

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:
MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni

IL PROGETTISTA:
Dott. Ing. David Carlaccini
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.
Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019



GEOTECNICA

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-GE00-GET-RE01		
DPFI12	E	1801	T00GE00GETRE01	A	-
A	Emissione		29/03/2019	C.Consorti	D.Carlaccini
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI	6
3	INDAGINI ESEGUITE.....	7
3.1	INDAGINI BIBLIOGRAFICHE.....	7
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2007	8
3.3	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2010-2011	10
3.4	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2017	12
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	15
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	18
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	18
5.2	UNITÀ GEOTECNICA UG0	18
5.3	UNITÀ GEOTECNICA UG1	20
5.5	UNITÀ GEOTECNICA UG2	31
5.5	UNITÀ GEOTECNICA UG3	41
5.6	UNITÀ GEOTECNICA UG4A	46
5.7	UNITÀ GEOTECNICA UG4B.....	50
6	MODELLO GEOTECNICO	51
7	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	52
8	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI PROGETTUALI.....	54
8.1	FONDAZIONI	54
8.2	ANALISI DEI CEDIMENTI.....	55

8.2.1	Criterio di calcolo dei cedimenti e dei tempi di consolidazione.....	57
8.2.2	VI01–Rilevato di approccio alla spalla 2 del viadotto Cornia 1 (tratto da prg 1+965 a prg 2+085).....	59
8.2.3	CV01 – Rilevati di approccio alle spalle del CAVALCAVIA CV01.....	66
8.2.4	VI02 – Rilevati di approccio alle spalle del Viadotto VI02.....	71
8.3	VERIFICHE DI STABILITA'	73
8.3.1	VI01 – Rilevato di approccio alla spalla 2 del VIADOTTO VI01	76
8.3.2	CV01 – Rilevati di approccio alle spalle del CAVALCAVIA CV01.....	80
8.3.3	VI02 – Rilevati di approccio alla spalla 2 del viadotto VI02.....	83
8.3.4	VI02 – Rilevati di approccio alla spalla 2 del viadotto VI02.....	85
8.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	86

1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione esecutiva della S.S. 398 "Via Val di Cornia", bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 e il Porto di Piombino – Lotto 1 – dallo svincolo di Geodetica a Gagno, nel presente rapporto vengono illustrate le informazioni di carattere geotecnico ricavate dalle indagini eseguite.

L'intervento in progetto prevede il prolungamento della statale esistente S.S. 398 "Via Val di Cornia" dall'intersezione con Via Geodetica fino al collegamento con Via dell'Unità d'Italia mediante l'adozione di una infrastruttura di tipologia B "Strada Extraurbana principale" che si estende per circa 3,167 km in direzione Porto di Piombino (Figura 1). Il manufatto prevede la realizzazione di una piattaforma pavimentata di larghezza minima pari a 22 metri a due carreggiate con due corsie di marcia ciascuna. L'area in oggetto è posta a Nord-Est dell'abitato di Piombino lungo il corso attuale del fiume Cornia e fino alla sua foce, in prossimità degli stabilimenti dell'acciaiera Lucchini e del porto.



Figura 1: Immagine satellitare con l'area di intervento con individuazione del tracciato.

Il tracciato stradale in esame ha origine prg. 0+000 di progetto al km 43+850 della strada statale esistente, circa 550 m prima dell'attuale intersezione della statale S.S. 398 con Via della Geodetica. Esso si sviluppa per i primi 0,55 km come adeguamento della statale esistente, mentre per i restanti 2,5 km in nuova sede (quasi totalmente in rilevato) terminando in corrispondenza dell'innesto nella rotatoria in località "Gagno", in fase di realizzazione da parte dell'Autorità portuale.

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di una intersezione a livelli sfalsati risolta tramite un cavalcavia sulla stessa viabilità provinciale S.P. 40, di lunghezza pari a circa 203 m, e n. 4 rampe dirette per garantire tutte le manovre nelle diverse direzioni (cfr. Figura 2). La nuova infrastruttura rende necessario, inoltre, la deviazione del fosso denominato "Cornia Vecchia" mediante nuovi percorsi e tombinature scatolari per il sottopassaggio dell'asse viario, per poi immettersi nel reticolo idrografico esistente. Le rampe di svincolo prevedono la realizzazione di rilevati e muri di sostegno.

Il tracciato dell'asse principale, superata la zona di svincolo, prosegue in rilevato fino alla prg. 1+132, dove inizia una tratta su scatolare di lunghezza pari a circa 347 m (cfr. Figura 3); a partire da prg. 1+479 circa, al termine dello scatolare, inizia il viadotto "Cornia 1", lungo circa 472 m, che permette lo scavalco del ramo ferroviario che dalla zona industriale della ex "Lucchini" si dirige verso Piombino (cfr. Figura 3). Nel tratto finale il tracciato prosegue su rilevato fino alla progressiva km 3+015, dove l'intervento di progetto prevede un attraversamento del canale navigabile mediante il viadotto "Cornia 2", di lunghezza pari a circa 69 m (cfr. Figura 4).

La fine dell'intervento alla prg. 3+167circa di progetto è prevista in corrispondenza dell'innesto sulla rotonda in fase realizzativa, in località "Gagno", facente parte del piano di riqualificazione dell'area di competenza dell'Autorità portuale.

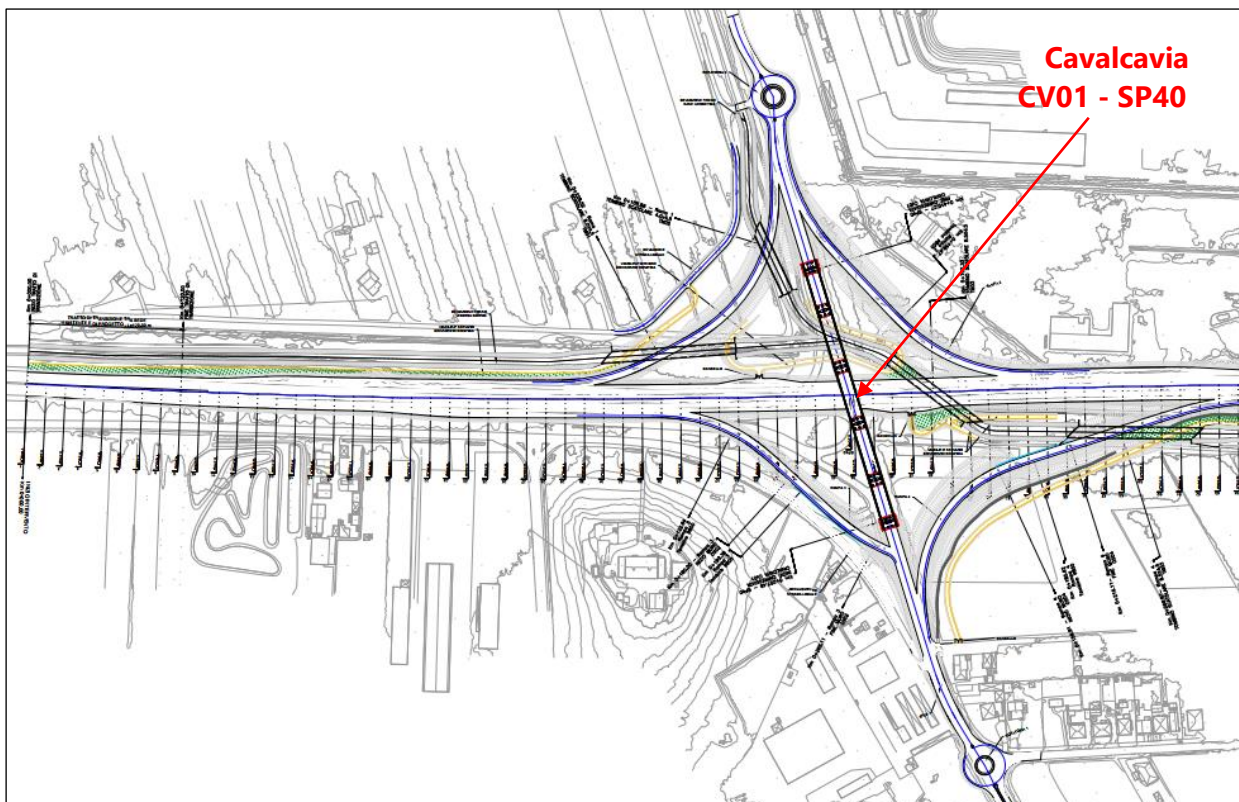


Figura 2: Planimetria di progetto (1/3).

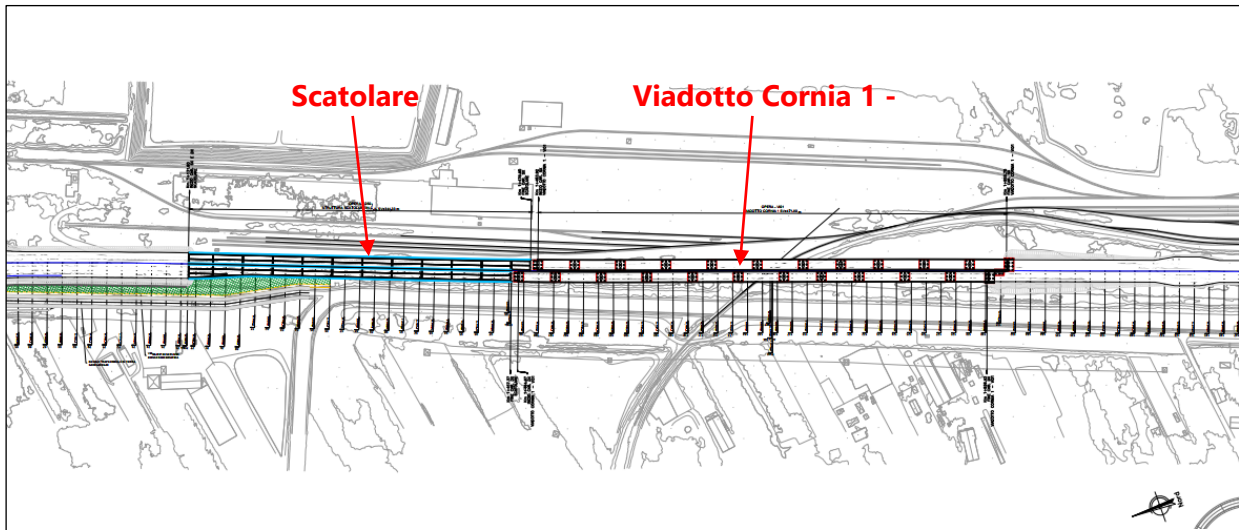


Figura 3: Planimetria di progetto (2/3).

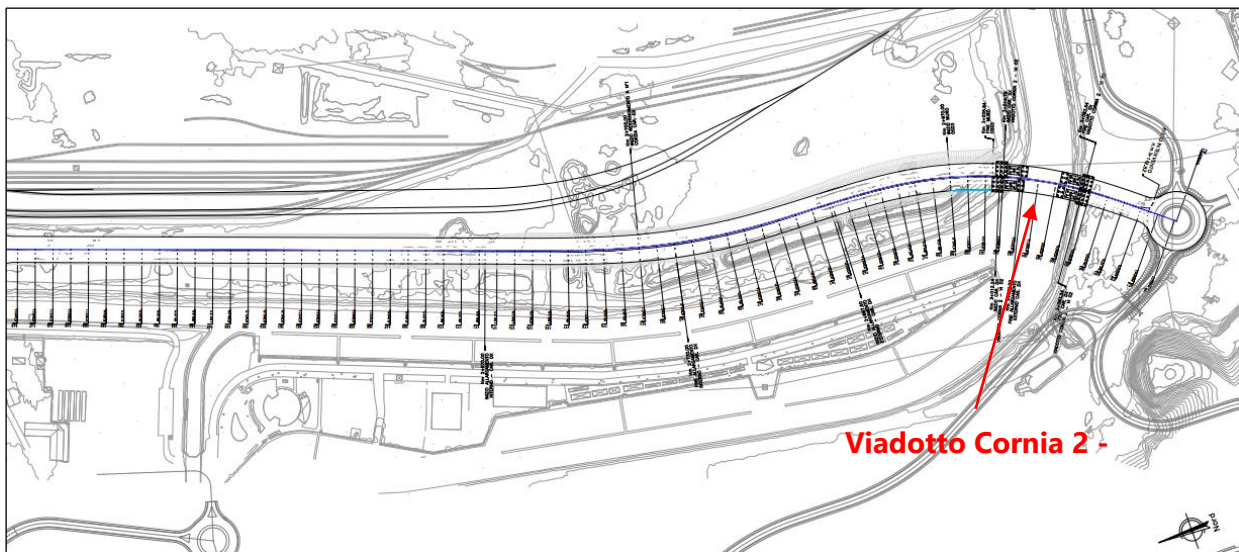


Figura 4: Planimetria di progetto (3/3).

2 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – "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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. "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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

3 INDAGINI ESEGUITE

Ai fini della redazione del progetto esecutivo sono state considerate tutte le indagini eseguite nell'area in esame nel corso degli anni. Le varie campagne realizzate sono le seguenti:

- raccolta di indagini bibliografiche (anni 1980-2007);
- campagna indagine del 2007 a sostegno del progetto preliminare;
- campagna indagine del 2010-2011 a sostegno del progetto definitivo;
- campagna indagine integrativa del 2017 a sostegno del progetto definitivo.

L'ubicazione delle suddette indagini è illustrata negli elaborati "Planimetria ubicazione indagini - Tav. 1-3" (T00-GE00-GEO-PU01-03).

Le indagini geotecniche sono consistite nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio; nel seguito si riporta una sintesi della tipologia e del numero di indagini eseguite per ciascuna campagna.

3.1 INDAGINI BIBLIOGRAFICHE

Le indagini pregresse, eseguite tra gli anni 1980 e 2007, sono state ottenute dalle seguenti fonti:

- Database geognostico del Circondario Val di Cornia;
- Lucchini Piombino s.p.a.: indagini varie eseguite con finalità geotecniche, stratigrafie di sondaggio e prove penetrometriche statiche realizzate in periodi differenti ed in varie zone dell'ex area siderurgica;
- Lucchini Piombino s.p.a. (2007): indagini eseguite con finalità chimico-ambientali, costituite da stratigrafie di sondaggi poco profondi, da dati piezometrici e da analisi chimiche condotte sui terreni e sulle acque di falda.

Tabella 1: Sondaggi Bibliografici (1980-2007).

Sondaggio	Anno	Profondità (m da p.c.)
M-S1	1980	40
M-S2	1980	35.5
S2IR	1994	20
S10	2005	5
S4	2005	6
S5	2005	4.5
S8	2005	4.5

RELAZIONE GEOTECNICA

PZ-01	2007	3.5
PZ-02	2007	2.3
PZ10	2007	sconosciuta
PZ96	2007	6.5
PZ98	2007	6
PZ99	2007	7.5
PZ100	2007	6
PZ101	2007	6
PZ102	2007	6.5
PZ104	2007	6.5
PZ107	2007	6
PZ110	2007	6
PZ111	2007	6
PZ114	2007	6
PZ118	2007	6
PZ128	2007	5
PZ129	2007	sconosciuta
S771	2007	5
S772	2007	5
S827	2007	4.5
A6S7	sconosciuto	sconosciuta
S602	sconosciuto	sconosciuta
MS3	sconosciuto	sconosciuta

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2007

Nell'ambito della progettazione preliminare, sono state eseguite nel periodo Aprile - Giugno 2007 delle indagini geognostiche realizzate su un tracciato ben più lungo rispetto all'attuale, compreso tra la SS 398 e l'attuale Porto di Piombino, per una lunghezza in asse di circa 5 km.

In particolare, sono stati eseguiti:

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



ICARIA
società di ingegneria

- n. 6 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SP01, SP02, SP03, SP04, SP05, SP07) all'interno dei quali sono state eseguite n. 11 prove penetrometriche dinamiche SPT; sulle carote estratte sono state eseguite misure speditive della resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile *pocket-penetrometer* (P.P.) e della coesione non drenata mediante *Torvane* (Tv); sono stati, inoltre, prelevati n. 30 campioni rimaneggiati e n. 17 campioni indisturbati, sui quali sono state condotte prove di laboratorio. I sondaggi sono stati strumentati con piezometro a tubo aperto o cella di Casagrande.
- n. 2 pozzetti esplorativi (Pz01, Pz02) fino alla profondità massima di 3.3 m da p.c., all'interno dei quali sono state condotte n. 2 prove di carico su piastra (PLT) alle profondità di 0.7 e 0.8 m da p.c.; sono stati inoltre prelevati n. 7 campioni rimaneggiati.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa dei sondaggi effettuati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati e delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 2: Campagna di indagine del 2007 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT	P.P.	Tv	Campioni indisturbati (n°)	Campioni rimaneggiati (n°)	Attrezzato con
SP1	32.2	1	X	X	4	4	Piezometro T.A. + Casagrande
SP2	35	-	X	X	3	7	Piezometro T.A.
SP3	40	2	X	X	4	4	Casagrande
SP4	30	1	X	X	3	5	Piezometro T.A.
SP5	15	1	X	X	-	3	Piezometro T.A.
SP7	41.7	3	X	X	3	7	Piezometro T.A. + Casagrande

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2007, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di compressione monoassiale (ELL);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);

- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (*TX-CIU*);
- prove di taglio diretto (*TD*);
- prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2010-2011

La campagna di indagine realizzata per la redazione del progetto definitivo è consistita nell'esecuzione di una prima campagna di indagini, tra novembre 2010 e febbraio 2011, per la prima emissione del progetto definitivo e di una integrativa, realizzata nel novembre 2011 per investigare un tratto di variante all'inizio del tracciato.

In particolare, sono stati eseguiti:

- n. 8 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (*SD01, SD01bis, SD02, SD03, SD04, SD05, SD06, SE01*) all'interno dei quali sono state eseguite n. 80 prove penetrometriche dinamiche *SPT*; sulle carote estratte sono state eseguite misure speditive della resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile *pocket-penetrometer (P.P.)*; sono stati, inoltre, prelevati n. 39 campioni rimaneggiati e n. 25 campioni indisturbati, sui quali sono state condotte prove di laboratorio. I sondaggi *SD01, SD02, SD03* e *SE01* sono stati strumentati con piezometro a tubo aperto, mentre il sondaggio *SD04* è stato strumentato con tubo per prospezione sismica "Cross-Hole" che raggiunge una profondità di 30 m.
- n. 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (*CPTe1, CPTe2, CPTe3*); nell'ambito della verticale penetrometrica *CPTe2* è stata realizzata n. 1 prova con cono sismico.
- n. 4 prove dilatometriche con punta piatta tipo "Marchetti" (*DMT1, DMT2, DMT3, DMT4*);
- n. 2 pozzetti esplorativi (*PzD01, PzD02*) fino alla profondità massima di 1.0 m da p.c., all'interno dei quali sono state condotte n. 2 prove di carico su piastra (*PLT*) ad una profondità di 0.5 m da p.c.; sono stati inoltre prelevati n. 7 campioni rimaneggiati.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa dei sondaggi effettuati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{\text{sondaggio}}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati e delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 3: Campagna di indagine del 2010-2011 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{\text{sondaggio}}$ (m)	SPT	P.P.	Campioni indisturbati (n°)	Campioni rimaneggiati (n°)	Attrezzato con
---------------	-------------------------------	-----	------	----------------------------------	----------------------------------	-------------------

SD01	35	14	X	4	9	Piezometro T.A.
SD01bis	35	12	X	5	7	-
SD02	40	14	X	5	8	Piezometro T.A.
SD03	40	15	X	1	8	Piezometro T.A.
SD04	35	10	X	3	8	Cross-Hole
SD05	15	3	X	-	3	-
SD06	6.5	-	X	-	2	-
SE01	35	14	X	7	2	Piezometro T.A.

La Tabella 4 riepiloga la profondità raggiunta durante l'esecuzione delle prove CPTE e DMT.

Tabella 4: Campagna di indagine del 2010-2011 - Scheda sintetica delle prove CPTE e DMT.

Denominazione	Profondità investigata (m)
CPTE1	32
CPTE2	32
CPTE3	18.5
DMT1	12.5
DMT2	13
DMT3	27
DMT4	27

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2010-2011, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di compressione monoassiale (*ELL*);

- prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
- prova di compressione monoassiale su campione litoide.

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

3.4 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2017

La campagna di indagine integrativa realizzata per la redazione del progetto definitivo è consistita nella realizzazione di:

- n. 5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SA1DH, SA2PZ, SA3DH, SA4PZ, SA5DH) all'interno dei quali sono state eseguite n. 21 prove penetrometriche dinamiche SPT; sulle carote estratte sono state eseguite misure speditive della resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile *pocket-penetrometer* (P.P.); sono stati, inoltre, prelevati n. 10 campioni rimaneggiati e n. 31 campioni indisturbati, sui quali sono state condotte prove di laboratorio. I sondaggi SA2PZ e SA4PZ sono stati strumentati con piezometro a tubo aperto, mentre i sondaggi SA1DH, SA3DH e SA5DH sono stati strumentati con tubo per geofisica "Down-Hole".
- n. 8 prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni neutre (CPTU1, CPTU2, CPTU2bis, CPTU3, CPTU4, CPTU5, CPTU6, CPTU7).
- n. 3 indagini geofisiche di sismica a rifrazione in onde P e S (SR1, SR2, SR3).
- n. 13 pozzetti esplorativi (PzA1÷PzA13) fino alla profondità massima di 3.0 m da p.c., all'interno dei quali sono state condotte n. 11 prove di carico su piastra (PLT) a profondità variabili tra 0.15 e 0.30 m; sono stati inoltre prelevati n. 22 campioni rimaneggiati.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa dei sondaggi effettuati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati e delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 5: Campagna di indagine del 2017 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT	P.P.	Campioni indisturbati (n°)	Campioni rimaneggiati (n°)	Attrezzato con
SA1 DH	30	4	X	4	2	Down-Hole
SA2 PZ	40.5	6	X	8	1	Piezometro T.A.

SA3 DH	45	5	X	6	2	Down-Hole
SA4 PZ	40	1	X	6	2	Piezometro T.A.
SA5 DH	46.5	5	X	7	3	Down-Hole

La Tabella 6 riassume la profondità raggiunta durante l'esecuzione delle prove CPTU.

Tabella 6: Campagna di indagine del 2017 - Scheda sintetica delle prove CPTU.

Denominazione	Profondità investigata (m)
CPTU1	13.1
CPTU2	4.8
CPTU2 bis	20.0
CPTU3	12.2
CPTU4	27.4
CPTU5	32.0
CPTU6	17.7
CPTU7	27.9

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2017, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di compressione monoassiale (*ELL*);
 - prove triassiali consolidate drenate (*TX-CID*);
 - prove triassiali non consolidate non drenate (*TX-UU*);
 - prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (*TX-CIU*);
 - prove di taglio diretto (*TD*);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*);
 - prove di compressione monoassiale e *Point Load Test* su campioni litoidi.

Sui campioni rimaneggiati, prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).
- prove di taglio diretto (*TD*).

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in oggetto è posta a Nord-Est dell'abitato di Piombino e si estende per circa 1 km a cavallo del tracciato stradale di progetto.

Le formazioni affioranti nei settori costieri della Toscana meridionale sono riferibili ad un arco temporale che va dal Triassico all'attuale e sono ascrivibili alle unità dell'Appennino Settentrionale. Il contesto in cui si sviluppa il tracciato in oggetto è caratterizzato da distinguere due ambiti geologici fondamentali:

- il **Promontorio di Piombino**, che occupa l'area a sud-ovest rispetto al tracciato;
- la **Pianura Del Cornia** (in cui si sviluppa l'asse stradale stesso), compresa tra il Promontorio di Piombino ed i rilievi più interni, che rappresenta il punto di congiunzione tra la valle fluviale del Fiume Cornia e la zona retrodunale e palustre della campagna piombinese.

Il promontorio di Piombino è caratterizzato da affioramenti della falda Toscana, ai quali si sovrappongono gli elementi Subliguri. Lungo i rilievi collinari più prossimi all'area di interesse progettuale affiorano prevalentemente le unità Subliguri, costituite dalle Arenarie di Suvereto (oligocene–miocene) cronologicamente coeve al Macigno della serie Toscana; lungo l'estremità meridionale del promontorio sono invece prevalenti le sequenze torbiditiche di Salivoli Piombino (Eocene).

Entrambe le formazioni suddette sono giustapposte a depositi continentali e retro-costieri riconducibili ai cicli eustatici del Pleistocene medio e sup; depositatesi in più fasi a cavallo della glaciazione Wurmiana e presenti per alcune decine di metri di spessore. Si tratta di depositi principalmente sabbiosi, caratterizzati da una caratteristica colorazione giallo-rossastra; presentano, talvolta, notevole scheletro argilloso e intercalazioni limoso-argillose legate ai cicli di variazione eustatica.

Nella vasta pianura posta a NE del promontorio si individua la valle fluviale del Cornia, bonificata in più fasi nel corso del XIX secolo. Il corso terminale del Cornia, infatti, è stato progressivamente incanalato e successivamente deviato per facilitare il completamento delle opere di bonifica.

Il tracciato di progetto si sviluppa pressoché interamente in piano, lungo la parte terminale del bacino del Cornia ed a ridosso dei rilievi collinari. Buona parte delle aree attraversate dal tracciato sono antropizzate e occupate da attività industriali che hanno obliterato le evidenze geologiche originarie.

Nell'area in esame, pertanto, prevalgono i sedimenti alluvionali caratterizzati da granulometrie comprese fra quella delle sabbie (*da mediamente a poco addensate*) a quella delle argille, a tratti fortemente organiche e altamente compressibili. I depositi alluvionali sono ricoperti superficialmente da quelli di colmata, di origine antropica, a granulometria estremamente eterogenea, dai limi alle ghiaie.

Le formazioni geologiche presenti nell'area in esame sono le seguenti:

➤ **Terreni di riporto**

Sono costituiti da materiale eterogeneo, tra cui residui di prodotti di altoforno e materiali di cava. Tali terreni sono presenti lungo tutto il tracciato stradale e costituiscono lo strato geologico più superficiale, con uno spessore variabile da pochi metri a 7 m.

➤ **Depositi alluvionali, lagunari e deltizi - Qa (Olocene)**

Sono rappresentati dalle alluvioni attuali e recenti della piana costiera del Cornia e presenti con continuità lungo tutta l'area pianeggiante posta a nord-Est dell'abitato di Piombino. Le alluvioni sono costituite da sedimenti piuttosto eterogenei, in relazione alla evoluzione storica del territorio e della rete idrografica principale.

In superficie, per i primi 3-6 m di spessore, prevalgono i depositi di colmata, la cui granulometria risulta molto variabile, ma generalmente si tratta di terreni compressibili e poco addensati di colore variabile da nocciola marrone a grigio; a profondità maggiori si rinvencono i depositi continentali, alluvionali, lagunari e di palude retrocostiera, variabili in spessore da 10-15 m fino a circa 30-35 m (cfr. sondaggi *SP7*, *SD2*).

Sono costituiti da alternanze metriche di argille limose e sabbie limose, con locali intercalazioni di ghiaie evolute in profondità; il colore è prevalentemente grigio e grigio scuro, solo localmente nocciola ocracea. Nella porzione medio alta i depositi sono teneri o poco addensati, sovente ricchi di resti conchigliari e organici (frammenti fibrosi o torbosi nerastri); sono generalmente sterili oltre i 20 m di profondità circa, caratterizzati da consistenza localmente più elevata.

➤ **Depositi sabbiosi pleistocenici - QSG (Pleistocene medio sup.)**

Sono costituiti da sabbie medio fini, da rosso vivo a nocciola giallastre, generalmente addensate e accompagnate da abbondante scheletro limoso e argilloso. Sono alternate localmente ad argille limose molto consistenti/dure, presenti generalmente nelle porzioni più profonde. Si riscontra anche la presenza di clasti arenacei sparsi e livelli di calcareniti (ambiente deposizionale continentale e retrocostiero).

➤ **Arenarie di Suvereto - Su (Oligocene - Miocene inf.)**

Si tratta di arenarie quarzoso feldspatiche a granulometria prevalentemente medio - fine, organizzate in strati medi e subordinatamente in strati spessi o in banchi; vi possono essere rare intercalazioni conglomeratiche. Tale formazione costituisce il bedrock litoide e si rinviene a partire da circa 22-24 m di profondità.

Nell'ambito dei banchi si rinvencono orizzonti gradati a granulometria grossolana. Il colore è grigio, giallastro per alterazione, con interstrati grigio scuri. Questa formazione appartiene alle Unità Subliguri e risulta coeva alla formazione del Macigno, che invece fa parte della Falda Toscana. Le due unità non sarebbero facilmente distinguibili, se non in ragione della diversa posizione nell'orogene. Le Arenarie di Suvereto affiorano

estesamente lungo i rilievi collinari costieri; nell'ambito delle aree di pertinenza progettuale sono state cartografate presso l'intersezione dell'asse 0 con la SS 389 e nella parte iniziale dell'asse 1b, lungo un vasto promontorio roccioso, oggi parzialmente spianato per esigenze antropiche. In perforazione la formazione è stata individuata in diversi sondaggi, a profondità differenti. Le arenarie sono a tratti compatte e poco fratturate; spesso, nella parte alta della formazione si individuano alcuni metri di materiale detritico, costituito da frammenti arenacei di varia pezzatura, fortemente degradati, in matrice sabbiosa limosa (cfr. *SD1* e *SD4*). Tale porzione più superficiale costituisce lo strato di alterazione (**alt**).

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera sono stati interpretati e utilizzati i dati di tutte le campagne di indagine eseguite dal 2007 al 2017 (cfr. paragrafi 3.2-3.4).

5.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Come è possibile dedurre dall'inquadramento geologico, l'area oggetto dell'intervento è interessata da sedimenti alluvionali caratterizzati da granulometrie comprese fra quella delle sabbie a quelle delle argille, a tratti fortemente organiche e altamente compressibili. I depositi alluvionali sono ricoperti superficialmente da terreni di riporto di origine antropica, a granulometria estremamente eterogenea; nei terreni di riporto sono compresi anche i residui di lavorazione delle vicine acciaierie. Il substrato di base è costituito dalle Arenarie di Suvereto.

In sintesi, sono presenti le seguenti unità geotecniche:

- **Unità geotecnica Ug0:** terreni di riporto di origine antropica, residui di altoforno e depositi di colmata per la bonifica idraulica dell'area;
- **Unità geotecnica Ug1:** argille e limi palustri, con sensibile componente organica;
- **Unità geotecnica Ug2:** argille e limi da mediamente consistenti a consistenti;
- **Unità geotecnica Ug3:** sabbie limose mediamente addensate; in tale unità si distinguono le sabbie appartenenti ai depositi alluvionali (**Ug3a**) e quelle dei depositi sabbiosi pleistocenici (**Ug3b**), in cui si riscontra la presenza di clasti arenacei sparsi.
- **Unità geotecnica Ug4a:** substrato roccioso arenaceo;
- **Unità geotecnica Ug4b:** fascia alterata del substrato roccioso.

5.2 UNITÀ GEOTECNICA Ug0

Tale unità geotecnica rappresenta il materiale di origine antropica, a granulometria estremamente eterogenea, che costituisce i terreni di riporto; si tratta fondamentalmente di sabbie, talvolta ghiaiose, localmente argillose, all'interno delle quali è stata rilevata la significativa presenza di residui di lavorazione di altoforno proveniente dalle vicine acciaierie. Le caratteristiche meccaniche dell'unità Ug0 sono state valutate mediante l'interpretazione delle prove SPT disponibili in corrispondenza di tali materiali.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto è estremamente variabile e risulta compreso tra 5 e 50. La densità relativa D_r , valutata con la formula di Skempton (1986), varia tra il 25% e il 95%. Per l'angolo d'attrito φ' si ha un valore compreso tra 32° e 40° circa, mentre il modulo di Young E' risulta generalmente variabile tra 10 e 20 MPa circa.

La Figura 5 riporta graficamente i risultati delle suddette prove.

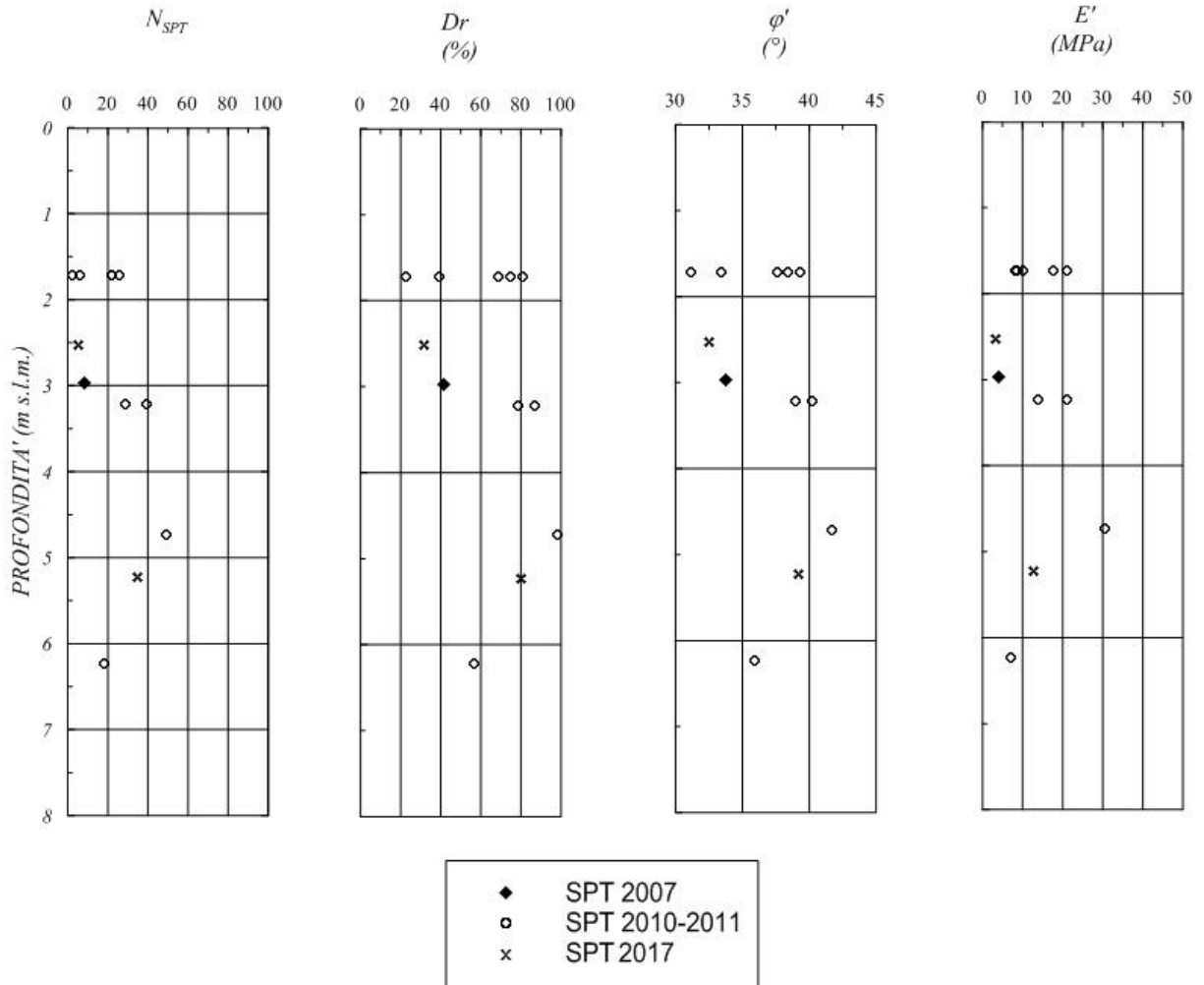


Figura 5: Unità geotecnica Ug0, caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT.

5.3 UNITÀ GEOTECNICA Ug1

Per l'individuazione del comportamento meccanico dell'unità geotecnica Ug1 sono stati elaborati i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio effettuate nelle diverse campagne di indagine. In Tabella 7 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 7: Unità geotecnica Ug1, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
SP2	A	2007	2.70 3.30	18.59	0.986	39.1	53	27	26	0.53
SP3	A	2007	4.00 4.60	18.59	0.622	26.7	-	-	-	-
SP3	B	2007	7.50 8.10	20.30	1.987	77	101	50	51	0.47
SP3	C	2007	12.10 12.70	20.33	1.495	55.6	64	30	34	0.25
SP4	A	2007	5.30 5.90	18.26	0.989	36.5	53	29	24	0.69
SP4	B	2007	13.20 13.80	17.21	1.302	45.7	57	33	24	0.47
SP4	spt1	2007	7.80 8.15	-	-	-	-	-	-	-
SP5	CR1	2007	2.00 2.20	18.10	1.11	39.2	58	28	30	0.63
SD1 BIS	1	2010	3.00 3.35	17.28	1.37	49.3	62	29	33	0.38
SD1 BIS	2	2010	6.00 6.50	14.90	2.07	69.6	101	41	60	0.52
SD1 BIS	3	2010	13.00 13.55	16.40	1.66	60.3	79	33	46	0.41
SD2	1	2010	7.40 7.80	19.38	0.73	25.2	32	22	11	0.67
SD2	2	2010	10.50 11.00	15.86	1.75	59.90	105	42	63	0.72
SD2	3	2010	18.00 18.60	19.33	0.82	29.7	43	23	20	0.66
SD2	4	2010	21.00 21.60	19.64	0.78	28.9	63	25	38	0.90
SA3	OC1	2017	3.80	17.93	0.94	30.5	34	22	12	0.29

			4.40							
SA3	OC2	2017	6.00 6.50	17.67	1	34.4	38	24	14	0.26
SA3	OC3	2017	8.50 9.00	15.11	1.89	65.1	73	41	32	0.25
SA3	OC4	2017	12.00 12.70	17.4	1.18	43.1	66	32	34	0.67
SA3	OC5	2017	16.50 17.20	17.46	1.21	44.3	60	32	28	0.56
SA4	OC1	2017	4.00 4.60	18.29	0.86	29.3	33	21	12	0.31
SA4	OC2	2017	6.90 7.60	15.99	1.53	53.1	60	35	25	0.28
SA4	OC3	2017	10.50 11.20	15.74	1.76	63.2	78	33	45	0.33
SA4	OC4	2017	13.50 14.20	16.54	1.39	51.9	68	31	37	0.44
SA4	OC5	2017	18.70 19.40	17.58	1.12	41.1	54	26	28	0.46
SA5	OC1	2017	6.20 6.80	17.57	1.03	35.7	66	32	34	0.89
SA5	OC2	2017	9.00 9.60	15.71	1.58	55.6	65	39	26	0.36
SA5	OC3	2017	12.00 12.60	15.65	1.73	60.5	71	34	37	0.28
SA5	OC4	2017	15.00 15.60	16.2	1.52	53.6	63	33	30	0.31
SA5	OC5	2017	18.00 18.60	17.43	1.12	39.5	61	29	32	0.67

La Figura 6 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare si tratta di argille limose o limi argillosi con un peso dell'unità di volume, γ , mediamente pari a 17 kN/m³; l'indice di plasticità IP è variabile tra 25 e 45, l'indice di consistenza I_c risulta compreso tra 0.25 e 0.6 circa ed il limite liquido w_L ha valori compresi tra 60% e 75%.

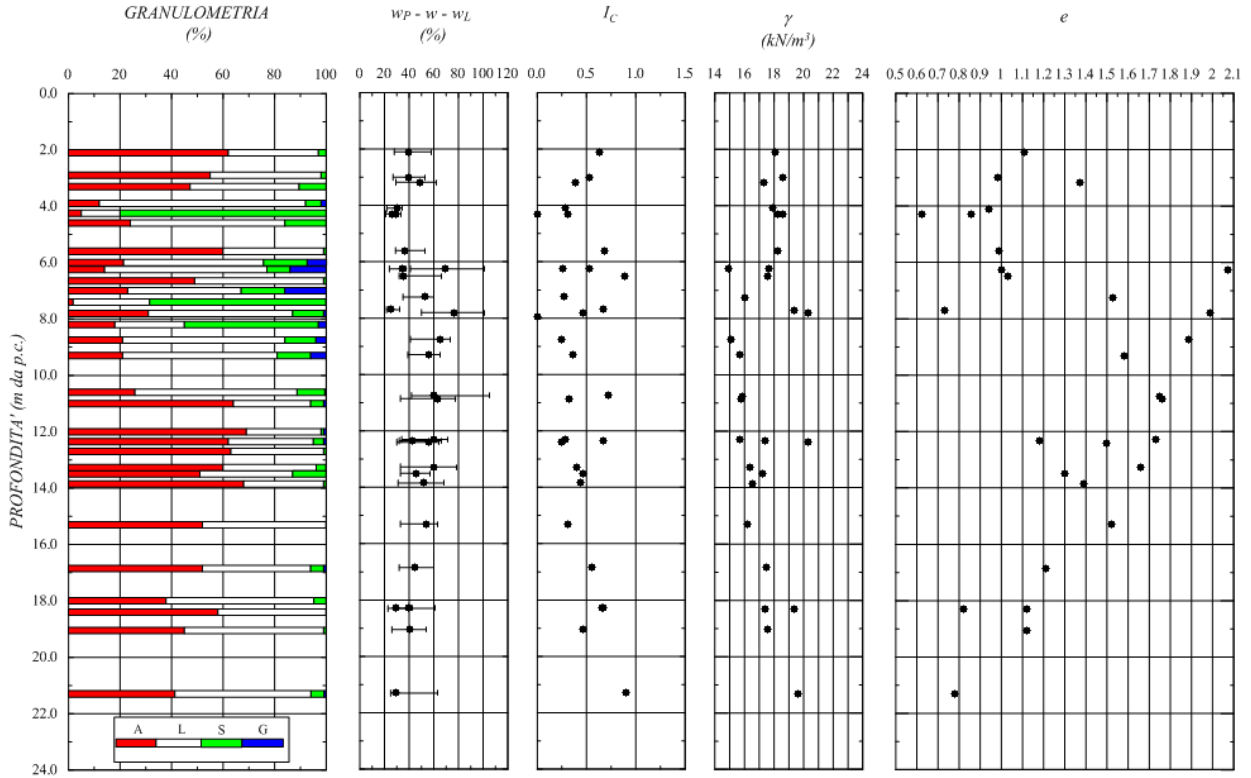


Figura 6: Unità geotecnica Ug1, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande si evince che diversi campioni sono classificabili come "limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche" (Figura 7).

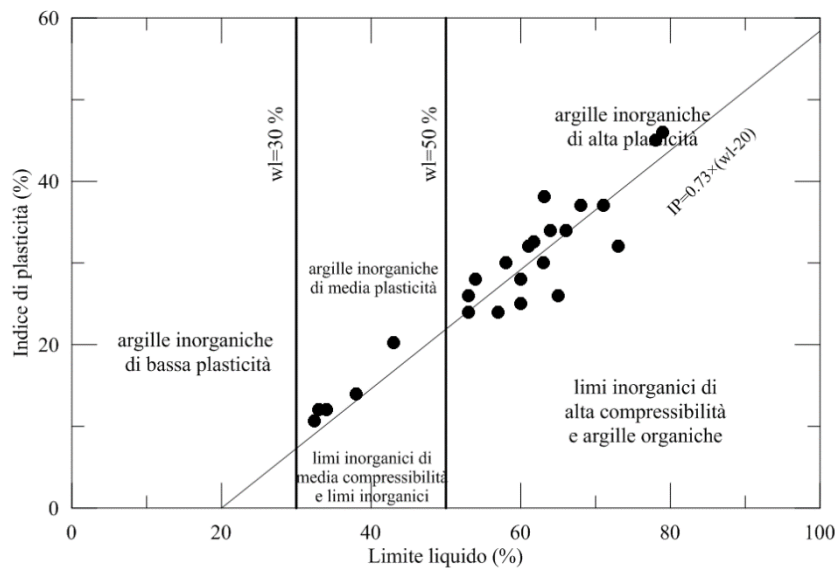


Figura 7: Unità geotecnica Ug1, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e prove triassiali consolidate non drenate (CIU) i cui risultati sono riepilogati in Tabella 8.

Tabella 8: Unità geotecnica Ug1, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	TD		CIU	
				φ'_p (°)	c'_p (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
SP3	A	2007	4.00	32	0	-	-
			4.60				
SP3	B	2007	7.50	24	0	-	-
			8.10				
SD1 BIS	1	2010	3.00	27	4	-	-
			3.35				
SD2	2	2010	10.50	-	-	21	5
			11.00				
SD2	4	2010	21.00	24	9	-	-
			21.60				
SA3	OC3	2017	8.50	-	-	27	19
			9.00				
SA4	OC3	2017	10.50	-	-	23	26
			11.20				
SA5	OC3	2017	12.00	-	-	25	24
			12.60				
SA5	OC5	2017	18.00	-	-	26	20
			18.60				

Sulla base delle prove di taglio e delle prove triassiali consolidate non drenate, si può concludere che l'angolo d'attrito φ' risulta compreso tra 21 e 27°. Per quanto riguarda la coesione efficace c' , risultando il materiale generalmente normal-consolidato (vedi considerazioni seguenti), si ritiene di assumere, cautelativamente, un valore pari a 0 kPa. La Figura 8 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

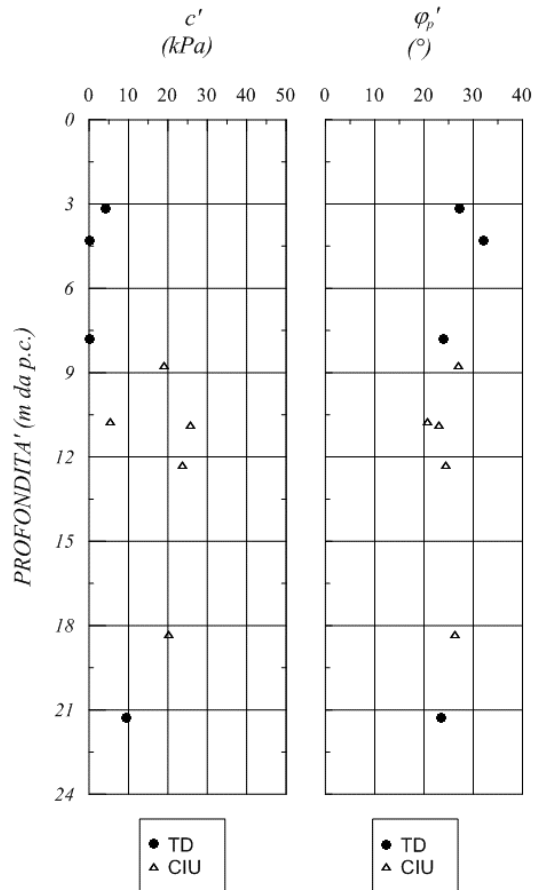


Figura 8: Unità geotecnica Ug1, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

Nelle figure seguenti, sono riportati i valori della resistenza a taglio non drenata, c_u , ricavati dal *Torvane*, dalla resistenza alla penetrazione ottenuta con il *pocket penetrometer*, dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate (Figura 9) e dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche *CPT* (Figura 10).

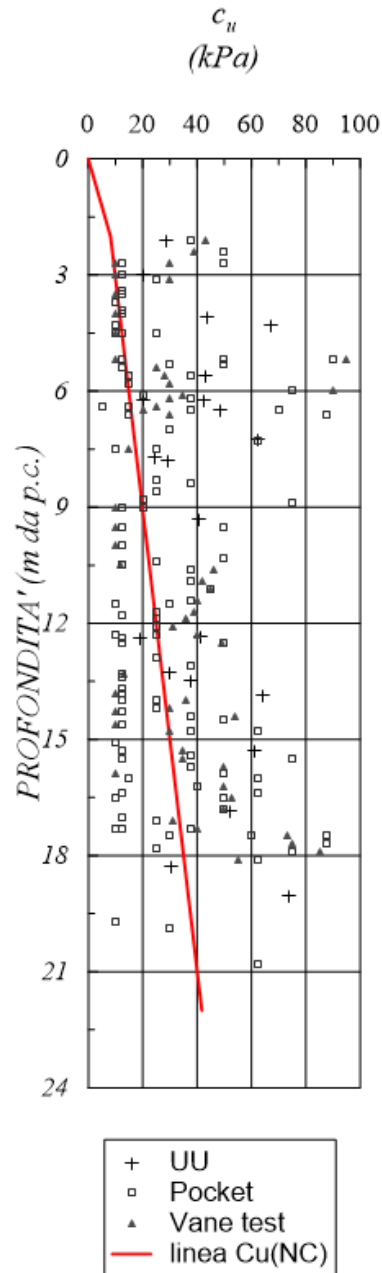


Figura 9: Unità geotecnica Ug1, caratteristiche di resistenza non drenata da prove di laboratorio, *pocket* e *Torvane*.

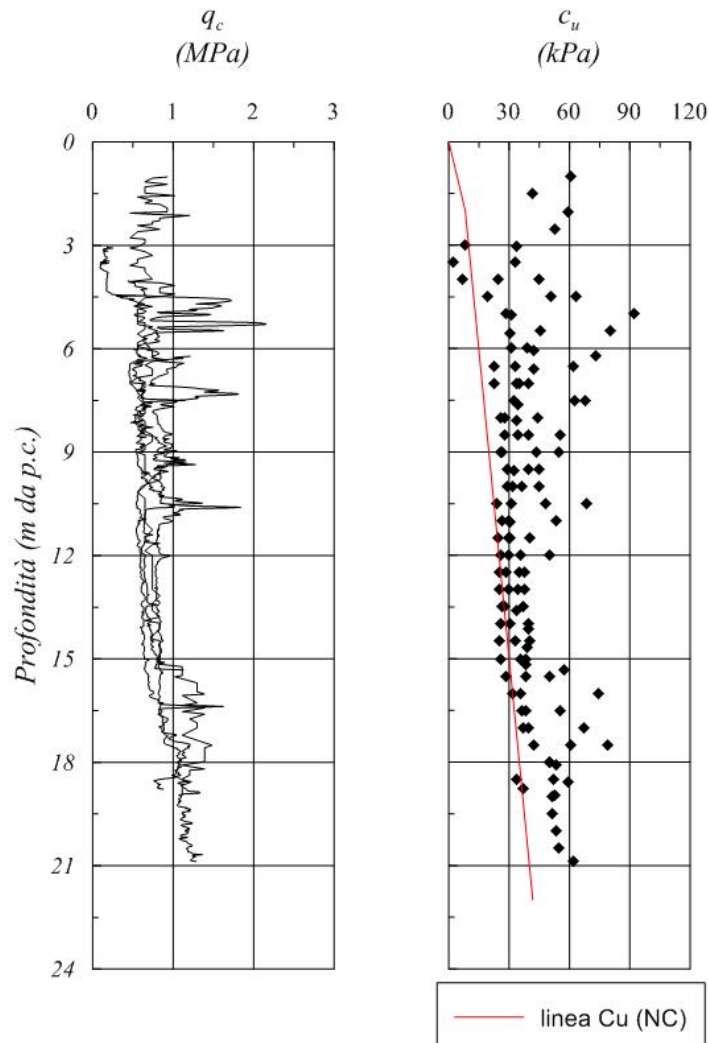


Figura 10: Unità geotecnica Ug1, caratteristiche di resistenza non drenata da prove CPT.

Sulla base dei risultati riportati in Figura 9 e Figura 10, dalle quali si evince una forte dispersione di dati, si può concludere che la resistenza a taglio non drenata, c_u , risulta compresa all'incirca tra 15 e 60 kPa.

Nelle Figura 9 e Figura 10, inoltre, l'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato: rispetto a tale retta, i valori di c_u ottenuti dalle prove mostrano una dispersione significativa.

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 11, in cui vengono messi a confronto i valori di OCR determinati dall'elaborazione delle prove edometriche, con i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u/\sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

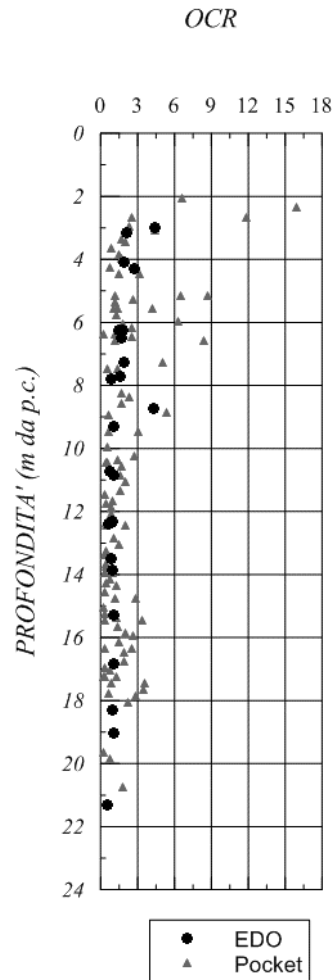


Figura 11: Unità geotecnica Ug1, OCR.

Come si può osservare dalla figura, i valori di OCR ottenuti dall'elaborazione dei *pocket* sono variabili tra 1 e 3, mentre le prove edometriche restituiscono mediamente un valore prossimo a 1. L'unità geotecnica Ug1 può pertanto essere considerata un materiale normalmente consolidato.

Assumendo quindi il terreno in esame come normalconsolidato, il valore della resistenza non drenata c_u in funzione della profondità può essere assunto pari a $c_u(z) = 0.24 \sigma'_v$, con σ'_v la tensione verticale efficace alla profondità z .

La stima del modulo di rigidezza (Figura 13) è stata eseguita utilizzando il grafico di Duncan e Buchignani (1976, Figura 12), a partire dai valori misurati di c_u (determinati mediante le prove CPT) e di OCR. In dettaglio, è stato valutato il modulo di rigidezza in condizioni non drenate avendo assunto un rapporto $E_u/c_u = 150$. Il modulo di Young, E' , è stato poi calcolato mediante la relazione seguente:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$E_u = \frac{3E'}{2(1+\nu)}$$

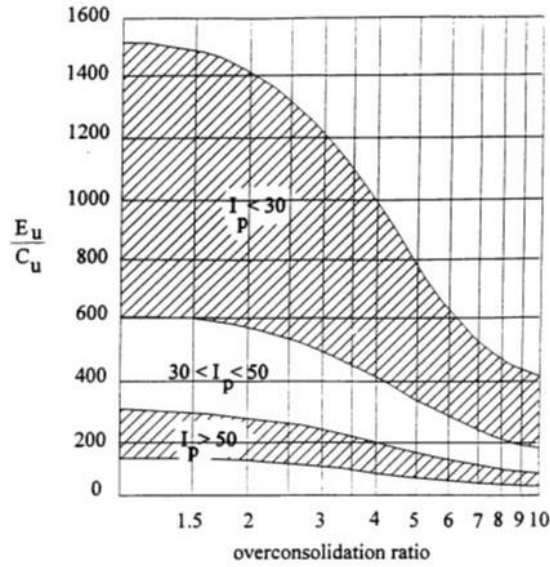


Figura 12: Variazione di E_u/C_u al variare di OCR, Duncan e Buchignani (1976).

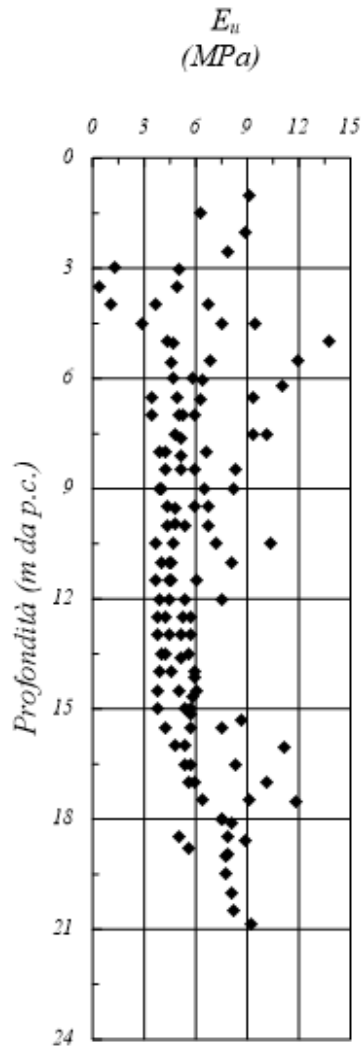


Figura 13: Unità geotecnica Ug1, modulo elastico non drenato ottenuto da prove CPT.

Con riferimento alle correlazioni descritte, il valore del modulo elastico non drenato, E_u , dell'unità Ug1 risulta compreso tra 5 e 12 MPa.

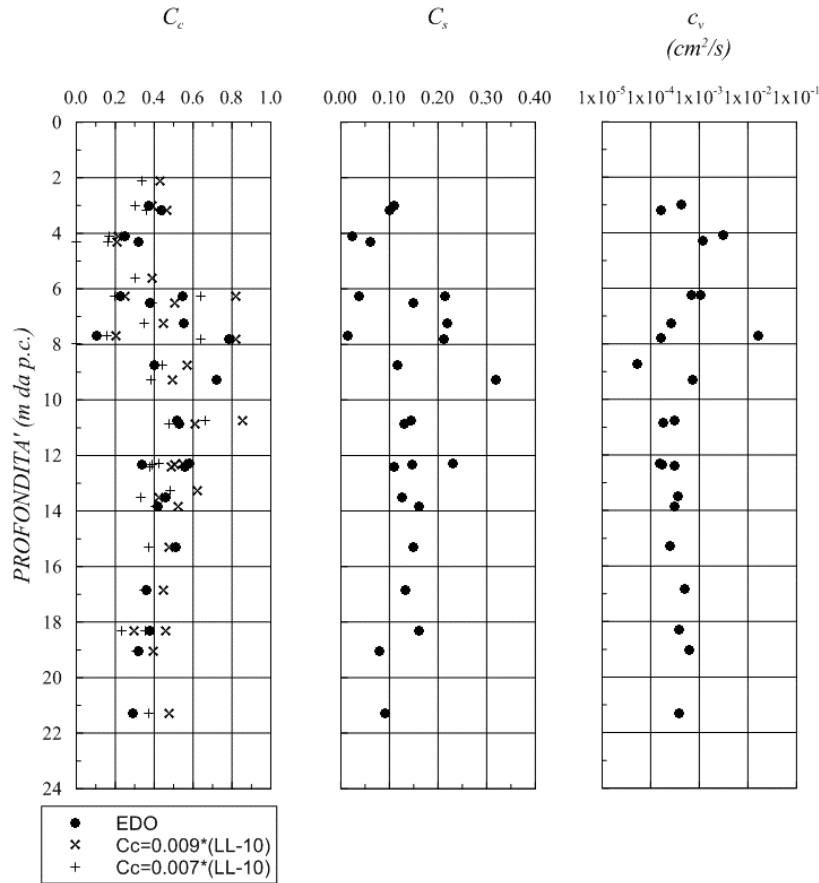


Figura 14: Unità UG1, coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I valori del coefficiente di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.2 e 0.6 e tra 0.05 e 0.25 (cfr. Figura 14): per l'unità in esame sono stati assunti i seguenti valori operativi medi $C_c = 0.42$ e $C_s = 0.13$. A partire dal coefficiente di compressibilità C_c è stato determinato il valore del coefficiente di consolidazione secondaria $C_\alpha = 0.02$, mediante la seguente formulazione di natura sperimentale definita per argille organiche: $C_\alpha = 0.05 \times C_c$ (Mesri e Godlewsky, 1975; Mesri e Chiu, 1985).

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra 1×10^{-4} e $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, ovvero $c_{v,edo} = 1 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (cfr. Figura 14). I valori ottenuti dalle prove di dissipazione eseguite nel corso delle prove in sito di tipo CPTU (CPTU4, CPTU 5 e CPTU 6, eseguite in corrispondenza del viadotto Cornia 1) forniscono valori sensibilmente maggiori, compresi tra 1.2×10^{-7} e $2.5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: mediamente risulta $c_{v,sito} = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Tenuto conto che i valori dei coefficienti di consolidazione risultano generalmente molto più bassi dei valori effettivamente riscontrati in sito, è stato assunto per il coefficiente di consolidazione un valore operativo $c_{v,op} = 2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, pari a circa 4 volte il valore medio ottenuto dalle prove di laboratorio.

5.4 UNITÀ GEOTECNICA Ug2

Per la definizione del comportamento meccanico dell'unità geotecnica Ug2 sono stati elaborati i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio effettuate nelle diverse campagne di indagine. In Tabella 9 sono riepilogati i campioni estratti da questo litotipo e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 9: Unità geotecnica Ug2, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
SP1	A	2007	4.40 5.00	18.76	0.89	30.2	47	23	24	0.70
SP1	B	2007	7.50 8.10	20.00	0.713	25.6	46	25	21	0.97
SP1	C	2007	13.90 14.50	18.51	0.951	35.6	43	21	22	0.34
SP2	spt1	2007	4.60 5.05	-	-	-	24	19	5	-
SP3	D	2007	24.30 24.90	-	0.655	23.5	36	22	14	0.89
SP3	spt1	2007	19.70 20.15	-	-	-	-	-	-	-
SP4	C	2007	15.20 15.80	-	-	20	23	17	6	0.50
SP7	3	2007	18.00 18.18	-	-	-	64	27	37	-
SD1	1	2010	3.00 3.60	18.4	-	35.5	61	29	32	0.80
SD1	2	2010	8.00 8.60	20.2	0.64	22.7	51	23	28	1.01
SD1	3	2010	14.50 15.10	20.3	0.65	22.4	44	19	25	0.86
SD1	4	2010	17.50 18.10	18.4	1.02	37	71	31	40	0.85
SD1 BIS	4	2010	18.00 18.45	20.7	0.6	22	43	20	23	0.91
SD1 BIS	5	2010	21.00 24.45	18.8	0.75	26.8	60	28	32	1.04
SD2	5	2010	25.60 26.20	20.29	-	23.5	42	21	22	0.87

SD3	D	2010	17.10 17.40	-	-	16.5	37	19	18	1.12
SD4	C	2010	9.60 9.90	-	-	-	41	22	18	-
SD4	2	2010	18.00 18.50	20.58	0.66	24.3	32	18	14	0.54
SD4	3	2010	21.00 21.50	19.50	0.81	29.4	53	24	29	0.80
SE-1	A	2010	3.00 3.40	19.7	0.75	27.9	45	23	22	0.78
SE-1	CR1	2010	34.30 34.60	-	-	16	39	16	23	1.00
SA1	SC1	2017	2.70 3.20	18.84	0.72	22.2	36	18	18	0.77
SA1	SC2	2017	5.00 5.60	19.73	0.6	21.2	34	17	17	0.75
SA1	SC3	2017	8.00 8.60	19.75	0.63	22.4	37	18	19	0.77
SA2	SC1	2017	4.00 4.50	18.88	0.71	22.2	36	18	18	0.77
SA2	SC2	2017	7.40 7.90	19.64	0.62	19.2	25	12	13	0.45
SA2	SC3	2017	10.70 11.20	20.07	0.62	22.4	44	19	25	0.86
SA2	OC4	2017	15.00 15.60	19.85	0.63	22.9	52	17	35	0.83
SA2	SC5	2017	18.00 18.50	19.07	0.78	28.8	52	17	35	0.66
SA3	MC6	2017	22.60 23.20	20.09	0.57	20.4	32	18	14	0.83
SA4	OC6	2017	25.00 25.70	18.88	0.84	30.9	43	23	20	0.61
SA5	OC6	2017	21.00 21.60	18.77	0.81	29.3	47	24	23	0.77
SA5	OC7	2017	24.00 24.60	19.2	0.72	26.6	52	25	27	0.94

La Figura 15 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare si tratta di argille limose e limi argillosi caratterizzati da un peso dell'unità di volume, γ , mediamente pari a 19.5 kN/m³; l'indice di plasticità è variabile tra

15 e 35, l'indice di consistenza è prossimo a 0.8 ed il limite liquido ha valori compresi tra 35% e 55%.

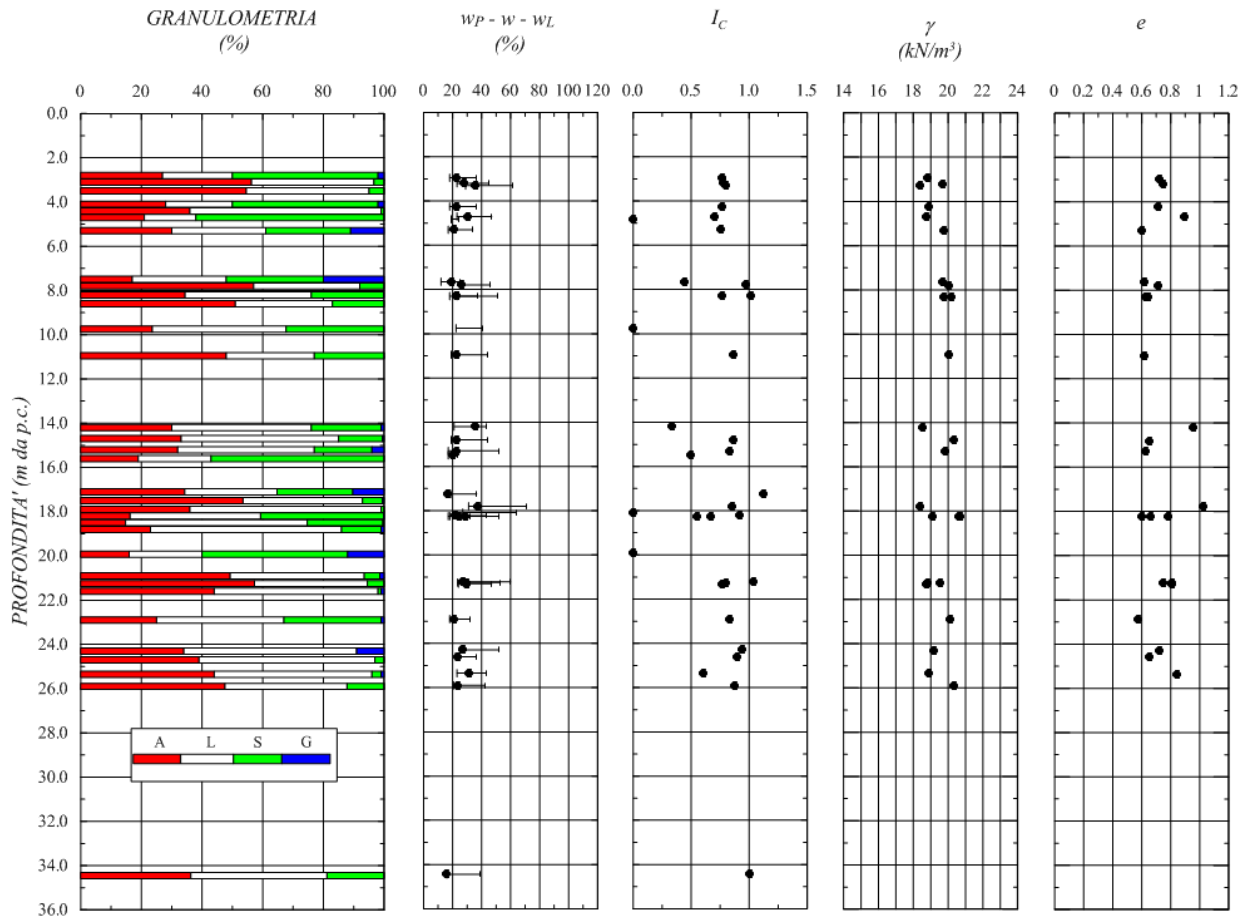


Figura 15: Unità geotecnica Ug2, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare le argille come "inorganiche di media ed alta plasticità" (Figura 16).

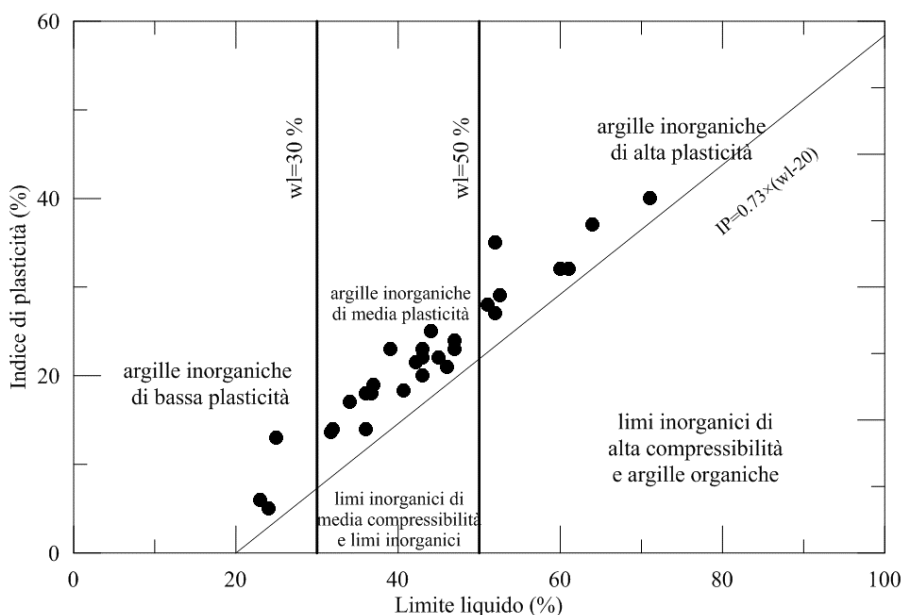


Figura 16: Unità geotecnica Ug2, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD), a prove triassiali consolidate non drenate (CIU) e a prove triassiali consolidate drenate (CID) i cui risultati sono riepilogati in Tabella 10.

Tabella 10: Unità geotecnica Ug2, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	TD		CIU		CID	
				φ'_p (°)	c'_p (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
SD1	2	2010	8.00	21	38.5	-	-	-	-
			8.60						
SD1	4	2010	17.50	24	45	-	-	-	-
			18.10						
SD1 BIS	4	2010	18.00	21	87.5	-	-	-	-
			18.45						
SD4	2	2010	18.00	30	26	-	-	-	-
			18.50						
SA1	SC1	2017	2.70	-	-	-	-	20	20
			3.20						
SA1	SC3	2017	8.00	22	24	-	-		
			8.60						

RELAZIONE GEOTECNICA

SA2	SC1	2017	4.00 4.50	-	-	-	-	25	12
SA2	OC4	2017	15.00 15.60	-	-	-	-	23	22
SA3	MC6	2017	22.60 23.20	-	-	-	-	25	22
SA4	OC6	2017	25.00 25.70	-	-	27	25	-	-

Sulla base delle prove di taglio e delle prove triassiali, si può assumere che l'angolo d'attrito ϕ' risulta compreso tra 20 e 27°, mentre per la coesione efficace c' si considera cautelativamente un valore compreso tra 20 e 45 kPa. La Figura 17 riporta graficamente i risultati delle prove eseguite.

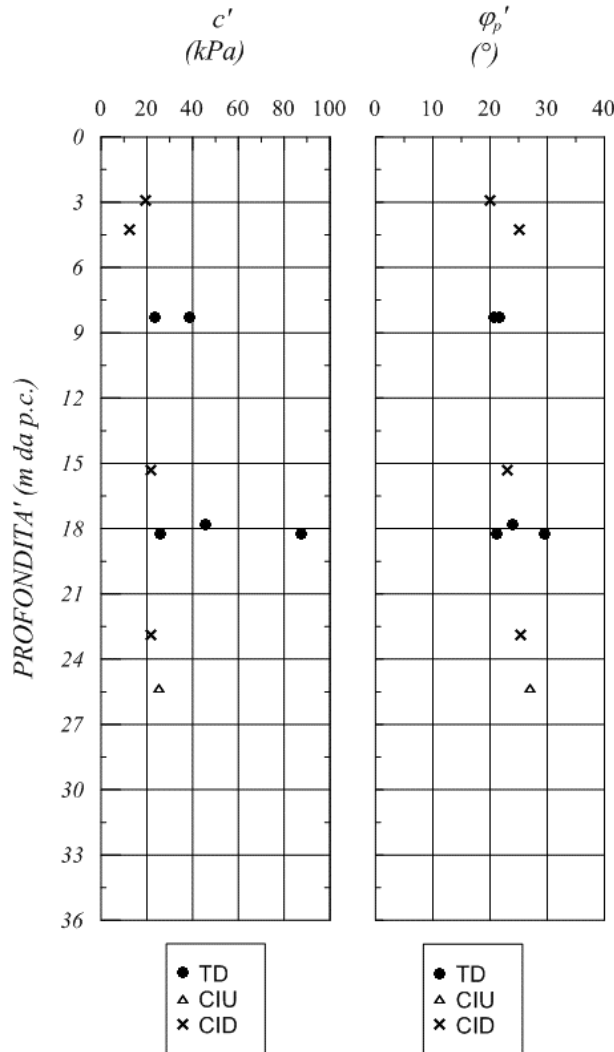


Figura 17: Unità geotecnica Ug2, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio.

Nelle figure seguenti, invece, sono riportati i valori della resistenza a taglio non drenata, c_u , ricavati dal *Torvane*, dalla resistenza alla penetrazione ottenuta con il *pocket penetrometer*, dalle prove di laboratorio ad espansione laterale libera, dalle prove non consolidate non drenate (Figura 18) e dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche *CPT* (Figura 19).

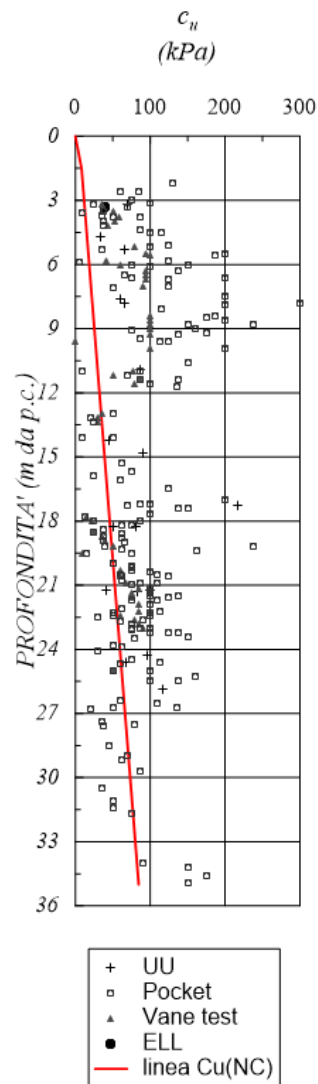


Figura 18: Unità geotecnica Ug2, caratteristiche di resistenza non drenata da prove di laboratorio, *pocket* e *Torvane*.

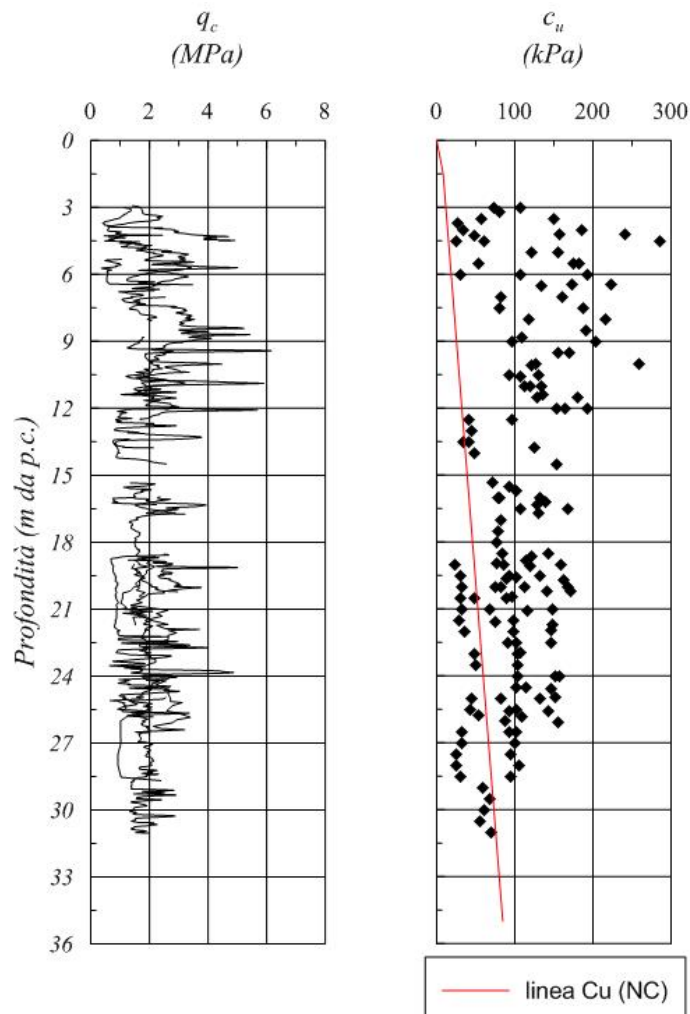


Figura 19: Unità geotecnica Ug2, caratteristiche di resistenza non drenata da prove CPT.

Sulla base dei risultati riportati in Figura 18 e Figura 19, si può concludere che la resistenza a taglio non drenata, c_u , risulta compresa all'incirca tra 50 e 150 kPa.

In Figura 18 e Figura 19, inoltre, l'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_{v_i}$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Tale confronto conferma lo stato di sovra-consolidazione del materiale. Ulteriori considerazioni sul grado di sovra-consolidazione dell'unità geotecnica Ug2 possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 20, in cui vengono messi a confronto i valori di OCR determinati dall'elaborazione delle prove edometriche con i valori di OCR determinati, partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, con la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u/\sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

OCR

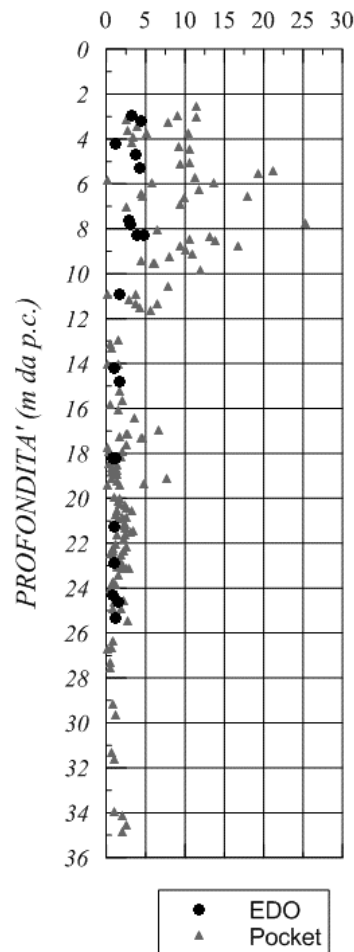


Figura 20: Unità geotecnica Ug2, OCR.

Come si può osservare dalla figura, dall'elaborazione dei *pocket* si ottengono per tale materiale valori elevati di sovra-consolidazione, mentre dalla prova edometrica emerge un OCR variabile tra 1 e 5. Si assume quindi, per l'unità geotecnica Ug2, un valore di OCR mediamente pari a 3.0.

I parametri di rigidezza (Figura 21) sono stati determinati secondo la procedura descritta nel paragrafo 5.3.

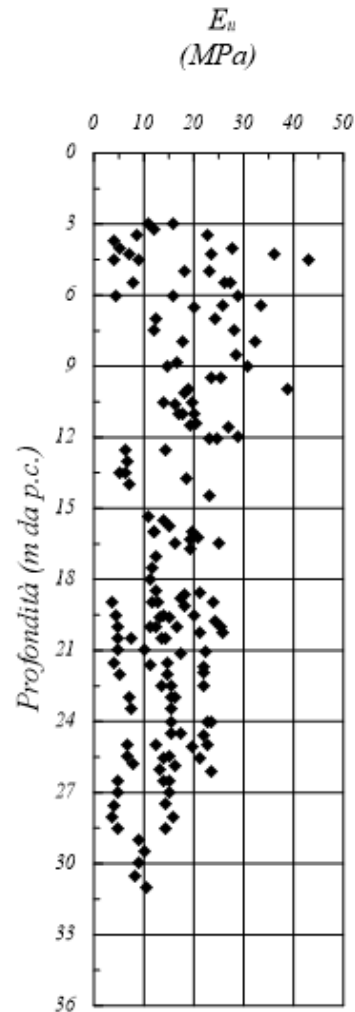


Figura 21: Unità geotecnica Ug2, modulo elastico non drenato da prove CPT.

Il modulo elastico non drenato, E_u , dell'unità Ug2 risulta compreso all'incirca tra 5 e 30 MPa.

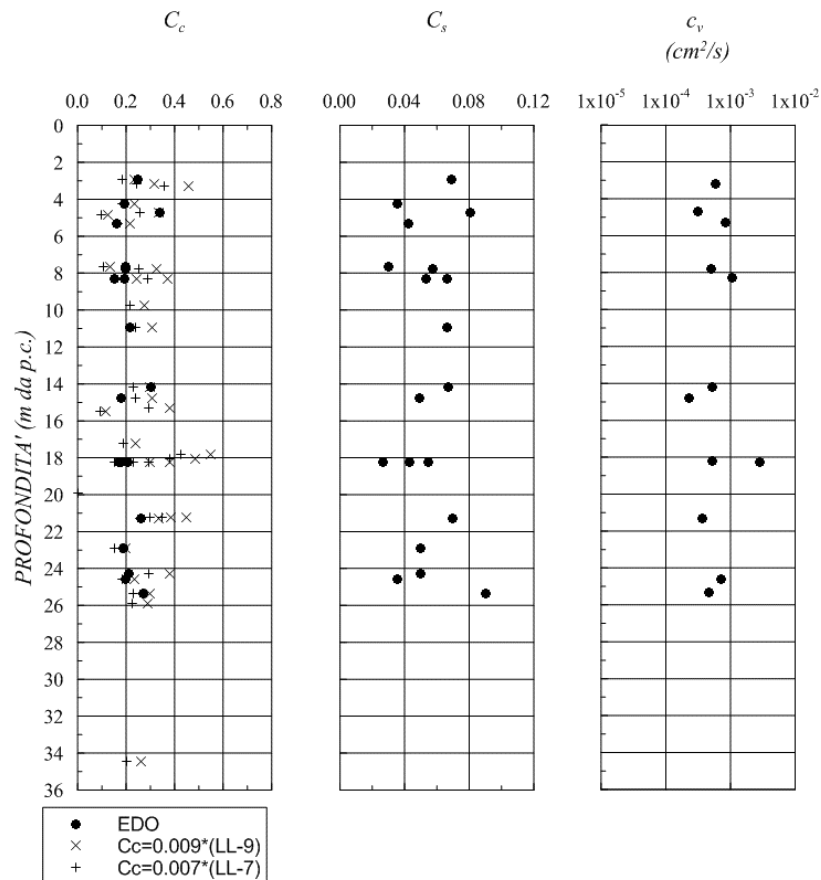


Figura 22: Unità geotecnica Ug2, coefficienti di compressibilità, di rigonfiamento e di consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I valori del coefficiente di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.1 e 0.4 e tra 0.03 e 0.08 (cfr. Figura 22): per l'unità Ug2 in esame sono stati assunti i seguenti valori operativi medi $C_c = 0.25$ e $C_s = 0.05$. A partire dal coefficiente di compressibilità C_c è stato determinato il valore del coefficiente di consolidazione secondaria $C_\alpha = 0.01$, mediante la seguente formulazione di natura sperimentale definita per argille inorganiche: $C_\alpha = 0.04 \times C_c$ (Mesri e Godlewsky, 1975; Mesri e Chiu, 1985).

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra 5×10^{-4} e $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/s$ ($5 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/s$) (cfr. Figura 22). I valori ottenuti dalle prove di dissipazione eseguite nel corso delle prove in sito di tipo CPTU (CPTU1, CPTU2, CPTU4, CPTU5 e CPTU7) forniscono valori sensibilmente maggiori, compresi tra 1.5×10^{-7} e $8.5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/s$: mediamente risulta $c_{v,sito} = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/s$. Tenuto conto che i valori dei coefficienti di consolidazione risultano generalmente molto più bassi dei valori effettivamente riscontrati in sito, è stato assunto per il coefficiente di consolidazione un valore operativo $c_{v,op} = 8 \times 10^{-7} \text{ m}^2/s$.

5.5 UNITÀ GEOTECNICA Ug3

In questa unità geotecnica, che comprende sia le sabbie appartenenti ai depositi alluvionali (**Ug3a**) e sia quelle dei depositi sabbiosi pleistocenici (**Ug3b**), in cui si riscontra la presenza di clasti arenacei sparsi, pur considerando che il materiale risulta prevalentemente a grana grossa, in corrispondenza delle frazioni più limose sono stati prelevati dei campioni indisturbati sottoposti successivamente a prove di laboratorio; dall'elaborazione dei risultati di tali prove sono state individuate le principali caratteristiche fisiche dell'unità geotecnica **Ug3**, rappresentate in Figura 23. In Tabella 11, invece, sono riepilogati i campioni estratti nelle diverse campagne di indagine e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 11: Unità geotecnica Ug3, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
SP1	D	2007	19.00	21.17	-	17.3	27	14	13	0.75
			19.60							
SP2	B	2007	9.20	20.30	0.592	22	35	17	18	0.72
			9.80							
SP2	C	2007	21.20	20.33	0.566	19.2	31	14	17	0.69
			21.80							
SP2	spt2	2007	12.20	-	-	-	24	19	5	-
			12.65							
SP2	spt3	2007	16.70	-	-	-	25	19	6	-
			17.15							
SP3	2	2007	33.30	-	-	20.7	43	22	21	1.06
			33.53							
SP3	spt2	2007	27.20	-	-	-	-	-	-	-
			27.65							
SP4	4	2007	21.50	-	-	9.6	-	-	-	-
			21.80							
SP5	CR2	2007	6.00	-	-	-	23	-	-	-
			6.30							
SP5	spt1	2007	5.30	-	-	-	27	-	-	-
			5.75							
SP7	A	2007	20.60	20.10	0.647	24.9	-	-	-	-
			21.20							
SP7	B	2007	27.10	20.23	-	24.4	-	-	-	-
			27.70							
SP7	C	2007	32.60	19.70	-	25.2	-	-	-	-
			33.20							

SP7	spt1	2007	7.60 8.05	-	-	-	91	41	50	-
SP7	spt2	2007	10.70 11.15	-	-	-	-	-	-	-
SP7	spt3	2007	15.00 15.45	-	-	-	51	24	27	-
SP7	2	2007	13.00 13.30	-	-	-	-	-	-	-
SP7	5	2007	28.60 28.90	-	-	-	-	-	-	-
SD1	E	2010	24.60 24.90	-	-	21.1	56	23	33	1.06
SD1 BIS	E	2010	25.70 26.00	-	-	-	-	-	-	-
SD1 BIS	G	2010	32.00 32.30	-	-	-	33	18	15	-
SD2	F	2010	32.00 32.30	-	-	-	-	-	-	-
SD2	G	2010	37.70 38.00	21.41	-	18.3	36	20	16	1.07
SD3	B	2010	6.70 7.00	-	-	-	57	38	19	-
SD3	C	2010	12.70 13.00	-	-	66.3	55	33	22	-0.49
SD3	E	2010	24.50 24.80	-	-	19.4	31	19	12	0.96
SD3	F	2010	27.70 28.00	-	-	19.6	35	28	7	2.26
SD3	1	2010	33.00 33.45	-	-	16.9	39	22	17	1.32
SD3	H	2010	36.50 36.80	-	-	-	30	17	13	-
SD4	B	2010	6.00 6.30	-	-	-	-	-	-	-
SD4	D	2010	14.00 14.30	-	-	-	-	-	-	-
SD4	1	2010	15.00 15.50	19.94	0.66	23.6	-	-	-	-
SE-1	B	2010	9.00	19.80	0.68	25.7	-	-	-	-

			9.60							
SE-1	C	2010	12.00 12.40	20.60	-	19.4	32	20	12	1.05
SE-1	D	2010	15.00 15.60	21.8	0.42	14.7	23	16	7	1.19
SE-1	E	2010	18.00 18.50	21.20	0.46	15.5	40	20	20	1.23
SE-1	F	2010	21.00 21.60	20.20	0.61	22.1	28	10	18	0.33
SE-1	G	2010	24.00 24.60	20.7	0.57	18.7	31	18	13	0.95
SE-1	spt4	2010	7.50 7.95	-	-	-	27	16	11	-
SE-1	spt5	2010	9.60 10.05	-	-	-	-	-	-	-
SE-1	spt6	2010	10.50 10.95	-	-	-	-	-	-	-
SE-1	spt7	2010	12.50 12.95	-	-	-	-	-	-	-
SE-1	spt8	2010	15.50 15.95	-	-	-	32	19	13	-
SE-1	spt9	2010	18.50 18.95	-	-	-	38	25	13	-
SE-1	spt10	2010	21.60 22.05	-	-	-	27	21	6	-
SE-1	spt11	2010	24.60 25.05	-	-	-	32	20	12	-
SE-1	spt12	2010	27.00 27.45	-	-	-	26	18	8	-
SE-1	spt14	2010	32.00 32.45	-	-	16	31	16	15	1.00
SA1	SC4	2017	13.50 14.00	20.29	0.54	20.2	26	15	11	0.53
SA2	SC6	2017	22.50 23.00	19.07	0.66	20.1	29	15	14	0.64
SA2	SC7	2017	27.00 27.60	19.95	0.54	17.5	27	13	14	0.68
SA2	MC8	2017	30.00 30.60	20.88	0.48	17	44	20	24	1.13

SA3	CRC1	2017	28.40 28.60	20.31	0.54	18.2	31	17	14	0.91
SA3	CRC2	2017	39.40 39.60	19.8	0.65	24	31	19	12	0.58
SA4	CRC1	2017	31.00 31.40	19.9	0.6	20.4	39	22	17	1.09
SA4	CRC2	2017	38.60 39.00	19.73	0.64	21.4	27	16	11	0.51
SA5	CRC1	2017	35.50 36.00	19.6	0.59	17.6	37	21	16	1.21
SA5	CRC3	2017	46.00 46.20	20.35	0.49	13.9	41	18	23	1.18

La Figura 23 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Dalle granulometrie si può notare che si tratta essenzialmente di sabbie limose; il peso dell'unità di volume, γ , è mediamente pari a 20 kN/m³, mentre l'indice dei vuoti, e , è compreso tra 0.45 e 0.65.

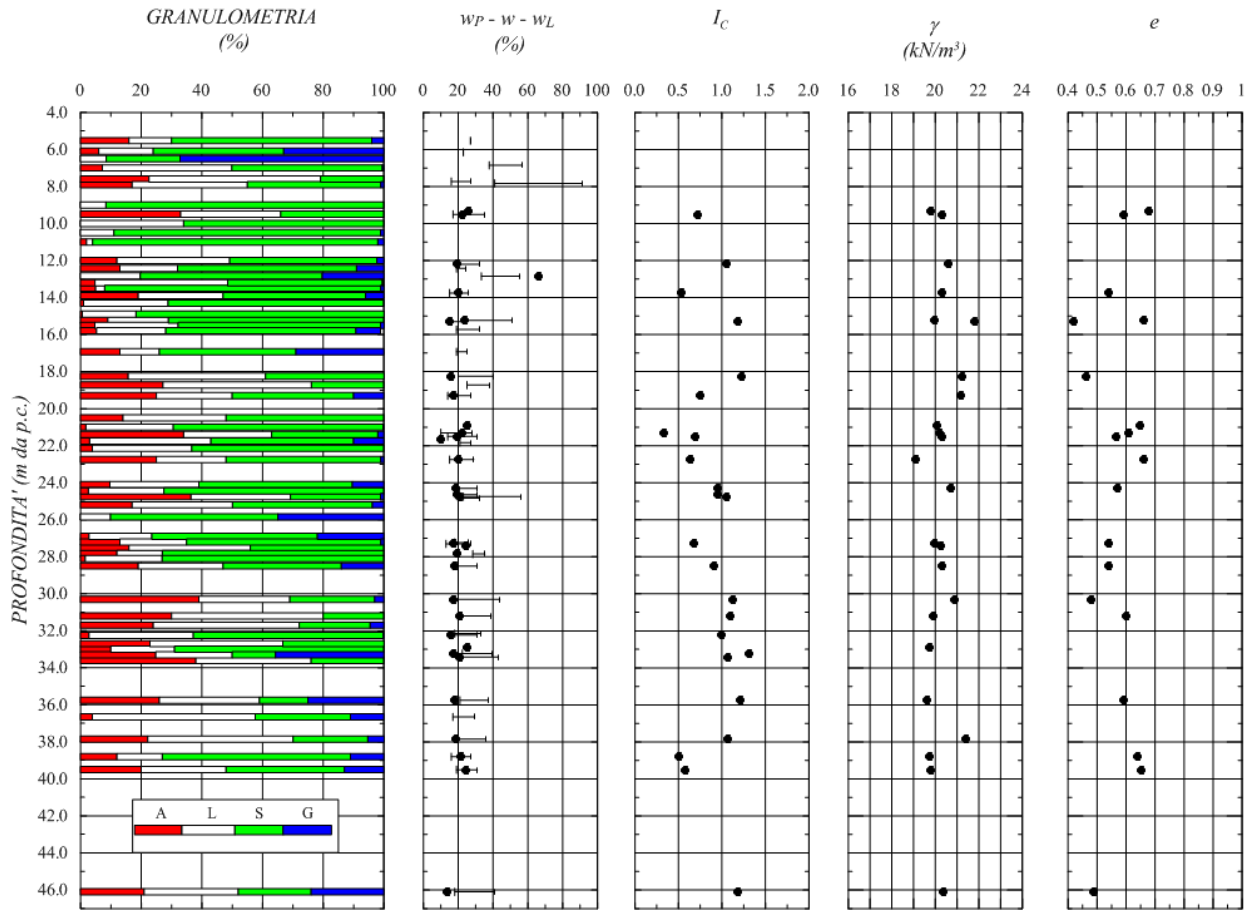


Figura 23: Unità geotecnica Ug3, caratteristiche fisiche.

Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'unità Ug3 si è fatto riferimento alle prove SPT eseguite nelle varie campagne d'indagine.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto varia tra 15 e 50 colpi circa. Alcune prove hanno riportato valori più alti, fino a 60-75 colpi, perché, come si può notare dalle colonne stratigrafiche, sono state eseguite in corrispondenza dei livelli di ghiaia fina intercalata o clasti arenacei; pertanto, i valori delle caratteristiche meccaniche stimati da queste ultime prove sono stati scartati, perché non rappresentativi del comportamento meccanico d'insieme del litotipo in questione. La densità relativa D_r , valutata con la formula di Skempton (1986), risulta mediamente pari al 55%. Per l'angolo d'attrito ϕ' si ha un valore compreso tra 32 e 40°, mentre il modulo di Young E' , calcolato utilizzando i coefficienti $s_1=0.478$ MPa e $s_2=7.17$ MPa relativi alla curva sabbia satura, risulta variabile tra 15 e 40 MPa. La Figura 24 riporta graficamente i risultati delle suddette prove.

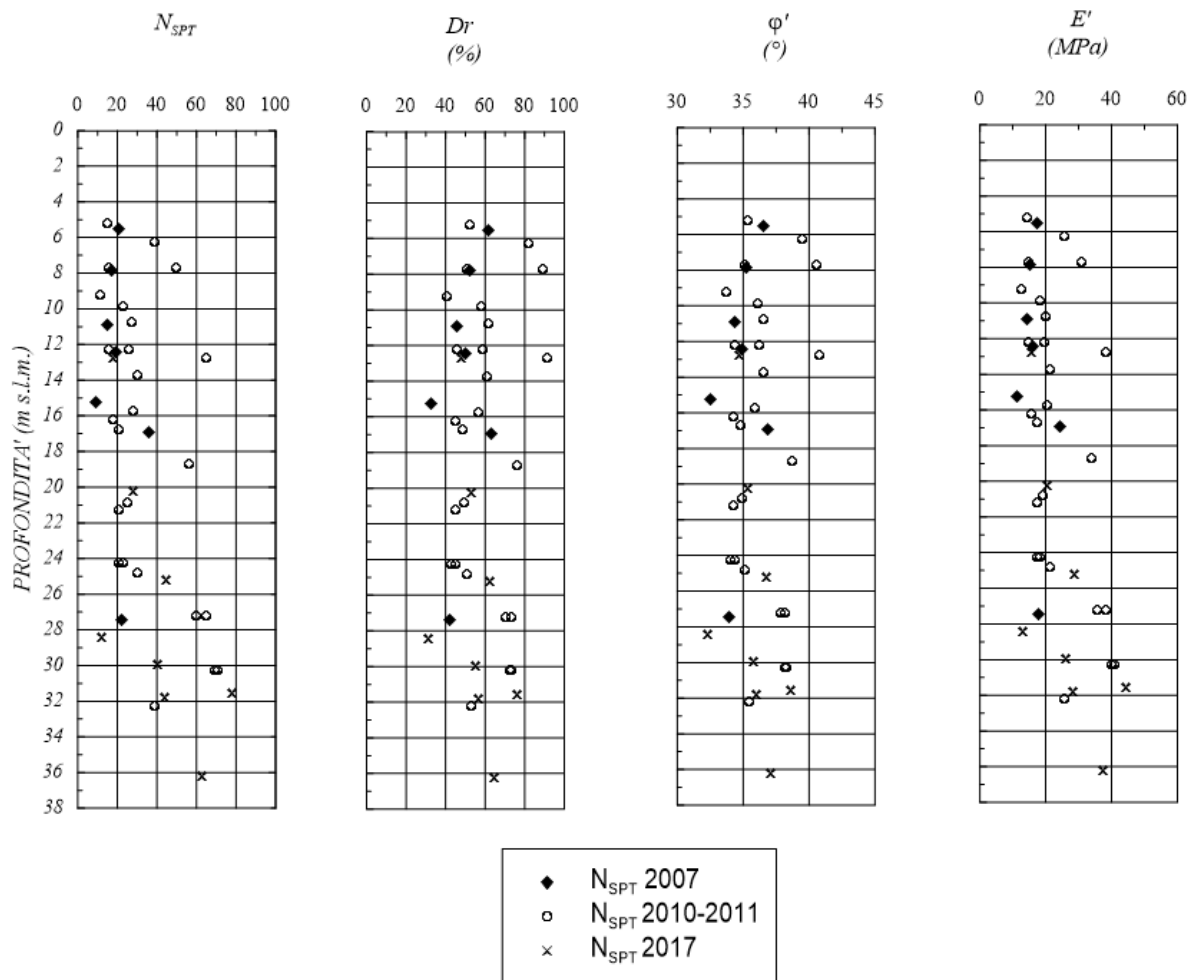


Figura 24: Unità geotecnica Ug3, caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT.

I valori dei parametri geotecnici caratteristici presi in considerazione per l'unità Ug3a sono i minimi ottenuti dall'elaborazione delle prove in esame, mentre i valori più alti ottenuti si ritengono rappresentativi dell'unità Ug3b.

5.6 UNITÀ GEOTECNICA Ug4a

Ai fini della caratterizzazione meccanica dell'unità geotecnica Ug4a, che rappresenta il substrato roccioso costituito dalle Arenarie di Suvereto, si fa riferimento ai risultati delle prove di compressione uniassiale con misura dello stato deformativo ed una prova *Point Load Test* condotte durante le varie campagne d'indagine. Tali prove forniscono un dato puntuale della resistenza a compressione del materiale roccioso, senza considerare che esso a livello macroscopico si presenta fratturato.

In Tabella 12 sono riepilogati i campioni estratti di questo litotipo, le masse volumiche ottenute e la resistenza a compressione ricavata dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 12: Unità geotecnica Ug4a, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e risultati ottenuti.

Sondaggio	Campione	Anno	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	Prova di compressione monoassiale	Point Load Test
					σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
SD6	A	2010	2.00 2.40	26.21	68	-
SA1	CL1	2017	20.40 20.70	25.95	60	-
SA1	CL2	2017	27.20 27.60	25.86	41	-
SA2	CL1	2017	40.05 40.20	25.66	46	-
SA5	CRC2	2017	42.50 43.00	26.72	-	29

Il peso dell'unità di volume, γ , ottenuto da laboratorio è mediamente pari a 26 kN/m³, mentre per la resistenza a compressione, σ_c , può essere assunto un valore medio intorno ai 45 MPa (cfr. Figura 25).

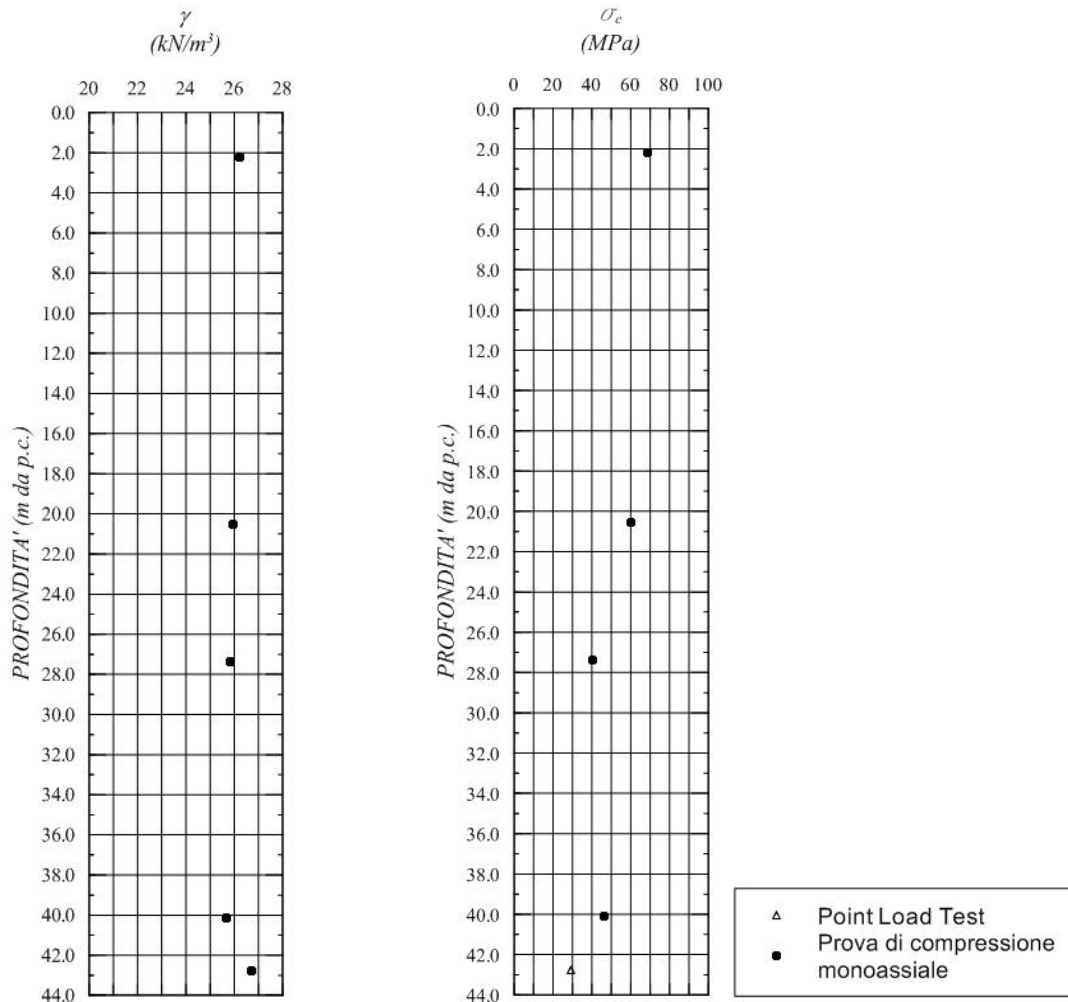


Figura 25: Unità geotecnica Ug4a, peso dell'unità di volume e resistenza a compressione.

La formazione arenacea viene caratterizzata a livello di ammasso roccioso, facendo ricorso all'approccio di Hoek-Brown. Tale procedura consente di applicare all'ammasso un criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb assimilandolo, quindi, ad un terreno e rendendo possibile l'approccio al dimensionamento delle opere geotecniche tramite gli usuali schemi di calcolo all'equilibrio limite.

L'applicazione del criterio è subordinata alla stima di alcuni dati di ingresso, che sono i seguenti:

- la resistenza a compressione uniassiale della roccia σ_c ;
- GSI , fattore empirico legato allo stato di fessurazione dell'ammasso (funzione del numero di famiglie di giunti, spaziatura delle fessure, loro scabrezza, ecc.);
- m_i , fattore empirico funzione del tipo e della tessitura del materiale roccioso;

- fattore di disturbo, D , funzione della tensione di confinamento del materiale, ovvero del tipo di lavorazione da effettuare sull'ammasso (scavo in galleria o all'aperto, meccanizzato o con esplosivo, ecc.).

A partire da questi dati, si propone un criterio di resistenza rappresentativo dell'ammasso espresso nel piano delle pressioni principali e deviatoriche, che può essere linearizzato e trasposto nel piano di Mohr-Coulomb.

I dati di ingresso ed i risultati dell'applicazione del metodo di Hoek-Brown sono riportati in Figura 26.

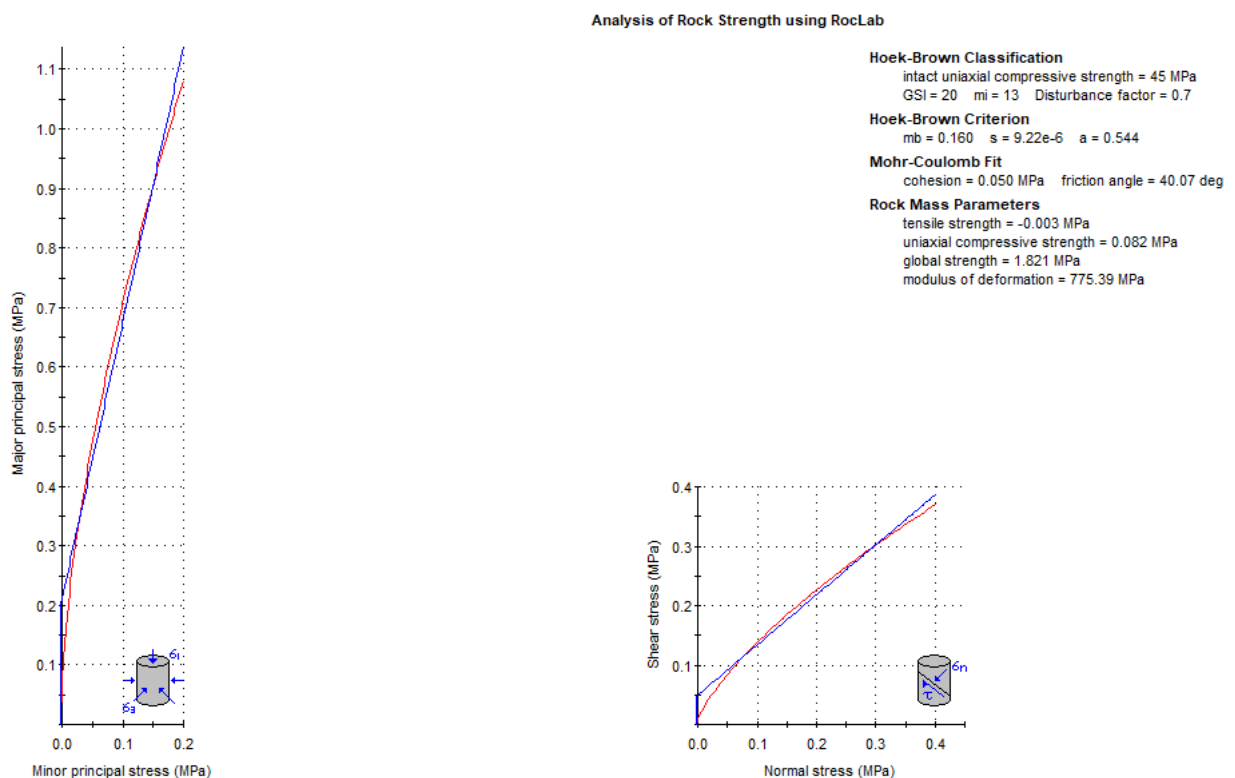


Figura 26: Unità geotecnica Ug4a, applicazione del criterio di Hoek-Brown.

In conclusione, le caratteristiche meccaniche assunte per l'unità Ug4a, che rispondono al criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb, sono le seguenti:

- coesione efficace: $c' = 50$ kPa
- angolo di attrito: $\varphi' = 40^\circ$.

5.7 UNITÀ GEOTECNICA Ug4b

Per tale unità geotecnica, che rappresenta la fascia alterata del substrato roccioso arenaceo, la valutazione delle caratteristiche meccaniche è avvenuta mediante l'interpretazione delle prove SPT disponibili in corrispondenza di tali materiali.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto varia tra 60 e 90. La densità relativa Dr , valutata con la formula di Skempton (1986), risulta mediamente pari al 75%. Per l'angolo d'attrito ϕ' si ha un valore compreso tra 39 e 42°, mentre il modulo di Young E' risulta variabile tra 40 e 85 MPa. Tale valore

Tenuto conto della natura e delle caratteristiche del materiale, si è scelto di assumere per l'unità geotecnica in esame i seguenti parametri meccanici: $c' = 20$ kPa e $\phi' = 32^\circ$.

La Figura 27 riporta graficamente i risultati delle suddette prove.

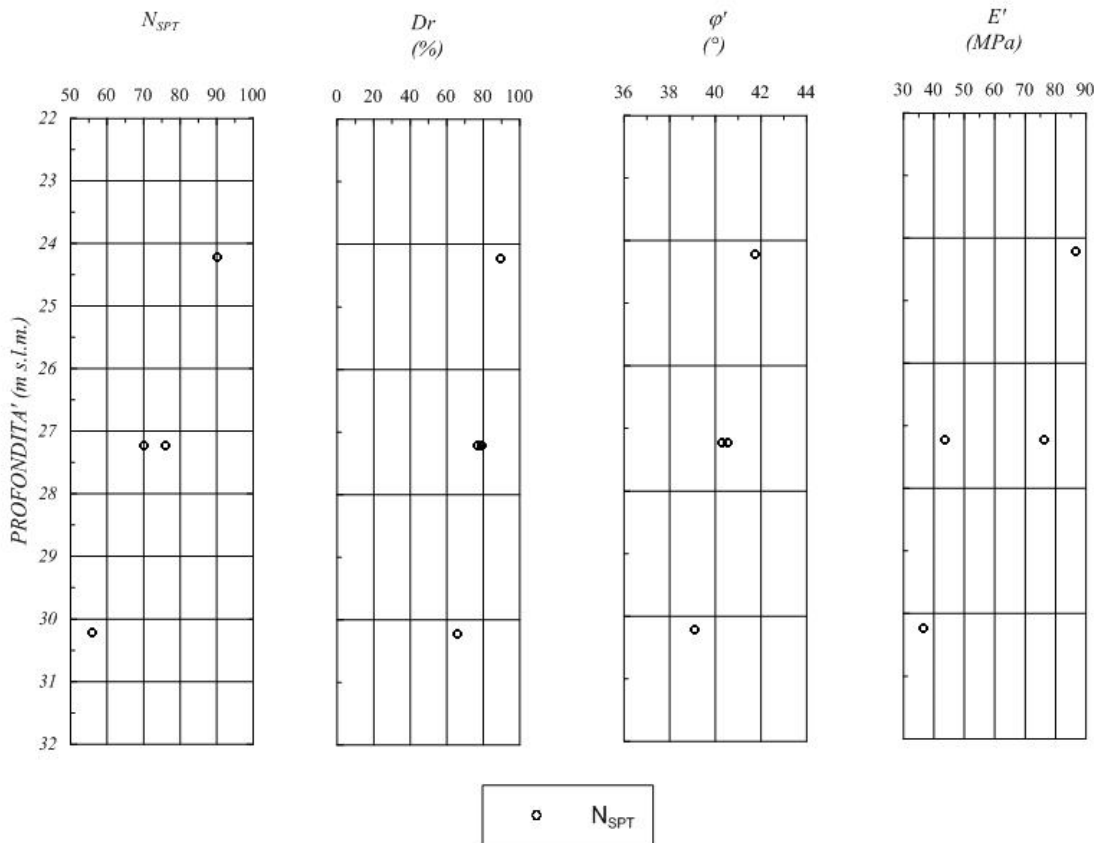


Figura 27: Unità geotecnica Ug4b, caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT.

6 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi da 5.2 a 5.7 per le unità geotecniche Ug0, Ug1, Ug2, Ug3, Ug4a e Ug4b si possono assumere i parametri riepilogati in Tabella 13.

Tabella 13: Caratterizzazione unità geotecniche.

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)	OCR (-)	E' (MPa)	E_u (MPa)	C_c (-)	C_s (-)	C_α (-)	C_v (m ² /s)
Ug0	18.5	0	32÷40	-	-	10÷20	-	-	-	-	-
Ug1	17	0÷10	21÷27	0.24 σ'_v	1.0	-	5÷12	0.42	0.13	0.02	2x10 ⁻⁷
Ug2	19.5	20÷45	20÷28	50÷150	3.0	-	5÷30	0.25	0.05	0.01	8x10 ⁻⁷
Ug3 (a/b)	20	0	32÷40	-	-	15÷40	-	-	-	-	-
Ug4a	26	50	40	-	-	>100	-	-	-	-	-
Ug4b	20	20	32	-	-	50	-	-	-	-	-

7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Le campagne di indagine del 2007, del 2010-2011 e del 2017 hanno previsto la realizzazione di un monitoraggio piezometrico mediante l'installazione di tubi aperti o celle piezometriche. Con riferimento ai piezometri installati nel 2007 si hanno a disposizione delle letture effettuate nel periodo giugno 2007–novembre 2011, mentre dei piezometri installati nella campagna 2010-2011 si hanno letture effettuate a dicembre 2010 e novembre 2011. Durante la campagna del 2017 sono state eseguite n. 4 letture nel sondaggio SA2 PZ, tra i giorni 8 febbraio e 2 marzo, e n. 2 letture nel sondaggio SA4 PZ tra i giorni 28 febbraio e 2 marzo.

Oltre alle misure acquisite durante le varie campagne d'indagine realizzate ai fini della progettazione del tracciato stradale, si dispone di ulteriori misure eseguite tra agosto 2007 e dicembre 2008 per lo studio dell'intervento di bonifica dell'area Lucchini.

Il livello piezometrico misurato si attesta, mediamente, ad una profondità compresa tra 2 e 4 m dal p.c., ad una quota che varia tra 0 e 1 m slm. Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato è riportato nell'elaborato "Profilo geotecnico longitudinale" (T00-GE00-GET-FG01/03).

Le tabelle seguenti riepilogano i valori piezometrici misurati durante le diverse letture.

Tabella 14: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche derivanti dalle campagne d'indagine 2007 e 2010-2011 (*misura eseguita a fine perforazione, **Febbraio 2011).

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Giugno 2007		Dicembre 2010		Novembre 2011	
		Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)
SP1	3.02	-2,25	0,77	-1,95	1,07	-1.85	1.17
SP2	2.16	-2,14	0,02	-1,90	0,26	-	-
SP3	1.49	-1,38	0,11	-0,65	0,84	-0.8	0.69
SP4	4.14	-2,75	1,39	-3,90	0,24	-	-
SP5	1.02	-0,60	0,42	-0,65	0,37	-	-
SP7	4.54	-4,15	0,39	-3,90	0,64	-	-
SD1	2.80	-	-	-2,2	0,62	-2.0	0.8
SD1bis*	1.00	-	-	-0,8	0,20	-	-
SD2	2.90	-	-	-1,8	1,10	-2.1	0.8
SD3	5,10	-	-	-4,1	1,00	-	-
SD4*	4,40	-	-	-3,25	1,15	-	-
SD5	25,80	-	-	-6,9	18,90	-12,0**	13,8**
SE1	3.90	-	-			-2.5	1.4

Tabella 15: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche della campagna d'indagine 2017.
(*misura eseguita a fine perforazione).

	08/02/2017	21/02/2017	28/02/2017	02/03/2017
Sondaggio	Falda (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)
SA2PZ	5.70*	2.20	2.15	2.15
SA4PZ	-	-	2.00	1.95

Tabella 16: Monitoraggio piezometrico indagini Lucchini Piombino spa.

Sondaggio	Quota (m s.l.m.)	Prof. (m da p.c.)	Ago. 2007		Dic. 2007		Gen./Feb. 2008		Apr./Mag. 2008		Ott./Dic. 2008	
			Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)	Falda (m s.l.m.)		
Pz094	5,14	6,0	-	-	-	-	-4,6	0,54	-4,15	0,99	-	-
Pz098	5,14	6,0	-3,7	1,44	-3,65	1,49	-	-	-	-	-	-
Pz099	3,51	7,5	-2,7	0,81	-2,6	0,91	-2,55	0,96	-2,65	0,86	-	-
Pz100	4,17	6,0	-3,6	0,57	-3,45	0,72	-	-	-	-	-	-
Pz101	4,28	6,0	-2,7	1,58	-2,5	1,78	-2,25	2,03	-2,56	1,72	-	-
Pz102	4,12	6,5	-2,7	1,42	-2,55	1,57	-2,4	1,72	-2,6	1,52	-	-
Pz104	4,65	6,5	-2,75	1,90	-2,75	1,90	-2,5	2,15	-2,74	1,91	-	-
Pz107	4,74	6,5	-3,1	1,64	-3,15	1,59	-2,9	1,84	-3,1	1,64	-	-
Pz111	4,43	6,0	-2,8	1,63	-2,95	1,48	-2,65	1,78	-2,9	1,53	-	-
Pz114	3,59	6,0	-2	1,59	-2	1,59	-1,8	1,79	-1,59	2,00	-	-
Pz118	3,08	6,0	-2,1	0,98	-1,85	1,23	-1,55	1,53	-1,7	1,38	-	-
Pz128	3,8	5,0	-2,75	1,05	-2,6	1,2	-2,15	1,65	-1,3	2,5	-1,55	2,25

8 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI PROGETTUALI

8.1 FONDAZIONI

Per le opere d'arte maggiori sono state adottate fondazioni di tipo profondo costituite da pali trivellati di diametro $D = 1.2$ m e lunghezza L variabile.

In ragione della presenza di terreni di riporto parzialmente costituiti da scarti di altoforno provenienti dalle attività siderurgiche presenti nell'area in esame, allo scopo di sostenere ed isolare tali materiali durante la perforazione ed evitare la percolazione in profondità delle acque che circolano in superficie, i pali dei viadotti VI01 e VI02 ed anche del cavalcavia CV01 verranno trivellati con l'utilizzo di un rivestimento metallico provvisorio, vibro-infisso fino alla profondità di 6.0 m dalla testa dei pali, ovvero, tenuto conto delle quote di imposta dei plinti di fondazione e degli spessori dei plinti di fondazione, circa 3.0 m al di sotto dei riporti alla cui base sono presenti formazioni argillose impermeabili.

Il rivestimento metallico verrà infisso prima della perforazione dei pali e rimosso gradualmente durante il getto di calcestruzzo per la realizzazione del fusto; per il sostegno del foro nel tratto al di sotto del rivestimento metallico si prevede l'utilizzo di fanghi bentonitici/polimerici.

I dettagli riguardanti il dimensionamento dei pali di fondazione sono riportati nelle specifiche relazioni geotecniche di calcolo.

Nelle tabelle seguenti si riporta una sintesi dei dimensionamenti effettuati (numero e lunghezza dei pali) per ogni opera d'arte.

Tabella 17: VI01: sintesi fondazioni.

Viadotto VI01 – Cornia 1			
Fondazione	Diametro dei pali [m]	Numero di pali [-]	Lunghezza dei pali [m]
Spalle Sp1	1.2	9	38
Pile P1÷P10	1.2	9	38
Spalle Sp2	1.2	12	40

Tabella 18: VI02: sintesi fondazioni.

Viadotto VI02 – Cornia 2			
Fondazione	Diametro dei pali [m]	Numero di pali [-]	Lunghezza dei pali [m]
Spalle Sp1	1.2	12	32
Spalle Sp2	1.2	12	30
Torri provvisorie P1÷P10	1.2	12	26

Tabella 19: CV01: sintesi fondazioni.

Viadotto CV01 – Cavalcavia SP40			
Fondazione	Diametro dei pali [m]	Numero di pali [-]	Lunghezza dei pali [m]
Spalla Sp1	1.2	12	22
Pila 1	1.2	9	24
Pila 2	1.2	9	33
Pila 3	1.2	9	34
Pila 4	1.2	9	34
Spalla Sp2	1.2	12	36

8.2 ANALISI DEI CEDIMENTI

I rilevati di approccio alle opere d'arte maggiori si sviluppano in parte su terreni di natura argillosa compressibili; considerate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e l'altezza delle opere, ovvero l'intensità dei carichi applicati, è necessario analizzare le problematiche legate sia al comportamento in esercizio (condizioni SLE) e sia alla stabilità globale (condizioni SLU).

Con riferimento alle condizioni di esercizio, la principale problematica è costituita dai cedimenti indotti nei terreni per effetto della realizzazione dell'opera. Infatti, considerata la natura prevalentemente limo-argillosa dei terreni e il loro stato di normal-consolidazione, solamente una modesta aliquota del cedimento totale può svilupparsi in condizioni di breve termine (condizioni non drenate); al contrario, la quasi totalità del cedimento si sviluppa nel tempo in seguito ai processi di consolidazione legati al fenomeno di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate in condizioni non drenate. Si pone, pertanto, la necessità di anticipare i cedimenti di consolidazione mediante la realizzazione di una precarica, associata all'uso di dreni verticali per accelerarne il processo e renderlo compatibile con la funzionalità dell'opera in tempi ragionevoli. Tale problematica si pone in particolare per i rilevati e per lo scatolare di approccio al viadotto

VI01 – Cornia 1, caratterizzato dalla presenza di uno spessore significativo (circa 15 m in corrispondenza delle spalle) costituito dalla unità Ug1 ovvero da un deposito alluvionale di natura argillosa, normal-consolidato e di scarse caratteristiche meccaniche e di compressibilità, dalla profondità di circa 5÷6 m fino a circa 20 m dal piano campagna. Anche in corrispondenza delle spalle di approccio al cavalcavia CV01, è presente un deposito alluvionale, di natura prevalentemente argillosa (unità Ug2) che, seppure di migliori caratteristiche meccaniche e di compressibilità rispetto ad Ug1, risulterebbe soggetto a cedimenti di consolidazione di entità non trascurabile.

In tali tratti, quindi, al fine di accelerare lo sviluppo dei cedimenti al di sotto dei rilevati e dello scatolare, è stata prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio verticale profondo, costituito da dreni a nastro, posti a quinconce secondo una maglia 2 m x 2 m, in corrispondenza del viadotto VI01, e 2.5 m x 2.5 m, in corrispondenza del cavalcavia CV01, associato alla realizzazione di una precarica mediante la realizzazione di un rilevato di sezione più grande di quella di progetto. In ragione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, il rilevato verrà realizzato per fasi, con incrementi di altezza H_i non superiori a 2.0 m (in corrispondenza del VI01) e 4.0 m, in corrispondenza del CV01.

In corrispondenza dei rilevati di approccio al viadotto VI02, oltre ai terreni alluvionali di natura prevalentemente argillosa unità (Ug2), risultano presenti in percentuale maggiore i terreni a prevalente componente sabbiosa (unità Ug3): tale assetto stratigrafico consente di limitare significativamente i cedimenti ed i tempi di sviluppo degli stessi. Per tale motivo, con il solo scopo di contenere in ogni caso i cedimenti al di sotto dei rilevati, tenuto conto che anche in questo caso le fondazioni del viadotto sono su pali, è previsto di realizzare il corpo del rilevato parzialmente in materiale alleggerito.

Di seguito sono riepilogati gli interventi previsti per ogni tratto di rilevato/scatolare.

- **scatolare di approccio alla spalla 1 del VI01, tratto prg.1200÷1470 (sez.81÷99):**
dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m, disposti a quinconce con maglia 2mx2m, con precarica da realizzarsi mediante rilevato provvisorio;
- **rilevato di approccio alla spalla 2 del VI01, tratto prg.1965÷2085 (sez.132÷140):**
dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 20$ m, disposti a quinconce con maglia 2mx2m, con precarica da realizzarsi mediante rilevato di sezione maggiorata rispetto a quella di progetto, costruito per sovralti parziali di altezza non superiore a $H_i = 2.0$ m, fino ad un'altezza massima di $H = 8.0$ m;
- **rilevato di approccio alla spalla 1 (est) del CV01, tratto prg.120÷195 (sez.9÷14):**
dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m, disposti a quinconce con maglia 2.5mx2.5m, con precarica da realizzarsi mediante rilevato di sezione maggiorata rispetto a quella di progetto, costruito per sovralti parziali di altezza non superiore a $H_i = 4.0$ m, fino ad un'altezza massima di $H = 8.0$ m;
- **rilevato di approccio alla spalla 2 (ovest) del CV01, tratto prg.420÷465 (sez.29÷32):**

dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m, disposti a quinconce con maglia 2.5×2.5 m, con precarica da realizzarsi mediante rilevato di sezione maggiorata rispetto a quella di progetto, costruito per sovralti parziali di altezza non superiore a $H_i = 4.0$ m, fino ad un'altezza massima di $H = 8.0$ m;

- **rilevati di approccio alle spalle 1 e 2 del VI02, tratti prg.2760÷3000 (sez.185÷201) e prg.3105÷3135 (sez.208÷201):**
rilevato parzialmente realizzato in materiale alleggerito.

Al di sotto dei rilevati di approccio alle spalle delle opere d'arte è prevista la posa in opera di un geosintetico di rinforzo, necessario ad aumentare la resistenza nei confronti della stabilità globale.

Nei paragrafi seguenti, dopo una descrizione dei criteri per la valutazione dei cedimenti dei tempi di consolidazione, sono descritti, per ogni sezione rappresentativa dei tratti oggetto degli interventi, i risultati dei calcoli dei cedimenti e dei relativi tempi di sviluppo in funzione degli interventi stessi. Sono inoltre riportati i criteri ed i risultati delle verifiche di stabilità.

I risultati delle analisi dei cedimenti e di stabilità globale per il tratto in scatolare, sono riportati nell'elaborato T00-OS01-GET-RE02 (Relazione geotecnica della struttura scatolare in c.a.).

8.2.1 Criterio di calcolo dei cedimenti e dei tempi di consolidazione

Per ogni sezione studiata, il cedimento totale previsto è stato determinato applicando il metodo elastico e integrando il campo degli spostamenti fino a una profondità a cui corrisponde un incremento di tensioni verticali efficaci pari al 10% rispetto a quelle iniziali ($\Delta\sigma'_v/\sigma'_v = 0.10$).

La valutazione dei tempi di consolidazione, in assenza di dreni, è stata eseguita nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale verticale, con possibilità di drenaggio verso uno o due contorni drenanti, in funzione della stratigrafia.

Il tempo di consolidazione, corrispondente a un grado di consolidazione U_m pari al 95%, è stato determinato secondo la seguente relazione:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v}$$

dove

T_v = fattore di tempo adimensionale, è pari a 1.129 ($U_m=95\%$);

H = massimo percorso di drenaggio.

Per l'unità U_{g1} , il cui contorno drenante è rappresentato dai riporti superficiali, è stato assunto un coefficiente di consolidazione primaria operativo $c_v = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$;

Per l'unità Ug2, il cui contorno drenante è rappresentato dai riporti superficiali o dall'unità Ug3, è stato assunto un coefficiente di consolidazione primaria operativo $c_v = 8 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Come anticipato, al fine di accelerare lo sviluppo dei cedimenti al di sotto del rilevato, è stata prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio verticale profondo, costituito da dreni prefabbricati, disposti a quinconce con maglia di 2.0m x 2.0m (in corrispondenza del viadotto VI01) e di 2.5m x 2.5 m (in corrispondenza del cavalcavia CV01), larghezza del dreno di 100 mm, spessore pari a 3.5 mm e lunghezza di 18 – 20 m.

Il dimensionamento geotecnico dei dreni è stato condotto in modo tale che il processo di consolidazione attivato dalla costruzione delle opere raggiunga un grado di consolidazione almeno pari al 95% dal completamento dell'opera. Il grado di consolidazione nei terreni limo-argillosi è stato stimato considerando il processo di consolidazione orizzontale dovuto alla presenza dei dreni. In particolare, il grado di consolidazione orizzontale U_h è stato stimato con riferimento alla soluzione di *Barron* (1948) per i processi di consolidazione radiale, assumendo le ipotesi di deformazioni verticali uguali (ogni sezione orizzontale rimane tale nel tempo) e libere (il carico applicato in superficie rimane uniformemente distribuito), per cui risulta:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}}$$

con T_h fattore di tempo adimensionale pari a: $T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$

La funzione F è pari a: $F = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \ln n - \frac{3 \cdot n^2 - 1}{4 \cdot n^2}$

in cui n è il rapporto tra il diametro equivalente d_e del cilindro di terreno che drena (pari a 1.05 volte l'interasse S dei dreni con disposizione a quinconce) e il diametro d_w del dreno.

Avendo considerato dreni prefabbricati di tipo lamellare il diametro d_w del dreno è pari a:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi}$$

con:

$a = 100 \text{ mm}$ - larghezza del filtro; $b = 3.5 \text{ mm}$ - spessore del filtro.

Nelle analisi dei cedimenti in presenza di dreni, sono stati assunti per le unità Ug1 e Ug2 valori dei coefficienti di consolidazione orizzontali, pari a 2 volte quelli verticali.

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle grandezze che regolano il processo di consolidazione in presenza del sistema di dreni verticali.

Tabella 20: Riepilogo delle grandezze che regolano il processo di consolidazione in presenza di dreni.

s (m)	de (m)	dw (m)	n (-)	F (-)	C _{h-Ug1} (m ² /s)	C _{h-Ug2} (m ² /s)	T _v (-)	U _v (-)	T _H (-)	U _H (-)	U _{med} (-)
1.5	1.575	0.066	23.9	2.43	4X10 ⁻⁷	1.6X10 ⁻⁶	0.0024	0.05	0.84	0.95	0.98

Nella valutazione dell'effetto dei dreni, ovvero nel dimensionamento degli interventi, non è stato tenuto conto dell'effetto combinato tra la consolidazione radiale (orizzontale) e quella verticale, che porterebbe di fatto a poter considerare, ad un certo istante di tempo, un grado medio di consolidazione complessivo U più alto di quello medio orizzontale.

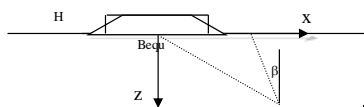
8.2.2 VI01–Rilevato di approccio alla spalla 2 del viadotto Cornia 1 (tratto da prg 1+965 a prg 2+085)

L'analisi dei cedimenti ed il dimensionamento dell'intervento con dreni e precarica è stato effettuato in corrispondenza della sezione di massima altezza, in corrispondenza della spalla 2 del viadotto (sez.132, alla progressiva 1+965).

Nella figura e nelle tabelle seguenti si riportano la stratigrafia ed i risultati del calcolo relativi al cedimento del rilevato di progetto, di altezza H = 6.2 m (in asse).

Tabella 21: VI01 – Rilevato di approccio alla Spalla 2 - modello geotecnico di calcolo.

VI01: Rilevato approccio Spalla 2	z [m da p.c.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Cc [-]	Cs [-]	OCR [-]	e ₀ [-]	E' [MPa]	Eu [MPa]	Cv [m ² /s]
Sez. 132	0 ÷ 6.5	Ug0	18.5	-	-	-	-	15	-	-
	6.5 ÷ 21.0	Ug1	17.0	0.42	0.13	1.0	1.2	-	5	2x10 ⁻⁷
	21.0 ÷ 31.5	Ug2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷
	> 31.5	Ug3	20	-	-	-	-	20	-	-



DATI RILEVATO

H(m)	6.00	Altezza rilevato
Binf(m)	44.00	Larghezza base
Bsup(m)	25.40	
Bequ(m)	34.70	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	108.00	
Z _w (m)	5.00	

Tabella 22: VI01 – Rilevato di appoggio alla Spalla 2 – cedimento elastico rilevato di progetto (in asse).

cedimento totale elastico di lungo termine: $W_{tot,ela}$ [cm] =	78.7
cedimento dell'unità Ug1: W_{Ug1} [cm] =	68.5
cedimento dell'unità Ug2: W_{Ug2} [cm] =	3.8
cedimento delle unità Ug0 e Ug3: W_{imm} [cm] =	6.3

Il cedimento totale elastico risulta $w_{tot,ela} = 78.7$ cm, dei quali soltanto circa 6.5 cm, relativi alle unità Ug0 e Ug3, possono essere considerati immediati; i restanti cedimenti relativi alle unità Ug1 e Ug2, $w_{cons} = w_{Ug1} + w_{Ug2} \cong 72.5$ cm, si sviluppano invece con tempi regolati dal processo di consolidazione, incompatibili con la funzionalità dell'opera. Nello specifico, per la sola unità Ug1, il tempo necessario affinché si raggiunga un grado di consolidazione $U_m = 95\%$, cui corrisponde un cedimento residuo di circa 4.5 cm, è pari a 490 mesi (circa 40 anni); l'esaurimento teorico dei cedimenti di consolidazione avverrebbe invece dopo un tempo $t_{100} \cong 230$ anni.

Con l'obiettivo di accelerare i tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti indotti, si prevede quindi di realizzare dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 20$ m (tale da interessare in pratica tutto lo spessore dell'unità Ug1), distribuiti a quinconce secondo una maglia 2.0 m x 2.0 m; l'intervento con dreni sarà associato ad una precarica da realizzare mediante la costruzione di un rilevato di sezione maggiorata, fino ad un'altezza massima totale $H_{max} = 8.0$ m.

In ragione delle scadenti caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, al fine di garantire la stabilità dell'opera, sarà necessario realizzare il rilevato in fasi successive mediante sovralti parziali di altezza $H_i = 2.0$ m; per ogni fase, si attenderà un tempo $t = 4.5$ mesi affinché si sviluppi almeno nell'unità Ug1 il 95% del cedimento indotto dalla fase in oggetto. Contestualmente, potranno essere assegnate all'unità Ug1 caratteristiche meccaniche via via migliori, in ragione dell'aumento della tensione verticale efficace σ'_v associato al carico trasferito al terreno: tale aspetto sarà meglio descritto nel paragrafo relativo alle verifiche di stabilità.

Di seguito sono quindi descritte le fasi realizzative previste per il rilevato in corrispondenza della sezione 132 di studio:

- Fase 1: preparazione del piano di posa (alla profondità prevista dallo spessore di scotico + bonifica) ed infissione dei dreni di lunghezza $L = 20$ m da p.c., disposti a quinconce con maglia $2\text{m} \times 2\text{m}$;
- Fase 2: a seguito della bonifica e della posa in opera della geogriglia di rinforzo ($R_T \geq 200$ kN/m) realizzazione del primo strato di rilevato maggiorato di altezza $H_1 = H_i = 2.0$ m;
- Fase 3: attesa del tempo t_1 necessario affinché si sviluppi almeno il 95% del processo di consolidazione indotto nei terreni dell'unità U_{g1} . Tale tempo è stimato pari a 4.5 mesi;
- Fase 4: ripetizione in sequenza delle fasi 2 e 3, per altre 3 volte, fino al raggiungimento dell'altezza totale $H_4 = 4 \times H_i = 8$ m;
- Fase 5: al raggiungimento del 95% del processo di consolidazione legato all'ultimo sovrizzo realizzato, ovvero dopo un tempo $t = 18$ mesi a partire dalla fase 3, verrà rimosso lo spessore di rilevato necessario a raggiungere la quota della fondazione del pacchetto stradale nella sezione di progetto; tale spessore costituisce la precarica effettiva applicata al terreno;
- Fase 5: completamento del rilevato di progetto.

Si precisa che i tempi di previsti per l'esaurimento dei processi di consolidazione, ovvero i tempi di durata delle diverse fasi, potranno subire modifiche in base ai risultati del monitoraggio.

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune delle fasi più significative del processo descritto.

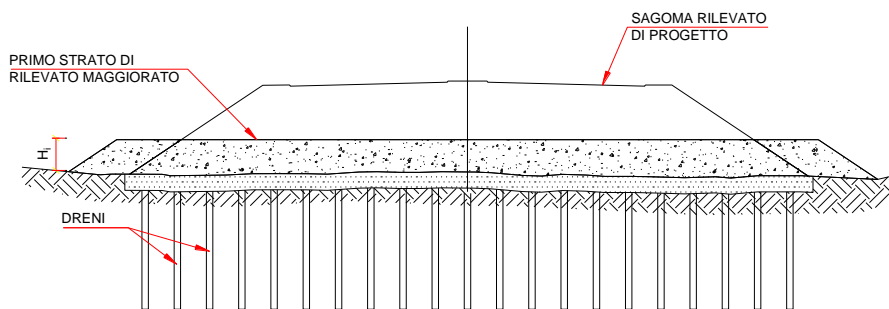


Figura 28: – FASE 2: Realizzazione del primo strato da 2 m (t=0 mesi).

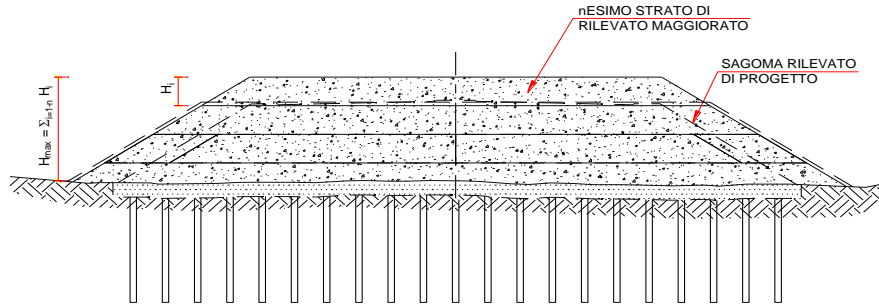


Figura 29 – FASE 4: Completamento rilevato di sezione maggiorata, di altezza $H = 8.0$ m ($t=13.5$ mesi).

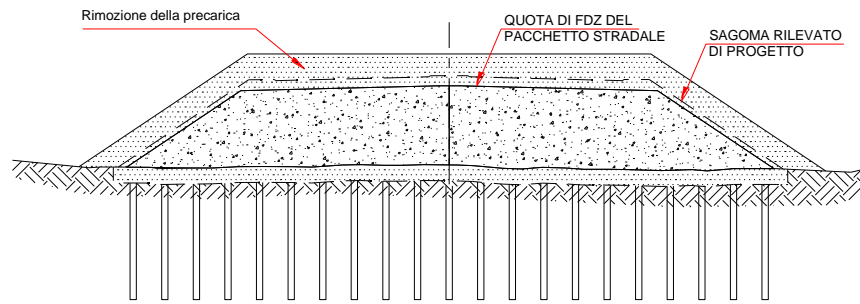
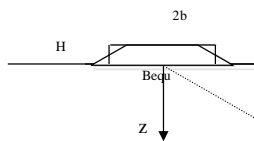


Figura 30- FASE 5: Rimozione della altezza di precarico ($t= 18$ mesi).

Il cedimento totale elastico del rilevato comprensivo della precarica, di altezza totale $H = 8.0$ m, ottenuto mediante 4 sovralti da $H_i = 2.0$ m ciascuno, risulta $w_{tot,ela} = 99.5$ cm (vedi figura e tabella seguenti). Per effetto del sistema di drenaggio, al tempo $t = 18$ mesi, si sarà sviluppato un cedimento totale $w_{95\%} = 91.7$ cm.



DATI RILEVATO

H(m)	8.00	Altezza rilevato
Binf(m)	49.40	Larghezza base
Bsup(m)	25.40	
Bequ(m)	37.40	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	144.00	
Z_w (m)	5.00	

Tabella 23: VI01 – Rilevato di appoggio alla Spalla 2 – cedimento elastico rilevato di con precarico (in asse).

cedimento totale elastico di lungo termine: $W_{tot,ela}$ [cm] =	99.5
cedimento dell'unità UG1: W_{UG1} [cm] =	85.1
cedimento dell'unità UG2: W_{UG2} [cm] =	5.0
cedimento delle unità UG0 e UG3: W_{imm} [cm] =	9.4

La quota del rilevato di sezione maggiorata, di fatto, risulterà pari a $(8.0 - 0.92) = 7.1$ cm, ovvero circa 0.9 m più alta rispetto alla quota di progetto. Tale spessore di terreno, da rimuovere per realizzare la sezione di progetto, costituisce di fatto una precarica di circa 15 kPa. Una volta rimossa la precarica, i cedimenti di consolidazione risulteranno esauriti.

Una stima dei cedimenti, δ_s , legata ai fenomeni di consolidazione secondaria di natura viscosa ("creep") è stata valutata secondo il seguente criterio:

$$\delta_s = c_\alpha H_0 \log (t/ t_{100})$$

dove

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria;

H_0 = altezza dello strato compressibile;

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

Per le argille compressibili dell'unità UG1, nelle quali è stata rinvenuta la presenza di sostanza organica, è stato assunto un coefficiente di consolidazione secondaria $c_\alpha = 0.02$.

Considerando quindi una vita utile dell'opera pari a 50 anni ed un tempo $t_{100} = 230$ anni, per uno spessore massimo dello strato compressibile $H_0 = 15$ m, si ottiene un valore del cedimento secondario $\delta_s = 4.0$ cm, inferiore quindi al valore massimo (5 cm) indicato dal Capitolato ANAS.

Nella tabella seguente è riportata una descrizione sintetica dell'intervento per tutto il tratto del rilevato di appoggio alla spalla 2 del viadotto VI01, in esame.

Tabella 24: VI01 – Rilevato di appoggio alla Spalla 2 – sintesi interventi previsti.

RILEVATO DI APPROCCIO ALLA SPALLA 2 DEL VIADOTTO CORNIA 1 - FASI DI LAVORO, ALTEZZA MASSIMA, ALTEZZA DI PRECARICA, TEMPI DI ATTESA							
Tratto		n	H_i (m)	$H_{max} = \sum_{i=1-n} H_i$ (m)	Tempo di attesa dopo la realizzazione dell'i-esimo strato (mesi)	Tempo di attesa totale (mesi)	$H_{precarica}$ (m)
da pk	a pk						
1+965	1+995	4	2	8	4.5	18	0.9
			2		4.5		
			2		4.5		
			2		4.5		
1+995	2+205	3	2	6	4.5	13.5	0.9
			2		4.5		
			2		4.5		
2+025	2+085	2	2	4	4.5	9	0.6
			2		4.5		

Nei grafici seguenti si riporta l'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione, w_{Ug1} , e del corrispondente grado di consolidazione, U_m , relativamente alla sola unità Ug1 (i cui cedimenti costituiscono la quasi totalità dei cedimenti attesi), con riferimento sia alla ipotetica realizzazione del rilevato di progetto in un'unica fase ed in assenza di dreni, sia alla soluzione di progetto che prevede la realizzazione di un rilevato di sezione maggiorata in più fasi (sovralzi successivi di 2 m) in presenza di dreni.

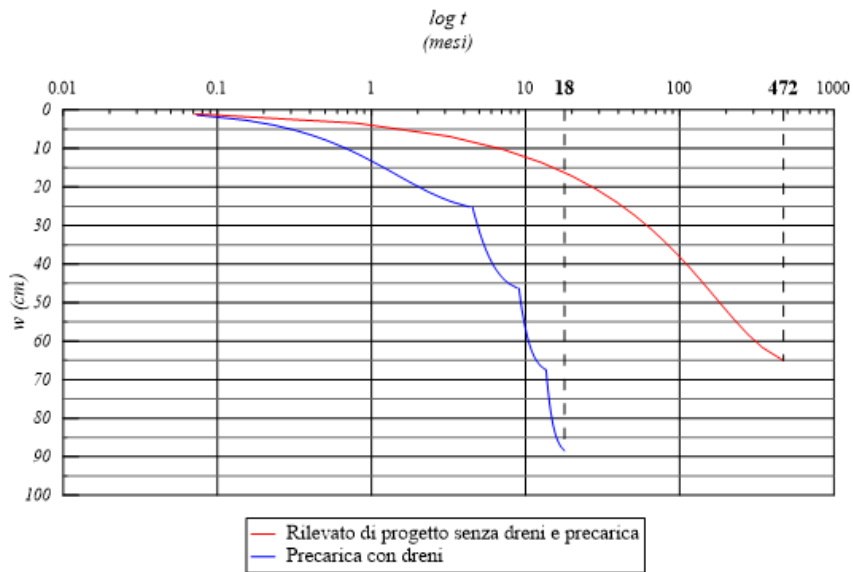


Figura 31 – Rilevato approccio alla SP2 del VI01: sviluppo temporale dei cedimenti di consolidazione nell'unità Ug1.

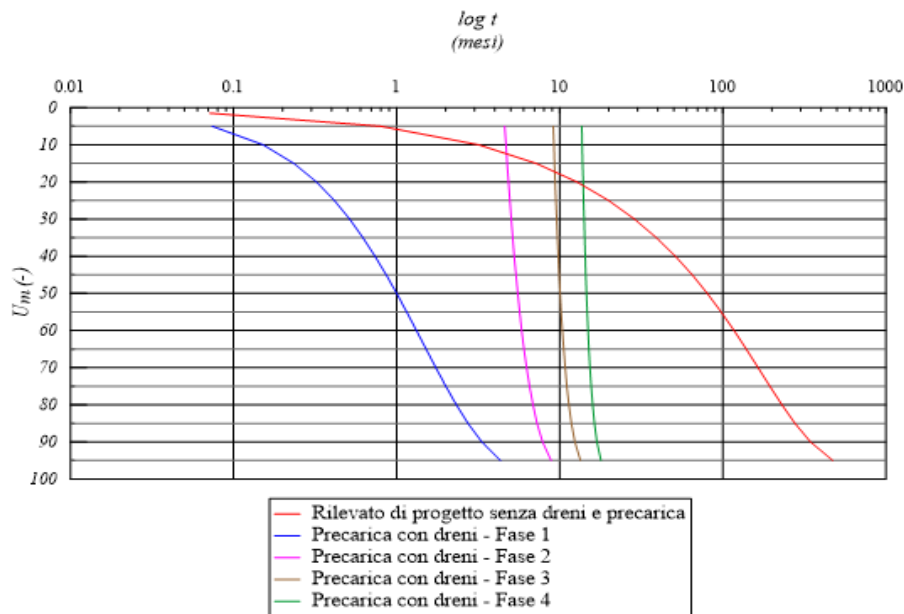


Figura 32 – Rilevato approccio alla SP2 del VI01: sviluppo temporale del grado di consolidazione, relativamente all'unità Ug1.

Si riportano inoltre l'andamento con la profondità dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati, con riferimento alla configurazione finale del rilevato di progetto di altezza $H_{ril\ prog} = 6.0$ m ed alla configurazione in cui il rilevato di precarica ha raggiunto l'altezza massima $H_{ril\ prec} = 8.0$ m. I cedimenti sono stati valutati nel terreno sotto al rilevato lungo 2 verticali, in asse al rilevato e ad una distanza dall'asse prossima al bordo del rilevato, e sono stati ottenuti integrando le deformazioni a partire dal piano campagna fino alla profondità alla quale l'incremento di tensione verticale efficace rispetto alla tensione litostatica iniziale risulta pari al 10%.

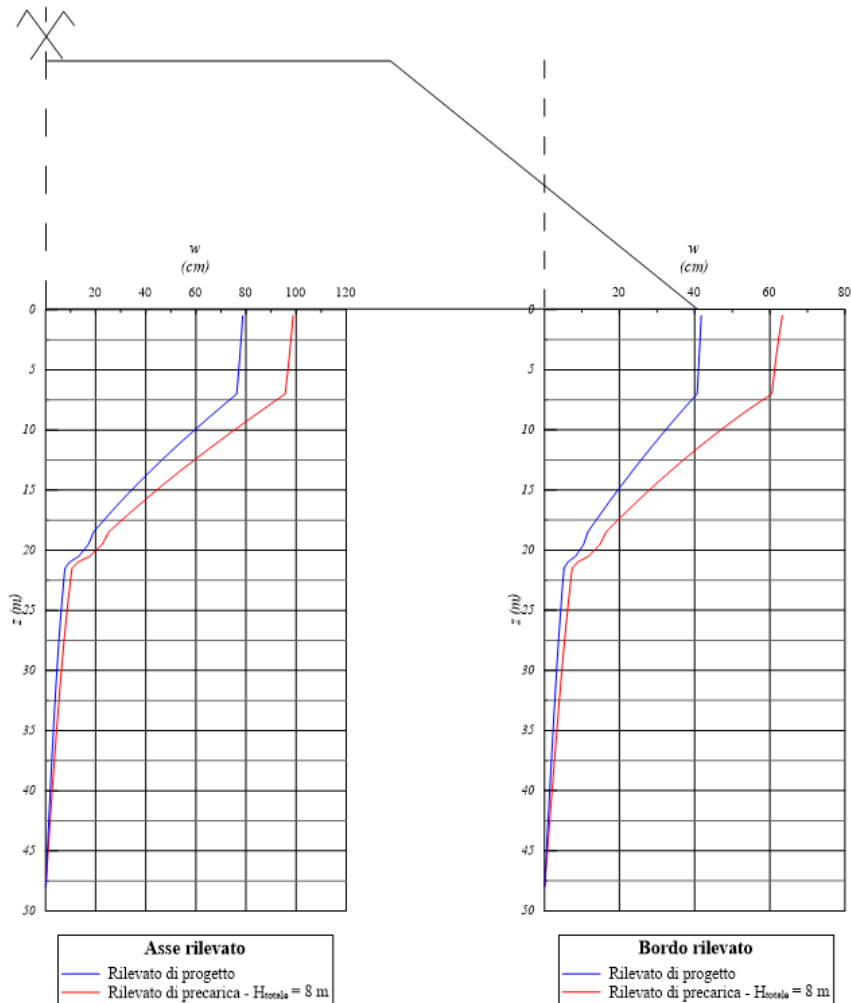


Figura 33 – Rilevato approccio alla SP2 del VI01: cedimenti edometrici con la profondità, indotti dalla realizzazione dei rilevati (rilevato di progetto e rilevato di precarica).

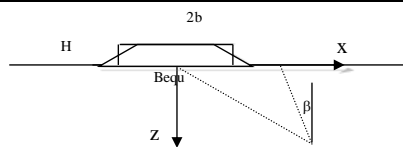
8.2.3 CV01 – Rilevati di approccio alle spalle del CAVALCAVIA CV01

L'analisi dei cedimenti ed il dimensionamento dell'intervento con dreni e precarica è stato effettuato in corrispondenza della sezione di massima altezza, in corrispondenza della spalla 2 (ovest) del cavalcavia (sez.29, alla progressiva 0+420), dove lo spessore della formazione alluvionale risulta maggiore (rispetto al rilevato in corrispondenza della spalla est).

Nella figura seguente e nelle tabelle seguenti si riportano la stratigrafia ed i risultati del calcolo relativi al cedimento del rilevato di progetto, di altezza $H = 7.1$ m (in asse).

Tabella 25: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla 2(ovest) - modello geotecnico di calcolo.

CV01: Rilevati approccio Spalle	z [m da p.c.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Cc [-]	Cs [-]	OCR [-]	e ₀ [-]	E' [MPa]	Eu [MPa]	Cv [m ² /s]
Sez. 29	0 ÷ 2.5	Ug0	18.5	-	-	-	-	15	-	-
	2.5 ÷ 21.0	Ug2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷
	21.0 ÷ 29.5	Ug3	20	-	-	-	-	20	-	-
	> 29.5	Ug4b	20	-	-	-	-	50	-	-



DATI RILEVATO

H(m)	7.10	Altezza rilevato
Binf(m)	33.70	Larghezza base
Bsup(m)	12.50	
Bequ(m)	23.10	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	127.80	
Z _w (m)	2.50	

Tabella 26: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla 2(ovest) – cedimento elastico rilevato di progetto (in asse).

cedimento totale elastico di lungo termine: W _{tot,ela} [cm] =	26.7
cedimento dell'unità Ug2: W _{Ug2} [cm] =	21.9
cedimento dell'unità Ug0-Ug3-Ug4b: W _{imm} [cm] =	4.8

Il cedimento totale elastico risulta $w_{tot,ela} = 26.7$ cm, dei quali circa 5.0 cm, relativi alle unità Ug0 e Ug3, possono essere considerati immediati; i restanti cedimenti relativi all' unità Ug2, $w_{cons} = w_{UG2} \cong 22$ cm, si sviluppano invece con tempi regolati dal processo di consolidazione, incompatibili con la funzionalità dell'opera. Nello specifico, per l'unità Ug2, il tempo necessario affinché si

raggiunga un grado di consolidazione $U_m = 85\%$, cui corrisponde un cedimento residuo di circa 3.6 cm, è pari a 124 mesi (circa 10 anni).

Con l'obiettivo di accelerare i tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti indotti, si prevede quindi di realizzare dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m (tale da interessare in pratica tutto lo spessore dell'unità Ug2), distribuiti a quinconce secondo una maglia 2.5 m x 2.5 m; l'intervento con dreni sarà associato ad una precarica da realizzare mediante la costruzione di un rilevato di sezione maggiorata, fino ad un'altezza massima totale $H_{max} = 8.0$ m.

In ragione delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, al fine di garantire la stabilità dell'opera, sarà necessario realizzare il rilevato in fasi successive mediante sovralti parziali di altezza $H_i = 4.0$ m; per ogni fase, si attenderà un tempo $t = 3$ mesi affinché si sviluppino almeno nell'unità Ug2 il 95% del cedimento indotto dalla fase in oggetto. Contestualmente, potranno essere assegnate all'unità Ug2 caratteristiche meccaniche via via migliori, in ragione dell'aumento della tensione verticale efficace σ'_v associato al carico trasferito al terreno: tale aspetto sarà meglio descritto nel paragrafo relativo alle verifiche di stabilità.

Di seguito sono quindi descritte le fasi realizzative previste per il rilevato in corrispondenza della sezione 29 di studio:

- Fase 1: preparazione del piano di posa (alla profondità prevista dallo spessore di scotico + bonifica) ed infissione dei dreni di lunghezza $L = 20$ m da p.c., disposti a quinconce con maglia 2.5m x 2.5m;
- Fase 2: a seguito della bonifica e della posa in opera della geogriglia di rinforzo ($R_T \geq 200$ kN/m) realizzazione del primo strato di rilevato maggiorato di altezza $H_1 = H_i = 4.0$ m;
- Fase 3: attesa del tempo t_1 necessario affinché si sviluppino almeno il 95% del processo di consolidazione indotto nei terreni dell'unità Ug2. Tale tempo è stimato pari a 3 mesi;
- Fase 4: realizzazione del secondo strato di rilevato maggiorato di $H_i = 4.0$ m;
- Fase 5: Al raggiungimento del 95% del processo di consolidazione legato all'ultimo sovralto realizzato, ovvero dopo un tempo $t = 6$ mesi a partire dalla fase 3, verrà rimosso lo spessore di rilevato necessario a raggiungere la quota della fondazione del pacchetto stradale nella sezione di progetto; tale spessore costituisce la precarica effettiva applicata al terreno;
- Fase 5: completamento del rilevato di progetto.

Si precisa che i tempi di previsti per l'esaurimento dei processi di consolidazione, ovvero i tempi di durata delle diverse fasi, potranno subire modifiche in base ai risultati del monitoraggio.

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune delle fasi più significative del processo descritto.

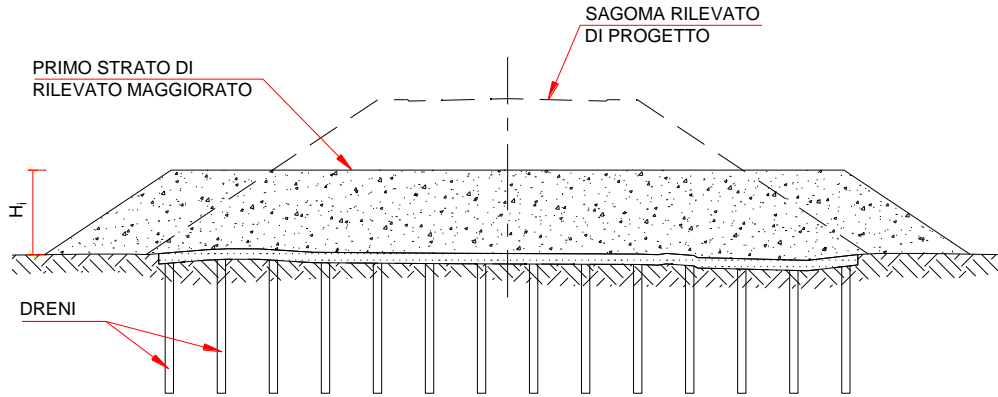


Figura 34- FASE 2: Realizzazione del primo strato da 4 m (t = 0 mesi).

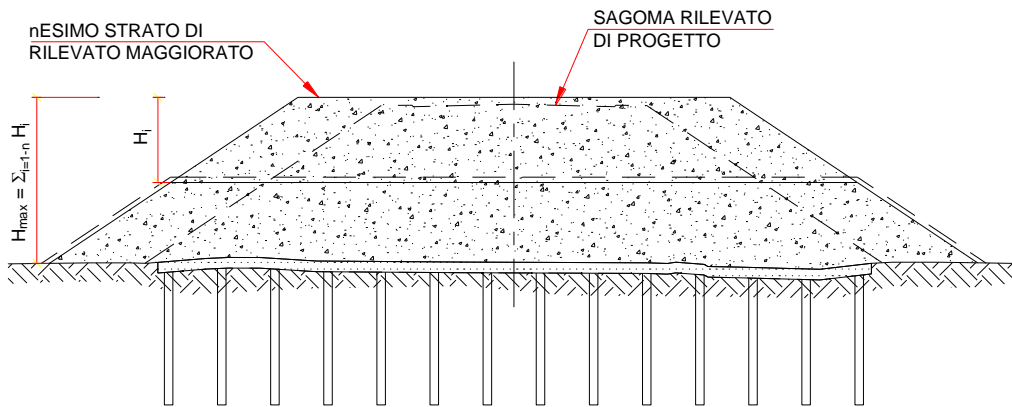


Figura 35- FASE 4: Completamento rilevato di sezione maggiorata, di altezza H = 8.0 m (t = 3 mesi).

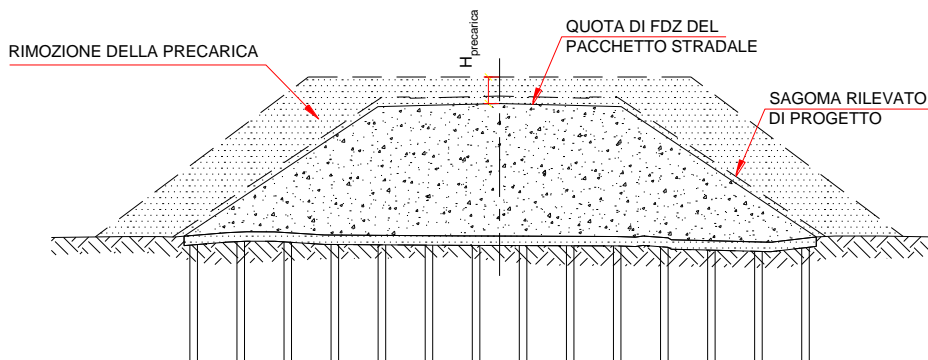
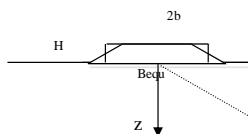


Figura 36- FASE5: Rimozione della altezza di precarico (t = 6 mesi).

Il cedimento totale elastico totale del rilevato comprensivo della precarico, di altezza totale $H = 8.0$ m, ottenuto mediante 2 sovralti da $H_i = 4.0$ m ciascuno, risulta $w_{tot,ela} = 30.5$ cm (vedi figura e tabella seguenti). Per effetto del sistema di drenaggio, al tempo $t = 6$ mesi, si sarà sviluppato un cedimento totale $w_{95\%} = 28.5$ cm.



DATI RILEVATO

H(m)	8.00	Altezza rilevato
Binf(m)	49.40	Larghezza base
Bsup(m)	25.40	
Bequ(m)	37.40	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	144.00	
Z_w (m)	5.00	

Tabella 27: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla 2 (ovest) – cedimento elastico rilevato di con precarico (in asse).

cedimento totale elastico di lungo termine: $W_{tot,ela}$ [cm] =	30.5
cedimento dell'unità UG2: W_{UG2} [cm] =	24.7
cedimento dell'unità UG0-UG3-UG4b: W_{imm} [cm] =	5.8

La quota del rilevato di sezione maggiorata, di fatto, risulterà pari a $(8.0 - 0.25) = 7.75$ cm, ovvero circa 65 cm più alta rispetto alla quota di progetto. Tale spessore di terreno, da rimuovere per realizzare la sezione di progetto, costituisce di fatto una precarica di circa 12 kPa. Una volta rimossa la precarica, i cedimenti di consolidazione potranno essere considerati esauriti.

Nelle tabelle seguenti è riportata una descrizione sintetica dell'intervento per tutto il tratto del rilevato di approccio alle spalle 1 (est) e 2 (ovest) del CV01, in esame.

Tabella 28: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla ovest – sintesi interventi previsti.

RILEVATI DI APPROCCIO ALLE SPALLE OVEST DEL CAVALCAVIA CV01 SP40 - FASI DI LAVORO, ALTEZZA MASSIMA, ALTEZZA DI PRECARICA, TEMPI DI ATTESA							
Tratto		n	H_i (m)	$H_{max} = \sum_{i=1-n} H_i$ (m)	Tempo di attesa dopo la realizzazione dell'i-esimo strato (mesi)	Tempo di attesa totale (mesi)	$H_{precarica}$ (m)
da pk	a pk						
195	150	2	4	8	3	6	0.5
			4		3		
150	135	2	2.5	5	3	6	0.8
			2.0		3		
135	120	1	3	3	3	0.9	

Tabella 29: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla est – sintesi interventi previsti.

RILEVATO DI APPROCCIO ALLA SPALLA EST DEL CAVALCAVIA CV01 SP40 - FASI DI LAVORO, ALTEZZA MASSIMA, ALTEZZA DI PRECARICA, TEMPI DI ATTESA							
Tratto		n	H _i (m)	H _{max} = $\sum_{i=1-n} H_i$ (m)	Tempo di attesa dopo la realizzazione dell'i-esimo strato (mesi)	Tempo di attesa totale (mesi)	H _{precarica} (m)
da pk	a pk						
420	435	2	4	8	3	6	0.5
			4		3		
435	450	2	2.5	5	3	6	0.8
			2.5		3		
450	465	1	4	4	3	3	0.9

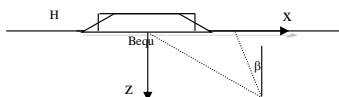
8.2.4 VI02 – Rilevati di approccio alle spalle del Viadotto VI02

L'analisi dei cedimenti è stata effettuata considerando la sezione di altezza $H = 7.0$ m (in asse stradale), in corrispondenza della spalla 2 del viadotto VI02 (sez.201, alla progressiva 3+005).

Nella figura seguente e nelle tabelle seguenti si riportano la stratigrafia ed i risultati del calcolo relativi al cedimento del rilevato di progetto.

Tabella 30: CV01 – Rilevato di approccio alla Spalla 2 (ovest) - modello geotecnico di calcolo.

VI02: Rilevati approccio Spalle	z [m da p.c.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Cc [-]	Cs [-]	OCR [-]	e ₀ [-]	E' [MPa]	Eu [MPa]	Cv [m ² /s]
Sez. 198	0 ÷ 6.0	Ug0	18.5	-	-	-	-	15	-	-
	6.0 ÷ 8.0	Ug2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷
	8.0 ÷ 18.0	Ug3	20	-	-	-	-	20	-	-
	1.8 ÷ 23.0	Ug2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷
	23 ÷ 30	Ug3	20	-	-	-	-	20	-	-



DATI RILEVATO

H(m)	7.00	Altezza rilevato
Binf(m)	34.00	Larghezza base
Bsup(m)	24.00	
Bequ(m)	29.00	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	126.00	
Z _w (m)	2.50	

Tabella 31: VI02 – Rilevato di approccio alla Spalla 1 – cedimento elastico rilevato di progetto (sez.201, valutato in asse).

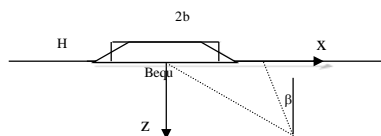
cedimento totale elastico di lungo termine: $W_{tot,ela}$ [cm] =	15.3
cedimento dell'unità UG2: W_{UG2} [cm] =	6.1
cedimento dell'unità UG0-UG3-UG4b: W_{imm} [cm] =	9.2

Il cedimento totale elastico risulta $w_{tot,ela} \cong 15.5$ cm, dei quali circa 9.2 cm, relativi alle unità Ug0 e Ug3, possono essere considerati immediati mentre i restanti cedimenti relativi all'unità Ug2, $w_{cons} = w_{UG2} = 6.0$ cm, si sviluppano invece con tempi regolati dal processo di consolidazione. Tali tempi sono relativamente rapidi, in ragione degli spessori contenuti e delle caratteristiche fisiche

del l'unità Ug1: nello specifico, per l'unità Ug2, il tempo necessario affinché si raggiunga un grado di consolidazione $U_m = 80\%$, cui corrisponde un cedimento residuo di circa 1.2 cm, è pari a circa 3.5 mesi.

Tuttavia, tenuto conto delle incertezze legate all'assetto stratigrafico e della necessità, comunque, di limitare i cedimenti dei terreni in corrispondenza delle spalle fondate su pali, è previsto che il rilevato venga realizzato con materiale "tradizionale" fino ad un'altezza $H_1 = 2.0$, dopodiché venga completato con materiali alleggeriti. La riduzione di carico legata a tale configurazione abbatta significativamente i cedimenti azzerando in pratica i cedimenti residui.

Il cedimento totale elastico del rilevato comprensivo della precarica, di altezza totale $H = 7.0$ m, dei quali i primi 2 m costituiti da materiale "classico" ed i restanti 5 m realizzati in materiale alleggerito, risulta $w_{tot,ela} = 9.1$ cm (vedi figura e tabella seguenti). Nella stima del peso della porzione di rilevato costituito da materiale alleggerito è stato considerato un peso dell'unità di volume $\gamma = 9$ kN/m³, pari a circa il doppio del peso in mucchio prescritto dal progetto per tale materiale (pari a 4.5 kN/m³). Anche in tale ipotesi cautelativa, il cedimento di consolidazione relativo all'unità Ug2 risulta inferiore a 4.0 cm.



DATI RILEVATO

H(m)	2.00	Altezza rilevato
Binf(m)	34.00	Larghezza base
Bsup(m)	32.00	
Bequ(m)	33.00	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	34.00	Sovraccarico
p (kPa)	36.00	
Z _w (m)	2.50	

Tabella 32: VI02 – Rilevato di appoggio alla Spalla 1 – cedimento elastico rilevato alleggerito (sez.201, valutato in asse).

cedimento totale elastico di lungo termine: $W_{tot,ela}$ [cm] =	9.1
cedimento dell'unità UG2: W_{UG2} [cm] =	3.9
cedimento dell'unità UG0-UG3-UG4b: W_{imm} [cm] =	5.2

8.3 VERIFICHE DI STABILITA'

In aderenza alle prescrizioni della normativa vigente ("Norme Tecniche delle costruzioni" del 17/01/2018 [NTC2018]), le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o gli effetti delle azioni, E_d sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.I delle NTC20018).

Tabella 33: Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni (NTC2018).

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Le resistenze di progetto R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

Tabella 34: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

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

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

Le verifiche di sicurezza dei rilevati fanno riferimento, come prescritto dalla normativa, alle opere di materiali sciolti (rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate); in particolare, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici secondo l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto di quanto riportato nella seguente tabella (Tabella 6.8.I delle NTC2018).

Tabella 35: Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale per opere di materiali sciolti (NTC2018).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Si osserva che, in condizioni statiche, i coefficienti parziali di sicurezza del gruppo M2 sono stati cautelativamente applicati anche per le caratteristiche geotecniche del rilevato, eseguendo di fatto le analisi con un valore di progetto dell'angolo di attrito ($\varphi_d' = 29.3^\circ$) inferiore al valore caratteristico ($\varphi_k' = 35^\circ$) pur risultando quest'ultimo una prescrizione di progetto e non una stima ragionata e cautelativa del parametro.

Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}, \quad k_v = \pm 0.5 k_h.$$

con

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento;
- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_S = coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è assunto pari a:

$\beta = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Nella tabella seguente si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica, definite per il sito di riferimento e per la specifica tipologia di opera:

Tabella 36: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Stato limite	Vita Nominale V_N	Classe d'uso	CU	ag/g	Cat. terreno	S_T	F_0	S_S	a_{max}/g	β	k_h	k_v
	[anni]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SLV	50	IV	2	0.055	D	1.0	2.843	1.8	0.099	0.38	0.038	± 0.019
SLV	50	IV	2	0.055	E	1.0	2.843	1.6	0.088	0.38	0.033	± 0.017

In condizioni sismiche, le verifiche SLU vengono effettuate assumendo valori unitari per i coefficienti parziali da applicare alle azioni (A_i) ed ai parametri geotecnici (M_i). Per le verifiche di stabilità, inoltre, è definito un coefficiente parziale da applicare alle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (cfr. par. 7.11.4 delle NTC2018).

Le analisi di stabilità in presenza di sisma sono state condotte solo con riferimento alla configurazione geometrica finale del rilevato, nelle condizioni di lungo termine (condizioni drenate).

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido-plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie S e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di *Bishop* (1955). Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo numerico RocScience Slide.

Per i litotipi a grana fine sono state prese in considerazione condizioni non drenate nelle fasi intermedie di realizzazione dell'opera e condizioni drenate a fine costruzione, tenendo conto dei processi di consolidazione previsti. Le analisi in presenza di sisma sono state effettuate ipotizzando condizioni non drenate.

Per le condizioni di esercizio, in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q_k = 20$ kPa uniformemente ripartito sulla sede stradale; in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione $\psi=0.2$, il valore caratteristico del sovraccarico stradale risulta $q'_k = 4$ kPa.

Nei paragrafi seguenti sono descritte le analisi eseguite per le sezioni più significative, in corrispondenza dei rilevati di altezza massima S_i descrivono, inoltre, le verifiche di stabilità relative agli scavi provvisionali necessari alla posa in opera dei plinti di fondazione delle pile e delle spalle dei viadotti VI01 E VI02 e del cavalcavia CV01.

8.3.1 VI01 – Rilevato di approccio alla spalla 2 del VIADOTTO VI01

Le analisi di stabilità sono state effettuate in corrispondenza della sezione 132, alla progressiva 1+965, dove per il rilevato di progetto l'altezza massima in asse stradale è $H = 6.2$ m; da tale sezione e fino alla progressiva 1+995, il rilevato provvisorio di sezione maggiorata presenta un'altezza totale $H_{max} = 8$ m. Nei tratti successivi, il rilevato maggiorato presenta un'altezza totale $H_{max} = 6$ m (prg 1+995 ÷ 2+205) e $H_{max} = 4$ m (2+205 ÷ 2+085). I rilevati verranno realizzati in ogni caso mediante sovralti successivi di altezza pari a 2.0 m, come descritto nel par. 8.2.

Per quanto riguarda la stratigrafia di calcolo, lo strato corrispondente all'unità Ug1 è stato suddiviso, in direzione verticale in sottostrati, per ognuno dei quali il valore della coesione non drenata c_u è stato assunto costante e pari al valore medio di tale grandezza tra le quote di tetto e base del singolo strato.

Per ogni fase considerata (corrispondente alla realizzazione del rilevato di precarica ed al completamento del rilevato di progetto) per l'unità Ug1 si è tenuto conto del progressivo miglioramento delle caratteristiche meccaniche dovuto al processo di consolidazione, implementato come un incremento costante di c_u , proporzionale al carico applicato al terreno di fondazione (peso del rilevato realizzato alla fase precedente) moltiplicato per il corrispondente grado medio di consolidazione raggiunto (U): $\Delta c_u = (0.24 \Delta \sigma'_v) \times U$.

Nello specifico, per ogni fase j le verifiche di stabilità relative alla corrispondenza configurazione sono state effettuate considerando per l'unità Ug1 l'incremento di resistenza in termini di coesione non drenata determinato alla fine del processo di consolidazione attivato dalla precedente fase j-1 ($\Delta c_{u,j}$). Nella configurazione di esercizio, le verifiche, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, sono state eseguite considerando l'incremento di resistenza ottenuto all'esaurimento del processo di consolidazione indotto dall'ultimo sovralto del rilevato "provvisorio" e prima della rimozione della precarica.

Per tenere conto del minore incremento di tensione efficace ai lati del rilevato di sezione trapezia, nella fascia di terreno sottesa all'impronta dei lati sono stati assunti incrementi di c_u pari alla metà di quelli assunti per la fascia di terreno sottesa all'impronta del corpo centrale.

Nelle verifiche è stata inoltre considerata la presenza di una geogriglia di rinforzo alla base, caratterizzata da un valore minimo della resistenza a trazione a breve termine $R_{T,BT} = 550$ kN/m; considerando un fattore globale riduttivo della resistenza $F_{TOT} = 1.8$ (valore di riferimento per geogriglie in polietilene) che tenga conto dell'effetto di tutti i fenomeni che nel tempo tendono a ridurre la resistenza a trazione (danneggiamenti in fase di installazione, "creep", fenomeni ambientali), nel lungo termine ovvero in esercizio può essere considerata una resistenza a trazione $R_T = 300$ kN/m.

Sez.132 _ Analisi 1 – Realizzazione istantanea del rilevato di altezza H = 8.0 m – condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nell'ipotesi di realizzare in un'unica fase il rilevato di sezione maggiorata (H_{max} = 8.0 m) restituisce un valore del rapporto R_d / F_d < 1.0.

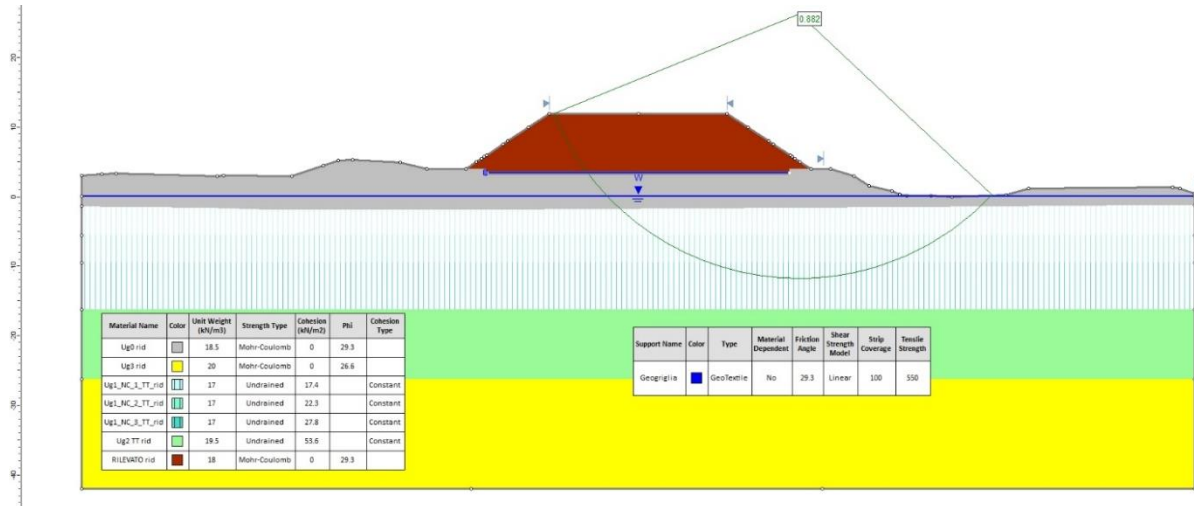


Figura 37– Sez. 132_Stabilità globale: analisi nell'ipotesi di realizzare il rilevato di sezione maggiorata in un'unica fase [FS < 1.0].

Sez.132_Analisi 2 – Prima fase provvisoria: realizzazione del primo sovralzco del rilevato di sezione maggiorata, di altezza H1 = 2.0 m – condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione del primo sovralzco della sezione maggiorata, di altezza H1 = 2.0 m, restituisce un valore del rapporto R_d / F_d = 1.69 > 1.1.

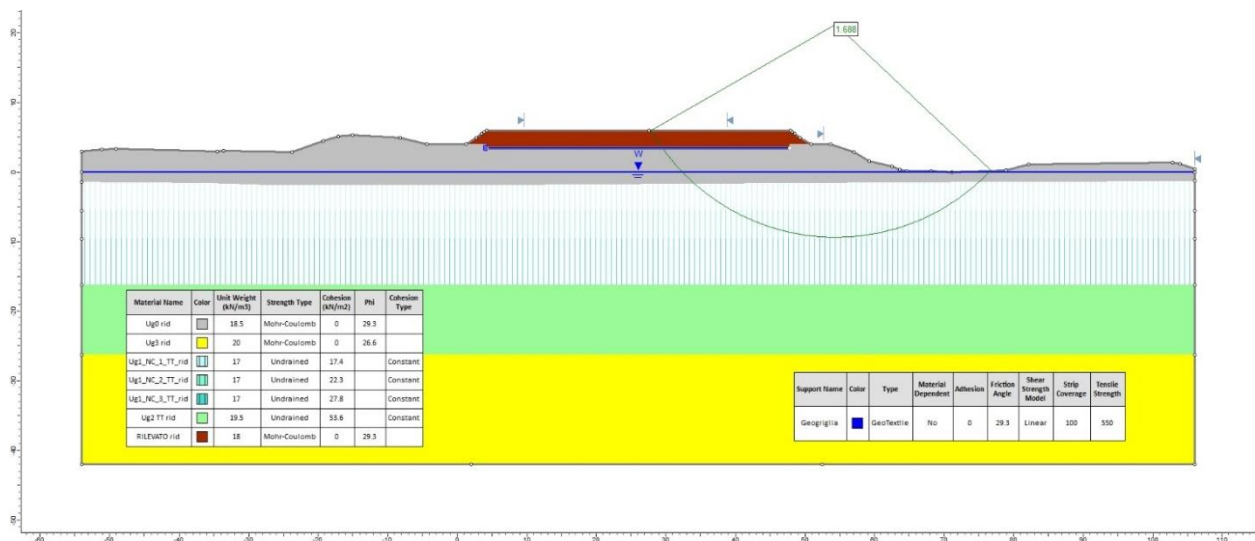


Figura 38– Sez. 132_Stabilità globale: prima fase di realizzazione del rilevato di sezione maggiorata, di altezza H1 = 2.0 m [FS > 1.1].

Sez.132_Analisi 3 – Ultima fase provvisoria: realizzazione del rilevato di sezione maggiorata, di altezza Htot = 8.0 m – condizioni statiche, di breve termine (analisi in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione dell'ultima fase di sovrizzo del rilevato di sezione maggiorata ($H_{max} = 8\text{ m}$), avendo tenuto conto dell'aumento della c_u legato allo sviluppo dei processi di consolidazione, restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.12 > 1.1$.

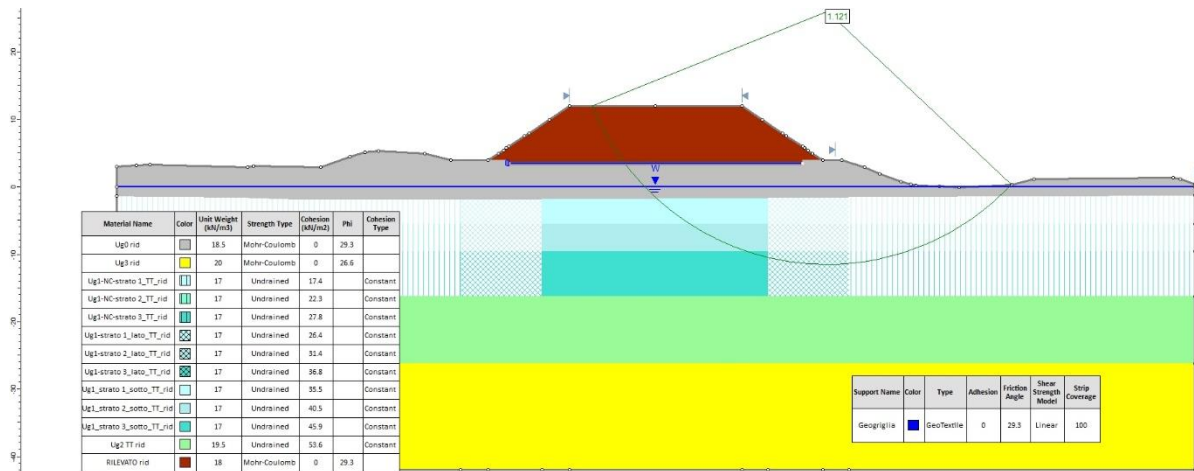


Figura 39– Sez. 132_Stabilità globale: completamento del rilevato di sezione maggiorata (Hmax = 8.0 m) realizzato per fasi [FS > 1.1].

Sez.132_Analisi 4 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 6.2 m) _ condizioni statiche, di breve termine (verifica in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.17 > 1.1$.

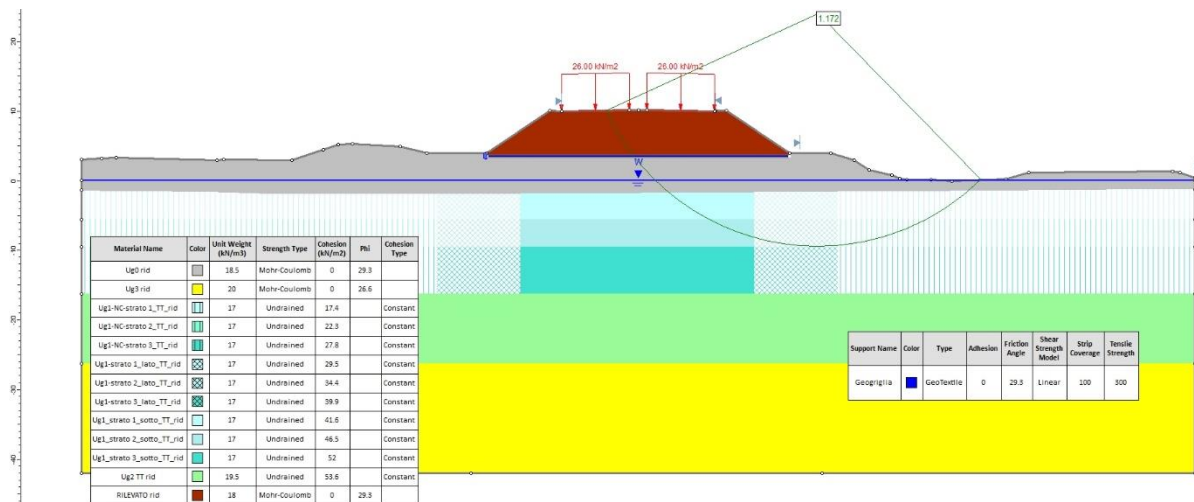


Figura 40– Sez. 132_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali) [FS > 1.1].

Sez.132_Analisi 5 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 6.2 m) condizioni statiche, di lungo termine (verifica in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.32 > 1.1$.

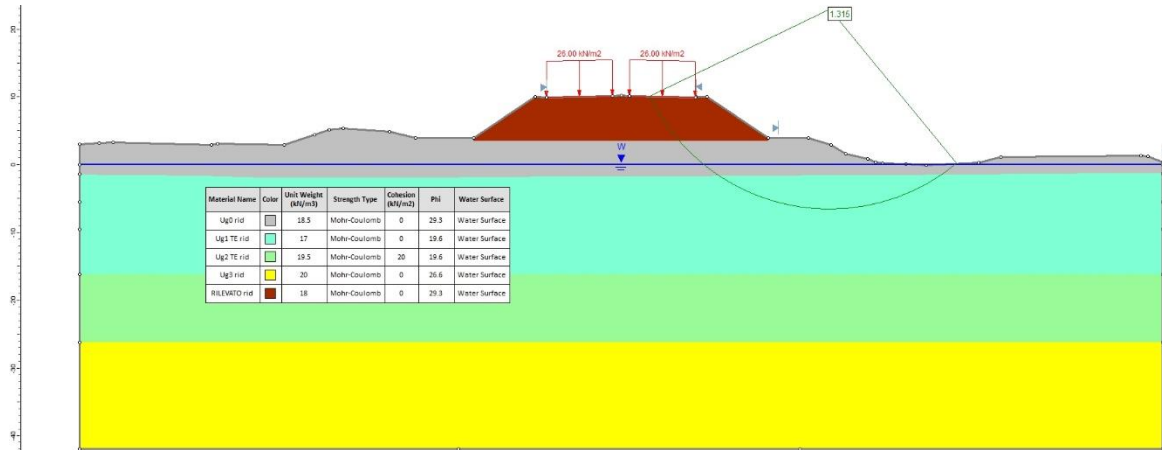


Figura 41– Sez. 132_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci) [FS > 1.1].

Sez.132_Analisi 6 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 6.2 m)_condizioni sismiche (verifica in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.38 > 1.2$.

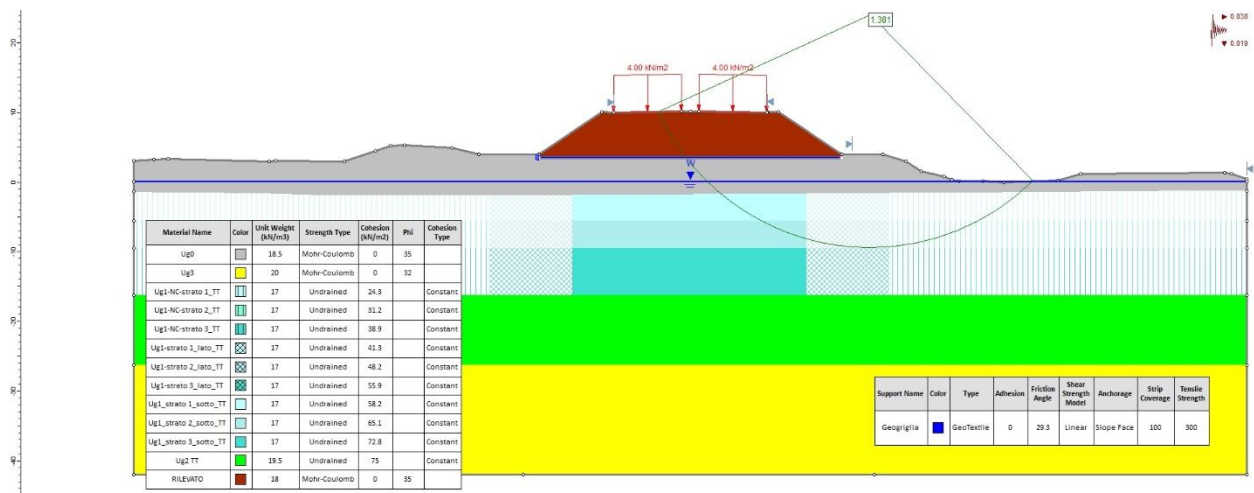


Figura 42 – Sez. 132_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali) [FS > 1.2].

8.3.2 CV01 – Rilevati di appoggio alle spalle del CAVALCAVIA CV01

Le analisi di stabilità sono state effettuate in corrispondenza della sezione 14 alla progressiva 195 (della SP40), dove il rilevato di progetto presenta un'altezza in asse stradale $H = 7.0$ m, ed il rilevato di sezione maggiorata un'altezza $H_{max} = 8$ m, realizzato mediante 2 sovralzati parziali di altezza $H_i = 4.0$ m.

Per le condizioni di esercizio, in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q_k = 20$ kPa; in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione $\psi=0.2$, il valore caratteristico del sovraccarico stradale risulta $q'_k = 4$ kPa.

Sez.14bis_Analisi 1 – Realizzazione del rilevato di sezione maggiorata, di altezza $H = 8.0$ m – condizioni statiche, di breve termine

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di rilevato di sezione maggiorata completo comprensivo della precarica ($H_{max} = 8.0$ m) restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.11 > 1.1$.

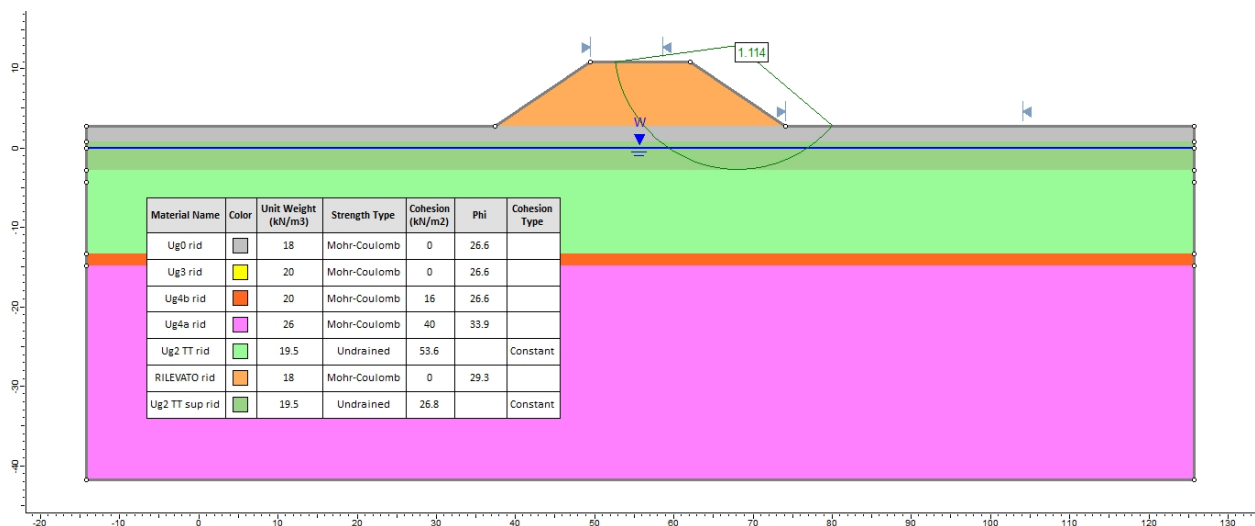


Figura 43 – Sez. 14bis_Stabilità globale: configurazione di rilevato di sezione maggiorata completo ($H_{max} = 8.0$ m) [$FS > 1.1$].

Sez.14bis_Analisi 2 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 7.0 m)_condizioni statiche di breve termine (verifica in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.12 > 1.1$.

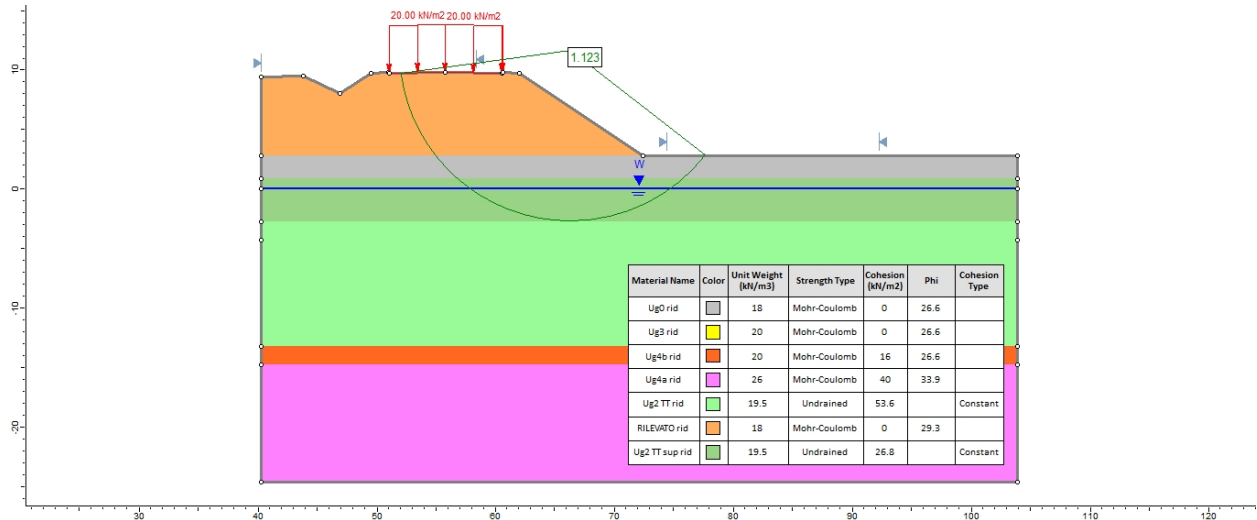


Figura 44 – Sez. 14bis_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali) [$F_S > 1.1$].

Sez.14bis_Analisi 5 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 7.0 m)_condizioni statiche, di lungo termine (verifica in tensioni efficaci)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.12 > 1.1$.

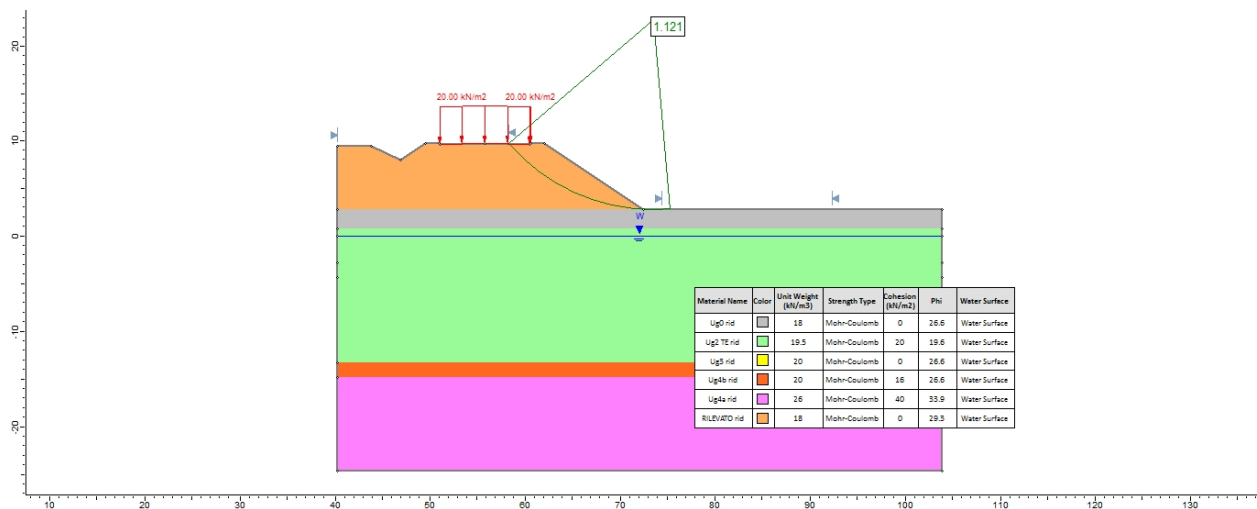


Figura 45 – Sez. 14bis_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci) [FS > 1.1].

Sez.14bis_Analisi 4 – Configurazione definitiva - Sezione di progetto (H = 7.0 m)_condizioni sismiche, di lungo termine (verifica in tensioni totali)

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.34 > 1.2$.

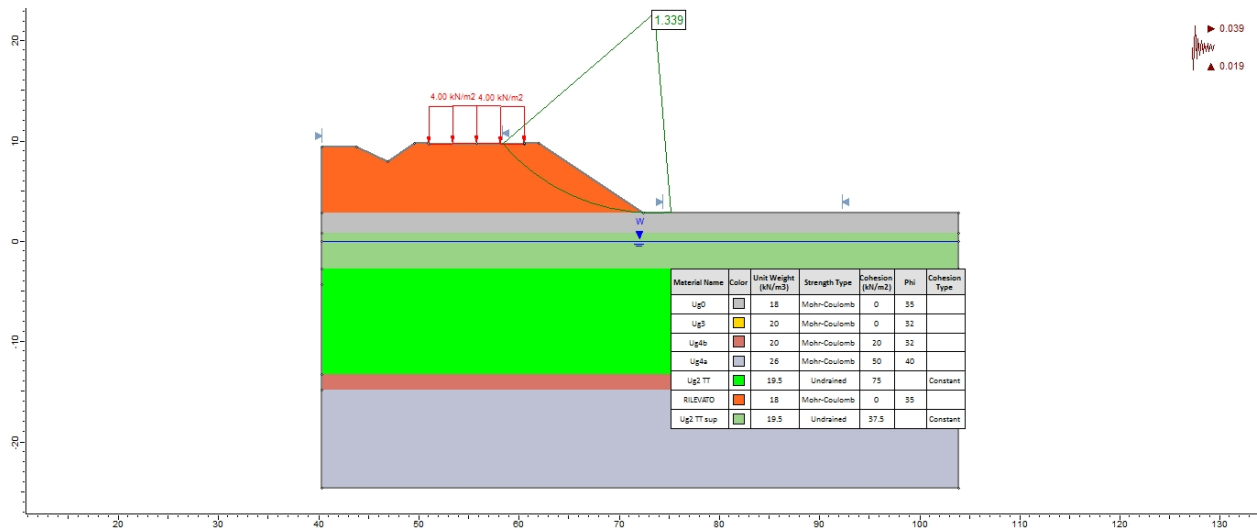


Figura 46 – Sez. 14bis_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, dopo aver rimosso la precarica, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali) [FS > 1.2].

8.3.3 VI02 – Rilevati di approccio alla spalla 2 del viadotto VI02

Le analisi di stabilità sono state effettuate in corrispondenza della sezione 201, alla progressiva 3+000, dove il rilevato di progetto presenta un'altezza in asse stradale $H = 7.0$ m.

Per le condizioni di esercizio, in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q_k = 20$ kPa; in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione $\psi = 0.2$, il valore caratteristico del sovraccarico stradale risulta $q'_k = 4$ kPa.

Sez.201 _Analisi 1 – Configurazione definitiva – Sez. di progetto (H = 7.0 m) _ condizioni statiche, di breve termine

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.36 > 1.1$.

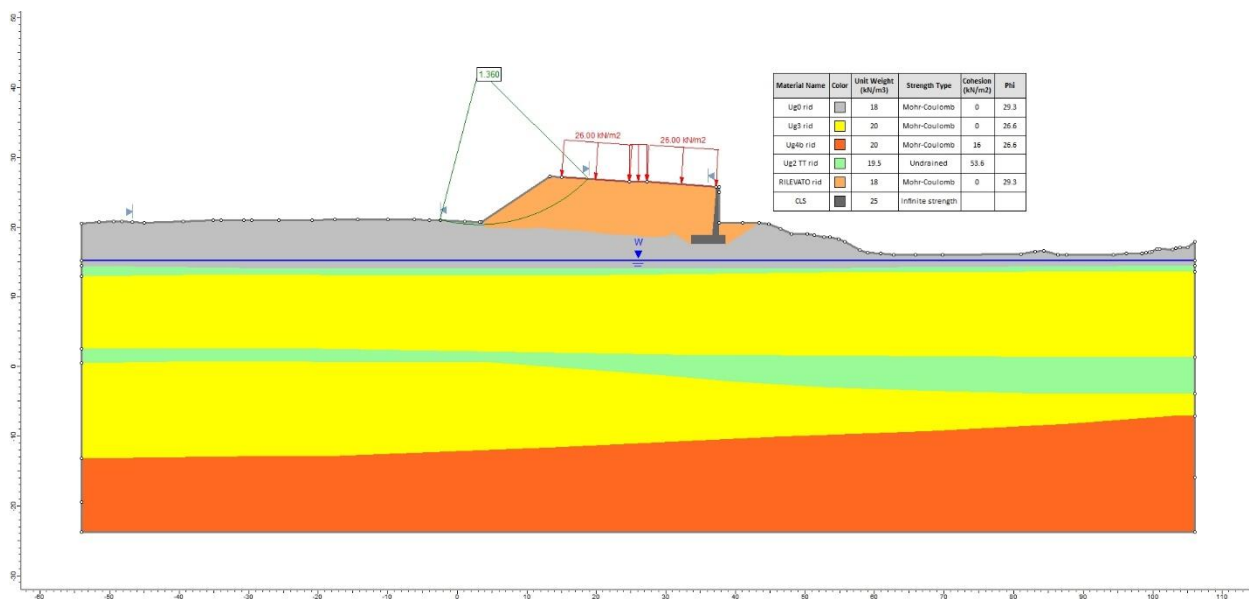


Figura 47 – Sez. 201_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, in condizioni statiche di breve termine (parametri definiti in tensioni totali) [FS > 1.1].

**Sez.201 _Analisi 2 – Configurazione definitiva – Sez. di progetto (H = 7.0 m) _
 condizioni statiche, di lungo termine**

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.36 > 1.1$.

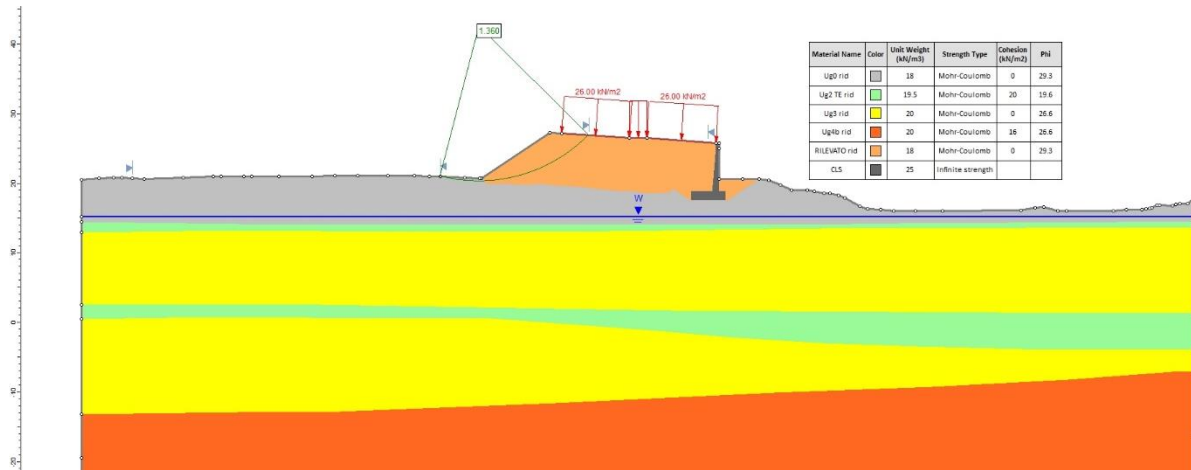


Figura 48 – Sez. 201_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, in condizioni statiche di lungo termine (parametri definiti in tensioni efficaci) [FS > 1.1].

**Sez.201 _Analisi 3 – Configurazione definitiva – Sez. di progetto (H = 7.0 m) _
 condizioni sismiche**

L'analisi di stabilità eseguita nella configurazione di progetto, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali), restituisce un valore del rapporto $R_d / F_d = 1.7 > 1.1$.

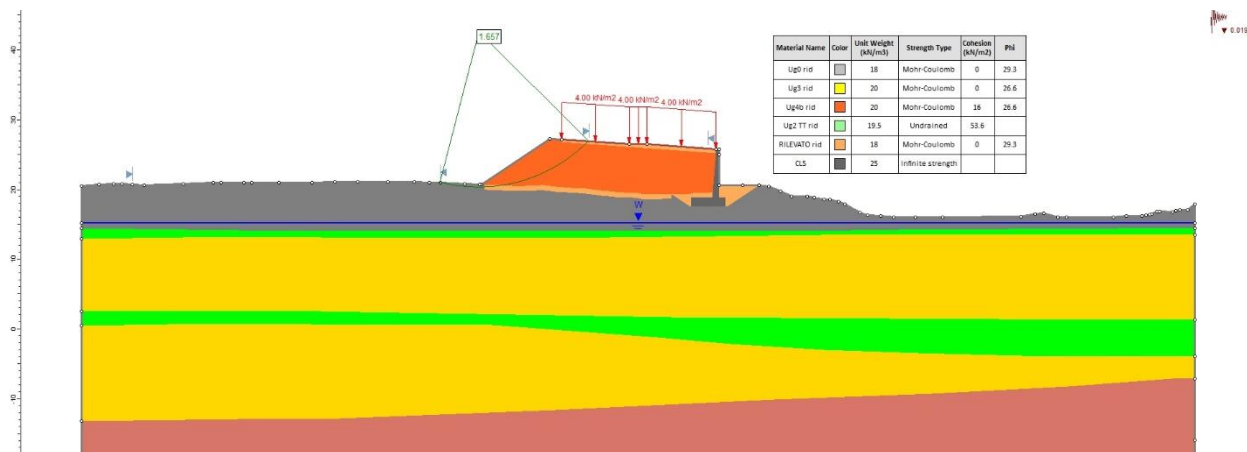


Figura 49 – Sez. 201_Stabilità globale: analisi nella configurazione di progetto, in condizioni sismiche (parametri definiti in tensioni totali) [FS > 1.2].

8.3.4 VI02 – Rilevati di approccio alla spalla 2 del viadotto VI02

Le verifiche di stabilità sono state effettuate in corrispondenza dello scavo caratterizzato dall'altezza maggiore, che risulta essere quello in corrispondenza della pila P9 del viadotto VI01, dove viene raggiunta una profondità di circa 3.8 m dal piano campagna.

Come illustrato nel seguito, gli scavi caratterizzati da un'altezza inferiore a 3 m possono essere realizzati con pendenza pari a 45°; le altezze di scavo che superano i 3 m, invece, saranno eseguite prevedendo un prescavo preliminare con pendenza di 45°.



Per quanto riguarda la stratigrafia di calcolo, gli scavi ricadono all'interno dell'unità superficiale Ug0, posto al di sopra dell'unità Ug1; i parametri di resistenza con cui si è condotta l'analisi sono quelli di progetto, parzializzati come previsto dalle NTC2018. Trattandosi di opere provvisionali, non sono state condotte le verifiche in presenza di sisma.

Si riportano, nel seguito, le seguenti analisi:

- Analisi 1, con altezza di scavo pari a 3.0 m, rappresentativa di tutti gli scavi caratterizzati da altezza fino a 3.0 m.
- Analisi 2, con altezza di scavo pari a 3.8 m, che è valida per tutti gli scavi caratterizzati da un'altezza superiore a 3.0 m.

Analisi 1 – Altezza di scavo H=3.0 m

L'analisi di stabilità eseguita sulla sezione che raggiunge un'altezza pari a 3.0 m, scavando con pendenza di 45°, restituisce un valore del coefficiente di sicurezza pari a 1.21. Essendo tale valore maggiore di 1.1, la verifica risulta soddisfatta.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Ug0		18.5	Mohr-Coulomb	0	29.3
Ug1		17	Undrained	17.9	

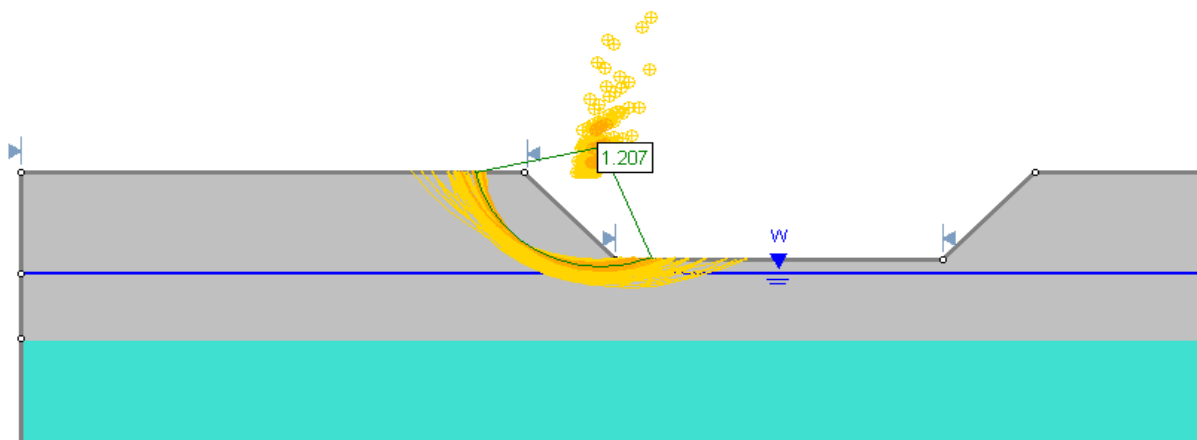


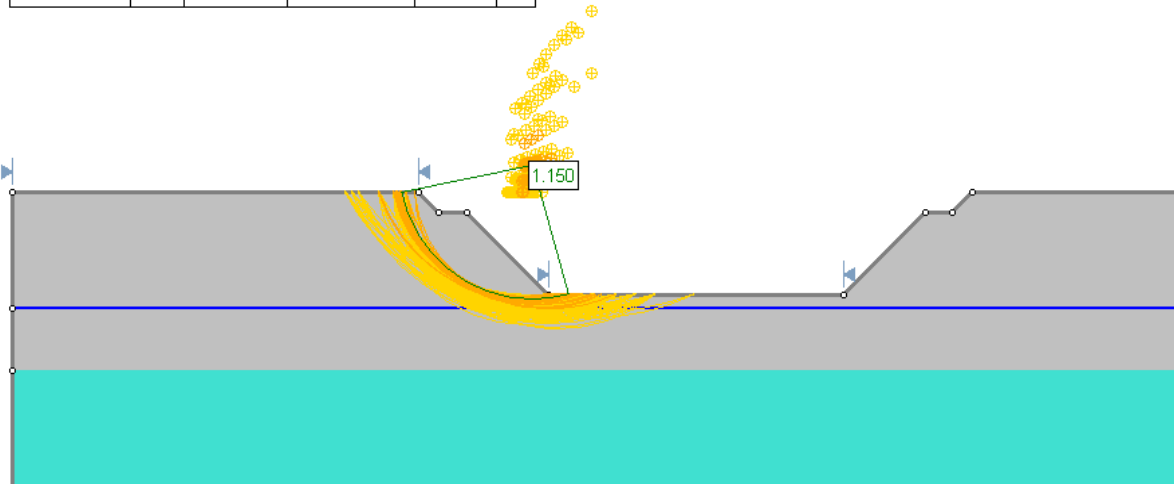


Figura 50 – Scavo provvisorio H = 3 m - Analisi di stabilità.

Analisi 2 – Altezza di scavo H= 3.8 m

L'analisi di stabilità eseguita su una sezione che raggiunge la profondità di 3.8 m dal piano campagna, scavando con pendenza 45°, restituisce un valore del coefficiente di sicurezza inferiore al limite previsto da normativa pari a 1.1. Per tale ragione si ritiene opportuno realizzare un prescavo preliminare (di altezza variabile tra 0.40 e 0.70 m circa in funzione dell'altezza di scavo relativa a ciascun plinto), con pendenza 45°, prima di proseguire, sempre con pendenza di 45°, fino alla quota di fondo scavo.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Ug0		18.5	Mohr-Coulomb	0	29.3
Ug1		17	Undrained	17.9	



8.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (cfr. NTC2018, par. 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa se risulta $a_{max} < 0.1 g$, essendo a_{max} il valore dell'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero);

per il sito in esame tale condizione è soddisfatta anche per i tratti nei quali il sottosuolo è stato caratterizzato come di categoria D, essendo $a_{max} = 0.099 g < 0.1 g$ (cfr. cap. 8.3 della presente relazione e cap. 3.7 della Relazione Sismica).