

COMMITTENTE	Prov. Regionale di Ragusa	INFRASTRUTTURE DI ASSISTENZA E CONTROLLO DEL PORTO DI POZZALLO E DEGLI AGGLOMERATI INDUSTRIALI	Rev.n.	Data
	LOCALITA' Comune Pozzallo (RG)			
OGGETTO	Stazione di servizio passeggeri porto di Pozzallo			
DESCRIZIONE	RELAZIONE GEOTECNICA			
Studio Dott. Ing. C. MOLTISANTI SIRACUSA Via Damone r.co 1 n.8 Tel. 0931-411448	Scala	/	PROGETTO N. S/1103	DATA
	Tavola	B3	Progettista:	Dott. Ing. C. Moltisanti
	Diseg.	A.M.	Direttore lavori:	Dott. Ing. C. Moltisanti
			Collaboratori:	Dott. Ing. A. Moltisanti Dott. Ing. G. Moltisanti

Questo disegno e' di Ns. proprieta' e non puo' essere riprodotto o mostrato a terzi senza la Ns. autorizzazione.

PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA – SETTORE VIII

INDAGINE GEOTECNICA SISMICA

PER LA PROGETTAZIONE DELLA STAZIONE PASSEGGERI

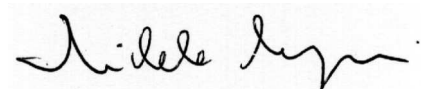
AL PORTO DI POZZALLO

RELAZIONE GEOTECNICA

Catania, 12 novembre 2011

Il Relatore

Prof. Ing. Michele Maugeri



INDICE

- 1. PREMESSA**
- 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**
 - 2.1 SONDAGGI E PROVE IN SITO**
 - 2.2 PROVE DI LABORATORIO**
 - 2.3 MISURE SISMICHE**
- 3. INDAGINI CON IL DILATOMETRO SISMICO
 MARCHETTI (SDMT)**
- 4. RISULTATI DELLE PROVE SDMT**
- 5. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI**
- 6. ANALISI DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE**
 - 6.1 SISMICITA'**
 - 6.2 METODOLOGIA DI ANALISI**
 - 6.3 CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**
- 7. CONCLUSIONI**

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riferisce sulla indagine geotecnica sismica, per la valutazione dei parametri geotecnici, al fine di poter definire i valori da inserire nei calcoli strutturali e geotecnici della stazione passeggeri al porto di Pozzallo, nelle fasi di progettazione definitiva ed esecutiva, nonché valutare il potenziale di liquefazione.

Vengono riportati i risultati ottenuti dalle indagini costituite da sondaggi e prove in sito, nonché da prove di laboratorio e prospezioni geosismiche. Inoltre vengono riportati i risultati delle indagini integrative eseguite con dilatometro Marchetti, nonché la loro interpretazione per valutare i parametri geotecnici alla base della progettazione.

Le prove dilatometriche sono state condotte secondo le norme ASTM D6635-01 (2002). Ulteriori indicazioni sulle condizioni delle prove dilatometriche e sulla loro interpretazione sono fornite da: EC7 (1997) e TC16 (2001). E' stato utilizzato il nuovo dilatometro sismico Marchetti (SDMT), in grado di misurare la velocità delle onde di taglio, anche ai fini della determinazione della categoria di suolo e del potenziale di liquefazione.

I calcoli geotecnici basati sulla caratterizzazione geotecnica, qui riportata, verranno utilizzati dal progettista e saranno allegati alla documentazione di progetto, come pure le soluzioni progettuali derivanti dall'analisi del calcolo del potenziale di liquefazione, riportato al paragrafo 6 della presente relazione.

Costituiscono parte integrante della presente relazione i seguenti documenti:

Risultanze geognostiche e prove geotecniche in sito;

Risultanze geognostiche: integrazione prove geotecniche in sito;

Risultanze di laboratorio;

Risultanze prospezioni geofisiche: tomografia sismica e prove Down Hole;

Prove con Dilatometro Sismico Marchetti.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Dai risultati delle indagini in sito, delle misure sismiche e delle prove di laboratorio, sono state valutate la successione stratigrafica dei terreni, nonché alcune proprietà geotecniche dei terreni medesimi, riportate per esteso nella Relazione geologica. Sui risultati delle indagini integrative effettuate con prove SDMT, si riferirà al capitolo 4.

2.1 SONDAGGI E PROVE IN SITO

Sono stati effettuati n. 4 sondaggi meccanici verticali a rotazione, a carotaggio continuo, , spinti alla profondità di mt. 30 (S1), mt. 15 (S2), mt. 10 (S3 ed S4); sono state altresì effettuate n. 11 prove SPT in foro. Dai sondaggi sono stati infine prelevati n. 5 campioni disturbati e n. 24 campioni indisturbati. Per il prelievo dei campioni indisturbati sono stati impiegati il carotiere semplice e quello doppio.

Ad integrazione inoltre del programma di indagini geognostiche già svolto, sono stati effettuati all'interno del sito di progetto n. 1 sondaggio meccanico verticale a rotazione spinto alla profondità di mt. 18 (S5), nonché n. 4 prove penetrometriche SPT; da tale sondaggio sono stati prelevati altresì n. 4 campioni disturbati. L'ubicazione dei 5 sondaggi effettuati è riportata in figura 1.

Il sondaggio S1 spinto fino alla profondità di 30 metri, presenta un terreno di riporto detritico fino alla profondità di 4 metri; segue uno strato di sabbia medio-fine alla profondità di 6 metri, quindi uno strato di calcarenite fino alla profondità di 30 metri.

Il sondaggio S2, che ha una profondità di 15 metri, mostra la presenza di un terreno di riporto detritico fino alla profondità di circa 1 metro. Segue uno strato di sabbia medio-fine e di un terreno di riporto fino alla profondità di circa 2 metri, quindi uno strato di calcarenite fino alla profondità di 15 metri. Analoga situazione si osserva per il sondaggio S3, spinto fino alla profondità di 10 metri.

Per quanto riguarda il sondaggio S4, che ha una profondità di 10 metri, si osserva la presenza di un terreno di riporto detritico fino alla profondità di circa 1 metro. Segue uno strato di sabbia medio-fine e sabbia limosa fino alla profondità di 3 metri. Quindi uno strato di sabbia limosa e limo per lo spessore di circa 1 m e quindi presenza di calcarenite fino a fondo foro.

Per quanto riguarda il sondaggio S5 che ha una profondità di 18 metri, si osserva la presenza di un terreno di riporto detritico fino alla profondità di circa 3 metri. Segue uno strato di sabbia medio-fine fino alla profondità di circa 6 metri. Quindi uno strato di sabbia medio-fine, con livello sabbioso-limoso tra 8.5 e 9.1 m, fino alla profondità di circa 13 metri. Segue uno strato di calcarenite fino a fondo foro.

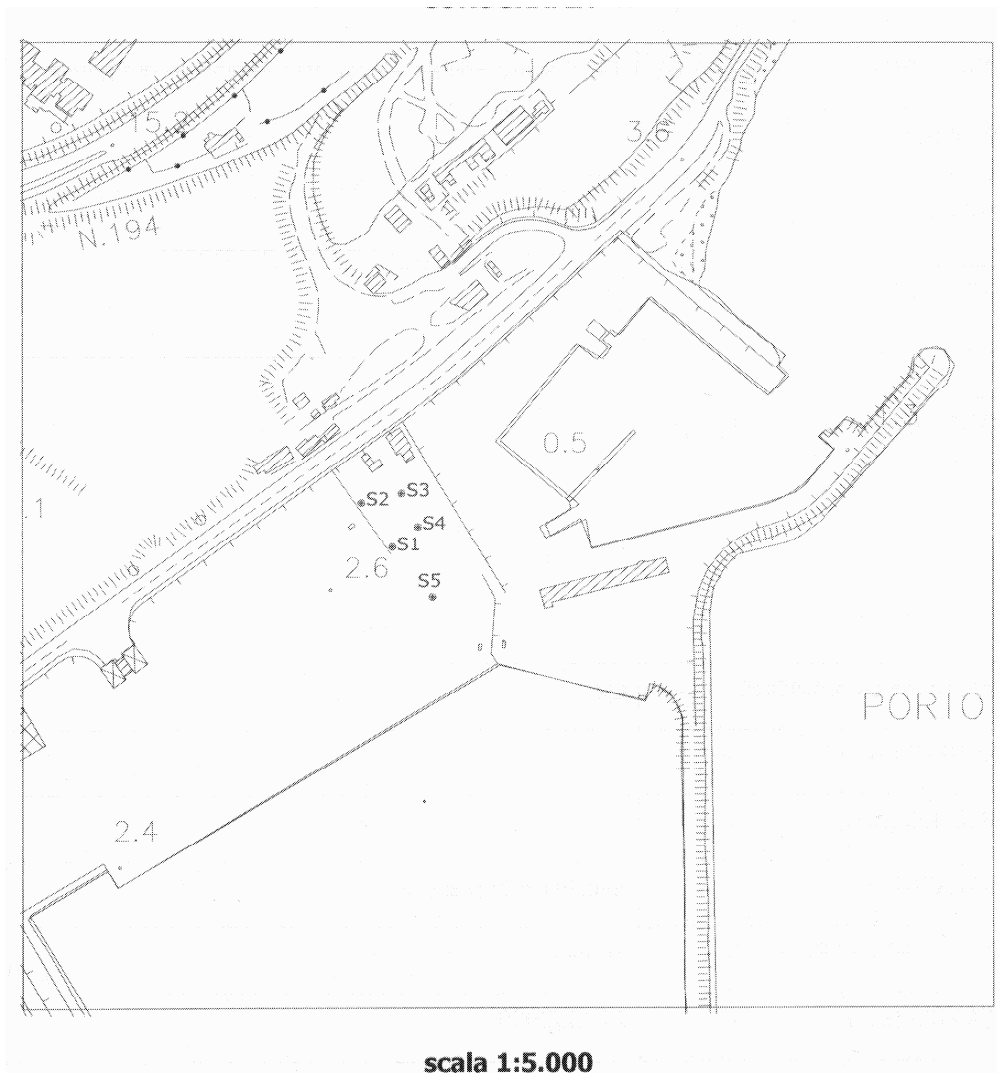


Figura 1. Ubicazione dei sondaggi.

2.2 PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati dal sondaggio S5 sono state eseguite n. 4 analisi granulometriche mediante setacciatura che hanno evidenziato la presenza di sabbie (90%-98%) con una percentuale minima di ghiaia (al di sotto dell'1%). Coefficiente di uniformità variabile da 1.6 a 2.5.

I risultati delle prove eseguite sui campioni di roccia indisturbati prelevati, sono state eseguite prove di compressione semplice, prove di resistenza indiretta a trazione e prove di taglio diretto su roccia. I risultati di tali prove sono riportati nella relazione geologica, che costituisce parte integrante degli elaborati progettuali. Sinteticamente da tale relazione si evince che:

- il peso dell'unità di volume medio risulta compreso tra 21,07 KN/m³ e 23,10 KN/m³ con valore medio 22,08 KN/m³;
- i valori della resistenza a compressione hanno valori medi di 48,28 MPa, con valore caratteristico pari a 21,49 Mpa;
- i valori della resistenza indiretta a trazione hanno valori variabili da 0,18 MPa a 0,56 Mpa;
- le prove di taglio diretto hanno fornito valori di picco dell'angolo di resistenza al taglio variabili da 46° a 53°.

2.3 MISURE SISMICHE

Sono state eseguite una serie di prospezioni geofisiche sismiche a rifrazione con l'acquisizione di dati sismici sia in superficie che in foro. In particolare sono state effettuate:

- Una tomografia sismica DH2D tra fori (TDHS1S2), acquisita con tecnica DownHole-Multi Offset in Line tra i fori di sondaggio S1 ed S2;
- Una serie di misure sismiche (DHS1), tipo Down Hole, acquisita nel foro di sondaggio S1 profondo 30 m.

L'elaborazione tomografica dei dati acquisiti in foro in modalità DHT2D evidenzia marcate variazioni dei valori di velocità V_p delle onde di compressione P sia in senso orizzontale che al variare della profondità della prospezione geofisica che è stata spinta fino alla profondità di 15 m dal piano campagna. Il tomogramma mostra nel contesto valori di velocità V_p compresi complessivamente tra 700 m/s e 5000 m/s circa.

L'elaborazione delle misure sismiche di tipo Down-Hole nel foro S1 ha permesso di ricostruire a partire dal piano campagna e fino a 30 metri di profondità, i seguenti profili verticali di velocità sismica media V_p e V_s :

- Terreni con $V_p = 1124$ m/s e $V_s = 639$ m/s circa e spessore 0,6 metri circa;
- Terreni con $V_p = 803$ m/s e $V_s = 414$ m/s circa e spessore 2,8 metri circa;
- Terreni con $V_p = 465$ m/s e $V_s = 117$ m/s circa e spessore 1,8 metri circa;
- Terreni con $V_p = 1420$ m/s e $V_s = 539$ m/s circa e spessore 2,8 metri circa;
- Terreni con $V_p = 4749$ m/s e $V_s = 1145$ m/s circa da -7.8 metri circa dal p.c. e fino a fondo foro.

La velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m (V_{s30}), valutata nella Relazione Geologica, è risultata pari a $V_{s30} = 639$ m/s.

3. INDAGINI CON IL DILATOMETRO SISMICO MARCHETTI (SDMT)

Sono state eseguite n. 3 prove SDMT, all'interno dell'area portuale di Pozzallo, in corrispondenza della banchina di ormeggio dei traghetti. L'ubicazione delle prove è riportata nella Figura 2. Le tre prove hanno profondità effettiva rispettivamente di 13.20 m, 14.40 m e 10.20 m.

Il dilatometro piatto è una lama di acciaio avente dimensioni 95 x 200 x 15 mm, con il bordo inferiore affilato. Su una faccia è montata una membrana metallica circolare espandibile. La lama viene fatta avanzare nel terreno verticalmente agendo su una batteria di aste. Un cavo elettropneumatico collega la lama con la centralina in superficie.

Ad intervalli regolari (generalmente ogni 20 cm) la penetrazione viene arrestata e viene immessa aria compressa, facendo dilatare la membrana contro il terreno. Ad ogni profondità vengono rilevati due valori di pressione:

- p_0 = pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana (pressione di distacco o lift-off);
- p_1 = pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

L'attrezzatura e le metodologie di misura utilizzate sono conformi alle raccomandazioni contenute nei documenti ASTM, Eurocode 7 e ISSMGE TC16 sotto referenziati.

I due valori di pressione determinati p_0 e p_1 vengono elaborati ottenendo i tre "parametri indice":

- I_d Indice di materiale
- K_d Indice di spinta orizzontale
- E_d Modulo dilatometrico

Dai parametri indice I_d , K_d , E_d , applicando le correlazioni riportate dal TC16 (2001), vengono ricavati i parametri:

- M Modulo edometrico (terreni sia coesivi che granulari)
- c_u Coesione non drenata (terreni coesivi)
- K_0 Coefficiente di spinta a riposo (terreni coesivi)
- OCR Grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi)
- Φ Angolo di attrito (terreni incoerenti)

	PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA – SETTORE VIII INDAGINE GEOTECNICA SISMICA PER LA PROGETTAZIONE DELLA STAZIONE PASSEGGERI AL PORTO DI POZZALLO
	RELAZIONE GEOTECNICA

Per maggiori dettagli sulla prova e sulla interpretazione si rinvia ai documenti elencati in bibliografia.

Il nuovo dilatometro sismico (SDMT) è uno strumento risultante dalla combinazione della lama dilatometrica con un modulo che misura la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Il modulo sismico è un corpo cilindrico, collocato sopra la lama, di diametro 50 mm, munito di due ricevitori distanti 0.50 m. La sezione retta del corpo cilindrico (ca 20 cmq) è maggiore di quella della lama (ca 14 cmq), garantendo un buon contatto tra parete e terreno.

La configurazione della prova è “true interval” a due ricevitori. Tale configurazione evita i problemi connessi con la possibile inesatta determinazione dello zero dei tempi dall’impatto - talora riscontrati nella configurazione “pseudo interval” con un solo ricevitore. Inoltre la coppia di sismogrammi ai due ricevitori corrisponde allo stesso colpo, anziché a colpi successivi non necessariamente identici. Viene così molto migliorata la ripetibilità della misura di V_s .

L’energizzazione avviene in superficie mediante un martello a pendolo, avente massa battente di ca 10 Kg. Essa percuote orizzontalmente la testa di una base di ferro parallelepipedica di forma allungata di lunghezza circa 80 cm, pressata verticalmente contro il terreno. L’asse longitudinale della base parallelepipedica è orientato parallelamente all’asse dei ricevitori, in modo che essi offrano la massima sensibilità all’onda di taglio di interesse.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s è il rapporto tra la differenza di distanza tra la sorgente e i due ricevitori ed il ritardo dell’arrivo dell’impulso dal primo al secondo ricevitore.

V_s può essere convertita nel modulo di taglio iniziale G_0 . La conoscenza combinata di G_0 e del modulo M (da DMT) può essere di aiuto nella costruzione della curva di degradazione del modulo $G-\gamma$. Le determinazioni di V_s vengono effettuate ogni 50 cm di profondità.

4. RISULTATI DELLE PROVE SDMT

Sono state eseguite n. 3 prove SDMT, all’interno dell’area portuale di Pozzallo, in corrispondenza della banchina di ormeggio dei traghetti. L’ubicazione delle prove è riportata nella Figura 1. Le tre prove hanno profondità effettiva rispettivamente di 13.20 m, 14.40 m e 10.20 m. I risultati delle prove sono riportati per esteso nella relazione relativa all’esecuzione delle prove, allegata alla presente relazione. Sinteticamente i risultati delle prove eseguite sono riportati nelle figure seguenti (Figg. 3-6).

L’indice del materiale risulta circa pari a 2, che denota un terreno sabbio-limoso. I valori del modulo edometrico, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti, risulta variabile tra 100 e 200 MPa per la prova SDMT1, tra 50 e 200 MPa per la prova SDMT2 e tra 50 e 100 MPa per la prova SDMT3.

PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA – SETTORE VIII
INDAGINE GEOTECNICA SISMICA
PER LA PROGETTAZIONE DELLA STAZIONE PASSEGGERI
AL PORTO DI POZZALLO

RELAZIONE GEOTECNICA



Figura 2. Ubicazione delle prove SDMT.

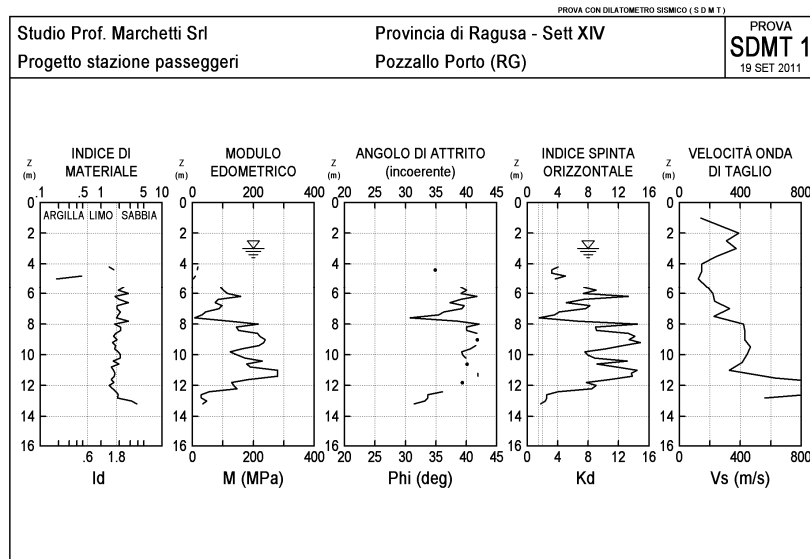


Figura 3. Risultati prove SDMT eseguite a Pozzallo Porto (RG). Prova SDMT 1.

PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA – SETTORE VIII
INDAGINE GEOTECNICA SISMICA
PER LA PROGETTAZIONE DELLA STAZIONE PASSEGGERI
AL PORTO DI POZZALLO

RELAZIONE GEOTECNICA

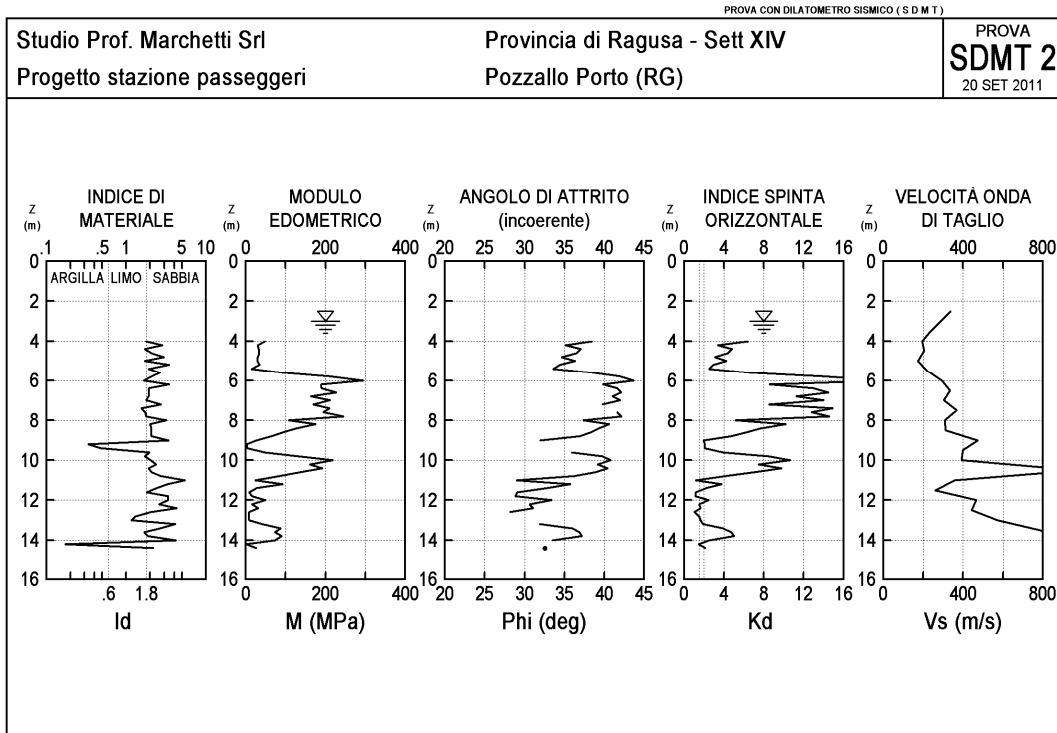


Figura 4. Risultati prove SDMT eseguite a Pozzallo Porto (RG). Prova SDMT 2.

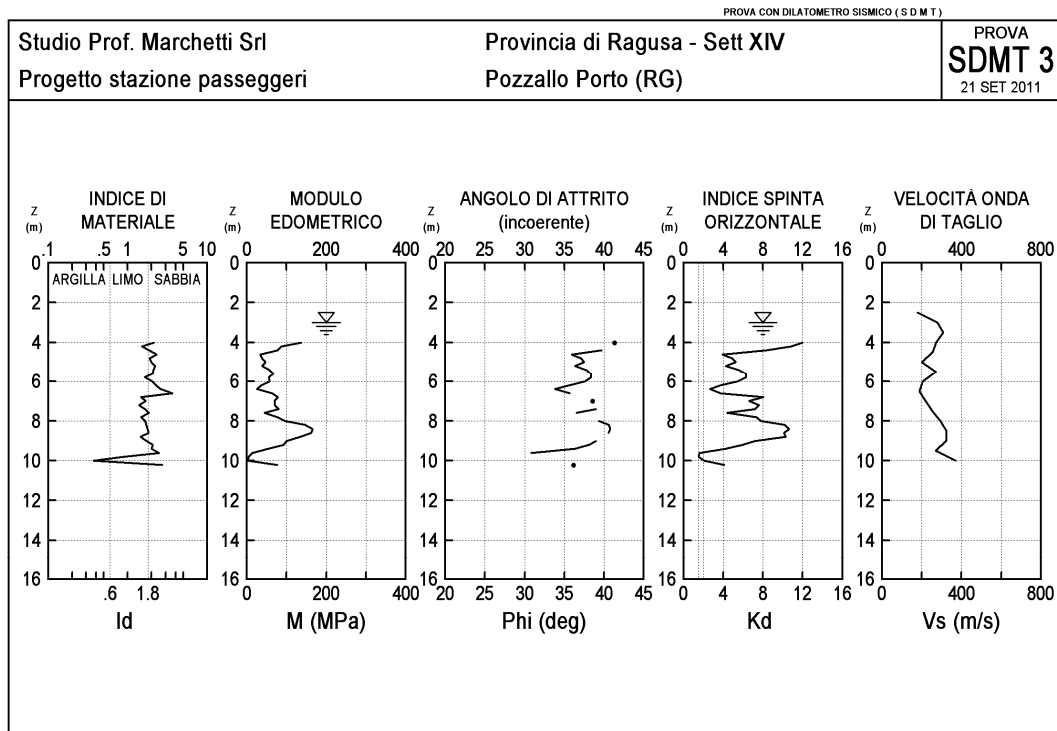


Figura 5. Risultati prove SDMT eseguite a Pozzallo Porto (RG). Prova SDMT 3.

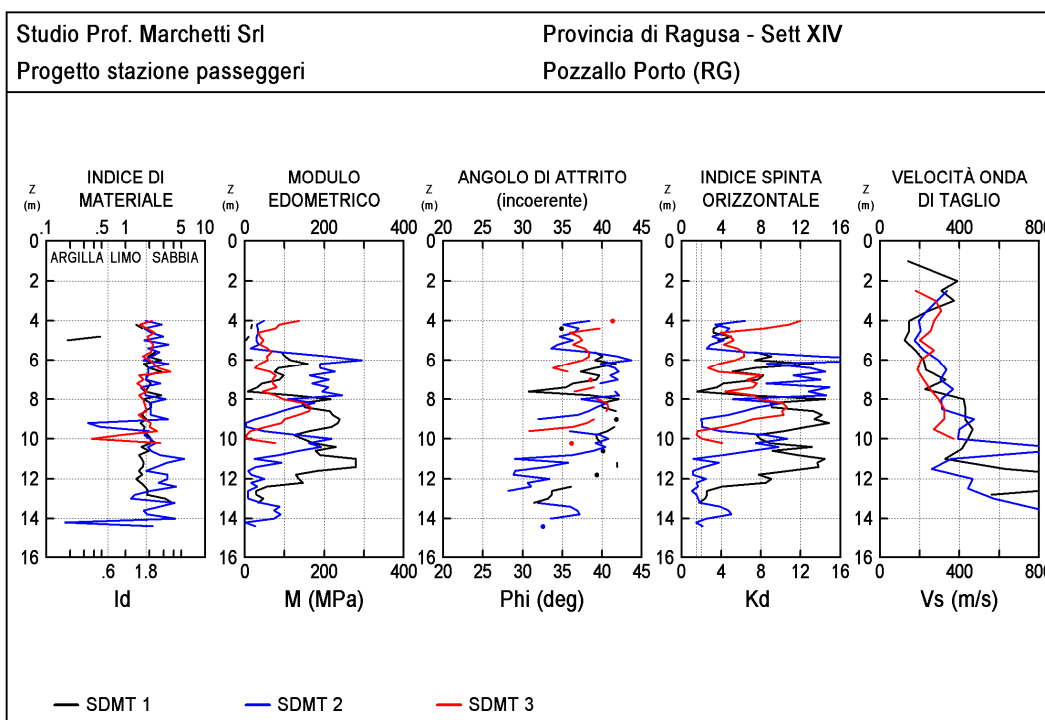


Figura 6. Risultati complessivi prove SDMT eseguite a Pozzallo Porto (RG).

Per quanto riguarda il valore del modulo edometrico, ricavato dal modulo dilatometrico, i profili determinati da tutte le prove sono riportati nella figura 7.

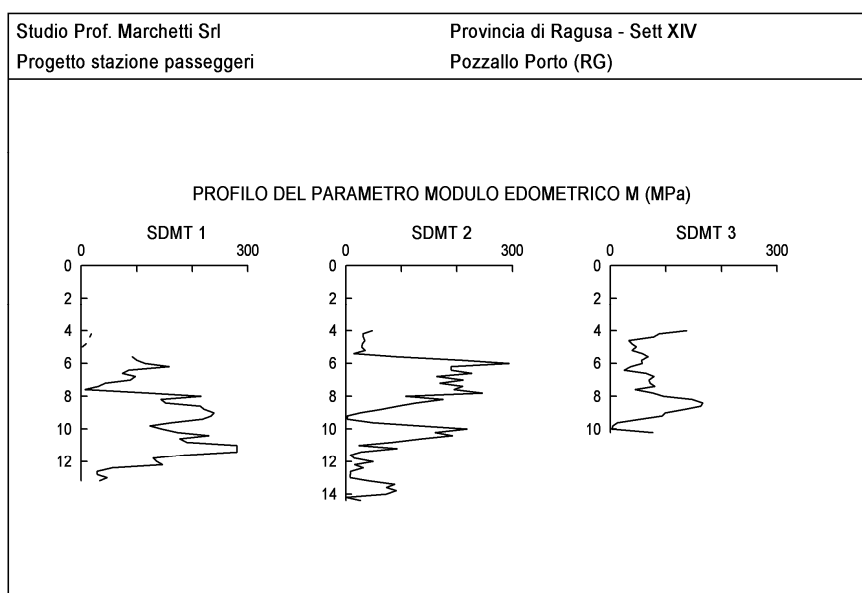


Figura 7. Profili del modulo edometrico per le prove eseguite.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio, trattandosi di terreni di natura argillosa, i terreni medesimi sono praticamente privi di coesione e sono dotati di un angolo di resistenza al taglio variabile da 30° a 40° per la prova SDMT1, da 35° a 40° per la prova SDMT 2 fino alla profondità di circa 10 m e tra 30° e 35° oltre i 10 m; da 35° a 40° per la prova SDMT3. Per quanto riguarda i valori dell'angolo di resistenza al taglio, sono riportati nella figura 8.

Dai risultati dei sondaggi, delle prove SPT, delle prove D-H, delle prove di laboratorio e dalle prove SDMT, si possono desumere i seguenti valori prudenziali delle proprietà geotecniche dei terreni

a) **STRATO 1 – RIPORTO DETRITICO:** da 0 m s.l.m. fino a -4.00m:

$$\gamma_{med} = 18,00 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

$$M = 50.00 \text{ MPa}$$

b) **STRATO 2 – SABBIA MEDIO-FINE** da - 4.00 m fino a -6.00m:

$$\gamma_{med} = 19,00 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

$$M = 100.00 \text{ MPa}$$

c) **STRATO 3 – CALCARENITE** : da -6.00 m fino a -30.00m:

$$\gamma_{med} = 22,08 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 45^\circ$$

$$c' = 0.10 \text{ MPa}$$

Studio Prof. Marchetti Srl
Progetto stazione passeggeri

Provincia di Ragusa - Sett XIV
Pozzallo Porto (RG)

PROFILO DEL PARAMETRO ANGOLO DI ATTRITO (incoerente) Phi (deg)

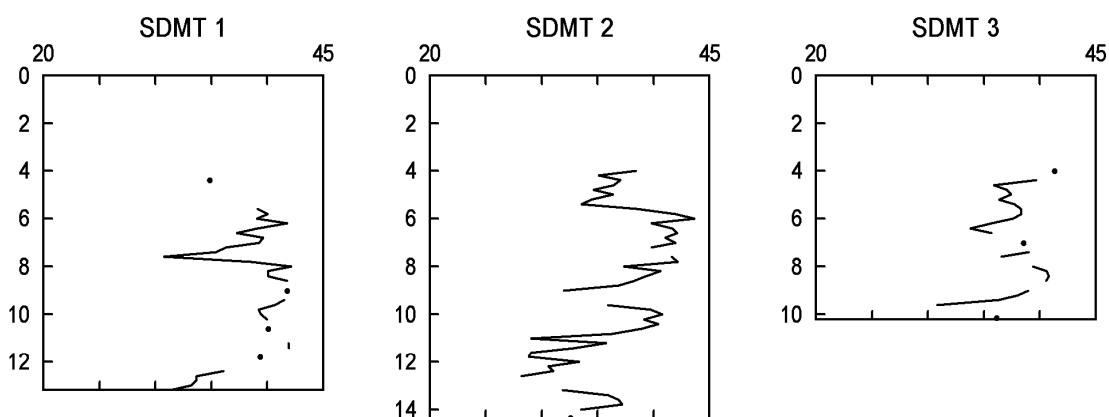


Figura 8. Profili dell'angolo di resistenza al taglio per le prove eseguite.

5. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI RELATIVI ALLA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il pericolo di liquefazione può essere valutato a partire da prove penetrometriche dinamiche standardizzate (SPT), da prove penetrometriche statiche (CPT), da prove geofisiche in foro (Vs) e da prove SDMT per la determinazione della velocità delle onde di taglio Vs e dall'indice di spinta orizzontale Kd.

Da un punto di vista generale è conveniente valutare il potenziale di liquefazione per mezzo di due correlazioni empiriche per evidenziare eventuali differenze risultanti utilizzando differenti prove sperimentali. Nel caso in esame, non sono state eseguite prove CPT ed il numero di prove SPT è insufficiente per il calcolo del potenziale di liquefazione. Le prove SDMT forniscono due parametri indipendenti Vs e Kd e pertanto tali valori sono stati utilizzati per il calcolo del potenziale di liquefazione (Monaco et al., 2005; Grasso and Maugeri, 2006).

Nella figura 9 sono riportati i valori di Vs da prove D-H; nella figura 10 sono riportati i valori Vs da SDMT.

PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA – SETTORE VIII
INDAGINE GEOTECNICA SISMICA
PER LA PROGETTAZIONE DELLA STAZIONE PASSEGGERI
AL PORTO DI POZZALLO

RELAZIONE GEOTECNICA

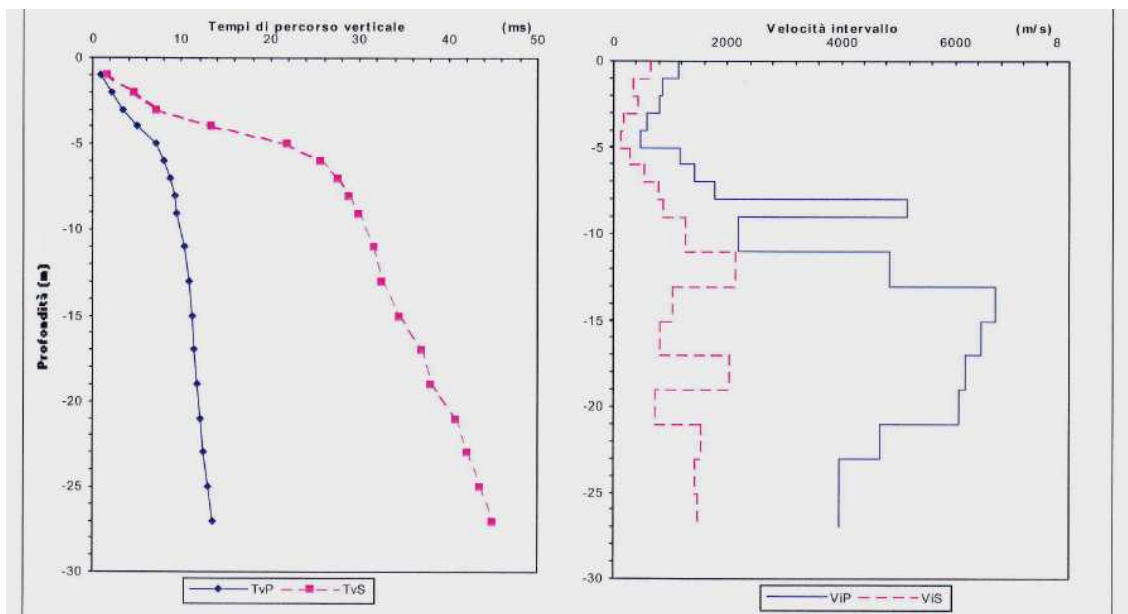


Figura 9. Risultati prova Down Hole (D-H) eseguita all'interno del sondaggio S1.

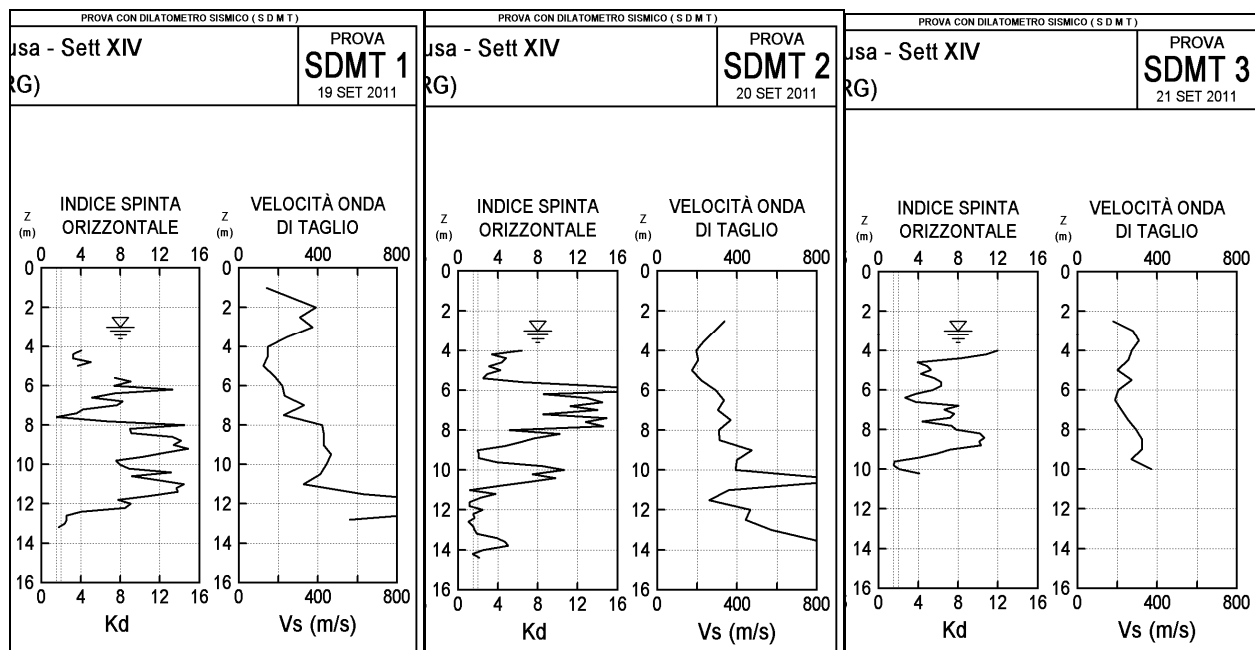


Figura 10. Risultati prove SDMT per la determinazione di Vs e di Kd.

Dalle prove D-H si ricavano valori di V_s compresi tra 117 e 413 m/s per il terreno di riporto; dalle prove SDMT si evincono valori simili compresi tra 200 e 400 m/s. Al di sotto del terreno di riporto, nello strato sabbioso-limoso, si evincono valori crescenti con la profondità e compresi tra 150 e 500 m/s dalle prove D-H e valori compresi tra 300 e 400 m/s dalle prove SDMT. E' inoltre da osservare che i dati dalle 3 prove SDMT sono numericamente superiori a quelli dell'unica prova D-H, per cui il calcolo del potenziale di liquefazione sarà basato sui profili delle velocità determinati con le prove SDMT.

Nella figura 10 sono riportati altresì i profili dell'indice di spinta dilatometrico determinati con le prove SDMT. Complessivamente per le tre prove i valori dell'indice di spinta dilatometrico K_d risultano compresi tra 4 e 12. Dai profili non si evince altresì la presenza di una crosta rigida significativa, dovuta al fatto che negli strati più superficiali è presente un terreno di riporto.

L'analisi del potenziale di liquefazione sarà eseguita al capitolo successivo, per i tre profili di V_s e di K_d ricavati con le tre prove dilatometriche SDMT1, SDMT2 e SDMT3.

Infine è da sottolineare che il terreno oggetto dello studio appartiene al tipo E (NTC, 2008) considerato che lo strato roccioso è presente nei primi 30 m. Inoltre, considerando la V_s media dei terreni soprastanti lo strato roccioso, essa risulta compresa tra 180 e 360 m/s. Pertanto per l'analisi della liquefazione bisogna considerare il coefficiente di amplificazione stratigrafica previsto per i suoli di tipo E, variabile tra 1.00 e 1.60, che sarà calcolato al paragrafo successivo.

6. ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

6.1 SISMICITA'

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008) la sismicità del territorio italiano è stata valutata secondo una griglia che fornisce il valore dell'accelerazione al bedrock per un periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente alla probabilità di non superamento del 10% in 50 anni. Tale valore viene utilizzato per i calcoli sismici per gli edifici di civile abitazione, e per le opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale.

L'accelerazione sismica al bedrock nella zona dove sorge la stazione passeggeri del Porto di Pozzallo è stata desunta dalla figura 11. Dalla griglia riportata in figura 11 si evince che per la località in esame l'accelerazione prevista al bedrock è di 0.125g.

Per il calcolo del potenziale di liquefazione è necessario risalire dal valore della accelerazione attesa al valore della magnitudo del terremoto ipotetico che genera tale accelerazione. Questo valore della magnitudo è stato calcolato attraverso l'utilizzo di relazioni di attenuazione di PGA (Spudich et al., 1999) per il valore di riferimento di $a_g = 0.125g$ (Figura 11). Dalla correlazione empirica utilizzata si ottiene il valore di riferimento $M = 4,9$. Sulla base di tale valore si è ottenuto il fattore correttivo:

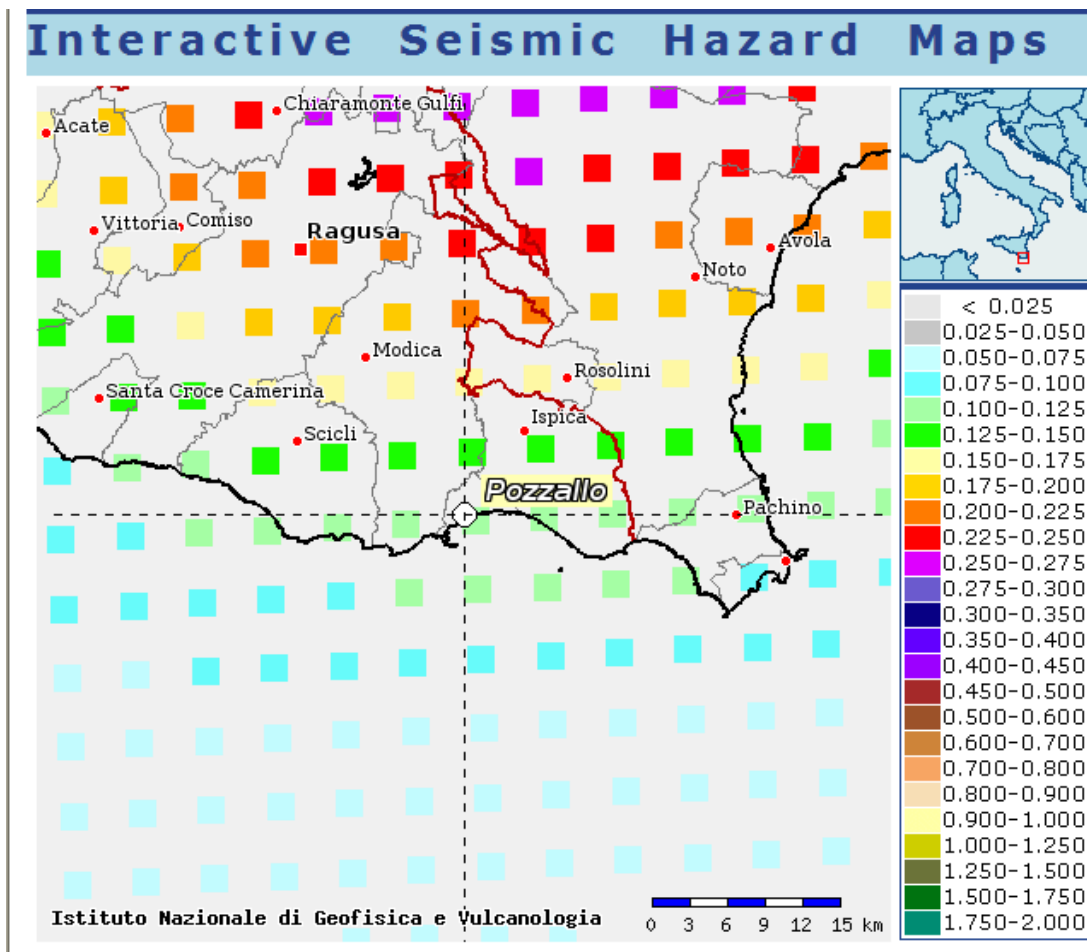


Figura 11. Mappa interattiva di pericolosità sismica per la zona di Pozzallo.

$$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56}$$

Pertanto, in definitiva, le ipotesi per il calcolo del pericolo di liquefazione sono state eseguite per il valore della magnitudo:

$$M = 4.9 \text{ (Magnitudo)}$$

E' inoltre da considerare il fattore di amplificazione sismica locale S_s che per il terreno in esame di tipo E risulta compreso tra 1 e 1.60 (NTC, 2008) da valutare con l'espressione:

$$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$$

dove F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2.

Il valore F_0 , funzione della longitudine e della latitudine di Pozzallo assume un valore pari a 2,5. Introducendo tale valore nella formula si otterrebbe $S_s = 1,65$ riportato a 1,60 che risulta il valore massimo applicabile al suolo di tipo E. Pertanto il valore della accelerazione per la quale bisogna valutare il pericolo di liquefazione risulta:

$$a_{\max} = 0.125g \times S_s = 0.125 \times 1.60 = 0.200g$$

6.2 METODOLOGIA DI ANALISI

Per il calcolo del potenziale di liquefazione saranno utilizzati, come affermato al capitolo 5, i risultati delle prove SDMT riguardanti i profili della velocità delle onde di taglio V_s e dell'indice di spinta orizzontale K_d , riportati nella figura 10.

Per la valutazione della resistenza alla liquefazione dei terreni occorre effettuare la valutazione delle due variabili rappresentate dalla sollecitazione sismica localizzata sullo strato, espressa in termini di Cyclic Stress Ratio (CSR), e dalla capacità del terreno di resistenza, espressa in termini di Cyclic Resistance Ratio (CRR).

Per il calcolo del CSR Seed e Idriss (1971), per tener conto delle sollecitazioni cicliche massime, hanno formulato la seguente equazione:

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65(a_{\max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d$$

dove a_{\max} rappresenta la accelerazione orizzontale di picco sulla superficie del terreno generata dal terremoto, g è l'accelerazione di gravità, σ_{vo} e σ'_{vo} sono le tensioni totali ed efficaci ed r_d è un coefficiente di riduzione che tiene conto della diversa deformabilità degli strati di terreno con la profondità.

Per la determinazione di r_d Seed Idriss (1971) suggeriscono di utilizzare le seguenti formule:

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

La valutazione di CSR è funzione della magnitudo del terremoto. In letteratura sono disponibili grafici che si riferiscono ad una magnitudo 7.5, che consentono di valutare $CSR_{7.5}$ che va confrontato con $CRR_{7.5}$.

Nel nostro caso, poiché la magnitudo di riferimento è pari a $M = 4,9$ come riportato nel paragrafo 6.1, è stato utilizzato un fattore di scala, riportato sotto per la valutazione del fattore di sicurezza nei riguardi del potenziale di liquefazione:

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR)MSF$$

dove MSF è il valore del fattore correttivo per la magnitudo che riguarda il nostro sito.

Per effettuare tale calcolo sulla base dei valori di K_D si fa ricorso alle seguenti formulazioni suggerite da Monaco et al. (2005); Grasso e Maugeri (2006):

$$CRR_{7,5} = 0.0107 K_D^3 - 0.0741 K_D^2 + 0.2169 K_D - 0.1306 \quad (1)$$

$$CRR_{7,5} = 0.0084 K_D^{2.7032} \quad (2)$$

Per effettuare tale calcolo sulla base dei valori di V_s si fa ricorso alle seguenti formulazioni suggerite da Andrus and Stokoe (1997; 2000):

$$\tau_{av}/\sigma'_{vo} = CRR_{7,5} = a (V_{s1}/100)^2 + b/(V_{sic} - V_{s1}) - b/V_{sic} \quad (3)$$

dove:

$$V_{s1} = V_s (P_a/\sigma'_{vo})^{0.25}$$

V_{sic} = valore critico di V_s = 220 m/s per sabbie con contenuto di fine minore del 5%.

$a = 0.03$; $b = 0.9$.

$$CRR = MSF \left\{ 0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - (K_{a1} V_{s1})} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} K_{a2} \quad (4)$$

dove:

$$V_{s1} = V_s (P_a/\sigma'_{vo})^{0.25}$$

V_{s1}^* = valore limite superiore di V_s = 215 m/s per sabbie con contenuto di fine minore del 5%.

K_{a1} e K_{a2} = fattori di età del deposito = 1.

Entrambe le procedure, come riportato al paragrafo seguente, sono state utilizzate per il calcolo del potenziale di liquefazione.

6.3 CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Un indice sintetico, rappresentativo del rischio di liquefazione, applicabile a tutti i metodi che prevedono il calcolo del profilo del fattore di sicurezza, è l'indice del potenziale di liquefazione P_L introdotto da Iwasaki et al. (1978):

$$P_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove $F(z)$ è una funzione che per $FS > 1$ assume il valore 0 e per $FS < 1$ ne è il complemento ad 1, e $W(z) = 10 - 0.5z$ è una funzione linearmente decrescente della profondità z in metri, definita fino al valore critico di 20m oltre il quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione. Si riportano di seguito i grafici relativi ai profili con la profondità del potenziale di liquefazione P_L per i tre profili determinati con le prove SDMT e per le due metodologie descritte al paragrafo precedente, basate rispettivamente sulle misure di K_d e di V_s .

Risultati per i profili di K_d e V_s per la prova SDMT1:

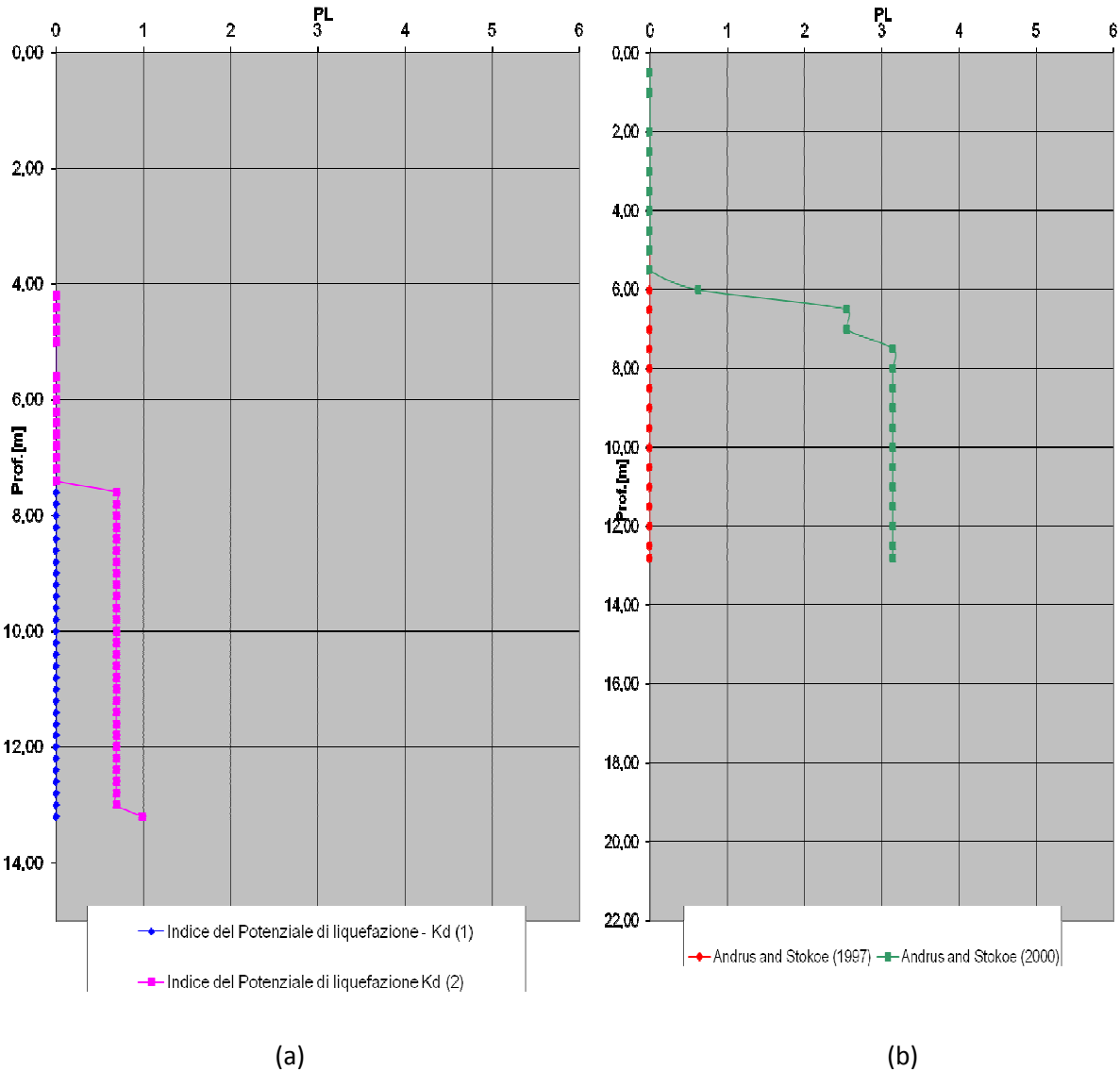


Figura 12. Valutazione del potenziale di liquefazione per SDMT1: a) da dati K_d ; b) da dati V_s .

Dai risultati si evince che il valore massimo del potenziale di liquefazione risulta inferiore 1 sulla base dei risultati di Kd ed appena superiore a 3 sulla base dei dati di Vs.

Risultati per i profili di Kd e Vs per la prova SDMT2:

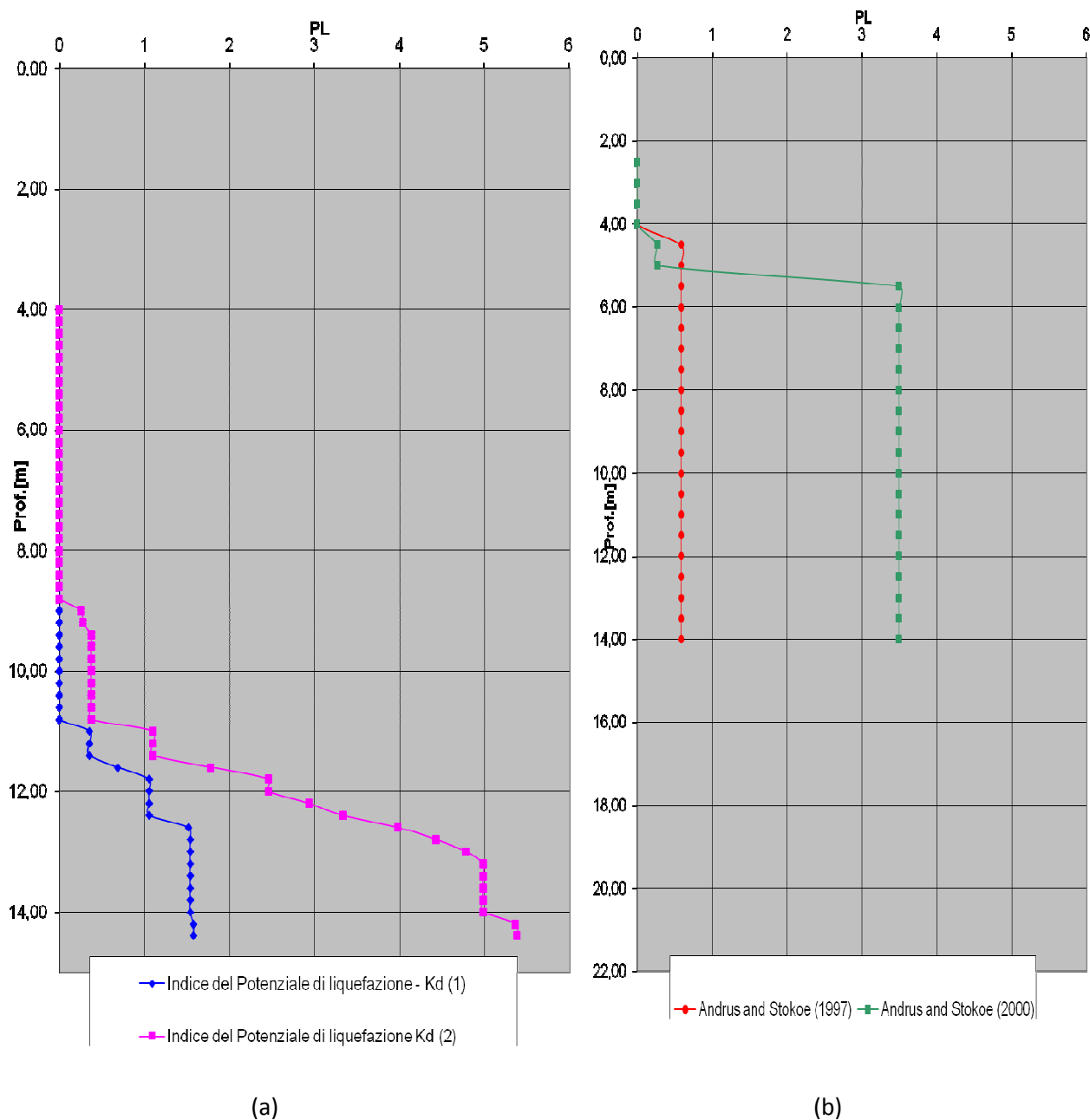


Figura 13. Valutazione del potenziale di liquefazione per SDMT2: a) da dati Kd; b) da dati Vs.

Dai risultati si evince che il valore massimo del potenziale di liquefazione risulta di poco superiore a 5 sulla base dei risultati di Kd e pari a circa 3.5 sulla base dei dati di Vs.

Risultati per i profili di K_d e V_s per la prova SDMT3:

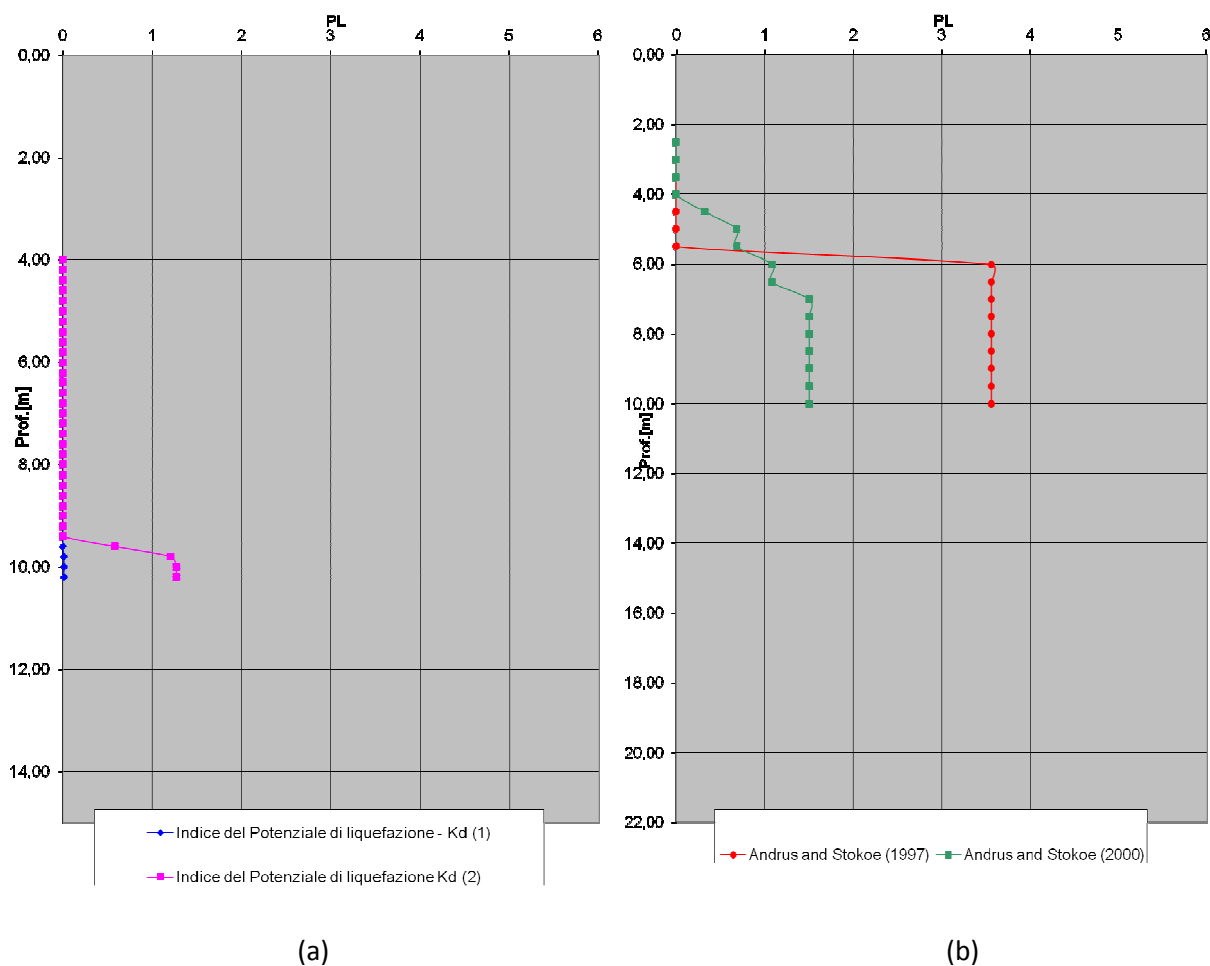


Figura 14. Valutazione del potenziale di liquefazione per SDMT3: a) da dati K_d ; b) da dati V_s .

Dai risultati si evince che il valore massimo del potenziale di liquefazione risulta all'incirca pari a 1.2 sulla base dei risultati di K_d e pari a circa 3.5 sulla base dei dati di V_s .

Complessivamente i valori massimi del potenziale di liquefazione variano tra 0 e 5.3 in base ai valori di K_d e tra 0 e 3.5 in base ai valori di V_s , come riportato nella tabella 1.

PROVA SDMT	P_L da K_D	P_L da V_s
1	1.0	3.2
2	5.3	3.5
3	0.02	3.5

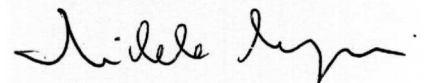
7. CONCLUSIONI

Secondo il metodo di Iwasaki (1978), l'indice del potenziale di liquefazione è compreso nel campo 0-100, ed esprime quantitativamente la severità del rischio di liquefazione secondo la classificazione riportata di seguito. I campi individuati da Iwasaki indicano: un rischio molto basso per $P_L=0$; un rischio basso per $0 < P_L \leq 5$; un rischio alto per $5 < P_L \leq 15$ ed un rischio molto alto per $P_L > 15$.

I sondaggi hanno evidenziato la presenza di roccia nei primi 20 m di profondità, pertanto il terreno risulta di tipo E. Per tale terreno nel capitolo 6.1 è stato valutato il fattore di amplificazione sismica locale S_s che è risultato pari a 1,6. Pertanto l'accelerazione da utilizzare per la progettazione della struttura è di 0,2 g.

Poiché per il terreno di fondazione della stazione passeggeri del porto di Pozzallo il valore del potenziale di liquefazione è praticamente inferiore a 5, il rischio di liquefazione risulta basso. In conseguenza di ciò non è necessario adottare soluzioni per ridurre drasticamente il pericolo di liquefazione, come per esempio con l'adozione di fondazioni su pali, bensì è possibile mantenere la soluzione progettuale con fondazioni superficiali. Tuttavia, per quanto non strettamente necessario, sarebbe opportuno compattare il terreno di fondazione dopo avere eseguito gli scavi, in modo da ridurre ulteriormente il potenziale di liquefazione e limitare al contempo i cedimenti di fondazione. Per il calcolo dei cedimenti di fondazione si ritiene che prudenzialmente possa essere adottato un valore del coefficiente di Winkler pari a $K = 5 \text{ Kg/cm}^3$ nel caso non si proceda alla compattazione del terreno di fondazione e $K = 7 \text{ Kg/cm}^3$ nel caso venga eseguita la compattazione del terreno di fondazione. In ogni caso per fondazioni superficiali il carico gravante sul terreno non dovrà superare $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

prof. ing. Michele MAUGERI



RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II, 1997. Liquefaction resistance based on shear wave velocity, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, Technical Report NCEER-97-0022, T. L. Youd and I. M. Idriss, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 89–128.
- Andrus, R.D. & Stokoe, K.H., II. 2000. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Jnl GGE, ASCE*, 126(11), 1015-1025.
- ASTM D6635-01 (2002) "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer". Book of Standards Vol. 04.09, 14 pp.
- Eurocode 7, (1997) " Geotechnical Design. Part 3 : Design assisted by field tests, "Flat Dilatometer Test (DMT), 8pp."
- Grasso S., Maugeri M. (2006): "Using K_d And V_s From Seismic Dilatometer (Sdmt) For Evaluating Soil Liquefaction". Proc. of the Second International Conference on the Flat Dilatometer, Washington, April 2 – 5, 2006.
- Marchetti S. (2001) "The Flat dilatometer", 18th CGT - Conferenze Geotecnica Torino, 56 pp. Section : determination of the $G-\gamma$ degradation curve (downloadable from the same website).
- Mayne, Martin, Schneider (1999) "Small- and Large-Strain Soil Properties from Seismic Flat Dilatometer Tests", Proc. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Jamiolkowski et al. editors, Torino. (downloadable from : www.marchetti-dmt.it).
- Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G. & Calabrese, M. 2005. Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT). Proc. XVI ICSMGE, Osaka, 4, 2693-2697.
- TC16 (2001) "The DMT in Soil Investigations", A Report by the ISSMGE Committee TC16, 41 pp. (Italian version www.marchetti-dmt.it/docfiles/tc16_it.doc)