

PROVINCIA REGIONALE DI ENNA

Lavori urgenti di ristrutturazione e di recupero strutturale dell'edificio
scolastico "E. Majorana" – Piazza Armerina - sede dell'IstitutoTecnico Industriale

Progetto esecutivo / RELAZIONE GEOTECNICA

Indice

0	PREMESSA	2
1	DOCUMENTAZIONE UTILIZZATA PER LA REDAZIONE DELLO STUDIO	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	STATO DI FATTO.....	6
4	SINTESI DEGLI ASPETTI GEOLOGICI.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	10
5.1	Indagini in sito.....	12
5.1.1	<i>Sondaggi e pozzetti geognostici</i>	12
5.1.2	<i>Prelievo di campioni</i>	13
5.1.3	<i>Misure freaticometriche</i>	14
5.1.4	<i>Prove per la determinazione della permeabilità in sito</i>	14
5.1.5	<i>Tomografie elettriche</i>	15
5.1.6	<i>Prove SPT</i>	16
5.1.7	<i>Prove sismiche in foro di tipo Down-Hole</i>	26
5.1.8	<i>Prove sismiche a rifrazione (MASW)</i>	28
5.2	Prove di laboratorio.....	30
5.2.1	<i>Analisi granulometriche</i>	30
5.2.2	<i>Caratteristico fisico-meccaniche</i>	32
6	MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO	33
7	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI RAPPRESENTATIVI.....	36
8	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	41
8.3	Motivi di esclusione dalla verifica alla liquefazione.....	41
8.3.1	<i>Metodologia di analisi</i>	41
8.3.2	<i>Risultati dell'analisi</i>	44
8.4	Determinazione del fattore di sicurezza alla liquefazione.....	46
8.4.1	<i>Metodologia di analisi</i>	46
8.4.2	<i>Valutazione degli effetti della liquefazione sul deposito</i>	52
8.4.3	<i>Risultati dell'analisi</i>	52
9	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	58

0 PREMESSA

La presente relazione descrive gli aspetti geotecnici del progetto esecutivo dei "*Lavori urgenti di ristrutturazione e recupero strutturale dell'edificio scolastico 'E. Majorana' sede dell'Istituto Tecnico Industriale*" di Piazza Armerina (Enna).

In dettaglio, la relazione descrive:

- la documentazione di riferimento utilizzata per la redazione dello studio;
- il quadro normativo di riferimento per gli aspetti geotecnici e sismici dell'intervento;
- una descrizione di alcuni degli aspetti relativi allo stato di fatto (ante intervento) di maggiore rilievo ai fini geotecnici;
- una sintesi degli aspetti geologici di maggiore rilievo per il presente studio;
- i risultati di tutte le campagne di indagini geotecniche condotte sul sito.

Sulla base di tali dati la relazione fornisce poi, la caratterizzazione geotecnica del sito ed il relativo modello geotecnico di sottosuolo, le modalità di valutazione dell'azione sismica di riferimento per le verifiche geotecniche e strutturali e, infine, le verifiche di stabilità sismica del sito.

1 DOCUMENTAZIONE UTILIZZATA PER LA REDAZIONE DELLO STUDIO

Per la redazione del presente studio geotecnico si è fatto utilizzo:

- 1) della documentazione redatta a corredo del progetto definitivo dell'intervento di ristrutturazione e recupero strutturale dell'edificio scolastico e della relativa variante;
- 2) del rapporto che contiene i risultati della campagna di indagini eseguita nell'ambito del progetto esecutivo dell'intervento medesimo;
- 3) della documentazione relativa all'"*Indagine sulle strutture portanti ammalorate dell'Istituto Tecnico Industriale 'Ettore Majorana' di Piazza Armerina*" commissionata dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna.

Nei prospetti seguenti è mostrato il dettaglio della documentazione utilizzata per la redazione dello studio. Tutta la documentazione utilizzata non è allegata al presente studio in quanto già agli atti dell'Amministrazione. Tale documentazione deve, tuttavia, essere considerata parte integrante del progetto esecutivo.

1) Progetto definitivo e relativa variante

Relativamente al progetto definito dell'intervento ed alla relativa variante si è fatto utilizzo della documentazione di seguito elencata:

- '*Relazione descrittiva*' dell'intervento a firma del prof. ing. A. D'Aveni, progettista incaricato dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna;
- '*Relazione Geologica*' redatta dal Dott. Geol. Angelo Caliri su incarico dell'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna.
- '*Relazione Geotecnica e Sismica*' a firma del prof. ing. A. D'Aveni, progettista incaricato dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna;
- relazione sui 'Calcoli preliminari strutture' a firma del prof. ing. A. D'Aveni, progettista incaricato dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna.

2) Progetto esecutivo:

Relativamente al progetto esecutivo dell'intervento, di cui la presente relazione è parte integrante, si è fatto utilizzo della documentazione di seguito elencata:

- '*Studio Geologico*' redatto dal Dott. Geol. Angelo Caliri su incarico dell'Amministrazione della Provincia

Regionale di Enna;

- *'Relazione idrogeologica'* redatta dal Dott. Geol. Angelo Caliri su incarico dell'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna;
- *'Rapporto di prova'* redatto dall'ing. M. Licitra, dall'ing. S. Ognibene e dal Dott. S. Vinci in merito alle *"Indagini geofisiche e verifiche strutturali – Edificio Scolastico 'E. Majorana'* condotte, su incarico dell'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna, da parte della L&R Laboratori e Ricerche S.R.L. di Gravina di Catania;
- elaborati redatti in merito al progetto strutturale dell'intervento: *'Relazione Tecnica', 'Relazione di calcolo', 'Fascicolo dei calcoli'*.

3) "Indagine sulle strutture portanti ammalorate dell'Istituto Tecnico Industriale 'Ettore Maiorana' di Piazza Armerina"

Nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 è stata eseguita un'ampia campagna di indagini di carattere geognostico, geotecnico e diagnostico. La campagna è scaturita da uno studio, e dal relativo piano di indagini ,redatto dall'Arch. Paolo Scialanca, dal Dott. Geol. Giuseppe La Spina e dal Dott. Geol. Giovanni Stupia tutti professionisti incaricati, in più occasioni, dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna (determinazioni presidenziali n. 527 del 31/12/2002, n.320 del 35/05/2003, n.405 del 22/09/2003). I risultati di tutte le indagini eseguite sono descritti nei seguenti documenti che fanno parte integrante della documentazione di riferimento utilizzata per la redazione del presente studio geotecnico:

- Relazione conclusiva delle indagini
- All. N.1 – Corografia scala 1:25.000
- All. N.2 – Corografia scala 1:10.000
- All. N.3 – Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche eseguite - Scala 1:25.000
- All. N.4 – Stratigrafie dei sondaggi geognostici
- All. N.5 – Stratigrafie dei pozzetti geognostici
- All. N.6 – Stratigrafie dei pozzi drenanti
- All. N.7 – Sezioni litostratigrafiche – Scala 1:200
- All. N.8 – Pozzetti geognostici – Scala 1:20
- All. N.9 – Analisi e prove geotecniche di laboratorio
- All. N.10 – Prove di permeabilità per immissione e di portata
- All. N.11 – Rilievi freaticometrici in funzione del tempo
- All. N.12 – Carta idrogeologica – Scala 1:500
- All. N.13 – Analisi fisico-chimiche delle acque
- All. N.14 – Foto cassette catalogatrici dei sondaggi geognostici
- All. N.15 – Controlli non distruttivi, prove di laboratorio e termografiche
- All. N.16 – Indagine geoelettrica
- All. N.17 – Indagini georadar

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in conformità prescrizioni delle norme di seguito elencate:

- Legge 5 Novembre 71 n. 1086. *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*.
- Legge 2 Febbraio 1974 n. 64. *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*.
- D.M. 14 Gennaio 2008. *"Norme tecniche per le costruzioni"*.
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009, n.617. *"Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"*.

Per alcuni aspetti si è, inoltre, fatto riferimento alle Linee Guida, redatte nel 2005, dall'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.), *'Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica'*.

3 STATO DI FATTO

Una descrizione dettagliata dello stato di fatto che caratterizza gli edifici oggetto dell'intervento di ristrutturazione e recupero strutturale è riportata nella "*Relazione illustrativa generale*" redatta a corredo del progetto esecutivo ed alla quale si rimanda per maggiori dettagli. Nel seguito è riportata una descrizione sintetica di alcuni aspetti relativi allo stato di fatto ritenuti importanti ai fini del presente studio geotecnico.

Gli edifici oggetto dell'intervento fanno parte di un più ampio complesso edilizio costruito alla fine degli anni settanta secondo i canoni tecnici allora in uso per le costruzioni ricadenti in zone non classificate come zone sismiche. Il complesso edilizio consta di 6 corpi di fabbrica con struttura portante in cemento armato; i 6 corpi di fabbrica sono indipendenti tra di loro in quanto separati da giunti tecnici.

Dei sei corpi di fabbrica costituenti il complesso edilizio, quelli oggetto del progetto esecutivo di ristrutturazione e recupero strutturale sono soltanto tre: il corpo principale, denominato nel seguito e negli elaborati grafici redatti a corredo del progetto esecutivo come '*corpo A*', e due corpi di minori dimensioni, denominati nel seguito e negli elaborati grafici redatti a corredo del progetto esecutivo come '*corpo C*' e '*corpo D*'.

L'inquadramento generale del sito in cui il complesso edilizio è stato realizzato è descritto nello studio geologico redatto a corredo del progetto definitivo e del progetto esecutivo dell'intervento; gli aspetti essenziali di tali studi sono sintetizzati in un successivo capitolo della presente relazione (Capitolo 4) al quale si rimanda. In merito alle caratteristiche del sito è, però, opportuno evidenziare in questa sede che, gli studi redatti in occasione del progetto definitivo, la revisione della documentazione riguardante l'originario progetto del complesso edilizio e, infine, le risultanze dei differenti sopralluoghi eseguiti sul sito, hanno messo in evidenza che durante i lavori di costruzione del complesso edilizio si è proceduto ad un importante scavo di sbancamento di una porzione della collina che caratterizza la morfologia del sito nella porzione più a est. Per sostenere la parete di scavo fu realizzata un'opera di sostegno delle terre costituita da una paratia di pali con un ordine di tiranti. Tali operazioni di scavo hanno determinato condizioni che, nel tempo, hanno condizionato il comportamento statico e la funzionalità di molte delle opere di fondazione dei vari corpi di fabbrica che costituiscono il complesso edilizio. In particolare, per quanto riguarda le condizioni idrauliche si evidenzia che la particolare orografia del sito insieme alle operazioni di sbancamento e alla successiva realizzazione della paratia, hanno determinato la presenza di una falda (immediatamente a monte della paratia) la cui superficie libera si trova parecchi metri sopra il piano di posa delle fondazioni dei corpi di fabbrica posti immediatamente a valle della paratia stessa. Ciò ha determinato risalite di acqua all'interno di molti ambienti facenti parte di alcuni dei corpi di fabbrica che costituiscono il complesso edilizio e ha determinato situazioni per cui, per buona parte dell'anno, le strutture di fondazione si

trovano parzialmente o totalmente sommerse. Tali particolari condizioni idrauliche e le relative variazioni cicliche stagionali, hanno avuta una significativa influenza sul comportamento statico di alcune porzioni delle opere di fondazione e, di conseguenza, dell'intera struttura portante di alcuni dei corpi di fabbrica.

Lo studio degli elaborati grafici redatti a corredo dell'originario progetto del complesso edilizio insieme alla revisione della più recente documentazione redatta a corredo del progetto definitivo, hanno messo in evidenza che le strutture di fondazione dei diversi corpi di fabbrica che costituiscono il complesso edilizio presentano il piano di posa a differenti quote e, in alcuni casi, sono state realizzate su terreni di caratteristiche fisico-meccaniche marcatamente differenti tra di loro. La variazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione, come sarà descritto più dettagliatamente nel seguito, è una caratteristica di tutto il sito in cui ricadono le costruzioni ed è imputabile, in parte, alla naturale eterogeneità del sito stesso, in parte alle operazioni di sbancamento effettuate al tempo della costruzione e, infine, in parte a operazioni di colmataura degli scavi realizzati, poco opportunamente, mediante materiale di riempimento di modeste caratteristiche meccaniche. In dettaglio l'analisi dei dati disponibili ha consentito di individuare quattro differenti livelli del piano di posa delle fondazioni. Tale situazione, insieme all'eterogeneità che caratterizza le porzioni più superficiali del deposito, determina un'anomalia nel comportamento strutturale dei corpi di fabbrica poiché il sistema fondazionale si trova ad interagire con terreni di differente rigidezza e di differente resistenza. Tali condizioni sono particolarmente importanti in quelle porzioni del sistema fondazionale dove il sedime di fondazione è costituito, in tutto o in parte, dai terreni di riporto di cui sopra si è detto. Le zone interessate da tale situazione sono state evidenziate dallo studio delle condizioni stratigrafiche del sito.

4 SINTESI DEGLI ASPETTI GEOLOGICI

Le caratteristiche geologiche giaciture e idrogeologiche del sito in cui ricade la costruzione in esame sono state analizzate e descritte negli studi geologici redatti dal Dott. Geol. A. Caliri a corredo del progetto definitivo e del progetto esecutivo dell'intervento. Tali studi, condotti al fine di accertare le caratteristiche dei terreni affioranti nel sito, si sono avvalsi di un dettagliato rilievo di superficie e dei risultati di due differenti campagne di indagini descritte in dettaglio al Capitolo 5 della presente relazione. Nel seguito è, invece, fornita una sintetica descrizione dell'inquadramento geologico del sito rimandando agli studi geologici di cui sopra per maggiori dettagli.

Il sito in cui ricade il complesso edilizio in esame si trova nel centro urbano del Comune di Piazza Armerina localizzato in una più ampia zona pianeggiante con un'altitudine compresa tra 697,4 m e 690,7 m s.l.m.

Dal punto di vista geologico il territorio interessato si inquadra sul placcone calcarenitico Plio-Pleistocenico di Piazza Armerina che rappresenta parte del riempimento più recente dell'ampia depressione strutturale nota in letteratura come Bacino di Caltanissetta.

Le formazioni affioranti nel sito sono di origine marina, consistono in sabbie a volte limose con intercalazioni arenacee ascrivibili al Pliocene Superiore e raggiungono spessori superiori ai 200 m. Le sabbie, prevalentemente quarzose, presentano una granulometria medio-fine con grado di addensamento crescente con la profondità ed una colorazione bruno-giallastra e grigio-azzurra.

I livelli arenitici presentano spessore centimetrico o decimetrico ed una colorazione prevalentemente giallastra. Il complesso sabbioso-arenaceo poggia stratigraficamente su una formazione di argille grigio-azzurre, attraverso un passaggio graduale caratterizzato da una fitta alternanza di straterelli argilloso-marnosi e livelli siltoso-sabbiosi giallastri.

Morfologicamente l'area oggetto di studio è ubicata in corrispondenza della parte terminale di un versante che degrada lievemente verso est con pendenze medie del 25-30% circa. Nella zona di monte il versante di cui sopra è caratterizzato da pendenze più elevate che raggiungono il 45%. Nella zona di valle del versante la pendenza diminuisce fino a raggiungere acclività del 5-10% in corrispondenza della zona, fortemente urbanizzata, in cui sorge il complesso edilizio in esame.

Il rilievo dell'area non ha evidenziato la presenza di fratture, faglie o cavità che possano influenzare le condizioni di stabilità del fabbricato e, di conseguenza, il progetto di consolidamento dello stesso.

Una consistente parte delle fondazioni del fabbricato poggia su un terreno interessato dalla presenza di una falda acquifera superficiale la cui alimentazione proviene principalmente da nord e da est. Tuttavia il sito non è

interessato da apprezzabili solchi di erosione o linee di impluvio preferenziali per lo scorrimento delle acque meteoriche.

La circolazione idrica sotterranea avviene all'interno degli orizzonti costituiti da terreni di riporto e nelle sabbie bruno-giallastre che caratterizzano il deposito nella porzione più superficiale.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto è stata effettuata sulla base di un attento studio dei risultati delle campagne di indagini effettuate a supporto del progetto definitivo e del progetto esecutivo dell'intervento.

Una prima ed estesa campagna di indagini è stata condotta, nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004, nell'ambito del progetto definitivo dell'intervento. Le indagini, effettuate sotto la supervisione del Dott. Geol. La Spina e del Dott. Geol. Stupia, hanno previsto:

- l'esecuzione di 22 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo che hanno indagato profondità comprese tra 5 e 60 m ed hanno previsto il prelievo di 17 campioni di terreno;
- l'esecuzione di prove 29 penetrometriche statiche discontinue di tipo S.P.T. realizzate, a differenti profondità, in alcuni dei 22 fori di sondaggio;
- l'installazione di 19 piezometri a tubo aperto e di 1 piezometro tipo Casagrande all'interno di alcuni dei fori di sondaggio per la determinazione del regime delle pressioni interstiziali della porzione del deposito interessato dalle opere oggetto dell'intervento;
- la predisposizione di due dei 22 fori di sondaggio per l'esecuzione di prove sismiche in foro di tipo down-hole;
- l'esecuzione di 10 pozzetti stratigrafici con profondità comprese tra 1 e 2 m circa e di 4 pozzi drenanti eseguiti mediante perforazione a percussione con profondità comprese tra 6 e 55 m;
- l'esecuzione di 4 prove di immissione e di 2 prove di emungimento per la determinazione in sito della permeabilità;
- l'esecuzione di 48 misure freaticometriche per il rilievo della falda;
- indagini e prove di laboratorio eseguite, su 10 dei 17 campioni prelevati, per l'identificazione e la classificazione delle terre, per la determinazione della permeabilità e per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio;
- l'esecuzione di prospezioni geofisiche e tomografie elettriche.

Tutti i risultati delle indagini eseguite sono riportati nella '*Relazione conclusiva delle indagini*' (e nei relativi 17 allegati) redatta dal Dott. Arch. Scialanca, dal Dott. Geol. La Spina e dal Dott. Geol. Stupia nella qualità di tecnici incaricati dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna (si veda il capitolo 1 della presente relazione). La planimetria con l'esatta ubicazione delle indagini eseguite è mostrata nell'elaborato 'All.N.3' redatto a corredo della '*Relazione conclusiva delle indagini*' di cui sopra.

Una seconda campagna di indagini è stata condotta, a completamento della precedente, nel periodo Ottobre – Novembre 2009 nell'ambito del progetto esecutivo dell'intervento. Tale campagna, è stata effettuata sotto la supervisione del Dott. Geol. Angelo Caliri e dell'ing. Emanuele Perrotta, rispettivamente, geologo e progettista incaricati dall'Amministrazione. In considerazione delle esaustive informazioni derivanti dalla precedente campagna di indagini (campagna eseguita nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004) la seconda campagna ha previsto prevalentemente l'esecuzione di indagini per la classificazione sismica del deposito secondo le prescrizioni del D.M. 14.01.08. In dettaglio la seconda campagna di indagini ha previsto:

- l'esecuzione di un sondaggio geognostico a distruzione di nucleo che ha raggiunto la profondità di 30 m e che è stato successivamente attrezzato per l'esecuzione di un prova sismica in foro di tipo Down-Hole;
- l'esecuzione di 6 prove S.P.T. nel foro di sondaggio di cui sopra;
- l'esecuzione di n.2 prove sismiche in foro di tipo Down-Hole una delle quali eseguita nel foro di sondaggio di cui sopra e una delle quali eseguita in un foro di sondaggio (della profondità di 20 m) già eseguito e predisposto per l'esecuzione della prova durante la campagna di indagini del periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004;
- l'esecuzione di 5 prove sismiche a rifrazione di tipo multicanale (M.A.S.W.)

Nel seguito i risultati di tutte le indagini eseguite sono dettagliatamente descritti ed interpretati al fine di pervenire alla caratterizzazione geotecnica del sito ed alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo.

5.1 Indagini in sito

5.1.1 Sondaggi e pozzetti geognostici

Durante la campagna di indagini eseguita nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 sono stati eseguiti n. 22 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo, che hanno indagato profondità comprese tra 5 e 60 m, e 10 pozzetti esplorativi. Negli elaborati redatti a corredo della campagna di indagini (Allegati All.N. 3, 4, 5, 7 e 14 alla '*Relazione conclusiva sulle indagini*' di cui al Capitolo 1 della presente relazione) i sondaggi sono indicati con numero da S1 a S22 mentre i pozzetti sono indicati con numeri da Pg1 a Pg10. I fori di sondaggio S11 e S13 sono stati attrezzati per l'esecuzione di prove sismiche in foro di tipo Down-Hole.

L'analisi dei dati disponibili ha permesso di redigere un esaustivo quadro litostratigrafico del sito rappresentato in alcune sezioni redatte a corredo della '*Relazione conclusiva delle indagini*' a firma del dott. Arch. Scialanca e dei Dott. Geol. La Spina e Stupia (si veda il Capitolo 1 della presente relazione). Le sezioni litostratigrafiche redatte sono indicate come sezioni A-A, B-B, C-C, D-D, E-E, F-F, G-G, H-H, I-I.

Le colonne stratigrafiche e le sezioni stratigrafiche relative ai pozzetti esplorativi, confluite nel modello litostratigrafico di cui sopra, hanno evidenziato una certa complessità stratigrafica del sito. Nelle porzioni più superficiali del deposito è presente uno strato di terreni di riporto con spessori variabili da 0,5 m a 4,5 m circa. Lo strato di riporto è costituito prevalentemente da una matrice sabbiosa con clasti eterometrici e poligenici; in alcune porzioni, il terreno di riporto costituisce il sedime sul quale sono state realizzate le fondazioni di una parte degli edifici che costituiscono il complesso edilizio in esame.

È poi presente una formazione di sabbie che presentano un colore giallo-brunastro più in superficie e giallastro più in profondità dove sono presenti anche partimenti grigiastri. Le sabbie sono caratterizzate da una granulometria medio-fine, sono mediamente addensate in superficie e presentano un grado di addensamento che cresce in profondità. Lo spessore di tali terreni è estremamente variabile all'interno dell'area interessata dalle fondazioni del complesso edilizio in oggetto. Le sabbie presenti nella porzione più profonda del deposito sono inizialmente limose ed addensate, con granulometria medio-fine e presentano livelli arenacei giallastri. In alcuni casi i sondaggi hanno evidenziato la presenza continue delle sabbie fino alla massima profondità indagata (60 m); in altri casi i sondaggi hanno evidenziato la presenza di una formazione intermedia di limi sabbiosi di colore grigio azzurro. In dettaglio tale formazione è stata rinvenuta a diverse profondità, variabili da circa 1,6 m a 8,8 m, con spessori molto variabili. In alcuni casi tale formazione risulta intercalata alla formazione di sabbie con spessori di qualche metro; in altri casi la formazione di limi sabbiosi raggiunge spessori di circa 25-30 m.

La successione stratigrafica tipicamente vede la presenza del materiale di riporto cui seguono le sabbie giallo-brunastre, le sabbie giallo-grigiastre, i limi grigio azzurri e, infine, le sabbie giallastre con livelli arenacei. Generalmente la falda è stata individuata all'interno della formazione di sabbie più superficiale. In alcuni casi (vedi per esempio le sezioni litostratigrafiche B-B e C-C) non è stata rinvenuta la presenza delle sabbie gialle con livelli arenacei in quanto le profondità indagate non sono risultate sufficienti. In altri casi (vedi per esempio le sezioni litostratigrafiche E-E e F-F) la successione litostratigrafica non vede la presenza delle sabbie giallo-brunastre e, per una consistente parte dell'area occupata dalle fondazioni dell'edificio, i limi sabbiosi grigio-azzurri costituiscono il terreno di posa. In questo caso la falda è stata individuata nello strato di riporto e nelle sabbie più superficiali. In alcune zone del sito, infine, la formazione di sabbie è risultata assente con un passaggio continuo dal terreno di riporto superficiale ai limi sabbiosi. La ricostruzione litostratigrafica ha mostrato, inoltre, che, ai tempi della costruzione del fabbricato, il terreno di riporto è stato utilizzato, in parte, come materiale di riempimento stradale e, in parte, come materiale per il riempimento degli spazi intra-fondali. In corrispondenza dell'allineamento tra i sondaggi S18, S19 e S20 (porzione in prossimità della sezione litostratigrafia F-F) i risultati delle indagini hanno evidenziato che il terreno di riporto rappresenta il piano di posa delle fondazioni.

Nell'ambito della campagna di indagini eseguita nel periodo Ottobre-Novembre 2009 è stato eseguito un unico sondaggio geognostico verticale a distruzione di nucleo denominato sondaggio S0 che ha raggiunto la profondità di 30 m. Il sondaggio è stato successivamente attrezzato per l'esecuzione di un prova sismica in foro di tipo Down-Hole. Il sondaggio è stato realizzato in un'area situata in prossimità dei sondaggi S7 ed S20 e dei pozzetti geognostici Pg3 e Pg6 della precedente campagna di indagini; l'esatta ubicazione del sondaggio, insieme alla relativa colonna stratigrafica, è mostrata nel "*Rapporto di prova*" redatto dalla *L&R Laboratori e ricerca s.r.l.* ditta specializzata che ha eseguito le indagini su incarico dell'amministrazione (si veda il Capitolo 1 della presente relazione). La stratigrafia messa in evidenza dal sondaggio mostra un primo strato di terreni corrispondente alla formazione di limi sabbiosi grigio azzurri individuata dallo studio geologico allegato al progetto; tale formazione è stata rinvenuta fino ad una profondità di circa 20 m. Ad essa seguono circa 10 m di sabbie giallastre. La stratigrafia risulta, pertanto, in accordo con le indicazioni desunte dai risultati della prima campagna di indagini (campagna del periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004).

5.1.2 Prelievo di campioni

Durante i sondaggi geognostici eseguiti nell'ambito della campagna di indagini del periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 sono stati prelevati 17 campioni 10 dei quali sono stati successivamente sottoposti in laboratorio a prove per

l'identificazione e la classificazione, prove per la determinazione della permeabilità e prove per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio. In dettaglio i 10 campioni sottoposti a prove di laboratorio sono i seguenti:

- S1/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S1 ad una profondità media di 1.90 m;
- S2/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S2 ad una profondità media di 2.25 m;
- S3/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S3 ad una profondità media di 2.75 m;
- S7/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S7 ad una profondità media di 12.25 m;
- S9/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S9 ad una profondità media di 2.25 m;
- S11/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S11 ad una profondità media di 4.25 m;
- S13/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S13 ad una profondità media di 2.25 m;
- S13/C2 – prelevato nell'ambito del sondaggio S13 ad una profondità media di 8.50 m;
- S15/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S15 ad una profondità media di 7.25 m;
- S20/C1 – prelevato nell'ambito del sondaggio S20 ad una profondità media di 2.30 m.

5.1.3 Misure freaticometriche

Sono state effettuate misure freaticometriche in due differenti periodi: Ottobre-Novembre 2003 e Dicembre 2003-Gennaio 2004. Le misure effettuate nei due periodi non sono risultate concordi tra di loro ma hanno tutte evidenziato che nell'area in esame il livello dell'acquifero è estremamente variabile.

In particolare, le misure eseguite nel periodo Ottobre-Novembre 2003 hanno evidenziato posizioni della superficie libera della falda comprese tra 1,1 e 2,15 m dalla bocca foro; le misure eseguite nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004, invece, hanno evidenziato posizioni della superficie libera della falda variabili da 0,3 cm a 6,75 m dalla bocca del foro. Tali discordanze tra le misure sono state attribuite a perdite della rete idrica e/o di quella fognante.

5.1.4 Prove per la determinazione della permeabilità in sito

Durante la campagna di indagini eseguita nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 sono state eseguite 4 prove di immissione in foro e 2 prove di emungimento da pozzi. Le prove sono state eseguite dalla ditta GEO R.A.S. s.r.l. di Siracusa. I risultati delle prove eseguite sono riportati nell'allegato All.N.10 alla '*Relazione conclusiva sulle indagini*' di cui al Capitolo1 della presente relazione.

Due delle quattro prove di immissione sono state eseguite nei fori di sondaggio denominati S21 e S22 ed hanno interessato la formazione di limi sabbiosi grigio-azzurri; le rimanenti due prove di immissione sono state eseguite

nei pozzi drenanti denominati P3 e P4 ed hanno interessato la formazione di sabbie giallastre con livelli arenacei. Tutte le prove di immissione sono state eseguite a carico costante.

Le prove di emungimento sono state eseguite a carico costante nei pozzi drenanti denominati P1 e P2 in corrispondenza dei quali è stata rilevata la presenza di acqua all'interno degli orizzonti litici costituiti dalle sabbie giallo-brunastre e delle sabbie giallo-grigiastre. I risultati delle prove hanno permesso di ricostruire la curva caratteristica dei pozzi.

Dettagli sulle modalità esecutive e sulle modalità di interpretazione delle prove sono riportati nella '*Relazione conclusiva delle Indagini*' di cui si è detto al Capitolo 1 della presente relazione.

Il riesame dei dati desunti durante le prove ha consentito di determinare valori medi della permeabilità per le differenti formazioni interessate. In particolare possono essere individuati i seguenti intervalli di variazione della permeabilità:

$4,4 \cdot 10^{-7} \div 4,7 \cdot 10^{-7}$ m/s	per i limi sabbiosi grigio-azzurri
$2,8 \cdot 10^{-7} \div 1,6 \cdot 10^{-7}$ m/s	per le sabbie giallastre con livelli arenacei
$7,6 \cdot 10^{-7} \div 1,5 \cdot 10^{-6}$ m/s	per le sabbie giallo-brunastre/ giallo grigiastre

5.1.5 Tomografie elettriche

Durante la campagna di indagini eseguita nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 sono state eseguite indagini di tipo tomografico con l'obiettivo di individuare, attraverso le misurazioni della variazione della conduttività dei terreni, la presenza di zone interessate da elevati contenuti d'acqua, che denotano la presenza di forti infiltrazioni, o le zone caratterizzate da elevati valori dell'indice dei vuoti, che denotano la presenza di sacche di terreno molto compressibile. Le indagini tomografiche sono state eseguite, dalla ditta *Coop. ACEP a.r.l.*, su tre differenti zone del sito in cui ricade il complesso edilizio in esame. Tutti i risultati delle prove eseguite sono riportati nell'allegato All.N.16 alla '*Relazione conclusiva delle indagini*' di cui al Capitolo 1 della presente relazione. In dettaglio sono state effettuate indagini tomografiche con diversi stendimenti che hanno interessato la zona della palestra, il laboratorio fucinatura e, all'esterno del complesso edilizio sul fronte ovest, una porzione di giardino antistante la zona 'segreteria'.

Nel locale palestra sono stati effettuati 9 stendimenti lungo i quali sono stati disposti 24 elettrodi con interasse di 50 cm per una lunghezza complessiva dello stendimento di 11.50 m. La massima profondità indagata è di circa 4-4,5 m dal piano campagna. I dati desunti dalla prova hanno confermato la presenza di una porzione superficiale (di spessore modesto e generalmente inferiore ai 75 cm) interessata da forti infiltrazioni di acqua, di una zona

intermedia (di spessore medio pari a circa 2,2 m) in cui la circolazione idrica è modesta e, infine, una porzione più profonda, presente a partire dai 3,0 m di profondità circa, in cui sono nuovamente riscontrabili forti infiltrazioni di acqua.

Nel laboratorio fucinatura sono stati eseguiti 4 stendimenti a 24 elettrodi con interasse pari a 50 cm. Nella zona giardino di cui sopra sono stati eseguiti 2 stendimenti a 24 elettrodi con interasse pari a 50 cm. In entrambi i casi la massima profondità indagata non supera i 4 m circa. I dati relativi alla zona giardino hanno evidenziato la presenza di una porzione superficiale caratterizzata da elevata compressibilità.

5.1.6 Prove SPT

Nel corso delle due differenti campagne di indagini effettuate nel sito in esame sono state eseguite numerose prove penetrometriche standard (*SPT*) finalizzate alla determinazione dello stato di addensamento dei terreni e alla determinazione dei parametri di resistenza al taglio. La prova penetrometrica standard (*SPT*) consiste nell'infiggere nel terreno un campionatore a parete grossa, tipo Raymond, per tre tratti consecutivi di profondità pari a 15 cm ciascuno, e nel contare il numero di colpi di maglio, detti rispettivamente N_1 , N_2 ed N_3 , necessari per produrre le infissioni. Il peso del maglio è di 63,5 kg e l'altezza di caduta è di 76 cm. Il risultato della prova è $N_{SPT} = N_2 + N_3$, ed il valore N_1 viene escluso perché potenzialmente affetto dal disturbo prodotto a fondo foro dalla perforazione.

Nel seguito sono descritti i risultati delle prove eseguite nell'ambito delle due campagne di indagini.

Durante la campagna di indagini eseguita nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 sono state eseguite prove *SPT* in tutti i fori di sondaggio realizzati con esclusione dei fori S9, S12 e dei fori da S16 a S22. Nel complesso sono state eseguite n. 29 prove a profondità variabili da circa 2 m a circa 19 m. Una di queste prove è andata a rifiuto. Una descrizione dettagliata delle prove eseguite e dei relativi risultati è riportata nella '*Relazione descrittiva delle indagini*' e nel relativo allegato All.N.4 redatti nell'ambito dell'"*Indagine sulle strutture portanti ammalorate dell'Istituto Tecnico Industriale 'Ettore Majorana' di Piazza Armerina*" commissionata dall'Amministrazione della Provincia Regionale di Enna (si veda il Capitolo 1 della presente relazione). Una sintesi dei risultati delle prove *SPT* eseguite nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 è mostrata nella Tabella 1 e nella Figura 1.

Tabella 1 - Risultati delle prove SPT effettuate nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004

Sondaggio	z_i (m)	z_f (m)	N_{SPT}
S1	2,10	2,55	19
S1	4,50	4,95	23
S1	6,50	6,95	49
S1	9,20	9,65	44
S1	16,00	16,45	37
S2	3,80	4,25	26
S2	10,00	10,45	33
S3	5,00	5,45	25
S3	7,60	8,05	28
S4	3,10	3,55	16
S4	4,80	5,25	18
S4	7,00	7,45	37
S5	3,60	4,05	43
S5	6,60	7,05	46
S6	3,80	4,25	35
S6	5,50	5,95	30
S7	3,50	3,95	38
S7	12,50	12,95	18
S7	14,00	14,45	19
S8	3,50	3,95	40
S10	4,00	4,45	15
S11	2,50	2,95	27
S11	4,50	4,95	31
S11	18,50	18,95	Rifiuto
S13	2,50	2,95	24
S13	8,70	9,15	88
S14	2,00	2,45	27
S15	3,80	4,25	26
S15	7,8	8,25	28

Relazione geotecnica

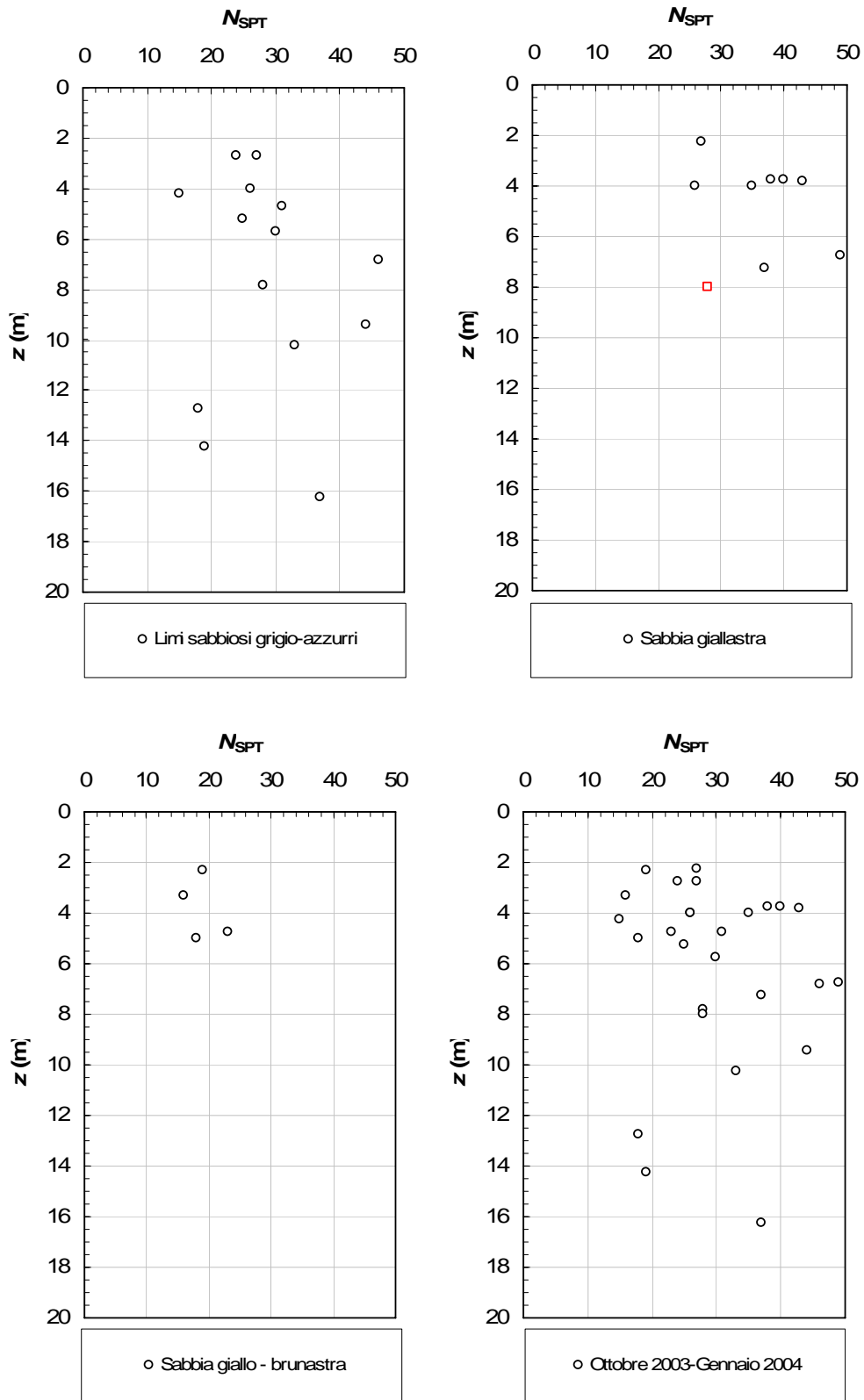


Figura 1 - Risultati delle prove SPT effettuate nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004

Durante la campagna di indagini eseguita a corredo del progetto esecutivo dell'intervento (periodo Ottobre-Novembre 2009) nell'unico foro di sondaggio eseguito (Foro denominato S0) sono state eseguite n. 6 prove S.P.T. una delle quali è stata ritenuta inattendibile per le non perfette condizioni del fondo foro. Le cinque prove rimanenti sono state eseguite a profondità variabili da 2,70 m a 19 m ed hanno interessato la formazione di limi sabbiosi grigio azzurri che caratterizza la porzione più superficiale del deposito in corrispondenza dell'area in cui è stato eseguito il sondaggio S0. Il dettaglio dei risultati delle prove è mostrato nel 'Rapporto di prova' redatto dalla L&R Laboratori e Ricerche s.r.l. che ha eseguito le indagini (si veda il Capitolo 1 della presente relazione). Una sintesi dei risultati delle prove eseguite nel periodo Ottobre - Novembre 2009 è mostrata nella Tabella 2 e nella Figura 2.

Tabella 2 - Risultati delle prove SPT effettuate nel periodo Ottobre – Novembre 2009

Sondaggio	z_i (m)	z_f (m)	N_{SPT}
S0	2,70	3,15	31
S0	6,80	7,25	61
S0	11,00	11,45	32
S0	15,00	15,45	33
S0	19,00	19,45	36

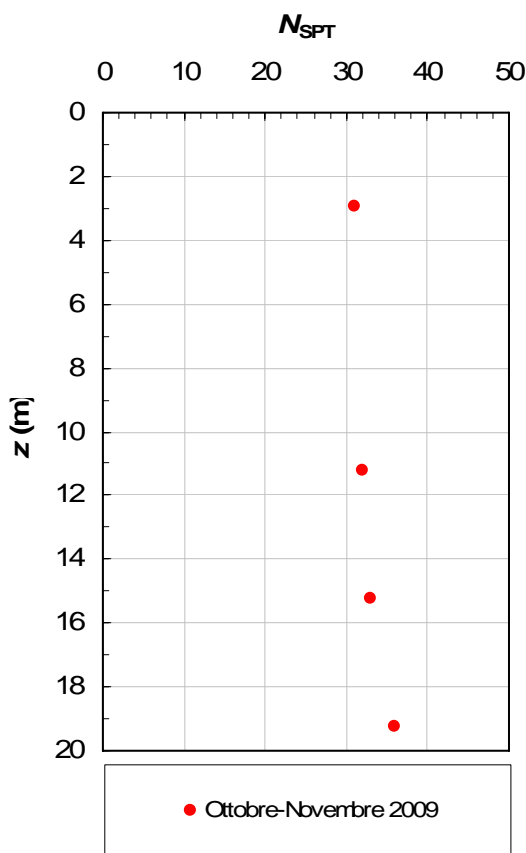


Figura 2 - Risultati delle prove SPT effettuate nel periodo Ottobre – Novembre 2009

La Figura 3 mostra l'insieme di tutti i valori N_{SPT} determinati nell'ambito delle due campagne di indagini eseguite.

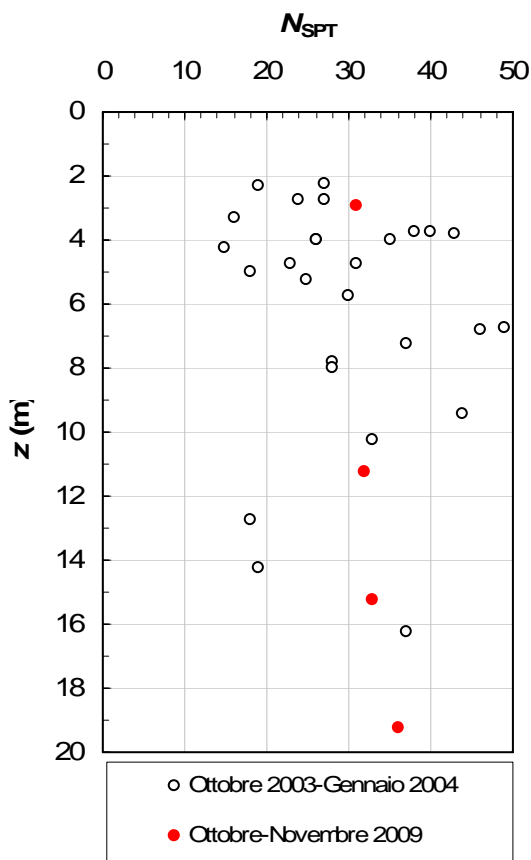


Figura 3 - Risultati di tutte le prove SPT effettuate nel sito in esame

I risultati di tutte le prove eseguite sono stati utilizzati per la determinazione dello stato di addensamento dei terreni e per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio. Il procedimento adottato per tali determinazioni è descritto nel seguito.

I valori di N_{SPT} sono stati corretti utilizzando la relazione di Terzaghi & Peck (1948) che tiene conto della presenza della falda:

$$N_{SPT, corretto} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2}$$

I valori corretti sono poi stati utilizzati per determinare la densità relativa D_r e l'angolo di resistenza al taglio ϕ' del terreno. Nella determinazione si è fatto utilizzo dell'abaco di De Mello (1971) mostrato nella Figura 4 e della correlazione empirica proposta da Terzaghi (1984):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT} \cdot C_N}{60}}$$

essendo:

$$C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_v / 100}$$

con σ'_v pressione verticale efficace espressa in kPa.

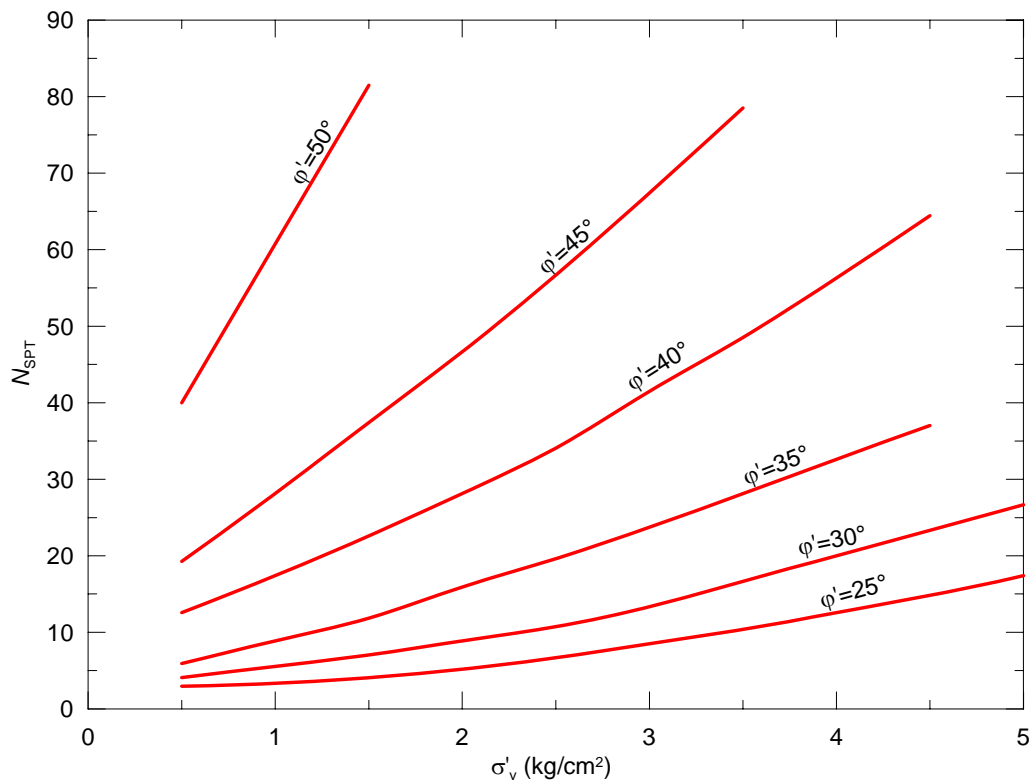


Figura 4 - Abaco di De Mello (1971)

L'abaco di De Mello (1971) fornisce una stima dei valori di ϕ' in funzione di N_{SPT} e della pressione verticale efficace σ'_v ; quest'ultima è stata stimata assumendo un valore medio del peso dell'unità di volume dei terreni pari a 19 kN/m³ ed assumendo che il pelo libero della falda si trovi a 5 m dal piano campagna. Le Figure da 5 a 8 mostrano l'interpretazione dei risultati delle prove SPT mediante l'abaco di De Mello (1971). Il profilo della densità relativa ottenuto con il procedimento descritto è, invece, mostrato in Figura 9.

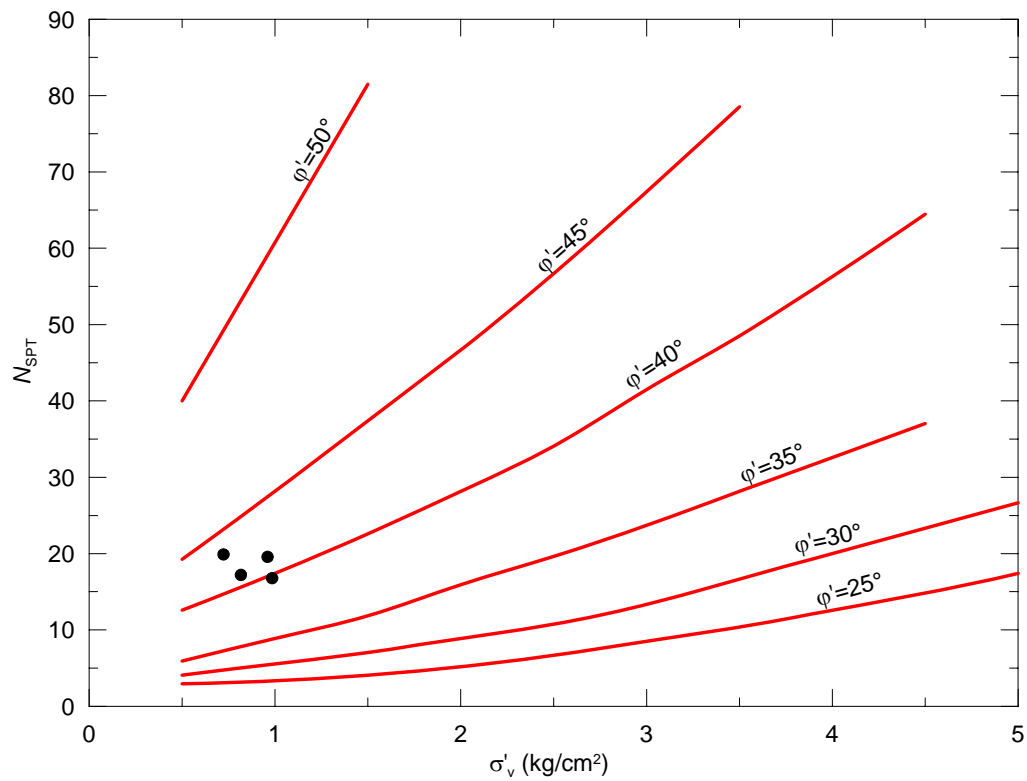


Figura 5 - Interpretazione dei risultati delle prove SPT per le sabbie giallo-brunastre mediante l'abaco di De Mello (1971)

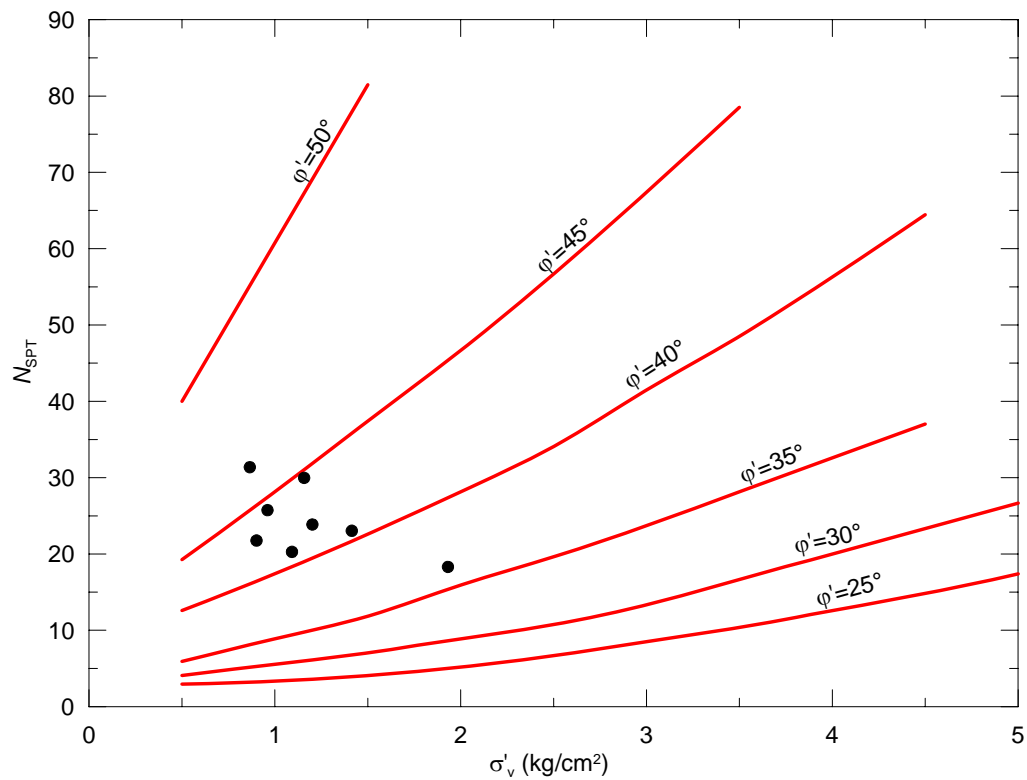


Figura 6 - Interpretazione dei risultati delle prove SPT per le sabbie giallo-grigie mediante l'abaco di De Mello (1971)

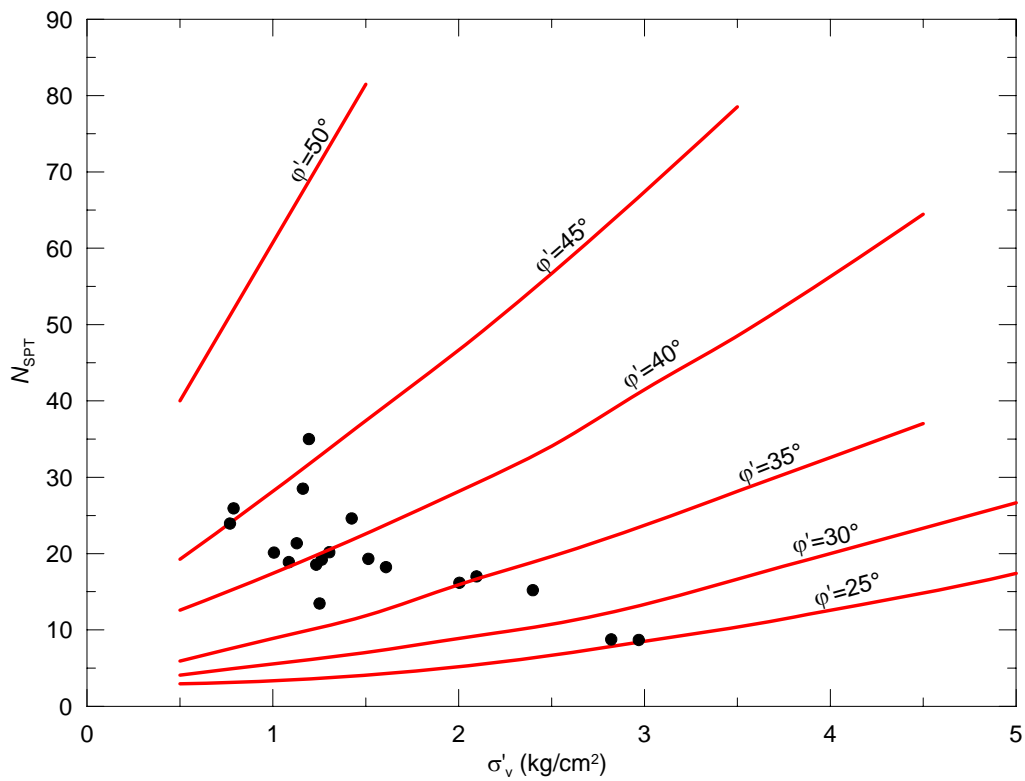


Figura 7 - Interpretazione dei risultati delle prove SPT per i limi grigio-azzurri mediante l'abaco di De Mello (1971)

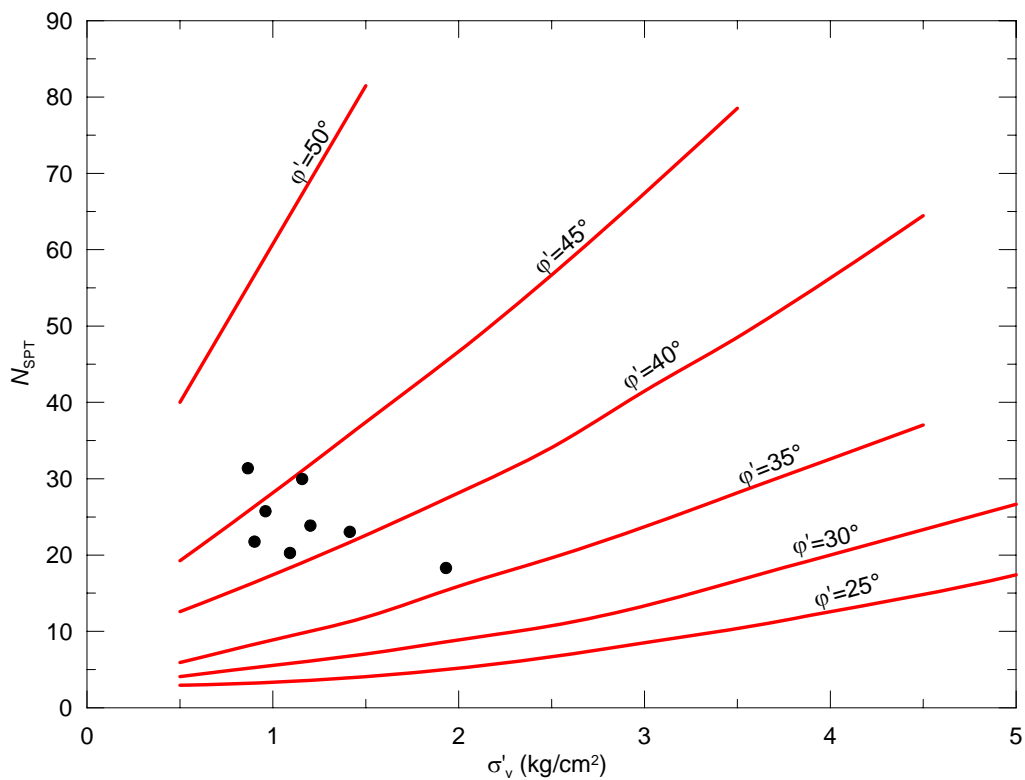


Figura 8 - Interpretazione dei risultati delle prove SPT per le sabbie giallastre mediante l'abaco di De Mello (1971)

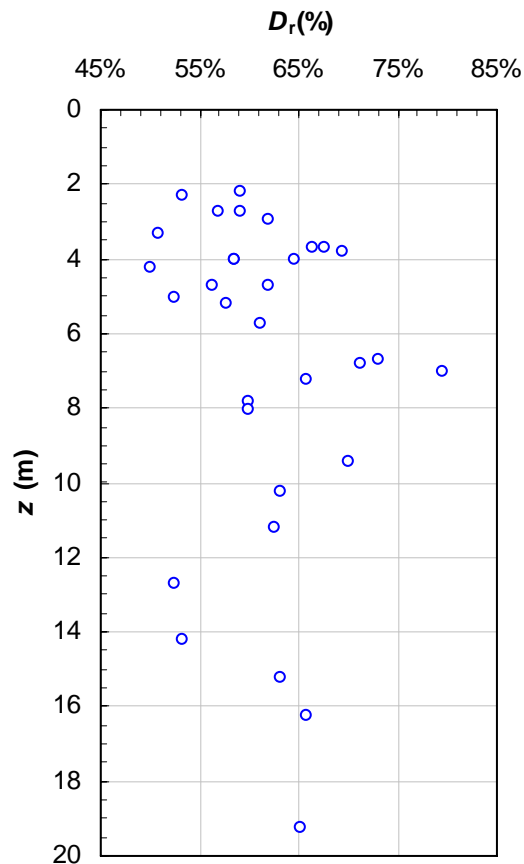


Figura 9 - Valori della densità relativa determinati con la relazione di Terzaghi (1984).

I valori degli angoli di resistenza al taglio valutati attraverso l'interpretazione delle prove penetrometriche sono valori di picco, utilizzabili solo in problemi caratterizzati da bassi livelli di deformazione. L'angolo di resistenza al taglio corrispondente alle condizioni di picco della curva sforzi-deformazioni non è una proprietà del materiale ma dipende dalle condizioni di stato. In particolare, esso cresce al crescere della dilatanza, che a sua volta dipende dalla densità relativa e dal livello tensionale. Pertanto, l'angolo di resistenza al taglio cresce al crescere della densità relativa e decresce al crescere dello stato tensionale. Per valutare la differenza tra l'angolo di resistenza del terreno nelle condizioni di picco φ'_p e quello nelle condizioni di deformazione a volume costante φ'_{cv} (che a differenza dell'angolo di picco può essere considerato una proprietà del materiale) è stata utilizzata la relazione di Bolton (1986):

$$\varphi'_p - \varphi'_{cv} = mDI < 12^\circ$$

con:

$$DI = D_R (10 - \ln p') - 1$$

essendo p' la pressione media efficace:

$$p' = \frac{1}{3} \sigma'_v (1 + 2K_0)$$

e K_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

Il coefficiente m è pari a 3 per i problemi assialsimmetrici e 5 per i problemi in condizioni di deformazione piana. In funzione pertanto del tipo di opera e del livello di deformazione atteso è possibile valutare il valore del corrispondente angolo di resistenza al taglio. Nel caso in esame, tenendo conto della necessità di effettuare verifiche di capacità portante per fondazioni nastriformi, il calcolo è stato effettuato assumendo $m=5$. Determinata la differenza $\varphi'_p - \varphi'_{cv}$ è possibile risalire al valore φ'_{cv} assumendo come valore di φ'_p quello determinato dall'interpretazione delle prove SPT. I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante determinati con la procedura descritta sono mostrati nella Tabella 3 insieme ad alcuni valori medi assunti come rappresentativi per l'intera formazione. Per completezza la Tabella 3 riporta anche i valori puntuali della densità relativa.

Tabella 3 – Valori puntuali e valori medi dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante.

Sondaggio	Z _{media} (m)	Dr	ϕ'_{cv} (°)	Terreno	ϕ'_{cv} (°) [medio]		
S11	2,725	59%	28,5				
S13	2,725	57%	29,2				
S0	2,925	62%	28,5				
S15	4,025	58%	29,1				
S10	4,225	50%	31,5				
S11	4,725	62%	28,5				
S3	5,225	58%	28,8				
S6	5,725	61%	28,5				
S5	6,825	71%	28,5				
S0	7,025	80%	28,5	Limi sabbiosi grigio-azzurri	29,4		
S3	7,825	60%	28,8				
S1	9,425	70%	28,5				
S2	10,225	63%	28,5				
S0	11,225	63%	28,8				
S7	12,725	52%	33,0				
S7	14,225	53%	32,9				
S0	15,225	63%	29,3				
S1	16,225	66%	28,8				
S0	19,225	65%	29,4				
S14	2,225	59%	31,0				
S7	3,725	66%	31,0				
S8	3,725	68%	31,0				
S5	3,825	70%	31,0	Sabbia giallastra con partimenti grigiastri	31,0		
S2	4,025	58%	31,0				
S6	4,025	65%	31,0				
S1	6,725	73%	31,0				
S4	7,225	66%	31,0				
S1	2,325	53%	29,8				
S4	3,325	51%	30,8				
S1	4,725	56%	29,6	Sabbia giallo - brunastra	30,3		
S4	5,025	52%	30,8				
S15	8,025	60%	30,8	Sabbie giallastre inizialmente limose con livelli arenacei	30,3		
S13	8,925	-	30,0				
S11	18,725	-	30,0				

5.1.7 Prove sismiche in foro di tipo Down-Hole

Nel corso della campagna di indagini eseguita a corredo del progetto esecutivo dell'intervento (periodo ottobre-novembre 2009) sono state eseguite due prove down-hole (*DH*) per la determinazione del profilo di rigidità dei terreni a piccole deformazioni e per la classificazione sismica del sito.

In particolare sono state eseguite una prova *DH* nel foro di sondaggio S0 (profondità pari a 30 m), realizzato e opportunamente strumentato nell'ambito della campagna di indagini del periodo Ottobre-Novembre 2009, ed una prova *DH* nel foro di sondaggio S13 (profondità pari a 20 m), realizzato ed opportunamente strumentato nell'ambito della campagna di indagini del periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004.

Il dettaglio della strumentazione adottata per le misure e le specifiche sulle modalità di interpretazione della prova, insieme a tutti i dati misurati e/o determinati durante le prove stesse, sono riportati nel '*Rapporto di prova*' redatto dalla L&R Laboratori e Ricerche s.r.l. che ha eseguito le indagini e che è parte integrante del progetto esecutivo dell'intervento (si veda il Capitolo 1 della presente relazione).

La Figura 9 mostra i risultati delle due prove *DH* in termini di profilo di velocità delle onde di taglio determinato lungo le due verticali analizzate (foro di sondaggio S0 e foro di sondaggio S13).

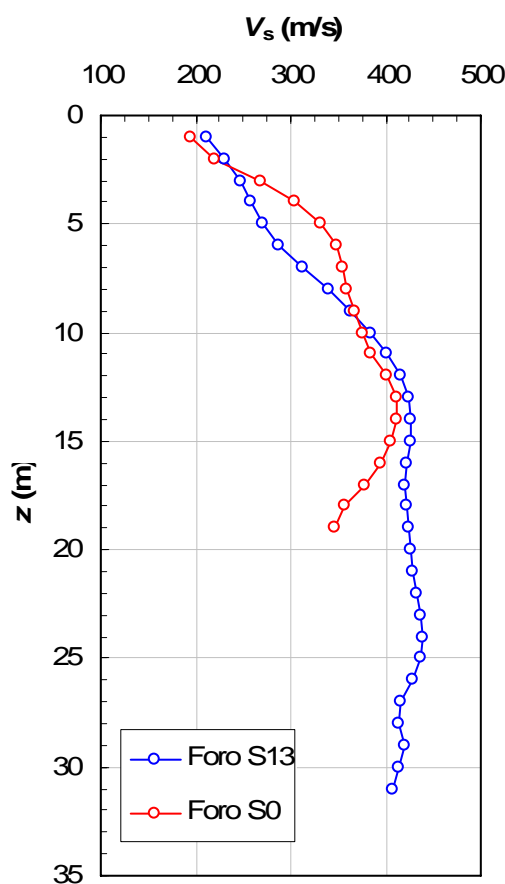


Figura 9 - Profili di velocità delle onde di taglio determinati mediante prove *DH* durante la campagna di indagini del periodo ottobre-novembre 2009

Relativamente al foro di sondaggio S13 (profondità 20 m, quota 3.28 m) le misure, eseguite fino alla profondità di 19 m, mostrano un valore della velocità delle onde di taglio pari a circa 200 m/s in prossimità del piano campagna ed un profilo rapidamente crescente fino alla profondità di circa 7-8 m alla quale la relativa colonna stratigrafica mostra il passaggio dalla formazione di limi sabbiosi grigio-azzurri alle sabbie giallastre. Successivamente il gradiente di crescita della velocità delle onde di taglio è meno marcato fino ad una profondità di circa 13-14 m

dove si raggiunge un valore massimo di velocità pari a circa 410 m/s. Nei rimanenti 6-7 m il gradiente di velocità mostra un'inversione di segno ed i valori misurati della velocità delle onde di taglio decrescono con la profondità fino a raggiungere un valore minimo di circa 350 m/s alla profondità di 19 m.

Relativamente al foro di sondaggio S0 (profondità pari a 30 m) le misure di velocità delle onde di taglio mostrano un profilo crescente, non uniformemente, fino alla profondità di circa 13-14 m; il profilo è poi praticamente costante fino alla profondità di circa 25 m e decrescente leggermente nei rimanenti 5-6 m. In questo caso il valore della velocità delle onde di taglio è pari a circa 210 m/s in prossimità del piano campagna, cresce raggiungendo un valore massimo di circa 425 m/s in corrispondenza di una profondità pari a circa 13-14 m; nei rimanenti 5-6 m il valore della velocità oscilla intorno a tale valore massimo raggiungendo un valore minimo di 407 m/s ed un valore massimo di 438 m/s.

Dal profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto nel sondaggio S0 (profondità paria 30 m) è stato calcolato il valore di $V_{s,30}$ che rappresenta la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 del deposito. Per il calcolo di $V_{s,30}$, in accordo con le indicazioni del D.M. 14.01.08, è stata utilizzata la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

in cui h_i è lo spessore dell' i -esimo strato caratterizzato da una velocità $V_{s,i}$ ed N è il numero di strati. Il valore della velocità equivalente ottenuto applicando tale relazione risulta pari a:

$$V_{s,30} = 362 \text{ m/s.}$$

Pertanto, il terreno è classificabile secondo il D.M. 14.01.08 come sottosuolo di categoria *B*.

I valori di velocità ottenuti nel foro S13 (profondità pari a 20 m) in quanto relativi a misure eseguite su una profondità complessiva di 19 m, non sono idonei alla determinazione del parametro $V_{s,30}$ che, come è noto, è definito con riferimento a profili di misure che devono raggiungere i 30 m.

5.1.8 Prove sismiche a rifrazione (MASW)

Nel corso della campagna di indagini eseguita a corredo del progetto esecutivo dell'intervento (periodo ottobre-novembre 2009) sono state eseguite prove sismiche a rifrazione per la determinazione di un profilo di velocità delle onde di taglio. In dettaglio sono state eseguite prove di tipo MASW, basate sulla propagazione di onde di superficie, lungo 4 stendimenti. Nel '*Rapporto di prova*' redatto dalla L&R Laboratori e Ricerche s.r.l., che ha eseguito le indagini, (si veda il Capitolo 1 della presente relazione), i 4 stendimenti sono indicati come 'MASW_1', 'MASW_2', 'MASW_3' e 'MASW_4'. La strumentazione utilizzata, che comprende un sismografo multicanale e 24 geofoni con interspazio di 1,5 m, insieme alla procedura utilizzata per l'interpretazione della prova e insieme

all'esatta ubicazione degli stendimenti è dettagliatamente descritta nel '*Rapporto di prova*' di cui sopra al quale si rimanda per maggiori dettagli.

Nella procedura di interpretazione delle prove descritte nel '*Rapporto di prova*' di cui sopra si è fatto riferimento ad un modello di velocità iniziale tarato sui risultati delle prove DH. Il dettaglio dei risultati è mostrato nella Tabella 4 in termini di spessore H (m) del sismostrato individuato e relativo valore V_s (m/s) della velocità delle onde di taglio.

Tabella 4 – Risultati dell'interpretazione delle 4 prove MASW eseguite.

MASW_1		MASW_2		MASW_3		MASW_4	
H (m)	V_s (m/s)	H (m)	V_s (m/s)	H (m)	V_s (m/s)	H (m)	V_s (m/s)
2,6	203,9	2,7	239,2	3,2	277,6	3,2	200,7
10,3	345,9	10	309,1	6,5	313,4	10,2	289,8
8,8	398,6	14,7	470	8	380,8	10,7	473,2
semispazio	592.2	semispazio	586.6	semispazio	580	semispazio	645.1

Una valutazione semplificata del valore di $V_{s,30}$ si può ottenere anche utilizzando i dati derivanti dalle prove MASW mostrate in Tabella 4. Tale determinazione, meno accurata di quella derivante dall'analisi dei risultati delle prove Down-Hole, può essere effettuata ipotizzando che il deposito sia costituito dai 4 sismostrati individuati in Tabella 4 ed attribuendo all'ultimo sismostrato lo spessore necessario a raggiungere una profondità complessiva di 30 m. Operando in tal modo il valore $V_{s,30}$ è stato determinato utilizzando la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^4 \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

in cui i simboli hanno il consueto significato già descritto al paragrafo precedente.

Nel caso in esame si ottiene un valore della velocità equivalente pari a:

$$V_{s,30} = 381,6 \text{ m/s} \text{ relativamente ai dati desunti dallo stendimento MASW_1}$$

$$V_{s,30} = 378,1 \text{ m/s} \text{ relativamente ai dati desunti dallo stendimento MASW_2}$$

$$V_{s,30} = 402,8 \text{ m/s} \text{ relativamente ai dati desunti dallo stendimento MASW_3}$$

$$V_{s,30} = 361,9 \text{ m/s} \text{ relativamente ai dati desunti dallo stendimento MASW_4}$$

Nonostante la minore affidabilità di tale determinazione rispetto a quella effettuata con riferimento al profilo di velocità determinato con la prova sismica in foro di tipo Down-Hole (vedi paragrafo precedente) e nonostante la dispersione dei valori di $V_{s,30}$ determinati (risultati variabili da circa 362 m/s a circa 403 m/s) si può affermare che rimane confermata la categoria di sottosuolo B per il deposito in esame individuata al paragrafo precedente.

5.2 Prove di laboratorio

Su alcuni campioni di terreno prelevati durante i sondaggi eseguiti nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004, sono state eseguite prove per l'identificazione e la classificazione, prove per la determinazione della permeabilità e prove per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio. In dettaglio su 10 dei 17 campioni prelevati sono state eseguite:

- analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione;
- prove per determinazione del contenuto naturale d'acqua, del peso specifico dei grani e del peso dell'unità di volume;
- prove di taglio diretto;
- prove con il permeometro a carico variabile.

Nel seguito sono descritti i risultati di tutte le prove eseguite.

5.2.1 Analisi granulometriche

Su 10 dei 17 campioni prelevati sono state eseguite analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione che hanno consentito di classificare il terreno, di tracciare le relative curve granulometriche e di valutare il coefficiente di uniformità. Il dettaglio delle prove eseguite è riportato nell'allegato N.9 alla ' *Relazione conclusiva sulle indagini*' di cui si è detto al Capitolo 1 della presente relazione.

Nelle Tabelle 5 e 6, per ognuno dei campioni esaminati è indicata l'esatta denominazione del campione, il sondaggio nel quale il campione è stato prelevato, la numerazione che contraddistingue il campione, la profondità di prelievo (z), le percentuali in peso delle frazioni di ciottoli (C), ghiaia (G) e sabbia (S), le percentuali di passante ai setacci di apertura 0.074 mm e 0.002 mm, i diametri corrispondenti al 60% (D_{60}) e al 10% (D_{10}) di passante e, infine, il coefficiente di uniformità $U = D_{60}/D_{10}$.

Tabella 5 – Campioni di terreno analizzati in laboratorio nell'ambito della campagna di indagini del periodo Ottobre 2003 – Novembre 2004

Sondaggio	Campione	z(m)	Denominazione
S1	C1	1.70÷2.10	Limo con sabbia
S2	C1	2.00÷2.50	Sabbie con limo
S3	C1	2.50÷3.00	Sabbie con limo
S7	C1	12.00÷12.50	Limi con sabbia
S9	C1	2.00÷2.50	Limi con sabbia
S11	C1	4.00÷4.50	Limi con sabbia
S13	C1	2.00÷2.50	Limi con sabbia
S13	C2	8.30÷8.70	Limi con sabbia
S15	C1	7.00÷7.50	Limi con sabbia
S20	C1	2.00÷2.40	Limi con sabbia

Tabella 6 - Risultati delle analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione eseguite sui campioni prelevati nell'ambito della campagna di indagini del periodo Ottobre 2003 – Novembre 2004

Sondaggio	Campione	z(m)	C (%)	G (%)	S (%)	% < 0.074	% < 0.002	D ₆₀	D ₁₀	U
S1	C1	1.70÷2.10	0.000	6.486	44.199	49.315	6.937	0.096	0.009	10.573
S2	C1	2.00÷2.50	0.000	0.425	59.357	40.219	7.533	0.126	0.009	13.919
S3	C1	2.50÷3.00	0.000	0.200	67.836	31.964	3.609	0.117	0.052	2.256
S7	C1	12.00÷12.50	0.000	0.100	35.052	64.847	11.606	0.070	-	-
S9	C1	2.00÷2.50	0.000	0.000	39.811	60.189	10.700	0.074	-	-
S11	C1	4.00÷4.50	0.000	0.000	30.559	69.441	18.550	0.063	-	-
S13	C1	2.00÷2.50	0.000	0.000	34.118	65.882	20.209	0.067	-	-
S13	C2	8.30÷8.70	0.000	0.961	34.158	64.881	21.900	0.069	-	-
S15	C1	7.00÷7.50	0.000	0.000	44.682	55.318	7.062	0.081	0.008	9.891
S20	C1	2.00÷2.40	0.000	0.000	37.373	62.627	11.209	0.072	-	-

5.2.2 Caratteristico fisico-meccaniche

Su alcuni dei campioni prelevati durante i sondaggi geognostici eseguiti nel periodo Ottobre 2003-Gennaio 2004 ritenuti rappresentativi delle formazioni presenti in sito, sono state eseguite prove per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche. In particolare le prove sono state eseguite sui campioni di terreno denominati S1/C1, S2/C1, S3/C1, S7/C1, S9/C1, S11/C1, S13/C1, S13/C2, S15/C1 e S20/C1 ed hanno consentito di determinare range di variazione del peso dell'unità di volume γ , della coesione efficace c' e dell'angolo di resistenza al taglio φ' e del coefficiente di permeabilità K . I parametri di resistenza al taglio sono stati determinati mediante prove di taglio diretto. I valori della permeabilità sono stati determinati mediante prove con il permeametro a carico variabile. Le determinazioni non hanno interessato i terreni di riporto a causa delle ovvie difficoltà incontrate nel campionamento e nel successivo confezionamento dei provini.

In dettaglio, le indagini di laboratorio sono state finalizzate alla determinazione identificazione e classificazione dei terreni ed alla determinazione del contenuto naturale d'acqua w , del peso dell'unità di volume apparente γ , del peso dell'unità di volume del terreno secco γ_d , dell'indice dei vuoti e , della porosità n , del grado di saturazione S_r e del peso dell'unità di volume della parte solida γ_s .

Il prospetto seguente riassume i valori dei parametri determinati.

Sabbie giallo-bunastre	
γ [kN/m ³] =	18,1 ÷ 18,3
c' [kPa] =	0,3 ÷ 3,2
φ' [°] =	26,4 ÷ 28,3
K (m/s) =	$7,7 \cdot 10^{-7}$ ÷ $1,6 \cdot 10^{-6}$

Sabbie giallo-grigiastre	
γ [kN/m ³] =	18,4 ÷ 18,6
c' [kPa] =	0,3 ÷ 1,0
φ' [°] =	29,3 ÷ 30,1
K (m/s) =	$1,6 \cdot 10^{-7}$ ÷ $7,8 \cdot 10^{-7}$

Limi sabbiosi grigio-azzurri	
γ [kN/m ³] =	19,0 ÷ 19,4
c' [kPa] =	0,2 ÷ 17,6
φ' [°] =	29,6 ÷ 33,0
K (m/s) =	$9,0 \cdot 10^{-8}$ ÷ $6,2 \cdot 10^{-7}$

Sabbie giallastre	
γ [kN/m ³] =	19,1
c' [kPa] =	8,3 ÷ 15,7
φ' [°] =	26,2 ÷ 27,2
K (m/s) =	$9,1 \cdot 10^{-8}$ ÷ $1,0 \cdot 10^{-7}$

6 MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Sulla base delle indagini geognostiche e geotecniche eseguite e dell'interpretazione delle prove descritte nei paragrafi precedenti è stato possibile definire un modello di sottosuolo che schematizza la stratigrafia del sito in relazione al comportamento meccanico dei materiali che la costituiscono.

Sulla base dello studio delle colonne stratigrafiche e delle stratigrafie dei pozzetti esplorativi e sulla base dei risultati delle prove in sito e di laboratorio si può affermare che il sito è caratterizzato da una significativa eterogeneità e che, inoltre, non è emersa, sempre, una netta distinzione litologica tra i vari materiali che caratterizzano le successioni stratigrafiche.

Per tale motivo e tenendo conto anche della non trascurabile dimensione dei corpi di fabbrica in esame, nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo si è fatto riferimento a schematizzazioni differenti per i vari corpi di fabbrica. Nel seguito tali schematizzazioni sono descritte e sono forniti i valori caratteristici dei parametri meccanici.

Relativamente alle strutture di fondazione del corpo A i dati mostrano che esse poggiano, prevalentemente, su terreni indicati nello studio geologico come limi sabbiosi grigio azzurri e su uno strato di modesto spessore di terreni di riporto. In particolare, nella porzione più a sud dell'area interessata dalle strutture di fondazione del corpo A, i terreni di fondazione sono costituiti prevalentemente dai limi sabbiosi a meno di una modesta porzione (in prossimità del sondaggio S9) in cui si rinviene una sacca di sabbie giallo-brunastre. I limi sabbiosi si presentano con proprietà meccaniche variabili ma, generalmente, risultano mediamente addensati. Le sabbie giallo-brunastre presentano una granulometria medio-fine e risultano generalmente mediamente addensate. Spostandosi più a nord permane la presenza dei limi sabbiosi, tuttavia una consistente porzione del complesso fondazionale risulta realizzato sui terreni di riporto costituito da pietrame calcarenitico eterometrico che, generalmente, sormonta i limi sabbiosi. Analogamente, nella porzione situata più a ovest (zona in corrispondenza dell'entrata al fabbricato) e nella zona più nord (in prossimità della sezione litostratigrafia F-F) la formazione di limi sabbiosi è più superficiale (profondità media variabile da 8 a 10 m circa) e le fondazioni del fabbricato risultano poggiate, per buona parte, sullo strato superficiale di riporto. Infine, una porzione di ridotte dimensioni, in corrispondenza della traccia della sezione litostratigrafia E-E i terreni di fondazione sono costituiti dalle sabbie giallastre presenti, in maniera lentiforme, tra il sottostante strato di limi sabbiosi ed il soprastante strato di sabbie giallo-brunastre. Gli spessori delle formazioni sopra indicate sono variabili. Generalmente i limi sabbiosi sovrastano, con spessori variabili, la formazione di sabbie giallastre addensate con livelli arenacei; nella porzione

situata più ad est (zona in corrispondenza della palestra) la profondità media del substrato di sabbie giallastre addensate con livelli arenacei è superiore a circa 25-30 m e la coltre superficiale non è presente. Relativamente alle condizioni idrauliche, i risultati delle indagini consentono di assumere che il piano di posa sia completamente sotto falda in tutta la porzione più a sud del corpo A mentre risulti sopra falda nelle zone rimanenti.

Relativamente alle strutture di fondazione del corpo C i dati mostrano che esse poggiano su terreni di caratteristiche meccaniche moderatamente variabili lungo la direzione Nord-Sud. In particolare, per una prevalente porzione dell'area fondazionale il sedime di fondazione è costituito dalle sabbie giallo-brunastre che sovrastano uno strato lentiforme di sabbie giallastre che sormontano i limi sabbiosi. Nella zona più ad ovest una porzione delle fondazioni poggia, invece, direttamente sulle sabbie giallastre che affiorano. Le sabbie giallo-brunastre presentano uno stato di addensamento medio. Le sabbie giallastre sono caratterizzate da una granulometria medio-fine e sono addensate. I dati desunti dalle indagini consentono, infine, di assumere che il piano di posa delle fondazioni coincide, praticamente sempre, con il pelo libero della falda.

Relativamente alle strutture di fondazione del corpo D i dati mostrano che esse poggiano su terreni prevalentemente costituiti da sabbie giallo-brunastre medio-fini mediamente addensate. Le sabbie presentano uno spessore moderatamente variabile (soprattutto in direzione est-ovest) da circa 1 m a circa 3-4 m e sovrastano limi sabbiosi che presentano, anch'essi, una variazione di spessore che però risulta più marcata variando nel range 1-7m. Relativamente alle condizioni idrauliche i dati raccolti consentono di assumere che il piano di posa sia sempre sopra falda e che la posizione del pelo libero di quest'ultima sia posto ad almeno 1,5-2 m dal piano di posa.

Per i terreni di riporto i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati valutati sulla base di una revisione di dati disponibili nella letteratura tecnica.

Nei prospetti seguenti sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici definiti sulla base di una stima ragionata e cautelativa dei dati descritti nei capitoli e nei paragrafi precedenti.

Limi sabbiosi grigio azzurri:

peso dell'unità di volume:		$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	:	$c'_k = 8 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio	:	$\varphi'_k = 29^\circ$
coefficiente di permeabilità	:	$K = 3,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Sabbie giallo-brunastre/giallo grigiastre

peso dell'unità di volume:		$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	:	$c'_k = 2 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio	:	$\varphi'_k = 27^\circ$
coefficiente di permeabilità	:	$K = 8,8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Sabbie giallastre inizialmente limose con livelli arenacei

peso dell'unità di volume:		$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	:	$c'_k = 10 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio	:	$\varphi'_k = 28^\circ$
coefficiente di permeabilità	:	$K = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Sabbia giallastra con partimenti grigiastri

peso dell'unità di volume:		$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	:	$c'_k = 0 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio	:	$\varphi'_k = 30^\circ$
coefficiente di permeabilità	:	$K = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Terreni di riporto

peso dell'unità di volume	:	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	:	$c'_k = 0,0 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio	:	$\varphi'_k = 20^\circ$
coefficiente di permeabilità	:	$K = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

7 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI RAPPRESENTATIVI

Nell'ambito di un approccio di tipo prestazionale, le azioni sismiche da prendere in esame nelle verifiche di stabilità del sito e nelle verifiche di sicurezza e funzionalità degli elementi strutturali in fondazione ed in elevazione dipendono dalla pericolosità sismica di base del sito in esame e da una prefissata probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica dipende dalla vita nominale dell'opera oggetto delle verifiche e dalla cosiddetta classe d'uso dell'opera. In accordo con le prescrizioni del recente D.M. 14.01.08 (punto 2.4), il periodo di riferimento V_R è stato determinato mediante la relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

in cui V_N è la vita nominale dell'opera oggetto della verifica e C_U è il coefficiente d'uso.

Nel caso in esame la vita nominale deve essere assunta almeno pari a 50 anni (tab. 2.4.1 del D.M. 14.01.08); il coefficiente d'uso C_U è stato assunto pari a 1.5 ipotizzando che l'opera in esame possa essere classificata come opera di *Classe III* ai sensi del D.M. 14.01.08 (punto 2.4.2). Il periodo di riferimento V_R risulta pertanto pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 100 \cdot 1.5 = 150 \text{ anni}$$

In accordo con le prescrizioni del recente D.M. 14.01.08, le verifiche di stabilità del sito e le verifiche di sicurezza della struttura devono essere eseguite con l'obiettivo di verificare il soddisfacimento dei requisiti nei confronti degli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (*SLV*) e di prevenzione del collasso (*SLC*) e nei confronti degli stati limite di esercizio definiti stato limite di operatività (*SLO*) e stato limite di danno (*SLD*).

Per ognuno dei quattro stati limite da prendere in esame, i valori della probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica di riferimento, sono mostrati nella Tabella 7 e sono stati desunti dalle prescrizioni fornite dal D.M. 14.01.08 (punto 3.2.1).

Tabella 7 - Valori di riferimento per la probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R

Stato limite		P_{VR}
Stati limite di esercizio	<i>SLO</i>	81 %
	<i>SLD</i>	63 %
Stati limite ultimi	<i>SLV</i>	10 %
	<i>SLC</i>	5 %

In accordo con lo studio geologico redatto a corredo del progetto esecutivo dell'intervento e con le indicazioni del D.M. 14.01.08, la pericolosità sismica di base per il sito in esame è stata definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento roccioso con superficie

topografica orizzontale per una prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

In particolare, l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g è stata valutata sulla base delle prescrizioni del D.M. 14.01.08 (punto 3.2) assumendo $V_R = 150$ anni.

Per il sito in esame e per i differenti corpi di fabbrica che costituiscono il complesso edilizio oggetto dell'intervento l'azione sismica di riferimento è stata valutata assumendo i seguenti valori medi della latitudine e della longitudine

Latitudine: 37.3910613

Longitudine: 14.3725312

I relativi valori di riferimento di a_g sono stati valutati utilizzando le modalità descritte dal D.M. 14.01.08. I valori ottenuti, espressi come frazione dell'accelerazione di gravità, sono mostrati nella Tabella 8 per ognuno dei quattro stati limite da prendere in esame nell'analisi. Nella tabella sono mostrati, anche i corrispondenti valori:

- del tempo di ritorno T_r ;
- del parametro F_o corrispondente al valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- del parametro T_c^* che consente di definire il valore T_c del periodo che caratterizza lo spettro in accelerazione orizzontale.

Anche tali parametri sono stati determinati con le modalità prescritte dal D.M. 14.01.08 (punto 3.2).

Tabella 8 - Valori di a_g , T_r , F_o , T_c^* valutati per i quattro stato limite presi in esame nelle verifiche.

Stato limite	a_g [g]	T_r [anni]	F_o [-]	T_c^* [-]
<i>SLO</i>	0.037	45	2.505	0.263
<i>SLD</i>	0.045	75	2.468	0.314
<i>SLV</i>	0.123	712	2.504	0.504
<i>SLC</i>	0.171	1462	2.512	0.549

In accordo con le prescrizioni del D.M. 14.01.08, il valore della massima accelerazione sismica orizzontale $a_{max,s}$ attesa al piano campagna risulta:

$$a_{max,s} = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot F_o$$

in cui S_S e S_T rappresentano, rispettivamente, il coefficiente di amplificazione stratigrafica e il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame (così come descritto nello studio geologico) la porzione del sito in cui ricadono i corpi di fabbrica oggetto dell'intervento è caratterizzato da una morfologia sub-orizzontale caratterizzata da una pendenza

modesta. Di conseguenza il fattore di amplificazione topografica S_T è stato assunto unitario.

Inoltre, i risultati delle prove per la valutazione della velocità delle onde di taglio descritti nei capitoli precedenti della presente relazione hanno consentito di classificare il sito come sottosuolo di categoria *B* ai sensi della classificazione proposta dal D.M. 14.01.08. Per tale categoria di sottosuolo il coefficiente di amplificazione stratigrafica può essere determinato con la relazione:

$$S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g / g$$

rispettando le limitazioni:

$$1 \leq S_S \leq 1.2.$$

I valori di S_S , S_T e $a_{\max,s}$ per ognuno dei quattro stati limite presi in esame nelle verifiche sono riportati nella Tabella 9.

Tabella 9 - Valori di a_g , S_S , S_T ed $a_{\max,s}$ valutati per i quattro stati limite presi in esame nelle verifiche.

Stato limite	a_g [g]	S_S [-]	S_T [-]	$a_{\max,s}$ [g]
<i>SLO</i>	0.037	1.2	1.0	0,0444
<i>SLD</i>	0.045	1.2	1.0	0,0540
<i>SLV</i>	0.123	1.2	1.0	0,1476
<i>SLC</i>	0.171	1.2	1.0	0,2052

In conformità alle prescrizioni del D.M. 14.01.08 (punto 7.11.3) e della relativa circolare esplicativa (punto C.7.1) la resistenza del sistema fondazione-terreno e la stabilità sismica del sito (che comprende la verifica alla liquefazione di cui al capitolo successivo della presente relazione) deve essere effettuata con l'obiettivo di verificare il soddisfacimento dei requisiti nei confronti dello stato limite ultimo di salvaguardia della vita (*SLV*). Pertanto, relativamente a tali verifiche i parametri che definiscono l'azione sismica di riferimento sono quelli mostrati in Tabella 10:

Tabella 10 – Parametri che definiscono l'azione sismica di riferimento per le verifiche relative alla resistenza del sistema fondazione-terreno e alla stabilità sismica del sito

Stato limite	a_g [g]	T_r [anni]	F_0 [-]	T_c^* [-]	S_S [-]	S_T [-]	$a_{\max,s}$ [g]
<i>SLV</i>	0.123	712	2.504	0.504	1.2	1.0	0,1476

Relativamente alla verifica di suscettività alla liquefazione è necessario, infine, individuare un valore di riferimento della magnitudo che caratterizza l'evento sismico nei confronti del quale si eseguire la verifica stessa. Tale

valutazione è stata effettuata sulla base di una revisione degli studi disponibili in letteratura in merito alla sismicità storica del territorio Ennese. Nel prospetto seguente è mostrato l'elenco degli eventi sismici presi in esame nello studio. Per ciascun evento è indicato il riferimento bibliografico consultato e le principali caratteristiche dell'evento in termini di zona epicentrale, Intensità epicentrale e Intensità con la quale l'evento è stato risentito nel comune di Piazza Armerina o in zone limitrofe.

Evento sismico del 04 Febbraio 1169

Riferimenti bibliografici: [Nigrelli I. \(1983\)](#), [Boschi *et al.* \(1995\)](#)
Area epicentrale: Catanese-Sicilia orientale
Intensità epicentrale: X MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: VII-VIII MCS.

Evento sismico dell' 11 Gennaio 1693

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Sicilia orientale
Intensità epicentrale: XI MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: VIII MCS

Evento sismico del 20 Febbraio 1818

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Catanese
Intensità epicentrale: XI-X MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: VI MCS

Evento sismico del'01 Marzo 1818

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Monti Iblei
Intensità epicentrale: VII-VIII MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: V MCS

Evento sismico del 05 Febbraio 1823

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Sicilia settentrionale

Intensità epicentrale: VIII MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: III-IV MCS

Evento sismico del 16 Novembre 1894

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Calabria meridionale
Intensità epicentrale: XI MCS
Intensità locale a Piazza Armerina : II-III MCS

Evento sismico del 15 Aprile 1978

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Golgo di Patti
Intensità epicentrale: VIII MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: III MCS

Evento sismico del 13 Dicembre 1990

Riferimento bibliografico: Dati desunti dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.INGV.it)
Area epicentrale: Sicilia sud-orientale
Intensità epicentrale: VII MCS
Intensità locale a Piazza Armerina: V-VI MCS

La quantità di dati disponibili non consente la redazione di un affidabile valutazione statistica. Pertanto, sulla base dei dati disponibili si può assumere come riferimento per l'analisi di stabilità sismica del sito un valore dell'intensità locale pari al grado VIII della scala Percalli-Cancani-Sieberg (Sieberg, 1930) al quale si può fare corrispondere un valore 6.5 della magnitudo.

8 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Tenendo conto dell'importanza delle opere in progetto e della estrema variabilità delle caratteristiche fisico-meccaniche che caratterizza i terreni presenti nel sito in esame si è ritenuto indispensabile eseguire una analisi della suscettibilità alla liquefazione del sito in accordo con le prescrizioni del D.M. 14.01.08.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione consta generalmente di quattro fasi differenti:

1. valutazione delle caratteristiche dell'evento sismico atteso;
2. caratterizzazione geotecnica del sottosuolo;
3. valutazione delle possibile insorgenza del fenomeno della liquefazione e stima degli effetti conseguenti
4. individuazione di eventuali rimedi necessari per la mitigazione del rischio di liquefazione

Queste fasi dello studio devono essere precedute da una valutazione preliminare finalizzata ad individuare possibili motivi di esclusione dalla verifica alla liquefazione. Per ciascuna delle fasi che complessivamente sono richieste da uno studio della suscettibilità alla liquefazione, la ricerca scientifica ha messo a disposizione differenti metodologie di analisi che variano dai metodi qualitativi e semi-empirici, ai metodi di analisi semplificata ed, infine, ai metodi di analisi dinamica. La scelta della metodologia di analisi più appropriata è correlata alla natura ed alla qualità dei dati di cui si dispone sia in merito all'evento sismico atteso al sito in esame sia in merito alle caratteristiche meccaniche del deposito oggetto della verifica.

Nel seguito sono descritte la metodologie di analisi utilizzate in questa sede sia per la valutazione di eventuali motivi di esclusione della verifica sia per la valutazione del potenziale di liquefazione del sito. Successivamente, sono, invece, esposti i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione.

8.3 Motivi di esclusione dalla verifica alla liquefazione

8.3.1 Metodologia di analisi

Alcune prime indicazioni sulla necessità o meno di eseguire verifiche di suscettibilità alla liquefazione possono essere ottenute da un'analisi della sismicità di riferimento del sito in esame e da un esame delle caratteristiche geotecniche del deposito. A tal proposito la letteratura scientifica mette a disposizione differenti metodologie di carattere speditivo che, sulla base di criteri di tipo empirico derivati dalle esperienze pregresse, consentono, in certe particolari condizioni, di escludere a priori la possibile insorgenza di un fenomeno di liquefazione.

Nelle analisi eseguite in questa sede si è fatto riferimento alle indicazioni fornite a tal proposito dall'Associazione Geotecnica Italiana nelle recenti linee guida riguardanti gli "Aspetti geotecnici della progettazione geotecnica in zona sismica" (A.G.I., 2005).

Sulla base di tali indicazioni si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione è estremamente bassa se si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

- a) l'evento sismico atteso al sito in esame è caratterizzato da una magnitudo di momento M_W inferiore a 5;
- b) le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni free-field sono minori di 0.1g oppure sono minori di 0.15g e, contestualmente, i terreni potenzialmente interessati dal fenomeno della liquefazione hanno caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC , corrispondente al passante al setaccio 200 ASTM ($d=0.074$ mm), è superiore al 20% e l'indice di plasticità PI è superiore al 10%;
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC è superiore o pari al 35% e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è superiore a 20; $(N_1)_{60}$ rappresenta il valore della resistenza ottenuto in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
 - terreni in cui la frazione di materiale fine FC sia inferiore o pari al 5% e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ sia superiore a 25;
- c) la curva granulometrica del terreno oggetto della verifica è esterna al fuso individuato dalle due curve granulometriche indicate con tratto in rosso in Figura 10a), nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, ed in Figura 10b) per $U_c > 3.5$;
- d) la profondità media stagionale della falda sia superiore ai 15 m dal piano campagna.

È opportuno sottolineare che anche le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.08, forniscono un criterio di esclusione dalla verifica alla liquefazione. Tale criterio è basato su condizioni che sono in accordo con quelle fornite dalle indicazioni A.G.I.. Il D.M. 14.01.08 indica, infatti, che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ e $q_{c1N} > 18$ essendo q_{c1N} la resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT normalizzate ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna al fuso granulometrico individuato dalle due curve in rosso in Figura 10a), per $U_c < 3.5$, ed in Figura 10b) per $U_c > 3.5$.

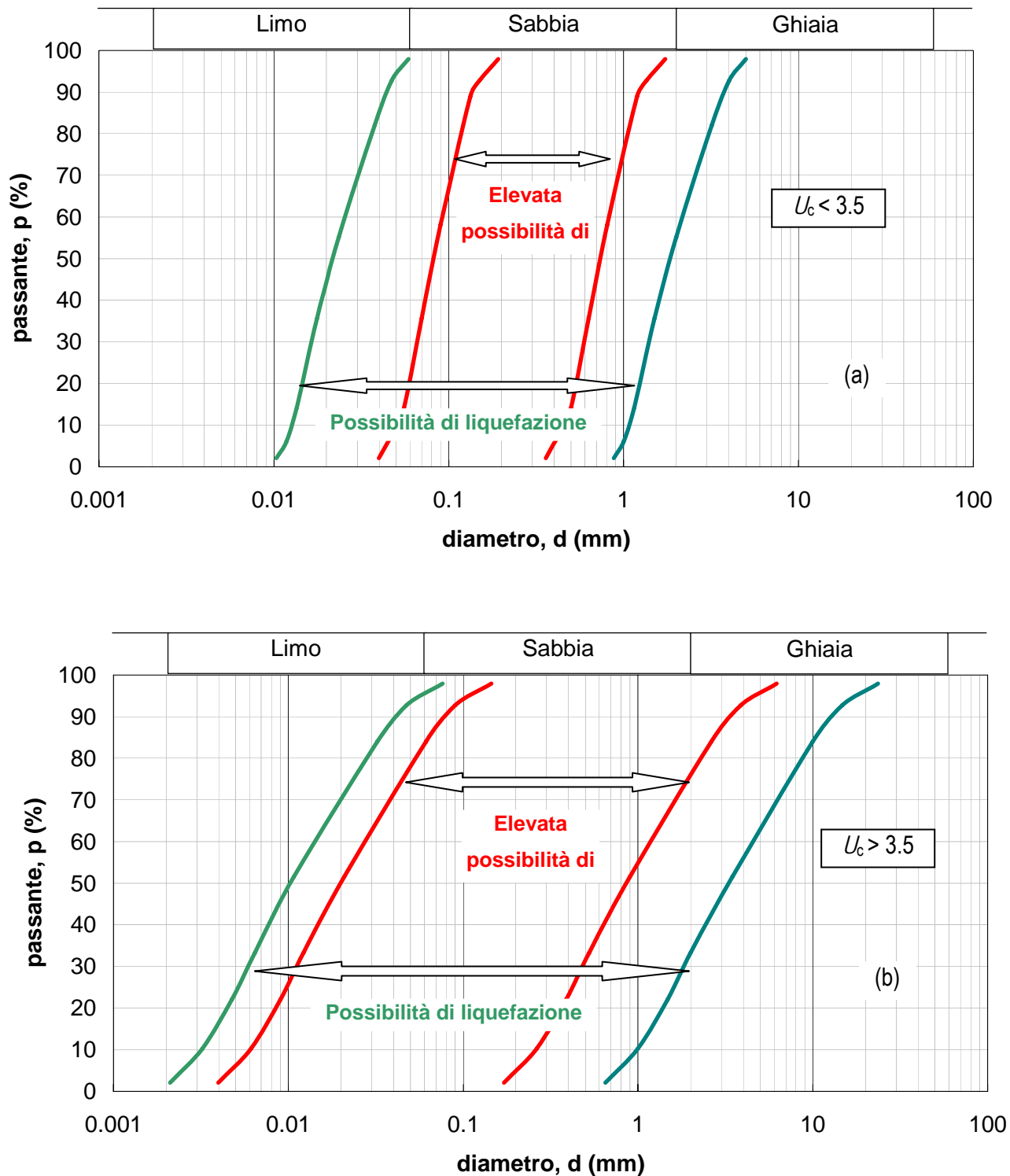


Figura 10 – Fusi granulometrici per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione (A.G.I., 2005).

8.3.2 Risultati dell'analisi

Relativamente ai criteri di esclusione descritti al precedente paragrafo è opportuno considerare che, sulla base di quanto descritto al Capitolo 6 della presente relazione in merito alle caratteristiche dell'evento sismico di riferimento per l'analisi, si può affermare che ad esso corrisponde un valore della magnitudo di momento superiore a 5; inoltre, il valore della massima accelerazione sismica attesa al sito, determinato con le modalità descritte dal D.M. 14.01.08 (Tabella 10) è pari a circa 0.147g e, pertanto, è prossimo al valore 0,15 g individuato dalle indicazioni AGI (2005).

Relativamente alle frazioni di materiale fine FC , corrispondente al passante al setaccio 200 ASTM ($d=0.074$ mm), i dati derivanti dalle analisi granulometriche eseguite in laboratorio, riportati in Tabella 6 e nella Figura 11, mostrano che, per tutti i campioni di terreno esaminati, risulta sempre $FC \geq 30\%$; in particolare i dati di laboratorio mostrano che, ad esclusione del campione S3/C1, per il quale risulta $FC = 31\%$ circa, in tutti gli altri cari risulta sempre $FC \geq 40\%$.

Tuttavia, per quanto riguarda i fusi granulometrici desunti dalle indagini di laboratorio (riportati integralmente nell'elaborato All.9 della '*Relazione Conclusiva delle Indagini*' di cui al Capitolo 1 della presente relazione), è possibile verificare che, alcuni di essi ricadono, in buona parte, all'interno delle zone dei fusi limite mostrati in Figura 10 e, pertanto, non consentono di escludere a priori la possibilità del rischio di liquefazione.

Infine, relativamente alle condizioni idrauliche del sito si deve assumere che la profondità media stagionale della falda è sempre superiore ai 15 m dal piano campagna. I dati raccolti, mostrano, altresì che, in molti casi, la falda è prossima al piano campagna.

Sulla base di queste considerazioni, può affermarsi che non sussistono i presupposti per escludere a priori la possibile insorgenza di un fenomeno di liquefazione nel sito in esame.

Pertanto, si è ritenuto necessario eseguire analisi del rischio di liquefazione. Le modalità con cui tale verifica è stata eseguita ed i relativi risultati sono descritti nei paragrafi seguenti.

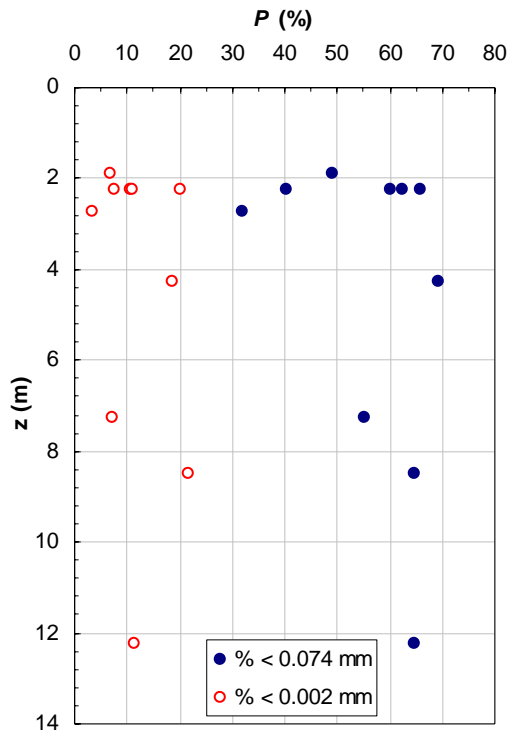


Figura 11 – Profilo dei valori del passante al setaccio 200 della serie ASTM (apertura 0,074 mm) e del passante corrispondente al diametro 0.002 mm.

8.4 *Determinazione del fattore di sicurezza alla liquefazione*

8.4.1 Metodologia di analisi

Nei casi in cui occorre procedere alla verifica alla liquefazione è possibile utilizzare metodologie di analisi che differiscono tra loro per le modalità con le quali è valutato il carico sismico, per le modalità con le quali si valuta la resistenza alla liquefazione dei terreni oggetto dell'analisi e, infine, per le modalità con le quali viene quantificato il margine di sicurezza nei confronti dell'occorrenza del fenomeno della liquefazione.

Nel caso in esame è stata adoperata una metodologia di analisi inquadrabile tra i "*metodi di analisi semplificata*" individuati dalle recenti Linee Guida dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I., 2005). Tale scelta è giustificata alla luce delle due seguenti considerazioni:

- nel caso in esame, il piano campagna può considerarsi praticamente pianeggiante o sub-pianeggiante e, pertanto, è giustificato il ricorso a metodologie di analisi di tipo semplificato che trascurano eventuali effetti indotti dalla liquefazione nei depositi in pendio (A.G.I., 2005);
- per il sito in esame l'azione sismica di riferimento è stata definita in termini di grandezze rappresentative piuttosto che di storie temporali di accelerazione al *bedrock*; in particolare, in accordo con le prescrizioni del recente D.M. 14.01.08, l'azione sismica di riferimento è stata definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito. Quest'ultima è stata valutata in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento roccioso con superficie topografica orizzontale per una prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento T_R . Tale definizione dell'azione sismica di riferimento non rende applicabili altre metodologie di analisi per la verifica della suscettibilità alla liquefazione quali l'analisi dinamica semplificata o l'analisi dinamica avanzata.

Nell'ambito del metodo di analisi utilizzato, la verifica a liquefazione del deposito è stata effettuata nell'ipotesi di risposta del deposito in condizioni di campo libero trascurando gli eventuali effetti derivanti dalla presenza di manufatti in prossimità del piano campagna.

La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata in termini di coefficiente di sicurezza F_L alla liquefazione definito come rapporto tra la resistenza τ_f nei confronti della liquefazione ed il valore medio della sollecitazione indotta dall'azione sismica τ_{media} . La verifica, in accordo con la metodologia di analisi utilizzata, ha riguardato le profondità comprese nei primi 20 m dal piano campagna.

Nell'analisi effettuata, sia la resistenza τ_f che la sollecitazione τ_{media} sono state normalizzate rispetto alla tensione verticale efficace σ'_{vo} agente alla profondità z alla quale si esegue la verifica. Pertanto nell'analisi si è fatto

riferimento al rapporto di resistenza ciclica CRR ed al rapporto di tensione ciclica CSR definiti dalle seguenti relazioni:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{vo}}$$

$$CRR = \frac{\tau_f}{\sigma'_{vo}}$$

Il rapporto di tensione ciclica CSR è stato valutato utilizzando la relazione proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

in cui:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione massima attesa al piano campagna per l'evento sismico assunto come evento di riferimento per l'analisi di suscettibilità alla liquefazione;
- g è l'accelerazione di gravità
- σ_v e σ'_v rappresentano, rispettivamente, la tensione verticale totale e la tensione verticale efficace alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che dipende dalla profondità e che porta in conto la deformabilità del sottosuolo ed i suoi effetti sul profilo della massima accelerazione sismica orizzontale attesa.

Il coefficiente riduttivo r_d è stato valutato attraverso due differenti relazioni. In particolare è stata utilizzata la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$\ln r_d = \alpha(z) + \beta(z)$$

in cui:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = \left[0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \right] \cdot M_w$$

e la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

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

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

Nelle espressioni precedenti z indica la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M_w è la magnitudo di momento dell'evento sismico assunto come riferimento per l'analisi di suscettibilità alla liquefazione.

Poiché i metodi di analisi disponibili in letteratura sono stati sviluppati con riferimento ad eventi sismici

caratterizzati da una magnitudo di momento pari a 7.5, nelle applicazioni in cui il valore di M_w è differente è necessario utilizzare un valore corretto del rapporto di tensione ciclica che tenga conto dell'effettivo valore della magnitudo dell'evento sismico di riferimento per l'analisi. Tale correzione è generalmente effettuata introducendo un valore equivalente $CSR_{M=7.5}$ del rapporto di tensione ciclica. Nelle analisi condotte in questa sede $CSR_{M=7.5}$ è stato valutato utilizzando la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo per il quale gli Idriss e Boulanger (2004) forniscono la seguente relazione:

$$MSF = \min \left\{ \begin{array}{l} 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.58 \\ 1.8 \end{array} \right.$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato determinato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche eseguite nel sito in esame e descritte in dettaglio nei capitoli precedenti. In particolare, il calcolo è stato effettuato con riferimento ai valori del numero di colpi N_{SPT} corretto. Utilizzando tali valori è stato individuato un profilo cautelativo del numero di colpi N_{SPT} utilizzato mostrato in Figura 12 che è stato assunto come modello nell'analisi.

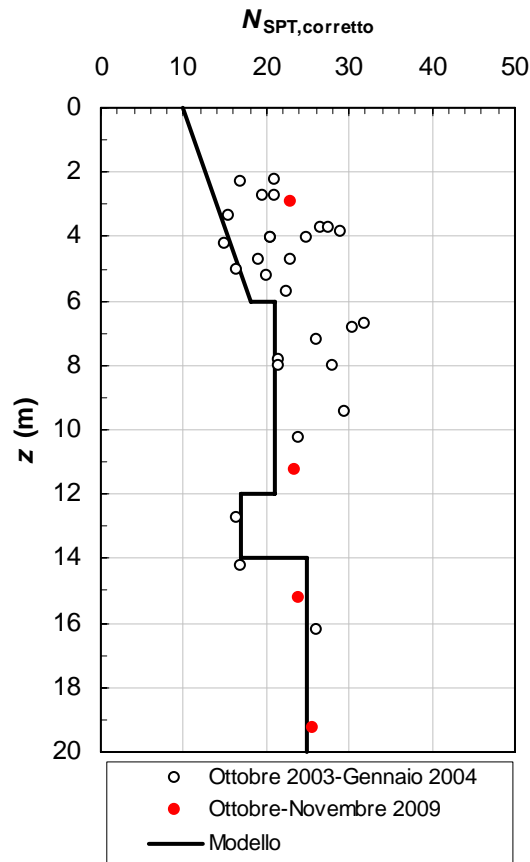


Figura 12 – Profilo dei valori di N_{SPT} assunto come modello per la valutazione della resistenza alla liquefazione del deposito e valori di $N_{SPT, corretto}$ valutati con riferimento ai risultati delle due campagne di indagini eseguite.

Per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica CRR si è fatto riferimento ai valori della resistenza penetrometrica desunti da tale profilo. Tali valori della resistenza penetrometrica sono stati assunti come valori caratteristici e le analisi sono state condotte assumendo unitari i valori dei coefficienti parziali sulle resistenze.

Per ognuna delle profondità alle quali è stata eseguita la verifica il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato determinato attraverso la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

in cui:

- $(M)_{60cs}$ rappresenta il valore della resistenza penetrometrica, normalizzato ad una tensione verticale efficace di 100 kPa, che si otterrebbe qualora il deposito in esame fosse costituito da terreni sabbiosi puliti (assenza di materiale fine);

- $(N_1)_{60}$ rappresenta l'effettivo valore della resistenza ottenuto in prove penetrometriche dinamiche *SPT* normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa.

Nelle analisi eseguite il valore $(N_1)_{60cs}$ è stato valutato mediante la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right]$$

in cui *FC* rappresenta la frazione di materiale fine intesa come frazione granulometrica passante al setaccio 200 ASTM ($d = 0.074$ mm).

Nelle analisi eseguite i valori della frazione di materiale fine *FC* sono stati scelti sulla base dei risultati delle prove di identificazione e classificazione eseguite in laboratorio su alcuni dei campioni di terreno prelevati durante la campagna di indagini geognostiche eseguita nel periodo Ottobre-Novembre 2009. In particolare, sulla base dei risultati delle analisi descritte in Tabella 6 e in Figura 11 si è assunto, cautelativamente, $FC = 30\%$

Per ognuna delle profondità prese in esame nella verifica il valore $(N_1)_{60}$ è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

in cui:

- C_N è il fattore correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace;
- C_E è il fattore correttivo che tiene conto dell'effettivo rendimento energetico dell'attrezzatura utilizzata per eseguire le prove;
- C_B è il fattore correttivo che tiene conto delle effettive dimensioni del foro di sondaggio;
- C_R è il fattore correttivo che tiene conto delle effettive dimensioni delle aste della macchina esecutrice;
- C_S è il fattore correttivo relativo alla tipologia di attrezzo campionatore.

Il fattore correttivo C_N è stato determinato utilizzando due differenti relazioni. In particolare sono state utilizzate la relazione riportata da Ishihara (1996):

$$C_N = \frac{1,7}{\sigma'_{vo} + 0,7}$$

in cui la pressione verticale efficace alla profondità in esame σ'_{vo} è espressa in kg/cm², e quella proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$$

in cui σ'_{vo} è espressa in tonn/ft². Sulla base delle indicazioni fornite da Idriss e Boulanger (2004), il valore massimo del fattore correttivo C_N è stato assunto pari a 2.

I rimanenti fattori correttivi (C_E, C_B, C_R, C_S) sono stato assunti unitari in quanto le prove penetrometriche effettuate sono state eseguite conformemente alle prescrizioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I., 1977).

Infine, sulla base delle indicazioni fornite da Idriss e Boulanger (2004), il valore massimo di $(N_1)_{60}$ preso in esame nella verifica è stato assunto pari a 37.

Nel complesso per ognuna delle profondità prese in esame nella verifica alla liquefazione sono stati calcolati:

- due differenti valori equivalenti del rapporto di tensione ciclica $CSR_{M=7.5}$, corrispondenti alle due differenti relazioni utilizzate per il calcolo del coefficiente riduttivo r_d (relazione di Idriss e Boulanger (2004) e relazione di Liao e Whitman (1986));
- due differenti valori del rapporto di resistenza ciclica CRR , corrispondenti alle due differenti relazioni utilizzate per il calcolo del fattore correttivo C_N (relazione di Ishihara (1996) e relazione di Liao e Whitman (1986)).

Ad ognuna delle profondità prese in esame nella verifica, il coefficiente di sicurezza F_L alla liquefazione è stato valutato mediante la relazione:

$$F_L = \frac{\tau_f}{\tau_{media}} = \frac{CRR}{CSR_{M=7.5}}$$

Pertanto, ad ogni profondità sono stati determinati quattro differenti valori del fattore di sicurezza F_L corrispondenti alle quattro modalità di calcolo (nel seguito indicate come *Analisi A, B, C e D*) di $CSR_{M=7.5}$ e di CRR schematicamente descritte nella Tabella 11.

Tabella 11 – Schema delle modalità di analisi seguite per la determinazione di CSR e CRR.

<i>Analisi</i>	<i>calcolo CSR</i>	<i>calcolo CRR</i>
	(relazione utilizzata per la valutazione di r_d)	(relazione utilizzata per la valutazione C_N)
<i>A</i>	Idriss e Boulanger (2004)	Ishihara (1996)
<i>B</i>	Idriss e Boulanger (2004)	Liao e Whitman (1986)
<i>C</i>	Liao e Whitman (1986)	Ishihara (1996)
<i>D</i>	Liao e Whitman (1986)	Liao e Whitman (1986)

8.4.2 Valutazione degli effetti della liquefazione sul deposito

La valutazione quantitativa degli effetti della possibile insorgenza della liquefazione nel deposito in esame è stata effettuata utilizzando il metodo di Iwasaki *et al.*(1982) che fornisce una valutazione integrale degli effetti del fenomeno.

Il metodo introduce un indice degli effetti della liquefazione, detto *indice del potenziale di liquefazione* I_L , definito attraverso la relazione:

$$I_L = \int_0^{20m} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui z è la profondità in metri dal piano campagna e le funzioni $w(z)$ e $F(z)$ sono definite dalle relazioni:

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

$$F(z) = \max \begin{cases} 1 - F_L \\ 0 \end{cases}$$

Sulla base dei valori assunti dall'*indice del potenziale di liquefazione* I_L il metodo di Iwasaki *et al.*(1982) consente di esprimere un giudizio sul potenziale di collasso per liquefazione del sito.

In particolare, gli Autori forniscono i tre seguenti intervalli di valori dell'*indice del potenziale di liquefazione* I_L del deposito ai quali sono associati tre differenti probabilità di collasso per liquefazione:

- $I_L \leq 5$ il potenziale di collasso è basso
- $5 < I_L \leq 15$ il potenziale di collasso è elevato
- $I_L > 15$ il potenziale di collasso è estremamente elevato

8.4.3 Risultati dell'analisi

Per ognuna delle quattro modalità di analisi (*A*, *B*, *C* e *D*) prese in esame le Figure da 12 a 17 mostrano i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione e i risultati della valutazione quantitativa degli effetti della liquefazione effettuata utilizzando il metodo di Iwasaki *et al.*(1982).

In particolare, i risultati sono riportati in termini di:

- profili del coefficiente riduttivo dell'azione sismica r_d , profili della massima accelerazione sismica attesa a_{max} e profili del valore equivalente $CSR_{M=7.5}$ del rapporto di tensione ciclica (Figura 12);
- profili del fattore correttivo C_N , profili della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ e corretta $(N_1)_{60cs}$ e profili del rapporto di resistenza ciclica CRR (Figura 13);
- confronto tra i profili di $CSR_{M=7.5}$ e di CRR e profili del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L (Figure da 14 a 17);

I risultati delle analisi mostrano che, indipendentemente dalle modalità di analisi prese in esame, a qualunque profondità considerata il rapporto di resistenza ciclica CRR è sempre superiore al valore equivalente $CSR_{M=7.5}$ del rapporto di tensione ciclica. Pertanto, per le quattro modalità di analisi i valori dell'*indice del potenziale di liquefazione* I_L risultano identicamente nulli e la probabilità di collasso per liquefazione può considerarsi bassa. Non sono, pertanto, necessari interventi per la mitigazione del rischio di liquefazione.

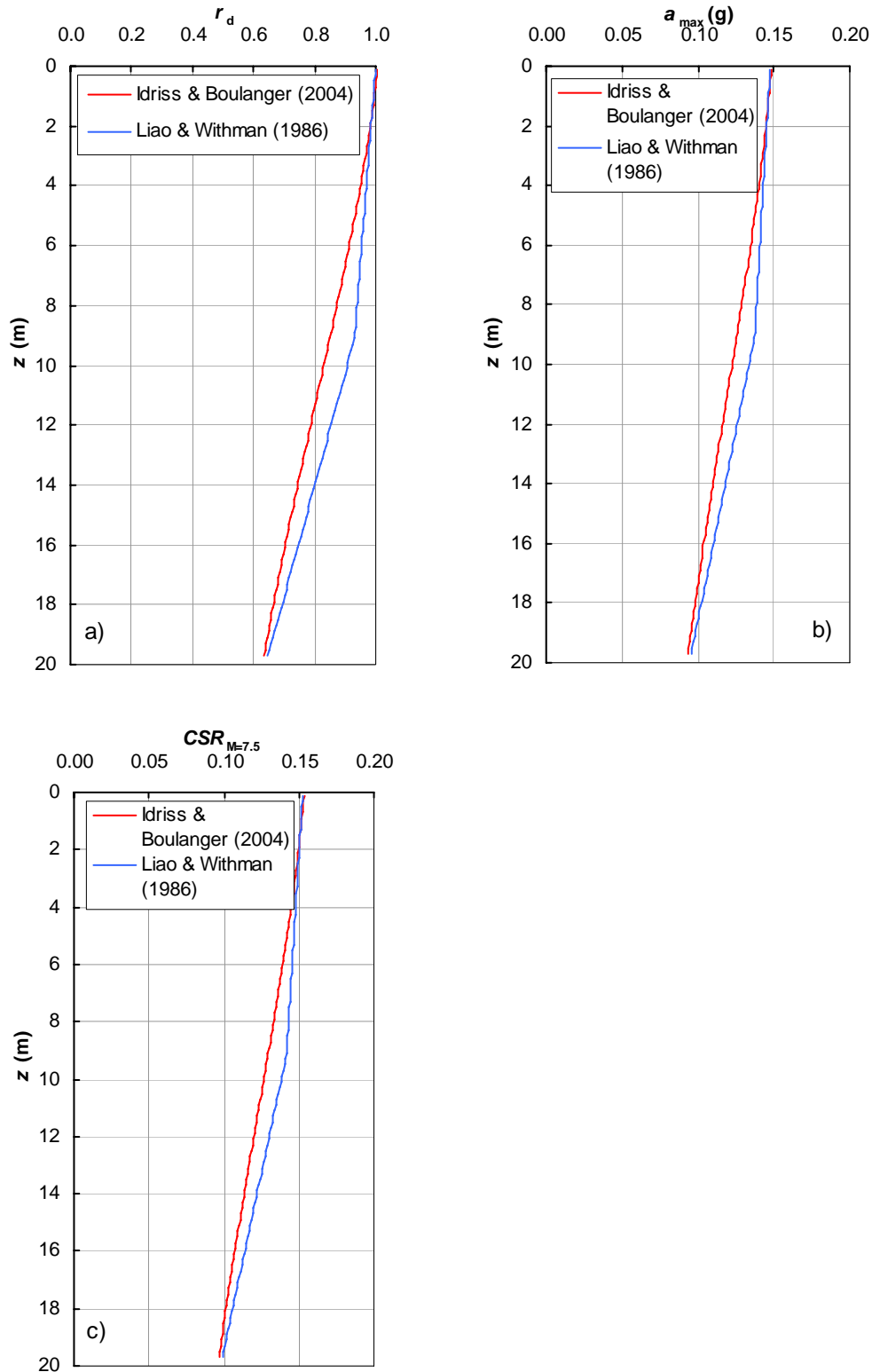


Figura 12 -
 a) profilo del coefficiente riduttivo dell'azione sismica r_d ;
 b) profilo della massima accelerazione sismica orizzontale attesa a_{max} ;
 c) profilo del valore equivalente $CSR_{M=7.5}$ del rapporto di tensione ciclica.

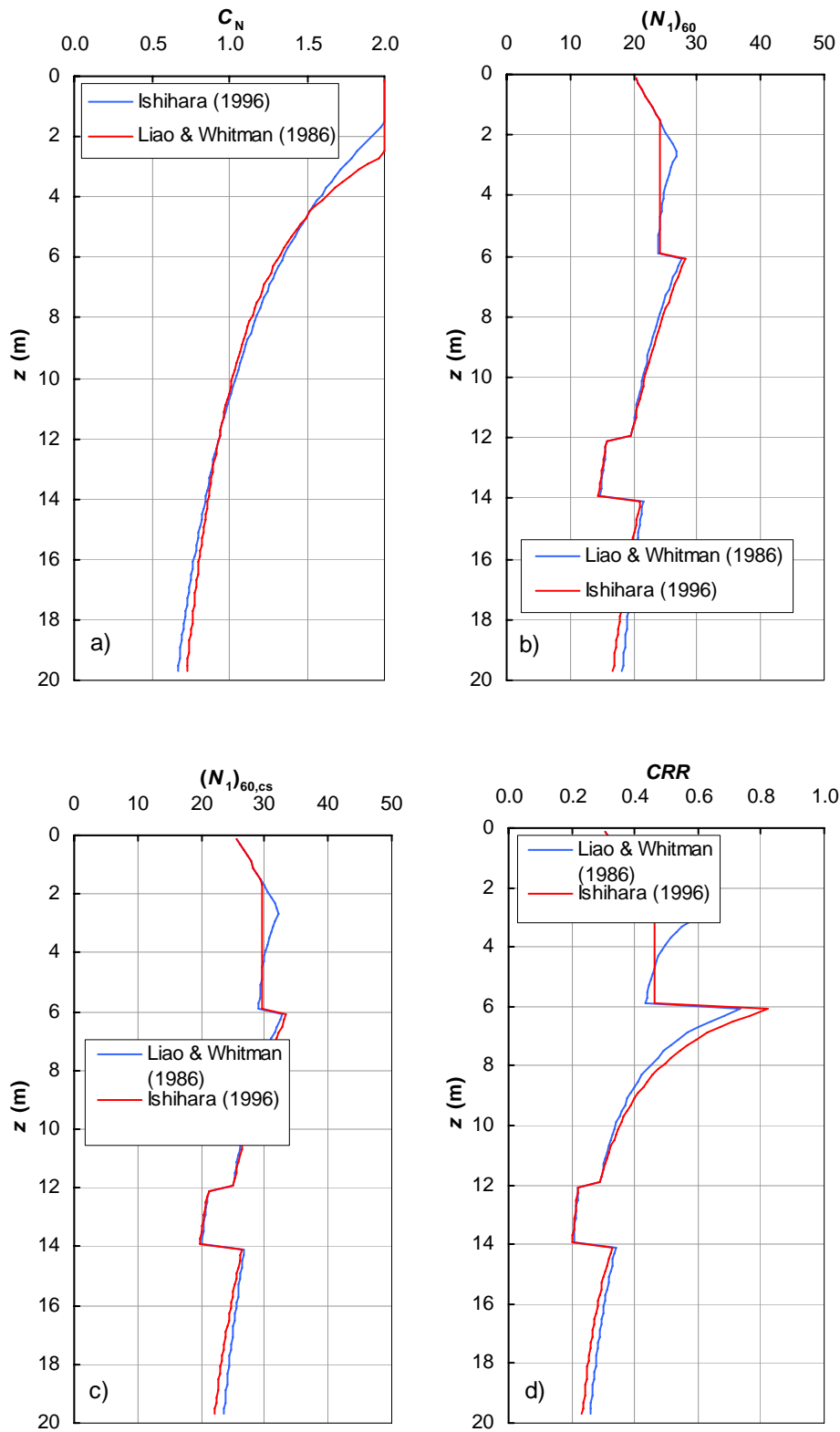


Figura 13 - a) profilo del fattore correttivo C_N ;
 b, c) profilo della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ e corretta $(N_1)_{60,cs}$;
 d) profilo del rapporto di resistenza ciclica CRR .

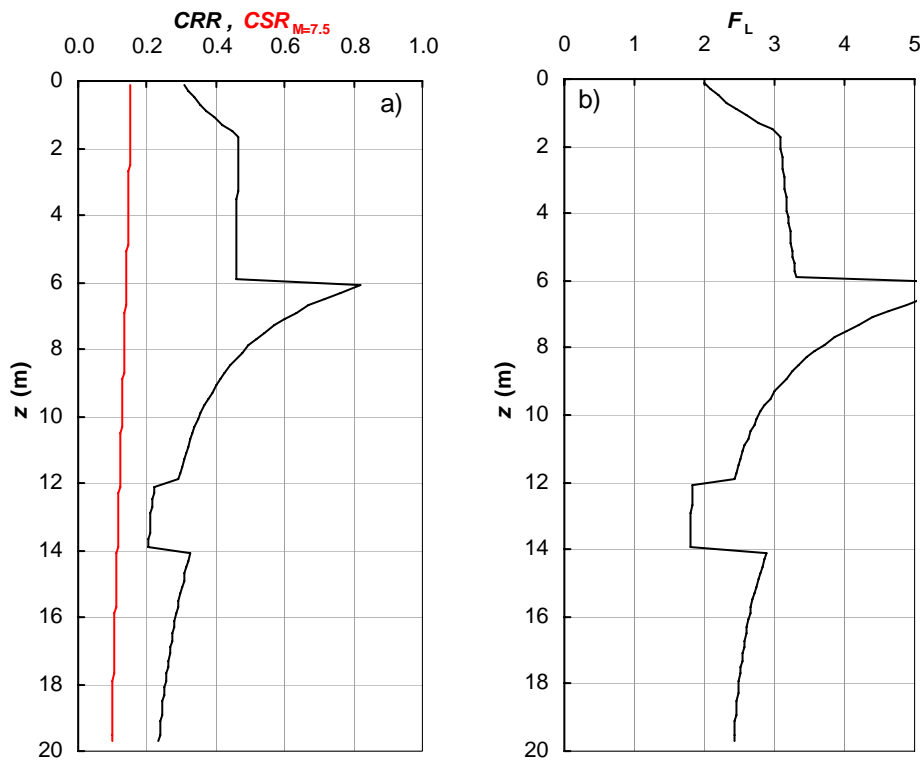
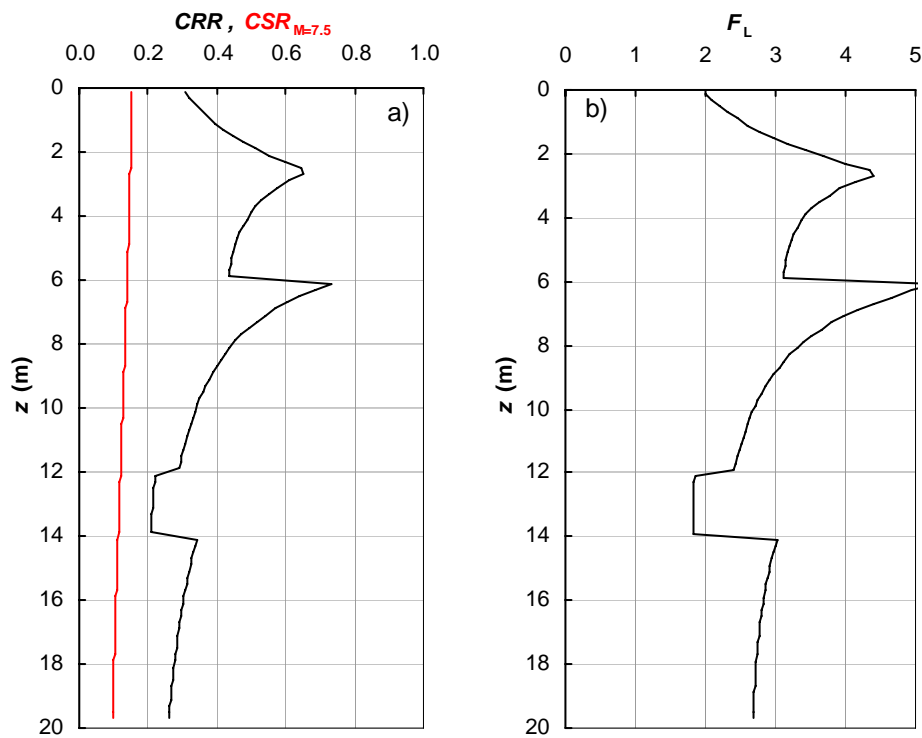


Figura 14 - Modalità di analisi A:
 a) sovrapposizione dei profili di $CSR_{M=7.5}$ e CRR ;



b) profili del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L .

Figura 15 - Modalità di analisi B:
 a) sovrapposizione dei profili di $CSR_{M=7.5}$ e CRR ;
 b) profili del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L .

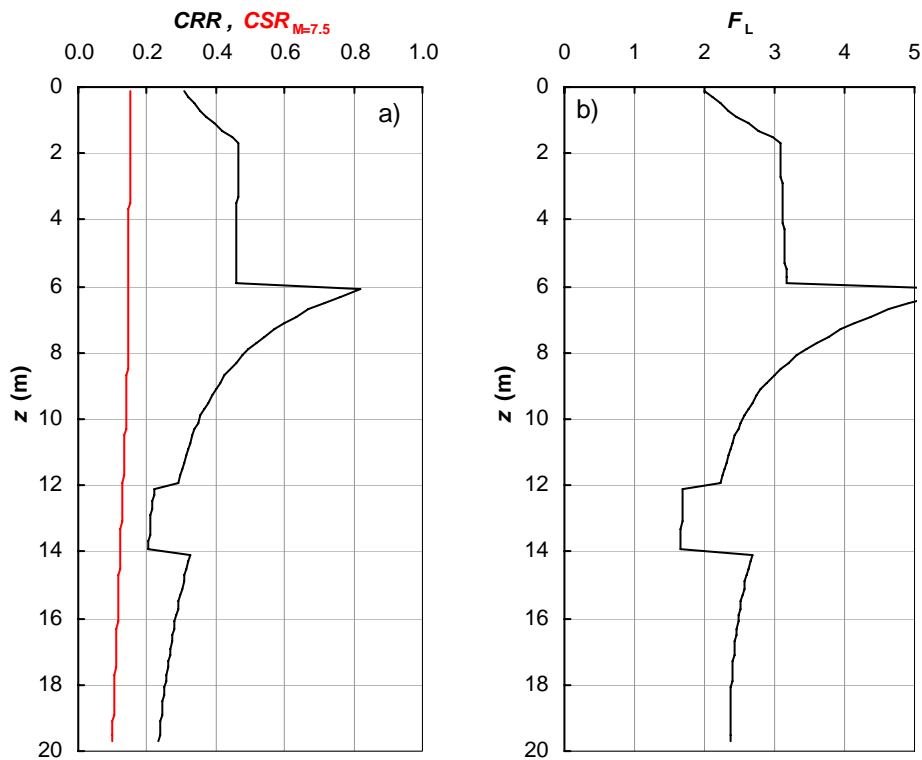
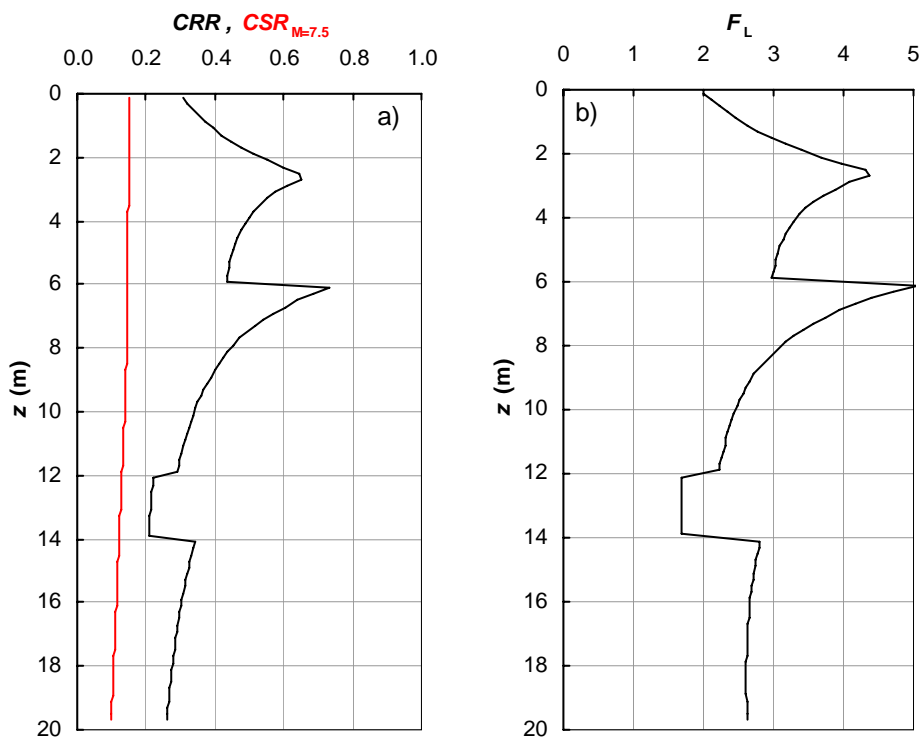


Figura 16 - Modalità di analisi C:
 a) sovrapposizione dei profili di $CSR_{M=7.5}$ e CRR;



b) profili del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L .

Figura 17 - Modalità di analisi D:
 a) sovrapposizione dei profili di $CSR_{M=7.5}$ e CRR;
 b) profili del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L .

9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- A.G.I. (1977). Associazione Geotecnica Italiana. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- A.G.I. (2005). Aspetti geotecnici della progettazione geotecnica in zona sismica. Linee Guida. Edizione provvisoria Marzo 2005. Patron Bologna, Editore.
- Bolton M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 1, 65-78.
- Boschi E., Ferrari G., Gasperini P., Guidoboni E., Smriglio G., Valensise G. (1995): Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a . C. al 1980. Istituto Nazionale di Geofisica. Roma.
- D.M. 14.01.08. Norme tecniche per le costruzioni.
- De Mello V.F.B., 1971. The standard penetration test. State of the Art Paper, 4th Pan. Conf. SMFE, San Juan, Puerto Rico, 1, 1-86.
- Idriss I.M., Boulanger R., 2004. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proceedings of the 11th ICSDEE e 3rd ICEGE*, (Doolin et al. Eds.), Berkeley, CA, USA (1) 32 -56.
- Ishihara K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford Science Publications.
- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Yasuda S., Sato H., 1982. Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. *Proc. 3rd. Int. Conf. on Microzonation*, Seattle, (3), 1319-1330.
- Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research institute, EL-6800, Research Project 1493-6.
- Liao S.S.C., Whitman R.V. (1986). Overburden correction factor for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No.3, pp.373-377.
- Meyerhof G.G., 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 82,1, 1-19.
- Muromachi T., Kobayashi S., 1982. Comparative study of static and dynamic penetration tests currently used in Japan. *Proc ESOPT-2*, Amsterdam.
- Schmertmann J.H., 1978. Guidelines for cone penetration performance and design. Report No. 78-209, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- Seed H.B., Idriss I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating oil liquefaction potential. *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. 97(9), 1249-1273.
- Sieberg A., 1930. *Geologie der Erdbeben*, Handbuch der Geophysik, 2, 4, 552-555.