



# Posa di tubazioni a spinta mediante perforazioni orizzontali

*Tecnologie esecutive ed elementi di progettazione di pozzi di spinta, intermedi e di arrivo*

*Dr. Ing. Domenico Corvino (Tecnoattraversamenti s.r.l.)*



## Indice degli argomenti:

- **Elementi geometrici e dimensionali dei pozzi;**
- **Tecnologie esecutive;**
- **Pozzi autoaffondanti;**
- **Particolari costruttivi;**
- **Elementi di progettazione.**



## Elementi geometrici e dimensionali dei pozzi

La dimensione e la forma dei pozzi di spinta, di arrivo e/o intermedi dipende da alcuni parametri che ne influenzano le caratteristiche:

- I. **TECNOLOGIA IMPIEGATA** → e, quindi, macchine ed attrezzature che presentano caratteristiche specifiche in termini di ingombro planimetrico, altezze e peso;
- II. **DIAMETRO DELLA TUBAZIONE DA POSARE** → e, quindi, scelta della macchina da utilizzare e lunghezza dei tronchi di tubazione da posare;
- III. **ASSI E DIREZIONI DI SPINTA** → che possono essere orientati rispetto diverse direzioni di spinta implicando una particolare sagomatura dei relativi pozzi di spinta.

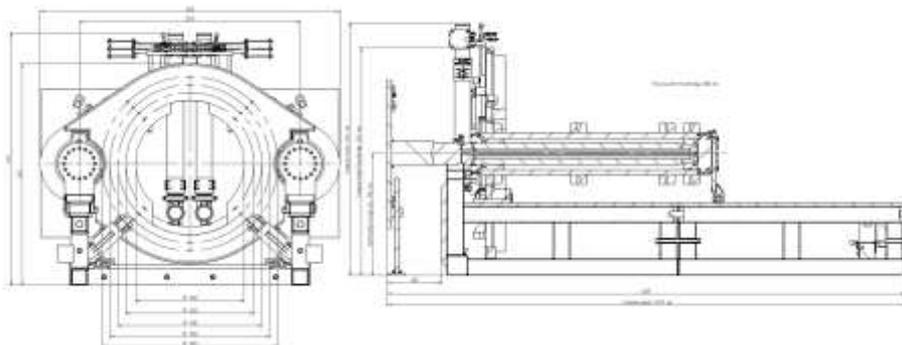


Fig.1 Unità di spinta per microtunneling DN 1000 - 1200



Fig.3 Macchina per pilot system

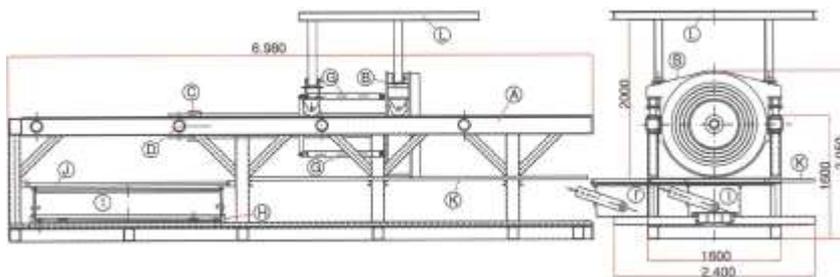


Fig.2 Unità di spinta per pressotrivella

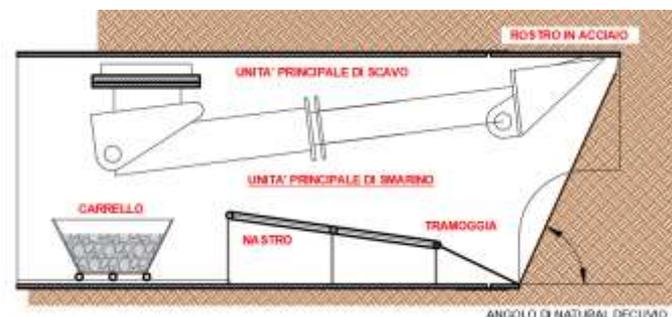


Fig.4 Gruppo di spinta per spingitubo



## Elementi geometrici e dimensionali dei pozzi

La dimensione e la forma dei pozzi di spinta, di arrivo e/o intermedi dipende da alcuni parametri che ne influenzano le caratteristiche:

- I. **TECNOLOGIA IMPIEGATA** → e, quindi, macchine ed attrezzature che presentano caratteristiche specifiche in termini di ingombro planimetrico, altezze e peso;
- II. **DIAMETRO DELLA TUBAZIONE DA POSARE** → e, quindi, scelta della macchina da utilizzare e lunghezza dei tronchi di tubazione da posare;
- III. **ASSI E DIREZIONI DI SPINTA** → che possono essere orientati rispetto diverse direzioni di spinta implicando una particolare sagomatura dei relativi pozzi di spinta.



Fig.5 Ingombro pozzo di spinta spingitubo

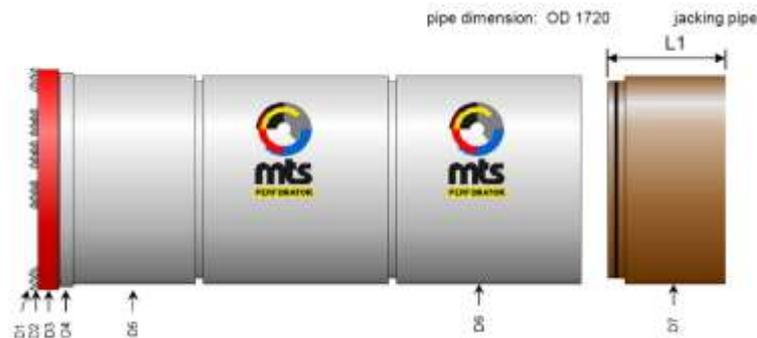


Fig. 6 Tipologico testa di spinta microtunnelling

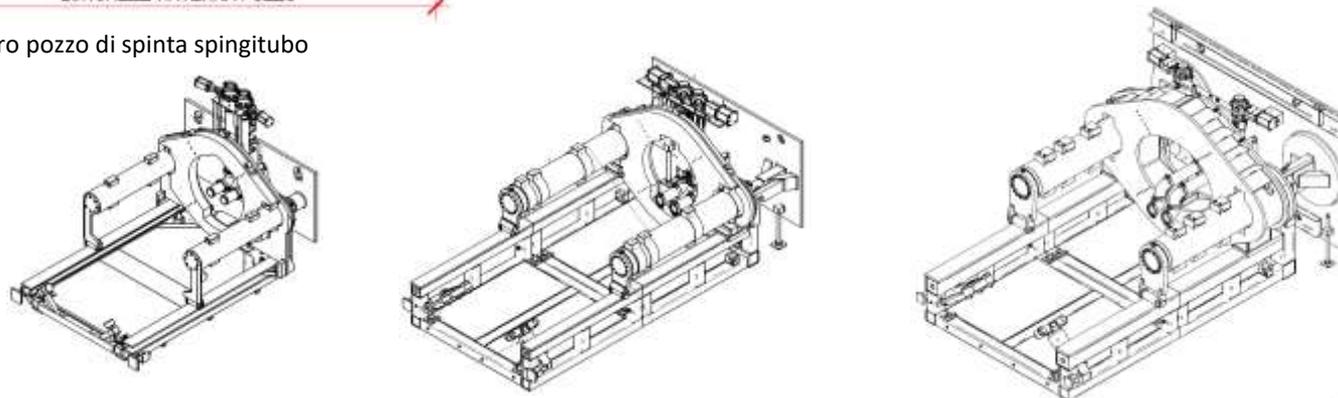


Fig.7 Unità di spinta microtunnelling in funzione del diametro: da DN 400 a DN 1600

# Elementi geometrici e dimensionali dei pozzi

La dimensione e la forma dei pozzi di spinta, di arrivo e/o intermedi dipende da alcuni parametri che ne influenzano le caratteristiche:

- I. **TECNOLOGIA IMPIEGATA** → e, quindi, macchine e attrezzature che presentano caratteristiche specifiche in termini di ingombro planimetrico, altezze e peso;
- II. **DIAMETRO DELLA TUBAZIONE DA POSARE** → e, quindi, scelta della macchina da utilizzare e lunghezza dei tronchi di tubazione da posare;
- III. **ASSI E DIREZIONI DI SPINTA** → che possono essere orientati rispetto diverse direzioni di spinta implicando una particolare sagomatura dei relativi pozzi di spinta.

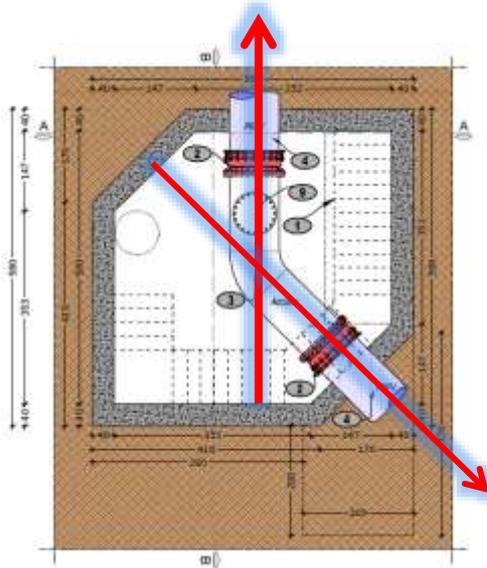


Fig.8 Pozzo di spinta poligonale

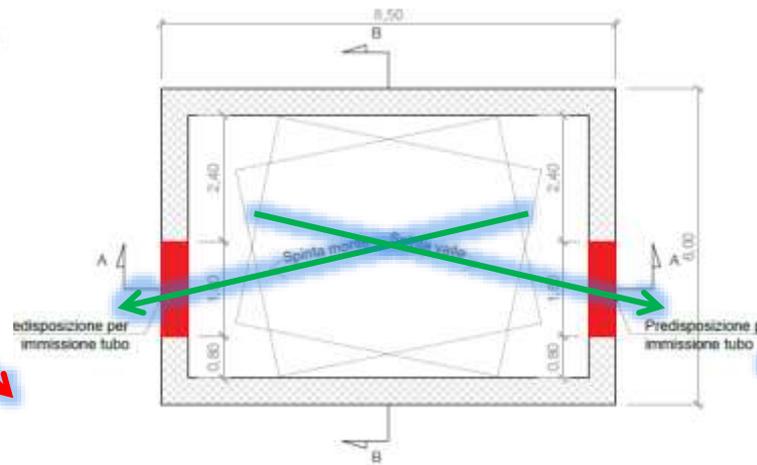


Fig.9 Pozzo di spinta rettangolare con getti di compensazione

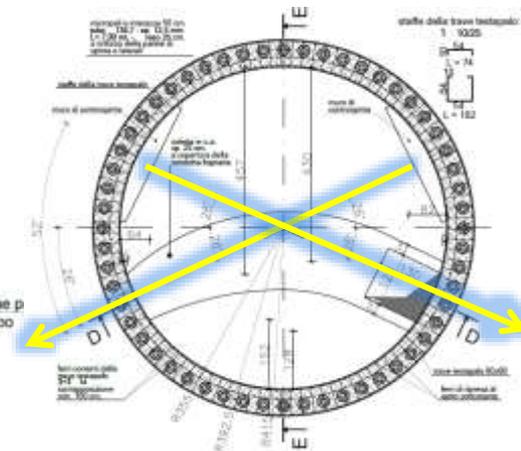


Fig.10 Pozzo di circolare



## Tecnologie esecutive

La scelta della tecnologia esecutiva è fortemente influenzata dalla necessità di realizzare il pozzo con funzione di:

- **OPERA PROVVISORIALE;**
- **STRUTTURA DEFINITIVA** (da convertire eventualmente in pozzetto di ispezione).

Le principali tecnologie esecutive dei pozzi di spinta, arrivo e/o intermedi sono le seguenti:

- I. **POZZI REALIZZATI CON PALANCOLE E/O CASSERI IN ACCIAIO;**
- II. **IN CALCESTRUZZO REALIZZATO IN OPERA:** scavo e costruzione del manufatto;
- III. **REALIZZATI CON PALI IN C.A.;**
- IV. **POZZI AUTOAFFONDANTI.**

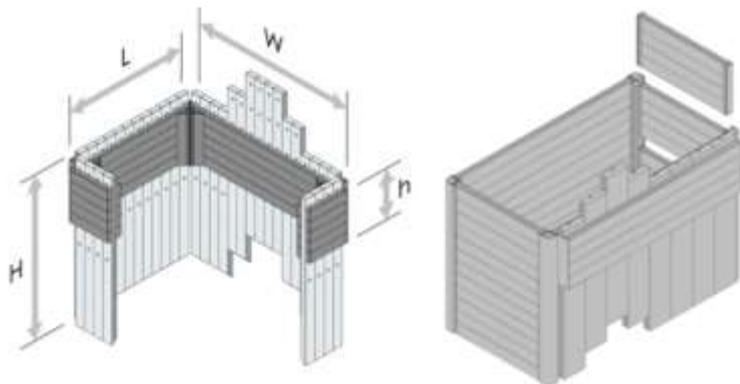


Fig.11 Tipologico pozzi realizzati con palancole o casseri metallici



Fig.13 Realizzazione in opera pozzo in c.a.

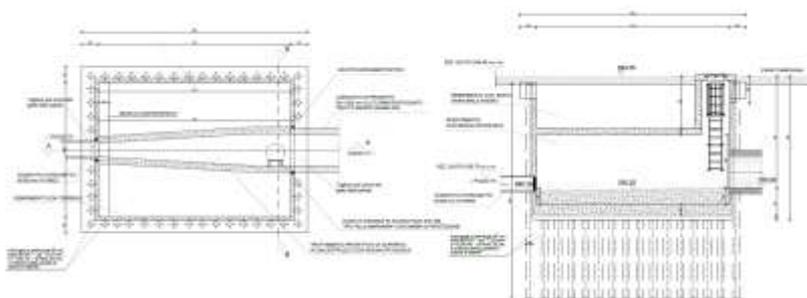


Fig.12 Schema grafico pozzo realizzato con pali in c.a.



Fig.14 Realizzazione pozzi autoaffondanti

## Pozzi autoaffondanti: APPROFONDIMENTI TECNICI

L'utilizzo dei **POZZI AUTOAFFONDANTI**, particolarmente impiegati in combinazione con le tecnologie no-dig, fornisce i seguenti vantaggi:

- **riduce il rimaneggiamento del terreno intorno al manufatto con conseguente miglioramento della resistenza alla spinta;**
- **rappresenta una soluzione ottimale alla gestione nel caso di costruzione del manufatto in PRESENZA DI FALDA, riducendo in maniera «sostanziale» la quantità di acqua da emungere;**
- **riduce, al minimo, la quantità del materiale di scavo da movimentare ed allontanare;**
- **migliora le condizioni di sicurezza con operatività sempre al piano campagna per la costruzione delle pareti e, comunque, per la realizzazione della soletta fondale assicura l'esecuzione di lavorazioni in condizioni di assoluta sicurezza rispetto allo scavo ed a potenziali venute d'acqua.**

### PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghe successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

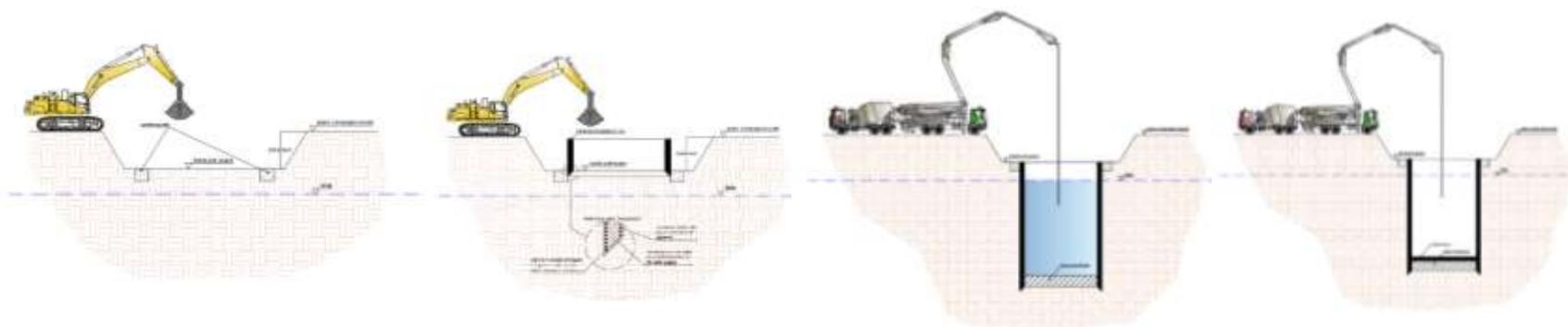


Fig.16 – Sintesi fasi esecutive realizzazione pozzo autoaffondante

Dr. Ing. Domenico Corvino (Tecoattraversamenti s.r.l.)

Tecnologie esecutive ed elementi di progettazione di pozzi di spinta, intermedi e di arrivo

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

**1.** Esecuzione del prescavo di profondità variabile senza superare la quota di falda per il posizionamento del primo concio, previa realizzazione del cordolo guida.

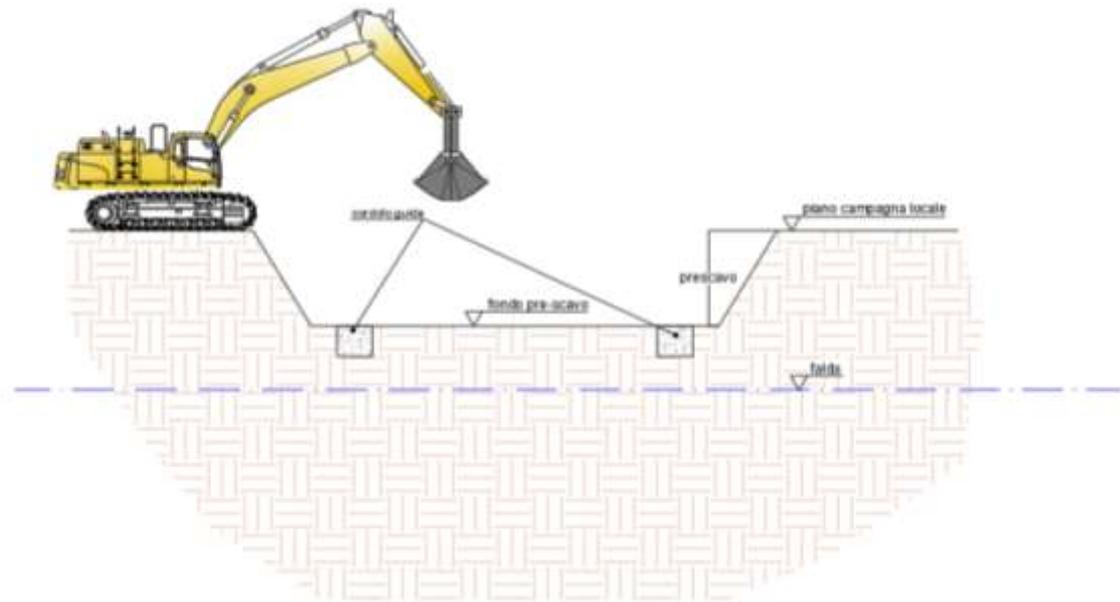


Fig.17 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 1

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

**2. Realizzazione del cordolo guida e del primo concio ad anello chiuso (cassone) in calcestruzzo armato (costruito in opera), avente inferiormente una geometria tale da permettere l'infissione nel terreno procedendo così allo scavo, riferendosi al cosiddetto principio della sotto-murazione.**

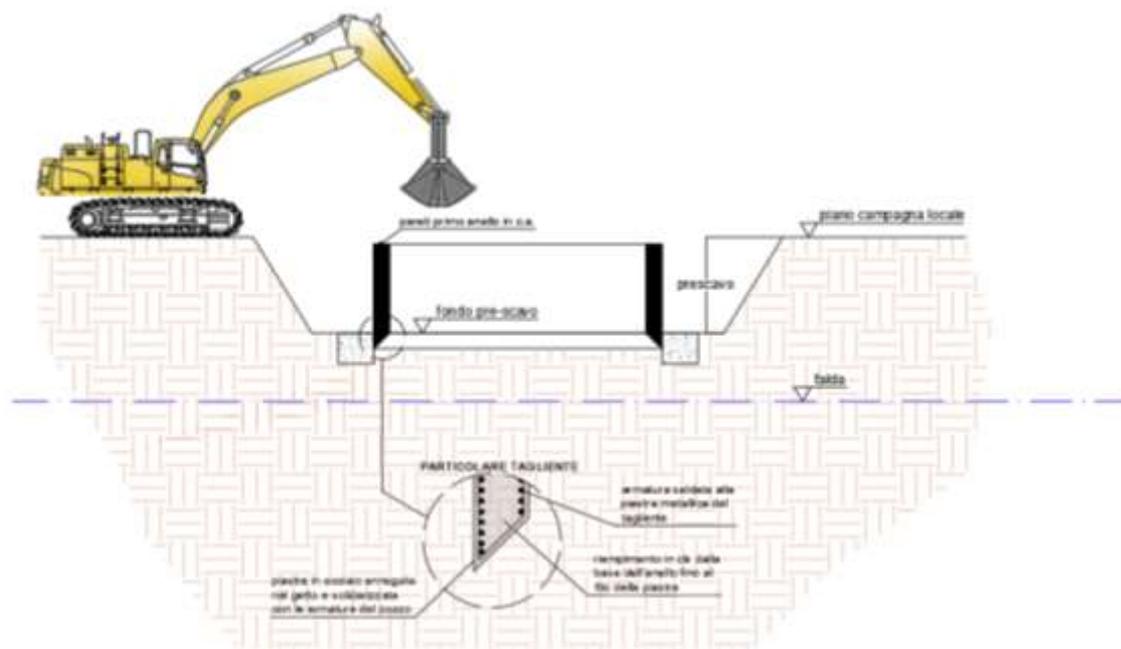


Fig.18 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 2

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

**3. Affondamento del primo concio** mediante asportazione del materiale dall'interno con l'ausilio di escavatori attrezzati con braccio lungo oppure con benna mordente.

La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

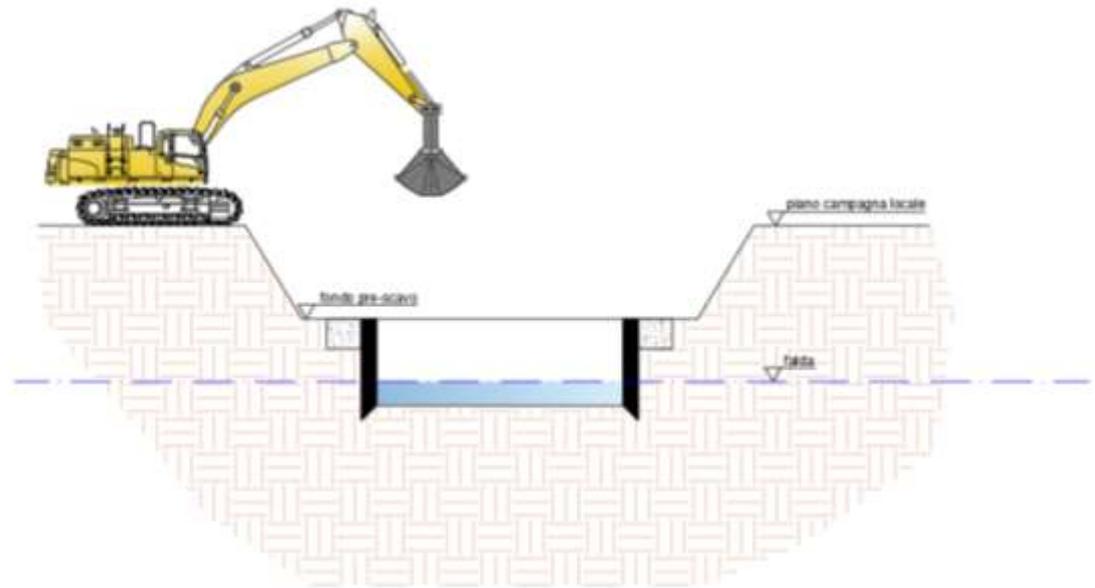


Fig.19 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 3

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

**4. Costruzione del concio successivo ed affondamento, di quest'ultimo**, eseguito con la tecnica in precedenza descritta fino al raggiungimento della quota di progetto. In presenza di acqua ed a scavo ultimato si procede al getto massivo del tappo di fondo. Il tappo di fondo, così realizzato, è sottostante a quella che sarà la platea definitiva dell'opera.

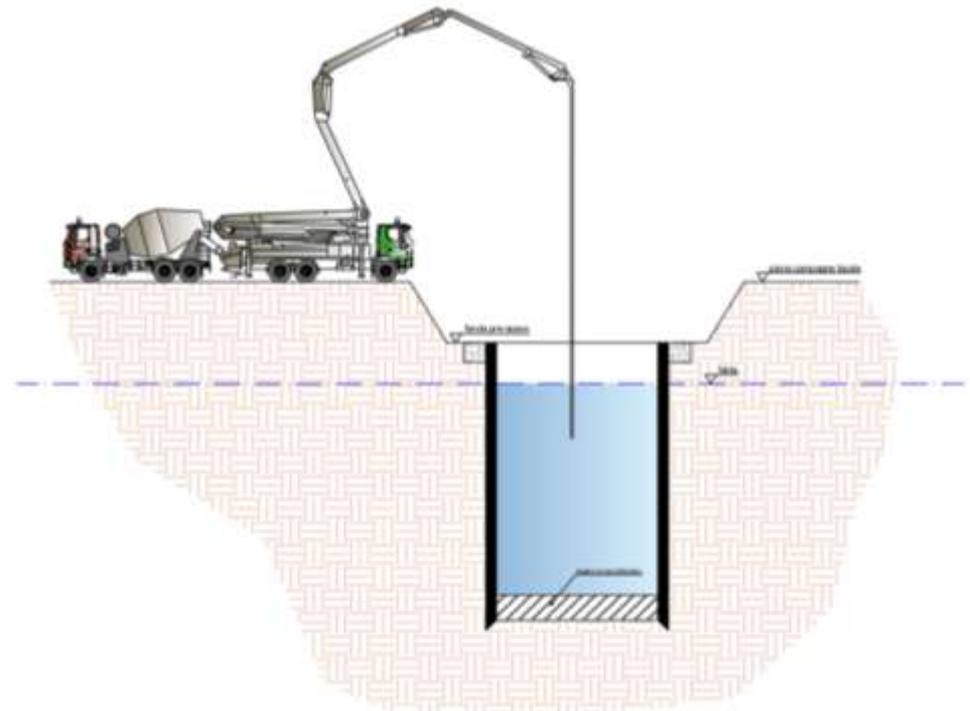


Fig.20 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 4

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'**autoaffondamento** si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare. Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

**5. Sfruttando la tenuta idraulica del tappo di fondo, opportunamente dimensionato e verificato al galleggiamento, è possibile procedere all'aggottamento dell'acqua intrappolata al di sopra dello stesso tappo.**

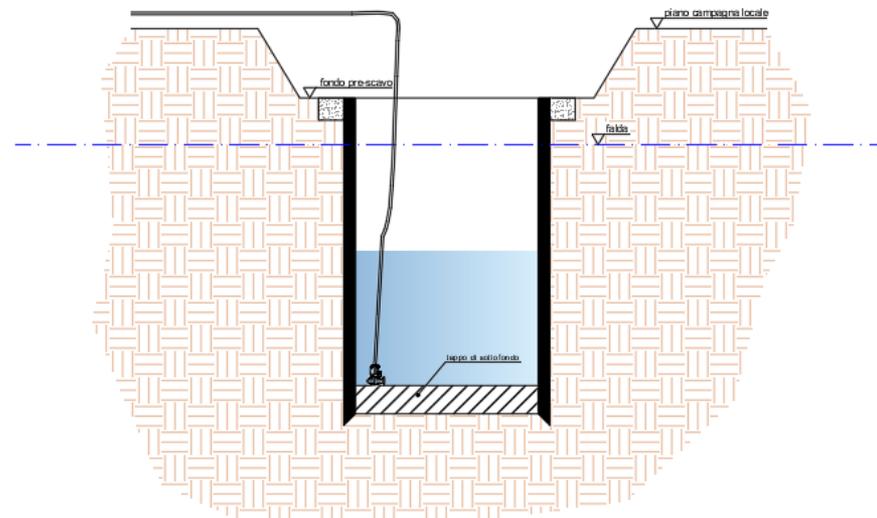


Fig.21 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 5

## PROCEDURA ESECUTIVA E COSTRUTTIVA

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far “affondare” nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l’impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell’eventuale acqua di falda. Le prolunghie successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l’affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

### 6. Successivamente si procede alla realizzazione della platea del manufatto.

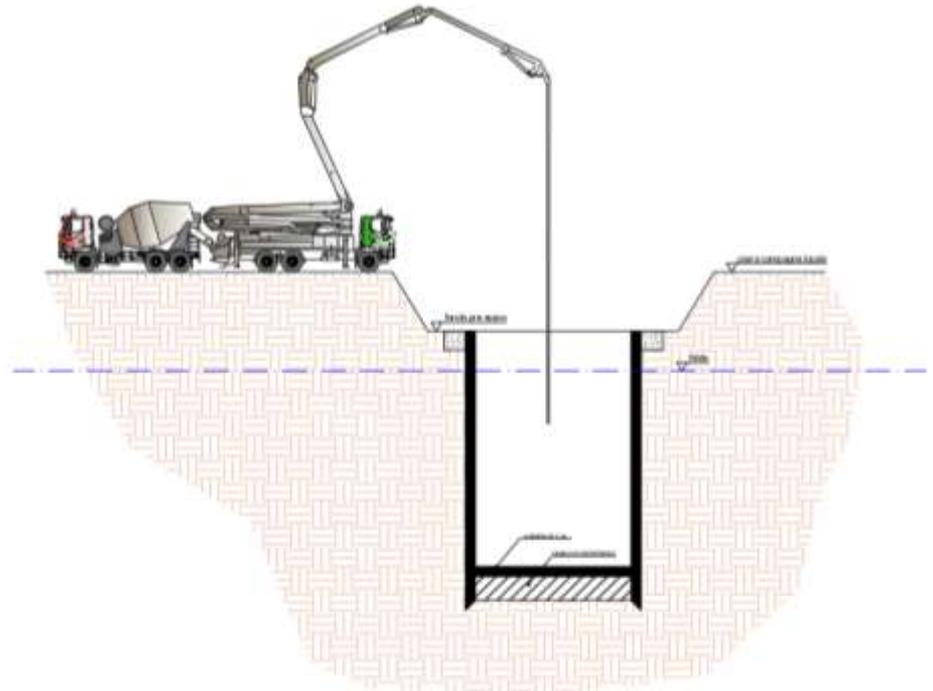


Fig.22 – Realizzazione pozzo autoaffondante: FASE 6

## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- TAGLIANTE METALLICO;
- PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;
- TAPPO DI FONDO.

## TRAVE GUIDA

La TRAVE (o cordolo) GUIDA ha la funzione di garantire la verticalità in fase di infissione del manufatto. Tale elemento ha altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare, comunque ( $H > B$ ).

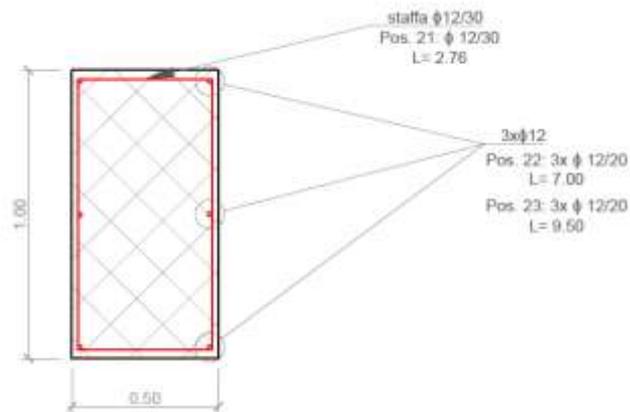


Fig.23 Particolare trave guida



## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- **TAGLIENTE METALLICO;**
- PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;
- TAPPO DI FONDO.

## TAGLIENTE METALLICO

L'elemento, di forma triangolare, collocato all'interfaccia tra il primo concio autoaffondante ed il terreno (tagliante), ha la **funzione di favorire la penetrazione nel terreno** durante l'affondamento. Il tagliante, realizzato con lamiere di acciaio, conferisce notevoli vantaggi tecnico-operativi:

- gli elementi sagomati e preformati in officina, possono essere utilizzati come chiusura di base delle casseforme;
- il tagliante in acciaio incrementa i valori di resistenza dell'elemento di base del manufatto;
- l'impiego dell'acciaio, in sostituzione al calcestruzzo, riduce notevolmente la scabrezza del tagliante andando a diminuire l'attrito che si mobilita all'interfaccia terreno-tagliante.

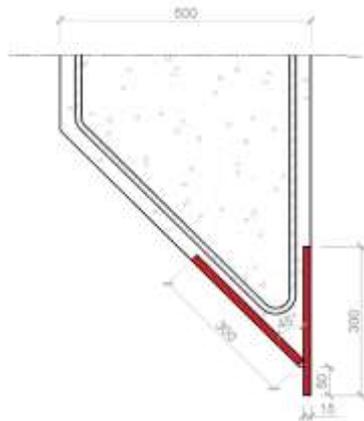


Fig.24 Particolare tagliante metallico



Fig.25 Immagini realizzazione tagliante metallico



## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- TAGLIENTE METALLICO;
- **PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;**
- TAPPO DI FONDO.

## PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO

La **guarnizione di lancio** e tenuta del pozzo evita che smarino, terreno o bentonite fluiscano nel pozzo di spinta o di arrivo durante il processo di spinta.

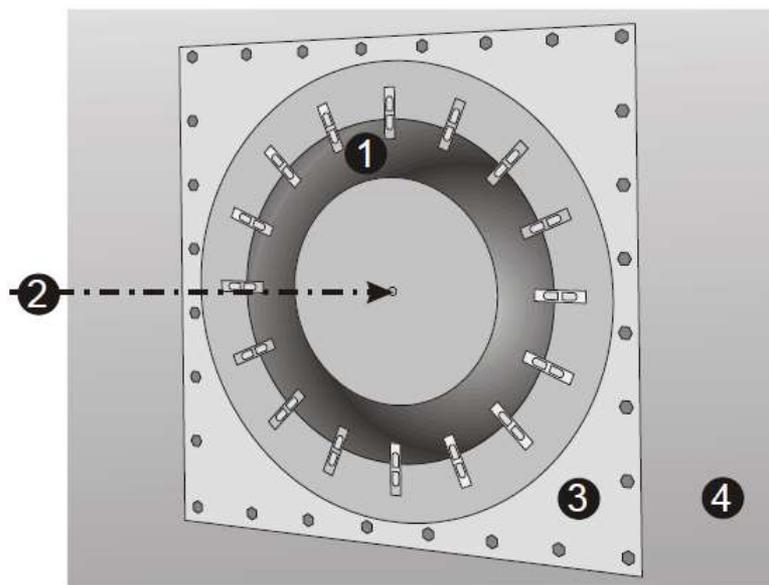


Fig.26 Schema montaggio guarnizione di lancio

Le peculiarità costruttive sono le seguenti:

- il **collare in gomma (1)** della guarnizione di uscita del pozzo deve adattarsi perfettamente alla circonferenza della testa fresante o del tubo da spingere;
- aver cura di controllare che la guarnizione sia **montata esattamente nel centro dell'asse di spinta (2)**;
- sigillare il vuoto tra base della guarnizione (3) e parete del pozzo (4) con un sigillante adatto;
- al fine di garantire la perfetta installazione all'interno del pozzo di spinta sulla parete del manufatto va realizzato un **preforo opportunamente sagomato**.

# Pozzi autoaffondanti: APPROFONDIMENTI TECNICI

## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- TAGLIENTE METALLICO;
- **PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;**
- TAPPO DI FONDO.

La **guarnizione di lancio** e tenuta del pozzo evita che smarino, terreno, acqua o bentonite fluiscano nel pozzo di spinta o di arrivo durante il processo di spinta.

## PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO

In corrispondenza del preforo è necessario procedere ad una verifica locale in modo da garantire adeguato presidio rispetto agli **effetti torsionali** che si generano lungo il contorno della foronomia. Nello specifico è consigliato prevedere un'armatura idonea tipo «cordolo staffato».

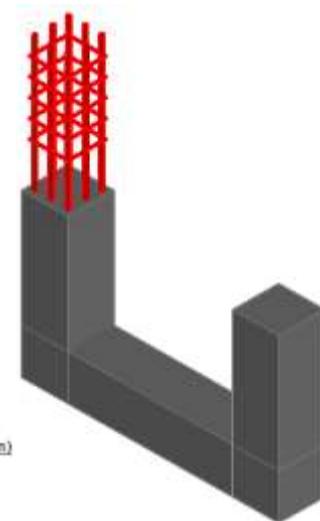
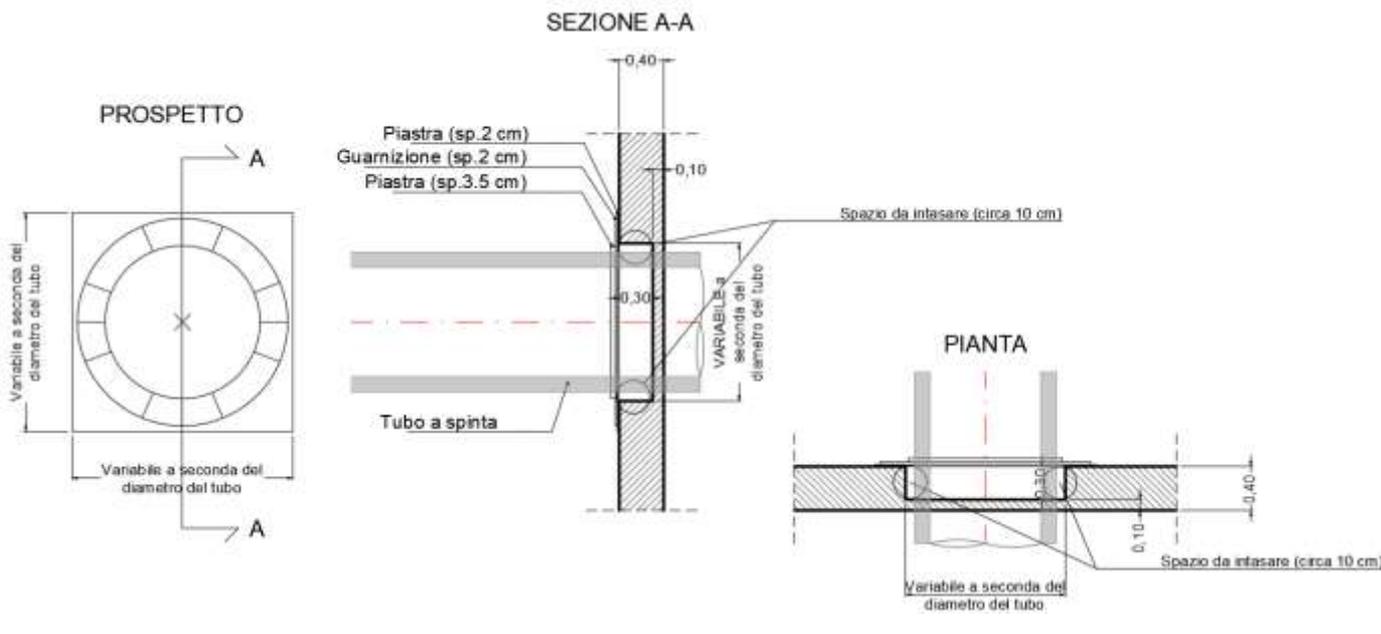
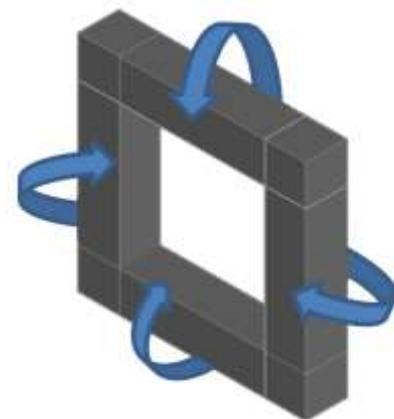


Fig.27 Schema sagomatura parete in corrispondenza del preforo

# Pozzi autoaffondanti: APPROFONDIMENTI TECNICI

## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

### CASO STUDIO

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- TAGLIANTE METALLICO;
- **PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;**
- TAPPO DI FONDO.



Fig.28 Planimetria caso studio.

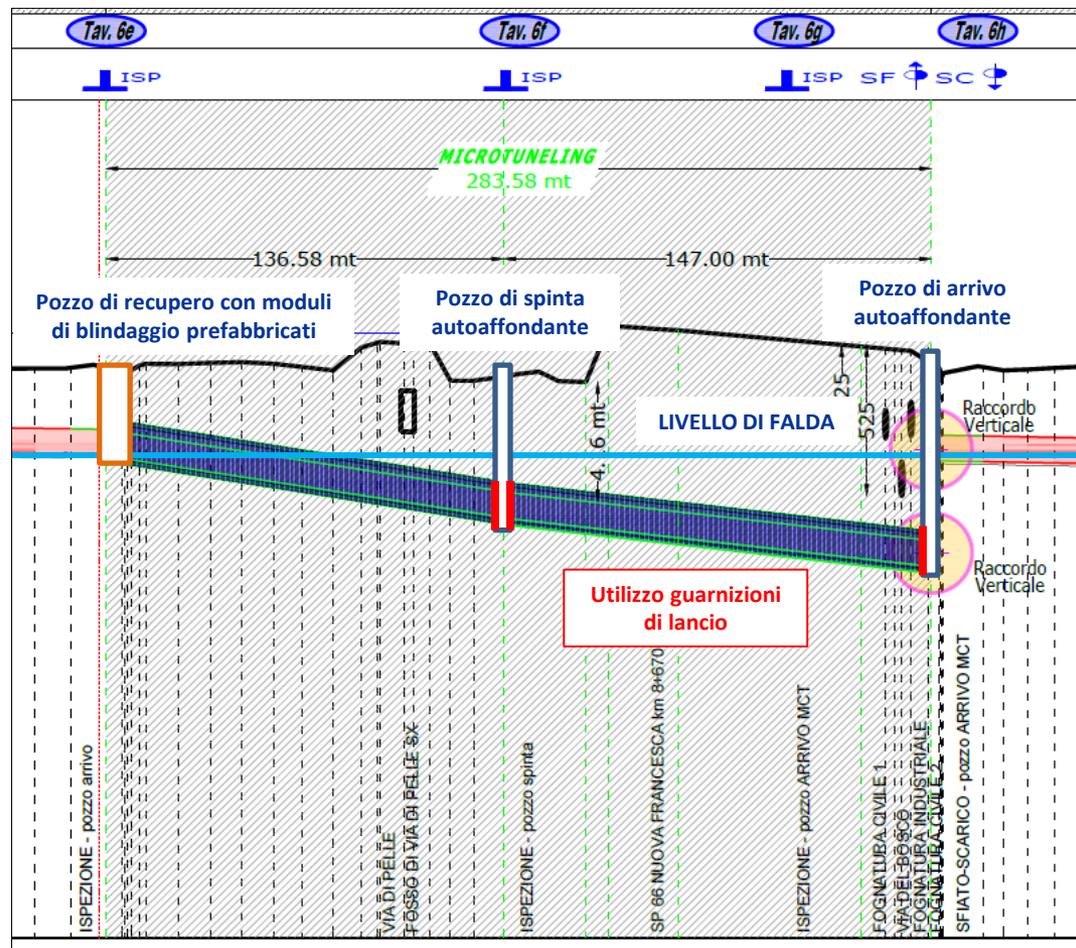


Fig.29 Profilo caso studio.

## PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Particolare attenzione deve essere posta in fase di realizzazione di:

- TRAVE GUIDA;
- TAGLIANTE METALLICO;
- PREFORO E GUARNIZIONE DI LANCIO;
- **TAPPO DI FONDO.**

In presenza di falda idrica la corretta realizzazione (soprattutto in termini di **tenuta idraulica**) del tappo di fondo costituisce un momento cruciale per l'intera procedura di esecuzione dei manufatti. Al fine di ottenere un conglomerato cementizio con elevata resistenza al dilavamento durante la fase di posa in opera in concomitanza della fase di getto in acqua (sotto battente idrico), il calcestruzzo verrà confezionato con specifici **additivi superfluidificanti** (in grado di ridurre il dosaggio di acqua), che, garantendo la lavorabilità prefissata con il minor apporto di acqua possibile, aumentano di fatto la coesione dell'impasto e, quindi, la resistenza dell'impasto stesso al dilavamento dell'acqua. L'impiego degli additivi superfluidificanti, determinando un incremento della coesione, rende il calcestruzzo resistente all'azione di dilavamento (washing-out) causato dal contatto con l'acqua durante la fase di getto.

## TAPPO DI FONDO

Il tappo di fondo non ha alcuna funzione statica, risultando dimensionato esclusivamente al galleggiamento e, dunque, il relativo spessore è funzione della sotto-spinta idraulica dipendente dalle differenze di quota tra la falda e la quota di fondo scavo.

$$s > \frac{\gamma_w}{\gamma_{cls}} H$$

S = spessore del tappo di fondo;

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua assunto pari a 1000 kg/m<sup>3</sup>;

$\gamma_{cls}$  = peso specifico del calcestruzzo assunto pari a 2200 kg/m<sup>3</sup>;

H = distanza tra il cielo piezometrico e quota del fondo scavo.

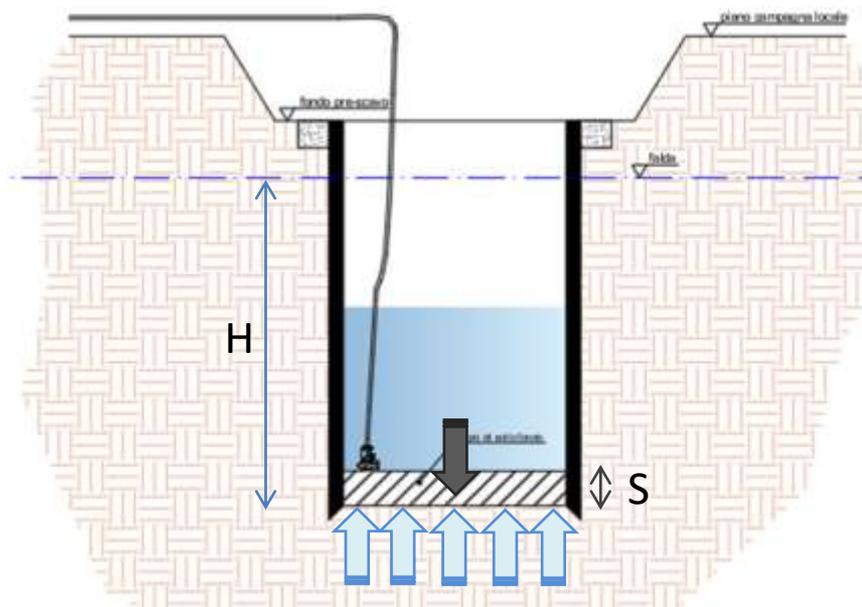


Fig.30 Funzionamento tappo di fondo

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Ai fini del calcolo la struttura può essere assimilata ad un cilindro con generatrice coincidente con l'asse z (asse verticale). La struttura, alla stregua di quanto viene di norma fatto per i serbatoi cilindrici, può essere schematizzata come costituita da due tipologie di elementi:

- elementi longitudinali (travi) nella direzione dell'asse di simmetria del cilindro;
- elementi anulari di irrigidimento.

Gli elementi longitudinali, sia per condizioni di vincolo che per maggiore lunghezza, presentano una rigidità molto inferiore agli elementi anulari, pertanto è ipotizzabile il completo trasferimento del carico su questi ultimi. Considerando un elemento anulare dell'altezza di 1m alla profondità alla quale si hanno i massimi valori delle azioni orizzontali lo **schema di calcolo** semplificato alla massima quota di infissione è riportato nella seguente figura.

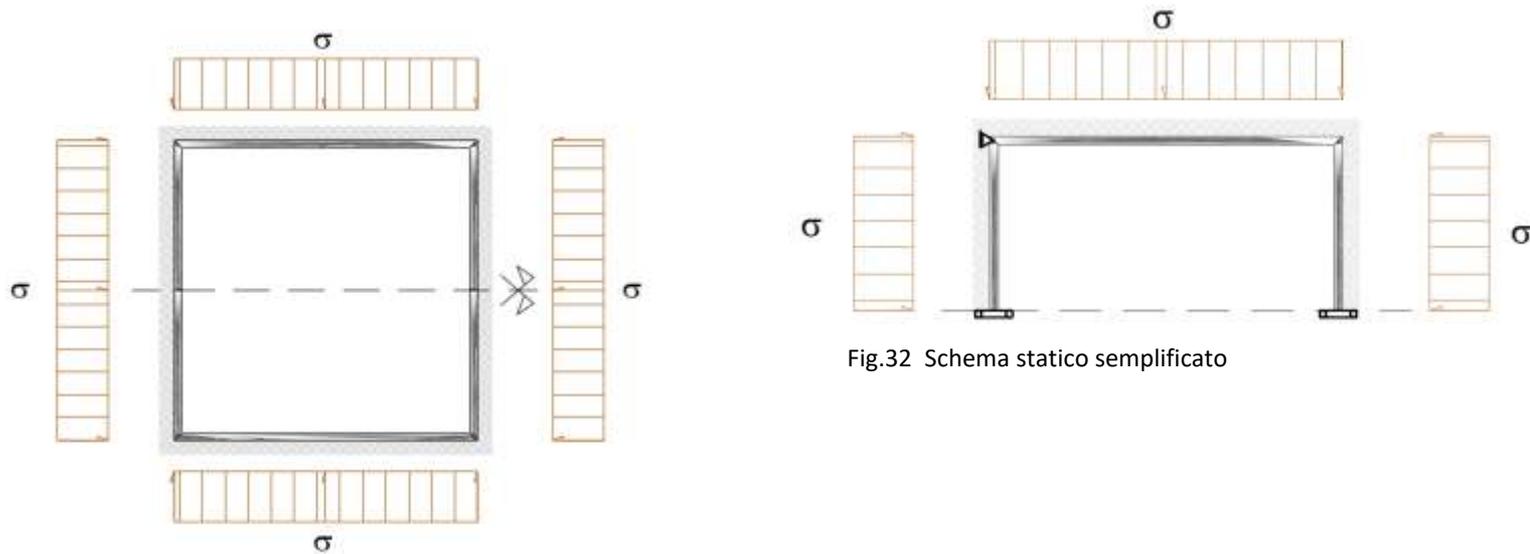


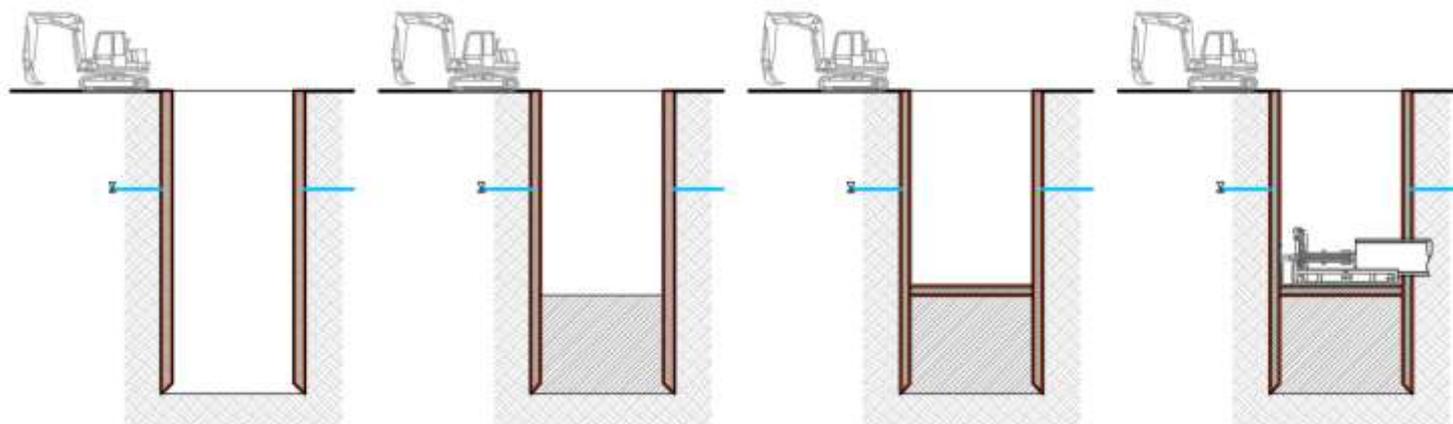
Fig.31 Schematizzazione della struttura

Fig.32 Schema statico semplificato

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI

La struttura, assimilata ad un cilindro con generatrice coincidente con l'asse z (asse verticale) è soggetta a differenti schemi di carico da ricondurre a 4 FASI ESECUTIVE ed OPERATIVE da porre in essere come di seguito rappresentato:

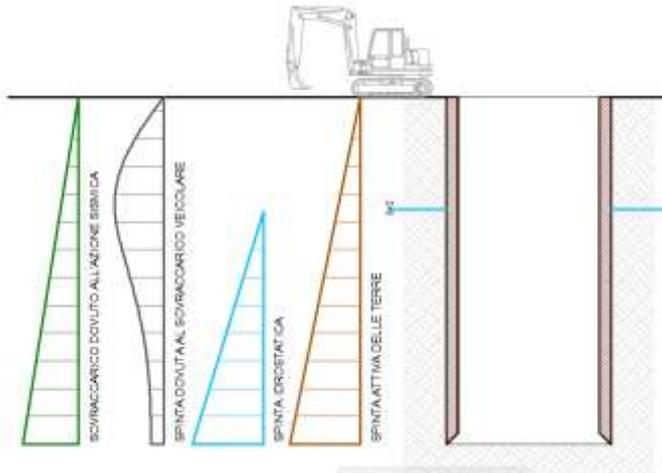


1. "AFFONDAMENTO" POZZO

2. REALIZZAZIONE TAPPO DI FONDO

3. REALIZZAZIONE PLATEA

4. ESECUZIONE SPINTA



Nella FASE 1. risulta essere mobilitata la condizione di carico più gravosa per la struttura (non è presente né il tappo di fondo né, tantomeno, la platea di fondo con azione irrigidente) sulla quale insistono le seguenti azioni:

1. **SPINTA ATTIVA DELLE TERRE;**
2. **SPINTA IDROSTATICA;**
3. **SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO VEICOLARE;**
4. **SOVRACCARICO DOVUTO ALL'AZIONE SISMICA;**

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI → SPINTA ATTIVA DELLE TERRE

La distribuzione delle pressioni orizzontali geostatiche (spinta delle terre) è stata determinata applicando la Teoria di Coulomb, portando in conto l'attrito tra la parete in c.a. ed il terreno circostante attraverso un angolo di attrito terreno-manufatto, secondo l'espressione di Mayniel:

$$k_a = \left[ \frac{\cos \phi}{\sqrt{\cos \delta + \sqrt{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}}} \right]^2$$

essendo  $\delta$  = angolo di attrito muro-terreno e  $\phi$  = angolo di attrito interno del terreno.

Applicando l'espressione precedente, è possibile determinare la tensione orizzontale ad una data profondità semplicemente moltiplicando il coefficiente di spinta  $k_a$  per la tensione verticale corrispondente, secondo la seguente espressione:

$$\sigma_h = K_a * \sigma_v = K_a * (\gamma * Z_h)$$

z [m]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha} + \sigma_w + \sigma_{hq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha} + \sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_e$ (sisma) [kN/m <sup>2</sup> ]
-	-	-	-	-	-	-
0,10	-	0,29	5,45	5,74	0,29	0,92
0,20	-	0,57	10,04	10,62	0,57	1,84
0,30	-	0,86	13,37	14,23	0,86	2,76
0,40	-	1,15	15,51	16,66	1,15	3,68
0,50	-	1,43	16,73	18,16	1,43	4,60
0,60	-	1,72	17,31	19,03	1,72	5,52
0,70	-	2,01	17,48	19,49	2,01	6,44
0,80	-	2,30	17,38	19,67	2,30	7,36
0,90	-	2,58	17,10	19,69	2,58	8,28
1,00	-	2,87	16,72	19,59	2,87	9,20
2,30	1,00	10,79	10,20	22,00	11,79	16,85
2,40	2,00	11,17	9,77	22,94	13,17	17,58
2,50	3,00	11,55	9,35	23,90	14,55	18,32
2,60	4,00	11,93	8,94	24,88	15,93	19,05
2,70	5,00	12,32	8,55	25,87	17,32	19,78
2,80	6,00	12,70	8,18	26,87	18,70	20,52
2,90	7,00	13,08	7,82	27,90	20,08	21,25
7,10	49,00	29,82	1,26	80,08	78,82	52,02
7,20	50,00	30,23	1,21	81,44	80,23	52,75
7,30	51,00	30,64	1,16	82,81	81,64	53,49
7,40	52,00	31,06	1,12	84,18	83,06	54,22
7,50	53,00	31,47	1,08	85,55	84,47	54,95
7,60	54,00	31,88	1,04	86,92	85,88	55,68
7,70	55,00	32,29	1,00	88,29	87,29	56,42
7,80	56,00	32,71	0,96	89,67	88,71	57,15
7,90	57,00	33,12	0,93	91,05	90,12	57,88
8,00	58,00	33,53	0,89	92,42	91,53	58,62
8,10	59,00	33,95	0,86	93,81	92,95	59,35
8,20	60,00	34,36	0,83	95,19	94,36	60,08
8,30	61,00	34,77	0,80	96,57	95,77	60,81
8,40	62,00	35,18	0,77	97,95	97,18	61,55
8,50	63,00	35,60	0,74	99,34	98,60	62,28
8,60	64,00	36,01	0,72	100,73	100,01	63,01
8,70	65,00	36,42	0,69	102,11	101,42	63,74
8,80	66,00	36,83	0,67	103,50	102,83	64,48
8,90	67,00	37,25	0,64	104,89	104,25	65,21
9,00	68,00	37,25	0,62	105,87	105,25	65,95

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI → SPINTA IDROSTATICA

La distribuzione delle pressioni dovuta alla eventuale presenza di falda è data da:

$$\sigma_w = \gamma_w Z_h$$

N.B. In caso di presenza di falda nell'espressione della "Spinta attiva delle terre" andrà utilizzato il peso per unità di volume effettivo del terreno  $\gamma'$ . In caso di assenza di falda, invece, andrà utilizzato il peso per unità di volume naturale del terreno  $\gamma_{nat}$ .

z	$\sigma_w$	$\sigma_{ha}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_{ha} + \sigma_w + \sigma_{hq}$	$\sigma_{ha} + \sigma_w$	$\sigma_e$ (sisma)
[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
-	-	-	-	-	-	-
0,10	-	0,29	5,45	5,74	0,29	0,92
0,20	-	0,57	10,04	10,62	0,57	1,84
0,30	-	0,86	13,37	14,23	0,86	2,76
0,40	-	1,15	15,51	16,66	1,15	3,68
0,50	-	1,43	16,73	18,16	1,43	4,60
0,60	-	1,72	17,31	19,03	1,72	5,52
0,70	-	2,01	17,48	19,49	2,01	6,44
0,80	-	2,30	17,38	19,67	2,30	7,36
0,90	-	2,58	17,10	19,69	2,58	8,28
1,00	-	2,87	16,72	19,59	2,87	9,20
2,30	1,00	10,79	10,20	22,00	11,79	16,85
2,40	2,00	11,17	9,77	22,94	13,17	17,58
2,50	3,00	11,55	9,35	23,90	14,55	18,32
2,60	4,00	11,93	8,94	24,88	15,93	19,05
2,70	5,00	12,32	8,55	25,87	17,32	19,78
2,80	6,00	12,70	8,18	26,87	18,70	20,52
2,90	7,00	13,08	7,82	27,90	20,08	21,25
7,10	49,00	29,82	1,26	80,08	78,82	52,02
7,20	50,00	30,23	1,21	81,44	80,23	52,75
7,30	51,00	30,64	1,16	82,81	81,64	53,49
7,40	52,00	31,06	1,12	84,18	83,06	54,22
7,50	53,00	31,47	1,08	85,55	84,47	54,95
7,60	54,00	31,88	1,04	86,92	85,88	55,68
7,70	55,00	32,29	1,00	88,29	87,29	56,42
7,80	56,00	32,71	0,96	89,67	88,71	57,15
7,90	57,00	33,12	0,93	91,05	90,12	57,88
8,00	58,00	33,53	0,89	92,42	91,53	58,62
8,10	59,00	33,95	0,86	93,81	92,95	59,35
8,20	60,00	34,36	0,83	95,19	94,36	60,08
8,30	61,00	34,77	0,80	96,57	95,77	60,81
8,40	62,00	35,18	0,77	97,95	97,18	61,55
8,50	63,00	35,60	0,74	99,34	98,60	62,28
8,60	64,00	36,01	0,72	100,73	100,01	63,01
8,70	65,00	36,42	0,69	102,11	101,42	63,74
8,80	66,00	36,83	0,67	103,50	102,83	64,48
8,90	67,00	37,25	0,64	104,89	104,25	65,21
9,00	68,00	37,25	0,62	105,87	105,25	71,37

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI → SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO VEICOLARE

Le tensioni orizzontali dovute al sovraccarico q generato dalla presenza di mezzi meccanici durante le operazioni di varo (sovraccarico dovuto ai mezzi d'opera) e del traffico veicolare durante la fase di esercizio, sono state determinate applicando le soluzioni elastiche di Mindlin. In particolare si farà riferimento ad un mezzo d'opera di medie dimensioni del peso massimo di 50 ton, su un'area di impronta di 6.40 x 4.60m, nella ragionevole ipotesi che il mezzo (escavatore) ponga i cingoli in direzione parallela a quella della parete durante le operazioni di scavo.

$$\sigma_{hq} = \frac{p}{2\pi} \left[ \arctan \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3} \right]$$

in cui si è indicato:

$$R_1 = \sqrt{L^2 + z^2}$$

$$R_3 = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

Essendo L e B le dimensioni in pianta dell'area di carico.

z	σw	σha	σhq	σha+σw+σhq	σha+σw	σe (sisma)
[m]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]
-	-	-	-	-	-	-
0,10	-	0,29	5,45	5,74	0,29	0,92
0,20	-	0,57	10,04	10,62	0,57	1,84
0,30	-	0,86	13,37	14,23	0,86	2,76
0,40	-	1,15	15,51	16,66	1,15	3,68
0,50	-	1,43	16,73	18,16	1,43	4,60
0,60	-	1,72	17,31	19,03	1,72	5,52
0,70	-	2,01	17,48	19,49	2,01	6,44
0,80	-	2,30	17,38	19,67	2,30	7,36
0,90	-	2,58	17,10	19,69	2,58	8,28
1,00	-	2,87	16,72	19,59	2,87	9,20
2,30	1,00	10,79	10,20	22,00	11,79	16,85
2,40	2,00	11,17	9,77	22,94	13,17	17,58
2,50	3,00	11,55	9,35	23,90	14,55	18,32
2,60	4,00	11,93	8,94	24,88	15,93	19,05
2,70	5,00	12,32	8,55	25,87	17,32	19,78
2,80	6,00	12,70	8,18	26,87	18,70	20,52
2,90	7,00	13,08	7,82	27,90	20,08	21,25
7,10	49,00	29,82	1,26	80,08	78,82	52,02
7,20	50,00	30,23	1,21	81,44	80,23	52,75
7,30	51,00	30,64	1,16	82,81	81,64	53,49
7,40	52,00	31,06	1,12	84,18	83,06	54,22
7,50	53,00	31,47	1,08	85,55	84,47	54,95
7,60	54,00	31,88	1,04	86,92	85,88	55,68
7,70	55,00	32,29	1,00	88,29	87,29	56,42
7,80	56,00	32,71	0,96	89,67	88,71	57,15
7,90	57,00	33,12	0,93	91,05	90,12	57,88
8,00	58,00	33,53	0,89	92,42	91,53	58,62
8,10	59,00	33,95	0,86	93,81	92,95	59,35
8,20	60,00	34,36	0,83	95,19	94,36	60,08
8,30	61,00	34,77	0,80	96,57	95,77	60,81
8,40	62,00	35,18	0,77	97,95	97,18	61,55
8,50	63,00	35,60	0,74	99,34	98,60	62,28
8,60	64,00	36,01	0,72	100,73	100,01	63,01
8,70	65,00	36,42	0,69	102,11	101,42	63,74
8,80	66,00	36,83	0,67	103,50	102,83	64,48
8,90	67,00	37,25	0,64	104,89	104,25	65,21
9,00	68,00	37,25	0,62	105,87	105,25	65,95

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI → SOVRACCARICO DOVUTO ALL AZIONE SISMICA

La tensione orizzontale agente sul manufatto dovuta all'evento sismico viene valutata attraverso il coefficiente di spinta  $k_m$  ricavato con la formula di Mononobe-Okabe di seguito riportata:

$$k_m = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta + \cos^2 \lambda + \cos(\delta + \lambda + \theta) + \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) * \cos(\lambda - i)}}\right)}$$

in cui:

$\phi$  = angolo di attrito del terreno (espresso in radianti);

$\lambda$  = inclinazione della parete del pozzo rispetto alla verticale = 0;

$\delta$  = angolo di attrito parete – terreno (espresso in radianti);

$i$  = inclinazione del piano campagna;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 0.009$$

Per la determinazione dei parametri  $k_h$  e  $k_v$  si è fatto riferimento al metodo pseudo-statico come riportato nel paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC-2018.

Adottando la teoria di Mononobe-Okabe, si ottiene la distribuzione dei carichi in occasione dell'evento sismico, attraverso la relazione:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \gamma * z * (1 - k_v) * k_m$$

z [m]	$\sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha} + \sigma_w + \sigma_{hq}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ha} + \sigma_w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_e$ (sisma) [kN/m <sup>2</sup> ]
-	-	-	-	-	-	-
0,10	-	0,29	5,45	5,74	0,29	0,92
0,20	-	0,57	10,04	10,62	0,57	1,84
0,30	-	0,86	13,37	14,23	0,86	2,76
0,40	-	1,15	15,51	16,66	1,15	3,68
0,50	-	1,43	16,73	18,16	1,43	4,60
0,60	-	1,72	17,31	19,03	1,72	5,52
0,70	-	2,01	17,48	19,49	2,01	6,44
0,80	-	2,30	17,38	19,67	2,30	7,36
0,90	-	2,58	17,10	19,69	2,58	8,28
1,00	-	2,87	16,72	19,59	2,87	9,20
2,30	1,00	10,79	10,20	22,00	11,79	16,85
2,40	2,00	11,17	9,77	22,94	13,17	17,58
2,50	3,00	11,55	9,35	23,90	14,55	18,32
2,60	4,00	11,93	8,94	24,88	15,93	19,05
2,70	5,00	12,32	8,55	25,87	17,32	19,78
2,80	6,00	12,70	8,18	26,87	18,70	20,52
2,90	7,00	13,08	7,82	27,90	20,08	21,25
7,10	49,00	29,82	1,26	80,08	78,82	52,02
7,20	50,00	30,23	1,21	81,44	80,23	52,75
7,30	51,00	30,64	1,16	82,81	81,64	53,49
7,40	52,00	31,06	1,12	84,18	83,06	54,22
7,50	53,00	31,47	1,08	85,55	84,47	54,95
7,60	54,00	31,88	1,04	86,92	85,88	55,68
7,70	55,00	32,29	1,00	88,29	87,29	56,42
7,80	56,00	32,71	0,96	89,67	88,71	57,15
7,90	57,00	33,12	0,93	91,05	90,12	57,88
8,00	58,00	33,53	0,89	92,42	91,53	58,62
8,10	59,00	33,95	0,86	93,81	92,95	59,35
8,20	60,00	34,36	0,83	95,19	94,36	60,08
8,30	61,00	34,77	0,80	96,57	95,77	60,81
8,40	62,00	35,18	0,77	97,95	97,18	61,55
8,50	63,00	35,60	0,74	99,34	98,60	62,28
8,60	64,00	36,01	0,72	100,73	100,01	63,01
8,70	65,00	36,42	0,69	102,11	101,42	63,74
8,80	66,00	36,83	0,67	103,50	102,83	64,48
8,90	67,00	37,25	0,64	104,89	104,25	65,21
9,00	68,00	37,25	0,62	105,87	105,25	71,37

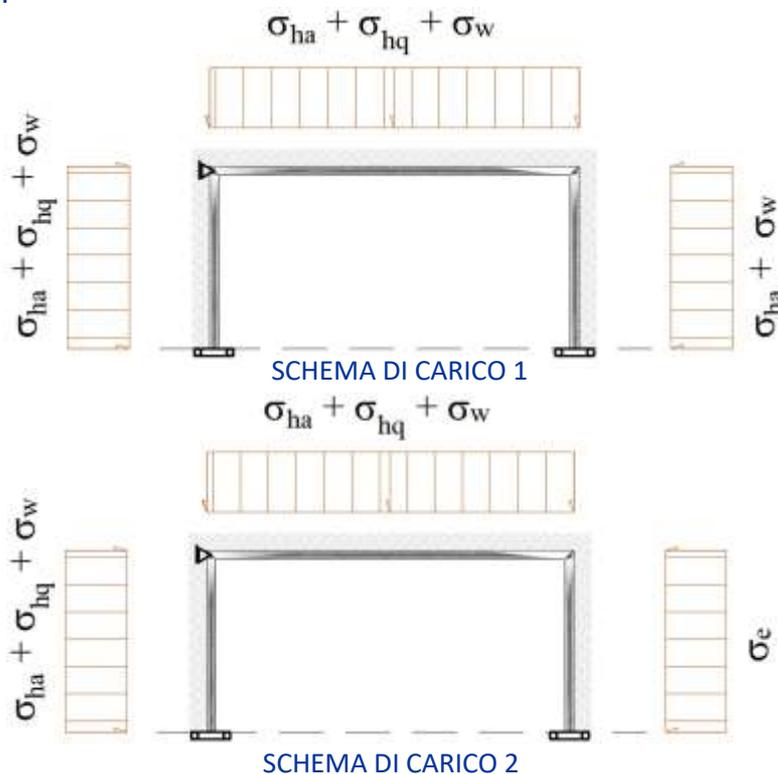


# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## SCHEMI DI CARICO

A vantaggio di sicurezza saranno considerati, ai fini delle verifiche strutturali, i massimi valori delle azioni orizzontali ovvero agenti alla profondità massima di infissione.

I valori dei carichi agenti stimati devono, quindi, essere combinati secondo i gli SCHEMI DI CARICO di seguito rappresentati.



z	$\sigma_w$	$\sigma_{ha}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_{ha} + \sigma_w + \sigma_{hq}$	$\sigma_{ha} + \sigma_w$	$\sigma_e$ (sisma)
[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
-	-	-	-	-	-	-
0,10	-	0,29	5,45	5,74	0,29	0,92
0,20	-	0,57	10,04	10,62	0,57	1,84
0,30	-	0,86	13,37	14,23	0,86	2,76
0,40	-	1,15	15,51	16,66	1,15	3,68
0,50	-	1,43	16,73	18,16	1,43	4,60
0,60	-	1,72	17,31	19,03	1,72	5,52
0,70	-	2,01	17,48	19,49	2,01	6,44
0,80	-	2,30	17,38	19,67	2,30	7,36
0,90	-	2,58	17,10	19,69	2,58	8,28
1,00	-	2,87	16,72	19,59	2,87	9,20
2,30	1,00	10,79	10,20	22,00	11,79	16,85
2,40	2,00	11,17	9,77	22,94	13,17	17,58
2,50	3,00	11,55	9,35	23,90	14,55	18,32
2,60	4,00	11,93	8,94	24,88	15,93	19,05
2,70	5,00	12,32	8,55	25,87	17,32	19,78
2,80	6,00	12,70	8,18	26,87	18,70	20,52
2,90	7,00	13,08	7,82	27,90	20,08	21,25
7,10	49,00	29,82	1,26	80,08	78,82	52,02
7,20	50,00	30,23	1,21	81,44	80,23	52,75
7,30	51,00	30,64	1,16	82,81	81,64	53,49
7,40	52,00	31,06	1,12	84,18	83,06	54,22
7,50	53,00	31,47	1,08	85,55	84,47	54,95
7,60	54,00	31,88	1,04	86,92	85,88	55,68
7,70	55,00	32,29	1,00	88,29	87,29	56,42
7,80	56,00	32,71	0,96	89,67	88,71	57,15
7,90	57,00	33,12	0,93	91,05	90,12	57,88
8,00	58,00	33,53	0,89	92,42	91,53	58,62
8,10	59,00	33,95	0,86	93,81	92,95	59,35
8,20	60,00	34,36	0,83	95,19	94,36	60,08
8,30	61,00	34,77	0,80	96,57	95,77	60,81
8,40	62,00	35,18	0,77	97,95	97,18	61,55
8,50	63,00	35,60	0,74	99,34	98,60	62,28
8,60	64,00	36,01	0,72	100,73	100,01	63,01
8,70	65,00	36,42	0,69	102,11	101,42	63,74
8,80	66,00	36,83	0,67	103,50	102,83	64,48
8,90	67,00	37,25	0,64	104,89	104,25	65,21
<b>9,00</b>	<b>68,00</b>	<b>37,25</b>	<b>0,62</b>	<b>105,87</b>	<b>105,25</b>	<b>71,37</b>

Dr. Ing. Domenico Corvino (Tecoattraversamenti s.r.l.)

Tecnologie esecutive ed elementi di progettazione di pozzi di spinta, intermedi e di arrivo

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## SCHEMI DI CARICO

Le azioni del terreno, precedentemente calcolate, costituiscono carichi permanenti (strutturali) (Tab. 6.2.I NTC 2018) e, poiché nella modellazione utilizzata contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza, per essi si utilizza il coefficiente  $\gamma_{G1}$ .

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_i$ (o $\gamma_{ei}$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{e0}$

Le sollecitazioni precedentemente calcolate derivano da un modello di terreno i cui parametri di resistenza sono considerati amplificati secondo un coefficiente  $\gamma_M$  unitario.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{ci}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## CARICHI AGENTI e SCHEMA DI CALCOLO → EFFETTO DEL VARO DELLA CONDOTTA

La spinta della condotta avviene contrastando i pistoni della macchina alla parete di spinta mediante una piastra rettangolare in acciaio, che trasferisce la forza di spinta su di un'area prestabilita.

Considerando, a vantaggio di sicurezza, una spinta ammissibile pari al **massimo valore di spinta** che l'attrezzatura offre (eg. 4000 kN, massimo valore per slitta microtunneling DN1000 – 1200), si avrà una pressione di spinta distribuita sulla parete.

Per la verifica si farà riferimento ad una "striscia" orizzontale di parete di spinta di altezza pari ad 1.00m attraverso la piastra ovvero la pressione precedentemente definita. Tale comportamento viene assimilato a quello di una trave rigida di fondazione avente lo spessore della parete e larghezza di 100 cm. Il carico distribuito a cui è soggetta è applicato a partire dallo spigolo della piastra. Il modello utilizzato per il calcolo della massima sollecitazione, dunque, considera la parete modellata come **trave su suolo alla Winkler**.

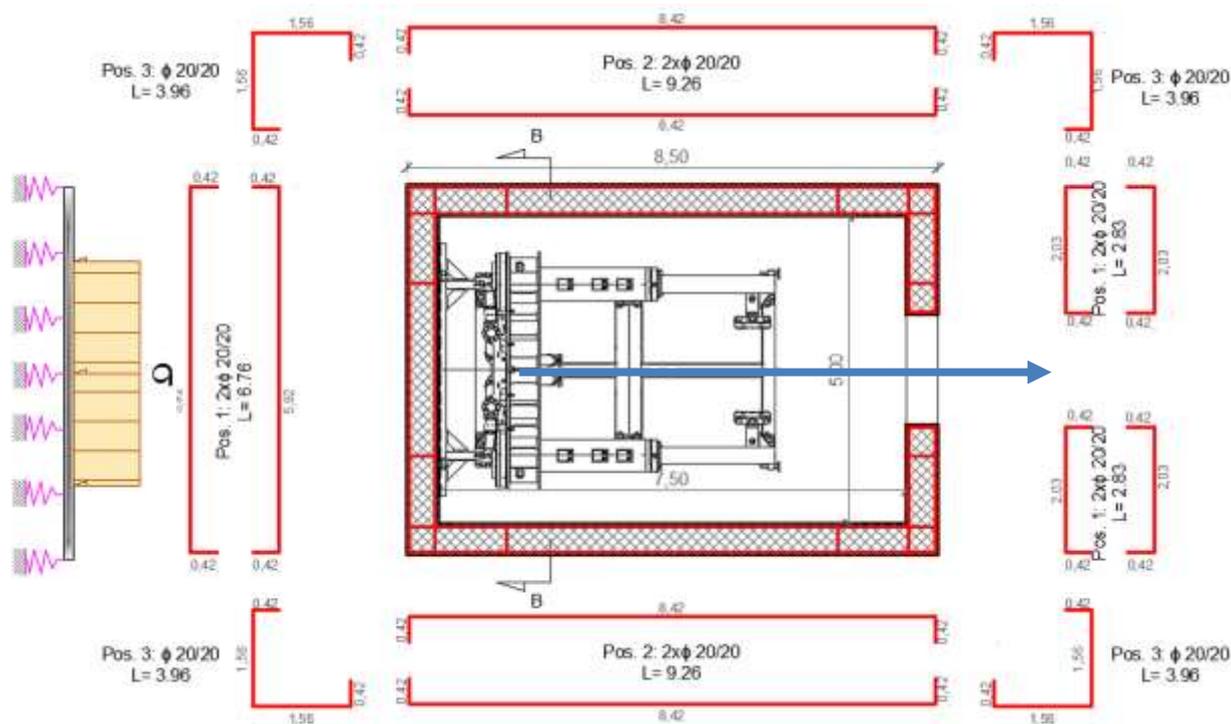


Fig.33 Schema di calcolo e armature

In funzione delle risultanze di calcolo si predisporrà l'armatura minima di progetto, avendo cura di inserire, comunque, **specifica armatura** finalizzata a presidiare i nodi strutturali **in modo da solidarizzare le pareti ortogonali**.

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## DIFFERENZIAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IN RELAZIONE ALLA MODALITA' ESECUTIVA

La modalità esecutiva del pozzo in calcestruzzo armato influenza notevolmente la scelta del modello nonché dei parametri che governano il fenomeno fisico di interesse. Nel caso di specie realizzare un pozzo con la tecnica dell'autoaffondamento anziché realizzato in opera presuppone le seguenti sostanziali differenze:

1. la struttura avrà un **«funzionamento statico»** differente, con un aggravio strutturale per le pareti non munite nel transitorio di nessun vincolo di ritegno nel piano ortogonale;
2. il terreno a tergo delle pareti eserciterà, in condizioni di spinta, un'azione di tipo passiva che risulta particolarmente efficace anche per contrastare eventuali «cedimenti orizzontali».

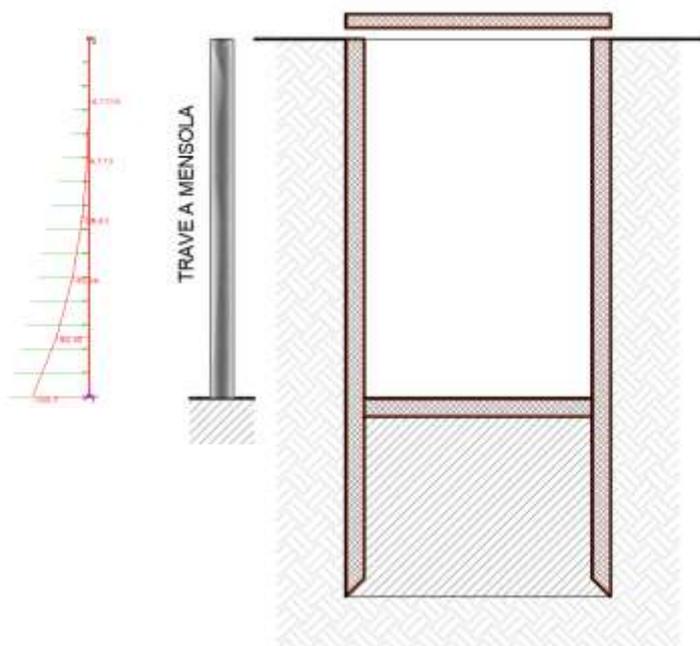


Fig.34 Schemi di calcolo e diagramma del momento a parità di carico e sezione: TRAVE A MENSOLA

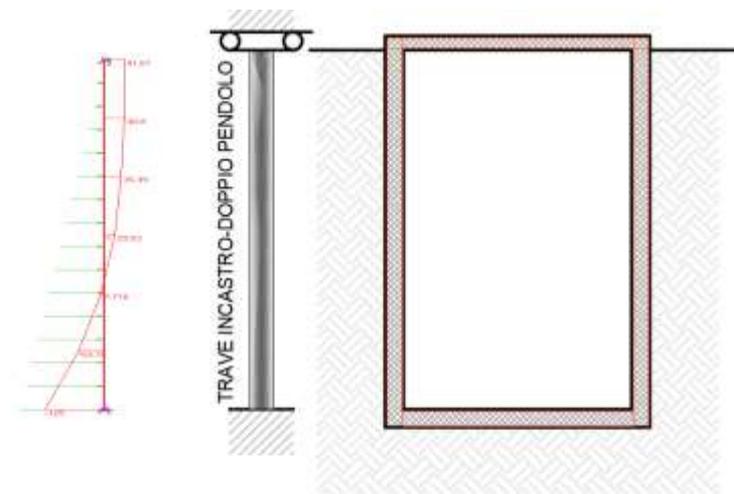


Fig.35 Schemi di calcolo e diagramma del momento a parità di carico e sezione: TRAVE INCASTRO-DOPPIO PENDOLO

# ELEMENTI DI PROGETTAZIONE

## DIFFERENZIAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IN RELAZIONE ALLA MODALITA' ESECUTIVA

La modalità esecutiva del pozzo in calcestruzzo armato influenza notevolmente la scelta del modello nonché dei parametri che governano il fenomeno fisico di interesse. Nel caso di specie realizzare un pozzo con la tecnica dell'autoaffondamento anziché realizzato in opera presuppone le seguenti sostanziali differenze:

1. La struttura avrà un funzionamento statico differente;
2. il terreno a tergo delle pareti eserciterà, in concomitanza della spinta, un'azione di tipo passiva che risulta particolarmente efficace anche per contrastare eventuali «cedimenti orizzontali».

Questi due aspetti meritano sempre una valutazione complessiva in sede di sviluppo della progettazione strutturale dell'intervento.

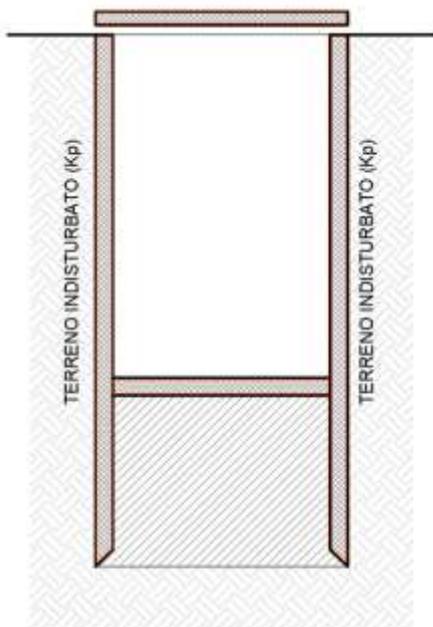


Fig.36 Rappresentazione grafica terreno-pozzo

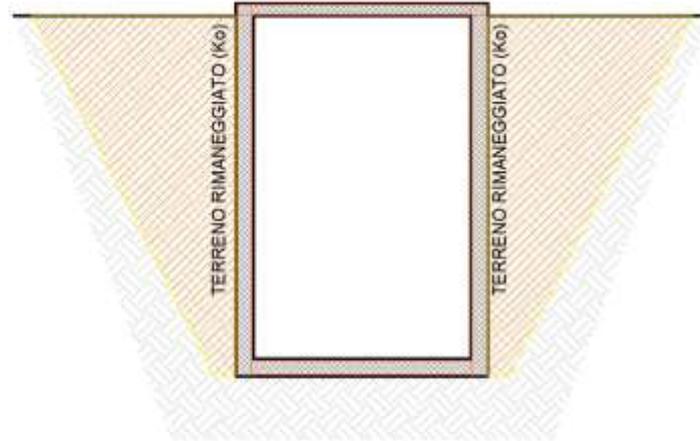
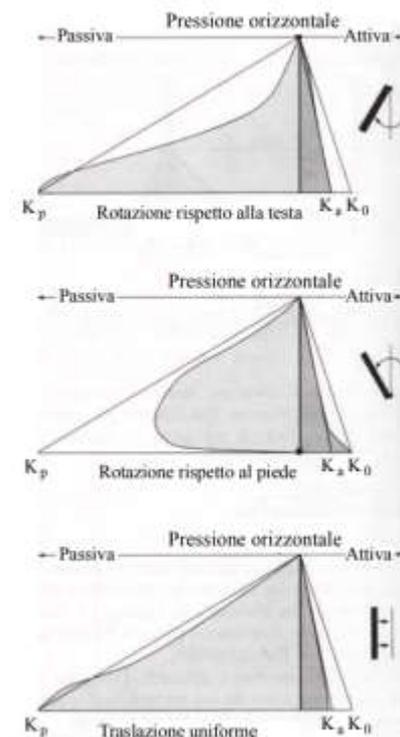
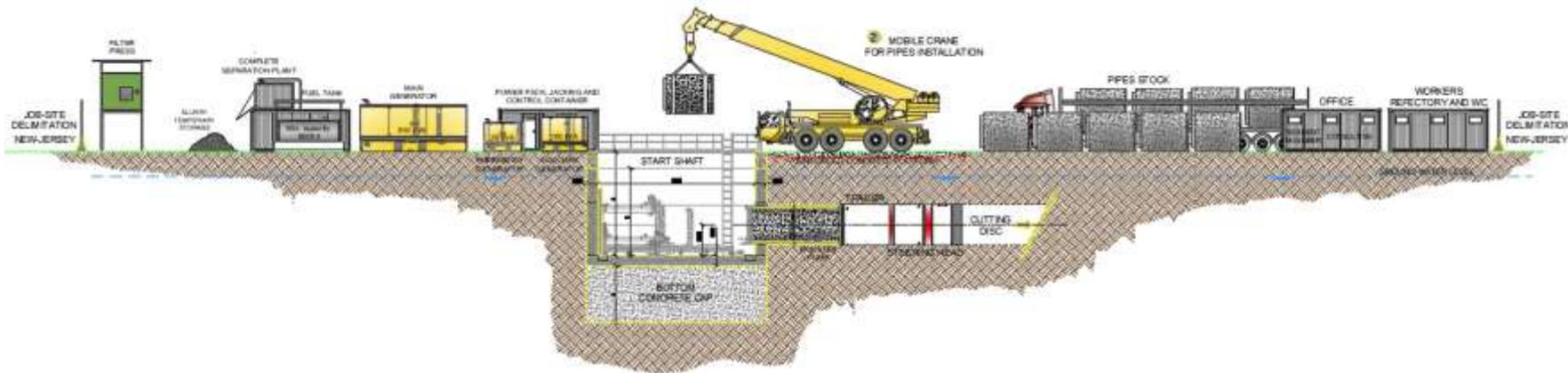


Fig.37 Digrammi di pressione orizzontale contro un parete rigida.





# GRAZIE PER L'ATTENZIONE!