



Anas S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e coordinamento di
Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A. e concessionaria ai sensi del D.L.
138/2002 (convertito con L. 178/2002)

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 - 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 - F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI: FRANCHETTI S.P.A. Direttore Tecnico: Ing. Paolo Franchetti		GRUPPO DI PROGETTAZIONE FRANCHETTI BRIDGE DIAGNOSTICS AND PREDICTIVE MAINTENANCE Ing. Michele Frizzarin Ing. Francesco Zaccaro Ing. Matteo Nicolodi Ing. Antonio Sbordoni			
IL GEOLOGO Geol. Matteo Scalzotto					
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Paolo Franchetti					
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO Ing. Francesco Pisani					
PROTOCOLLO	DATA				

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA																								
PROGETTO DEL	N. PROG.	171-18_P_2_AM_RE_05.1_Relazione geologica e geotecnica																											
<table border="1"><tr><td>2</td><td>4</td><td>0</td><td>1</td><td>1</td><td>7</td></tr></table>	2	4	0	1	1	7	<table border="1"><tr><td>8</td><td>8</td><td>1</td><td>3</td></tr></table>	8	8	1	3	<table border="1"><tr><td>T</td><td>0</td><td>0</td><td>G</td><td>E</td><td>0</td><td>0</td><td>G</td><td>E</td><td>O</td><td>R</td><td>E</td><td>0</td><td>1</td></tr></table>	T	0	0	G	E	0	0	G	E	O	R	E	0	1	<table border="1"><tr><td>B</td></tr></table>	B	-
2	4	0	1	1	7																								
8	8	1	3																										
T	0	0	G	E	0	0	G	E	O	R	E	0	1																
B																													
B	NUOVA REVISIONE	Ottobre 2020	Geol. Scalzotto	Ing. Zaccaro	Ing. Franchetti																								
A	EMISSIONE	Maggio 2020	Geol. Scalzotto	Ing. Zaccaro	Ing. Franchetti																								
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO																								



Comune di RAVENNA (RA)

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16
"Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea".

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

INDICE

PARTE 1	5
PREMESSA	5
PARTE 2	7
INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
1 GEOLOGIA	7
1.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE	8
1.2 SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)	9
1.3 SUBSINTEMA DI RAVENNA (AES8)	9
2 GEOMORFOLOGIA	13
3 IDROLOGIA	14
4 IDROGEOLOGIA	15
PARTE 3	18
ESITI INDAGINI SPERIMENTALI	18
1 INDAGINI CPTU	18
2 SONDAGGI CORTI A CAROTAGGIO CONTINUO	18
3 SONDAGGI LUNGI A CAROTAGGIO CONTINUO (S1, S2)	19
4 INDAGINI PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH)	23
5 PROSPEZIONI SISMICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA (HVSR)	23
PARTE 4	24
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	24
PARTE 5	25
CALCOLO PORTANZA PALI	25
1 CENNI TEORICI	27
1.1 CARICO LIMITE VERTICALE	27
1.2 RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA	27
1.2.1 Formula di Terzaghi	27
1.2.2 Metodo di Berezantzev	28
1.2.3 Metodo di Vesic	28
1.2.4 Metodo di Janbu	29
1.2.5 Formula di Hansen	29
1.2.6 Resistenza del fusto	30
1.2.7 Pali trivellati	31

1.2.8Pali infissi	32
1.2.9Attrito negativo	32
1.2.10Fattore di correzione in condizioni sismiche	32
1.2.11Cedimenti metodo di Davis-Poulos	33
1.2.12Cedimenti metodo iperbolico	33
1.3 CARICO LIMITE ORIZZONTALE	37
1.3.1Palo in condizioni d'esercizio	37
1.3.2Momenti cinematici	39
2 CALCOLO PORTANZA PALO	39
PARTE 6	43
REALIZZAZIONE NUOVA RAMPA	43
1 ANALISI DELLA STABILITA' DELLO STATO DI PROGETTO	44
1.1 INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITA'	44
1.2 METODO EQUILIBRIO LIMITE LEM	44
1.3 METODO DEI CONCI	45
2.1.1Metodo di Morgenstern e Price (1965)	46
2 ANALISI DELLA STABILITA'	47
3 COMMENTO DEI RISULTATI	53
PARTE 6	54
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	54

PARTE 1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16 "Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea", i quali hanno lo scopo di migliorare il livello di servizio dell'infrastruttura esistente, le condizioni di sicurezza e il comfort degli utenti.

Nello specifico il report riepiloga sommariamente gli esiti delle indagini sperimentali eseguite e riassunte nel documento "Relazione delle indagini" a cura della ditta Pangea S.r.l. ed intende fornire inoltre alcuni approfondimenti di carattere geotecnico in merito ai seguenti interventi:

- Realizzazione di pali al km progressivo 153+200;
- Modifica dello svincolo al km progressivo 154+500 (realizzazione di una nuova rampa all'intersezione tra la S.S. 16 e la S.S. 3bis).

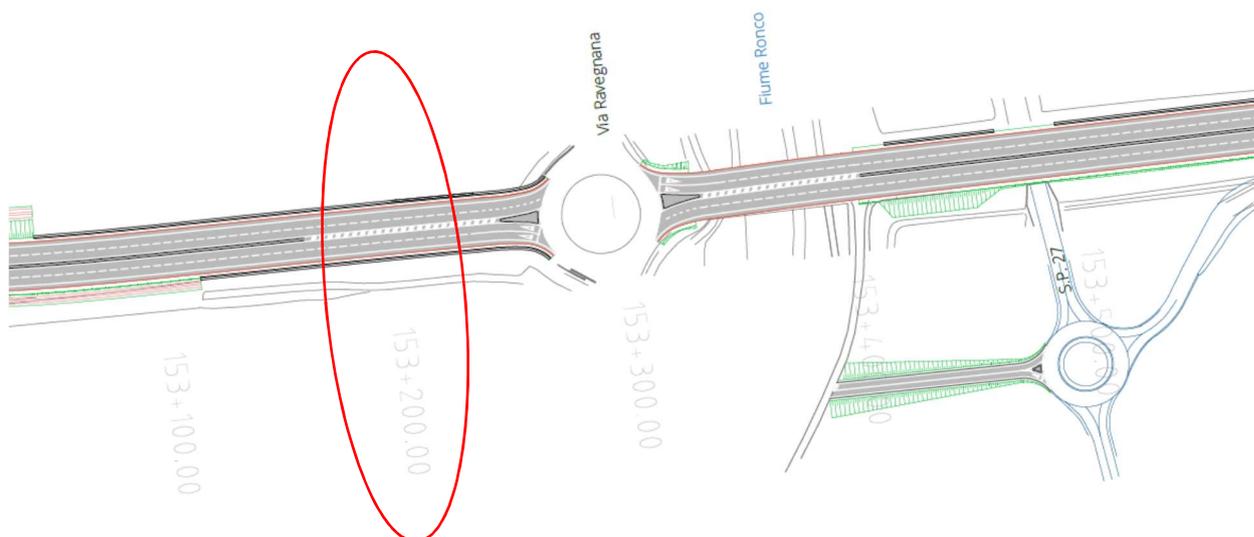


Figura 1 - Estratto progettuale al km progressivo 153+200

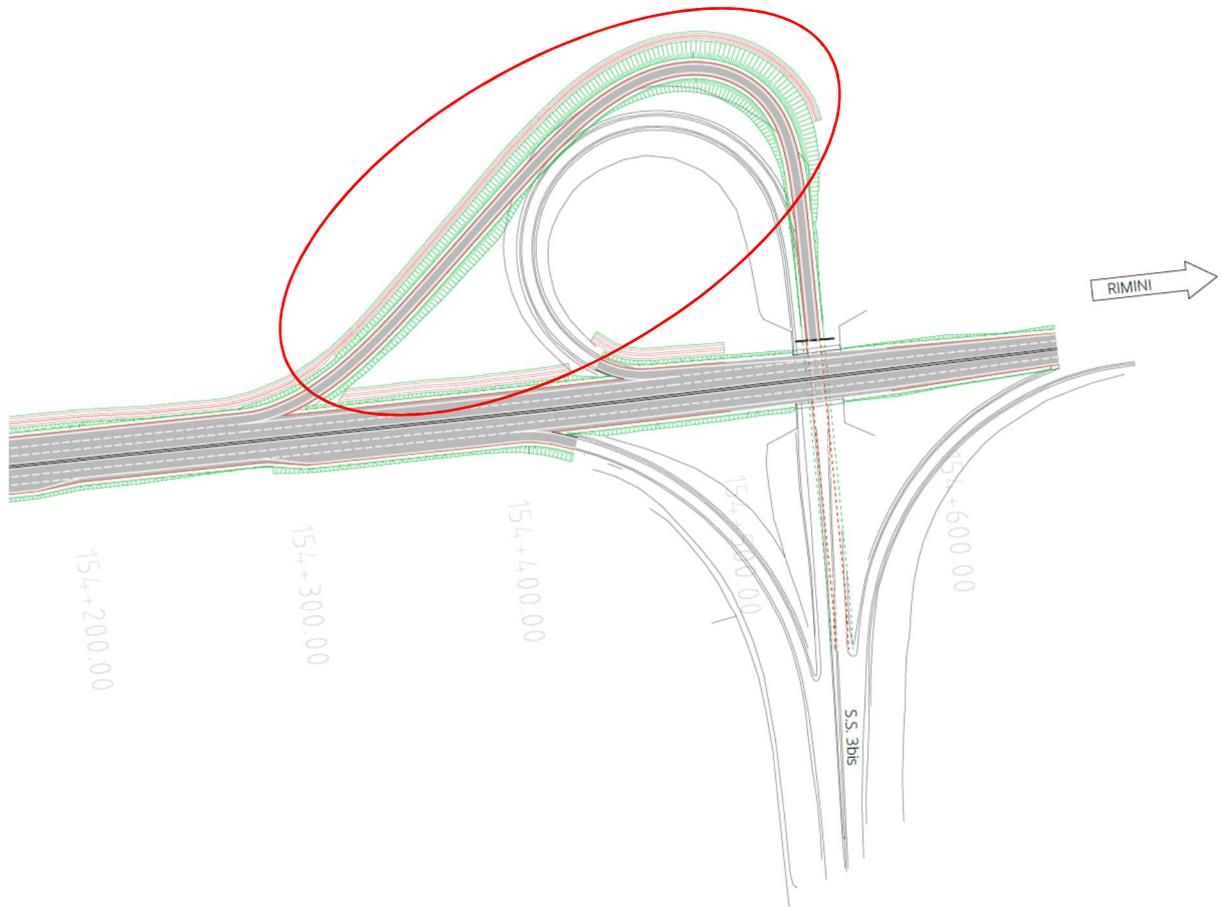


Figura 2 - Estratto progettuale al km progressivo 154+400 e 154+500 (Svincolo S.S. 16 e S.S. 3bis)

PARTE 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

1 GEOLOGIA

In termini di geologia strutturale il territorio del Comune di Ravenna (Fogli 223 "Ravenna" e 240 "Forlì") appartiene al settore romagnolo dell'ampio "bacino sedimentario padano"; nel sottosuolo è presente una successione di depositi marini, deltizi, lagunari, palustri ed alluvionali di età pliocenico-quadernaria, che poggia su un substrato caratterizzato da una complessa configurazione a pieghe e pieghe-faglie, con gli assi tettonici paralleli ai principali allineamenti strutturali appenninici (NW-SE).

Gli elementi tettonici profondi, rilevati attraverso le prospezioni geofisiche dell'AGIP effettuate per la ricerca di idrocarburi, procedendo da nord verso sud, sono:

- serie di pieghe del settore di Dosso degli Angeli;
- anticlinale di Porto Corsini;
- sinclinale di S. Romualdo-Piombone;
- anticlinale di Ravenna e Alfonsine;
- sinclinale romagnola;
- sinclinale di Cotignola;
- sinclinale di Forlì.

Questa geometria a pieghe condiziona la successiva sedimentazione quadernaria di copertura, caratterizzata da spessori variabili con massimi in corrispondenza delle depressioni (sino a 3000 m) e minimi sulle strutture positive (circa 1500 m), con un assetto strutturale che ricalca tendenzialmente l'andamento del substrato. La potenza dei sedimenti plio-quadernari raggiunge i valori più elevati, nell'ambito del bacino padano, proprio in corrispondenza del comprensorio di Ravenna, a dimostrazione che quest'area è soggetta a fenomeni naturali di subsidenza, in gran parte tettonica, fin da tempi geologici remoti. Tale successione è il risultato di alterne vicende legate soprattutto ad avanzamenti ed arretramenti della linea di riva, determinati da diversi fattori: la subsidenza e l'innalzamento tettonici, l'eustatismo, la mutevolezza dell'andamento del corso dei fiumi e la variabilità del loro carico sedimentario, deposto in fasi climatiche diverse, glaciali ed interglaciali. A causa della pluralità degli ambienti deposizionali, sia in senso spaziale che temporale, il complesso sedimentario è caratterizzato da un'elevata variabilità litologica degli strati, costituiti da sabbie, limi e argille e da miscele di tali litotipi. La frequenza delle variazioni litologiche si è accentuata nella parte finale del Quadernario, caratterizzata dai movimenti eustatici del livello marino, in particolare durante l'ultima glaciazione, denominata Wurm, quando il livello del mare si è abbassato di un centinaio di metri rispetto a quello attuale (regressione Wurmiana, 60000-70000 anni fa). Nell'Adriatico la linea di costa si era di conseguenza spostata fino a Sud di Ancona, lasciando emersa la parte settentrionale della piattaforma continentale adriatica, con la formazione di un'ampia pianura, drenata dal prolungamento dei fiumi che attualmente sfociano sulla costa adriatica.

Circa 17000 anni fa, con l'innalzamento della temperatura media di alcuni gradi centigradi, ebbe inizio una trasgressione eustatica su scala mondiale, denominata trasgressione Flandriana. Essa portò la linea di

costa ad ovest dell'abitato ravennate con andamento all'incirca parallelo alla Statale Adriatica.

Infine, nella costa occidentale dell'alto Adriatico, tra i 6000 ed i 7000 anni fa, è iniziata una nuova regressione, non più indotta da variazioni eustatiche come quella precedente, ma di tipo deposizionale. Essa ha riportato la linea di costa verso Est, fino alla posizione attuale, dando luogo alla formazione dei depositi olocenici recenti.

1.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Esaminando la successione pleistocenico-quadernaria tipica del territorio costiero ravennate si evidenzia, durante la fase regressiva Wurmiana (60000-70000 anni fa) la deposizione di sedimenti continentali (40-50 m di potenza) costituiti da argille alluvionali, all'interno delle quali sono presenti corpi sabbiosi irregolari costituenti depositi fluviali di alveo o di esondazione. Al di sopra di questi depositi è presente localmente un livello di argilla molle di tipo palustre o lagunare testimoniante il riavvicinamento della linea costiera causato dalla trasgressione Flandriana (iniziata 17000 anni fa); detta trasgressione, dovuta all'innalzamento della temperatura su scala planetaria, ha provocato l'arretramento della linea di costa dalla posizione di massima regressione Wurmiana (ad Est di Ancona) a quella di 16÷18 chilometri ad Ovest della costa attuale, alla latitudine di Ravenna (Carta Geologica d'Italia, foglio allegato al n° 223 Ravenna: "Tetto delle sabbie litorali del "Subsistema di Ravenna"; ente realizzatore: Regione Emilia-Romagna - Ufficio Geologico. La trasgressione della linea di costa attraverso il territorio ravennate ha determinato la deposizione di sabbie fini di ambiente litorale, con frequenti intercalazioni limoso-argillose, di spessore relativamente modesto e sedimenti fini di bassa consistenza con lenti di sabbia fine tipici di un ambiente marino poco profondo in cui sfociavano i fiumi Lamone, Montone, Ronco, e Savio. Terminata la trasgressione Flandriana la linea di costa è rimasta per alcune migliaia di anni, pur con piccole oscillazioni, nella stessa posizione e cioè alcuni km ad Ovest di Ravenna, secondo una linea che corre, dal comune di Cervia verso Nord, parallela alla SS adriatica ed immediatamente a ponente di questa sino a Ravenna per poi deviare più ad Ovest secondo la direzione Piangipane -Santerno - Alfonsine. Durante la fase regressiva Olocenica si è depositato un corpo sabbioso complesso formato dall'accostamento di cordoni litorali sabbiosi, via via successivi fino a quello attuale affiorante; al suo interno sono localmente inserite intercalazioni ghiaiose, con direzione all'incirca NO-SE (parallele all'antica linea di costa) deposte in seguito a particolari condizioni di trasporto delle correnti di riva. L'elevato spessore, talora fino ad oltre i 15 m, della bancata formata dalla progradazione di sedimenti sabbiosi, testimonia la lenta evoluzione della fase regressiva che ha provocato la migrazione verso Est della linea di spiaggia. Nelle aree ad Est del limite raggiunto dalla trasgressione Flandriana, tra quelle più depresse, al di sopra dei depositi granulari regressivi si rinvencono terreni argillosi ricchi in sostanza organica (argille torbose), talora intercalati a veri e propri strati di torba, di ambiente lagunare-palustre, sovrastati da argille e limi inorganici; la formazione di un ambiente prima lagunare poi alluvionale è stata favorita anche dalla subsidenza naturale, che ha determinato un lento ma incessante abbassamento del suolo. La successione sedimentaria dell'area ravennate fa parte della successione post-evaporitica del margine padano adriatico ed è quindi costituita, in affioramento, unicamente dai depositi olocenici appartenenti al Supersistema Emiliano Romagnolo. Tale unità stratigrafica

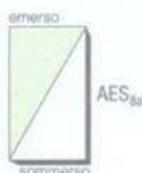
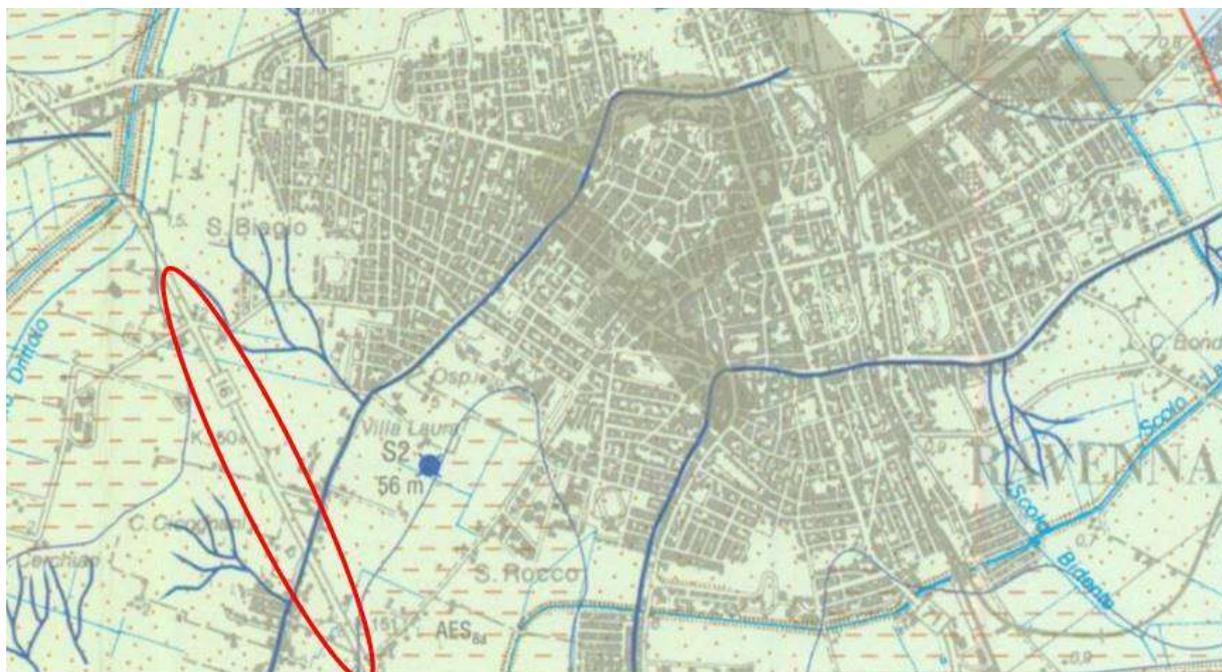
che comprende l'insieme dei depositi quaternari di origine continentale affioranti in corrispondenza del margine appenninico padano (ciclo Qc di RICCI LUCCHI et alii, 1982) ed i sedimenti continentali e marini ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Questi ultimi, nell'area in esame, includono depositi alluvionali, di spessore modestissimo, che passano entro i due metri di profondità e verso est a depositi deltizi e marini, organizzati in cicli deposizionali di vario ordine gerarchico. Il limite inferiore del Supersistema Emiliano-Romagnolo non affiora nell'area, ma affiora solamente a ridosso del margine appenninico e nei settori infravallivi a sud, dove è fortemente discordante sui depositi marini del Pleistocene medio (sabbie di Imola - IMO) e mio-pliocenici. Il limite superiore coincide col piano topografico. L'età dell'unità è Pleistocene medio - attuale (REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENIAGIP, 1998). Il Supersistema Emiliano-Romagnolo comprende due sistemi distinti (Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore, AEI, e Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore, AES), correlati con i depositi coevi di sottosuolo.

1.2 SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)

Il Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES in precedenza denominato "Alloformazione Emiliano Romagnolo Superiore") costituisce la porzione superiore del Supersistema Emiliano-Romagnolo. Nell'area comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini organizzati in successioni cicliche di alcune decine di metri di spessore.

1.3 SUBSISTEMA DI RAVENNA (AES8)

Tutti i depositi quaternari affioranti nell'area sono stati attribuiti dalla Regione Emilia-Romagna a questo subsistema. Esso rappresenta l'elemento sommitale del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore e presenta uno spessore massimo di poco inferiore ad una trentina di metri (max = 28,5 m). Nei settori infravallivi ed allo sbocco delle valli AES8 è dato da depositi fluviali organizzati in vari ordini di terrazzo, costituiti da ghiaie di canale fluviale ricoperte da tracimazioni fluviali argillose, limose e sabbiose, variamente pedogenizzate. Questi depositi passano, nel settore di pianura alluvionale, ad argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, rotta, ecc.) ed infine, nel settore costiero di bassa pianura (ad Est della trasgressione Flandriana), come nell'area cittadina Ravennate e nel suo intorno (area di indagine), il Subsistema di Ravenna risulta costituito da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale (porzione più superficiale) deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico. Il limite inferiore è inconforme, non affiorante, marcato da una superficie di discontinuità che localmente materializza una lacuna stratigrafica di circa 15 ka anni definita su base radiometrica (14C). Il limite superiore coincide col piano topografico e la parte sommitale è costituita dall'"Unità di Modena" (AES8a) che contiene i depositi più recenti, compresi quelli attualmente in evoluzione, costituita da sabbie, argille e limi alluvionali. Le aree d'intervento ricadono in tale unità deposizionale; la descrizione delle litologie affioranti verrà illustrata a seguire, suddivisa per ciascuna area d'intervento.



Unità di Modena

Unità di rango inferiore che costituisce la parte sommitale del Subsistema di Ravenna. Sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Limite inferiore inconforme, marcato nell'area tipo da una superficie di erosione fluviale lateralmente correlata a un suolo da decarbonatato a parzialmente carbonatato contenente resti archeologici di età dal Neolitico al Romano. Limite superiore coincidente col piano topografico e definito da un suolo calcareo privo di reperti archeologici di età romana o più antichi.

Spessore massimo: 5,5 m.

Età: *POST-ROMANA (IV-VI sec. d.C. - Attuale)*, definita su base archeologica e radiometrica.

DEPOSITI ALLUVIONALI

PIANA ALLUVIONALE



Sabbie medie, fini e finissime, localmente limose, in strati da sottili a molto spessi, alternate a limi, limi sabbiosi e subordinatamente limi argillosi, in strati molto sottili e sottili. Sabbie grossolane sono presenti localmente alla base di sequenze positive (FU). Depositi di canale, argine e rotta fluviale. Formano corpi sedimentari a geometria prevalentemente nastriforme, con spessore massimo di 5,5 metri. Passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile e bacino interfluviale, definendo caratteristiche sequenze negative (CU) e negativo-positive (CU -FU); localmente sono sovrapposti a depositi di cordone litorale e di palude salmastra.



Argille limose, argille e limi argillosi, con rare intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose in strati da molto sottili a medi. Depositi di piana inondabile. Formano corpi sedimentari a geometria lenticolare, tabulare e nastriforme, con spessore massimo di 5,5 metri. Passano lateralmente e verticalmente a depositi alluvionali di canale, argine e rotta fluviale; localmente sono sovrapposti a depositi di palude salmastra.

Figura 3 – Estratto dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio n. 223 "Ravenna" alla scala 1:50.000); in rosso le aree d'intervento

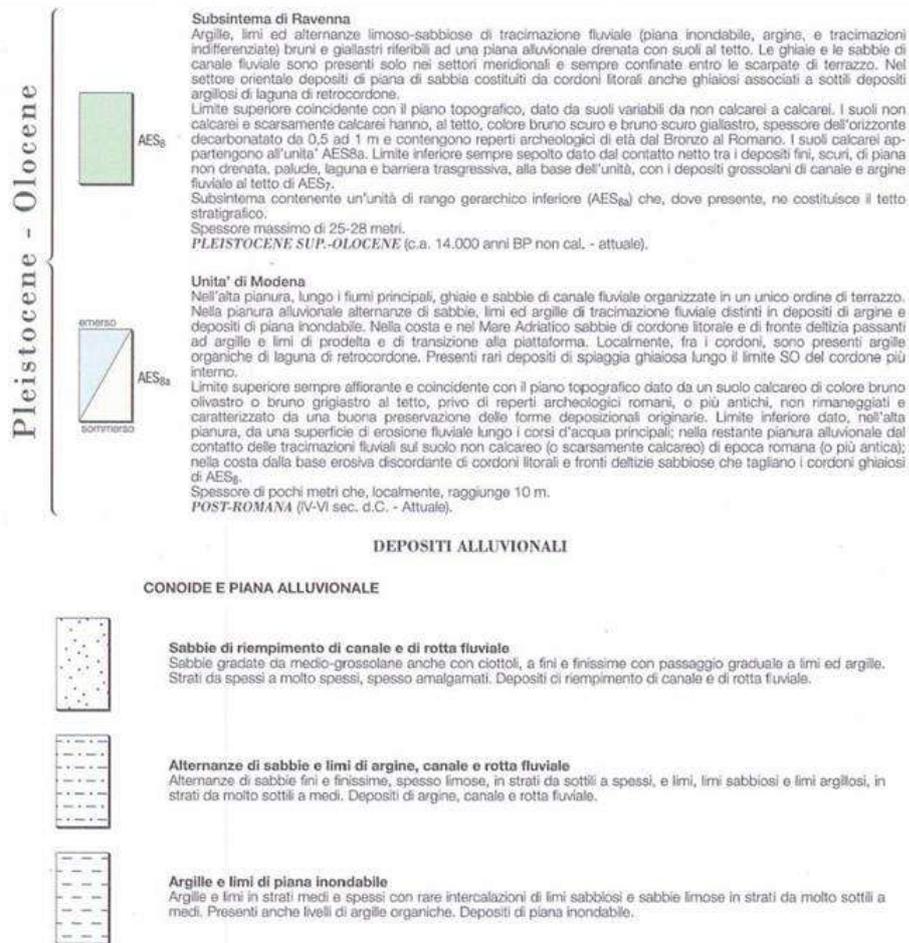


Figura 4 – Estratto dalla Carta Geologica d'Italia (Fogli n. 240-241 "Forlì-Cervia" alla scala 1:50.000); in rosso le aree d'intervento

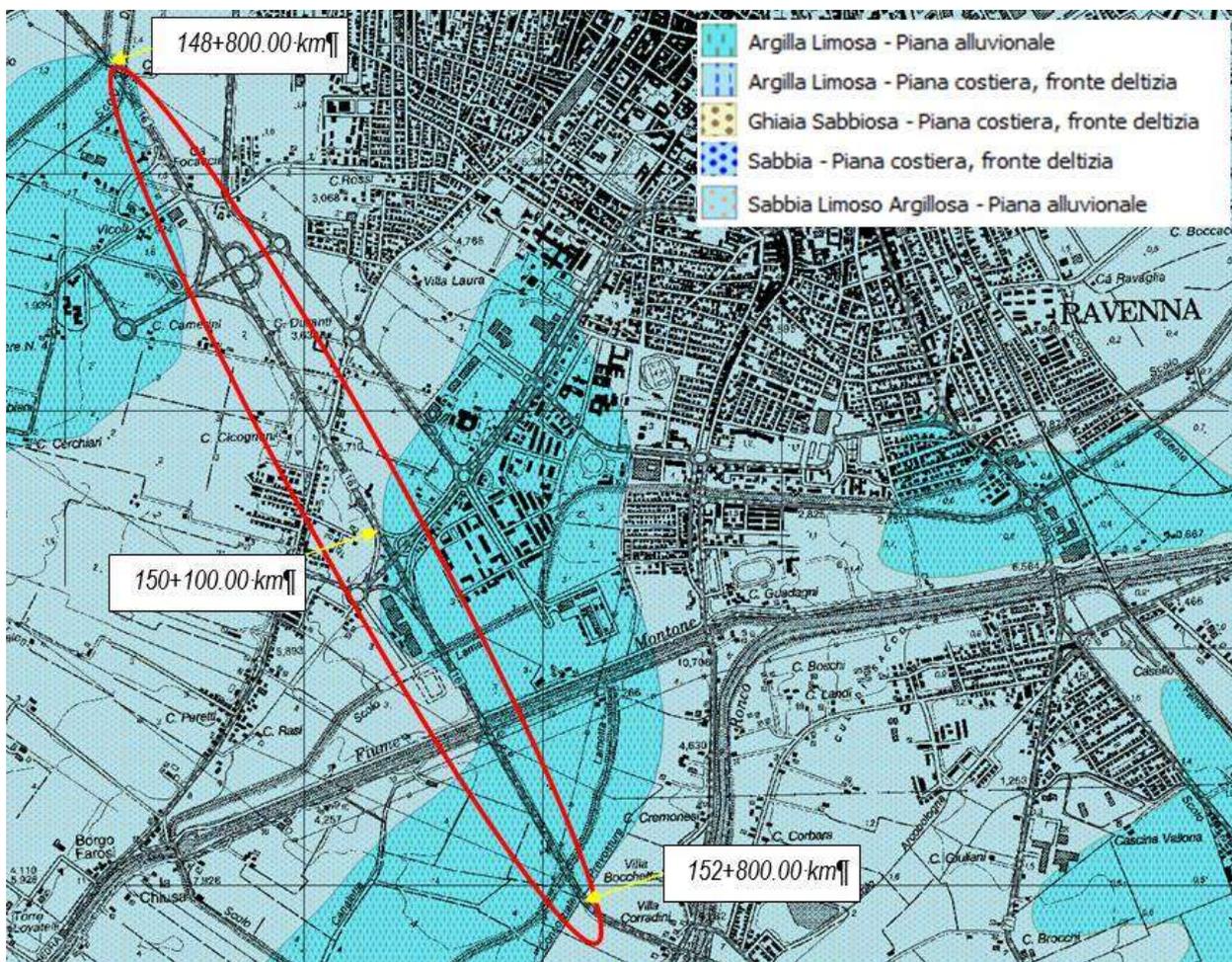


Figura 5 – Mappa delle litologie e degli ambienti deposizionali tra le progressive 148+800 – 152+800 km della SS 16 (fonte: shapefile scala 1:10.000 Regione Emilia-Romagna mod.)

Dall'osservazione della mappa appena riportata si nota che nel tratto della SS 16 compreso tra le progressive 148+800 e 150+100 km, le litologie prevalenti sono sabbie limoso-argillose di piana alluvionale. A partire dalla progressiva 150 km circa invece i terreni affioranti sono caratterizzati da granulometrie maggiormente fini (argille limose).

A seguire viene illustrata invece la seconda parte del tracciato della SS 16 oggetto d'intervento (progressive 152+800 – 154+700 km). In questa tratta tornano ad essere prevalenti le litologie sabbiose con subordinate intercalazioni di limi e argille.

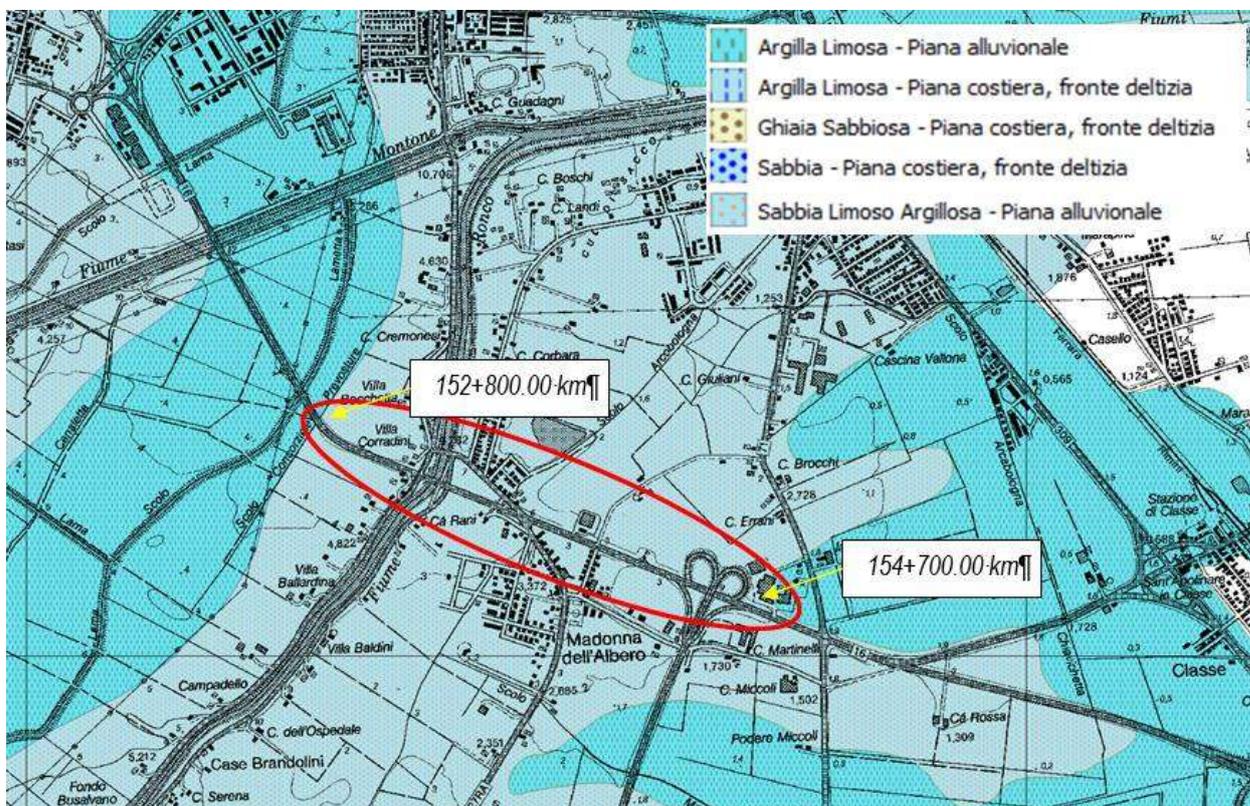


Figura 6 – Mappa delle litologie e degli ambienti deposizionali tra le progressive 152+800 – 154+700 km della SS 16 (fonte: shapefile scala 1:10.000 Regione Emilia-Romagna mod.)

2 GEOMORFOLOGIA

Il territorio del Comune di Ravenna è assimilabile a un piano debolmente inclinato con immersione verso N-NE, movimentato da lievi ondulazioni che si manifestano con depressioni a fondo sub-pianeggiante separate da zone in rilievo di forma allungata. Trattandosi di aree pianeggianti lievemente ondulate, le strutture geomorfologiche presenti risultano difficilmente individuabili direttamente sul terreno in quanto determinano dislivelli di pochi metri mentre sono evidenti osservando le quote topografiche riportate in cartografia.

In epoca recente, inoltre, il territorio è stato interessato, oltre che da un elevato tasso di subsidenza, da un'intensa opera di rimodellamento antropico attraverso interventi di spostamento e diversione di fiumi Lamone, Ronco e Montone ed ampie opere di bonifica che hanno notevolmente mascherato o modificato i lineamenti originali.

Nell'area comunale è possibile distinguere due ambienti:

1. l'ambiente costiero e di transizione, la cui presenza si estende dalla costa attuale fino ad ovest di Ravenna, rappresenta l'area di influenza dei fenomeni connessi alla dinamica costiera ed il loro interagire con i deflussi e gli apporti fluviali e l'azione eolica. Gli elementi morfologici caratteristici sono i sistemi dunosi disposti in direzione N-NO ÷ S-SE con leggera convessità verso Est a raccordarsi con gli apparati

fociali, e le depressioni intradunali dell'area di transizione. Le altimetrie seguono tale ordinamento con quote elevate o relativamente elevate in corrispondenza dei dossi dunali e zone depresse con difficoltà di scolo nelle aree interne.

2. l'ambiente della pianura a crescita verticale; questo ambiente, prima della regimazione antropica dei fiumi, era caratterizzato da uno sviluppo verticale, dovuto prevalentemente a processi di tracimazione e di rotte fluviali a piccola scala e da argini naturali e piane inondabili a grande scala, che hanno portato: i primi alla deposizione di strati di spessore decimetrico, i secondi alla deposizione di corpi di spessore metrico, a giacitura sub-orizzontale e a geometria lenticolare.

All'interno della pianura a crescita verticale si possono quindi riconoscere due sotto-ambienti principali: gli argini naturali ed i bacini interfluviali. I depositi di argine naturale costituiscono le aree più elevate, presentano forma allungata secondo l'asse del canale fluviale; sono caratterizzati da intercalazioni di strati decimetrici di sabbie e sabbie limose e limi sabbiosi che passano più distalmente ad alternanze di strati limoso-argillosi solo debolmente sabbiosi e strati argilloso-limosi. I bacini interfluviali, o piane inondabili, costituiscono le aree più depresse, un tempo sede di valli e paludi; essi presentano una morfologia piatta a profilo concavo e sono caratterizzati da sedimentazione, generalmente fine, data da argille e argille limose alternate, localmente con livelli torbosi inclusi. Le aree poste ad ovest della linea di massima trasgressione marina (Flandriana) hanno continuato ad evolversi in questo modo dai tempi della regressione Wurmiana sino a quando l'uomo ha cominciato ad arginare i fiumi ed a regolarne il deflusso, bonificando le aree poste più a valle, quindi più depresse, tramite la realizzazione di casse di colmata:

- aree a Nord Ovest di Ravenna (Fiume Lamone).
- aree a Sud di Ravenna, ad Est della Via provinciale n° 71 "Dismano" e sino in prossimità della Località Fosso Ghiaia (Valle Standiana), tramite la decantazione annuale delle torbide del Fiume Ronco nella pratica di coltivazione delle risaie (dal finire del XVIII° secolo).

Le aree oggetto d'intervento ricadono nell'ambiente della pianura a crescita verticale.

3 IDROLOGIA

Dal punto di vista idrografico entro l'area in esame sono presenti due corsi d'acqua principali; il Fiume Montone interseca il tracciato della SS 16 alla progressiva km 152+000.00 mentre il Fiume Ronco intercetta sempre la SS 16 al km 153+400.00. I due corsi d'acqua, che sorgono sugli Appennini a monte di Forlì, si uniscono immediatamente a sud della Città di Ravenna formando i Fiumi Uniti e sfociano nel Mar Adriatico circa 2 km ad est tra Lido Adriano e Lido di Dante. Questi fiumi, nel territorio in esame, sono stati canalizzati e definiti da rilevati arginali con lo scopo di stabilizzarne il corso e di contenerne le portate di piena. Numerosi sono i canali che solcano il territorio con lo scopo di bonificarlo adducendo in modo controllato, anche con l'impiego di stazioni di sollevamento, le acque di scolo verso mare.

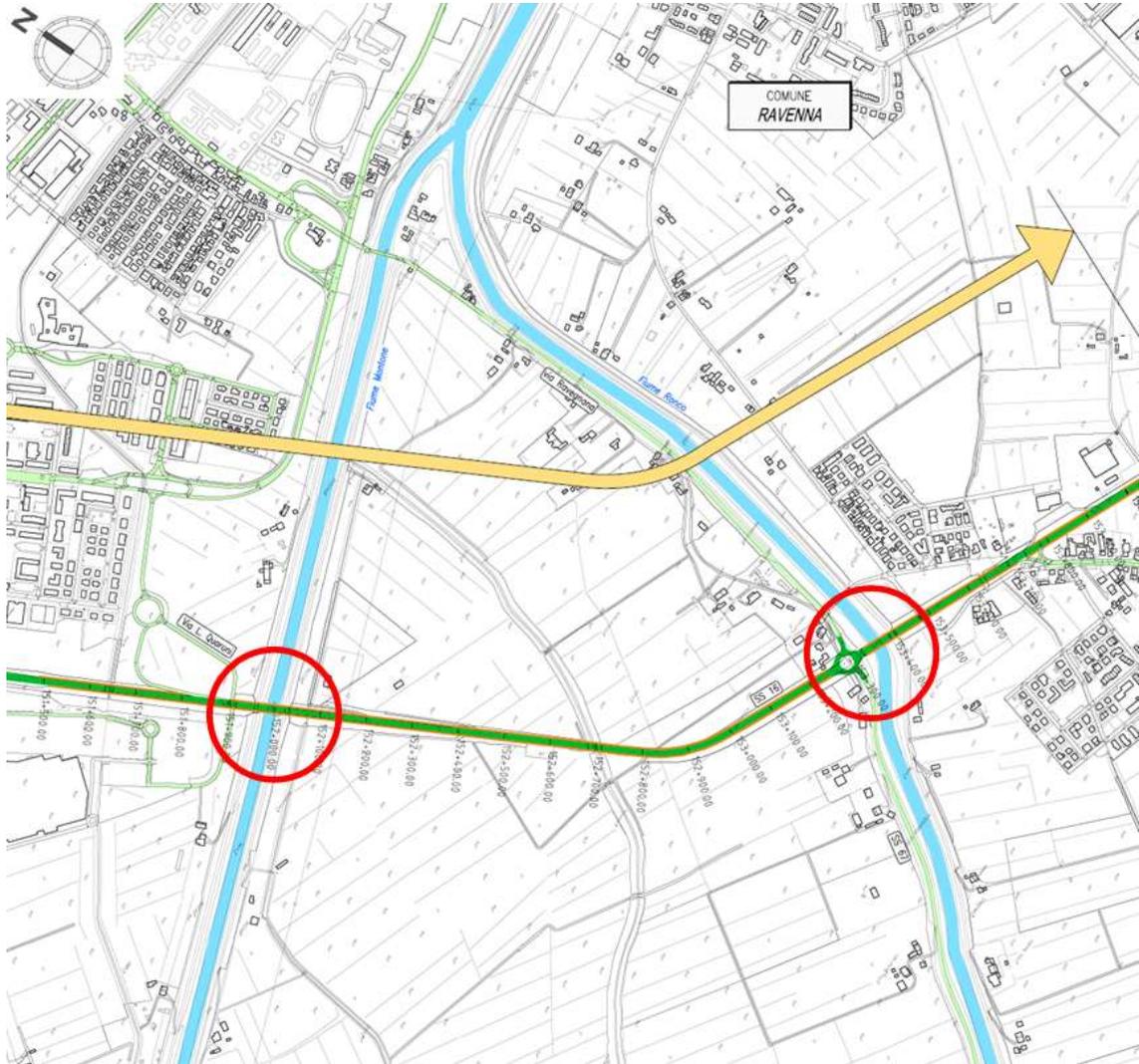


Figura 7 - Mappa idrografica con intersezione dei corsi d'acqua con il tracciato della SS 16 (in verde)

4 IDROGEOLOGIA

Nell'ambito del territorio comunale ravennate è riconoscibile un sistema acquifero ad acque dolci, costituito da terreni del Quaternario continentale, delimitato inferiormente dall'interfaccia acqua dolce-acqua salata. Le attuali conoscenze permettono di ipotizzare la suddivisione del sistema nelle seguenti unità idrogeologiche, dall'alto verso il basso:

- acquifero freatico (superficiale): dai dati bibliografici e dalla profondità media dei pozzi presenti nell'area ravennate e nel suo intorno, si evidenzia che l'acquifero superficiale presenta mediamente una potenza variabile tra i 15 ed i 20 m. Per l'area comunale risulta comunque difficile identificare una struttura ben definita poiché i terreni alluvionali prevalgono nelle zone ad ovest del limite della trasgressione Flandriana ed anche nelle aree più occidentali del territorio interessato da quest'ultima,

dove la potenza dei terreni coesivi può superare abbondantemente i 10 metri; i terreni sabbiosi sono invece preponderanti nella fascia litoranea ad est della città ed anche in alcune aree cittadine o immediatamente a Nord dell'area urbana. Nell'area ravennate l'acquifero freatico è perciò spesso legato ad una circolazione in terreni misti costituiti generalmente da alluvioni e depositi di palude salmastra, con potenze da pochi metri sino ad oltre 10 m, che sovrastano il banco sabbioso litorale; talora, in alternativa, si riscontrano terreni coesivi argilloso-limosi inframmezzati da lenti sabbiose alluvionali (in questo caso: alternanza di livelli permeabili ed impermeabili o semipermeabili).

- livello impermeabile argilloso di separazione;
- sistema di acquiferi con falde in pressione, formato da una serie di orizzonti permeabili sabbiosi riconducibili ad un unico acquifero multistrato a scala regionale, soggetto ad emungimento intensivo per l'approvvigionamento idrico ed alimentato, per flusso sotterraneo, dalla retrostante pianura, con alimentazione nella fascia pedecollinare (conoidi).

L'assetto strutturale del letto dell'acquifero multistrato ricalca l'andamento delle strutture pre-quadernarie. I singoli acquiferi mostrano un andamento analogo e risultano articolati in blande pieghe anticlinali e sinclinali, che si smorzano progressivamente dal basso verso l'alto, sino a raggiungere uno stato di quasi orizzontalità negli acquiferi superiori.

Nel territorio di interesse è presente una falda freatica superficiale (soggiacenza compresa tra 1 e 3 m dal p.c.) alimentata dall'infiltrazione diretta, dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico e dall'irrigazione, regimata dalla rete di canali e scoli consorziali e soggetta ad emungimenti da parte dei pozzi presenti in zona. Le indagini sperimentali hanno rilevato la presenza di circolazione idrica a profondità comprese tra 1,90 e 2,20 m dal p.c. rispettivamente in Pz 3 e Pz 5.

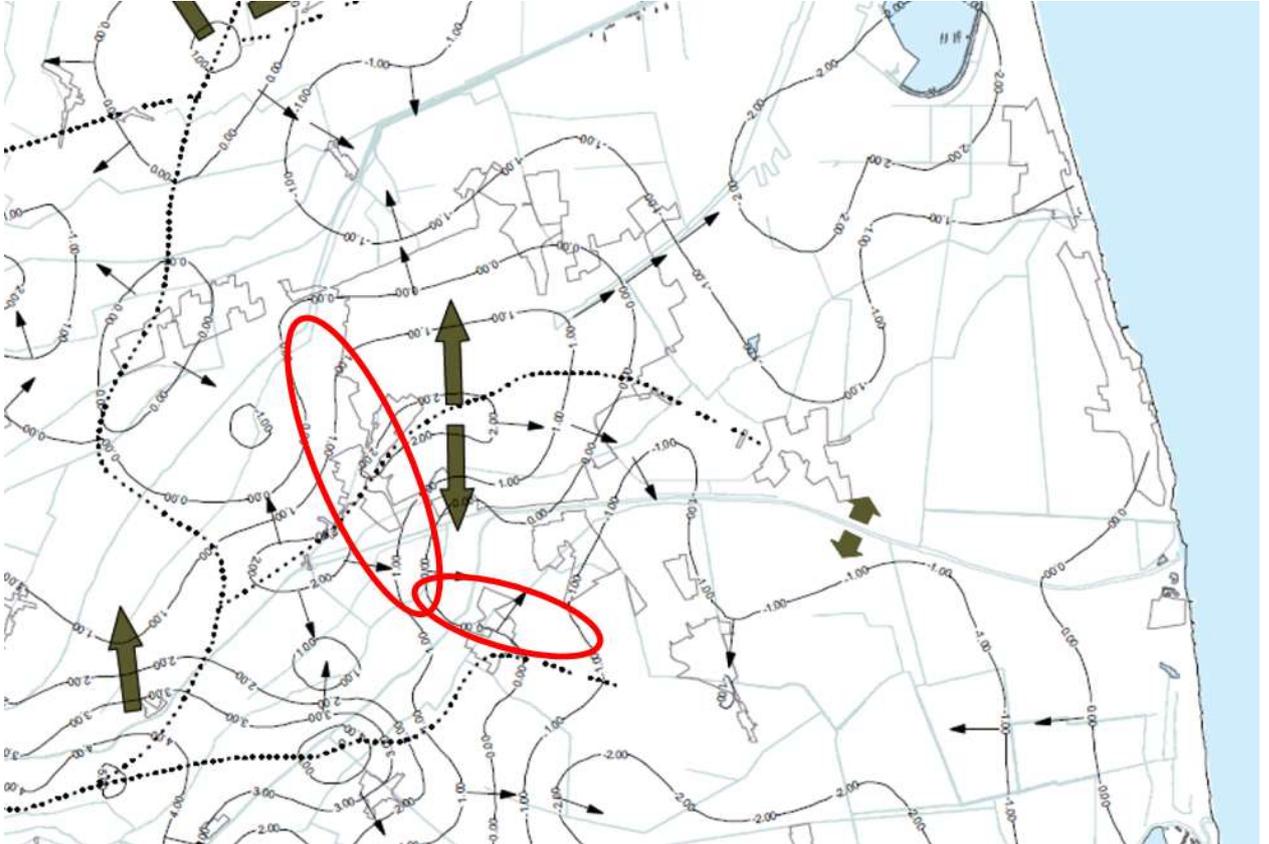


Figura 8 – Carta delle isofreatiche (fonte: PSC B2.2a); in rosso le aree di intervento

PARTE 3

ESITI INDAGINI SPERIMENTALI

Nell'ambito del progetto di miglioramento della rete viaria in oggetto, ai fini della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dagli interventi, sono state eseguite le seguenti indagini sperimentali:

- n° 9 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1, ..., CPTU9);
- n° 5 sondaggi corti a carotaggio continuo spinti ad una profondità compresa tra 3 e 6 m (Pz1, ..., Pz5) finalizzati al prelievo delle acque sotterranee;
- n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti a 30 m di profondità (S1, S2);
- n° 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH1, ..., DPSH5);
- n° 7 prospezioni sismiche passive a stazione singola elaborate con tecnica HVSR (H1, ..., H2).

1 INDAGINI CPTU

Dal punto di vista strettamente stratigrafico le prove hanno evidenziato la presenza di terreni prevalentemente coesivi (argille e limi debolmente sabbiosi) fin dalla superficie e di spessore compreso tra 7 metri (CPTU1) e 14,5 m (CPTU5); al disotto si rinvencono orizzonti sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi fino almeno 27-30 m di profondità.

Dal punto di vista geotecnico si osserva che la resistenza alla punta (Q_c) entro i terreni coesivi superficiali è compresa tra 0 e 3 MPa fatta eccezione per le prove in cui erano presenti litologie maggiormente grossolane nel primo metro dal p.c. La resistenza laterale (F_s) risulta invece maggiormente variabile ed è compresa tra 20 e 150 kPa circa.

2 SONDAGGI CORTI A CAROTAGGIO CONTINUO

Osservando le schede stratigrafiche dei sondaggi corti si conferma la presenza di litologie coesive con intercalazioni sabbiose talora ghiaiose fino alla massima profondità indagata ovvero 6 metri (Pz3, Pz4 e Pz5).

Alcuni dei sondaggi sono stati attrezzati con tubo piezometrico per la verifica della presenza di circolazione idrica e per il successivo campionamento delle acque sotterranee. È stata rilevata la presenza di circolazione idrica solamente entro i punti indagine Pz3 e Pz5 nei quali la quota piezometrica si attesta rispettivamente a 1,90 e 2,20 m (rilievi del 7-mag-2020).

Per quanto concerne i parametri geotecnici delle litologie coesive, sono state eseguite misure ripetute e puntuali tramite scissometro, dalle quali emerge che i valori di C_u (coesione non drenata) sono compresi tra 0,20 e 0,90 kg/cm².

I valori di resistenza alla compressione misurati tramite penetrometro tascabile sono mediamente compresi tra 1 e 2 kg/cm² (terreni consistenti).

3 SONDAGGI LUNGI A CAROTAGGIO CONTINUO (S1, S2)

I sondaggi geognostici S1 e S2 sono stati eseguiti rispettivamente in corrispondenza dell'intersezione tra la S.S. 16 e il Fiume Montone (km 151+900) ed il Fiume Ronco (km 153+400) e distano tra loro circa 1,3 km.

Le stratigrafie risultano essere abbastanza correlabili con la presenza di depositi coesivi superficiali di spessore compreso tra 12 m (S1) e 16 m (S2) che lasciano posto a litologie grossolane costituite da sabbie medio-fini ghiaiose.

La soggiacenza di falda si attesta tra 3,10 e 4,70 m di profondità. Di seguito si riportano le schede stratigrafiche dei 2 sondaggi profondi.

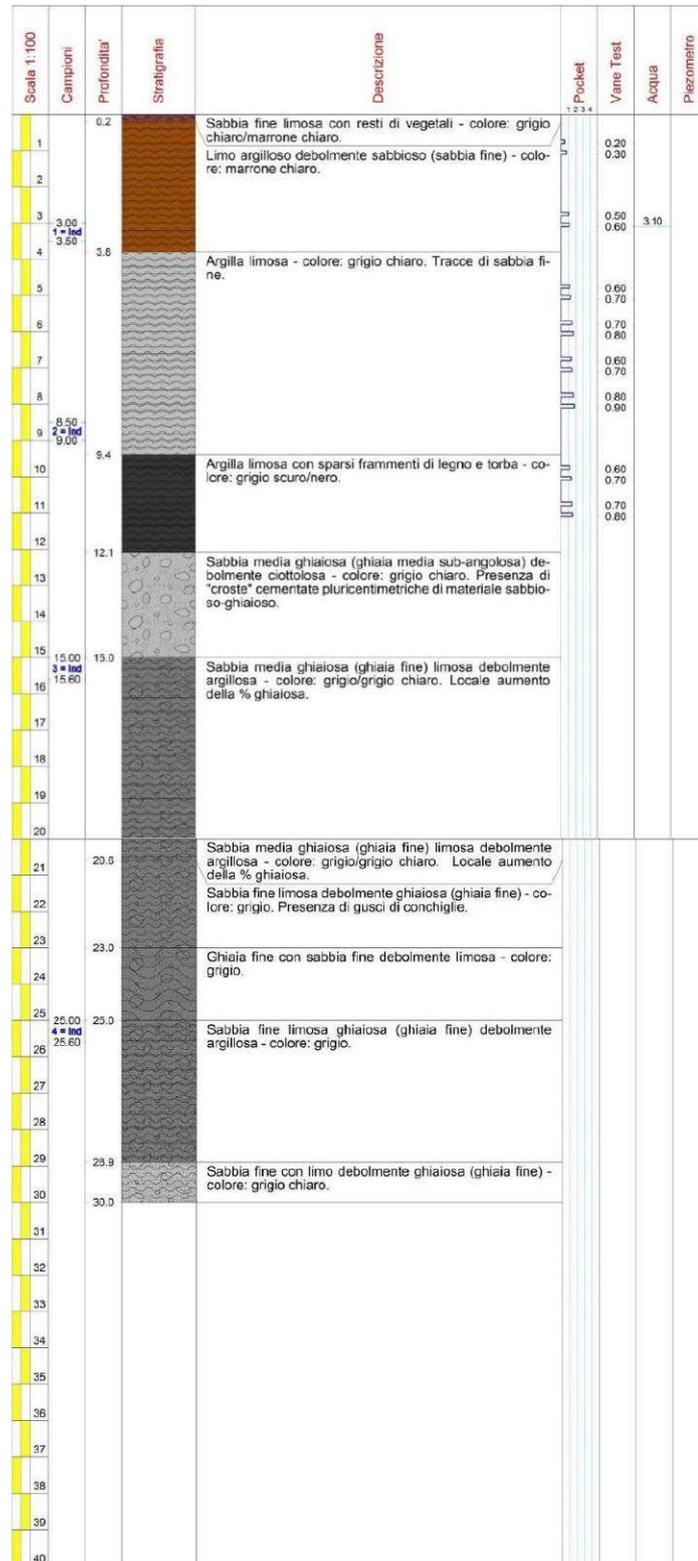


Figura 9 - Scheda stratigrafica sondaggio S1 (redazione: Pangea Srl)

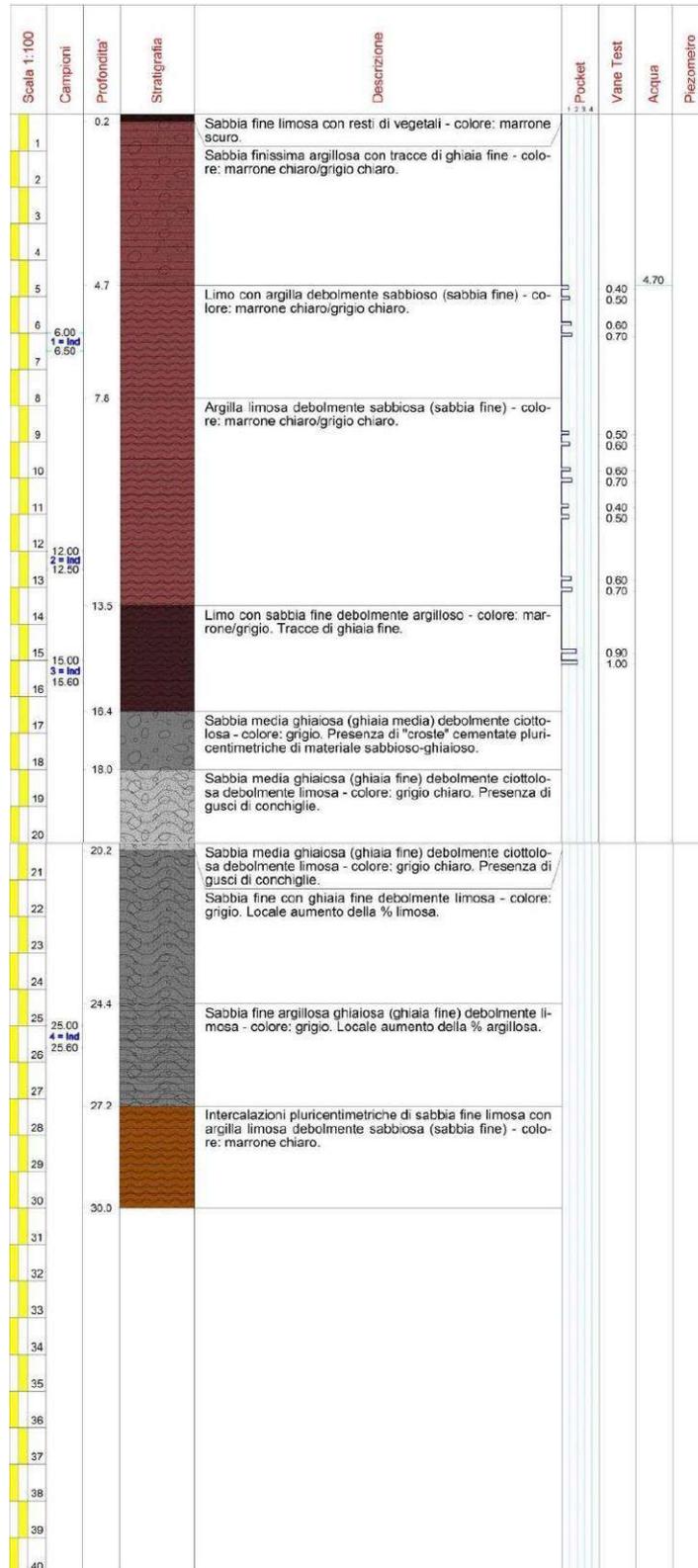


Figura 10 – Scheda stratigrafica sondaggio S2 (redazione: Pangea Srl)

Per quanto concerne i parametri geotecnici delle litologie coesive le misure tramite scissometro indicano valori di C_u compresi tra 0,20 e 1,00 kg/cm² mentre i valori di resistenza alla compressione sono mediamente compresi tra 1 e 2 kg/cm² e quindi in linea con i valori registrati nei sondaggi corti.

Durante la fase di perforazione dei 2 sondaggi sono stati prelevati n° 8 campioni di terreno (4 per sondaggio) destinati alle analisi di laboratorio geotecnico; su tutti i campioni sono state eseguite le seguenti prove:

- Limiti di Atterberg
- Prova di taglio diretto
- Prova edometrica

I risultati sono riepilogati nella tabella a seguire.

		S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S2-1	S2-2	S2-3	S2-4
ATT.	L.L.	78	82	N.P.	N.P.	81	48	N.P.	N.P.
	I.P.	38	41	N.P.	N.P.	42	13	N.P.	N.P.
	CLASS.	MH	MH	ML	ML	MH	ML	ML	ML
TD	Φ (°)	14,25	17,95	30,28	31,34	18,21	15,11	33,06	27,47
	c (kPa)	12,83	6,34	3,05	4,68	4,76	9,17	0,655	5,78
Ed	C_v (cm ² /sec)	$2,09 \cdot 10^{-4}$	$5,45 \cdot 10^{-5}$	$9,28 \cdot 10^{-4}$	$2,57 \cdot 10^{-3}$	$5,47 \cdot 10^{-5}$	$2,14 \cdot 10^{-3}$	$1,32 \cdot 10^{-2}$	$2,89 \cdot 10^{-2}$
	M_v (m ² /kN)	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$4,4 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-5}$	$9 \cdot 10^{-4}$	$6,2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$	$4,5 \cdot 10^{-5}$
	K (m/sec)	$1,02 \cdot 10^{-10}$	$5,35 \cdot 10^{-11}$	$3,98 \cdot 10^{-11}$	$1,13 \cdot 10^{-10}$	$4,88 \cdot 10^{-11}$	$1,31 \cdot 10^{-9}$	$2,60 \cdot 10^{-10}$	$1,29 \cdot 10^{-9}$

Tabella 1: Riepilogo dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio

Dal punto di vista della classificazione USCS, tutti i campioni prelevati rientrano nelle categorie MH o ML che corrispondono rispettivamente a limi di elevata e bassa plasticità a seconda del contenuto d'acqua. L'indice di plasticità (I.P.), limitatamente ai campioni per i quali è stato possibile calcolarlo, indica depositi mediamente plastici.

Le prove di taglio diretto mostrano chiaramente la distinzione tra terreni coesivi superficiali (campioni con suffisso XX-1 e XX- 2) e depositi più profondi (oltre 12 m) caratterizzati da una maggior componente granulare; i valori dell'angolo di attrito (ϕ) ottenuti sono compresi tra 14° e 18° per i depositi coesivi mentre si attestano tra 27° e 33° nelle porzioni granulari profonde.

La coesione (c) risulta generalmente maggiore nei terreni coesivi con valori compresi tra 4,7 e 12,8 kPa (0,04 - 0,13 kg/cm²) mentre risulta leggermente inferiore nei depositi più profondi (0,006 - 0,05 kg/cm²) anche se localmente sono presenti intercalazioni coesive che fanno aumentare i valori di coesione anche in profondità.

Analizzando i parametri inerenti la compressibilità dei depositi, le prove edometriche evidenziano la presenza di litologie a medio-bassa compressibilità ovvero nell'ordine di 10^{-3} - 10^{-5} cm²/s. I coefficienti di

permeabilità idraulica (K) ottenuti indicano litologie a scarsissima conducibilità compresi tra 10^{-9} e 10^{-11} m/s.

4 INDAGINI PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH)

I risultati derivanti dalle indagini DPSH mostrano la presenza di terreni prevalentemente coesivi in superficie di spessore compreso tra 4 e 7 metri. Al di sotto di tali quote le resistenze aumentano progressivamente con un n° colpi che si attesta in media tra 20 e 30 fino ai 15-17 metri di profondità.

5 PROSPEZIONI SISMICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA (HVSR)

I risultati inerenti l'elaborazione delle registrazioni di rumore sismico con tecnica HVSR hanno evidenziato la mancanza di picchi di interesse ingegneristico per gli interventi in progetto.

Si osserva che nelle acquisizioni H3, H5, H6 e H7 è evidente un abbassamento della componente verticale degli spettri il quale è presumibilmente di origine litologica e riconducibile ad un contrasto di impedenza sismica molto profondo (oltre 100 metri).

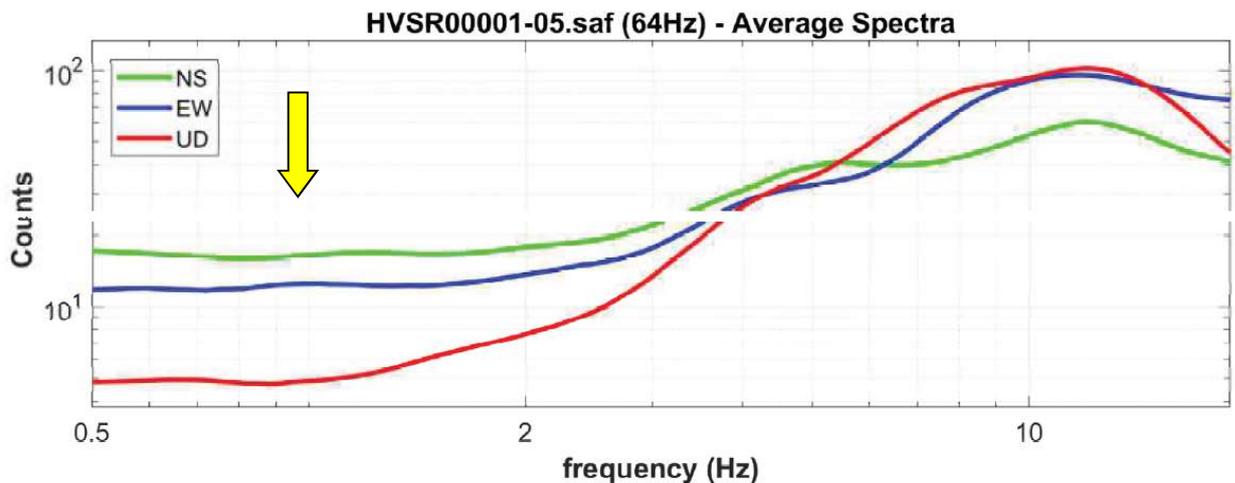


Figura 11 – Grafico delle componenti spettrali (Registrazione H5)

PARTE 4

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Sono di particolare rilevanza per gli studi oggetto del presente documento le seguenti norme di riferimento:

- Eurocodice 7: *"Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"*;
- Eurocodice 8: *"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"*;
- D.M. 17/01/2018 (NTC 2018).

PARTE 5 CALCOLO PORTANZA PALI

Nel presente paragrafo viene illustrato il calcolo della portanza di un palo in c.a. Tale tipologia di struttura sarà utilizzata per trasferire i carichi delle fondazioni di muri di sostegno entro le litologie con adeguate proprietà meccaniche. Sarà analizzato un modello di palo avente diametro di 80 cm ed infisso ad una profondità di circa 15 m.

Il modello geotecnico implementato nella simulazione è stato ricostruito sulla base delle informazioni ricavate dalle indagini sperimentali eseguite in prossimità del km progressivo in esame (CPTU7, DPSH5, S2). Di seguito si riportano le litologie implementate nel modello geotecnico ricostruito.

Litologia	Spessore [m]	Peso di volume [kg/m ³]	Peso di volume sat. [kg/m ³]	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kg/cm ²]	Coesione [kg/cm ²]	Velocità onde di taglio [m/s]
Terreni coesivi	13	1800	1880	16	0,5	0,08	230
Sabbie medie ghiaiose	7	1950	1960	33	-	0,02	320
Sabbie fini ghiaiose debolmente limose	7	1900	1910	27	-	0,04	340

Tabella 2: Modello geotecnico ricostruito al km 153+200 della S.S. 16

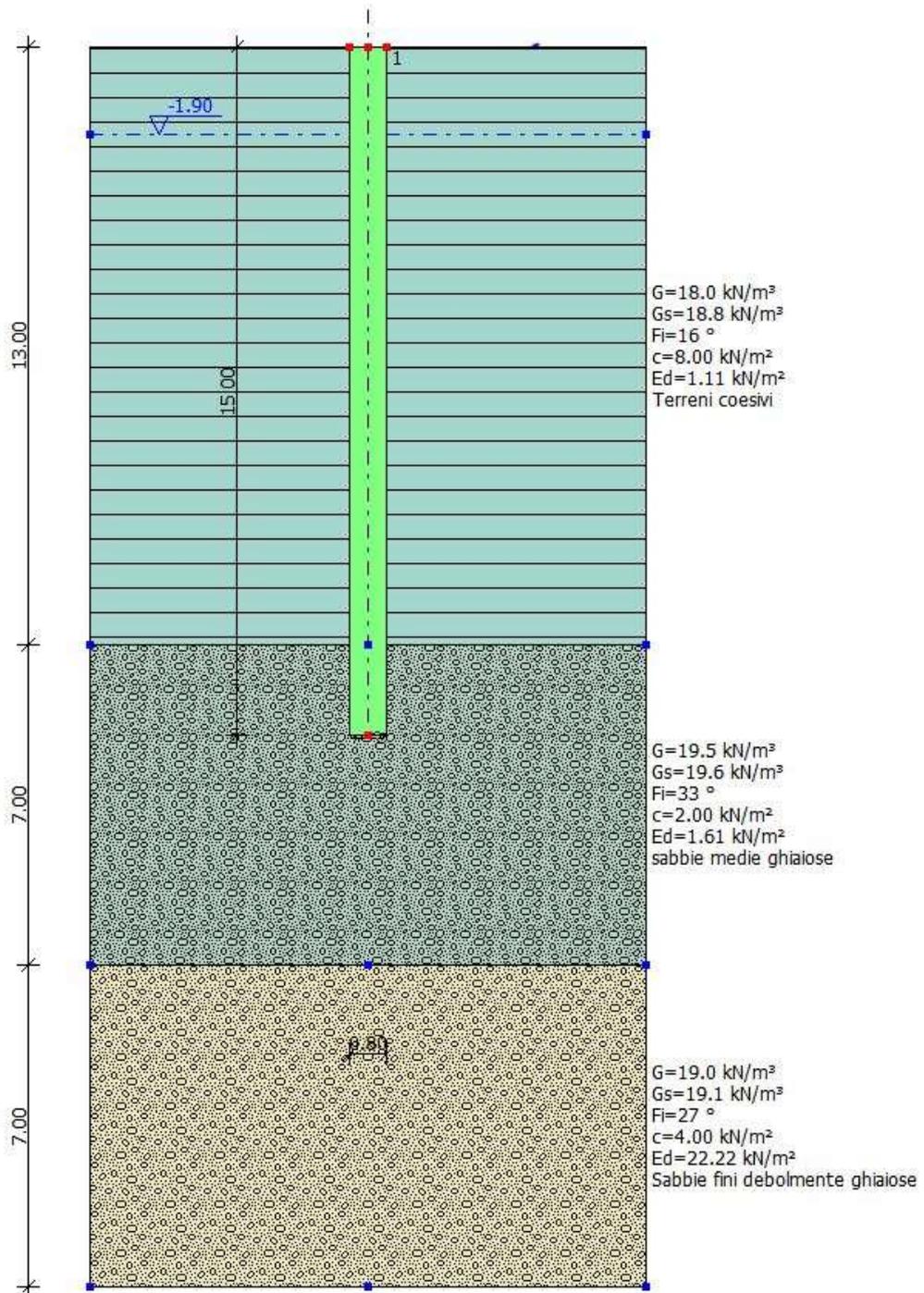


Figura 12 - Modello geotecnico di input

1 CENNI TEORICI

1.1 CARICO LIMITE VERTICALE

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\varphi' &= \frac{3}{4}\varphi + 10 && \text{nei pali infissi} \\ \varphi' &= \varphi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove φ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con φ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

1.2 RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA

1.2.1 Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

1.2.2 Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B . La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (Φ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

1.2.3 Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo. Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \varphi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \tan \varphi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \varphi) / [3(1 + \sin \varphi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Tabella 3: Valori di I_r

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (a)$$

Quando $\Phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (1nI_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

1.2.4 Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \varphi + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \varphi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\Phi > 0$.

Per $\Phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

1.2.5 Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\Phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Tabella 4: Valori d'_c per D/B

N.B.: Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\Phi = 0$

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

1.2.6 Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

dove

- A_l = superficie laterale del palo;
- f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con
- c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ = pressione verticale efficace del terreno;
- K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti nella tabella seguente.

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Tabella 5: Valore k per pali infissi

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

1.2.7 Pali trivellati

Caquot - Kerisel $\alpha = \frac{100-}{100+}$ $\alpha = \frac{100+c^2}{100+7c^2}$

Meyerhof - Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

Whitaker - Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

1.2.8 Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Tabella 6: Coefficiente α

1.2.9 Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

1.2.10 Fattore di correzione in condizioni sismiche

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$Dp = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

1.2.11 Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

1.2.12 Cedimenti metodo iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura di seguito).

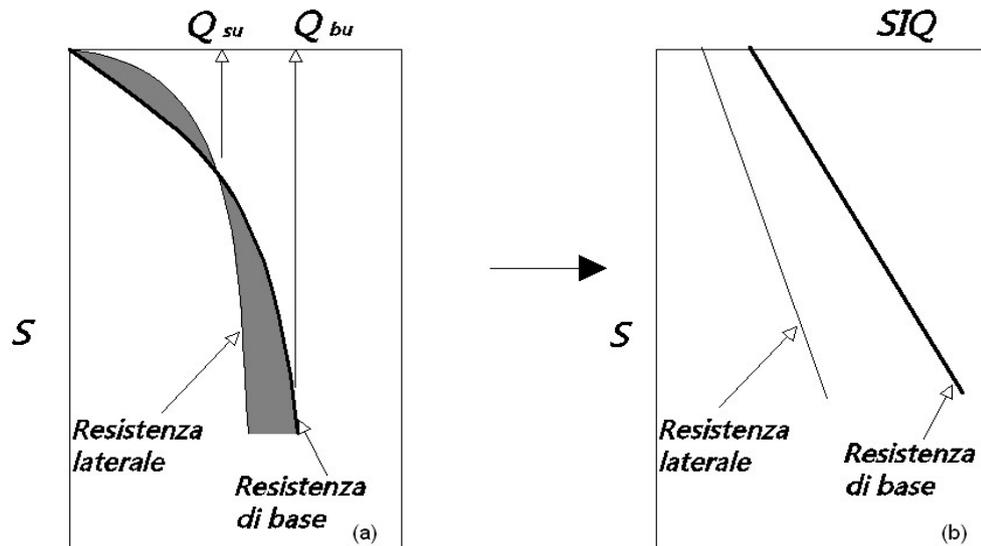


Figura 13: Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{SU} . In particolare se $Q \leq Q_{SU}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{SU}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.

- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di
- $E_c=40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

come:

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

1.3 CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

1.3.1 Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con \mathbf{P} la matrice delle forze nodali esterne, con \mathbf{F} quella delle forze interne e con \mathbf{A} la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SATX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SAT** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$X = (A SAT)^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SAT** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_S con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_S e $B_S Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_j pari a 1:

$$k_S = q_{ult}/\Delta H = C(cN_C + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

$$BsZ_n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove C = 40 è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

1.3.2 Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

2 CALCOLO PORTANZA PALO

Dati generali

Descrizione	PALO
Diametro punta	0.80 m
Lunghezza	15.00 m
Tipo	Trivellato
Densità relativa strato punta palo	24.00
Portanza di punta calcolata con:	Vesic
Profondità falda da piano campagna	1.90 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0.238
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0571
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0286

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.48	2.45	0.26
S.L.D.	50.0	0.59	2.48	0.28
S.L.V.	475.0	1.61	2.54	0.28
S.L.C.	975.0	2.13	2.49	0.29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.72	0.2	0.0147	0.0073
S.L.D.	0.885	0.2	0.0181	0.009
S.L.V.	2.3341	0.24	0.0571	0.0286
S.L.C.	2.9298	0.28	0.0837	0.0418

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calce- struzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76
4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	13.00	18.00	18.80	8.00	16.00	No	0.96	0.00	230	Terreni coesivi
2	7.00	19.50	19.60	2.00	33.00	No	1.00	0.00	320	sabbie medie ghiaiose
3	7.00	19.00	19.10	4.00	27.00	No	0.99	0.00	340	Sabbie fini debolmente ghiaiose

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	24.69	39.44	31/2.00	188.50	1946.39	728.89	2486.78	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.65
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.55

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	1946.39	1946.39	1946.39
Laterale	728.89	728.89	728.89
Totale	2486.78	2486.78	2486.78

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1.35
 Laterale 1.15
 Resistenza di progetto base 873.80 kN
 Resistenza di progetto laterale 384.13 kN

Resistenza di progetto

1069.44 kN

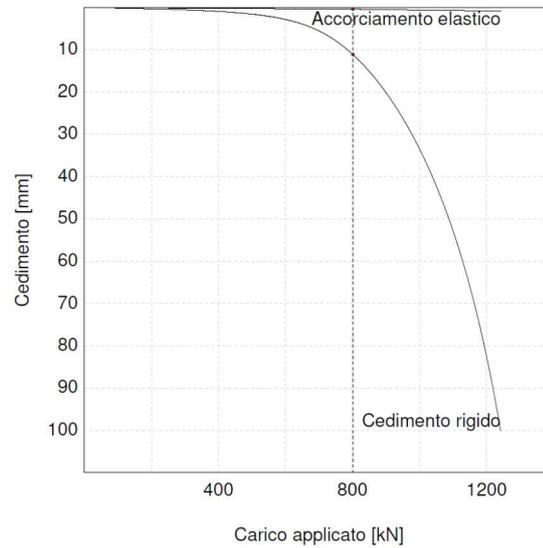
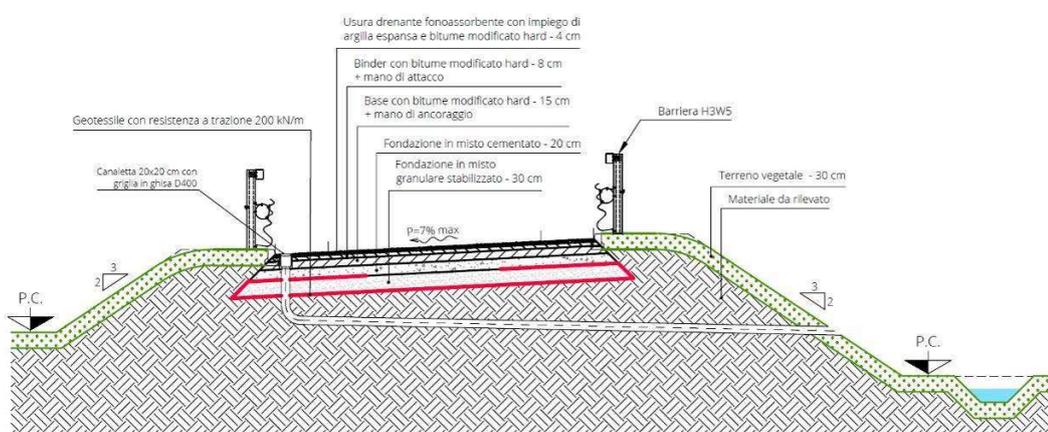


Figura 14 – Grafico cedimenti Vs Carico applicato

I cedimenti attesi sono di entità prossima ad 1 cm fino a carichi di progetto attorno a 800 kN; per carichi maggiori l'incremento diventa particolarmente sensibile.

PARTE 6 REALIZZAZIONE NUOVA RAMPA

Sulla scorta dei dati ricavati dalle indagini sperimentali e sulla base della sezione progettuale riportata di seguito è stato definito un modello geotecnico utile per la verifica della stabilità della nuova struttura in progetto.



Tratteggio	Materiale	Codice
	Usura drenante fonoassorbente	D.01.036.c
	Binder con bitume modificato HARD	D.01.017.i
	Mano d'attacco	D.01.043.d
	Geogriglia	E.01.040.d
	Base con bitume modificato HARD	D.01.005.e
	Mano d'ancoraggio	D.01.043.d
	Misto cementato	D.01.003
	Misto granulare stabilizzato	D.01.001.a
	Geotessile	E.01.32.a
	Terreno vegetale	A.02.004.a
	Materiale da rilevato A1, A2-4, A2-5, A3	A.02.007.a
	Gradonatura	A.02.001.e
	Materiali da bonifica A1-A3	*
	Stabilizzazione a calce - fondazione esistente	D.01.002
	Stabilizzazione a calce - terreno scarpata	A.02.020.b

*=materiale senza corrispondenza nel Listino Prezzi Anas.

Figura 15 – Sezione di progetto della nuova rampa

1 ANALISI DELLA STABILITA' DELLO STATO DI PROGETTO

1.1 INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITA'

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- 1 Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- 2 In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

1.2 METODO EQUILIBRIO LIMITE LEM

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

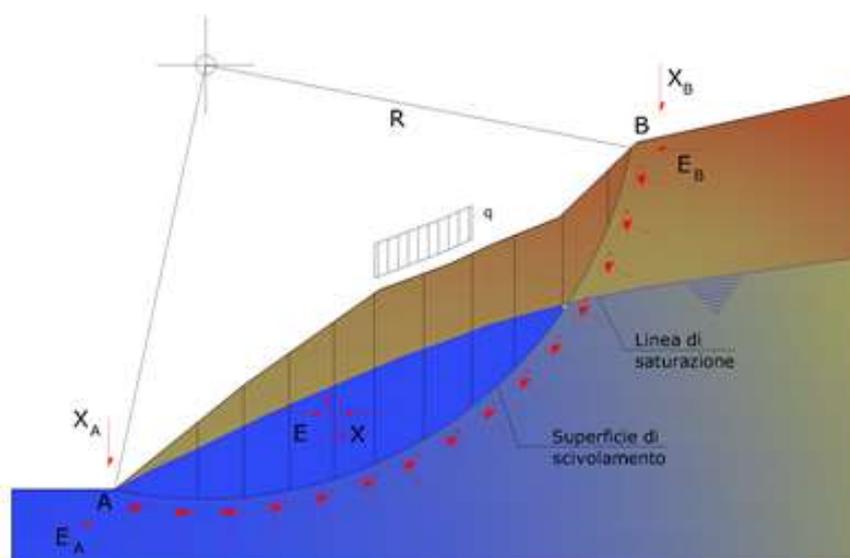


Figura 16: Metodo LEM

1.3 METODO DEI CONCI

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j ;
- $(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a:

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

2.1.1 Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - tg \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

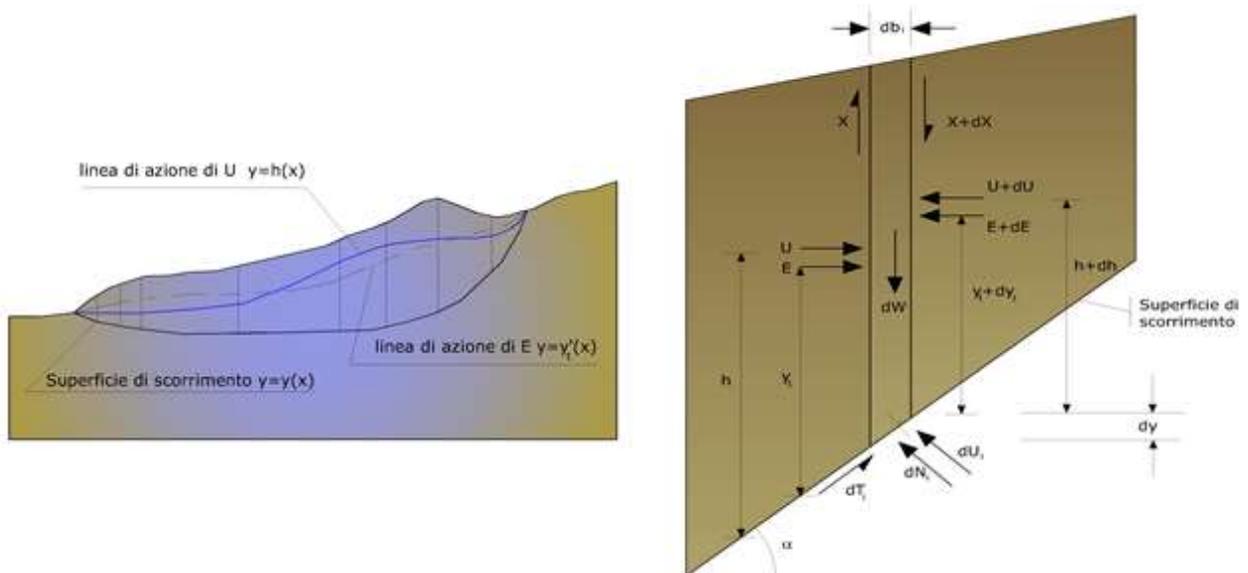


Figura 17 – Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenstern e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

2 ANALISI DELLA STABILITA'

Analisi di stabilità dei pendii con: MORGENTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	44.3809471130371/12.2077350616455
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	5.0
Numero dei conci	30.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-3.21 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	6.78 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7.33 m
Ordinata vertice destro superiore ys	13.2 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	15.0
Numero di celle lungo y	15.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.48	2.45	0.26
S.L.D.	50.0	0.59	2.48	0.28
S.L.V.	475.0	1.61	2.54	0.28
S.L.C.	975.0	2.13	2.49	0.29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.72	0.2	0.0147	0.0073
S.L.D.	0.885	0.2	0.0181	0.009
S.L.V.	2.3341	0.24	0.0571	0.0286
S.L.C.	2.9298	0.28	0.0837	0.0418

Coefficiente azione sismica orizzontale: 0.057

Coefficiente azione sismica verticale: 0.029

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	1.44
2	0.37	1.44
3	0.86	0.87
4	1.72	0.86
5	2.25	1.4
6	3.18	1.4
7	6.94	3.91
8	7.06	3.98
9	7.18	4.04
10	7.27	4.09
11	7.37	4.12
12	7.46	4.15
13	7.63	4.2
14	7.82	4.23
15	7.94	4.24
16	9.15	4.23
17	9.1	3.99
18	9.01	3.85
19	16.03	3.52
20	15.84	3.77
21	15.85	3.94
22	16.74	3.91
23	17.18	3.9
24	17.34	3.87
25	17.57	3.8

26	18.07	3.57
27	18.52	3.28
28	19.09	2.91
29	19.66	2.53
30	20.1	2.25
31	20.49	2.25
32	20.87	2.25
33	21.07	2.25

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.01	-0.48
2	21.04	-0.51

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	1.07
2	0.37	1.07
3	0.86	0.54
4	1.71	0.54
5	2.23	1.08
6	3.19	1.07
7	5.91	2.84
8	6.92	3.54
9	7.14	3.69
10	7.39	3.83
11	7.62	3.9
12	7.84	3.95
13	8.18	3.96
14	8.66	3.96
15	9.1	3.99
16	9.01	3.85
17	12.75	3.67
18	16.03	3.52
19	15.93	3.66
20	17.22	3.63
21	17.43	3.59
22	17.74	3.49
23	18.02	3.33
24	18.79	2.79
25	19.54	2.29
26	19.96	2.03
27	20.0	2.02
28	20.04	2.01
29	21.07	1.99

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	1.07
2	0.37	1.07
3	0.86	0.54
4	1.71	0.54
5	2.23	1.08

6	3.19	1.07
7	5.91	2.84
8	6.92	3.54
9	7.14	3.69
10	7.39	3.83
11	7.62	3.9
12	7.84	3.95
13	8.18	3.96
14	8.66	3.96
15	9.1	3.99
16	9.01	3.85
17	8.61	3.38
18	16.56	2.97
19	16.03	3.52
20	15.93	3.66
21	17.22	3.63
22	17.43	3.59
23	17.74	3.49
24	18.02	3.33
25	18.79	2.79
26	19.54	2.29
27	19.96	2.03
28	20.0	2.02
29	20.04	2.01
30	20.04	2.01
31	21.07	1.99

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.22
2	1.79	0.23
3	3.61	0.22
4	5.09	0.24
5	6.54	0.24
6	11.36	0.22
7	14.76	0.19
8	18.1	0.2
9	20.84	0.17
10	21.07	0.17

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.05
2	4.05	0.05
3	6.75	0.03
4	12.97	-0.03
5	15.96	-0.03
6	19.35	-0.01
7	21.07	0.0

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili
Favorevoli: Permanenti, variabili

1.0 1.0
1.0 1.0

=====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

=====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	/	0.25	15	1820	1860	Terreno vegetale
2	0.1	/	34	2000	2010	Stabilizzato
3	0.05	/	28	1850	1910	Materiale da rilevato
4	/	/	26	1920	1950	Sabbie limoso-argillose
5	/	0.3	/	1880	1920	Depositi coesivi

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato: 1.57
 Ascissa centro superficie: 3.47 m
 Ordinata centro superficie: 7.85 m
 Raggio superficie: 6.46 m

=====

Numero di superfici esaminate: (143)

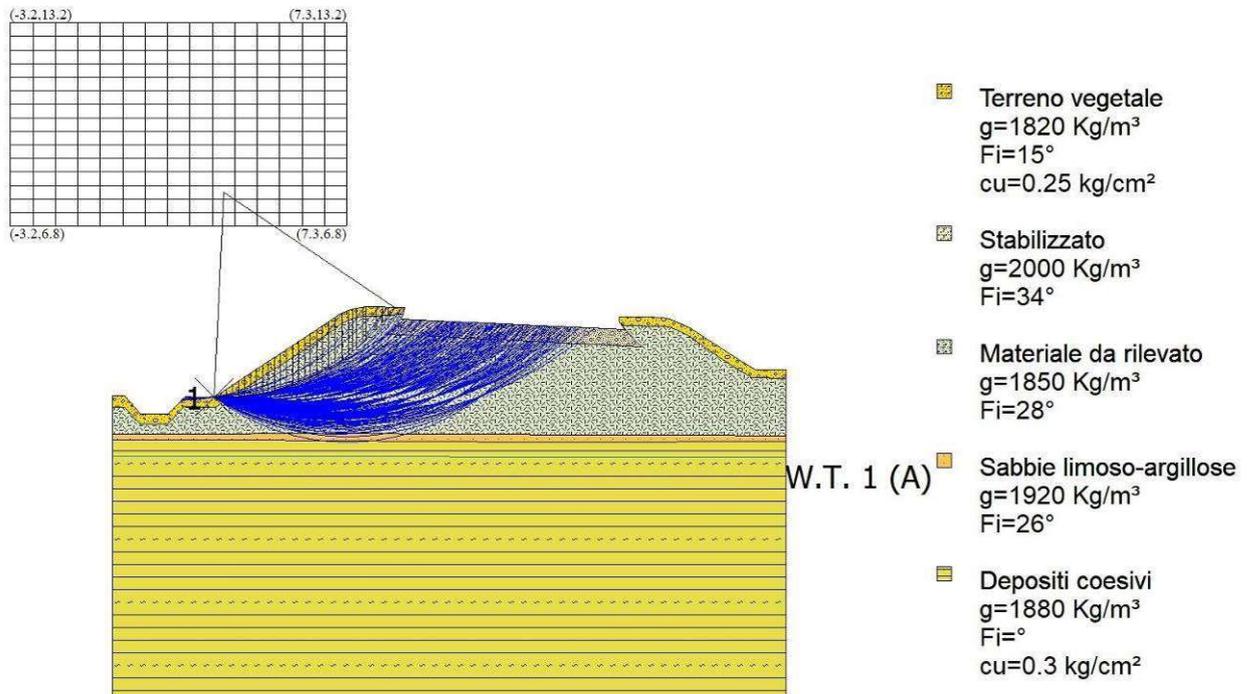


Figura 18 – Modello Geotecnico analizzato e verifica di tutte le superfici analizzate; si nota che $F_s > 1,1$ (stabilità verificata) per tutte le superfici (contrassegnate con il colore blu)

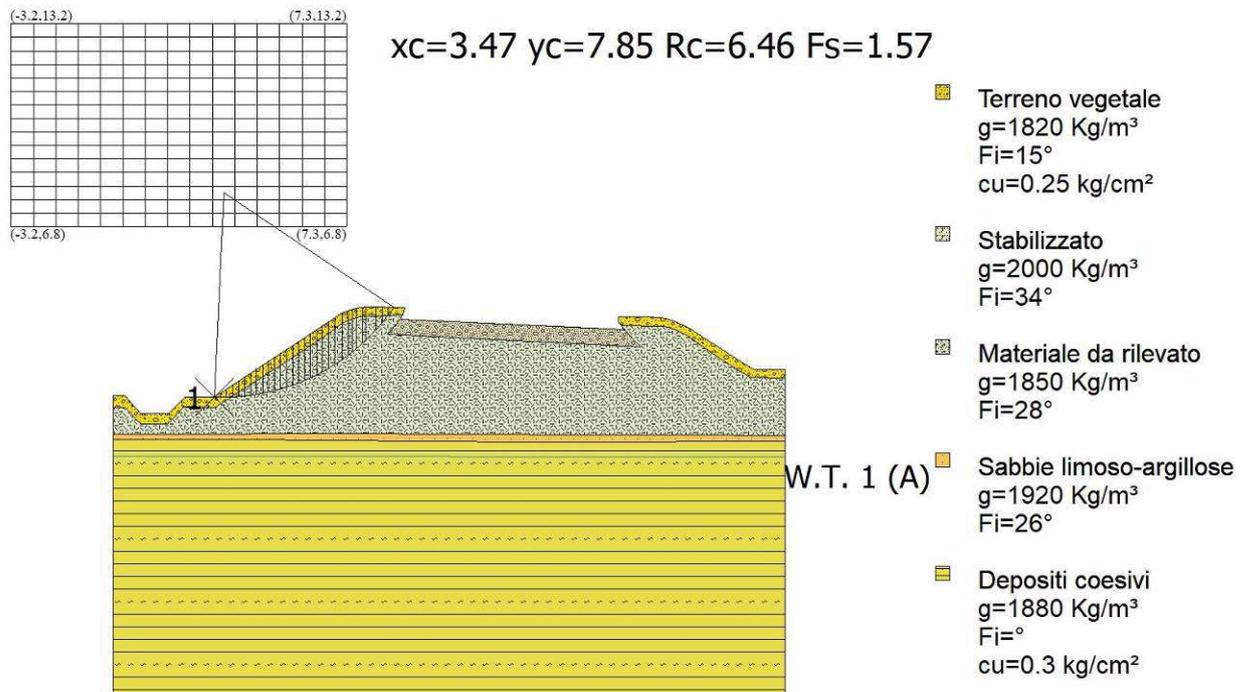


Figura 19 – Modello Geotecnico analizzato e superficie calcolata con F_s (Safety factor) minimo; si nota che $f_s > 1,1$ (stabilità verificata)

3 COMMENTO DEI RISULTATI

Dall'analisi della stabilità dello stato di progetto risulta che l'intervento risulta fattibile, nel rispetto delle normative vigenti, in quanto la stabilità globale dell'opera risulta assicurata con i margini di sicurezza minimi previsti da normativa; risulteranno di fondamentale importanza i seguenti aspetti:

- Che la geometria di intervento non sia difforme rispetto a quanto dichiarato;
- Che i materiali che saranno utilizzati per la realizzazione del corpo del rilevato (A1, A2-4, A2-5, A3) rientrino nelle caratteristiche di cui alla tabella della classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006) e siano accuratamente lavorati in modo da rispettare i parametri geotecnici minimi che assicurano la stabilità del pendio (Angolo di attrito $\Phi = 28^\circ$, coesione efficace $c' = 0,05 \text{ kg/cm}^2$);
- Che sia rispettata la regimazione di progetto delle acque meteoriche;
- Che la scarpata di neo-realizzazione nel settore di monte non superi l'inclinazione di progetto e venga immediatamente inerbata onde evitare l'erosione da parte delle acque meteoriche.

PARTE 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le aree oggetto d'intervento sono dislocate lungo la SS 16 ad ovest e a sud della Città di Ravenna. Le quote del p.c. sono comprese tra 3,1 e 1,0 m s.l.m.m. circa.

Come si evince dalle mappe litologiche riportate al Cap. 2 si nota che nel tratto della SS 16 compreso tra le progressive 148+800 e 150+100 km, le litologie prevalenti sono sabbie limoso-argillose di piana alluvionale. A partire dalla progressiva 150 km circa invece i terreni affioranti sono caratterizzati da granulometrie maggiormente fini (argille limose) fino alla progressiva 152+800 km. Nell'ultima parte del tracciato (fino alla progressiva 154+700 km), tornano ad essere prevalenti le litologie sabbiose con subordinate intercalazioni di limi e argille.

La stratigrafia di massima del territorio in esame (vedi Allegato 01) è costituita da:

- Terreni coesivi con intercalazioni sabbiose (spessore compreso tra 5 e 10 metri);
- Terreni prevalentemente granulari (sabbie da fini e ghiaiose) fino a 20-25 metri.

Presso le aree di futura indagine è presente una falda freatica superficiale (soggiacenza compresa tra 1 e 3 m dal p.c.) alimentata dall'infiltrazione diretta, dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico e dall'irrigazione, regimata dalla rete di canali e scoli consorziali.

Per l'analisi qualitativa delle indagini svolte e per le analisi geotecniche specifiche (analisi stabilità rampa allo svincolo S.S. 13 e S.S. 3 bis, ed analisi della portata di un palo singolo relativamente alle opere di fondazione per le strutture da realizzarsi al Km 153+200) si rimanda ai rispettivi capitoli e paragrafi, in particolare cap.3 e cap. 4 paragrafi 4.1 e 4.2.

Relazione redatta nel mese di Ottobre 2020

Dott. Geol. Matteo Scalzotto

