



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE



AEROPORTO "MARCO POLO" DI TESSERA - VENEZIA

Concessionaria del MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI



COMMESSA

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE TEMPORANEA DELL'AREA DI CANTIERE "B"
PER LO SVOLGIMENTO DELLA CAMPAGNA DI ATTIVITA' DI TRATTAMENTO
RIFIUTI PER MEZZO DI IMPIANTI MOBILI**

PROGETTO PRELIMINARE

ELABORATO

COMMESSA: CO771 COD. C.d.P.: 4.14

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO

PP - 9RGB.5 - 00

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	NOME FILE: CO-771-PP-9RGB.5-00
0	IX/2014	Prima emissione	F. Volpato	M. Schiavo	A. Manganaro	FILE DI STAMPA: CTB TECNO
						SCALA: -

PROGETTISTA



SAVE ENGINEERING S.r.l.
Sede Legale: V.le G. Galilei, 30/1 - 30173
Venezia - Tessera (Italia)
Uffici: Via A. Ca' Da Mosto, 12/3 - 30173
telefono: +39/041 260 6191
telefax: +39/041 2606199
e-mail: saveeng@veniceairport.it

DIRETTORE TECNICO
Ing. Franco Dal Pos



COMMITTENTE

SAVE S.p.A.
DIREZIONE OPERATIVA
DUP R.L.

Ing. Virginio Bramazzo

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
PROGETTAZIONE

Ing. Franco Dal Pos

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
MANUTENZIONE

Ing. Virginio Bramazzo

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
AREA MOVIMENTO-TERMINAL

sig. Francesco Rocchetto

SAVE S.p.A.
COMMERCIALE E
SVILUPPO AVIATION

dott. Camillo Bezzolo - dott. Giovanni Rebecchi

SAVE S.p.A.
QUALITÀ AMBIENTE
E SICUREZZA

Ing. Davide Bassano

SAVE S.p.A.
SAFETY MANAGER

sig. Adriano Anderson

CONSULENTI PROGETTISTI

MADE

MADE ASSOCIATI architettura e paesaggio
arch. Mirella De Poli
20090 Sesto San Giovanni (MI)
Via Sesto San Giovanni, 2 - 20130 Milano Italia
02/8077111 - 02/8077112
www.madeassociati.it



INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	4
3. ELEMENTI IDROGEOLOGICI.....	13
4. INDAGINE GEOGNOSTICA.....	15
4.1 INDAGINI IN SITU ANNI 1972-1973.....	15
4.1.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte	15
4.1.2 Indagini in situ	15
4.2 INDAGINI IN SITU ANNO 2012	17
4.2.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte	17
4.2.2 Indagini in situ.....	18
4.2.2.1 Campagna indagini in sito svolta nel Novembre 2012	18
4.2.2.2 Campagna indagini in sito svolta nel Dicembre 2012	18
4.3 INDAGINI IN SITU ANNO 2013	19
4.3.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte	19
4.3.2 Indagini in situ	19
4.3.2.1 Campagna indagini in sito svolta nell'Aprile del 2013.....	19
4.3.2.2 Campagna indagini in sito svolta nell'Agosto del 2013.....	20
4.4 INDAGINI IN SITU ANNI 2013-2014.....	24
4.4.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte	24
4.4.2 Indagini in situ	24
5. MODELLO GEOTECNICO.....	26
5.1 PREMESSA.....	26
5.2 UNITA' LITOSTRATIGRAFICHE	28
5.3 AREA PROLUNGAMENTO TWY TN.....	30
5.4 AREA PROLUNGAMENTO PISTA 22R.....	30
5.5 AREA ZONA DE-ICING E PIAZZALE SUD.....	31
5.6 ZONA RESA E BARENA	31
5.7 REGIME FREATICO AREA AEROPORTUALE	32
6. ANALISI OPERE	34

6.1	CODICE DI CALCOLO SLIDE	34
6.2	PROPRIETÀ DEI TERRENI.....	37
6.3	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALI	37
6.3.1	SCENARIO 1	39
6.3.1.1	Metodo di Bishop	39
6.3.1.2	Metodo di Jambu semplificato.....	40
6.3.1.4	Metodo di Jambu corretto.....	40
6.3.1.3	Metodo di Lowe-Karafiath	41
6.3.1.5	Metodo GLE.....	41
6.3.2	SCENARIO 2	42
6.3.2.1	Metodo di Bishop	42
6.3.2.2	Metodo di Jambu semplificato.....	42
6.3.2.3	Metodo di Jambu corretto.....	43
6.3.2.4	Metodo di Lowe-Karafiath	43
6.3.2.5	Metodo GLE.....	44
6.3.3	SCENARIO 3	45
6.3.3.1	Metodo di Bishop	45
6.3.3.2	Metodo di Jambu semplificato.....	45
6.3.3.3	Metodo di Jambu corretto.....	46
6.3.3.4	Metodo di Lowe_karafiath	46
6.3.3.5	Metodo GLE.....	47
6.3.4	SCENARIO 4	48
6.3.4.1	Metodo di Bishop	48
6.3.4.2	Metodo di Jambu semplificato.....	48
6.3.4.3	Metodo di Jambu corretto.....	49
6.3.4.4	Metodo di Lowe-Karafiath	49
6.3.4.5	Metodo GLE.....	50

1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito degli interventi di manutenzione delle piste dell'aeroporto Marco Polo, nella fattispecie nella definizione preliminare delle caratteristiche geomeccaniche dell'area denominata Zona "B" ove è prevista la realizzazione di un impianto di riciclaggio mobile. Sono presentati nel seguito, i principali aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici del sito interessato, inteso nella globalità del sedime aeroportuale.

Per la definizione delle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche dei terreni si farà riferimento alle campagne di indagine geognostiche svolte in sito integrate con le informazioni fornite dalle banche dati stratigrafiche già esistenti e alla documentazione fornita dalla Regione Veneto.



Figura 1. Vista satellitare dell'area.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

La zona oggetto di intervento fa parte della Pianura Padana, si tratta di una piana alluvionale compresa tra le Prealpi, i Colli Euganei e Berici ed il Mare Adriatico, tale pianura ha origine ed evoluzione nel corso dei secoli per effetto dei processi erosivi dei rilievi alpini e prealpini.

Alla fine dell'epoca Pliocenica, il livello del mare era molto più elevato di quello odierno e le pianure Padana e Veneta erano completamente sommerse.

L'epoca Pleistocenica fu caratterizzata da numerose glaciazioni e post-glaciazioni, durante le quali la linea costiera avanzava o arretrava.

All'apice dell'ultima glaciazione Wurmiana, la linea costiera era ubicata circa a livello della città di Ancona e, conseguentemente, tutta la pianura Veneta era emersa. Successivamente, circa 15.000 anni fa, intervenne un periodo caldo che portò allo scioglimento dei ghiacciai e il livello del mare raggiunse, tra 7.000 e 5.000 anni fa, un valore leggermente più alto di quello attuale.

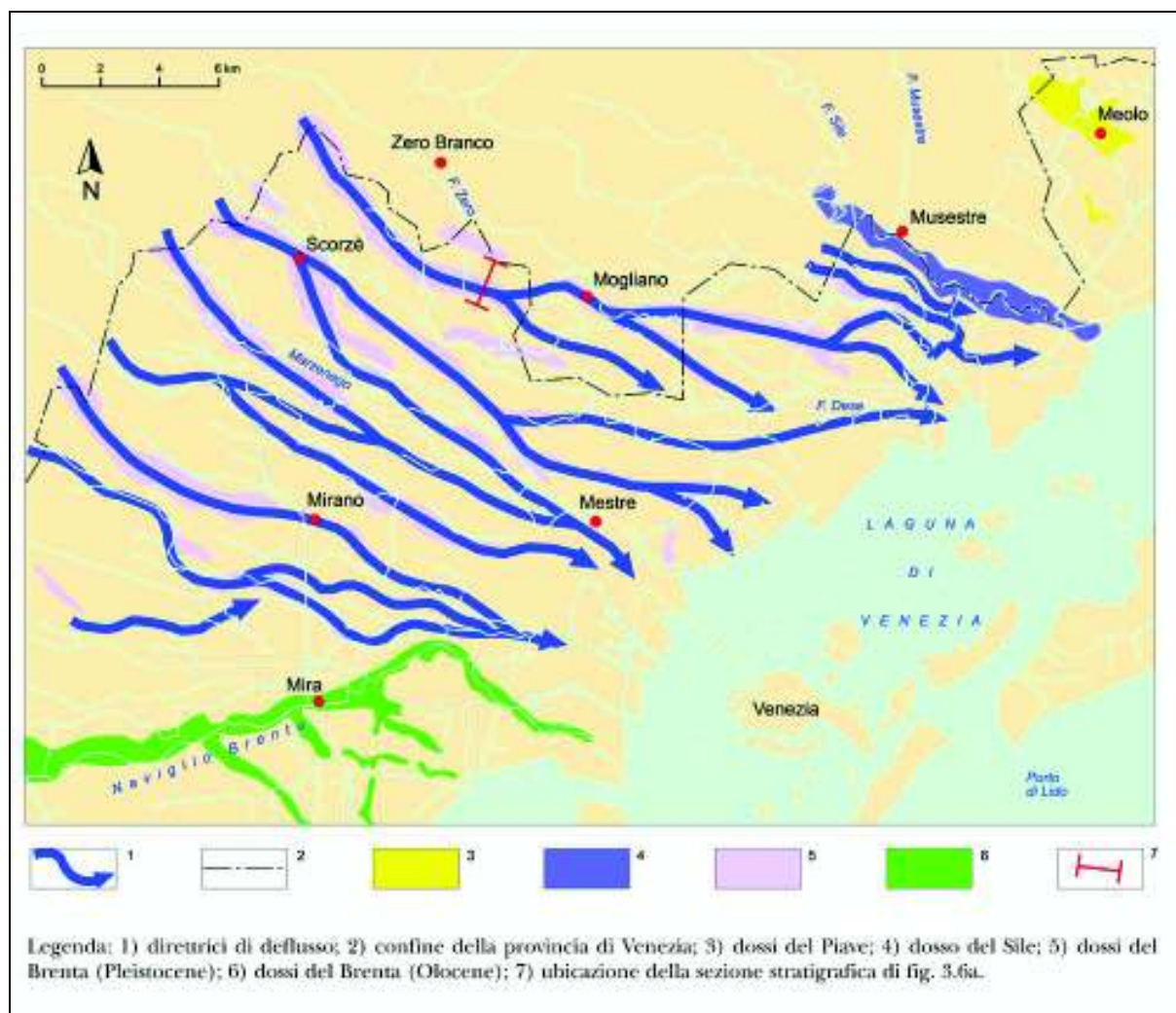


Figura 2. Direttrici di deflusso tardo-pleistoceniche del Brenta.

Come riportato in Figura 2, la pianura è risulta caratterizzata dalla presenza di più corsi d'acqua ad andamento subparallelo che, usciti dalle valli montane, la attraversano in direzione approssimativamente trasversale fino a sfociare nel mare Adriatico. Le divagazioni dei fiumi, nel corso del Quaternario, sono giunte a coprire aree molto vaste, formando sistemi sedimentari tipici a ventaglio, detti “megafan” alluvionali. Questi corpi deposizionali, nell’area veneta e friulana e soprattutto nel settore ad est del Naviglio del Brenta, risultano individuabili prossimità della linea di costa, in base alle loro peculiari caratteristiche geomorfologiche, stratigrafiche, pedologiche e mineralogiche.

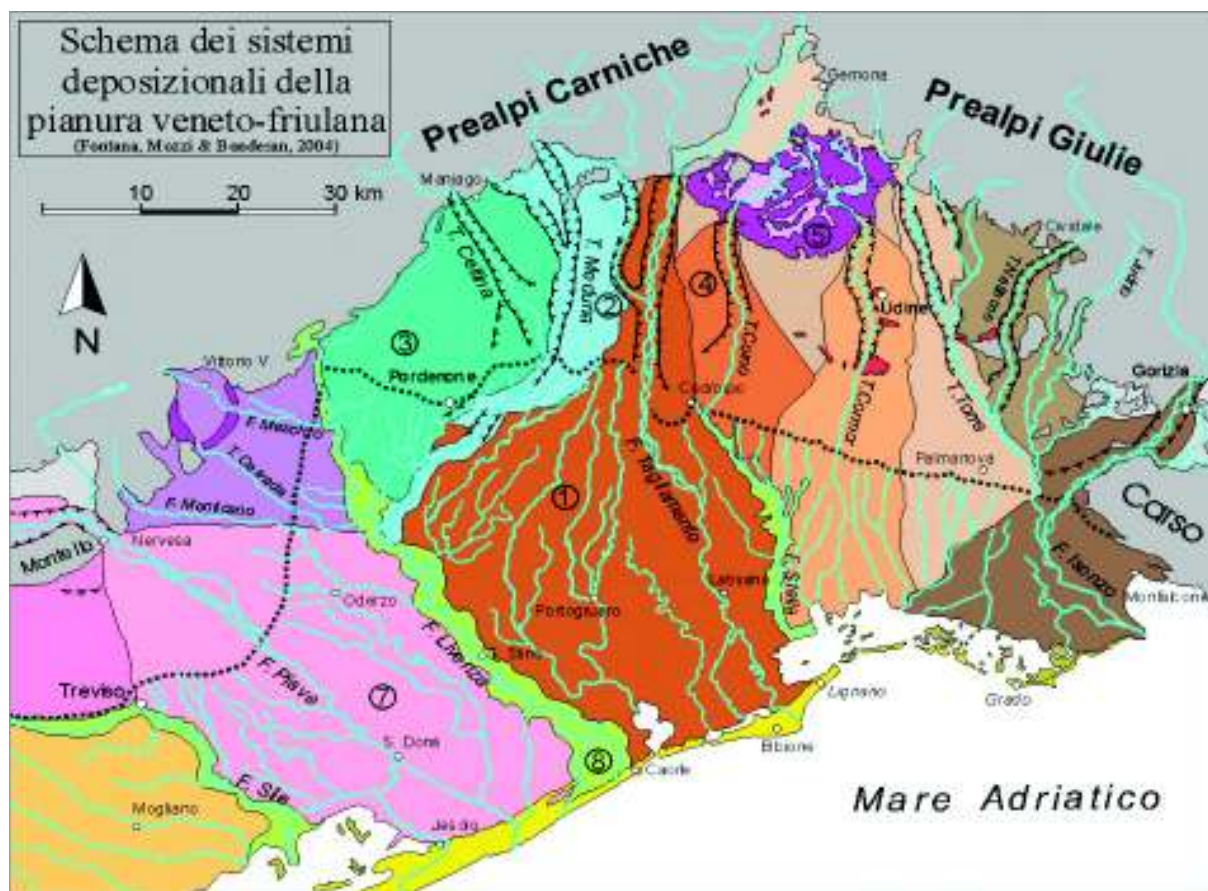


Figura 3. Megafan alluvionali della pianura friulana e veneta orientale.

La laguna di Venezia si formò attorno a 6.000 anni fa, durante la trasgressione flandriana, quando il mare penetrò in un preesistente bacino lacustre.

Nella laguna di Venezia, i 100 metri superiori di terreno sono formati da un complesso insieme di sabbie, limi e argille limose, con torbe accumulate caoticamente durante la glaciazione wurmiana. L'epoca Olocenica è responsabile solo dei depositi più superficiali, che raggiungono lungo la linea costiera i 10÷15m di spessore mentre, verso l'entroterra, lo spessore è più limitato.

Il tetto dei depositi wurmiani è formato da una crosta di argilla limosa fortemente sovra consolidata, denominata “caranto”, che forma in molti casi, il terreno di fondazione di edifici della città storica di

Venezia. Il “caranto” si è formato per essiccazione durante l'ultima glaciazione pleistocenica. Se ci si muove dall'entroterra alla costa la profondità di tale strato varia da 5m a 15m. Naturalmente non in tutte le zone è presente tale orizzonte stratigrafico.

La morfologia lagunare è conseguenza della intensa azione antropica nel corso dei secoli, da quando i cittadini di Venezia, attorno al 1.200, si insediarono nelle isole. In particolare, i Veneziani dedicarono molti sforzi per mantenere l'insularità della città storica e delle isole, deviando verso la periferia lagunare il corso dei fiumi Brenta, Sile e Piave che trasportavano sedimenti in laguna. La **Figura 4** a) e b) mostra un confronto tra la morfologia della laguna di Venezia nel XII secolo e quella nel XXI secolo. Si può notare come la zona dell'aeroporto, attraversata dal Canale dell'Osellino da Nord a Sud, fosse totalmente diversa dalla configurazione attuale a testimonianza di una modificazione morfologica, dovuta all'azione combinata degli agenti naturali e dell'azione umana.

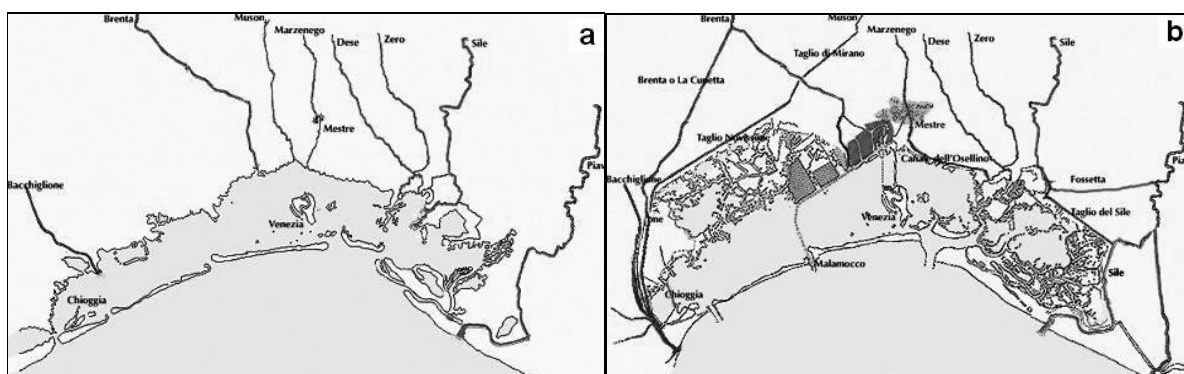


Figura 4. Morfologia della laguna di Venezia: a) nel XII e b) nel XXI secolo.

In base alle informazioni disponibili l'area occupata dal “caranto” è indicata in **Figura 5**. Nella zona lagunare a Nord non ci sono elementi che supportino la presenza di “caranto”, ma non è escluso che esso sia presente localmente eroso dalle correnti fluviali dell'epoca post glaciale. Là dove è presente, esso è riconoscibile dal tipico colore grigio-giallo e dalla presenza di molte fessure, traccia delle essiccazioni.

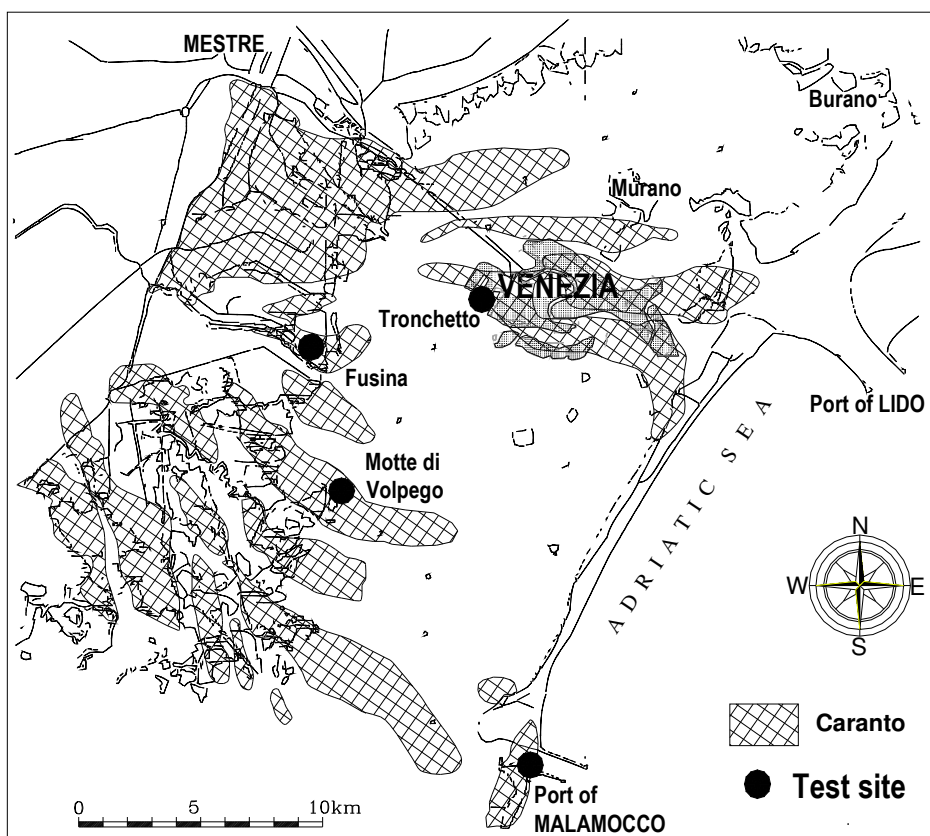


Figura 5. Distribuzione del "caranto" nell'area lagunare in base alle informazioni disponibili nel 1974.

Ricade nella zona di interesse la così detta Unità di Mestre, facente parte del più vasto sistema alluvionale del Brenta. L'unità di Mestre ricade nel settore distale delle porzioni pleistoceniche del megafan del Brenta, che si sono andate formando durante l'ultimo massimo glaciale tra circa 25.000 e 14.500 anni BP (Mozzi, 2005; Fontana et al., 2008).

Tale unità ha spessori complessivi di circa 20-25m, è eteropica con l'unità di Meolo (megafan del Piave) (Bondesan et al., 2004) e con il coevo sistema alluvionale dell'Adige, risulta inoltre ricoperta dalle unità oloceniche di Dolo e Camponogara a sud e dalle unità di Portegrandi e di Montiron a nordest. Facendo riferimento alla pagina seguente e alla successiva figura si riportano rispettivamente la legenda e l'estratto della carta geomorfologica del Veneto a cui fa riferimento la zona di interesse ricadente nell'area dell'aeroporto Marco Polo.

LEGENDA CARTA GEOMORFOLOGICA

IDROGRAFIA



FORME E DEPOSITI IN TERRAFERMA

<p>Traccia di corso fluviale estinto a livello della pianura o leggermente incassato:</p> <p>ben definita</p> <p>mal definita</p>	<p>1554 TACCHIO DE S. GIORDANO</p> <p>Iconismo antico desunto da cartografia storica e anno di edizione della carta</p> <p>Area depressa in pianura alluvionale</p> <p>Lago di meandro abbandonato</p> <p>Dosso fluviale:</p> <p>particolarmente pronunciato</p> <p>poco pronunciato</p> <p>Ventaglio di esondazione</p> <p>Golea</p>	<p>Orlo di terrazzo:</p> <p>netto</p> <p>mal definito</p> <p>Ghiaia</p> <p>Sabbia</p> <p>Limo</p> <p>Argilla</p> <p>Torba</p>
<p>Traccia di antichi canali lagunari:</p> <p>ben definita</p> <p>mal definita</p> <p>Traccia di idrografia antica desunta dall'analisi cartografica</p> <p>Sito di deviazione fluviale e anno dell'evento</p>		

FORME E DEPOSITI IN LAGUNA

<p>Ingresso di sistema fluviale attivo o abbandonato in canale lagunare</p> <p>Dosso fluviale in laguna</p> <p>Paleosalvo fluviale sepolto in laguna, ove riconosciuto (E. Canali)</p> <p>Delta fluviale endolagunare</p> <p>Frangie di pianura alluvionale pleistocenica in laguna</p> <p>Barena su sedimenti di ambiente palustre d'acqua dolce</p> <p>Barena naturale in:</p> <p>equilibrio</p> <p>accrescimento</p> <p>erosione</p> <p>Struttura morfologica artificiale a velma o a barena</p> <p>Velma</p> <p>Canale di marea, ghebo</p>	<p>Argine naturale di canale lagunare</p> <p>Area depressa del fondo lagunare</p> <p>Fossa di foce lagunare</p> <p>Cordone litoraneo antico desunto da:</p> <p>immagini satellitari</p> <p>cartografia storica</p> <p>rilievemento (E. Canali)</p> <p>Isola sommersa desunta da cartografia storica</p> <p>Antico canale lagunare desunto da cartografia storica</p> <p>Antico corso fluviale desunto da cartografia storica</p> <p>XVI e XVII secolo</p> <p>1931</p> <p>Dosso fluviale in laguna desunto da cartografia storica</p>	<p>Margine interno lagunare e linea di riva desunti da cartografia storica</p> <p>secolo XVI</p> <p>secolo XVII</p> <p>Margine lagunare desunto da cartografia storica (1753)</p> <p>Traccia di antica bocca lagunare desunta da cartografia storica</p> <p>Terre emerse a tessitura non nota</p> <p>Fondo lagunare a tessitura non nota</p> <p>Sabbia</p> <p>Sabbia limosa</p> <p>Limo sabbioso</p> <p>Limo</p> <p>Limo argilloso</p> <p>Argilla limosa</p>
--	--	--

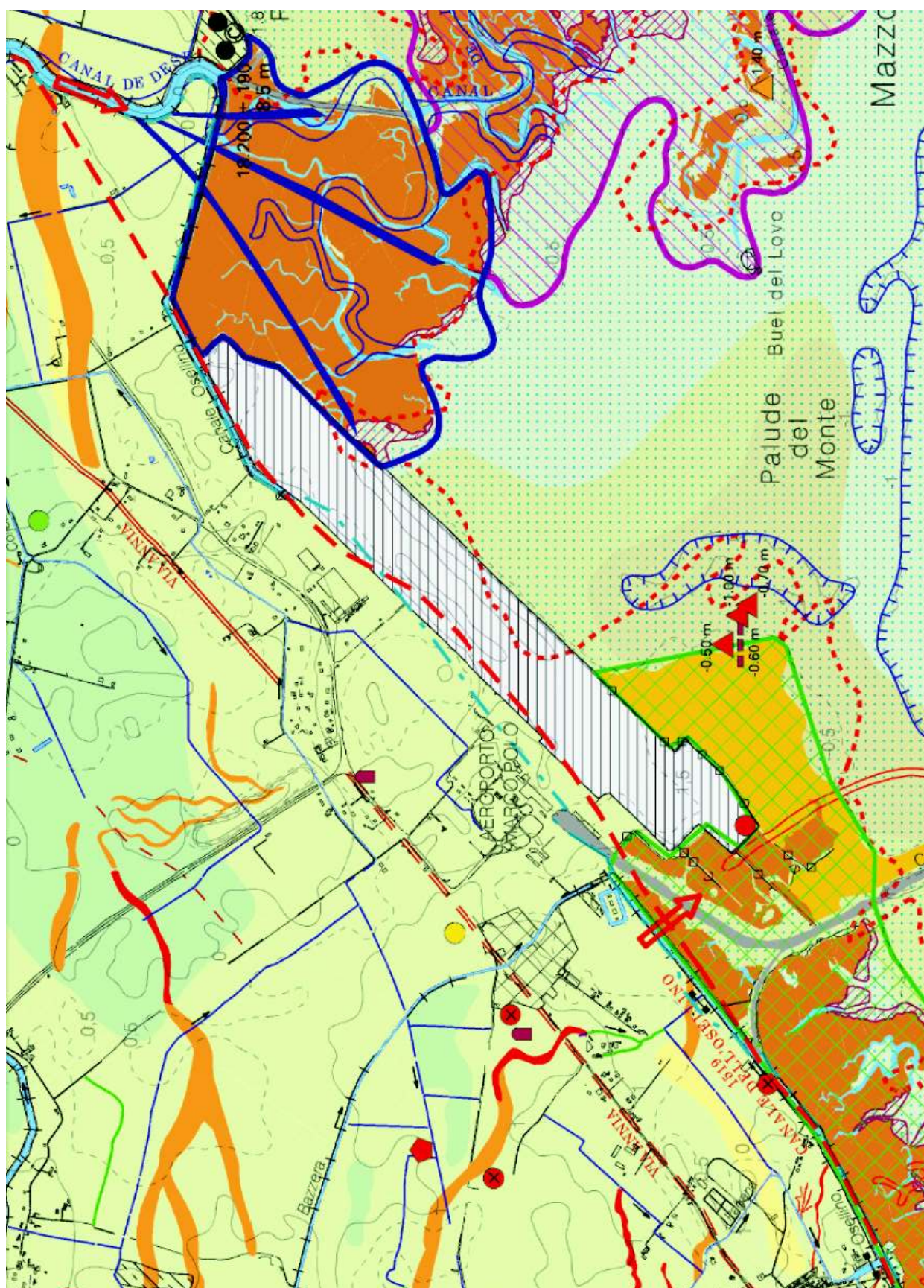


Figura 6. Estratto carta geomorfologica.

I terreni dell'area risultano essere costituiti prevalentemente da sabbie, limi e argille, queste ultime contenenti percentuali variabili, ma solitamente piuttosto elevate, di limo, tale unità, facente parte del più vasto sistema alluvionale del Brenta, viene definita Unità di Mestre.

In **Figura 7**, si riportano alcuni tipici profili lagunari dove è possibile osservare l'elevato livello di eterogeneità ed inter-digitazione degli strati di terreno. Da notare che la maggior parte dei terreni appartengono alle classi delle sabbie, limi e argille limose con livelli di torba. L'eterogeneità è rilevante non solo a grande scala, ma anche a livelli centimetrici. Studi geologici hanno individuato cinque cicli deposizionali (alla bocca di Lido), caratterizzati da sedimenti più fini verso l'altro e più grossi verso il basso di ogni ciclo.

L'unità olocenica è prevalentemente composta da sabbie marine con contenuti di conchiglie lungo la costa e da sedimenti fini contenenti materiale organico nelle zone verso l'entroterra, come quelle dove è ubicato l'aeroporto di Venezia.

Le sabbie sono caratterizzate da due differenti tipi di sorgenti petrografiche e, cioè, quella granitica (Padana) e quella calcareo-dolomitica (Veneta). La prima è caratterizzata da sedimenti di natura silicea provenienti dal bacino del Po e da quello dell'Adige, mentre la seconda, prevalente nell'area nord della laguna, mostra sedimenti prevalentemente carbonatici, a causa della provenienza dei sedimenti dai bacini del Piave, Livenza and Tagliamento.

I minerali argillosi, in generale non eccedenti il 20% del totale, sono prevalentemente composti da illite (50÷60%) con clorite e smectite come minerali secondari.

I profili di contenuto in carbonati determinati nei siti di Motte di Volpego, Tronchetto, Malamocco (MTS) e Treporti (TTS), mostrano (**Figura 7**) che la componente in carbonati è prevalente (50÷70%).

La riduzione dei carbonati accompagnata dalla presenza di terreni organici, fatto molto comune nell'area lagunare è da associarsi a episodi di sedimentazione lacustre.

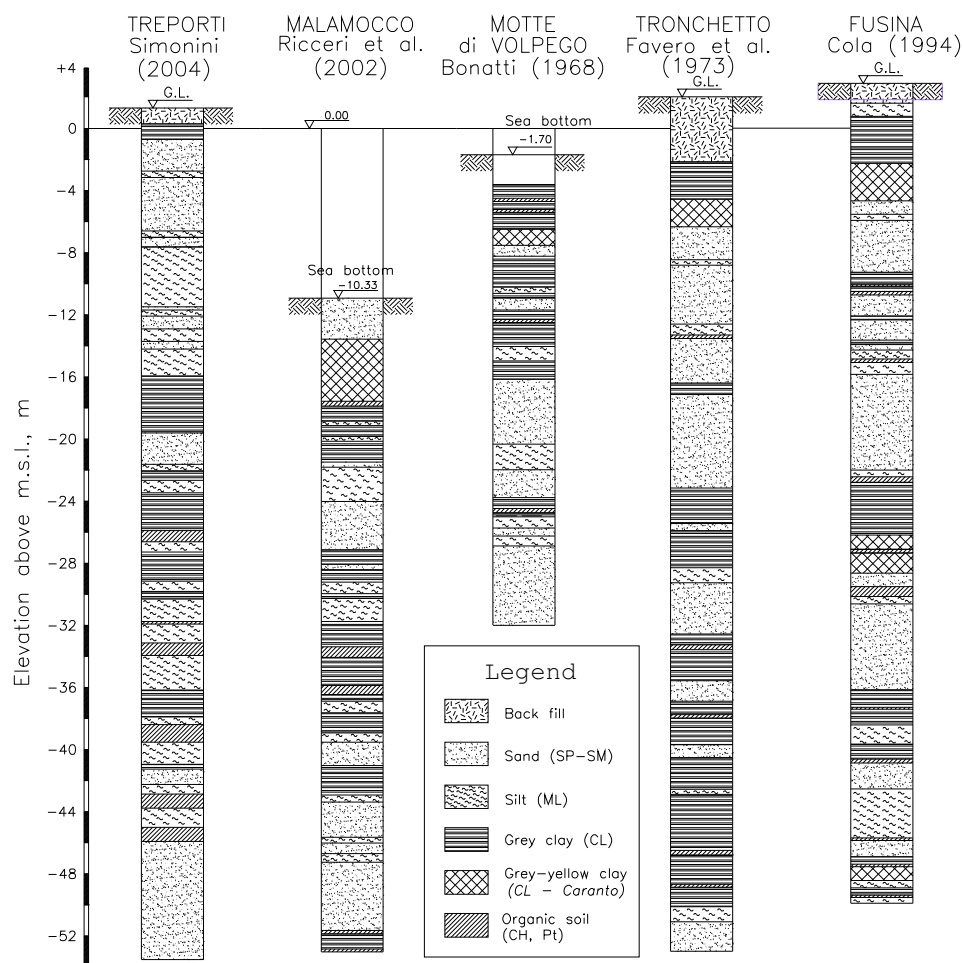


Figura 7. Profili caratteristici del sottosuolo lagunare.

Rimandando per quanto riguarda la caratterizzazione di tipo geotecnici alla specifica relazione, sono restituiti di seguito i profili (**Figura 9** e **Figura 10**) ricostruiti sulla base delle recenti indagini eseguite dalla ditta ECOSONDA s.a.s. nell'area oggetto di studio nel novembre del 2012, con una campagna prove costituita da n° 6 sondaggi a carotaggio continuo eseguiti lungo la pista principale, corredati da prove di tipo S.T.P., alle successive indagini svolte dalla medesima ditta nel Dicembre del 2012 consistenti in 10 ulteriori sondaggi a carotaggio continuo, ubicati come riportato in **Figura 8**.

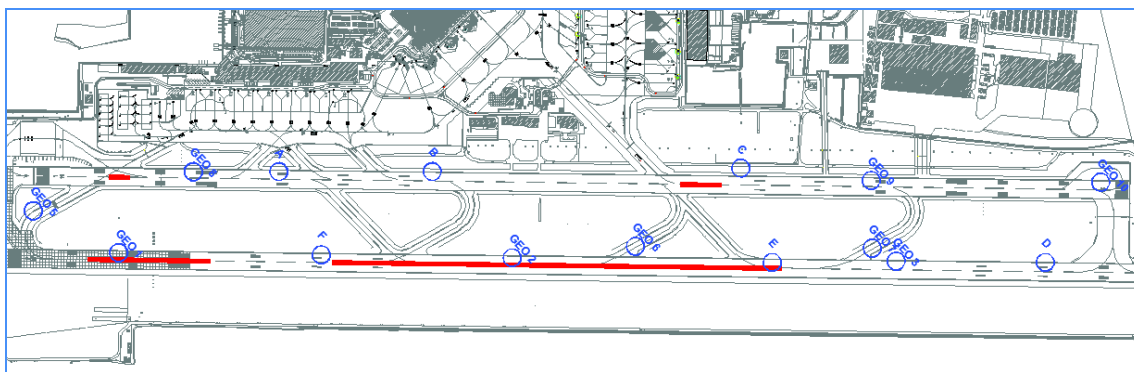


Figura 8. Ubicazione indagini 2012.

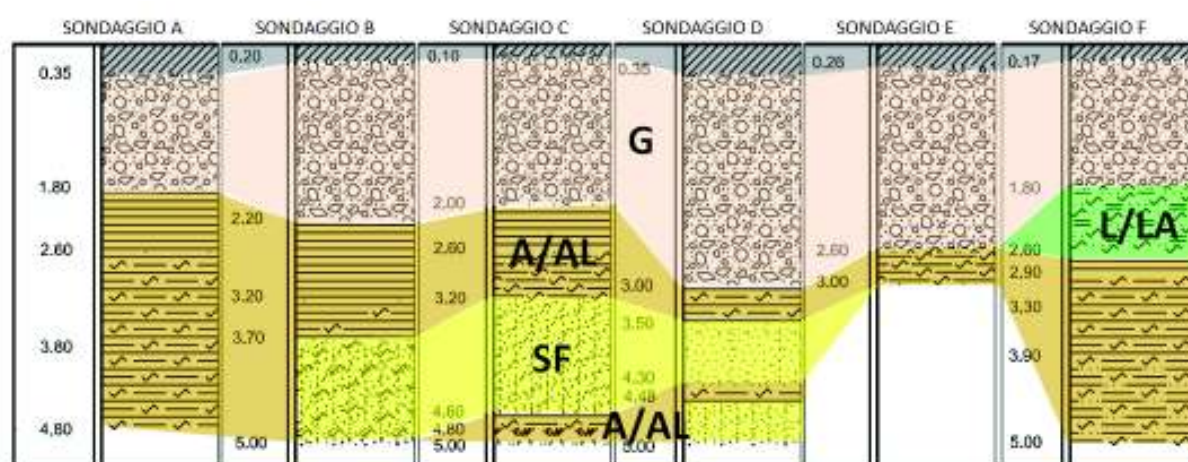


Figura 9. Sezione 1.

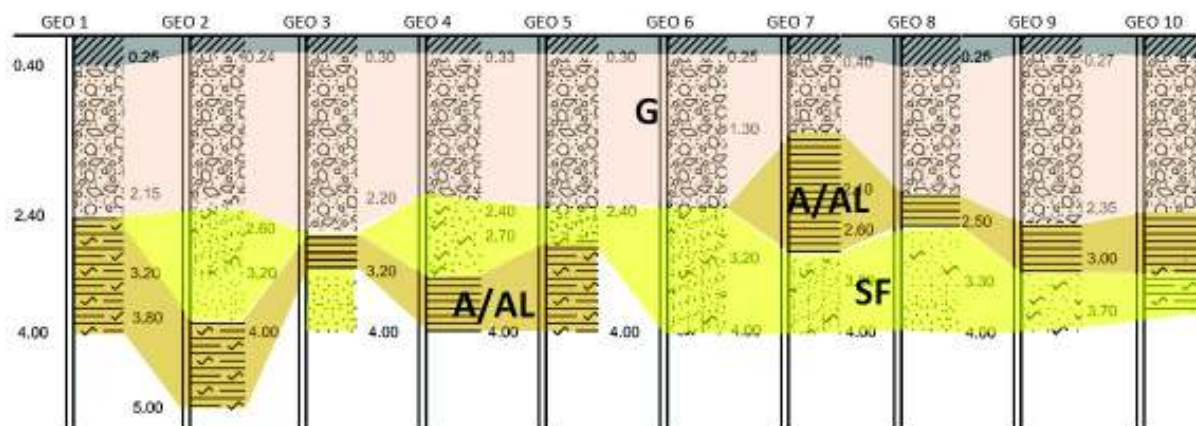


Figura 10. Sezione 2.

3. ELEMENTI IDROGEOLOGICI

A livello idrogeologico la situazione generale della pianura veneta non si presenta semplice e regolare poiché vi è una forte variabilità nel sottosuolo legata ad una forte variabilità nella formazione della pianura.

In base alla struttura del sottosuolo, si possono considerare tre differenti aree:

- alta pianura: settore corrispondente alla fascia del materasso alluvionale interamente ghiaioso;
- media pianura: area dove è presente l'alternanza di livelli ghiaioso - sabbiosi e limoso - argillosi;
- bassa pianura: equivale all'area caratterizzata da alternanza irregolare di orizzonti limoso argillosi e sabbiosi con rari livelli ghiaiosi di spessore limitato e profondi.

Si presenta quindi un complesso sistema multifalda di acquiferi che, per quanto attiene le falde profonde, trae origine dall'area di ricarica posta in corrispondenza delle Prealpi e dell'Alta Pianura Veneta (fascia pedemontana), dove la presenza di uno spesso materasso di depositi ghiaiosi consente la permeazione di elevati volumi di acque meteoriche e fluviali.

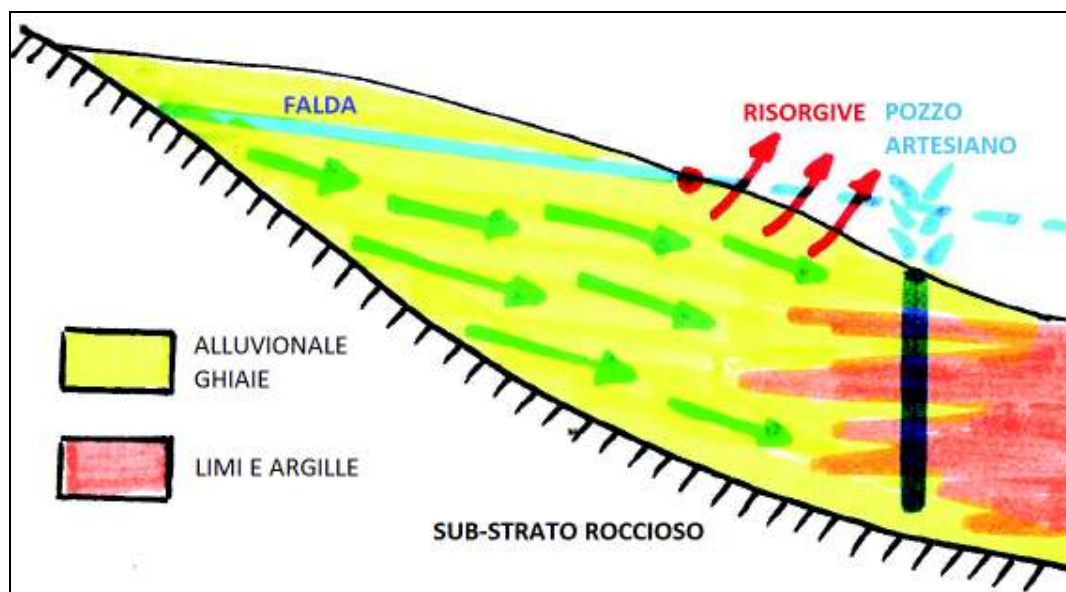


Figura 11. Sistema idrogeologico Pianura Veneta.

Il quadro idrogeologico conseguente evidenzia localmente la presenza di una “falda effimera” che impregna i materiali superficiali di riporto con scarso valore idrogeologico ma di notevole valore ambientale in termini di inquinamento effettivo e potenziale, per il possibile scambio di fluidi in senso verticale.

A causa di tale conformazione idrogeologica si potrebbe riscontrare la presenza di eventuali falde in leggera sovrappressione rispetto all'acquifero freatico superficiale.

Nei primi 20÷30m di profondità sono presenti area per area “acquiferi” e “aquicludi” a trasmissività nettamente differenziata. I principali corpi sedimentari sabbiosi possono avere valori di trasmissività di 2÷3 ordini di grandezza superiori di quelli a bassa trasmissività, con valori vicini a $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. A parità di gradiente idraulico è possibile avere un flusso idrico sotterraneo con portate di 100÷1000 volte superiori nei principali corpi sabbiosi, rispetto ai corpi circostanti con spessori di sabbie più limitati.

I gradienti idraulici sono generalmente inferiori a 1‰ o addirittura nulli, costanti nel tempo, anche se influenzati dalle oscillazioni mareali. I flussi idrici sotterranei sono rappresentati da portate molto ridotte rispetto alla maggior parte della pianura veneta.

Le piezometrie in alcuni corpi idrici sotterranei possono essere notevolmente influenzate dalla dinamica dei corpi idrici superficiali (corsi d'acqua, rete di bonifica, canali industriali...).

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

4.1 INDAGINI IN SITU ANNI 1972-1973

4.1.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte

La campagna prove del 1972 e 1973 fu effettuata al fine di avere una perfetta conoscenza geognostica dei terreni naturali interessati il prolungamento della pista di volo.

Le zone indagate (**Figura 12**), in relazione alle necessità della campagna prove, furono limitate ad aree specifiche e le indagini inizialmente previste fino a quota -10m furono estese a -14m da P.C. per accertare le caratteristiche dello strato sabbioso individuato mediamente oltre quota -7m.

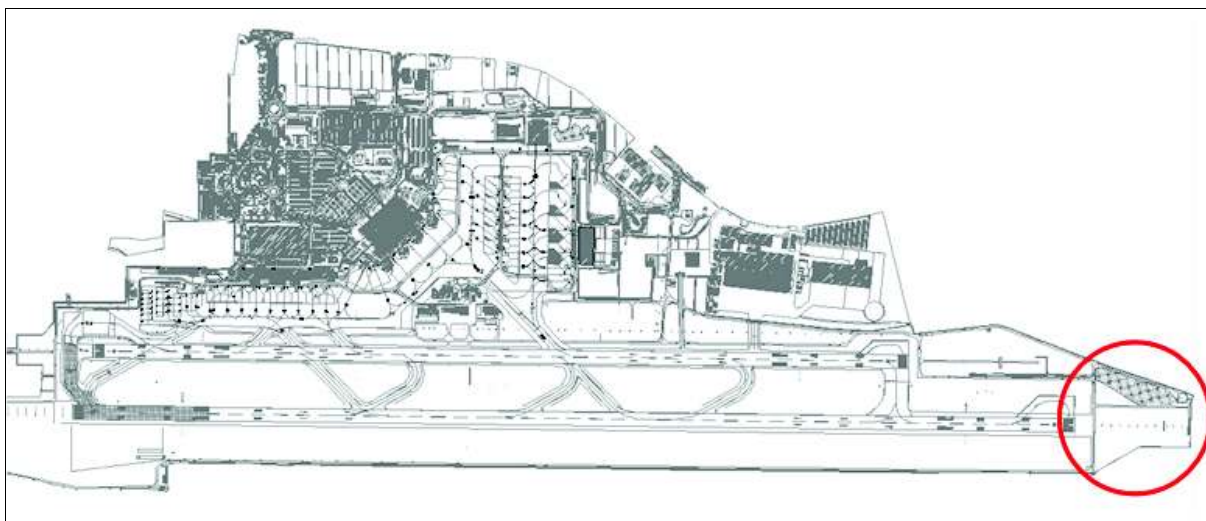


Figura 12. Area oggetto delle indagini.

4.1.2 Indagini in situ

I dati geotecnici, ricavati dalla campagna indagini eseguita negli anni '70 per i lavori di prolungamento della pista di volo, sono stati ottenuti dalle seguenti prove:

- 19 sondaggi superficiali;
- 4 sondaggi profondi;
- 14 prove CPT;
- 141 prove di carico su piastra;
- 125 prove di densità in misto cava;
- 46 prove di densità sui rilevati in sabbia;

- 4 prove edometriche.

I dati relativi alla prove CPT di quegli anni non risultano però disponibili, ovvero si hanno a disposizione le sole rappresentazioni grafiche delle curve q_c -profondità.

L'ubicazione delle prove penetrometriche, dei sondaggi superficiali e sondaggi profondi è riportata in **Figura 13** seguente.

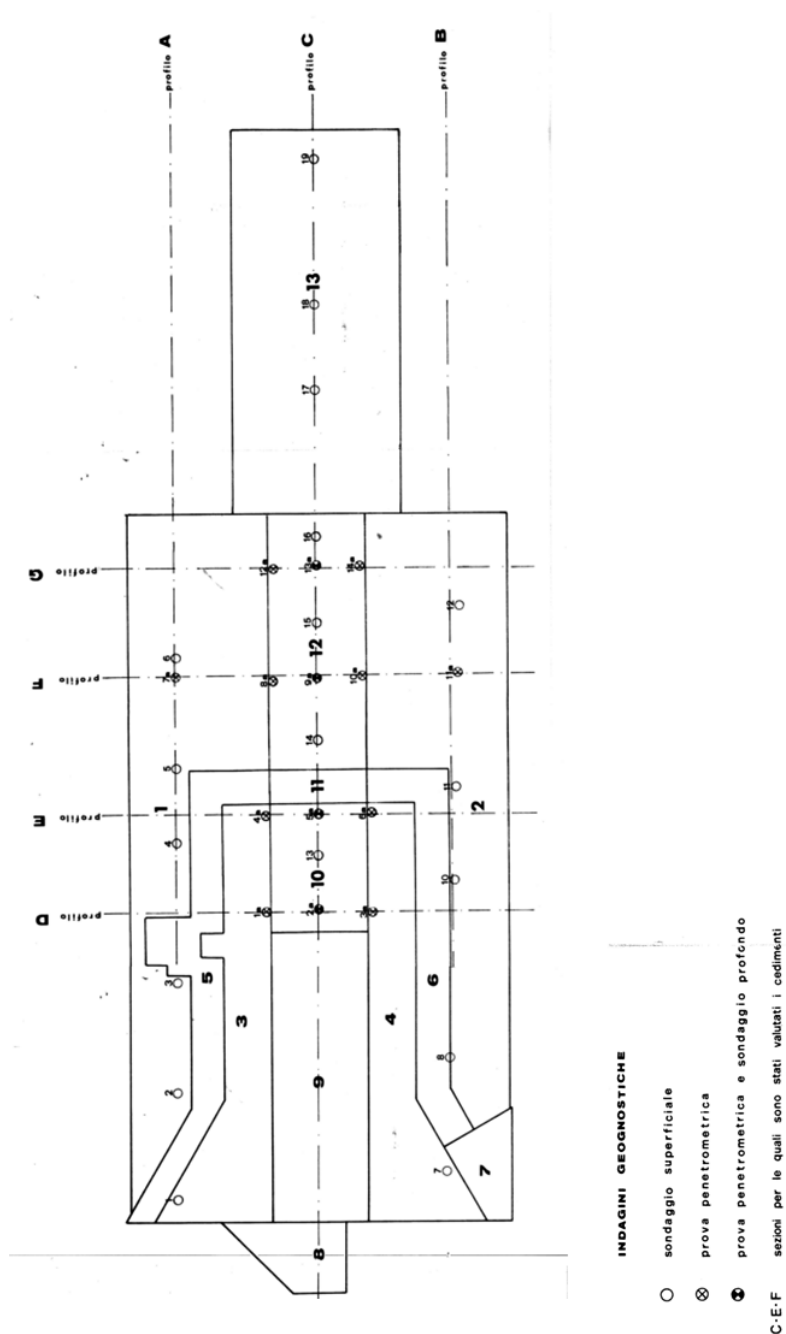


Figura 13. Ubicazione indagini.

4.2 INDAGINI IN SITU ANNO 2012

4.2.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte

Per la definizione delle principali caratteristiche meccaniche dei terreni, la loro natura e la composizione e granulometria nonché i valori dell'indice CBR, si sono effettuati nel corso del 2012 una serie complessiva di n°16 sondaggi a carotaggio continuo corredati dall'esecuzione di prove di tipo S.P.T. e dal prelievo di campioni indisturbati per successive prove di laboratorio.

La campagna di indagini eseguita in sito lungo le piste aeroportuali dell'Aeroporto Marco Polo di Venezia, è stata effettuata dalla ditta ECOSONDA S.a.s. di Morbin Francesco & C., essa è sviluppata in due fasi, una prima risalente ai giorni dal 19 al 22 novembre 2012 relativa ai sondaggi A, B, C, D ed una seconda effettuata nei giorni dal 4 al 12 relativa ai sondaggi denominati GEO 1, GEO 2, GEO 3, GEO 4, GEO 5, GEO 6, GEO 7, GEO 8, GEO 9, GEO 10.

Sui materiali prelevati dai sondaggi si sono condotte prove di laboratorio sono state effettuate presso il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova. Nel dettaglio sono state eseguite:

- prove granulometriche ai fini della classificazione dei materiali, eseguite per vagliatura meccanica (Gr) e/o per sedimentazioni in acqua (Ar) su 2 o 3 materiali presenti nelle cassette catalogatrici e nei campionatori;
- limiti di Atterberg (LL) sui materiali coesivi sottoposti a prova granulometrica per sedimentazione, per poter completare la classificazione;
- prove di compressione monodimensionale o edometriche (Ed) su terreni coesivi presenti nelle fustelle;
- determinazione del peso specifico dei grani solidi (Gs) sui terreni per i quali si è eseguita anche la prova edometrica;
- prove di compattazione del tipo Proctor modificata (Proctor) su 4 campioni granulari ottenuti raggruppando insieme i materiali granulari di 4 cassette catalogatrici. Preliminarmente alle indagini di laboratorio, i materiali provenienti da differenti campionamenti sono stati raggruppati secondo similitudine di granulometrie e tipologia, in modo da ottenere le quantità minime necessarie all'esecuzione delle prove CBR e CBR su campione imbibito.

4.2.2 Indagini in situ

4.2.2.1 Campagna indagini in situ svolta nel Novembre 2012

I 6 sondaggi hanno raggiunto profondità variabili tra 3 e 5m dal manto bituminoso. Nel seguente elenco è indicata la denominazione di ogni sondaggio con l'indicazione del prelievo dei campioni indisturbati, ottenuto tramite campionatore Shelby con fustella a pareti sottili:

- SONDAGGIO A: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷4,80m) con campione indisturbato da 3,00 a 3,60m;
- SONDAGGIO B: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷5,00 m);
- SONDAGGIO C: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷5,00m) con campione indisturbato da 2,50 a 3,00m;
- SONDAGGIO D: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷5,00m);
- SONDAGGIO E: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷3,00m);
- SONDAGGIO F: Sondaggio a carotaggio continuo (0,00÷5,00m); con campioni indisturbati da 2,10 a 2,60m e da 4,50 a 5,00m.

4.2.2.2 Campagna indagini in situ svolta nel Dicembre 2012

Nel dicembre 2012 sono stati eseguiti ulteriori 10 sondaggi che hanno raggiunto la profondità di 4m dal manto bituminoso. Nel seguente elenco viene indicata la denominazione e le caratteristiche di ogni sondaggio:

- SONDAGGIO GEO1: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Pista Principale
- SONDAGGIO GEO2: carotaggio continuo (0,00÷5,00m), Pista Principale
- SONDAGGIO GEO3: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Pista Principale
- SONDAGGIO GEO4: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Pista Principale
- SONDAGGIO GEO5: carotaggio continuo (0,00÷4,00 m), Raccordi
- SONDAGGIO GEO6: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Raccordi
- SONDAGGIO GEO7: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Raccordi
- SONDAGGIO GEO8: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Pista Secondaria
- SONDAGGIO GEO9: carotaggio continuo (0,00÷4,00m), Pista Secondaria
- SONDAGGIO GEO10: carotaggio continuo (0,00÷3,70 m), Pista Secondaria

Nella seguente Figura 14 è individuata la posizione di indagine effettuata.

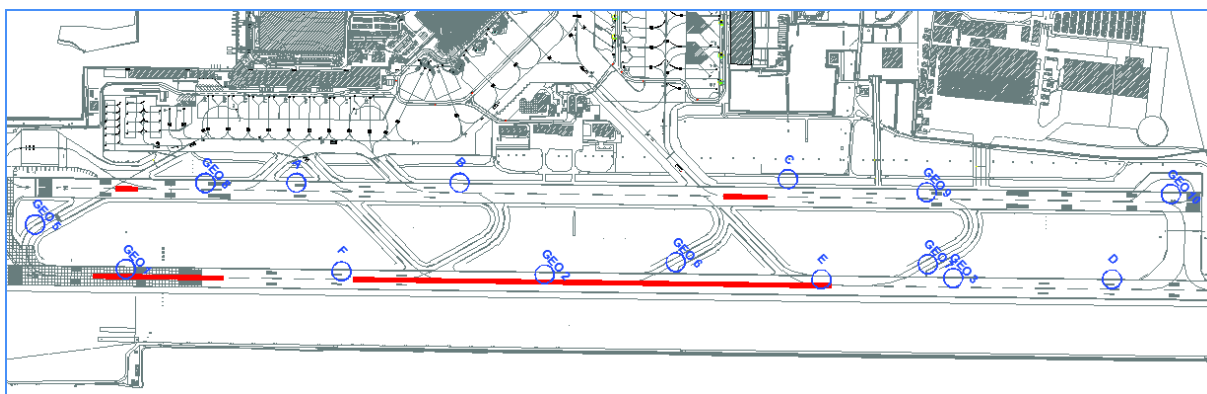


Figura 14. Ubicazione indagini 2012.

4.3 INDAGINI IN SITU ANNO 2013

4.3.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte

Nel corso del 2013, sono state condotte le ultime indagini, le principali campagne sono state due, una localizzata nella zona interessata da interventi di ripristino della pavimentazione flessibile realizzata nell'Aprile e una più vasta e massiccia che ha riguardato l'intera area ed è stata realizzata nel mese di Agosto.

4.3.2 Indagini in situ

4.3.2.1 Campagna indagini in situ svolta nell'Aprile del 2013

Le indagini in questione sono state realizzate dalla ditta Elletipi S.r.l. nell'Aprile 2013.

Tale campagna di indagini consiste in:

- n°5 prove penetrometriche pesanti di tipo DPSH;
- n°3 prove penetrometriche di tipo CPTU;
- n°3 sondaggi superficiali in corrispondenza delle prove penetrometriche statiche.

L'ubicazione delle verticali di prova è quella di seguito riportata in **Figura 15**.

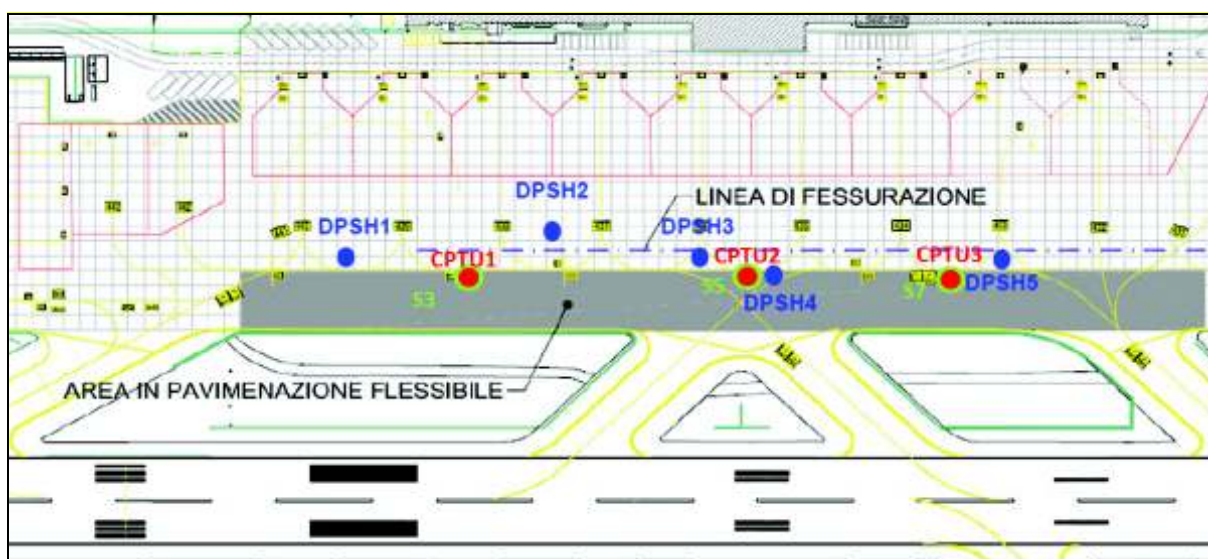


Figura 15. Ubicazione indagini 2013.



4.3.2.2 Campagna indagini in sito svolta nell'Agosto del 2013

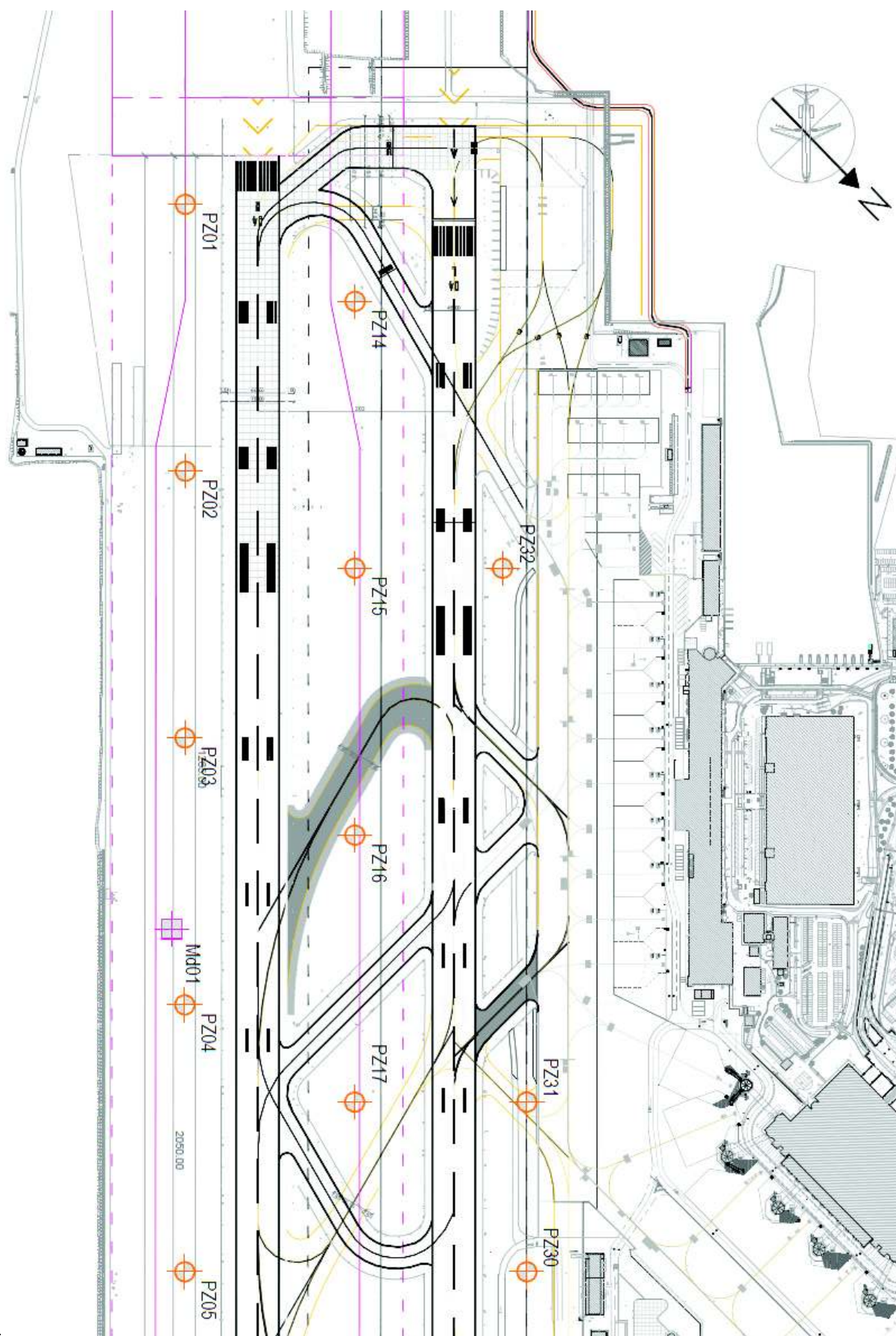
La campagna indagini dell'Agosto 2013 ha interessato un'area molto vasta ed è stata mirata alla classificazione dei terreni dello strato superficiale in rilevato esistente (se presente) o dei terreni compresi nei primi 2m di profondità nelle zone ove non fosse stato realizzato in passato il rilevato portante del sedime piste aeroportuali.

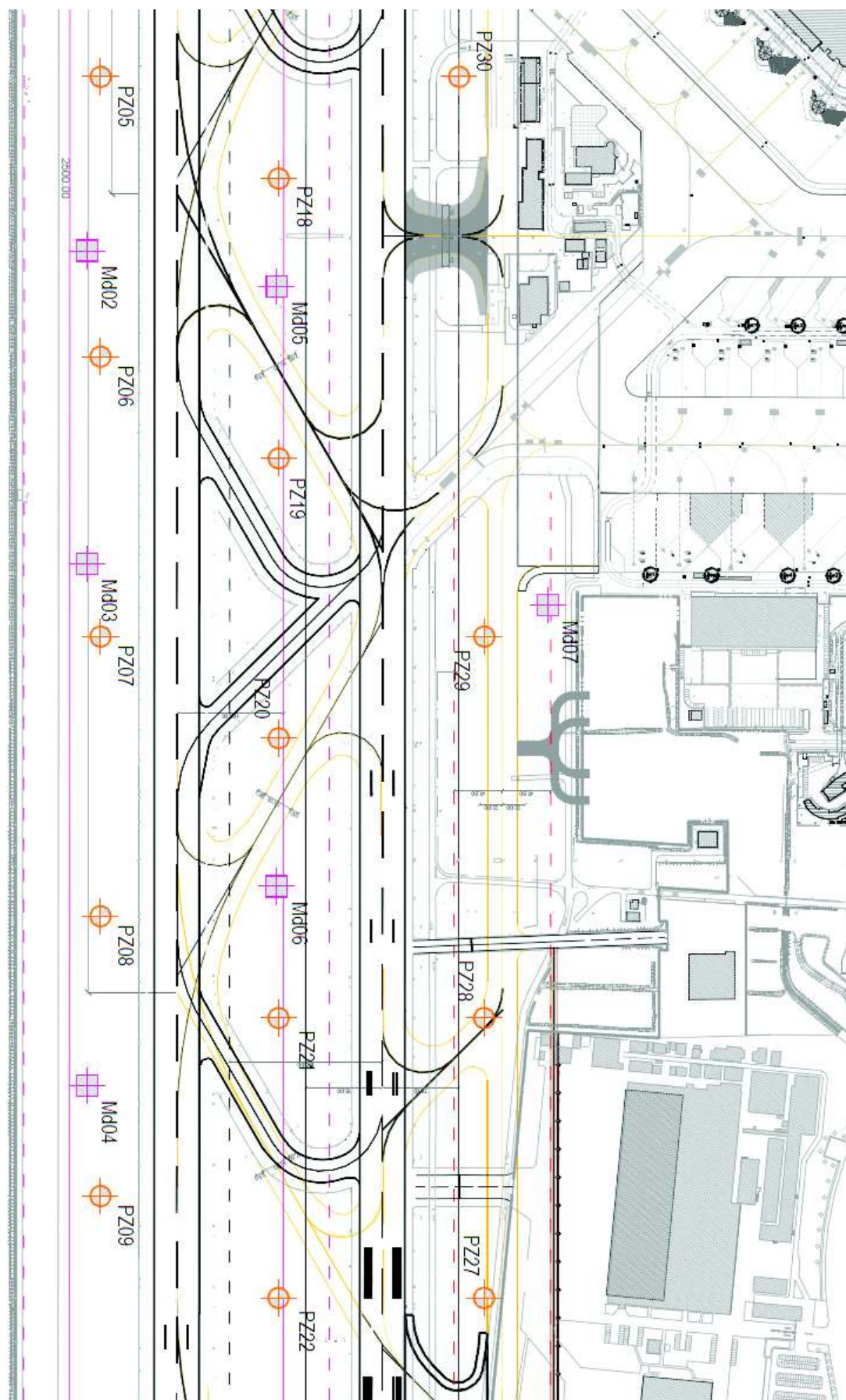
Sono state eseguite un totale di 65 prove, distinte come di seguito riportato:

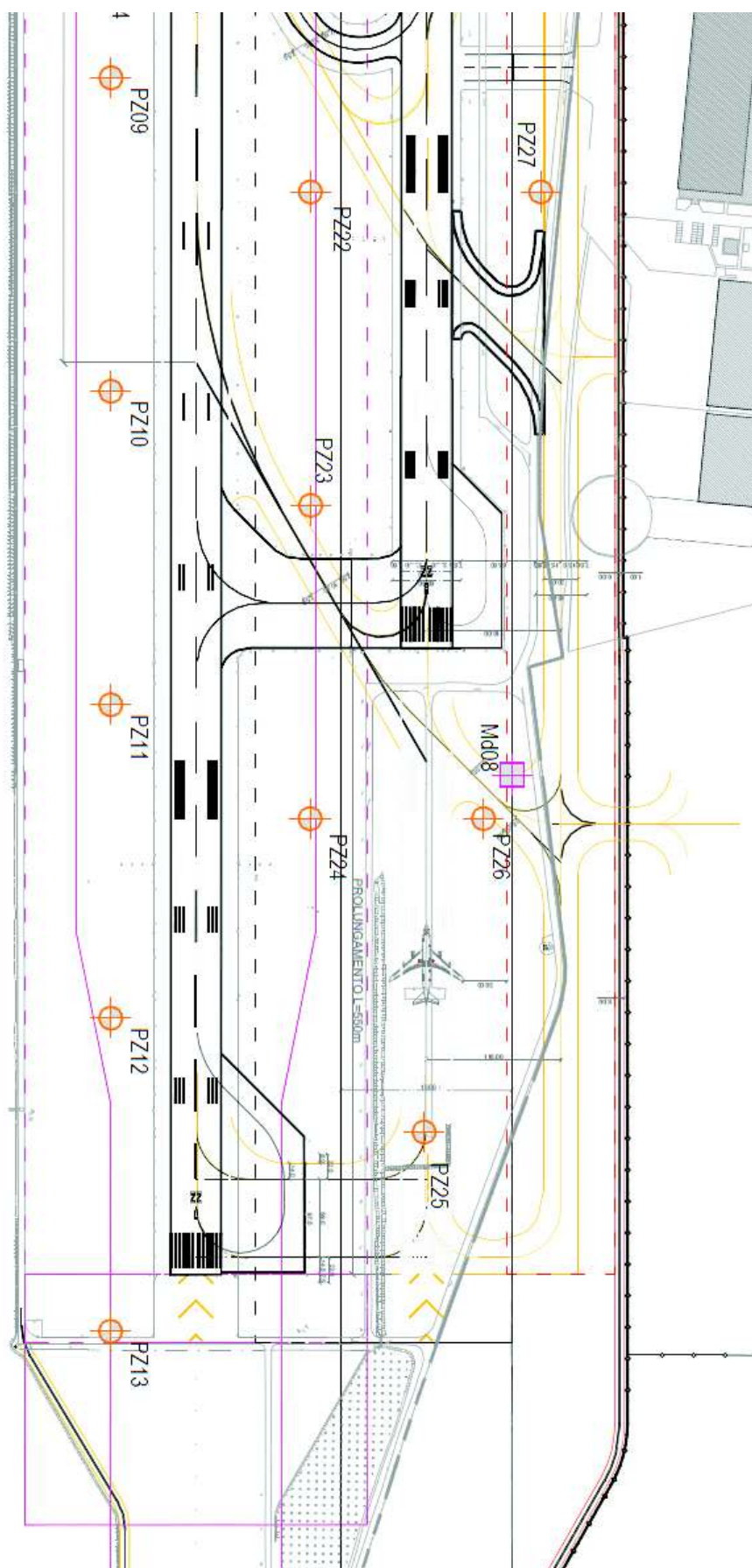
- 32 sondaggi superficiali;
- 7 sondaggi profondi;
- 6 prove di densità in sito;
- 8 prove triassiali;
- 4 prove edometriche;
- 8 prove di carico su piastra statica e dinamica.

Distinguendo i sondaggi e le prove di carico su piastra secondo la legenda di seguito riportata, alle pagine seguenti è riportata l'ubicazione delle prove a partire dalla zona a NORD OVEST e procedendo lungo la pista principale in direzione NORD EST.

LEGENDA	
	SONDAGGI/POZZETTI - 2013
	PROVE SU PIASTRA STATICHE - 2013







4.4 INDAGINI IN SITU ANNI 2013-2014

4.4.1 Descrizione e finalità delle indagini condotte

A seguito della definizione di un nuovo assetto aeroportuale che prevede la realizzazione di una nuova pista, denominata TWY TN, si è reso necessario non limitare l'estensione di indagine al solo pacchetto superficiale ma indagare anche in profondità lungo l'allineamento di nuova pista la stratigrafia del terreno.

Unendo le campagne precedenti con quella di nuova realizzazione è stato possibile suddividere il sedime aeroportuale in distinte zone tipologiche definendone un modello geotecnico univoco, in particolare si sono indagate:

- Area di prolungamento TWY TN, indicata in rosso in **Figura 16**;
- Area di prolungamento pista 04L22R, indicata in blu in **Figura 16**;
- Area di intervento zona de-icing e piazzale sud, indicata in giallo in **Figura 16**;
- Zona resa e barena, indicata in verde in **Figura 16**;
- Zona piste e strip esistenti, indicata in viola in **Figura 16**.

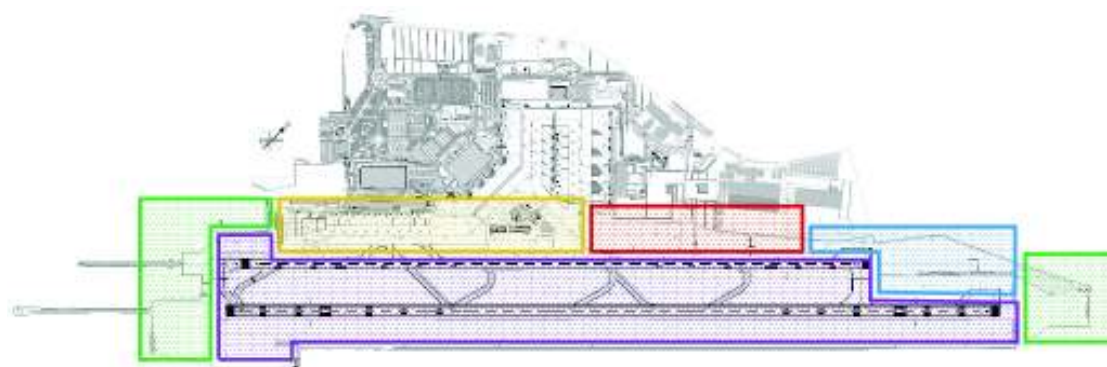


Figura 16. Aree oggetto delle indagini.

4.4.2 Indagini in situ

I dati geotecnici, ricavati dalla campagna indagini eseguita nel biennio 2013-2014, sono stati ottenuti da:

- 10 sondaggi superficiali (profondità 2.0m);
- 5 sondaggi a carotaggio continuo (profondità 15.0m);

- 25 prove CPTU (profondità 5.0m);
- 40 prove CPTU (profondità 20.0m);
- 14 prove DMT;
- 14 prove MASW;
- 15 ERT.

In corrispondenza dei sondaggi profondi sono stati inoltre prelevati 11 campioni di terreno a diverse profondità ove sono state eseguite le prove di laboratorio quali:

- Identificazione geotecnica visiva;
- Contenuto naturale d'acqua;
- Peso di volume;
- Peso specifico (ASTM D4318);
- Granulometria per setacciatura con aerometria (ASTM D422);
- Compressione edometrica (ASTM D2435);
- Compressione ad espansione laterale libera ELL (ASTM D2166);
- Prova di taglio diretto (ASTM D3080);
- Prova di taglio triassiale CD (ASTM D4767);
- Prova di taglio triassiale UU (ASTM D2850);
- Prova di taglio triassiale CU (ASTM D4767).

5. MODELLO GEOTECNICO

5.1 PREMESSA

Per l'interpretazione delle prove in sito e si è proceduto individuando 5 aree omogenee di intervento e/o d'indagine ove, per ognuna, le prove hanno restituito un unico modello geotecnico per differenti stratigrafie, come indicato in precedenza. Le zone individuate sono riportate nel seguito:

- Area di prolungamento TWY TN, indicata in rosso in **Figura 17**;
- Area di prolungamento pista 04L22R, indicata in blu in **Figura 17**;
- Area di intervento zona de-icing e piazzale sud, indicata in giallo in **Figura 17**;
- Zona resa e barena Nord e Sud, indicata in verde in **Figura 17**.

L'area indicata in viola in Figura 17 riguarda invece le piste e strip esistenti, il cui modello geotecnico è stato definito in fase di progettazione preliminare e di consulenza per l'analisi delle strip esistenti. A conferma del modello definito sulla base delle prove già disponibili in quest'area, sono state eseguite ulteriori 12 prove MASW.

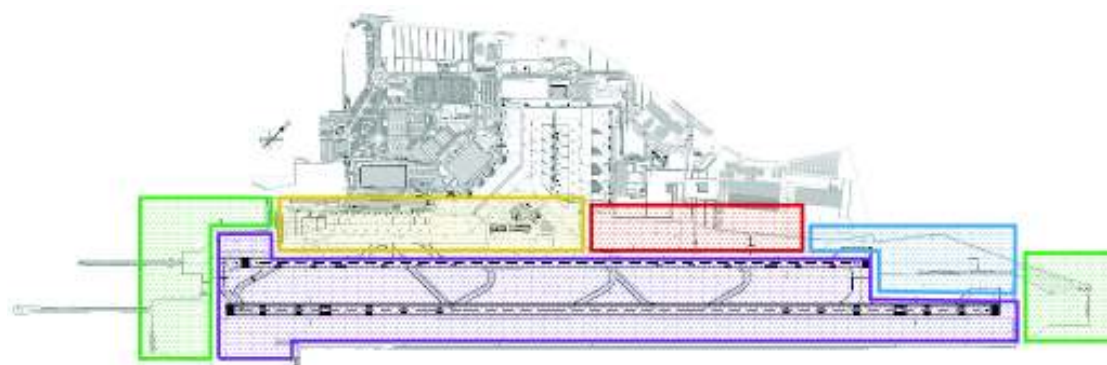


Figura 17. Aree omogenee di intervento e/o d'indagine.

I sondaggi e le prove realizzate relative a ciascuna area sono indicate in **Tabella 1**; nell'analisi eseguita sono stati utilizzati tutti dati disponibili e pertanto anche i dati relativi a 3 prove CPTU, eseguite nel 2009 nella zona delle caserme dei Vigili Del Fuoco e Guardia Di Finanza ricadenti nell'area di prolungamento della TWY TN. Inoltre, nell'analisi dell'area d'intervento zona de-icing e piazzale sud, sono state considerate le indagini realizzate in corrispondenza del futuro raccordo M realizzate nel 2009 e le prove eseguite nell'Aprile 2013, ovvero:

- n°5 prove penetrometriche pesanti di tipo DPSH;
- n°3 prove penetrometriche di tipo CPTU;

- n°3 sondaggi superficiali in corrispondenza delle prove penetrometriche statiche.

Tabella 1. Elenco prove.

AREA		PROVE	
	PROLUNGAMENTO TWY TN	SONDAGGI	15mS03
		CPTU	5m14, 5m15, 5m16, 5m17, 5m18, 5m19, 5m20, 5m21, 5m22, 5m23 15m06, 15m07, 15m08, 15m26, 15m27
		DMT	03, 04, 05, 06
		MASW	T2
		ERT	02, 02, 03, 04, 05, 06, 07, 08
		PROVE ANTECEDENTI	ANNO 2009: ▪ SONDAGGI: SCC1, SCC2, SCC3, SCC4, SCC5, SCC6 ▪ CPTU: VVFF01, VVFF02, VVFF03
	PROLUNGAMENTO PISTA 04L22R	SONDAGGI	15mS04, 15mS05
		CPTU	5m25, 5m28, 5m29, 5m30, 5m31, 5m32, 5m33, 5m34, 5m35 15m09, 15m10, 15m11, 15m12, 15m13, 15m14, 15m28
		DMT	07, 08, 09, 11, 12, 13
		MASW	12, T3, T4
		ERT	09, 10, 11, 12, 13, 14, 15
		PROVE ANTECEDENTI	-
	DE-ICING/PIAZZALE SUD	SONDAGGI	2mS01, 2mS02, 2mS03, 2mS04, 2mS05, 2mS06, 2mS07, 2mS08, 2mS09, 2mS010 15mS02
		CPTU	5m06, 5m07, 5m08, 5m09, 5m10, 5m11, 5m12, 5m13 15m04, 15m05
		DMT	01, 02, 11
		MASW	13, 14 (Raccordo L)
		ERT	01 (Raccordo L)
		PROVE ANTECEDENTI	ANNO 2012: ▪ SONDAGGI S1, S3, S5; ▪ CPTU 1, CPTU 2, CPTU 3; ▪ DPSH1, DPSH2, DPSH3, DPSH4, DPSH5; ▪ SONDAGGI: S1, T1
	ZONA RESA E BARENA NORD	SONDAGGI	-
		CPTU	5m36, 5m37 15m15, 15m16, 15m17, 15m18, 15m19, 15m20, 15m21
		DMT	14
		MASW	-
		ERT	-
		PROVE ANTECEDENTI	-
	ZONA RESA E BARENA SUD	SONDAGGI	15mS01
		CPTU	5m01, 5m02 15m01, 15m02, 15m02b, 15m03, 15m04
		DMT	-
		MASW	T1
		ERT	-

AREA		PROVE	
	ZONA PISTE/STRIP ESISTENTI	PROVE ANTECEDENTI	-
		SONDAGGI	-
		CPTU	-
		DMT	-
		MASW	01, 02, 03, 04, 05, 06, 07, 08, 09, 10, 11
		ERT	01 (Raccordo L)
		PROVE ANTECEDENTI	ANNI 1972-73: <ul style="list-style-type: none"> 19 sondaggi superficiali; 4 sondaggi profondi; 14 prove CPT; 141 prove di carico su piastra; 125 prove di densità in misto cava; 46 prove di densità sui rilevati in sabbia; 4 prove edometriche. ANNO 2010: <ul style="list-style-type: none"> 166 prove DCP; 34 prove LWD; 34 sondaggi; 1 rilievo piano-altimetrico. ANNO 2012: <ul style="list-style-type: none"> 16 sondaggi; prove edometriche. ANNO 2013: <ul style="list-style-type: none"> 32 sondaggi superficiali; 6 prove di densità in sito; 8 prove triassiali; 4 prove edometriche; 8 prove di carico su piastra statica e dinamica.

5.2 UNITA' LITOSTRATIGRAFICHE

Dall'analisi svolta si sono individuate 6 principali tipologie di terreno presente in sito, di cui 3 granulari e 3 argillo-limose, le cui caratteristiche principali sono riportate in **Tabella 2**.

Inoltre è stato inoltre rilevato uno strato di materiale granulare di origine antropica, ovvero non è geologicamente appartenente all'area su cui insiste l'aeroporto, originario di aree limitrofe e trasportato in fase realizzativa a costituire lo strato di "riempimento" (RIPORTO). Si tratta di un livello di spessore pressoché costante nell'intera area aeroportuale, che si trova a circa 0.2÷0.4m da p.c. e raggiunge una profondità di 1.1÷2.0m da p.c., caratterizzato da buone caratteristiche meccaniche di resistenza e deformabilità. Sono state individuate 2 principali tipologie di ghiaie di sottofondo caratterizzate da moduli elastici molto differenti, ma da parametri geotecnici molto simili (**Tabella 2**):

- Ghiaia tipo 1: E=120MPa (modulo elastico);
- Ghiaia tipo 2: E=50MPa (modulo elastico).

Il primo è stato rilevato in corrispondenza delle piste principali, mentre il secondo al di sotto delle shoulder e strip esistenti. In corrispondenza di quest'ultime, si è inoltre riscontrata la presenza di materiale vegetale di ricoprimento le cui caratteristiche, individuate in fase di progettazione preliminare, sono riassunte in **Tabella 2**.

Tabella 2. Parametri medi unità principali.

UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA	NATURA TERRENO	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ [°]	OCR (POP)	D_R [%]	K [m/s]
S1	GRAN.	19.0	-	2.0	32	1.0	40÷70	1.7E-5
S2	GRAN.	19.0	-	0.0	30	1.0	30÷50	1.7E-5
S3	GRAN.	19.0	-	0.0	28	1.0	35	1.7E-5
A/L 1	COE.	18.5	30÷60 [50]	5.0	27	3.0 (10)	-	2.6E-9
A/L 2	COE.	18.0	45÷90 [70]	5.0	27	1.5 (10)	-	2.6E-9
A/L 2*	COE.	18.5	45÷90 [70]	5.0	27	1.1 (10)	-	1.7E-7
TERRENO VEGETALE	COE.	20.0	60	0.0÷20	30	10 (10)	-	2.6E-9
RIPORTO	GRAN.	22.0	-	5.0	45	1.0	-	1.7E-5

UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA	NATURA TERRENO	C_c (λ^*)	C_r (κ^*)	C_α (μ^*)	E_{ref} [MPa]	E_{ur} [MPa]	m [-]
S1	GRAN.	-	-	-	15.0	45.0	0.55
S2	GRAN.	-	-	-	20.0	60.0	0.55
S3	GRAN.	-	-	-	26.0	78.0	0.55
A/L 1	COE.	0.14 (0.033)	0.018 (0.0086)	0.004 (0.00097)	3.3	21.0	0.80
A/L 2	COE.	0.12 (0.028)	0.015 (0.0075)	0.003 (0.00073)	4.0	24.0	0.90
A/L 2*	COE.	0.12 (0.028)	0.015 (0.0075)	0.003 (0.00073)	4.0	24.0	0.90
TERRENO VEGETALE	COE.	0.15 ()	0.03 ()	-	6.5÷8.0	18.0÷32.0	0.42÷0.70
RIPORTO	GRAN.	-	-	-	50÷120	-	-

5.3 AREA PROLUNGAMENTO TWY TN

Per l'area di prolungamento della pista di rullaggio TWY TN si riporta la stratigrafia associabile così come rilevabile dalle prove condotte (Tabella 3) ove i parametri caratteristici del terreno sono quelli riportati al paragrafo 5.2 (Tabella 2) derivati dalle elaborazioni eseguite.

Tabella 3. Stratigrafia Area prolungamento TWY TN.

STRATO	PROFONDITA'		UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA
	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	
1	q.ta p.c.	-3.3	A/L 1 oppure RIPOORTO (*)
2	-3.3	-4.0	S1
3	-4.0	-7.3	A/L 1
4	-7.3	-9.8	A/L 2
5	-9.8	-11.9	S2
6	-11.9	-13.5	A/L 2
7	-13.5	-15.0	S3
8	-15.0	-17.5	A/L 2
9	-17.5	∞	A/L 3
(*) RIPOORTO: terreno di bonifica presente in prossimità delle piste esistenti.			

5.4 AREA PROLUNGAMENTO PISTA 22R

Per l'area di prolungamento della pista secondaria 04L22R si riporta la stratigrafia associabile così come rilevabile dalle prove condotte (Tabella 4) ove i parametri caratteristici del terreno sono quelli riportati al paragrafo 5.2 (Tabella 2) derivati dalle elaborazioni eseguite.

Tabella 4. Stratigrafia Prolungamento Pista 04L22R.

STRATO	PROFONDITA'		UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA
	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	
1	q.ta p.c.	-0.2	A/L 1 oppure RIPOORTO (*)
2	-0.2	-1.5	A/L 1
3	-1.5	-3.0	S1
4	-3.0	-8.5	A/L 1
5	-8.5	-11.0	S2

6	-11.0	-13.0	A/L 2
7	-13.0	∞	A/L 3
(*) RIPOORTO: terreno di bonifica presente in prossimità delle piste esistenti.			

5.5 AREA ZONA DE-ICING E PIAZZALE SUD

La stratigrafia rilevata in corrispondenza dei piazzali esistenti e dell'area de-icing, si riporta la stratigrafia associabile così come rilevabile dalle prove condotte (Tabella 5) ove i parametri caratteristici del terreno sono quelli riportati al paragrafo 5.2 (Tabella 2) derivati dalle elaborazioni eseguite.

In corrispondenza dell'area del de-icing (prova CPTU 15m04) non si è individuata l'unità stratigrafica "S2" presente invece in corrispondenza di piazzali Sud: per gli strati profondi, posti oltre la quota di -7.5m s.l.m., la stratigrafia diviene comune a quella rilevata nella zona relativa alle barene.

Tabella 5. Stratigrafia Piazzale Sud e De-Icing.

STRATO	PROFONDITA'		UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA
	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	
1	q.ta p.c.	-0.5	A/L 1 oppure RIPOORTO (*)
2	-0.5	-2.0	S1
3	-2.0	-3.0	A/L 1
4	-3.0	-4.0	S1
5	-4.0	-11.0	A/L 2
6	-11.0	-12.5	S2 (**)
6	-12.5	-15.0	A/L 2
6	-15.0	∞	A/L 3
(*) RIPOORTO: terreno di bonifica presente in prossimità delle piste esistenti.			
(**) S2 non rilevato in corrispondenza dell'area de-icing.			

5.6 ZONA RESA E BARENA

La stratigrafia rilevata in corrispondenza della resa e della barena, sia Nord che Sud, si riporta la stratigrafia associabile così come rilevabile dalle prove condotte (Tabella 6) ove i parametri caratteristici del terreno sono quelli riportati al paragrafo 5.2 (Tabella 2) derivati dalle elaborazioni eseguite.

Per gli strati profondi delle aree qui analizzate, posti oltre la quota di -7.5m s.l.m., la continua alternanza di strati coesivi e granulari a differenti quote non consente di individuare uno strato granulare profondo identificabile con l'unità stratigrafica "S2".

Tabella 6. Stratigrafia Barena Nord e Sud.

STRATO	PROFONDITA'		UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA
	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	
1	q.ta p.c.	+0.0	A/L 1 oppure RIPORTO (*)
2	-0.5	-1.2	A/L 1
3	-1.2	-3.0	S1
4	-3.0	-8.0	A/L 1
5	-8.0	-15.0	A/L 2
6	-15.0	∞	A/L 3

(*) RIPORTO: terreno di bonifica presente in prossimità delle piste esistenti.

5.7 REGIME FREATICO AREA AEROPORTUALE

Sulla base delle indagini geotecniche condotte è stato possibile ricostruire l'andamento della falda freatica in coincidenza con l'esecuzione delle prove stesse. Durante le prove si sono verificati eventi meteorici che hanno ricaricato le falde o che hanno alzato il livello medio mare per effetto acqua alta in Laguna di Venezia.

Vista la posizione dell'aeroporto, la variazione di falda è influenzata dall'andamento della quota di laguna ed in alcune zone dalla potenziale presenza di canali sabbiosi tra loro comunicanti difficilmente rappresentabili nei profili stratigrafici di riferimento, aree prettamente di barena.

Nella seguente **Tabella 7** sono riportate le quote, riferite al livello medio mare delle misure disponibili.

Tabella 7. Variazione falda freatica.

COD. DOC.	ALLEGATO	PROVA INDAGINE	Q.ta P.C. [m s.l.m.]	Q.ta Falda [m s.l.m.]
4RGB.0-00	7.1	SONDAGGIO S3	2.01	0.51
	7.1	SONDAGGIO S5	1.97	0.47
	7.1	SONDAGGIO S7	1.93	0.43
	8.1	PZ01	1.65	0.35
	8.1	PZ13	1.43	0.23

COD. DOC.	ALLEGATO	PROVA INDAGINE	Q.ta P.C. [m s.l.m.]	Q.ta Falda [m s.l.m.]
	8.1	PZ17	1.69	-0.22
	8.1	PZ21	1.70	0.50
	8.1	PZ24	1.50	0.40
	8.1	PZ26	1.44	0.64
	8.1	PZ29	0.32	-0.68
	9.1	SDMT01	1.08	-0.72
	9.1	SDMT02	0.62	-1.18
	9.1	SDMT03	0.77	-1.03
	9.1	SDMT04	0.91	-0.89
	9.1	SDMT05	0.83	-0.97
	9.1	SDMT06	0.54	-1.26
	9.1	SDMT07	1.03	-0.77
	9.1	SDMT08	1.35	-0.45
	9.1	SDMT09	1.45	-0.35
	9.1	SDMT10	0.84	-0.96
	9.1	SDMT11	1.80	0.00
	9.1	SDMT12	1.55	-0.25
	9.1	SDMT13	1.58	-0.22
	9.1	SDMT14	1.57	-0.23

Come si evince, il livello minimo della falda freatica si è misurato a -1.26m rispetto al livello medio mare, mentre il livello massimo della stessa si è misurato a +0.64m rispetto al livello medio mare.

Sulla base di documentazione geotecnica storica, in diverse aree del sedime aeroportuale, si sono rilevati andamenti di falda da un minimo di -1.35m ad un massimo di -0.19m rispetto al livello medio mare. Nella documentazione storica disponibile si indica quale posizione media della quota di falda il livello di -0.80m rispetto al livello medio mare.

Vista la forte variabilità del livello freaticometrico, nelle elaborazioni numeriche si è assunta una falda coincidente con lo zero idrometrico ovvero +0.00m rispetto al livello medio mare calcolato su rilievo satellitare.

E' in ogni caso plausibile, che durante gli eventi di marea di massima tale livello possa incrementarsi fino ad una quota di +0.50m rispetto al livello medio mare e solo localmente raggiungere livelli superiori.

6. ANALISI OPERE

Nell'area specifica di intervento sono previste delle lavorazioni di esecuzione di rilevati in terra armata e naturali. Il presente capitolo illustra le principali verifiche di stabilità condotte.

6.1 CODICE DI CALCOLO SLIDE

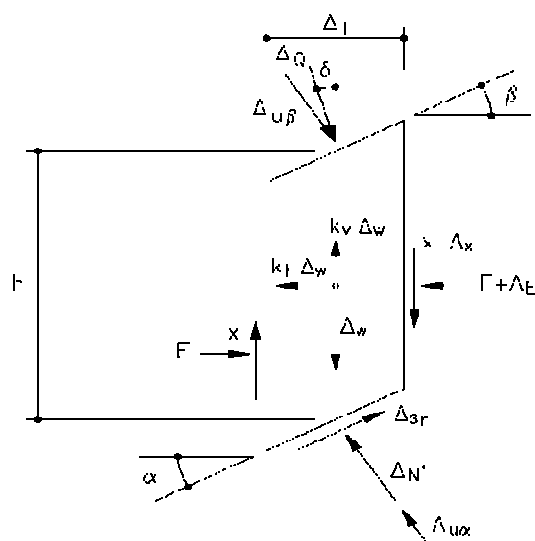
Per lo studio di stabilità globale, la valutazione dei fattori di sicurezza è stata condotta mediante un programma di calcolo, denominato "SLIDE", redatto a cura di Rocscience Inc., Indiana, 1986. Il programma rappresenta un pre e post processore del codice STABL (R.A. Siegel, 1975) e STABL4 (C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984) sviluppati nella School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986, ed è largamente utilizzato sia nella ricerca che in campo progettuale.

In particolare viene utilizzato il metodo dei conci per la ricerca del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale F . Tale coefficiente è un indice della stabilità del pendio in oggetto ed è definito come il rapporto tra la somma delle forze (o dei momenti) risultanti che tendono a opporsi al movimento della massa, e la somma delle forze risultanti destabilizzanti che tendono a provocarlo, cioè:

$$F = \text{Forze Agenti} / \text{Forze resistenti}$$

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo, espressa in termini del criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Per procedere con il calcolo di F la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura seguente.



dove:

- l' = altezza media del concio
- Δ_l = larghezza del concio
- $\alpha ; \beta$ = inclinazione delle superfici inferiore e superiore rispetto all'orizzontale
- Δ_Q = risultante dei carichi distribuiti sulla superficie, inclinata di un angolo qualsiasi δ rispetto alla verticale
- $\Delta_{u\alpha}; \Delta_{u\beta}$ = risultante della pressione neutra sulle facce inferiore o superiore
- Δ_w = peso totale del concio
- x = azione di taglio verticale tra i conci
- Δ_x = incremento dell'azione tagliante verticale
- F = forza orizzontale agente sulla superficie verticale del concio
- Δ_E = incremento della forza orizzontale
- $k_H + k_V$ = coefficienti moltiplicatori del peso Δ_w per tener conto di eventuali sollecitazioni sismiche orizzontali e verticali
- s_r = risultante delle azioni tangenziali agenti alla base del concio
- N' = sforzo normale agente alla base

Figura 18. Forze agenti sul singolo concio

Le forze sono W =Peso del concio, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, P =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale laterale al concio, E =Forza orizzontale laterale al concio.

Le forze T ed E di interazione tra i conci adiacenti rimangono solitamente incognite. Nelle procedure di calcolo più rigorose esse non vengono trascurate, tuttavia vengono fatte alcune assunzioni per permettere ugualmente la risoluzione della equazione che definisce F . Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunti per eliminare alcune incognite nella equazione che permette il calcolo di F . Tale equazione

deve essere risolta sempre in modo iterativo, essendo espressa in forma implicita con l'incognita (F) in entrambi i membri, assumendo un valore di tentativo iniziale per F nel membro di destra e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due F diventa minore di un certo valore assunto.

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di F. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli dell'equilibrio limite. I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo, come già visto in precedenza, facendo uso di espressioni del tipo della (2). I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1954), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "General equilibrium method" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano in base alle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi DUNCAN & WRIGHT (1980), FREDLUND et al. (1981), la differenza percentuale tra i valori di F calcolati generalmente non supera il 10%, il che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Valori di F minori od uguali ad 1.1 sono indicativi di condizioni di instabilità, mentre per valori maggiori di 1.1 le condizioni sono a favore della stabilità. Questo è il concetto di base di tutti i modelli per la verifica di stabilità che si rifanno al concetto dell'equilibrio limite.

F deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze agenti e resistenti su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, F viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio.

In tal modo il fattore di sicurezza F del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F più basso. Tale superficie è detta anche superficie critica. Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

6.2 PROPRIETÀ DEI TERRENI

Le risultanze sulla campagna indagini hanno evidenziato la presenza di 3 unità stratigrafiche principali.

Le caratteristiche geotecniche principali sono quelle di seguito riportate.

UNITA'		PROFONDITA' [m]		γ	cu	c'	ϕ	ψ	σ'_p	OCR
		DA	A	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]	[kPa]	[-]
1	ARGILLA	0	0.2÷0.4	20	60	0÷20	30	-	100	10
2	GHIAIA	0.2÷0.4	1.1÷2.0	22	-	5	45	20	-	-
3	ARGILLA	1.1÷2.0	-	19	30	0÷5	30	-	-	1.5

UNITA'		E _(oc)	E _(nc)	E _{oed,ref}	E _{ur,ref}	m	cc	cr
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]		
1	ARGILLA	30÷70	5	6.5÷8.0	18÷32	0.42÷0.70	0.15	0.03
2	GHIAIA	50÷120	50÷120	-	-	-	-	-
3	ARGILLA	-	-	4.5	12	0.54	0.2	0.02

Tabella 8 Caratteristiche geotecniche principali

La superficie piezometrica è posta a livello del piano campagna, in corrispondenza della base dei corpi dei rilevati e in sommità della prima unità stratigrafica. Nelle analisi con codice di calcolo SLIDE si trascura la presenza dello strato di ghiaia e si procede con la simulazione di un unico strato di argilla avente un peso specifico pari a 20 kN/m³, una coesione c' pari a 5 kPa e un angolo di attrito ϕ di 30°.

I terreni di demolizione che costituiranno il rilevato avranno, invece, un peso specifico di 19 kN/m³, una coesione pari a 5 kPa e un angolo di attrito ϕ di 27°.

6.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI

Sono stati analizzati diversi scenari di calcolo, alla luce della riunione intercorsa con i criteri di cui al DM2008, in totale di numero 4, che verranno presentati nel prosieguo del documento.

Sono stati analizzati, inoltre, i seguenti metodi di soluzione dell'equilibrio limite:

- Metodo di Bishop semplificato;
- Metodo di Jambu semplificato;
- Metodo di Jambu corretto;
- Metodo di Lowe_Karafiath;
- Metodo GLE o di Morgenstern-Price.

Gli scenari che invece sono stati analizzati sono di seguito descritti:

- SCENARIO 1 – Rilevato alto 4.2 m con ambo i lati in Terra Armata, scarpate inclinate rispettivamente di 85° e 70° sul piano orizzontale e aventi geosintetici di tipo FORTAC 35/20-20T intervallati ogni 0.6m a partire dal piano di posa e di lunghezza variabile. In questo caso si valuta solamente la stabilità della sponda maggiormente inclinata.
- SCENARIO 2 – Rilevato alto 3 m con scarpata sinistra in Terra Armata, avente geosintetici analoghi a quelli dello SCENARIO 01, scarpata destra con pendenza 1 a 2 e sinistra inclinata di 70° sull'orizzontale. In questo caso si valuta la stabilità della sponda rinforzata sinistra.
- SCENARIO 3 – Rilevato alto 3 m con scarpata sinistra in Terra Armata, avente geosintetici analoghi a quelli dello SCENARIO 01, scarpata destra con pendenza 1 a 2 e sinistra inclinata di 70°. In questo caso si valuta, invece, la stabilità della sponda naturale destra.
- SCENARIO 4 – Rilevato alto 3 m con ambo i lati in terreno naturale e ambedue le scarpate di pendenza 1 a 2.

Nella tabella sottostante si riportano i coefficienti di sicurezza per ciascuno scenario e per ogni metodologia di calcolo adottata.

Tabella 9 Scenari adottati

Scenario	Descrizione sintetica	Bishop	Jambu semplificato	Jambu corretto	Lowe-Karafiath	GLE
SCENARIO 1	Terra Armata; stabilità sponda 85°	1.285	1.466	1.596	1.525	2.948
SCENARIO 2	Scarpata sx: Terra Armata; scarpata dx: naturale; stabilità: scarpata sx	1.159	1.130	1.228	1.303	1.205
SCENARIO 3	Scarpata sx: Terra Armata; scarpata dx: naturale; stabilità: scarpata dx	1.427	1.343	1.446	1.516	1.550

Scenario	Descrizione sintetica	Bishop	Jambu semplificato	Jambu corretto	Lowe-Karafiath	GLE
SCENARIO 4	Terra Naturale	1.370	1.285	1.384	1.385	1.437

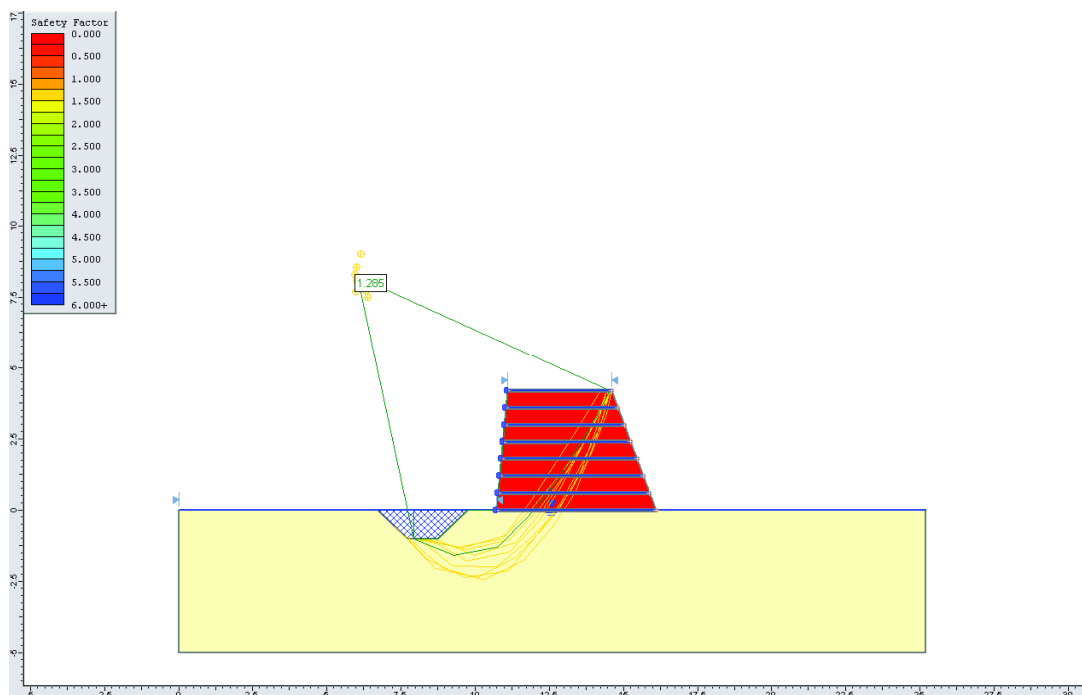
I risultati ottenuti mostrano che, con tutti i metodi di calcolo proposti, viene verificata la stabilità globale di tutti gli scenari proposti, ai sensi della vigente normativa tecnica DM2008.

La presenza di geosintetici di lunghezza variabile fa aumentare il coefficiente di sicurezza F. in particolare nella parte inferiore delle terre parzialmente armate, i primi due sistemi di rinforzo si estendono per una lunghezza 4.5 metri, mentre i restanti per una lunghezza di 3.5m.

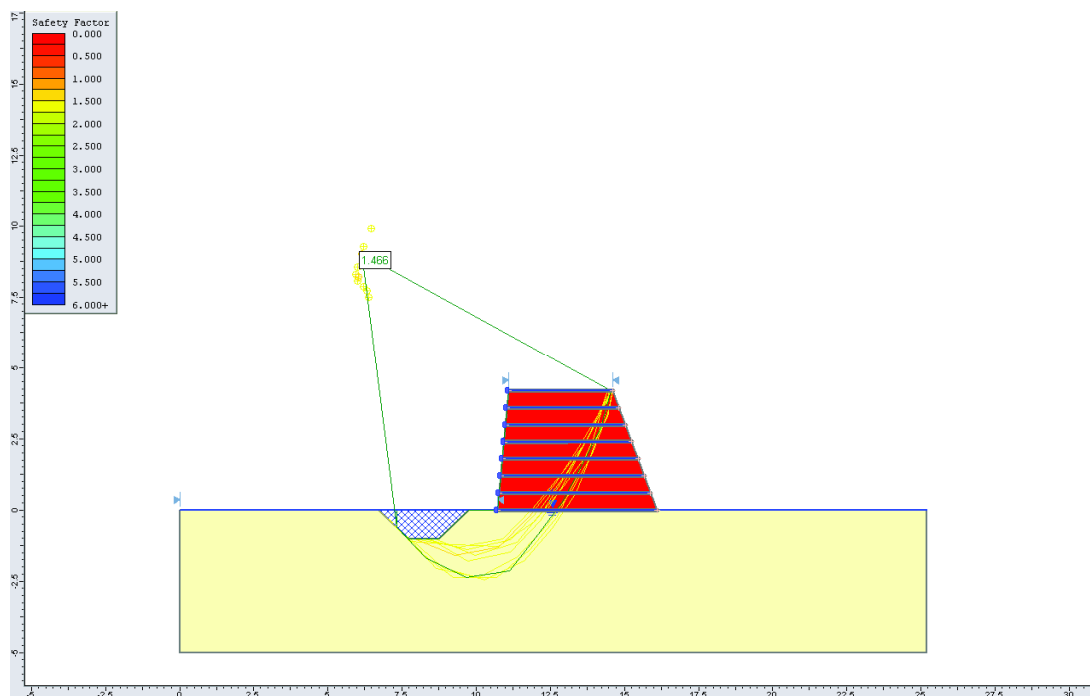
Per ciascuno scenario analizzato si riportano gli output grafici ottenuti con il codice SLIDE con l'indicazione delle superfici di scorrimento critiche.

6.3.1 SCENARIO 1

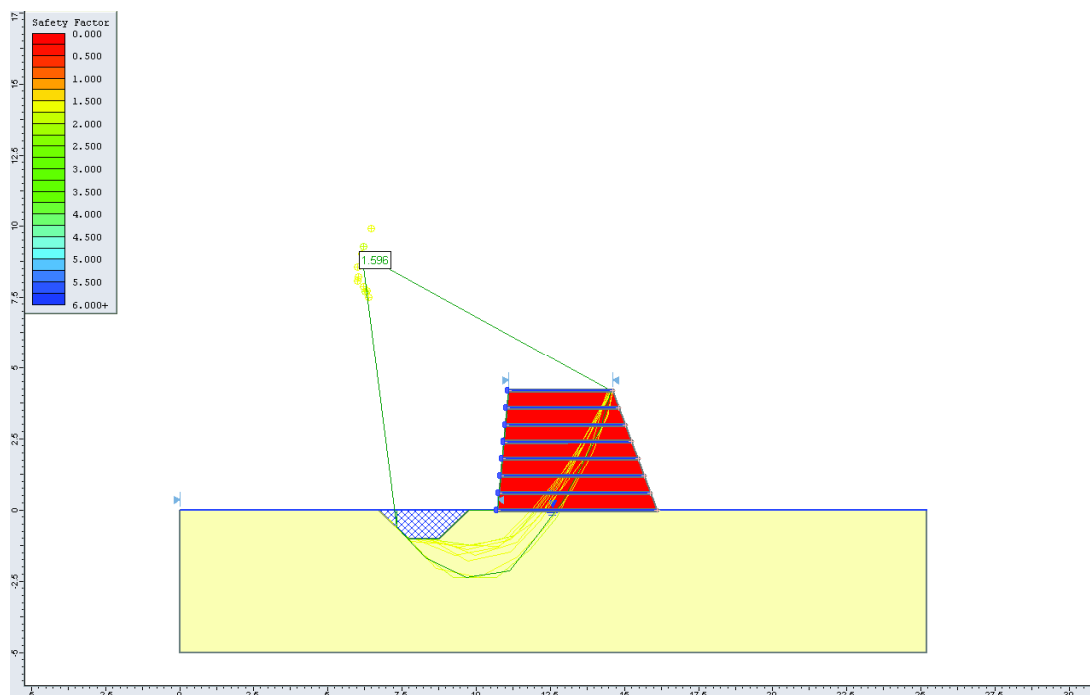
6.3.1.1 Metodo di Bishop



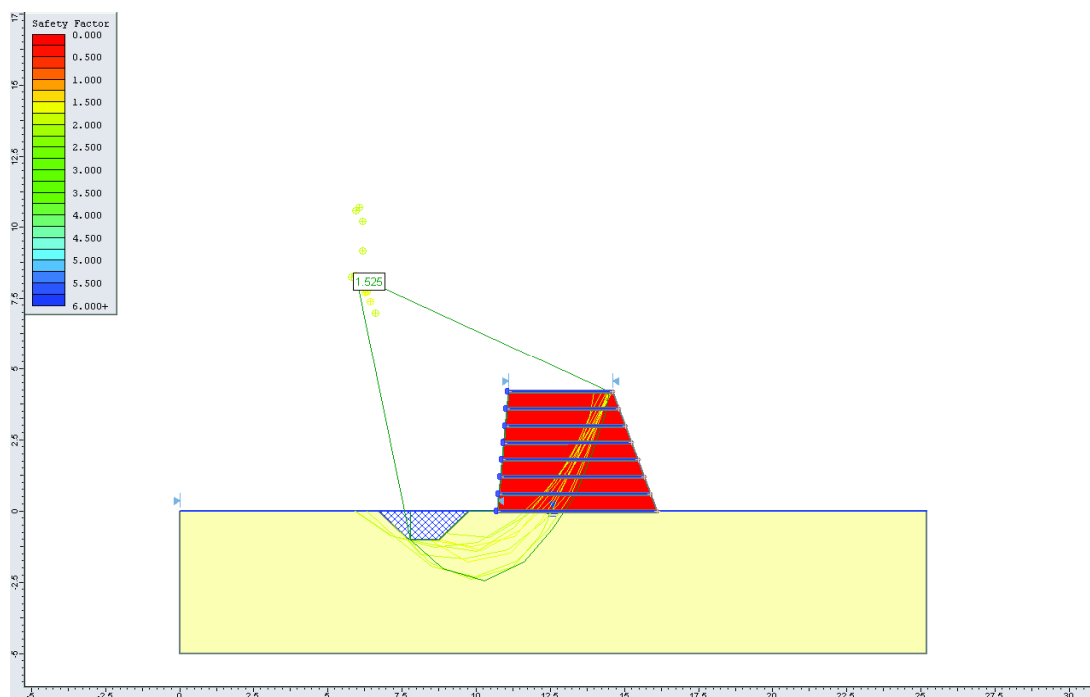
6.3.1.2 Metodo di Jambu semplificato



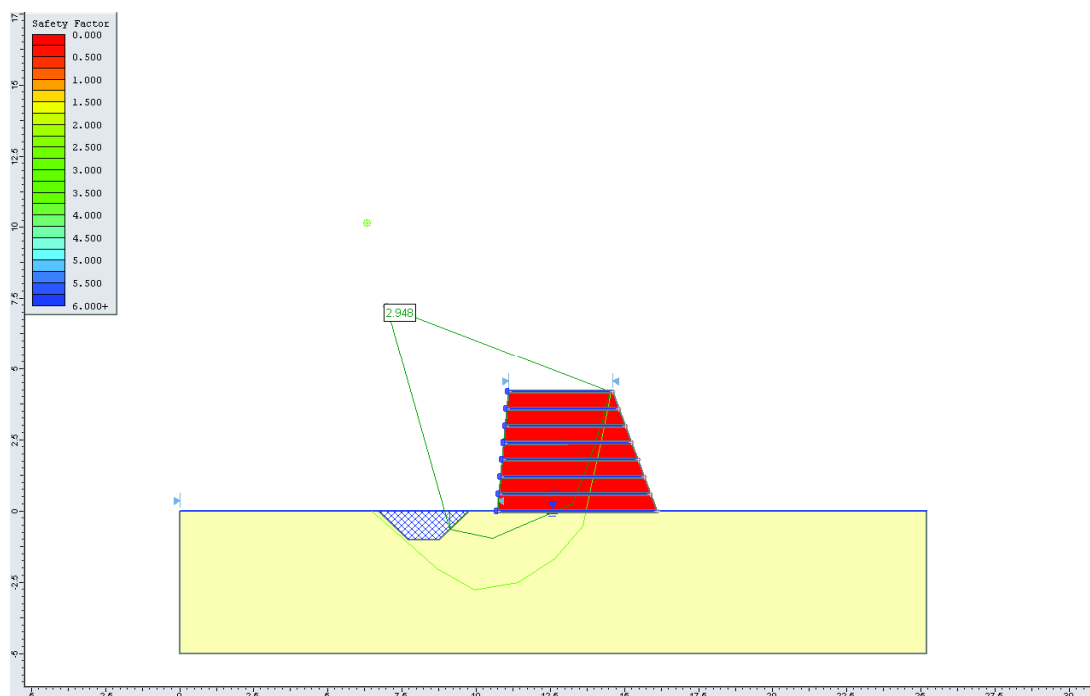
6.3.1.4 Metodo di Jambu corretto



6.3.1.3 Metodo di Lowe-Karafiath

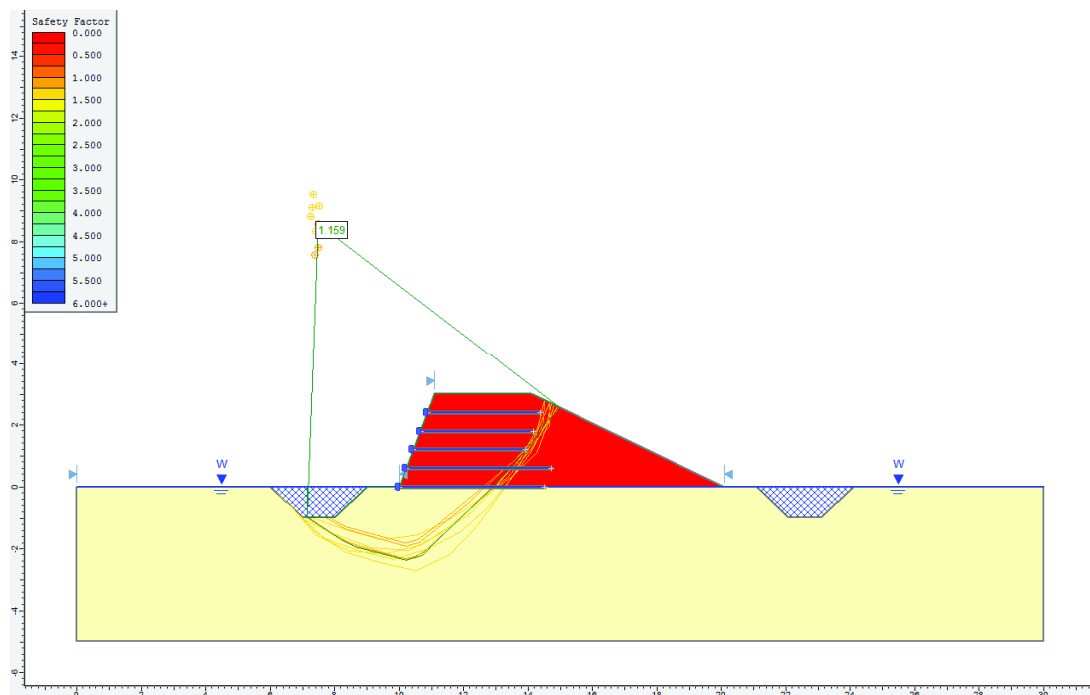


6.3.1.5 Metodo GLE

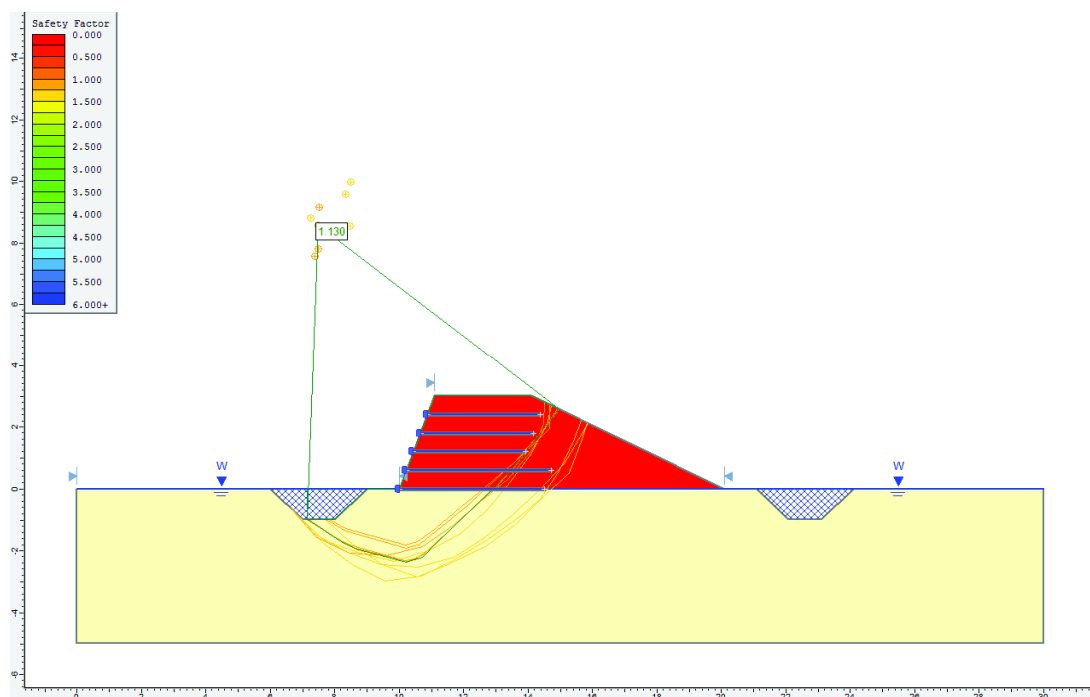


6.3.2 SCENARIO 2

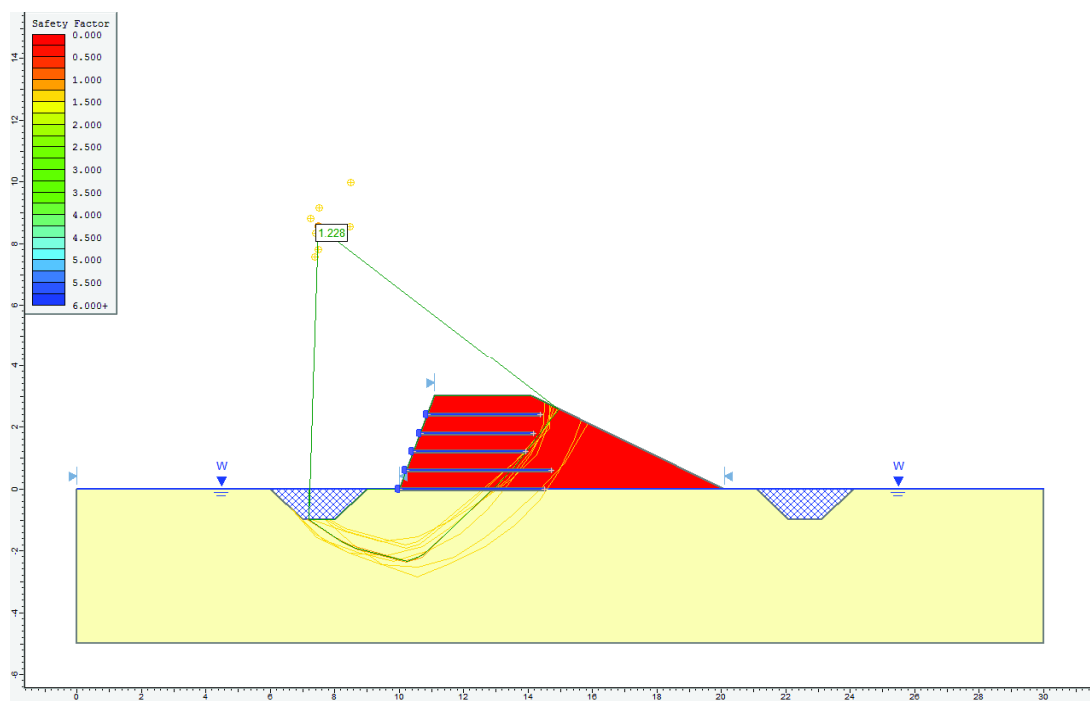
6.3.2.1 Metodo di Bishop



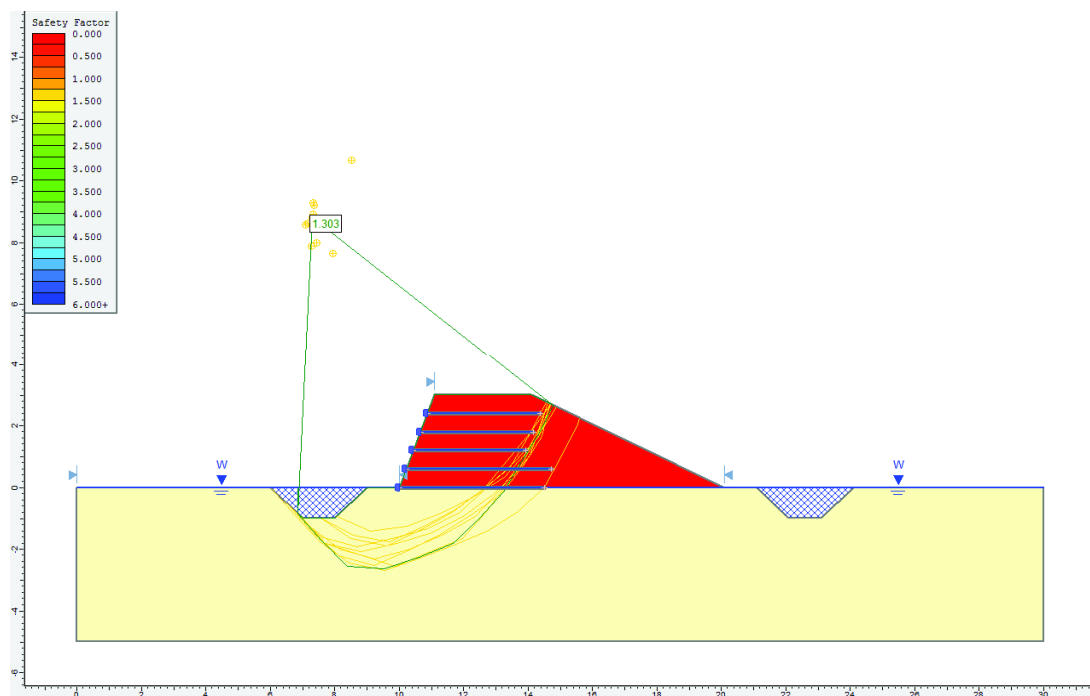
6.3.2.2 Metodo di Jambu semplificato



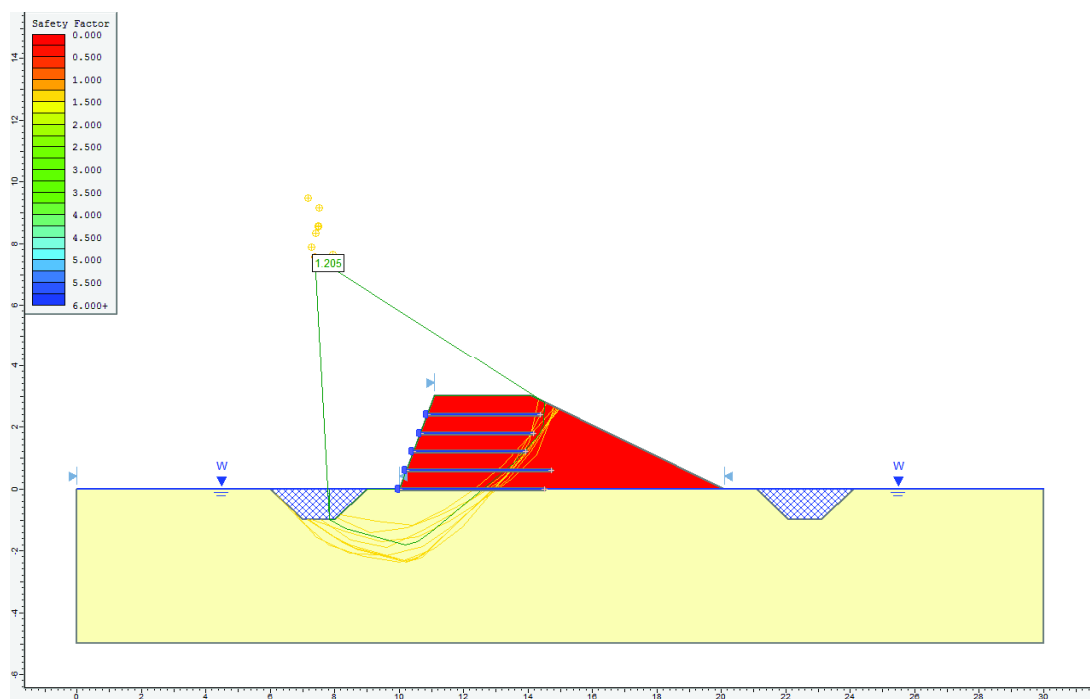
6.3.2.3 Metodo di Jambu corretto



6.3.2.4 Metodo di Lowe-Karafiath

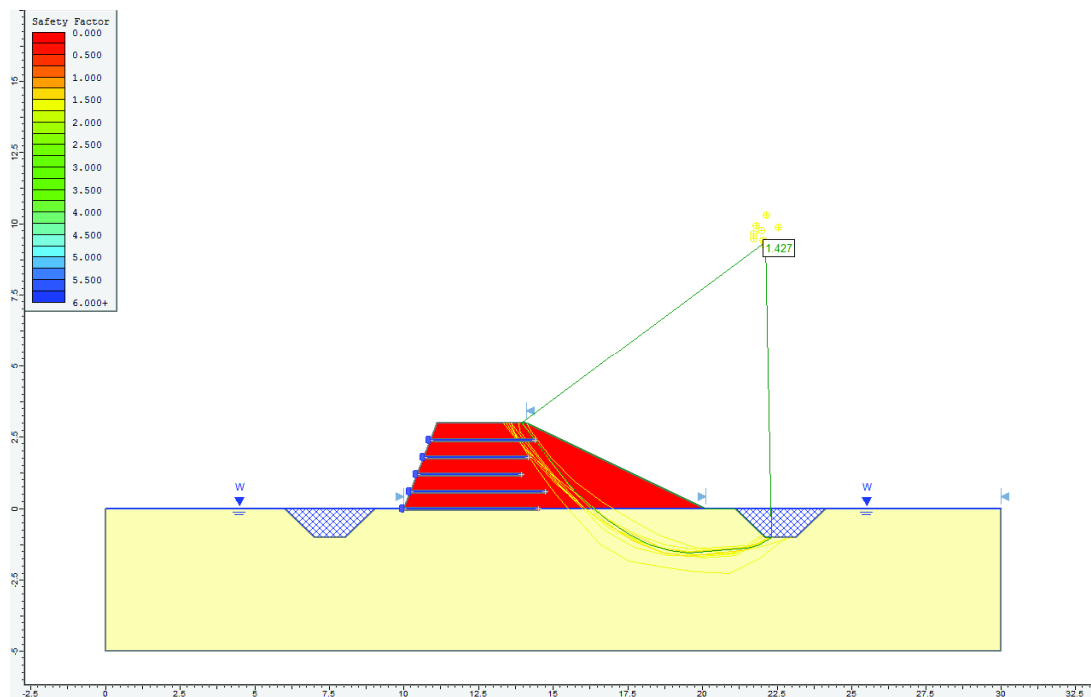


6.3.2.5 Metodo GLE

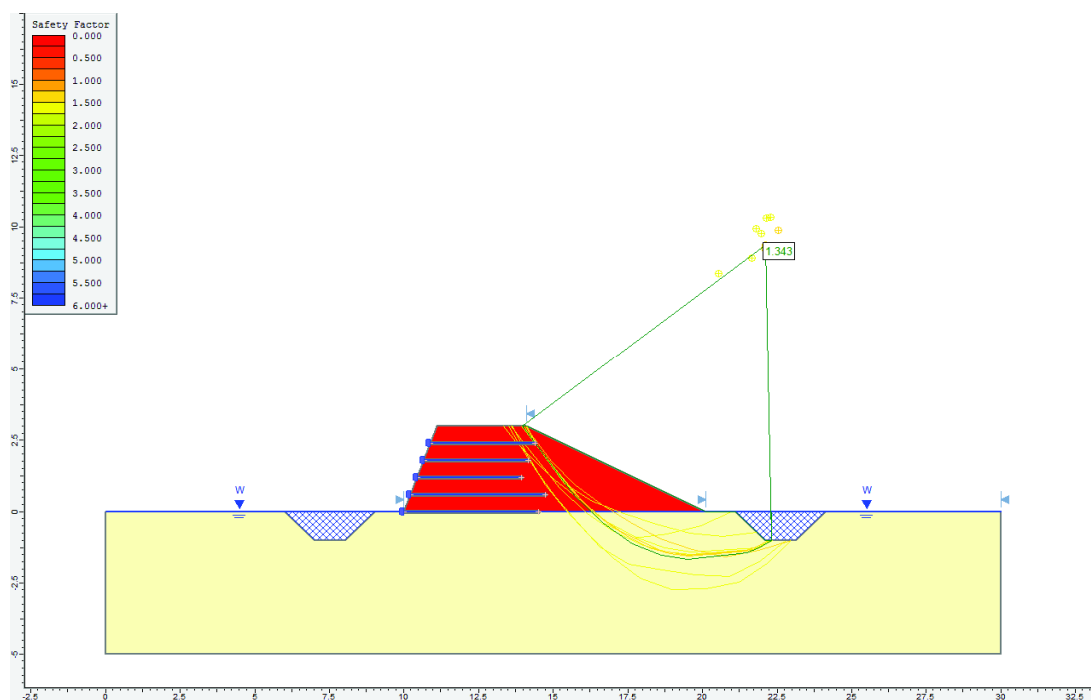


6.3.3 SCENARIO 3

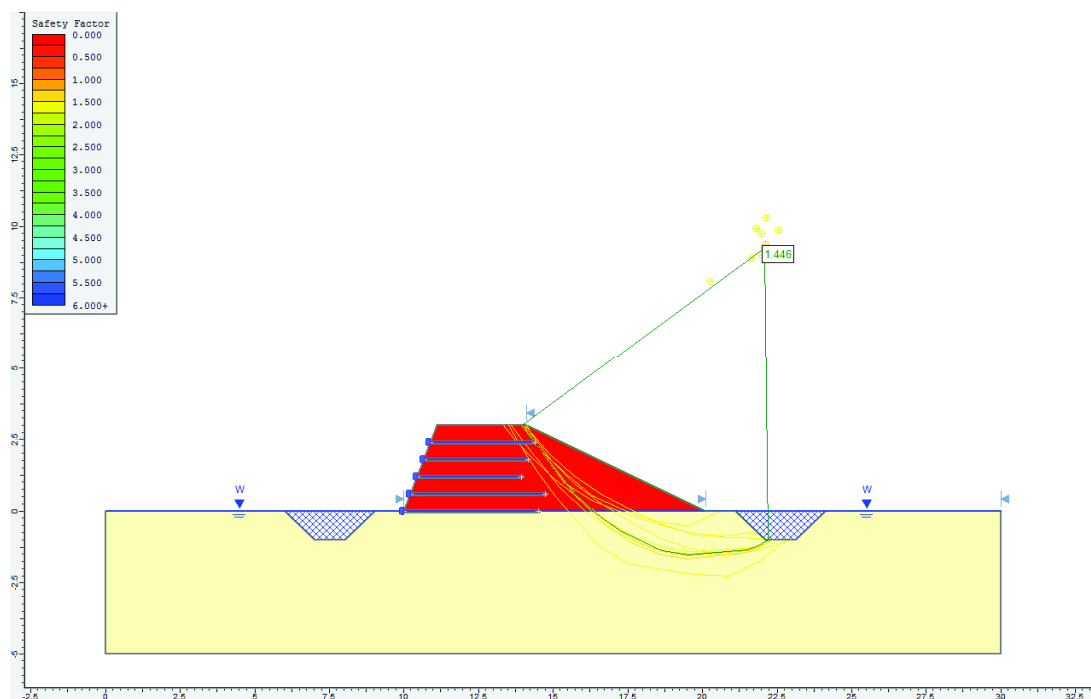
6.3.3.1 Metodo di Bishop



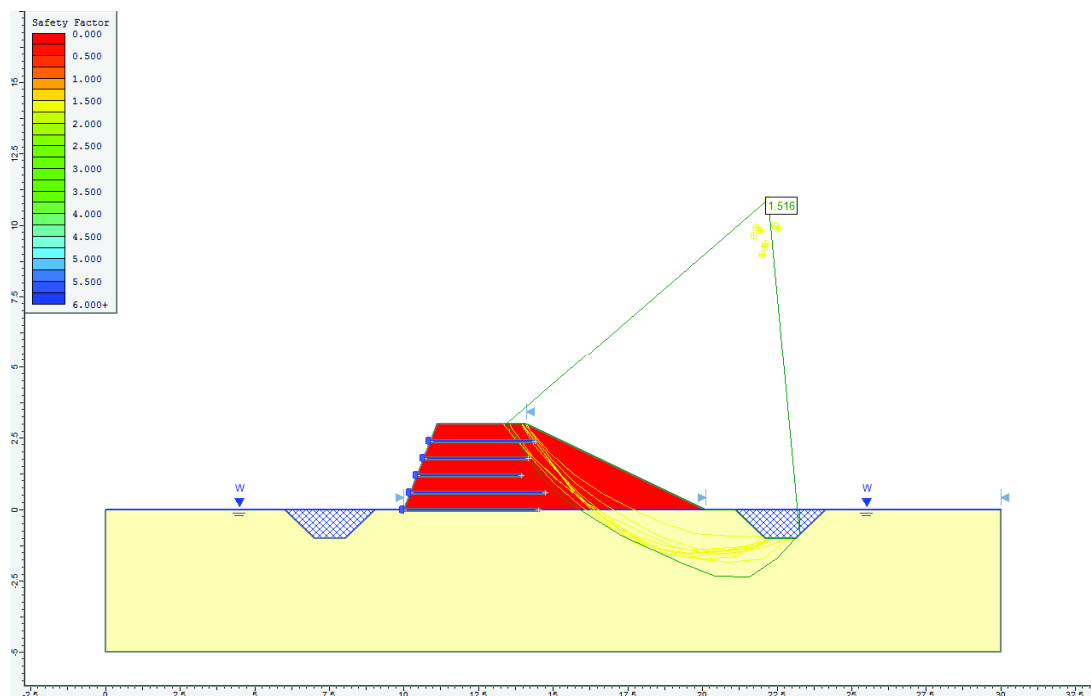
6.3.3.2 Metodo di Jambu semplificato



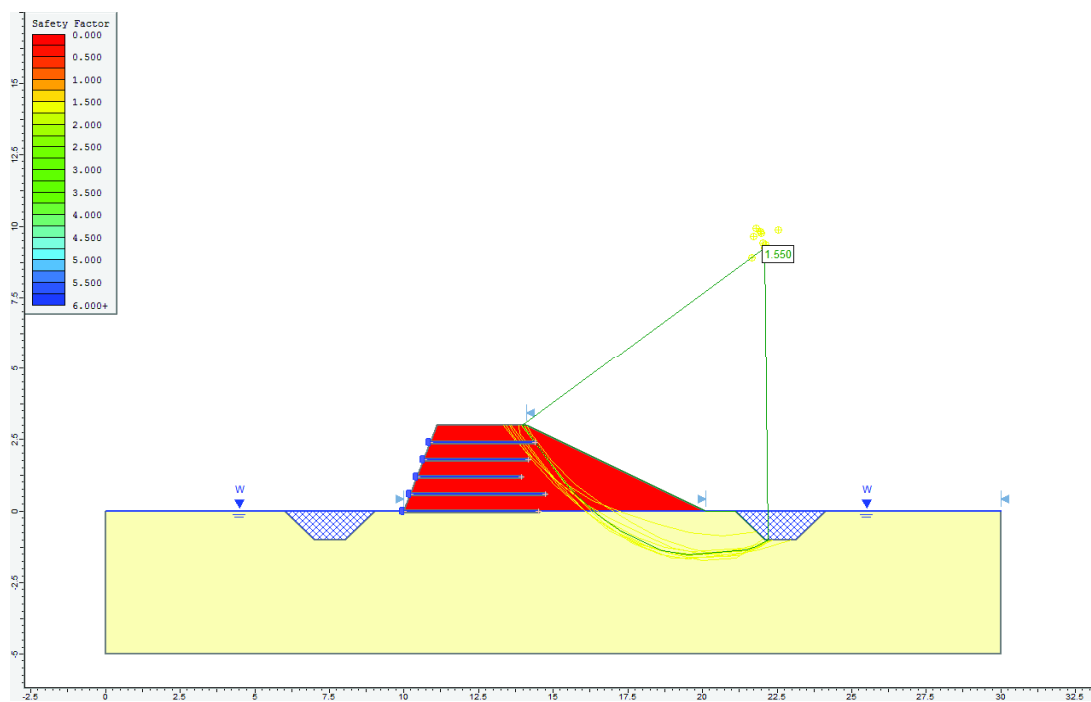
6.3.3.3 Metodo di Jambu corretto



6.3.3.4 Metodo di Lowe_karafiath

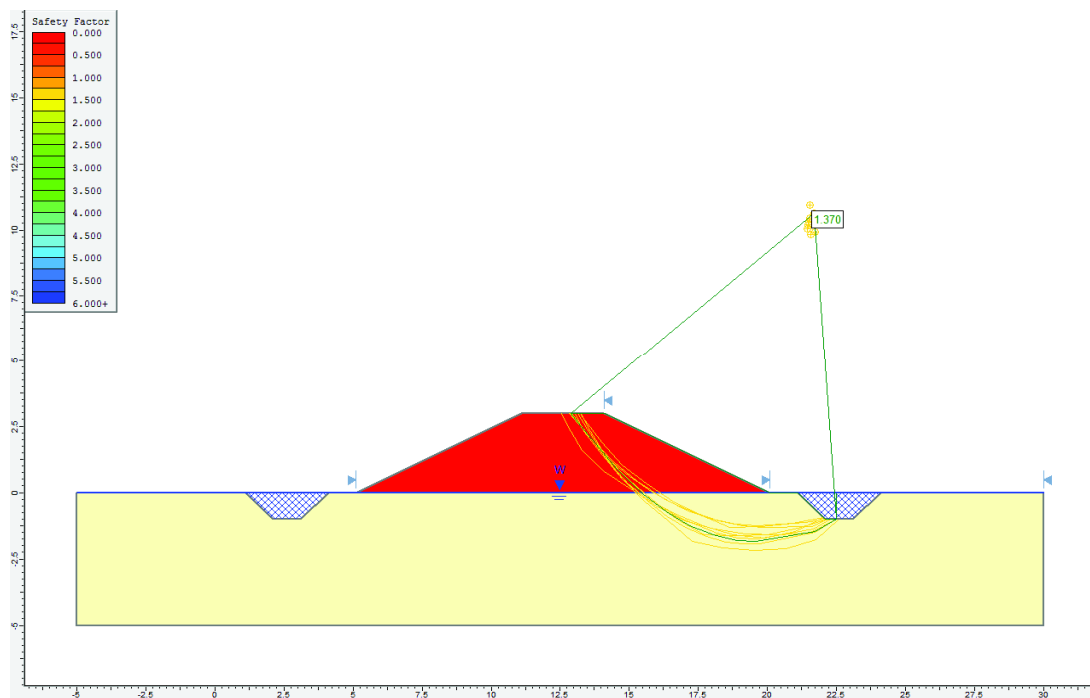


6.3.3.5 Metodo GLE

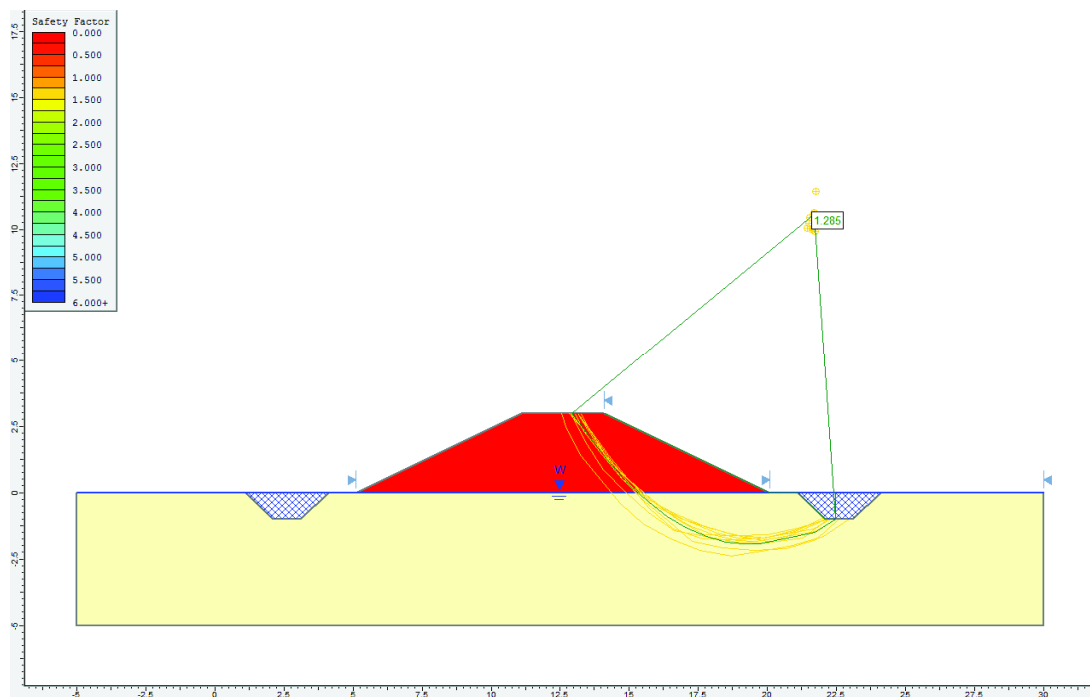


6.3.4 SCENARIO 4

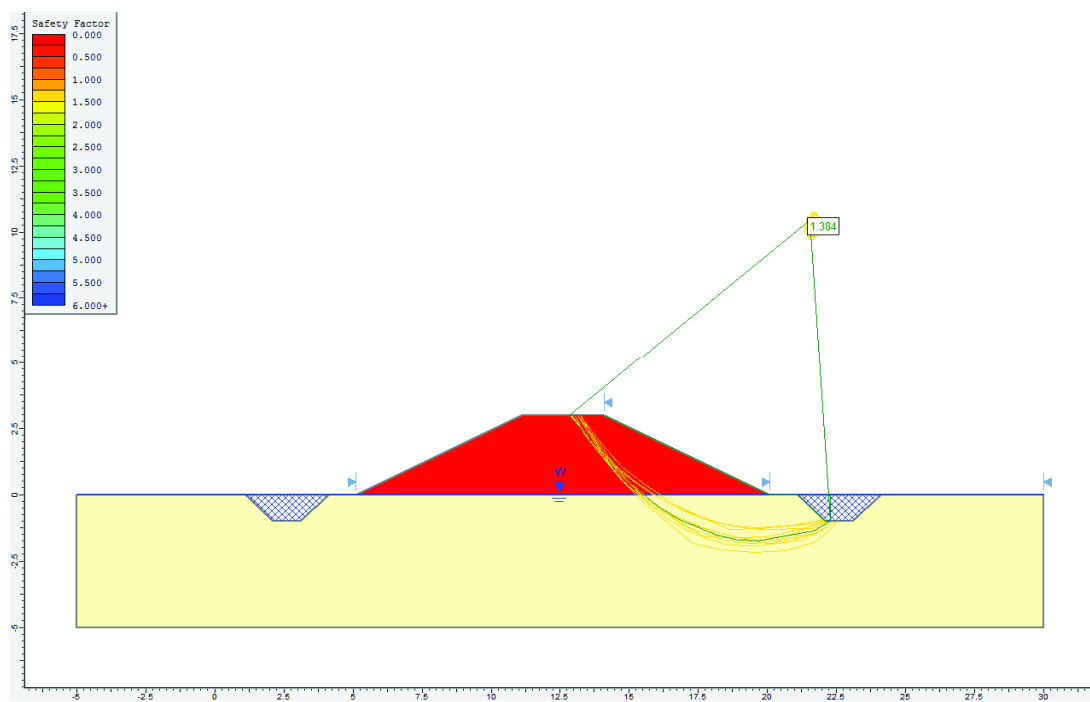
6.3.4.1 Metodo di Bishop



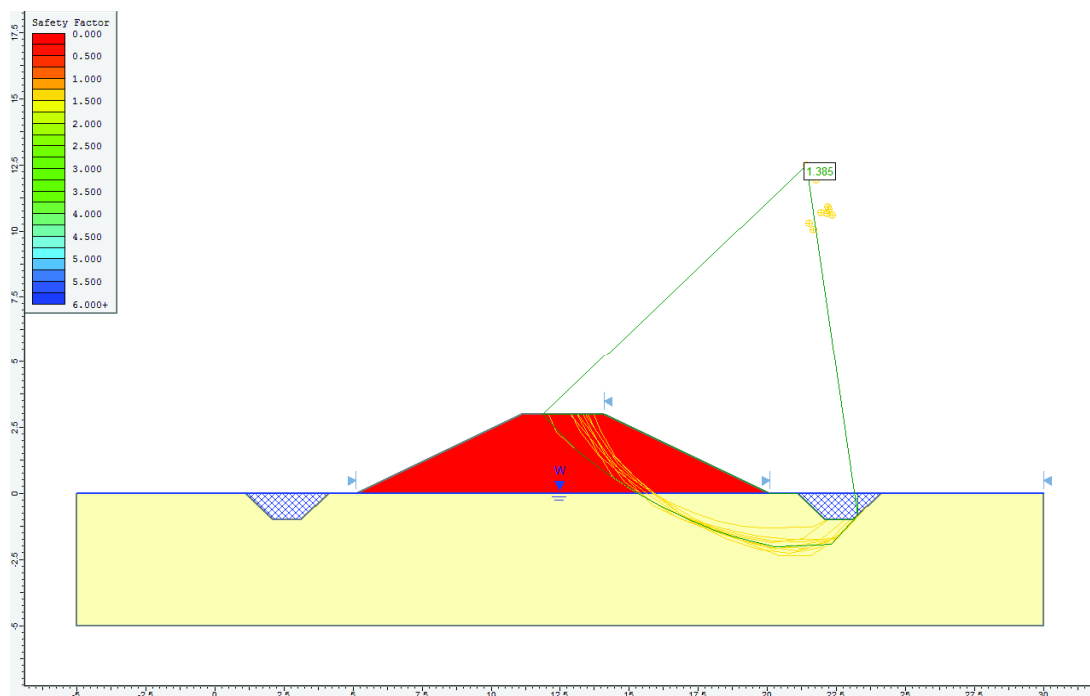
6.3.4.2 Metodo di Jambu semplificato



6.3.4.3 Metodo di Jambu corretto



6.3.4.4 Metodo di Lowe-Karafiath



6.3.4.5 Metodo GLE

