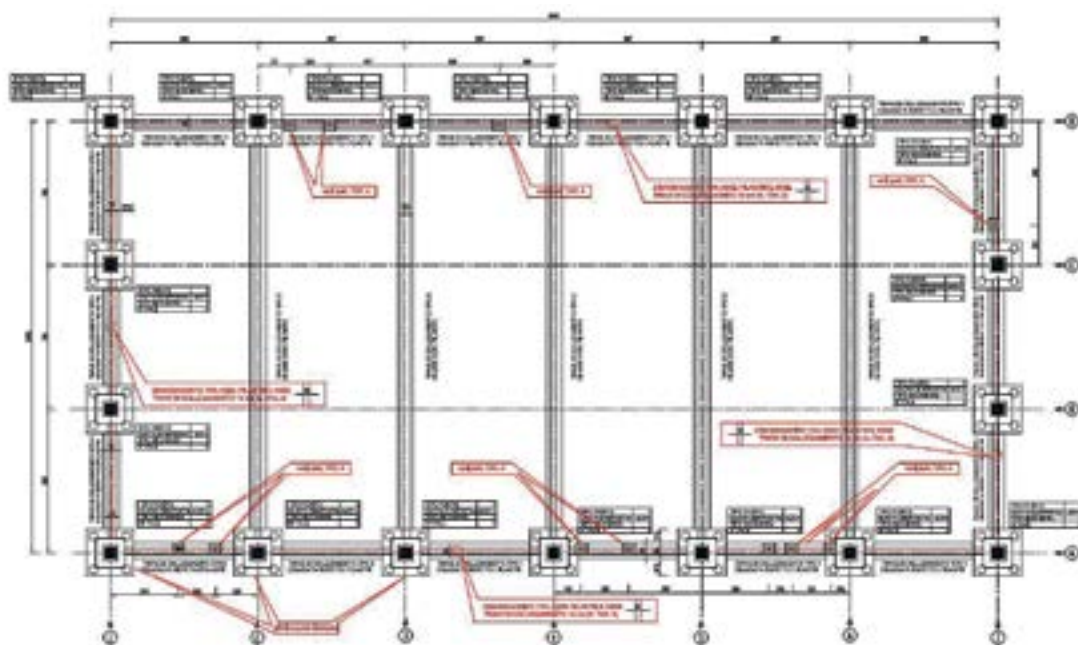


Fasi di posa in opera di pali Geopal® P2G e successivo agganciamento con plinto di fondazione, a sostegno di una torre di avvistamento nel parco naturale del Fiume Adige a Rosolina (Rovigo).



Torre di avvistamento, sostenuta da pali Geopal® mod. P2G, in località Rosolina Mare - Parco naturale del delta del Fiume Adige.

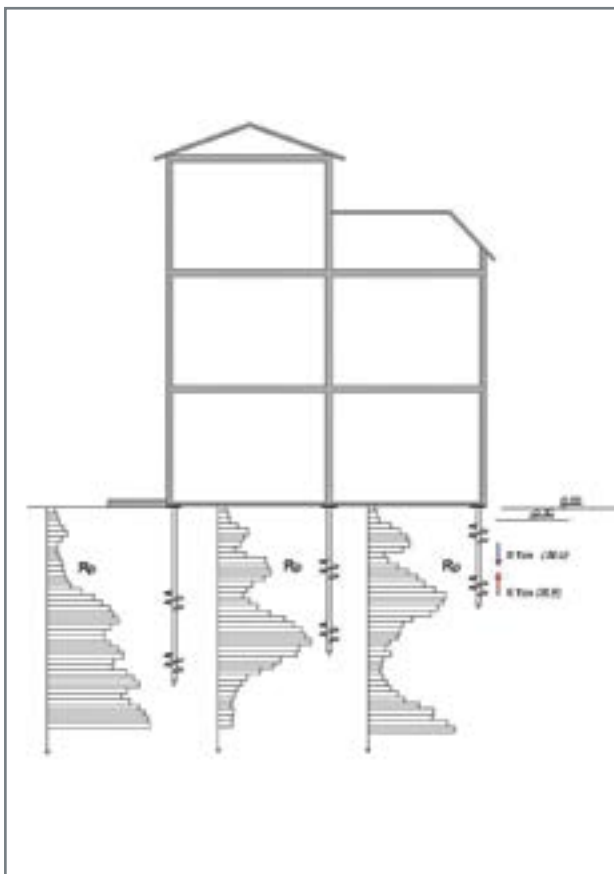




Pali a vite Geopal® utilizzati all'interno di un capannone industriale - Ristrutturazione ed ampliamento.

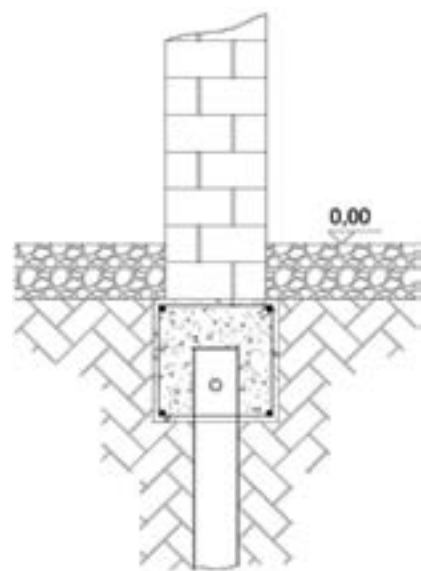
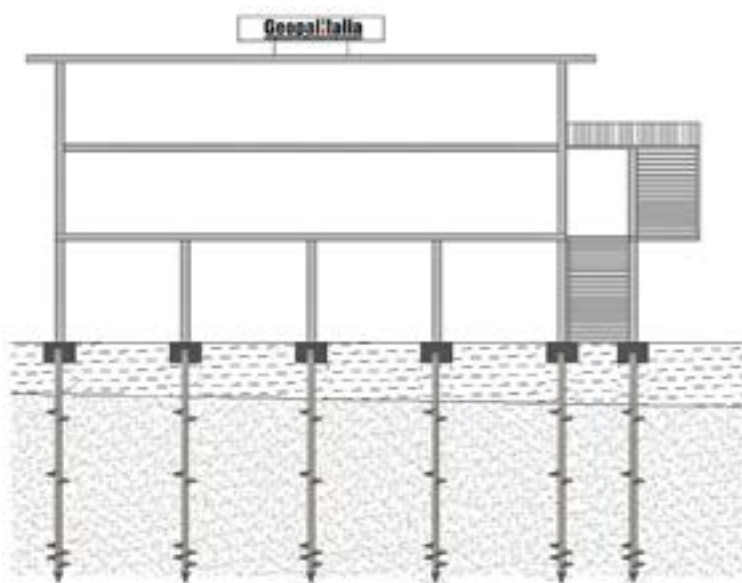






Utilizzo dei pali Geopal® mod. PVD per ampliamento di fabbricato industriale in località Vicenza.

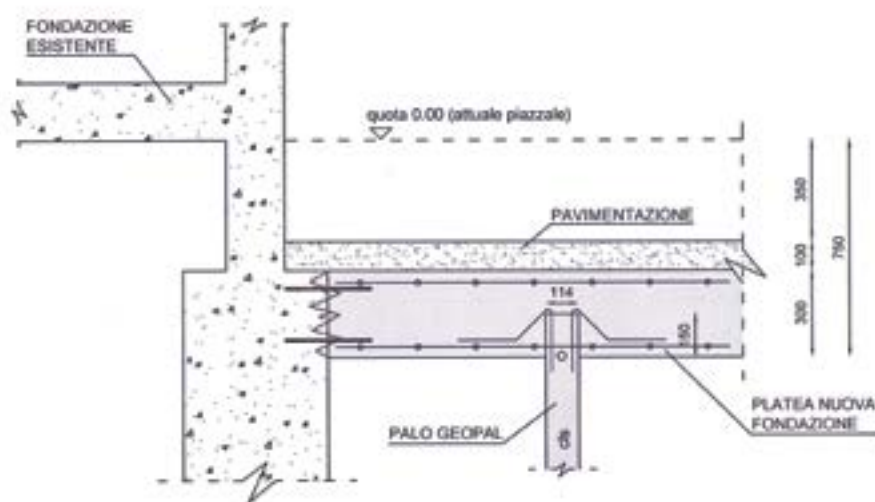




*Pali Geopal® mod. P2GPVD
impiegati come
fondazione per la nuova
costruzione di una nuova
costruzione commerciale
in località Chioggia -
Venezia.*



SCHEMA INDICATIVO BASE FONDAZIONALE



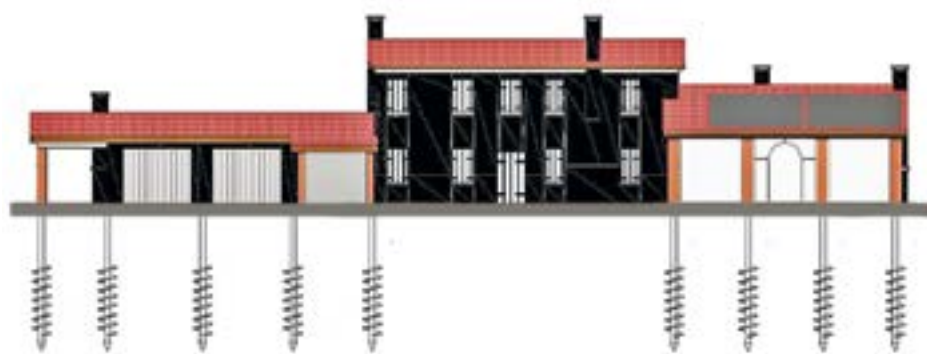
Realizzazione di platea fondazionale poggiante su pali a vite Geopal® P2G.





Posa in opera di pali Geopal® a sostegno di un impianto industriale all'interno di capannone a Villamarzana (RO).

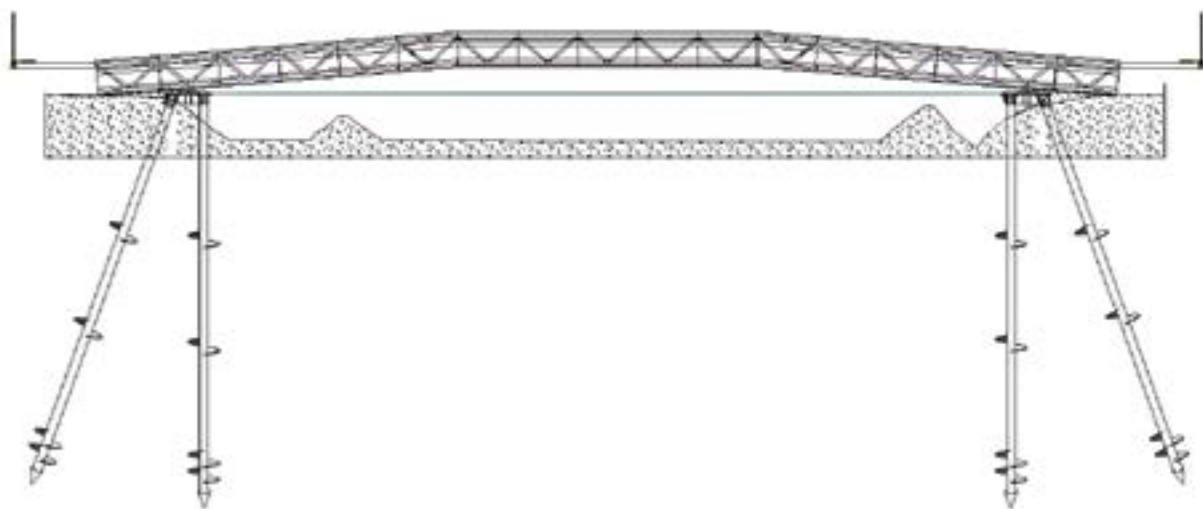




*Pali a vite Geopal®
mod. PVC utilizzati
come fondazione
per la nuova
costruzione di
porzione di
fabbricato civile in
località Sant'Anna di
Chioggia - Venezia.*



F 1.3 - PONTI



Ponte su sito archeologico Ravenna Antica - schema delle fondazioni su pali Geopal® mod. PVD ad alta capacità portante.

Fase d'infissione pali Geopal® mod. PVD inclinati e verticali.





Aggiunta di prolunghe zincate a caldo e armate con una vite di diametro 500 mm.

Particolare di una spalletta del ponte costituita da pali a vite Geopal® mod. PVD di lunghezza 10 metri, armati con eliche distanziate di $\Phi 500$ mm.





Vista della parte inferiore del ponte, durante la fase di piazzamento sugli appoggi d'acciaio realizzati sulle teste dei pali Geopal®.

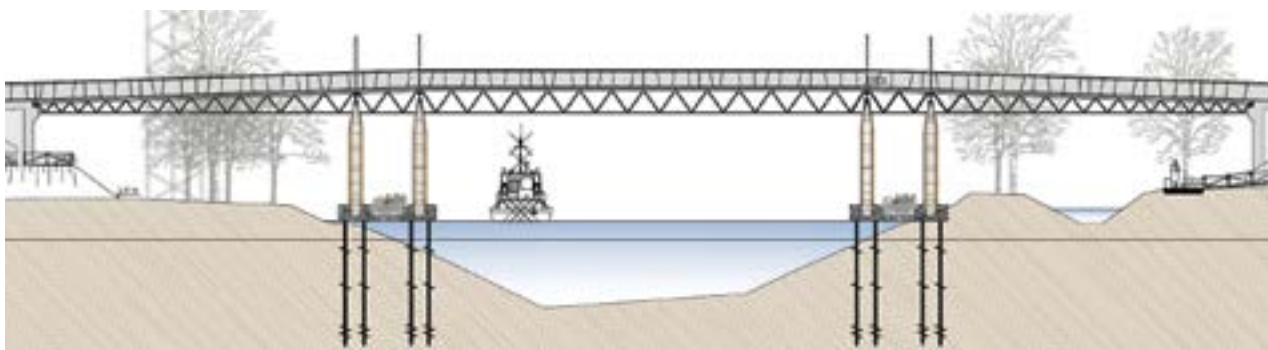
Particolare del fissaggio della struttura aerea del ponte ad una base di appoggio. Notare la soluzione adottata per rendere solidali le strutture ancorate al suolo.





Particolare del telaio reticolare del ponte.





Ponte su fiume Sile in loc. Belvedere a Casale sul Sile (TV) sostenuto da fondazioni su pali d'acciaio a vite Geopal® ad alta capacità portante.





Infissione dei pali fondazionali Geopal® mod. PVD dentro il perimetro dello zoccolo fondazionale.

Particolare del basamento fondazionale di contenimento teste dei pali fondazionali Geopal® mod. PVD impiegati per il sostegno del ponte.



Pile fondazionali poggianti su pali a vite Geopal® mod. PVD posti a sostegno del ponte ciclopedonale sul fiume Sile a Casale sul Sile (TV).

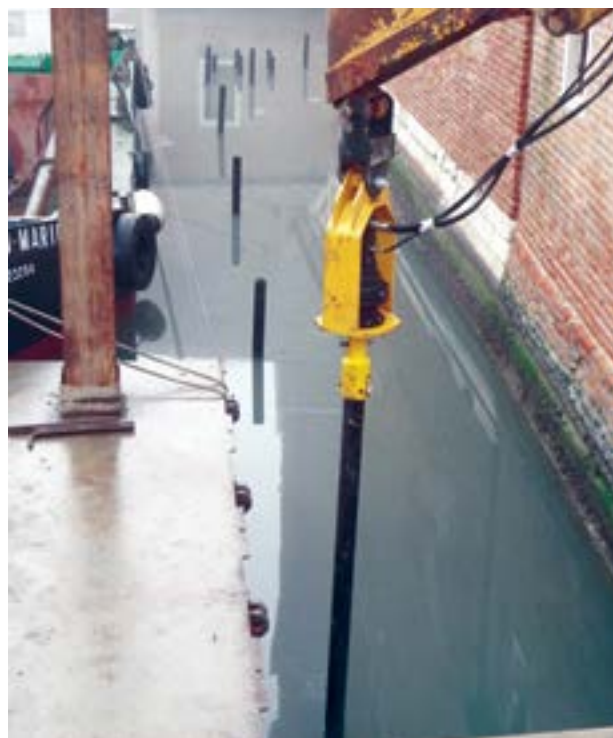
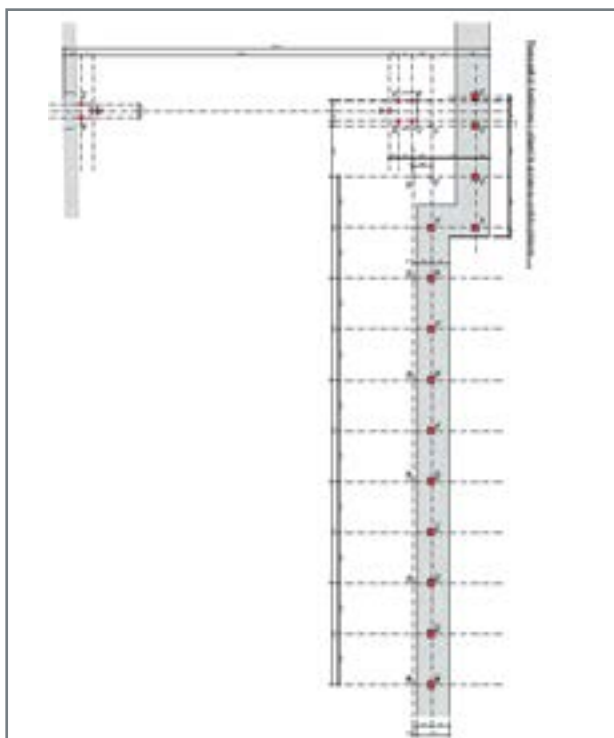


F 1.4 - PASSERELLE E PISTE CICLOPEDONALI

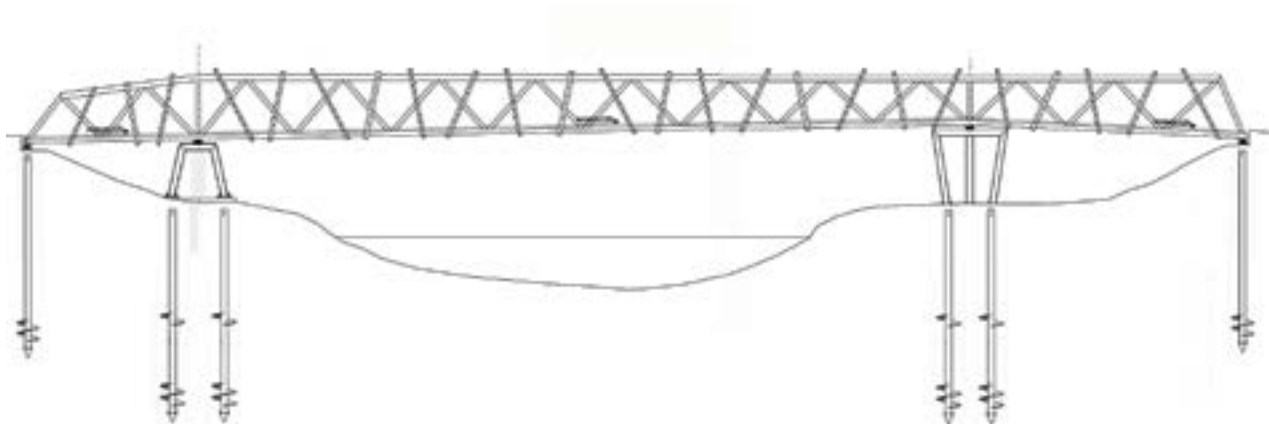




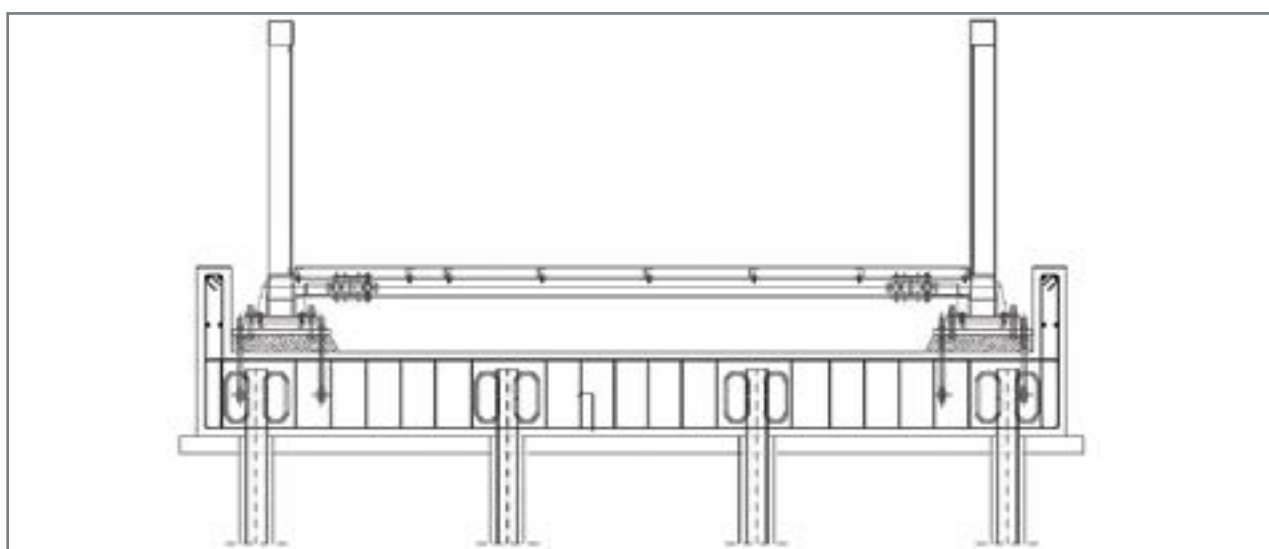
Passerella pedonale sostenuta da pali Geopal® P2G a Chioggia (VE).



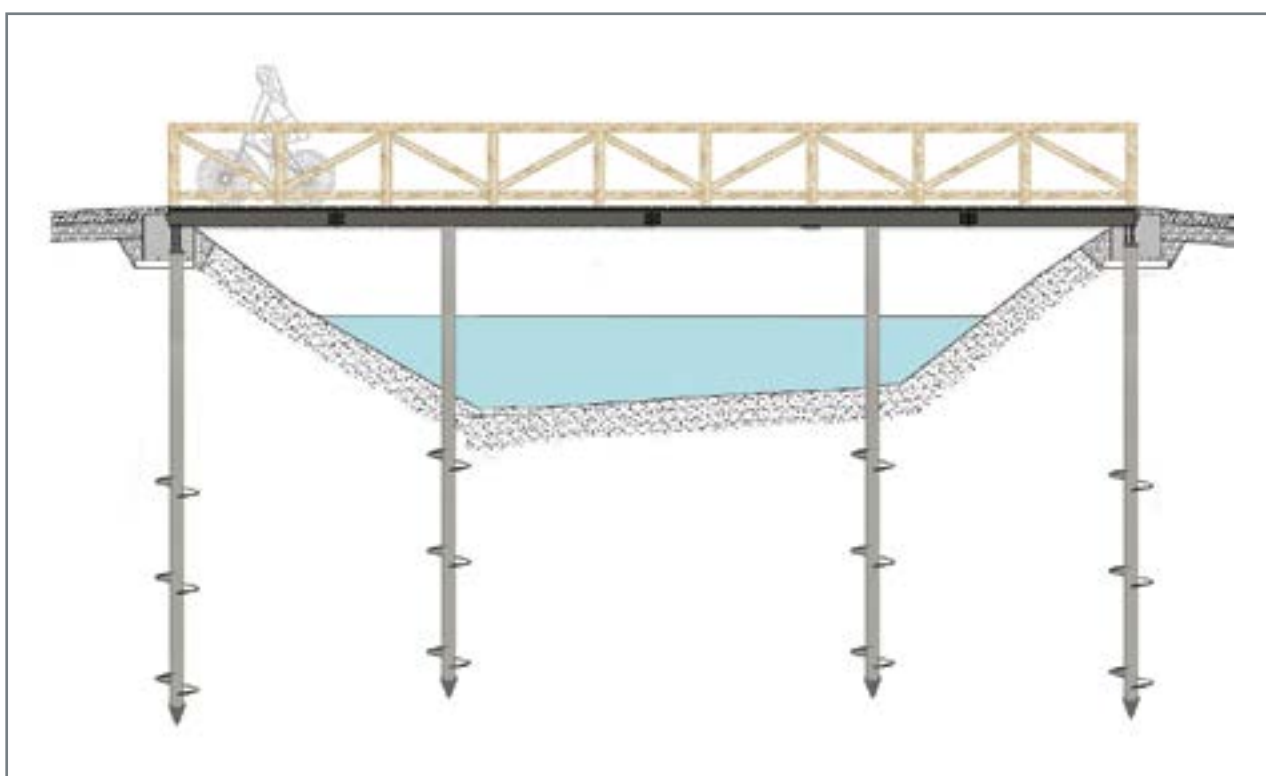




Passerella sul f. Musestre - Loc. Roncade (TV) sostenuto da pali fondazionali Geopal® tipo PVD e P2G.

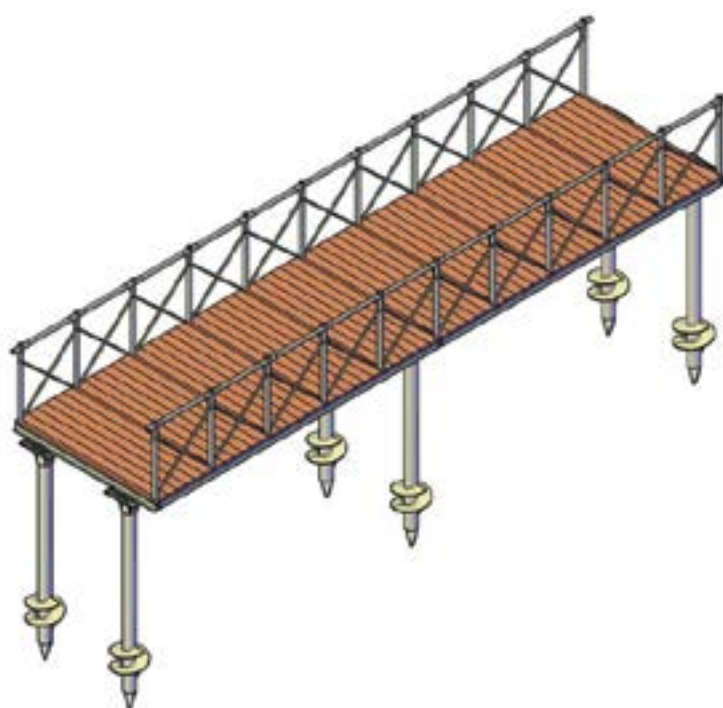






Ponte di attraversamento.





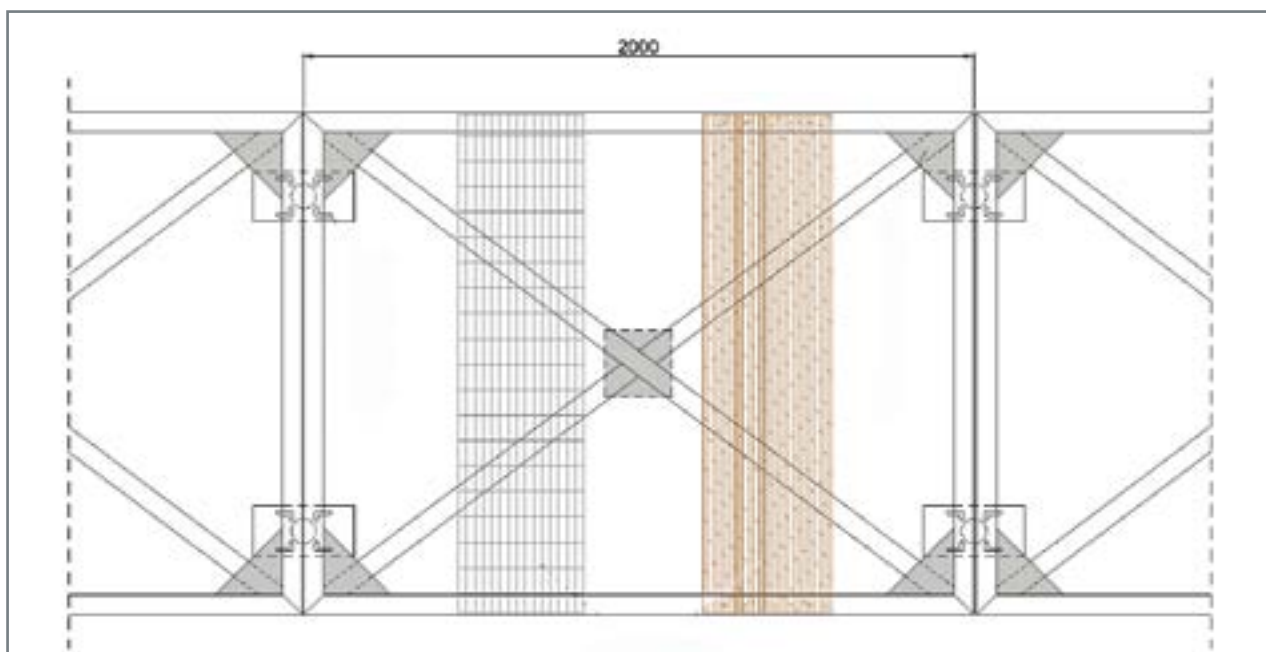
Pista ciclopedonale a basso impatto ambientale.



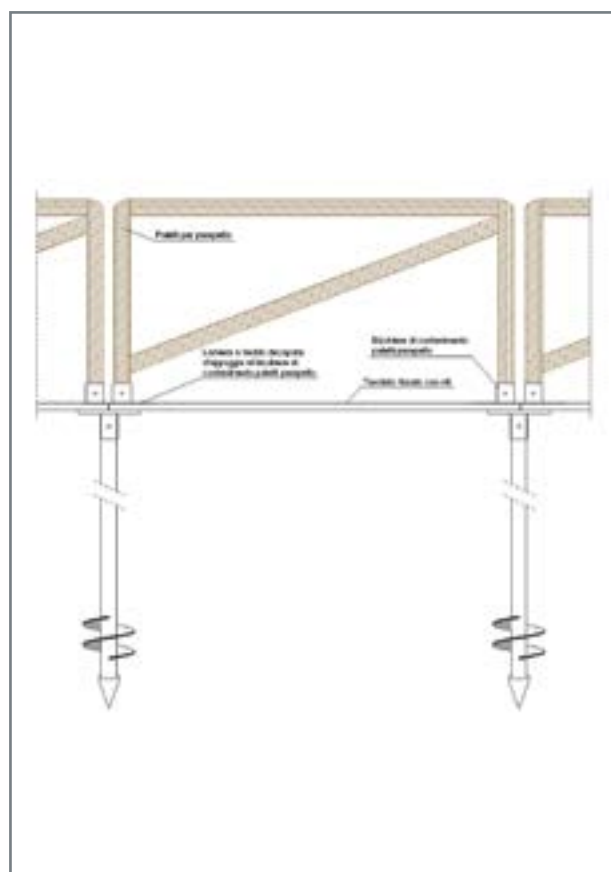
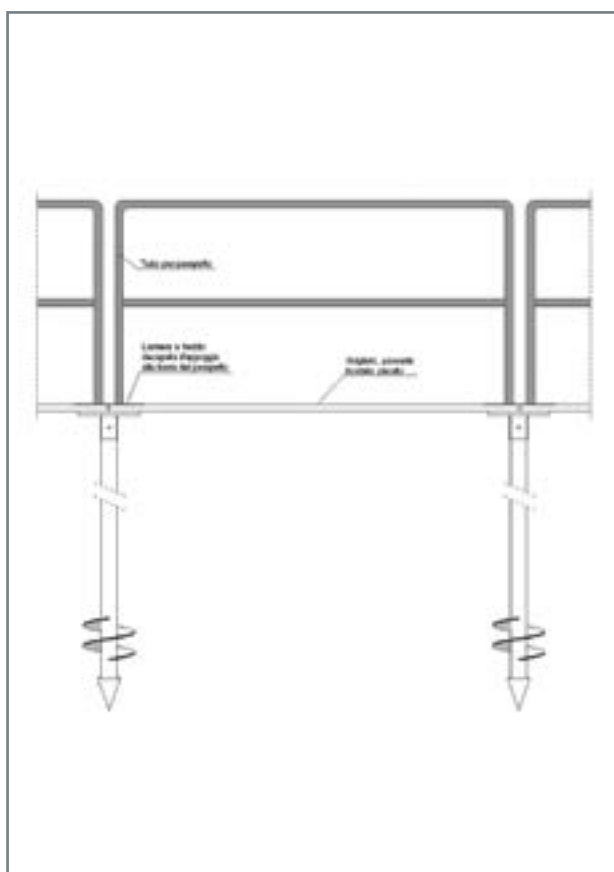


Esempio di passerella ciclopedonale realizzata sul fiume Sile con elementi di acciaio e legno a basso impatto ambientale.





Strutture modulari Geopal® realizzate per eseguire piste ciclabili sopraelevate, pontili, percorsi vita dentro parchi naturali.



F 1.5 - CONSOLIDAMENTO DI FONDAZIONI CON MICROPALI E TIRANTI ATTIVI

Crepe e dissesti nelle strutture sono un segnale importante di cedimento differenziale delle fondamenta. I metodi di consolidamento negli ultimi anni hanno avuto una notevole evoluzione sviluppando tecniche molto efficaci che prevedono l'inserimento di micropali e tiranti attivi, indicati per trasferire i carichi della struttura in profondità su terreni stabili.

A differenza dei pali tradizionali, questi interventi non comportano rilevanti problemi in termini di costi, tempi di realizzazione, invasività e necessità di demolizioni.

Il cedimento e l'abbassamento delle fondazioni è normalmente da imputare ad un insieme di cause: il deterioramento del terreno o delle fondazioni, la siccità, il dilavamento, la bassa portanza del terreno sottostante l'edificio o l'errato dimensionamento delle fondazioni, l'aumento del carico applicato alla fondazione stessa, lo scavo a cielo aperto o in ambiente sotterraneo nelle aree immediatamente prossime all'edificio, le variazioni della distribuzione di pressioni interstiziali, le variazioni del grado di saturazione (contenuto d'acqua) e le vibrazioni ambientali o antropiche, superficiali o profonde.

Il consolidamento degli edifici è un'operazione indispensabile quando compaiono segni di cedimento strutturale ed è dunque un obbligo non trascurare i vari campanelli d'allarme. La tecnica di micropalificazione con acciaio alto-resistenziale è una soluzione efficace per ripristinare la stabilità di un edificio anche per problematiche profonde e dissesti di notevole entità, grazie alla portata delle viti che assicura la resistenza sugli strati di terreno più profondi e compatti.

Grazie alla loro azione, è possibile riportare in profondità quei carichi che la struttura dell'edificio affida al sottosuolo nel caso in cui non siano presenti in superficie terreni di buona capacità portante, in grado di sostenere i carichi trasmessi.

I palotiranti Geopal® possono consolidare immediatamente la fondazione con l'eventuale recupero delle quote utilizzando mezzi e strumenti mobili e maneggevoli, così da diminuire sensibilmente i tempi di realizzazione senza la necessità di lavori complementari, come ad esempio l'estrazione di fanghi, realizzazione di getti, produzione di terreno di risulta, vibrazioni o rumori.

Pali a vite pressoinfissi

Sono estremamente versatili e possono essere installati in ogni ambiente, esterno o interno, compresi i locali interrati. Sono pali modulari in acciaio ad alta resistenza costituiti da una batteria di singoli elementi pressoinfissi in successione nel terreno.

La profondità massima raggiungibile è mediamente superiore ai 10 metri: varia in funzione della stratigrafia e del contrasto offerto dalla struttura, ma l'efficacia dei pali può raggiungere valori elevati anche infiggendoli a pochi metri di profondità. I singoli pezzi sono collegati tra loro con innesto maschio-femmina. L'installazione degli elementi viene attuata da martinetti idraulici impostati su speciali piastre dedicate, preventivamente ancorate alla fondazione con viti di fissaggio. Terminata la fase d'infissione e prodotti i cedimenti primari, viene assegnato a ciascun palo l'effettivo carico d'esercizio ed ottenuto il sollevamento della fondazione desiderato operando in simultanea su un adeguato nume-

ro di pali.

I pali a vite, grazie alle loro peculiarità, sono particolarmente adatti a stabilizzare strutture cedevoli e pavimentazioni esistenti, ma anche per sostenere nuove costruzioni che necessitano magari di elevate portate da scaricare su terreni per lo più cedevoli, come quelli argillosi.

Il palo a vite, a seconda del modello che Geopalitalia propone per le diverse litologie di terreno, è provvisto di una o più eliche, continue o distanziate, a seconda che si tratti dei mod. P2G - PVD - PVC.

I singoli elementi sono collegati tra loro mediante bullonatura. L'installazione avviene con la rotazione impressa da un motore idraulico montato su adeguate macchine operatrici, di dimensioni relativamente compatte. L'infissione pro-

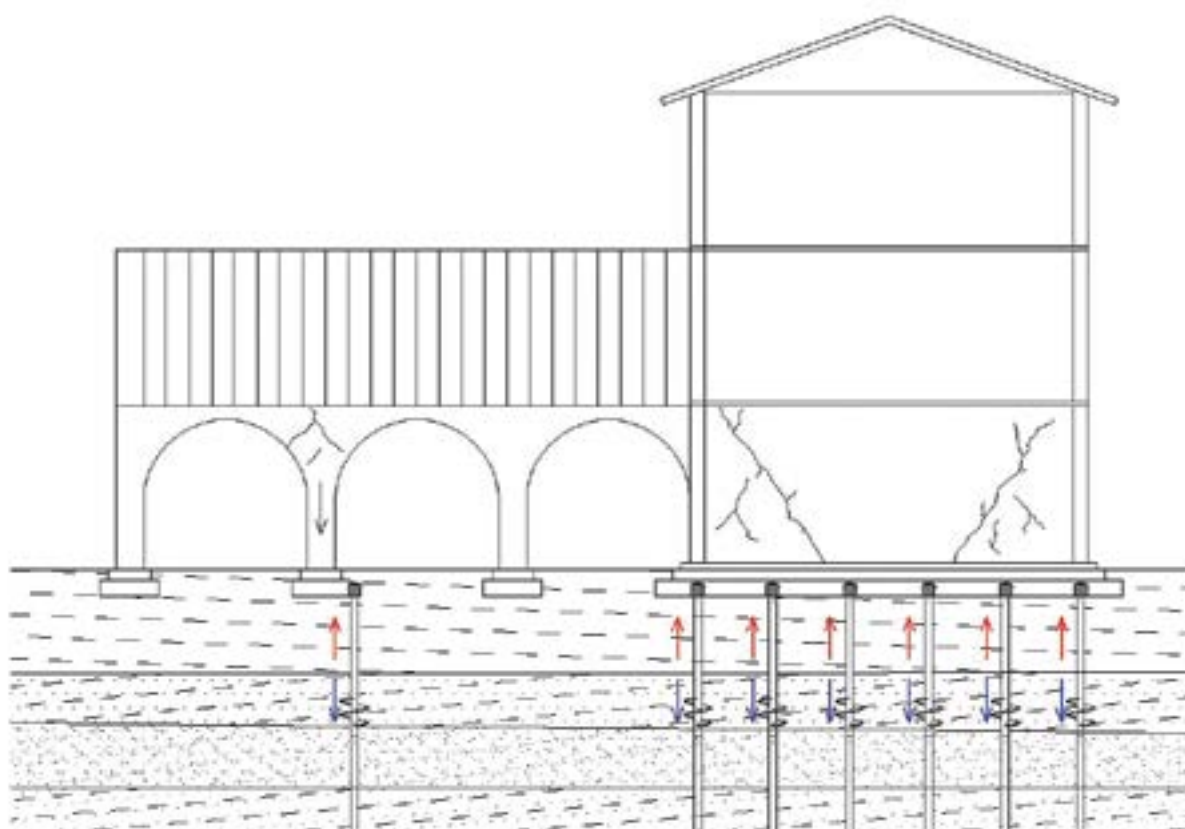
segue fino al raggiungimento della profondità stabilita e della portata richiesta.

Grazie ad una recente strumentazione realizzata dai tecnici di Geopalitalia, è possibile misurare lo sforzo di infissione e quindi stimare la portata raggiunta da ogni singolo palo.

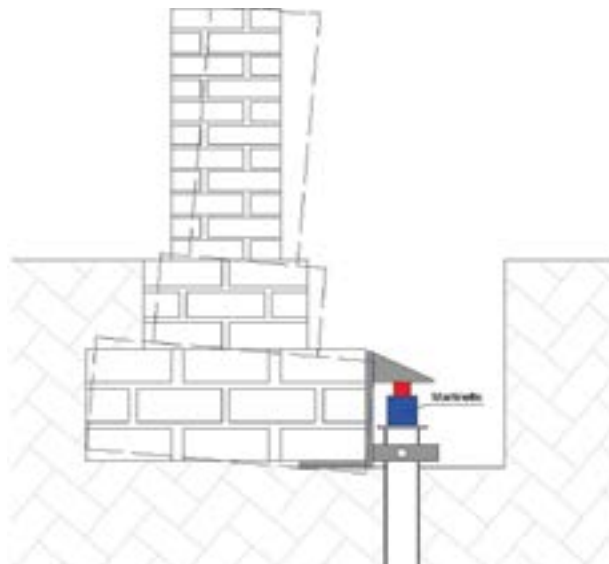
Pali autoancoranti

L'infissione di questi pali avviene per mezzo di un avvitatore idraulico che spinge il palo a vite in profondità fino al raggiungimento dello strato rigido utile al trasferimento del carico strutturale.

Ogni micropalo è dotato di una punta a vite con puntazza robusta, atta a facilitarne la penetrazione, così da consentirgli di attraversare anche gli strati più duri e dunque raggiungere quelli in cui intestarsi.



Intervento di consolidamento e messa in sicurezza di un fabbricato storico soggetto a cedimenti strutturali e geotecnici dei terreni fondali. La precompressione dei pali a vite, eseguita in modo controllato con martinetti e adeguati manometri, garantisce il successo dell'operazione di recupero dell'edificio.





Particolare della fase di sollevamento di una muratura da consolidare con criteri antisismici.



Particolare di precaricamento di un palo fondazionale infisso in corrispondenza di un punto critico.



Precaricamento di pali fondazionali posti a perimetro di un edificio interessato da progetto di risanamento e sopraelevazione.

Pali di sottofondazione in fase di precaricamento a tonnellaggio di compensazione.





Consolidamento di una vasca di alloggiamento pompe idrauliche dell'acquedotto di Jesolo - Venezia (2014).





Consolidamento fondazionale di un edificio storico veneziano, situato sulla sponda destra del Canal Grande a Venezia.

La committenza ed i progettisti hanno deciso di utilizzare il palo fondazionale Geopal® per la sua minima invasività, rapidità d'impiego, sicurezza della portata e per la totale assenza di vibrazioni, che avrebbero lesionato la struttura dell'antico palazzo veneziano.



Palificata a sostegno di una cinta muraria di contenimento del terrapieno del giardino di un palazzo storico.





Intervento di consolidamento fondazionale di un edificio soggetto a cedimenti.



Particolare sul collegamento dei ferri di armatura del cordolo con la testa dei pali a vite.



F 1.6 - PALIFICATE REGGISCAVO RSC



Esempi di palificata reggiscavo RSC eseguite con pali Geopal®.





Posa in opera di pali a vite Geopal® disposti a perimetro di un'area da scavare a confine di proprietà.

Palificata reggiscavo tipo "berlinese" realizzata con palotirante Geopal®.





Esempio di palificata RSC interna ad un fabbricato da restaurare.





Particolari di una palificata RSC eseguita ad Abano Terme per la realizzazione dei garage sotterranei di un albergo.

Getto platea in calcestruzzo dei garage.





Posa in opera di una palificata tipo "berlinese" realizzata a Jesolo Lido (VE).

Particolare di una sottofondazione di contrasto alla spinta orizzontale.





Palificata RSC di protezione a un impianto di cisterne di prodotti infiammabili stoccati in un'area industriale di Mestre (VE).



F 1.7 - ENERGIE RINNOVABILI E RETI ENERGETICHE

F 1.7.1 - Fotovoltaico



Impianto fotovoltaico su tracker ancorato al suolo con pali a vite Geopal® PVD.



Inquadratura NW-SE di un tracker fotovoltaico fondazionato su pali Geopal® - Minitracker sostenuti da monopalo Geopal® P2G.





Campo fotovoltaico realizzato in Piemonte e sostenuto da pali Geopal® P2G.





Impianto fotovoltaico sostenuto da pali a vite Geopal®.





*Impianto fotovoltaico sostenuto da pali a vite Geopal® P2G 140.
Si noti il basso grado di impatto ambientale.*





Messa in opera di pali a vite Geopal® P2G 60 per la realizzazione di un impianto fotovoltaico da 3,50 kW.



F 1.7.2 - Eolico





Pali Geopal® utilizzati dalle NASE C.A. per il sostegno di una condotta idraulica a sud di Caracas in Venezuela.

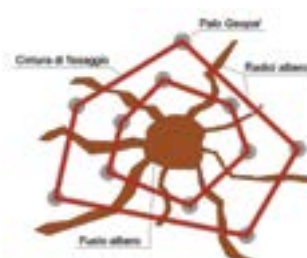
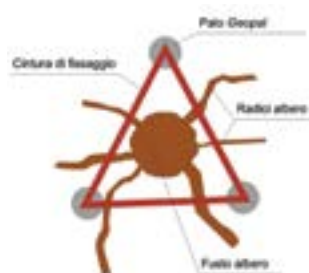
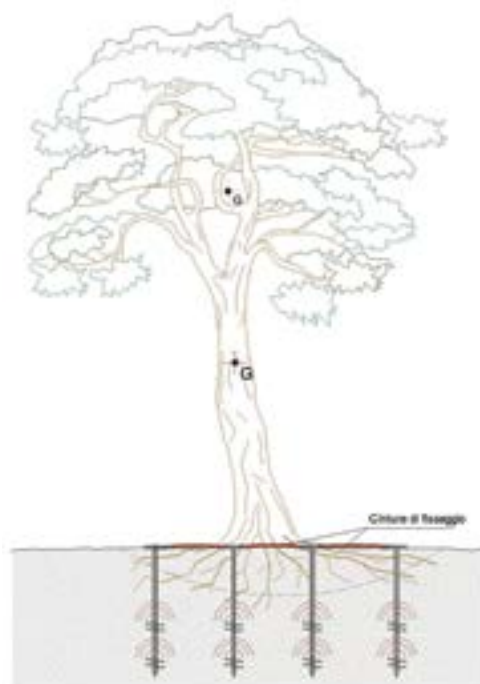
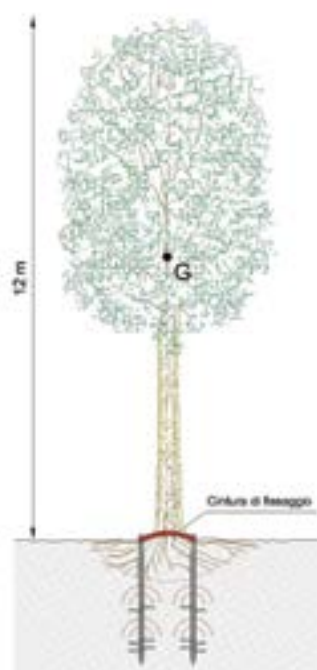
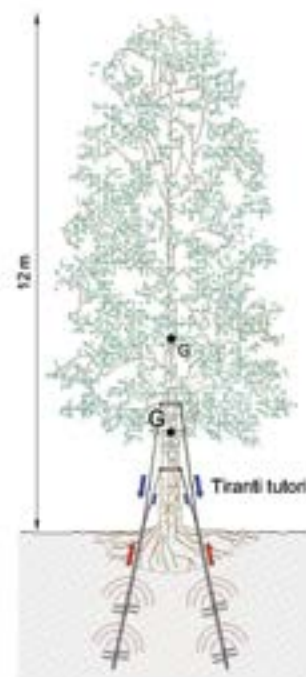
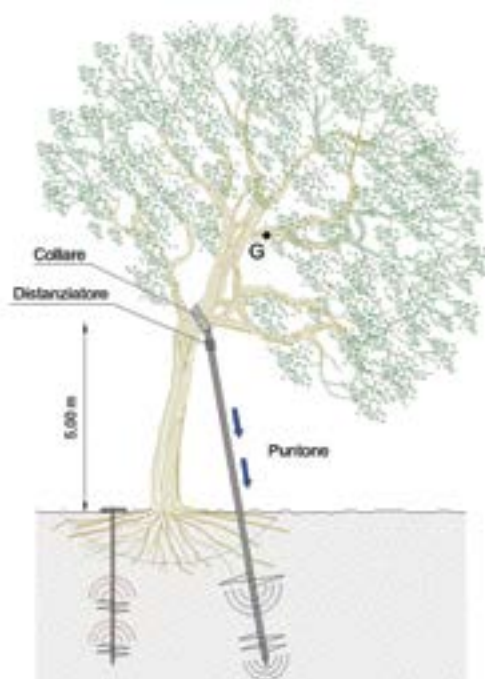


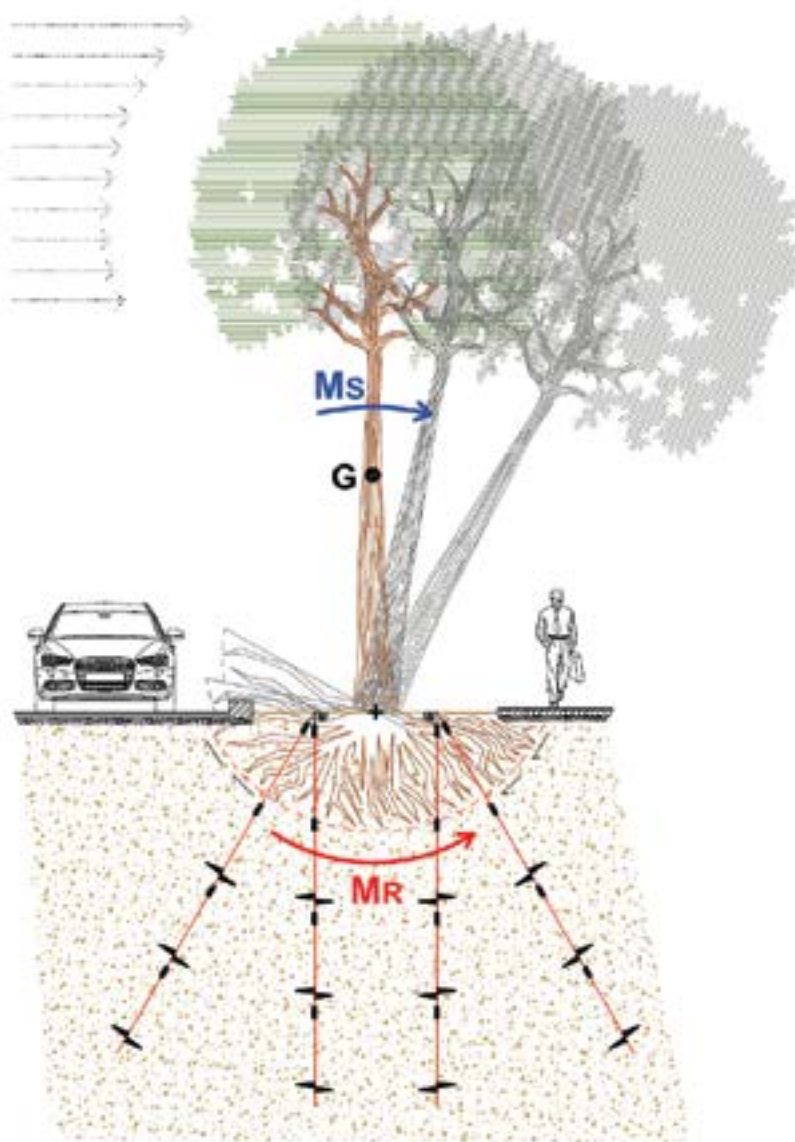
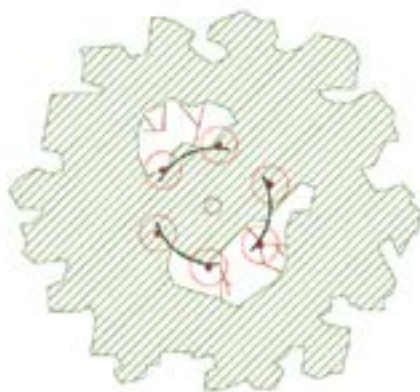


Paio Geopal® ad alta capacità portante PVD 168 utilizzato in un cantiere a Chioggia (VE).

F 1.8 - ARREDO URBANO E ANCORAGGI VARI

F 1.8.1 - Ancoraggio delle alberature





Utilizzo di tiranti Geopal® TIR-AP per impedire un eventuale ribaltamento di alberature ad alto fusto.

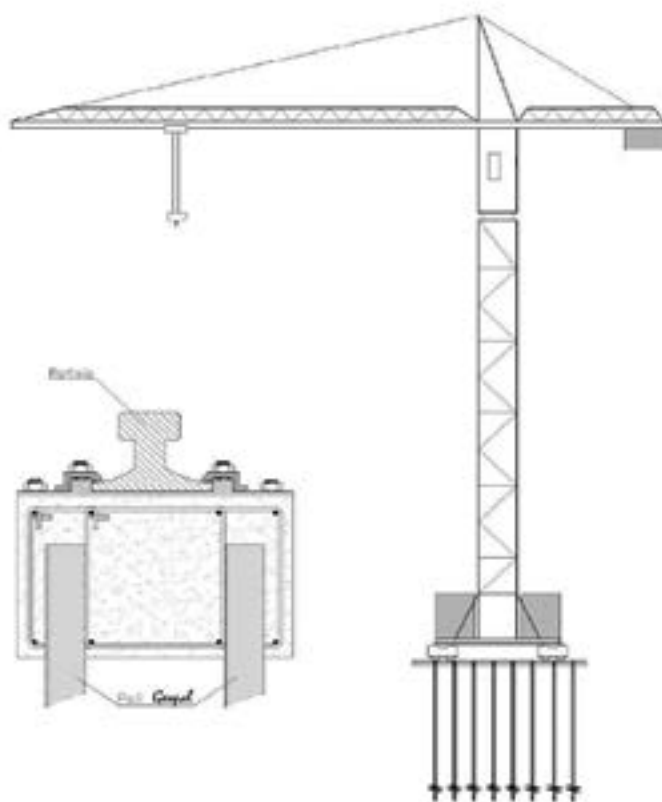


Messa in sicurezza del taglio secolare presente lungo la SS Pontebbana a Mogliano Veneto (TV).

La tesura dei cavi di ancoraggio può essere regolata e misurata con apposita strumentazione.



F 1.8.2 - Ancoraggio strutture prefabbricate leggere



Palafittatura di un solaio ad alta capacità portante realizzato in centro a Treviso. Si notino le acque di falda affioranti a solo 1 metro di profondità.

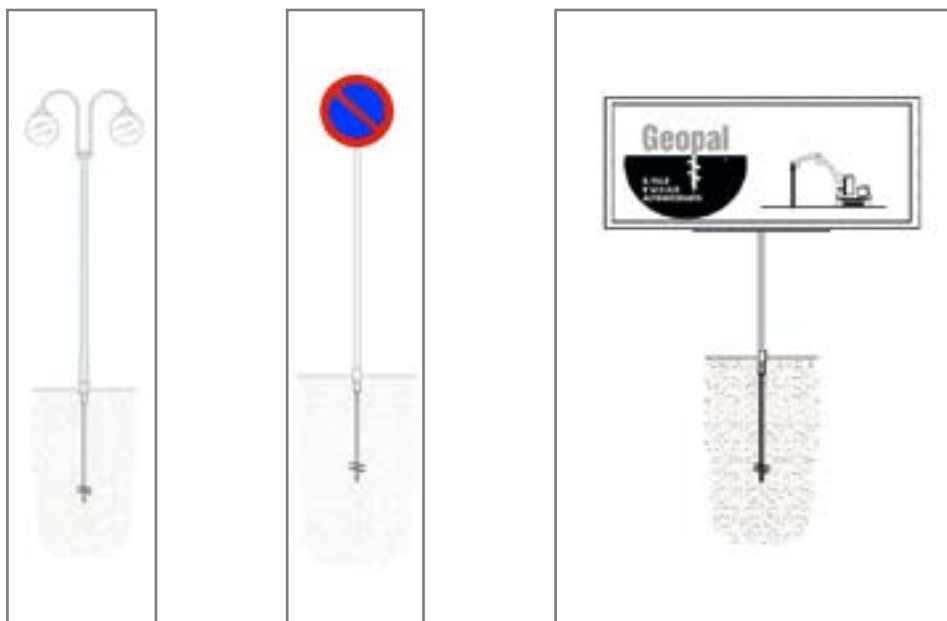


F 1.8.3 - Arredo urbano



Recinzione militare sostenuta da pali Geopal® P2G. Si noti il basso impatto ambientale dovuto all'assenza di calcestruzzo.





Particolare di posa in opera di pali fondazionali lungo scarpata stradale per il sostegno dei tralicci dell'illuminazione pubblica a Mirano (VE).



F 2 - PRODUZIONE E LOGISTICA

F 2.1 - OFFICINE MECCANICHE CERTIFICATE COME CENTRI DI TRASFORMAZIONE A NORMA CE

Il processo di produzione degli elementi costituenti i palotiranti fondazionali a vite progettati da Geopalitalia viene realizzato secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia e, in particolare, dalla UNI EN 1090-1.

Le attività di lavorazione e confezionamento dei prodotti Geopal® sono realizzate da officine di carpenteria metallica che hanno conseguito, da parte di ente certificatore notificatosi presso la Commissione Europea, l'attestazione di centro di trasformazione abilitato alla certificazione CE, quindi alla marchiatura dei prodotti realizzati ai sensi del regolamento UE 305/2011.

Prima di qualsiasi lavorazione, tutti i prodotti arrivati in fabbrica sono controllati in modo da verificarne l'esatta qualità. Questo permette di disporre di tutti i certificati di conformità dei prodotti, da quando

entrano in fabbrica a quando vengono confezionati per la spedizione, con il conseguente vantaggio di un prodotto finale certificato e realizzato nel rispetto di tutte le normative italiane e comunitarie.

L'ambiente ampio e ben attrezzato rende possibili lavorazioni in serie, con rapida movimentazione della merce.

Tali centri di trasformazione realizzano, oltre ai palotiranti fondazionali a vite, i relativi accessori e strutture in elevazione predimensionate quali: ponti, passerelle, piste ciclopedonali, tralicci etc., che Geopalitalia fornisce ai clienti.

In quanto stazione appaltante, Geopalitalia affida spesso la produzione dei propri prodotti a ditte terze dislocate, per motivi logistici, sul territorio nazionale e rilascia, su richiesta del cliente, una dichiarazione di prestazione redatta dal fabbricante attestante la conformità dei materiali e delle lavorazioni, secondo quanto prescritto dalle suddette normative.

Geopalitalia si erige quindi a garante della qualità dei prodotti che produce e/o fa produrre da aziende collegate, apponendo il proprio marchio a garanzia di ciò che propone nel mercato nazionale ed estero nei termini di legge.

Figura F.1 - Saldatura di una spira elicoidale su un palo PVC impiegando per sottofondare il basamento di un macchinario da 850 KN, installato dentro uno stabilimento metalmeccanico a Villamarzana (RO).



Figura F.2 - Cumulo di palotiranti Geopal® PVC di medio tonnellaggio, pronti per essere trasportati in cantiere.

Figura F.3 - Movimentazione di un palotirante Geopal® PVD ad alto tonnellaggio.

Figura F.4 - Inquadramento del settore verniciatura, attrezzato per il trattamento anticorrosione praticato sui palotiranti Geopal®.

Figura F.5 - Magazzino di stoccaggio dei tubi d'acciaio di vario diametro e spessore.

Figura F.6 - Catasta di palotiranti con flangia di testa, zincati a caldo, pronti per l'impiego nel settore fotovoltaico.

Figura F.7 - Catasta di pali a vite modello P2G ad alto tonnellaggio, predisposti per il trattamento di pulizia praticato prima di applicare lo strato protettivo di Rapid Primer.

Figura F.8 - Palotiranti modello PVD in cabina di verniciatura.

Figura F.3



Figura F.5



Figura F.7



Figura F.2



Figura F.4



Figura F.6



Figura F.8



F 2.2 - LOGISTICA: TRASPORTO MERCI E MEZZI D'OPERA IN CANTIERE

Figura F.9



Figura F.9 - Inquadramento del pieno carico di pali a vite Geopal® P2G ad alto tonnellaggio su autotreno prima di essere legati e pesati.

Figura F.10



Figura F.10 - Inquadramento dello stesso mezzo durante la messa in sicurezza della merce.

Figura F.11



Figura F.11 - Vista del mezzo d'opera utilizzato per l'infissione di palotiranti Geopal® in un cantiere a Livorno.

Figura F.12



Figura F.12 - Inquadramento di un autotreno durante la fase di scaricamento di pali Geopal® modello P2G ad alto tonnellaggio.

F 3 - ATTREZZATURE

F 3.1 - MEZZI D'OPERA

Fra i vantaggi di cui gode il palotirante Geopal® c'è anche quello di poter essere infisso nel terreno utilizzando i comuni mezzi d'opera presenti in tutti i cantieri.

Figura F.13 - Escavatore attrezzato di avvitatore per la posa di pali P2G.



Figura F.15 - Escavatore durante l'infissione di un P2G sul passante di Mestre (VE).



Figura F.14 - Parco macchine per la posa in opera di pali Geopal®.



Figura F.16 - Infissione di pali PVD nel cantiere archeologico di Ravenna Antica (RA).



F 3.2 - AVVITATORI

L'infissione del palo Geopal® avviene con l'ausilio di un apposito motore idraulico, collegato al circuito della macchina pianta pali, al quale viene collegata la cuffia di aggancio del palo medesimo. Una volta agganciato all'avvitatore, ciascun palo viene sollevato, posizionato sul punto prescelto e avvitato fino al raggiungimento del substrato rigido utile al trasferimento del carico voluto, così da poter raggiungere sempre la quota prefissata per avere la portata richiesta.

Modello	Portata olio max (lt/min)	Dimensione albero (mm)	Tipo motore	Pressione max di lavoro	Diametro min tubi di collegamento	Coppia max (kgm)
T 3	30 - 80	Hex50	Orbitale	250	3/4 GAS R9	350
T 2000	80 - 150	Hex70	Orbitale	260	1" GAS R9	2000
T 5000	150 - 225	Hex70	A pistoni	370	1" 1/2 GAS R9	5000
T 16000	500	Quadrato 150 mm	A pistoni	430	1" 1/2 GAS R9	16000



Figura F.17 - T 3.

Figura F.19 - T 5000.



Figura F.18 - T 2000.

Figura F.20 - T 16000.



F 3.3 - TRIVELLE

La trivella di perforazione viene utilizzata durante la posa in opera dei pali Geopal® qualora fossero necessari dei prefori per oltrepassare strati di sottosuolo contenenti materiali di riporto, ciottoli, elementi lignei, scarti o resti di opere edili particolarmente duri e/o ingombranti per la posa in opera dei pali.

Figura F.21 - Inquadramento di due teste di perforazione di due trivelle Geopal®.

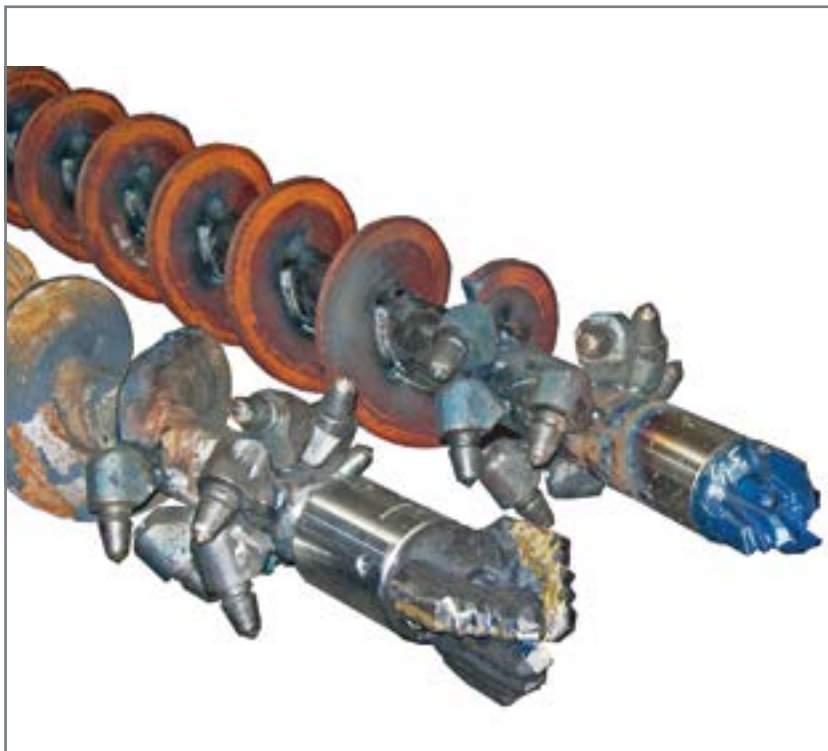


Figura F.22 - Punta di trivella per argille sovraconsolidate e/o sabbie limose con caranto.

Figura F.23



Figura F.24



F 3.4 - CUFFIE

Le Cuffie Geopal® sono utilizzate per collegare l'avvitatore meccanico al palo da infiggere nel terreno. Le cuffie sono suddivise nella serie ad un foro e nella serie a due fori per i diametri maggiori, mentre per i diametri minori Geopalitalia usa delle cuffie speciali flangiata, che consentono l'infissione di palotiranti già predisposti al collegamento di testa.



Figura F.25

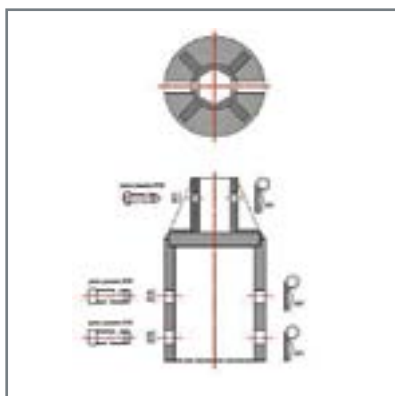


Figura F.26

Figura F.29 - Cuffie speciali flangiata.

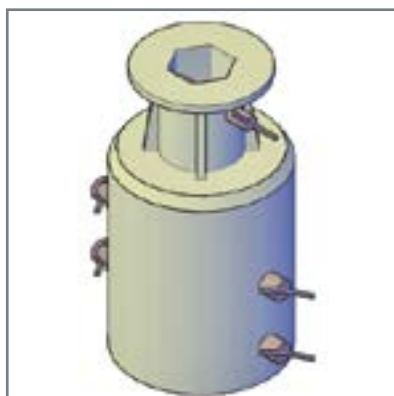


Figura F.27

Figura F.30



Figura F.28

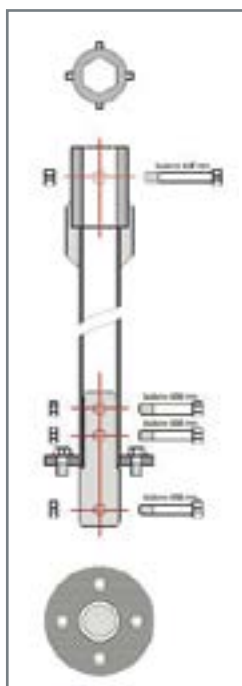


Figura F.31

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva di tutte le cuffie fornite da Geopalitalia.

Cuffia per fusto (Φ)	Diametro Cuffia	Φ Fori di fissaggio	Φ bulloni di fissaggio	Esagono di testa
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
48	60,3	15	14	52
60	60,3	15	14	52
76	60,3	15	14	52
90	135	28	27	72
114	160	28	27	72
140	195	28	27	72
168	219,1	28	27	72
219	273	28	27	72

F 3.5 - STRUMENTAZIONE PER PROVE DI CARICO

La prova di carico viene effettuata su un palo pilota messo in opera in cantiere. La strumentazione utilizzata è costituita da travi in acciaio opportunamente sovrapposte tra loro, così da formare la struttura principale.

Questa viene successivamente ancorata al terreno tramite l'infrissione di quattro palotiranti di contrasto.

Con un martinetto idraulico si mette in compressione il palo pilota, posizionato al centro della struttura, così da ottenere cedimenti progressivi dello stesso.

Ad ogni prova di carico, il tecnico responsabile del cantiere rileva la quota altimetrica della testa del palo pilota con l'ausilio di comparatori digitali centesimali, rilevando così i cedimenti relativi ad ogni step.

Successivamente, un apposito programma di calcolo consente di elaborare i dati rilevati e di restituirli su appositi diagrammi (carico, abbassamento, tempo).

Figura F.32

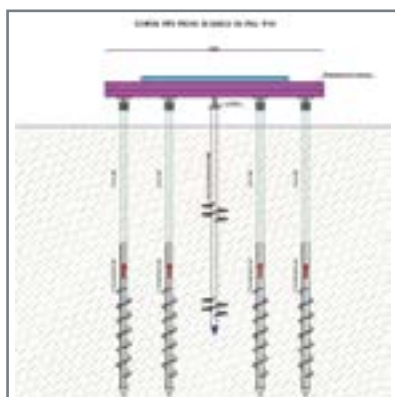


Figura F.33



F 3.6 - SICUREZZA ED ACCESSORI

La sicurezza in cantiere è fondamentale: tutti i tecnici dell'azienda sono a conoscenza delle normative in vigore e sono forniti di tutto l'equipaggiamento che le normative richiedono.



F 4 - AVVERTENZE E RACCOMANDA- ZIONI PER GLI OPERATORI

1. I palotiranti Geopal® arrivati in cantiere devono essere scaricati a terra in un'area asciutta e di facile prelevamento per il macchinista del mezzo d'opera. Bulloni e accessori vari vanno sempre controllati e rendicontati prima del loro impiego.
2. Controllare che l'area da palificare sia stata opportunamente evidenziata e picchettata. Di ogni palo dovrà essere indicata l'esatta posizione planoaltimetrica, con una precisione di ± 1 cm, il tonnellaggio, il modello strutturale, il numero d'ordine assegnato.
3. Portati i pali vicino al punto di infissione e liberati dai legacci di confezionamento, il macchinista e l'aiutante al pezzo dovranno procedere con l'agganciamento del 1° palo, posizionandolo in verticale, per poi procedere con l'infissione.
Nel caso la palificata prevedesse pali inclinati, sarà opportuno stabilire con apposita strumentazione l'inclinazione da dare ad ogni elemento; quindi procedere con il loro puntamento ed infissione graduale, avvalendosi dell'aiuto di un terzo operatore che ne controlli l'esatta inclinazione in fase di approntamento al suolo.
Il palo una volta infisso non va più rimosso. Nel piano esecutivo deve essere riportato il n° d'ordine dei pali e, durante l'infissione, scrivere ogni annotazione meritevole di rilievo.
4. Tutti gli operatori (addetti all'infissione dei pali) devono avere sempre indossato l'equipaggiamento dell'antinfortunistica, essendo possibile la caduta dall'alto di oggetti contundenti (bulloni, ganci, ecc.) o eventuali perdite di olio idraulico, dal mezzo d'opera in attività.
5. Sia durante che a fine lavori, è sempre opportuno eseguire un rilievo fotografico dello stato dei luoghi e di alcune fasi lavorative, a testimonianza di come è stata svolta la posa in opera in riferimento al progetto.
6. A fine lavori, dopo aver controllato ogni aspetto riguardante l'infissione dei pali, va redatto un verbale dei lavori svolti in cantiere contenente anche: l'orario di inizio e fine lavori, il nome degli intervenuti e le eventuali note e/o contestazioni rilevate dalla D.L., collaudatore o altro soggetto intervenuto. Di ogni palo va detto se la sua infissione è stata totale o parziale a causa di rifiuto all'avanzamento. Il suddetto verbale si consiglia di farlo firmare dal D.L. o dal responsabile di cantiere (se presente), indicandone la data e ora del riscontro eseguito.
7. Nel caso si avverta una scossa resa dall'avvitatore montato sul mezzo d'opera, accertarsi che la pressione dell'olio idraulico non sia inferiore a quella prevista dal manuale di funzionamento. In tal caso rivolgersi ad un'officina autorizzata.
8. In caso di pioggia, assicurarsi

l'accesso del mezzo d'opera al sito da palificare e, quindi, la sua agibilità in presenza di terreni molli e/o cedevoli.

9. Il giorno prima dell'inizio lavori, controllare che tutte le attrezzature e strumentazioni siano perfettamente funzionanti e complete di ogni accessorio. L'assistente al pezzo controlli la cassetta dei ferri del mestiere, le chiavi per i bulloni e tutti gli attrezzi necessari allo svolgimento delle attività. Assicurarsi ugualmente che sia presente la cassetta sanitaria dell'antinfertunistica, con tutto l'occorrente.
10. Il caposquadra e l'assistente controllino, oltre all'equipaggiamento, di aver reperito anche una macchina fotografica con datazione, il carteggio del progetto un distanziometro tascabile e quant'altro sarà utile per l'assistenza in cantiere.
11. A fine cantiere (o giornata lavorativa) dovrà essere redatto, oltre al rapportino di cantiere, un programma sintetico sulle eventuali successive attività da eseguire, con indicazioni sulle condizioni meteorologiche previste per le successive 24 ore.
12. Si consiglia che l'infissione dei pali sia eseguita con una velocità di rotazione non superiore a 20 giri al minuto. Nel rapportino di cantiere, allegare le schede descrittive la regolarità dell'infissione dei pali evidenziando il tempo di infissione di ogni elemento.
13. Non avvitare mai i pali con una velocità d'infissione superiore a 20 giri al minuto. Ciò comporterebbe un'eccessiva rimozione dei materiali terrosi a contatto con il palo, compromettendone il grado di aderenza necessario alla sua portata.
14. Nel tratto finale di ogni installazione in quota non azionare mai l'inversione di rotazione del palo. Tale azione tende a rimuovere il terreno venuto a contatto con le viti di portata geotecnica

F 5 - VOCI DI CAPITOLATO Geopal®

F 5.1 - SOLA FORNITURA

Fornitura di pali fondazionali in acciaio strutturale S355JR, certificati CE, muniti di punta a vite autoancorante del tipo Geopal® a rapida infissione e alta capacità portante, o equivalente, armati lungo il fusto con eliche di diametro, spessore e passo tali da garantire in sicurezza una capacità portante complessiva per singolo palo di KN _____ agli SLU ed un cedimento geotecnico Δw non superiore a mm _____, tenuto conto anche della capacità portante dei terreni fondali, dedotta dalle prove geotecniche in situ.

Detti pali dovranno essere realizzati conformemente alla normativa vigente e, in particolare, a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 per quanto riguarda la qualità dei materiali, il loro assemblamento, la funzionalità, durabilità e tecnologia di infissione, così da risultare classificabili come micropali da portata con solo spostamento di terreno, senza asporto, da infiggere a secco per avvitamento e pressione trasmessa da un rotore idraulico, senza produzione di vibrazioni o sistema di avvitamento equivalente.

La ditta appaltatrice i lavori dovrà inoltre fornire un apposito documento attestante, oltre alle caratteristiche tecniche del palo mediante apposita scheda tecnica illustrativa, anche il termine di durata nominale nel tempo dello stesso, che dovrà essere non inferiore ad anni _____, giustificando con apposita relazione la qualità

dei materiali utilizzati e i trattamenti di protezione eseguiti per garantire una durata nominale compatibile con l'erigenda opera e i terreni sui quali sarà incassata la fondazione.

F 5.2 - SOLA POSA IN OPERA PALI

La posa in opera dei pali a vite tipo Geopal®, o equivalente, è da eseguirsi a secco, senza l'utilizzo di fluidi, gel e/o prodotti aggregati di qualsiasi consistenza e natura e senza l'asporto di materiale terroso; dovrà avvenire utilizzando un apposito avvitatore idraulico fissato su macchina operatrice di adeguate caratteristiche, o sistema equivalente, sul quale sia possibile eseguire l'agganciamento del palo così da consentirne l'infissione, senza produzione di vibrazioni, fino alla quota di progetto o di rifiuto dello stesso.

La posa in opera dei pali dovrà essere preceduta dal tracciamento planoaltimetrico dei punti d'infissione e relativo picchettamento.

Sono compresi nella posa: l'impianto e lo spianto del cantiere, la trasferta dei macchinari, del personale e delle attrezzature dalla sede al cantiere, la movimentazione e l'approntamento di macchina e attrezzature, il carburante.

Sono escluse le assistenze di cantiere, i costi per l'accertamento di sottoservizi, basamenti lapidei, ordigni, reperti archeologici, rifiuti inquinanti e quant'altro non classificabile come terreno naturale.

F 5.3 - FORNITURA E POSA PALI

Fornitura e posa in opera di pali fondazionali in acciaio struttura-

le S355JR, certificati CE, muniti di punta a vite autoancorante del tipo Geopal® a rapida infissione, o equivalenti, armati lungo il fusto con eliche di diametro, spessore e passo tali da garantire in sicurezza una capacità portante complessiva per singolo palo di KN _____ agli SLU e un cedimento geotecnico Δw non superiore a mm _____ tenuto conto anche della capacità portante dei terreni fondali, dedotta dalle prove geotecniche in situ. Detti pali, dovranno essere realizzati conformemente alla normativa vigente e, in particolare, a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 per quanto riguarda la qualità dei materiali, il loro assemblamento, la funzionalità, durabilità e tecnologia di infissione, così da risultare classificabili come micropali da portata con solo spostamento di terreno, senza asporto, da infiggere a secco per avvitamento e pressione trasmessa da un rotore idraulico, o sistema equivalente, senza produzione di vibrazioni.

La posa in opera dei pali a vite tipo Geopal®, o equivalente, è da eseguirsi a secco, senza l'utilizzo di fluidi, gel e/o prodotti aggregati di qualsiasi consistenza e natura e senza l'asporto di materiale terroso; dovrà avvenire utilizzando un apposito avvitatore idraulico fissato su macchina operatrice di adeguate caratteristiche, o sistema equivalente, sul quale sia possibile eseguire l'agganciamento del palo così da consentirne l'infissione, senza produzione di vibrazioni, fino alla quota di progetto o di rifiuto dello stesso.

La posa in opera dei pali dovrà essere preceduta dal tracciamento planoaltimetrico dei punti d'infissione e relativo picchettamento.

Sono compresi nella posa: l'im-

pianto e lo spianto del cantiere, la trasferta dei macchinari, del personale e delle attrezzature dalla sede al cantiere, la movimentazione e l'approntamento di macchina e attrezzature, il carburante.

Sono escluse le assistenze di cantiere, i costi per l'accertamento di sottoservizi, basamenti lapidei, ordigni, reperti archeologici, rifiuti inquinanti e quant'altro non classificabile come terreno naturale.

F 5.4 - PROVE DI CARICO SU PALI

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto, seguendo le modalità specificate nella norma CNR n°191 del 22/12/1989 che prevede una serie di carichi uguali da mantenere sul palo per un tempo minimo di 20 minuti. Tali prove di carico devono pertanto essere spinte ad un carico assiale, ed eventualmente orizzontale, pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli S.L.E.

Il numero e l'ubicazione dei micropali da sottoporre a prova di carico devono essere stabiliti in funzione all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a _____ (conformemente a quanto previsto nel D.M. 17 Gennaio 2018). Le caratteristiche dei pali soggetti

a prova (lunghezze, diametri, spessori e caratteristiche dei materiali di fusto ed elementi elicoidali) dovranno essere del tutto simili a quelle dei pali dimensionati in fase di progetto.

Il carico sarà applicato mediante uno o più martinetti idraulici, posizionati in modo da essere perfettamente centrati rispetto all'asse del palo. I martinetti saranno azionati da una pompa idraulica esterna.

La reazione di contrasto sarà ottenuta tramite pali dimensionati a trazione, opportunamente distanziati, collegati tra loro da apposita struttura dimensionata per reggere in sicurezza le sollecitazioni di collaudo.

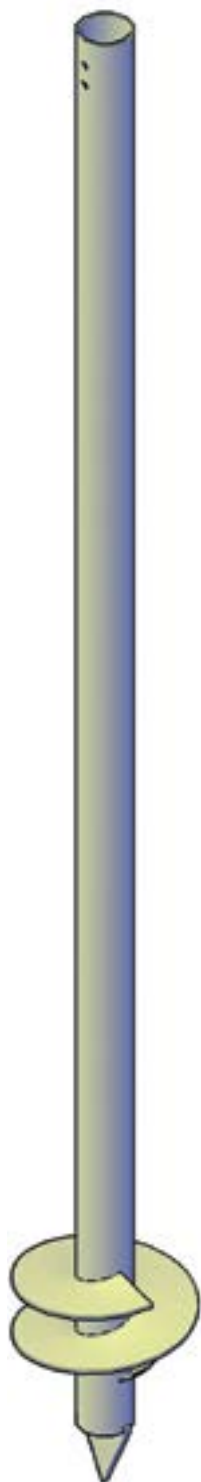
Per imprimere il carico voluto si dovrà utilizzare un martinetto oleodinamico, interposto tra il palo pilota e la struttura di contrasto. Il carico applicato al palo pilota verrà determinato in base alla pressione fornita dal martinetto mediante un manometro che dovrà essere corredato da un rapporto di taratura. Per il calcolo dei cedimenti, saranno utilizzati tre comparatori centesimali disposti a 120° intorno all'insieme palo-terreno. Il sistema di riferimento sarà costituito da una coppia di profilati metallici poggianti sul terreno.

Il programma di carico sarà definito in accordo con la D.L. così come il numero dei cicli di carico che dovranno essere, comunque, non inferiori di n° _____ per ogni prova.

SCHEDE PRODOTTO PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

**Mod.
P2G 140**

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE



GENERALITÀ

Il palo fondazionale a vite Geopal® rientra nella categoria dei micropali di fondazione. La sua tecnologia consiste nell'utilizzo di viti strutturali, montate su fusti d'acciaio, in grado di assorbire e dissipare carichi agenti sia in compressione che in trazione. L'infissione del palo a vite avviene mediante l'avvitamento nel terreno, con appositi mezzi d'opera (escavatori), di elementi prefabbricati d'acciaio. L'infissione è totalmente a secco, senza quindi l'utilizzo di fluidificanti di qualsiasi genere, non produce materiali di risulta e vibrazioni di alcun tipo. Può essere recuperato a fine utilizzo (se provvisorio) e riutilizzato o smaltito. È eco-compatibile. Il palo Geopal® è costituito da elementi in acciaio strutturale uniti tra loro da saldature ad alta resistenza meccanica. Ogni componente viene lavorato ed assemblato da centri di trasformazione secondo le specifiche tecniche indicate da GeopalItalia S.r.l. e controllato da personale specializzato. Il palo Geopal® è brevettato (0000258086). Il marchio Geopal® è registrato a livello comunitario.

Testa palo

Estremità superiore caratterizzata dalla presenza di due fori passanti sul quale viene applicato il dispositivo di avvitamento della macchina piantapali e/o una eventuale prolunga. Una volta agganciato il palo all'avvitatore, questo viene sollevato e posizionato nel punto prescelto per essere infisso.

Fusto palo

Il fusto, di sezione tubolare cilindrica, costituisce la struttura principale del palo ed è interamente realizzato con acciaio S355 o N80, certificato alla fonte e predisposto per un eventuale riempimento di malta cementizia, che ne aumenta la resistenza in fase di esercizio.

Vite

Elemento circolare in acciaio S355 o S460, costituente la capacità portante del palo, ad andamento elicoidale destrorso costituito da una piastra d'acciaio avvolgente il fusto con passo costante. Nella terminazione di punta, la vite, può essere rastremata di 120°÷150°. Se costituita da monoelicoide (settore di 360°), il suo posizionamento rispetto agli altri elementi viene determinato secondo un numero fisso di passi. Se ad andamento continuo (spirale) il suo sviluppo verticale lungo il fusto viene determinato sempre secondo un numero di giri-passi costanti.

Puntazza

Puntazza triangolare in acciaio S355, saldata sulla terminazione inferiore del fusto, dimensionata per facilitare la penetrazione del palo nei terreni più compatti.

Saldature su palo

Le giunzioni degli elementi che costituiscono il palo sono realizzate da centri di trasformazione autorizzati, mediante saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo (MAG). Le saldature sono state calcolate per garantire al palo la massima resistenza meccanica richiesta per l'uso a cui è destinato. La loro esecuzione è conforme alle direttive UNI-EN 15609-1.

DATI TECNICI

Elemento: FUSTO

Acciaio: S 355

Ø est mm	Sp. mm	Peso kg/m	Lunghezza elemento unico mm	Area reagente cmq	M torc. a rottura kgm	Q assiale max Ton	A %
139,7	8,0	25,9	da 1000 a 6000	33,1	2.278,9	106,80	≥21
139,7	10,0	32,0	da 1000 a 6000	40,7	2.805,4	131,50	≥21

Elemento: VITE a 2 giri

Acciaio: S 235

Ø est mm	Passo mm	Spessore interno mm	Sviluppo verticale mm	Area netta cmq	Q STR max vite 2G (a deformazione amm.)		Q GEO vite 2G	
					SLE	SLU	SLE	SLU
500,0	200,0	10,0	400,0	1.809,56	7,6 Ton	11,4 Ton	DA CALCOLARE	
500,0	200,0	12,0	400,0	1.809,56	11,4 Ton	17,2 Ton		
500,0	200,0	15,0	400,0	1.809,56	19,0 Ton	28,6 Ton		

N.B.: la capacità portante della vite a 2 giri riportata sopra è strutturale (Q STR). La capacità portante geotecnica (Q GEO) varierà in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma della portata geotecnica della vite a 2 giri presente sul palo sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Trattamento preservante :

☐ Verniciatura a 2 mani di primer

☐ Zincatura a caldo

CONFORMITÀ DEL PRODOTTO e NORMATIVA DI RIFERIMENTO

PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

I prodotti contraddistinti dal marchio Geopal®, commercializzati da Geopalitalia Srl, vengono costruiti da officine meccaniche specializzate nella lavorazione di carpenteria metallica, certificate come centri di trasformazione e autorizzati all'apposizione del **marchio CE**.

Il marchio Geopal è stato registrato presso l'UAMI in ambito Comunitario con n.003619021.

I palo-tiranti fondazionali a vite Geopal®, sono brevettati e registrati presso il Ministero dello Sviluppo Economico con Brevetto n.0000258086 e presso il Ministero delle Attività Produttive con Brevetto n.0001327735.

Con la presente si dichiara che il prodotto fondazionale illustrato nella presente scheda è stato realizzato conformemente alla normativa vigente in materia di fondazioni speciali senza rimozione di terreno in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018, utilizzando acciai controllati, certificati secondo le norme UNI EN 1011, UNI EN 9692 e UNI EN 1090. Il prodotto illustrato ha i requisiti per essere impiegato come opera fondazionale prefabbricata conformemente alla UNI EN 12699 e all'EUROCODICE 7 (UNI ENV 1997-1).

Gli spessori degli acciai utilizzati sono soggetti a tolleranze variabili fino al 12%. Geopalitalia Srl declina le responsabilità derivanti dalle tolleranze qualitative presenti nella materia prima.

Con la presente si dichiara che il prodotto soddisfa i requisiti essenziali come definiti nell'allegato 1 della Direttiva Europea 89/106/CEE CPD, recepita in Italia con il D.P.R. 246/93.

Il palo Geopal® è realizzato e utilizzato in modo conforme alla UNI EN 14199:2005 Esecuzione di lavori geotecnici speciali (micropali).

Il prodotto rientra nella definizione di micropalo così come riportato nell'art. 3.1 UNI EN 14199:2005. Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI 10219-1:2006 (per i tubi saldati), in quanto per la realizzazione di una struttura metallica composta come il palo Geopal® si utilizzano acciai conformi alla suddetta norma, come prescritto anche dal D.M. 17 Gennaio 2018 §11.3.4.1

Certificazioni dei centri di trasformazione impiegati nella produzione dei palo-tiranti Geopal® :
UNI EN 1090-1:2012 / UNI EN ISO 3834-2:2006 / UNI EN ISO 15609-1 / UNI EN ISO 9601-1

Per gli elementi di collegamento tra palotiranti (nippli e manicotti) si seguono le prescrizioni come all'art. 7.5 della UNI EN 14199:2005

Per il rivestimento dei palotiranti Geopal® si tengono in conto le specifiche precauzioni contenute nell'art. 7.6 della UNI EN 14199:2005 e nella UNI EN ISO 12944:2001

Durante le operazioni di infissione dei pali ci si attiene alle indicazioni riportate all'art. 7.3 e 8 della UNI EN 14199:2005

I test sui palotiranti Geopal® sono eseguiti in ottemperanza a quanto riportato nell'art. 9 della UNI EN 14199:2005

Data di rilascio scheda:

Rilasciato a:

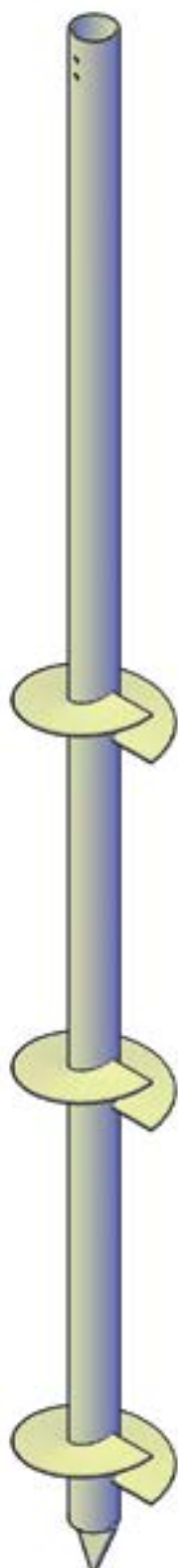
AUTENTICAZIONE CASA MADRE

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE

SCHEMA PRODOTTO

PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

**Mod. PVD
140/3V**



Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE

GENERALITÀ

Il palo fondazionale a vite Geopal® rientra nella categoria dei micropali di fondazione. La sua tecnologia consiste nell'utilizzo di viti strutturali, montate su fusti d'acciaio, in grado di assorbire e dissipare carichi agenti sia in compressione che in trazione. L'infissione del palo a vite avviene mediante l'avvitamento nel terreno, con appositi mezzi d'opera (escavatori), di elementi prefabbricati d'acciaio. L'infissione è totalmente a secco, senza quindi l'utilizzo di fluidificanti di qualsiasi genere, non produce materiali di risulta e vibrazioni di alcun tipo. Può essere recuperato a fine utilizzo (se provvisorio) e riutilizzato o smaltito. È eco-compatibile. Il palo Geopal® è costituito da elementi in acciaio strutturale uniti tra loro da saldature ad alta resistenza meccanica. Ogni componente viene lavorato ed assemblato da centri di trasformazione secondo le specifiche tecniche indicate da GeopalItalia S.r.l. e controllato da personale specializzato. Il palo Geopal® è brevettato (0000258086). Il marchio Geopal® è registrato a livello comunitario.

Testa palo

Estremità superiore caratterizzata dalla presenza di due fori passanti sul quale viene applicato il dispositivo di avvitamento della macchina piantapali e/o una eventuale prolunga. Una volta agganciato il palo all'avvitatore, questo viene sollevato e posizionato nel punto prescelto per essere infisso.

Fusto palo

Il fusto, di sezione tubolare cilindrica, costituisce la struttura principale del palo ed è interamente realizzato con acciaio S355 o N80, certificato alla fonte e predisposto per un eventuale riempimento di malta cementizia, che ne aumenta la resistenza in fase di esercizio.

Vite

Elemento circolare in acciaio S355 o S460, costituente la capacità portante del palo, ad andamento elicoidale destrorso costituito da una piastra d'acciaio avvolgente il fusto con passo costante. Nella terminazione di punta, la vite, può essere rastremata di 120°÷150°. Se costituita da monoelicoide (settore di 360°), il suo posizionamento rispetto agli altri elementi viene determinato secondo un numero fisso di passi. Se ad andamento continuo (spirale) il suo sviluppo verticale lungo il fusto viene determinato sempre secondo un numero di giri-passi costanti.

Puntazza

Puntazza triangolare in acciaio S355, saldata sulla terminazione inferiore del fusto, dimensionata per facilitare la penetrazione del palo nei terreni più compatti.

Saldature su palo

Le giunzioni degli elementi che costituiscono il palo sono realizzate da centri di trasformazione autorizzati, mediante saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo (MAG). Le saldature sono state calcolate per garantire al palo la massima resistenza meccanica richiesta per l'uso a cui è destinato. La loro esecuzione è conforme alle direttive UNI-EN 15609-1.

DATI TECNICI

Elemento: FUSTO

Acciaio: S 355

Ø est mm	Sp. mm	Peso kg/m	Lunghezza elemento unico mm	Area reagente cmq	M torc. a rottura kgm	Q assiale max Ton	A %
139,7	8,0	25,9	da 4000 a 6000	33,1	2.278,9	106,80	≥21
139,7	10,0	32,0	da 4000 a 6000	40,7	2.805,4	131,50	≥21

Elemento: VITE

Acciaio: S 235

Ø est mm	Passo mm	Spessore interno mm	N° VITI su fusto mm	Area netta cmq	Q STR max di 1 vite (a deformazione amm.)		Q GEO di 1 vite	
					SLE	SLU	SLE	SLU
500,0	150,0	10,0	3	1.809,56	7,6 Ton	11,4 Ton	DA CALCOLARE	
500,0	150,0	12,0	3	1.809,56	10,5 Ton	15,8 Ton		
500,0	150,0	15,0	3	1.809,56	13,3 Ton	20,0 Ton		

N.B.: le capacità portanti delle viti riportate sopra sono strutturali (Q STR). Le capacità portanti geotecniche (Q GEO) di ogni singola vite varieranno in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma delle portate geotecniche di ogni singola vite presente sul palo, sommate a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Trattamento preservante:

☐ Verniciatura a 2 mani di primer

☐ Zincatura a caldo

CONFORMITÀ DEL PRODOTTO e NORMATIVA DI RIFERIMENTO

PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

I prodotti contraddistinti dal marchio Geopal®, commercializzati da Geopalitalia Srl, vengono costruiti da officine meccaniche specializzate nella lavorazione di carpenteria metallica, certificate come centri di trasformazione e autorizzati all'apposizione del **marchio CE**.

Il marchio Geopal è stato registrato presso l'UAMI in ambito Comunitario con n.003619021.

I palo-tiranti fondazionali a vite Geopal®, sono brevettati e registrati presso il Ministero dello Sviluppo Economico con Brevetto n.0000258086 e presso il Ministero delle Attività Produttive con Brevetto n.0001327735.

Con la presente si dichiara che il prodotto fondazionale illustrato nella presente scheda è stato realizzato conformemente alla normativa vigente in materia di fondazioni speciali senza rimozione di terreno in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018, utilizzando acciai controllati, certificati secondo le norme UNI EN 1011, UNI EN 9692 e UNI EN 1090. Il prodotto illustrato ha i requisiti per essere impiegato come opera fondazionale prefabbricata conformemente alla UNI EN 12699 e all'EUROCODICE 7 (UNI ENV 1997-1).

Gli spessori degli acciai utilizzati sono soggetti a tolleranze variabili fino al 12%. Geopalitalia Srl declina le responsabilità derivanti dalle tolleranze qualitative presenti nella materia prima.

Con la presente si dichiara che il prodotto soddisfa i requisiti essenziali come definiti nell'allegato 1 della Direttiva Europea 89/106/CEE CPD, recepita in Italia con il D.P.R. 246/93.

Il palo Geopal® è realizzato e utilizzato in modo conforme alla UNI EN 14199:2005 Esecuzione di lavori geotecnici speciali (micropali).

Il prodotto rientra nella definizione di micropalo così come riportato nell'art. 3.1 UNI EN 14199:2005. Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI 10219-1:2006 (per i tubi saldati), in quanto per la realizzazione di una struttura metallica composta come il palo Geopal® si utilizzano acciai conformi alla suddetta norma, come prescritto anche dal D.M. 17 Gennaio 2018 §11.3.4.1

Certificazioni dei centri di trasformazione impiegati nella produzione dei palo-tiranti Geopal® :

UNI EN 1090-1:2012 / UNI EN ISO 3834-2:2006 / UNI EN ISO 15609-1 / UNI EN ISO 9601-1

Per gli elementi di collegamento tra palotiranti (nippli e manicotti) si seguono le prescrizioni come all'art. 7.5 della UNI EN 14199:2005

Per il rivestimento dei palotiranti Geopal® si tengono in conto le specifiche precauzioni contenute nell'art. 7.6 della UNI EN 14199:2005 e nella UNI EN ISO 12944:2001

Durante le operazioni di infissione dei pali ci si attiene alle indicazioni riportate all'art. 7.3 e 8 della UNI EN 14199:2005

I test sui palotiranti Geopal® sono eseguiti in ottemperanza a quanto riportato nell'art. 9 della UNI EN 14199:2005

Data di rilascio scheda:

Rilasciato a:

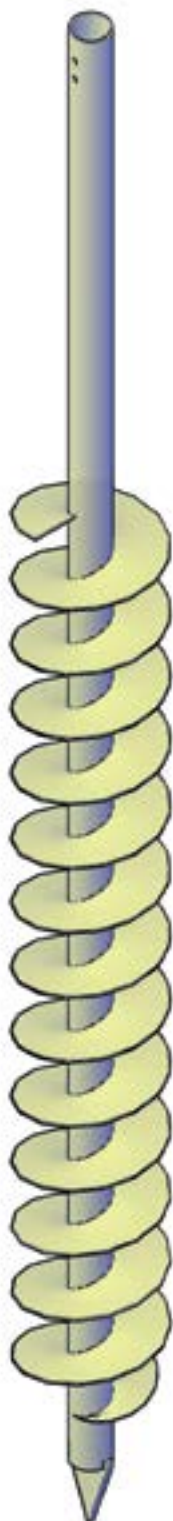
AUTENTICAZIONE CASA MADRE

SCHEMA PRODOTTO

PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

**Mod. PVC
140/4500**

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE



GENERALITÀ

Il palo fondazionale a vite Geopal® rientra nella categoria dei micropali di fondazione. La sua tecnologia consiste nell'utilizzo di viti strutturali, montate su fusti d'acciaio, in grado di assorbire e dissipare carichi agenti sia in compressione che in trazione. L'infissione del palo a vite avviene mediante l'avvitamento nel terreno, con appositi mezzi d'opera (escavatori), di elementi prefabbricati d'acciaio. L'infissione è totalmente a secco, senza quindi l'utilizzo di fluidificanti di qualsiasi genere, non produce materiali di risulta e vibrazioni di alcun tipo. Può essere recuperato a fine utilizzo (se provvisorio) e riutilizzato o smaltito. È eco-compatibile. Il palo Geopal® è costituito da elementi in acciaio strutturale uniti tra loro da saldature ad alta resistenza meccanica. Ogni componente viene lavorato ed assemblato da centri di trasformazione secondo le specifiche tecniche indicate da GeopalItalia S.r.l. e controllato da personale specializzato. Il palo Geopal® è brevettato (0000258086). Il marchio Geopal® è registrato a livello comunitario.

Testa palo

Estremità superiore caratterizzata dalla presenza di due fori passanti sul quale viene applicato il dispositivo di avvitamento della macchina piantapali e/o una eventuale prolunga. Una volta agganciato il palo all'avvitatore, questo viene sollevato e posizionato nel punto prescelto per essere infisso.

Fusto palo

Il fusto, di sezione tubolare cilindrica, costituisce la struttura principale del palo ed è interamente realizzato con acciaio S355 o N80, certificato alla fonte e predisposto per un eventuale riempimento di malta cementizia, che ne aumenta la resistenza in fase di esercizio.

Vite

Elemento circolare in acciaio S355 o S460, costituente la capacità portante del palo, ad andamento elicoidale destrorso costituito da una piastra d'acciaio avvolgente il fusto con passo costante. Nella terminazione di punta, la vite, può essere rastremata di 120°÷150°. Se costituita da monoelicoide (settore di 360°), il suo posizionamento rispetto agli altri elementi viene determinato secondo un numero fisso di passi. Se ad andamento continuo (spirale) il suo sviluppo verticale lungo il fusto viene determinato sempre secondo un numero di giri-passi costanti.

Puntazza

Puntazza triangolare in acciaio S355, saldata sulla terminazione inferiore del fusto, dimensionata per facilitare la penetrazione del palo nei terreni più compatti.

Saldature su palo

Le giunzioni degli elementi che costituiscono il palo sono realizzate da centri di trasformazione autorizzati, mediante saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo (MAG). Le saldature sono state calcolate per garantire al palo la massima resistenza meccanica richiesta per l'uso a cui è destinato. La loro esecuzione è conforme alle direttive UNI-EN 15609-1.

DATI TECNICI

Elemento: FUSTO

Acciaio: S 355

Ø est mm	Sp. mm	Peso kg/m	Lunghezza elemento unico mm	Area reagente cmq	M torc. a rottura kgm	Q assiale max Ton	A %
139,7	8,0	25,9	6.000	33,1	2.278,9	106,80	≥21
139,7	10,0	32,0	6.000	40,7	2.805,4	131,50	≥21

Elemento: VITE continua

Acciaio: S 235

Ø est mm	Passo mm	Spessore interno mm	Sviluppo verticale mm	Area netta cmq	Q STR max vite continua (a deformazione amm.)		Q GEO vite continua	
					SLE	SLU	SLE	SLU
500,0	200,0	8,0	4.500,0	1.809,56	87,0 Ton	130,5 Ton	DA CALCOLARE	

N.B.: la capacità portante dell'intera vite, riportata sopra, è strutturale (Q STR). La capacità portante geotecnica (Q GEO) varierà in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma della portata geotecnica dello sviluppo verticale dell'intera vite presente sul palo sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Trattamento preservante :

☐ Verniciatura a 2 mani di primer

☐ Zincatura a caldo

CONFORMITÀ DEL PRODOTTO e NORMATIVA DI RIFERIMENTO

PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

I prodotti contraddistinti dal marchio Geopal®, commercializzati da Geopalitalia Srl, vengono costruiti da officine meccaniche specializzate nella lavorazione di carpenteria metallica, certificate come centri di trasformazione e autorizzati all'apposizione del **marchio CE**.

Il marchio Geopal è stato registrato presso l'UAMI in ambito Comunitario con n.003619021.

I palo-tiranti fondazionali a vite Geopal®, sono brevettati e registrati presso il Ministero dello Sviluppo Economico con Brevetto n.0000258086 e presso il Ministero delle Attività Produttive con Brevetto n.0001327735.

Con la presente si dichiara che il prodotto fondazionale illustrato nella presente scheda è stato realizzato conformemente alla normativa vigente in materia di fondazioni speciali senza rimozione di terreno in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018, utilizzando acciai controllati, certificati secondo le norme UNI EN 1011, UNI EN 9692 e UNI EN 1090. Il prodotto illustrato ha i requisiti per essere impiegato come opera fondazionale prefabbricata conformemente alla UNI EN 12699 e all'EUROCODICE 7 (UNI ENV 1997-1).

Gli spessori degli acciai utilizzati sono soggetti a tolleranze variabili fino al 12%. Geopalitalia Srl declina le responsabilità derivanti dalle tolleranze qualitative presenti nella materia prima.

Con la presente si dichiara che il prodotto soddisfa i requisiti essenziali come definiti nell'allegato 1 della Direttiva Europea 89/106/CEE CPD, recepita in Italia con il D.P.R. 246/93.

Il palo Geopal® è realizzato e utilizzato in modo conforme alla UNI EN 14199:2005 Esecuzione di lavori geotecnici speciali (micropali).

Il prodotto rientra nella definizione di micropalo così come riportato nell'art. 3.1 UNI EN 14199:2005. Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI 10219-1:2006 (per i tubi saldati), in quanto per la realizzazione di una struttura metallica composta come il palo Geopal® si utilizzano acciai conformi alla suddetta norma, come prescritto anche dal D.M. 17 Gennaio 2018 §11.3.4.1

Certificazioni dei centri di trasformazione impiegati nella produzione dei palo-tiranti Geopal® :

UNI EN 1090-1:2012 / UNI EN ISO 3834-2:2006 / UNI EN ISO 15609-1 / UNI EN ISO 9601-1

Per gli elementi di collegamento tra palotiranti (nippli e manicotti) si seguono le prescrizioni come all'art. 7.5 della UNI EN 14199:2005

Per il rivestimento dei palotiranti Geopal® si tengono in conto le specifiche precauzioni contenute nell'art. 7.6 della UNI EN 14199:2005 e nella UNI EN ISO 12944:2001

Durante le operazioni di infissione dei pali ci si attiene alle indicazioni riportate all'art. 7.3 e 8 della UNI EN 14199:2005

I test sui palotiranti Geopal® sono eseguiti in ottemperanza a quanto riportato nell'art. 9 della UNI EN 14199:2005

Data di rilascio scheda:

Rilasciato a:

AUTENTICAZIONE CASA MADRE

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE

SCHEMA PRODOTTO

TIRANTI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

**Mod. TIR AP
60/400**

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE



GENERALITÀ

Il tirante fondazionale a vite Geopal® rientra nella categoria dei tiranti di fondazione. La sua tecnologia consiste nell'utilizzo di viti strutturali, montate su barre d'acciaio (piene), in grado di assorbire e dissipare i carichi agenti in trazione. L'infissione del tirante a vite avviene mediante l'avvitamento nel terreno, con appositi mezzi d'opera (escavatori), di elementi prefabbricati d'acciaio. L'infissione è totalmente a secco, senza quindi l'utilizzo di fluidificanti di qualsiasi genere, non produce materiali di risulta e vibrazioni di alcun tipo. Può essere recuperato a fine utilizzo (se provvisorio) e riutilizzato o smaltito. È eco-compatibile.

Il tirante Geopal® è costituito da barre d'acciaio strutturale unite tra loro mediante filettature ad alta resistenza meccanica. Ogni componente viene lavorato ed assemblato da centri di trasformazione secondo le specifiche tecniche indicate da Geopalitalia S.r.l. e controllato da personale specializzato. Il marchio Geopal® è registrato a livello comunitario.

Testa del tirante

Estremità superiore caratterizzata dalla presenza di un manicotto ad oliva filettato internamente, dove viene applicato il dispositivo di avvitamento della macchina piantapali e/o una eventuale prolunga. Una volta agganciato il tirante all'avvitatore, questo viene sollevato e posizionato nel punto prescelto per essere infisso.

Barra del tirante

Il "fusto" o barra portante del tirante, generalmente di sezione cilindrica, costituisce la struttura principale del tirante Geopal® ed è interamente realizzata con acciaio S355 o N80, certificato alla fonte. Le barre che compognono un tirante sono giuntabili da un manicotto d'acciaio pieno, filettato (F/F), resistente allo strappo.

Vite

Elemento circolare in acciaio S355 o S460, costituente la capacità portante del tirante, ad andamento elicoidale destrorso costituito da una piastra d'acciaio avvolgente la barra con passo costante. Nella terminazione di punta, la vite, può essere rastremata di 120°÷150°. Il suo posizionamento rispetto agli altri elementi viene determinato secondo un numero fisso di passi.

Saldature e filettature

Le lavorazioni degli elementi che costituiscono i tiranti sono realizzate in stabilimento da personale specializzato, mediante saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo e tornio a controllo numerico. Le saldature e le filettature sono state calcolate per garantire la massima resistenza meccanica richiesta per l'uso a cui è destinato. La loro esecuzione è conforme alle direttive UNI-EN 15609-1.

DATI TECNICI

Elemento : BARRA						Acciaio: S 355	
Ø est mm	Sp. mm	Peso kg/m	Lunghezza barra mm	Area reagente cmq	Resistenza a snervamento SLU Ton	A %	
60,0	60,0	22,2	1000	28,3	95,50	≥21	

Elemento: VITE						Acciaio: S 355	
Ø est mm	Passo mm	Area netta cmq	N° VITI per barra mm	Q STR max di 1 barra (a deformazione amm.)		Q GEO di 1 barra	
				SLE	SLU	SLE	SLU
400,0	150,0	1.228,36	1	12,6 Ton	19 Ton	DA CALCOLARE	

N.B.: la capacità portante della barra riportata sopra è strutturale (Q STR). La capacità portante geotecnica (Q GEO) di ogni singola barra varierà in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del tirante è la somma delle portate geotecniche di ogni singola barra costituente il tirante.

Trattamento preservante :

☐ Verniciatura a 2 mani di primer

☐ Zincatura a caldo

CONFORMITÀ DEL PRODOTTO e NORMATIVA DI RIFERIMENTO

TIRANTI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

I prodotti contraddistinti dal marchio Geopal®, commercializzati da Geopalitalia Srl, vengono costruiti da officine meccaniche specializzate nella lavorazione di carpenteria metallica, certificate come centri di trasformazione e autorizzati all'apposizione del **marchio CE**.

Il marchio Geopal è stato registrato presso l'UAMI in ambito Comunitario con n.003619021.

I palo-tiranti fondazionali a vite Geopal®, sono brevettati e registrati presso il Ministero dello Sviluppo Economico con Brevetto n.0000258086 e presso il Ministero delle Attività Produttive con Brevetto n.0001327735.

Con la presente si dichiara che il prodotto fondazionale illustrato nella presente scheda è stato realizzato conformemente alla normativa vigente in materia di fondazioni speciali senza rimozione di terreno in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018, utilizzando acciai controllati, certificati secondo le norme UNI EN 1011, UNI EN 9692 e UNI EN 1090. Il prodotto illustrato ha i requisiti per essere impiegato come opera fondazionale prefabbricata conformemente alla UNI EN 12699 e all'EUROCODICE 7 (UNI ENV 1997-1).

Gli spessori degli acciai utilizzati sono soggetti a tolleranze variabili fino al 12%. Geopalitalia Srl declina le responsabilità derivanti dalle tolleranze qualitative presenti nella materia prima.

Con la presente si dichiara che il prodotto soddisfa i requisiti essenziali come definiti nell'allegato 1 della Direttiva Europea 89/106/CEE CPD, recepita in Italia con il D.P.R. 246/93.

Il palo Geopal® è realizzato e utilizzato in modo conforme alla UNI EN 14199:2005 Esecuzione di lavori geotecnici speciali (micropali).

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI 10219-1:2006, in quanto per la realizzazione di una struttura metallica composta come il tirante Geopal® si utilizzano acciai conformi alla suddetta norma, come prescritto anche dal D.M. 17 Gennaio 2018 §11.3.4.1

Certificazioni dei centri di trasformazione impiegati nella produzione dei palo-tiranti Geopal® :

UNI EN 1090-1:2012 / UNI EN ISO 3834-2:2006 / UNI EN ISO 15609-1 / UNI EN ISO 9601-1

Per gli elementi di collegamento tra le barre dei tiranti (manicotti filettati) si seguono le prescrizioni come all'art. 7.5 della UNI EN 14199:2005

Per il rivestimento dei tiranti Geopal® si tengono in conto le specifiche precauzioni contenute nell'art. 7.6 della UNI EN 14199:2005 e nella UNI EN ISO 12944:2001

Durante le operazioni di infissione dei tiranti ci si attiene alle indicazioni riportate all'art. 7.3 e 8 della UNI EN 14199:2005

I test sui tiranti Geopal® sono eseguiti in ottemperanza a quanto riportato nell'art. 9 della UNI EN 14199:2005

Data di rilascio scheda:

Rilasciato a:

AUTENTICAZIONE CASA MADRE

F 7 - TABELLA MISURE E PESI TUBI D'ACCIAIO

DIAMETRO Ø (mm)	SPESSORE (mm)																	
	2,30	2,60	2,90	3,00	3,20	3,60	4,00	5,00	6,00	6,30	7,10	8,00	10,00	12,50	14,20	16,00	20,00	25,00
17,20	0,85	0,94	1,02	1,05	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21,30	1,08	1,20	1,32	1,35	1,43	1,57	1,71	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26,90	1,40	1,56	1,72	1,77	1,87	2,07	2,26	2,70	3,09	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33,70	1,78	1,99	2,20	2,27	2,41	2,67	2,93	3,54	4,10	4,26	-	-	-	-	-	-	-	-
42,40	2,27	2,55	2,82	2,91	3,09	3,44	3,79	4,61	5,39	5,61	6,18	6,79	-	-	-	-	-	-
48,30	2,61	2,93	3,25	3,35	3,56	3,97	4,37	5,34	6,26	6,53	7,21	7,95	-	-	-	-	-	-
51,00	-	3,10	3,44	3,55	3,77	4,21	4,64	5,67	6,66	6,94	7,69	8,48	-	-	-	-	-	-
57,00	-	3,49	3,87	3,99	4,25	4,74	5,23	6,41	7,55	7,88	8,74	9,67	-	-	-	-	-	-
60,30	-	3,70	4,10	4,24	4,51	5,03	5,55	6,82	8,03	8,39	9,31	10,32	-	-	-	-	-	-
63,50	-	3,90	4,33	4,48	4,76	5,32	5,87	7,21	8,51	8,89	9,87	10,95	-	-	-	-	-	-
70,00	-	-	-	4,96	5,27	5,89	6,51	8,01	9,47	9,90	11,01	12,23	-	-	-	-	-	-
76,10	-	-	-	5,41	5,75	6,44	7,11	8,77	10,37	10,84	12,08	13,43	16,30	-	-	-	-	-
82,50	-	-	-	5,88	6,26	7,00	7,74	9,56	11,32	11,84	13,20	14,70	17,88	-	-	-	-	-
88,90	-	-	-	6,35	6,76	7,57	8,37	10,34	12,27	12,83	14,32	15,96	19,46	-	-	-	-	-
101,60	-	-	-	-	7,76	8,70	9,63	11,91	14,14	14,81	16,55	18,47	22,99	27,47	-	-	-	-
114,30	-	-	-	-	8,77	9,83	10,88	13,48	16,02	16,78	18,77	20,97	25,72	31,38	-	-	-	-
139,70	-	-	-	-	-	12,08	13,39	16,61	19,78	20,72	23,22	25,98	31,98	39,21	43,95	-	-	-
159,00	-	-	-	-	12,29	13,80	15,29	18,99	22,64	23,72	26,60	29,79	36,74	45,16	50,70	-	-	-
168,30	-	-	-	-	13,03	14,62	16,21	20,13	24,01	25,17	28,22	31,62	39,04	48,03	53,96	-	-	-
177,80	-	-	-	-	13,78	15,46	17,14	21,31	25,42	26,64	29,89	33,50	41,38	50,95	57,29	-	-	-
193,70	-	-	-	-	15,03	16,88	18,71	23,27	27,77	29,11	32,67	36,63	45,30	55,85	62,86	70,11	-	-
219,10	-	-	-	-	17,04	19,13	21,22	26,40	31,53	33,06	37,12	41,65	51,56	63,68	71,75	80,14	-	-
244,50	-	-	-	-	19,04	21,39	23,72	29,53	35,29	37,01	41,57	46,66	57,83	71,51	80,64	90,16	-	-
273,10	-	-	-	-	-	23,93	26,54	33,06	39,52	41,45	46,57	52,30	64,88	80,33	90,66	101,44	-	-
323,90	-	-	-	-	-	-	31,55	39,32	47,04	49,34	55,47	62,32	77,41	95,99	108,45	121,49	149,88	-
355,60	-	-	-	-	-	-	34,68	43,23	51,73	54,27	61,02	68,57	85,22	105,76	119,55	133,99	165,52	-
406,40	-	-	-	-	-	-	-	49,49	59,24	62,16	69,91	78,60	97,75	121,42	137,34	154,04	190,57	235,13
457,00	-	-	-	-	-	-	-	-	66,73	70,02	78,77	88,58	110,23	137,02	155,06	174,00	215,53	266,33
508,00	-	-	-	-	-	-	-	-	74,28	77,94	87,70	98,64	122,81	152,74	172,91	194,12	240,68	297,77
558,00	-	-	-	-	-	-	-	-	81,67	85,71	96,45	108,50	135,14	168,15	190,42	213,85	265,34	328,59
610,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	93,80	106,00	119,00	148,00	184,00	209,00	234,00	291,00	361,00

Official Italian Producer

Geopalitalia srl
PALI FONDAZIONALI ANTISISMICI BREVETTATI

Via F. Bomben 8/A - 31100 Treviso (TV), Italy

Tel. +39 0422 303860 - Fax +39 0422 425499

info@geopalitalia.com - www.geopalitalia.com