

ALFA COSTRUZIONI EDILI S.r.L.


ALFA
ALFA COSTRUZIONI
EDILI s.r.l.
MONDOVI' (CN)

**INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE
AREA EX STABILIMENTO GAVARRY S.p.A.
COMUNE DI ALBISOLA SUPERIORE (SV)**

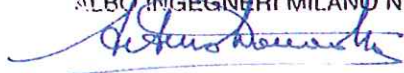
**PRECISAZIONI E PRESCRIZIONI IN ORDINE ALLE TEMATICHE
GEOTECNICHE, IDROGEOLOGICHE E STRUTTURALI
DEL PARCHEGGIO**

Savona, 06 dicembre 2011

ing. Arturo Donadio

ing. Germano Guiducci

S.P.S. s.r.l. - STUDIO PROGETTI STRUTTURALI
DIRETTORE TECNICO
S.P.S. STUDIO ASSOCIATO
Dott. Ing. **ARTURO DONADIO**
ALBO INGEGNERI MILANO N° 13575





INTRODUZIONE

Le considerazioni sviluppate nella presente nota sono basate sugli schemi di Progetto Architettonico dell'intervento, sui risultati delle indagini sui terreni eseguite, sulla relazione geologica (dr. Filippi), su calcoli preliminari delle strutture.

Si intende anche svolgere approfondimenti con riguardo alle richieste della Commissione Igienico Edilizia – prof. Maifredi (seduta del 17/11/2011).

Le dimensioni in pianta sono di circa 120x80 mq, con 2 piani interrati e profondità di scavo di circa 8 m.

Per la natura dei terreni risulta fattibile lo scavo delle paratie con benna tradizionale.

CONDIZIONI GEOTECNICHE

Il piano campagna è a circa +3.5 m s.l.m.

La falda a circa 3.0÷3.5 m dal p.c. - livello minimo 0.0 m s.l.m., con possibili oscillazioni massime fino a +1 m.

Sulla base delle informazioni esistenti si configura la presenza di:

- livello di copertura a comportamento prevalentemente coesivo di a circa -4.0÷-5.0 m dal p.c.;
- da -4.0÷-5.0 m fino alle massime profondità di interesse progettuale, depositi a prevalente comportamento granulare, dato da sabbia e ghiaia in matrice limosa e con intercalazioni limose-argillose caotiche.

Il secondo livello è quello di rilevanza progettuale, ove risiede la falda e che governa quindi i processi di filtrazione che verranno innescati dalle operazioni di scavo. Dai dati in possesso si possono escludere presenza di falde separate, se non localmente, essendo la presenza dei livelli più fini discontinui anche in piccola scala.

Nelle figure seguenti si riporta la stratigrafia del sondaggio PZC5 (ubicato nell'angolo SW dell'area di intervento) a chiarimento della descrizione. Lo strato limoso-argilloso a 16 m non rappresenta una formazione di substrato, poiché è nota la presenza di depositi granulari anche al di sotto di tale profondità.



Stratigrafia - PZC5

SCALA 1 : 75 Pagina 1/2

Riferimento: ALFA Costruzioni edili s.r.l.		cod. commessa : 11091036		Sondaggio: PZC5												
Località: Stagionamento Gavary - Albisola (SV)				Quota:												
Impresa esecutrice: TERRA S.R.L.				Data: 20/09/11												
Coordinate:				Redattore: Geol. Marcello De Soldato												
Perforazione: A rotazione a carotaggio continuo																
metri km	LITOLOGIA	prof. m	spec. m	DESCRIZIONE	metri km	Sonda SFT	Penetro N	RP	Indice a 100	Consistenza	Caricamento	Indice a 100	Indice a 100	Indice a 100	Indice a 100	Indice a 100
1.		0.75	0.75	Soletta in cemento	1.											
		0.85	0.85	Ghiaia angolare e ciottoli di riporto												
		1.05	1.05	Sabbia medio-fine limosa colore marrone con frammenti di laterizi, asciutta												
2.		1.45	1.35	Sabbia medio-fine da limosa a con limo, asciutta	2.			20								
		2.45	2.45	Limo con argilla colore marrone con lenti grigio-azzurre, molto consistente, debolmente umido.				16								
3.		3.25	3.25	Limo sabbioso e argilloso colore marrone con inclusa rara ghiaia fine, consistente e secco.	3.											
		3.35	2.55	Limo con argilla, debolmente sabbioso, colore marrone nocciola con lenti grigio-azzurre, consistente, con frustoli carboniosi nerastri, debolmente umido.	4.											
4.				Localmente lenti sabbiose millimetriche, umide	5.											
5.		5.25	5.45	Sabbia medio-fine limosa colore marrone localmente grigio-verdastro, con ghiaia poligenica eterometrica e alcuni ciottoli o max tagliati dal carotere localmente alterati, da moderatamente addensata ad addensata, da umida a bagnata	6.											
6.					7.											
7.					8.											
8.					9.											
9.					10.											
10.				Da mt. 9,15 a mt. 9,65 lente limoso-sabbiosa, colore marrone, tenera	10.	10.3	15-18-19	17								
11.					11.											
12.					12.											
13.					13.											
14.				Limo argilloso e sabbioso colore marrone rossastro, consistente, umido	14.											
15.		14.85	2.55	Ghiaia fine e sabbia grossa limosa colore marrone rossastro, bagnata	15.											
		15.15	2.35	Limo con argilla colore marrone rossastro, consistente, con lenti millimetriche sabbiose e frustoli carboniosi nerastri, debolmente umido	16.											
16.		15.55	2.25	Limo argilloso colore da grigio marrone a grigio scuro, consistente, debolmente umido												
		15.75	2.25	Lenti sabbiose da mt. 16,10 a mt. 16,25												

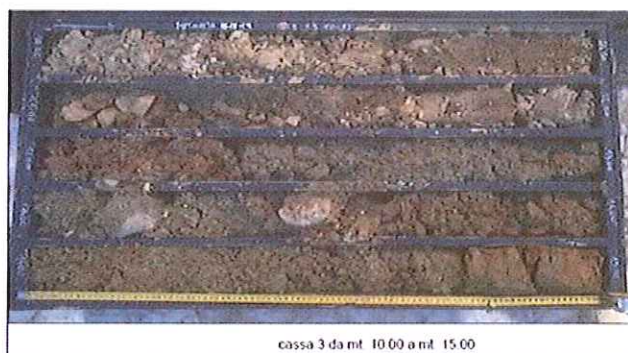
sondaggio PZC5



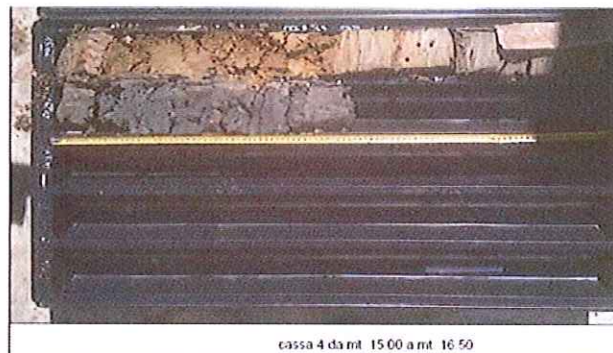
cassa 1 da mt. 0.00 a mt. 5.00



cassa 2 da mt. 5.00 a mt. 10.00



cassa 3 da mt. 10.00 a mt. 15.00



cassa 4 da mt. 15.00 a mt. 16.50

Le prove di permeabilità eseguite in foro hanno misurato valori di conducibilità idraulica medio-alti: $10^{-5} \div 10^{-4}$ m/s. Trattandosi di prove puntuali, che possono essere poco rappresentative in grande scala.

Per la struttura dei depositi si potrà caratterizzare la permeabilità verticale con i valori massimi 10^{-4} m/s (generalmente le porzioni più permeabili governano il fenomeno) e la permeabilità verticale con i valori minimi di 10^{-5} m/s, o anche inferiori.

Per le incertezze di sulla stima dei parametri di permeabilità, direttamente proporzionali alle portate di infiltrazione, occorre procedere all'esecuzione di prove nelle successive fasi progettuali (es. di pompaggio) e di verifica idraulica sull'intera area dopo il completamento delle strutture di perimetrazione e prima dell'esecuzione degli scavi.

SCELTE PROGETTUALI

Ipotizzando un solettone di fondazione di spessore ≥ 1.0 m, si prospetta una profondità di scavo max di circa 8.0 m dal p.c., di cui 4.5+5 m sotto falda.

I criteri di progetto delle strutture di perimetrazione debbono ispirarsi ai seguenti principali requisiti:

- Sicurezza alla stabilità delle strutture e contenimento delle deformazioni orizzontali al fine di limitare i risentimenti alle strutture ed infrastrutture nell'intorno dell'area di scavo. Per la profondità dello scavo, le soluzioni di base proposte, prevedono di contrastare le paratie in fase di scavo.
- Limitazione dell'impatto dell'opera sul sistema idrogeologico. Limitazione delle portate di infiltrazione a fondo scavo.

A tal proposito il prof. Maifredi chiede che *"le scelte operate dovranno essere tali da avere la minima influenza con la falda, sia in fase di cantiere, che in esercizio ed andranno, pertanto, evitati sia diaframmi profondi che l'uso generalizzato di well point"*.

E' assolutamente da noi condivisa la necessità di limitare l'impatto idrogeologico dell'opera e di evitare drenaggi di tipo attivo.

A questo scopo nel prosieguo si analizzeranno tutte le soluzioni ritenute tecnicamente possibili con riferimento alle richieste del prof. Maifredi, alle tecnologie disponibili in relazione alle caratteristiche geotecniche del sito, con l'obiettivo di minimizzare l'impatto del cantiere e dell'opera finita sul contesto geologico-idrogeologico e geotecnico.

Soluzione 1

La minimizzazione della lunghezza delle paratie e delle portate di acqua di infiltrazione da emungere a fondo scavo si può ottenere mediante l'inserimento di un tampone, in jet grouting, come rappresentato nelle figure seguenti.

Questa soluzione offre potenziali ampie garanzie sulla limitazione delle portate di acqua di infiltrazione. Tuttavia l'efficacia del tampone è tuttavia in stretta relazione con la sua corretta esecuzione e con l'esito dei controlli in fase esecutiva e finale – occorre comunque l'intervento di una impresa specializzata con adeguate attrezzature ed esperienza.

Occorre comunque prevedere un sistema passivo di dewatering, con raccolta e sollevamento delle acque residue di infiltrazione.

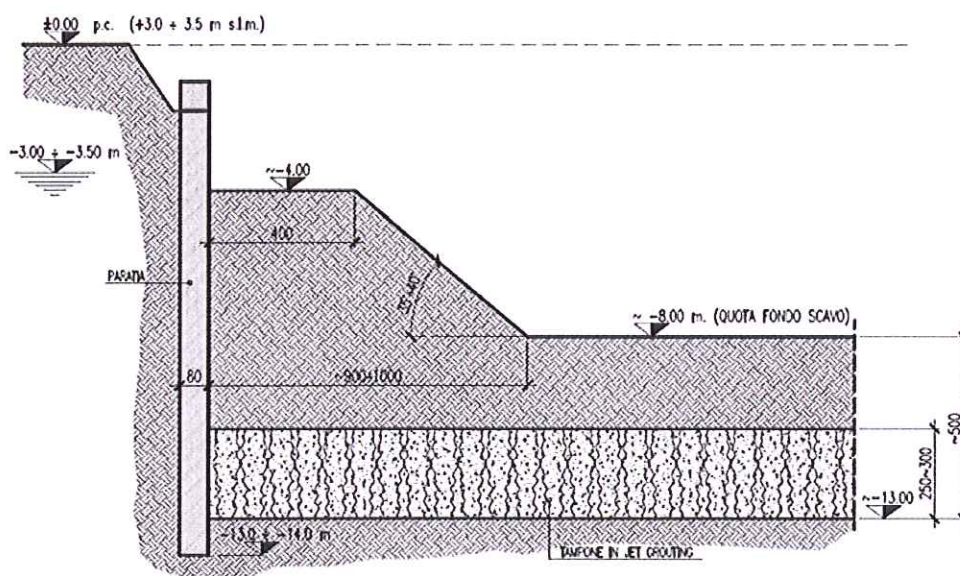
Il tampone di fondo è tipicamente un mezzo d'opera con funzione temporanea caratterizzato da un elevato costo e lunghi tempi esecutivi; trova di norma impiego in condizioni idrauliche e logistiche particolarmente gravose.

Nel caso in esame non se ne ravvisa la necessità, né l'opportunità in base a valutazioni di ottimizzazione tecnico-economica.

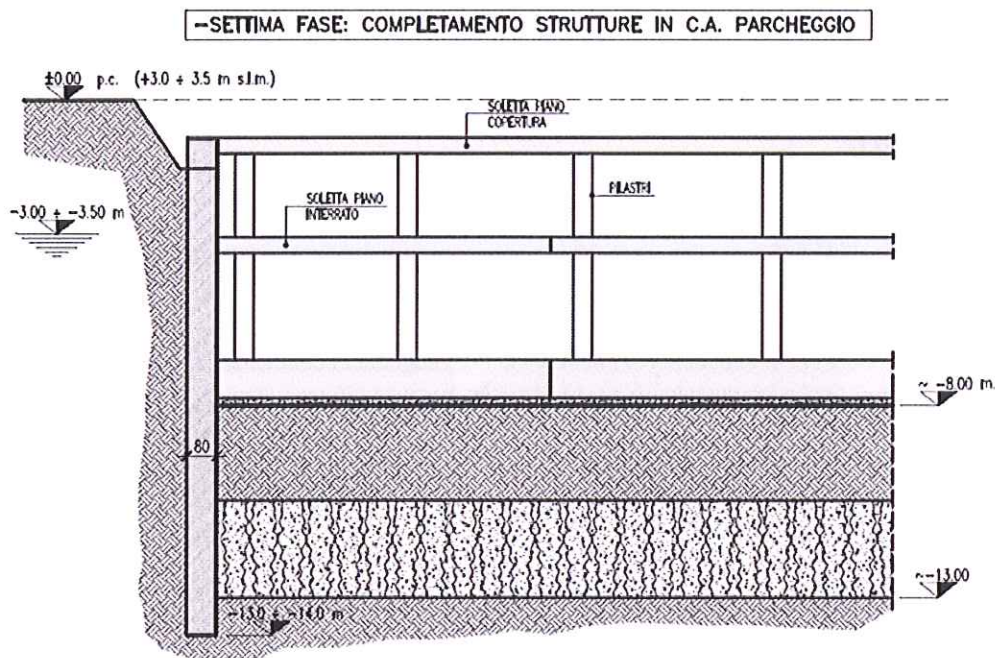
Le fasi esecutive, di scavi e contrasto delle paratie sono descritte graficamente rappresentate nelle figure seguenti, studiate con l'obiettivo di evitare la realizzazione di tiranti di contrasto.

SOLUZIONE 1

- PRIMA FASE: ESECUZIONE PARATIE IN C.A.
- SECONDA FASE: ESECUZIONE TAMPONE IN JET GROUTING
- TERZA FASE: SCAVO PARZIALE FINO ALLE Q. -4.00/-8.00



Technical cross-section drawing of a building foundation and basement structure. The drawing shows a vertical wall on the left with a horizontal beam (PUNTO) extending to the right. Below the beam is a foundation (FONDAZIONE) and a basement floor (PILASTRI). The ground level is indicated by a dashed line at +0.00 p.c. (+3.0 + 3.5 m s.l.m.). The basement floor is at approximately -1.00 m. The foundation is at approximately -8.00 m. The ground level is at approximately -3.00 to -3.50 m. The drawing includes various dimensions and labels for structural elements.



Soluzione 2a

La limitazione delle portate di infiltrazione può essere ottenuta anche mediante adeguato approfondimento delle paratie perimetrali.

Per l'opera di sostegno perimetrale si potranno utilizzare diaframmi, spessore 0.8 m, spinti fino ad una profondità di 17÷18 m dal p.c.. Si configura quindi un ammorsamento di circa 9.0 m sotto la massima profondità di scavo.

Nella figura seguente si mostra una possibile soluzione, che consente di limitare le portate a 5500÷8000 m³/giorno, gestibili con un sistema di dewatering semi-attivo (brevemente descritto nel seguito). Le portate stesse potranno essere meglio stimate con apposita programmazione di indagini e prove integrative.

Le portate stesse potranno essere ulteriormente limitate con ulteriore approfondimento delle paratie e/o adeguate fasizzazioni degli scavi.

Il contrasto provvisorio, necessario per la statica dell'opera in fase di scavo e per mantenere la deformabilità del sistema entro limiti accettabili potrà essere costituita da strutture provvisorie in acciaio, ovvero definitive in cls, di adeguata capacità flessionale.

Si ipotizzano due casi.

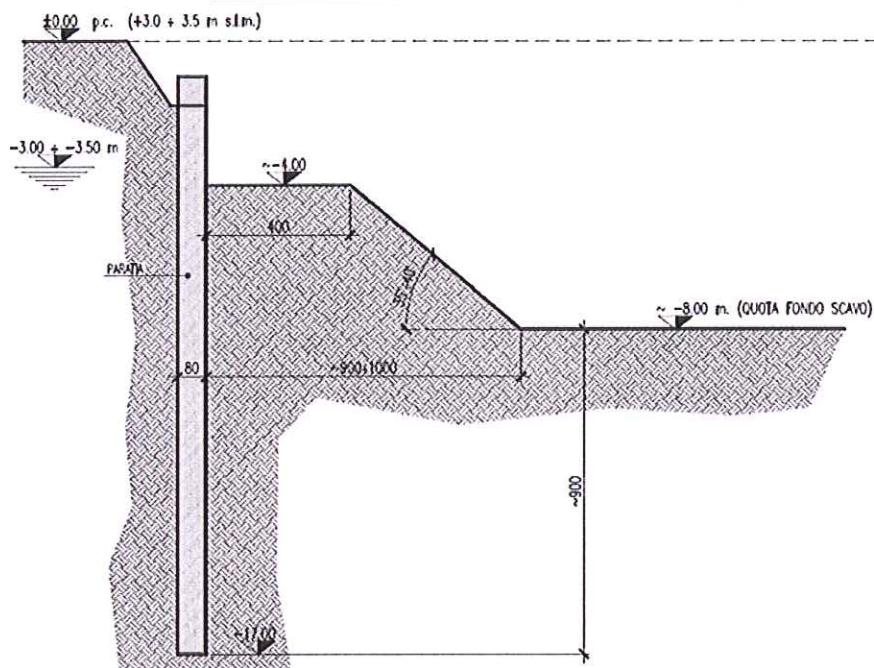
Soluzione 2a - Caso 1

- Scavo a sbalzo fino al quota imposta impalcato del primo livello interrato (livello -1);
- Approfondimento dello scavo nella porzione centrale fino a quota di imposta della fondazione, con conformazione di una berma a ridosso delle paratie perimetrali, con larghezza in testa di almeno 4 m e profilatura della scarpata a circa 40° rispetto all'orizzontale.
- Realizzazione della fondazione e delle strutture in elevazione (fino all'impalcato -1). Realizzazione dei puntoni di contrasto sulle paratie (al livello -1); ultimazione dello scavo con rimozione della berma perimetrale e contestuale completamento del solettone.
- Completamento delle strutture interne che costituiscono contrasto definitivo per le opere di sostegno perimetrali.

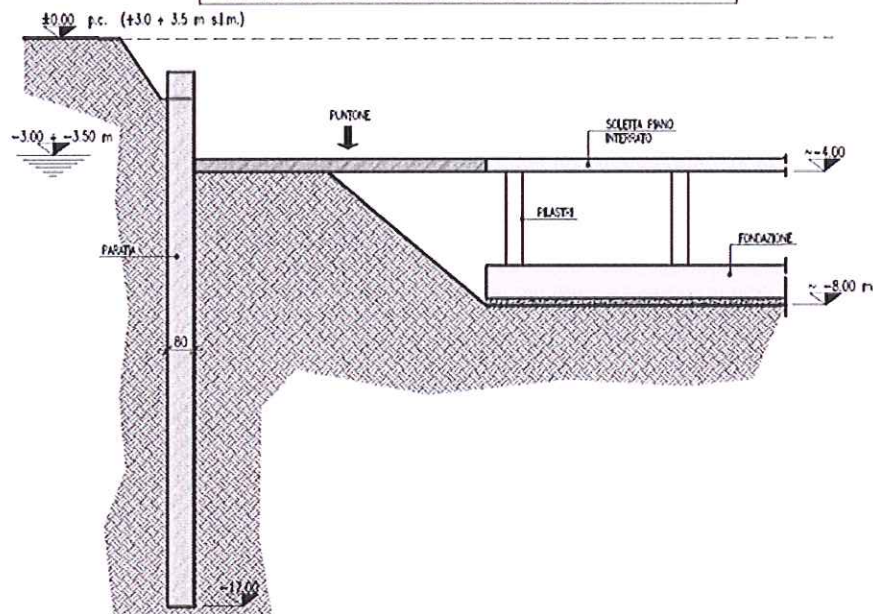
Tale soluzione consente di evitare l'utilizzo dei tiranti attivi. Per contro richiede una fasizzazione complessa per la realizzazione del contrasto, di tipo passivo, costituito da berma di terreno prima, poi puntone strutturale ed infine dal solettone di fondo e dagli impalcati strutturali.

SOLUZIONE 2A

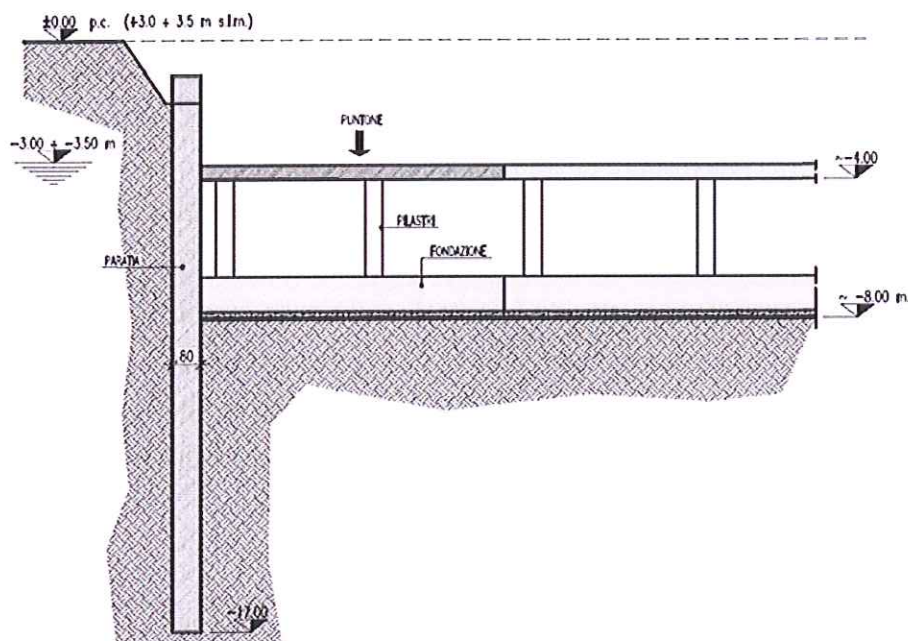
- PRIMA FASE: ESECUZIONE PARATIE IN C.A.
- SECONDA FASE: SCAVO PARZIALE FINO ALLE Q. -4.00/-8.00



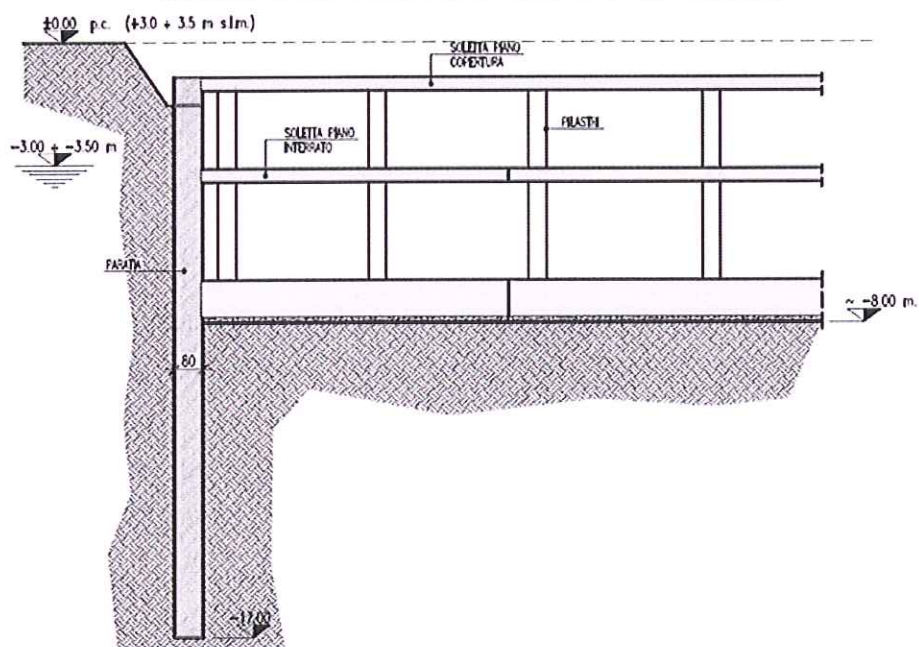
- TERZA FASE: ESECUZIONE STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO
- QUARTA FASE: ESECUZIONE PUNTONI IN C.A.



—QUINTA FASE: ESECUZIONE SCAVO NELLE ZONE SOTTOSTANTI
 I PUNTONI E REALIZZAZIONE STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO



—SESTA FASE: COMPLETAMENTO STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO



Soluzione 2a - Caso 2

- Scavo a sbalzo fino al quota imposta impalcato del primo livello interrato (livello -1);
- Dal piano di lavoro così realizzato, potranno essere realizzati pali-pilastro relativi alla struttura immediatamente a ridosso della paratia per una fascia di 10-15 m di larghezza. Tali pali (ovvero diaframmi) saranno spinti fin sotto la massima profondità di scavo, per una lunghezza sufficiente a soddisfare le verifiche di capacità portante per la successiva fase di scavo in top-down.
- Realizzazione dell'impalcato -1, (soletta in c.a.) sulla fascia perimetrale a ridosso delle paratie. L'impalcato così realizzato si configura come lastra anulare che costituirà efficace contrasto delle paratie per la successiva fase di scavo.
- Scavo a cielo aperto sulla porzione centrale e in top-down sulla porzione perimetrale fino al raggiungimento della massima profondità di scavo.
- Ultimazione delle strutture interne.

Tale soluzione consente di evitare l'utilizzo dei tiranti attivi. Per contro richiede una fasizzazione complessa, con tutte le complicità esecutive tipiche del top-down (parte dello scavo da realizzare sotto copertura, riprese di getto sugli impalcati, realizzazione delle aree laterali, etc.). Si segnala la necessità di realizzare pali e/o diaframmi per la fase esecutiva che dovranno essere inglobati nelle strutture definitive. Questa soluzione appare quindi architettonicamente complessa, con aspetti di incertezza esecutiva (modalità e tempi).

Soluzione 2b

Concettualmente analoga alla precedente, consente di limitare l'impatto della perimetrazione, nella fase definitiva, con l'accorgimento di mantenere molto più corti alcuni pannelli di paratia.

In tal modo, nella configurazione definitiva, il reticolo di filtrazione dell'acqua da monte verso mare, trova varchi preferenziali per ripristinarsi appena sotto il solettone di fondo a circa 9 m di profondità.

Nelle figure seguenti si mostrano gli schemi relativi alla proposta.

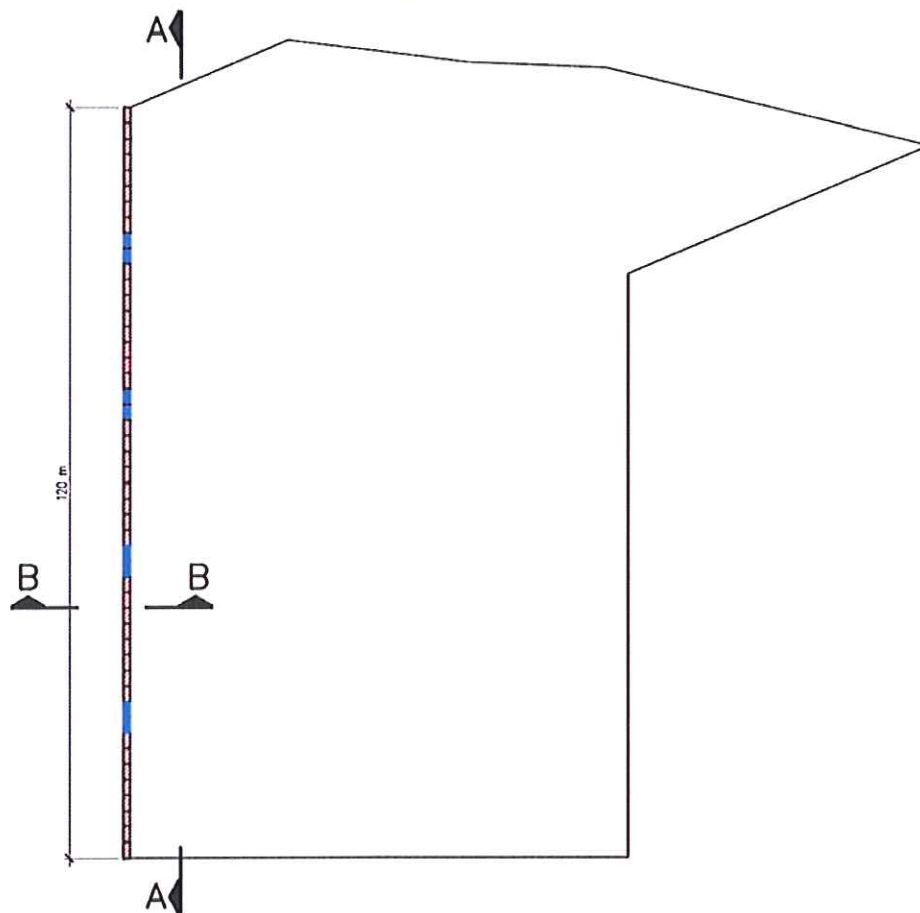
Per la fase esecutiva si prevede l'impiego di palancole provvisorie, localmente a tergo dei pannelli corti, per mantenere uniforme lo schermo perimetrale alla profondità di 17÷18 m, nella fase provvisoria degli scavi. Le palancole potranno quindi essere sfilate dopo il

completamento del solettone di base, configurando un sistema paratia complessivamente a "pettine" con varchi ogni 25 m circa (prevedibili in numero di 2 sui lati corti e 4 sui lati lunghi), che costituiranno via preferenziale per il ripristino del flusso idraulico monte-valle.

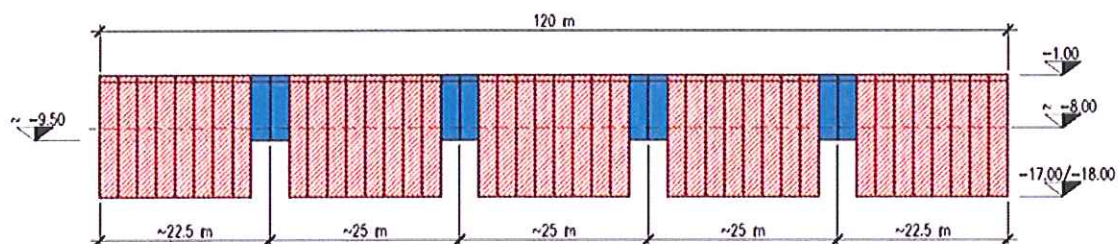
SOLUZIONE 2B

—PRIMA FASE: ESECUZIONE PARATIE IN C.A.
 (FRONTE LONGITUDINALE PARCHEGGIO L=120 m.

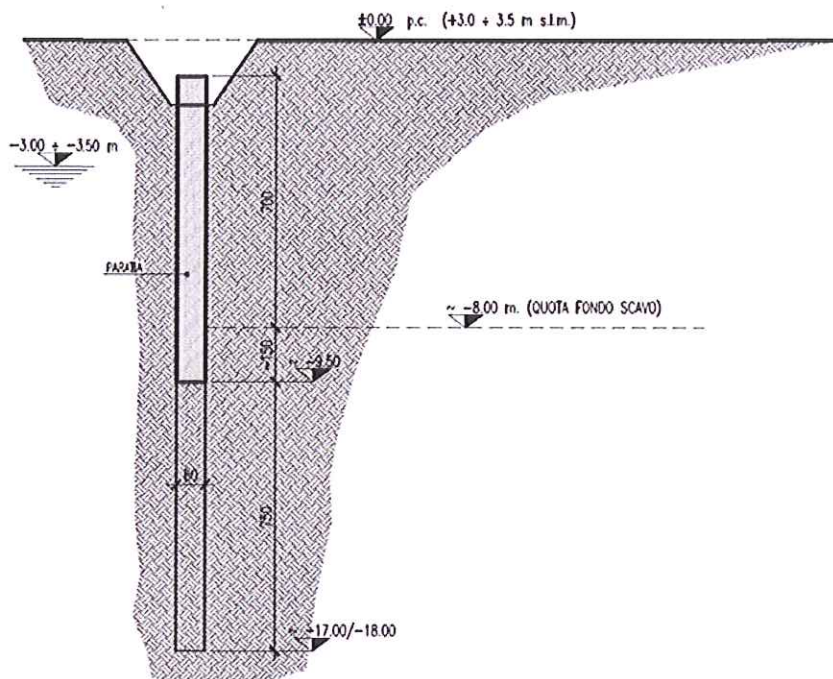
* PIANTA TRACCIAMENTO PARCHEGGIO—



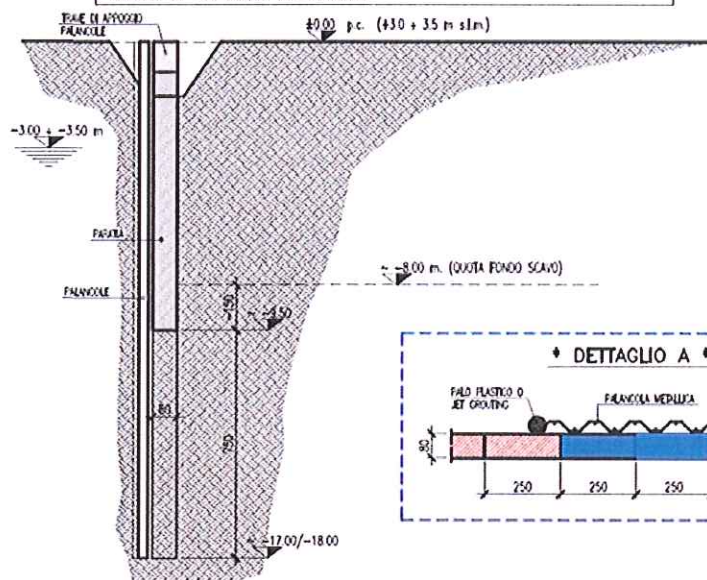
* SEZIONE A-A *



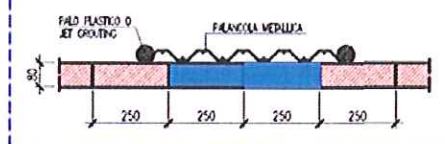
♦ SEZIONE B-B ♦



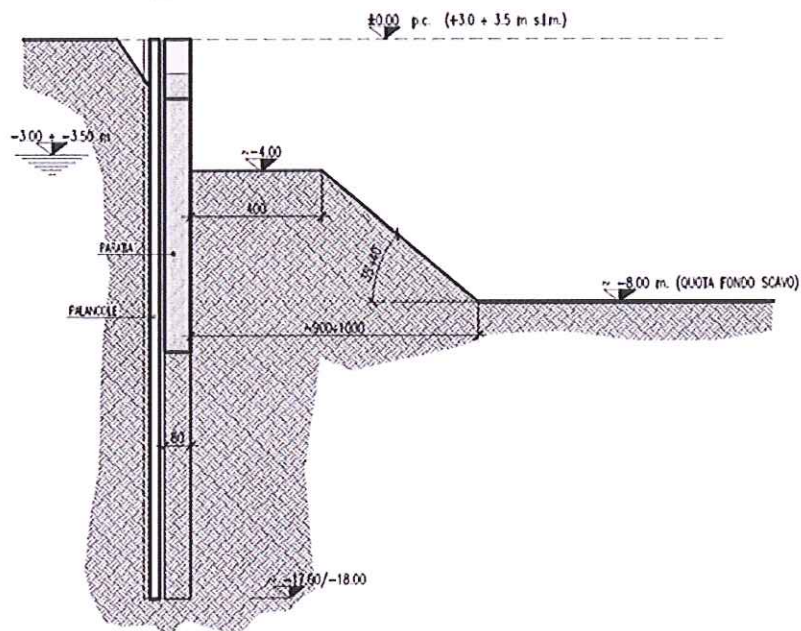
—SECONDA FASE: INFILSIONE PALANCOLE METALLICHE PROVVISORIE
 IN CORRISPONDENZA PARATIE H.850 (DETTAGLIO A) E REALIZZAZIONE
 TRAVE DI APPOGGIO PALANCOLE



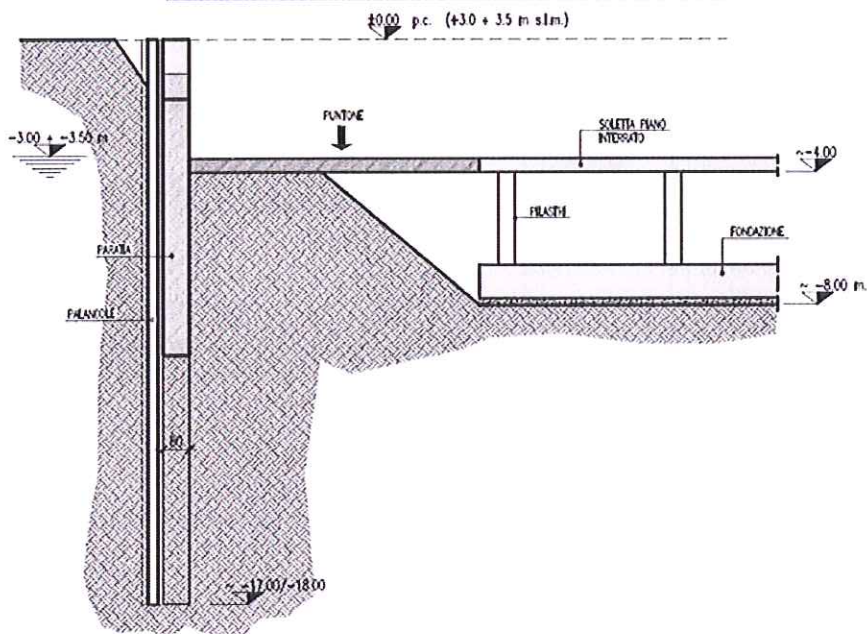
♦ DETTAGLIO A ♦



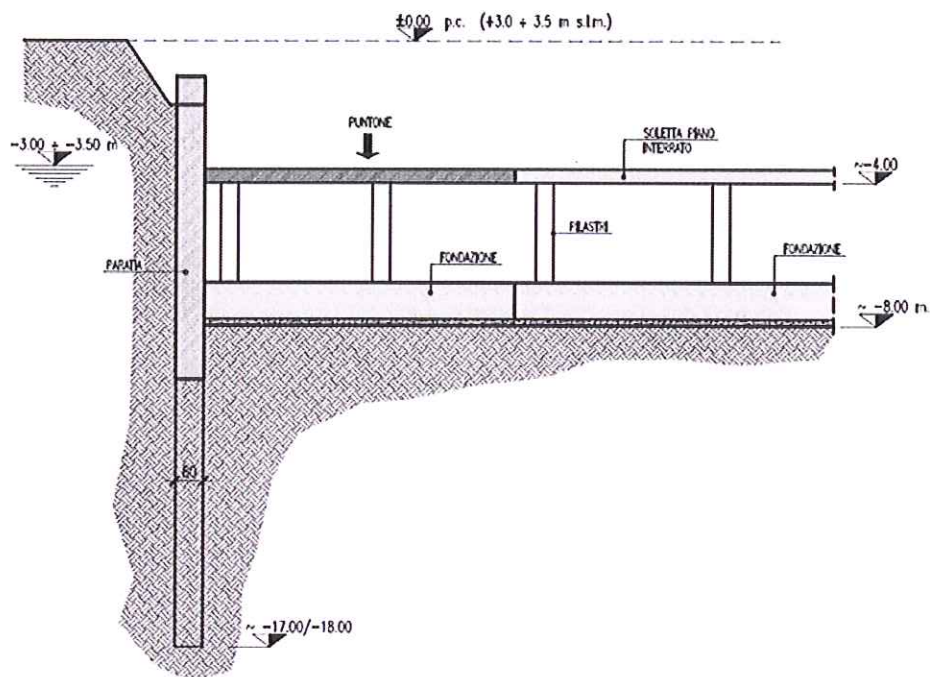
-TERZA FASE: SCAVO PARZIALE FINO ALLE Q. -4.00/-8.00



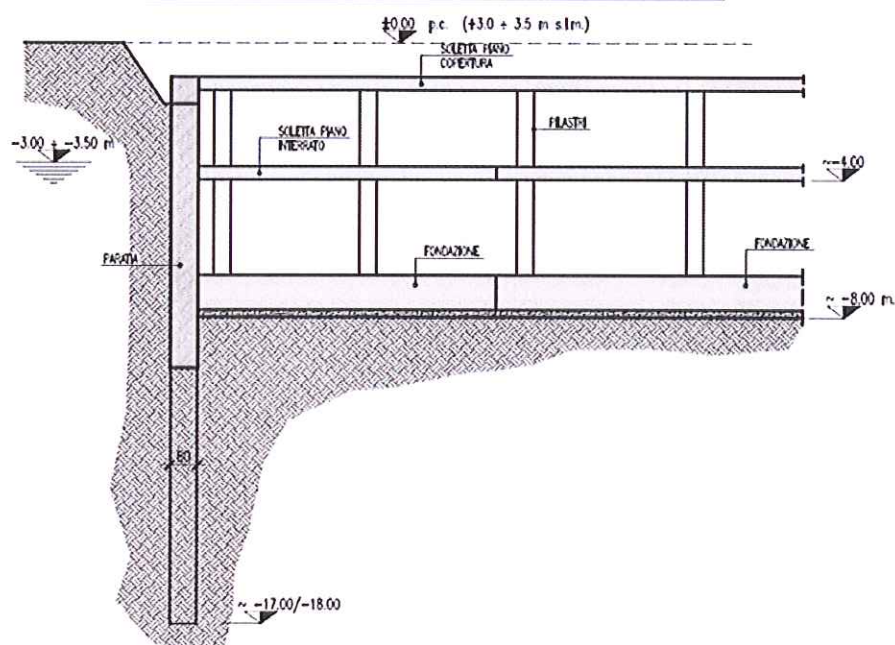
-QUARTA FASE: ESECUZIONE STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO
 -QUINTA FASE: ESECUZIONE PUNTONI IN C.A.



—SESTA FASE: ESECUZIONE SCAVO NELLE ZONE SOTTOSTANTI I PUNTONI
 —SETTIMA FASE: RIMOZIONE PALANCOLE METALLICHE PROVVISORIALI



—OTTAVA FASE: ESECUZIONE STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO



Soluzione 3

Scavo mediante contrasto della paratia con un ordine di tiranti attivi, provvisori, con armatura a trefoli con fondazione iniettata ad alta pressione. Saranno ubicati ad una profondità di 3.5÷4.0 m dal p.c. (circa al livello del primo piano interrato) e quindi operando fuori falda; la prima fase di scavo sarà quindi a sbalzo.

Per l'opera di sostegno perimetrale si potranno utilizzare diaframmi, spessore 0.8 m, spinti fino ad una profondità di 17÷18 m dal p.c.. Si può procedere con pannelli localmente corti e palancole provvisorie come per la soluzione 2b.

Nelle figure seguenti si mostrano gli schemi relativi alla proposta.

I tiranti, essendo di tipo attivo, consentono di ridurre notevolmente gli spostamenti indotti. Saranno opportunamente inclinati e profondi per non interferire con le edificazioni circostanti.

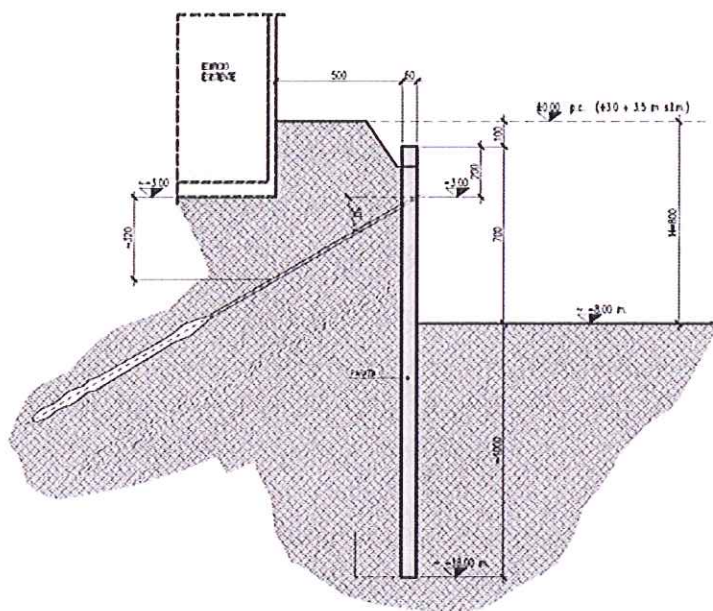
I diaframmi perimetrali troveranno contrasto definitivo nelle strutture interne e quindi i tiranti hanno natura provvisoria.

Tale soluzione ha il vantaggio di omogeneizzare le lavorazioni, senza parzializzazione degli scavi e fasizzazioni complesse. I tiranti, di tipo attivo, consentono di minimizzare le deformazioni del complesso struttura-terreno in fase di scavo.

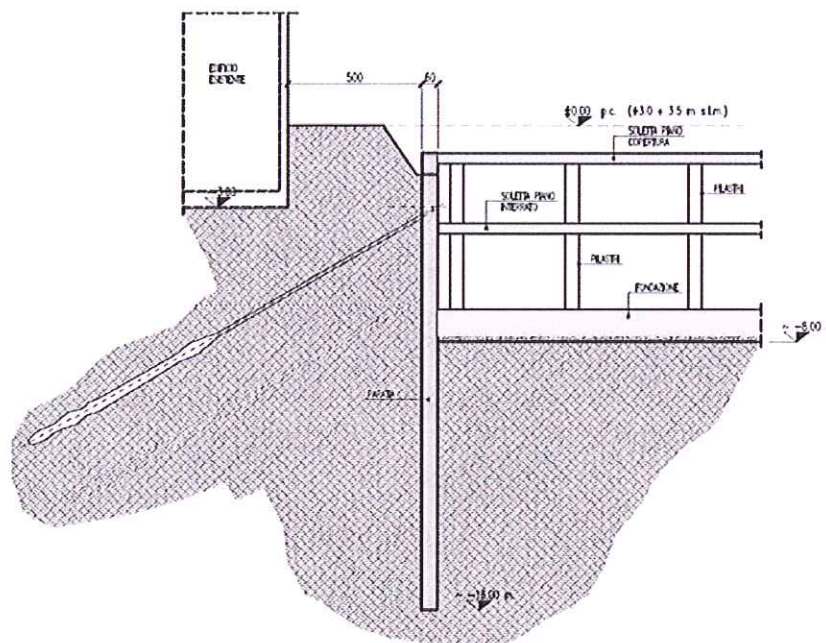
Occorre verificare la fattibilità in relazioni alle condizioni al contorno ed ai vincoli.

SOLUZIONE 3

-PRIMA FASE: ESECUZIONE PARATE IN C.A.
 -SECONDA FASE: ESECUZIONE TIRANTI ALLE Q. -3.00/-6.00
 PREVO SCALI ALLE QUOTE -3.50 E -6.50
 -TERZA FASE: SCAVO FINO ALLA QUOTA -8.00



-QUARTA FASE: ESECUZIONE STRUTTURE IN C.A. PARCHEGGIO



Soluzione 4

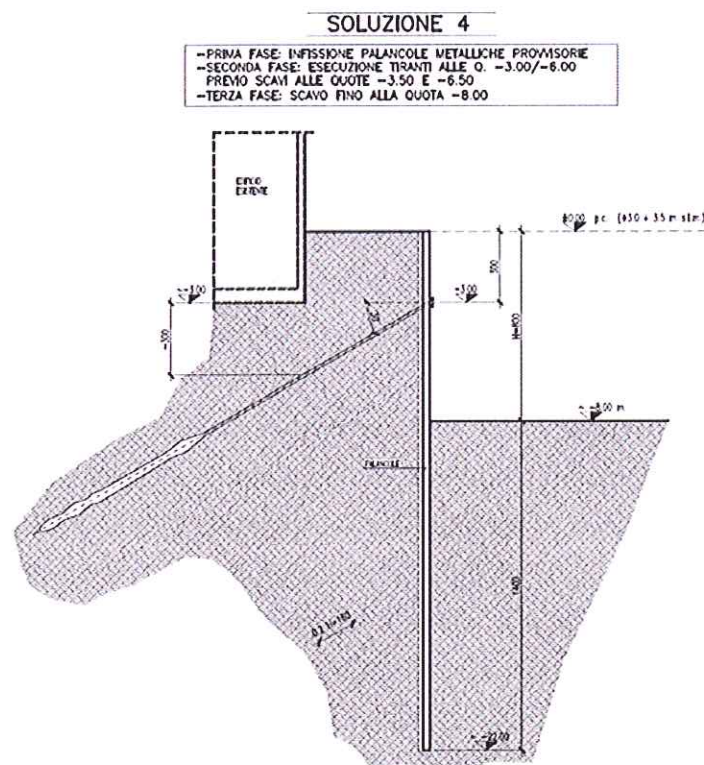
Prevede la realizzazione di palancole provvisorie, vibro-infisse alla profondità di circa 20÷22 m e tirantate con sistemi attivi provvisori.

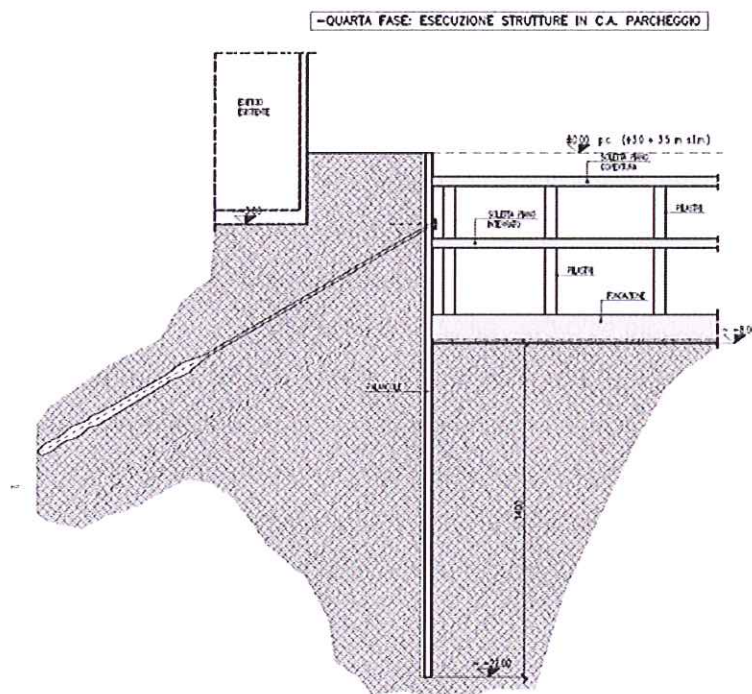
Raggiunto il fondo scavo si realizzano le strutture del parcheggio con muri perimetrali che, a lungo termine, sono contrastati dai solai o da puntoni se in presenza di intercapedini.

A struttura completata, le palancole vengono recuperate ed il parcheggio risulta "ingombrare" nel sottosuolo solo per l'altezza di circa 8 m.

Tale soluzione può presentare criticità operative, attesa l'imponente lunghezza delle palancole (es. trasporto e movimentazione), per le perturbazioni e vibrazioni connesse alla fase di posa alternata per vibro-infissione e per il rischio di incontrare strati di terreno o situazioni locali che non consentano di completare la posa.

Per tali ragioni il sistema, ancorché concettualmente "pulito" e convincente, potrebbe non risultare applicabile.





Soluzione 5

La soluzione 5 considera una proposta, senza contrasti provvisori, con paratia di sbalzo di spessore 1.0 m e lunghezze 20÷22 m.

Per limitare le sollecitazioni, e soprattutto le deformazioni (entro i 50 mm) il ribasso finale dello scavo sarà eseguito a campioni (di 3÷4 m) con immediato getto di una soletta per contrasto alla base.

Analogamente alla soluzione 2b si possono inserire pannelli corti per migliorare i flussi dell'acqua nella configurazione definitiva - con palancole provvisorie a tergo per le fasi esecutive. Questa soluzione consente di limitare le portate a 3500÷5000 m³/giorno, gestibili con un sistema di dewatering semi-attivo (brevemente descritto nel seguito).

Il maggior ingombro delle paratie viene compensato da una grande semplificazione e rapidità dell'esecuzione per l'assenza di tiranti o di puntellazioni provvisorie.

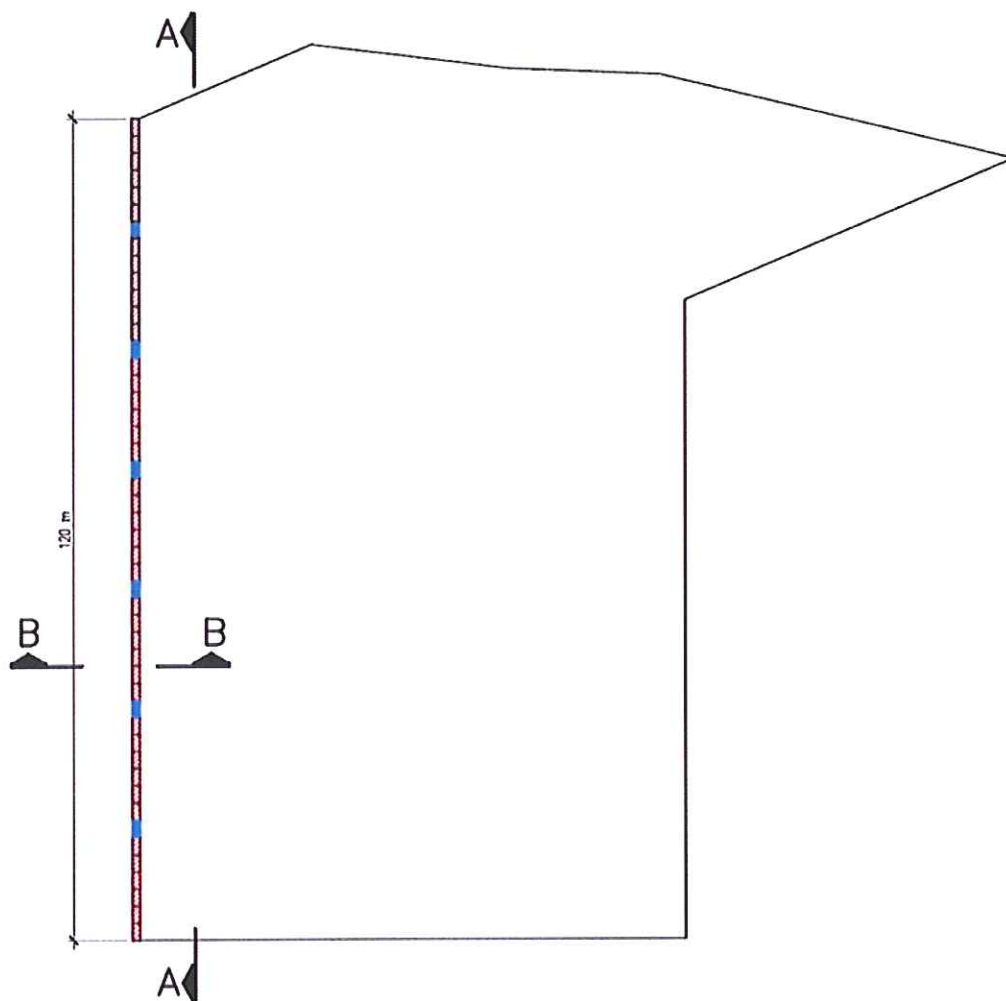
Tale soluzione consente di limitare l'impiego del dewatering, per rapidità e per i volumi relativamente ridotti, rispondendo all'esigenza di limitare l'impatto sul sistema idrogeologico.

La soluzione è schematicamente rappresentata nelle figure seguenti. Nell'Appendice A sono riportate le analisi per il dimensionamento con le principali verifiche.

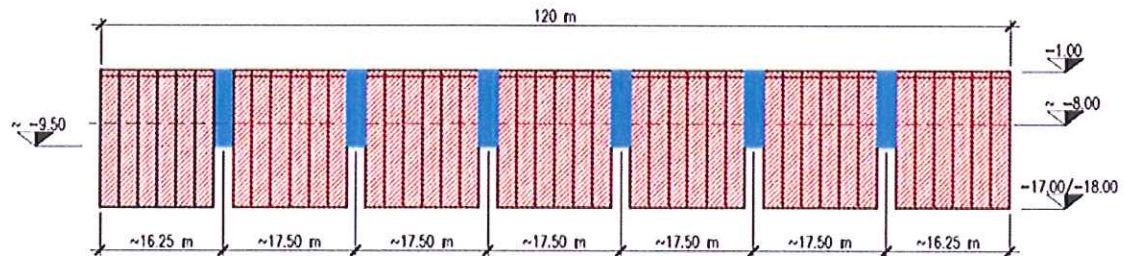
SOLUZIONE 5

—PRIMA FASE: ESECUZIONE PARATIE IN C.A.
 (FRONTE LONGITUDINALE PARCHEGGIO L=120 m.

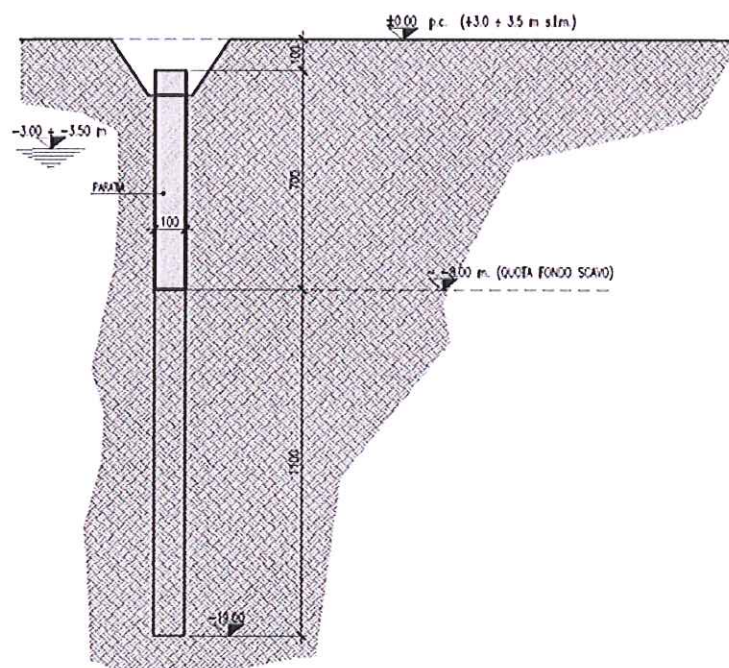
♦ PIANTA TRACCIAMENTO PARCHEGGIO—



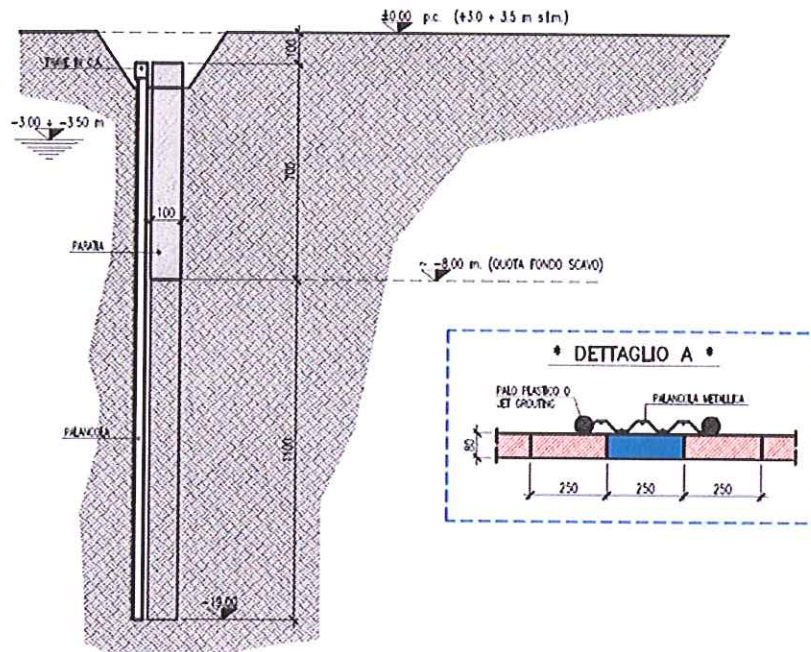
* SEZIONE A-A *



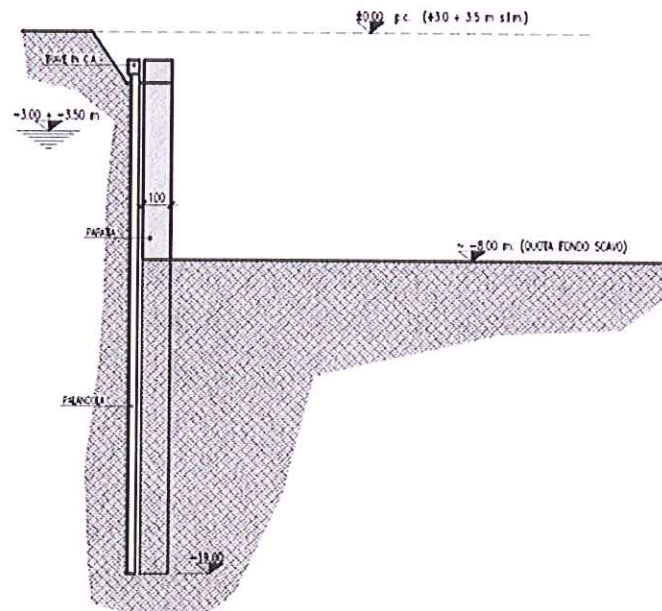
* SEZIONE B-B *

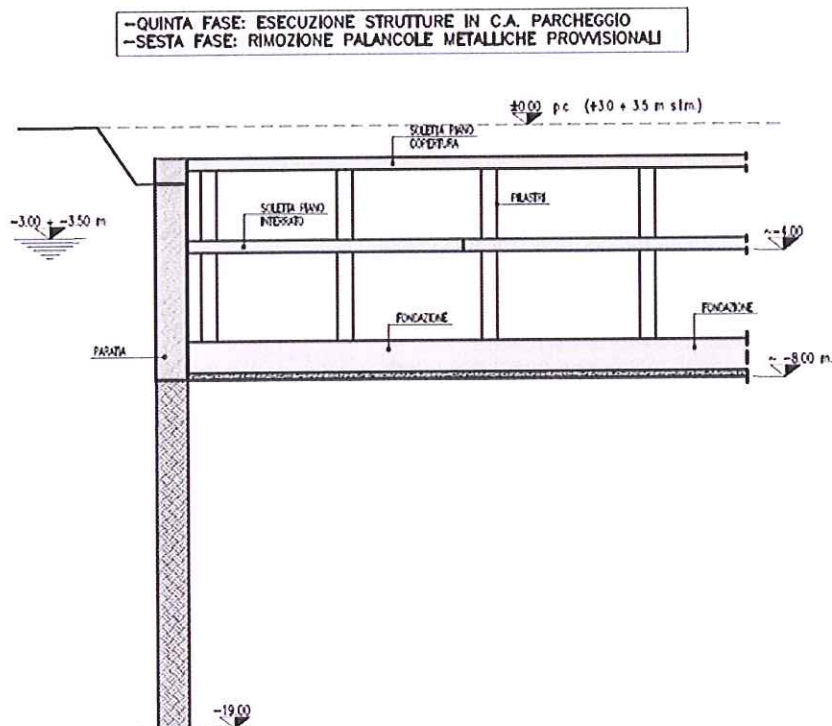


—SECONDA FASE: INFISSIONE PALANCOLE METALLICHE PROVVISORIE
 IN CORRISPONDENZA PARATIE H.700 (DETTAGLIO A)
 —TERZA FASE: ESECUZIONE TRAVE IN C.A. IN SOMMITA' DELLE PALANCOLE



—QUARTA FASE: SCAVO FINO ALLA Q. -8.00





SISTEMA DI DEWATERING

Si prospetta l'utilizzo di un sistema di pompaggio a fondo scavo, parzialmente attivo mediante pozzi di medio-grande diametro, spinti fino a 3÷4 m sotto la massima profondità di scavo, attrezzati con pompa sommersa. Coadiuvati da una sistema di drenaggio superficiale (es. trincee e/o tappeti drenanti) consentiranno di eseguire le lavorazioni di getto e armature del solettone all'asciutto. Il sistema dovrà essere mantenuto attivo fino al raggiungimento dei pesi necessari a controbilanciare la sottospinta, in prima analisi fino all'ultimazione della copertura.

Le portate stimate sono dell'ordine:

- 5500÷8000 m³/giorno (per perimetrazione a 17÷18 m di profondità).
- 3500÷5000 m³/giorno (per perimetrazione a 20÷22 m di profondità).

Queste stime sono ovviamente condizionate dall'incertezza circa l'effettiva permeabilità del volume di terreno, determinata dal fatto che si dispone di sole prove di permeabilità puntuali

(tipo Lefranc). Indicazioni precise si possono trarre da prove di pompaggio in fase progettuale e da una prova di verifica idraulica preliminare allo scavo.

Occorre prevedere adeguati recapiti per lo smaltimento (vedasi punto successivo).

Per la soluzione 1 (tampone di fondo) vale concettualmente quanto descritto, con dimensionamenti ridotti per portate verosimilmente inferiori a $1500 \text{ m}^3/\text{giorno}$.

Questo ipotizzando la completa corretta esecuzione. Sussiste comunque un'alea di incertezza esecutiva che può portare a portate molto maggiori, anche a seguito di difettosità locali.

VERIFICA IDRAULICA PRELIMINARE ALLO SCAVO

Dopo il completamento delle strutture di perimetrazione e schermo idraulico, è quanto mai opportuna l'esecuzione di una verifica idraulica del sistema prima dell'esecuzione degli scavi, al fine di:

- verificare le portate di aggotamento attese a fondo scavo;
- verificare la corretta esecuzione delle tenute idrauliche, ovvero individuare eventuali zone carenti ed attivare le opportune azioni correttive;
- verificare i risentimenti sulla falda esterna alla perimetrazione.

Allo scopo occorre eseguire;

- 10 – 12 pozzi, di aggotamento con disposizione regolare all'interno del perimetro di scavo, di diametro $800\div 1000 \text{ mm}$, profondità $12\div 13 \text{ m}$ (inferiore, in ogni caso, a quella della base dei diaframmi).
- alcuni piezometri di controllo interni allo scavo,
- piezometri di controllo esterni allo scavo (gli stessi previsti per il monitoraggio in fase di costruzione dell'opera),
- 4 pozzi di ricarica esterni alla perimetrazione, lato mare.

La prova consiste nell'attivare l'emungimento fino ad abbassare la piezometrica interna fino al fondo scavo e mantenere tale livello stazionario con portata complessiva di emungimento costante. In tale condizione si ha la deduzione sperimentale, molto precisa, dello scenario che si presenterà a fondo scavo (portate da gestire, razionalizzazione e dimensionamento

dei sistemi, risentimenti esterni). Qualora si ravvisassero anomalie si potranno approfondire gli accertamenti e porre tempestiva provvidenza (es, difetti nei giunti fra i diaframmi).

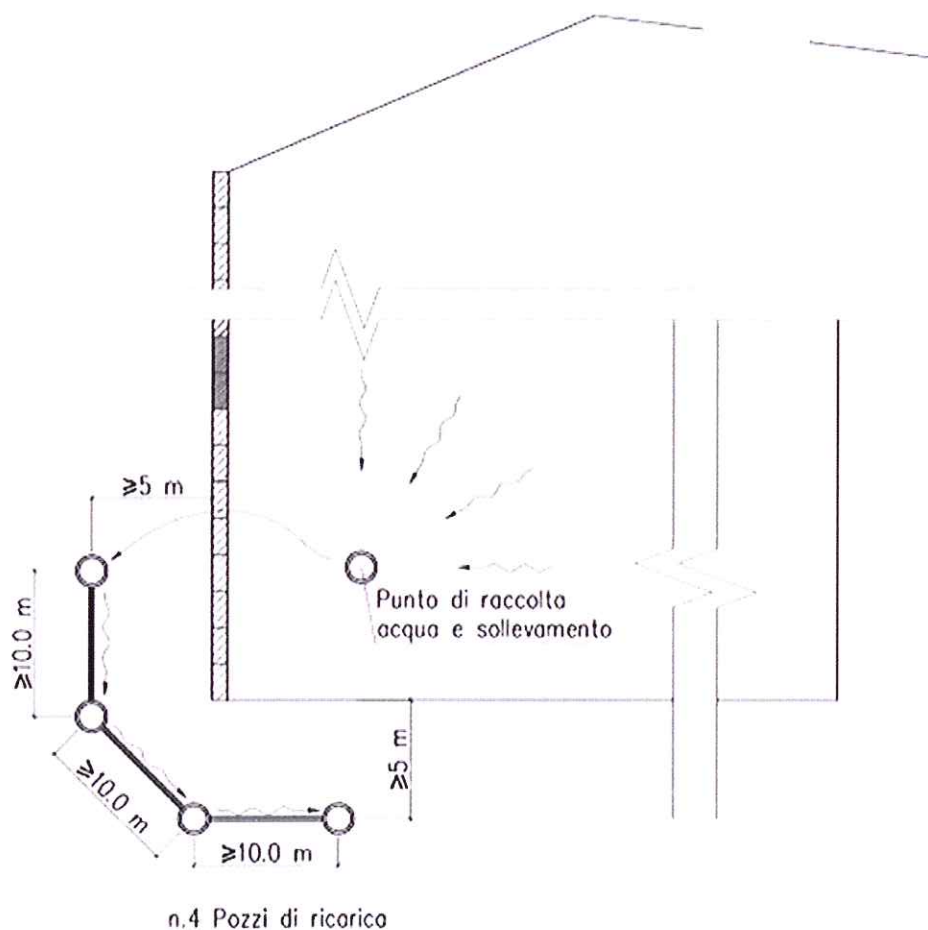
In corso di verifica idraulica si potranno testare anche i singoli pozzi di ricarica.

Lo studio teorico della condizione di stazionarietà a fondo scavo e delle modalità di risalita della piezometrica interna, dopo interruzione dell'aggottamento, costituisce anche verifica sperimentale del modello di progetto, ovvero di una sua ri-taratura.

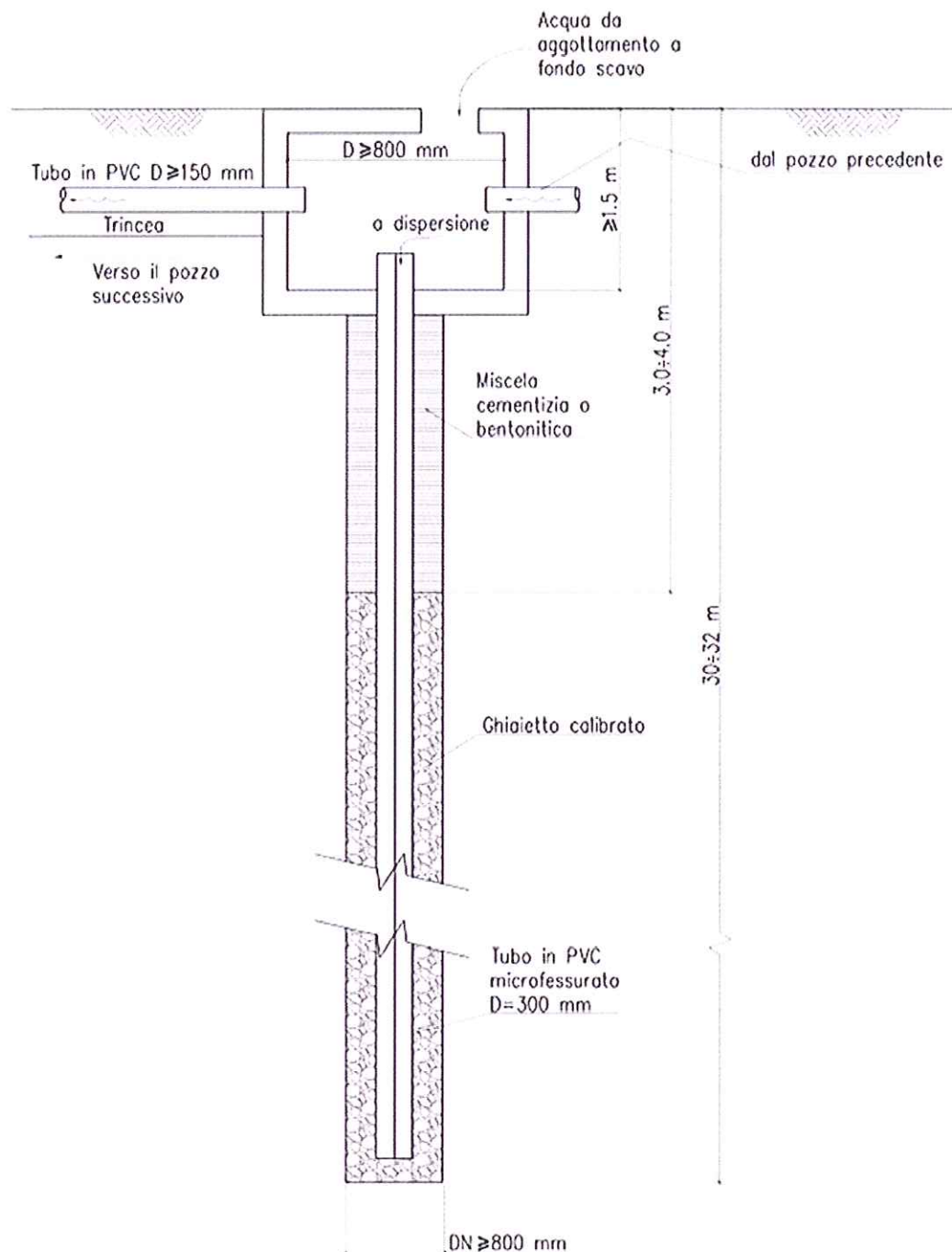
POZZI DI RICARICA PER LO SMALTIMENTO DELL'ACQUA DI AGGOTTAMENTO A FONDO SCAVO

Per lo smaltimento dell'acqua di aggottamento, raccolta e sollevata dal fondo scavo, trovano comune applicazione i "pozzi di ricarica", per la ri-immissione dell'acqua nel terreno. Nel caso in esame si possono eseguire 4 pozzi (almeno) di diametro ≥ 800 m e lunghezza intorno ai 30 m, a congrua distanza dal perimetro degli scavi (almeno 5 m) a valle dell'opera rispetto alla direzione naturale del flusso dell'acqua nel terreno (angolo sud-ovest in pianta). Per la definizione del sistema occorre una verifica sulle aree ed un approfondimento di indagine idrogeologica per ottimizzarne la profondità.

Nelle figure seguenti si mostrano due schemi con pianta e conformazione.



Planimetria Pozzi di ricarica



Schema tipologico pozzo di ricarica

Il sistema prevede l'esecuzione dei pozzi e di un collegamento in serie tale da mettere in funzione il pozzo successivo quando le portate sono eccedenti per i precedenti (ogni singolo pozzo può comunque venire temporaneamente escluso).

La capacità del singolo pozzo viene prevista teoricamente (per un orientamento iniziale), ma per la forte dipendenza dalle caratteristiche locali dei terreni e dalla esecuzione deve essere verificata sperimentalmente (vedasi punto precedente).

In relazione ai risultati delle verifiche idrauliche sperimentali: portate complessive di emungimento e capacità dei singoli pozzi, se ne potrà definire il numero ottimale.

Si sottolinea la necessità di una esecuzione molto accurata della perforazione (senza impiego di fluidi diversi da acqua), con rivestimento provvisorio ed accurata definizione ed esecuzione del filtro in ghiaietto calibrato privo di particelle fini.

Molta attenzione va posta nell'evitare qualsiasi tipo di inquinamento dell'acqua di emungimento – il sistema di raccolta e convogliamento deve essere, il più possibile, di tipo "chiuso", con re-immissione direttamente in falda.

INTERFERENZA CON LA FALDA ESTERNA

"Effetto diga" in configurazione finale: si possono escludere effetti di significative risalite della piezometrica a monte dell'opera, soprattutto con l'impiego locale di diaframmi corti.

Le caratteristiche stratigrafiche del sito, in tal senso, sono favorevoli, presentando livelli permeabili ben oltre la profondità di inserimento dell'opera.

Approfondimenti di indagine sui gradienti e sulle velocità piezometriche consentiranno comunque di approfondire tale aspetto.

Nella fase di scavo il problema è opposto: necessità di limitare i richiami di filtrazione dall'esterno che potrebbero comportare abbassamenti della falda nell'intorno.

Le lunghezze dei diaframmi prospettate (almeno 9 m sotto il fondo scavo, con schermo continuo per la presenza delle palancole) consentono di minimizzare tale effetto, con risentimenti esterni trascurabili.

In ogni caso il monitoraggio da predisporre sia nelle fasi di scavi, sia nelle successive fasi di esercizio, consente di monitorare tali fenomenologie e di mitigarle con mezzi d'opera relativamente economici e flessibili.

- In fase di scavo si potranno predisporre nell'intorno pozzi di ricarica, ove potranno essere smaltite le portate emunte a fondo scavo, riequilibrando il sistema falda esterna e minimizzandone il disturbo.
- In via definitiva eventuali risalite misurate, verosimilmente poco probabili, potranno essere mitigate con trincee drenanti disposte sul lato di monte, opportunamente collegate fino a valle dell'opera.

INDICAZIONI STRUTTURALI

Sotto l'aspetto strutturale si caldeggiavano le soluzioni che possano consentire di procedere per via canonica, dal basso verso l'alto, senza il ricorso alla tecnica del top-down.

Così facendo le tecniche strutturali potranno indifferentemente rivolgersi verso i getti in opera piuttosto che verso sistemi di prefabbricazione integrali ovvero parziali.

In questo senso le soluzioni precedentemente indicate come 3 e 5 rappresentano le soluzioni ottimali, a vantaggio delle operazioni di cantiere, dei tempi e pertanto a vantaggio ovviamente anche del tessuto cittadino dell'intorno.

FONDAZIONE IN CORRISPONDENZA DEI CORPI FUORI TERRA

Trattandosi di fondazione completamente compensata, non sussistono problemi di capacità portante della fondazione diretta.

Va invece approfondito il problema dei cedimenti, con particolare riferimento al comportamento differenziali rispetto alle zone ove non sono previsti volumi da edificare fuori terra.

Sotto i corpi alti si prospetta l'utilizzo colonne con funzione di riduttori di cedimenti: jet-grouting o pali in cls non armati. Tale soluzione, più economica rispetto ad una tipica

fondazione profonda, hanno anche il non trascurabile pregio di evitare il collegamento con la fondazione e di mantenere la continuità dell'impermeabilizzazione a fondo scavo.

MONITORAGGIO

Durante l'esecuzione degli scavi e fino al termine dei lavori si provvederà ad un estensivo monitoraggio sia delle strutture di sostegno, sia della falda, sia dei fabbricati adiacenti.

Si intende nel dettaglio provvedere alla misura:

- delle piezometriche, all'interno ed all'esterno dello scavo, mediante piezometri, sia del tipo a tubo aperto che con cella Casagrande per misure selettive superficiali e profonde;
- dei cedimenti sulle opere in costruzione e sugli edifici a tergo, per mezzo di livellazione ottica di precisione;
- delle deformazioni e degli spostamenti dei diaframmi a mezzo di inclinometri installati all'interno delle strutture e di livellazioni ottiche di precisione per la misura dello spostamento in testa dei diaframmi;
- degli stati di sollecitazione nelle strutture (di perimetrazione e di contrasto) mediante barrette estensimetriche e celle di carico;

La frequenza delle misure potrà essere meglio definita solo a seguito di una più puntuale determinazione del crono programma di lavori.

Tuttavia si può ipotizzare una frequenza massima di letture all'incirca settimanale durante le operazioni di scavo. Variazioni delle frequenze potranno essere valutati in funzione dei risultati delle osservazioni; es.: maggiorazioni locali in relazione alla criticità delle fasi di scavo o a significativi incrementi dei parametri misurati.

Una volta terminata la realizzazione delle strutture interne la frequenza delle misure potrà essere diradata fino a completa interruzione dopo stabilizzazione degli effetti.

CONCLUSIONI

Dal quadro di studio qui affrontato emergono, come soluzioni migliori, quelle con paratie profonde alternate con alcuni elementi più corti, ovvero con prospetto "a pettine" (soluzioni 2b e 5) per consentire:

- il ripristino dei flussi dell'acqua nella configurazione definitiva, grazie alla presenza regolare dei varchi in corrispondenza dei diaframmi corti;
- la riduzione dei gradienti e delle portate di infiltrazione durante le fasi di scavo, per la presenza di palancole provvisorie a tergo dei diaframmi corti.

Ottimale, al fine di "...avere la minima influenza con la falda, sia in fase di cantiere, che in esercizio ..." è la soluzione con paratie a sbalzo (non contrastate in fase esecutiva) di grande spessore, sempre che sia verificata la compatibilità architettonica e funzionale.

Tale soluzione presenta anche il vantaggio della semplificazione e rapidità di esecuzione, consentendo quindi di ridurre tutte le alee di rischio in fase esecutiva.

Non sussistono quindi difficoltà per il dewatering né per i flussi delle acque sotterranee in futuro.

Per la progettazione esecutiva saranno condotti i necessari approfondimenti di indagine; le fasi realizzative saranno sottoposte a verifiche dell'efficacia delle lavorazioni e ad un sistematico e continuo controllo mediante apposito monitoraggio.

APPENDICE **A**

Soluzione 5

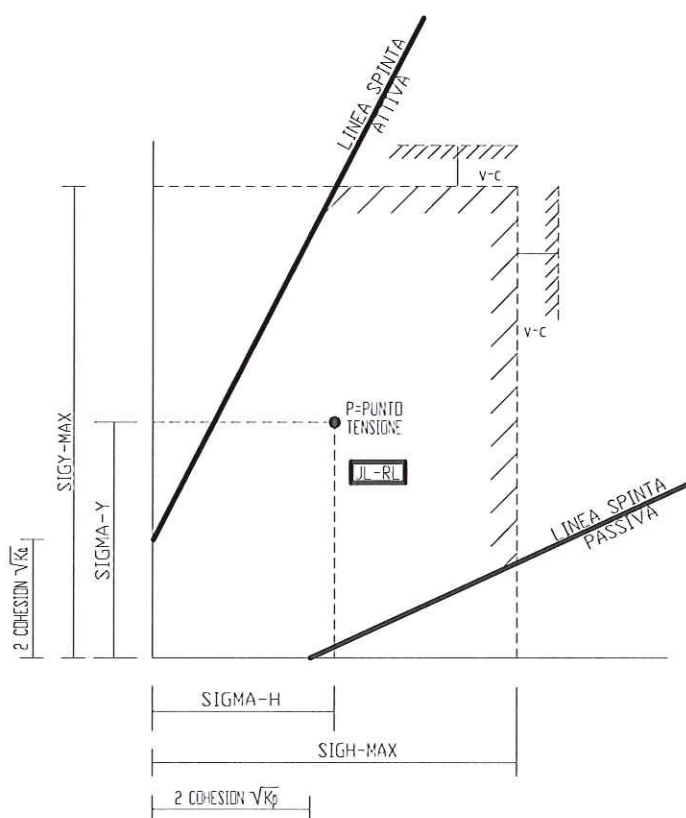
Elaborati di calcolo "Paratie"

Di seguito si riportano i calcoli di predimensionamento dei diaframmi a sbalzo scegliendone lo spessore e l' infissione in modo che la freccia massima in sommità non risulti maggiore di 5 cm oltre che per soddisfare alle verifiche di resistenza e stabilità.

Il dimensionamento è eseguito mediante il codice ad elementi finiti "Paratie" della CeaS di Milano che consente di effettuare una analisi statica non lineare che tenga conto dei più importanti aspetti del comportamento dei terreni osservati sperimentalmente, potendo infatti descrivere il terreno mediante elementi finiti caratterizzati da un legame costitutivo di tipo elastoplastico-incrudente.

In base alle due componenti di sforzo efficace tensione verticale e tensione orizzontale viene definita una funzione di plasticità che individua un determinato stato nel quale l' elemento finito terreno si trova e dunque le differenti caratteristiche di rigidezza secondo le quali esso reagisce.

Si stabilisce in questo modo una relazione tra stato tensionale e stato deformativo (vedi figura).



In pratica sono possibili tre tipi di situazioni (stati):

- A) Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente. Questa fase corrisponde ad una porzione di terreno che si trova in fase di scarico-ricarico, ovvero che viene sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati: viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).

- B) Fase incrudente: L'elemento viene sollecitato a livelli tensionali mai ancora sperimentati. La rigidezza con cui reagisce il terreno è inferiore a quella relativa alla fase precedente, ma non nulla. Inoltre, qualora il processo di carico tendesse ad invertirsi, il terreno andrebbe in fase di scarico-ricarico. La fase incrudente è identificata dalla sigla V-C (Virgin Compression).
- C) Collasso: Il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza del materiale. Il criterio di rottura è definito attraverso l'angolo di attrito e la coesione. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva. Il collasso viene identificato attraverso la parola ACTIVE o PASSIVE.

La rigidezza del terreno (espressa attraverso il modulo elastico) viene definita relativamente allo stato di V - C ed attraverso un fattore di amplificazione per ottenere il valore di rigidezza propriamente elastica in fase di UL-RL. La resistenza del terreno viene poi definita attraverso i soli coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , ricavati dall'angolo di attrito del materiale.

Infine per caratterizzare lo stato tensionale iniziale viene definito il coefficiente di spinta a riposo K_o .

Per i calcoli inerenti le opere in oggetto, facendo riferimento a quanto precedentemente esposto, si assume la stratigrafia sotto riportata (valori caratteristici):

peso specifico saturo terreno: $\gamma'_t = 19 \text{ kN/mc}$
 peso specifico immerso terreno: $\gamma_t = 9 \text{ kN/mc}$
 angolo di attrito interno: $\phi = 32^\circ$
 modulo elastico: $R_{cv} = 60000 \text{ kN/mq}$
 angolo attrito terreno-diaframma (per K_p): $\delta_p = \phi/2 \leq 15^\circ$
 angolo attrito terreno-diaframma (per K_a): $\delta_a = 2/3\phi = 21.33^\circ$
 coeff. di spinta attiva: $K_a = 0.256$
 coeff. di spinta passiva: $K_p = 5.352$
 coeff. di spinta a riposo: $K_o = 0.470$

Il modulo elastico del terreno viene assunto variabile con la profondità secondo la legge:

$$E_{vc} = R_{cv} \cdot (\sigma_H / P_a)^n$$

essendo $n = 0,5$, σ_H la tensione efficace orizzontale e P_a la pressione di riferimento pari alla pressione atmosferica.

Per la combinazione allo stato limite ultimo A2 + M2, applicando i relativi coefficienti parziali si ottengono i seguenti parametri geotecnica ridotti:

peso specifico saturo terreno: $\gamma'_t = 19 \text{ kN/mc}$
 peso specifico immerso terreno: $\gamma_t = 9 \text{ kN/mc}$
 angolo di attrito interno: $\phi = 26.56^\circ$
 modulo elastico: $R_{cv} = 60000 \text{ kN/mq}$
 angolo attrito terreno-diaframma (per K_p): $\delta_p = \phi/2 = 13.28^\circ$
 angolo attrito terreno-diaframma (per K_a): $\delta_a = 2/3\phi = 17.71^\circ$
 coeff. di spinta attiva: $K_a = 0.324$

coeff. di spinta passiva: $K_p = 3.823$

coeff. di spinta a riposo: $K_o = 0.553$

Si hanno le seguenti ulteriori ipotesi di calcolo:

- Scavo a quota -8.0 m
- Infissione diaframma a quota -19.0 m
- Falda a quota -2.0 m abbassata al piano dello scavo a valle dei diaframmi.
- Sul terreno a monte dei diaframmi sovraccarico uniformemente distribuito pari a 10 kN/mq.
- Spessore dei diaframmi pari a 100 cm.

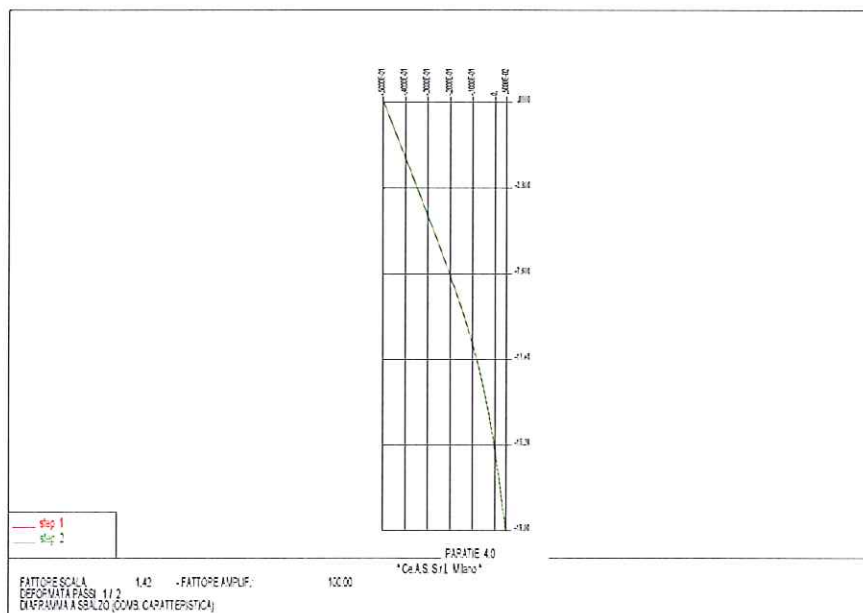
L'infissione dei diaframmi al di sotto della quota di massimo scavo è scelta in modo tale che il suo coefficiente di sicurezza, rappresentato dal rapporto di mobilitazione della spinta passiva ($S_p / S_{efficace} = \text{massima spinta passiva mobilitabile} / \text{spinta effettivamente mobilitata}$), sia maggiore di 2 e che comunque la freccia massima in sommità non risulti maggiore di 5 cm.

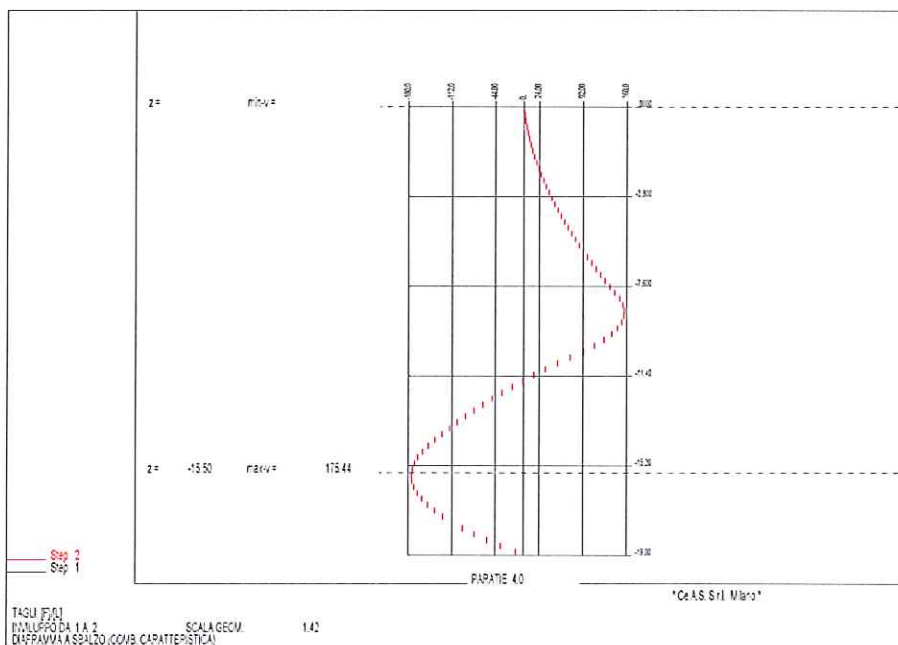
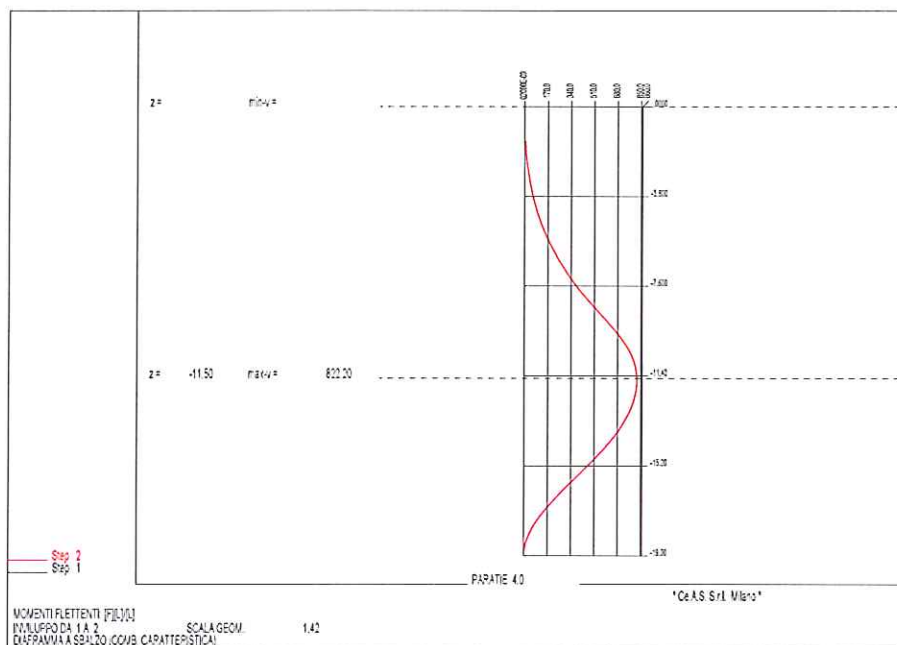
L'analisi è eseguita secondo l'approccio 1 delle NTC2008.

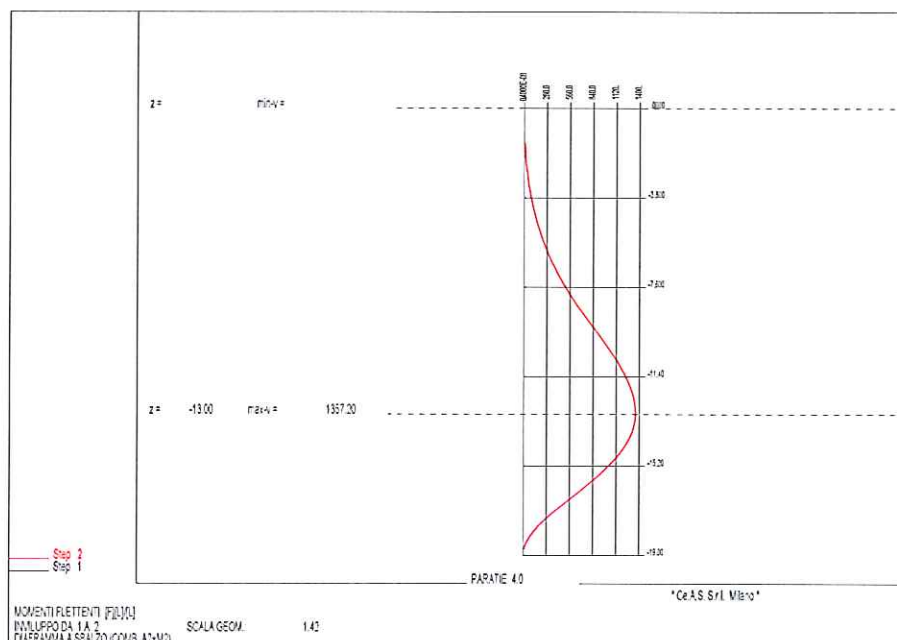
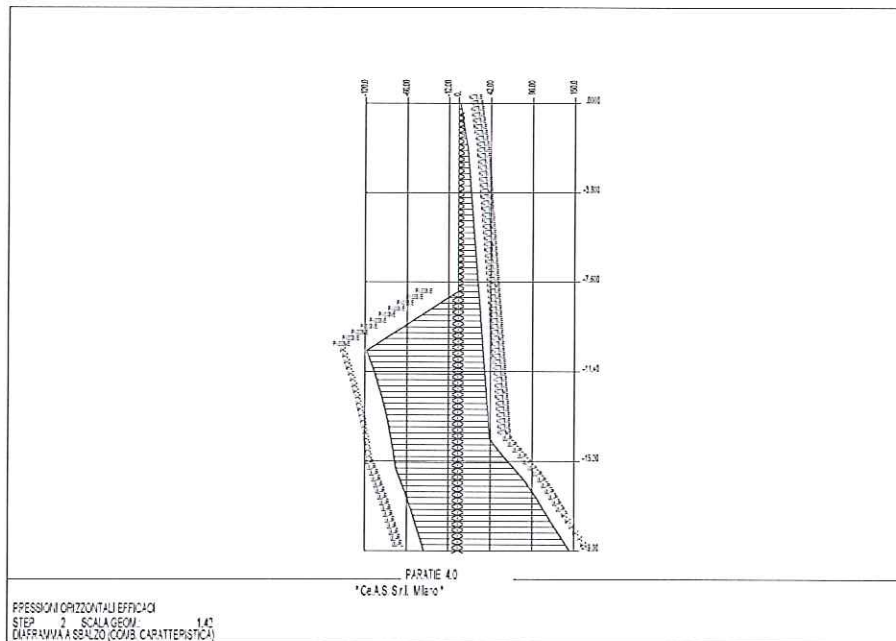
I risultati relativi alla combinazione 1 (tipo A1+M1) si ottengono moltiplicando per il coefficiente 1.3 (in considerazione della netta prevalenza degli effetti prodotti dai pesi propri rispetto agli altri carichi) le azioni risultanti dalla combinazione caratteristica.

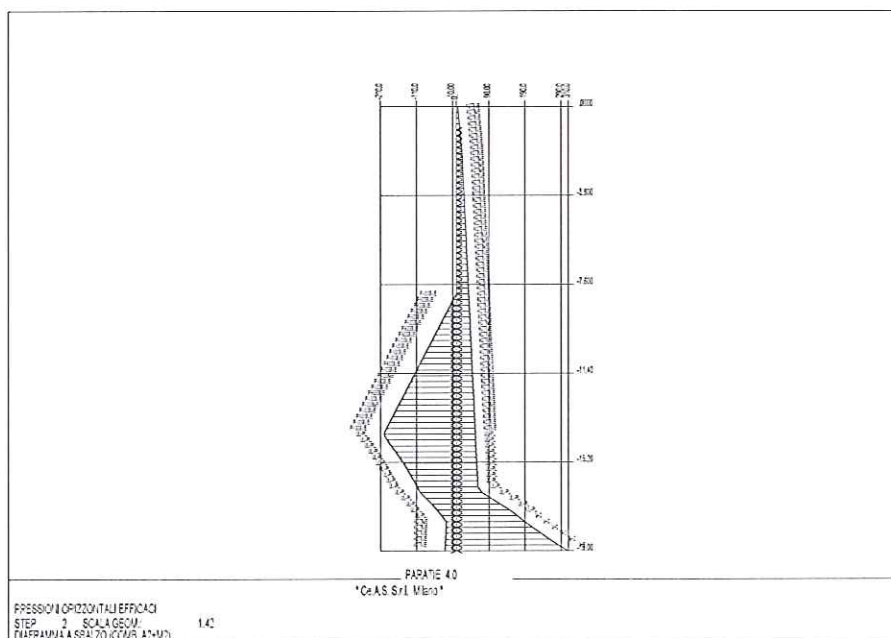
Per la combinazione 2 (tipo A2+M2) è stata eseguita l'analisi con i parametri ridotti con i relativi coefficienti.

Si allegano di seguito la configurazione di calcolo, i diagrammi del momento flettente, del taglio, della pressione del terreno sul diaframma e della deformazione per le combinazioni elencate relativamente ad un metro di parete (unità di misura kN e m).









Le verifiche sono eseguite per un pannello standard di larghezza 2.5 m con:

$$b = 250 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, c = c' = 8 \text{ cm}$$

Il momento flettente di progetto massimo vale

$$M_d = 1357.2 \times 2.5 = 3393 \text{ kNm}$$

Armando con $12\phi 16$ lato scavo e $20\phi 26$ lato terra

Si ottiene

$$M_{rd} = 3591 \text{ kNm} > M_d$$

Il taglio di progetto massimo vale:

$$V_{ed} = 364.73 \times 2.5 = 912 \text{ kN}$$

Con staffe $\phi 12/30$ cm a 4 bracci e $\cot\theta = 2$ si ottiene

$$V_{rd} = 976 \text{ kN} > V_d$$

Il rapporto di mobilitazione della spinta passiva nella situazione di massimo scavo vale:

$$\text{combinazione caratteristica: } S_p / S_{\text{efficace}} = 3.39 > 2$$

$$\text{combinazione A2 + M2: } S_p / S_{\text{efficace}} = 1.86 > 1$$

