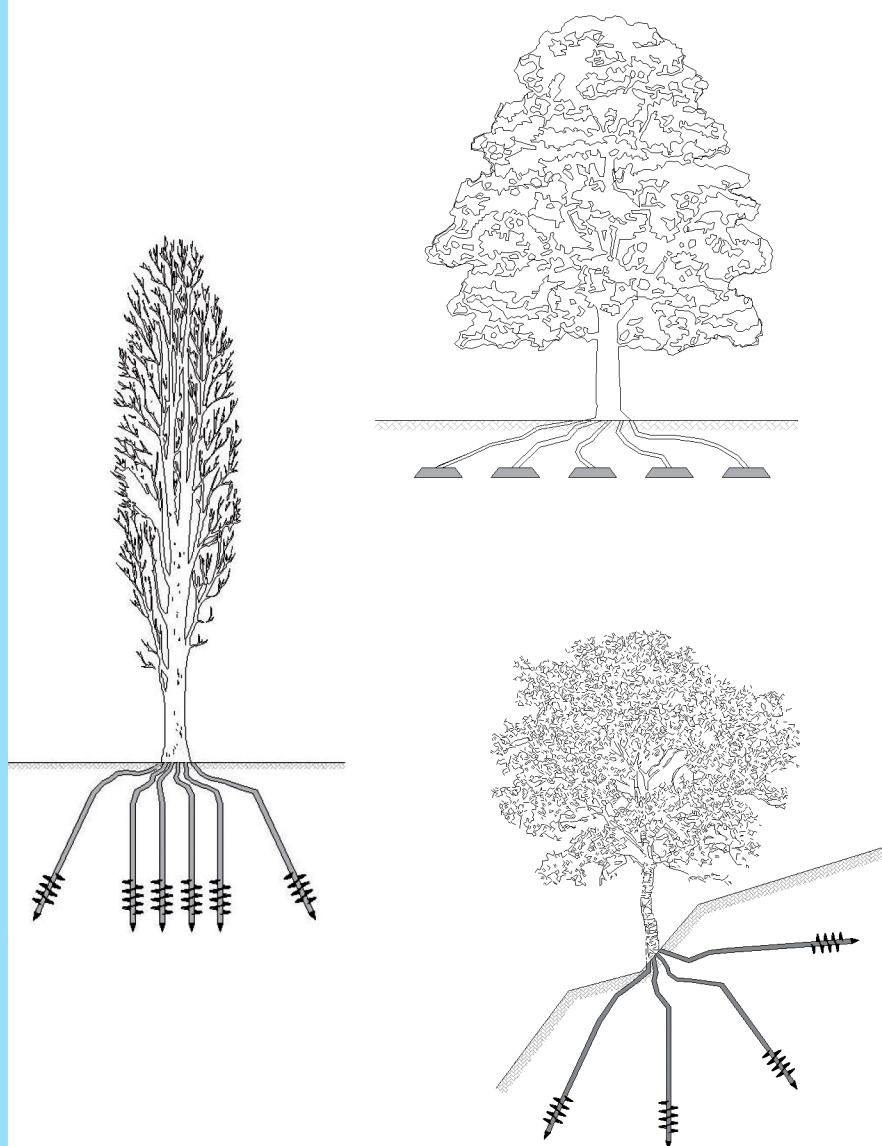




Gian Pietro **Frare**
**Fondazioni superficiali,
profonde e speciali**

Corso di aggiornamento e formazione professionale
per geometri, geologi, ingegneri e architetti - A.P.C.

Dai tempi più remoti, le fondazioni di ogni struttura hanno accompagnato la vita delle costruzioni, come le radici di un albero accompagnano la pianta per tutta la sua esistenza. Esse non si vedono quasi mai, ma senza di loro ogni opera non si reggerebbe in piedi.

Se passeggiamo lungo un viale o se camminiamo attraverso un bosco, la maggior parte di noi è portato a guardare la bellezza degli alberi, le loro chiome, la loro altezza, il fusto, quindi, la maestosità del loro essere in natura.

Difficilmente pensiamo alle radici che li ancorano al suolo, sostenendone il peso e dandone stabilità. Se non si inciampa su qualche loro protuberanza che emerge o meglio quando un albero è caduto, non ci si accorge di loro.

Ecco allora che l'uomo scorge in quelle radici venute alla luce, ciò che prima gli sfuggiva poiché non visibile.

Come per la natura, anche per le costruzioni si è portati a guardare e studiare le parti emergenti dal suolo e meno quelle sotterranee, ritenendo quest'ultime poco importanti rispetto alle prime; ma così non è.

Indice

PREFAZIONE	9
1 INTRODUZIONE	11
1.1 GENERALITÀ	11
1.2 TECNICI DELLE FONDAZIONI.....	12
2 TIPI DI FONDAZIONI	15
2.1 INTRODUZIONE	15
2.2 LA SCELTA DELLE FONDAZIONI DA ADOTTARE.....	15
3 FONDAZIONI SUPERFICIALI	17
3.1 GENERALITÀ	17
3.1.1 FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA	18
3.1.2 FONDAZIONI A PLINTO.....	18
3.1.3 FONDAZIONI A GRATICCIO	18
3.1.4 FONDAZIONI A PLATEA.....	18
3.2 PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	19
4 MECCANISMI DI ROTTURA E CAPACITÀ PORTANTE	21
4.1 TEORIA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	21
4.2 MECCANISMI DI ROTTURA.....	21
4.2.1 ROTTURA GENERALE.....	21
4.2.2 ROTTURA PER PUNZONAMENTO.....	22
4.2.3 ROTTURA DI TIPO LOCALE	22
4.2.4 CONSIDERAZIONI SUI MECCANISMI DI ROTTURA	22
4.3 STABILITÀ DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE.....	23
4.4 RESISTENZA MECCANICA DEL TERRENO	24
4.5 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	26
4.6 EQUAZIONE GENERALE DI CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	29
4.6.1 TERRENI NON COESIVI	30
4.6.2 TERRENI COESIVI.....	30
4.7 INFLUENZA DEL LIVELLO DI FALDA SUL CARICO LIMITE.....	31
4.7.1 FALDA COMPRESA TRA PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE E PIANO CAMPAGNA.....	31
4.7.2 FALDA AL DI SOTTO DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE.....	32

4.7.3 IL PELO LIBERO DELLA FALDA SI TROVA A PROFONDITÀ MAGGIORE DI D+B... 32

5	CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	33
5.1	INTRODUZIONE	33
5.2	CEDIMENTI DI FONDAZIONE SU TERRENO COESIVO SATURO	33
5.2.1	CEDIMENTO IMMEDIATO	34
5.2.2	CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE	34
5.2.3	CEDIMENTO SECONDARIO	35
5.3	CEDIMENTI DI FONDAZIONE SUPERFICIALI SU SABBIA	35
6	VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	37
6.1	PRESCRIZIONI DELLE NTC-2008 (D.M. 14/01/2008) ED INTEGRAZIONI 2014	37
6.1.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI	37
6.1.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	37
6.1.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	39
7	FONDAZIONI PROFONDE.....	40
7.1	DEFINIZIONE	40
7.2	I PALI FONDAZIONALI	41
7.2.1	CENNI STORICI.....	41
7.2.2	DEFINIZIONE	42
7.3	TRASFERIMENTO DEI CARICHI AL TERRENO	42
7.4	TIPOLOGIE DI PALI FONDAZIONALI.....	43
7.4.1	PALI TRIVELLATI	43
7.4.2	PALI VIBRATI	44
7.4.4	PALI AVVITATI	45
7.4.5	DIFFERENZE TRA PALI TRIVELLATI E PALI INFISSI	46
7.5	DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE (BULBI DI PRESSIONE)	47
7.6	CALCOLO DEL CARICO LIMITE DI UN PALO.....	47
7.6.1	INTRODUZIONE	47
7.6.2	PALI TRIVELLATI	49
7.6.2.1	Carico alla punta in terreni coesivi.....	49
7.6.2.2	Resistenza laterale	50
7.6.3	PALI INFISSI.....	52
7.6.3.1	Introduzione.....	52
7.6.3.2	Carico alla punta in condizioni drenate.....	52

7.6.3.3	Resistenza laterale in condizioni drenate	53
7.7	CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE	54
7.7.1	FORMULAZIONE DI POULOS E DAVIS.....	54
7.7.2	METODO EDOMETRICO	54
7.7.3	FORMULAZIONE EMPIRICA DI MAYERHOFF.....	54
7.8	GRUPPO DI PALI.....	55
7.9	PALI DI GRANDE DIAMETRO	58
8	TIPOLOGIE E TECNICHE COSTRUTTIVE DEI PALI	61
8.1	INTRODUZIONE	61
8.2	PALI COSTRUITI FUORI OPERA	61
8.2.1	TIPOLOGIE DI PALI COSTRUITI FUORI TERRA	61
8.2.1.1	Palo Hennebique.....	61
8.2.1.2	Palo Considère.....	62
8.2.1.3	Palo Bignel.....	62
8.2.1.4	Palo Zublin.....	62
8.2.1.5	Palo SCAC	62
8.2.1.6	Pali “Piloti SCAC”	62
8.3	PALI GETTATI IN OPERA.....	63
8.3.1	INTRODUZIONE	63
8.3.1.1	Palo Simplex.....	64
8.3.1.2	Palo Franki.....	64
8.3.1.3	Palo Express	65
8.3.1.4	Palo Vibro	66
8.3.2	TRATTAMENTI COLONNARI.....	66
8.3.2.1	Iniezione attraverso le stesse aste di perforazione	67
8.3.2.2	Iniezione attraverso le canne valvolate o canne a “manchette”	67
8.3.2.3	Miscelazione in situ	68
8.4	PALI TRIVELLATI	70
9	PALI TECNOLOGICI DI ULTIMA GENERAZIONE	71
9.1	INTRODUZIONE	71
9.2	PALI DI GROSSO DIAMETRO GETTATI IN OPERA	71
9.2.1	PALI CFA O AD ELICA CONTINUA	71
9.2.2	PALI FDP O CONSOLIDANTI	72
9.3	PALI Trevipal	74

9.4	PALI Pressopal	75
9.5	PALI Geopal®	76
9.5.1	CARATTERISTICHE DEI PALI Geopal®	76
9.5.2	ESEMPI DI APPLICAZIONE DEI PALI Geopal®	78
9.5.2.1	Consolidamento di fondazioni esistenti	79
9.5.2.2	Fondazioni su pali Geopal®	79
9.5.2.3	Prove di carico su pali Geopal®	80
9.5.2.4	Palificate reggiscavo eseguite con palotiranti Geopal®	80
9.5.2.5	Passerella ciclopedonale sostenuta da pali Geopal®	81
10	DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL SOTTOSUOLO	82
10.1	INTRODUZIONE	82
10.2	TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO (Fondazioni superficiali)	82
10.2.1	CARICHI DISTRIBUITI SU FONDAZIONI FLESSIBILI	83
10.2.2	CARICHI AGENTI SU FONDAZIONI RIGIDE	84
10.3	TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO (Fondazioni profonde)	85
11	DRENAGGIO DI ACQUE DALLE FONDAZIONI	87
11.1	INTRODUZIONE	87
11.2	ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DI FALDA	87
11.2.1	ASPIRAZIONE NORMALE O DIRETTA	87
11.2.2	SISTEMA WELLPOINT	88
11.2.3	SISTEMA WELLPOINT ORIZZONTALE	88
11.2.4	DRENAGGIO CON POZZI	89
11.2.4.1	Pozzo freatico	89
11.2.4.2	Pozzo artesiani	90
11.2.4.3	Raggio di influenza	91
11.2.4.4	Sistemi di pozzi multipli	91
11.3	EFFETTI DEL DRENAGGIO	92
11.4	PROBLEMI GENERATI DAL DRENAGGIO DEI TERRENI	92
12	CEDIMENTI DIFFERENZIALI DELLE FONDAZIONI	93
13	EFFETTI SISMICI SULLE FONDAZIONI	95
13.1	CENNI DI SISMOLOGIA	95
13.2	CEDIMENTI PER COMPATTAZIONE DI STRATI DI MATERIALI INCOERENTI SCIOLTI ...	96

13.3	LIQUEFAZIONE DI SABBIE SATURE	96
13.3.1	DEFINIZIONE	97
13.3.2	TIPOLOGIE ED EFFETTI	98
13.4	PROGETTAZIONE ANTISISMICA DELLE FONDAZIONI	99
13.5	ISOLATORI SISMICI	100
13.5.1	INTRODUZIONE	100
13.5.2	CLASSIFICAZIONE DEGLI ISOLATORI	101
13.5.2.1	Isolatori in materiale elastomerico e acciaio	101
13.5.2.2	Isolatori a scorrimento o a rotolamento	103
13.5.3	PARAMETRI PROGETTUALI DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	105
13.5.4	CRITERI DI PROGETTAZIONE	105
13.5.5	ISOLATORI ELASTOMERICI E A SCORRIMENTO IMPIEGATI SU FONDAZIONI PROFONDE..	107
14	INDAGINI GEOTECNICHE	110
14.1	DEFINIZIONE	110
14.2	I METODI DI INDAGINE IN SITO	110
14.2.1	METODI NON INVASIVI.....	110
14.2.2	METODI INVASIVI	111
14.2.3	TIPI DI PROVE IN SITO	111
14.2.3.1	Prova SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	111
14.2.3.2	Prova CPT (<i>Cone Penetration Test</i>).....	112
14.2.3.3	Prova CPTU (Penetrometrica statica con piezocono).....	112
14.2.3.4	Prova DP (Penetrometrica dinamica continua).....	112
14.2.3.5	Prova VT (Scissiometrica -"Vane test")	112
14.2.3.6	Prova DMT (con dilatometro piatto Marchetti)	113
14.2.3.7	Misure geofisiche CH e DH (" <i>Crosshole</i> " e " <i>Downhole</i> ").....	113
14.2.3.8	Misure della permeabilità	113
14.2.4	PROFONDITÀ E INTENSITÀ DELLE INDAGINI IN SITO	114
14.3	ANALISI E PROVE IN LABORATORIO	114
14.3.1	PROVE DI IDENTIFICAZIONE	115
14.3.1.1	Analisi granulometrica.....	115
14.3.2	PROVE DI RESISTENZA MECCANICA	115
14.3.2.1	Prova di taglio.....	115
14.3.2.2	Prova edometrica.....	116
15	LA CORROSIONE DEI MATERIALI	117

15.1	INTRODUZIONE	117
15.2	LE CAUSE	117
15.2.1	LA CORROSIONE GALVANICA.....	118
15.2.2	LA CORROSIONE PER AERAZIONE DIFFERENZIALE	118
15.2.3	LA CORROSIONE A FATICA.....	119
15.3	LA PREVENZIONE	119
15.3.1	LA SCELTA DEI MATERIALI E PASSIVAZIONE	119
15.3.2	MODIFICAZIONE DELL'AMBIENTE	120
15.3.3	ISOLAMENTO DEL MATERIALE	120
15.3.3.1	Rivestimento metallico.....	120
15.3.3.2	Rivestimento in resina sintetica	121
15.3.3.3	Verniciatura	121
15.3.4	PROTEZIONE CATODICA.....	121
15.4	LA CORROSIONE NEI PALI DI FONDAZIONE	122
15.4.1	INTRODUZIONE	122
15.4.2	LA RESISTIVITÀ DEL TERRENO.....	122
15.4.3	LE CAUSE	122
15.4.3.1	L'aerazione differenziata.....	122
15.4.3.2	Il contatto galvanico	123
15.4.3.3	Le correnti disperse	123
15.4.3.4	Microbiologia.....	123
15.5	LA PROTEZIONE.....	123
16	NORMATIVA E AVVERTENZE TECNICHE.....	125
16.1	INTRODUZIONE	125
16.2	FASI DI PROGETTO DI UNA FONDAZIONE.....	125
16.3	RELAZIONE GEOLOGICA.....	128
16.4	RELAZIONE GEOTECNICA.....	129
16.5	TECNICHE DI INDAGINE	130
Appendice A - TABELLE GEOTECNICHE		132
Appendice B - PROFILI STRATIGRAFICI		136
Appendice C - RISULTATI DI PROVE PENETROMETRICHE		139
Appendice D – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA		142
BIBLIOGRAFIA		144

PREFAZIONE

Dai tempi più remoti, le fondazioni di ogni struttura hanno accompagnato la vita delle costruzioni, come le radici di un albero accompagnano la pianta per tutta la sua esistenza.

Esse non si vedono quasi mai, ma senza di loro ogni opera non si reggerebbe in piedi.

Se passeggiamo lungo un viale o se camminiamo attraverso un bosco, la maggior parte di noi è portato a guardare la bellezza degli alberi, le loro chiome, la loro altezza, il fusto, quindi, la maestosità del loro essere in natura.

Difficilmente pensiamo alle radici che li ancorano al suolo, sostenendone il peso e dandone stabilità. Se non si inciampa su qualche loro protuberanza che emerge o meglio quando un albero è caduto, non ci si accorge di loro. Ecco allora che l'uomo scorge in quelle radici venute alla luce, ciò che prima gli sfuggiva poiché non visibile.

Come per la natura, anche per le costruzioni si è portati a guardare e studiare le parti emergenti dal suolo e meno quelle sotterranee, ritenendo quest'ultime poco importanti rispetto alle prime; ma così non è.

Una pianta con poche radici tende a cadere, come pure una casa senza buone fondazioni può cedere fino a crollare.

Come in natura, anche in edilizia è importante garantire alle costruzioni un sistema di ancoraggio che dia sicurezza all'opera per tutto l'arco di tempo che questa rimane in vita.

E' indispensabile quindi che il progettista esplori il sito da edificare e quindi ne analizzi le caratteristiche, ancor prima di procedere con la progettazione dell'opera da realizzare.

Talvolta, le diverse caratteristiche geologiche del sottosuolo, inducono il progettista a rivedere parte del progetto originario, con conseguente spreco di tempo e maggiorazione dei costi.

E' da dire inoltre che in questo ultimo decennio le scuole italiane di livello superiore, come istituti tecnici ed università, hanno dato, con la riforma degli ordinamenti, indirizzi sempre più specialistici e settoriali ai vari corsi di studio, tanto da formare tecnici con competenze sempre più specifiche e mono disciplinari.

Sono infatti sempre più frequenti i casi in cui chi progetta la parte in elevazione di un edificio poco sa di come verrà progettata la parte fondazionale, e viceversa.

Le conseguenze di questi aspetti formativi le stiamo vivendo di questi tempi in modo sempre più pesante, essendo spesso evidenti i danni che taluni professionisti, ma anche imprese, hanno causato e causano con la loro incompetenza, alle opere civili, industriali, pubbliche e private, nel

gestire progettazioni separate, sviluppate a compartimenti stagni e magari carenti di dati.

Ho pensato così di realizzare un libro guida di rapida consultazione per i progettisti di ogni scuola ed età, che illustrasse in modo chiaro, semplice e speditivo, come progettare correttamente un'opera fondazionale, operando in autonomia e sicurezza, entro i limiti di Legge.

Questo testo, insomma, vuole essere più che un manuale pratico per il progettista, rapido da consultare e facile da comprendere.

1 INTRODUZIONE

1.1 GENERALITÀ

Ogni costruzione edificata che poggia sulla terra dev'essere supportata da una fondazione.

Spesso, l'importanza delle fondazioni, indifferentemente se superficiali o profonde, viene sminuita o comunque non trattata sufficientemente proprio da chi opera nel settore, poiché struttura sotterranea, di minor impatto visivo rispetto l'opera in elevazione e, quindi, di scarso interesse commerciale.

Risulta quindi di notevole importanza cambiare questo modo di pensare ed operare, radicato fin dai tempi più remoti fra la gente di ogni popolo, ma sicuramente accentuatosi nell'era del consumismo fino ai giorni nostri dove, con l'acuirsi delle calamità naturali e del dissesto idrogeologico, è emersa una scarsa e spesso assente considerazione delle problematiche che possono generarsi nel sottosuolo e quindi nelle fondazioni.

Non mi stancherò mai di dire che le fondazioni rappresentano la struttura primaria di un'opera in elevazione e che pertanto sono responsabili della trasmissione dei carichi al sottosuolo. A tal proposito va anche detto che non ci si può improvvisare progettisti o costruttori di tali opere; al contrario, bisogna essere preparati ed aver maturato esperienza sul campo, in modo tale da poter realizzare l'opera considerando le tante variabili in gioco.

Altro aspetto non secondario riguarda le garanzie che progettista e costruttore dovrebbero dare sulla capacità portante delle fondazioni adottate e il loro impatto sull'ambiente naturale ed antropico.

Un ultimo aspetto, ma non secondario, è quello riguardante le maestranze delle imprese di costruzioni dove, molto spesso, si riscontra del personale poco preparato, sia per quanto riguarda la conoscenza delle problematiche del sottosuolo, che di quelle riguardanti le fondazioni.

In questo caso sarebbe opportuno rendere obbligatoria la formazione in campo fondazionale e geologico-tecnico ai fini edificatori anche alle maestranze e titolari d'impresa, impedendo a chi non conosce le problematiche di questo settore, di operare indisturbato recando danni spesso non visibili subito ma, sicuramente, a distanza di tempo.

Le fondazioni sono, quindi, dei sistemi strutturali capaci di trasmettere i carichi indotti da una costruzione al sottosuolo, con una grandezza compatibile con le proprietà fisico-meccaniche del terreno.

Ma a noi tecnici ciò non è sufficiente **poiché, è cosa nota, che la fondazione**, in quanto tale, riveste non solo una precisa funzione, ma anche un “obbligo legale”, ossia dare sicurezza e, quindi, garanzia di stabilità all’opera che va a sostenere.

Molto del nostro patrimonio immobiliare è stato realizzato in epoche dove ci si affidava più all’esperienza dei capomastri che alla scienza. Oggi, non è così.

Le Leggi e la tecnologia vogliono precise garanzie scritte, alle quali non possiamo sostituire la sola esperienza o le consuetudini dei nostri padri. Ecco allora che viene da chiedersi, al di là della buona ingegneria teorica, cosa deve avere, o non avere, una fondazione per essere accettata come punto di partenza della qualità e sicurezza edificatoria?

Sicuramente, l’omogeneità dei materiali, l’integrità strutturale, i parametri geometrici semplici e compatibili con l’opera da sostenere e, soprattutto, la rispondenza alle funzioni attribuite.

In altre parole, essere in grado di resistere nel tempo anche alle sollecitazioni eccezionali come quelle indotte dai terremoti, alle pressioni idrostatiche dovute alla variazione del livello della falda acquifera, o alla variazione temporale di carico per effetto di eventi occasionali.

E’ chiaro che tali prerogative richiedono la completa conoscenza e totale certezza del comportamento della struttura, così da consentire al progettista e al costruttore di garantire l’integrità complessiva dell’erigenda opera.

Ecco dunque che una fondazione anche di epoca romana, costituita da blocchi di roccia compatta, potrebbe essere indebolita dalla presenza di microfratture e di piani di scistosità od erosioni cuniculari formatesi per soluzione dei carbonati, così da essere diventata, nel tempo, assolutamente instabile e, quindi, precaria ai fini della sicurezza.

Le città italiane in particolare, sono ricche di edifici storici come anche di edifici relativamente vecchi, dove le fondazioni, per lo più superficiali, sono deteriorate e quindi bisognose di una verifica sullo stato di degrado subito nel tempo. La stessa composizione chimico-mineralogica dei terreni di fondazione concorre in modo diverso al degrado delle fondazioni.

Ecco perché ho cercato in questi anni di occuparmi anche di perizie sullo stato di degrado delle fondazioni e della loro rispondenza ai fini della capacità portante.

1.2 TECNICI DELLE FONDAZIONI

La qualifica di *tecnico esperto delle fondazioni* viene data a quelle persone che per motivi di preparazione ed esperienza sono sufficientemente provviste di principi scientifici e di giudizio ingegneristico.

ristico, ovvero di “arte”, come spesso si dice, per progettare una fondazione. Potremmo dire che il giudizio ingegneristico è la parte creativa di questo processo progettuale.

Le necessarie conoscenze scientifiche vengono acquisite attraverso regolari corsi universitari di ingegneria geotecnica (meccanica dei terreni, geologia, tecnica delle fondazioni, ecc.) e strutturale (analisi e progettazione di strutture in calcestruzzo armato e acciaio, ecc.) e attraverso un *continuo aggiornamento personale* mediante brevi corsi, seminari professionali, conferenze, abbonamenti a riviste, ecc..

Per progettare una fondazione, i punti pressoché indispensabili da seguire sono i seguenti:

1. noto il sito da edificare, definire il perimetro d'ingombro dell'opera, e quindi un'approssimativa valutazione dei carichi ricadenti al suo interno o, meglio, lungo le linee fondazionali ipotizzate in progetto;
2. ispezionare di persona l'area d'intervento per evidenziare ogni problema di carattere geologico, idrogeologico, geotecnico, geofisico, morfologico e quant'altro di possibile impatto sulle fondazioni, superficiali o profonde che siano;
3. stabilire un programma di indagini in situ in collaborazione con un geologo-geotecnico che includa anche il riferimento di dati idrogeologici, sismici e delle penalità ai fini edificatori;
4. svolgere, o farlo fare da chi ne è competente o quantomeno esperto, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati rilevati in campagna, da trasmettere al progettista;
5. svolgere la progettazione delle fondazioni, conformemente alla normativa vigente e compatibilmente con le capacità costruttive dell'impresa appaltatrice.

L'ingegnere delle fondazioni dovrebbe avere esperienza di tutti e cinque i punti precedenti e partecipare alla loro esecuzione. Nella pratica, spesso ciò non accade. Una società geotecnica indipendente, specializzata nell'esplorazione dei terreni, in prove geotecniche, nella progettazione di argini e terrapieni, nel controllo dell'inquinamento idrico, ecc., assegna spesso ad un geologo o ad un ingegnere geotecnico l'esecuzione dei primi quattro punti precedentemente elencati. I risultati del punto 4 vengono affidati ad un ingegnere delle fondazioni che progetta gli elementi strutturali che costituiscono la sottostruttura. In grandi società, *ingegnere delle fondazioni* è il termine alternativo usato per indicare un ingegnere civile del gruppo di progettazione strutturale specializzato nella progettazione di elementi della sottostruttura.

Il principale difetto di quest'approccio è la tendenza a trattare i parametri di progetto del terreno, ottenuti mediante prove geotecniche di quantità variabile e fortemente influenzati dal giudizio ingegneristico, come grandezze assolute il cui valore è assolutamente inviolabile.

Diventa pertanto indispensabile che l'ingegnere delle fondazioni lavori a stretto contatto col consulente geologo/geotecnico.

Dovrebbe essere evidente che ciascuna delle parti deve rendersi conto dei problemi dell'altra e che, in particolare, l'ingegnere delle fondazioni deve capire in che modo sono stati determinati i parametri del terreno di interesse progettuale. Si può raggiungere una tale comprensione se ciascuna delle due figure professionali ha accumulato esperienza nel campo di specializzazione dell'altra.

Nella fattispecie lo scrivente, che oltre a geologo e geometra, iscritto ad entrambi gli Ordini professionali da oltre trent'anni, ha maturato esperienza sia di cantiere, che di progettazione ed analisi del sottosuolo.

2 TIPI DI FONDAZIONI

2.1 INTRODUZIONE

In base al rapporto tra la profondità del piano di posa (D), rispetto al piano di campagna, e la dimensione minima in pianta (B), si definiscono, in accordo con quanto proposto da Terzaghi:

- fondazioni **superficiali**: fondazioni in cui il rapporto D/B è minore di 4;
- fondazioni **profonde**: fondazioni per le quali il rapporto D/B è maggiore di 10;
- fondazioni **semi-profonde**: fondazioni con D/B compreso tra 4 e 10.

Per quanto riguarda il meccanismo di trasferimento del carico al terreno, le fondazioni superficiali trasmettono il carico solo attraverso il piano di appoggio, le fondazioni profonde e semi-profonde trasferiscono il carico al terreno sia in corrispondenza del piano di appoggio che lungo la superficie laterale.

2.2 LA SCELTA DELLE FONDAZIONI DA ADOTTARE

Il progettista spesso affronta questo argomento dopo aver predisposto il progetto di massima e valutato in primis l'entità dei carichi, quindi delle tensioni indotte, da dissipare nel sottosuolo. A seconda di come i molti parametri strutturali e geotecnici si rapportano tra di loro, esso valuta quale soluzione, meglio di altre, va verificata in ambito progettuale (Figura 1).

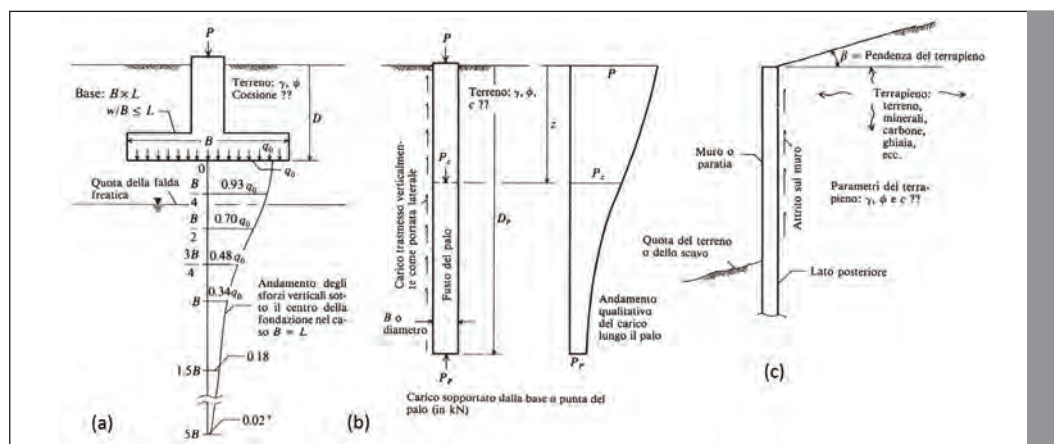


Figura 1. (a) Fondazione diffusa; (b) Palo di fondazione; (c) Struttura di contenimento.

A condizionare la scelta delle fondazioni più idonee da adottare sono spesso le caratteristiche

geologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito su cui s'intende edificare, ma non solo. Anche la vicinanza di altri fabbricati, ad opere significative nel contesto locale, induce spesso il progettista ad analizzare sotto vari aspetti l'insieme opera-terreno, per assicurarsi la stabilità globale dell'opera.

Ho avuto modo in questi anni di assistere a dei dibattiti tra tecnici sulla scelta e dimensionamento delle fondazioni riguardanti opere civili ed industriali. La casistica è varia e spesso richiede una conoscenza specifica delle discipline sulle quali si articolano le scelte progettuali.

Ciò che mi ha maggiormente colpito di questa branca delle costruzioni è che ogni caso è diverso dall'altro e che è necessario condurre sempre delle indagini in sito, analizzare le caratteristiche del terreno e dell'opera che s'intende costruire, ipotizzando soluzioni favorevoli non solo sotto l'aspetto tecnico, ma anche sotto quello economico.

Non è raro infatti che il progettista debba creare anche più di una soluzione fondazionale per dare al costruttore la possibilità di contenere i costi entro certi limiti.

È essenziale comunque che all'opera sia sempre data, entro i limiti di legge, la massima sicurezza di stabilità.

3 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.1 GENERALITÀ

Si definiscono fondazioni superficiali o dirette, quella categoria di fondazioni a poca profondità rispetto il piano campagna. In genere, le fondazioni non sono mai realizzate a livello originario del terreno perché, al fine di una necessaria durabilità, bisogna raggiungere almeno quegli strati che non risentono delle variazioni stagionali di temperatura e umidità e che perciò non sono influenzati dai fenomeni di gelo e disgelo, trovandosi ben al di sotto dello strato di terreno vegetale. Sono inoltre considerate superficiali quelle fondazioni il cui piano di posa è collocato a meno di quattro volte la misura minore della sezione dimensionale di base. Questo genere di fondazioni è ancora il più diffuso, nel campo delle costruzioni. Le fondazioni superficiali si suddividono a loro volta in quattro tipologie fondamentali:

- a trave rovescia;
- a plinto;
- a graticcio;
- a platea.

Le fondazioni superficiali sono generalmente realizzate nel caso in cui il terreno che interagisce con l'opera abbia consistenza e caratteristiche tali da assorbire e dissipare facilmente le tensioni indotte che risultano permanere costanti nel tempo.

Generalmente le fondazioni dirette vengono realizzate seguendo la struttura dell'edificio.

Ad esempio, se l'edificio è costituito da una struttura continua, cioè da murature portanti, allora anche la fondazione sarà continua, presentandosi come un allargamento della sezione trasversale del muro (fondazione a trave rovescia). Negli edifici storici la fondazione continua è spesso costituita da un vero e proprio muro in mattoni o in pietra, di sezione maggiore di quello portante. In edilizia moderna, invece la fondazione continua è per lo più costituita da un cordolo in cemento armato realizzato prima dell'allargamento della sezione fondazionale di base. La sezione allargata è solitamente costituita da un getto di calcestruzzo armato. Nella parte inferiore della fondazione, a contatto con il terreno, talora viene posto uno strato di calcestruzzo magro, detto "magrone", che uniforma la base d'appoggio. Le fondazioni continue, dette anche a trave rovescia, possono essere ad ala stretta o allargata a seconda delle tensioni che si vogliono trasmettere al terreno d'appoggio.

3.1.1 FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA

Sono fondazioni molto più larghe in rapporto alla base del muro e dei pilastri che devono sopportare. Esse sono indicate quando si ha uno strato resistente con spessore debole posato su di uno strato meno resistente.

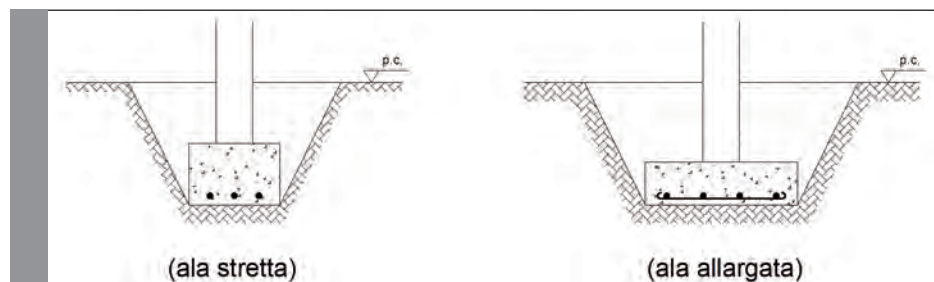


Figura 2. Tipi di fondazione a trave rovescia.

3.1.2 FONDAZIONI A PLINTO

Il plinto generalmente di base quadra o rettangolare è, di fatto, un allargamento della base del pilastro che serve a ripartire uniformemente il carico della struttura sul terreno sottostante. Il plinto nasce come una fondazione isolata, anche se in molti casi viene collegata ad altri con una trave fondazionale di unione. Questo serve, soprattutto in zona sismica, per dare più monoliticità alla struttura. È buona norma non poggiare mai direttamente i plinti sul terreno, ma su uno strato di calcestruzzo magro, in modo da avere un piano di appoggio ben livellato e compatto sul quale distribuire le tensioni.

3.1.3 FONDAZIONI A GRATICCIO

Sono fondazioni costituite da un insieme di travi fondazionali incrociate fra loro. Il graticcio è particolarmente indicato per contrastare il fenomeno dei cedimenti differenziali, su zone in cui la consistenza geotecnica del terreno è scarsa e, quindi, inadeguata ai carichi prodotti dalla sovrastruttura. Nel caso in cui le travi di graticcio siano molto larghe e vicine fra loro, si può valutare l'eventualità di realizzare una piastra di fondazione (cioè un graticcio privo di vuoti). Questo tipo di fondazione è usato per lo più in quelle zone di pianura costituite prevalentemente da terreni fini e cedevoli con falde acquifere vicine al piano campagna.

3.1.4 FONDAZIONI A PLATEA

Un altro sistema utilizzato frequentemente per costruire opere su siti costituiti da terreni con

scarsa capacità portante, è quello costituito dalla fondazione a platea. Può essere considerato uno sviluppo della fondazione a travi rovesce, con in più la presenza di un “solettone” inferiore a cui spesso si aggiungono nervature ortogonali secondarie, rispetto a quelle delle travi rovesce, per garantire un ulteriore irrigidimento della struttura. Questo tipo di fondazione viene anche utilizzata in zone sismiche per strutturare maggiormente l'opera.

Necessità statiche possono poi richiedere di raggiungere profondità ancora maggiori per attestarsi su uno strato di terreno di maggior capacità portante. A questo si può intervenire con l'utilizzo di fondazioni profonde.

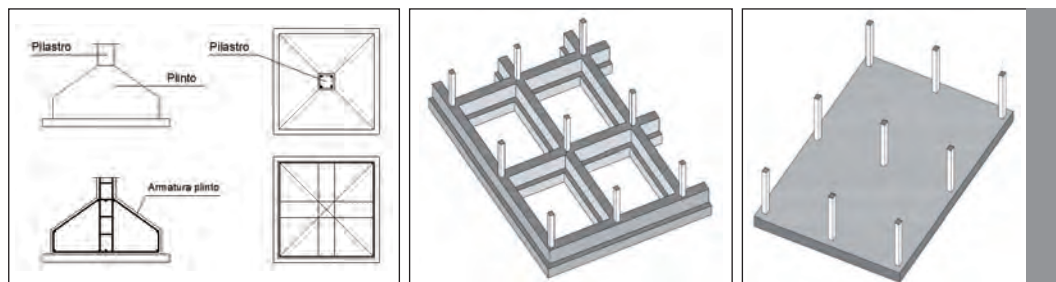


Figura 3. Plinto di fondazione. - Figura 4. Fondazioni a graticcio. - Figura 5. Fondazioni a platea.

3.2 PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa deve essere tale da:

- Evitare lo strato di terreno organico e gli eventuali strati di detriti (in generale gli strati più superficiali sono costituiti da terreno scadente);
- Evitare lo strato di terreno interessato dall'azione di gelo e disgelo e dalla variazione stagionale di contenuto d'acqua (in Italia circa 1-2metri);
- Non essere interessato dalle acque superficiali;
- Con falda prossima al piano di posa e soggetta a variazioni di livello, esso deve rimanere o sempre al di sopra della falda o, meglio, sempre al di sotto;
- Gli elementi della fondazione dovrebbero essere allo stesso livello.

Per garantire la **funzionalità** della struttura in elevazione, il sistema fondazioni deve soddisfare alcuni requisiti; in particolare il carico trasmesso in fondazione:

1. NON deve portare a rottura il terreno sottostante;
2. NON deve indurre nel terreno cedimenti eccessivi tali da compromettere la stabilità e la funzionalità della struttura fuori terra;

- 3. NON deve produrre fenomeni di instabilità generale;
- 4. NON deve indurre stati di sollecitazione nella struttura di fondazione incompatibili con la resistenza dei materiali.

4 MECCANISMI DI ROTTURA E CAPACITÀ PORTANTE

4.1 TEORIA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Quando si parla della capacità portante (o carico limite q_{lim}) di un terreno, non si fa altro che parlare della pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura.

La sua determinazione può essere condotta adottando il metodo dell'equilibrio limite globale. Numerose sono le soluzioni fornite in letteratura per il calcolo della q_{lim} come somma di termini dovuti ai diversi contributi.

Ben note sono, per esempio, le soluzioni fornite da Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1970), basate sull'assunzione di un comportamento rigido-plastico del terreno e perciò applicabili solo al caso di rottura generale. A seconda, infatti, del grado di addensamento del terreno si possono distinguere tre meccanismi di rottura:

- Rottura generale;
- Rottura per punzonamento;
- Rottura di tipo locale.

4.2 MECCANISMI DI ROTTURA

4.2.1 ROTTURA GENERALE

Formazione di superfici di scorrimento ben definite, a partire dal piano di posa fino al piano di campagna; la rottura è di tipo fragile, con immediato collasso.

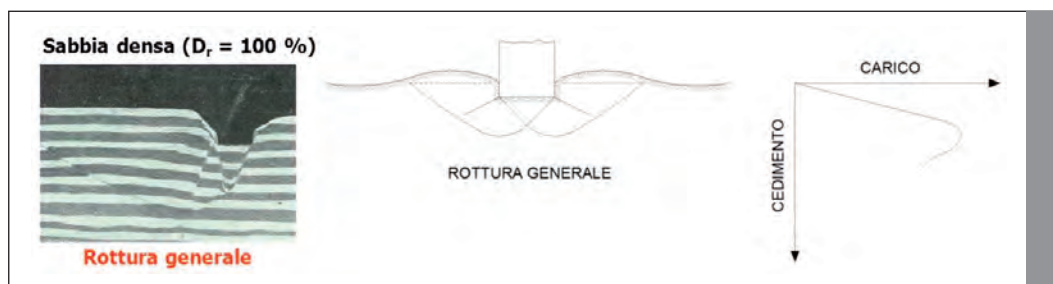


Figura 6. Rottura generale.

$$D_r = \frac{\gamma - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}}$$

dove:

γ = peso specifico naturale del terreno;

$\gamma_{\min}$ = peso specifico minimo del terreno;

$\gamma_{\max}$ = peso specifico massimo del terreno.

4.2.2 ROTTURA PER PUNZONAMENTO

È governata dalla compressibilità del terreno di fondazione.

Le superfici di scorrimento non sono ben definite e sono limitate in vicinanza della fondazione dove presentano una direzione sub-verticale; la rottura è di tipo duttile, tipica di un materiale incrudente, senza preciso punto di collasso.



Figura 7. Rottura per punzonamento.

4.2.3 ROTTURA DI TIPO LOCALE

La rottura di tipo locale è un meccanismo intermedio ai due precedenti.

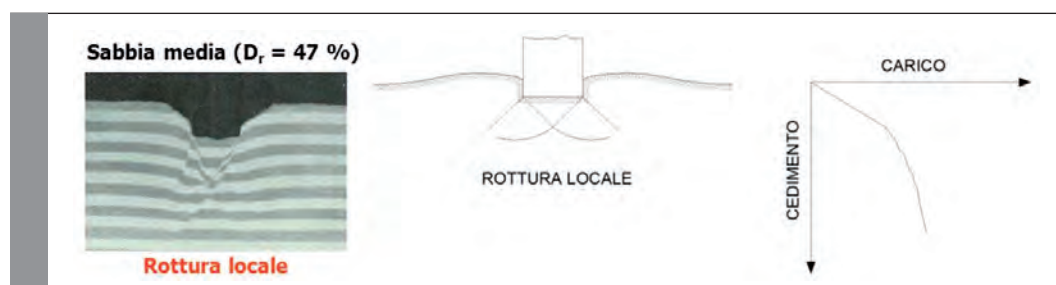


Figura 8. Rottura di tipo locale.

4.2.4 CONSIDERAZIONI SUI MECCANISMI DI ROTTURA

Per quanto riguarda i tre meccanismi di rottura sopra menzionati, è possibile osservare che:

- nel caso di **terreno denso**, i piani di rottura si estendono fino al raggiungimento della superficie del piano di campagna (rottura generale);

- nel caso di **terreno sciolto**, le superfici di rottura interessano solo la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione e non si estendono lateralmente (rottura locale);
- nel caso di **terreno molto sciolto**, le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo (punzonamento).

Il tipo di meccanismo di rottura che si verifica è funzione della densità relativa D_r del terreno e dell'approfondimento relativo D/B della fondazione.

Attualmente non si dispone di criteri quantitativi per individuare a priori il tipo di meccanismo di rottura, anche se esistono indicazioni a livello qualitativo per identificare il tipo di rottura più probabile (un esempio per terreni incoerenti è riportato in figura 9).

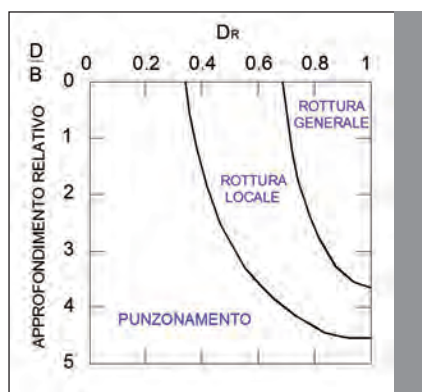


Figura 9. Meccanismi di rottura di fondazioni superficiali su sabbia.

4.3 STABILITÀ DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da Prandtl (1920) e Terzaghi (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite (fig. 10 e 11).

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di Mohr-Coulomb.

Terzaghi, inoltre, ipotizza:

- striscia indefinita di carico/fondazione nastriforme (deformazione piana);
- carico verticale centrato;
- presenza di attrito fondazione/terreno;
- piano di posa fondazione e piano campagna orizzontali.

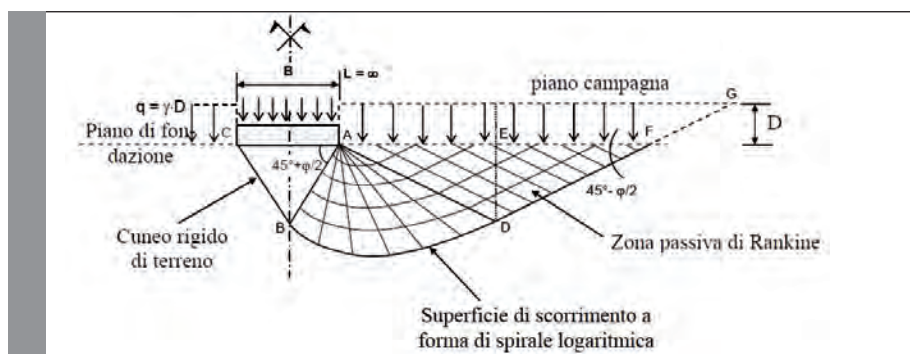


Figura 10. Schema di Prandtl per il calcolo della capacità portante.

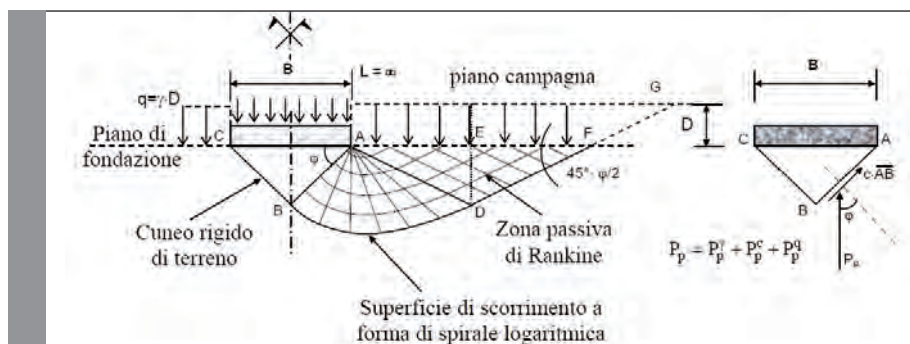


Figura 11. Schema di Terzaghi per il calcolo della capacità portante.

La capacità portante o carico limite è il valore del carico che determina il collasso generale della fondazione (è una caratteristica del terreno-fondazione) e dipende:

1. dalla resistenza meccanica del terreno;
2. dalla geometria della fondazione;
3. dalle caratteristiche della sollecitazione.

4.4 RESISTENZA MECCANICA DEL TERRENO

La resistenza del terreno è governata da diversi fattori, ma semplificando, possiamo dire che il terreno cede per sollecitazione di taglio. La tensione tangenziale massima dipende dagli sforzi normali presenti nel terreno ($\tau < \tau_{max}$), in quanto paragonabile ad una forma di resistenza per attrito e può essere determinata mediante la prova al taglio.

La prova al taglio eseguita in laboratorio, consiste nel far scorrere, in direzioni opposte, due scatole cilindriche di metallo che contengono il campione di terreno, applicando, contemporaneamente, una forza normale che comprime il materiale da verificare (figura 12).

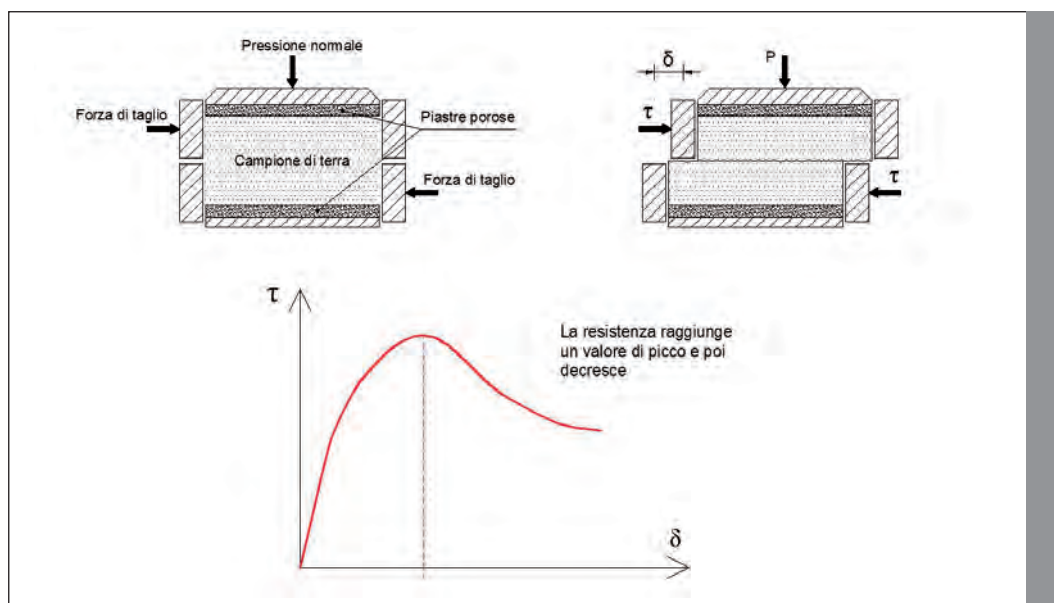


Figura 12. Prova al taglio.

Mediante un numero sufficiente di prove di taglio effettuate con diversi valori di $\sigma = N/A$, ipotizzando una relazione lineare tra lo sforzo massimo di taglio e la σ ($\tau_{max} = c + \sigma \tan \Phi$), si ricavano i parametri del modello (figura 13).

I parametri fondamentali di questa relazione sono:

- c , detta coesione, è l'intercetta della retta con l'asse delle τ (rappresenta la resistenza in assenza dello sforzo normale);
- σ è la tensione normale;
- Φ è il cosiddetto angolo di attrito (o di resistenza al taglio).

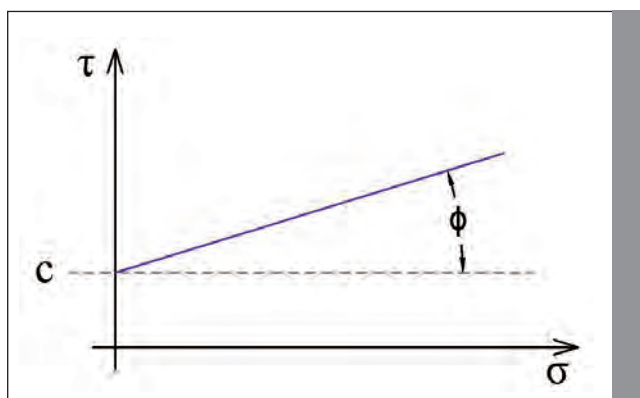


Figura 13. Criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Di seguito si riportano alcuni valori indicativi dell'angolo di attrito Φ (figura 14).

Materiale	Caratteristiche	ϕ (in gradi)
GHIAIA	grossolana	40 ÷ 55
	sabbiosa	35 ÷ 50
SABBIA	sciolta, asciutta	28 ÷ 34
	sciolta, satura	26 ÷ 32
	compatta, asciutta	35 ÷ 46
	compatta, satura	33 ÷ 44
LIMO	sciolto	20 ÷ 22
	compatto	25 ÷ 30
ARGILLA	asciutta	40 ÷ 45
	bagnata	20 ÷ 25

Figura 14. Valori angolo di attrito interno ϕ al variare del materiale.

È opportuno precisare che i valori della coesione sono trascurabili per sabbie e ghiaie, mentre per le argille possono variare sensibilmente tra 1 e 100 N/cm^2 .

4.5 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Con riferimento agli schemi delle Figure 10 e 11 (schema di Prandtl e Terzaghi), relativi al caso di una fondazione nastriforme, è possibile evidenziare che il carico limite dipende, oltre che dalla larghezza della fondazione B , e dall'angolo di resistenza al taglio ϕ del terreno:

- dalla coesione c ;
- dal peso proprio del terreno γ , interno alla superficie di scorrimento;
- dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna, è dato da $q = \gamma_1 \cdot D$.

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale, ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti da calcolare separatamente.

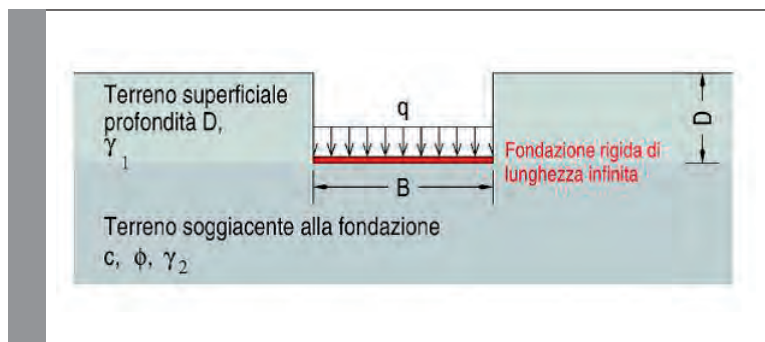


Figura 15. Calcolo capacità portante fondazione nastriforme con carico verticale centrato.

La soluzione, per fondazione nastroforme con carico verticale centrato, è espressa nella forma:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + c N_c + q N_q$$

dove N_c , N_q , N_γ sono parametri adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio φ e della forma della superficie di rottura considerata (figure 16, 17 e 18; tabella 1).

Per i fattori N_c ed N_q , relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre per il fattore N_γ , che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, la cui determinazione richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni, esistono solo formule empiriche approssimanti.

Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \Phi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \Phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi$$

oppure

$$N_\gamma = \begin{cases} 1.0(N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4 \Phi) & (\text{Meyerhof 1963}) \\ 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg}(1.0 \Phi) & (\text{Hansen 1970}) \\ 2.0(N_q - 1) \operatorname{tg}(1.0 \Phi) & (\text{Vesic 1973, 1975}) \end{cases}$$

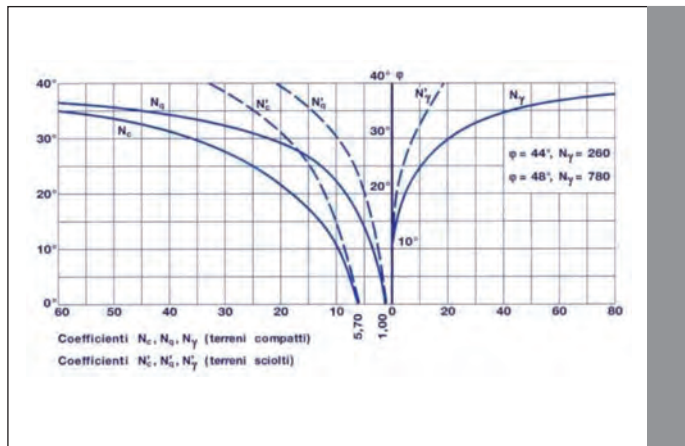
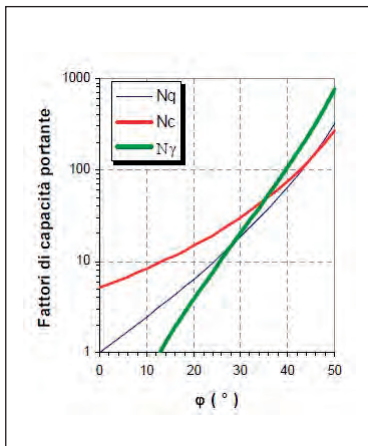


Figura 16. Fattori di capacità portante per fondazioni superficiali.

Figura 17. Grafico fattori capacità portante N_c , N_q , N_γ in funzione dell'angolo di attrito Φ .

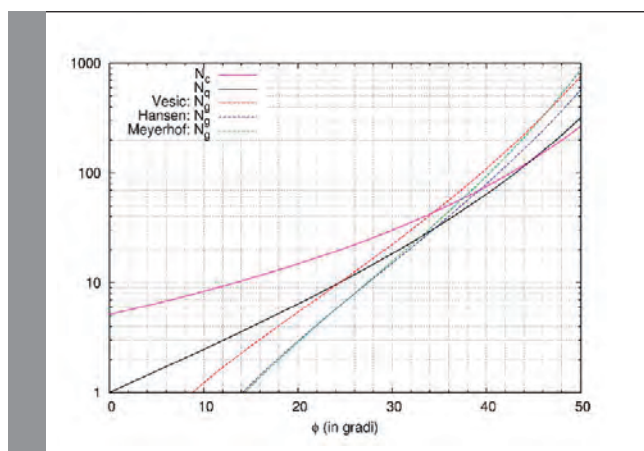


Figura 18. Fattori capacità portante N_c , N_q , N_y in funzione dell'angolo di attrito ϕ .

ϕ	$N\phi$	N_c	N_q	Meyerhof	Ny Hansen	Vesic
0	1.00	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00
2	1.07	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15
4	1.15	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34
6	1.23	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57
8	1.32	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86
10	1.42	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22
12	1.52	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69
14	1.64	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29
16	1.76	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06
18	1.89	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07
20	2.04	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39
22	2.20	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13
24	2.37	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44
26	2.56	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54
28	2.77	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72
30	3.00	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40
32	3.25	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21
34	3.54	42.16	29.44	31.15	28.77	41.06
36	3.85	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31
38	4.20	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02
40	4.60	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41
42	5.04	93.71	85.37	139.32	113.95	155.54
44	5.55	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63
46	6.13	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33
48	6.79	199.26	222.30	526.44	368.88	495.99
50	7.55	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85

Tabella 1. Valori fattori capacità portante N_c , N_q , N_y in funzione dell'angolo di attrito ϕ .

Come già accennato in precedenza, la formula per il calcolo del carico limite è composta dal seguente trinomio:

- $\frac{1}{2} \gamma_2 B N_y$, contributo della resistenza attritiva dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento;
- $c N_c$, contributo della coesione lungo la superficie di scorrimento;
- $q N_q$, effetto stabilizzante ai lati della fondazione.

Il calcolo della capacità portante deve essere fatto tenendo conto delle modalità di applicazione del carico che può avvenire a seconda dei casi in:

- condizioni drenate;
- condizioni non drenate.

In condizioni non drenate e con terreno saturo si verifica un aumento delle pressioni neutre le quali nel tempo tendono a dissipare con il consolidamento del terreno; tale processo è tanto più veloce tanto più alta è la permeabilità del terreno.

La possibilità di avere una rottura del terreno in condizioni non drenate dipende dal tempo necessario per la dissipazione delle pressioni neutre. Se le pressioni neutre vengono dissipate velocemente allora non è importante l'analisi in condizioni non drenate (situazione caratteristica dei terreni a grana grossa).

Se invece i tempi di dissipazione delle pressioni neutre sono molto lunghi (caratteristica dei terreni a grana fine), allora l'analisi deve essere fatta in entrambe le situazioni, condizioni drenate e non drenate.

4.6 EQUAZIONE GENERALE DI CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La soluzione di Terzaghi (vista nel paragrafo precedente), è valida nel caso di:

- fondazioni nastroformi;
- carichi centrati;
- rottura generale

Nel caso in cui la si voglia estendere anche ad altre condizioni (diversa forma della fondazione in pianta, meccanismo di rottura locale, carichi eccentrici, etc.), si utilizza la seguente equazione generale, proposta da Vesic (1975):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

In cui, si sono indicati con:

s_γ, s_c, s_q i fattori di forma;

d_γ, d_c, d_q i fattori di profondità;

i_γ, i_c, i_q i fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q i fattori di inclinazione della base;

g_γ, g_c, g_q i fattori di inclinazione del piano campagna;

B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.

I fattori sopra elencati possono essere calcolati mediante l'utilizzo di formule empiriche riassunte nella tabella 2. (Sia H la componente orizzontale del carico ed V la componente verticale.)

	Terzaghi	Meyerhof	Brinch Hansen	Vesic
s_c	$s_c = 1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	
s_γ	$s_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$ (rett) $s_\gamma = 0.6$ (circ)	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
s_q	$s_q = 1$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
d_c	NO	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_c = 1 + 0.4 k$	
d_γ	NO	$d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1$	
d_q	NO	$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
i_c	NO	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
i_γ	NO	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 - \alpha^2 / 450}{V + A \cot \phi} H\right)^5$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A \cot \phi}\right)^{m+1}$
i_q	NO	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A \cot \phi}\right)^5$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A \cot \phi}\right)^n$
g_c	NO	NO	$g_c = 1 - \frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	
g_γ	NO	NO	$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \omega)^5$	$g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$
g_q	NO	NO	$g_q = (1 - 0.5 \tan \omega)^5$	$g_q = (1 - \tan \omega)^2$
b_c	NO	NO	$b_c = 1 - \frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	
b_γ	NO	NO	$b_\gamma = \exp(-2\alpha \tan \phi)$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2$
b_q	NO	NO	$b_q = \exp(-2.7\alpha \tan \phi)$	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2$

Tabella 2. Formule per il calcolo dei fattori correttivi.

4.6.1 TERRENI NON COESIVI

Nel caso di terreni non coesivi $c=0$, per cui l'espressione fornita da Brinch Hansen diventa:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + q N_q$$

4.6.2 TERRENI COESIVI

In terreni coesivi bisognerebbe procedere a due verifiche di capacità portante:

1. a breve termine (condizioni non drenate);
2. a lungo termine (condizioni drenate).

Generalmente il valore più basso di carico limite viene dalla verifica a breve termine.

In presenza di falda si deve tener conto dell'azione dell'acqua, sia nel carico effettivamente trasmesso dalla fondazione al terreno sia nel calcolo della q_{lim} : in particolare, nel calcolo del carico trasmesso dalla fondazione al terreno deve essere considerata la sottospinta dell'acqua agente sulla porzione di fondazione immersa, mentre il carico limite deve essere valutato in termini di pressioni efficaci (figura 19).

CONDIZIONI DI DRENAGGIO	DRENATE	NON DRENATE
TERRENI	Sabbie Argille a lungo termine	Argille a breve termine
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	$c = c'$ $\phi = \phi'$	$c = c_u$ $\phi = 0$
$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$		

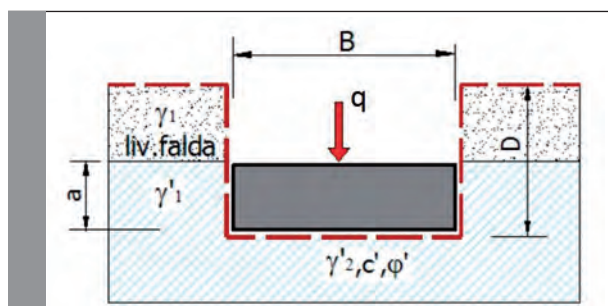
Figura 19. Verifica capacità portante il terreni coesivi a breve e a lungo termine.

4.7 INFLUENZA DEL LIVELLO DI FALDA SUL CARICO LIMITE

In presenza di acqua diminuisce il valore della resistenza limite a causa della minore densità del terreno, della riduzione della coesione c' e dell'angolo d'attrito ϕ' .

Nel calcolo dei fattori di capacità portante viene utilizzato il valore di ϕ' del terreno presente sotto la fondazione.

4.7.1 FALDA COMPRESA TRA PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE E PIANO CAMPAGNA



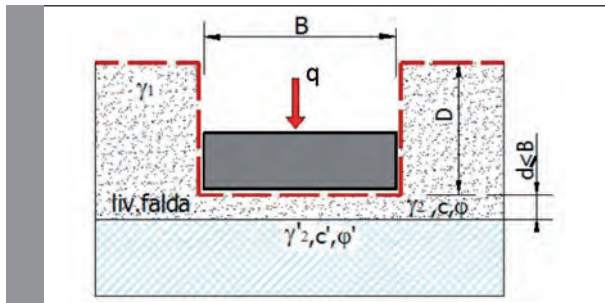
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma + c' N_c + [\gamma_1 (D - a) + \gamma'_1 a] N_q$$

In particolare:

Falda al p.c. ($a = D$)
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma + c' N_c + \gamma'_1 D N_q$$

Falda al piano di posa ($a = 0$) $q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma + c' N_c + \gamma_1 D N_q$

4.7.2 FALDA AL DI SOTTO DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

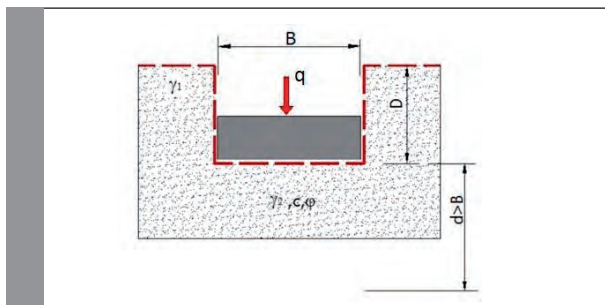


$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \left[\gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \frac{d}{B} \right] N_\gamma + c' N_c + \gamma_1 D N_q$$

in particolare:

Terreno asciutto ($d \gg B$) $q_{lim} = \frac{1}{2} B \gamma_2 N_\gamma + c' N_c + \gamma_1 D N_q$

4.7.3 IL PELO LIBERO DELLA FALDA SI TROVA A PROFONDITÀ MAGGIORE DI D+B



In questo caso la presenza della falda può essere trascurata.

5 CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

5.1 INTRODUZIONE

Con il termine cedimento si indica l'abbassamento verticale del piano di posa della fondazione di una struttura a causa della deformazione del terreno sottostante. Tali deformazioni sono l'alterazione dello stato di tensione, che in generale può essere prodotta dal carico trasmesso dalla fondazione stessa o da altre fondazioni vicine, o anche da una variazione delle pressioni interstiziali (ad esempio per l'abbassamento del livello di falda). La stima dei cedimenti attesi è necessaria per valutare l'ammissibilità in condizioni di esercizio, e quindi per valori del carico e delle tensioni indotte molto inferiori a quelli che producono la rottura del terreno. Per stimare i cedimenti è necessario conoscere, fino alla profondità alla quale l'alterazione dello stato di tensione diviene trascurabile, ovvero nel volume significativo del sottosuolo:

1. le condizioni stratigrafiche;
2. lo stato tensionale iniziale e finale;
3. le leggi costitutive tensioni-deformazioni-tempo per ciascuno dei terreni presenti.

Con riferimento ai risultati delle prove sperimentali si è già visto che è praticamente impossibile avere un unico modello in grado di esprimere i diversi aspetti del comportamento dei terreni e che è necessario ricorrere a modelli semplici per i quali devono essere bene individuati i limiti di applicazione ed il significato dei parametri utilizzati.

Il calcolo dei cedimenti con i metodi classici della geotecnica si sviluppa nelle seguenti fasi:

1. sulla base delle indagini eseguite, determinare il profilo geotecnico;
2. calcolare gli incrementi di tensione verticale indotti nel sottosuolo;
3. sulla base dei risultati delle indagini geotecniche, scegliere le caratteristiche tensioni-deformazioni-tempo dei vari strati di terreno interessati dalle variazioni di tensioni verticali e si calcolano le tensioni verticali litostatiche;
4. sulla base delle scelte e delle determinazioni precedentemente eseguite, calcolare le deformazioni verticali dei vari strati di terreno;
5. valutare l'andamento nel tempo dei cedimenti.

5.2 CEDIMENTI DI FONDAZIONE SU TERRENO COESIVO SATURO

Il cedimento di una fondazione superficiale su terreno coesivo saturo assume la seguente formu-

lazione:

$$W = W_t + W_c + W_s$$

dove:

W_t = cedimento immediato;

W_c = cedimento di consolidazione;

W_s = cedimento secondario.

5.2.1 CEDIMENTO IMMEDIATO

Il cedimento immediato si manifesta via via che viene applicato il carico durante la costruzione dell'opera geotecnica, e pertanto spesso è poco temibile, sia perché può essere recuperato riportando in quota la struttura, sia perché normalmente precede la messa in opera delle parti più vulnerabili (pavimentazioni, rivestimenti, finiture).

5.2.2 CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

La valutazione dei cedimenti in terreni coesivi viene spesso effettuata utilizzando il criterio proposto da Terzaghi (1943) denominato metodo della consolidazione monodimensionale. Si parte dai seguenti presupposti esemplificativi:

- le deformazioni avvengono solo in direzione verticale;
- la sovrappressione interstiziale indotta è pari all'incremento di tensione causato dall'applicazione del carico.

Il metodo si basa nel suddividere il terreno, interessato dall'incremento di carico, in strati orizzontali; si stima la deformazione per ogni strato "i-esimo", ed infine la sommatoria degli stessi rappresenta il cedimento totale.

Se il carico applicato è inferiore alla pressione di preconsolidazione, quindi le deformazioni avvengono nel tratto di compressione, la formula diventa la seguente:

$$\Delta H = H_0 \, RR \, \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Mentre se il terreno è normalconsolidato e le deformazioni avvengono tutte nel tratto di compressione si ha:

$$\Delta H = H_0 \, CR \, \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

In cui:

$$RR = \frac{c_r}{1 + e_0} \quad (\text{Rapporto di ricomprensione});$$

$$CR = \frac{c_c}{1 + e_0} \quad (\text{Rapporto di compressione});$$

H_0 = Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} = Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta_{\sigma v}$ = Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

5.2.3 CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario si manifesta successivamente al cedimento primario allorché i carichi generati continuano ad esercitare una influente pressione sui materiali compressi che ancora non hanno raggiunto l'assestamento finale.

In alcune situazioni, soprattutto in relazione a particolari tipi di argille, il cedimento secondario può assumere un aspetto non trascurabile. Può essere calcolato utilizzando la seguente relazione:

$$\Delta H = H_c C_\alpha \log \frac{T}{T_{100}}$$

In cui:

H_c = altezza dello strato;

C_α = coefficiente di consolidazione secondaria;

T_{100} = tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primario.

5.3 CEDIMENTI DI FONDAZIONE SUPERFICIALI SU SABBIA

Nei terreni granulari il processo di consolidamento è immediato e pertanto il cedimento di consolidazione è quello immediato: essi si verificano in concomitanza ed in tempi molto brevi. Il cedimento secondario anche in questi terreni può, in alcuni casi, assumere un aspetto importante (terreni piroclastici). Le tre variabili fondamentali per il calcolo dei cedimenti nei terreni granulari sono rappresentate da:

- pressione applicata;
- rigidità del suolo;
- geometria della fondazione.

Il primo punto è onere dello strutturista; la deformabilità del suolo è quantificata usualmente indirettamente da prove penetrometriche statiche, dinamiche ed SPT.

Un metodo per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari è quello proposto da Schmertmann (1970). Esso permette la valutazione delle deformazioni direttamente dai valori di **resistenza (qc)** derivanti da una prova penetrometrica statica. Il metodo mette in relazione il bulbo delle tensioni con la deformazione considerando uno sviluppo di quest'ultimo di tipo triangolare. Le profondità fino alle quali si sviluppano le deformazioni sono le seguenti:

- 4B per fondazioni nastriformi;
- 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Schmertmann propone un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

$$w = C_1 C_2 \Delta q \sum \frac{I_z \Delta z}{E}$$

in cui:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

E rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo, calcolabile in funzione di **qc**.

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;

I_z fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0,5}$$

C_1 rappresenta un fattore che dipende dal piano di posa

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0,5$$

C_2 rappresenta il fattore di viscosità:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1}$$

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

6 VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

6.1 PRESCRIZIONI DELLE NTC-2008 (D.M. 14/01/2008) ED INTEGRAZIONI 2014

Di seguito si riporta quanto prescritto dalle **NTC-2008** del D.M. 14/01/2008 e successive integrazioni (aggiornate al 2014) per quanto riguarda le fondazioni superficiali.

6.1.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

“La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1”

6.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

“Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel §6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) l'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche effettuate nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto."

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il Coefficiente Parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_v	1,0	1,0

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R1)	Coefficiente Parziale (R2)	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.8.1 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

COEFFICIENTE	(R2)
γ_R	1,15

6.1.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

“Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.”

7 FONDAZIONI PROFONDE

7.1 DEFINIZIONE

Si definiscono fondazioni profonde, quella classe di fondazioni realizzate con il raggiungimento di profondità considerevoli rispetto al piano campagna. Come già detto, convenzionalmente la fondazione è identificata come profonda se il piano di posa è collocato a più di quattro volte la misura minore della dimensione di base. Può capitare che l'entità eccessiva dei carichi, in presenza di caratteristiche meccaniche scadenti del terreno, riveli l'inadeguatezza delle fondazioni superficiali. Si ricorre in tal caso a fondazioni profonde, opere più costose e complesse, per la tecnologia utilizzata, sia nella progettazione che nella realizzazione.

Le fondazioni profonde si suddividono generalmente per:

- materiale: legno, calcestruzzo, acciaio (figura 20);



Figura 20. Tipi di pali costruiti fuori opera.

- diametro:
 - pali a piccolo diametro o micropali (da 8 a 30 cm);
 - pali a medio diametro (da 30 a 80 cm);
 - pali a grande diametro (maggiore di 80 cm).
- tecnica d'infissione:
 - pali battuti;
 - pali vibrati;
 - pali trivellati;
 - pali avvitati.

La fondazione profonda (o palo) pertanto può fornire la capacità portante richiesta in tre modi:

1. Per sola portata di punta: la fondazione, raggiungendo la profondità voluta, si attesta su uno strato di terreno di elevata capacità portante;
2. Per sola portata laterale: la fondazione sfrutta l'attrito della sua superficie laterale con il terreno, per raggiungere il grado di portanza richiesto dal progetto;
3. Per portata di punta sommata alla portata laterale: la fondazione sfrutta al massimo la portanza dello strato più profondo ed anche l'attrito laterale con il terreno.

7.2 I PALI FONDAZIONALI

7.2.1 CENNI STORICI

Fin dalla preistoria gli uomini hanno usato i pali come strutture fondazionali per le loro opere. Le palafitte sono certamente fra i più antichi insediamenti umani di cui si è trovato traccia. Il palo veniva utilizzato sia per sostenere l'opera costruita, che per isolarla dal suolo e dall'acqua (figura 21).



Figura 21. Esempio di palafitta.

La città di Venezia, come molte città olandesi e scandinave, è stata edificata facendo ricorso a palificazioni in legno come sottofondazione. All'inizio del secolo scorso si è abbandonato progressivamente il legno come materiale per i pali da fondazione, sostituendolo con l'acciaio e con il cemento armato.

Il tipo di palo più comune, nell'edilizia storica, è in legno. A questo palo spesso veniva applicata una punta rinforzata di ferro, detta *puntazza*; veniva conficcato nel terreno attraverso battitura con speciali macchine dette *battipalo*, fino a raggiungere gli strati di terreno più consistenti e tali da consentirgli di avere la capacità portante richiesta. Questa tecnologia, applicata ad esempio a Venezia, ha subito un'evoluzione e ora esistono varie tipologie di pali: in calcestruzzo con armature metalliche, in solo acciaio, prefabbricati, con o senza asportazione di terreno, con l'utilizzo di fanghi bentonitici, gettati in opera, o altri materiali speciali.

7.2.2 DEFINIZIONE

I pali da fondazione sono elementi strutturali che trasmettono i carichi verticali da una quota ad un'altra, solitamente più profonda e di maggiore capacità portante.

I motivi per cui si ricorre al loro impiego possono essere molteplici:

- gli strati superficiali di terreno non hanno una sufficiente capacità portante per sostenere in sicurezza il carico della struttura (figura 22);
- i cedimenti previsti con le fondazioni dirette siano eccessivi;
- necessità di portare i carichi a profondità che non siano interessate da fenomeni di erosione, come avviene nel caso di fondazioni nell'alveo di un fiume;
- necessità di assorbire i carichi orizzontali (ad esempio, ricavare scantinati, garage e volumi sotterranei in genere; sostenere scavi a cielo aperto, sbancamenti e stabilizzare ad esempio pendii soggetti a possibili frane) (figura 23);
- realizzazione di opere al largo delle coste;
- rinforzo di strutture esistenti mediante sottofondazioni.



Figura 22. Andamento capacità portante con la profondità. - Figura 23. Esempio palificata reggiscavo.

7.3 TRASFERIMENTO DEI CARICHI AL TERRENO

Il palo può agire in due modi differenti:

- riportando direttamente i carichi sul banco di terreno portante scaricando le tensioni attraverso la punta (**palo di punta**);
- trasferendo e dissipando le tensioni indotte dai carichi attraverso la superficie laterale del fusto che viene a contatto con il terreno, esercitando un attrito laterale di contatto (**pali sospesi**

o pali galleggianti).

La prima dipende dalla sezione del palo e dalla consistenza del terreno su cui è infissa la punta; la seconda invece è dovuta a fenomeni attritivi sulla superficie laterale del palo e dal tipo di terreno. Molto spesso è proprio il termine attritivo quello predominante nella capacità portante dei pali, anche perché l'area della punta dei pali è sempre modesta.

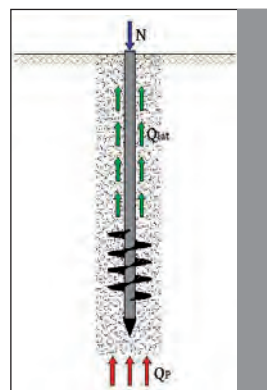


Figura 24. Distribuzione del carico al terreno.

Lo studio del sottosuolo è molto importante poiché ci consente di definire a quale profondità intestare i pali; allo stesso modo, risulta importante conoscere la distanza alla quale posizionare i pali: due pali potrebbero trasmettere i carichi sulla stessa porzione di terreno sovraccaricandolo. Per evitare questo problema, i pali devono essere distanziati almeno tre volte il loro diametro. Nel caso di palo a vite, il diametro a cui ci si deve riferire è quello della vite.

7.4 TIPOLOGIE DI PALI FONDAZIONALI

I pali si possono suddividere in quattro tipologie, a seconda della loro forma, modalità costruttiva e tecnica di infissione:

- Trivellati
- Vibrati
- Battuti
- Avvitati

7.4.1 PALI TRIVELLATI

Sono pali gettati in opera realizzati con asporto di terreno. Si parla genericamente di pali trivellati poiché il foro può essere scavato con speciali trivelle o sonde a roto-percussione.

Possono essere realizzati in tutti i tipi di terreno anche stratificati con banchi rocciosi e la loro costruzione avviene in tre fasi:

- esecuzione del foro mediante asportazione del terreno con trivella;
- riempimento del foro con betoncino;
- inserimento dell'armatura metallica.

Il foro viene riempito di cemento utilizzando un tubo forma che, messo in pressione, consente il riempimento del foro dal basso verso l'alto, oppure attraverso pompe che sono in grado di riempire direttamente con malta cementizia il foro portando così in superficie i detriti terrosi (figura 25).



Figura 25. Particolare punta trivella e macchina operatrice.

7.4.2 PALI VIBRATI

La formazione di pali di fondazione in calcestruzzo armato di tipo vibrato senza asporto di terreno, viene eseguita mediante l'infissione di un tubo-forma in acciaio per mezzo di vibrazioni prodotte da vibratori oleodinamici (vibro-maglio), fino al raggiungimento della profondità prevista (figura 26).

Si procede poi con la posa in opera della gabbia di armatura entro il tubo-camicia, con il getto in opera del calcestruzzo fino al riempimento dell'intera camicia e la graduale estrazione della stessa con eventuale rabbocco di calcestruzzo.

I pali possono essere vibro-infissi in terreni che presentino una stratigrafia composta da strati di terreno incoerente sabbioso o limoso a bassa e media densità e da strati di terreno coerente argilloso a bassa coesione. Sono da escludere terreni prevalentemente ghiaiosi o argillosi/marnosi sovraconsolidati. Le vibrazioni trasmesse con questo metodo vengono dissipate nel terreno causando spesso sollecitazioni su fondazioni di fabbricati vicini con possibili cedimenti e crepe fortemente dannose per le strutture.

7.4.3 PALI BATTUTI

I pali battuti vengono infissi senza asporto di terreno e possono essere in:

- legno;
- acciaio;
- acciaio e cemento.

Nel caso di pali battuti in calcestruzzo, l'infissione si esegue mediante un maglio battente (Figura 27). Il palo battuto viene generalmente utilizzato su lottizzazioni ad opportune distanze dai fabbricati esistenti, poiché l'infissione provoca, anche in questo caso, forti vibrazioni sul terreno spesso danneggiando le strutture dei fabbricati vicini.



Figura 26. Macchina operatrice vibro infissione. - Figura 27. Macchina operatrice battipalo.

7.4.4 PALI AVVITATI

I pali avvitati sono pali prefabbricati di ultima generazione e vengono infissi nel terreno per avvitamento, imprimendo sulla testa del palo contemporaneamente una forza di compressione e rotazione utilizzando un avvitatore idraulico collegato al braccio meccanico di una macchina operatrice (figure 28, 29 e 30).

Questa tipologia di pali non provoca nessuna vibrazione che rechi danno ai fabbricati vicini (visto precedentemente con altre tipologie di fondazioni profonde), poiché il palo penetra nel terreno come una vite autofilettante e quindi senza rimuovere il materiale attraversato che, invece, si compatta lateralmente aumentando l'attrito laterale e quindi la portanza.

Avendo sulla punta una spessa lamina in acciaio a sviluppo elicoidale, di superficie molto superiore alla sezione del fusto, questo tipo di palo riesce ad avere una notevole capacità portante di



Figura 28. Macchine operatrici con avvitatore idraulico per pali a vite Geopal®.

Figura 29. Avvitatore idraulico con palo agganciato. - Figura 30. Particolare punta palo a vite Geopal®.

punta. La particolare geometria a vite conferisce a questo palo la duplice funzione di palo e tirante che ben si ammorsa nel terreno, conferendo efficacemente sia le sollecitazioni di compressione che di trazione.

Tornando sulla tecnica di infissione, è da sottolineare come per infiggere i pali a vite non siano assolutamente prodotte vibrazioni. Ciò consente di affermare che il palo a vite, a differenza del battuto e del vibrato, può essere utilizzato comodamente per costruire opere adiacenti ad altre già esistenti, senza recare alcun danno e proteste da parte dei vicini.

7.4.5 DIFFERENZE TRA PALI TRIVELLATI E PALI INFISSI

Sia la trivellazione che l'infissione creano problemi nel terreno.

Nella trivellazione, inizialmente, il terreno si rilassa e dopo il getto non è detto che riprenda la consistenza originale. Inoltre, in prossimità della punta, ci può essere la presenza di detriti; causa che implica che la resistenza alla punta viene mobilitata, causando grossi cedimenti al palo. Ciò significa che i pali trivellati per garantire la resistenza per attrito laterale devono essere relativamente lunghi.

Nell'infissione si crea un addensamento del terreno in prossimità della punta del palo (il terreno è molto addensato e le spinte laterali sono molto elevate). Nel caso di terreni argillosi, l'infissione crea notevoli pressioni neutre, tanto da annullare le pressioni effettive; pertanto prima di eseguire le prove di carico sui pali è necessario che le pressioni neutre si dissipino; ciò significa che occorre

lasciar passare un po' di tempo prima dell'applicazione del carico. A titolo puramente indicativo, un palo infisso presenta una resistenza alla punta, in genere, 100 volte maggiore di quella di un palo trivellato.

7.5 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE (BULBI DI PRESSIONE)

Il palo da fondazione viene anche utilizzato per superare il problema dei bulbi di pressione che spesso è causa di cedimenti differenziali. Quando si applica un carico alla superficie del terreno, questo provoca delle sollecitazioni negli strati adiacenti fino ad una certa profondità.

Se ad esempio si costruisce un nuovo edificio adiacente ad un altro, utilizzando come fondazione una fondazione superficiale, si corre il rischio che i singoli bulbi di pressione prodotti dalle fondazioni accostate si sommino tra loro, scaricando così le tensioni derivanti dai carichi sullo stesso strato di terreno, sovraccaricandolo fino al cedimento (Figura 31) (vedi Capitolo 10).

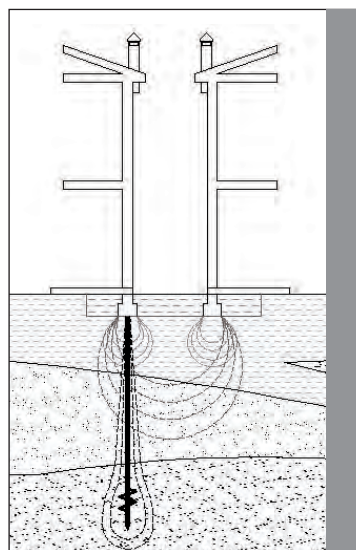


Figura 31. Schema risoluzione problema bulbi delle pressioni mediante l'utilizzo di un palo.

7.6 CALCOLO DEL CARICO LIMITE DI UN PALO

7.6.1 INTRODUZIONE

La determinazione del carico limite di un palo può essere eseguita, in analogia con le fondazioni superficiali, in condizioni drenate o in condizioni non drenate.

Il primo caso si verifica nei terreni a grana grossa o nei terreni a grana fina dopo lungo tempo

dall'applicazione dei carichi; il secondo caso si ha nei terreni a grana fina all'atto dell'applicazione del carico, cioè a breve termine. Solitamente il carico limite di un palo è valutato come somma di due termini, uno dovuto alla resistenza alla punta ed uno dovuto alla resistenza per attrito laterale lungo il fusto del palo (figura 32):

$$Q_{lim} = Q_p + Q_l - P_p = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d L l - P_p$$

dove:

Q_p resistenza alla punta del palo;

Q_l resistenza laterale lungo il fusto del palo;

P_p peso proprio del palo;

p resistenza unitaria alla punta;

l resistenza per attrito laterale palo/terreno.

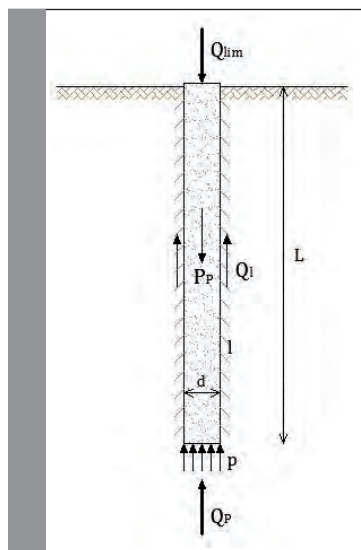


Figura 32. Forze agenti su un palo.

La suddivisione del carico in due componenti, uno alla punta ed uno laterale, dipende:

- dalla geometria del palo;
- dalle caratteristiche del terreno;
- dalla tecnologia di realizzazione del palo;
- dall'entità del carico applicato;
- dal tempo trascorso dall'applicazione del carico.

Tale suddivisione è però convenzionale, in quanto la mobilitazione delle due quantità è stretta-

mente dipendente dall'entità del cedimento secondo leggi di mobilitazione diverse tra punta e fusto. Infatti, è possibile che alla rottura non tutta la resistenza massima sia contemporaneamente mobilitata alla punta e lungo il fusto.

Caso 1: Nel caso di sottosuolo stratificato in strati incoerenti su strati coerenti, il meccanismo di ripartizione del carico tra superficie laterale e punta del palo è molto incerto. In letteratura (Kerisel e Vesic) sono riportati casi di prove di carico su pali che attraversano strati di terreno diversi. Nel caso di tre pali di diversa lunghezza: 7; 12,5; 17,5 m, la resistenza laterale mobilitata per un cedimento di 5 mm è risultata pari a: 50; 150; 250 t rispettivamente.

Ciò fa capire l'importanza delle prove di carico per chiarire la ripartizione del carico tra la punta e la superficie laterale.

Caso 2: Nel caso inverso, sottosuolo stratificato in strati coerenti su strati incoerenti, la ripartizione del carico subisce nel tempo una variazione. Infatti, all'inizio dell'applicazione del carico, la resistenza laterale è quella non drenata, mentre, col passare del tempo, la resistenza diviene quella drenata con parte del carico che viene ceduta alla punta. Se il fenomeno è rilevante, si potrebbe trasferire completamente il carico alla punta e invertire la resistenza laterale che diviene negativa, con grossi problemi per il palo che vedrebbe aumentare notevolmente la resistenza richiesta alla punta ed i cedimenti.

La determinazione del carico limite dei pali può essere eseguita con diversi metodi che sono:

- metodo dell'equilibrio limite (formule statiche);
- metodo energetico (formule dinamiche);
- in sito mediante prove di carico su pali prototipo;
- utilizzazione dei risultati di prove penetrometriche.

7.6.2 PALI TRIVELLATI

7.6.2.1 Carico alla punta in terreni coesivi

Come già detto, in questo caso il problema dovrà essere esaminato in condizioni drenate ed in condizioni non drenate.

Prima di operare la distinzione tra le due condizioni citate, per la determinazione del carico limite alla punta del palo si è già detto che si procede in analogia con le fondazioni superficiali:

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2}$$

Nella quale σ_v è la tensione litostatica verticale agente sulla punta del palo.

Il terzo termine può essere trascurato in quanto, essendo N_v dello stesso ordine di grandezza di N_q ed L (proporzionale a σ_v) circa $50 \div 100$ volte $d/2$, esso risulta molto piccolo; i coefficienti N_q e N_c sono legati tra loro dalla seguente relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \Phi$$

Di conseguenza l'espressione del carico unitario alla punta diventa:

$$p = N_q \sigma_v L + N_c c$$

A questo punto si può operare la distinzione tra le condizioni drenate e quelle non drenate.

Nel caso di condizioni drenate si assume $c' = 0$ e si introduce la tensione verticale effettiva, e l'espressione precedente diventa:

$$p = N_q \sigma_v L$$

Sulla base di evidenze sperimentali (Kerisel, 1961; Vesic, 1967) è stato confermato che la resistenza alla punta si mantiene costante al di sotto di una certa profondità critica; sia la resistenza alla punta che la profondità critica aumentano poi con l'angolo di attrito Φ' .

7.6.2.2 Resistenza laterale

In condizioni drenate, la resistenza laterale viene determinata con la seguente espressione:

$$l = p^* \int_0^L s(z) dz$$

Dove:

p^* è il perimetro del palo;

L è la lunghezza del palo;

$s(z)$ la resistenza unitaria limite mobilitata lungo la superficie laterale del palo (funzione della stratigrafia del terreno attraversato).

Nel caso di un palo cilindrico di diametro d , in terreno omogeneo, con tensione orizzontale proporzionale alla litostatica secondo il coefficiente K , e μ coefficiente di attrito, l'espressione delle resistenza laterale diventa:

$$l = \pi d \frac{1}{2} \gamma L^2 K \mu$$

Dall'osservazione sperimentale si è visto che la resistenza laterale si sviluppa dapprima nel solo tratto centrale, quindi si può assumere:

$$s = \frac{1}{2} \gamma L K \mu$$

che sostituita nella precedente diventa:

$$l = \pi d s L$$

Nel caso di palo in calcestruzzo (Brich Hansen), si può affermare che le tensioni radiali sono funzione della tensione litostatica e l'aderenza lungo la superficie del palo è $\delta = 0,8 \Phi$, e quindi K e μ possono essere espressi con la seguente formula:

$$K\mu = \frac{1}{7} \frac{K_p}{1 - \operatorname{tg} \delta K_0} \operatorname{tg} \delta$$

Tale espressione per valori dell'angolo di attrito $\Phi = 25^\circ \div 45^\circ$ porta a valori di $K\mu$ compresi tra 0,16 e 0,71; con:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \Phi}{1 - \operatorname{sen} \Phi}$$

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \Phi$$

Il coefficiente K dipende dalla tecnologia del palo e dallo strato di addensamento del terreno, μ dalla scabrezza della superficie laterale del palo e quindi ancora dalla tecnologia.

Nel caso di pali gettati in opera si può assumere, cautelativamente, $K=K_0$ e $\mu=\tan \Phi$; ad ogni modo, valori orientativi di tali coefficienti sono riportati nella tabella 3:

Tabella 3. Valori orientativi di K e μ .

Palo tipo	Coefficiente K		μ
	Terreno		
	sciolto	denso	
Acciaio	0,5	1	tg 25°
Calcestruzzo prefabbricato	1	2	$\frac{3}{4} \operatorname{tg} \varphi$
Battuto calcestruzzo gettato in opera	1	3	tg φ
Trivellato	1 - sen φ		tg φ

in terreni incoerenti, ovverosia in condizioni non drenate, la resistenza laterale unitaria è data dall'espressione:

$$s(z) = \alpha c_u(z)$$

Nella quale α è un fattore di riduzione della coesione non drenata, che tiene conto del disturbo nell'esecuzione del foro, degli effetti di rigonfiamento immediato e lento.

In queste condizioni sarebbe opportuno parlare di adesione palo/terreno, ed essa è appunto un'aliquota della coesione non drenata, tanto maggiore quanto più l'argilla è molle, e quindi quanto

più c_u è piccola.

Skempton ha proposto per le argille di Londra il valore $\alpha=0,45$.

Per argille molli ($c_u < 0,3 \text{ kg/cm}^2$) $\alpha=0,9 \div 1,0$. Nel caso di argille intercalate da livelli sabbiosi in falda idrica: il disturbo del foro è notevole ed $\alpha \leq 0,5$.

Valori orientativi del coefficiente α sono riportati nella tabella 4:

Tabella 4. Valori orientativi di α .

Palo tipo	Cu (kPa)	α
Battuto	≤ 25	1,0
	$25 \div 70$	$1 - 0,011 (Cu - 25)$
	≥ 70	0,5
Trivellato	≤ 25	0,7
	$25 \div 70$	$0,7 - 0,008 (Cu - 25)$
	≥ 70	0,35

7.6.3 PALI INFISSI

7.6.3.1 Introduzione

Il dimensionamento di questi tipi di pali si basa sulle prove penetrometriche che ne riproducono le modalità esecutive necessarie ma che non sempre sono possibili per la struttura del sottosuolo.

7.6.3.2 Carico alla punta in condizioni drenate

Per il calcolo della resistenza alla punta si può fare riferimento alle prove penetrometriche.

A tale proposito, Vesic, sulla base di evidenze sperimentali, ha proposto per la resistenza alla punta la seguente espressione:

$$p = \overline{R_p}$$

nella quale ($\overline{R_p}$) rappresenta il valore medio, in diverse verticali di prova, misurato in un tratto compreso in 4 volte il diametro al di sopra della punta del palo ed 1 volta il diametro al di sotto della punta (figura 33). Tale valore è consigliabile venga assunto nel caso in cui il palo sia ammorsato nel terreno di base per almeno 10 volte il diametro; in caso contrario esso dovrà essere ridotto in funzione della lunghezza di ammorsamento (L_A) nello strato di base, e cioè:

$$p = \overline{R_p} \frac{L_A}{10 d}$$

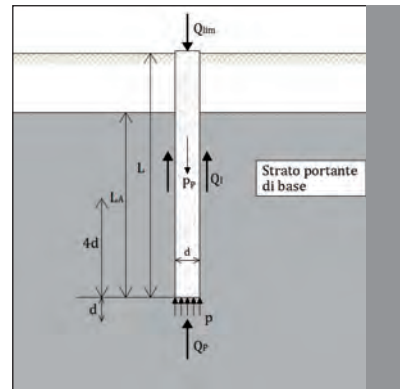


Figura 33. Schema di calcolo di ($\overline{R_p}$).

Quando si hanno a disposizione i risultati di prove SPT, le espressioni per il calcolo della resistenza alla punta sono le seguenti:

- terreni sabbiosi o sabbiosi-ghiaiosi:

$$p = 400 N_{SPT} \text{ (KPa)}$$

- limi:

$$p = 300 N_{SPT} \text{ (KPa)}$$

7.6.3.3 Resistenza laterale in condizioni drenate

Per il calcolo della resistenza laterale in condizioni drenate, ed in assenza di penetrometro statico con manicotto laterale, si può assumere per la resistenza laterale unitaria la seguente espressione (Meyerhof, 1956):

$$s = \frac{r_p}{200}$$

in cui r_p è la resistenza alla punta del penetrometro statico.

Altra espressione per il calcolo della resistenza laterale unitaria è la seguente:

$$s = \alpha r_p$$

nella quale α è un coefficiente dipendente dallo stato di addensamento del terreno ed assume i valori riportati nella tabella 5.

Tabella 5. Valori di α per prove CPT.

Stato di addensamento	r_p (Mpa)	α
Molto sciolto	< 2	0,02

Sciolto	2 ÷ 5	0,015
Medio	5 ÷ 15	0,012
Denso	15 ÷ 25	0,009
Molto denso	> 25	0,007

7.7 CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

7.7.1 FORMULAZIONE DI POULOS E DAVIS

Per il calcolo dei cedimenti nelle fondazioni profonde, Poulos e Davis proposero la seguente relazione:

$$w = \frac{Q}{E L} \cdot I$$

dove:

Q = carico del palo

E = modulo di deformabilità del terreno

L = lunghezza del palo

I = coefficiente, funzione del modulo di Poisson e del rapporto H/L

H = spessore dello strato deformabile interessato dal palo

7.7.2 METODO EDMETRICO

Utilizzando il metodo edometrico, i cedimenti vengono calcolati con la seguente relazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_{zi}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta_{zi}$$

dove:

n = numero di strati di terreno al di sotto del palo

$E_{ed,i}$ = modulo edometrico dello strato i-esimo

$\Delta \sigma_{zi}$ = incremento di tensione nello strato i-esimo che si determina differenziando le aliquote del carico tra la superficie laterale del palo e la punta

7.7.3 FORMULAZIONE EMPIRICA DI MAYERHOFF

Un'altra formulazione empirica è quella proposta da Meyerhoff, il quale sostiene che il cedimento di un palo sia direttamente correlato al diametro del palo stesso, ed inversamente proporzionale

al “grado di carico” rispetto al carico limite ultimo, e ad un fattore che includa caratteristiche di terreno e del palo. Quindi, concretamente parlando, secondo Meyerhoff, più il diametro del palo è grande, più aumenta il cedimento (a parità degli altri fattori). Oppure, più il carico limite sarà alto, meno il terreno cederà. Oppure, ancora, più il carico cui è sottoposto il palo aumenta, più è grande il cedimento. Concettualmente, quindi, la formula di Meyerhof rappresenta ciò che tutti possiamo intuire applicando semplicemente la logica. Questo approccio deriva dall’analisi di prove di carico su palo singolo, con un carico inferiore a un terzo del carico limite ultimo:

$$w = \frac{\phi_{palo} P}{\lambda P_{ult}} = \frac{\phi_{palo}}{\lambda FS}$$

Le grandezze che qui entrano in gioco sono, quindi:

w = il cedimento di punta del palo;

ϕ_{palo} = il diametro del palo;

FS = il fattore di sicurezza del carico P rispetto al carico limite ultimo P_{ult} ; esso è calcolato come:

$$FS = \frac{P_{ult}}{P}$$

λ = un coefficiente adimensionale rappresentativo della tipologia di terreno e della tipologia di palo. Valori indicativi vengono riportati nella successiva tabella 6.

Tabella 6. Valori di λ in funzione del tipo di terreno e della tipologia di palo.

Tipo di palo	Tipo di terreno	Valori di λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100

7.8 GRUPPO DI PALI

Si distinguono due tipi di gruppi di palo in funzione del comportamento della natura del sotto-suolo: gruppo di pali poggiati su banco portante (A) e gruppo di pali sospesi su terreni di bassa consistenza (B) (figura 34).

Il comportamento dei pali in gruppo può essere più o meno diverso da quello del palo isolato, a seconda della natura del terreno e del tipo di palo.

Il cedimento del gruppo di pali è maggiore di quello del palo singolo e il carico limite del gruppo

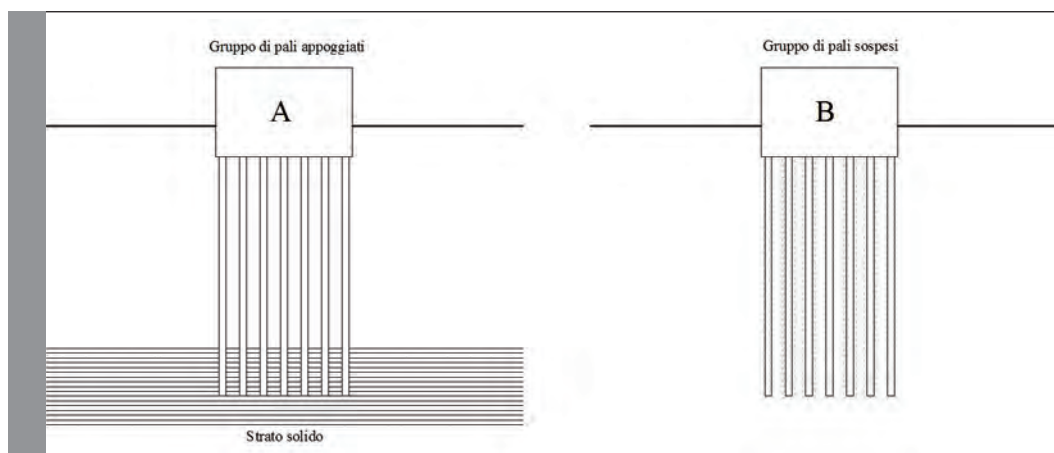


Figura 34. (A) Gruppo di pali appoggiati; (B) Gruppo di pali sospesi.

non necessariamente è la somma del carico del palo singolo.

Nel caso di un gruppo di pali che poggia su uno strato di terreno solido o molto resistente, il carico viene trasmesso quasi totalmente alla base, evidenziando un comportamento simile a quello di una fondazione continua profonda. Infatti le punte dei pali si comportano come tanti carichi concentrati che si diffondono nel terreno dando origine ad una pressione uguale a quella di una fondazione continua.

In tal caso il gruppo può essere considerato come una fondazione continua con piano di posa coincidente con quello della punta dei pali, con carico limite del palo singolo in gruppo all'incirca pari a quello del singolo, la larghezza della fondazione equivalente $B' = B + b$, nella quale B è la larghezza della palificata, b l'affondamento dei pali nello strato di base (figura 35).

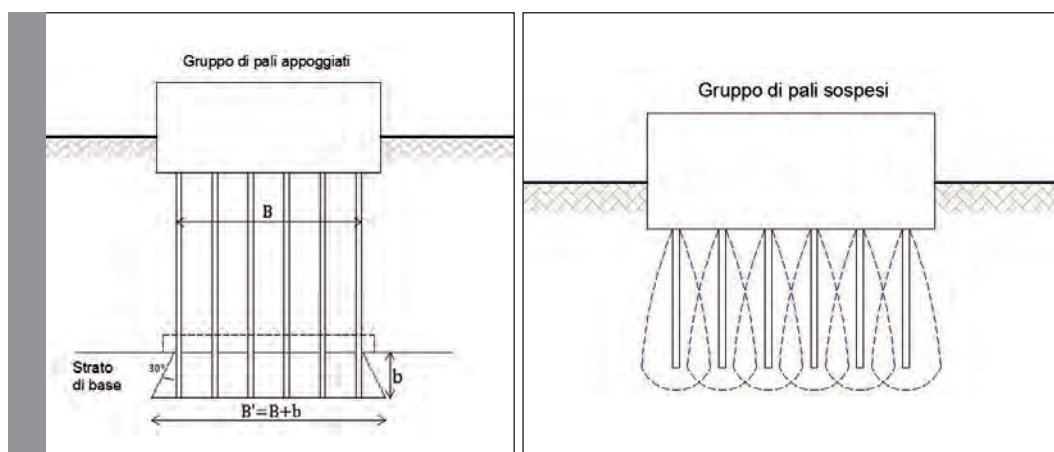


Figura 35. Schema di calcolo della fondazione equivalente per gruppo di pali appoggiati.

Figura 36. Bulbo delle pressioni di pali sospesi costituenti un gruppo.

Nel caso di gruppi di pali sospesi, il carico viene trasmesso al terreno prevalentemente mediante la resistenza laterale, con sovrapposizione del bulbo delle pressioni (figura 36).

In questo caso il carico si distribuisce al piano delle punte dei pali su una fondazione equivalente di dimensione $B' = B + \frac{L-a}{3}$ (figura 37) con a altezza dello strato superficiale con caratteristiche geotecniche scadenti; L lunghezza dei pali.

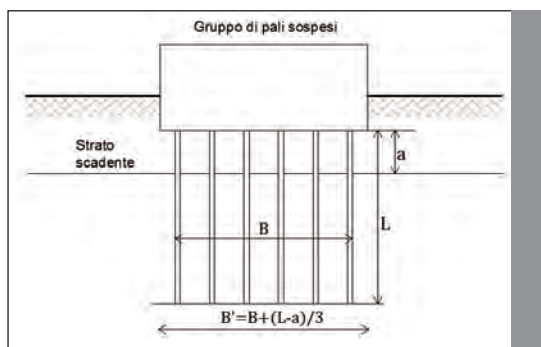


Figura 37. Schema di calcolo della fondazione equivalente per gruppo i pali sospesi.

Grossa importanza riveste l'interasse dei pali sui cedimenti. Infatti da studi provenienti dalla letteratura tecnica specializzata è ampiamente dimostrato che l'influenza reciproca dei pali non si risente per un interasse superiore a tre volte il diametro dei pali ($i = 3d$), ed in questo caso la rottura avviene secondo i meccanismi del palo singolo; al di sotto di tale valore il gruppo deve essere studiato come una fondazione superficiale equivalente con larghezza caratteristica B' .

Per quanto riguarda il carico limite del gruppo bisogna tenere presente l'efficienza del gruppo ε che assume valori diversi in funzione della natura del terreno e della tipologia dei pali. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- per terreni a grana grossa e a pali infissi l'efficienza risulta maggiore dell'unità. In ogni caso, cautelativamente, è consigliabile assumere $\varepsilon = 1$;
- nel caso di pali trivellati il disturbo dello scavo fa sì che la capacità portante del gruppo si riduce e quindi è consigliabile assumere $\varepsilon = 0,75$ (Meyerhof, 1976);
- stesse considerazioni per pali in sabbie;
- per terreni argillosi e pali trivellati, l'efficienza del gruppo può essere calcolata con l'espressione (Chellis, 1961):

$$\varepsilon = 1 - \frac{\arctg \frac{d}{l} (n_r - 1) n_c + (n_c - 1) n_r}{\frac{\pi}{4} 90 n_r n_c}$$

dove:

i interasse dei pali;

d diametro del palo;

n_r numero dei pali disposti in riga;

n_c numero dei pali disposti in colonna;

$\arctg \frac{a}{i}$ espresso in radianti.

- nel caso di piccoli gruppi si possono assumere, per l'efficienza, i valori riportati nella (figura 38).

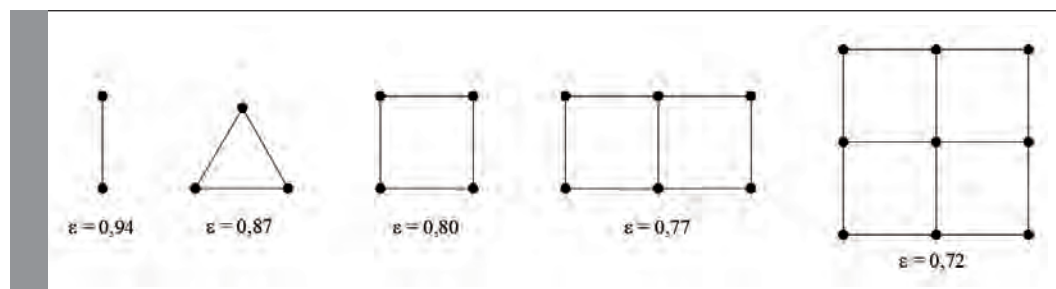


Figura 38. Valori di ε nel caso di piccoli gruppi di pali.

La fondazione superficiale equivalente è definita dal blocco costituito dal gruppo di pali e dal terreno compreso fra gli stessi; il carico limite di tale fondazione per analogia con le fondazioni superficiale diviene:

$$Q_{lim} = B' A' p_{blocco} + L (2 A' + 2 B') l_{blocco}$$

dove:

B' ed A' sono le dimensioni in pianta della fondazione equivalente;

L è l'altezza del blocco;

p_{blocco} è il carico unitario sul piano passante per la punta dei pali;

l_{blocco} è il carico unitario sulla superficie laterale, valutate come nel caso del palo singolo.

7.9 PALI DI GRANDE DIAMETRO

Nei pali di grande diametro, $d > 80$ cm, la resistenza laterale raggiunge il suo limite per valori dei cedimenti di circa 1 - 2 cm ed è indipendente dal diametro. La resistenza alla punta, invece, si mobilita per cedimenti proporzionali al diametro ed in genere pari a circa il 25% del diametro per pali trivellati e di circa il 10% per pali battuti.

In genere si tratta di spostamenti non compatibili con le strutture in elevazione, e la determinazio-

ne del carico alla punta con le classiche formule statiche non trova applicazione in quanto in questi casi bisogna riferirsi a condizioni di stato limite di esercizio e non più allo stato limite ultimo. Pertanto, per la determinazione della resistenza laterale, visto il valore del cedimento che la mobilità, possono applicarsi le formule statiche con valori di k e μ riportati nella tabella 3; mentre per la resistenza alla punta il valore di N_q da utilizzare nei calcoli è quello proposto da Berezantzev che provocherebbe cedimenti dell'ordine da $0.06d$ a $0.1d$, corrispondenti al verificarsi delle prime deformazioni plastiche nel terreno in corrispondenza della punta del palo.

Nel caso di pali in terreni incoerenti, l'espressione del carico limite diventa:

$$p = N_q^* \sigma'_{vL}$$

dove:

$$N_q^* < N_q$$

I valori di N_q^* sono riportati nella figura 39 in funzione dell'angolo di attrito ϕ e del rapporto L/d .

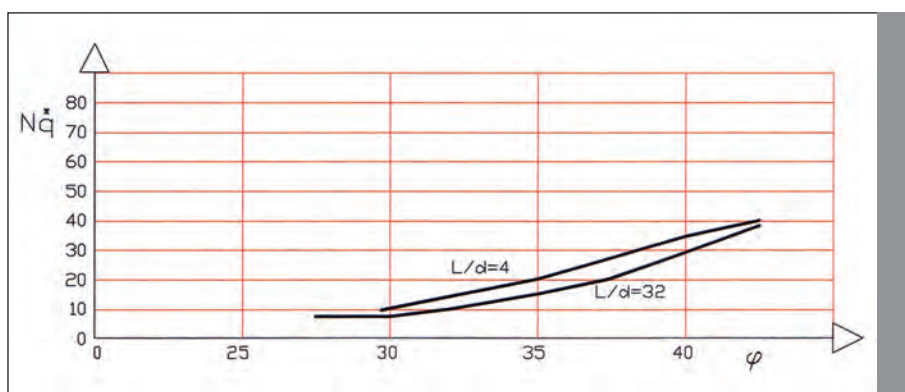


Figura 39. Diagramma di N_q^* in funzione dell'angolo di attrito ϕ e del rapporto L/d .

Un metodo che da buoni risultati è quello proposto da Wright e Reese (1977), basato sui risultati di prove SPT. Si tratta di un metodo empirico ottenuto da osservazioni sperimentali su pali in grandezza reale. Questo metodo si basa sia su criteri di stato limite ultimo che di stato limite di servizio (con riferimento ai cedimenti) e soprattutto consente di ricavare la curva carichi-cedimenti. La resistenza unitaria laterale viene calcolata mediante la formula:

$$s = 0,7 \operatorname{tg} \phi \sigma'_{vz}$$

Nella quale σ'_{vz} è la tensione litostatica alla generica profondità z e ϕ l'angolo di attrito ottenuto da prove penetrometriche statiche SPT.

Il valore di s , come sopra definito, deve poi essere confrontato con i valori limite riportati in funzione di N_{SPT} nella figura 40; esso non può eccedere i valori di τ_{lim} diagrammati in funzione di una

prova SPT (da elaborazioni statistiche).

Nel caso di pali in terreni coesivi la resistenza alla punta ha una influenza ridotta ed i calcoli possono riferirsi alle classiche formule statiche.

La resistenza unitaria alla punta può essere definita accettando un cedimento convenzionale pari al 5% del diametro; i valori della resistenza ora definita sono riportati nel diagramma di figura 41, nella quale p è diagrammata in funzione di N_{SPT} .

Occorre comunque verificare il cedimento sotto i carichi di esercizio; ciò può ottenersi elaborando la curva carichi-cedimenti che si ottiene da curve sperimentali adimensionalizzate in funzione del carico e del terreno.

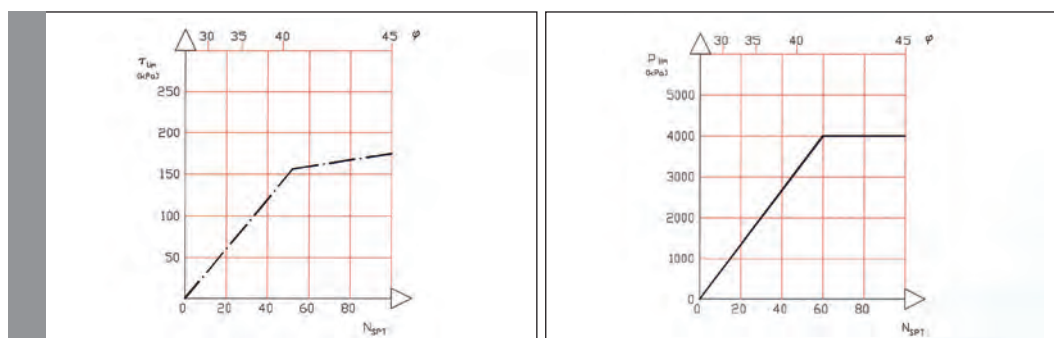


Figura 40. Elaborazione statistica dei valori di Tl_m diagrammati in funzione di N_{SPT} .

Figura 41. Correlazione tra la resistenza alla punta p ed il numero di colpi N_{SPT} .

8 TIPOLOGIE E TECNICHE COSTRUTTIVE DEI PALI

8.1 INTRODUZIONE

Ogni fondazione è un caso a sé stante: come struttura, carichi, particolari posizioni e condizioni di lavoro, particolare natura del terreno. Conosciuti tutti questi elementi, la scelta del tipo di palo dipende da esigenze prevalentemente tecniche.

Il progettista dovrà tener conto di questi elementi nello scegliere il tipo di fondazione e ad essi aggiungere la sua conoscenza ed esperienza personale.

8.2 PALI COSTRUITI FUORI OPERA

Questa categoria comprende tutti i pali prefabbricati ed infissi nel terreno sia con battitura che per avvitalamento, che mediante getti d'acqua ed aria compressa. Sono stati i primi ad essere impiegati dopo i pali in legno. La sezione dei pali è piena ed in genere quadrata, esagonale e talvolta ottagonale; la sezione circolare, cava, è stata adottata più di recente per i pali centrifugati e quelli avvitati. I pali infissi totalmente nel terreno hanno, in genere, durata illimitata. Soltanto se il terreno è imbevuto di acque acide od alcaline e queste filtrano con facilità (terreni permeabili), il calcestruzzo può deteriorarsi nel tempo. Le acque del sottosuolo possono inoltre contenere i gessi (solfati di calcio), come noto assai dannosi per il calcestruzzo. Terzaghi cita il caso di alcune pile di un ponte in Germania che furono fondate su pali in calcestruzzo, costruiti fuori opera, attraverso 10 metri di sabbia e ghiaia. Dopo alcuni mesi le pile cedettero perché il calcestruzzo fu attaccato dal CO_2 che filtrava dalla roccia. Altro esempio di deterioramento di pali in calcestruzzo costruiti fuori opera, sono le fondazioni di un ponte sull'Elba che furono fatte su pali di calcestruzzo profondi da 10 a 12 metri, poggianti su argille scagliose. Nonostante le dimensioni rilevanti, le pile cedettero in tal modo che non fu più possibile eseguire la sovrastruttura. L'acqua che filtrava, conteneva quantità di SO_3 .

8.2.1 TIPOLOGIE DI PALI COSTRUITI FUORI TERRA

8.2.1.1 Palo Hennebique

Il palo Hennebique si presenta con sezione quadrata a facce parallele. Armatura costituita da 4 ferri longitudinali e da staffe quadrate disposte a distanza variabile.

La sez. max è 40x40 cm (figura 42).

8.2.1.2 Palo Considère

Il palo Considère, porta l'innovazione assai importante dell'armatura a staffe in spirale, aumentando la resistenza ai colpi del maglio. In genere la sezione è ottagonale (figura 43).

8.2.1.3 Palo Bignel

Il palo Bignel è un tipo di palo che è stato studiato in modo da poter essere infisso senza battitura con l'aiuto dell'acqua in pressione. Presenta un foro centrale lungo l'asse longitudinale in cui si può lanciare un getto d'acqua od aria compressa. Questo palo, assai costoso, è oggi del tutto abbandonato.

8.2.1.4 Palo Zublin

Il palo Zublin è un palo pressoché analogo al Bignel. Di diverso ha la sezione pentagonale con armatura longitudinale con staffe disposte a stella (figura 44).

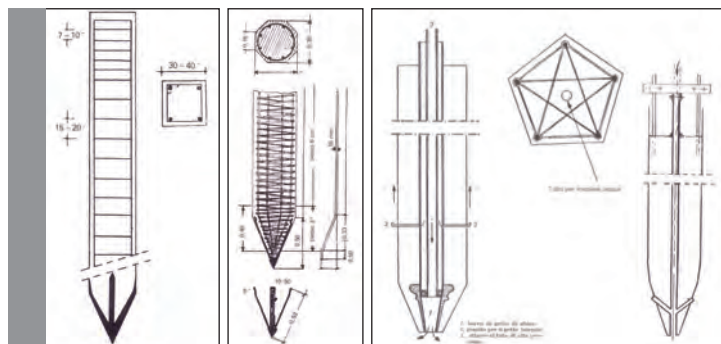


Figura 42. Palo Hennebique. - Figura 43. Palo Considère. - Figura 44. Palo Bignel; palo Zublin.

8.2.1.5 Palo SCAC

Il Palo SCAC sono realizzati tramite centrifugazione; Questi pali risultano internamente vuoti. Vengono impiegati per fondazioni e per linee aeree. L'armatura del palo SCAC varia secondo il genere di impiego. E' costituita prevalentemente da tondini longitudinali di acciaio e da una fitta spirale doppia di filo di ferro crudo (figura 45).

8.2.1.6 Pali "Piloti SCAC"

Esistono poi i "Piloti SCAC", chiamati così per identificare i pali per fondazioni. I piloti hanno una

forma troncoconica, cilindrica oppure mista cilindrico-troncoconica. Essendo internamente vuoti, lo spessore varia a seconda delle portate che devono sostenere, che in genere varia da 1/4 ad 1/6 del diametro. Questi pali possono essere giuntati con più elementi tramite una giunzione a ghiera (figura 46).

Sempre all'interno della famiglia dei Piloti SCAC, troviamo una ulteriore tipologia chiamata Piloti Lubrificati (figura 47). Questi pali vengono utilizzati quando si ha l'effetto dell'attrito negativo. Differentemente dagli altri, a questi viene applicato all'esterno una membrana bituminosa ricoperta da un lamierino.

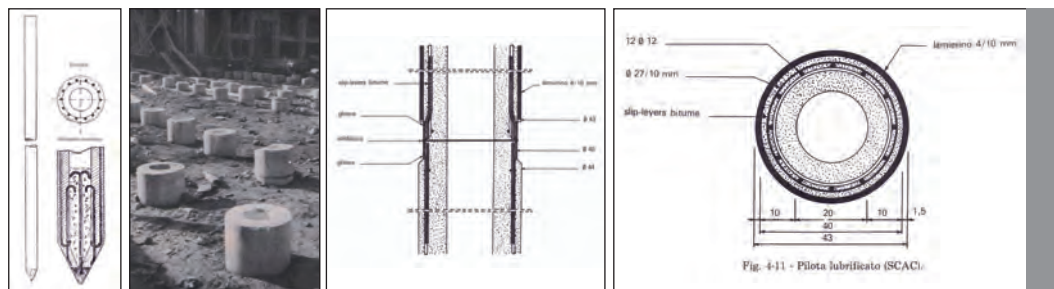


Figura 45. Pali SCAC. - Figura 46. Fondazione su piloti SCAC. - Figura 47. Pilota lubrificato (SCAC).

NOTA: ATTRITO NEGATIVO

Questo fenomeno è una delle cause principali in tutti i cedimenti di palificate eseguite in terreni molto compressibili. Per attrito negativo s'intende una forza che si sviluppa attraverso l'aderenza palo-terreno ed è diretta ad aumentare per trascinamento il carico sul palo stesso. Questo può essere sovraccaricato al punto tale da infingersi ulteriormente nel terreno. Può essere dovuto all'abbassamento della falda freatica, al rimaneggiamento del terreno (ad esempio argille non drenate e/o eccessivi riporti di rilevati).

8.3 PALI GETTATI IN OPERA

8.3.1 INTRODUZIONE

A questa categoria appartengono tutti i pali ottenuti gettando del calcestruzzo fresco in una cassaforma metallica (tubo-forma) infissa nel terreno con colpi di maglio, senza asportazione di materiale. Il tubo-forma, a getto avvenuto, viene a mano a mano recuperato. Secondo il modo di infissione del tubo e del costipamento del calcestruzzo, questi pali si suddividono in 4 tipi :

Palo Simplex - Palo Franki - Palo Express - Palo Vibro

Sono pali molto noti ed impiegati specialmente per pali non molto profondi e di media portata. Non sono utilizzati per fondazioni troppo ristrette o vicino fabbricati esistenti, sia per l'ingombro delle attrezzature, sia per i danni che i forti colpi del maglio possono provocare alle opere vicine.

8.3.1.1 Palo Simplex

Questa tipologia di palo consisteva nell'affondare nel terreno un tubo munito di puntazza, prima d'acciaio quindi recuperabile poi sostituita con una in cemento da abbandonare alla base del palo, fino alla quota desiderata. Veniva poi versato del calcestruzzo fresco ed estratto man mano il tubo-forma costipando il beton con un apposito maglio. Il palo poteva essere armato con una gabbia metallica composta da ferri longitudinali collegati con una spirale.

La forma derivata dal Simplex prende il nome di *Simplex pressato* e si ottiene riempiendo il tubo-forma di calcestruzzo, sollevare il detto tubo per circa 1 metro, riempire nuovamente il tubo con calcestruzzo e chiudere la testa del tubo-forma con uno stampo d'acciaio sul quale batte il maglio facendo così affondare di nuovo il tubo. Il calcestruzzo non potendo espandersi nell'interno della colonna, si allargherà al di fuori, nella parte terminale, costipando il terreno (figura 48).

Oggi questi pali, con l'introduzione delle nuove tecnologie dei pali di grande diametro e ad elica continua, sono caduti in disuso.

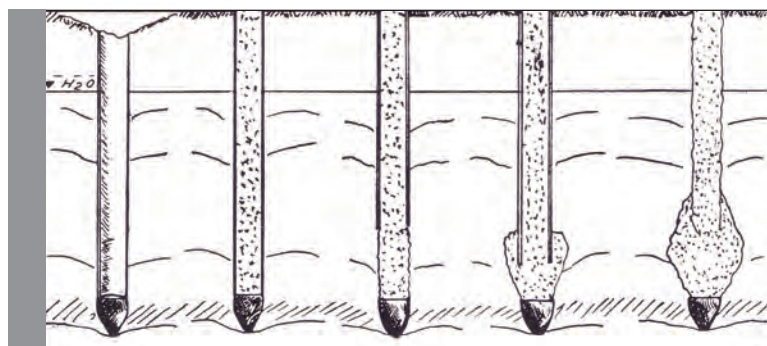


Figura 48. Palo Simplex pressato.

8.3.1.2 Palo Franki

Il palo Franki differisce dal precedente (palo Simplex) sostanzialmente per il sistema di infissione del tubo-forma e di formazione del bulbo di base.

Dopo aver appoggiato il tubo-forma a terra, si getta sul fondo un certo quantitativo di calcestruzzo di consistenza asciutta che il maglio con caduta libera di parecchi metri dispone in forma di tappo aderente all'involucro. Tale tappo, sotto l'azione continua del maglio, penetra nel terreno e

trascina con sé per la sua forte aderenza il tubo fino alla profondità voluta, impedendo allo stesso tempo sia alle acque sotterranee che alle terre di penetrare all'interno. Operato l'affondamento del tubo si inizia l'esecuzione della base regolando la caduta e la frequenza dei colpi del maglio, in modo da vincere l'aderenza del tappo contro l'involucro e costringendolo ad espandersi.

La formazione del fusto del palo si ottiene aggiungendo del calcestruzzo, sempre di consistenza asciutta, per mezzo di una benna speciale, battendolo con la massa e sollevando tratto per tratto la camicia metallica. Ad ogni ripresa il calcestruzzo compresso dal maglio invade il terreno circostante, espandendosi a seconda della maggiore o minore resistenza degli strati di terreno. Il fusto così assume un diametro superiore a quello del tubo-forma, provocando quindi nel terreno una seconda energica compressione (figura 49).

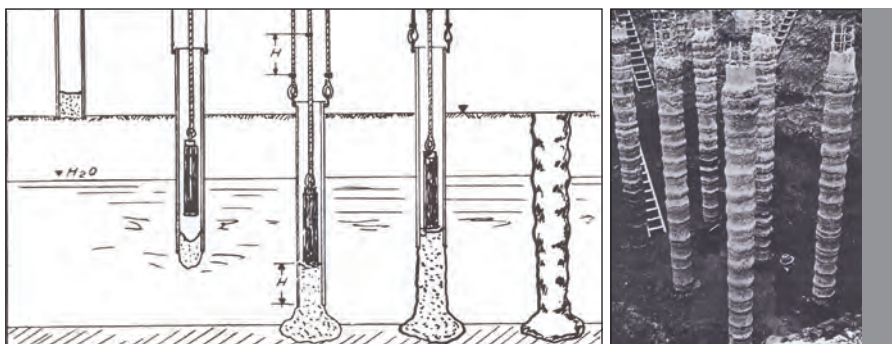


Figura 49. Palo Franchi.

8.3.1.3. Palo Express

I Pali Express sono simili ai pali Franchi. Si differenziano però per il tipo di battipalo impiegato.

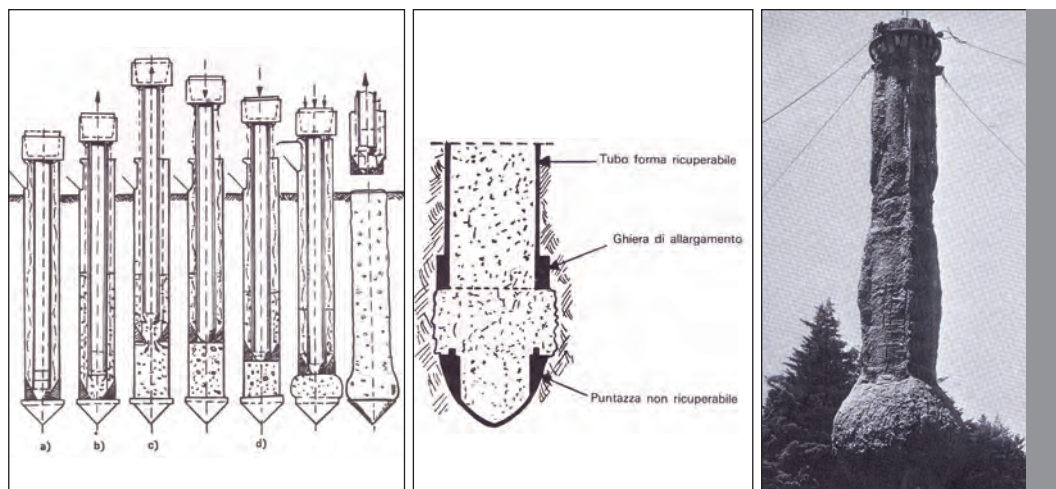


Figura 50. Palo Express.

Si possono eseguire pali di lunghezza massima di 14 metri e diametro 60 cm. Il maglio non batte in testa al tubo-forma ma in testa ad una grossa trave metallica a doppio T, che trasmette il colpo alla puntazza di calcestruzzo e la costringe ad affondare nel terreno trascinandosi il tubo di rivestimento. All'estremità del tubo viene sistemato un pistone anulare che, sollevandosi ed abbassandosi, secondo le fasi, provoca la discesa ed il costipamento del calcestruzzo (figura 50).

8.3.1.4 Palo Vibro

La caratteristica principale di un palo vibro consiste nel modo di estrazione del tubo-forma. Infatti, mentre l'infissione del tubo munito di puntazza indipendente avviene normalmente con un maglio, la sua estrazione non è diretta, ma avviene con maglio munito di uno speciale dispositivo. L'azione alternativa del maglio solleva il tubo e batte il calcestruzzo per mezzo di uno speciale anello di allargamento. L'estrazione si fa dunque per piccole scosse ascendenti seguite da un movimento discendente assai rapido, in modo da evitare qualsiasi infiltrazione nel tubo di acqua o terra. La caratteristica principale del palo è, come indica il suo nome, la vibratura del calcestruzzo; la sollecitazione vibratoria impressa al tubo ha triplice scopo, di far discendere il beton, di sollevare il tubo e di costipare il beton (figura 51).

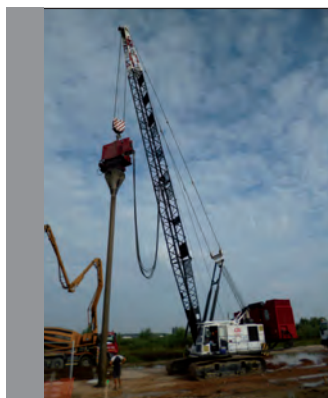


Figura 51. Palo vibro.

8.3.2 TRATTAMENTI COLONNARI

Per il consolidamento e/o impermeabilizzazione delle formazioni incoerenti o comunque non rocciose si ricorre all'impiego di differenti tecnologie che si basano su tre principi fondamentali (figura 52):

1. **Impregnazione:** Consiste nell'impregnare le formazioni da trattare con miscele consolidanti e/o impermeabilizzanti. Ovviamente il tipo di miscele è direttamente in funzione delle carat-

teristiche del terreno da trattare, soprattutto la composizione e la natura di queste miscele devono essere compatibili con le dimensioni dei meati nei quali esse devono penetrare.

2. **Claquage:** È un sistema, abbastanza brutale, che consiste nel modificare nel senso voluto le caratteristiche di una formazione mediante rottura e messa in pressione della stessa con iniezione di lenti più o meno sottili e più o meno diffuse di materiale cementate e/o impermeabilizzante
3. **Miscelazione in situ:** Questo principio si basa su una azione meccanica o idraulica di disaggregazione del terreno in situ e sua contemporanea miscelazione con idonei leganti e/o impermeabilizzanti.

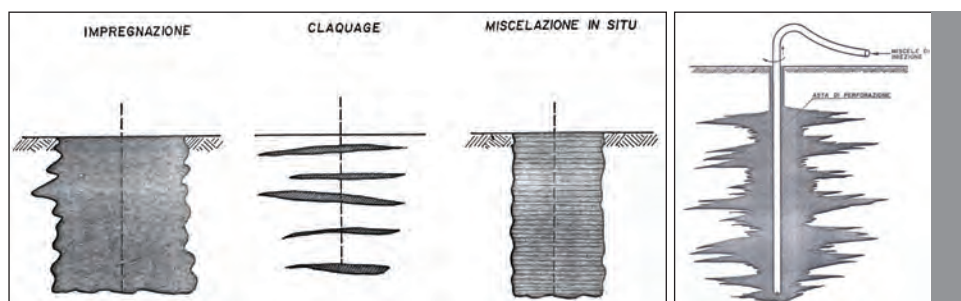


Figura 52. Principi per il trattamento di formazioni incoerenti. - Figura 53. Consolidamento o impermeabilizzazione di terreni incoerenti con iniezione di miscele cementanti o impermeabilizzanti attraverso le aste di perforazione.

8.3.2.1 Iniezione attraverso le stesse aste di perforazione

Questa tecnica, usata generalmente nel passato, consiste nell'eseguire nel terreno dei perfori ed iniettare, sia nella stessa fase di perforazione (in andata) o nella fase di recupero delle aste (in ritorno), la miscela del trattamento attraverso la stessa punta perforante (figura 53).

È una tecnica molto semplice e rudimentale, ma di dubbia efficacia. Infatti essa è stata soppiantata dalla tecnica delle "canne valvolate". Comunque per la sua semplicità e per il suo basso costo questa tecnica è ancora oggi usata per lavori di intasamento di terreni grossolani privi di matrice fine o per terreni fortemente classici.

8.3.2.2 Iniezione attraverso le canne valvolate o canne a "manchette"

Questa tecnica ha rappresentato una vera rivoluzione nel campo dei trattamenti alluvionali. Consiste nella preventiva cementazione in un preforo eseguito nel terreno, di una speciale canna metallica o in P.V.C. Questa canna in corrispondenza dello strato di terreno da trattare è forata ad intervalli regolari (generalmente variabili da 33 cm a 100 cm) ed i fori sono protetti da un collare

esterno in gomma (manchette) che funge da valvola di non ritorno della miscela iniettata nel terreno dall'interno di queste canne attraverso il sistema di fori di cui sopra. Inoltre la miscela non viene iniettata indiscriminatamente per tutta l'altezza della canna, ma, mediante l'impiego di un doppio packer calato nell'interno delle canne stesse, selettivamente valvola per valvola nella quantità e pressione richieste. È inoltre possibile attraverso la stessa valvola eseguire l'iniezione in più fasi e in tempi differenti con diversi tipi di miscela.

La precementazione della canna nel terreno (eseguita all'atto della posa della stessa) impedisce che le miscele, durante la fase di iniezione del terreno, risalgano in superficie lungo la canna stessa (figura 54).

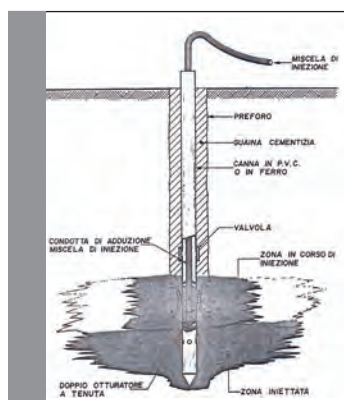


Figura 54. Consolidamento o impermeabilizzazione di terreni incoerenti con iniezione di miscele cementanti o impermeabilizzanti con il sistema delle canne valvolate.

8.3.2.3 Miscelazione in situ

Questa tecnica di trattamento dei terreni consiste nell'utilizzare il principio di disaggregazione del terreno e suo contemporaneo impasto con miscele leganti o impermeabilizzanti.

Questi sistemi permettono di trattare, impiegando miscele relativamente di basso costo, formazioni che richiederebbero per lo stesso scopo, con i sistemi di iniezione precedentemente menzionati, tempi lunghi e prodotti di costo molto elevati.

Per contro, hanno delle limitazioni per il fatto che sono di forma colonnare con tutte le implicazioni geometriche che ne conseguono.

Il disaggregamento del terreno può essere eseguito meccanicamente con un utensile disagregatore rotante (sistema C.F.G.) o idraulicamente usando un getto rotante ad altissima pressione (circa 400 BAR) (figura 55).

Nel sistema T1 il liquido del getto è formato dalla stessa miscela usata per il trattamento ed il

trattamento può essere assimilabile ad un “micro-claquage” del terreno nel senso che non avviene una vera e propria disgregazione e miscelazione del terreno ma piuttosto una formazione in esso di una serie di sottilissimi “claquages” sovrapposti e di forma più o meno circolare.

Nel sistema T2 invece il liquido del getto disgregatore è costituito da acqua e la sua efficacia è incrementata da un getto coassiale e anulare di aria compressa. Successivamente un getto di boiaccia di cemento a pressione più ridotta penetra nella massa di terreno già disgregata e privata in parte della sua componente più fine, impregnandola in modo uniforme.

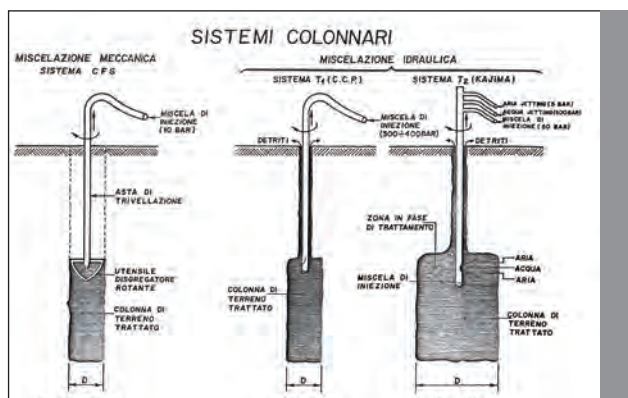


Figura 55. Sistemi colonnari: Miscelazione meccanica; miscelazione idraulica.

Questo sistema, abbastanza recente, ha già avuto notevoli applicazioni soprattutto in Giappone dove è nato ed è stato messo a punto (BREVETTO KAJIMA) (figura 56).

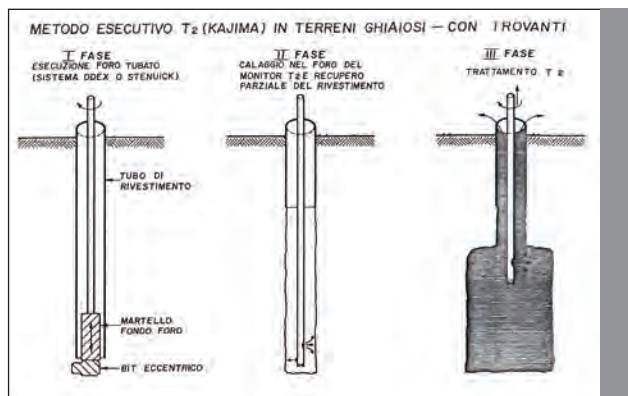


Figura 56. Metodo esecutivo T_2 (KAJIMA) in terreni ghiaiosi-con trovanti.

In Italia i concessionari di questi brevetti sono la TECNOSOL e la PALI TREVISANI.

Con questi sistemi la permeabilità delle formazioni trattate si riduce a livelli molto bassi e le resistenze a rottura sono notevoli, in funzione ovviamente della natura dei terreni stessi.

8.4 PALI TRIVELLATI

La categoria comprende tutti i tipi di pali gettati in opera per i quali il tubo-forma scende nel terreno per mezzo di speciali trivelle o sonde a percussione. Sostanzialmente i pali trivellati differiscono dai precedenti perché in fase di infissione avviene asportazione di materiale. Il tubo-forma, sia per peso proprio che per un movimento di rotazione impresso, scende nel terreno e secondo la natura di quest'ultimo può precedere o meno l'avanzamento della sonda. In terreni coerenti il sondaggio precede normalmente il tubo, la cui infissione è relativamente facile; se il terreno è incoerente, melmoso e frana facilmente, è necessario far procedere l'avanzamento del tubo senza sondare, per impedire che il terreno continui a franare col pericolo di apportare notevoli danni sia ai pali vicini che ad altre fondazioni (figura 57).

Il palo trivellato è certamente il più economico, tanto più che non ha in genere alcuna cassaforma metallica a contenimento e difesa del calcestruzzo.

Per contro, tra gli inconvenienti, può capitare la formazione di un tappo di calcestruzzo che impedisca la discesa del beton ed interrompa così la continuità del palo stesso.

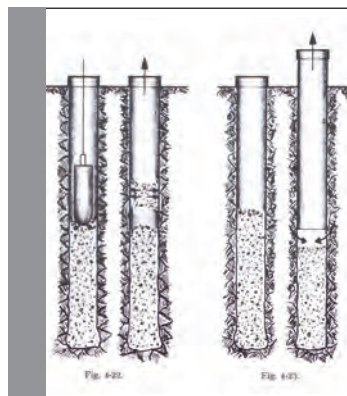


Figura 57. Palo trivellato.

9 PALI TECNOLOGICI DI ULTIMA GENERAZIONE

9.1 INTRODUZIONE

Il largo impiego di pali fondazionali nel secolo scorso, soprattutto per la realizzazione di grandi opere, ha incentivato lo studio di nuove metodologie di realizzazione e quindi una sua evoluzione tecnologica, sia per quanto riguarda i materiali utilizzati che per le tecniche di infissione.

Infatti, se prima si realizzavano pali in calcestruzzo o in cemento armato, in genere trivellando il terreno e quindi con asportazione di materiale, ora il mercato offre anche tecnologie nelle quali non è necessario asportare il terreno, anzi questo viene costipato ai lati del fusto, registrando così un aumento attrito palo/terreno pari al 30% (Pali FDP).

La conoscenza di nuovi materiali, associata ad una maggiore precisione dei risultati geologici/geotecnici del sottosuolo mediante l'utilizzo di prove in situ, ha anche incrementato l'uso di pali, di medio/piccolo diametro, realizzati fuori opera e messi poi in posa mediante battitura o avvita-mento.

In tal senso si registra anche una riduzione dei tempi di installazione (pali a vite Geopal®).

9.2 PALI DI GROSSO DIAMETRO GETTATI IN OPERA

9.2.1 PALI CFA O AD ELICA CONTINUA

La tecnologia realizzativa consiste nell'eseguire una trivellazione che estragga la terra in continuo fino a fondo foro che, poi, viene riempito, durante l'estrazione dell'utensile con cemento entro il quale, successivamente, sarà riposta l'armatura metallica.

Questa tecnica, che si pratica senza l'impiego di casseri o camicie di protezione, viene utilizzata perlopiù nel campo dei pali di medio e grande diametro.

Il palo CFA consente di evitare la decompressione del terreno e l'utilizzo dei fanghi bentonitici di perforazione.

Ciò comporta una notevole semplificazione dello smaltimento del materiale di risulta.

Questo palo può essere impiegato per terreni sia coesivi che incoerenti, sia in assenza che in presenza di falda, e grazie alla potenza delle nuove attrezzature consente anche l'attraversamento di banchi di rocce tenere, ghiaie e ciottoli.

Sequenze esecutive del palo CFA (figure 58 e 59):

- Piazzamento della perforatrice;
- Perforazione;
- Getto del calcestruzzo ed estrazione dell'elica;
- Inserimento della gabbia di armatura.

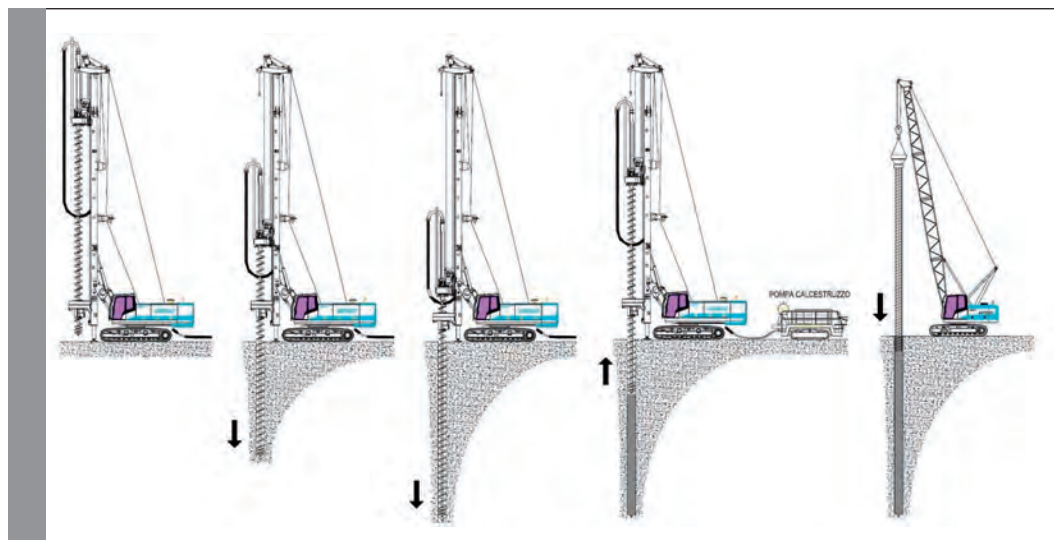


Figura 58. Sequenze esecutive del palo CFA.

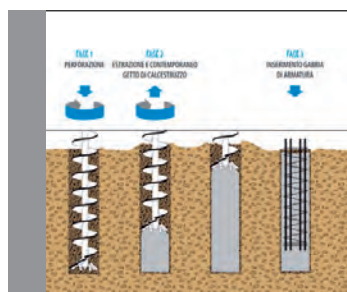


Figura 59. Fasi esecutive del palo CFA.

Il materiale di risulta è scaricato sul terreno dal pulitore montato sulla perforatrice; il materiale viene poi caricato su autocarri e trasportato nelle arre di discarica autorizzate.

Il notevole ingombro delle macchine operatrici richieste per eseguire questi pali, spesso costituisce un serio limite per il loro accesso in cantiere.

9.2.2 PALI FDP O CONSOLIDANTI

Il palo FDP (Full Displacement Pile) è una metodologia di consolidamento del terreno in alternativa ai classici pali trivellati o CFA.

In sostanza si utilizza un apposito utensile, di diversi diametri, il quale viene inserito nel terreno per rotazione e spinta.

Questo utensile ha una forma ad ogiva, su cui sono saldate delle lamiere elicoidali alle estremità (figura 60), ciò consente di rimuovere e ricompattare il terreno distanziato dal nucleo del foro entro il quale, in fase di risalita dell'utensile, viene iniettato il cemento (figura 61).



Figura 60. Utensile a forma ad ogiva utilizzato per realizzare i pali CFA.

Anche questo palo viene eseguito in opera con macchine operatrici di notevole dimensioni e peso, non sempre accessibili nei cantieri (figura 62).

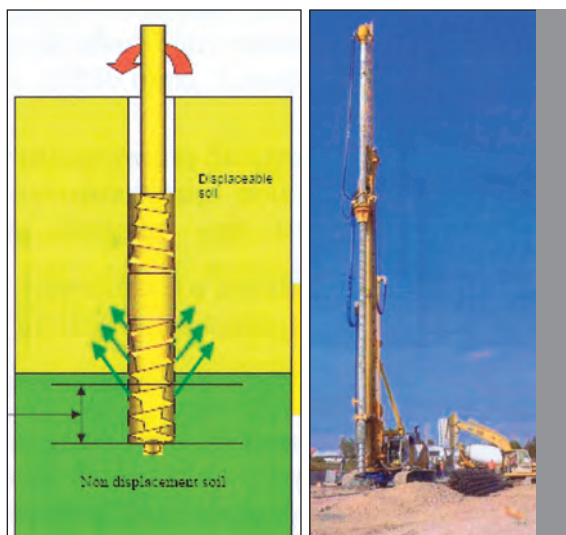


Figura 61. Esecuzione di un palo FDP. - Figura 62. Macchina operatrice per la realizzazione di pali FDP.

Questa nuova tipologia trova impiego nell'esecuzione di pali di medio diametro, ossia 400 e 600 mm di diametro.

I pali FDP possono essere applicati nel caso di terreni aventi caratteristiche:

- Suolo denso ma non coesivo (Sabbia, ghiaia);

- Suolo fortemente coesivo (argilla, argilla limosa);
- Roccia degradata o fratturata.

Una classica procedura di esecuzione è la seguente:

1. Posizionamento dell'attrezzatura da perforazione;
2. Inizio perforazione con utensile in rotazione continua ed avanzamento;
3. Quando si è raggiunta la profondità finale l'utensile viene estratto ed il calcestruzzo pompato all'interno delle aste forate;
4. Si installa la gabbia di rinforzo del calcestruzzo (eventualmente con l'aiuto di un apposito vibratore) o si introducono per gravità idonei profilati in acciaio.

Negli strati ove non è possibile "costipare lateralmente" il terreno, il materiale in eccesso viene fatto migrare nello strato superiore più "tenero" migliorandone ulteriormente la qualità. In questo caso per facilitare la penetrazione nei terreni maggiormente costipati, viene aggiunta uno spezzone di asta ad elica.

9.3 PALI Trevipal

Fra i pali fondazionali di ultima generazione va ricordato anche il palo Trevipal, costituito da un fusto cilindrico di cemento ed armatura metallica, a cui è collegata una punta trilama, a perdere, atta a penetrare la terra, che viene poi portata in superficie grazie ad un tubo forma, opportunamente cerchiato da una lamina elicoidale che funge da coclea, che gli consente di avanzare in profondità.

Giunti a quota di progetto, inizia l'iniezione di cemento e quindi l'estrazione, che avviene sempre per rotazione oraria, ma con sollevamento del tubo forma che, nel ritornare in superficie, consente di eseguire contemporaneamente e senza sosta alcuna, sia l'iniezione di cemento necessaria a creare il palo, che il recupero e asporto dal foro praticato dei detriti di parete collassati.

A fine operazione ne risulterà un palo di perfetta forma cilindrica, omogeneo, continuo, la cui punta in acciaio, a perdere, potrà essersi agevolmente incastrata sul banco portante voluto (figura 63).

Questo palo, ideato e brevettato nel 1998 dallo scrivente autore, rappresenta una tecnologia diversa da quelle tradizionali, se non altro per il fatto che può essere realizzato in opera sia con l'ausilio di una sonda, che di un escavatore meccanico, mezzo molto diffuso nei cantieri edili, munito di avvitatore.

Anche il costo delle attrezzature necessarie per realizzare questi pali in cantiere risulta essere accessibile anche alle piccole imprese che, soprattutto per piccoli interventi, possono realizzare pali fondazionali autonomamente, di diametro fra i 20 e i 30 centimetri e lunghezza 10 ÷ 12 mt.

Il personale di servizio è costituito generalmente da tre operatori, dei quali un macchinista, un manovale ed un assistente al pezzo.

In una giornata lavorativa di 8 ore, in condizioni normali di cantiere, è possibile realizzare anche 20 ÷ 25 pali $\varnothing$ 300 di lunghezza 10 ÷ 12 metri.

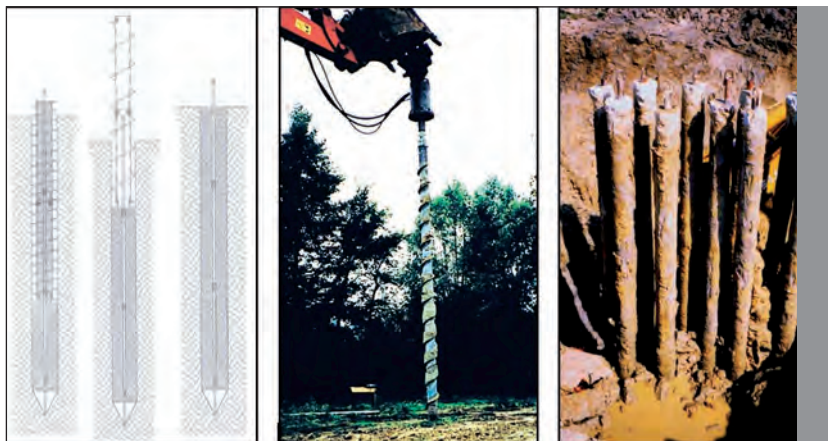


Figura 63. Fasi di realizzazione del palo Trevipal brevettato dal geologo Gian Pietro Frare.

9.4 PALI Pressopal

Questa tipologia di pali, appartiene alla famiglia dei pali avvitati. Con l'ausilio di un motore idraulico (avvitatore) collegato ad una sonda o ad un escavatore meccanico, questo palo viene spinto in profondità grazie alla punta conica filettata che, ancorandosi al terreno, lo sposta radialmente, comprimendolo e compattandolo fino ad auto sostenersi lungo la parete del foro (figura 64).

La peculiarità sta nella punta conica cerchiata da una lamina d'acciaio sagomata e saldata elicoidalmente lungo l'asse longitudinale fino a terminare in punta con un angolo di rastremazione di 120°.

Il passo della vite di punta varia a seconda del tipo di terreno da penetrare e così pure la sporgenza alare che rimane proiettata sempre entro la sagoma cilindrica del fusto nella versione ad ala stretta, mentre sporge oltre la sagoma del fusto nella versione ad ala larga.

Anche questa tipologia di palo, ricadente sempre nella categoria dei micropali, è stata ideata e brevettata da Gian Pietro Frare e ha trovato largo impiego nella penetrazione dei terreni grossola-

ni, grazie alla sua robustezza dovuta alla consistenza di un getto di ghisa sferoidale fusa.

I pali armati con punta a vite Pressopal, sono decisamente robusti anche per lo spessore del fusto tubolare d'acciaio utilizzato per reggere torsioni anche dell'ordine di 5000 kgm.

Il costo di questi pali è circa il doppio di quelli tradizionali, ma il numero di infissioni/giorno è decisamente superiore, arrivando ad infiggere nelle 8 ore lavorative anche 70 pali da $6 \div 7$ metri.

Per la posa in opera di questi pali è sufficiente un macchinista per gestire il mezzo d'opera e un assistente al pezzo.



Figura 64. Particolare di una punta a vite conica dei pali Pressopal ideati dal geologo Gian Pietro Frare.

9.5 PALI Geopal®

9.5.1 CARATTERISTICHE DEI PALI Geopal®

Questa tipologia di pali, di ultima generazione, appartiene alla famiglia dei micropali ad alta resistenza e capacità portante. In quanto viti geotecniche, vengono chiamati anche palotiranti.

Generalmente hanno il fusto di diametro compreso fra 5 e 20 centimetri, ma possono arrivare anche a diametri maggiori. Vengono realizzati in acciaio strutturale, S355 e montano una punta a vite Geopal®, che può arrivare anche a 60/70 cm di diametro e più, opportunamente strutturata per penetrare terreni sciolti, sia granulari che coesivi.

Questo palo, caratterizzato nella punta da due giri di vite (720°) che ne danno massima resistenza, è stato brevettato dal geologo Gian Pietro Frare nel 1999 dopo molteplici sperimentazioni e collaudi sul campo. Sono pali facilmente giuntabili in cantiere e le prolunghe possono essere armate anch'esse con degli elicoidi dislocati lungo il fusto, per aumentare la capacità portante (figura 65).



Figura 65. Fase di infissione; Particolare elica; Particolare punta a vite Geopal®.

L'infissione di questi pali avviene per semplice avvitamento e pressione esercitata sulla testa e, se necessario, possono essere svitati e recuperati per intero essendo non invasivi nella messa in opera (figura 66).

Sono pali che resistono a sforzi di compressione, trazione e torsione, in quanto totalmente realizzati in acciaio. Sotto il profilo sismico, sono fondazioni ideali per assorbire gli sforzi di taglio, trazione e torsione.

La loro posa in opera è molto rapida rispetto a quella di altre tipologie precedentemente descritte e, in condizioni favorevoli, possono essere raggiunte le 50/60 infissioni al giorno impiegando elementi che possono raggiungere anche i 12 m di lunghezza. La posa in opera avviene a secco, quindi senza utilizzo di fanghi bentonitici, colloidi, lubrificanti o altro e, in quanto "viti da terreno", essi lo penetrano in profondità senza asporto di materiale che, invece, viene pressato lateralmente comprimendo i terreni circostanti che meglio ammorzano il fusto, con conseguente aumento dell'aderenza di contatto.



Figura 66. Traccia del foro lasciato dal palo estratto.

Un'altra peculiarità della loro infissione sta nell'assenza totale di vibrazioni nel terreno. Questo consente il loro impiego a ridosso di edifici e strutture esistenti, nei centri storici e all'interno di fabbricati da consolidare.

Diversamente da altre tipologie di pali, questi possono essere agevolmente impiegati in spazi di manovra ristretti (come all'interno di capannoni, sotto ponti, lungo il perimetro di fabbricati o sul pendio di scarpate scoscese, nonché all'interno di alvei fluviali) (figura 67).

Sono giuntabili in opera e possono essere rimossi dalla propria sede, nel caso di opere provvisorie.

Un interesse particolare per questa tipologia di palo, viene dalla Protezione Civile e dalle Forze Armate per il suo rapido impiego in situazioni disagiate e/o di emergenza.



Figura 67. Infissione di pali Geopal® a sostegno delle pile di un ponte sul fiume Sile.

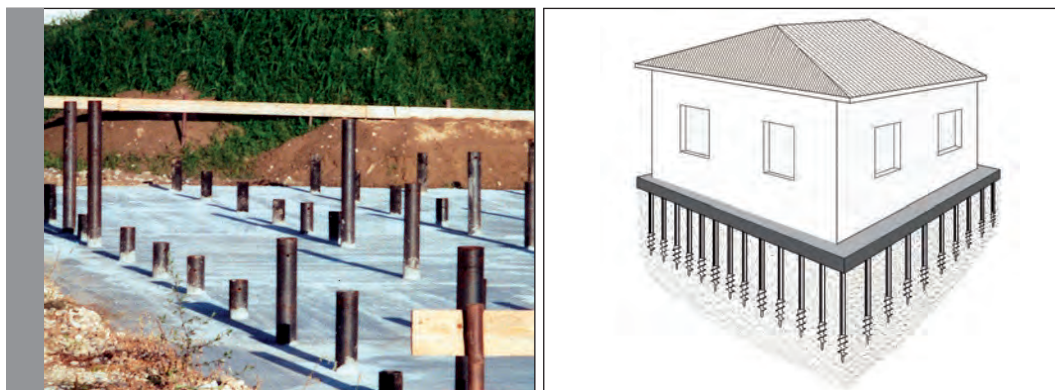


Figura 68. Realizzazione di una platea, mediante utilizzo di pali Geopal®.

9.5.2 ESEMPI DI APPLICAZIONE DEI PALI Geopal®

9.5.2.1 Consolidamento di fondazioni esistenti

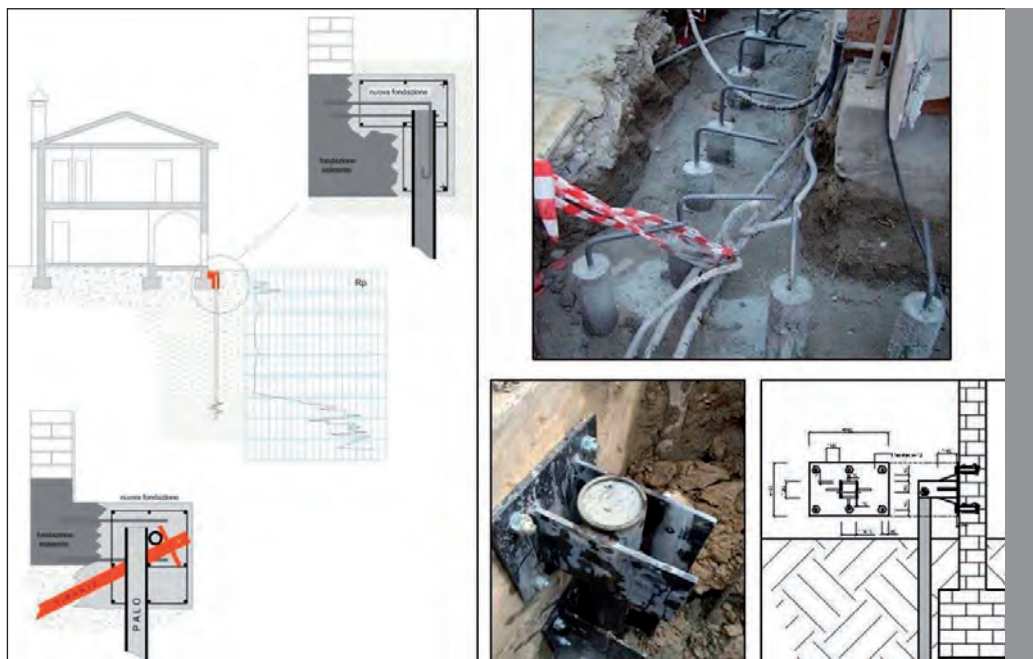


Figura 69. Consolidamento di fondazioni esistenti eseguito con pali Geopal® utilizzando due diverse tecniche.

9.5.2.2 Fondazioni su plinto e platea sostenute da pali Geopal®



Figura 70. Fondazioni su plinto e platea sostenute da pali Geopal®.

9.5.2.3 Prove di carico su pali Geopal®



Figura 71. Prove di carico su pali da portata.

9.5.2.4 Palificate reggiscavo eseguite con palotiranti Geopal®

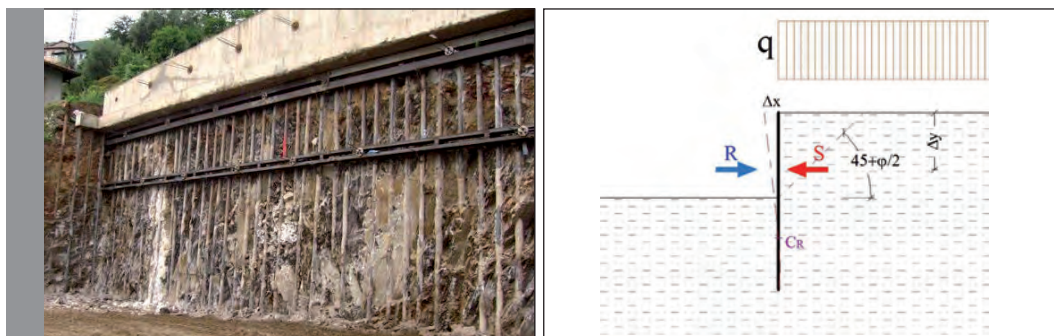


Figura 72



Figura 73. Particolari tecnici.

9.5.2.5 Passerella ciclopedonale sostenuta da pali Geopal®



Figura 74

10 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL SOTTOSUOLO

10.1 INTRODUZIONE

La distribuzione delle tensioni nel sottosuolo, dovute al peso della struttura, risulta molto importante poiché una sua errata valutazione può causare dei cedimenti non compatibili con la struttura in elevazione e, nei casi più estremi, anche il superamento della capacità portante del terreno di fondazione con conseguente collasso.

Infatti, nel caso di ristrutturazioni edilizie, cambio di destinazioni d'uso, ampliamenti parziali di strutture esistenti o qualsivoglia variazione della distribuzione dei carichi, non bisogna trascurare questo aspetto, fondamentale, nella fase di progettazione delle fondazioni.

Quando un carico è applicato su una superficie, nel sottosuolo si generano incrementi di tensione ($\Delta\sigma$) rispetto alle tensioni preesistenti dovute al peso proprio (tensioni litostatiche). Per valutare le deformazioni del terreno e quindi i cedimenti della superficie su cui agisce il carico, è necessario definire la grandezza degli incrementi di tensione indotti nel terreno sottostante l'area caricata.

10.2 TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO (Fondazioni superficiali)

Per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo da carichi esterni si fa ricorso alla teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo. Inoltre, le soluzioni riportate sono state ottenute considerando il terreno privo di peso; le relazioni forniscono perciò le tensioni indotte da forze o carichi distribuiti applicati in superficie.

Le tensioni agenti nel terreno sono ottenute sovrapponendo le tensioni calcolate (incrementi di tensione) a quelle litostatiche.

Gli incrementi di tensione indotti in un punto P generico dipendono:

- dalla intensità e distribuzione del carico in superficie;
- dalla forma e dalla "rigidezza" della superficie di carico (fondazione);
- dalle coordinate del punto.

Nel caso che il piano di posa sia posto alla profondità D rispetto alla superficie, il carico da considerare è quello netto: $\Delta q = q - \gamma D$.

La rigidezza della fondazione dipende oltre che dalle caratteristiche della fondazione, anche dalle caratteristiche strutturali dell'opera in elevazione. In linea di primo orientamento, si considerano

a seconda dei casi le condizioni limite di **fondazione flessibile** e di **fondazione rigida** (es. platea generale nervata).

10.2.1 CARICHI DISTRIBUITI SU FONDAZIONI FLESSIBILI

Le tensioni verticali indotte da carichi ripartiti su superfici di forma qualsiasi possono essere determinate per sovrapposizione degli effetti e considerando la superficie di carico suddivisa in elementi infinitesimi su ciascuno dei quali agisce un carico concentrato. Tale analisi è stata eseguita per fondazioni di forma varia, uniformemente caricate, ed i risultati sono disponibili sotto forma di grafici e tabelle.

Gli incrementi di tensione verticale al di sotto di superfici di carico di forma quadrata e nastro-forme sono disponibili sotto forma di curve (superfici nel caso tridimensionale) luogo dei punti di egual incremento della tensione verticale (**isobare**). L'insieme delle isobare forma il "**bulbo di pressione**", come mostrato in Figura 75.

Nel caso di superficie di carico di forma quadrata, gli incrementi di tensione verticale a profondità pari a due volte la larghezza della fondazione sono circa il 10% del carico unitario q applicato in superficie. Nella maggior parte dei casi, incrementi di carico inferiori al 10% di q sono considerati non significativi ai fini del calcolo dei cedimenti.

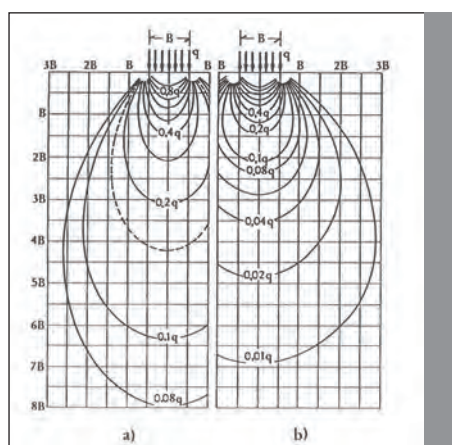


Figura 75. Luoghi dei punti di egual incremento della tensione verticale (isobare) per superfici di carico: a) nastroforme; b) quadrata.

Un altro tipo di grafici, che consente di ottenere i valori degli incrementi di tensione verticale al di sotto di superfici uniformemente caricate di forma rettangolare, è quello che fornisce i valori del "coefficiente di influenza":

$$I_{\sigma} = \frac{\Delta\sigma_z}{q}$$

funzione soltanto della dimensione della fondazione e della profondità del punto considerato.

Il diagramma di figura 76 fornisce il coefficiente di influenza per il calcolo di $\Delta\sigma_z$ lungo la verticale passante per il vertice di una superficie rettangolare, flessibile, uniformemente caricata.

Esso consente di calcolare le tensioni verticali indotte in un punto qualsiasi del semispazio da carichi distribuiti su superfici di forme diverse. La superficie viene divisa in rettangoli e per ciascuno dei rettangoli con vertice comune si ricava il valore di $\Delta\sigma_z$; la tensione indotta dal carico agente sulla superficie totale, dato che gli effetti sono sovrapponibili, è data dalla somma dei contributi dovuti ai rettangoli con vertice comune:

$$\Delta\sigma_z = q \sum_{i=1}^n I_{\sigma_i}$$

dove:

I_{σ_i} è il coefficiente di influenza relativo al rettangolo i-esimo.

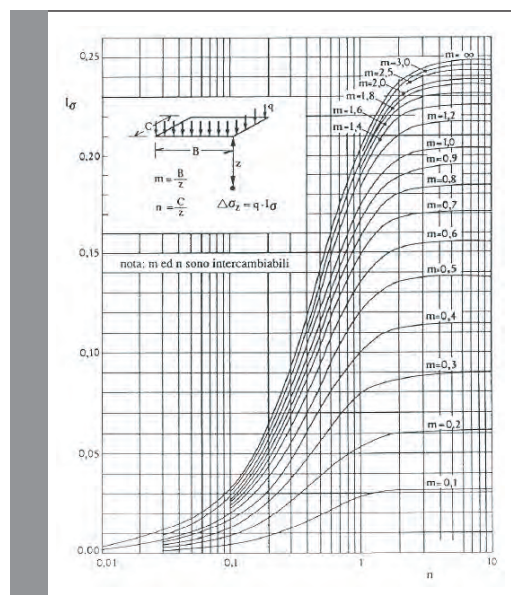


Figura 76. Coefficiente d'influenza I_{σ} per l'incremento di tensione $\Delta\sigma_z$ lungo la verticale passante per un vertice di una superficie di carico rettangolare flessibile uniformemente caricata.

10.2.2 CARICHI AGENTI SU FONDAZIONI RIGIDE

Le fondazioni flessibili trasmettono al terreno i carichi ad esse applicati senza variane l'intensità e la distribuzione. Le fondazioni rigide non trasmettono al terreno i carichi così come su di esse

sono distribuiti, ma ridistribuiscono i carichi sul terreno in modo tale da non subire deformazioni. Esse, cioè, subiscono traslazioni e rotazioni rigide, che dipendono dalla grandezza e dal punto di applicazione della risultante dei carichi e non dalla loro distribuzione.

I cedimenti di una fondazione flessibile uniformemente caricata non sono uniformi. Essi sono massimi al centro e minimi ai bordi e la deformata della fondazione presenta concavità verso l'alto. A parità di carico risultante e di forma, una fondazione rigida presenta alcuni punti (punti caratteristici) con cedimento uguale a quello della corrispondente fondazione flessibile uniformemente caricata (figura 77).

Pertanto, per calcolare i cedimenti di una fondazione rigida si può far riferimento agli incrementi di tensione lungo la verticale passante per uno dei punti caratteristici della fondazione flessibile corrispondente. Oppure, in via approssimata, il cedimento di una fondazione rigida si può assumere pari all'80% del cedimento massimo della corrispondente fondazione flessibile uniformemente caricata.

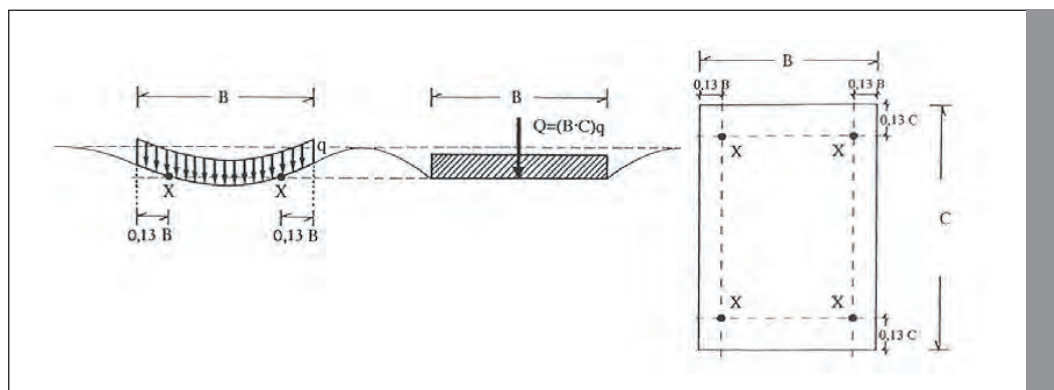


Figura 77. Punti caratteristici (X) di una fondazione rettangolare di lati B e C.

10.3 TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO (Fondazioni profonde)

I pali di fondazione vengono generalmente impiegati in gruppo. Per evitare interferenze tra i pali, possibili danneggiamenti con pali già costruiti e riduzioni dell'efficienza della palificata, l'interasse minimo tra loro non deve essere minore di tre volte il loro diametro d . Nel caso in cui non si rispetti tale interasse, una palificata può dare luogo ad incrementi di tensione, di piccole o grandi dimensioni, paragonabili a quelli relativi ad una fondazione superficiale delle stesse dimensioni. Per un gruppo di pali in cui le dimensioni in pianta sono piccole rispetto alla lunghezza dei pali, appare evidente che sia la distribuzione di tensioni sia la profondità dei terreni interessati sono

molto simili a quelli che si hanno nel caso del palo singolo.

Il contrario si verifica per una palificata in cui la lunghezza dei pali è piccola rispetto alle sue dimensioni in pianta: in questo caso converrà adottare il metodo della fondazione equivalente che, fra l'altro, consente di portare correttamente in conto l'effettivo profilo stratigrafico e di valutare i cedimenti di consolidazione (figura 78).

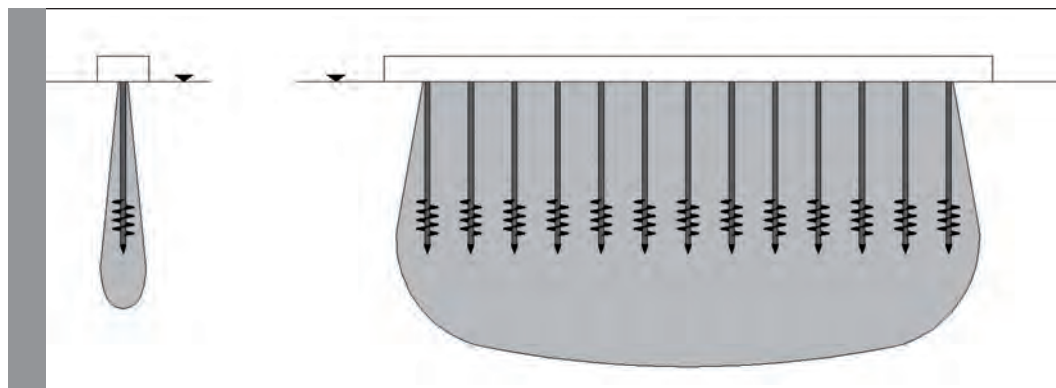


Figura 78. "Bulbo delle pressioni" di un singolo palo e di una palificata, a parità di carico medio per palo.

11 DRENAGGIO DI ACQUE DALLE FONDAZIONI

11.1 INTRODUZIONE

Il terreno è formato da una serie di particelle elementari che coprono un grande intervallo di forme e dimensioni. La permeabilità del terreno, definita come la capacità che ha un mezzo poroso a lasciarsi attraversare dall'acqua sottoposta ad un certo carico idraulico, dipende in modo quasi determinate dalla dimensione dei grani. Nei problemi di moti di filtrazione assume quindi particolare importanza la determinazione della composizione granulometrica del terreno e il grado di addensamento. Infatti, l'acqua scorre più facilmente nello strato di terreno meno addensato poiché questo contiene più vuoti e quindi più fessure, canalicoli, ecc.

Quando le acque sotterranee saturano completamente i vuoti del terreno si è in presenza di una falda idrica. Se l'acqua riposa su uno strato impermeabile e mantiene la sua superficie superiore a pressione atmosferica si è in presenza di una **falda freatica**; mentre se la falda si trova in pressione tra due strati impermeabili si ha una **falda artesia**.

11.2 ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DI FALDA

La costruzione di fondazioni per le numerose opere di ingegneria civile prevede in genere l'esecuzione di scavi più o meno profondi spesso spinti al di sotto del livello della prima falda acquifera. Per operare in condizioni ottimali, e quindi in assenza d'acqua, occorre abbassare il livello della falda ad una quota inferiore a quella di fondo scavo. I sistemi più diffusi sono:

- aspirazione normale o diretta;
- impianti Wellpoint;
- Wellpoint orizzontale;
- pozzi superficiali e profondi.

Un breve cenno meritano anche il **congelamento del terreno**, la **gelatinizzazione** e il **drenaggio per elettro-osmosi**, che pur essendo più costosi e di impiego assai raro hanno, recentemente contribuito in maniera determinante alla realizzazione di grandi opere.

11.2.1 ASPIRAZIONE NORMALE O DIRETTA

Tra i sistemi di drenaggio a disposizione per l'abbassamento della falda, troviamo quello dell'aspi-

razione normale (o diretta). L'aspirazione diretta può attuarsi con qualsiasi tipo di pompa autoadescante, sommersa, ecc. e consiste nel pompaggio dell'acqua dello scavo direttamente attraverso il tubo di aspirazione ed una griglia di fondo. Viene adottata per abbassamenti di modesta entità in terreni limoso argillosi oppure in terreni stabili ghiaiosi con elevata permeabilità.

11.2.2 SISTEMA WELLPOINT

Un'altro metodo di drenaggio può essere il sistema Wellpoint. Tale sistema è costituito da un insieme di collettori orizzontali cui fanno capo una o più pompe aspiranti e di scorta; dai collettori si dipartono, ad interassi variabili, particolari giunti a snodo, collegati a dei tubi di sollevamento verticali infissi nel terreno fino alla profondità voluta. Il Wellpoint è costituito da un'estremità a puntale perforante e da una serie di filtri metallici o di materiale plastico finestrato (figura 79).

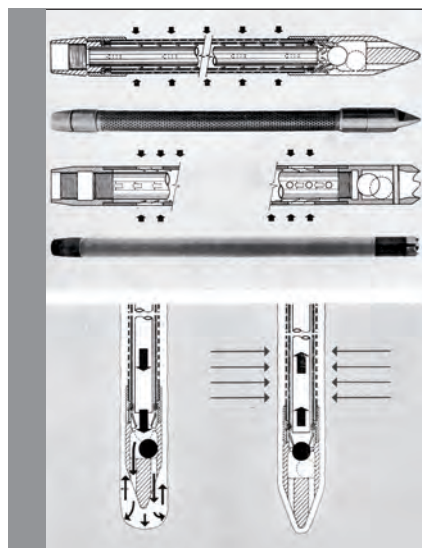


Figura 79. Sistema di drenaggio Wellpoint.

11.2.3 SISTEMA WELLPOINT ORIZZONTALE

Al tradizionale sistema Wellpoint "verticale" si è aggiunto il Wellpoint orizzontale. Quest'ultimo consiste nella stesa sotterranea di un particolare tubo drenante flessibile in PVC corrugato di diametro variabile, opportunamente forato e rivestito di una garza di nylon, che viene collegato ad una pompa aspirante in superficie, per ottenere l'abbassamento temporaneo della falda freatica lungo lo scavo per la posa di una condotta al di sotto della falda (figura 80).

Diametro e lunghezza del dreno orizzontale variano in funzione della natura del terreno, del coefficiente di permeabilità e del tipo di pompa impiegata.

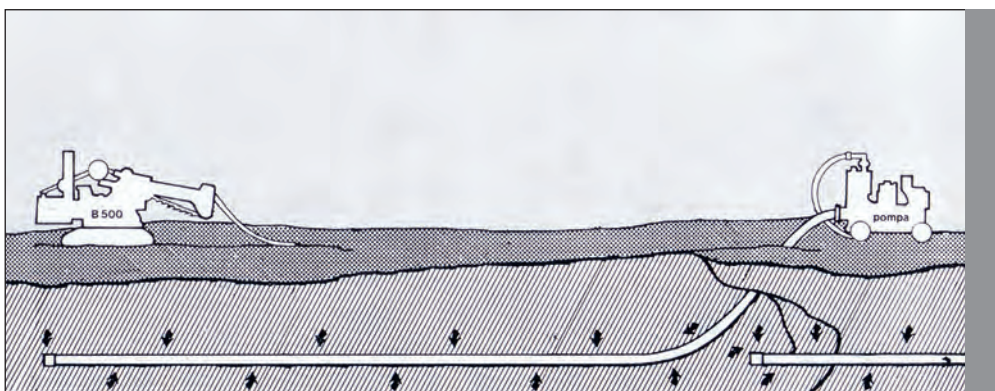


Figura 80. Sistema di drenaggio Wellpoint orizzontale.

11.2.4 DRENAGGIO CON POZZI

Il sistema di drenaggio per mezzo dei pozzi, risulta vantaggioso nell'abbattimento temporaneo della falda freatica, alle seguenti condizioni:

- che la permeabilità del terreno aumenti con la profondità;
- che lo scavo successivo interessi un terreno sabbioso e comunque permeabile e a grossa granulometria;
- che lo strato di terreno sottostante il fondo sia permeabile e di uno spessore tale da consentire un'adeguata immersione della parte finestrata dei pozzi.

All'interno del pozzo viene installata a profondità voluta, una elettropompa sommergibile ad alta prevalenza e portata.

Contestualmente al tipo di falda, possiamo distinguerli in:

- pozzo freatico;
- pozzo artesiani.

11.2.4.1 Pozzo freatico

Il pozzo freatico è un pozzo che attinge da una falda freatica. In assenza di emungimento il livello dell'acqua nel pozzo, *livello statico*, è uguale a quello circostante della falda.

Quando si inizia a pompare, il livello dell'acqua nel pozzo e nell'intorno di esso si abbassa progressivamente e se la portata è costante si stabilizza ad una quota che dipende dalla portata stessa. Il livello raggiunto nel pozzo prende il nome di *livello dinamico*, mentre si definisce *cono di depressione* il volume di terreno abbandonato dall'acqua gravitazionale in seguito all'emungimento e limitato inferiormente dalla superficie piezometrica, la cui depressione genera la cadente

necessaria per produrre il moto (figura 81).

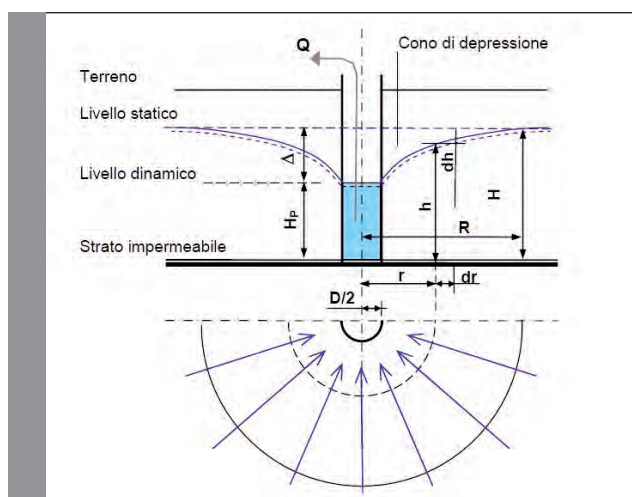


Figura 81. Pozzo freatico fondato sullo strato impermeabile.

11.2.4.2 Pozzo artesiano

Il pozzo artesiano è un pozzo che attinge da una falda artesianica. In assenza di emungimento il livello dell'acqua nel pozzo, *livello statico*, raggiunge la quota della superficie piezometrica indisturbata della falda in quel punto; in altre parole funziona da piezometro. Anche in questo caso se si estrae una portata costante, il livello nel pozzo cala progressivamente con velocità decrescente fino a stabilizzarsi alla quota corrispondente al *livello dinamico*. Nell'intorno del pozzo la superficie piezometrica si abbassa ed assume la forma di un conoide di rotazione, *cono di depressione*, avente come asintoto il piano piezometrico della falda indisturbata (figura 82).

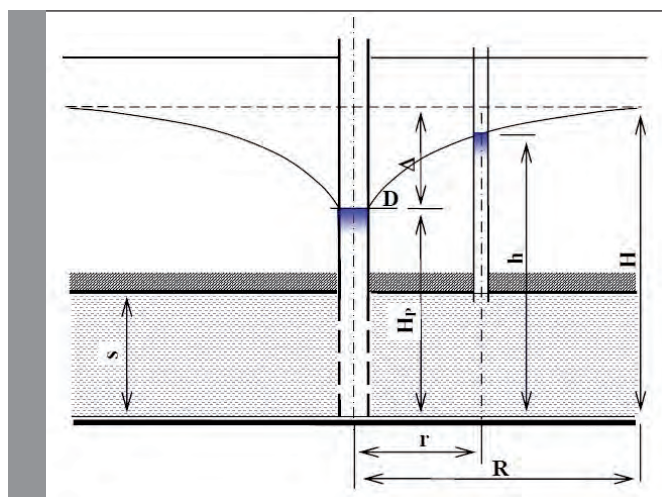


Figura 82. Pozzo artesiano passante per l'intero spessore della falda.

11.2.4.3 Raggio di influenza

La distanza tra l'asse di un pozzo in fase di pompaggio e il punto in cui l'abbassamento della linea piezometrica diventa inapprezzabile è chiamato **raggio di influenza**. Ai fini pratici può essere determinato con formule empiriche (alcuni risultati sono riportati nella tabella 7).

Tabella 7. Valori indicativi del raggio di influenza per vari tipi di terreno.

Tipi di terreno	Raggio di influenza (m)
limi sabbiosi	10 - 20
sabbie limose	30 - 50
sabbia fine	50 - 80
sabbia media	80 - 150
sabbia grossa	150 - 280

11.2.4.4 Sistemi di pozzi multipli

Raramente, un pozzo freatico o artesiano che sia, può considerarsi isolato. Infatti, l'abbassamento di una falda viene in pratica eseguito con un sistema di più pozzi; si pone quindi il problema di valutare l'interferenza dei vari pozzi in un singolo punto. In genere si ammette che l'abbassamento in un punto da un sistema di pozzi sia uguale alla somma degli abbassamenti causati in quel punto dai singoli pozzi (figura 83). Dal punto di vista esecutivo va osservato che, naturalmente, l'abbassamento della falda sarà tanto più regolare quanto più i pozzi saranno ravvicinati.

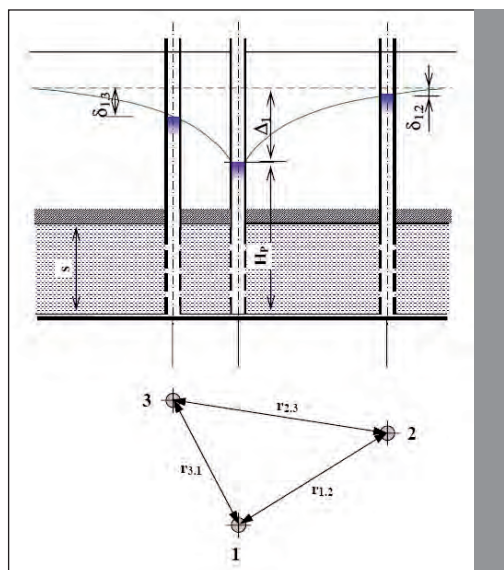


Figura 83. Sistema di pozzi multipli. Abbassamenti prodotti dall'emungimento da un pozzo nei pozzi circostanti.

I pozzi normalmente vengono distanziati dai 6 ai 60 m secondo l'abbattimento di falda desiderato e hanno un diametro compreso tra 150 e 500 mm con settori finestrati che variano dai 6 ai 25 m.

11.3 EFFETTI DEL DRENAGGIO

La corretta esecuzione del drenaggio produce i seguenti effetti:

- abbattimento della falda idrica al di sotto degli sbancamenti e intercettazione delle infiltrazioni laterali;
- stabilizzazione delle scarpate dello scavo e del terreno circostante;
- diminuzione della spinta idrostatica su eventuali armature di sostegno degli scavi;
- facilità di scavo e di trasporto dei materiali di risulta;
- eliminazione dei rischi di sollevamento del fondo scavo.

Il drenaggio può ancora essere utilizzato con successo per aumentare il peso di volume del terreno eliminando la spinta di Archimede e consolidare così contemporaneamente sia lo stato di terreno drenato, che quello sottostante, sul quale si è creato un sovraccarico dovuto al prosciugamento del terreno superiore. Spesso è da preferire un buon sistema di drenaggio, poiché l'adozione in alternativa di diaframmi impermeabili, di palancolate e di cassoni autoaffondanti oltre che più costosa come soluzione di particolari problemi, non sempre è attuabile ed efficace.

11.4 PROBLEMI GENERATI DAL DRENAGGIO DEI TERRENI

Molto spesso, quando si ha la necessità di abbassamento del livello di falda acquifera su un'area, più o meno vasta, in modo da consentire la realizzazione delle fondazioni di un'opera in elevazione, non vengono considerati tutti gli aspetti che tale operazione può comportare nell'area circostante a quella d'intervento. Infatti, la variazione del livello di falda genera una variazione del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo che si estende su un'area ben più vasta di quella pertinente alla struttura con possibile conseguente alterazione dell'equilibrio litostatico raggiunto negli anni sull'intera area.

Appare quindi evidente che in questi casi bisogna considerare il raggio di influenza degli effetti che il drenaggio può originare nel sottosuolo e, quindi, alle fondazioni delle strutture esistenti.

Inoltre, quando si altera il livello della falda acquifera, bisogna cercare di mantenere il più costante possibile il livello della falda.

12 CEDIMENTI DIFFERENZIALI DELLE FONDAZIONI

I dissesti più gravi per un manufatto si manifestano in genere quando il carico trasmesso dal terreno raggiunge il valore corrispondente al carico limite. Conseguenze egualmente degne di rilievo, anche se meno gravi, possono verificarsi quando il carico, pur rimanendo inferiore al carico limite, è tale da dare luogo a cedimenti di una certa entità. Questi ovviamente sono i più dannosi, quando non sono uniformi o, come si suol dire, quando il piano di posa subisce dei *cedimenti differenziali*. Un cedimento uniforme non determina variazioni nello stato tensionale della struttura in elevazione, e pertanto potrebbero essere tollerati anche cedimenti elevati purché compatibili con la funzionalità dell'opera. Al contrario movimenti di rotazione rigida e cedimenti differenziali alterano le sollecitazioni nella struttura e sono quindi più pericolosi per l'integrità dell'opera.

L'entità dei cedimenti differenziali dipende dalla natura dei terreni di fondazione, dal tipo e dalle caratteristiche delle opere di fondazione nonché dalla grandezza e dalla distribuzione dei carichi sul piano di posa. L'esperienza dimostra che tali cedimenti si verificano anche quando si ritiene il sottosuolo omogeneo e quando i carichi sono uniformemente ripartiti.

D'altro canto i danni provocati dai cedimenti alla struttura in elevazione possono riguardare la sola estetica dell'edificio, limitare la funzionalità o infine compromettere la stabilità di quest'ultimo. È chiaro allora che il *cedimento differenziale ammissibile* dipende dalle caratteristiche (tipo di opera, materiali impiegati nella costruzione) e dalla destinazione dell'edificio. Ne segue che, per procedere al proporzionamento di un'opera di fondazione, interessa stabilire da un lato il prevedibile valore del cedimento differenziale nelle varie soluzioni considerate in progetto e dall'altro la sensibilità dell'edificio ai cedimenti, al fine di poter fissare il valore del cedimenti differenziale ammissibile. È evidente che la conoscenza del primo dei due argomenti ha una importanza pratica limitata se ad essa non si accompagna, caso per caso, una ricerca intorno al secondo.

Per il calcolo dei cedimenti si dispone di noti metodi teorico-sperimentali basati su risultati di prove di compressione edometrica eseguite su un certo numero di campioni rappresentativi del terreno di fondazione. Sono anche ben note le incertezze e le limitazioni che ancora sussistono nell'applicare in pratica i risultati di indagini, basate sul rilievo dei cedimenti di opere costruite.

Per quanto riguarda, poi, i cedimenti differenziali ammissibili, è possibile stabilire i valori con i metodi della scienza delle costruzioni, ponendo delle limitazioni alle deformazioni calcolate in base alle tensioni agenti nelle strutture. È da osservare però che tale criterio non sempre risulta soddisfacente.

Anche da questo punto di vista dunque, è opportuno ricorrere all'esperienza, basata sull'esame del comportamento di opere costruite.

Dai risultati di numerose indagini su cedimenti di opere di fondazione, tenendo in conto la grande variabilità dei fattori che esercitano la loro influenza e della diversità delle situazioni, si può dire che i dati sono ancora molto scarsi, specie per quanto riguarda il comportamento dei piccoli edifici. Tentativi di sintesi sono già stati effettuati, ma è fuor di dubbio l'opportunità di procedere in questo campo alla raccolta di ulteriori dati, attraverso i quali si possa valutare l'influenza delle condizioni che localmente, caso per caso, prevalgono.

Il generale si può dire che:

- sono ammissibili cedimenti maggiori su argilla che su sabbia, poiché avvengono più gradualmente nel tempo e permettono alla struttura di adeguarsi;
- gli edifici intelaiati sopportano meglio i cedimenti differenziali degli edifici di muratura portante, più rigidi e fragili;
- i muri portanti sopportano meglio deformazioni angolari con concavità verso l'alto che verso il basso;
- le strutture lunghe sopportano meglio le inflessioni relative.

13 EFFETTI SISMICI SULLE FONDAZIONI

13.1 CENNI DI SISMOLOGIA

Lo scorrimento di enormi banchi di roccia in mutuo contrasto, la collisione di masse rocciose di grandi dimensioni, originano onde elastiche che si propagano, in tutte le direzioni, dando luogo a terremoti cosiddetti *tettonici*. Questi fenomeni sono dovuti a imponenti processi di continua e lenta trasformazione della crosta terrestre.

Esplosioni vulcaniche o spostamenti di masse magmatiche entro la crosta terrestre sono poi le cause dei terremoti di origine vulcanica che agiscono su zone molto più ristrette e, quindi, hanno minore importanza delle precedenti.

Nei terremoti tettonici collapsi per effetto predominante di tensioni tangenziali si presentano lungo i cosiddetti *piani di faglia* che sono le superfici di frattura della crosta terrestre. Lì dove questi piani di faglia intersecano la superficie sono spesso evidenti i movimenti e gli sgretolamenti delle rocce che denunciano i terremoti del passato. Proprio lungo i piani di faglia, talvolta anche per centinaia di chilometri, si concentrano le deformazioni e gli scorrimenti che si sviluppano durante il sisma: a titolo di esempio, nel terremoto di San Francisco del 1906, la lunghezza della faglia interessata dallo scorrimento risultò pari a 300 km e lo slittamento relativo massimo fu di oltre 5 m. Nei primi tempi della sismologia si riteneva che un terremoto avesse origine in un volume relativamente piccolo di roccia profonda. Il centro di questo volume era detto *ipocentro* o *fuoco* del sisma e il punto della superficie terrestre direttamente sopra l'ipocentro era detto *epicentro*. In effetti si è poi constatato che l'ipocentro e l'epicentro, che vengono determinati sperimentalmente, non indicano il centro della sorgente delle onde sismiche bensì il punto in cui si è per primo prodotto lo scorrimento di faglia. In sostanza l'energia liberata nella forma di onde sismiche si origina in un volume di roccia tanto più esteso quanto più intenso è il terremoto.

Esistono tre tipi diversi di onde sismiche:

- le **onde primarie (P)**: sono le prime onde ad essere percepite dal sismografo perché sono le più veloci; sono anche dette onde longitudinali o di compressione, poiché fanno vibrare le particelle della roccia nella stessa direzione di propagazione dell'onda. Si propagano sia nei solidi che nei liquidi;
- le **onde secondarie (S)**: sono onde registrate dal sismografo per seconde perché hanno velocità inferiore; sono anche dette trasversali, poiché fanno vibrare le particelle della roccia in

- direzione perpendicolare a quella di propagazione dell'onda. Non si propagano nei liquidi;
- quando le onde P e S arrivano in superficie, generano le **onde lunghe (L)** dette anche superficiali, che sono le responsabili delle scosse più violente.

La velocità di propagazione delle onde sismiche dipende anche dalla natura della roccia e del terreno che esse attraversano.

I terremoti si misurano attraverso le scale sismiche. La scala Mercalli, che venne ideata dal sismologo Giuseppe Mercalli e originariamente suddivisa in dieci gradi di intensità crescente. Tale scala è stata poi portata da altri scienziati a dodici gradi.

La scala Mercalli non è però molto precisa perché si basa sulle distruzioni compiute dal sisma ai danni di edifici e persone. Perciò gli scienziati utilizzano un'altra scala detta scala Richter, dal nome dello studioso che la ideò nel 1935. Questa scala usa una grandezza, la magnitudo, che prende in considerazione la forma del sisma, ossia la reale energia misurata dai sismografi.

13.2 CEDIMENTI PER COMPATTAZIONE DI STRATI DI MATERIALI INCOERENTI SCIOLTI

È ben noto come le sabbie sciolte o poco addensate possano essere compattate per vibrazione. Un deposito sabbioso quindi, se costituito appunto da sabbie non addensate, investito da vibrazioni sismiche, può subire cospicui cedimenti verticali in superficie.

La compattazione del deposito è soprattutto prodotta dalle oscillazioni orizzontali, anche se parte della subsidenza è talvolta dovuta anche ai movimenti tettonici della roccia sottostante. È perciò molto importante effettuare una valutazione del grado di vulnerabilità di un deposito sabbioso alla compattazione sismica. Tale valutazione non risulta semplice, anche se di norma si ritiene che sabbie con densità relativa minore del 60% o con resistenza SPT (Standard Penetration Test) minore di 15 siano suscettibili a cedimenti significativi.

Si osserva che più elevato è il numero di oscillazioni che subisce il deposito, più elevati sono i cedimenti. Inoltre, anche la durata del terremoto e l'entità della deformazione tangenziale incidono significativamente sui cedimenti.

13.3 LIQUEFAZIONE DI SABBIE SATURE

Direttamente legato al fenomeno della compattazione per vibrazione è il fenomeno della liquefazione per effetto sismico dei depositi sabbiosi saturi.

13.3.1 DEFINIZIONE

La liquefazione è un particolare **effetto di sito** che amplifica localmente gli sviluppi di un terremoto, ma può esplicarsi soltanto quando si verificano contemporaneamente alcuni fattori principali, quali:

- un sisma di magnitudo superiore a 5.5, con durata della scossa di almeno 10-15 secondi, in una zona caratterizzata da un PGA (Peak Ground Acceleration, picco di accelerazione al suolo) maggiore di 0.15 g. Il PGA è, come recita la sua definizione ufficiale, "l'accelerazione del terreno su un suolo rigido e pianeggiante che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni". L'INGV ha fornito una carta del PGA per l'intero territorio nazionale;
- presenza nei primi 15 metri di profondità di terreni incoerenti, in particolare sabbie fini, geologicamente recenti, granulometricamente uniformi, abbastanza porose e poco addensate
- la falda acquifera prossima al piano di campagna, con terreni quindi che possono saturarsi rapidamente.

In queste situazioni le scosse sismiche alterano fortemente l'equilibrio del terreno sabbioso in cui si annulla la resistenza al taglio cioè la capacità di sopportare sforzi che nei terreni incoerenti (quali appunto sabbie e limi) è dovuta esclusivamente all'attrito tra i singoli granuli. In pratica viene superato il cosiddetto *limite di rottura* e si riduce drasticamente la capacità portante del terreno che si *fluidifica* ovvero tende a comportarsi come un liquido od una massa viscosa. L'acqua risale velocemente fino alla superficie, quasi *ribollendo*. Esiste un esempio pratico per capire meglio la liquefazione: provate a mettere in un secchiello sabbia molto bagnata, lasciatela riposare qualche secondo in modo che raggiunga un certo equilibrio. Poi scuotete il secchiello ripetutamente, vedrete l'acqua arrivare a giorno. D'altra parte le aree geomorfologiche più a rischio liquefazione sono proprio spiagge, paludi, pianure alluvionali, aree di bonifica, letti di fiume e paleoalvei ovvero quelle zone dove abbondano i terreni incoerenti. Un ultimo aspetto importante da segnalare è la distanza dall'epicentro; questa non mette in sicurezza nessun luogo. Si sono infatti notati fenomeni di liquefazione anche a 40-50 km dall'epicentro e, in terremoti di magnitudo particolarmente elevate, anche fino a 100 km.

Come già detto in precedenza, la dimensione e la granulometria della sabbia ha un'importante influenza sulla suscettibilità alla liquefazione. Con il diagramma riportato in figura 84 si vuole evidenziare la fascia critica di granulometrie di sabbie caratterizzate da molto probabile liquefazione. Il diagramma ci dice anche che le ghiaie ed argille non sono suscettibili di liquefazione mentre le sabbie fini limose sono i suoli più vulnerabili.

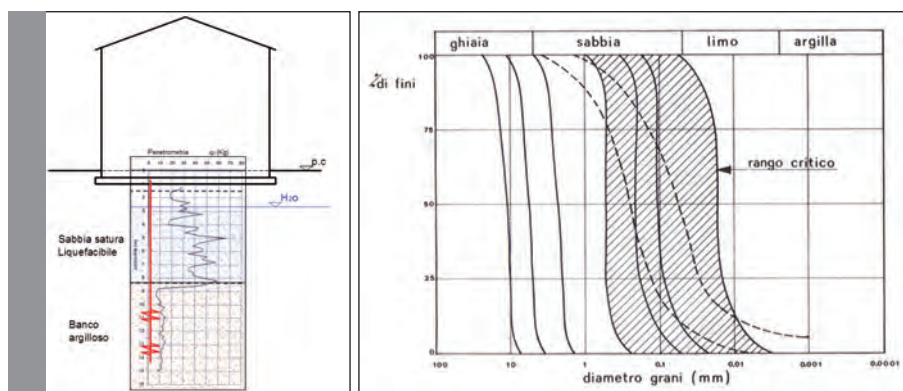


Figura 84. Fascia critica di granulometria di sabbie caratterizzate da molto probabile liquefazione.

13.3.2 TIPOLOGIE ED EFFETTI

Gli studiosi hanno identificato tre tipi diversi di liquefazione: la **liquefazione ciclica** (*cyclic liquefaction*) si verifica in condizioni di "campo aperto" (free field) ed è la meno dannosa perché al massimo può produrre soltanto l'emergenza della falda freatica; la **mobilità ciclica** (*cyclic mobility*) causa deformazioni permanenti anche di grave entità; la **fluidificazione** (*flow liquefaction*) produce i danni più rilevanti, con scorrimenti del terreno.

Le manifestazioni della liquefazione, classificate a livello internazionale, sono numerose e molto varie. Tra le più caratteristiche i **vulcanelli**, con eruzione dal sottosuolo, formazione di crateri e fuoriuscite di acqua e sabbia (figura 85). Altri aspetti importanti sono gli abbassamenti ed i sollevamenti del terreno (spesso differenziali) oppure il cosiddetto *lateral spreading* ovvero un movimento orizzontale del terreno (figura 86).



Figura 85. Vulcanelli con fuoriuscita di sabbia dal terreno.

Figura 86. Frattura superficiale dovuta al movimento orizzontale del terreno.

Comunque gli effetti più pericolosi sono quelli che si verificano in corrispondenza degli edifici e che possono portare al *galleggiamento* delle costruzioni e, nei casi più estremi, al loro collasso. Tuttavia i danni provocati dipendono soprattutto dalle caratteristiche costruttive degli edifici: a parità di condizioni, più sono alti, asimmetrici e dotati di fondazione a platea o di cantine e più possono subire effetti devastanti dalla liquefazione. Esistono casi in cui alcuni edifici hanno resistito benissimo alla scossa sismica, ma hanno subito gravi danni proprio a seguito della liquefazione del terreno al di sotto delle loro fondazioni (figura 87). Teoricamente una costruzione per essere completamente al riparo dalla liquefazione dovrebbe avere le sue fondazioni ancorate ad oltre 15 metri di profondità: ciò è possibile soltanto con le fondazioni su pali (figura 88).



Figura 87. Esempi di sprofondamento di edifici a causa di sabbie liquefatte.

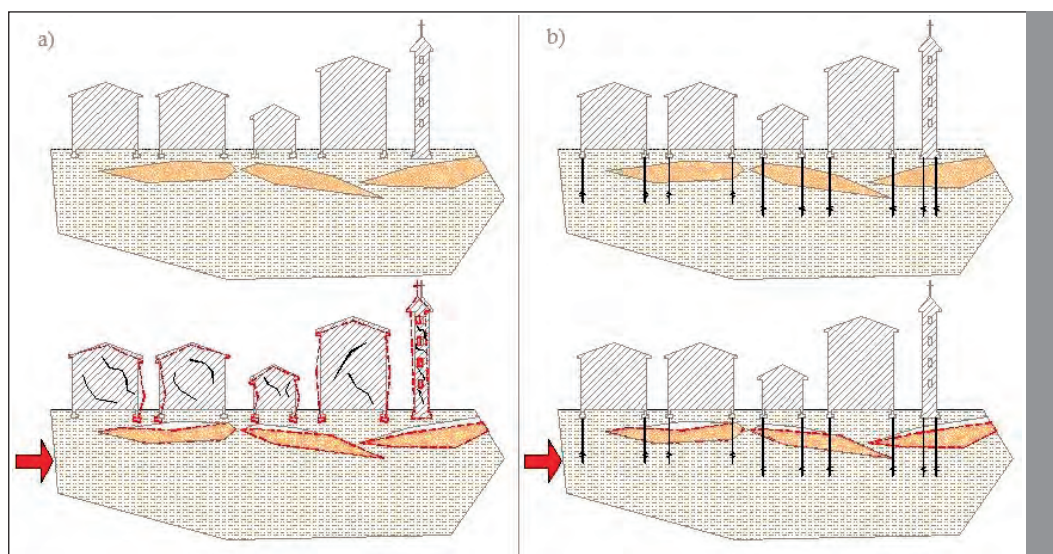


Figura 88. Comportamento edifici con fondazioni poggianti su strati di sabbie liquefacibili.

a) fondazioni superficiali; b) fondazioni profonde.

13.4 PROGETTAZIONE ANTISISMICA DELLE FONDAZIONI

Si dà per scontato che, prima di completare il progetto delle fondazioni, siano state determinate

le caratteristiche dinamiche del sottosuolo.

Le fondazioni superficiali sono, spesso, di un tipo che è assai vulnerabile ai danni conseguenti ai movimenti differenziali, orizzontali e verticali, del terreno durante i terremoti. È, quindi, buona norma prevedere dei collegamenti fra i basamenti dei pilastri, anche nelle strutture molto basse, specialmente se poggiano su terreni soffici. Un criterio di progettazione arbitrario per tali collegamenti è quello di costruirli in modo che siano in grado di sopportare carichi di compressione e di trazione pari al 10% del carico verticale massimo dei pilastri adiacenti.

Nel caso di fondazioni profonde, e nello specifico di fondazioni su pali, per una corretta progettazione antisismica bisognerà tener presente le sollecitazioni, orizzontali e verticali, e l'integrità strutturale delle fondazioni. Alcuni pali, specialmente quelli ai bordi o agli angoli del sistema di palificazione, potranno trovarsi a dover sopportare, durante i terremoti, forze di trazione e di compressione di notevole entità. In tal caso, occorrerà fare in modo che gli strati contigui e sottostanti ai pali abbiano, in condizioni sismiche, sufficiente capacità di aderenza, di taglio e di portata. L'aspetto più difficile della progettazione antisismica dei pali è quello della resistenza laterale, perché si sa poco delle deformazioni per le sollecitazioni che l'interazione suolo-palo comporta durante i terremoti.

Nei precedenti paragrafi, si è cercato di far conoscere, se pur in maniera sintetica e superficiale, alcune problematiche inerenti la progettazione antisismica delle fondazioni in modo tale da portare all'attenzione dei progettisti l'importanza di non tralasciare nessun aspetto e/o fenomeno in fase di progettazione delle fondazioni, e più in generale, di un'opera.

Appare utile aver sottolineato alcune delle problematiche da considerare nel caso in cui si ha la necessità di realizzare fondazioni su sabbie sature o terreni scarsamente addensati in zone sismiche.

13.5 ISOLATORI SISMICI

13.5.1 INTRODUZIONE

L'isolatore di base è un sistema di protezione sismica delle strutture basato su di un principio semplice quanto efficace: introdurre una regione di discontinuità tra due corpi in contatto tra loro, in modo tale da attenuare la trasmissione del moto che può eventualmente insorgere in uno di essi. Nel caso degli edifici, il fenomeno da attenuare è la trasmissione della componente

orizzontale dell'azione sismica. A tal fine si introduce, tra la sovrastruttura e il suolo, una serie di particolari apparecchi di appoggio, detti *isolatori*, dotati di bassa resistenza a taglio, in grado di disaccoppiare il moto orizzontale del suolo da quello della sovrastruttura e di garantire al tempo stesso sia la trasmissione dei carichi verticali in fondazione sia un'adeguata rigidezza tangenziale alla traslazione orizzontale, per far fronte alle inevitabili azioni orizzontali di servizio (vento e/o microtremori).

Inserendo alla base della struttura degli isolatori, si ha un conseguente aumento di deformabilità della nuova struttura così ottenuta, che si traduce in un incremento del periodo proprio dell'intero organismo strutturale, con il risultato finale che le accelerazioni prodotte dal sisma risultano sensibilmente minori rispetto a quelle che si sarebbero avute in caso di struttura a base fissa. Va però osservato che a questo vantaggio è associato anche l'aumento degli spostamenti orizzontali. Appare quindi necessario definire in maniera opportuna la rigidezza del sistema di isolamento, in modo tale che gli spostamenti siano compatibili con il normale utilizzo della struttura.

In tal senso, un altro parametro su cui agire è la capacità dissipativa degli isolatori, aumentando la quale si riducono gli spostamenti.

13.5.2 CLASSIFICAZIONE DEGLI ISOLATORI

Negli ultimi anni si è assistito a un'intensa attività di ricerca nel campo dell'isolamento sismico, che ha portato allo sviluppo concettuale e alla verifica sperimentale di dispositivi sempre più innovativi. Complessivamente, i vari sistemi di isolamento proposti possono essere classificati sulla base del metodo utilizzato per conseguire la limitata rigidezza per carichi orizzontali necessaria a garantire il disaccoppiamento tra il moto della sottostruttura e il moto della sovrastruttura. Si individuano, pertanto, due categorie di isolatori, ciascuna corrispondente a una differente metodologia costruttiva:

- isolatori in materiale elastomerico e acciaio;
- isolatori a scorrimento o a rotolamento.

13.5.2.1 Isolatori in materiale elastomerico e acciaio

Tali isolatori sono costituiti da strati alterni di materiale elastomerico (di spessore variabile tra 8 mm e 20 mm) e di acciaio (spessore 2÷3 mm). I lamierini di acciaio vengono vulcanizzati negli strati di gomma e svolgono la funzione di confinamento dell'elastomero, riducendone la deformabilità per carichi ortogonali alla giacitura degli strati (carichi verticali) e lasciando inalterata la

deformabilità per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi verticali) (figura 89).

Il tipo di mescola elastomerica definisce la capacità dissipativa del dispositivo. Le mescole elastomeriche usualmente impiegate presentano un modulo di elasticità tangenziale (G) compreso tra 0,4 MPa e 1,4 MPa e un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ξ) compreso tra il 2% e il 20%.

Le principali tipologie di isolatori in materiale elastomerico e acciaio attualmente in commercio sono definite in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di nuclei dissipativi.

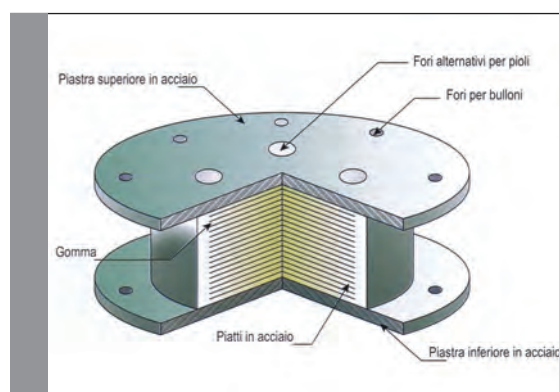


Figura 89. Isolatore elastomerico con lamierini di acciaio.

Isolatori in gomma a basso smorzamento o *Low Damping Rubber Bearing* (LDRB), utilizzati prevalentemente in Giappone. Possono essere ottenuti sia con gomma naturale (isoprene) che con neoprene. Entrambi i tipi di gomma hanno proprietà molto stabili e non esibiscono il fenomeno di creep per carichi di lunga durata. Sperimentalmente si è visto che tali isolatori presentano un ciclo di isteresi molto affusolato, indice di un comportamento sostanzialmente elastico lineare al crescere della deformazione. Tale caratteristica rende molto agevole la loro modellazione analitica e rappresenta un vantaggio tipico di questi dispositivi, unitamente alla semplicità e ai bassi costi di produzione e all'invarianza delle proprietà meccaniche rispetto ai cicli di carico, alla temperatura e all'invecchiamento. L'unico svantaggio è rappresentato dal basso valore dello smorzamento, dell'ordine del 2÷3%, che implica la necessità di introdurre sistemi dissipativi ausiliari per contenere gli spostamenti.

Isolatori in gomma ad alto smorzamento o *High Damping Rubber Bearing* (HDRB); rappresentano la quasi totalità di isolatori elastomerici utilizzati in Italia e una buona percentuale degli isolatori adottati negli altri paesi. Questi isolatori utilizzano mescole ottenute aggiungendo all'elastomero

speciali cariche additive, quali il nerofumo e il silicio. Essi mostrano una risposta fortemente non lineare, caratterizzata da valori di rigidezza e smorzamento che variano al variare della deformazione tagliante; ciò consente di ottenere un elevato valore di rigidezza orizzontale degli isolatori e, di conseguenza, di evitare vibrazioni continue in presenza di eccitazioni dinamiche di bassa entità, come ad esempio, l'azione del vento. A tali caratteristiche vanno aggiunte sia l'elevata capacità dissipativa sia il comportamento quasi elastico (cioè la capacità di riportare la struttura nella posizione indeformata al termine dell'evento sismico).

Isolatori in gomma-piombo o *Lear Rubber Bearing* (LRB), utilizzati inizialmente in Nuova Zelanda, sono stati successivamente adottati anche in altri paesi. Si differenziano dai LDRB per la presenza di un nucleo centrale in piombo, in cui è affidata la funzione di dissipare energia mediante la plasticizzazione del piombo. In questo modo si ottiene una dissipazione superiore a quella degli isolatori elastomerici, con un valore dello smorzamento viscoso equivalente che può superare il 30% (figura 90).

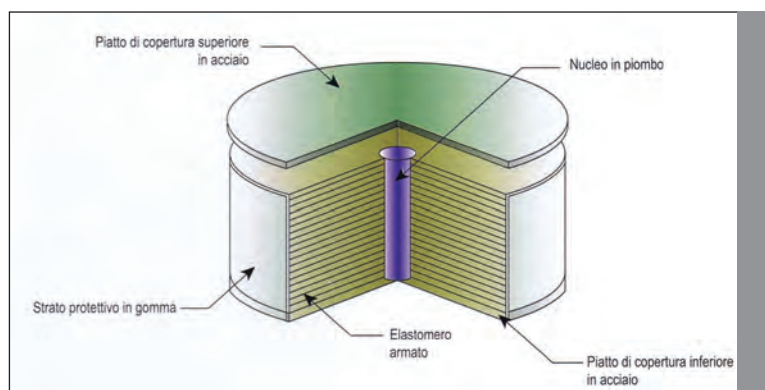


Figura 90. Isolatore elastomerico con nucleo in piombo (LRB).

13.5.2.2 Isolatori a scorrimento o a rotolamento

Gli isolatori a scorrimento o a rotolamento sono costituiti, rispettivamente, da appoggi a scorrimento (acciaio-teflon) o a rotolamento (su rulli o sfere) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito. Le superfici a contatto possono essere piane o curve.

Dal punto di vista concettuale, un sistema di isolamento basato sul puro scorrimento è il sistema di protezione sismica più semplice e intuitivo.

I moderni isolatori a scorrimento (*Sliding Devices*, SD) sono costituiti da due blocchi in grado di scorrere l'uno sull'altro, essendo le superfici a contatto rivestite con particolari materiali a basso coefficiente di attrito. Gli isolatori a scorrimento presentano un ciclo di isteresi del tipo elastico-

perfettamente plastico e il coefficiente di attrito dinamico varia in funzione della pressione di contatto, la velocità di scorrimento e la temperatura. Inoltre sono sprovvisti di capacità rientrante, di conseguenza, essi vengono impiegati insieme a dispositivi ausiliari in grado di esplicare sia la forza di richiamo che un elevato smorzamento (figura 91).

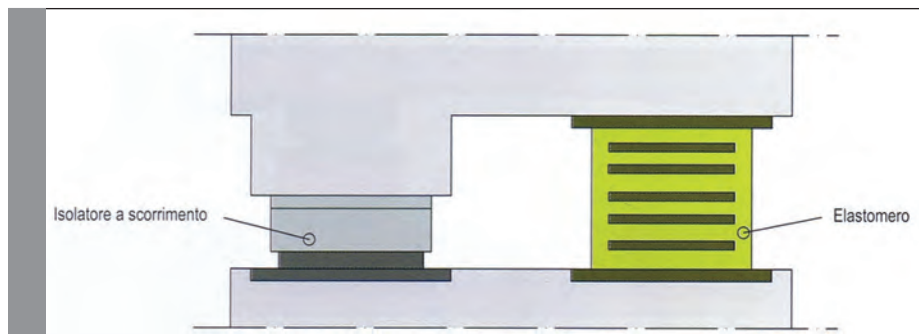


Figura 91. Rappresentazione schematica dell'accoppiamento di un isolatore a scorrimento con isolatore elastomerico.

Gli unici isolatori a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa, senza l'aggiunta di altri elementi, sono quelli con superfici di scorrimento curve. Appartengono a questa categoria gli isolatori a pendolo scorrevole (*Friction Pendulum System, FPS*), il cui principio di funzionamento è schematizzato in figura 92. La scelta del raggio di curvatura è strettamente connessa al valore della rigidezza che si intende assegnare al dispositivo e, quindi, al periodo obiettivo (di progetto) della struttura.

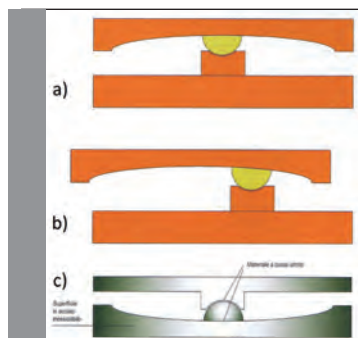


Figura 92. Rappresentazione schematica di un isolatore FPS. a) configurazione indeformata;

b) spostamento di progetto; c) soluzione alternativa con superficie inferiore curva.

I principali vantaggi di questi dispositivi possono essere sintetizzati nei seguenti tre punti:

1. profilo molto basso rispetto agli isolatori in gomma di analoghe prestazioni;
2. periodo desiderato funzione solo del raggio di curvatura e indipendente dalla massa della

struttura;

3. coincidenza tra centro di rigidità e centro di massa.

Gli svantaggi sono, invece, essenzialmente di tre tipi:

1. le notevoli dimensioni di ingombro;
2. la presenza di componenti verticali dello spostamento (che si accompagnano allo spostamento orizzontale) che possono dare luogo ad effetti indesiderati sulla struttura;
3. la necessità di protezione delle superfici da polvere e detriti.

13.5.3 PARAMETRI PROGETTUALI DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Un'impostazione efficace del progetto di una struttura isolata alla base si fonda su un corretto predimensionamento del sistema di isolamento, ottenuto non solo attraverso una stima preliminare delle sollecitazioni agenti e degli spostamenti richiesti, ma anche attraverso un'adeguata documentazione sulle specifiche prestazionali dei dispositivi individuati come possibile soluzione al problema progettuale. Tale documentazione può anche avvalersi, ad esempio, di cataloghi dei produttori, prove sperimentali, etc..

13.5.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Per valutare l'idoneità dell'applicazione dell'isolamento di base ad un edificio di nuova costruzione, la prima considerazione da fare riguarda la stima del periodo proprio strutturale (indice della deformabilità della struttura e della sua capacità ad amplificare o attenuare l'azione sismica indotta dal moto del suolo).

Con riferimento alle dimensioni geometriche dell'edificio, appare evidente come la scelta dell'isolamento sismico sia conveniente solo per gli edifici di altezza medio-bassa. Infatti, il limite massimo di piani oltre il quale l'isolamento sismico non è più efficace, è funzione della tipologia strutturale dell'edificio. Generalmente, in caso di presenza di pareti di taglio o telai controventati l'isolamento di base si mostra efficace per sviluppi in elevazione fino a 12-15 piani, mentre con struttura a telaio la soglia limite scende a circa 8-10 piani.

Per quando riguarda la disposizione degli isolatori e sulla calibrazione delle strutture orizzontali di base della sovrastruttura sia sulla distribuzione planimetrica e sul dimensionamento degli elementi resistenti alle azioni laterali, è opportuno agire in modo tale che, grazie all'azione dei carichi gravitazionali di pertinenza, in corrispondenza degli isolatori si abbiano solo sforzi di compressione.

Un altro parametro da considerare nel valutare l'idoneità della scelta dell'isolamento di base è rappresentato dalle caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione e dai parametri di accelerazione locali: il suolo, infatti, agisce come un oscillatore dinamico in grado di influenzare in maniera determinata il moto dei manufatti fondati su di esso. Ad esempio, un eventuale notevole strato di terreno alluvionale, o comunque soffice, può amplificare gli spostamenti del terreno dal bed-rock alla superficie.

Un'altra considerazione di carattere geologico da tenere presente in fase decisionale è la distanza dalla faglia generatrice. I moti sismici registrati in vicinanza della faglia generatrice sono caratterizzati da impulsi di lunga durata in direzione orizzontale, da elevati spostamenti del suolo in direzione orizzontale e da valori piuttosto alti della componente verticale di accelerazione. Di conseguenza il contenuto in frequenza del moto trasmesso dagli isolatori alla struttura in elevazione può diventare critico per il sistema di isolamento e dare luogo a richieste di duttilità non previste per le sezioni di estremità delle travi e dei pilastri, con conseguenti plasticizzazioni e formazioni di meccanismi. Per limitare tali inconvenienti dovuti alla vicinanza alla faglia del sito di realizzazione dell'edificio isolato alla base, l'attuale tendenza progettuale è quella di incrementare la dissipazione di energia alla base, ricorrendo a dispositivi dissipativi supplementari disposti in parallelo al sistema di isolamento. Questo consente di ridurre gli spostamenti orizzontali alla sommità del sistema di isolamento, ma, al tempo stesso, produce un incremento del contributo dei modi di vibrazione superiori.

I criteri progettuali di un sistema di isolamento coinvolgono anche le prestazioni nei confronti delle azioni orizzontali non sismiche.

In genere gli isolatori sono progettati per resistere a forze variabili in un intervallo pari al $5\div 15\%$ del peso della struttura, pertanto si può affermare che se i carichi laterali di servizio superano di circa il 10% il peso della struttura non è opportuno dotare la stessa di un sistema di isolamento di base, in quanto andrebbe in funzione frequentemente, ma occorre adottare una diversa strategia di progettazione antisismica o inserire un diverso sistema di protezione. Certamente questo non si verifica per edifici di forma e dimensioni ordinarie, poiché in tali casi l'azione del vento ha un'intensità pari a circa il 2% del peso.

Nel progetto di un edificio isolato alla base è sempre necessario prevedere, intorno al perimetro strutturale, la realizzazione di un giunto sismico commisurato al valore massimo dello spostamento di progetto della sovrastruttura, in modo tale da garantire una sconnessione totale dell'edificio dal terreno circostante ed evitare il martellamento con gli edifici adiacenti. Tale giunto va

protetto con pannelli in grigliato metallico, così da evitare cadute accidentali. Ovviamente, sia gli elementi di collegamento orizzontali (coprigiunti) sia gli elementi di collegamento verticale (scale esterne, ascensori, ecc.) devono essere concepiti e realizzati in modo tale da non ostacolare il moto della sovrastruttura.

In corrispondenza dei giunti e dell'interfaccia sovrastruttura-sottostruttura occorre prestare attenzione ai dettagli delle tubazioni, adottando per ogni tipo di impianto, delle giunzioni flessibili in grado di subire gli spostamenti di progetto senza l'insorgere di perdite o interruzioni d'uso.

Occorre, inoltre, prevedere la possibilità di accedere alle fondazioni per poter controllare lo stato di degrado degli isolatori ed eventualmente sostituirli. Di conseguenza, è necessario che gli elementi strutturali siano concepiti in modo tale da rendere possibile, attraverso martinetti opportunamente disposti, il trasferimento alla sottostruttura dei carichi gravanti sul singolo isolatore da sostituire.

Per edifici prefabbricati di modesto rilievo, per lo più ad uso abitativo ma anche produttivo, realizzati con materiali anche antisismici, come legno e acciaio, viene richiesta non solo la protezione strutturale, ma anche e soprattutto quella del contenuto e delle infrastrutture che, se spostate dalla loro sede originaria, causerebbero interruzioni di funzionalità con ingenti danni connessi. È evidente, quindi, l'esigenza di inserire fra la struttura fondazionale e il corpo in elevazione, degli isolatori/dissipatori in grado di ridurre il più possibile le vibrazioni che vengono anche trasmesse a materiali e suppellettili ivi contenuti. Un esempio lo troviamo con quanto accaduto con il terremoto dell'Emilia (2012), dove piccole unità produttive hanno perso gran parte delle derrate alimentari immagazzinate.

13.5.5 ISOLATORI ELASTOMERICI E A SCORRIMENTO IMPIEGATI SU FONDAZIONI PROFONDE

I terremoti registrati in Italia nell'ultimo ventennio hanno spinto alcune ditte in campo fondazionale ad impiegare gli isolatori sismici, prodotti da ditte specializzate, così da rendere le strutture in grado di dissipare l'energia prodotta dal terremoto, resistendo alle sollecitazioni prodotte dalle onde sismiche che si propagano nel sottosuolo. Per svolgere questa funzione vengono utilizzati degli isolatori LRB cilindrici con nucleo in piombo, anch'esso di forma cilindrica, costituiti da strati multipli di gomma separati da piastre di rinforzo in acciaio vulcanizzate alla gomma stessa.

Il nucleo centrale in piombo serve a dissipare l'energia del terremoto, mentre la gomma, rinforzata con delle lamiere in acciaio, fornisce stabilità e supporto alla struttura e la isola dalle vibrazioni.

L'isolatore così conformato ha le capacità fisico-meccaniche, conformi alle norme vigenti, per resistere ai carichi verticali e a quelli orizzontali causati da piccoli movimenti (ad esempio quelli dovuti all'effetto del vento), e nel contempo è in grado di proteggere ed isolare la struttura assorbendo l'impatto del terremoto e di ridurne l'oscillazione (figura 93). Al termine del terremoto, le proprietà di ritorno della gomma consentono di riportare l'edificio nella sua posizione originaria.

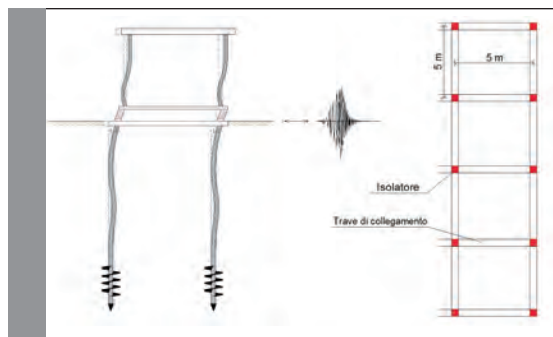


Figura 93. Fondazione su pali allestiti con isolatori sismici.

Gli isolatori prodotti da ditte specializzate, che su di essi hanno svolto dei test di laboratorio e delle applicazioni su campi prova, rispettano le normative vigenti e forniscono garanzie di sicurezza strutturale, soprattutto ad opere prefabbricate relativamente leggere, ma di importanza strategica.

Per collegare gli isolatori elastomerici ai pali e alla struttura sovrastante, si utilizzeranno delle apposite piastre di fissaggio, opportunamente dimensionate e verificate in base al tipo di struttura in elevazione e al diametro o tipo di palo adottato (figura 94).

In alternativa agli isolatori elastomerici sono stati realizzati anche isolatori sismici a scorrimento, molto semplici ma efficaci per piccoli edifici, come case uni e bifamiliari, poggianti direttamente su di un telaio orizzontale, di collegamento (figura 95).

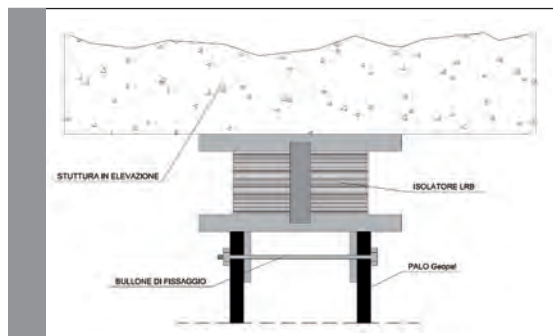


Figura 94. Collegamento di un palo fondazionale ad un isolatore tipo LRB.



Figura 95. Isolatori sismici a scorrimento utilizzati su pali a vite prodotti da GeopallItalia S.r.l.

Per collegare gli isolatori a scorrimento alle strutture sottostanti e sovrastanti l'appoggio, si provvede a fissare le parti meccaniche di interfaccia con dei bulloni ancorati su apposite flange regolabili.

L'impiego di questi isolatori richiede sempre un accurato studio della struttura ad opera di uno specialista.

14 INDAGINI GEOTECNICHE

14.1 DEFINIZIONE

La disciplina geotecnica permette di studiare i differenti tipi di terreni attraverso la definizione di una serie di indici, parametri e caratteri fisici ricavabili da prove in sito o da prove di laboratorio. Le indagini in sito permettono la raccolta di informazioni sul terreno nella sua condizione reale; mentre i test di laboratorio consentono di definire compiutamente la natura e le caratteristiche di resistenza, di compressibilità e di permeabilità dei terreni, ricostruendo in laboratorio, mediante tecnologie più o meno sofisticate, le condizioni fisiche e lo stato tensionale originario esistente in sito.

14.2 I METODI DI INDAGINE IN SITO

14.2.1 METODI NON INVASIVI

Sono costituiti essenzialmente dalle indagini di superficie e geofisiche, la cui esecuzione non richiede di attraversare con mezzi meccanici o di scavare il terreno per riconoscerlo o per determinarne particolari proprietà. I metodi geofisici sfruttano il comportamento delle terre e delle rocce quando attraversate da onde soniche o da campi elettrici o elettromagnetici.

I principali metodi d'indagine di questo tipo sono:

- la sismica a rifrazione;
- la sismica a riflessione;
- la geoelettrica;
- il georadar.

I metodi geofisici, non invasivi, vengono eseguiti:

- per identificare l'andamento delle differenti formazioni presenti nel sottosuolo (sismica a rifrazione e riflessione, geoelettrica);
- per identificare strutture sepolte (georadar);
- per valutare i moduli di taglio dinamici dei terreni e delle rocce presenti nel sottosuolo (SASW, MASW), cioè il comportamento di un terreno o roccia sottoposta a carichi ciclici o dinamici (per esempio per effetto di un terremoto, del moto ondoso, dell'attività di compressori, macchine rotanti, ecc.)

La decisione circa l'opportunità di eseguire indagini geofisiche e la scelta delle tipologie d'indagi-

ne, sia invasive che non, richiede la conoscenza:

- dell'applicabilità delle singole prove o misure ai terreni attesi;
- dei dati che le singole prove o misure possono fornire direttamente o indirettamente al progettista.

14.2.2 METODI INVASIVI

Tali metodi comprendono:

- i sondaggi;
- le misure geofisiche in foro (crosshole, downhole);
- gli scavi di ispezione;
- il prelievo dei campioni nei sondaggi e negli scavi;
- le principali prove in sito nei terreni non rocciosi:
 - penetrometriche statiche;
 - penetrometriche dinamiche;
 - di permeabilità;
 - pressiometriche;
 - scissometriche;
 - con dilatometro piatto;
- le principali prove in foro nelle rocce:
 - di permeabilità;
 - dilatometriche/pressiometriche.

Nei fori di sondaggio o nel corso di verticali penetrometriche si possono eseguire misure geofisiche per misurare la velocità delle onde sismiche di compressione e di taglio nei terreni e nelle rocce presenti lungo la verticale.

Sui campioni prelevati nei sondaggi e negli scavi si eseguono analisi e prove di laboratorio per determinare le proprietà indice e le caratteristiche di resistenza e di deformabilità nelle condizioni di sollecitazione prevedibili sulla base dei dati progettuali.

14.2.3 TIPI DI PROVE IN SITO

14.2.3.1 Prova SPT (*Standard Penetration Test*)

È eseguibile in tutti i tipi di terreno. La prova consiste nel far cadere un maglio del peso di 63,5

kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta, fissata alla sommità di una batteria di aste, alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standard. Il valore N_{SPT} è rappresentato dal numero di colpi necessari per una penetrazione di 300 mm del campionatore, dopo una penetrazione di 150 mm, che non viene conteggiata. Dalla prova consente di ottenere informazioni sul profilo stratigrafico, sull'angolo di attrito φ e sul modulo di deformabilità in sito.

14.2.3.2 Prova CPT (*Cone Penetration Test*)

È eseguibile nei terreni sabbiosi, semicoesivi e coesivi. La prova consiste nell'infliggere verticalmente nel terreno, a pressione, una punta conica di dimensioni standard, misurando separatamente lo sforzo necessario per la penetrazione della punta e l'adesione terreno-acciaio di un manicotto cilindrico, di dimensioni standard, posto immediatamente sopra la punta. Con la prova si ottengono informazioni sul profilo stratigrafico, sull'angolo di attrito φ' , resistenza al taglio non drenata C_u e sul modulo di deformabilità in sito.

14.2.3.3 Prova CPTU (Penetrometrica statica con piezocono)

È eseguibile nei terreni sabbiosi, semicoesivi e coesivi. La prova è analoga alla CPT con, in aggiunta, la misura continua del valore della pressione interstiziale dell'acqua in corrispondenza della punta (pressione dovuta alla falda + pressione dovuta alla penetrazione della punta). La prova consente di ottenere le informazioni fornite dalla CPT, ed inoltre la posizione della falda, pressione orizzontale a riposo, coefficiente di spinta orizzontale a riposo, grado di sovraconsolidazione e il coefficiente di permeabilità.

14.2.3.4 Prova DP (Penetrometrica dinamica continua)

È eseguibile in tutti i tipi di terreno, compresi quelli ghiaiosi (senza ciottoli). La prova consiste nell'infliggere verticalmente nel terreno, a percussione, con un maglio di peso standard, che cade liberamente da un'altezza standard su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste metalliche, alla base della quale è avvitata una punta conica di dimensioni standard. Questa prova, consente di ottenere, passando attraverso correlazioni fra i risultati di questa prova e quelli della prova SPT, il profilo stratigrafico, l'angolo di attrito φ e sul modulo di deformabilità in sito.

14.2.3.5 Prova VT (Scissiometrica - "*Vane test*")

È eseguibile solo nelle argille di consistenza tenera e media. La prova consiste nell'infliggere nei

terreni argillosi una paletta metallica a 4 lame ortogonali e, ruotandola, misurare il valore dello sforzo di torsione necessario a "rompere" il terreno. Ci permette di ottenere la resistenza al taglio non drenata e il coefficiente di permeabilità.

14.2.3.6 Prova DMT (con dilatometro piatto Marchetti)

Si esegue nei terreni sabbiosi, semi-coesivi e coesivi. La prova consiste nell'infliggere nel terreno, a pressione, fino alla profondità voluta, una lama di acciaio su un lato della quale è applicata una membrana espandibile mediante pressione dei gas. Si misurano le pressioni dei gas necessarie per espandere la membrana nella posizione di zero iniziale, e per espanderla di 1 mm dalla posizione iniziale. Con la prova si ricavano la stratigrafia del terreno, l'angolo di attrito ϕ' , la resistenza al taglio non drenata, il coefficiente di permeabilità, la pressione orizzontale a riposo, il coefficiente di spinta orizzontale a riposo, il modulo di deformabilità in sito e il grado di sovraconsolidazione.

14.2.3.7 Misure geofisiche CH e DH ("*Crosshole*" e "*Downhole*")

Sono applicabili a tutti i tipi di terreno.

La prova "*Crosshole*" consiste nell'inserire, in un foro predisposto, un dispositivo energizzatore e, in un foro adiacente, anch'esso predisposto, alla medesima profondità, un geofono. Conoscendo la distanza tra i due strumenti si misura il tempo necessario alle onde di compressione e di taglio per percorrere lo spazio fra i due strumenti e si calcola, poi la velocità delle onde di compressione (V_p) e di taglio (V_s) relative allo stato di terreno compreso tra i due strumenti.

Nella prova "*Downhole*", l'energizzazione avviene al piano campagna in adiacenza al foro predisposto in cui viene disceso il geofono. Si misura la velocità dei due tipi di onde (V_p , V_s) attraverso gli strati di terreno compresi fra la superficie e la profondità del geofono. Le prove consentono di determinare, conoscendo la stratigrafia dalle perforazioni preparatorie, il modulo di deformazione per taglio iniziale.

14.2.3.8 Misure della permeabilità

Si eseguono in genere nei terreni relativamente permeabili (sabbie, sabbie con ghiaia) le prove cosiddette Lefranc con misura diretta del coefficiente k e, nelle rocce, le prove cosiddette tipo Lugeon.

In roccia più che una velocità dell'acqua attraverso il materiale, si ottengono informazioni sugli assorbimenti del sistema di fratturazione sottoposto ad un gradiente idraulico (unità Lugeon).

14.2.4 PROFONDITÀ E INTENSITÀ DELLE INDAGINI IN SITO

Le indagini in sito di tipo invasivo sono costituite da sondaggi per il riconoscimento ed il campionamento del terreno attraversato e da prove in sito, nei fori di sondaggio e in apposite verticali. La densità dei sondaggi e delle prove in sito, nonché la profondità da raggiungere con l'indagine vengono stabilite caso per caso dal progettista e dai suoi consulenti sulla base degli studi preliminari sulle caratteristiche geologiche e geotecniche della zona. La profondità da raggiungere con le indagini dipende dai tipi di fondazione, rilevati, trincee e opere di sostegno.

14.3 ANALISI E PROVE IN LABORATORIO

Le prove di laboratorio vengono distinte in tre categorie fondamentali a seconda delle caratteristiche fisiche che si vogliono determinare. Si possono, pertanto, distinguere in:

- prove di identificazione
 - peso specifico;
 - contenuto in acqua;
 - classificazione delle terre (analisi granulometrica e limiti di Atterberg).
- prove di permeabilità a carico variabile o costante;
- prove di resistenza meccanica, per determinare le proprietà fisico-meccaniche dei terreni
 - prove di taglio;
 - prove di torsione;
 - prove di consolidazione edometrica;
 - prove di compattazione;
 - prove di compressione.

Le prove geotecniche di laboratorio vengono condotte su campioni di terreno prelevati in sito, attraverso l'utilizzo di idonee attrezzature il cui corretto impiego, dipende dalla capacità e dall'esperienza degli operatori, determina la classe di qualità più o meno elevata del campione ottenuto. Per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni devono essere utilizzati campioni che conservino la struttura, il contenuto d'acqua e i caratteri fisici propri dei sedimenti nella loro condizione sedimentologica naturale (campioni indisturbati).

Con il *campione indisturbato* pertanto si indica un campione di terreno nel quale siano risultate minime, durante le fasi di prelievo, le alterazioni della struttura, tessitura, contenuto d'acqua e dei costituenti chimici originari.

Di seguito si riportano i principali passi da seguire per il prelievo di un campione indisturbato:

1. fase di perforazione;
2. fase di campionamento geotecnico;
3. sigillatura, trasporto e conservazione del campione;
4. fase di estrusione dal campionatore;
5. fase di confezionamento del provino.

14.3.1 PROVE DI IDENTIFICAZIONE

14.3.1.1 Analisi granulometrica

La classificazione geotecnica delle terre consente, attraverso l'applicazione di procedure sistematiche, di conoscere i caratteri costitutivi di un determinato terreno giungendo a una prima delineazione qualitativa delle caratteristiche e del comportamento meccanico generale che lo contraddistinguono.

La finalità del test granulometrico è quella di definire la distribuzione percentuale in peso dei granuli di diverso diametro che compongono un determinato terreno.

L'analisi granulometrica si compone di due differenti test di prova propedeutici alla definizione dei tratti di curva delle frazioni granulari (ghiaia e sabbia) e delle frazioni fini (limo e argilla) attraverso:

- l'analisi granulometrica per vagliatura meccanica;
- l'analisi granulometrica per sedimentazione (aerometria).

Le precedenti analisi consentono di determinare la curva granulometrica, e quindi il tipo e il grado di assortimento delle particelle, cioè quanto le particelle che compongono il campione presentano eterogeneità di dimensioni.

14.3.2 PROVE DI RESISTENZA MECCANICA

14.3.2.1 Prova di taglio

La prova di taglio consiste nell'inserire il provino, di dimensioni standardizzate, in un telaio metallico a sezione quadrata diviso in due parti da un piano orizzontale in corrispondenza della semi-altezza, ed è verticalmente compreso tra due piastre metalliche nervate e forate, oltre ciascuna delle quali vi è una carta filtro ed una piastra di pietra porosa impermeabile.

La prova si esegue in due fasi. Nella prima viene applicata una forza verticale e costante nel tem-

po.; nella seconda fase si fa avvenire lo scorrimento orizzontale relativo a velocità costante fra le due parti del telaio producendo il taglio del provino nel piano orizzontale medio.

Durante la fase di taglio si controlla lo spostamento relativo e si misurano la forza orizzontale che si sviluppa per reazione dello scorrimento e le variazioni di altezza del provino. La prova termina quando si individua la forza resistente di picco o fino allo spostamento pari al 20% del lato del provino. La prova va ripetuta per tre provini. Tale prova consente di determinare la tensione tangenziale di rottura sul piano orizzontale, e di conseguenza, i parametri di resistenza al taglio ϕ' e c' .

14.3.2.2 Prova edometrica

La prova edometrica è una prova di compressione assiale senza deformazione laterale, serve a determinare le caratteristiche di comprimibilità dei terreni. Una prova edometrica viene fatta in laboratorio allo scopo di riprodurre le condizioni di consolidazione monodimensionale. Tali prove vengono eseguite mediante un particolare strumento definito *Edometro* il quale impedisce la dilatazione trasversale.

La prova edometrica consiste nel sottoporre una sequenza di carichi ad un provino cilindrico saturo contenuto lateralmente in modo che le deformazioni ed il flusso dell'acqua avvengano solo in direzione verticale. Per ogni carico si permette la consolidazione. Tale prova consente di determinare i parametri di comprimibilità, di consolidazione e permette di quantificare la storia tensionale di un deposito.

In questo capitolo si è scelto di illustrare il funzionamento di alcune prove. Per le altre si rimanda a testi specifici, nonché NTC 2008 (D.M. 14/01/2008).

15 LA CORROSIONE DEI MATERIALI

15.1 INTRODUZIONE

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

La corrosione comporta nell'opera perdita di qualità estetiche e diminuzione delle qualità meccaniche, fino a raggiungere uno stato di completa incapacità a sostenere le sollecitazioni per le quali l'opera è stata progettata (figura 96).



Figura 96. Corrosione dell'armatura metallica di elementi strutturali in c.a..

15.2 LE CAUSE

Per processo di corrosione si intende l'ossidazione del metallo per azione dell'ossigeno e dell'umidità atmosferica (figura 97).



Figura 97. Ossidazione del metallo per azione dell'ossigeno e dell'umidità atmosferica.

Il metallo, tramite corrosione, passa da uno stato neutro a uno ionizzato: ciò provoca notevoli modificazioni nelle proprietà fisiche e meccaniche della sua superficie.

Il metallo può ossidarsi per contatto con una soluzione, con un altro metallo oppure con un gas. Nei primi due casi, l'ambiente deve essere necessariamente umido, mentre nell'ultimo può essere anche secco. La corrosione del metallo dipende, inoltre, anche dalle temperature del metallo e dell'elettrolita, dalla compattezza dello strato di ossido formatosi, dalla tendenza del metallo a passivarsi, dai possibili contatti tra metalli di diversa natura, dalla concentrazione e natura dell'elettrolita, dalla presenza, nell'elettrolita, di zone a concentrazione diversa, dalla diversa aerazione del metallo, dalla presenza di crateri, fessure o screpolature nel metallo, dalla presenza nel metallo di impurezze o inclusioni o, nel caso di leghe, dalla presenza di fasi differenti o di zone sottoposte a diverso trattamento termico, dalla presenza di tensioni meccaniche dovute a sollecitazioni esterne o allo stato di compressione in cui si trovano i grani cristallini deformati da una lavorazione meccanica.

La corrosione può essere uniforme o localizzata: quest'ultima è in genere più dannosa, perché può provocare il danneggiamento della struttura metallica in tempi relativamente brevi.

15.2.1 LA CORROSIONE GALVANICA

La corrosione galvanica si ha quando due metalli diversi sono a contatto tra loro: si crea tra di essi una differenza di potenziale che facilita la migrazione degli elettroni dal metallo a potenziale minore a quello a potenziale maggiore. Se la coppia metallica si trova in presenza di ossidante, l'ossidazione sarà accelerata rispetto all'ossidazione in presenza di un singolo metallo, e l'ossidazione risulta localizzata nei pressi della zona di contatto tra i due metalli (figura 98).



Figura 98. Corrosione galvanica.

15.2.2 LA CORROSIONE PER AERAZIONE DIFFERENZIALE

La corrosione per aerazione differenziale si ha quando la concentrazione di ossigeno non è uni-

forme su tutta la superficie del metallo. Si creano così zone a potenziale diverso, e si instaura un meccanismo di corrosione assimilabile a quello della corrosione galvanica.

Questo fenomeno è tipico degli elementi infissi in parte in atmosfera umida e in parte in atmosfera più secca, come ad esempio i pali di fondazione che sono in parte immersi nella falda (figura 99).

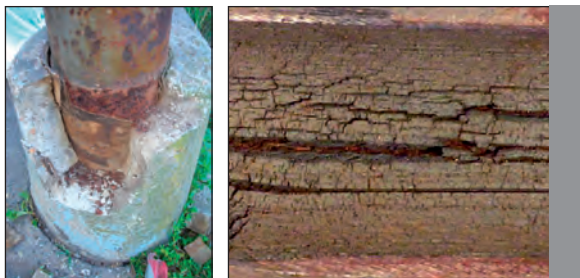


Figura 99. Corrosione per aerazione differenziale di un palo di fondazione immerso in acqua.

Figura 100. Corrosione a fatica.

15.2.3 LA CORROSIONE A FATICA

Quando un elemento metallico è sollecitato ciclicamente, le zone che si trovano attorno a piccole fessure o vuoti, quando sottoposte a carico elevato, si incrudiscono e formano delle pile di corrosione con le zone meno sollecitate. Si aumentano così le dimensioni della fessura o del vuoto, indebolendo la struttura: la resistenza a fatica è così molto più bassa di quella teorica ipotizzabile. La corrosione a fatica è una delle cause di distruzione delle opere metalliche, se non opportunamente protette (figura 100).

15.3 LA PREVENZIONE

Prevenire la corrosione è possibile, con una adeguata progettazione degli elementi metallici.

15.3.1 LA SCELTA DEI MATERIALI E PASSIVAZIONE

Si può intervenire innanzitutto scegliendo materiali adatti all'ambiente in cui andranno a lavorare. Tale tipo di prevenzione è, in genere, il più costoso: è necessario, infatti, conoscere l'ambiente attraverso opportune analisi preliminari e, spesso, i materiali adeguati a resistere a tali ambienti sono più pregiati.

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 ostacolata e il processo di corrosione avviene a velocità pressoché nulla. Non tutti i metalli consentono questo tipo di protezione; tra quelli che possono "passivarsi", citiamo l'alluminio, lo zinco ed 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: mediante un passaggio di corrente si fa depositare lo strato di ossido, anziché attendere che si formi naturalmente.

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. Questo perché, nel caso in cui il rivestimento avesse un difetto, ad esempio un graffio, rimarrebbe scoperto il materiale sottostante che, se a potenziale minore, a contatto con l'ambiente aggressivo si comincerebbe ad ossidare con il processo della corrosione galvanica. Se invece è il rivestimento ad avere potenziale minore, il piccolo graffio si richiude da solo, attraverso la formazione di altro ossido coprente.

15.3.2 MODIFICAZIONE DELL'AMBIENTE

Poiché la corrosione è fortemente legata a fattori ambientali, si può pensare di rimuovere tali fattori per impedire l'innescarsi dei processi di corrosione. Tale operazione è, in buona parte dei casi, improponibile.

15.3.3 ISOLAMENTO DEL MATERIALE

Si può altresì intervenire sul materiale, rendendolo insensibile alle azioni corrosive. L'isolamento può essere realizzato con rivestimenti metallici oppure in resina sintetica, con vernici e materiali impermeabilizzanti oppure con strati di ossidi protettivi. In alcune particolari costruzioni si può ricorrere alla protezione con anodi sacrificali o alla protezione catodica.

15.3.3.1 Rivestimento metallico

La tecnica del rivestimento metallico si utilizza soprattutto per proteggere i metalli: essi vengono ricoperti da uno strato, di spessore variabile, di un altro metallo che resista all'ossidazione o che sia in grado di passivarsi.

Il rivestimento può avvenire per placcatura, per deposito elettrolitico ottenuto con particolari tec-

niche (galvanostegia), per immersione in bagni di metalli fusi, per trattamenti a caldo con polveri metalliche.

Rientrano in tale categoria la zincatura, la cromizzazione, etc.

15.3.3.2 Rivestimento in resina sintetica

Si ricorre a questo tipo di rivestimenti per vari tipi di manufatti, anche in cemento e pietra naturale, oltre che per i vari metalli.

La resina sintetica isola la costruzione dall'umidità atmosferica o da quella del terreno.

L'applicazione può avvenire per impregnazione del materiale da proteggere, ed in genere vengono utilizzate resine epossidiche, acriliche o PVC.

15.3.3.3 Verniciatura

La verniciatura è una delle migliori tecniche di protezione, e può essere applicata a materiali di varia natura, siano essi metallici o non.

La vernice, però, forma raramente uno strato compatto, ed è invece più spesso dotata di micropori. Se la superficie sottostante non è adeguatamente protetta, l'umidità e l'ossigeno riescono comunque a penetrare e provocare alterazioni, causando il distacco di 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 g/cm₂ per anno**. Se si ricopre il ferro con vernice porosa, l'attacco risulta dimezzato, ma comunque notevole.

Si utilizza quindi, in accoppiamento con la verniciatura, uno strato di pigmento inibitore della corrosione (ad esempio, l'antiruggine); tale strato ha anche le funzioni di assicurare la buona aderenza del film di vernice al supporto, di livellare eventuali irregolarità e di otturare i pori.

15.3.4 PROTEZIONE CATODICA

Con la protezione catodica, si 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.

In ogni caso, esso è associato ad altre tecniche, quali la verniciatura, ma serve ad impedire la corrosione in cui la verniciatura stessa è imperfetta o graffiata.

15.4 LA CORROSIONE NEI PALI DI FONDAZIONE

15.4.1 INTRODUZIONE

Il terreno in cui sono immerse le opere di fondazione e le opere sotterranee in generale, è un mezzo corrosivo solido, a struttura porosa, nel quale sono presenti sia acqua che ossigeno. Si devono quindi prevedere sistemi di protezione dell'opera che possano garantire la sua vita di progetto.

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. I terreni a grana fine, come limi e soprattutto argille, tendono a trattenere l'acqua all'interno dei loro pori.

L'acqua presente nel terreno può essere quella di falda, quella meteorica (e quindi presente solo temporaneamente), e quella capillare (caratteristica del tipo di terreno).

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 stati umidi e secchi (falda che si alza e si abbassa), per la contaminazione da prodotti chimici. I pali metallici devono essere dimensionati considerando la sezione ridotta del palo, cioè "scontando" lo spessore di compensazione della corrosione, che varia sulla base delle condizioni del terreno. Per i terreni più aggressivi, si possono avere velocità di corrosione dell'ordine di circa 0,010-0,10 mm/anno.

15.4.2 LA RESISTIVITÀ DEL TERRENO

La resistività è una misura congiunta del contenuto di acqua nel terreno e della sua salinità. Tanto più è bassa la resistività del terreno, tanto più elevata è la sua potenziale corrosività. Secondo Peabody, per una resistività inferiore ai 1000-3000 Ωcm e valori estremi di pH (< 5 oppure > 10.5), la corrosività è piuttosto severa, dai 3000 Ωcm fino ai 25000 Ωcm è leggera, sopra i 25000 Ωcm può ritenersi trascurabile.

15.4.3 LE CAUSE

15.4.3.1 L'aerazione differenziata

Anche per i terreni una causa di corrosione è l'aerazione differenziata: essa si instaura quando la

struttura metallica è a contatto con terreni aventi diversa permeabilità all'ossigeno, ad esempio terreni argillosi (poco permeabili all'ossigeno) e sabbiosi (molto permeabili).

Altra situazione tipica è il palo che attraversa la falda acquifera: la corrosione avviene al di sopra del livello di falda, dove si incontrano l'acqua che risale per capillarità e l'ossigeno che diffonde attraverso lo strato superficiale del terreno.

15.4.3.2 Il contatto galvanico

Tale tipologia di corrosione nelle strutture interrato avviene se strutture con metalli diversi sono elettricamente collegate. Tale effetto aumenta al diminuire della resistività del terreno.

15.4.3.3 Le correnti disperse

Nel sottosuolo sono spesso presenti correnti elettriche, di natura continua o alternata, che possono avere origine, ad esempio, da impianti ferroviari o tranviari, da messe a terra,... 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.

Sono, quindi, le correnti disperse di tipo continuo che provocano effetti di corrosione significativi; quelle alternate danno luogo a corrosione **solo** in presenza di densità di corrente molto elevate, dell'ordine di alcune decine di ampere per metro quadrato.

15.4.3.4 Microbiologia

Alcuni microrganismi presenti nel terreno e nelle acque naturali possono intervenire, direttamente o attraverso le sostanze da essi prodotte, nel meccanismo di corrosione.

Ad esempio, i batteri solfato-riduttori, che sono tra i più pericolosi per i pali metallici, si sviluppano in ambienti anaerobici, quali i terreni argillosi.

15.5 LA PROTEZIONE

Protezioni catodiche e altri metodi di protezione vengono utilizzati per varie tipologie di strutture interrate. La protezione dei pali metallici di fondazione si ottiene invece, generalmente, mediante rivestimenti metallici, verniciature e zincatura (figura 101). Le protezioni dei pali, però, vanno con-

siderate all'interno del mezzo che i pali stessi andranno ad attraversare.

Se si tratta di materiale a pezzatura grossolana, le protezioni si scalfiscono per contatto: procedendo con la penetrazione, il terreno "leviga" il palo stesso, rimuovendo il velo superiore di rivestimento. Va però considerato che, generalmente, in presenza di materiali a grana grossa 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 a escursioni del livello della falda.

Nell'infissione dei pali, siano essi in acciaio o in ghisa, battuti o avvitati, per i terreni coesivi la collosità delle particelle di terreno 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 a danno della vernice protettiva di cui è 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.



Figura 101. Pali zincati Geopal®.

16 NORMATIVA E AVVERTENZE TECNICHE

16.1 INTRODUZIONE

A differenza di come accade per altri elementi strutturali come solai, pilastri, travi, ecc. è opportuno ribadire ancora una volta che le fondazioni rappresentano la struttura “primaria” di un’opera in elevazione la quale è la responsabile del trasferimento dei carichi al sottosuolo e alla quale va data un’appropriata importanza sia in fase di progettazione che in fase di realizzazione.

In tal senso, tutte le leggi e normative in merito, di cui si riporta di seguito una sintesi, forniscono utili consigli e aiuto ai professionisti per redigere un progetto, nel rispetto delle leggi, senza tralasciare nessun aspetto rilevante per l’opera che si intende realizzare.

16.2 FASI DI PROGETTO DI UNA FONDAZIONE

Nel caso di progetto geotecnico di una fondazione, il primo stadio corrisponde con lo studio di fattibilità. In questa fase viene esaminato il rapporto esistente tra il progetto e la situazione territoriale generale.

Successivamente, si passa alle fasi prescritte dalle NTC 2008, e successive, di seguito richiamate:

- **Caratterizzazione geologica del sito**

Con lo studio geologico si definisce l’origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurati all’estensione dell’area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

L’avvio delle indagini è normalmente preceduta da un’attività preliminare, consistente in una vera e propria *programmazione del piano di indagine*, attraverso cui il geologo farà la scelta delle metodologie e degli strumenti (sondaggi geognostici, prospezioni geofisiche, prove in sito ed in laboratorio, sistemi di controllo, ecc.) più idonei al raggiungimento degli obiettivi posti dal progetto;

- **Scelta del tipo di fondazione e programmazione delle indagini geotecniche**

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione e la situazione territoriale generale.

In tal senso le indagini devono assumere le informazioni di base utili alla stabilità dell'insieme della zona, prima e dopo la costruzione dell'opera, nonché della compatibilità ambientale e territoriale del progetto. Inoltre, devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001, n.380.

La scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

- **Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo**

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

- **Analisi di entità e distribuzione delle azioni di progetto in esercizio (carichi fissi e sovraccarichi permanenti e accidentali);**

- **Dimensionamento, verifica di capacità portante (calcolo del carico limite e relative verifiche)**

Dopo il dimensionamento, le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità. Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione. Inoltre, devono essere valutati gli effetti della costruzione

dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

- **Analisi dello stato tensio-deformativo nel sistema terreno-fondazione in esercizio**

- Calcolo dei cedimenti e verifica della loro compatibilità con le strutture in elevazione;
- Studio dell'interazione terreno-fondazione e delle pressioni indotte nel sottosuolo;

- **Piani di controllo e monitoraggio**

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto. Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

Dal precedente elenco di fasi, appare evidente che le scelte di progetto, i calcoli e verifiche tecniche relative alla progettazione hanno alla base sempre la caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove in sito e/o in laboratorio.

Tale caratterizzazione, fondamentale per la progettazione di qualsiasi intervento sul territorio, rappresenta il risultato finale del processo di acquisizione, elaborazione ed analisi di un adeguato numero di informazioni che potranno considerarsi rappresentative, delle reali condizioni del territorio e del sottosuolo, solo se acquisite per mezzo di un approfondita ed articolata campagna di indagini in sito ed in laboratorio.

In fase di progetto si deve anche tener conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto. Nel caso di reti idriche e fognarie occorre porre particolare attenzione ai possibili inconvenienti derivanti da immissioni o perdite di liquidi nel sottosuolo.

Nella previsione progettuale di scavi, particolare considerazione deve aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

La costruzione di una fondazione determina una modifica dello stato tensionale del sottosuolo rispetto alla situazione preesistente. Il nuovo stato di sollecitazione dipende dallo stato tensionale

preesistente, dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto al piano campagna e dal metodo seguito nella costruzione. Ulteriori variazioni dello stato tensionale possono essere indotte nel sottosuolo durante l'esercizio dell'opera.

Eventuali metodi speciali di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati e giustificati.

E' opportuno che il piano di posa di una fondazione sia tutto sullo stesso livello. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, saranno verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e perciò devono essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione sarà presa nel caso delle opere marittime.

Il progetto della fondazione su pali deve comprendere considerazioni riguardanti i cedimenti della palificata e l'influenza di questi sulla sovrastruttura.

Il calcolo dei cedimenti deve essere svolto sulla base di una opportuna schematizzazione delle sollecitazioni trasmesse dalla palificata al sottosuolo.

Le dimensioni degli elementi strutturali di collegamento tra i pali devono essere fissate in coerenza con le ipotesi adottate per la ripartizione dei carichi tra i pali stessi.

Questi elementi vanno verificati per la condizione di carico costituita dalle azioni ad essi trasmesse dalla sovrastruttura e dalle reazioni dei singoli pali.

16.3 RELAZIONE GEOLOGICA

La relazione geologica deve definire con preciso riferimento al progetto i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfogenici e i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale con definizione della genesi e distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fessurazione e della loro degradabilità; deve precisare inoltre i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità in genere e degli ammassi rocciosi in particolare, e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La relazione deve essere corredata dagli elaborati grafici, carte e sezioni geologiche ecc. e dalla documentazione delle indagini in sito ed in laboratorio, sia quelle appositamente effettuate, che

quelle di carattere storico e di esperienza locale.

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la ricostruzione geologica debbono essere reciprocamente coerenti. A tale riguardo la relazione geotecnica deve fare esplicito riferimento alla relazione geologica e viceversa.

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera sono in particolare presi in considerazione la stratigrafia, le caratteristiche delle falde idriche, le proprietà geotecniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione dei manufatti di materiali sciolti.

Le indagini devono essere sviluppate secondo gradi di approfondimento e di ampiezza commisurati alle varie fasi, dal progetto alla costruzione, attraverso le quali si giunge alla realizzazione dell'opera.

Per definire il profilo geotecnico, le proprietà fisico-meccaniche dei terreni, la posizione delle falde idriche e le loro caratteristiche, si raccomanda di eseguire specifiche indagini, in sito ed in laboratorio, secondo un programma definito in base alle caratteristiche del sottosuolo e dell'opera in progetto.

Opere che interessino grandi aree e che incidano profondamente sul territorio, richiedono un progetto di fattibilità. Nel caso di opere di notevole mole e di importanza dal punto di vista della sicurezza o che interessino terreni con caratteristiche meccaniche scadenti, si consiglia di effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione.

A tal fine deve essere predisposto un programma di osservazioni e misure (spostamenti di punti significativi, pressioni neutre, ecc.) di ampiezza commisurata all'importanza dell'opera ed alla complessità della situazione geotecnica.

16.4 RELAZIONE GEOTECNICA

La Relazione Geotecnica, deve contenere i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrivere la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni integrati con l'opera, e riassumere i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

A titolo esemplificativo, di seguito si indicano i contenuti tipici di una relazione geotecnica:

- descrizione delle opere e degli interventi;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;

- descrizione del programma delle indagini e delle prove penetrometriche;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
- approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
- risultati delle analisi e loro commento.

La relazione deve essere inoltre corredata da una planimetria con l'ubicazione delle indagini, sia quelle appositamente effettuate, sia quelle di carattere storico e di esperienza locale eventualmente disponibili, dalle documentazione sulle indagini in sito e in laboratorio, ad un numero adeguato di sezioni stratigrafiche con indicazione dei profili delle grandezze misurate (resistenza alla punta di prove penetrometriche, altezze piezometriche, valori di propagazione delle onde di taglio, ecc.).

Nei casi in cui sia necessario ricorrere al Metodo Osservazionale, la relazione Geotecnica deve comprendere anche l'illustrazione del piano di monitoraggio, con l'individualizzazione della strumentazione di controllo e la definizione delle procedure di acquisizione, archiviazione ed elaborazione delle misure. Inoltre, bisogna comprendere anche la descrizione delle possibili soluzioni alternative, con le relative verifiche, e la specificazione delle grandezze geometriche, fisiche e meccaniche da tenere sotto controllo per l'adozione di una delle soluzioni alternative prescritte e dei relativi limiti di accettabilità.

16.5 TECNICHE DI INDAGINE

A titolo indicativo nella tabella 6 sono elencati i mezzi di indagine di più frequente uso.

Il tipo e la tecnica esecutiva delle perforazioni di sondaggio devono essere scelti in funzione della natura dei terreni e delle operazioni da compiere nel corso del sondaggio (prelievo di campioni rimaneggiati o indisturbati, rilievi sulle falde idriche, prove di carattere meccanico, ecc.).

I dati forniti dalle prospezioni geofisiche (con metodi elettrici, sismici, ecc.) devono essere in ogni caso tarati e controllati con quelli forniti dalle altre indagini.

Di regola, salvo casi particolari, essi non possono essere impiegati direttamente nei calcoli statici. La scelta dei mezzi di indagine deve essere effettuata in fase di progetto dell'indagine e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa.

Proprietà fisico meccaniche	Terreni a grana fine	prove di laboratorio su campioni prove penetrometriche prove scissometriche prove di carico su piastra prove speciali in sito (prove di taglio, prove pressiometriche, ecc.)
	Terreni a grana grossa	prove penetrometriche prove di carico su piastra
	Rocce	prove di laboratorio su campioni prove di carico su piastra prove speciali in sito (prove di taglio, prove pressiometriche, ecc.)
Rilevi su falde idriche	Terreni di qualsiasi tipo	piezometri sondaggi pozzi trincee cunicoli prospezioni geofisiche
Permeabilità	Terreni a grana grossa o rocce porose molto fratturate	prove idrauliche in fori di sondaggio prove di emungimento da pozzi
	Terreni a grana fine	prove di laboratorio su campioni indisturbati misure piezometriche
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	prove di carico su pali singoli o gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	prove di permeabilità in sito e misura di quote piezometriche prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti (terreni e rocce)	prove di laboratorio determinazione delle proprietà meccaniche in sito eventualmente con l'ausilio di indagini

Tabella 8. Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito.

Appendice A - TABELLE GEOTECNICHE

Tabella 1 - Valori tipici di porosità (n), indice dei vuoti (e), contenuto in acqua (w), peso di volume di terreno asciutto (γ_d), peso di volume del terreno saturo (γ_{sat}).

Tipo di terra	n (%)	e	w (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
Ghiaia	20 ÷ 40	0,25 ÷ 0,67	-	14 ÷ 21	19 ÷ 24
Sabbia	25 ÷ 50	0,33 ÷ 1,00	-	13 ÷ 18	18 ÷ 21
Limo	30 ÷ 55	0,43 ÷ 1,22	-	13 ÷ 18	18 ÷ 21
Argille molle	50 ÷ 70	1,00 ÷ 2,33	40 ÷ 100	7 ÷ 13	14 ÷ 18
Argilla consistente	30 ÷ 50	0,43 ÷ 1,00	20 ÷ 40	13 ÷ 18	18 ÷ 21

Tabella 2 - Valori medi di angoli di attrito ϕ delle terre.

Tipi di terreni	ϕ
Ghiaia compatta	34° ÷ 35°
Ghiaia sciolta	33° ÷ 34°
Sabbia compatta	31° ÷ 33°
Sabbia sciolta	30° ÷ 32°
Marna sabbiosa	22° ÷ 29°
Marna grassa	16° ÷ 22°
Argilla sabbiosa	16° ÷ 22°
Argilla grassa	11° ÷ 17°

Tabella 3 - Formule per il calcolo dei fattori correttivi.

	Terzaghi	Meyerhof	Brinch Hansen	Vesic
s_c	$s_c = 1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	
s_γ	$s_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$ (rett) $s_\gamma = 0.6$ (circ)	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
s_q	$s_q = 1$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
d_c	NO	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_c = 1 + 0.4 k$	
d_γ	NO	$d_\gamma = 1 - 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1$	
d_q	NO	$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
i_c	NO	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$

i_γ	NO	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 - \alpha^2/450}{V + A \cot \phi} H\right)^5$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A \cot \phi}\right)^{m+1}$
i_q	NO	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A \cot \phi}\right)^5$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A \cot \phi}\right)^{m+1}$
g_c	NO	NO	$g_c = 1 - \frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	
g_γ	NO	NO	$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \omega)^5$	$g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$
g_q	NO	NO	$g_q = (1 - 0.5 \tan \omega)^5$	$g_q = (1 - \tan \omega)^2$
b_c	NO	NO	$b_c = 1 - \frac{\alpha^\circ}{147^\circ}$	
b_γ	NO	NO	$b_\gamma = \exp(-2\alpha \tan \phi)$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2$
b_q	NO	NO	$b_q = \exp(-2.7\alpha \tan \phi)$	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2$

Tabella 4 - Valori di N_c , N_q , N_γ in funzione dell'angolo di attrito ϕ .

$\Phi (^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
5	6,49	1,57	0,45
10	8,35	2,47	1,22
15	10,98	3,94	2,65
20	14,83	6,40	5,39
25	20,72	10,66	10,88
30	30,14	18,40	22,40
35	46,12	33,30	48,04
40	75,31	64,20	109,41

Tabella 5 - Valori orientativi di k (coefficiente che dipende dalla tecnologia del palo e dallo strato di addensamento del terreno) e μ (coefficiente che dipende dalla scabrezza della superficie laterale del palo).

Palo tipo	Coefficiente K		μ
	Terreno		
	sciolto	denso	
Acciaio	0,5	1	tg 25°
Calcestruzzo prefabbricato	1	2	$\frac{3}{4} \text{tg } \varphi$
Battuto calcestruzzo gettato in opera	1	3	tg φ
Trivellato	1-sen φ		tg φ

Tabella 6 - Suscettibilità a liquefazione in relazione della densità relativa di un terreno e all'accelerazione massima a terra.

Massima accelerazione a terra	Liquefazione molto probabile	Liquefazione dipendente dal terreno e dalla magnitudo	Liquefazione molto improbabile
0,10 g	$D_r < 33 \%$	$33 \% < D_r < 54 \%$	$D_r > 54 \%$
0,15 g	$D_r < 48 \%$	$48 \% < D_r < 73 \%$	$D_r > 73 \%$
0,20 g	$D_r < 60 \%$	$60 \% < D_r < 85 \%$	$D_r > 85 \%$
0,25 g	$D_r < 70 \%$	$70 \% < D_r < 92 \%$	$D_r > 92 \%$

Tabella 7 - Valori indicativi della pressione ammissibile per fondazioni dirette.

Tipo di terreno sul piano di posa	Consistenza in situ	Pressione ammissibile (Kg/cm ²)	
		Campo di valori	Valore consigliato
Roccia magmatica e metamorfica cristallina: granito, diorite, basalto, gneiss, conglomerato completamente cementato	roccia sana dura	60 ÷ 100	80
Roccia metamorfica scistosa: scisto e argilloscisto	roccia sana mediamente dura	30 ÷ 40	35
Roccia sedimentaria o, argillite, siltite, arenaria ben cementata, calcare senza cavità	roccia sana mediamente dura	15 ÷ 25	20
Substrato roccioso lapideo alterato e degradato di qualunque tipo, eccetto rocce molto argillose (argillite) RQD < 25	roccia tenera	8 ÷ 12	10
Argillite compatta o altra roccia molto argillosa in condizione sane	roccia tenera	8 ÷ 12	10
Terreno granulare da fine a grosso, ben graduato: materiali morenici	molto compatta	8 ÷ 12	10
Ghiaia, ghiaia e sabbia, ghiaia e ciottoli	densa	6 ÷ 10	7,0
	medio densa	4 ÷ 7	5,0
	sciolta	2 ÷ 6	3,0
Sabbia media e grossa e sabbia con poca ghiaia	densa	4 ÷ 6	4,0
	medio densa	2 ÷ 4	3,0
	sciolta	1 ÷ 3	1,5
Sabbia fine e media, sabbia media e grossa, limosa e argillosa	densa	3 ÷ 5	3,0
	medio densa	2 ÷ 4	2,5
	sciolta	1 ÷ 2	1,5
Argilla inorganica argillosa-limosa o sabbiosa	compatta	3 ÷ 6	4,0
	medio compatta	1 ÷ 3	2,0
	molle	0,5 ÷ 1	0,5
Limo inorganico, limo sabbioso o argilloso, sabbia fine limosa e argillosa	compatta	2 ÷ 4	3,0
	medio compatta	1 ÷ 3	1,5
	molle	0,5 ÷ 1	0,5

Tabella 8 - Valori orientativi di α .

Palo tipo	C_u (kPa)	α
Battuto	≤ 25	1,0
	$25 \div 70$	$1 - 0,011 (C_u - 25)$
	≥ 70	0,5
Trivellato	≤ 25	0,7
	$25 \div 70$	$0,7 - 0,008 (C_u - 25)$
	≥ 70	0,35

Tabella 9 - Valori di α per prove CPT.

Stato di addensamento	r_p (Mpa)	α
Molto sciolto	< 2	0,02
Sciolto	$2 \div 5$	0,015
Medio	$5 \div 15$	0,012
Denso	$15 \div 25$	0,009
Molto denso	> 25	0,007

Tabella 10 - Valori di λ in funzione del tipo di terreno e della tipologia di palo.

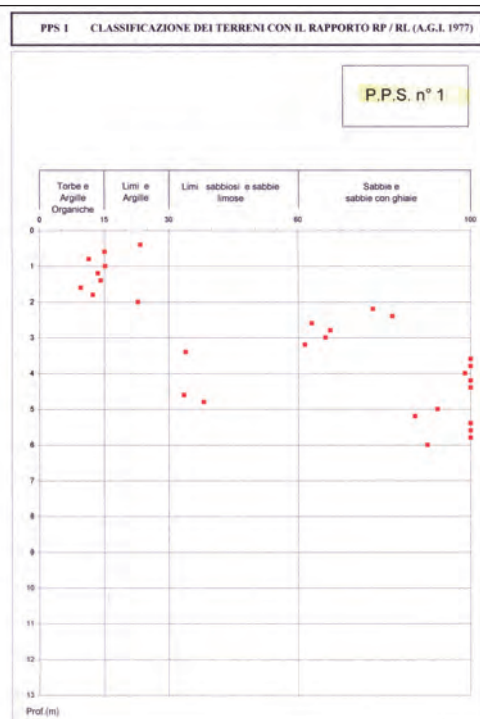
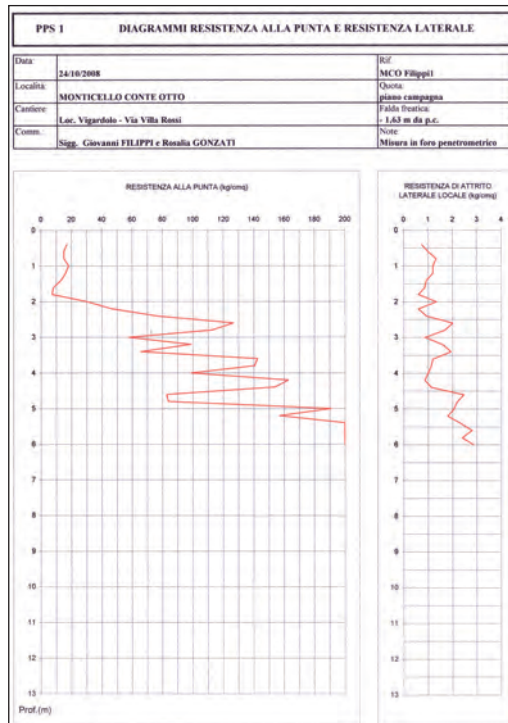
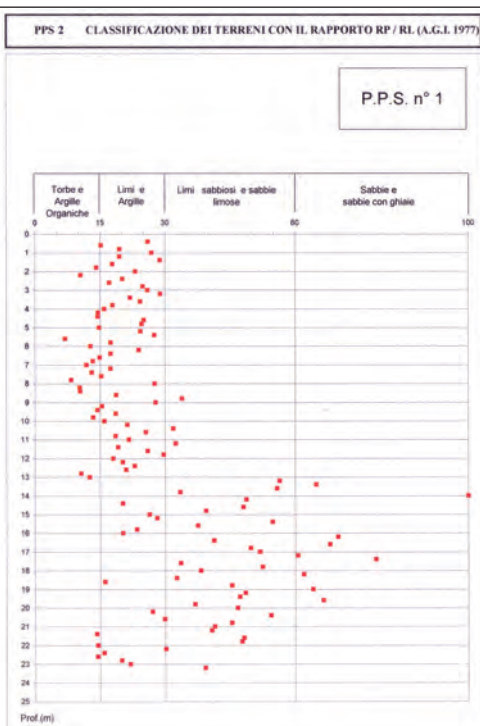
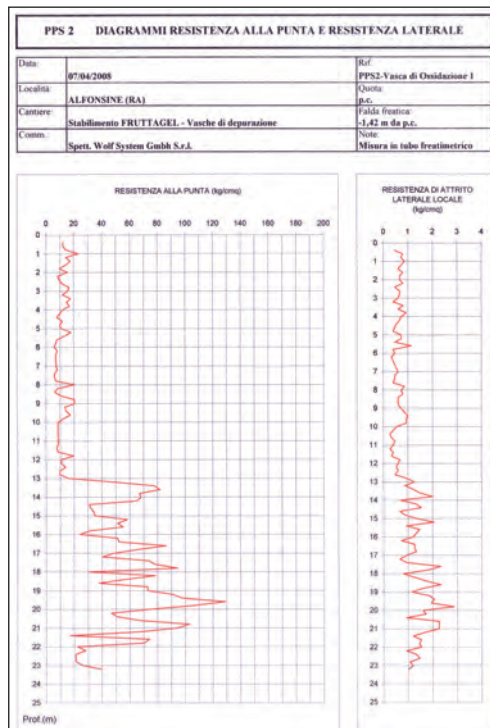
Tipo di palo	Tipo di terreno	Valori di λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100

136

ASSISTENTE: DOTT. G. MONTANARI		CAMPIONI RIMANEGLIATI	CAMPIONI INDISTURBATI		OSSERVAZIONI							
OPERATORE: SIG. V. SORARU'		☐ da carotiere semplice	☐ con Shelby Tube		CAROTIERE SEMPLICE - Diam. 101 mm. RIVESTIMENTO METALLICO - Diam. 127 mm. Materiale riposto in n. 3 cassette catalogatrici in PVC e fotografato.							
PERFORATRICE: ATLAS COPCO A 30 C		☐ da S.P.T.	☒ con Osterberg									
QUOTE (m)	STRATI GRAFIA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	CAMPIONI			P.P.	TOR.	S.P.T.		STRUMENTAZ.	FALDA	
			prof.	t.	n.	(kg/cm²)	H	N				
-0.50		TERRENO DI RIPIRTO COSTITUITO DA LIMO SABBIOSO, MODERATAMENTE ADDENSATO, MARRONE. PRESENTI ELEMENTI DI GHIAIA MEDIA SUBANGOLARE (Diam. max=2 cm) SFRAMMENTI CENTRIMETRICI ANGOLARI DI LATEROZI.									13/01	
-0.75											16.00	-0.25
-1.40		-0.50 TERRENO RIMANEGLIATO DI RIPIRTO: SABBIA MEDIO FINE LIMOSA, MODERATAMENTE ADDENSATA, GRIGIA.										
-1.40		-0.75 LIMO ARGILLOSO, MOLLE, MARRONE SCURO. PRESENTI FRUSTOLI VEGETALI.										
-1.40		-1.40 LIMO ARGILLOSO, MOLLE, GRIGIO VERDE, DA GRIGIO SCURO A MARRONE SCURO NELLA PARTE BASSA. L'NELLO DECIMETRICO SABBIOSO LIMOSO INTERCALATO A +2.50 m.				0.2	0.10					
-2.80						0.2	0.10					
-2.80		-2.80 SABBIA MEDIO GROSSA, ADDENSATA, MARRONE. PRESENTI RARI ELEMENTI DI GHIAIA MEDIA SUBARROTONDATA (Diam. max=1 cm) NELLA PARTE BASSA.				0.2	0.10					
-3.00		-3.00 GHIAIA MEDIO GROSSA (Diam. max=6 cm) SUBORDINATAMENTE FINE CON RARI CIOTTOLI (Diam. max=9 cm). DA SUBANGOLARE A SUBARROTONDATA, ADDENSATA, SABBIGIO LIMOSA, NOCCIOLA. MATRICE DI COLORE OCRA NELLA PARTE BASSA (DA -7.60 m A -8.20 m).										
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												
-3.00												

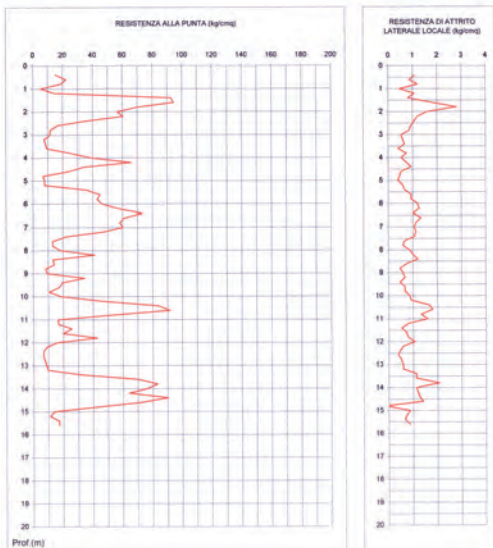
ASSISTENTE: DOTT. G. PANAZZOLO		CAMPIONI RIMANEGGIATI	CAMPIONI INDISTURBATI		OSSERVAZIONI							
OPERATORE: SIG. A. FERRARETTO		☐ da carotiere semplice	☐ con Shelby Tube		CAROTIERE SEMPLICE: DIAM. 101 MM.							
PERFORATRICE: A 30		☐ da S.P.T.	☒ con Osterberg		RIVESTIMENTO METALLICO: DIAM. 127 MM.							
					MATERIALE RIPOSTO IN N. 3 CASSETTE CATALOGATRICI IN PVC E FOTOGRAFATO.							
QUOTE (m)	STRATI GRAFIA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	CAMPIONI			P.P. (kg/cm²)	TOR.	S.P.T.		STRUMENTAZ.	FALDA	
			prof.	l.	n.			H	N		data	m
		TERRENO DI RIPOSTO: GHIAIA MEDIO-GROSSA (DIAM. MAX 6 CM), CON FINE, SUBARROTONDATA/SUBANGOLARE, IN MATRICE SABBIOSA DEBOLMENTE LIMOSA, MARRONE; PRESENZA DI NUMEROSI FRAMMENTI DI LATERIZI DA MILLIMETRICI A PLURICENTIMETRICI.									17/01	-3.20
2												
-3.00		-3.00 TERRENO DI RIPOSTO: ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA, CON GHIAIA MEDIO-GROSSA, GRIGIA; PRESENZA DI FRAMMENTI DA MILLIMETRICI A PLURICENTIMETRICI DI LATERIZI.						3.00				
-3.65		-3.65 LIMO DEBOLMENTE ARGILLOSO, LOCALMENTE ARGILLOSO, GRIGIO.				0,7	0,35	3.15	3			
								3.30	4			
								3.45	3			
-5.00		-5.00 ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA, POCO CONSISTENTE, GRIGIA; PRESENZA DI TORBA BRUNA A -5.15 M. -5.40 M E DA -6.15 A -6.30 M, TORBOSA DA -6.30 A -6.40 M.				0,4	0,25					
						0,	0,25					
						0,5	0,3					
						0,2	0,1					
						0,55	0,35					
						1,2	0,6					
						0,2	0,1					
-6.50		-6.50 LIMO GRIGIO, CON SABBIA FINE DA -7.45 M; PRESENZA DI TORBA NERA A -6.90 M E PUNTI TORBOSI MILLIMETRICI A -7.6 M.										
-7.70		-7.70 SABBIA MEDIO-FINE, GRIGIA.										
-9.00		-9.00 LIMO DEBOLMENTE SABBIOSO, GRIGIO; PRESENZA DI POCCHI PUNTI TORBOSI PLURIMILLIMETRICI NERI.						9.00				
								9.15	10			
-9.50		-9.50 ARGILLA LIMOSA, CONSISTENTE, GRIGIA; PRESENZA DI PUNTI MILLIMETRICI TORBOSI NERI; A -9.55 M PRESENZA DI RESTI LIGNEI; ORGANICA FINO A -9.70 M.				1	0,45	9.30	15			
-9.90		-9.90 LIMO DEBOLMENTE SABBIOSO, GRIGIO; PRESENZA DI PUNTI MILLIMETRICI TORBOSI NERI; DA -10.30 A -10.45 M LIMO ARGILLOSO CONSISTENTE.	1,4			0,65		9.45				
-10.80		-10.80 LIMO ARGILLOSO, MODERATAMENTE CONSISTENTE, GRIGIO, PASSANTE DA -10.95 A ARGILLA LIMOSA DEBOLMENTE LIMOSA CONSISTENTE, GRIGIA; PRESENZA DI PUNTI MILLIMETRICI TORBOSI NERI.	1,7			0,75						
-11.25		-11.25 ALTERNANZE CENTIMETRICHE E PLURICENTIMETRICHE DI LIMO E SABBIA MEDIA GRIGIA.	0,7			0,45						
-12.00		-12.00 SABBIA MEDIA, CON GHIAIA MEDIO-FINE (DIAM. MAX 1 CM) SUBARROTONDATA, GRIGIA.	1,6			0,75						
-13.15		-13.15 GHIAIA MEDIA (DIAM. MAX 2 CM), CON GROSSA (DIAM. MAX 5 CM), FINE E RARISSIMI CIOTTOLI (DIAM. MAX 8 CM), SUBARROTONDATA, IN MATRICE SABBIOSA, GRIGIA.										
-15.00		-15.00 FINE SONDAGGIO A m 15.00										

Appendice C - RISULTATI DI PROVE PENETROMETRICHE



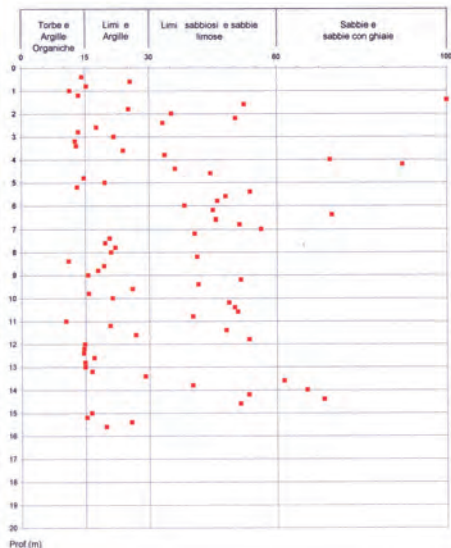
PPS 5 DIAGRAMMI RESISTENZA ALLA PUNTA E RESISTENZA LATERALE

Data:	25/06/2008	Rif:	MONTEGALDA Martini5
Località:	MONTEGALDA (VI)	Quota:	p.e.
Cantiere:	Z.A.L.	Falda freatica:	-1,30 m da p.e.
Comm.:	Spett. Sabbie Industriali S.r.l.	Note:	Misura in tubo freaticometrico



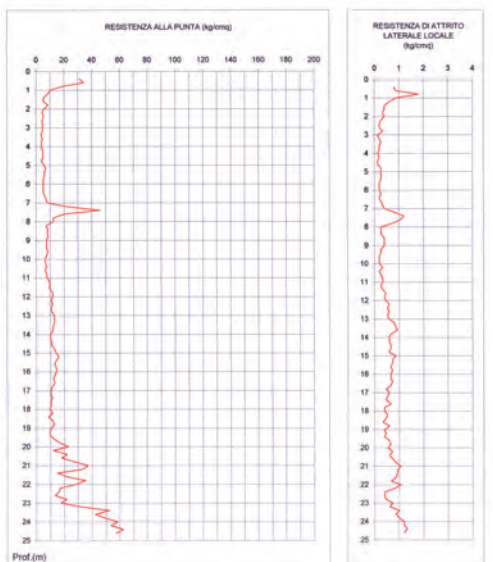
PPS 5 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI CON IL RAPPORTO R_p / R_l (A.G.I. 1977)

P.P.S. n° 5



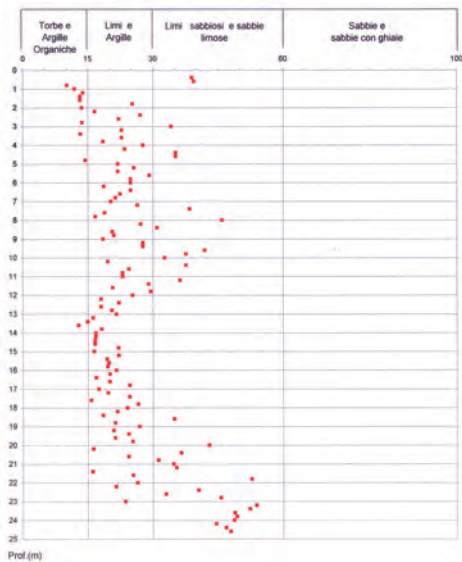
PPS 1 DIAGRAMMI RESISTENZA ALLA PUNTA E RESISTENZA LATERALE

Data:	06/10/2006	Rif:	PPS1 CAORLE AaAgrCa' Corniani
Località:	Caorle (VE)	Quota:	p.e.
Cantiere:	Azienda Agricola Ca' Corniani	Falda freatica:	-1,70 m da p.e.
Comm.:	Spett. Wolf System s.r.l.	Note:	misura in tubo freaticometrico

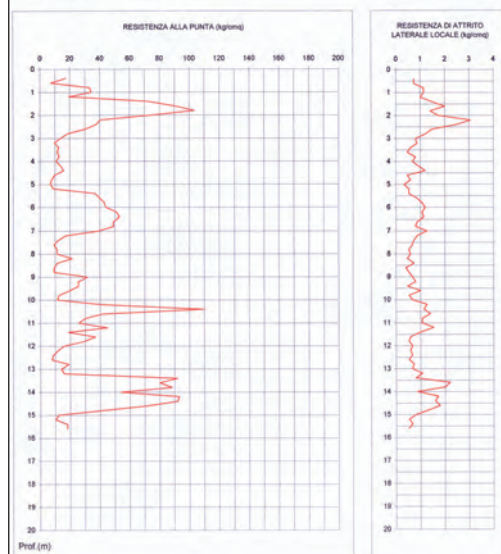


PPS 1 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI CON IL RAPPORTO R_p / R_l (A.G.I. 1977)

P.P.S. n° 1

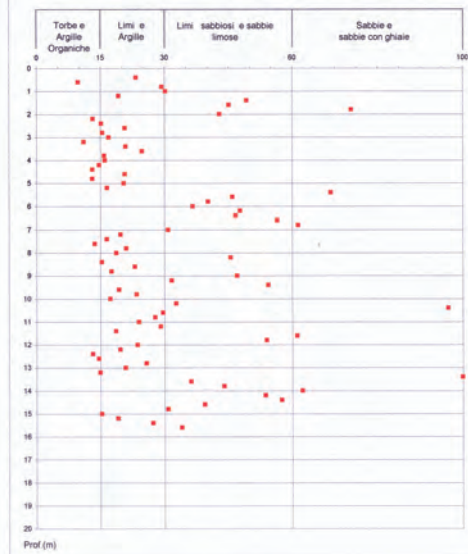


PPS 1 DIAGRAMMI RESISTENZA ALLA PUNTA E RESISTENZA LATERALE			
Data:	25/06/2008	Rif:	MONTEALDA Martini
Località:	MONTEGALDA (VI)	Quota:	p.c.
Cantiere:	Z.A.L.	Quota frenata:	-1,40 m da p.c.
Comm:	Spett. Sabbie Industriali S.r.l.	Note:	Misura in tubo freaticometrico



PPS 1 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI CON IL RAPPORTO RP / RL (A.G.I. 1977)
--

P.P.S. n° 2



Appendice D – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Sondaggio S1-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 1 : da 0.0 m a 5.0 m



Sondaggio S1-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 2 : da 5.0 m a 10.0 m



Sondaggio S1-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 3 : da 10.0 m a 15.0 m



Sondaggio S2-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 1 : da 0.0 m a 5.0 m



Sondaggio S2-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 2 : da 5.0 m a 10.0 m



Sondaggio S2-SAN GIUSEPPE – Cassetta N. 3 : da 10.0 m a 15.0 m

BIBLIOGRAFIA

Associazione Geotecnica Italiana (AGI), *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*, 1977, Roma.

Associazione Geotecnica Italiana (AGI), *Raccomandazioni sui pali di fondazione*, 1984, Roma.

LANCELOTTO RENATO, *Geotecnica*, Zanichelli Editore S.p.A., 2004, Bologna.

COLOMBO PIETRO, COLLESELLI FRANCESCO, *Elementi di geotecnica*, Zanichelli Editore S.p.A., 1996, Bologna.

MARINO NUZIANTE, *Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile - aggiornato agli Eurocodici 7 e 8*, Maggioli Editore, 2006.

TANZINI MAURIZIO, *Fondazioni: Caratterizzazione geotecnica Verifiche geotecniche Dimensionamento*, Dario Flaccovio Editore, 2006.

MINISTERO DEI LL.PP. - DM 14/01/2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche (NTC 2008)*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.

GRAFILL, *ISTRUZIONI PER LE APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE - Circolare Ministeriale 2 Febbraio 2009, n. 617*, 2009.

SANSONI RENATO, *Pali e fondazioni su pali*, Ulrico Hoepli Editore S.p.A., 1988.

CESTELLI GUIDI CARLO, *Geotecnica e tecnica delle Fondazioni vol. 1 e vol. 2*, Ulrico Hoepli editore S.p.A., 1981, Milano.

FACCIORUSSO J., MADIAI C., VANNUCCHI G., *Dispense di geotecnica*, Università degli Studi di Firenze, 2009, Firenze.

VIGGIANI CARLO, *Fondazioni*, Ed. CUEM, 1993, Napoli.

MONACO S. G., *Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche*, EPC LIBRI, 2014.

CARBONELLA R., RISPOLI F., FRANCESCHINI M., *Fondazioni superficiali* (quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi), 2012.

FRANCESCHINI M., *Corso breve "Le fondazioni superficiali con le NT2008 - teoria ed esempi pratici di progettazione"*, Ordine dei geologi della Regione Veneto, 2009.

TERZAGHI K., PECK R. B., *Geotecnica*, UTET, 1984, Torino.

CERONI EUGENIO, *Micropali, Pali di fondazione, Sottopassi e tunnel, Plinti bassi Quadrati*, Dario

Flaccovio Editore, 2002.

GULLI ROBERTO, LACAGNINA GERARDO, *Guida alla relazione geologica*, Dario Flaccovio Editore, 2000, Palermo.

FOTI DORA, MONGELLI MICHELE, *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione*, Dario Flaccovio Editore, 2011, Palermo.

UNIVAC WELLPOINT, *Drenaggio dei terreni*, 1976, Mestre.

MARIO COMO, GIORGIO LANNI, *Elementi di costruzioni antisismiche*, Edizioni Scientifiche A. Cremonese, 1979, Roma.

DAVID J. DOWRICK, *Progettazione antisismica*, Ulrico Hoepli Editore, 1981, Milano.

FERRUCCIO CESTARI, *Indagini geognostiche in sito*, Dario Flaccovio Editore, 2013, Palermo.

GIUSEPPE TROPEANO, *Corso di Integrato di Sismica Applicata e Geotecnica – Modulo di Geotecnica*, Università della Calabria, Arcavacata di Rende.

ALBERTO BRUSCHI, FAUSTO ALESSANDRO CRIPPA, *Prove geotecniche di laboratorio - Guida pratica per la soluzione delle problematiche interpretative e di previsione geotecnica*, Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.

PIER GINO MEGALE, *Quaderni di idraulica agraria*, Facoltà di Agraria - Università di Pisa, Pisa.

GIACOMO BOFFI, *Fondazioni superficiali*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano, 2011.

Figure 42 ÷ 50, 57 - R. Sansoni, *Pali e fondazioni su pali*, Ulrico Hoepli Editore S.p.A., 1988

Figure 52 ÷ 56 - Tecnosol S.r.l.

Figure 58 ÷ 59 - LocaFond S.r.l.

Figure 63 ÷ 74, 95 - Geopal S.r.l.

Figure 79 e 80 - UNIVAC WELLPOINT.

Figure 81 ÷ 83 - PIER GINO MEGALE, *Quaderni di idraulica agraria*.

Figure 89 ÷ 92 - D. Foti e M. Mongelli, *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione*, Dario Flaccovio Editore, 2011, Palermo.

I grafici e le immagini di cui non è indicata la provenienza, sono state elaborate dall'autore.

Siti Internet:

www.roma1.ingv.it - www.geopalitalia.com - www.geologofrare.it

I grafici sui quali non è indicata la provenienza, sono stati elaborati dall'autore.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso dell'art.68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n.633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.