



"Interventi di riqualificazione della città di Alghero ed interconnessione acquedotto Coghinas"  
(CUP I29E11001080006 - CIG Z1902378FA).  
PO FESR 2007 - 2013, Asse IV - Linea di Attività 4.1.5.b.

## RELAZIONE GEOTECNICA

Il Progettista  
Ing. Alessandro Bachis

Il Geologo  
Dott. Angelo Vigo

Revisioni:

Scala:

ALLEGATO. n.:

Data: 15 OTTOBRE 2012

Prot:

**G<sub>A</sub>2**

## INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E BREVE DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
3.1	<i>Sintesi del progetto.....</i>	4
4	INDAGINI E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DELL'AREA DI INTERVENTO.....	7
4.1	<i>Definizione dell'assetto litostratigrafico .....</i>	9
5	PROVE IN SITU E DI LABORATORIO: ELABORAZIONE E SCELTA DEI PARAMETRI NOMINALI .....	10
5.1.1	<i>Prove penetrometriche dinamiche discontinue (S.P.T.).....</i>	10
5.1.1.1	<i>Definizione del modello concettuale .....</i>	11
5.2	<i>Prove di laboratorio .....</i>	11
5.2.1	<i>Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90) .....</i>	11
5.2.2	<i>Prova di compressione edometrica (Racc. AGI, 1994; ASTM D 2435-04).....</i>	12
5.2.2.1	<i>Ulteriori proprietà del campione P1-C2 ricavate dalla prova.....</i>	13
5.2.3	<i>Prova di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L. – ASTM D 2166).....</i>	13
5.2.4	<i>Resistenza a compressione uniassiale (ASTM D 2938 – 95).....</i>	14
5.3	<i>Elaborazione dei parametri dell'ammasso roccioso mediante il criterio di Hoek-Brown .....</i>	14
6	DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI .....	16
6.1	<i>Determinazione dei "parametri caratteristici" (k).....</i>	17
7	SCELTA DEI MODELLI PER LA DETERMINAZIONE DEL $Q_0$ E LA STIMA DEI CEDIMENTI.....	18
7.1	<i>Carico limite.....</i>	18
7.2	<i>Verifica allo scorrimento.....</i>	18
7.3	<i>Calcolo delle tensioni indotte .....</i>	19
7.3.1	<i>Metodo di Boussinesq .....</i>	19
7.4	<i>Stima dei cedimenti della fondazione.....</i>	19
7.4.1	<i>Metodo edometrico (cedimenti di consolidazione).....</i>	19
7.4.2	<i>Metodo dell'elasticità (cedimenti immediati) .....</i>	20
7.5	<i>Verifica della stabilità dei fronti di scavo: metodo di Janbu .....</i>	20
8	VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE .....	22
8.1	<i>Azioni di progetto (A1).....</i>	22
8.2	<i>Verifiche agli SLU.....</i>	23
8.3	<i>Verifiche agli SLE – stima dei cedimenti.....</i>	25
9	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO .....	26
9.1	<i>Verifica agli SLU .....</i>	26
10	SOTTOSPINTE IDRAULICHE ALLA BASE DELLE TRINCEE .....	28
10.1	<i>Stabilità al sifonamento (HYD) – prime verifiche.....</i>	30
10.2	<i>Sollevamento del piano di posa (UPL) – prime verifiche.....</i>	29
11	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE, PRESCRIZIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI .....	31
11.1	<i>Problematiche in fase esecutiva .....</i>	31

## 1 PREMESSA

L'Ente Acque per la Sardegna (di seguito Stazione Appaltante), con Determinazione del Servizio Gestione Nord n.1373 del 05/12/2011, ha affidato al sottoscritto, dott. geol. Angelo Vigo<sup>1</sup>, l'incarico per uno studio geotecnico in ordine al progetto *"Interventi di riqualificazione della città Alghero ed interconnessione acquedotto Coghinas"– P.O. F.E.S.R. 2007-2013 – Asse IV.*

Il presente elaborato, ed i relativi allegati, sono stati redatti in conformità alla normativa vigente, a corredo del Progetto summenzionato, del quale costituiscono parte integrante e non diversamente utilizzabile per scopi ed interventi differenti da quelli di destinazione.

I risultati di indagini e prove, le elaborazioni dei dati, le verifiche di sicurezza e tutti i contenuti della presente relazione sono basati su indicazioni ed elementi progettuali forniti dalla Stazione Appaltante, e riferibili solo ad essi.

Scopo del presente studio è fornire il completo inquadramento geotecnico dell'area d'intervento, con particolare approfondimento delle tematiche elencate di seguito:

- ☐ individuazione della natura e potenza dei litotipi compresi nel volume significativo dell'opera;
- ☐ parametrizzazione dei medesimi mediante prove *in situ* e in laboratorio, volte a definirne le proprietà indice e quelle geotecniche;
- ☐ individuazione e descrizione della falda superficiale;
- ☐ definizione delle *unità litotecniche* (litotipi) a base di verifica e definizione del modello geotecnico del complesso *opera-volume significativo*.

Lo studio è stato articolato come segue

1. direzione delle indagini *in situ* e conferimento dei litotipi ivi campionati presso idoneo laboratorio geotecnico;
2. definizione dell'assetto litostratigrafico locale mediante correlazione dei litotipi prevalenti;
3. valutazione dei parametri a base di calcolo (parametri caratteristici e di progetto) e scelta del modello geotecnico da implementare nelle verifiche agli stati limite, secondo le seguenti fasi
  - a. *elaborazione dei parametri geotecnici, e determinazione di quelli caratteristici e di quelli di progetto;*
  - b. *verifiche di sicurezza agli SLU e agli SLE, per il complesso struttura-terreno e di stabilità dei fronti di scavo;*
  - c. *redazione della relazione geotecnica*

La campagna di indagini è stata concordata con la Stazione Appaltante in funzione delle esigenze del progetto iniziale (ripristino attraversamento pensile) e dell'accessibilità dei luoghi. Di seguito si riporta il piano di indagine:

- ☐ realizzazione di n.1 sondaggio geognostico cc ( $\varnothing=101$  mm) con sonda cingolata;
- ☐ esecuzione di n.6 prove penetrometriche dinamiche (SPT) in foro di sondaggio;
- ☐ esecuzione di due pozzetti geognostici mediante terna gommata;
- ☐ campionamento semi-disturbato dei litotipi *in situ*.

---

<sup>1</sup> n.604 Ordine dei Geologi della Sardegna

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Lo scrivente ha redatto il presente studio ai sensi delle seguenti disposizioni di legge:

- ❑ DM 14 gennaio 2008, pubblicato in Gazzetta Ufficiale il 4 febbraio 2008 contenente le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.
- ❑ D.M. 11/03/1988 (G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.) - "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*", e relativa Circolare di applicazione LL.PP. 24-09-1988 n. 30483 (Pres. Cons. Superiore - Servizio Tecnico Centrale) "*Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, sulla stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*".
- ❑ Delib.G.R. 30 marzo 2004, n. 15/31, pubblicata nel B.U. Sardegna 21 agosto 2004, n. 23 Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- ❑ Legge 2 febbraio 1964 n. 74 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (art. 1).
- ❑ D.M. LL.PP. 12/12/1985 – Norme Tecniche per le Tubazioni
- ❑ Decreto Legislativo 12 aprile 2006, n. 163 – Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.
- ❑ D.P.R. 21 dicembre 1999, n. 554 – Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109 e successive modificazioni.
- ❑ Legge 28 febbraio 2008, n. 31, art. 20.

## 3 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E BREVE DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'area oggetto di intervento è ubicata nel Comune di Porto Torres (SS), in località *Maccia Appaltada*, ricadente entro un'ampia golena delimitata da scarpate calcaree, sul tratto prefocivo del Rio Mannu (Tav.G<sub>7</sub>4 e Fig.1).

Nella Cartografia Tecnica Regionale (C.T.R.) in scala 1:10.000 essa ricade nel foglio *441130 – Porto Torres*. Nell'inquadramento topografico, oltre al piano quotato fornito dalla Committenza, lo scrivente si è avvalso del DTM con maglia 1 m della RAS, ottenuto dal mosaico delle sezioni 09-10-14-15 del foglio 441130.





Figura 1. Vista aerea (RAS 2008) dell'area di intervento, cerchiata in rosso.

### 3.1 Sintesi del progetto

Il progetto è finalizzato alla riqualificazione dell'attraversamento pensile (Fig.2) sulla linea Porto Torres - Truncu Reale.



Figura 2. Vista aerea (2007) dell'attraversamento pensile: in rosso è evidenziata la perdita che ha eroso la sponda.

Esso si è reso necessario in seguito ai danni causati da un primo cedimento del blocco che ha innescato



una copiosa perdita d'acqua (particolare in Fig.2) in corrispondenza dell'innesto sul blocco di ancoraggio in destra idrografica: tale perdita ha provocato il rapido arretramento della sponda sino ad intaccare il terreno alla base del blocco il quale, privato di una parte consistente del substrato di fondazione, ha subito un vistoso basculamento verso l'alveo (Fig.3).

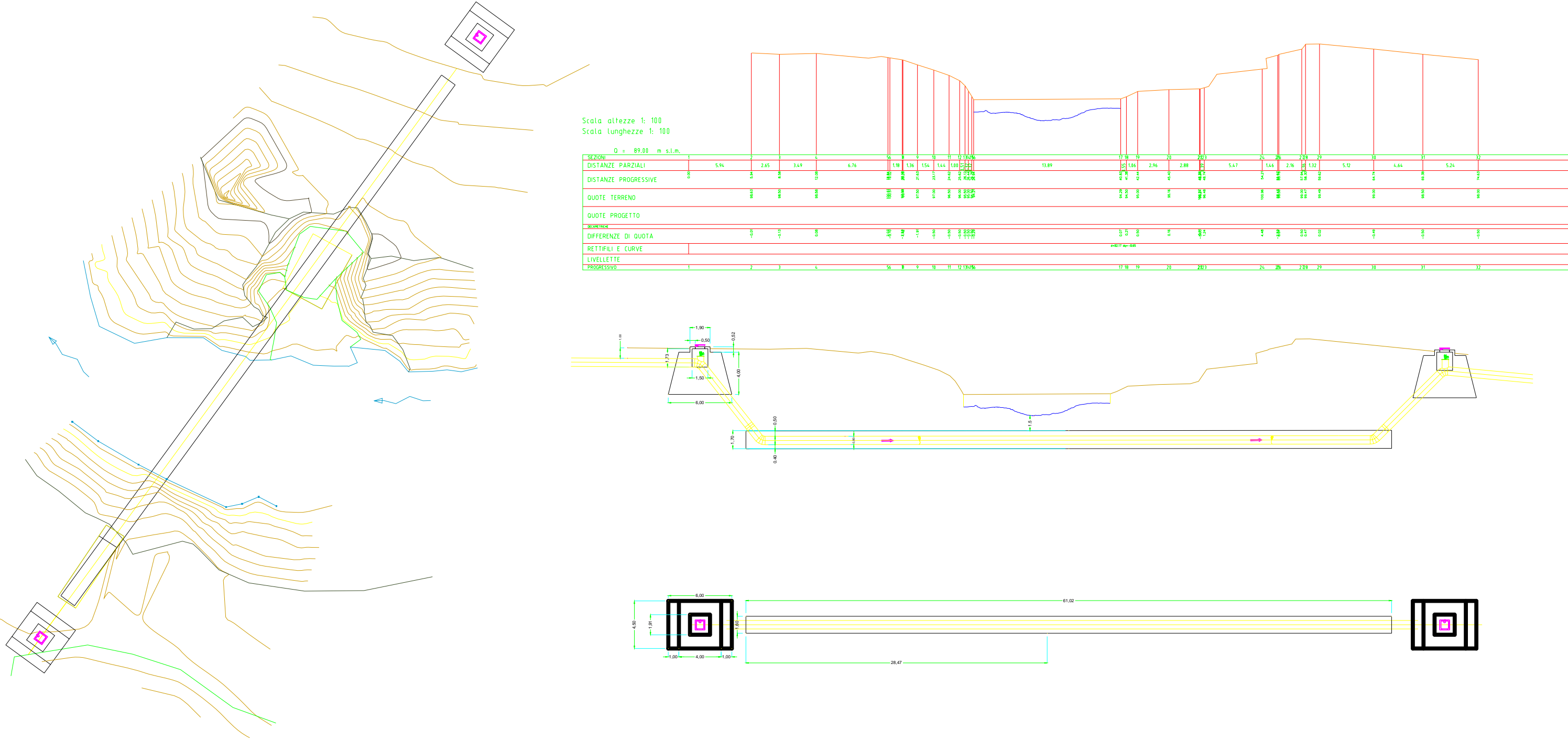


Figura 3. Stato attuale del blocco in dx idraulica: evidente il basculamento e la nicchia di erosione (in rosso) alla base della fondazione.

Tale evento ha gravemente compromesso la statica dell'opera, con il blocco che tende inesorabilmente a scivolare verso l'alveo, ostacolato solo dal residuo incastro sul terreno e dall'azione antagonista della tubazione metallica (che nel frattempo è stata risanata dalla perdita). L'ampio solco di erosione generato dall'acqua in pressione fuoriuscita dalla condotta, inoltre, costituisce un pericoloso varco che espone la scarpata in arretramento ai flussi turbolenti del fiume nei periodi di piena e favorisce, quindi, il progredire dell'erosione a carico della sponda su cui giace il blocco.

La soluzione iniziale, posta a base della gara aggiudicata allo scrivente (e sulla quale è stato redatto il piano di indagine), prevedeva il ripristino dell'attraversamento pensile con il contestuale arretramento dei blocchi di ancoraggio dalle sponde, allo scopo di porli in sicurezza sotto il profilo statico ed idraulico. Tale tipologia di intervento, pur accreditabile di un sostanziale miglioramento delle condizioni di sicurezza, risultava comunque fortemente impattante a causa delle dimensioni della tubazione pensile e dei blocchi, i quali, peraltro, sarebbero risultati insufficienti e avrebbero richiesto delle pile ausiliarie a ridosso delle sponde. L'area di intervento, inoltre, ricade integralmente nella classe di pericolosità idraulica molto elevata del PAI (*Hi4 – aree potenzialmente inondabili con tempi di ritorno di 50 anni*), per le quali un simile intervento, sebbene consentito, sarebbe comunque da ritenersi al limite della tollerabilità.

Dette motivazioni hanno condotto alla predisposizione di una soluzione progettuale alternativa che prevede la realizzazione dell'intero attraversamento in trincea, con blocchi completamente interrati ed una briglia di ancoraggio a zavorra del tratto in attraversamento sub-alveo (Fig.4).



Rispetto alla quota del p.c. attuale, la profondità massima raggiunta, alla base della briglia, sarà di circa 9,40 metri, con un franco minimo da fondo alveo di 1,50 metri; i blocchi di ancoraggio verranno completamente interrati per una profondità pari alla loro altezza (circa 4,00 metri) e sposterà soltanto il chiusino d'ispezione. La differenza di quota tra blocchi e briglia è pari a circa 6,00 metri.

Il corso d'acqua sarà deviato mediante ture per consentire la realizzazione delle trincee in alveo, la posa della tubazione e l'incamiciatura in cemento a formare la briglia.

#### 4 INDAGINI E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DELL'AREA DI INTERVENTO

La definizione del contesto litostратigrafico è stata ricavata dalla campagna di indagini geognostiche consistite nella realizzazione di n.1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) mediante sonda cingolata (Fig.5a) e n.2 pozzetti geognostici (P1 e P2) mediante terna gommata (Fig.5b).

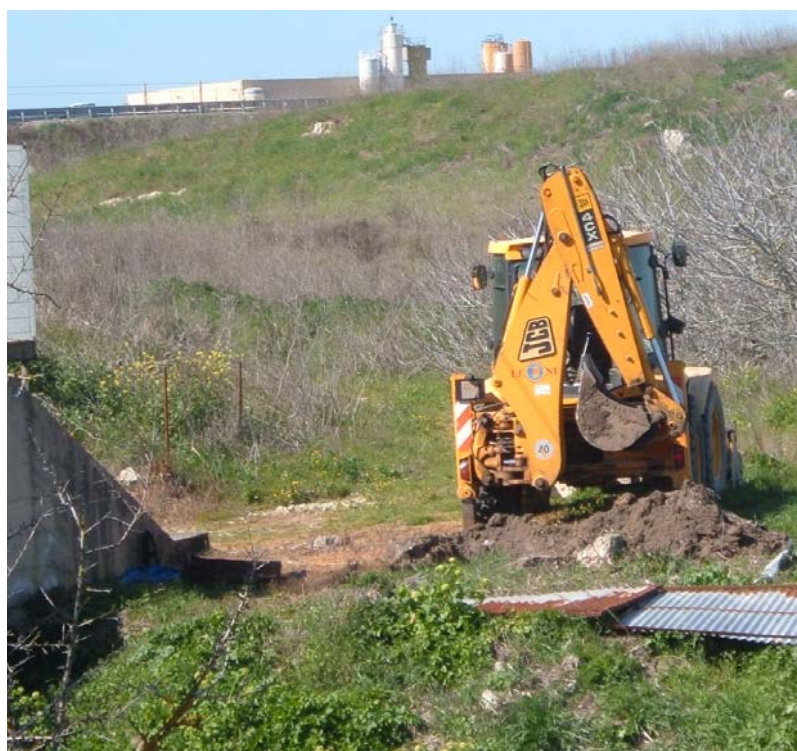


Figura 5. A sinistra (5a), fase di esecuzione del sondaggio S1 in dx idraulica; a destra (5b), esecuzione del pozzetto in corrispondenza del blocco di ancoraggio in sx idraulica.

Il sondaggio S1 ed il pozzetto P1 sono stati realizzati entrambi in destra idraulica, a pochi metri dalla sponda su cui giace il blocco in dissesto (TAV.G+4), in accordo con l'ipotesi iniziale di realizzazione di un nuovo attraversamento pensile con blocchi di ancoraggio fuori terra arretrati rispetto a quelli attuali. Con le stesse finalità, è stato realizzato anche il pozzetto P2 in sinistra idraulica, in prossimità del blocco esistente. Sulla verticale del sondaggio sono state eseguite prove penetrometriche SPT e sia da questo che dai pozzetti sono stati prelevati campioni semidisturbati, come riportato in Tabella 1.

Tabella 1. Consuntivo di indagine

SONDAGGIO/ POZZETTO	PROFONDITA' DA P.C. (m)	QUOTA BOCCAFORO (m s.l.m.)	SPT (n)	CAMPIONI	PROFONDITA' PRELIEVO (m)
S1	16.50	6.40	6	S1-C4	7.50 – 7.80
P1	5.50	6.80	-	P1-C1/C2	2.00 – 5.50
P2	1.10	5.70	-	P2-C5	Da affioramento



Il sondaggio ha consentito di indagare in profondità i litotipi alluvionali che, in quel tratto del Rio Mannu, costituiscono la sponda destra (cfr *Relazione geologica*): su tutta la verticale (Allegato G<sub>A</sub>4) è stata verificata una netta prevalenza di sedimenti fini, da sabbioso-limosi ad argillosi. In particolare, nei primi 5,50 metri le stratigrafie del sondaggio e quella del pozzetto P1 sono pressoché coincidenti e rivelano la presenza di sabbie argilloso-limose, bruno-nocciola, mediamente addensate, che nei primi decimetri (P1, Fig.6) sono state riportate da valle con funzione di rilevato arginale.



Figura 6. Particolare della sezione di scavo del pozzetto P1: si osservano i primi decimetri sciolti e rimaneggiati dall'attività agricola e, in parte, riportati a creare un argine in destra idraulica.

Esse coprono tutta la verticale del P1 (5,50 metri) spingendosi, come rivela il log del sondaggio, sino a circa 7,60 metri di profondità, dove si individua il contatto con un banco di argilla consistente. Sia nel P1 che nel S1, all'aumentare della profondità, il litotipo sabbioso fa registrare un progressivo incremento della matrice argillosa, mediamente plastica. L'esecuzione del pozzetto, in particolare, ha rivelato un'ottima scavabilità e un discreto autosostegno delle pareti, garantito sia dalla matrice coerente che dall'addensamento, anche se nel saturo esso si annulla manifestando vistosi sgrottamenti.

La falda è stata individuata, sempre nel P1, a circa 5,30 metri di profondità e la quota piezometrica, pari a circa 1,50 m s.l.m., coincide, com'era lecito attendersi, con la quota del pelo libero del corso d'acqua. La misura della piezometrica nel sondaggio è stata invece trascurata, in quanto irrimediabilmente alterata dall'acqua riversata in foro durante le manovre di rivestimento, i cui tempi di dispersione sono rallentati dalla scarsa conducibilità idraulica dei litotipi incontrati.

Oltre i 7,60 metri, come anticipato, è stato intercettato un litotipo argilloso con frazioni variabili, ma

comunque minoritarie, di limo e sabbia, talora in livelletti decimetrici, con presenza di rari clasti. Esso si presenta compatto e consistente, del colore nerastro tipico di ambienti asfittici a bassa energia (lagune o stagni), cui si possono riferire anche i frequenti microframmenti di gusci e scheletri carbonatici.

Il contatto con il litotipo sottostante, individuato a circa 8,80 metri di profondità, è comunque molto sfumato ed è più simile ad un passaggio senza soluzione di continuità da un'iniziale alternanza di argille limose e argille limo-sabbiose, da mediamente consistenti a debolmente consistenti e plastiche, sature, di colore grigio-nerastro anossico, ad uno strato (a partire da -10,40 metri) di argille plastiche e scarsamente consistenti miste ad abbondante limo-sabbioso, sature e ricche di microfauna, anch'esse nerastre ed asfittiche. Spesso quest'ultimo strato include livelli più sabbioso-limosi, debolmente coerenti in matrice plastica ed inconsistente.

Il sondaggio è stato interrotto a 16.50 metri di profondità, ritenendo adeguata all'ipotesi progettuale la profondità del volume significativo indagato.



Figura 7. Pozzetto P2: particolare del contatto tra suolo e calcarenite.

Il pozzetto P2, realizzato in sinistra idrografica, è stato approfondito per tutto lo spessore di suolo vegetale sabbioso, pari a circa 1,00 metri, ed è stato interrotto al contatto col substrato calcareo (Fig.7). Quest'ultimo, infatti, è risultato troppo tenace per essere scavato con terna e benna ordinarie, con le quali è stato possibile al massimo scalfire la superficie della bancata. La modesta rippabilità della roccia ha reso impossibile il prelievo di campioni significativi da sottoporre a prove di laboratorio le quali,

pertanto, sono state realizzate su campioni prelevati dalla scarpata in affioramento a pochi metri dal sito.

#### **4.1 Definizione dell'assetto litostratigrafico**

Come si osserva nella *Sezione litostratigrafica* (Tav.G<sub>1</sub>4) la campagna di indagini ha consentito di ricostruire, in prima istanza, geometria e profondità delle principali unità litostratigrafiche omogenee incluse nel volume significativo associato alle opere in progetto.

Emerge quindi un assetto che vede in destra idraulica la prevalenza di litotipi sedimentari con prevalenza in superficie di sabbie in matrice argillosa crescente in profondità, sino ad un banco di argille consistenti potente circa 2,00 metri, per chiudere alla base con argille limo-sabbiose plastiche e scarsamente consistenti. In sinistra, trascurando il suolo, affiora immediatamente la roccia calcarea, in una bancata tenace e compatta, sebbene siano evidenti in affioramento alternanze con livelli calcarenitici più friabili.

Tale assetto evidenzia una netta variabilità latero-verticale in direzione ortogonale al corso d'acqua, che

non ha permesso di ricostruire l'andamento del contatto tra i sedimenti olocenici e il calcare miocenico, per il quale sarebbe stato indispensabile almeno un sondaggio in alveo, evidentemente improponibile a causa di tempi e costi troppo elevati in rapporto alla semplicità del progetto.

Il contatto, quindi, è stato cautelativamente ipotizzato in corrispondenza dell'unico punto certo di affioramento, ossia alla base della sponda sinistra, dando luogo comunque ad un modello stratigrafico in accordo con quanto illustrato nella Realzione geologica, cui si rimanda.

## 5 PROVE IN SITU E DI LABORATORIO: ELABORAZIONE E SCELTA DEI PARAMETRI NOMINALI

Nel passaggio dal modello litostratigrafico a quello litotecnico si rende necessaria la definizione dei principali parametri geotecnici che caratterizzano i litotipi prevalenti, ricavata sia mediante le prove penetrometriche sulla verticale di sondaggio sia mediante prove di laboratorio sui campioni semidisturbati prelevati durante la campagna geognostica. Di seguito si illustrano le prove eseguite ed i risultati ottenuti.

### 5.1.1 Prove penetrometriche dinamiche discontinue (S.P.T.)

Le informazioni stratigrafiche acquisite tramite i sondaggi sono state coadiuvate dall'esecuzione di n.6 prove S.P.T.

La procedura, standardizzata secondo le "Raccomandazioni" A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) per l'esecuzione delle indagini geotecniche (1977), prevede l'infissione nel terreno di un campionatore standard o di una punta conica tramite un maglio del peso di 63,5 kg lasciato cadere da un'altezza di 750 mm sopra una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste.

La prova consiste nel rilevare il numero di colpi N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub> e N<sub>3</sub> necessario per compiere un'infissione di 45 cm (15 cm nella fase preparatoria e 30 cm nella prova vera e propria); se N<sub>1</sub>>50 la prova si considera conclusa in quanto il terreno oppone rifiuto alla penetrazione, diversamente si prosegue per i successivi 30 cm interrompendo anticipatamente la prova solo nel caso in cui N<sub>2</sub> + N<sub>3</sub>>100.

Ai fini dell'elaborazione si assume il numero di colpi N<sub>SPT</sub> = N<sub>2</sub> + N<sub>3</sub> relativo alla somma del secondo e del terzo tratto di avanzamento, dal quale, attraverso relazioni prevalentemente empiriche, si ricavano i parametri geotecnici caratteristici, tra i quali la misura della resistenza del terreno in condizioni non drenate e del suo grado di addensamento.

Il dato ottenuto in situ è stato preliminarmente corretto al fine di contenere gli errori indotti dalla stessa metodica di prova la quale è fortemente condizionata, innanzitutto, dal dispositivo di battitura e dunque dal suo rendimento energetico, dalla lunghezza delle aste, dal diametro del foro di perforazione ed infine dalla pressione litostatica agente alla profondità di infissione.

L'insieme delle suddette correzioni è sintetizzato nella relazione riportata di seguito:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot ER_R / 60 \cdot cr \cdot cd \cdot cn$$

dove:

**cr** = coefficiente dipendente dalla lunghezza della batteria delle aste

**cd** = coefficiente dipendente dal diametro del foro di sondaggio

**cn** =  $\sigma_v^{-0.56}$  coefficiente dipendente dalla pressione litostatica (Jamiolkowski, 1985).



### 5.1.1.1 Definizione del modello concettuale

Come scritto precedentemente, durante la realizzazione del sondaggio geognostico sono state eseguite n.6 prove S.P.T. volte ad accertare la resistenza alla penetrazione dei terreni attraversati.

I valori di  $N_{spt}$  evidenziano un comportamento dello strato sabbioso profondo piuttosto disomogeneo, con variazioni considerevoli che denotano sostanziali differenze di addensamento della matrice sabbiosa fino alla presenza di intervalli più grossolani e localmente cementati. A ciò deve aggiungersi, talora, la tendenza alla riduzione dei valori di  $N_{spt}$  col progredire della profondità che amplia il volume significativo cui circoscrivere la distribuzione delle tensioni indotte dalle strutture.

Al fine di ricavare una stima di densità relativa e angolo di attrito efficace  $\phi'$  per i litotipi incoerenti, e della coesione non drenata  $C_u$  (per quelli coerenti, il valore di  $N_{spt}$  è stato implementato nelle relazioni empiriche, rispettivamente, di Gibbs e Holtz, De Mello e Terzaghi Peck, illustrate di seguito:

GIBBS E HOLTZ:  $Dr = 21 [N_{spt} / (\sigma + 0.7)]$

DE MELLO (1971):  $\phi = 19 - 0.38\sigma_{v0} + 8.73 \log(N_{spt})$

TERZAGHI PECK (1968):  $C_u = N_{spt} * 0.067$

L'estrema dispersione dei valori è un limite congenito al carattere prettamente empirico delle teorie di calcolo a cui si è parzialmente ovviato mediando i valori per litotipi omogenei (unità litotecniche) e comparandoli successivamente con i risultati delle prove di laboratorio.

Nella tabella di seguito il consuntivo di indagine e correlazione.

Tabella 2. Consuntivo prove SPT.

Id. Sondaggio	Profondità (m)	Descrizione litotipo	$N_{spt}$	$N_{60}$	DR	$\phi$ (deg)	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
S1	1.50 – 1.95	Sabbia argillosa	18	28	0,69	28	-
	2.50 – 2.95		16	20			
	3.70 – 4.15		12	10			
	7,50 – 7,95		6	6			
	5.40 – 5.85	Argilla limosa	9	8	0,51	-	0.41
	13.50 – 13.95	Sabbia argillosa e argilla sabbiosa poco consistente	1	1	0,13	-	0.10

## 5.2 Prove di laboratorio

### 5.2.1 Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)

Allo scopo di rilevare i valori di angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  e coesione  $c'$ , il campione P1-C2 è stato sottoposto ad una prova di taglio diretto con Apparecchio di Casagrande. Data la natura sabbiosa del campione e l'assenza di elementi con  $\phi > 2$  mm, la prova è stata condotta su provini indisturbati ricavati dai numerosi aggregati integri che costituivano il campione.

La prova si svolge in condizioni di saturazione, su tre gradini di carico verticale ( $\sigma$ ) crescenti, pari a 100, 200 e 300 kPa, registrando per ognuno il picco dello sforzo di taglio ( $\tau_{max}$ ). Di seguito (Graf.1) si riportano i suddetti valori tratti dal certificato di prova (All.Ga4) ed il piano di Mohr-Coulomb sul quale sono stati interpolati allo scopo di ricavare l'involuppo di rottura ed i corrispondenti valori di  $c$  e  $\phi$ , secondo la retta  $\tau_{max} = c + \sigma \cdot \tan \phi$ .

Tale prova, di norma, si interpreta nel campo delle tensioni efficaci ( $\phi'$  e  $c'$ ), tuttavia la presenza di un'elevata frazione fine esercita comunque un'influenza non trascurabile sui tempi di dissipazione delle pressioni neutre, non quantificabile in condizioni intermedie. La resistenza al taglio, comunque, testimonia un'apprezzabile componente attritiva, con un angolo di circa  $31^\circ$ . Il valore della coesione efficace, pari a 18,72 kPa, è invece da ritenersi sovrastimato e sarà ridotto in fase di definizione dei parametri di progetto.

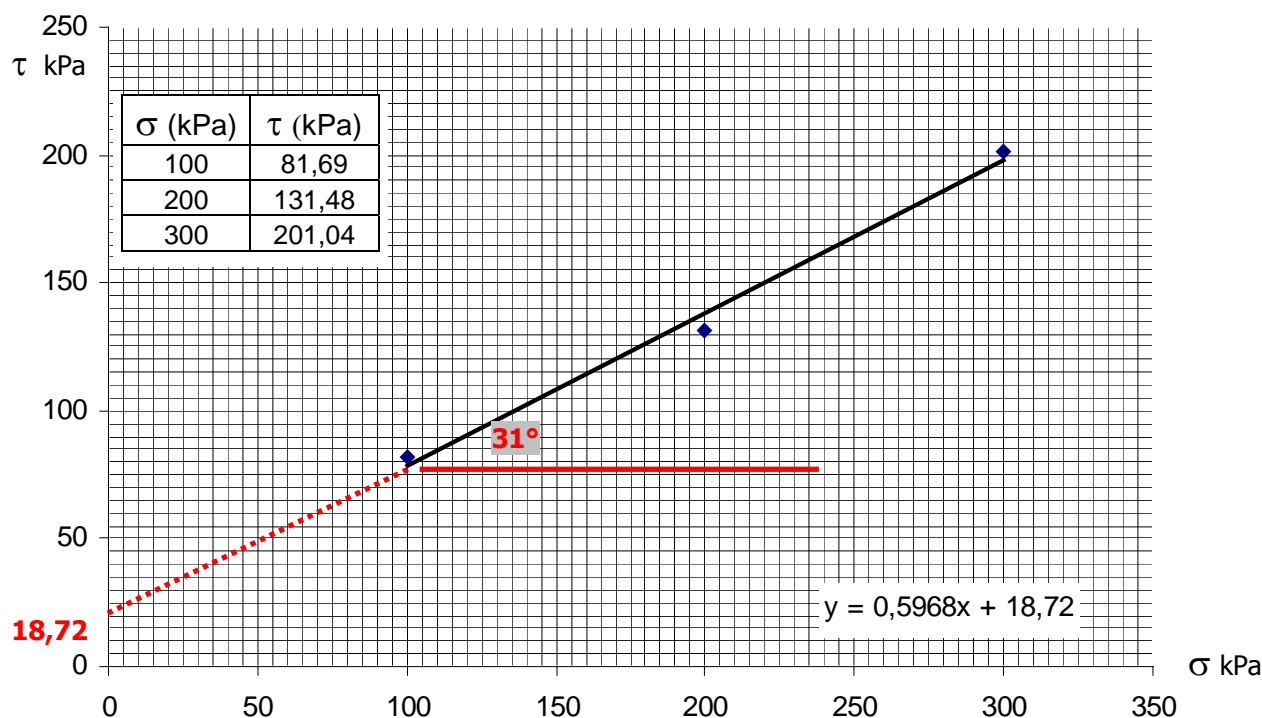


Grafico 1. Inviluppo di rottura del campione P1-C2 sul piano di Mohr-Coulomb.

### 5.2.2 Prova di compressione edometrica (Racc. AGI, 1994; ASTM D 2435-04)

La determinazione della curva sforzi-deformazioni, necessaria a stabilire i valori di modulo edometrico  $E_d$  da applicare nella teoria di calcolo dei cedimenti, avviene di norma mediante prova di compressione con espansione laterale impedita più comunemente nota come prova edometrica.

Essa si svolge su provini indisturbati di terreni granulari coerenti o semicoerenti: il campione, inserito nell'edometro e saturato d'acqua, viene sottoposto ad almeno 7 cicli di carico della durata di 24 h ciascuno. Riportando su una scala semilogaritmica i valori di sforzo e deformazione si ottiene la curva edometrica dalla quale è possibile ricavare il grado di consolidazione del terreno (metodo grafico di Casagrande) ed il valore del modulo edometrico alle pressioni di progetto ( $P + \sigma'_{v0}$ ).

Il campione P1-C2 ha evidenziato cedimenti piuttosto elevati sin dai primi gradini di carico (Graf.2 e 3), che danno luogo ad una curva con pendenza elevata che aumenta leggermente in corrispondenza di pressioni nell'ordine dei 180kPa (rilevati mediante costruzione grafica di Casagrande), pari al doppio della pressione litostatica efficace alla profondità di prelievo (circa 5.00 metri). Si tratta, quindi, di un litotipo debolmente sovraconsolidato ( $OCR=2$ ), in accordo con quanto osservato riguardo alla dinamica sedimentaria del sito (cfr Relazione geologica).

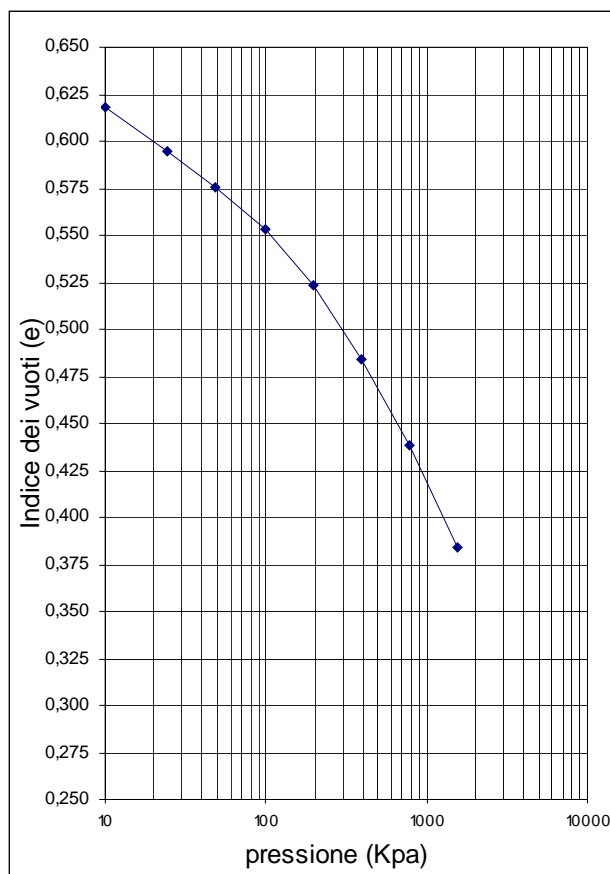


Grafico 2. Campione P1-C2: curva edometrica e - P.

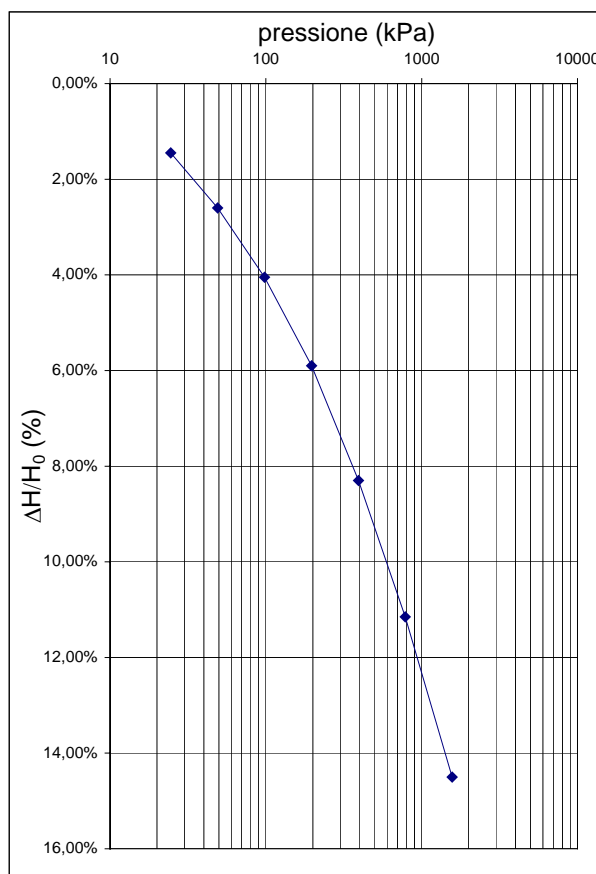


Grafico 3. Campione P1-C2: curva di compressione.

#### 5.2.2.1 Ulteriori proprietà del campione P1-C2 ricavate dalla prova

Poiché l'esecuzione della prova edometrica prevede la determinazione dell'indice dei vuoti ( $e = V_v/V_s$ ), nella fase di preparazione dei provini vengono determinate le proprietà indici da cui derivare tale grandezza, ossia:

- ❑ peso di volume apparente: rapporto tra peso e volume del campione allo stato naturale ( $\gamma_{nat} = P_n/V_n$ );
- ❑ contenuto d'acqua: rapporto tra peso dell'acqua e peso della frazione solida ( $w\% = P_w/P_s$ );
- ❑ peso specifico dei grani: rapporto tra peso e volume della frazione solida ( $G_s = \gamma_s/\gamma_w$ ).

Tramite la relazione fondamentale  $\gamma_{nat} = G_s \cdot (1-n) \cdot (1+w)$  si ricavano quindi i parametri relativi alla porosità  $n$ , all'indice dei vuoti ( $e = n/(1-n)$ ) e al peso di volume saturo ( $\gamma_{sat} = G_s \cdot (1-n) \cdot (1+w_{max})$ )

Nella fattispecie sono stati ottenuti i seguenti valori:

- ❑  $\gamma_{nat} = 18.81 \text{ kN/m}^3$
- ❑  $w = 0.185 \%$
- ❑  $G_s = 25.68 \text{ kN/m}^3$
- ❑  $\gamma_{sat} = 19.61 \text{ kN/m}^3$

#### 5.2.3 Prova di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L. - ASTM D 2166)

Si tratta di una prova di compressione rapida, mediante pressa idraulica, compiuta su provini cilindrici di terreni coerenti, sino ad ottenerne la rottura: essa consente di ricavare, con apprezzabile precisione, il



valore della coesione non drenata. Durante l'esecuzione della prova viene controllata nel tempo la variazione di altezza del provino e si misura la forza assiale esercitata dal pistone.

Sebbene non vi sia alcuna barriera fisica che impedisca il drenaggio, l'elevata velocità di deformazione e la ridotta permeabilità la rendono di fatto una prova in condizioni non drenate, fatta salva la totale saturazione del campione. La pressione assiale totale media a rottura è quindi espressa nel campo delle tensioni totali, con un involucro di Mohr-Coulomb rettilineo ed orizzontale che implica una resistenza al taglio espressa soltanto per coesione. Noto il carico di rottura ( $q_u$ ), risulta pertanto:  $q_u = 2 \cdot C_u$ , da cui ricavare il valore della coesione non drenata ( $C_u$ ).

Nella fattispecie il valore di  $q_u$  ottenuto sul campione P2-C1 è pari a 226.74 kPa, pertanto la coesione non drenata rimane fissata in 113.37 kPa. Tale valore può ragionevolmente definirsi nella media per argille debolmente sovraconsolidate come quella in oggetto. La *curva sforzi – deformazioni* è riportata nel certificato di prova (Allegato G<sub>A</sub>4).

#### 5.2.4 Resistenza a compressione uniassiale (ASTM D 2938 – 95)

La prova consiste nell'isolare un blocco prismatico di roccia avente un rapporto altezza-larghezza compreso tra 2 e 3. La superficie laterale dei provini deve essere liscia e priva di irregolarità superiori a 0,5 mm e le facce laterali devono essere perpendicolari all'asse del provino con tolleranza massima di 0,25°. Il campione così preparato viene portato a rottura impiegando una pressa idraulica di adeguata rigidità e capacità di carico, in ogni caso non inferiore a 1500 kN, ed incrementando la pressione applicata con continuità ad una velocità di applicazione costante.

Nello specifico è stato sottoposto a tale prova il campione lapideo P2-C5 che, come già anticipato, è stato prelevato dalla scarpata calcarenitica in continuità con la sponda sinistra del Rio Mannu. Dai blocchi sono stati ricavati e rettificati 2 provini cilindrici mediante carotaggio  $\varnothing$  74mm, con altezza compresa tra 115 e 123 mm.

La resistenza ottenuta è piuttosto bassa per entrambi, con valori compresi tra 9.77 e 15.00 MPa, ossia circa un ordine di grandezza inferiore alle rocce lapidee più resistenti e tenaci.

Anche la massa volumica determinata per ogni provino, compresa tra 21.18 e 21.74 kN/m<sup>3</sup>, indica una roccia molto porosa, come in effetti accade per taluni termini calcarenitici della zona che costituiscono anche degli ottimi acquiferi.

Il valore medio di resistenza a compressione, preso a riferimento come risultato della prova, è pari a 12.38 MPa, mentre il valore medio della massa volumica è pari a 21.46 kN/m<sup>3</sup>.

### 5.3 Elaborazione dei parametri dell'ammasso roccioso mediante il criterio di Hoek-Brown

A differenza di quanto avviene per le terre, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb:

$$\tau_{\max} = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

dove:

- c = coesione;
- $\sigma$  = pressione efficace;
- $\phi$  = angolo d'attrito.

Questo infatti indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di

tipo lineare (sebbene entro certi limiti), mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è di tipo non lineare. I metodi di verifica del carico limite del solido fondazione – volume-significativo, sia esso terra o roccia, richiedono necessariamente una modellazione sul piano di Mohr-Coulomb. Ciò può realizzarsi se si considerano le proprietà a scala dell'ammasso e non solo quelle dei singoli prismi rocciosi in cui esso è normalmente scomposto, per via di fattori tettonici, chimico-fisici e sedimentari.

Hoek e Brown hanno ideato una procedura che consentisse l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite (utilizzate nel campo della stabilità di fronti di scavo e tunnel) anche al caso di ammassi rocciosi secondo il seguente criterio di rottura (*cfr Hoek, Carranza-Torres, Corkum: Hoek-Brown failure criterion- 2002 Edition - Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto in July 2002*):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

dove:

$m_b$  = valore dipendente dalla costante  $m_i$  la roccia (si ricava da prove triassiali o da abachi degli Autori), dal parametro G.S.I. (*Geological Strength Index*) e dal parametro D, dipendente dal grado di disturbo della roccia ( $0 < D < 1$ );

s, a = costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso, determinabili a partire dal parametro G.S.I.;

$\sigma_c$  = resistenza a compressione uniassiale della roccia integra;

$\sigma_1 \sigma_3$  = sforzi principali in tensioni efficaci.

La determinazione dei parametri a, s e  $m_b$ , quindi, viene condotta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice G.S.I. e di misure dirette sulla roccia (compressione). Il valore di GSI può essere a sua volta ricavato dalla classificazione di Bieniowski ( $G.S.I. = BRMR_{89} - 5$  (solo per  $BRMR > 23$ )) o, comunque, attraverso metodi di classificazione equiparabili; al limite si può ottenere da abachi predisposti dagli Autori. Data l'elevata dispersione e soggettività delle misure relative alla classificazione dell'ammasso roccioso e la notevole variabilità latero-verticale di tali valori, i parametri ottenuti dalla suddetta procedura necessitano di una considerevole riduzione mediante fattori di sicurezza parziali compresi tra 6 e 10.

Nella fattispecie, nell'elaborazione sono stati implementati i parametri essenziali tratti dal rilevamento su affioramenti locali e dalle prove di compressione sui campioni di roccia ivi prelevati:

$$GSI = 35 \text{ (RMR=40)}$$

$$\sigma_c = 12.4 \text{ MPa}$$

$$m_i = 10$$

$$D = 1$$

Di seguito si riportano i valori dei parametri di resistenza al taglio ottenuti mediante il suddetto criterio, utilizzando il codice OS RocLab:

$$\phi' = 30^\circ ; \quad c' = 29 \text{ kPa}$$

## 6 DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI

La determinazione dei parametri sui campioni conferiti in laboratorio ha posto le basi per la definizione dei *parametri caratteristici* dei litotipi ricompresi nel volume significativo. L'approccio rigoroso, con le prove di laboratorio illustrate in precedenza, è stato riservato a quei terreni che, nell'ambito dell'intervento, saranno sollecitati in modo significativo dalle opere in progetto: i parametri relativi al suolo superficiale, pertanto, sono stati attribuiti su basi bibliografiche e cautelative, non rientrando nel volume significativo.

### LITOTIPO 1



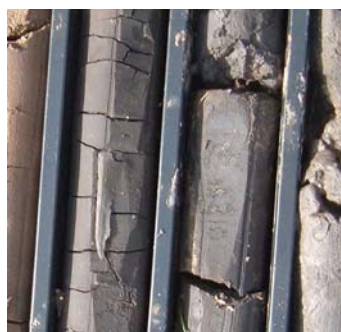
È un litotipo semi-coerente, costituito da sabbie medie e fini, da limose ad argillose, con matrice consistente e raramente plastica, di colore bruno-marrone.

Debolmente sovraconsolidato ( $OCR < 2$ ), si presenta mediamente compressibile, con valori modesti del modulo edometrico.

Nel dominio delle tensioni efficaci, lo scheletro sabbioso incrementa la componente attritiva di resistenza al taglio, cui si somma una coesione discreta. La scavabilità è agevole e la trincea ha evidenziato, a breve termine, un buon autosostegno delle pareti nell'insaturo, mentre peggiora sensibilmente nel saturo con sgrottamenti di media entità.

$\gamma_{nat}$	= 18.81 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	= 19.61 kN/m <sup>3</sup>
$\phi'$	= 29.5° (media SPT – Taglio)
$c'$	= 18.72 kPa
$c_u$	= 64.72 kPa (SPT)
$E_d$	= 5001 kPa ( $\sigma' > 90$ kPa)
$DR$	= 0.69 (SPT)

### LITOTIPO 2



Argilla limosa e limoso-sabbiosa, compatta e consistente. E' un litotipo coerente con plasticità da bassa a media e frequenti intercalazioni limose. La consistenza decade in profondità, all'aumentare della matrice limoso-sabbiosa.

La compressibilità è contenuta e la resistenza al taglio in condizioni non drenate è elevata, così come risultano accettabili i parametri efficaci, sebbene meno favorevoli, con un angolo di resistenza al taglio contenuto.

La scavabilità può considerarsi agevole mentre l'autosostegno, trattandosi di un litotipo intercettato nel saturo, è strettamente legato all'equilibrio idraulico (pressioni di suzione) e alle modalità di esecuzione.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici, evidenziati da un asterisco se tratti da letteratura.

$\gamma_{nat}$	= 17.77 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	= 20.23 kN/m <sup>3</sup> (*)
$\phi'$	= 20° (*)
$c'$	= 20.00 kPa (*)
$c_u$	= 110.81 kPa
$E_d$	= 8300 kPa ( $\sigma' > 150$ kPa) (*)
$DR$	= 0.51 (SPT)



### LITOTIPO 3



Alternanza di limi argilloso-sabbiosi e argille limose, miste a frammenti bioclastici, di colore nerastro anossico. Si presentano scarsamente consistenti e plastiche, con modesta resistenza al taglio ed elevata compressibilità, con livelli più sabbiosi fini, poco addensati o sciolti.

Trattandosi di un litotipo saturo e scarsamente coerente è privo di autosostegno, pertanto trincee e sbancamenti necessitano di idonee opere provvisorie. Di seguito si riportano i parametri tratti dalla letteratura

(asterisco) e dalle prove in situ.

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 1.720 \text{ kN/m}^3 (*) \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1.959 \text{ kN/m}^3 (*) \\ \phi' &= 18.3^\circ \\ c' &= 8.06 \text{ kPa} \\ E_d &= 4900 \text{ kPa } (\sigma' > 150 \text{ kPa})\end{aligned}$$

### LITOTIPO 4



Calcare bioclastico lapideo, mediamente compatto, con intercalazioni calcarenitiche friabili. Si presenta in ammassi fratturati e, talora, cariati nei termini meno cementati. La resistenza a compressione è modesta, mentre porosità e permeabilità possono considerarsi localmente elevate.

I parametri geotecnici dell'ammasso sono da considerarsi modesti per la tipologia di roccia, soprattutto nel campo della coesione. Scavabile con difficoltà con mezzi ordinari, è aggredibile con benne da roccia montate su

macchine di potenza elevata, ma può localmente necessitare dell'uso del martello demolitore in corrispondenza delle bancate bioclastiche più tenaci. I parametri sono ricavati da prove di laboratorio e letteratura (asterisco).

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{nat}} &= 21.46 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 22.94 \text{ kN/m}^3 (*) \\ \phi' &= 30^\circ \\ c' &= 30 \text{ kPa} \\ E_y &= 15 \text{ MPa } (*)\end{aligned}$$

#### 6.1 Determinazione dei "parametri caratteristici" (k)

Per i litotipi ricompresi nel volume significativo si è fatto riferimento sia alle prove di laboratorio che a quelle in situ. Tuttavia, nel caso dei Litotipi 2 e 3 i valori di angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate, ricavati da prove penetrometriche, sono da ritenersi scarsamente rappresentativi (in genere sovrastimati e assai dispersi) e pertanto, già nella fase di acquisizione dei parametri nominali, si è fatto riferimento a dati mediati, in modo assai conservativo, da letteratura o prove su litotipi assimilabili: in questo caso i parametri nominali coincidono con quelli caratteristici.

Per quanto attiene il Litotipo 1 la prova di taglio ha fornito risultati congruenti col litotipo in studio per quanto riguarda l'angolo di attrito, il quale, comunque, è stato mediato con il valore ricavato dalle prove SPT, più cautelativo. Anche la coesione del Litotipo 1 è da considerarsi sovrastimata per una condizione drenata, probabilmente a causa dell'eccessiva rapidità di esecuzione della prova che non ha consentito il

completo esaurimento delle pressioni interstiziali: essa pertanto è stata ridotta del 60%.

Di seguito si riportano i parametri di resistenza al taglio caratteristici ottenuti dalle suddette correzioni:

#### Litotipo 1

$$\begin{aligned}\phi'_k &= 29.5^\circ \\ c'_k &= 7.5 \text{ kPa}\end{aligned}$$

## 7 SCELTA DEI MODELLI PER LA DETERMINAZIONE DEL $Q_u$ E LA STIMA DEI CEDIMENTI

### 7.1 Carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo del carico ultimo si differenziano per un terreno puramente coesivo, condizione non drenata ( $\phi=0$ ), o per uno attritivo ( $\phi \neq 0$ ) e si esprimono nel modo seguente:

$$q_u = c' N_{cs} d_{cs} i_{cs} b_{cs} g_{cs} + q N_{qs} d_{qs} i_{qs} b_{qs} g_{qs} + 0.5 B \gamma N_{\gamma s} d_{\gamma s} i_{\gamma s} b_{\gamma s} g_{\gamma s} \quad (\text{GENERALE})$$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (\text{CONDIZIONE NON DRENATA})$$

in cui

- $d_{cs}, d_{qs}, d_{\gamma s}$  = fattori di incastro;
- $s_{cs}, s_{qs}, s_{\gamma s}$  = fattori di forma;
- $i_{cs}, i_{qs}, i_{\gamma s}$  = fattori di inclinazione del carico;
- $b_{cs}, b_{qs}, b_{\gamma s}$  = fattori di inclinazione del piano di posa;
- $g_{cs}, g_{qs}, g_{\gamma s}$  = fattori legati alla pendenza del versante su cui si intesta la fondazione.

I fattori di portanza  $N_{cs}, N_{qs}, N_{\gamma s}$  sono espressi come:

- $N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$
- $N_c = (N_q - 1) \tan \phi$
- $N_{\gamma} = 2.0(N_q - 1) \tan \phi$

### 7.2 Verifica allo scorrimento

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e per adesione lungo la base della fondazione, eventualmente ridotta in funzione dell'eccentricità del carico. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza

resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta passiva derivante dal terreno di incastro della fondazione purché tale valore non superi il 30% del totale e venga opportunamente rimodulato il coefficiente di sicurezza.

### 7.3 Calcolo delle tensioni indotte

#### 7.3.1 Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo, elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato  $Q$ , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto  $P(x,y,z)$  posto alla profondità  $z$ :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove  $R = \sqrt{(x^2+y^2+z^2)}$ .

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico  $Q$  come un carico infinitesimo agente su una areola  $dA$ . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto, si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si suddivide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico  $dQ$ : la tensione indotta in un punto  $P(x,y,z)$ , posto alla profondità  $z$ , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

### 7.4 Stima dei cedimenti della fondazione

#### 7.4.1 Metodo edometrico (cedimenti di consolidazione)

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fine, proposto da **Terzaghi** negli anni '20.

L'ipotesi edometrica, sebbene scarsamente consistente sotto il profilo teorico (*si considera un cedimento monodimensionale indotto però da un carico di ridotte dimensioni*. Lancellotta, 1987), è comunque ampiamente verificata come metodo semi-empirico, con un'approssimazione che migliora al ridursi del valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Il metodo risulta dotato di buona approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore, sebbene in questo caso vadano valutati con molta attenzione lo stato tensionale e il modulo edometrico in ragione della profondità.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente equazione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:



- $\Delta\sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità **z**, dalla pressione di contatto della fondazione;
- $E_d$  è il modulo edometrico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato **i-esimo**;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

#### 7.4.2 Metodo dell'elasticità (cedimenti immediati)

Benché implementi alcune semplificazioni rispetto al comportamento dei terreni reali (assimilati ad un mezzo omogeneo ed isotropo), l'impiego di tale teoria ha il vantaggio di considerare la natura del problema in forma tridimensionale (*Lancellotta, 1987*). Nella sua forma più complessa, il calcolo fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita (**w<sub>imp</sub>**)
- uno in condizioni di deformazione laterale libera (**w<sub>lib</sub>**)

L'espressione di **w<sub>imp</sub>** è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i (1 - \nu - 2\nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta\sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità **z**, dalla pressione di contatto della fondazione;
- **E** è il modulo elastico relativo allo strato **i-esimo**;
- $\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;
- $\nu$  è il coefficiente di **Poisson**.

L'espressione di **w<sub>lib</sub>** è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto. I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo **w<sub>imp</sub>** e un valore massimo **w<sub>lib</sub>** del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata. Il coefficiente di influenza *i*, in particolare, dipende da fattori geometrici quali forma della fondazione, profondità del piano di posa e spessore dello strato compressibile.

#### 7.5 Verifica della stabilità dei fronti di scavo: metodo di Janbu

Facendo riferimento allo schema illustrato in Figura 8, gli assunti che stanno alla base del metodo di Janbu sono i seguenti:

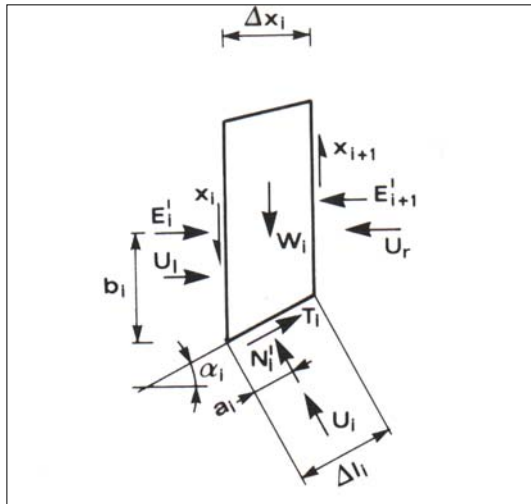


Figura 8. Schema delle forze agenti per ogni concio nell'ipotesi di Janbu.

- è nota la linea di azione delle forze  $E$ , scambiate tra i conci;
- la risultante  $\Delta N$  agisce nel punto in cui la retta di azione di  $(\Delta W + q \cdot \Delta x + \Delta P)$  intercetta la base del concio.

In questo caso l'equilibrio alla *traslazione verticale* può esprimersi nella forma:

$$\Delta N \cdot \cos \alpha + \Delta S \cdot \sin \alpha = \Delta W + \Delta P + q \cdot \Delta x + \Delta T$$

L'equilibrio alla *traslazione orizzontale* del concio è espresso dall'equazione:

$$\Delta E + \Delta S \cdot \cos \alpha = \Delta Q + \Delta N \cdot \sin \alpha$$

L'*equilibrio globale* di tutti i conci è espresso dalla equazione:

$$\sum_A^B \Delta E = E_B - E_A$$

Le tre equazioni descritte, combinate, forniscono la condizione di equilibrio dell'ammasso franoso:

$$E_B - E_A = \sum_A^B \left\{ \Delta Q + \left( \gamma \cdot z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{\Delta T}{\Delta x} \right) \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha \right\} - \sum_A^B \tau \cdot \Delta x \cdot (1 + \tan^2 \alpha)$$

Se si esprime  $\tau$  in funzione di  $\tau_f/F_s$ , introducendo quindi il fattore di sicurezza e lo sforzo di taglio efficace nelle condizioni limite, si giunge alla equazione finale, da cui è possibile ricavare  $F_s$ :

$$F_s = \frac{\sum_A^B \tau_f \cdot \Delta x \cdot (1 + \tan^2 \alpha)}{E_A - E_B + \sum_A^B \left\{ \Delta Q + \left( \gamma \cdot z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{\Delta T}{\Delta x} \right) \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha \right\}}$$

in cui

$$\tau_f = \frac{C' + \left( \gamma \cdot z + q + \frac{\Delta P}{\Delta x} + \frac{\Delta T}{\Delta x} - u \right) \cdot \tan \varphi'}{i + \frac{1}{F_s} \cdot \tan \varphi' \cdot \tan \alpha}$$

Il fattore di sicurezza risulta implicito nella equazione e va ricavato mediante processi iterativi per ciascuna superficie ipotizzata.

Poiché le forze  $\Delta T$  non sono note, si calcola un primo valore di  $F$ , denominato  $F_0$ , supponendo  $\Delta T=0$ .  $F_0$  permette di risolvere l'equazione e di ricavarsi, in prima approssimazione, i valori di  $E$  e di  $T$ .

Una volta noti questi due parametri si riparte nel calcolo, procedendo per tentativi sino ad una convergenza dei risultati su valori precisi.

Ciò è agevolato nel metodo di *Janbu Semplificato*, in cui l'Autore si è servito dell'analisi di quaranta casi "reali", con diversi terreni e geometrie del problema, calcolando per ciascuno i valori di  $F_0$ ,  $F$  e  $\Delta T$ .

## 8 VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di sicurezza del fabbricato sono state condotte agli stati limite, in ottemperanza a quanto disposto dalle N.T.C. 2008 ed illustrato nella citata Circolare n.617 del CNLP. In particolare, viene definito il grado di sicurezza delle costruzioni in funzione dello stato limite, inteso come frontiera che separa il dominio **di stabilità** da quello **di instabilità**, ossia la condizione oltre la quale l'opera non rispetta le necessità per cui è stata progettata.

Nel caso in specie si farà riferimento a Stati Limite Ultimi (**SLU**) e Stati Limite di Esercizio (**SLE**): i primi definiscono le frontiere oltre le quali l'opera perde completamente di funzionalità (crollo, cedimento, perdita di equilibrio, etc.) ed hanno quindi carattere *irreversibile*, mentre i secondi definiscono la capacità di garantire nel tempo le prestazioni previste (cedimenti) e possono avere carattere *reversibile* o *irreversibile*.

Definite:

- **Ed** = valore di progetto dell'effetto delle azioni (DOMANDA);
- **Rd** = resistenza di progetto del sistema geotecnico (CAPACITÀ).

Nella verifica di sicurezza agli stati limite ultimi deve essere:

$$Ed \leq Rd$$

Nel caso degli stati limite di esercizio, la problematica viene affrontata sulla base di una casistica più ampia che tiene conto del grado di funzionalità dell'opera e del corrispondente stato tensionale. L'approccio è di tipo semi-probabilistico con coefficienti di sicurezza parziali applicati alle azioni e alle resistenze, sia alternativamente (*Approccio 1 (DA1), combinazioni 1 (STR) e 2 (GEO)*) sia contemporaneamente *Approccio 2, combinazione 1 (STR + GEO)*.

### 8.1 Azioni di progetto (A1)

La definizione delle azioni relative ai blocchi di ancoraggio e alla briglia è stata fornita dal Progettista della Stazione Appaltante: esse sono riassunte nella Tabelle 3 e 4, alla pagina seguente.

Non avendosi opere in elevazione né strutture intelaiate, in assenza di momenti e carichi eccentrici, esse sono riferibili unicamente al peso proprio degli elementi in cls e della tubazione metallica. I carichi derivanti dal peso dell'acqua nella tubazione e dalla spinta esercitata dalla stessa sui gomiti, possono essere considerati, secondo l'indicazione del Progettista, di tipo *permanente non strutturale* dal momento che agiscono praticamente durante l'intera vita dell'opera.

Tabella 3. Carichi permanenti e portati delle strutture

Blocchi DX = SX	Volume totale (mc)	Volume pozzetti (mc)	V cls netto (mc)	Peso (kg)
	90,00	4,85	85,16	212.887,50
Briglia	Volume totale (mc)	Volume tubo (mc)	V cls netto (mc)	Peso (kg)
	165,92	30,66	135,26	338.145,14
Tubazione Ø 800 mm - acciaio	Lunghezza (m)	Massa lineare (kg/m)	Peso tubazione (kg)	
	61,00	217,50	13.267,50	



Tabella 4. Carichi permanenti non strutturali

Pressione di calcolo (kg/cm <sup>2</sup> )	Spinta sulla singola sezione (kg)	Spinta risultante R2 (kg)	Comp. vert. R2v = R2 sen(x-b) (kg)	Comp. Orizz. R2v = R2 cos(x-b) (kg)	Peso acqua (kg)
12,00	62.270	48.141	-43.024	21.600	30.661,94

In sede di verifica di sicurezza agli SLU, le suddette azioni sono state maggiorate o ridotte in funzione dei coefficienti parziali previsti alla tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, riportata di seguito:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 9. Tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008 recante i valori dei coefficienti parziali delle azioni di progetto.

I coefficienti sono stati applicati alle azioni per ogni condizione di carico combinata. La geometria delle fondazioni è riassunta di seguito:

Tabella 5. Geometria delle fondazioni a base di calcolo.

Fondazione	B (m)	L (m)	D (m)	h (m)
Blocchi DX = SX	4,50	6,00	4,00	4,00
Briglia	1,60	61,00	3,20	1,70

## 8.2 Verifiche agli SLU

Nella verifica di sicurezza è stato adottato l'Approccio 2 e la relativa combinazione unica A1+M1+R3 (con R3=R1 per STR) con la quale sono stati verificati i seguenti stati limite ultimi:

- collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa (in assenza di sisma e considerando l'aliquota massima consentita, pari al 30%, del contributo delle spinte passive dovute all'incastro).

Nella determinazione delle azioni è stata utilizzata per entrambi la combinazione fondamentale statica riportata di seguito:

$$\gamma_{G1} \times G1 + \gamma_{G2} \times G2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

L'eterogeneità della stratigrafia superficiale e la particolare geometria dell'opera, suddivisa in tre elementi distinti, hanno consigliato un approccio semplificato agli SLU, basato sulla verifica separata di ogni elemento strutturale, ipotizzato disgiunto e non collaborante con gli altri: tale soluzione potrebbe risultare piuttosto conservativa (non si tiene conto, ad esempio, della funzione strutturale della tubazione), ma consente di compiere le verifiche di portanza e cedimenti senza considerare ulteriori parametri di progetto, difficilmente quantificabili allo stato attuale.

I carichi permanenti strutturali, tutti sfavorevoli, sono stati incrementati con il coefficiente parziale  $\gamma G1=1.3$ .

I carichi permanenti non strutturali relativi ai blocchi, avendo verso opposto al peso, risultano favorevoli e sono stati considerati come tali applicando il coefficiente parziale  $\gamma G2=0$ , mentre gli stessi carichi derivanti dalle spinte verticali sulla briglia hanno effetto sfavorevole e sono stati incrementati con  $\gamma G2=1.5$ .

Nella verifica al collasso del complesso fondazione-terreno sono state considerate, quindi, le seguenti combinazioni:

Tabella 6. Combinazioni utilizzate nelle verifiche agli SLU.

Combinazioni	N perm. strutt. (kg)	N perm non strutt (kg)
Combinazione SLU - portanza Blocchi	276.754	0
Combinazione SLU - portanza Briglia	456.836	110.529

### **Collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Per quanto attiene la resistenza di progetto è stata applicata la formula di Brinch-Hansen, illustrata in precedenza.

Considerato che nell'Approccio 2 si utilizzano i coefficienti parziali unitari M1 per la riduzione dei parametri geotecnici, sono stati ottenuti i seguenti valori di Rd (q ultimo), ridotti con il fattore di sicurezza globale R3 per ottenere il carico limite da porre a confronto con le azioni di progetto, supposte agenti sia in condizioni drenate che non drenate. Nel caso del blocco in sx, incastrato in roccia, è stato applicato a monte un'ulteriore fattore di sicurezza Fs=6 che considera l'incertezza dei parametri ottenuti mediante il criterio di Hoek-Brown.

Tabella 7. Verifiche SLU

Fondazione	Condizione	Qult (kg)	Qprog (kg)	N fondazione (kg)	Fs	Qult/Nfond>2,3	Pressione al suolo (kPa)
Blocco Dx	non drenata	1159051	276754	276754	4.19	verificato	100.52
	drenata	2528449	1099326	276754	9.14	verificato	
Blocco Sx	drenata	4554128/6	330009	276754	2.74	verificato	56.96
Briglia	non drenata	2322676	1009859	567365	4.09	verificato	
	drenata	3618365	1573202	567365	6.38	verificato	

Dalla suddetta elaborazione emerge come, tra le condizioni più gravose, vi sia quella in roccia: in realtà tale risultato dipende dall'approccio estremamente conservativo legato al metodo con cui sono stati determinati i parametri dell'ammasso roccioso.

In tutti i casi, comunque, le verifiche risultano positive grazie al notevole contributo dato dall'incastro elevato ( $qN_q$ ) e alle ridotte pressioni trasmesse al suolo dalle ampie fondazioni.

### **Collasso per scorrimento sul piano di posa**

Poiché nella resistenza per attrito col suolo vi è un rapporto di proporzionalità diretta tra le azioni normali e la resistenza tangenziale, la verifica è stata effettuata considerando separatamente le prime, che hanno un effetto stabilizzante (azione favorevole,  $\gamma G1=1$  e  $\gamma G2=0$ ), dalle azioni tangenziali che sono invece destabilizzanti (azioni sfavorevoli,  $\gamma G1=1.3$  e  $\gamma G2=1.5$ ).

Le combinazioni delle azioni per la verifica a scorrimento agli SLU sono così riassunte:

Tabella 8. Combinazioni di carico più gravose per la verifica a scorrimento

Combinazioni	N perm. strutt. (kg)	T perm non strutt (kg)	N perm non strutt (kg)
Combinazione SLU - scorrimento Blocchi	212.888	32.400	-64.536
Combinazione SLU - scorrimento Briglia	351.413	32.400	73.686

Le elaborazioni sono state compiute anche in questo caso sia in condizioni drenate che non drenate: nel primo caso la resistenza al taglio tra superficie del blocco e terreno di fondazione, si avvale del contributo dei parametri efficaci; nel secondo caso, la resistenza è stata valutata per la sola adesione in termini totali.

Tabella 9. Risultati delle verifiche allo scorrimento.

Fondazione	Condizione	Rult (kg)	Rprog Fs=1,1 (kg)	Vx max	Fs > 1.1	
Blocco Dx	non drenata	117183	106530	32400	3,62	verificato
	drenata	87418	79471	32400	2,70	verificato
Blocco Sx	drenata	79998	72725	32400	2,47	verificato
Briglia	non drenata	647556	588687	32400	19,99	verificato
	drenata	157620	143291	32400	4,86	verificato

### 8.3 Verifiche agli SLE – stima dei cedimenti

Nell'ambito dei carichi di esercizio sono stati stimati i cedimenti a lungo termine secondo gli algoritmi di calcolo illustrati in precedenza. Le azioni di progetto sono state determinate mediante la combinazione *quasi permanente*:  $G1 + G2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$

Dette azioni sono riferite ai soli carichi permanenti, strutturali e non strutturali, agenti sui blocchi e sulla briglia. Per i litotipi coerenti e argillosi (L1-L3) è stato utilizzato il metodo edometrico, mentre per il litotipo calcareo (L4) sono stati valutati i soli cedimenti immediati in campo elastico.

Suddetti metodi di calcolo si basano comunque su semplificazioni ed approssimazioni che possono determinare notevoli scostamenti *tra valori calcolati e valori misurati*, in particolare in presenza di un assetto litostratigrafico, come quello in studio, affetto da una considerevole variabilità latero-verticale nei primi metri di profondità.

Poiché tutte le opere sono completamente interrato, inoltre, è lecito considerare l'effetto di compensazione derivante dall'asportazione di terreno o roccia in sbancamento, purché il piano di fondazione non venga decompresso per tempi prolungati, con elevata permanenza degli scavi aperti.

A scopo comparativo si riportano quindi i valori dei cedimenti in presenza ed in assenza dell'effetto di compensazione, ad esclusione del blocco in sinistra, per il quale l'eventuale decompressione dello scavo in roccia ricadrebbe interamente in campo elastico.

Tabella 10. Calcolo dei cedimenti

Fondazione	Compensazione volume interrato	Cedimento (cm)
Blocco Dx	Sì	0,005
	No	7,652
Blocco Sx	Sì	0,003
Briglia	Sì	0,000
	No	0,987

I cedimenti stimati si dimostrano contenuti relativamente alla tipologia di opera in progetto, anche trascurando l'effetto di compensazione del volume interrato.

## 9 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Il progetto prevede la realizzazione di una trincea profonda sino ad un massimo di circa 9.00 metri dal p.c. attuale (blocco dx), entro la quale sarà posata la nuova tubazione della condotta è sarà realizzata la briglia di ancoraggio. Le lavorazioni, pertanto, richiederanno la presenza di maestranze all'interno dello scavo che dovrà essere mantenuto in sicurezza per la durata di posa di tutto il tratto sub-alveo.

La delicatezza del contesto litostratigrafico multistrato, con terreni scadenti in profondità, e la presenza accertata della falda freatica in stretta connessione con la quota del pelo libero del Rio Mannu, hanno reso necessario l'utilizzo, per l'analisi di stabilità dei fronti di scavo in trincea, dei più rigorosi metodi all'equilibrio limite, tra i quali è stato preferito quello di Janbu, illustrato in precedenza.

### 9.1 Verifica agli SLU

Come previsto dalle N.T.C.2008 (Cap. 6.8.2), le verifiche agli SLU per i fronti di scavo sono state eseguite con l'Approccio 1, secondo la Combinazione 2 (GEO) - A2+M2+R2.

Per le azioni A2 si è fatto riferimento alla corrispondente colonna nella tabella 6.2.I (Fig.9), mentre i coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici sono stati acquisiti dalla colonna M2 nella tabella 6.2.II delle N.T.C.2008, riportata in Figura 10. Il valore di R2, globale, è pari a 1.1

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 10. N.T.C.2008: Tabella 6.2.II contenente i coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici del terreno.

Nell'analisi di stabilità è stata considerata l'ipotesi peggiore, ossia una trincea in destra idraulica, con profondità massima del fronte di scavo pari a circa 9.50 metri (Fig.11). Le superfici di rottura, inoltre, sono state selezionate imponendo il passaggio per il piede della scarpata (x rossa in Fig.11), considerato il punto su cui si concentrano le maggiori tensioni. È invece scarsamente probabile che esse si propaghino al di sotto del piano di sbancamento e coinvolgano anche il volume sottostante il fronte opposto (non rappresentabile nella modellazione), distante solo 2-3 metri.

L'analisi si è svolta sia in condizioni non drenate, corrispondenti alla fase immediatamente successiva all'apertura della trincea, sia in condizioni drenate, ipotizzabili per tempi di permanenza sufficienti al completo esaurimento delle sovrappressioni neutre in corrispondenza del fronte di scavo.

Nel primo caso, schematizzato in Figura 12, il fattore di sicurezza minimo, corrispondente alla superficie di rottura illustrata, è inferiore all'unità ( $F_s=0,77$ ) ed indica, quindi, la completa instabilità del fronte di scavo: il cuneo di terreno che scivola con movimento rotazionale, ha un volume pari a circa 48.4 m<sup>3</sup> per metro lineare, cui corrisponde, approssimativamente, una massa in assenza di falda di circa 88.000 kg.



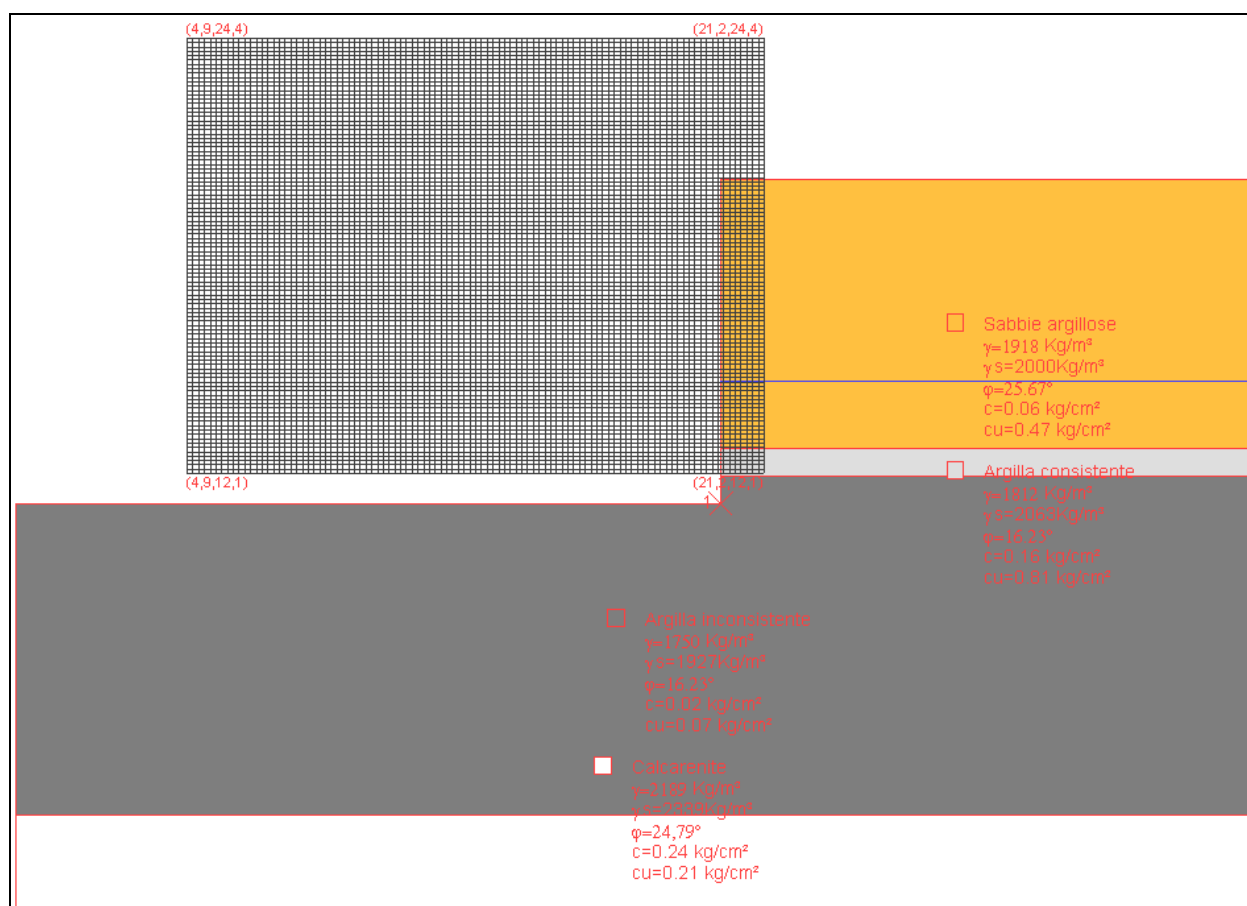


Figura 11. Profilo litostratigrafico del fronte di scavo in trincea per l'elaborazione di stabilità; sulla sinistra è evidente la maglia dei centri e, contrassegnato con una x alla base della scarpata, il punto di passaggio imposto per la superficie di rottura a sezione circolare.

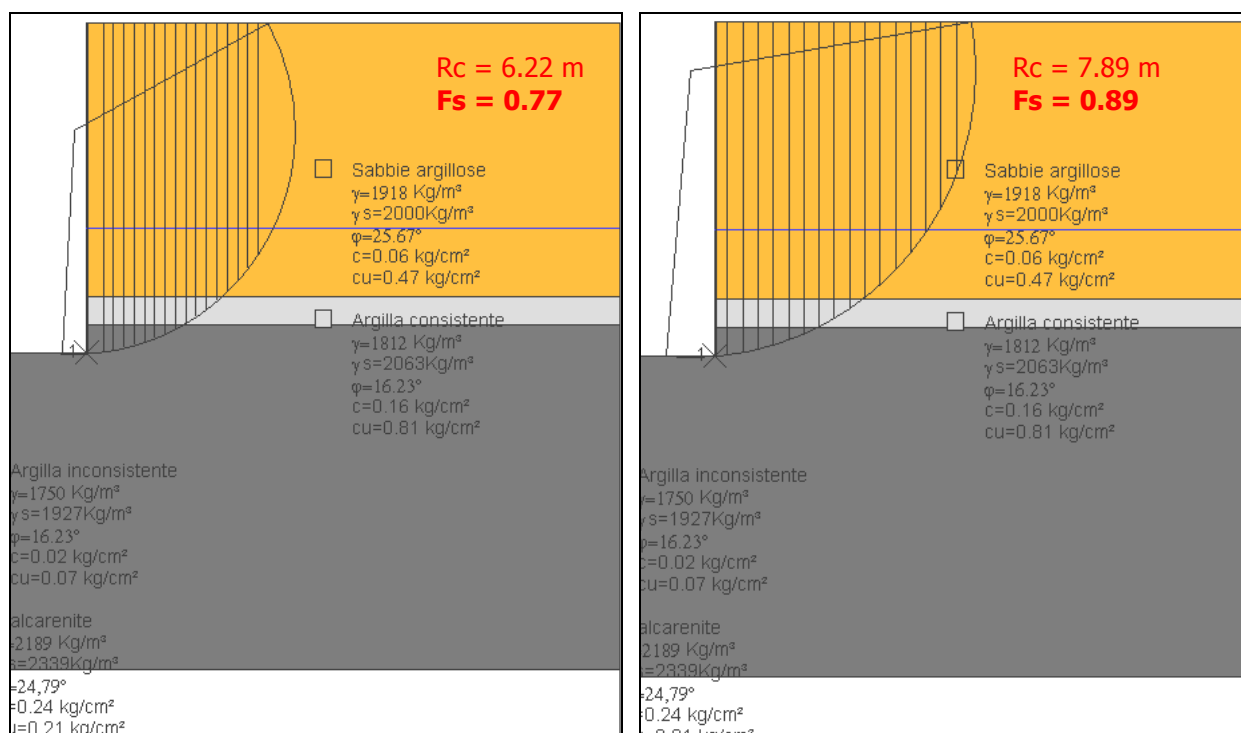


Figura 12. Elaborazione di stabilità dei fronti di scavo in condizioni non drenate (sx) e drenate (dx): in entrambi i casi i fattori di sicurezza minimi sono inferiori all'unità

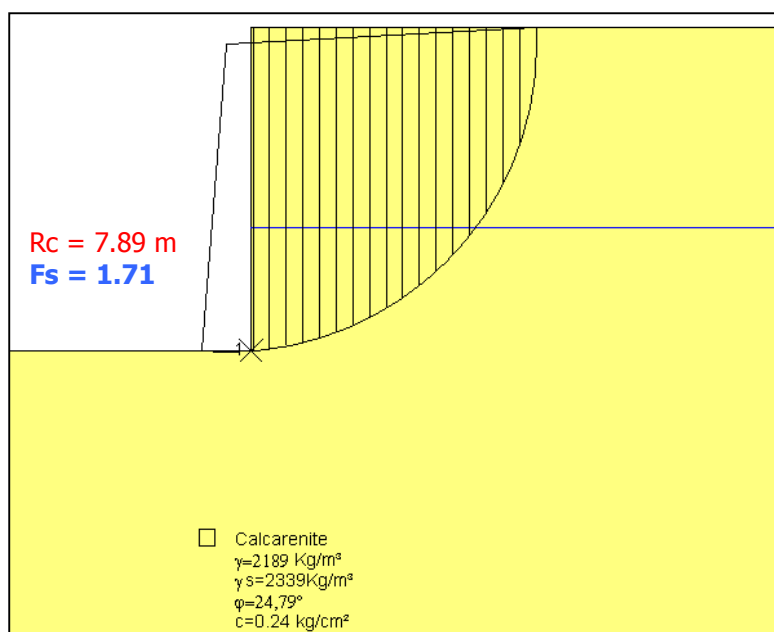


Figura 13. Verifica di stabilità del fronte di scavo in roccia (blocco in sinistra).

In condizioni drenate (Fig.12) l'elaborazione restituisce comunque un fattore di sicurezza minimo inferiore all'unità ( $F_s=0,89$ ), con una superficie di rottura più ampia, il cui volume mobilitato è di circa  $57.5 \text{ m}^3$  per metro lineare, pari ad un peso di circa 105.000 kg.

La verifica è stata ripetuta (Fig.13) anche per la trincea che sarà realizzata in corrispondenza del blocco in sinistra, interamente sul Litotipo 4. È stata quindi ipotizzata la presenza a tutta altezza del substrato roccioso tenero e friabile, avvalendosi degli

stessi parametri attribuiti per le verifiche delle fondazioni.

In questo caso il fattore di sicurezza minimo ( $F_s=1.71$ ) è superiore all'unità ed al valore minimo globale  $R_2 = 1.1$ , imposto dall'Approccio 1 combinazione 2. Di seguito si riporta il quadro riassuntivo.

Tabella 11. Consuntivo elaborazioni agli SLU della stabilità dei fronti di scavo.

Trincea (h max)	Condizione	$R_{ult}/\tau_{max}$	$F_s > 1.1 (R_2)$
Sponda Dx	non drenata	<b>0.77</b>	<b>non verificato</b>
	drenata	<b>0.89</b>	<b>non verificato</b>
Sponda Sx	drenata	<b>1.71</b>	<b>verificato</b>

## 10 SOTTOSPINTE IDRAULICHE ALLA BASE DELLE TRINCEE

La presenza di trincee profonde su terreni sabbioso-argillosi e argillosi, con elevati tiranti d'acqua, impone la verifica dei fenomeni di erosione per sifonamento (*piping*) dei livelli sabbiosi e di sollevamento del piano di sbancamento. Occorre considerare, infatti, che l'elevata lunghezza della trincea e l'estrema variabilità latero-verticale dell'assetto litostratigrafico comportano sicuramente l'intercettazione del Litotipo 2 (coerente e consistente) ma non è da escludere che, in alcuni punti, si ricada nel Litotipo 3 (scarsamente coerente o, al limite, sciolto), il cui contatto è ubicato a pochi decimetri di profondità dal fondo scavo.

La verifica, intesa come ipotesi di fronte di scavo e non come valutazione del grado di sicurezza di un elemento di progetto, è da riferirsi ad un'opera di contenimento ancora in fase di definizione, qui rappresentata come un generico diaframma rigido, intestato a profondità H (Fig.14).

Le verifiche, è bene sottolinearlo, sono state eseguite sulla base di dati idrogeologici puntuali, sia in termini geometrici che cronologici, che hanno richiesto necessariamente l'utilizzo di modelli semplificati e conservativi. Per i coefficienti di sicurezza parziali applicati alle azioni agli stati limite idraulici (HYD e UPL), si rimanda alla tabella 6.2.III delle N.T.C. 2008.

### 10.1 Sollevamento del piano di posa (UPL) a breve termine – prime verifiche

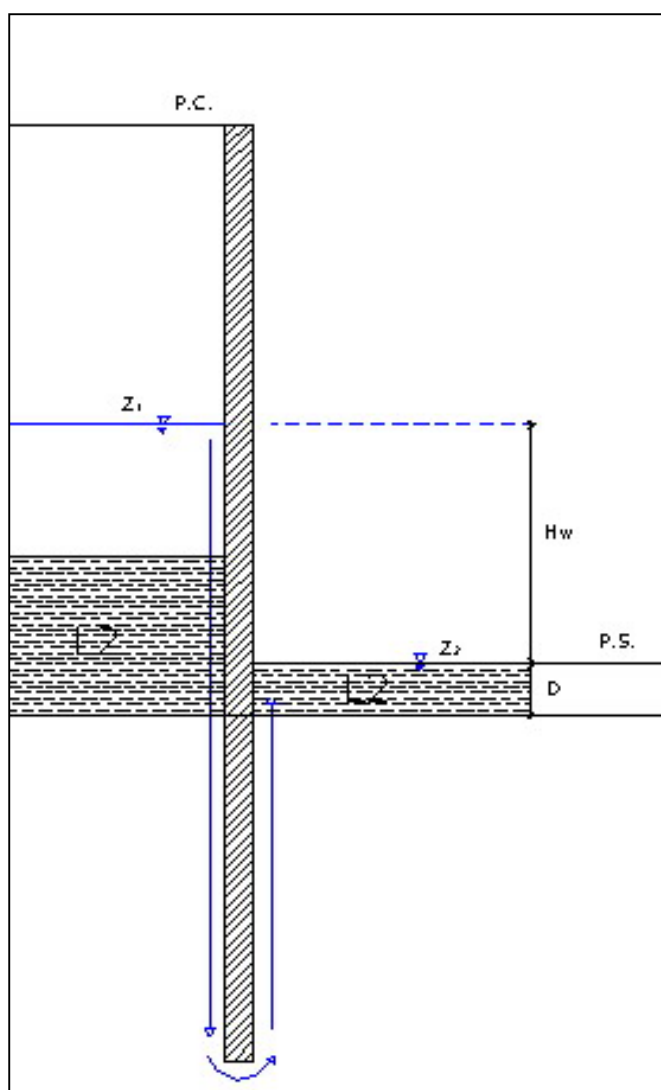


Figura 14. Sezione tipo della paratia di contenimento del fronte di scavo. Verifica al sollevamento del piano di scavo.

Poiché alla profondità di sbancamento ricade il Litotipo 2, coerente ed impermeabile, si rende necessaria la verifica al sollevamento in presenza di un'opera di contenimento. In via preliminare è stata ipotizzata una paratia intestata a 7,00 metri di profondità

La verifica è stata eseguita solo in termini di tensioni totali, ossia nella fase iniziale e più critica dello scavo. È stato considerato lo spessore di argilla compreso tra la quota del piano di sbancamento (-3.1 m) e la base dello strato rinvenuto nel sondaggio S1 (-4.0 m), ossia  $D = 0,9$  metri.

Nello stato limite UPL, trascurando la resistenza ( $R_d$ ) delle pareti di scavo allo scorrimento del cuneo di terreno, si possono così definire le azioni di progetto:

Azioni destabilizzanti

Azioni stabilizzanti

$$G_{istab,d} = 1,1 * \gamma_w H_w \leq G_{stab,d} = 0,9 * (\gamma_{sat}/1) * D$$

La simbologia è riferita alla Figura 15, mentre per i coefficienti di sicurezza parziali si rimanda alla tabella 6.2.III delle N.T.C. 2008.

Anche in questo caso deve essere verificato che:

$$1,1 * \gamma_w H_w \leq 0,9 * (\gamma_{sat}/1) * D \quad \Rightarrow \quad 3630 \text{ kg/m}^2 \leq 1590 \text{ kg/m}^2 \text{ non verificato}$$

Anche in questo caso la verifica è negativa, a causa del ridotto spessore dello strato d'argilla e dell'elevato battente idrico a monte della paratia.

In questo caso la verifica assume carattere di maggiore rappresentatività data la presenza accertata dello strato di argilla L2: occorrerà quindi considerare con molta attenzione la profondità di intestazione dell'opera di contenimento, ricorrendo eventualmente a misure di riduzione della sottopressione alla base dello strato mediante dreni e filtri o contrastandola mediante zavorre in materiale grossolano.

## 10.2 Stabilità al sifonamento (HYD) – prime verifiche

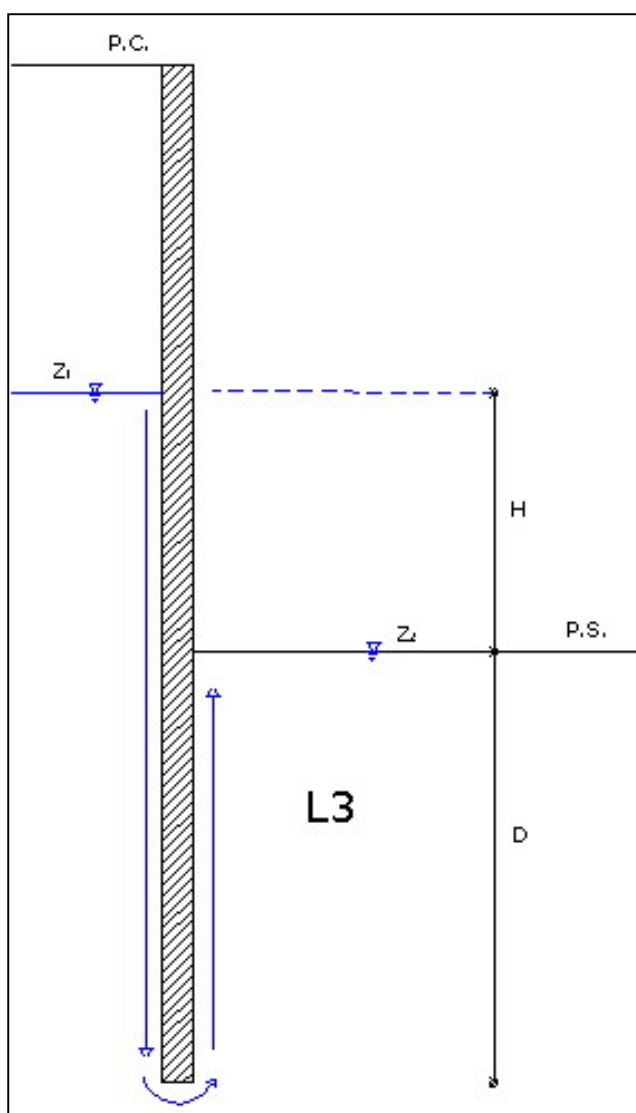


Figura 15. Sezione tipo della paratia di contenimento del fronte di scavo. Verifica al sifonamento.

Benché siano prevalenti i terreni coerenti, è stata comunque verificata la stabilità al sifonamento considerando, cautelativamente, uno strato limo-sabbioso scarsamente coerente ed un diaframma impermeabile spinto sino alla profondità  $D = 7.00$  metri dal piano di sbancamento. Il terreno incoerente al piano di fondazione subisce l'effetto del carico idraulico riferibile al battente  $Z1-Z2$ , sia in termini idrostatici che idrodinamici, in presenza di filtrazione ascendente.

In prima approssimazione il percorso più breve è quello riportato in Figura 14, dove si ipotizza una perdita di carico lineare tra i due lati del diaframma, pari a  $H_c = H/2$ .

Considerati i coefficienti parziali, in assenza di carichi variabili, si ha quindi:

$$\begin{array}{ll} \text{Azioni destabilizzanti} & \text{Azioni stabilizzanti} \\ u_{inst,d} = 1.3 \cdot \gamma_w \cdot (D + H_c) & \sigma_{stab,d} = 0.9 \cdot (\gamma_{sat}/1) \cdot D \end{array}$$

deve essere verificato

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stab,d}$$

considerando:

$$Z1 = 1.10 \text{ m s.l.m.}; Z2 = -3.10 \text{ m s.l.m.}$$

$$H_c = H/2 = 2.10 \text{ m};$$

$$D = 7.00 \text{ m};$$

$$\gamma_{sat} = 1964 \text{ kg/m}^3$$

si ottiene:

$$1.3 \cdot \gamma_w \cdot (D + H_c) \leq 0.9 \cdot (\gamma_{sat}/1) \cdot D \quad \Longrightarrow \quad 11830 \text{ kg/m}^2 \leq 12373 \text{ kg/m}^2 \text{ verificato}$$

La verifica evidenzia la presenza di una spinta idraulica al piano di posa sufficientemente contrastata dal carico litostatico del terreno saturo: occorre considerare, però, che il fattore di sicurezza complessivo, che scaturisce dai fattori parziali applicati alle azioni di progetto e dal rapporto tra le pressioni risultanti, è pari a circa 1,51. Tale valore **è da ritenersi comunque insufficiente** in considerazione della pericolosità del fenomeno, generalmente improvviso e difficilmente reversibile.

Tale risultato va ovviamente considerato entro i limiti del caso, soprattutto in relazione alla presenza di una componente coesiva non trascurabile, tuttavia è comunque indicativo delle condizioni predisponenti al *piping* in presenza di orizzonti sabbiosi sciolti e permeabili, qualora intercettati.



## 11 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE, PRESCRIZIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI

Lo scrivente ha redatto la presente relazione ai sensi delle N.T.C. 2008, servendosi delle azioni e delle geometrie di progetto trasmesse dalla Stazione Appaltante: tutte le elaborazioni e le conclusioni sono da applicarsi unicamente al progetto così come descritto al Paragrafo 3.

La campagna di indagini geognostiche ha consentito di ricostruire il modello geotecnico del volume tensionalmente significativo per le opere in progetto: esso si distingue nettamente tra sponda in destra ed in sinistra idraulica, avendosi, rispettivamente, un assetto multistrato con prevalenza di terreni coerenti e un substrato roccioso tenero (Litotipo 4) in sinistra.

Le verifiche agli SLU sulle fondazioni (Approccio 2), eseguite calcolando le resistenze di progetto sui parametri caratteristici dei terreni acquisiti in fase di indagine, hanno avuto esito positivo sia per quanto attiene il collasso per raggiungimento del carico limite del complesso fondazione-terreno (Tab.7), sia per quanto attiene lo scorrimento di blocchi e briglia sullo stesso piano di fondazione.

Le verifiche agli SLE delle fondazioni hanno consentito di stimare i cedimenti connessi al peso proprio e ai carichi permanenti non strutturali, risultati compresi tra 0,00 e 7,65 cm.

Le verifiche agli SLU compiute per la stabilità dei fronti di scavo (Approccio 1 – Combinazione 2) hanno avuto esito negativo (Tab.11) per la trincea in destra idraulica, con fattori di sicurezza minimi inferiori all'unità, mentre hanno avuto esito positivo in sinistra, con un  $F_s$  minimo di 1.71, superiore all'unità e al valore  $R_2 = 1.1$ .

### 11.1 Problematiche in fase esecutiva

Dato il particolare tipo di intervento e l'assetto litostratigrafico locale (Tav.G<sub>T</sub>4), trincee e sbancamenti dovranno eseguirsi sia su terreni coerenti (L1-3) che su roccia tenera (L4): nel primo caso è lecito attendersi che essi saranno intercettati anche nel tratto sub-alveo, probabilmente sino alla sponda sinistra o almeno sino all'asse del corso d'acqua.

Gli sbancamenti per l'imposta dei blocchi di ancoraggio ricadono, nel primo caso, sul Litotipo 1, coerente e dotato di buona resistenza al taglio, e nel secondo caso sul Litotipo 4, anch'esso accreditato di una buona resistenza al taglio. Gli scavi potranno realizzarsi con l'utilizzo di benna ordinaria in sponda destra e con benna da roccia in sinistra; in quest'ultimo caso, tuttavia, dato il carattere stratificato del Litotipo 4, con livelli a differente competenza, non si può escludere il ricorso al martello demolitore per aggredire le bancate bioclastiche più cementate.

Entrambi gli sbancamenti andranno comunque puntellati con idonee sbadacchiature, specie se protratti per tempi prolungati e/o in periodi caratterizzati da abbondanze di precipitazioni. Data la prossimità del piano di fondazione alla quota piezometrica della falda freatica (suscettibile peraltro di apprezzabili fluttuazioni stagionali strettamente connesse al regime del Riu Mannu), sarà necessario, in entrambi i casi, prevedere un idoneo sistema di aggettamento degli scavi.

Il piano di posa della briglia ricadrà, per tutta la sponda destra, su litotipi argillosi da moderatamente a scarsamente consistenti e coerenti (L2 e L3), sino ad intercettare l'ammasso roccioso in sponda sinistra: l'elevata compressibilità del Litotipo 3, plastico e scarsamente consolidato, rende consigliabile la parziale

bonifica del piano di posa così da renderlo praticabile e da disporre di una massicciata di fondazione regolare e uniforme su cui stendere l'eventuale magrone ed armare i casseri.

La bonifica potrà realizzarsi, per uno spessore di almeno 0,20-0,30 metri, mediante uno strato di misto granulare (A1a - UNI 10006) steso su geotessile, così per garantire l'uniforme distribuzione dei carichi e prevenire l'affondamento di massicciata e casseri entro il fondo scavo argilloso.

Come illustrato in precedenza, il fronte di scavo della trincea realizzata sui Litotipi 1-3 non è in grado di sostenersi senza misure di contenimento, siano esse provvisorie o a perdere. Data la configurazione litostratigrafica del sito e la presenza (almeno in sponda destra) di litotipi fini con quasi totale assenza di inclusi ghiaioso-ciottolosi (salvo l'eventuale riporto superficiale), appare praticabile e vantaggiosa l'ipotesi di realizzazione di palancolate metalliche vibro-infisse che delimitino la trincea, ancorate con tiranti o puntellate con martinetti in opposizione sui due fronti.

In considerazione della misura sopra descritta e atteso che potranno incontrarsi a fondo scavo, nel saturo, sia il Litotipo 2, argilloso e impermeabile, sia il Litotipo 3, meno coerente e più permeabile, sono state eseguite, in via preliminare, le verifiche previste dalle N.T.C. 2008 agli stati limite idraulici UPL e HYD. Nel primo caso, è stata verificata la possibilità assai concreta che, in presenza di una paratia di contenimento del fronte di scavo, si possa manifestare il sollevamento del piano di sbancamento a causa delle eccessive spinte idrauliche e dell'esiguo spessore dello strato. Nel secondo caso, valido solo nel caso di intercettazione dello strato L3, è stata verificata la possibilità che si manifestino fenomeni di piping delle sabbie limose per effetto della circolazione ascendente: tale caso, sebbene improbabile, va comunque considerato alla luce dell'estrema eterogeneità del litotipo L3.

Le conseguenze, gravi ed improvvise, legate a tali fenomeni, possono essere arginate aumentando la profondità di intestazione della paratia sul piano di scavo e/o mediante dreni, filtri ed eventuali zavorre in pietrame grossolano.

*Quanto sopra è stato redatto sulla base della normativa vigente: il modello geotecnico descritto nella presente relazione è frutto di indagini puntuali che, per quanto approfondite, incorporano per loro stessa natura approssimazioni ed errori difficilmente quantificabili. La definizione del suddetto modello, pertanto, andrà continuamente affinata in corso d'opera adottando, se necessario, correttivi e varianti al progetto che possano concorrere a migliorarne l'efficacia e l'aderenza al contesto che si andrà a rilevare a cantiere aperto.*

Cagliari, 15/10/2012

*Il geologo*

dott. Angelo Vigo