



Pozzi corti, lunghi, larghi, stretti, cilindrici, telescopici, pali, micropali, jet-grouting, centine, travi in calcestruzzo armato...

## IL POZZO DEI DESIDERI O UN POZZO PER OGNI DESIDERIO?

Tecnologie & Sistemi

Piero Bongio\*  
Laura Borgonovo\*\*  
Tiziano Collotta\*\*\*  
Maurizio Torrest \*\*\*\*

Galileo Galilei diceva che l'Universo "... è scritto in lingua matematica, e i caratteri son triangoli, cerchi, ed altre figure geometriche, senza i quali mezzi è impossibile a intenderne umanamente parola; senza questi è un aggirarsi vanamente per un oscuro laberinto..."

Nel nostro piccolo (l'Ingegneria Geotecnica), impiegando i modesti "mezzi" costituiti da algoritmi di calcolo semplificati, da analisi numeriche agli elementi finiti e dall'esperienza acquisita sul campo, l'Ingegnere Geotecnico è riuscito in questi anni a districarsi nell'"oscuro laberinto" della meccanica dei suoli e progettare opere di fondazione imponenti, ai limiti della fattibilità, alla soglia di una sfida con la Natura. Ma più si conosce e, forse, più si acquisisce la percezione di avere la possibilità di "intenderne umanamente parola", più si ha la sensazione dei propri limiti e la consapevolezza dell'indeterminatezza di certe problematiche tecniche. Così è la valutazione del regime di spinte agenti sulle pareti a sostegno degli scavi di un pozzo fondazione. Non è tutto così semplice, influenzato com'è da molteplici fattori. È nata allora la nostra volontà di puntare sul confronto tra le previsioni analitiche e l'interpretazione delle letture di monitoraggio geotecnico: attraverso svariate analisi retrospettive (back analyses) dei risultati dell'"Esperienza" siamo riusciti ad arricchire il bagaglio delle conoscenze e tarare l'approccio progettuale, in pieno accordo con lo spirito e la filosofia procedurale del sempre attualissimo metodo galileiano.

**N**ell'ambito dei progetti dell'adeguamento del tratto di attraversamento appenninico dell'Autostrada Milano-Roma - nel tratto tra Sasso Marconi e Barberino di Mugello - in ragione delle caratteristiche litologiche, stratigrafiche e meccaniche dei terreni di fondazione nonché in relazione alle problematiche di stabilità dei versanti, le fondazioni delle opere d'arte maggiori, di ponti e di viadotti sono pressoché totalmente costituite da pozzi di fondazione, con diametro variabile da 8 a 15 m e profondità che raggiungono anche i 40 m dal piano campagna.

Le fasi realizzative più delicate sono rappresentate dallo scavo necessario per raggiungere la base del pozzo, dove inizierà la posa dell'eventuale armatura e del getto di calcestruzzo di riempimento.



Figura 1 - Il pozzo "telescopico"

Le opere di sostegno da realizzare per contrastare la spinta delle terre nelle fasi di scavo, comunemente denominate "coronelle", per quanto abbiano una funzione provvisoria rappresentano un'opera ingegneristicamente rilevante, tanto più importante quanto più complesso è l'ambiente geologico-geomorfologico in cui si inserisce l'opera; si pensi, ad esempio, a un pozzo isolato inserito in un versante instabile con coltri in frana dello spessore di 10-15 m e alle conseguenti asimmetrie del regime delle pressioni che gravano sulle pareti di scavo.

Scopo del presente articolo è quello di illustrare sinteticamente le diverse possibilità tecnologiche per la realizzazione delle coronelle fornendo, inoltre, alcune indicazioni sulle esperienze acquisite mediante il monitoraggio degli elementi di contrasto orizzontale.



## Le tipologie di coronelle

Gli scavi dei pozzi possono essere realizzati o per sottomurazione o all'interno delle coronelle, eseguite da piano campagna mediante l'accostamento di elementi colonnari.

Il metodo "per sottomurazione" prevede che l'avanzamento dello scavo del pozzo avvenga mediante la progressiva realizzazione di conci in c.a., dell'altezza massima di circa 1,5 m, al di sotto di anelli già eseguiti. Gli anelli in c.a. costituiscono sia il sostegno delle pareti di scavo sia le strutture in grado di assorbire le spinte orizzontali radiali e presentano generalmente sezione trapezoidale in modo tale da favorire il getto degli elementi sottostanti. L'armatura dei singoli conci prevede la posa di ferri piegati che saranno successivamente raddrizzati per favorire il collegamento fra i singoli anelli.

In particolari condizioni, ovvero in terreni particolarmente sciolti o "soffici", dove l'attrito laterale sulle pareti degli anelli è modesto, almeno nel primo tratto di pozzo il sistema di "sottomurazione" può essere sostituito dal progressivo "autoaffondamento" dei primi conci di c.a. realizzati. La tecnica prevede lo scavo al di sotto dei conci realizzati in modo tale da favorirne la discesa, per gravità; i conci successivi saranno quindi realizzati al di sopra, facilitando in tal modo la realizzazione del collegamento delle armature tra i diversi anelli. Quando l'"autoaffondamento" non sarà più possibile, sarà ripresa la procedura "per sottomurazione". Anche per ragioni di sicurezza delle maestranze, la realizzazione dei pozzi per sottomurazione è tuttavia pressoché abbandonata.

Nel caso di pozzi per i quali lo scavo è eseguito all'interno di coronelle, le fasi per la loro realizzazione prevedono, in generale, le seguenti modalità costruttive:

- realizzazione della coronella a protezione degli scavi;
- scavo all'interno della coronella, per conci successivi con altezza massima di scavo pari all'interasse degli elementi di contrasto; al termine di ogni fase di scavo, viene realizzato il rivestimento della parete del pozzo mediante la posa degli elementi anulari di contrasto e il getto di uno strato di spritz-beton armato;
- posa dell'eventuale armatura del pozzo e riempimento dello scavo con conglomerato cementizio, senza interruzione di getto, fino alla quota intradosso dei plinti di fondazione. Come inciso, vale la pena ricordare che l'armatura dei pozzi può essere realizzata con un'armatura tradizionale in barre oppure mediante profilati metallici isolati oppure, a chi piace o ne è convinto, mediante tralicci tipo l'applicazione in Figura 2.



Figura 2 - L'armatura del pozzo mediante tralicci metallici

Per il sostegno provvisorio dello scavo del pozzo possono essere adottate diverse tipologie di elementi colonnari:

- micropali con armatura tubolare (in semplice o doppia fila);
- mediopali;
- pali trivellati di grande diametro;
- pali secanti;
- colonne compenstrate di terreno trattato in jet-grouting, in semplice o doppia fila, armate o non;
- abbinamento di micropali o pali con trattamenti colonnari in jet-grouting;
- abbinamento di micropali o pali armati con micropali non armati di sigillatura;
- pannelli di diaframma.

Possono anche essere adottate tecniche miste e diametri diversi dei pozzi, come ad esempio in Figura 1; qui il pozzo presentava una lunghezza totale di 35 m; la parte alta con diametro interno di 12,5 m è stata realizzata con doppia coronella di micropali, mentre la parte sottostante, a partire da 12 m dal piano campagna, del diametro di 9,30 m, è stata realizzata con un doppia coronella di colonne di jet-grouting realizzate a partire dall'interno pozzo (Figura 12).

I principali elementi condizionanti la scelta della più idonea tipologia di coronella sono rappresentati da:

- regime di spinta a cui è soggetta la struttura provvisoria;
- litologie prevalenti;
- accessibilità dei luoghi e dei piani di lavoro;
- condizioni idrauliche al contorno;
- necessità o meno di salvaguardia nei confronti di possibili fenomeni di inquinamento di corsi d'acqua e/o di acque di falda nel corso delle lavorazioni.

Il contributo della presenza degli elementi colonnari della coronella può essere eventualmente inclusa, almeno parzialmente, nella resistenza flessionale del pozzo. Nelle nostre esperienze, prescrivendo nelle tavole di progetto la necessità di completa pulizia degli elementi colonnari dal terreno, se ne tiene in conto per non più del 20÷25% in presenza di micropali e del 70% in presenza di pali trivellati, in quanto, nella pratica realizzativa, i micropali presentano spesso (soprattutto per pozzi profondi) scostamenti rilevanti rispetto alla verticale e gli elementi tubolari di armatura non vengono, di conseguenza, resi solidali al pozzo con il getto di riempimento in calcestruzzo.

Gli elementi di contrasto, strutturalmente necessari per opporsi alle spinte delle terre e assorbire le azioni flessionali sulle pareti di scavo, sono



Figura 3 - Gli elementi di contrasto in profilati metallici



Figura 4 - La fase di posa della centina metallica

in genere realizzati mediante profili metallici a doppio T (Figura 3 e Figura 4) o travi anulari in calcestruzzo armato (Figura 5). In presenza di terreni poco spingenti è stata anche prevista l'adozione di una fitta centinatura con tralicci reticolari in barre (Figura 9).

Le centine possono essere accoppiate o non; in relazione al diametro del pozzo sono realizzate in tre o quattro elementi, con giunzioni bullonate. Le centinature metalliche sono di più rapida installazione e non richiedono tempi di attesa prima dei successivi ribassi della quota di fondo scavo, mentre le travi in calcestruzzo gettate in opera hanno il vantaggio di meglio aderire alle coronelle circolari, evitando interventi di "spessoramento" con elementi di carpenteria metallici (in Figura 3 il problema è evidente, si trattava peraltro di una situazione geotecnica e dal punto di vista idraulico favorevole, per la quale anche la posa dello spritz non è stata ritenuta necessaria).

L'utilizzo di travi in c.a. ha inoltre il vantaggio di poter limitare il numero degli anelli di contrasto, soprattutto laddove vengano adottate coronelle con elevata resistenza flessionale. Possono comunque essere utilizzate anche entrambe le tipologie nell'ambito dello stesso pozzo (Figura 7).



Figura 5 - Gli elementi di contrasto in travi in calcestruzzo armato

Le pareti dello scavo, con il suo progredire, sono mano a mano rivestite con spritz-beton armato con doppia rete metallica elettrosaldata o fibrorinforzato.

Lo spritz ha funzione strutturale; lo spessore può variare dai 15 cm a uno spessore massimo di 30-40 cm nei pozzi più profondi o in presenza di terreni particolarmente spingenti.

## La coronella di pali trivellati di grande diametro

Dove le condizioni geotecniche dei terreni di fondazione e l'accessibilità ai siti ne consentono l'utilizzo, la coronella con pali trivellati di grande diametro si presenta come la soluzione tecnica più economica, in grado di consentire la riduzione del numero di contrasti anulari da porre in opera per assorbire le spinte orizzontali.

Sono normalmente previsti pali trivellati del diametro di 800-1.000 mm o anche di diametro maggiore (1.200 mm) nel caso in cui lo scavo del pozzo debba essere condotto in terreni molto spingenti.

E' interessante l'applicazione dei pali trivellati secanti realizzati con la sequenza di pali primari e secondari; ad esempio, la tecnologia proposta da Trevi SpA è uno sviluppo della tecnologia dei pali a elica continua ed è applicabile a una vasta gamma di terreni coesivi e inco-

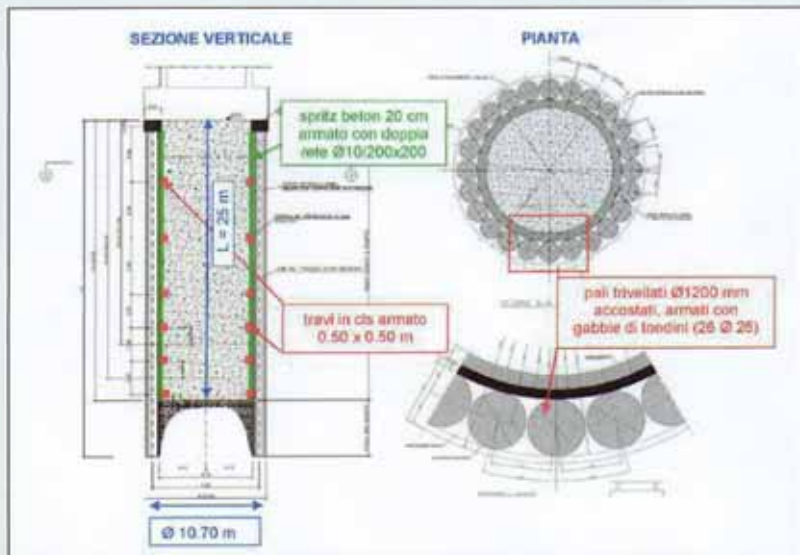


Figura 6 - La coronella in pali trivellati di grande diametro

renti in presenza di falda e consente l'attraversamento anche di banchi di rocce tenere (tufi, argille marnose, calcareniti) di ridotto spessore. Tale limitazione non ne ha consentito l'applicazione nei viadotti appenninici della Variante di Valico, dove gli spessori di livelli litoidi-semilitoidi sono rilevanti: le profondità massime raggiungibili sono di 28 m.

## La coronella di micropali o di mediopali

L'adozione di coronelle di micropali o mediopali è prevista nei casi in cui si presenti una o più delle condizioni seguenti:

- i terreni di fondazione sono caratterizzati dalla presenza di frequenti trovanti rocciosi;
- il numero di pozzi da realizzare è tale da non giustificare la mobilitazione delle attrezzature per la realizzazione dei pali di grande diametro o l'installazione di un cantiere di jet-grouting;
- la mobilitazione di attrezzature per pali di grande diametro richiede la realizzazione di piste di accesso impegnative.



Nelle applicazioni di Spea Ingegneria normalmente sono previsti micropali con perforazioni del diametro di 200-220 mm, armatura tubolare del diametro di 168,3 mm e sp di 12,5 mm disposti lungo la circonferenza di uno o più anelli concentrici, a interasse variabile tra i 30 e i 50 cm; le pareti dello scavo sono rivestite con spritz beton armato con doppia rete elettrosaldata (Figura 7).

Alcune Imprese hanno proposto anche l'utilizzo di mediopali del diametro di 450 mm nell'ottica di mediare i vantaggi sia dei pali trivellati sia dei micropali; nella realtà, tale applicazione risente delle ridotte capacità di resistenza strutturale della sezione circolare di modesto diametro nei confronti di sollecitazioni flettenti e taglianti.

Nel caso in cui le strutture di fondazione risultino ubicate in prossimità di corsi d'acqua, per minimizzare le possibilità di inquinamento delle acque di subalveo durante le lavorazioni di getto è possibile ricorrere alle seguenti particolari tipologie di coronelle in micropali:

- coronelle in cui ai micropali strutturali armati, eseguiti con iniezione dal fondo a bassa pressione di boiaccia binaria acqua-cemento, si alternano micropali non armati di sigillatura realizzati mediante

perforazione, inserimento di tubo in pvc o vetroresina e iniezione dal fondo, a bassa pressione, di boiaccia ternaria (acqua, cemento, bentonite);

- doppie coronelle di micropali armati con tubo metallico, realizzati secondo la seguente procedura:
  - perforazione a rotopercolazione rivestita;
  - posa del tubo di armatura con calza protettiva in tessuto non tessuto;
  - recupero del rivestimento e iniezione della calza con boiaccia cementizia;
  - taglio della calza ed eventuale recupero del tubo per il tratto posto al di sopra della quota di massimo scalmamento, con progressivo riempimento a gravità del vuoto residuo.

Per le fondazioni di alcuni viadotti dagli Enti competenti è stato richiesto che l'estradosso della fondazione fosse collocato a quote inferiori a quelle di massimo scalmamento così che lo spiccato di alcune pile è stato collocato a quote anche dell'ordine di 10 m da quota fondo alveo; è stato inoltre richiesto che le coronelle a protezione degli scavi fossero

demolite sino alla stessa quota, una volta realizzato il plinto di fondazione e lo spiccato della pila. Per favorire il taglio e la demolizione degli elementi colonnari è stato ritenuto utile utilizzare armature tubolari in VTR (Figura 9). La Figura 9 è interessante perchè riproduce la fase di demolizione di una coronella con micropali armati con tubi in VTR (del diametro di 200 mm e sp di 10 mm); contemporaneamente, si notano le centine reticolari inglobate nello spritz beton. Qui l'adozione di una fitta serie di centine ha consentito di ridurre significativamente i tagli nelle armature in VTR consentendone l'utilizzo; infatti, una delle limitazioni all'adozione di tale tipo di armatura risiede non già nella loro resistenza flessionale ma in quella al taglio.

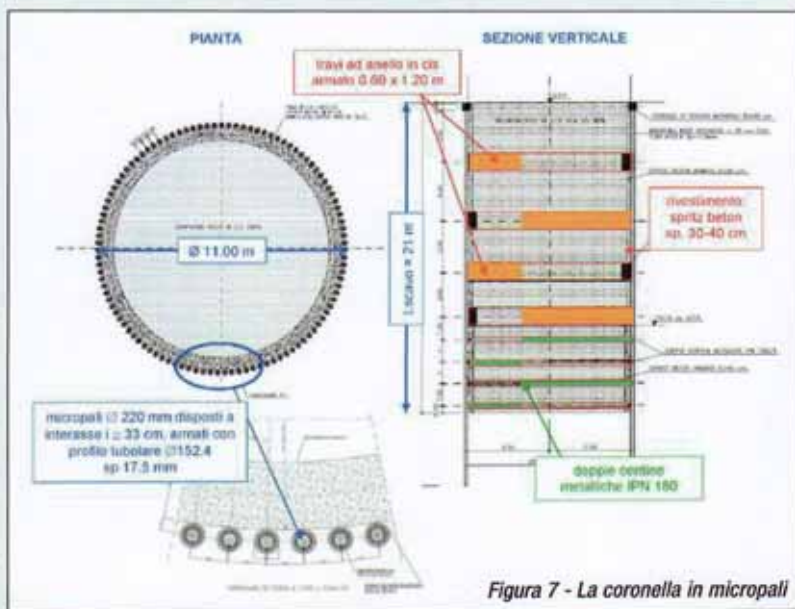


Figura 7 - La coronella in micropali

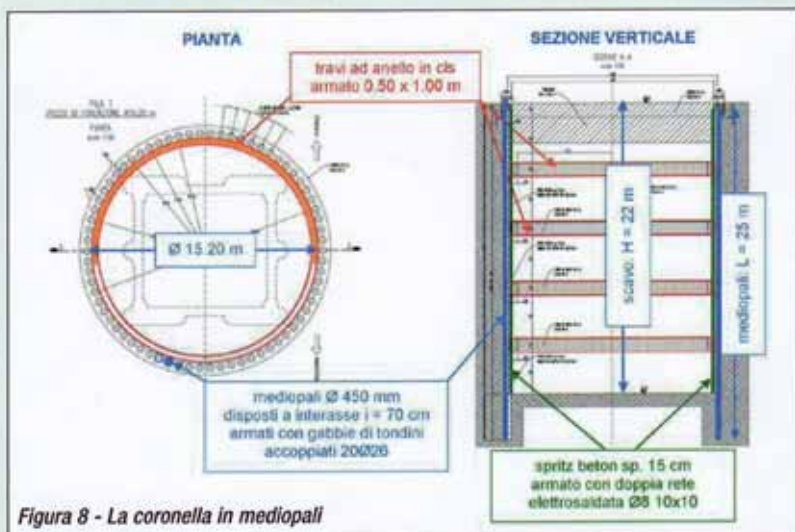


Figura 8 - La coronella in mediopali



Figura 9 - L'armatura dei micropali mediante elementi tubolari in vetroresina

## La coronella di colonne consolidate (jet grouting)

L'utilizzo più frequente di coronella di colonne consolidate è in terreni granulari, nei quali l'adozione di jet-grouting monofluido o bifluido è in grado di assicurare la realizzazione di colonne di terreno consolidato di grande diametro (> 800-1.000 mm) e con caratteristiche di resistenza apprezzabili (resistenza alla compressione monoassiale  $q_u > 3-5$  MPa). Le coronelle possono essere costituite da colonne consolidate (armate o non) disposte lungo un anello o due.

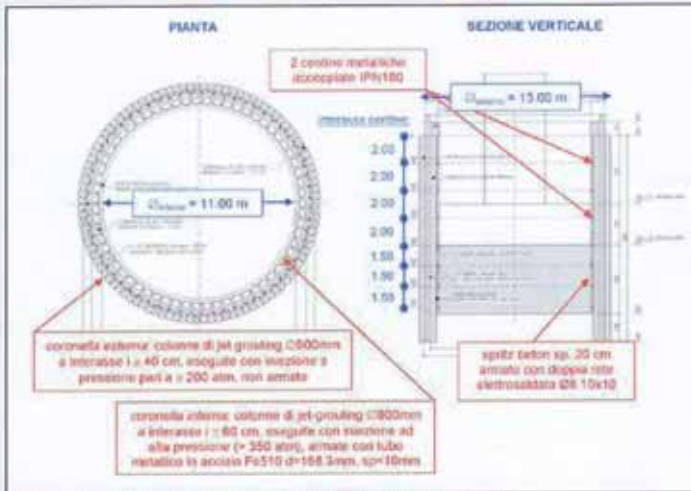


Figura 10 - La coronella doppia in colonne di jet-grouting

L'utilizzo della tecnologia deve peraltro tenere conto dei costi dell'impianto di cantiere, i quali devono essere spalmati su un numero significativo di pozzi. Ciò ne preclude, in genere, l'adozione laddove il viadotto è costituito da un numero esiguo di pozzi di fondazione. Problematiche di tipo ambientale possono tuttavia sconsigliare l'esecuzione del jet-grouting in terreni ghiaiosi, senza matrice fine, sotto falda; in questi casi, per minimizzare le possibilità di inquinamento delle acque superficiali e di subalveo, si può ricorrere a una tipologia di doppia coronella che abbinia due diversi elementi colonnari disposti su anelli concentrici (Figura 11):

- ♦ prima coronella esterna in micropali accostati;
- ♦ seconda coronella interna in colonne di terreno consolidato.

La presenza di una coronella di micropali accostati e iniettati a gravità garantisce la formazione di una barriera nei confronti di possibili dispersioni nelle acque sotterranee delle miscele cementizie durante le lavorazioni del jet. Le dispersioni di miscela, inoltre, possono essere minimizzate dalla scelta di utilizzare colonne di jet di piccolo-medio diametro realizzate con tecniche di iniezione a media pressione, non superiori

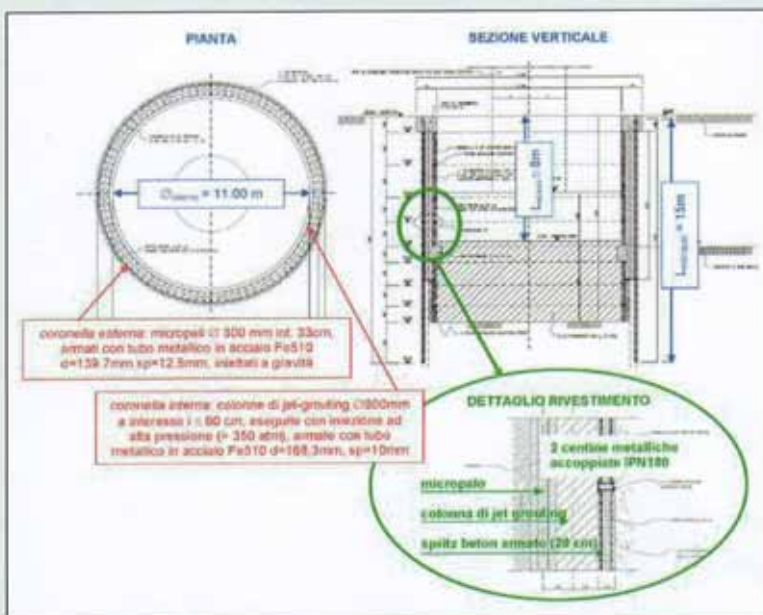


Figura 11 - La coronella doppia in micropali e colonne di jet-grouting



Figura 12 - La realizzazione di colonne di jet-grouting dall'interno di un pozzo di fondazione

ri a 20 MPa; le miscele da utilizzare per i trattamenti in alveo dovranno essere realizzate senza alcuna aggiunta di additivi. Durante l'esecuzione delle colonne di prova, oltre ai controlli generalmente previsti per la messa a punto delle modalità di perforazione e di iniezione delle miscele, deve essere effettuato il monitoraggio delle acque superficiali e sotterranee per il controllo degli effetti ambientali del trattamento e la verifica dell'effettiva fattibilità della tecnica di jet-grouting. In particolare, i campi prova dovrebbero essere attrezzati con almeno tre verticali piezometriche poste a distanza di 5-10-15 m dalle colonne di prova. Eventuali innalzamenti dei livelli di falda durante l'esecuzione dei trattamenti colonnari staranno a indicare l'esistenza dell'influenza del jet-grouting e quindi la non idoneità del trattamento.

### La coronella di pannelli di diaframma e/o pannelli di terreno consolidato (CSM)

Le coronelle di protezione degli scavi possono essere realizzate anche mediante pannelli di diaframma o pannelli realizzati mediante trattamento di miscelazione del terreno in sito con cemento mediante teste fresanti, secondo la tecnologia CSM (Cutter Soil Mixing),  $sp = 800-1.000$  mm.

In entrambi i casi i pannelli possono essere armati o non. Per i pannelli in CSM l'armatura è costituita da profilati metallici a doppio T o tubolari. L'adozione di pannelli di diaframma presuppone, peraltro, l'utilizzo di macchine operatrici ingombranti e non viene pertanto utilizzata nel caso in cui si presentino problematiche di accessibilità dei luoghi o dove risulti non conveniente in relazione al numero di pozzi da realizzare; inoltre non vengono utilizzati laddove sia frequente la presenza di trovanti.

### Il metodo di calcolo per la valutazione delle spinte agenti in fase di scavo sulle pareti dei pozzi di fondazione

Una valutazione della spinta esercitata sulle pareti di scavo di pozzi di fondazione in terreni argillosi saturi risulta estremamente difficile, venendo quest'ultima a dipendere da numerosi fattori, fra i quali possono essere annoverati:

- ♦ il tempo ( $t_s$ ) che intercorre fra lo scavo e l'inserimento degli elementi strutturali; quanto maggiore è  $t_s$ , tanto minore risulta la spinta sull'elemento strutturale; ovviamente ciò va a scapito di un rigonfiamento e quindi di un peggioramento delle caratteristiche del materiale circostante le pareti del pozzo;



- il tempo ( $t_2$ ) intercorso tra l'inserimento degli elementi strutturali e il getto di riempimento; quanto minore è  $t_2$  tanto minori sono le spinte che l'elemento strutturale deve sostenere;
- la deformabilità degli elementi strutturali;
- le caratteristiche del terreno circostante le pareti del pozzo (grado di cementazione, coefficiente di permeabilità, caratteristiche di resistenza, etc.).

Metodi di calcolo teorici che tengano conto degli aspetti sopra indicati risultano piuttosto complessi e, pertanto, considerata la provvisorietà dei sostegni, poco utilizzati. Nella pratica corrente si fa normalmente riferimento a soluzioni semiempiriche riportate ad esempio in Terzaghi e Peck (1948) e in NAVFAC DM-7 Design Manual (1971). Poiché in presenza di falda la condizione più sfavorevole è quella drenata a lungo termine, la soluzione base di riferimento per la valutazione della spinta delle terre, cui va sommata la spinta dell'acqua, è quella relativa a terreni privi di coesione, la cui resistenza al taglio è data dall'angolo di attrito ( $\phi'$ ). Tale spinta può essere allora ricavata sulla base di quanto riportato in Figura 13.

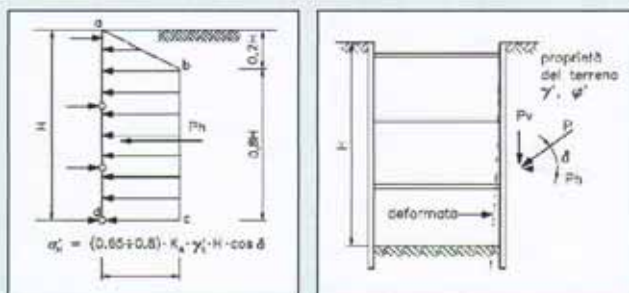


Figura 13 - La spinta delle terre agente su pareti di sostegno multiancorate in terreni privi di coesione

Nel caso di terreni con coesione non nulla, in prima approssimazione può essere mantenuta la soluzione indicata in Figura 13, introducendo però nel calcolo coefficienti di spinta attiva equivalenti ( $k_a^*$ ) valutabili nel modo seguente:

$$p_a = k_{ap} \cdot \gamma'_i \cdot H - c' \cdot k_{ac} \quad k_a^* = \frac{p_a}{\gamma'_i \cdot H}$$

dove:

$p_a$  = spinta attiva agente a fondo scavo;

$k_{a\phi}$  = coefficiente di spinta attiva;

$k_{ac} = 2 \cdot \sqrt{k_{a\phi} \cdot (1 + c_u/c')} =$  coefficiente di spinta attiva;

$c'$  = coesione reale o apparente;

$\gamma'_i$  = peso di volume sommerso.

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, laddove le pareti di scavo risultino non impermeabili e quindi non impediscano totalmente i moti di filtrazione, si può fare riferimento a quella idrostatica ridotta di circa il 30%. Cautelativamente, alle spinte delle terre valutate in funzione del coefficiente di spinta attiva equivalente, si applicano in genere coefficienti moltiplicativi per tener conto:

- della maggiore ampiezza del fronte di spinta rispetto al diametro del pozzo;
- della distribuzione asimmetrica delle spinte e delle azioni flessionali sulle pareti di scavo;
- della possibilità che le strutture di sostegno, realizzate mediante giustapposizione di elementi colonnari distinti, non abbiano geometria perfetta e siano soggette a sollecitazioni flessionali locali non quantificabili a priori;
- di una eventuale sollecitazione sismica agente in fase di costruzione.

## Il monitoraggio e confronto tra risultati teorici e sperimentali

Data la notevole difficoltà nella valutazione del regime delle spinte orizzontali agenti, è in genere previsto che, nella fase realizzativa delle opere, le strutture di contrasto vengano strumentate, in modo da controllarne lo stato di sollecitazione al procedere dello scavo. Normalmente, vengono strumentate tre o quattro sezioni, disposte a diverse profondità di scavo, mediante l'installazione della seguente strumentazione di controllo:

- strain-gauges disposti orizzontalmente sull'armatura degli elementi anulari di contrasto (Figura 14); per ciascuna delle centine/travi prescelte, sono previste quattro sezioni strumentate; la strumentazione di ogni sezione è costituita da una coppia di barrette estensimetriche disposte all'interno delle ali dei profilati metallici, oppure lato parete e lato scavo di anelli/travi in cemento armato;
- ove possibile, strain-gauges disposti verticalmente sulle armature degli elementi colonnari.

Il metodo semiempirico sopra descritto per la valutazione delle spinte agenti sulle pareti del pozzo è quello comunemente adottato dagli scriventi; dall'esperienza acquisita con il monitoraggio delle opere si è osservato che i dati sperimentali confermano come il calcolo teorico tenda a fornire una



Figura 14 - Lo strain-gauge

ragionevole sovrastima delle reali sollecitazioni cui sono sottoposti gli elementi di contrasto nel corso dello scavo; i dati sperimentali indicano valori mediamente inferiori ai valori teorici (in termini di pressione media sulla centina/trave) sino a un massimo del 30%; solo in pochi casi i dati sperimentali sono risultati superiori a quelli teorici. I valori teorici adottati nel confronto tengono conto di coefficienti amplificativi del diametro e della distribuzione asimmetrica delle spinte pari a 1,5. I dati sperimentali evidenziano peraltro come sia frequente l'instaurarsi di regimi di spinta asimmetrici, che determinano la nascita, nel rivestimento del pozzo, di sollecitazioni flessionali locali elevate che suggeriscono l'adozione di un ulteriore coefficiente amplificativo dei valori medi delle spinte. ■

\* Responsabile Ufficio Geotecnica all'Aperto di Spea Ingegneria Europea SpA

\*\* Ingegnere Geotecnico Progettista di Spea Ingegneria Europea SpA

\*\*\* Responsabile Geingegneria di Spea Ingegneria Europea SpA

\*\*\*\* Responsabile Funzione Studi e Progetti di Spea Ingegneria Europea SpA

## BIBLIOGRAFIA

- [1]. T. Collotta (2007) - "Prontuario interattivo di geotecnica - vol. 4 - Pozzi di fondazione - stabilizzazione. Pozzi drenanti", Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [2]. NAVFAC DM-7 (1971) - "Design Manual-Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures" Dept. of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington, D.C..
- [3]. K. Terzaghi, R.B. Peck (1948) - "Soil mechanics in engineering practice" John Wiley & Sons, 1<sup>a</sup> Edition.