AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETA' DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA E VERIFICA DI LIQUEFAZIONE

MI010P-PE-G-G-R-4108-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	F. Carnevale	F. Carnevale	G. Fiorini
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-G-G-R-4108-C0 Liquefazione.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:
PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA,
ESECUZIONE DEI LAVORI
DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE
DEL PORTO DI VADO LIGURE
E GESTIONE DELLA PARTE
RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA
E VERIFICA DI LIQUEFAZIONE

INDICE

BIBLIOGRAFIA 10

1. INTRODUZIONE 11
2. OGGETTO E SCOPO 12
3. CONCLUSIONI 13
   - 3.1. Azione sismica 13
   - 3.2. Risposta sismica locale 14
   - 3.3. Calcolo dinamico delle strutture 15
   - 3.4. Analisi di liquefazione 16
4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 17
5. SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI RAPPRESENTATIVI DELL'ECCITAZIONE SISMICA 18
   - 5.1. Definizione della pericolosità al sito da indicazioni delle Norme Tecniche (D.M. 14/01/2008) 18
6. IPOTESI ADOTTATE NELLA MODELLAZIONE 30
   - 6.1. Premessa 30
   - 6.2. Carichi applicati 30
   - 6.3. Incremento di rigidezza del terreno consolidato dalle inclusioni 31
   - 6.4. Descrizione idromeccanica 32
   - 6.5. Commenti 32
7. PROPRIETA' DEI SUOLI 33
   - 7.1. Moduli elastici iniziali e velocità di propagazione delle onde di taglio 33
   - 7.2. Modello costitutivo adottato per il comportamento dei terreni in condizioni di carico ciclico 41
8. ANALISI DI PROPAGAZIONE E RISULTATI 44
9. VERIFICA A LIQUEFAZIONE 59
   - 9.1. Generalità 59
   - 9.2. Considerazioni relative al caso oggetto di studio 59
   - 9.3. Valutazione dello sforzo di taglio ciclico indotto dal terremoto nei terreni di fondazione 60
   - 9.4. Valutazione della resistenza a liquefazione dei terreni di fondazione 61
   - 9.5. Verifica a liquefazione per l'area a giorno 72
   - 9.6. Considerazioni conclusive 78

APPENDICE A - ACCELEROGRAMMI SCELTI 79

APPENDICE B - MODELLO COSTITUTIVO DI HUJEUX 88
   - B.1 LEGGE COSTITUTIVA DI HUJEUX 89
   - B.2 DEFORMAZIONI ELASTICHE 89

B.3 DEFORMAZIONI PLASTICHE 90
B.4 DESCRIZIONE DEI PARAMETRI 91

ELENCO FIGURE

Fig. 5.1 - Vado Ligure -Nuova piastra multifunzionale - Effetti macrosismici del terremoto del 1887 (M_w = 6.3) e coordinate geografiche dell'area di progetto 21
Fig. 5.2 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Spettri di risposta elastici in accelerazione per le diverse categorie di sottosuolo, ancorati ai rispettivi valori di accelerazione massima, definite per un periodo di ritorno pari a 475 (sopra) e 975 (sotto) anni. 25
Fig. 5.3a - Vado Ligure -Nuova piastra multifunzionale -Spettri di risposta elastici di accelerazione (smorzamento 5%) degli accelerogrammi scelti per le analisi di propagazione 1D, e relativo spettro medio (a tratto nero continuo) per Tr = 475 anni. Gli accelerogrammi sono scalati all'accelerazione di riferimento su suolo di categoria B (0.069g), e confrontati con lo spettro di norma sempre per suoli di categoria B, (Norme Tecniche 14/1/2008). 26
Fig. 5.4a - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Valore medio (± *1 s.q.m.)* degli spettri di risposta della a, a confronto con lo spettro di risposta elastico di cui alle Norme Tecniche edizione 14/01/2008, per suoli di Categoria B. Tr = 475 anni 28
Fig. 7.1 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Profilo di V_s ricavato dalle prove CPTU 36
Fig. 7.2 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Migliore stima del profilo di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs sulla base dei risultati delle indagini geotecniche e geofisiche disponibili. 37
Fig. 7.3 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Profili della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs con e senza applicazione del carico indotto dalla banchina del terminal container. 40
Fig. 7.4 - Vado Ligure -Nuova piastra multifunzionale -Confronto tra prova sperimentale di tipo triassiale ciclico e relativa simulazione numerica in termini di riduzione del modulo elastico in funzione della deformazione assiale (in singola ampiezza). Parametri del modello dinamico del terreno di fondazione tra 0 e 12 m di profondità (0 e 15 m nel caso delle analisi comparative) 43
Fig. 8.1 - Vado Ligure -Nuova piastra multifunzionale - Reticolo di calcolo, suddivisione stratigrafica e dimensioni principali del modello di colonna di terreno. 45
Fig. 8.2 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Fasi di calcolo. 46

Fig. 8.3a - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Risultati delle analisi di propagazione 1D. Spettro di risposta medio dei segnali analizzati e spettri relativi ai singoli accelerogrammi. Gli spettri, riferiti alla quota di fondale e ad uno smorzamento x=5%, sono confrontati con lo spettro di Norma (NT2008) per Categoria di suolo D (Tr=475 anni). 49

Fig. 8.4a - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Risultati delle analisi di propagazione 1D. Spettro medio dei segnali analizzati, variazione dello stesso (± 1 sqm) e inviluppo semplificato (linea azzurra). Gli spettri, riferiti alla quota di fondale e ad uno smorzamento x=5%, sono confrontati con lo spettro di Norma (NT2008) per Categoria di suolo D (Tr=475 anni). 51

Fig. 8.5a - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Risultati delle analisi di propagazione 1D. Variazione dell'accelerazione di picco con la profondità in termini di valore medio e scarto quadratico medio (Tr=475 anni) 53

Fig. 8.6 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Risultati delle analisi di propagazione 1D. Influenza dello spessore Sl degli strati limoso-sabbiosi sulla risposta sismica locale: confronto tra Sl=12m (ipotesi di progetto, linee nere) e Sl=15m (linee rosse) per tre accelerogrammi scelti tra quelli analizzati. 55

Fig. 8.7 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Risultati delle analisi di propagazione 1D. Influenza dello spessore Sl degli strati limoso-sabbiosi sulla risposta sismica locale: confronto tra Sl=12m (ipotesi di progetto) e Sl=15m in termini di spettri medi su tutti gli accelerogrammi analizzati. 56

Fig. 9.2 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Andamento della resistenza alla liquefazione con la profondità dal fondale 65

Fig. 9.3 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Planimetria con Ubicazione indagini 66

Fig. 9.4 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Andamento del CRR con la profiondità 67

Fig. 9.6 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Confronto tra sollecitazione e resistenza ciclica con la profondità - CPTUs1 73

Fig. 9.7 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Confronto tra sollecitazione e resistenza ciclica con la profondità - CPTUs7 74

Fig. 9.8 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Confronto tra sollecitazione e resistenza ciclica con la profondità - CPTUs8 75

Fig. 9.9 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Confronto tra sollecitazione e resistenza ciclica con la profondità - CPTUs12 76

Fig. 9.10 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale - Confronto tra sollecitazione e resistenza ciclica con la profondità - CPTUs15 77

ELENCO TABELLE

Tab. 5-1 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Sismicità storica nell'area estesa nell'intorno di Genova e Savona (da Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, CPTI04 - Gasperini et al. 2004). 19

Tab. 5-2 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Accelerazione di riferimento su suolo rigido per il sito del Porto di Vado Ligure da interpolazione dei dati di Tabella 1, allegata alle Norme Tecniche 14/01/2008. 22

Tab. 5-3a - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Caratteristiche salienti degli accelerogrammi selezionati (Tr = 475 anni) 22

Tab. 7-1 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Valori del modulo di taglio alla pressione di riferimento G_{ref} (p'_{ref} = 100 kPa), e dell'esponente della legge di variazione con la pressione efficace media, in presenza del carico in superficie (100 kPa), impiegati nelle analisi. 38

Tab. 8-1 - Vado Ligure - Nuova piastra multifunzionale -Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento ξ = 5%. 57

ELENCO SIMBOLI

γ (kN/m³)	=	peso di volume totale
$\bar{\gamma}$	=	peso di volume sommerso
w_n (%)	=	contenuto naturale d'acqua
LL (%)	=	limite liquido
LP (%)	=	limite plastico
IP (%)	=	indice di plasticità
CF (%)	=	frazione argillosa = % in peso ≤ 2 μm
A (-)	=	indice di attività = IP/CF
IC (-)	=	indice di consistenza = $(LL-w_n)/IP$
G_s (-)	=	peso specifico dei grani
n (%)	=	porosità
e_o (-)	=	indice dei vuoti in sito
DR (%)	=	densità relativa
σ_v (MPa)	=	pressione verticale totale
σ'_v(MPa)	=	pressione verticale efficace
u (MPa)	=	pressione neutra
σ_{vo} (MPa)	=	pressione verticale totale in sito
σ'_{vo} (MPa)	=	pressione verticale efficace in sito
u_o (MPa)	=	pressione neutra riferita al livello del mare
Δu (MPa)	=	sovrappressione neutra
$\sigma'_{v\,max}$ (MPa)	=	pressione di preconsolidazione
c_u (kPa)	=	resistenza al taglio non drenata non consolidata
c' (kPa)	=	coesione, in sforzi efficaci
ϕ' (°)	=	angolo di attrito, in sforzi efficaci
ϕ'_{cv} (°)	=	angolo di attrito critico a volume costante
E_{01} (MPa)	=	modulo di elasticità a 0,1% deformazione verticale
E (MPa)	=	modulo di deformazione ≅ E_{01}
E_{max} (MPa)	=	modulo di deformazione iniziale (deformazione 1E-6%)
E_m (MPa)	=	modulo pressiometrico
E_R (MPa)	=	modulo di ricompressione
G (MPa)	=	modulo di taglio

G_{max} (MPa)	=	modulo di taglio iniziale (deformazione 1E-6)
CR (-)	=	rapporto di compressione edometrica

RR (-)	=	rapporto di ricompressione edometrica
Cα (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di compressione vergine
Cαr (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di ricompressione
M_c (MPa)	=	modulo edometrico di compressione vergine
M_r (MPa)	=	modulo edometrico di ricompressione
ν (-)	=	coefficiente di Poisson
pa (MPa)	=	pressione atmosferica
g (m/s²)	=	accelerazione di gravità
V_s (m/s)	=	velocità delle onde di taglio
V_p (m/s)	=	velocità delle onde longitudinali
K_o (-)	=	coefficiente di spinta a riposo
OCR (-)	=	grado di sovraconsolidazione

T_r(anni)	=	periodo di ritorno
T (sec)	=	periodo
a_g (g)	=	accelerazione orizzontale
Sa (g)	=	accelerazione orizzontale spettrale

PROVA SPT

N_{SPT} (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT per la penetrazione di 0,3 m (= 1 piede)
N_1 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT normalizzato
N_{60} (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi corrispondente al 60% dell'energia di battitura nominale
$(N_1)_{60}$ (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi normalizzato (N_1) corrispondente al 60% dell'energia nominale

PROVA PENETROMETRICA STATICA

$q_{c/m}$ (MPa)	=	resistenza alla punta misurata
$u_{/m}$ (MPa)	=	pressione neutra misurata
$f_{s/m}$ (MPa)	=	resistenza laterale misurata

q_c (MPa) = resistenza alla punta al netto della pressione idrostatica sul fondale = $\gamma_w z_f$

u (MPa) = pressione neutra al netto della pressione idrostatica sul fondale = $\gamma_w z_f$

f_s (MPa) = resistenza laterale corretta

z_f (m) = profondità del fondale dal medio mare

BIBLIOGRAFIA

[1] Assimaki D., Kausel E. e Whittle, A. (2000), "Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 859-869.

[2] Baez J. I. (1995), " A design model for the reduction of soil liquefaction by using vibro-stone columns", Ph.D. thesis, University of Southern California.

[3] Boulanger R.W., Idriss I.M. (2007), "Evaluation of cyclic softening in silts and clays", ASCE JGGE, June 2007.

[4] Hujeux J. C. (1985) - Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In Genie Parasismique, ed. V. Davidovici, Presses ENPC, 287-302.

[5] Hujeux, J.C. (1989), A stress-strain model for cyclic loading of soils, in Gefdyn Scientific Manual, Coyne & Bellier.

[6] Meletti C. (coord.), Progetto S1 - Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi - Mappe interattive della pericolosità sismica, http://esse1-gis.mi.ingv.it/.

[7] Modaressi et Al. (2006), Gefdyn Version 7.2.34 User Manual, Coyne & Bellier.

[8] Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, http://esse1.mi.ingv.it/d2.html

[9] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.

[10] Seed H.B., Harder Jr L.F. (1990) "SPT based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength" Proc. H.B. Seed Memorial Symp. Vol. 2 - BiTech Publishing, Vancouver, B.C. Canada

[11] Seed H.B., Idriss I.M., Arango I. (1983) "Evaluation of liquefaction potential using field performance data" - ASCE GT - Vol. 109 No. 3

[12] Stucchi, M., Camassi, R., Rovida, A., Locati, M., Ercolani, E., Meletti, C., Migliavacca, P., Bernardini, F. e Azzaro R., DBMI04 - Il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani, 2004. Sito web: http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/

1. INTRODUZIONE

Questa relazione prende in considerazione la determinazione dell'azione sismica di progetto per la Piastra Multifunzionale da realizzare a Vado Ligure, Savona.

L'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico, che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

A tal fine, per tenere conto in forma realistica delle condizioni in sito, anche in presenza della struttura della Piastra Multifunzionale, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata, analisi alle tensioni efficaci, applicando in superficie, fondale marino, un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici, velocità di propagazione delle onde di taglio V_s, è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito, prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico. Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale, per i due periodi di ritorno dell'azione sismica di progetto (475 e 975 anni). Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale 1D delle onde sismiche il moto del suolo in corrispondenza del fondale e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi, sono stati ricavati gli spettri di progetto medi da impiegare nelle verifiche di progetto.

La caratterizzazione del comportamento del materiale si basa, per quanto riguarda le relazioni costitutive dei terreni, su un modello non lineare ciclico, descritto nel successivo cap. 0, verificato con i risultati di prove triassiali cicliche, appositamente eseguite su campioni indisturbati del terreno di fondazione.

Sulla base dei risultati delle analisi di amplificazione locale sono state condotte le verifiche a liquefazione per i terreni di fondazione delle opere.

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto è la definizione del livello di rischio sismico nell'area di progetto in termini di accelerazione massima attesa al suolo.

Lo scopo è quello di definire l'amplificazione prodotta dai terreni di fondazione sopra quello che è considerato lo strato rigido, utilizzando accelerogrammi rappresentativi delle attese sollecitazioni sismiche, per verificare in questo modo ed integrare quanto imposto dalla normativa vigente in termine di coefficienti di amplificazione al sito.

L'analisi di risposta sismica locale viene presentata per l'intera area della Piastra Multi-funzionale, mentre le successive verifiche alla liquefazione dei terreni di fondazione si concentreranno solamente sulle opere appartenenti al secondo stralcio della progettazione, ovvero area a giorno della piattaforma.

3. CONCLUSIONI

Si riassumono di seguito gli elementi ottenuti dalla normativa per la definizione delle azioni sismiche nell'area di progetto e le conclusioni operative raggiunte con le analisi della risposta sismica locale.

3.1. Azione sismica

La valutazione dell'azione sismica è stata fatta secondo le prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008.

In relazione alle caratteristiche della piastra multifunzionale sono stati stabiliti i seguenti parametri significativi:

V_N = vita nominale della struttura = 50 anni

$V_R = C_u V_N$

classe d'uso = II

$C_u = 1$

$V_R = V_N = 50$ anni

Le probabilità di superamento P_{VR} degli stati limiti sono:

stati limiti di danno SLD: $P_{VR} = 63\%$

stati limiti di salvaguardia della vita SLV: $P_{VR} = 10\%$

stati limiti di prevenzione del collasso SLC: $P_{VR} = 5\%$.

A questi valori di P_{VR} corrispondono i seguenti periodi di ritorno T_r e quindi per il sito di Vado Ligure i seguenti valori di a_g, F_0, T_c^*.

P_{VR}	T_r	a_g	F_0	T_c^*
63	50	0.024	2.54	0.187
10	475	0.058	2.608	0.307
5	975	0.074	2.64	0.326

Per quanto riguarda la categoria del suolo ai sensi delle NTC2008, il terreno di fondazione allo stato attuale si inquadra nella categoria D, pur avendo talune caratteristiche dei depositi classificati come S1.

Secondo la normativa il coefficiente di sito consente di valutare il valore massimo dell'accelerazione al livello del fondale:

$a_{g|fondale} = a_g S_S S_T$

essendo S_T = coefficiente topografico = 1

$a_{g|fondale} = a_g S_S$

per T_r = 475 e 975 anni S_S vale:

per suolo D: $S_S = 1.8$

Di conseguenza, si ottiene per $a_{g|fondale}$:

$a_{g|fondale}$ = 0.104 per T_r = 475 anni

$a_{g|fondale}$ = 0.133 per T_r = 975 anni

Date le incertezze sulle caratteristiche di amplificazione dei terreni si è deciso di condurre uno studio di risposta sismica locale.

3.2. Risposta sismica locale

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato ritenuto opportuno verificare la risposta sismica locale utilizzando accelerogrammi rappresentativi della sismicità locale, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.

In questo modo è stato modellato il terreno di fondazione con le sue caratteristiche geotecniche e con lo spessore effettivo dei differenti strati di cui è composto.

Sono stati utilizzati accelerogrammi, scelti dalla banca dati mondiale, che meglio approssimano il grado di sismicità dell'area di Vado Ligure, sia in relazione al livello di accelerazioni indotte che al contenuto di frequenza, velocità e spostamenti al suolo.

Per T_r = 475 anni la massima accelerazione su suolo rigido a_g è pari a 0.058g, mentre per T_r = 975 è pari a 0.074g.

I terreni di fondazione della piastra multifunzionale di deposizione recente in alcune zone poggiano su una potente coltre alluvionale di sabbia e ghiaia, in altre su una più modesta coltre alluvionale seguita dall'argilla pliocenica.

In ambedue i casi la velocità V_s superiore a 360 m/s, che individua l'inizio di un suolo di categoria B, può farsi iniziare a circa 60 m di profondità dal fondale. Pertanto, gli accelerogrammi scelti per le loro caratteristiche (vedasi seguito) si devono considerare applicati ad un suolo di categoria B, per il quale la normativa definisce l'accelerazione massima al suolo tramite i coefficienti di sito S_S ed S_T, che nel presente caso risultano:

- per T_r = 475 anni, $S_S = 1.2$ ed $S_T = 1$, quindi $a_g = 0.058 \times 1.2 \times 1 = 0.069$g.

- per T_r = 975 anni, S_S = 1.2 ed S_T = 1, quindi a_g = 0.074×1.2×1 = 0.089g.

Pertanto gli accelerogrammi selezionati sono stati scalati a questo valore di accelerazione ed applicati, dopo procedura di deconvoluzione, al letto del profilo stratigrafico di spessore 60 m comprendente gli strati granulari L1, L2, SL e G.

L1 e L2 sono gli strati superficiali teneri prevalentemente limosi.

SL è lo strato sotto L2 di sabbia limosa poco addensata.

G è lo strato di ghiaia compatta.

L'analisi dinamica svolta con il modello di propagazione monodimensionale 1D ha prodotto lo spettro di risposta a livello del fondale.

Lo spettro ottenuto al piano del fondale dalle analisi di risposta sismica locale condotte, è stato confrontato con quello di normativa relativo al suolo di categoria D, per i due periodi di ritorno considerati (si vedano a tale riguardo le a e b, osservando quanto segue:

- per T_r = 475 anni

- la risposta sismica locale è più amplificata di D per 0.3s ≤ T ≤ 0.75s, mentre è meno amplificata per T > 0.75s;
- nel terreno di fondazione l'amplificazione dell'accelerazione orizzontale si verifica solo nei primi 12 m, con valore medio di $a_{g\ max}$ fino a 0.15g, costante su tutti i 12 m;
- i primi 12 m rappresentano nel profilo medio adottato per l'analisi 1D gli strati L1, L2, Sl che stanno sopra lo strato di ghiaia G e/o all'argilla compatta pliocenica.

- per Tr = 975 anni

- la risposta sismica locale induce una amplificazione significativamente maggiore rispetto al caso di Tr=475, dovuta ragionevolmente al comportamento fortemente non lineare dei terreni attraversati;
- tale amplificazione riguarda sia il valore di PGA, che raggiunge 0.2-0.21g, sia lo spettro nell'intervallo di periodi compreso tra circa 0.3s a 1.0s, dove lo spettro risultato delle analisi è decisamente superiore alle indicazioni di normativa.

3.3. Calcolo dinamico delle strutture

Per il calcolo dinamico delle strutture si utilizzeranno quindi gli spettri forniti in in funzione di T, periodo in secondi, ed espressi in termini di Sa, valore dello spet-

tro di risposta in accelerazione espresso in g. Gli spettri sono elastici, e calcolati per uno smorzamento del 5%.

Gli spettri così definiti saranno applicati alle strutture come di seguito indicato:

a) alla base dei cassoni a giorno;

b) alla base dei cassoni reggispinta;

c) sulla superficie del rilevato a quota 4.50 m s.l.m.m. e comunque alla base di qualunque struttura fondata nel rilevato

Il punto c) si giustifica in quanto la frequenza del rilevato è maggiore o uguale a 10 Hz, quindi con un periodo inferiore a 0.1s, pertanto in relazione al calcolo delle strutture non modifica lo spettro definito al fondale in modo apprezzabile.

3.4. Analisi di liquefazione

Si è provveduto a fornire le verifiche a liquefazione per il terreno di fondazione della Piastra Multifunzionale con riferimento allo stato limite di salvaguardia (SLV), ovvero considerando un sisma con periodo di ritorno 475 anni.

La resistenza a liquefazione dei terreni è stata valutata con riferimento alle prove CPTu condotte nel 2006 e nel 2011 e considerando il criterio di Boulanger e Idriss del 2007. È stata considerata, poi, nelle verifiche, la presenza delle inclusioni rigide che assorbono parte della sollecitazione sismica, scaricando di fatto il terreno di fondazione, in particolare si è dimostrato come le inclusioni assorbano il 51% del carico sismico.

La verifica è stata condotta semplicemente per l'area dei cassoni a giorno in quanto per le aree esterne alla piattaforma valgono le considerazioni già espresse nelle precedenti fasi di progetto.

Le analisi hanno mostrato che per l'intera area a giorno il terreno di fondazione tra inclusioni è sottoposto a sollecitazioni indotte dal sisma che sono inferiori alla resistenza del terreno naturale per tutta la profondità interagente con le opere.

Si può concludere, quindi, che a seguito delle attività costruttive, del consolidamento dei terreni di fondazione mediante l'esecuzione di inclusioni rigide e del cronogramma lavori previsto per l'esecuzione delle opere, sotto l'area a giorno della piastra multifunzionale i terreni di fondazione L1, L2, SL non sono a rischio liquefazione per l'azione sismica indotta dal terremoto con periodo di ritorno pari a 475 anni.

4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Sono di seguito presentati i documenti di riferimento e le fonti da cui sono state attinte informazioni geotecniche complementari alle indagini geognostiche di stretta pertinenza della Piastra Multifunzionale:

[1] MI010P-PE-GGR-1100-C1 - Campo prova area rilevato Relazione prove di laboratorio ed in situ

[2] MI010P-PE-GGR-1101-C1 - Campo prova area rilevato Relazione prove di laboratorio ed in situ allegato: procedure di prova e certificati del laboratorio

[3] MI010P-PE-GGR-1201-C0- Relazione geologica ed evoluzione geomorfologica dell'area di progetto.

[4] MI010P-PE-GGR-1202-C0 - Relazione geotecnica e caratterizzazione dei terreni di fondazione

[5] MI010P-PE-GGR-1203-C0-Allegato A - Indagini geognostiche e prove pregresse

[6] MI010P-PE-GGR-1204-C0-Allegato B - Indagini geognostiche e prove per il progetto della Piastra

[7] MI010P-PE-GGR-1205-C0-Allegato C - Cartografia analitica sui caratteri fisici dei suoli

[8] MI010P-PE-GGR-1206-C0-Elaborati grafici

[9] Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008

[10] Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008, Circolare del 2/2/2009

[11] Studio Geotecnico Italiano - Definizione dell'input sismico da analisi non lineari di propagazione 1D - 07763-008R01E02-CAE/FAC/ac - 19/11/2008

5. SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI RAPPRESENTATIVI DELL'ECCITAZIONE SISMICA

5.1. Definizione della pericolosità al sito da indicazioni delle Norme Tecniche (D.M. 14/01/2008)

La Piastra Multifunzionale è localizzata in una zona, la costa ligure occidentale, con sismicità classificabile da bassa a moderata, procedendo da Est verso Ovest. Tuttavia, sono stati storicamente risentiti nell'area eventi sismici importanti, si veda la per un estratto di interesse del catalogo sismico, tra i quali assume notevole rilievo il terremoto della Liguria Occidentale del 23 febbraio 1887. Per tale evento, originato fuori costa nell'Imperiese, è stata stimata una magnitudo momento M_w pari a 6.3, affetta peraltro da rilevante incertezza. I risentimenti, di intensità MCS anche elevata, sono stati osservati dalla provincia di Imperia fino al Savonese. Si veda a tale riguardo la , tratta dal Database Macrosismico Italiano DBMI04 - Stucchi et al., 2004.

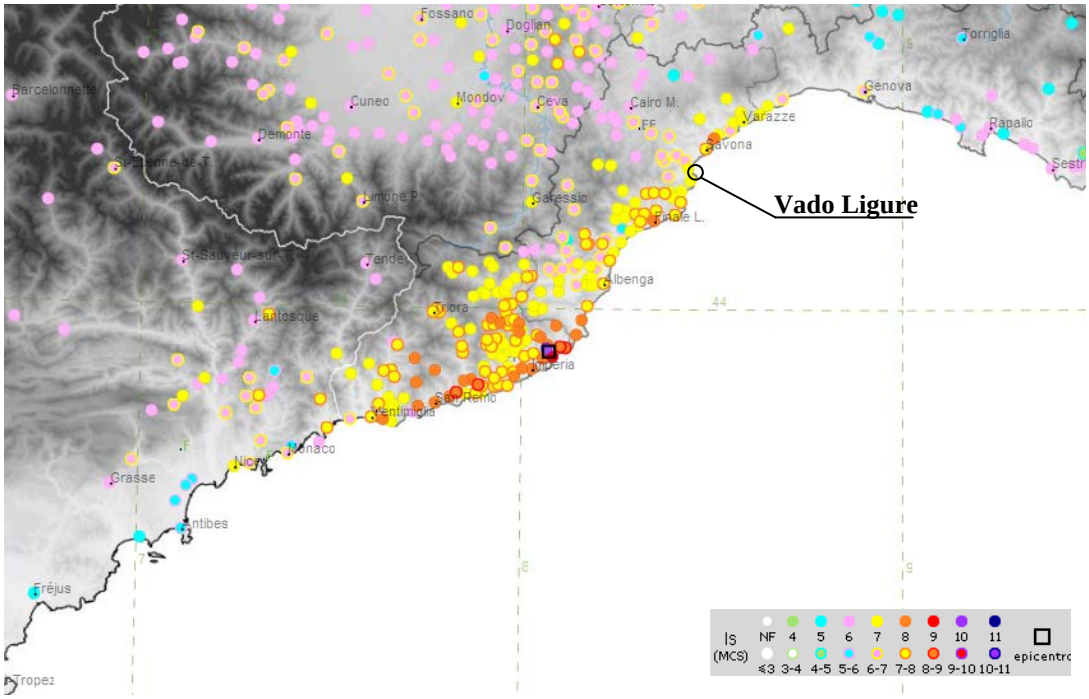
Con le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, la definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione "ancorato" al valore a_g, ordinata spettrale a periodo T=0, facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza della stessa azione sismica, nel periodo di riferimento V_R per la struttura. La forma di tale spettro è definita, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido, sottosuolo di Categoria A:

- a_g accelerazione orizzontale massima del suolo al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

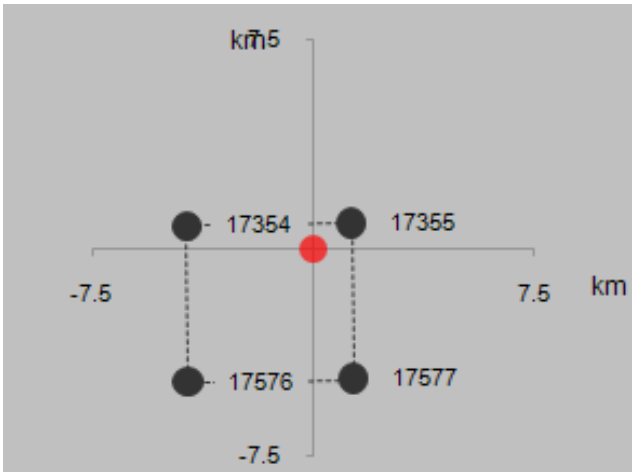
Nella Tabella allegata al testo delle NT2008 sono riportati i valori dei suddetti parametri in funzione delle coordinate geografiche, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio: i valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione lineare sui quattro punti adiacenti, .

TAB. 5-1 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -SISMICITÀ STORICA NELL'AREA ESTESA NELL'INTORNO DI GENOVA E SAVONA (DA CATALOGO PARAMETRICO DEI TERREMOTI ITALIANI, CPTI04 - GASPERINI ET AL. 2004).

Evento	Data	Mw	Coordinate epicentrale	
			Latitudine	Longitudine
Genova	15/08/1182	4.8	44.419	8.898
Genova	08/01/1217	4.6	44.419	8.898
Savona	--/11/1537	4.8	44.307	8.480
Valle Scrivia	22/10/1541	5.5	44.761	8.909
Savona	31/07/1547	4.6	44.307	8.480
Savona	03/05/1549	5.0	44.307	8.480
Alba	14/05/1549	4.8	44.667	8.000
Gavi	30/04/1680	5.2	44.688	8.803
Mar ligure	21/11/1751	4.8	44.250	9.250
Pavia	36/05/1749	4.8	44.804	9.029
Genova	07/02/1767	5.1	44.548	8.681
Alba	24/11/1786	4.6	44.693	8.033
Mar ligure	05/09/1807	4.8	44.000	8.500
Liguria Occidentale	23/02/1818	5.6	43.920	8.034
Liguria Occidentale	08/01/1819	5.3	44.050	8.200
Valle dello Staffora	09/10/1828	5.7	44.820	9.050
Appennino Ligure	15/02/1882	4.8	44.652	9.113
Liguria Occidentale	**23/02/1887**	**6.3**	**43.920**	**8.070**
Albenga	16/10/1896	4.9	43.909	7.872
Novi Ligure	07/12/1913	4.7	44.744	8.863
Genova	21/09/1924	4.6	44.400	8.950
Valle dello Staffora	29/06/1945	5.2	44.830	9.130
Varzi	15/12/1945	4.8	44.831	9.117
S. Maria Taro	26/01/1959	4.6	44.500	9.500
Capriata	15/03/1965	4.6	44.700	8.700
Borghetto	18/04/1968	4.6	44.083	8.017
Calizzano	07/09/1968	4.8	44.233	8.200
Finale	31/12/1970	4.8	44.217	8.333
Mar Ligure	25/09/1971	4.7	44.233	8.683
Riviera di Ponente	18/01/1972	4.8	44.203	8.163
Maggiorasca	05/06/1973	4.6	44.517	9.567
Maggiorasca	22/08/1976	4.6	44.567	9.500
Alessandrino	21/08/2000	4.9	44.769	8.433



Intensità osservate in conseguenza del terremoto del 1887 (Mw=6.3) con epicentro nella Liguria occidentale, Imperia (elaborazione tratta dal catalogo DBMI04, Stucchi et al., 2004).



Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti.

FIG. 5.1 - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - EFFETTI MACROSISMICI DEL TERREMOTO DEL 1887 (M_W = 6.3) E COORDINATE GEOGRAFICHE DELL'AREA DI PROGETTO

Per il sito di progetto, l'interpolazione condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576 conduce a valori di accelerazione pari a 0.058g e 0.074g, rispettivamente per un periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 475 e 975 anni (si veda a tale riguardo la).

Nella seguente per questi valori di a_g sono riportati gli spettri di risposta per le categorie di suolo A, B, C, D, per i due periodi di ritorno considerati.

Una ricerca approfondita nelle basi di dati accelerometrici nazionali ed internazionali ha condotto, sulla base della forma e dell'ampiezza degli spettri di risposta di norma, ad individuare come idonei, per le analisi previste da questo studio, gli accelerogrammi le cui caratteristiche di interesse sono sintetizzate in a e 5.3b, rispettivamente per Tr=475 e 975 anni. Oltre ai criteri elencati più sotto, il requisito principale è che la forma dello spettro medio di risposta in accelerazione dell'insieme degli accelerogrammi prescelti si avvicini il più possibile a quella dello spettro delle norme su suolo di tipo B.

I risultati delle indagini condotte in sito, ed i profili stratigrafici conseguenti, infatti non indicano la presenza entro le profondità indagate di un substrato rigido, Vs > 800 m/s.

Di conseguenza, gli accelerogrammi scelti sono stati applicati su suolo di Categoria B (NT2008), ossia aventi valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s.

Tali accelerogrammi sono stati individuati sulla base delle caratteristiche del terremoto della Liguria occidentale del 1887 assumendo:

1. Una distanza epicentrale rispetto alla zona origine del terremoto compresa tra 50 e 70 Km, per il periodo di ritorno più breve (475 anni). Per Tr=975 anni sono stati selezionati eventi potenzialmente più prossimi, basandosi sulla distanza minima del sito dalla sorgente sismogenetica di Imperia ITIS130 (da catalogo DISS3.0 delle faglie potenzialmente attive), pari a 38-40Km.
2. Un intervallo di magnitudo momento Mw compreso tra 6.2 e 6.6.
3. Valori di velocità di picco maggiore o uguale a 5 cm/s, per tenere conto correttamente dell'intensità dell'ordine del VII grado MCS risentita nel terremoto del 1887.
4. Valori di accelerazione di picco compresi tra 0.05 e 0.1g per Tr=475 anni e 0.03 e 0.15g per Tr =975 anni.

Gli accelerogrammi selezionati in base a tutti i precedenti requisiti sono illustrati nelle figure in Appendice A.

Nel caso di suolo di categoria B, per entrambi i periodi di ritorno considerati, il coefficiente di sito S_s è pari a 1.2 e quello topografico S_t = 1. Pertanto, gli accelerogrammi sono stati scalati a valori di accelerazione di picco pari a 0.069g e 0.089g, rispettivamente per Tr=475 e 975 anni.

In a,b ed in a,b, gli spettri di risposta degli accelerogrammi prescelti sono confrontati allo spettro di progetto prescritto dalle NTC 2008 per suolo di Categoria B. Si osserva come gli accelerogrammi in questione forniscano uno spettro medio che approssima da vicino quello delle Norme per gran parte dell'intervallo di periodi di vibrazione di interesse. Tale osservazione vale in particolare per il periodo di ritorno più lungo (975 anni, Figure 5.3b e 5.4b): lo spettro medio degli accelerogrammi scelti ricalca sostanzialmente il riferimento normativo in tutto l'intervallo 0. -1.5s.

TAB. 5-2 - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO PER IL SITO DEL PORTO DI VADO LIGURE DA INTERPOLAZIONE DEI DATI DI TABELLA 1, ALLEGATA ALLE NORME TECNICHE 14/01/2008.

T	a_g,g	F_o	T^*_c
30	0.019	2.576	0.159
50	0.024	2.540	0.187
72	0.029	2.542	0.208
101	0.033	2.567	0.225
140	0.037	2.587	0.249
201	0.042	2.568	0.275
475	0.058	2.608	0.307
975	0.074	2.640	0.326
2475	0.101	2.686	0.342

TAB. 5-3A - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -CARATTERISTICHE SALIENTI DEGLI ACCELEROGRAMMI SELEZIONATI (Tr = 475 ANNI)

Accelerogramma		Terremoto Data	Magnitudo	Stazione	Distanza Epicentrale Km	Componente	a_{max} g	v_{max} cm/s
Rif. N.	Sigla identificativa							
1	FKO008NS	Giappone 20/03/2005	6.6 (Mw)	Soeda	66	NS	0.12	9.9
2	FKO010EW			Amagi	58	EW	0.10	6.5
3	FKO010NS					NS	0.08	5.0
4	SAG004NS			Imari	59	NS	0.09	5.0
5	WRITWDN90	Big Bear California 28/06/1992	6.4 (Ms)	Nielson Ranch	68	90°	0.06	2.7
6	LBC360	Northridge California 17/01/1994	6.7 (Ms)	City Hall	57	360°	0.051	4.0
7	GRA344			Covina	60	344°	0.062	6.9

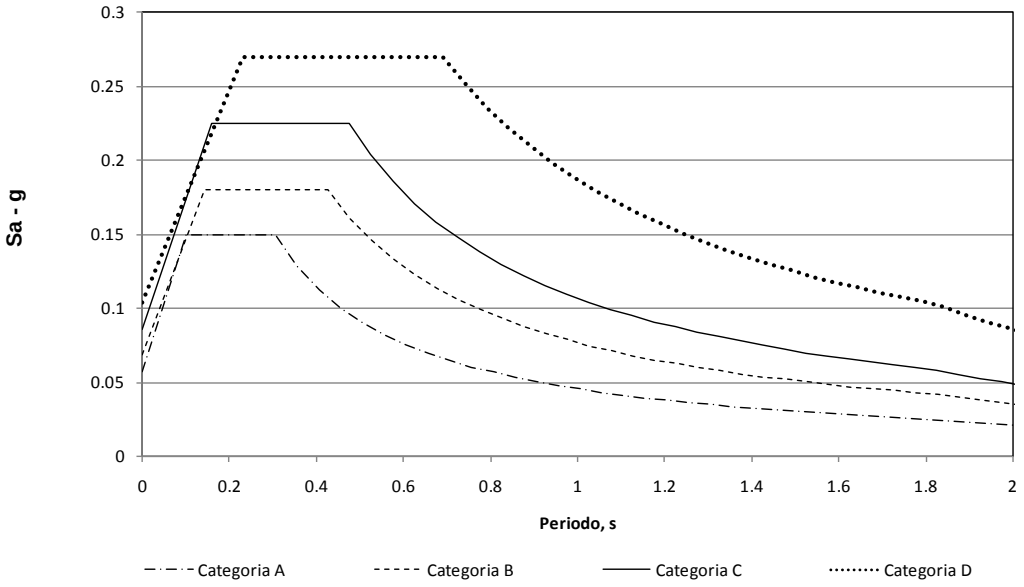
8	CHY086-E	Chi-Chi (replica) Taiwan 22/09/1999	6.20	CHY086	71	EW	0.054	3.6
9	CHY086-N					NS	0.063	6.2
10	TTN051-N			TTN051	70	NS	0.073	4.4

TAB. 5.3B - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -CARATTERISTICHE SALIENTI DEGLI ACCELEROGRAMMI SELEZIONATI (TR=975 ANNI)

Accelerogramma		Terremoto Data	Magnitudo	Stazione	Distanza Epicentrale Km	Componente	a_{max} g	v_{max} cm/s
Rif. N.	Sigla identificativa							
1	49_xa	Friuli 06/05/1976	6.5 (M_w)	ST14	42	XA	0.064	8.67
2	227_xa	Montenegro (replica) 24/05/1979	6.2 (M_w)	ST63	55	XA	0.034	2.39
3	1722_ya	Dinar 01/10/1995	6.4 (M_w)	ST546	51	YA	0.058	4.15
4	5850_ya	Strofades 18/11/1997	6.6 (M_w)	ST171	38	YA	0.116	7.92
5	6144_ya	Aigion 15/06/1995	6.5 (M_w)	ST1332	42	YA	0.041	4.37
6	KGS0089703261731.EW	Kyushu 26/03/1997 17:31	6.3	KGS008	33	EW	0.097	13.1
7	KMM0229726031731.EW	Kyushu 26/03/1997 17:31	6.3	KMM022	39	EW	0.066	4.52

SPETTRI DI RISPOSTA PER SUOLI DI CATEGORIA A-B-C-D

T_r = 475 anni a_g su suolo rigido = 0.058g



T_r = 975 anni a_g su suolo rigido = 0.074g

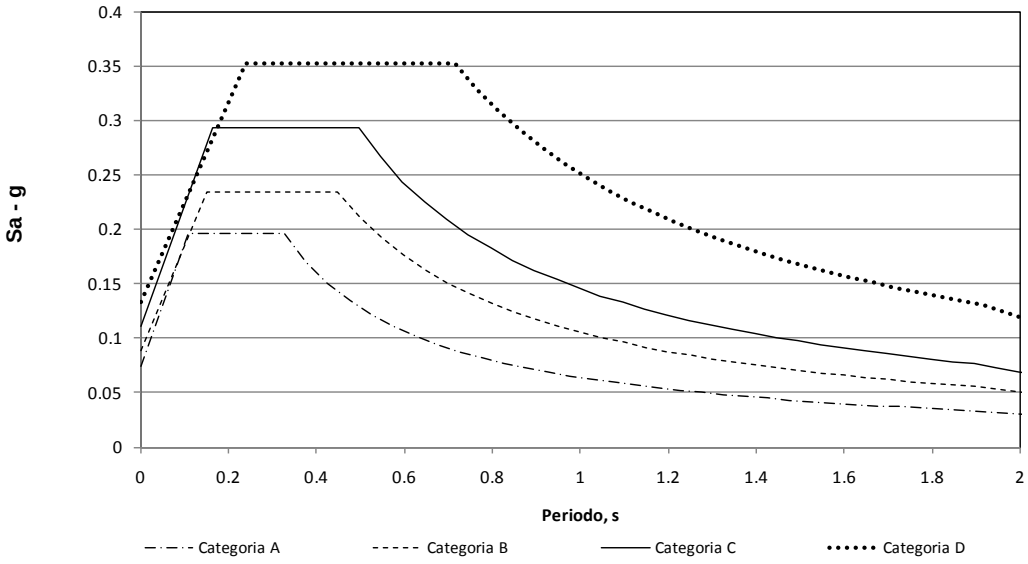


FIG. 5.2 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE PER LE DIVERSE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO, ANCORATI AI RISPETTIVI VALORI DI ACCELERAZIONE MASSIMA, DEFINITE PER UN PERIODO DI RITORNO PARI A 475 (SOPRA) E 975 (SOTTO) ANNI.

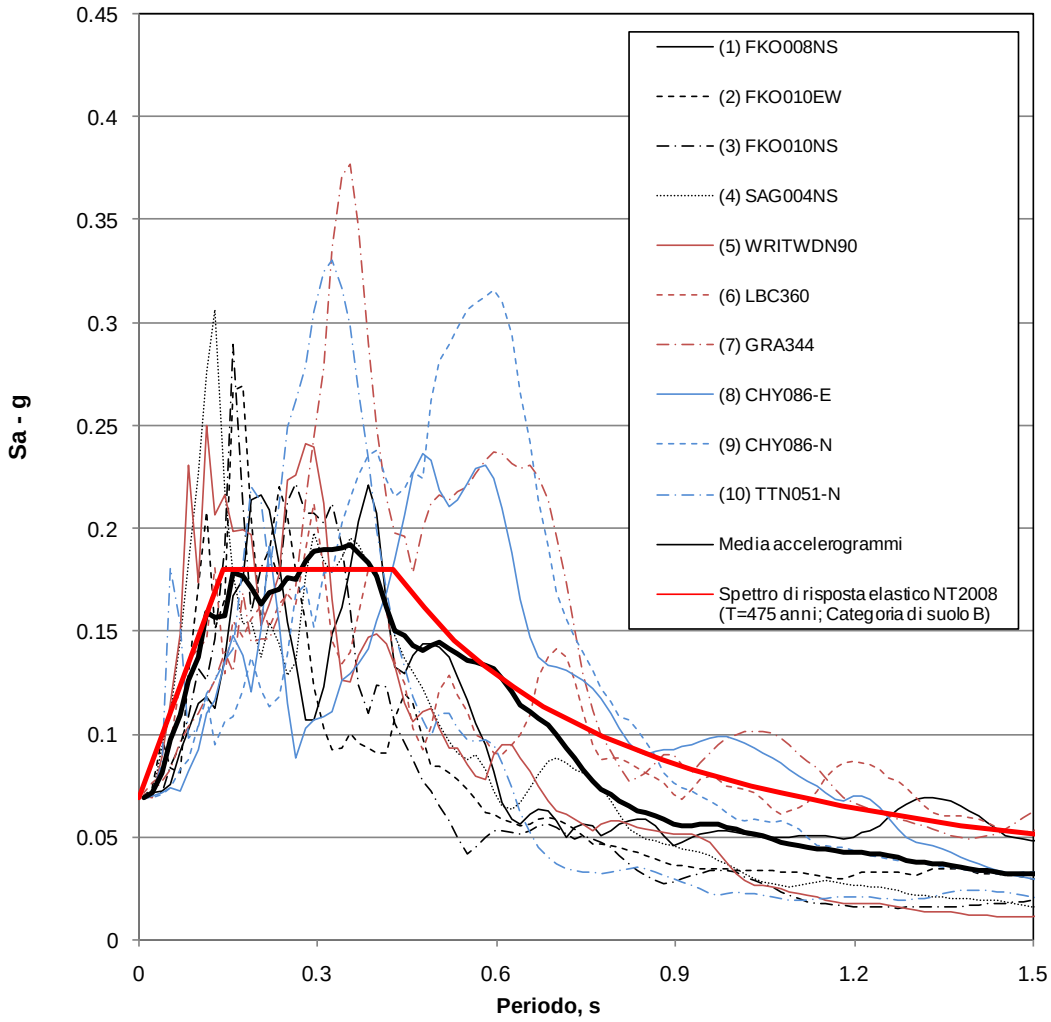


FIG. 5.3A - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI DI ACCELERAZIONE (SMORZAMENTO 5%) DEGLI ACCELEROGRAMMI SCELTI PER LE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D, E RELATIVO SPETTRO MEDIO (A TRATTO NERO CONTINUO) PER Tr = 475 ANNI. GLI ACCELEROGRAMMI SONO SCALATI ALL'ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO DI CATEGORIA B (0.069G), E CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA SEMPRE PER SUOLI DI CATEGORIA B, (NORME TECNICHE 14/1/2008).

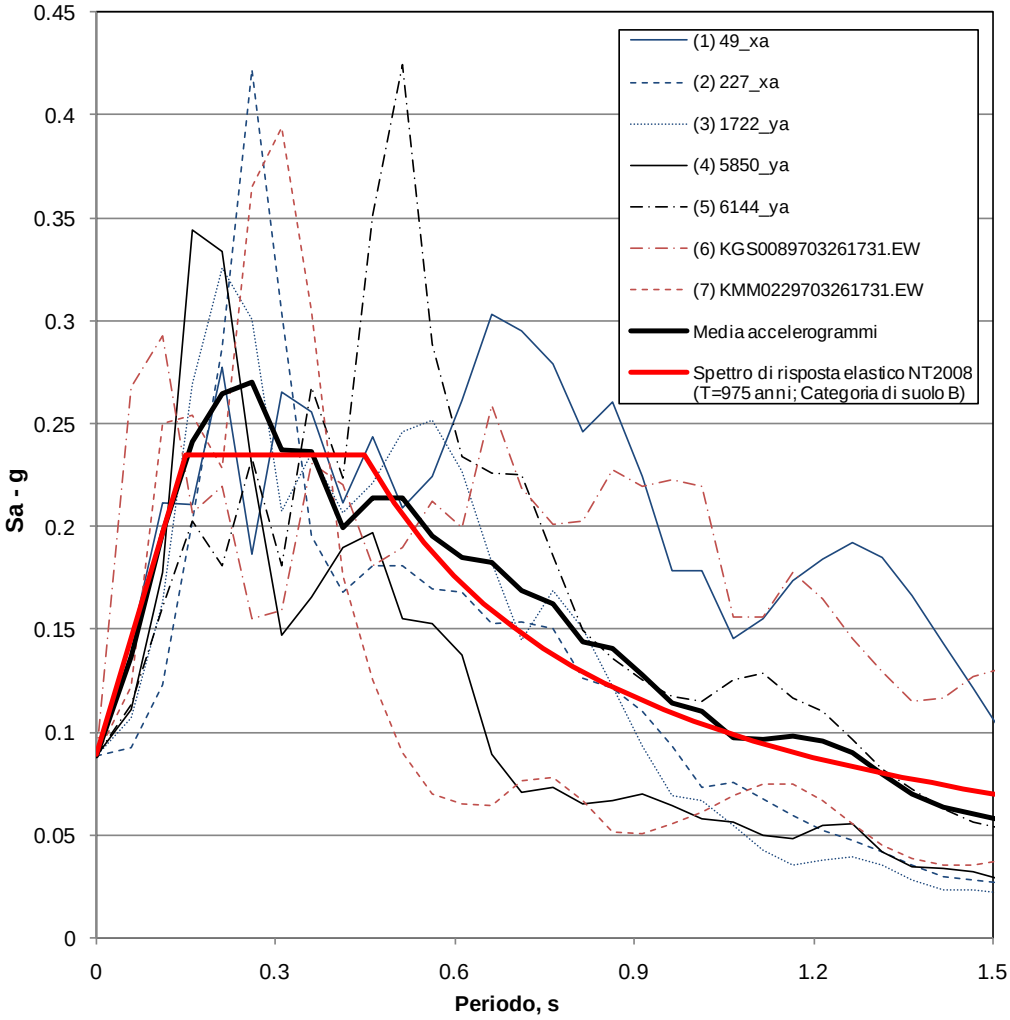


FIG. 5.3B - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI DI ACCELERAZIONE (SMORZAMENTO 5%) DEGLI ACCELEROGRAMMI SCELTI PER LE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D, E RELATIVO SPETTRO MEDIO (A TRATTO NERO CONTINUO) PER Tr = 975 ANNI. GLI ACCELEROGRAMMI SONO SCALATI ALL'ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO DI CATEGORIA B (0.089G), E CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA SEMPRE PER SUOLI DI CATEGORIA B, (NORME TECNICHE 14/1/2008)

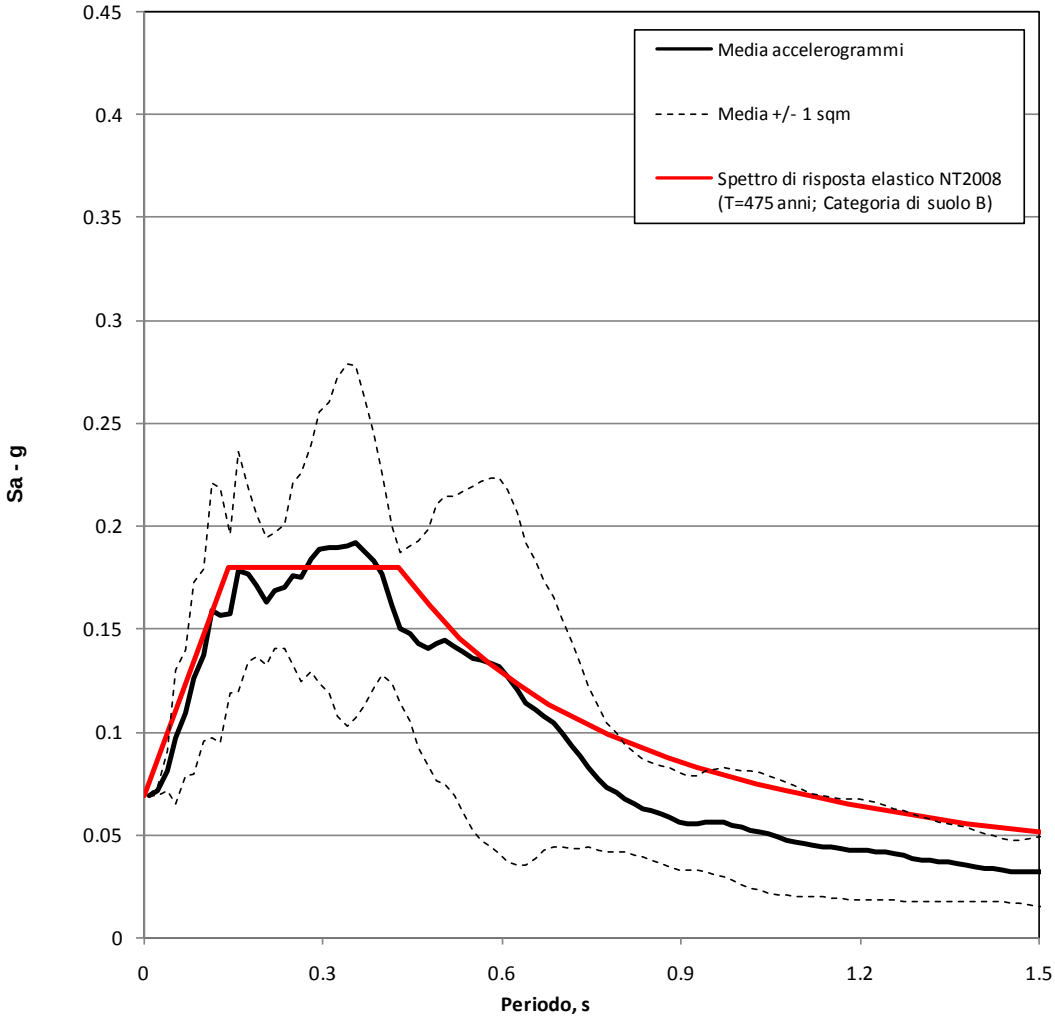


FIG. 5.4A - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -VALORE MEDIO (± *1 S.Q.M.)* DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA DELLA A, A CONFRONTO CON LO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI CUI ALLE NORME TECNICHE EDIZIONE 14/01/2008, PER SUOLI DI CATEGORIA B. Tr = 475 ANNI

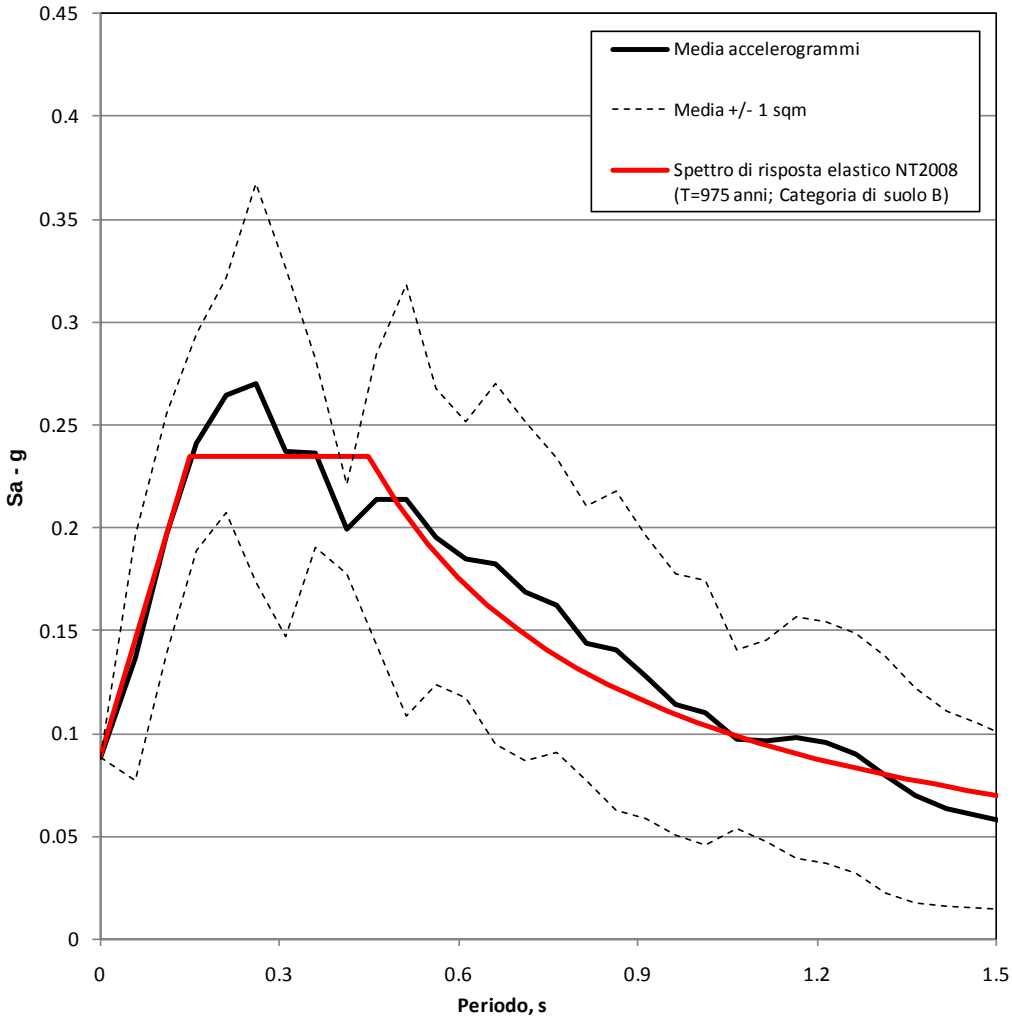


FIG. 5.4B - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -VALORE MEDIO (± *1 S.Q.M.)* DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA DELLA B, A CONFRONTO CON LO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI CUI ALLE NORME TECNICHE EDIZIONE 14/01/2008, PER SUOLI DI CATEGORIA B. Tr = 975 ANNI

6. IPOTESI ADOTTATE NELLA MODELLAZIONE

6.1. Premessa

L'analisi di propagazione dell'accelerazione sismica che viene di seguito presentata è la medesima di quella già fornita nelle precedenti fasi progettuali.

Le ipotesi alla base della modellazione prevedono di considerare l'effetto della piattaforma in termini di incremento dello stato tensionale efficace nei terreni di fondazione. Sulla base di tale incremento si valutano i moduli di taglio alle piccole deformazioni con cui viene poi fatta l'analisi di propagazione del segnale sismico.

La soluzione fondazionale per i cassoni a giorno presentata in questo secondo stralcio è sostanzialmente diversa da quanto fatto sia nel Progetto Definitivo che nel primo stralcio del Progetto Esecutivo. La presenza delle inclusioni rigide come riduttori di cedimento, infatti, modifica da una parte l'entità del carico effettivamente trasferito al terreno di fondazione riducendola, ma dall'altra porta ad un incremento della rigidezza a taglio del terreno consolidato.

In tal senso, quindi, i due effetti tendono a compensarsi e anzi diventa preponderante l'incremento di rigidezza che si ottiene eseguendo il consolidamento.

In tal senso, quindi, nel seguito, si analizza sia l'entità dell'effettivo carico che viene trasferito al terreno tra inclusioni sia l'incremento di rigidezza che le inclusioni conferiscono al terreno trattato.

L'obiettivo finale è dimostrare che per quanto le ipotesi di partenza siano diverse, il profilo di accelerazione con la profondità ricavato nelle precedenti fasi progettuali è ancora valido anche per questa fase di progetto in cui i cassoni poggiano su terreno consolidato.

6.2. Carichi applicati

La sequenza costruttiva prevede di eseguire una precarica parziale dei cassoni a 130 KPa. Tale incremento di carico, a causa della presenza delle inclusioni rigide, non finisce per intero in un incremento di tensioni efficaci nel terreno di fondazione. Sulla base delle curve di trasferimento dei carichi lungo le inclusioni rigide presentate nel rapporto di calcolo dei cedimenti delle opere, si assume quanto segue:

- Incremento tensionale in fondazione = 130 KPa;
- Incremento delle tensioni efficaci in L1 = 60 KPa;
- Incremento delle tensioni efficaci in L2 = 36 KPa;

- Incremento delle tensioni efficaci in SL = 40 KPa.

In sintesi, mediamente, l'incremento delle tensioni efficaci nei terreni di fondazione interessati dal consolidamento con le inclusioni è dell'ordine dei 50 KPa pari al 50% di quanto assunto nelle precedenti analisi di Progetto Definitivo.

Il profilo di Vs utilizzato nelle precedenti analisi di progetto è ancora certamente valido per i terreni che si trovano al di sotto dell'intervento di consolidamento, mentre va discusso per i terreni interessati dal trattamento (L1, L2 ed SL fino a 15 metri dal fondale).

6.3. Incremento di rigidezza del terreno consolidato dalle inclusioni

Considerando l'incremento tensionale dato dalle curve di trasferimento dei carichi si ottiene:

- L1: $\Delta\sigma'_v$ = 60 KPa; $\Delta p'$ = 40 KPa; G_{max} = 34 MPa; V_s = 141 m/s;
- L2: $\Delta\sigma'_v$ = 36 KPa; $\Delta p'$ = 24 KPa; G_{max} = 37 MPa; V_s = 148 m/s;
- SL: $\Delta\sigma'_v$ = 40 KPa; $\Delta p'$ = 27 KPa; G_{max} = 60 MPa; V_s = 183 m/s;

Tali valori sono inferiori a quelli assunti in Fig. 7.3, tuttavia come già accennato è necessario considerare che la presenza delle inclusioni rigide incrementa la rigidezza a taglio del terreno, ovvero il terreno consolidato ha un G_{max} maggiore del terreno naturale e conseguentemente una V_s maggiore.

Il valore di G_{max} equivalente viene valutato come:

$$G_{eq} = \frac{G_{SC} A_{SC} + G_S A_S}{A}$$

Essendo:

- G_{SC} = modulo di taglio delle inclusioni;
- A_{SC} = area delle inclusioni;
- G_S = modulo di taglio alle piccole deformazioni del terreno naturale assunto mediamente pari a 40 MPa;
- A_S = area del terreno tra le inclusioni;
- A = area di influenza della singola inclusione.

Nell'assumere il modulo G_{SC} si tiene conto che in realtà l'inclusione nel terreno non reagisce solo a taglio, ma ha anche una componente flessionale: si assume un valore G_{SC} = 800 MPa.

Pertanto, applicando la precedente correlazione, si ottiene:

- L1: Geq = 50 MPa; Vs = 171 m/s (tra 0 e 3 metri dal fondale);
- L2: Geq = 62 MPa; Vs = 190 m/s (tra 3 e 6 metri dal fondale);
  Geq = 72 MPa; Vs = 205 m/s (tra 6 e 9 metri dal fondale);
- SL: Geq = 118 MPa; Vs = 256 m/s (tra 9 e 15 metri dal fondale).

I valori di Vs ottenuti sono in buon accordo con il profilo riportato in Fig. 7.3.

Il profilo di Vs così ottenuto è caratterizzato da un valore $V_{s,30}$ = 240 m/s, categoria di suolo C.

6.4. Descrizione idromeccanica

Le analisi dinamiche 1D sono state condotte alle tensioni efficaci, con la fase solida accoppiata al fluido interstiziale nelle equazioni di moto. Per ogni nodo, oltre allo spostamento orizzontale e verticale si ha dunque un grado di libertà aggiuntivo, pressione u nel fluido. La colonna di terreno è stata naturalmente considerata satura per tutta la sua lunghezza.

Si è assunto un regime di deformazioni piane, imponendo al modello condizioni di campo libero (componente orizzontale di spostamento uguale per nodi alla stessa quota).

6.5. Commenti

Quanto illustrato in questo capitolo ha avuto lo scopo di dimostrare che l'analisi di propagazione eseguita per le precedenti fasi progettuali è valida anche in questa fase che prevede il consolidamento del terreno di fondazione con delle inclusioni rigide.

Pertanto, per le analisi di liquefazione esposte nel seguito, il profilo dell'accelerazione con la profondità, così come ricavato in P.D. ed in P.E. - Fase 1, è da considerarsi ancora rappresentativo.

Il capitoli 7 e 8 che seguono sono riportati esattamente come nella precedente relazione di Fase 1 (MI010P-PE-G-G-R-1208-C0), il lettore dovrà ricordarsi di considerare che laddove si citano gli effetti di irrigidimento del terreno di fondazione dati l'incremento di sforzo di 100 kPa legati al peso della piattaforma lo stesso effetto lo si ottiene avendo realizzato le inclusioni rigide.

7. PROPRIETA' DEI SUOLI

Il profilo stratigrafico medio di riferimento per le analisi di risposta sismica si basa sulle indicazioni fornite nelle relazioni geologico-geotecniche di progetto, ed è sintetizzabile nei termini seguenti:

- dalla quota di fondale a 12m di profondità, alternanze di materiale limoso-sabbioso con elevato contenuto d'acqua composti da L1, L2 e SL;
- da 12m fino alla massima profondità indagata: alternanza tra strati da sabbiosi a ghiaiosi con presenza alle profondità maggiori, 30-40m dal fondale, di strati limosi sovraconsolidati, ovvero l'argilla pliocenica. In alcune zone sotto i 12 m segue subito l'argilla compatta. Questa differenza stratigrafica al di sotto dei 12 m, come si vedrà nel seguito, non è rilevante ai fini della semplificazione

Al fine di valutare l'influenza sulla risposta sismica locale di un maggior spessore delle alternanze limoso-sabbiose SL rispetto alla suddetta ipotesi di progetto (12m), sono state condotte analisi comparative impiegando gli accelerogrammi scelti per Tr=975 in presenza di uno spessore degli strati SL pari a 15m da quota fondale.

Svolgendo le analisi in regime di tensioni efficaci, la quota di fondale non assume rilevanza. Tuttavia, lungo l'estensione dell'opera di progetto, la batimetria passa da 0 a 25m.

7.1. Moduli elastici iniziali e velocità di propagazione delle onde di taglio

Per la definizione delle velocità di propagazione dei moduli di taglio iniziali G_{max} e delle onde di taglio V_s del terreno sono stati impiegati i risultati delle prove in foro eseguite nell'area di progetto, in particolare:

- Prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. Per la correlazione dei valori N_{spt} con le velocità V_s si è adottata la correlazione di Ohta e Goto (1978), applicabile a sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee, non cementate. In base a tale metodo vale la seguente espressione:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \ \text{(m/sec)}$$

essendo:
C = 67.3
z = profondità dal p.c. in metri
f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito:

f_A	**Olocene**	**Pleistocene**
	1.0	1.3

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica:

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	**1.15**	**1.14**	**1.07**	**1.09**

- Valori di V_s da correlazioni sui risultati delle misure penetrometriche statiche CPT.
Per il calcolo dei valori di Vs dalle prove CPTU eseguite si è utilizzata la seguente correlazione:

$$Vs = \left[10.1\log(q_t) - 11.4\right]^{1.67}\left[\frac{f_s}{q_t}100\right]^{0.3} \text{ [m/s]}$$

Dove:

f_s = attrito laterale letto dal penetrometro
$q_t = q_c + (1-\alpha)u$ = valore corretto di q_c per tener conto dell'area netta del cono
α = rapporto che esprime l'area netta del cono
u = pressione neutra letta dal piezocono

Il calcolo della V_s è stato condotto per tutte le prove penetrometriche a disposizione, tanto quelle del 2006 quanto quelle condotte nel 2011. Si è anche fatto riferimento alle misure dirette effettuate con cono sismico nel 2011. I risultati sono diagrammati in .
I valori di V_s così calcolati sono in accordo con la linea media indicata in .

i. Misure dirette di V_s mediante dilatometro sismico, eseguite su 3 verticali di indagine: SDMT3, SDMT5 e SDMT6.
ii. Indagini geotecniche condotte in corrispondenza dell'area di progetto, tra il 1969 e 1974, vedi documenti di riferimento.
iii. Misure di V_s in laboratorio su materiali prelevati nell'area di progetto.

A queste informazioni già considerate in sede di progetto definitivo si aggiungono quelle ricavate dall'indagine condotta durante l'esecuzione del campo prova area rilevato che sostanzialmente riconfermano il profilo di Vs medio adottato. Sembrerebbe in realtà che nei primi metri il profilo di Vs possa essere superiore a quello utilizzato nelle analisi numeriche che risultano pertanto cautelative.
Rimandando agli elaborati di progetto per la localizzazione e la descrizione delle verticali di indagine, si fa riferimento per le analisi di propagazione 1D, ed in particolare per la determinazione dei moduli elastici a piccole deformazioni, al profilo di Vs mostrato con tratto nero continuo in . Tale profilo, determinato quale migliore stima dei valori di Vs misurati in sito o ottenuti da correlazione, presenta un valore di velocità equivalente nei primi 30m, a partire dalla quota di fondale, $_{Vs,30}$ = 160 m/s, il che lo

colloca in Categoria D secondo le Norme Tecniche di riferimento. La variazione con la profondità dei valori di V_s ha consentito di ottenere i valori di G_{max} con la profondità mediante la seguente relazione:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

dove $\rho = \gamma / g$ è la densità dello strato di terreno considerato. Il modulo di taglio si è assunto variabile con la pressione efficace secondo la relazione:

$$G_{max} = G_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \qquad (1)$$

essendo:

G_{ref} = valore del modulo di taglio alla pressione di riferimento p_{ref} = 100 kPa;

$p' = \frac{\sigma'_V \cdot (1 + 2 \cdot K_0)}{3}$ = pressione efficace geostatica media

m = esponente della legge di variazione del modulo.

In Tab. 7-1, per ogni tratto in cui è stata suddivisa la colonna di terreno analizzata, si veda la griglia di calcolo di Fig. 8.1, si riportano i corrispondenti valori di G_{ref} e m impiegati per costruire il profilo di G_{max}.
L'applicazione del carico al fondale indotto dalla realizzazione della Piastra Multifunzionale, cautelativamente stimato pari a 100 kPa come discusso in precedenza, e considerato come uniformemente distribuito su un'area sufficientemente vasta, dimensione caratteristica di 300m, rispetto alle profondità di interesse pari a 60m, produce un corrispondente incremento della pressione media efficace.

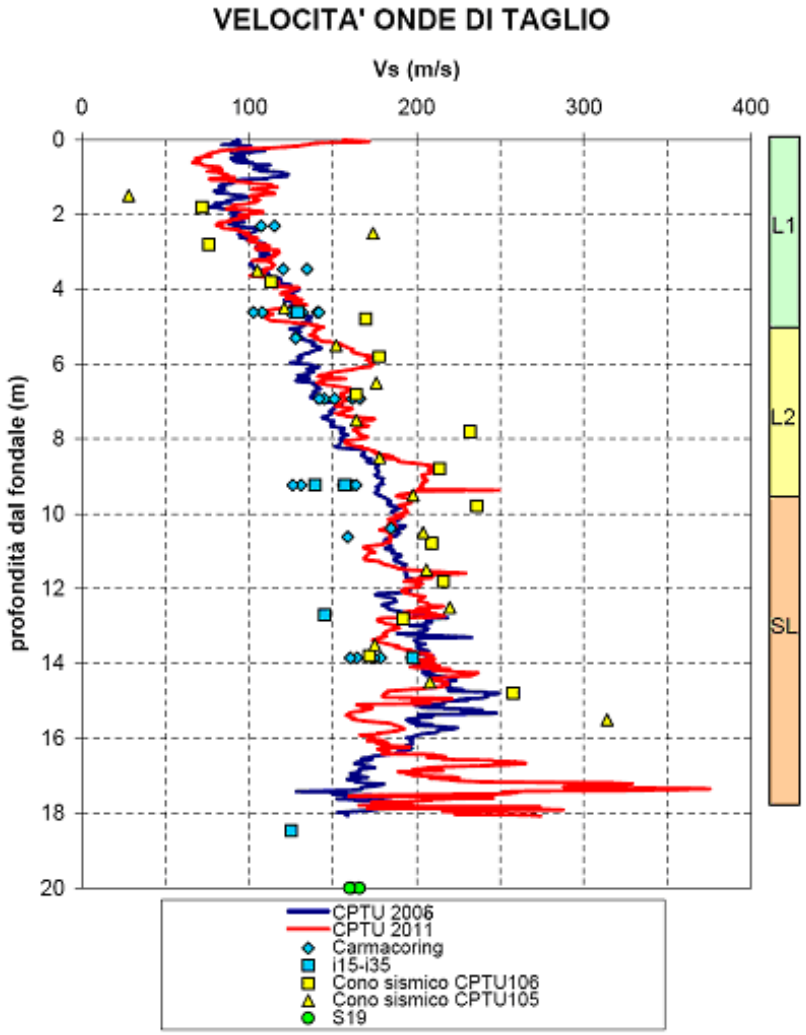


FIG. 7.1 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - PROFILO DI V_S RICAVATO DALLE PROVE CPTU

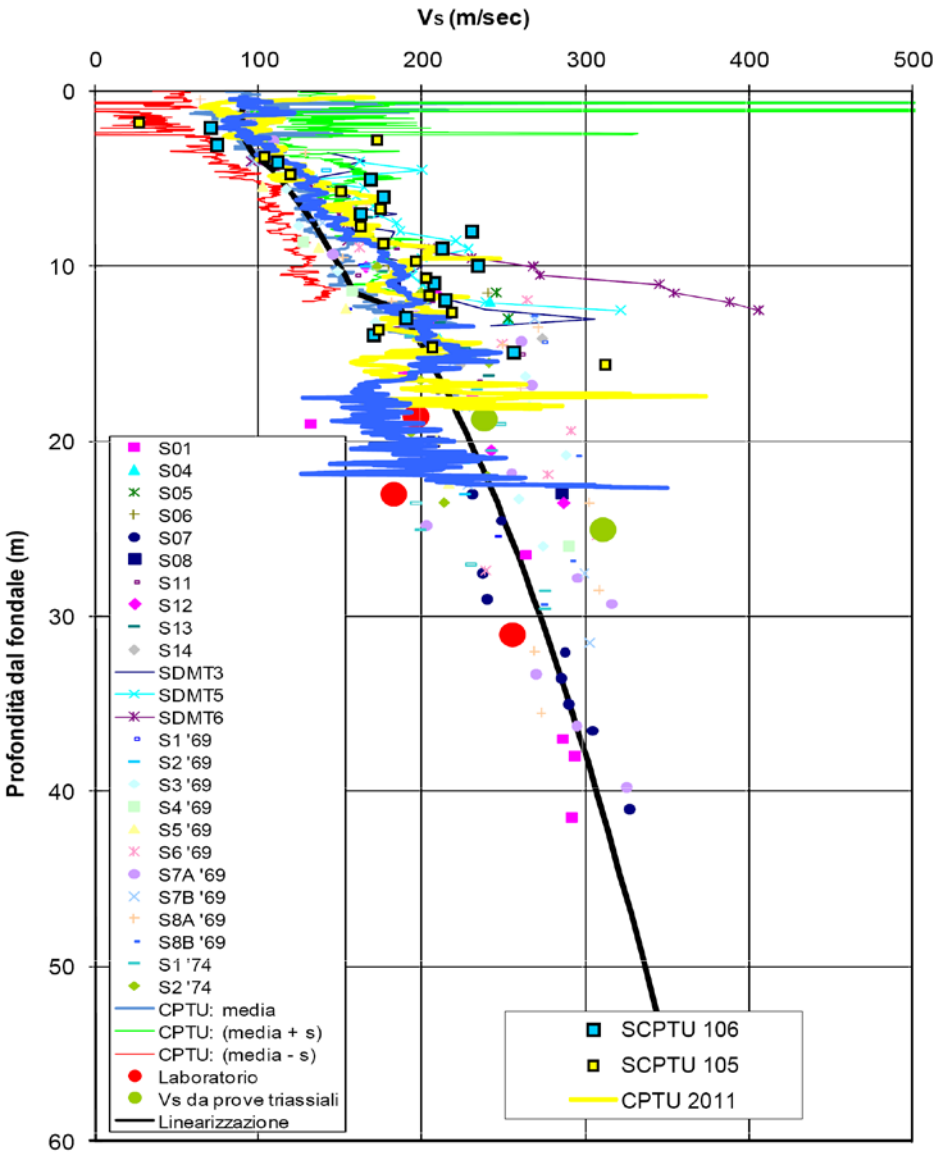


FIG. 7.2 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - MIGLIORE STIMA DEL PROFILO DI VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO VS SULLA BASE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOTECNICHE E GEOFISICHE DISPONIBILI.

TAB. 7-1 - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -VALORI DEL MODULO DI TAGLIO ALLA PRESSIONE DI RIFERIMENTO G_{REF} (P'_{REF} = 100 KPA), E DELL'ESPONENTE DELLA LEGGE DI VARIAZIONE CON LA PRESSIONE EFFICACE MEDIA, IN PRESENZA DEL CARICO IN SUPERFICIE (100 KPA), IMPIEGATI NELLE ANALISI.

Strato	**Descrizione**	**Profondità da fondale, m**		***G_{ref}*** **MPa**	**Coefficiente *m***
		min	max		
1	sabbia limosa	0	3	63.0	0.80
2	limo sabbioso	3	6	67.3	0.75
3	limo sabbioso	6	9	67.3	0.75
4*	sabbia limosa	9	12	67.3	0.75
5*	alternanze di sabbie e ghiaie	12	15	92.6	0.80
6	sabbia/ghiaia/argilla	15	21	92.6	0.80
7	ghiaia/argilla	21	27	92.6	0.80
8	ghiaia/argilla	27	36	92.6	0.80
9	ghiaia/argilla	36	39	92.6	0.80
10	ghiaia/argilla	39	48	97.0	0.75
11	ghiaia/argilla	48	60	97.0	0.75

* Nota: i parametri di rigidezza dello strato 4 vengono estesi allo strato 5 nel caso di 15m di spessore di materiali sabbioso-limosi studiato nelle analisi comparative.

Il carico viene considerato applicato in condizioni drenate. Tale incremento induce un corrispondente aumento dei valori del modulo di taglio a piccole deformazioni G_{max} e, allo stesso tempo, una variazione del profilo di velocità V_s come evidenziato dalla . Il profilo di V_s così ottenuto è caratterizzato da un valore $V_{s,30}$ = 240 m/s, categoria di suolo C.

E' questo il profilo di V_s, e quindi il modulo G_{max}, utilizzato per il modello di propagazione 1D.

L'analisi è stata ovviamente condotta per il profilo stratigrafico medio: analizzare con lo stesso modello 1D diversi spessori dello strato sciolto superficiale (L1+L2+SL) che può variare tra 7 e 13 m, non avrebbe prodotto differenze apprezzabili. Spessori maggiori di 12 m, si fa notare, non coinvolgono L1 ed L2, ma solo SL la cui consistenza varia rapidamente con la profondità e così anche la sua resistenza per cui sotto i 12 m del modello medio si può considerare un comportamento elastico. Si vedano a tale riguardo i risultati delle analisi comparative condotte con 15m di materiali sabbioso-limosi.

E' opportuno chiarire che il profilo stratigrafico utilizzato per il modello 1D è profondo 60 m dal fondale.

Il profilo ai fini di questa analisi è descritto dall'andamento di V_s con la profondità, vedi . Si può osservare che si evidenziano bene gli strati di limo superficiale L1, L2 ed SL, cioè fino a circa 12 m dal fondale. Al di sotto i valori di V_s sono più influenzati dai valori di σ'_v piuttosto che dalla natura del terreno.

Quindi il profilo è stato considerato fino a 60 m, dove V_s raggiunge il valore di 360 m/s e quindi coerente con il tetto di un livello B, come definito da normativa con V_s tra 360 e 800 m/s. E' evidente che sotto i 12 m non si evidenziano lo strato di sabbia profondo, di ghiaia G o di argilla pliocenica A, coerentemente ai valori dei moduli statici di questi terreni, poco diversi tra di loro e coerente con l'andamento incrementale di V_s con la profondità.

Dal confronto tra le prove penetrometriche e tutti gli altri dati si vede come le prove dilatometriche non possono essere ritenute completamente significative e possono anche riflettere delle imprecisioni di lettura legate allo strumento.

Infatti l'interpretazione di V_s dalle prove penetrometriche è molto più regolare con la profondità e non mostra questi bruschi cambiamenti per cui si ritiene che la prova dilatometrica non abbia colto questo andamento regolare corretto dal punto di vista sedimentologico che invece le prove CPT descrivono regolare su tutta l'area.

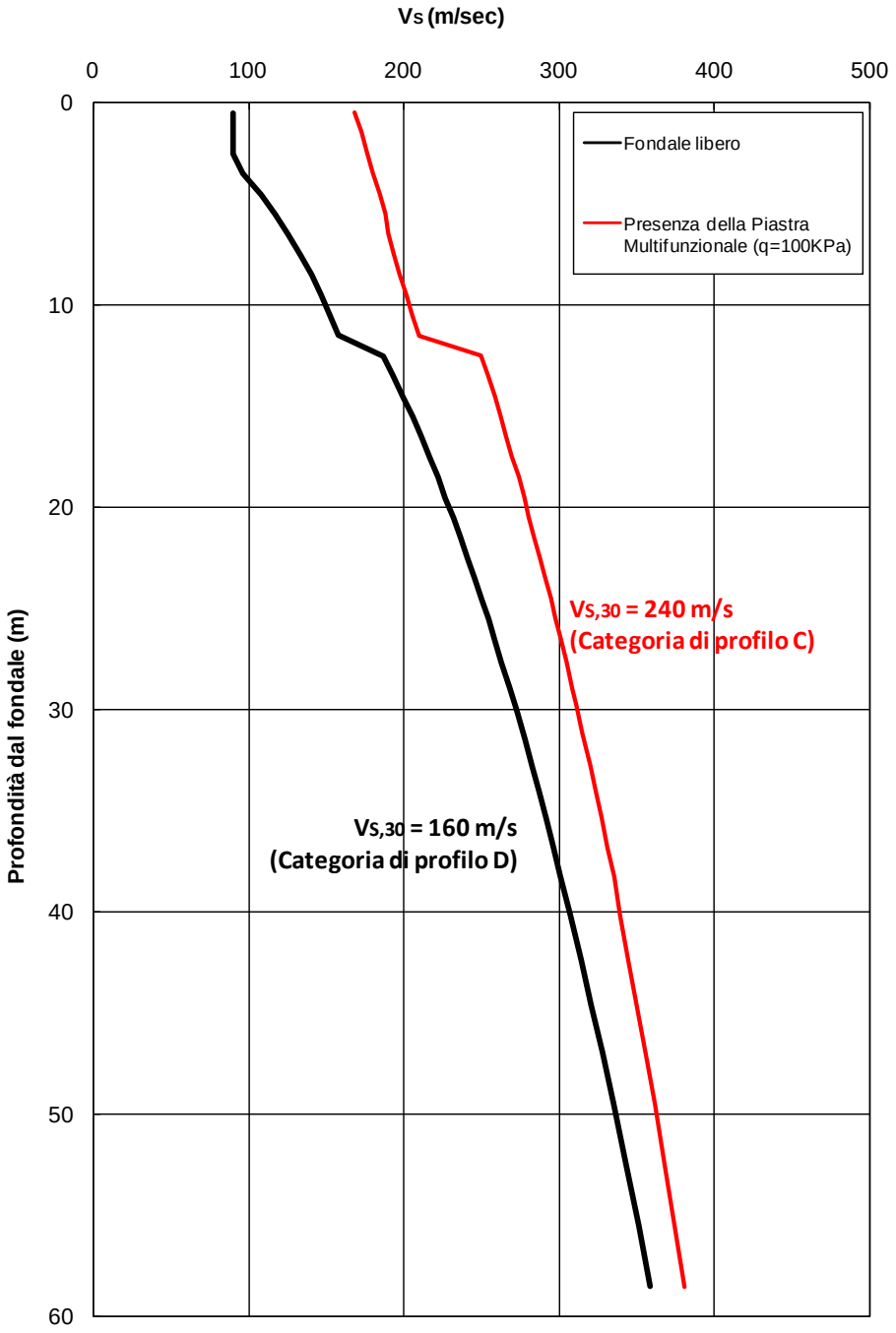


FIG. 7.3 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -PROFILI DELLA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO VS CON E SENZA APPLICAZIONE DEL CARICO INDOTTO DALLA BANCHINA DEL TERMINAL CONTAINER.

7.2. Modello costitutivo adottato per il comportamento dei terreni in condizioni di carico ciclico

Il modello di calcolo adottato per la valutazione della risposta di sito in campo non lineare è volto a riprodurre realisticamente la risposta sismica degli strati più superficiali e maggiormente deformabili dei depositi di fondale, fino ad una profondità di circa 12 m. Le analisi sono state condotte utilizzando il codice agli elementi finiti GEFDYN, Aubry e Modaressi, 1986, sviluppato dal LMSS dell'Ecole Centrale di Parigi.

Nel programma in questione è impiegato per i terreni il modello costitutivo elastoplastico ciclico di Hujeux (1985), le cui caratteristiche fondamentali sono descritte in Appendice B. Questo è governato da un elevato numero di parametri (19), raggruppabili in due categorie: parametri fisici e matematici. I primi si riferiscono alle proprietà geotecniche del terreno, ad es.: angolo di attrito a volume costante, peso di volume, pressione di confinamento critica ecc.. Invece, i parametri matematici servono principalmente per meglio approssimare le curve sperimentali ottenute da prove di laboratorio. Si veda sempre l'Appendice B per una descrizione più completa di ogni parametro. L'adozione di parametri del modello basati sulle caratteristiche di riferimento per sabbie standard, sabbia di Hostun, da sciolte a mediamente addensate, disponibili in letteratura, Hujeux (1985), è stata verificata simulando le prove triassiali cicliche a sforzo controllato, condotte in laboratorio su campioni non disturbati, ISMGEO - Prova triassiale ciclica tipo property - num. certificato 037/208. In particolare, il risultato della simulazione numerica della prova CTxP CAU condotta sul campione CI4 appartenente al livello deposizionale L1 è riportato in in termini di riduzione del modulo di Young E secante per ampiezza dei cicli crescenti. Tale confronto indica un buon accordo della simulazione numerica con il risultato sperimentale. In dettaglio, la curva simulata numericamente mostra un decadimento più rapido, conducendo quindi ad una analisi complessivamente a vantaggio di sicurezza in termini di deformazioni cicliche, e quindi spostamenti, del terreno.

Per profondità superiori a 12 m è stato adottato nelle analisi un modello costitutivo lineare elastico con caratteristiche di rigidezza in continuità, almeno per la fase iniziale del moto, con quelle degli strati superiori.

I seguenti parametri fisici e geotecnici di interesse sono stati ipotizzati costanti lungo tutto il profilo di riferimento:

- ϕ'_{cv} = angolo di attrito a volume costante = 30°
- OCR = grado di sovraconsolidazione = 1; (K0 = 1- sen(ϕ'_{cv}) = 0.426)
- n = coefficiente di Poisson dello scheletro solido = 0.25

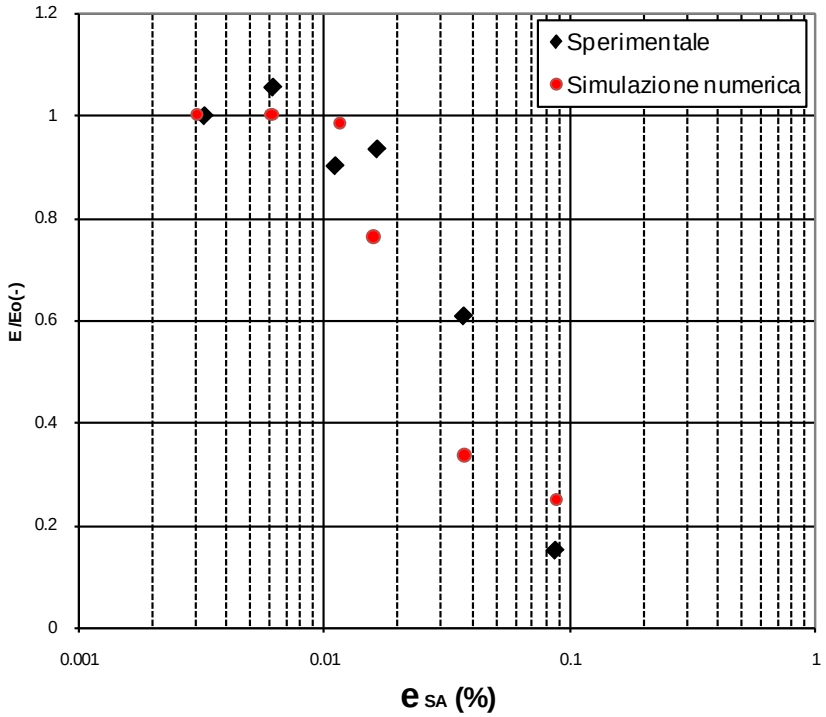
Il modello costitutivo adottato tiene conto della variazione delle caratteristiche di rigidezza con la variazione dello stato di sforzo efficace durante l'analisi, secondo

la stessa relazione (1) descritta nel paragrafo 7.1, a partire dalle condizioni iniziale assegnate per il modulo G_0 di Tab. 7-1.

In conclusione, i parametri utilizzati per il modello relativamente agli strati granulari compresi tra il fondale e 12 m sotto il fondale, quindi L1, L2 ed SL, in parte G sono riportati nella Fig. 7.4.

Per la ghiaia G e l'argilla pliocenica A come detto si è utilizzato un modello lineare elastico caratterizzato solamente dall'andamento del modulo G con la profondità.

Per le analisi comparative, volte a mostrare l'influenza di un maggior spessore degli strati limoso-sabbiosi sulla risposta sismica locale, il modello non lineare di Hujeux è stato impiegato anche per lo strato 5 individuato dalla quota -12 alla -15m, utilizzando per esso gli stessi parametri di resistenza e rigidezza (G_{ref} e m, vedasi Tab. 7.1) dello strato 4 immediatamente superiore.



VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -VALORI DEI PARAMETRI DEL MODELLO COSTITUTIVO DI HUJEUX - STRATI TRA FONDALE E 12 M DI PROFONDITÀ				
Descrizione		**Parametro**	**Profondità terreno (m)**	
			0÷3	**3÷12***
Stato critico	Modulo di compressibilità plastica	β	30	
	Dilatanza	Ψ	30°	
	Pressione critica iniziale	p_{co}	1.2 MPa	3.5 MPa
Deformazione a taglio		a^m	0.006	
		a^c	0.003	
		b	0.12	
Deformazione volumica		c^m	0.004	
		c^c	0.002	
		d	2.0	
Limiti del dominio di comportamento		r^{el}	0.01	
		r^{hys}	0.03	
		r^{mob}	0.8	
		m	2.4	
		α	1.0	

* Nota: 3-15m per il caso delle analisi comparative svolte con 15m di materiali sabbioso-limosi.

FIG. 7.4 - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -CONFRONTO TRA PROVA SPERIMENTALE DI TIPO TRIASSIALE CICLICO E RELATIVA SIMULAZIONE NUMERICA IN TERMINI DI RIDUZIONE DEL MODULO ELASTICO IN FUNZIONE DELLA DEFORMAZIONE ASSIALE (IN SINGOLA AMPIEZZA). PARAMETRI DEL MODELLO DINAMICO DEL TERRENO DI FONDAZIONE TRA 0 E 12 M DI PROFONDITÀ (0 E 15 M NEL CASO DELLE ANALISI COMPARATIVE)

8. ANALISI DI PROPAGAZIONE E RISULTATI

Le analisi svolte, come si è detto, con il programma di calcolo agli elementi finiti *GE-FDYN Ver. 7.2.34*, hanno impiegato il reticolo di calcolo rappresentato in e formato da 43 elementi 2D a 4 nodi. La colonna di terreno è stata considerata satura per tutta la sua lunghezza.

Le analisi dinamiche sono state condotte in condizioni accoppiate. Si è assunto un regime di deformazione piana, imponendo al modello condizioni di campo libero, ovvero uguaglianza di spostamento orizzontale per nodi ad uguale quota.

In sono rappresentate le fasi di calcolo seguite nell'analisi. In particolare:

Fase 1: imposizione al modello dello stato di sforzo iniziale (tensioni geostatiche per peso proprio) ed applicazione in condizioni drenate (T= ∞) del carico di banchina (100 KPa).

Fase 2: analisi di propagazione 1D attraverso un approccio diretto con integrazione passo-a-passo delle equazioni del moto nel dominio del tempo. Il programma di calcolo riporta automaticamente l'eccitazione alla base del modello attraverso l'attivazione, alla base della colonna di terreno, di un elemento di tipo parassiale che permette:

1 - L'imposizione al modello del campo di sforzi e velocità appropriato come campo d'onde incidente, a partire dalla definizione di un cosiddetto "punto di controllo" situato in superficie (*outcropping*).

2 - L'assorbimento del campo di onde riflesse, per le quali gli elementi parassiali risultano essere una frontiera completamente trasparente.

Gli elementi parassiali, lineari a due nodi, con ordine 4 di integrazione, vengono così a riprodurre le condizioni esatte per il caso 1D di frontiera inferiore del modello, consentendo la dissipazione verso il basso delle onde riflesse e l'applicazione corretta dell'eccitazione sismica.

Il campo di onde di eccitazione è stato considerato come incidente verticalmente, e l'energia è stata assegnata per il 100% a onde di tipo S. Tutti gli accelerogrammi sono stati scalati al valore di accelerazione di riferimento per suoli di Categoria B pari a:

$$a_{max} = a_g * S_S * S_T = 0.069g \text{ (Tr=475 anni)}$$

$$a_{max} = a_g * S_S * S_T = 0.089g \text{ (Tr=975 anni)}$$

dove:

a_g = accelerazione di riferimento in superficie su suolo rigido, 0.058g, vedi par. 0 - il programma di calcolo provvede a riportare tale valore, modificandolo opportunamente, al piede del modello di analisi;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica, pari a (per suoli di Categoria B):

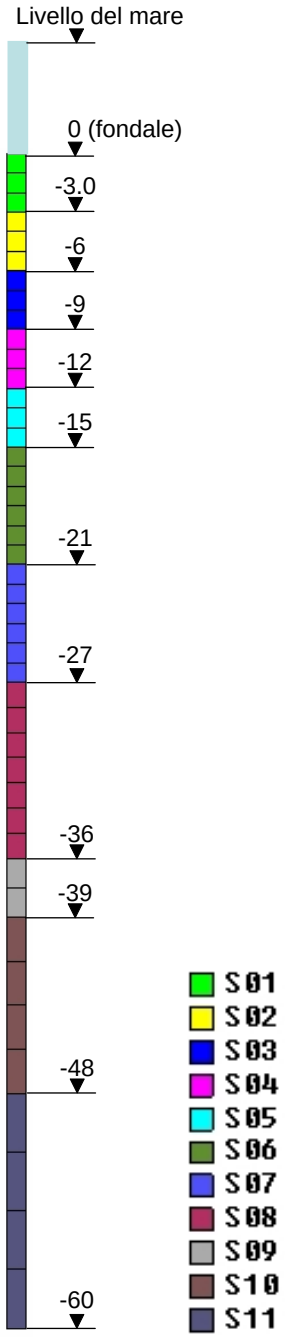


FIG. 8.1 - VADO LIGURE -NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - RETICOLO DI CALCOLO, SUDDIVISIONE STRATIGRAFICA E DIMENSIONI PRINCIPALI DEL MODELLO DI COLONNA DI TERRENO.

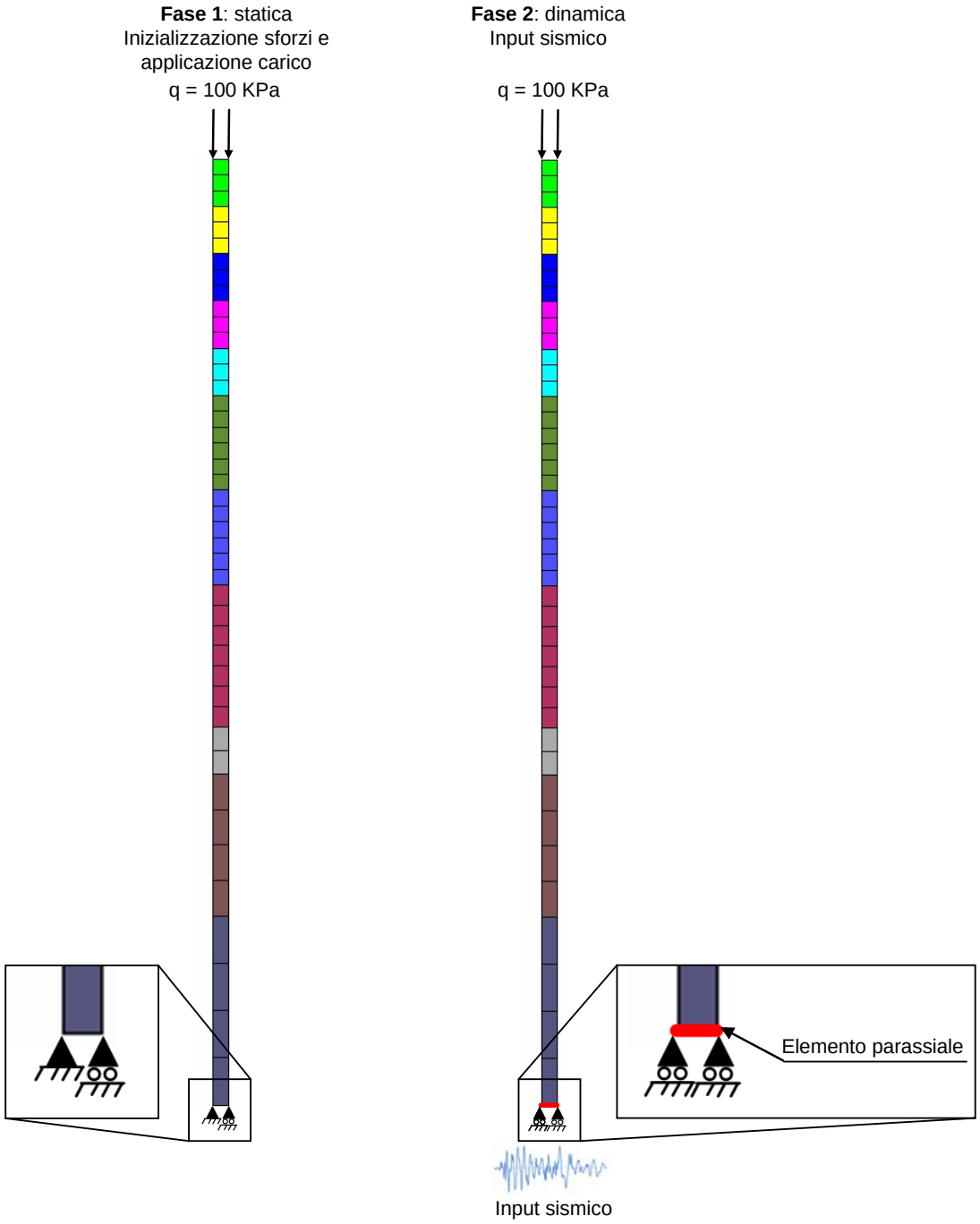


FIG. 8.2 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - FASI DI CALCOLO.

Per Tr =475 e 975 anni, il valore di S_S si ottiene come:

$$1 \leq 1.40 - 0.40 * F_o * a_g/g \leq 1.20$$

Nel caso in esame:

- Per Tr=475 anni: (a_g=0.56 m/s² - a_g/g = 0.058 - Fo = 2.608):

$$S_S = 1.20$$

- Per Tr=975 anni: (a_g=0.73 m/s² - a_g/g = 0.074 - Fo = 2.640):

$$S_S = 1.20$$

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, pari a 1 in questo caso (superficie del fondale digradante in maniera continua verso il largo, nell'area di interesse).

In tutte le analisi svolte è stato adottato un valore di passo temporale pari a:

$$\Delta T = 0.0005\ s$$

determinato per successivi tentativi mediando tra l'esigenza di minimizzare i tempi di calcolo e la necessità di garantire la stabilità dell'algoritmo di integrazione, implicito, adottato in funzione, sia della dimensione caratteristica media degli elementi, sia della frequenza massima propagata nel modello, fissata a 13 Hz.

L'analisi di propagazione è stata condotta su tutti gli accelerogrammi scelti: 10 per Tr=475 e 7 per Tr= 975 anni. I risultati ottenuti vengono mostrati in termini di spettro di risposta, 5% di smorzamento, e accelerazioni massime ottenute. In particolare:

- In a e 8.3b (rispettivamente per Tr=475 e 975 anni) viene mostrato lo spettro di risposta relativo ad ogni singolo accelerogramma analizzato, a confronto con lo spettro medio calcolato su tutti i segnali.
- In a e 8.4b (sempre per Tr=475 e 975 anni) si riporta lo spettro di risposta dei segnali analizzati in termini di media ± 1 sqm e, con linea blu tratteggiata, una sua possibile approssimazione "lisciata".
- In a e 8.5b, in maniera analoga, viene rappresentato il valore medio (e la relativa variazione) del profilo di accelerazione massima calcolata in funzione della profondità per i due periodi di ritorno considerati.

Gli spettri di risposta, valutati alla quota di fondale +0m, vengono messi a confronto nelle figure citate con lo spettro di progetto prescritto dalla normativa vigente, Norme Tecniche di cui al D.M. 14/01/2008, per la categoria di suolo D, per entrambi i periodi di ritorno dell'azione sismica Tr=475 e 975 anni (vedi , in basso).

Per il periodo di ritorno 475 anni il risultato medio delle analisi di amplificazione locale risulta generalmente superiore allo spettro di norma per periodi da 0.3 a 0.75s; per periodi superiori a 0.75s lo spettro medio risulta inferiore allo spettro di norma, indicando per tali periodi di vibrazione una risposta sicuramente meno amplificata del profilo di

terreno in sito, dovuta allo spessore limitato dei materiali più deformabili in prossimità del fondale. Tale osservazione è parzialmente confermata anche per Tr=975 anni (Figura 8.3b): in questo caso, si osserva una significativa amplificazione del segnale sismico, rispetto alle previsioni di normativa, per un intervallo di periodo più esteso (da 0 a 1.0-1.1s), presumibilmente legata ad una maggiore incidenza dei fenomeni di non linearità nella risposta dei terreni.

A riprova di quanto appena detto, le a e 8.5b mostrano come l'amplificazione del valore di accelerazione orizzontale di picco del suolo sia significativa entro i primi 12-15 m dal fondale, caratterizzati da depositi da sabbioso-limosi a sabbioso-ghiaiosi.

Gli spettri di risposta elastici (smorzati al 5%), sono raffigurati con linea tratteggiata blu in Figg. 8.4a e 8.4b (rispettivamente per Tr=475 e 975 anni), e riportati in : le ordinate spettrali per periodi di vibrazione intermedi rispetto a quelli indicati verranno ottenute dal progettista per interpolazione lineare dei valori contigui.

In Fig. 8.6 vengono illustrati, per tre accelerogrammi selezionati tra i 7 analizzati, i risultati dell'analisi di sensitività della risposta sismica locale ad un incremento di potenza dello strato limoso sabbioso SL da 12m (ipotesi di progetto) a 15m (valore massimo riscontrato nelle verticali di indagine). Le analisi condotte per tutti i segnali della selezione effettuata per Tr=975 anni mostrano una ragionevole stabilità dei risultati in termini medi, come messo in evidenza dalla Fig. 8.7, dove si confrontano le medie dei risultati ottenuti con SL=12 e 15m in termini di spettro di risposta elastico a livello del fondale. A seconda del segnale impiegato si osservano amplificazioni o riduzioni dei valori spettrali a frequenze diverse, con un generale spostamento verso i lunghi periodi dello spettro medio passando da 12 a 15m di potenza degli strati sabbioso-limosi. Tale risultato è in linea con un'attesa minore rigidezza della colonna, oltre che probabile effetto delle non linearità indotte durante la fase di moto intenso. Il risultato complessivo è quello di una contenuta sensitività dei valori spettrali medi al variare della potenza degli strati SL.

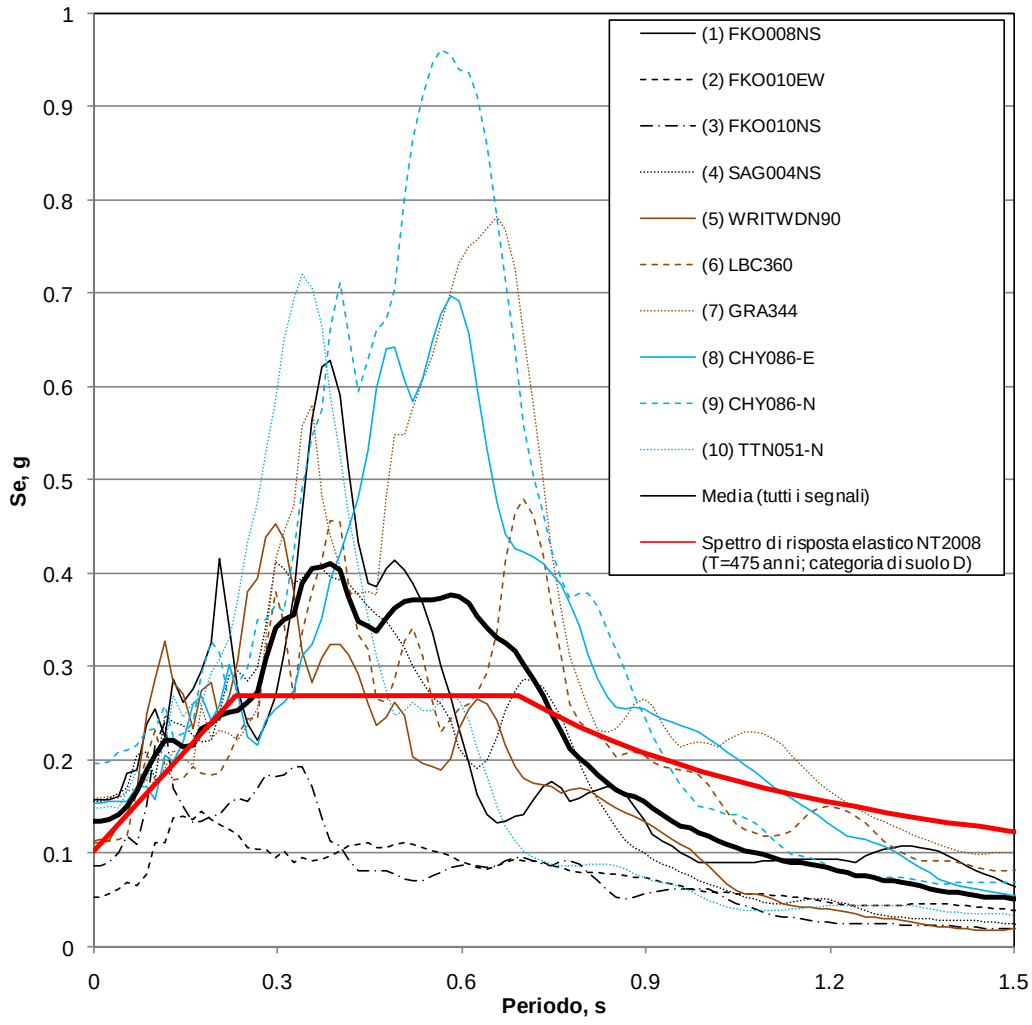


FIG. 8.3A - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. SPETTRO DI RISPOSTA MEDIO DEI SEGNALI ANALIZZATI E SPETTRI RELATIVI AI SINGOLI ACCELEROGRAMMI. GLI SPETTRI, RIFERITI ALLA QUOTA DI FONDALE E AD UNO SMORZAMENTO X=5%, SONO CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA (NT2008) PER CATEGORIA DI SUOLO D (Tr=475 ANNI).

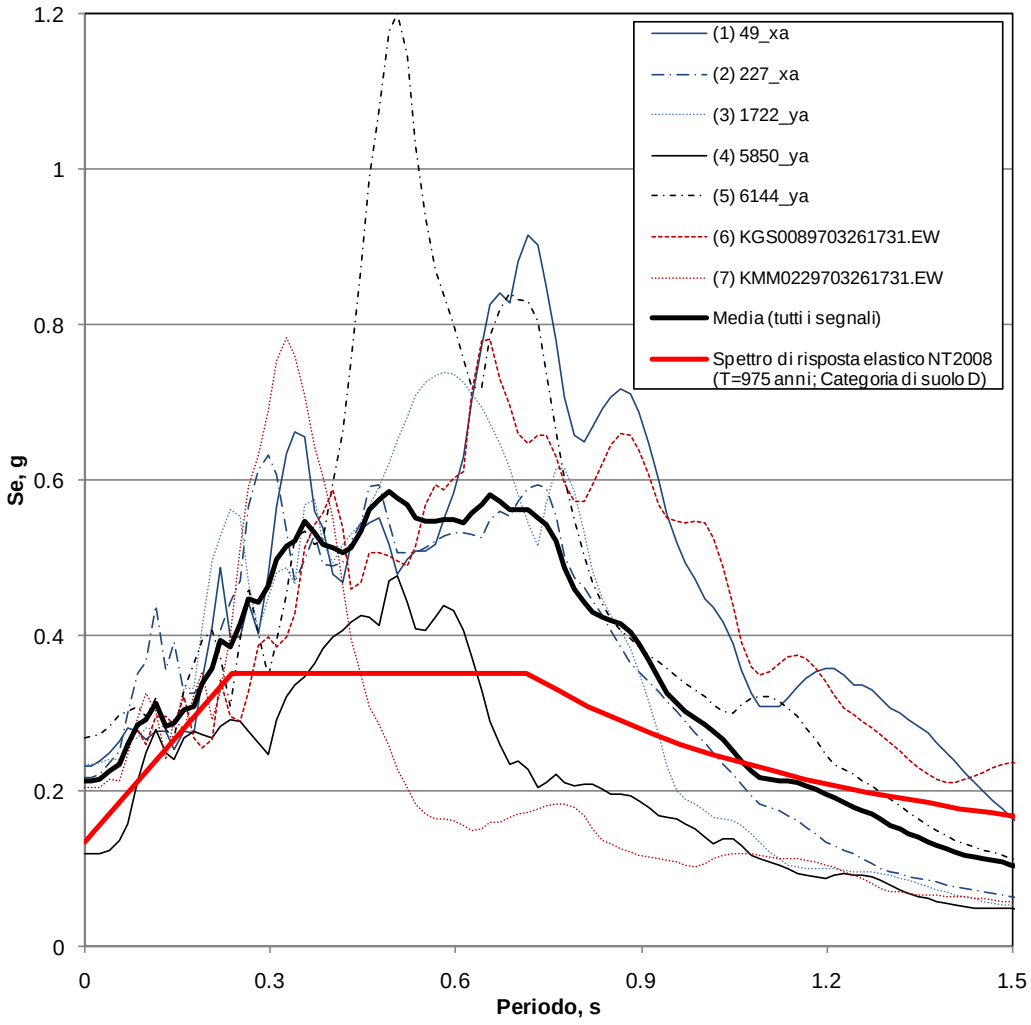


FIG. 8.3B - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. SPETTRO DI RISPOSTA MEDIO DEI SEGNALI ANALIZZATI E SPETTRI RELATIVI AI SINGOLI ACCELEROGRAMMI. GLI SPETTRI, RIFERITI ALLA QUOTA DI FONDALE E AD UNO SMORZAMENTO =5%, SONO CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA (NT2008) PER CATEGORIA DI SUOLO D (Tr=975 ANNI)

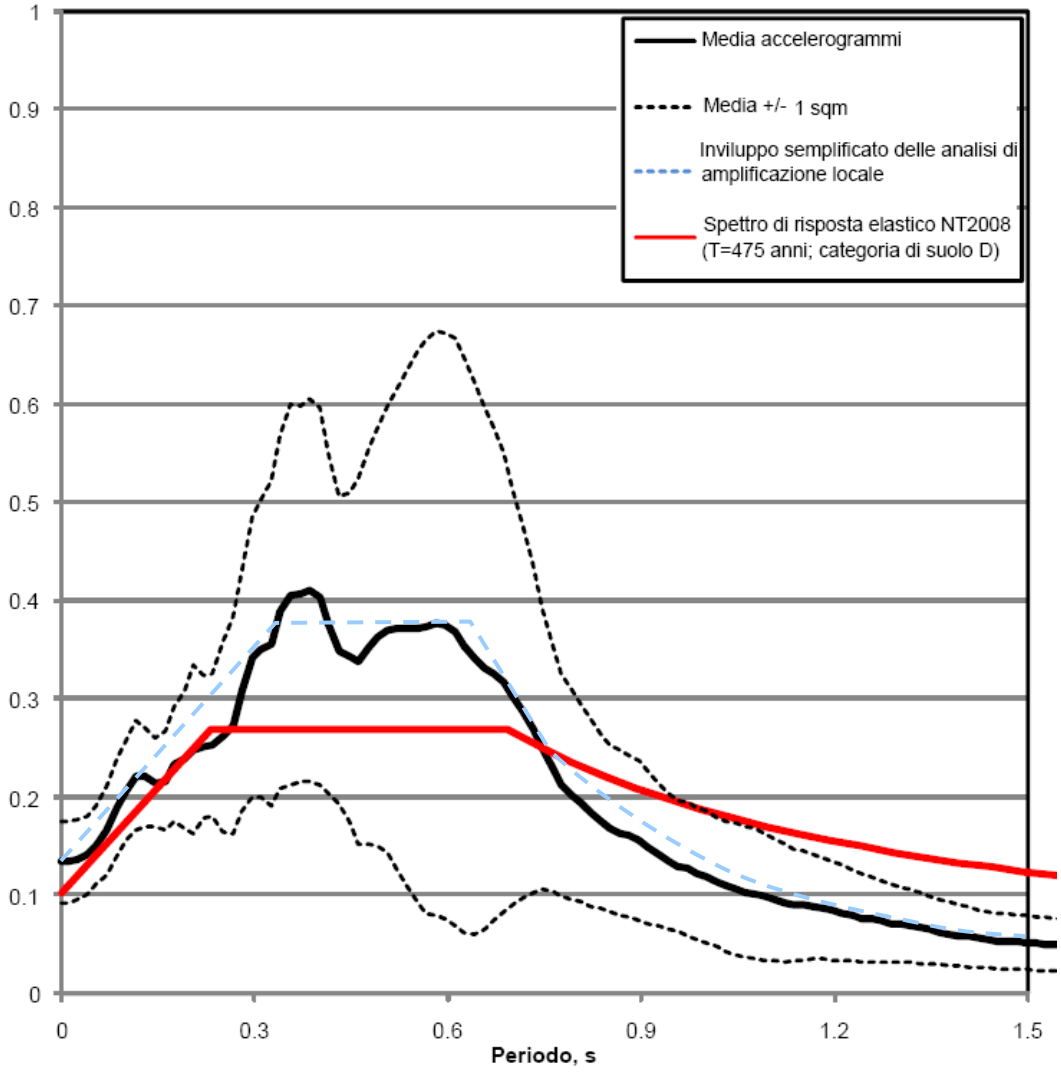


FIG. 8.4A - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. SPETTRO MEDIO DEI SEGNALI ANALIZZATI, VARIAZIONE DELLO STESSO (± 1 SQM) E INVILUPPO SEMPLIFICATO (LINEA AZZURRA). GLI SPETTRI, RIFERITI ALLA QUOTA DI FONDALE E AD UNO SMORZAMENTO x=5%, SONO CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA (NT2008) PER CATEGORIA DI SUOLO D (Tr=475 ANNI).

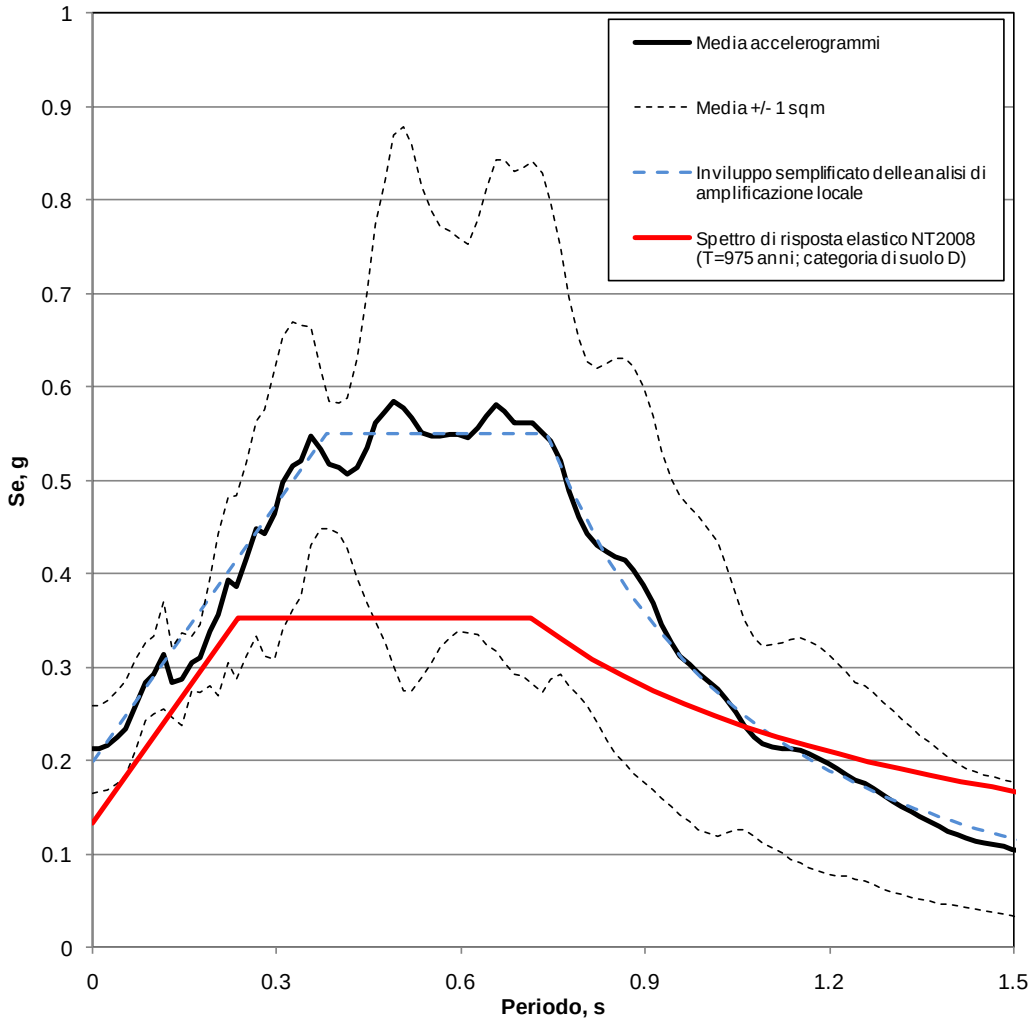


FIG. 8.4B - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. SPETTRO MEDIO DEI SEGNALI ANALIZZATI, VARIAZIONE DELLO STESSO (± 1 SQM) E INVILUPPO SEMPLIFICATO (LINEA AZZURRA). GLI SPETTRI, RIFERITI ALLA QUOTA DI FONDALE E AD UNO SMORZAMENTO X=5%, SONO CONFRONTATI CON LO SPETTRO DI NORMA (NT2008) PER CATEGORIA DI SUOLO D (Tr=975 ANNI).

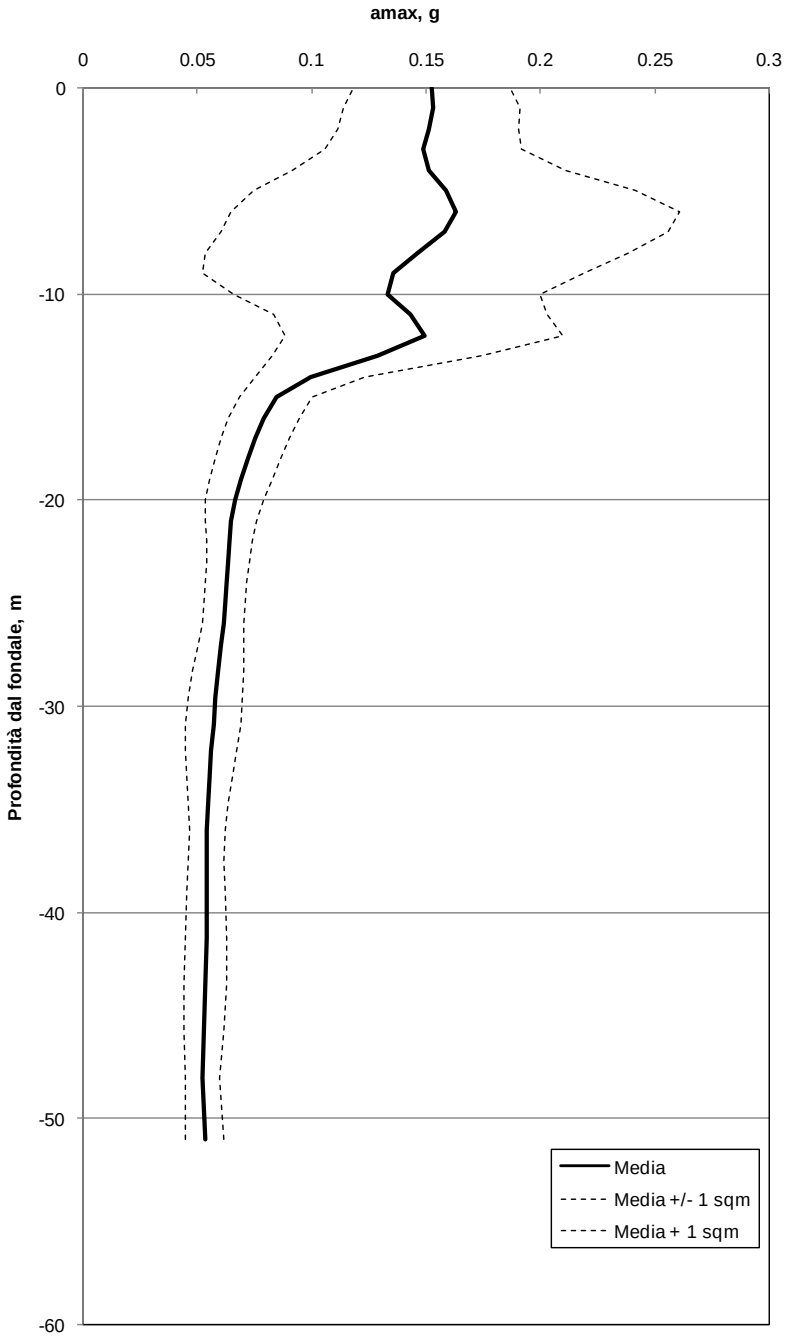


FIG. 8.5A - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. VARIAZIONE DELL'ACCELERAZIONE DI PICCO CON LA PROFONDITÀ IN TERMINI DI VALORE MEDIO E SCARTO QUADRATICO MEDIO (Tr=475 ANNI)

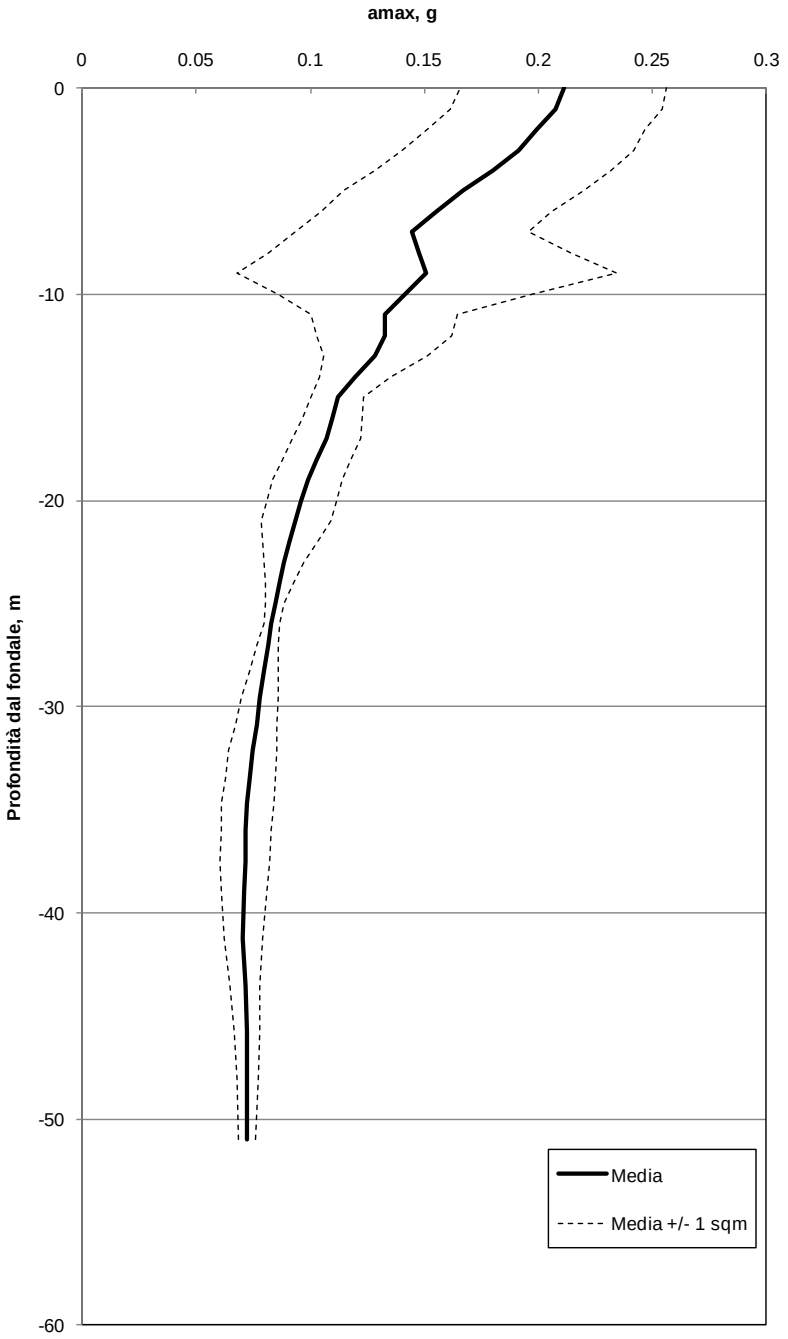


FIG. 8.5B - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. VARIAZIONE DELL'ACCELERAZIONE DI PICCO CON LA PROFONDITÀ IN TERMINI DI VALORE MEDIO E SCARTO QUADRATICO MEDIO (Tr=975 ANNI)

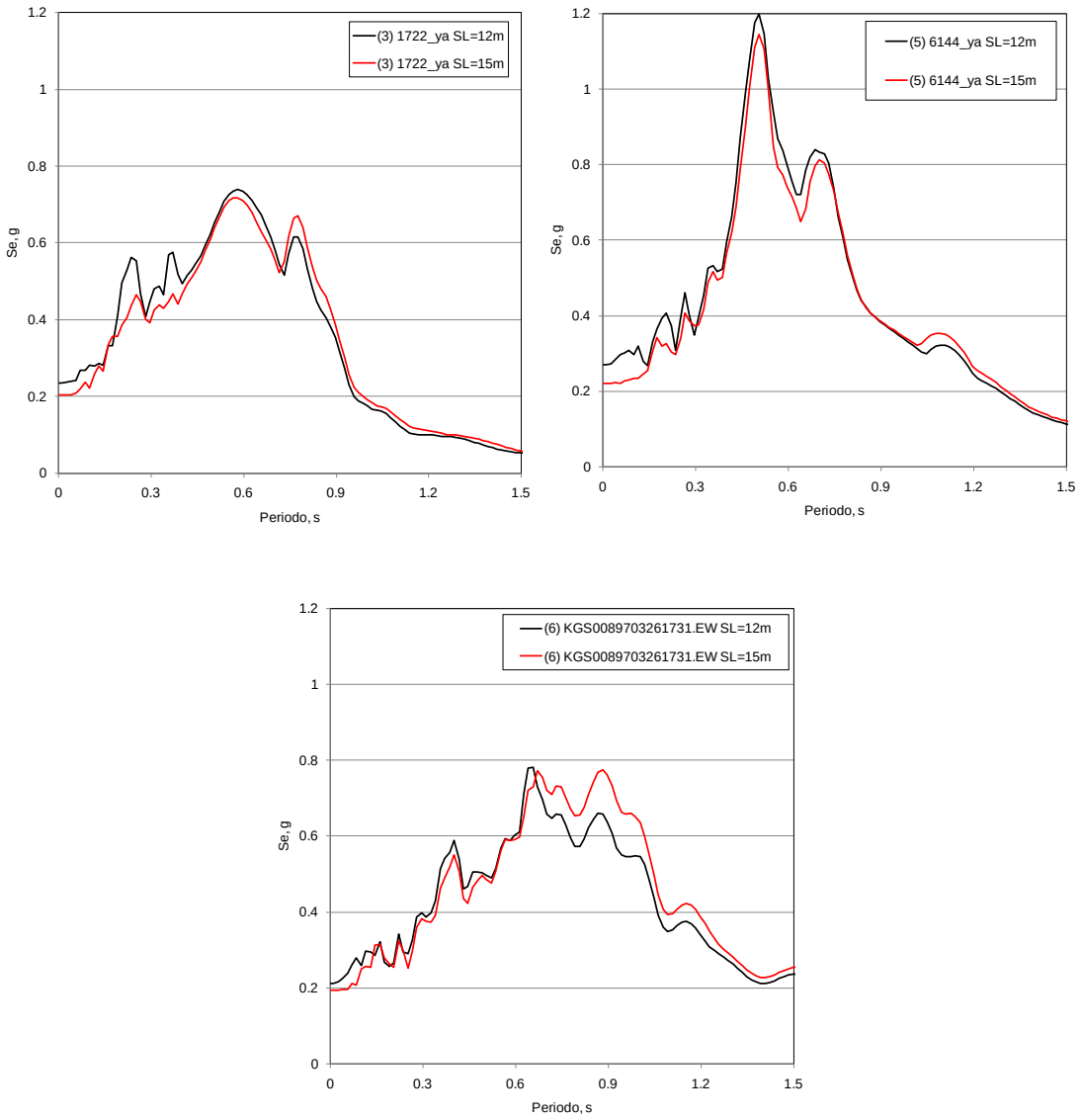


FIG. 8.6 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. INFLUENZA DELLO SPESSORE SL DEGLI STRATI LIMOSO-SABBIOSI SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE: CONFRONTO TRA SL=12M (IPOTESI DI PROGETTO, LINEE NERE) E SL=15M (LINEE ROSSE) PER TRE ACCELEROGRAMMI SCELTI TRA QUELLI ANALIZZATI.

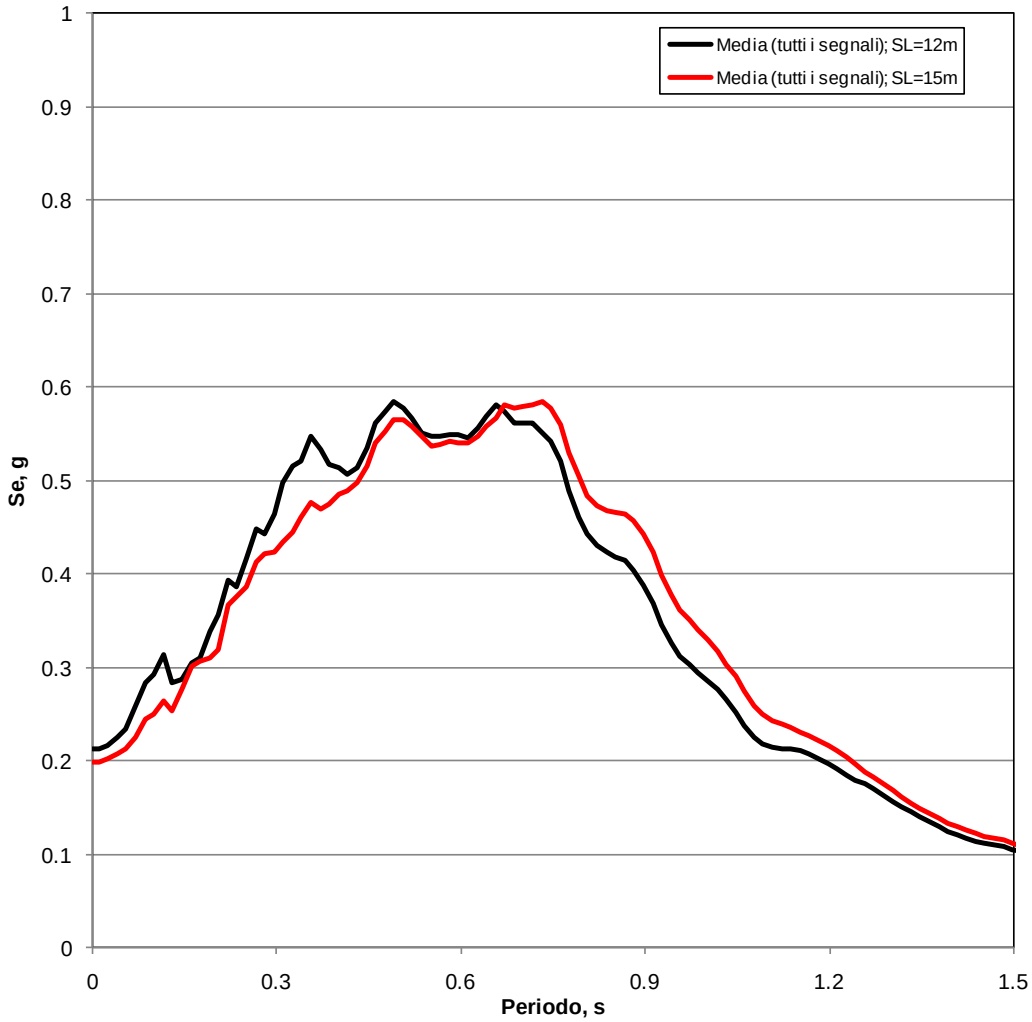


FIG. 8.7 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -RISULTATI DELLE ANALISI DI PROPAGAZIONE 1D. INFLUENZA DELLO SPESSORE SL DEGLI STRATI LIMOSO-SABBIOSI SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE: CONFRONTO TRA SL=12M (IPOTESI DI PROGETTO) E SL=15M IN TERMINI DI SPETTRI MEDI SU TUTTI GLI ACCELEROGRAMMI ANALIZZATI.

TAB. 8-1 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE -VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO ξ = 5%.

Tr=475 anni		**Tr=975 anni**	
T,s	**Sa, g**	**T,s**	**Sa, g**
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

Le analisi indicano uno sviluppo di pressioni interstiziali modesto, tale da far escludere l'eventualità di fenomeni di liquefazione o anche di mobilità ciclica, per il periodo di ritorno dell'azione sismica più breve (475 anni). Le analisi condotte per il periodo di ritorno più lungo (975 anni) mostrano un incremento di pressioni interstiziali più significativo, anche se ancora lontano da liquefazione incipiente (tenendo conto del carico applicato sul fondale dalle opere, pari a 100 kPa).

Tali indicazioni risultano confermate dai risultati delle prove triassiali cicliche condotte in laboratorio in sede di progetto definitivo. In queste ultime non si è osservato sviluppo rilevante di sovrappressioni interstiziali, per sforzi ciclici di ampiezza paragonabile a quelli calcolati nelle analisi numeriche, anche per un numero di cicli molto elevato.

Si fa notare che i campioni in laboratorio sono stati consolidati alla pressione verticale efficace di esercizio, che tiene quindi in considerazione il sovraccarico applicato dalle opere di 100 kPa.

I risultati dell'analisi approfondita degli effetti di amplificazione locale nel sito del porto di Vado Ligure, condotta in aderenza ai dettami delle Norme Tecniche DM

14/01/2008, confermano che l'amplificazione stessa si manifesta in misura significativa lungo un intervallo piuttosto ampio di periodi di vibrazione, controllato dal pur limitato spessore di depositi di fondale più superficiali. Peraltro, non si verifica amplificazione spettrale apprezzabile per valori di periodo maggiori di 0.7s per Tr=475 anni e 1.1s per Tr=975 anni.

Le ipotesi fatte sullo spettro medio di eccitazione per i calcoli di propagazione, compatibili con le NTC08, sono verosimilmente cautelative e pertanto anche lo spettro medio calcolato alla quota del fondale ha un certo margine di sicurezza.

In conclusione:

- lo spettro di risposta di progetto con periodo di ritorno di 475 e 975 anni è riportato in e illustrato nelle a e b (inviluppo semplificato);
- per il calcolo delle strutture l'accelerazione massima a_{max} al suolo per Tr=475 anni è di 0.15 g, come indicato dalla a. Questo è anche il valore da utilizzare nell'analisi di liquefazione, con periodo di ritorno di 475 anni;
- per il calcolo delle strutture l'accelerazione massima a_{max} al suolo per Tr=975 anni è di 0.200 g, come indicato dalla b e . Questo è il valore da utilizzare nell'analisi di liquefazione, con periodo di ritorno di 975 anni;

9. VERIFICA A LIQUEFAZIONE

9.1. Generalità

La liquefazione riguarda sostanzialmente i terreni granulari ed è quel fenomeno correlato alla generazione, per effetto del sisma, di elevate pressioni neutre nel terreno con conseguente "softening" dello stesso. L'incremento di pressioni neutre nel terreno è indotto dalla tendenza che hanno i materiali granulari a compattarsi quando soggetti a deformazioni di taglio ciclico.

In depositi sciolti, quando il terreno si rammolla, si hanno elevate deformazioni cicliche e tale rammollamento è anche accompagnato da una perdita di resistenza al taglio.

In depositi densi la liquefazione porta ad un temporaneo rammollamento ed incremento delle deformazioni cicliche, ma la tendenza che ha il terreno a dilatare impedisce che vi siano significative perdite di resistenza ed elevate deformazioni.

La capacità di un terreno di resistere alla liquefazione viene chiama Cyclic Resistance Ratio (CRR), mentre la sollecitazione che il sisma induce è definita come Cyclic Shear Ratio (CSR).

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito come il rapporto tra CRR e CSR, ovvero:

FS = CRR/CSR.

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione sia della resistenza (CRR) che della sollecitazione (CSR) cui il terreno al di sotto dell'area giorno è sottoposto.

In particolare si esamina l'area al di sotto e tra i cassoni a giorno, per le quali la soluzione fondazionale si presenta essere diversa da quella già trattata sia in P.D. che in P.E. - Fase 1.

Per tutte le altre aree, comprese le aree esterne alla piattaforma, valgono le considerazioni già espresse in precedenza, vedasi il rapporto MI010P-PE-G-G-R-1208-C0, cui si rimanda.

9.2. Considerazioni relative al caso oggetto di studio

Generalmente la valutazione degli sforzi di taglio agenti nel terreno a causa del sisma viene fatta per terreni privi di elementi di consolidamento. Nel caso in esame, in presenza delle inclusioni, vista la differenza di rigidezza tra le inclusioni rigide e il terreno naturale, sotto sisma, parte della sollecitazione viene assorbita dalle inclusioni.

Di fatto, quindi, detto CSR_U il valore della sollecitazione a taglio nel caso di terreno naturale privo degli elementi di rinforzo e detto CSR_I il valore della sollecitazione nel caso di terreno con inclusioni rigide, tra i due esiste la seguente relazione:

$CSR_I = K_G\ CSR_U$

Con $K_G<1$, ovvero sulle inclusioni rigide finisce una sollecitazione pari a $CSR_{SC} = (1-K_G)\ CSR_U$.

Il valore di K_G è di fatto il rapporto tra gli sforzi di taglio nel terreno consolidato e quelli nel terreno senza consolidamento.

Assumendo la compatibilità delle deformazioni a taglio tra terreno e inclusione, Baez (1995), fornisce la seguente relazione:

$$K_G = \frac{1}{G_R\left[A_R + \frac{1}{G_R}(1-A_R)\right]}.$$

Dove:

- $G_R = G_{SC}/G_S$ con G_{SC} = modulo di taglio delle inclusioni rigide e G_S = modulo di taglio del terreno.
- $A_R = A_{SC}/A$ con A_{SC} = area dell'inclusione rigida e A = area di influenza della singola colonna.

Come già discusso in precedenza per l'inclusione rigida si adotta si adotta un valore di G_{SC} ridotto pari a 800 MPa ottenendo conseguente un valore di $G_R = 20$.

In funzione dell'area delle inclusioni e del loro interasse si assume $A_R = 0.054$.

Pertanto risulta:

$K_G = 0.49$, ovvero si ha $CSR_I = 0.49 \times CSR_U$

Che vuol dire che le inclusioni portano ad una riduzione del 51% degli sforzi di taglio nel terreno tra le inclusioni stesse.

Le modalità di calcolo di CSR_U, nel seguito definito semplicemente CSR, è illustrata al paragrafo successivo.

9.3. Valutazione dello sforzo di taglio ciclico indotto dal terremoto nei terreni di fondazione

Il valore di picco della sollecitazione ciclica, CSRp è definito come:

$$CSRp = \frac{\tau_{picco}}{\sigma'_{vc}}$$

dove σ'_{vc} è la tensione di consolidazione efficace agente.

Il valore medio della sollecitazione ciclica cui fare riferimento nel calcolo è invece pari a:

CSRm = 0,65 x CSRp

Il valore dello sforzo di taglio di picco è valutabile come:

$$\tau_{picco} = a_{g,\max} / g \cdot \sigma_v$$

Dove σ_v è la tensione totale agente in sito alla profondità considerata.

Va inoltre considerato il coefficiente di riduzione "r_d" con la profondità della sollecitazione ciclica che può essere così valutato:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^{2}},$$

essendo z la profondità dal fondale. Nel caso in esame, però, la distribuzione di a_g con la profondità è data dalla , pertanto il parametro r_d non viene considerato nel calcolo.

La sollecitazione da tenere in considerazione per i calcoli è dunque:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{g,\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vc}}$$

Sulla base di quanto esposto ai capitoli precedenti, il valore di $a_{g,max}$ da considerare per la verifica a liquefazione è:

- Stato limite di salvaguardia, SLV (TR = 475 anni): $a_{g,max}$ = 0.15 g.

L'assunzione dello stato limite di salvaguardia per le verifiche a liquefazione è coerente con quanto riportato nella tabella C7.1.I della Circolare del 2/2/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Il valore così calcolato viene moltiplicato per K_G al fine di ottenere l'effettiva sollecitazione trasferita al terreno.

9.4. Valutazione della resistenza a liquefazione dei terreni di fondazione

9.4.1. Stima della resistenza a liquefazione dalle prove CPTu

In letteratura sono riportate diverse metodologie per la stima della resistenza del terreno alla liquefazione. In questa sede ci si riconduce a quanto riportato in Youd et al (2001).

In particolare si fa riferimento alle prove penetrometriche statiche CPTu eseguite per determinare la resistenza del terreno alla liquefazione. Le prove CPTu, infatti, consentono di definire in estremo dettaglio la successione stratigrafica dei terreni di fondazione molto più che altre tipologie di prove in posto e questo le rende particolarmente vantaggiose per l'individuazione del profilo di resistenza alla liquefazione con la profondità.

Il legame tra la resistenza alla punta normalizzata, q_{c1N}, e la resistenza CRR è riportata nella Fig. 9.1. La figura si riferisce ad una sabbia pulita, ovvero contenuto fine inferiore al 5%, e ad una magnitudo del sisma pari a Mw=7.5.

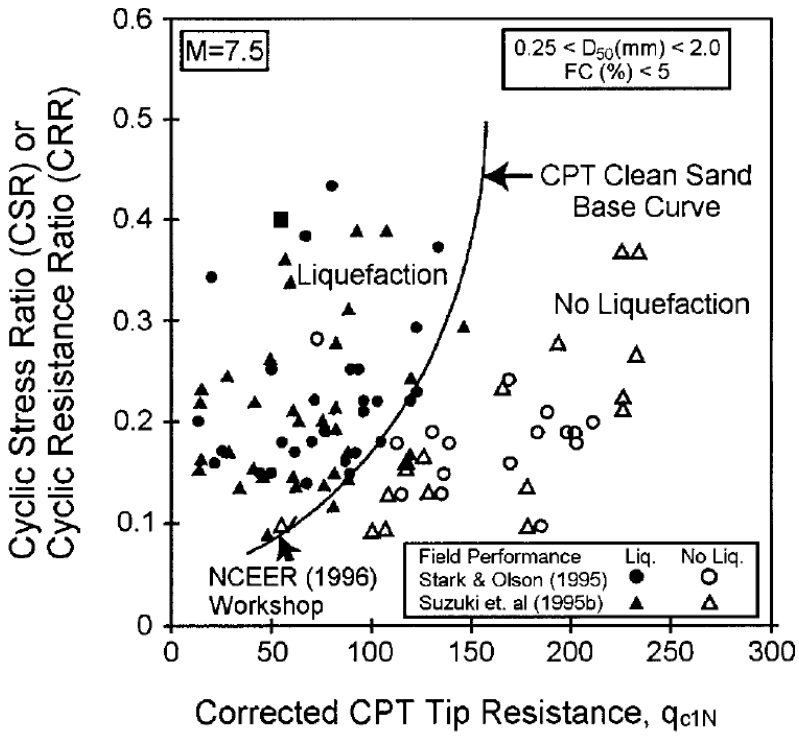


FIG. 9.1 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CURVA UTILIZZATA PER DETERMINARE LA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE UTILIZZANDO I DATI PROVENIENTI DALLE PROVE CPT (YOUD ET AL., 2001)

La curva base di riferimento va poi corretta per tener conto della effettiva granulometria dei terreni e della magnitudo del sisma di riferimento per il sito in esame.

La resistenza alla punta normalizzata è calcolata come:

$$q_{c1N} = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \cdot \frac{q_t}{P_a},$$

dove:

- n varia in funzione della tipologia di terreno (n =0.5 per sabbia, n=0.7 per limi e n= 1 per argille);
- q_t = resistenza alla punta misurata dal penetrometro statico e corretta per tener conto del fattore di forma della punta penetrometrica;
- P_a = pressione atmosferica = 100 KPa.

Il valore della resistenza alla punta normalizzata corretta per tener conto dell'effettivo comportamento del terreno, $(q_{c1N})_{CS}$, viene determinato con la seguente relazione:

$$(q_{C1N})_{CS} = K_c \cdot q_{c1N}$$

dove K_c è un fattore dipendente dall'indice di classificazione del terreno secondo Robertson, Ic, e quindi è correlato alla tipologia di terreno attraversato dalla punta penetrometrica.

Infatti si ha che se Ic ≤ 1.64 allora Kc = 1, altrimenti Kc è funzione di Ic secondo la seguente relazione:

$$Kc = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88 .$$

Si ricorda che l'indice Ic di Robertson è valutato come:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

Essendo:

$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ e $F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100$, dove fs è l'attrito laterale misurato dal penetrometro e gli altri simboli hanno il significato già esposto.

La curva riportata in Fig. 9.1 può essere approssimata dalla seguente equazione:

$$\begin{cases} (q_{c1N})_{CS} < 50 & CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} + 0.05 \\ 50 \le (q_{c1N})_{CS} < 160 & CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \end{cases}$$

Noto che sia quindi il valore adimensionale della resistenza alla punta corretto per la tipologia di terreno indagato tramite il fattore Kc, è possibile valutare la sua resistenza per un sisma di magnitudo Mw = 7.5.

Bisogna poi considerare che tale valore di resistenza va adeguato alla effettiva magnitudo attesa per il sito tramite un fattore di scala MSF così definito:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \qquad (Idriss,1995) \qquad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \qquad (Andrus\ \&\ Stokoe,1997) \qquad (2)$$

Per magnitudo inferiori a 7.5, come nel caso in esame la relazione (1) rappresenta il limite inferiore di MSF, mentre la relazione (2) il limite superiore.

Considerando una magnitudo di 6 per il sito di Vado Ligure si ottiene un valore di MSF=1.769 con la relazione (1) e MSF=1.77 con la relazione (2).

I due limiti, in questo caso, di fatto, coincidono.

Il valore della resistenza scalato alla effettiva magnitudo è dunque pari a:

$CRR = CRR_{7.5}$ x MSF

La Fig. 9.2 che segue riporta l'andamento con la profondità di CRR ottenuto come media delle prove CPT eseguite nell'ambito del campo prova area rilevato del 2011 e nell'abito del progetto preliminare del 2006.

L'interpretazione distinta delle due campagne, come si vede, porta a valori sostanzialmente identici della resistenza a liquefazione.

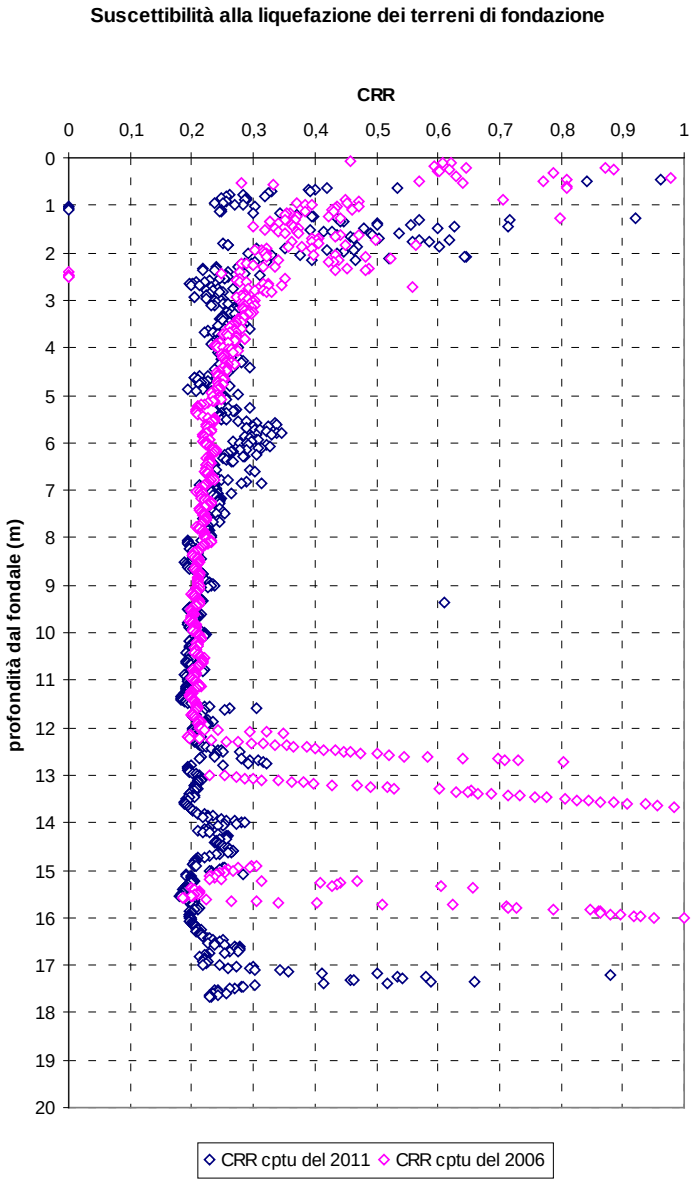


FIG. 9.2 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - ANDAMENTO DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE CON LA PROFONDITÀ DAL FONDALE

Il diagramma di CRR con la profondità è ricavabile per ciascuna prova cptu disponibile nell'area.

In particolare con riferimento alla Fig. 9.3 si considerano le seguenti verticali:

- CPTUS-1;

- CPTUS-7;
- CPTUS-8;
- CPTUS-12;
- CPTUS-15.



FIG. 9.3 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI

La figura Fig. 9.4 riporta l'andamento di CRR ottenuto per le su citate verticali di indagine.

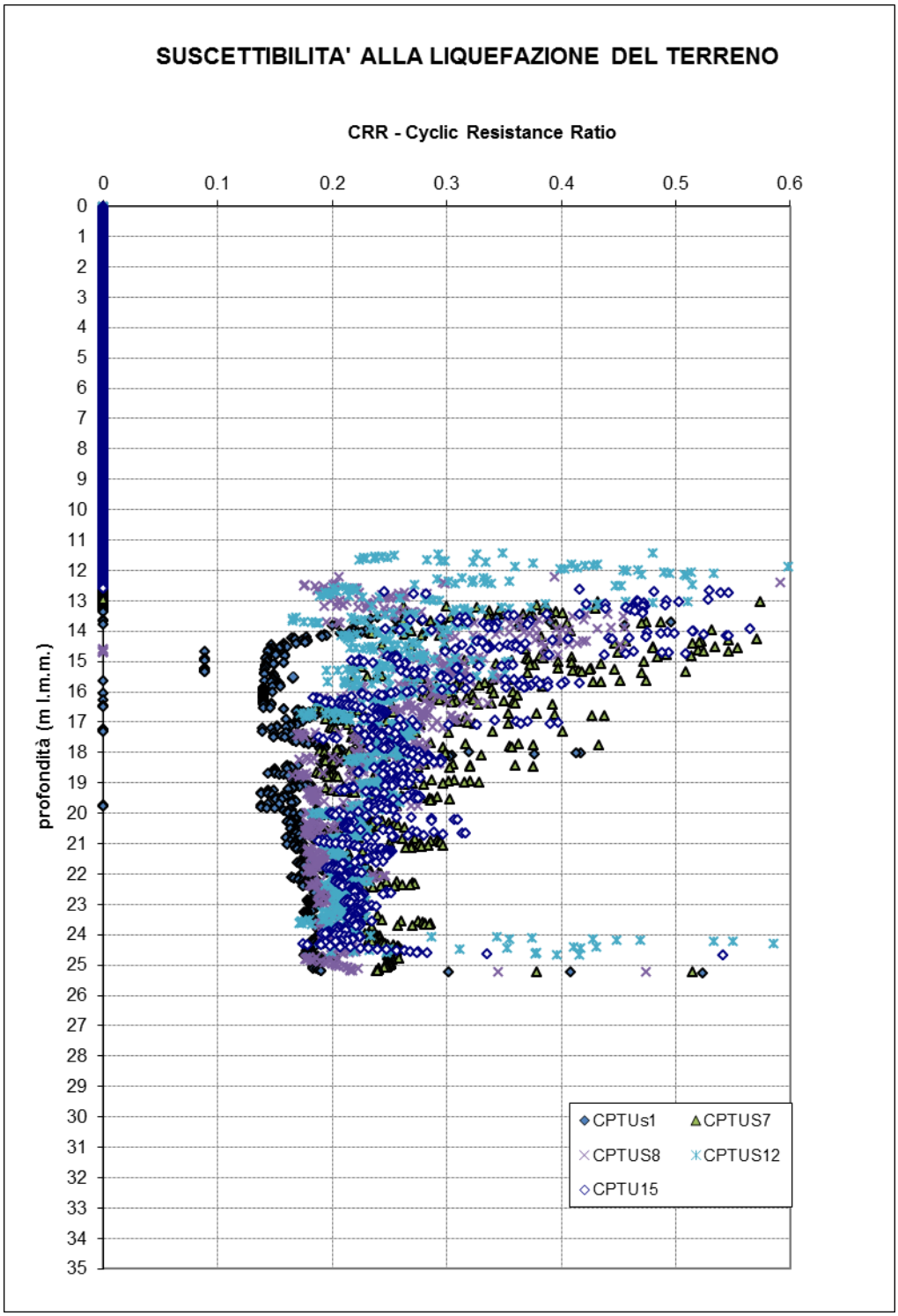


FIG. 9.4 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - ANDAMENTO DEL CRR CON LA PROFIONDITÀ

9.4.2. Stima della resistenza a liquefazione per i limi applicando il criterio di Boulanger & Idriss

In questo paragrafo si fa riferimento al criterio di verifica esposto da Boulanger e Indriss nel 2007 riguardo ai limi ed alle argille.

L'articolo di riferimento è Boulanger and Idriss (2007) nel quale, nel caso in cui il terreno di fondazione sia classificabile come "clay-like soil", la sua resistenza ciclica è esprimibile in termini di coesione non drenata.

Un terreno è definito clay-like soil se il suo indice di plasticità, IP, è superiore a 7.

Le analisi di classificazione dei limi riportate nel rapporto geotecnico mostrano come i livelli L1 ed L2 abbiano un indice di plasticità che solo nel 50% dei casi circa è superiore al limite di 7 fissato da Boulanger e Idriss, si veda la Fig. 9.5.

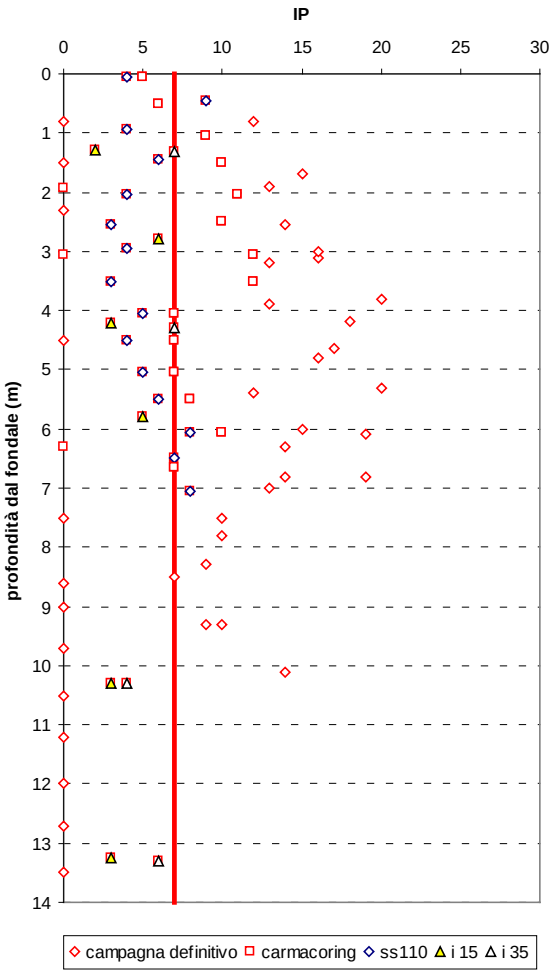


FIG. 9.5 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - ANDAMENTO DELL'INDICE DI PLASTICITÀ CON LA PROFONDITÀ

La valutazione della resistenza secondo il criterio dei "clay-like soil", quindi, è da intendersi in affiancamento a quella precedentemente descritta e ricavata dalle prove CPTu.

In particolare la resistenza viene così valutata:

$$CRR = 0.8 \cdot \frac{c_u}{\sigma'_{vc}} \cdot MSF \cdot K_\alpha$$

dove: c_u è la coesione non drenata, MSF è il fattore di scala della magnitudo e K_α rappresenta l'effetto dello stato di sforzo di taglio in condizioni geostatiche.

In particolare:

$$K_\alpha = 1.344 - \frac{0.344}{\left(1 - \frac{\tau_s}{c_u}\right)}, \text{ con } \tau_s = \frac{\sigma'_{v0} - \sigma'_{h0}}{2} = \frac{1 - k_0}{2} \cdot \sigma'_{v0}$$

Per quanto concerne la legge di variazione della coesione non drenata con la tensione di consolidazione, si fa riferimento a quanto riportato nel rapporto geotecnico e si considera:

$$c_u = 0.46 \cdot \sigma'_{vc} \cdot OCR^{0.7}$$

Il grado di sovraconsolidazione da considerare è quello indotto nei terreni di fondazione dalle attività di precarica.

Considerando un valore di MSF=1.77 così come prima ricavato si ottiene:

$$CRR = 1.416 \cdot \frac{c_u}{\sigma'_{vc}} \cdot K_\alpha$$

Se si adottasse, cautelativamente, un valore di OCR = 1 si troverebbe K_α = 0.60 e c_u/σ'_{vc}=0.46 e quindi:

CRR = 0.39.

Tale valore di resistenza risulta associato ai limi, ovvero fino a circa 10 metri dal fondale.

Rispetto ai valori di resistenza valutati dalle CPTU e riportati in Fig. 9.2 si ha una buona rispondenza tra i due metodi per i primi 2 metri dal fondale, mentre al di sotto il metodo di Boulanger & Idriss restituisce una resistenza decisamente più elevata di quella ricavata dalle prove penetrometriche che risulta essere variabile tra 0.3 e 0.2 man mano che si procede verso il basso.

Si adotta quindi, in via cautelativa, come riferimento per le verifiche alla liquefazione, il profilo di CRR ricavato dalle prove penetrometriche.

9.4.3. Prove triassiali cicliche eseguite

9.4.3.1 Indagini del Progetto Definitivo

Con riferimento alla verticale S19, sono state eseguite 6 prove triassiali cicliche in condizioni anisotrope di cui 3 alla profondità di 16 m l.m.m. e 3 a 21 m l.m.m., rispettivamente in L2 ed SL.

Le prove sono state eseguite consolidando i campioni in maniera anisotropa con un coefficiente K0 = 0.5.

Terminata la fase di consolidazione è stato applicato il carico ciclico in condizioni non drenate misurando l'accumulo di sovrappressione neutra al procedere dei cicli. Il carico ciclico SR è stato compreso tra 0.02 e 0.1, con una frequenza di 2 Hz.

I due depositi hanno manifestato comportamenti simili. Andando a definire il rapporto $R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}}$, dove Δu è l'accumulo di sovrappressione neutra al ciclo i-esimo e σ'_{vc} è la tensione di consolidazione, si ottengono i risultati riportati nella seguente tabella.

Campione	SR [-]	s'_{vc} [kPa]	Du [kPa]	N [-]	Ru [-]
S19 - CI5 16.2 m l.m.m.	0.02	65	3.5	300	0.053
S19 - CI5 16 m l.m.m.	0.05	65	17	300	0.26
S19 - CI5 16 m l.m.m.	0.10	65	23	300	0.35
S19 - CI12 21 m l.m.m.	0.02	100	5	300	0.05
S19 - CI12 21.3 m l.m.m.	0.045	100	17	300	0.17
S19 - CI12 21.2 m l.m.m.	0.10	99.8	49	300	0.49

Le prove sono state condotte a frequenze che possono considerarsi rappresentative del terremoto di progetto fornendo valori di Ru a 300 cicli non superiori al 50 %.

Considerando che il numero di cicli rappresentativi del sisma di progetto per Vado Ligure è pari a 6 si deduce come non vi siano accumuli di pressioni neutre significativi nei terreni indagati.

9.4.3.2 Indagini Progetto Esecutivo

Sono state eseguite 6 prove triassiali cicliche in condizioni anisotrope di cui 3 alla profondità di 6 m dal fondale, quindi in L2, e 3 a 10 m di profondità, quindi in SL.

Le prove sono state eseguite consolidando i campioni in maniera anisotropa con un coefficiente k_0 = 0.52. Terminata la fase di consolidazione è stato applicato il carico ciclico in condizioni non drenate, misurando l'accumulo di sovrappressione neutra al procedere dei cicli di carico/scarico. Il carico ciclico applicato SR è stato compreso tra 0.10 e 0.20, con una frequenza di 0.2 Hz.

Le due tipologie di deposito hanno manifestato due comportamenti diversi in queste prove. In particolare L2 ha mostrato un accumulo progressivo di sovrappressioni al procedere dei cicli, mentre SL ha mostrato un accumulo molto basso.

Andando a definire il rapporto $R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}}$, dove Du è l'accumulo di sovrappressione neutra al ciclo i-esimo e σ'_{vc} è la tensione di consolidazione, si ottengono i risultati riportati nella seguente tabella.

Campione	SR [-]	σ'_{vc} [kPa]	Du [kPa]	N [-]	Ru [-]
i35 CI3 6m	0.10	21	16	15	0.76
i35 CI3 6m	0.15	21	17	7	0.80
i35 CI3 6m	0.15	100	90	4	0.90
i15 CI6 10m	0.10	35	5	50	0.14
i15 CI6 10m	0.15	38	10	50	0.26
i15 CI6 10m	0.20	39	15	50	0.38

Le prove sono state eseguite a delle frequenze inferiori rispetto a quelle tipiche del terremoto, portando di fatto ad un accumulo di sovrappressione con l'incrementare dei cicli, sicuramente superiore rispetto a quelle che un sisma può indurre. In ogni caso si evidenzia come la sabbia non mostri accumuli di sovrappressioni significativi nemmeno a 50 cicli di carico, mentre i limi si mostrano essere, come del resto già noto, più suscettibili all'accumulo di Du in cicli di carico non drenati. Fatta eccezione per un caso, si raggiungono comunque valori del parametro Ru maggiori o uguali all'80% a un numero di cicli mediamente superiore a 6 valore del numero di cicli rappresentativo di un sisma di magnitudo 6, come nel caso di Vado Ligure, ovvero si ha un fattore di sicurezza pari a 1/0.8 = 1.25.

In conclusione, quindi, ritenendo non rappresentative le prove eseguite con una frequenza di 0.2 Hz, nel seguito si utilizzano le correlazioni derivate dalle prove CPTu per condurre le verifiche di liquefazione.

9.5. Verifica a liquefazione per l'area a giorno

La sollecitazione ciclica è pari a:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{g,\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vc}}$$

Come già discusso, nel terreno tra inclusioni agisce uno sforzo di taglio pari a 0.49 x CSR.

L'andamento della sollecitazione 0.49 x CSR con la profondità, confrontata con la resistenza CRR ricavata in precedenza, è riportata nelle figure che seguono.

Come si osserva il valore di resistenza CRR è sempre superiore alla sollecitazione CSR.

I diagrammi qui di seguito presentati, per altro, sono da considerarsi rappresentativi di tutti i cassoni a giorni sia quelli con le torri che sostengono l'impalcato sia quelli pieni che costituiscono la conterminazione perimetrale. Tra le due tipologie, infatti, non vi sono sostanziali differenze in termini di intervento di consolidamento dei terreni di fondazione.

Gli stessi diagrammi sono da considerarsi rappresentativi anche per le aree che si trovano tra cassoni, le quali sono comunque irrigidite dalle inclusioni e per le quali, quindi, valgono le stesse considerazioni in termini di CSR applicato al terreno di fondazione.

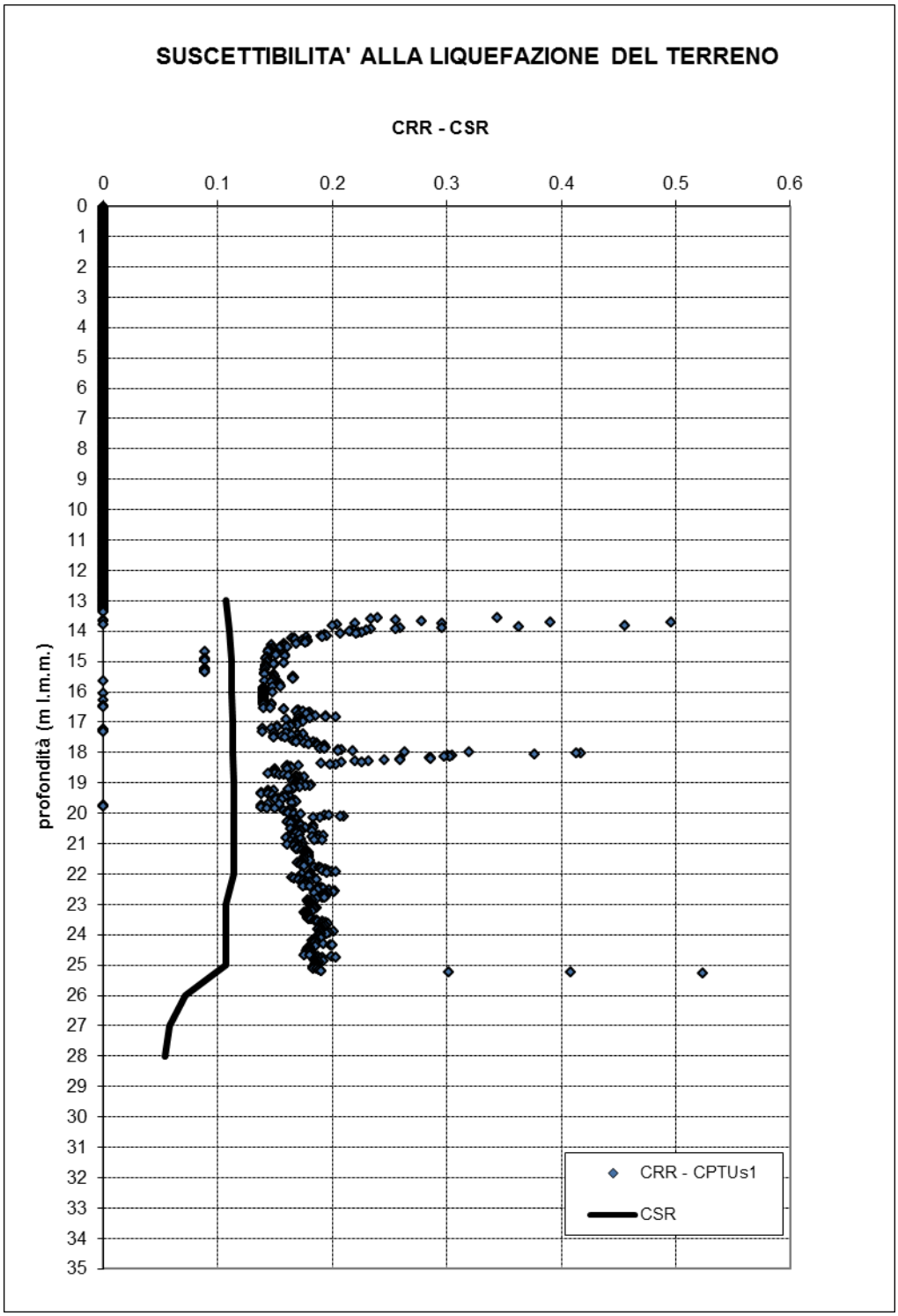


FIG. 9.6 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CONFRONTO TRA SOLLECITAZIONE E RESISTENZA CICLICA CON LA PROFONDITÀ - CPTUS1

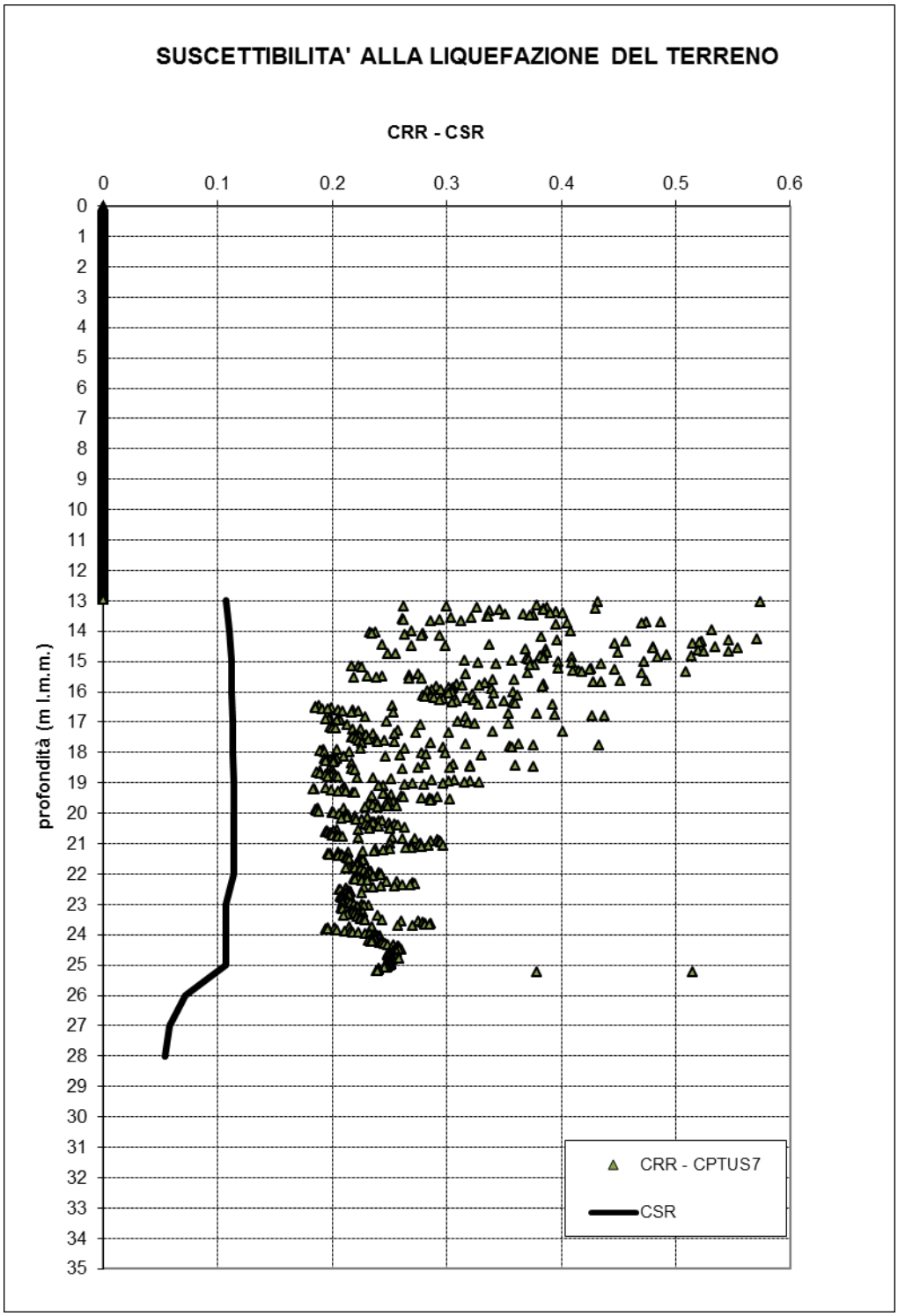


FIG. 9.7 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CONFRONTO TRA SOLLECITAZIONE E RESISTENZA CICLICA CON LA PROFONDITÀ - CPTUS7

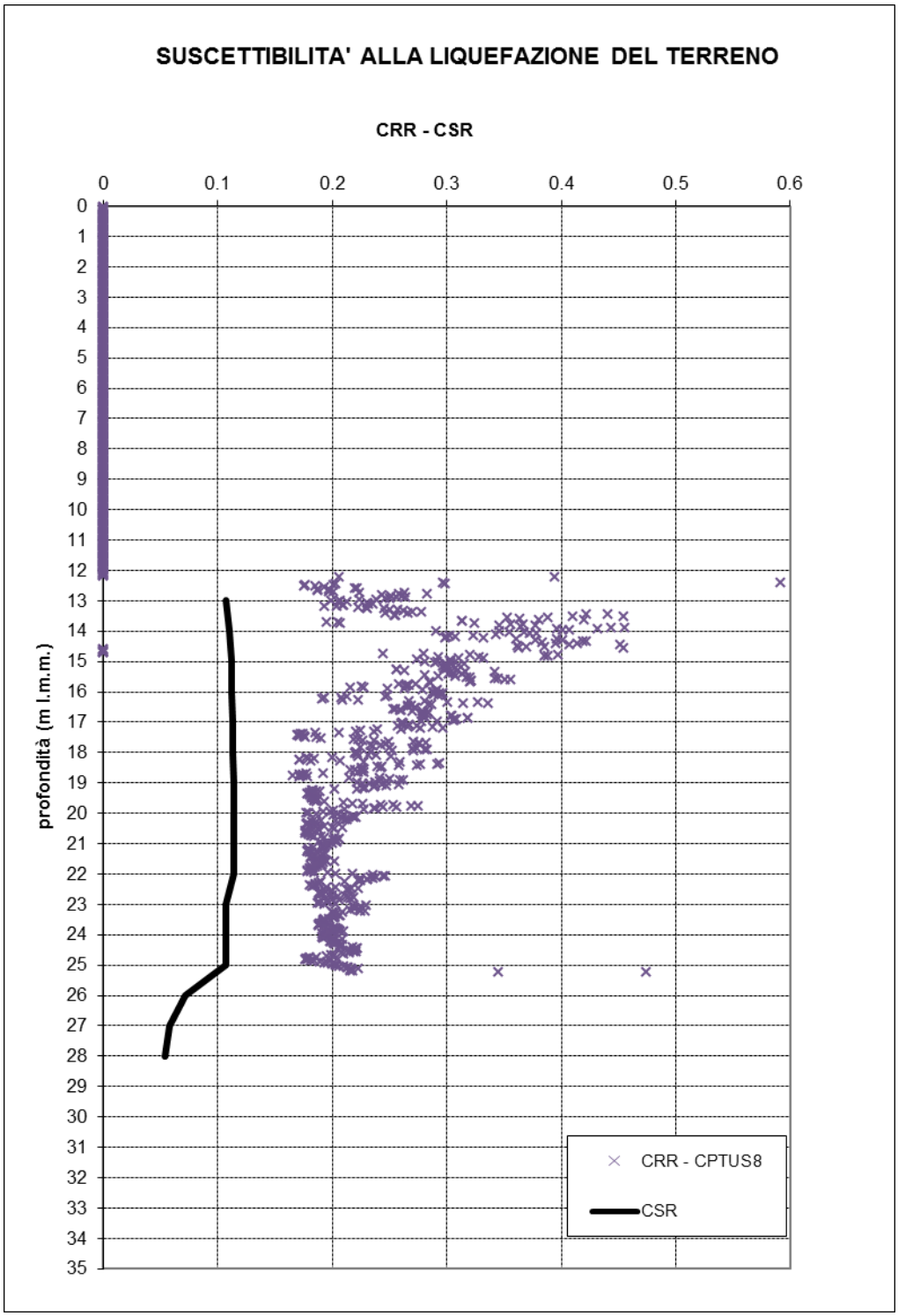


FIG. 9.8 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CONFRONTO TRA SOLLECITAZIONE E RESISTENZA CICLICA CON LA PROFONDITÀ - CPTUS8

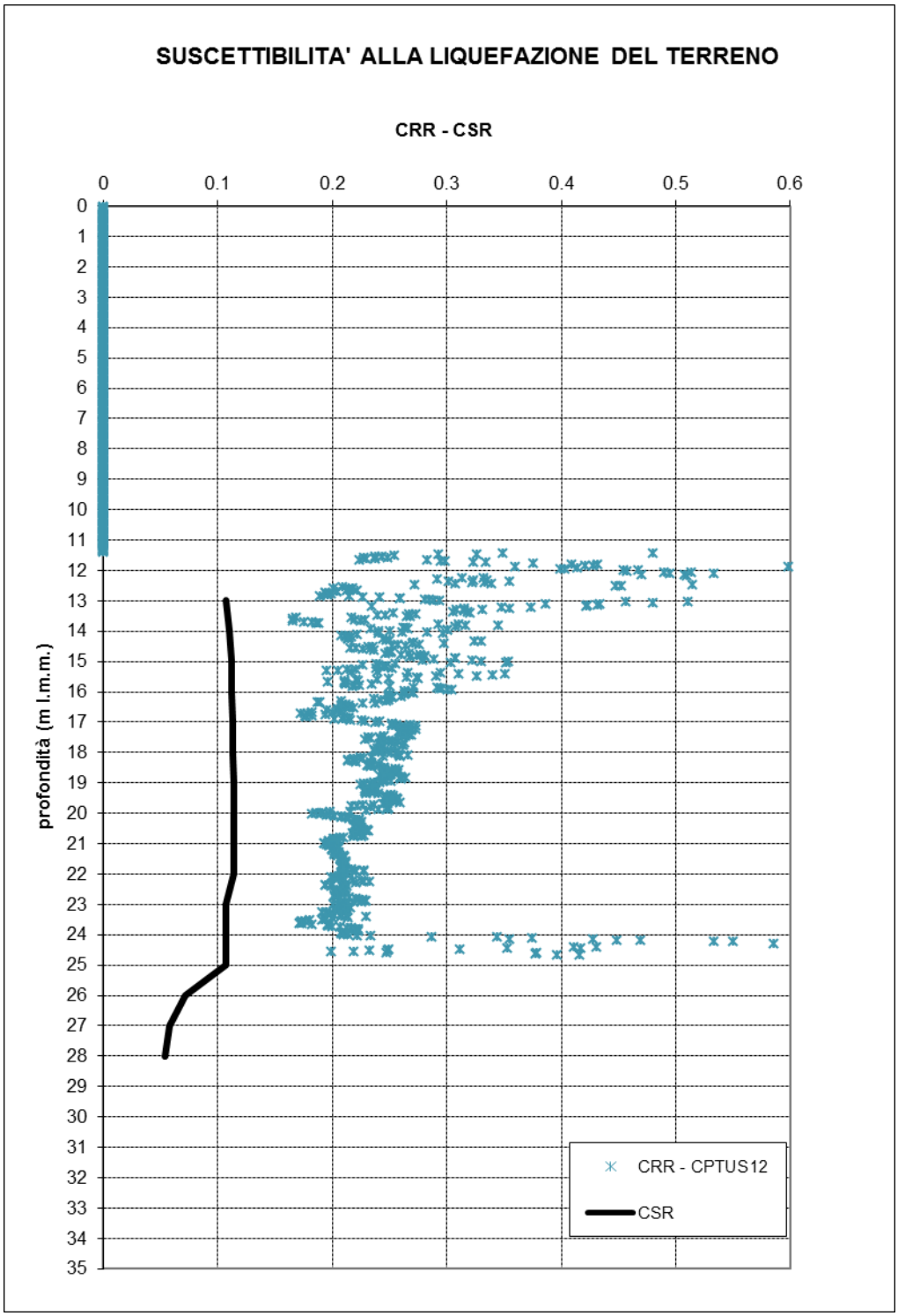


FIG. 9.9 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CONFRONTO TRA SOLLECITAZIONE E RESISTENZA CICLICA CON LA PROFONDITÀ - CPTUS12

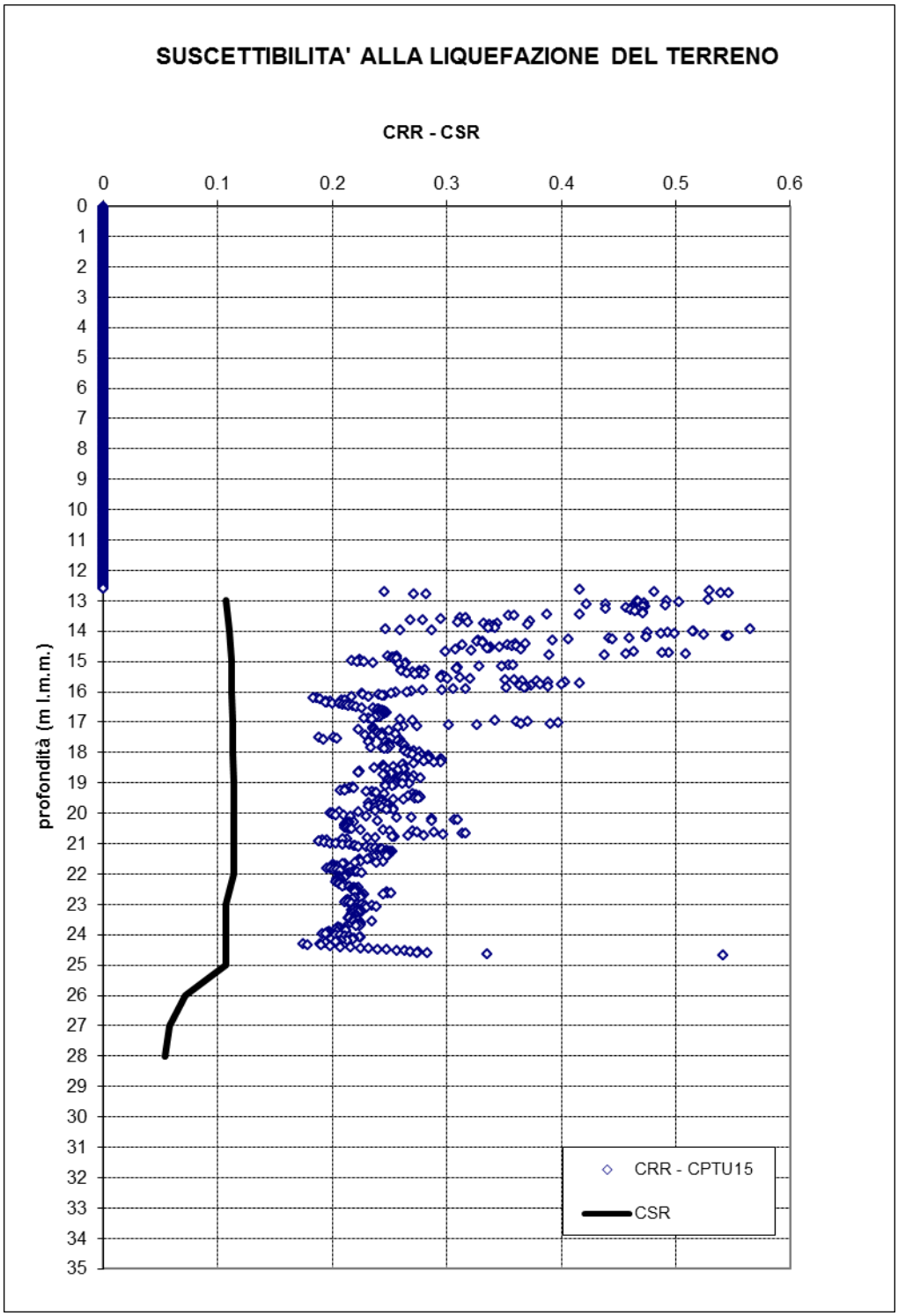


FIG. 9.10 - VADO LIGURE - NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - CONFRONTO TRA SOLLECITAZIONE E RESISTENZA CICLICA CON LA PROFONDITÀ - CPTUS15

9.6. Considerazioni conclusive

Si è provveduto, in questo capitolo, a fornire le verifiche a liquefazione per il terreno di fondazione della Piastra Multifunzionale con riferimento allo stato limite di salvaguardia (SLV), ovvero considerando un sisma con periodo di ritorno 475 anni.

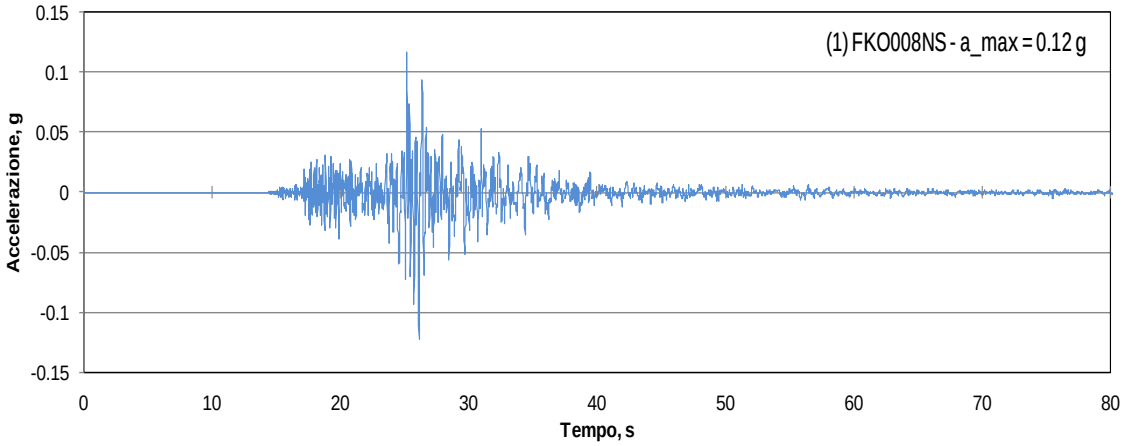
La resistenza a liquefazione dei terreni è stata valutata con riferimento alle prove CPTu condotte nel 2006 e nel 2011 e considerando il criterio di Boulanger e Idriss del 2007. È stata considerata, poi, nelle verifiche, la presenza delle inclusioni rigide che assorbono parte della sollecitazione sismica, scaricando di fatto il terreno di fondazione, in particolare si è dimostrato come le inclusioni assorbano il 51% del carico sismico.

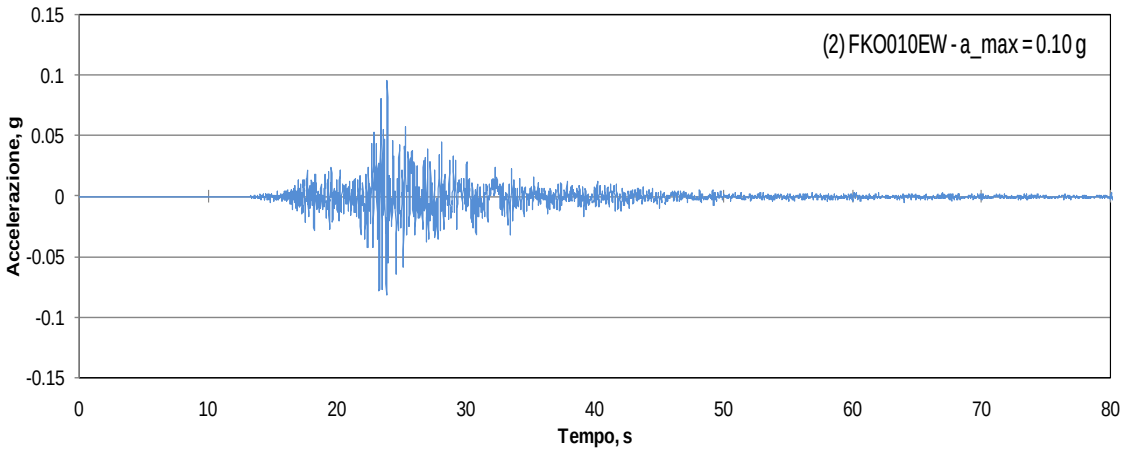
La verifica è stata condotta semplicemente per l'area dei cassoni a giorno in quanto per le aree esterne alla piattaforma valgono le considerazioni già espresse nelle precedenti fasi di progetto.

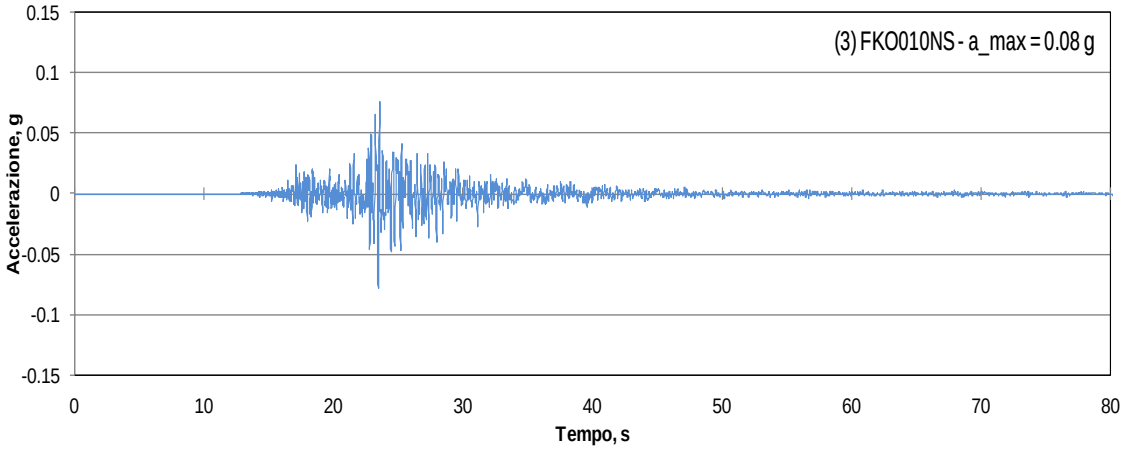
Le analisi hanno mostrato che per l'intera area a giorno il terreno di fondazione tra inclusioni è sottoposto a sollecitazioni indotte dal sisma che sono inferiori alla resistenza del terreno naturale per tutta la profondità interagente con le opere.

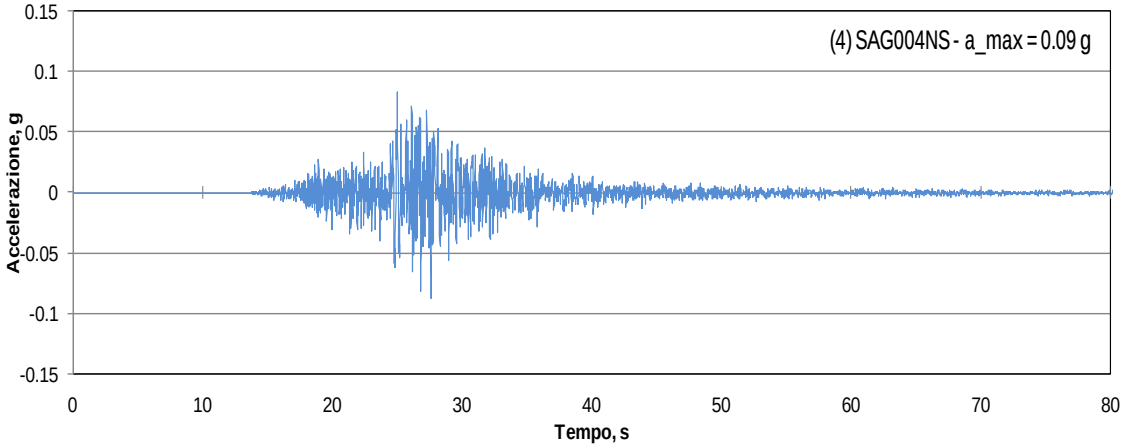
Si può concludere, quindi, che a seguito delle attività costruttive, del consolidamento dei terreni di fondazione mediante l'esecuzione di inclusioni rigide e del cronogramma lavori previsto per l'esecuzione delle opere, sotto l'area a giorno della piastra multifunzionale i terreni di fondazione L1, L2, SL non sono a rischio liquefazione per l'azione sismica indotta dal terremoto con periodo di ritorno pari a 475 anni.

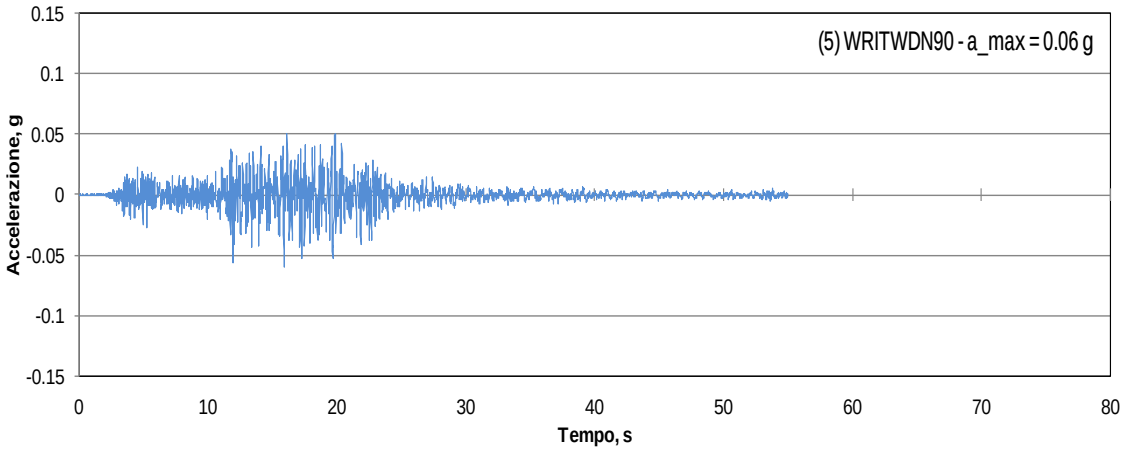
APPENDICE A - ACCELEROGRAMMI SCELTI

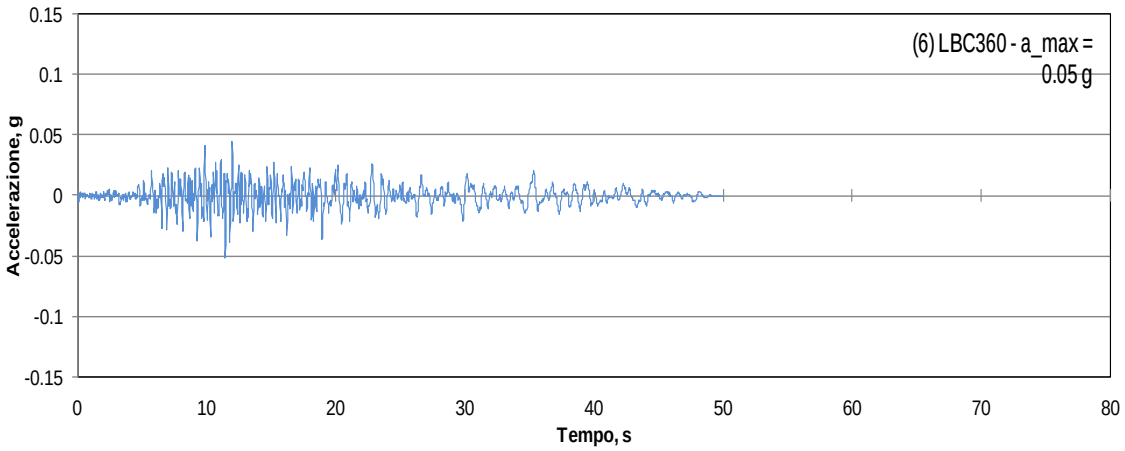

(1) FKO008NS - a_max = 0.12 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

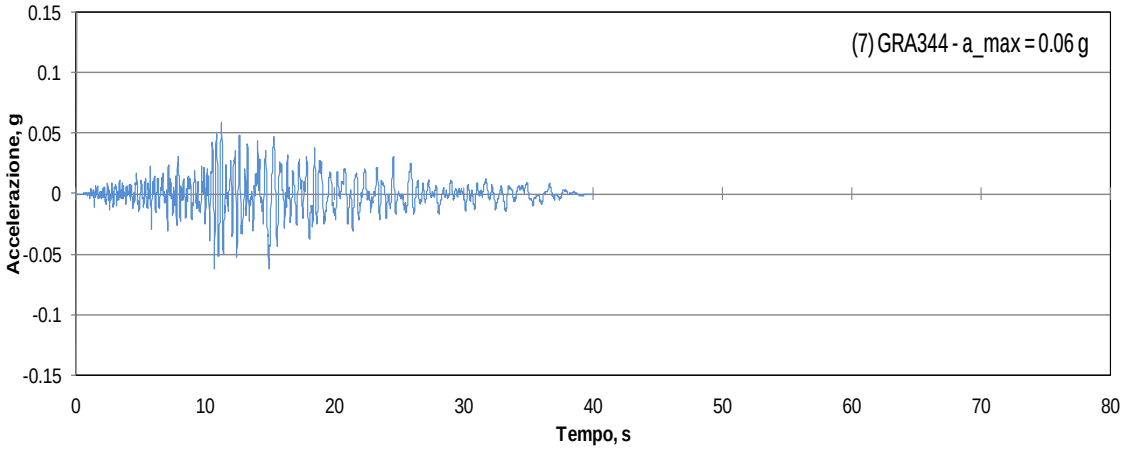

(2) FKO010EW - a_max = 0.10 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

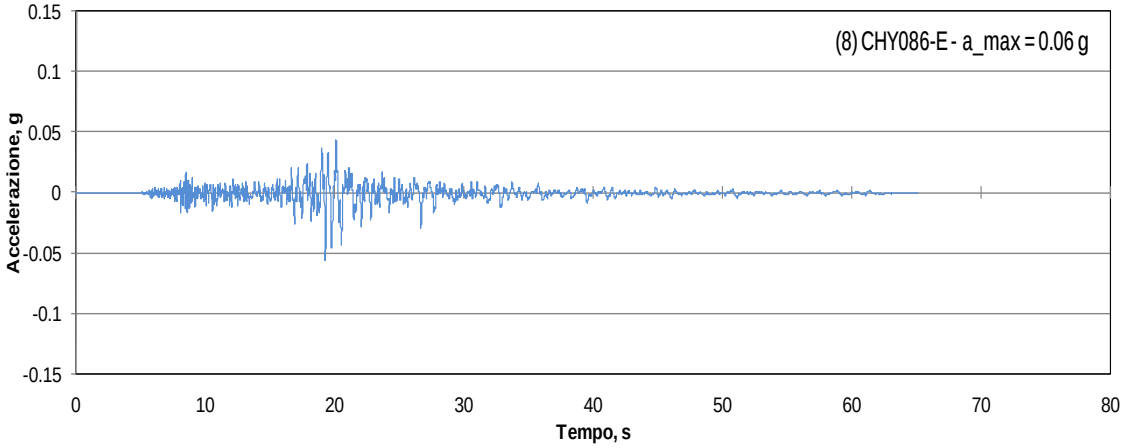

(3) FKO010NS - a_max = 0.08 g
Accelerazione, g
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Tempo, s

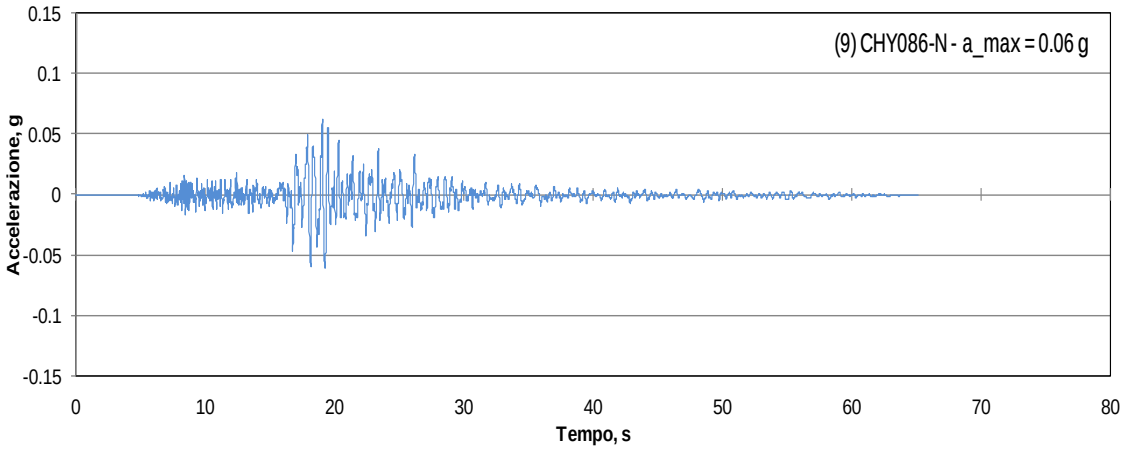

(4) SAG004NS - a_max = 0.09 g
Accelerazione, g
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Tempo, s

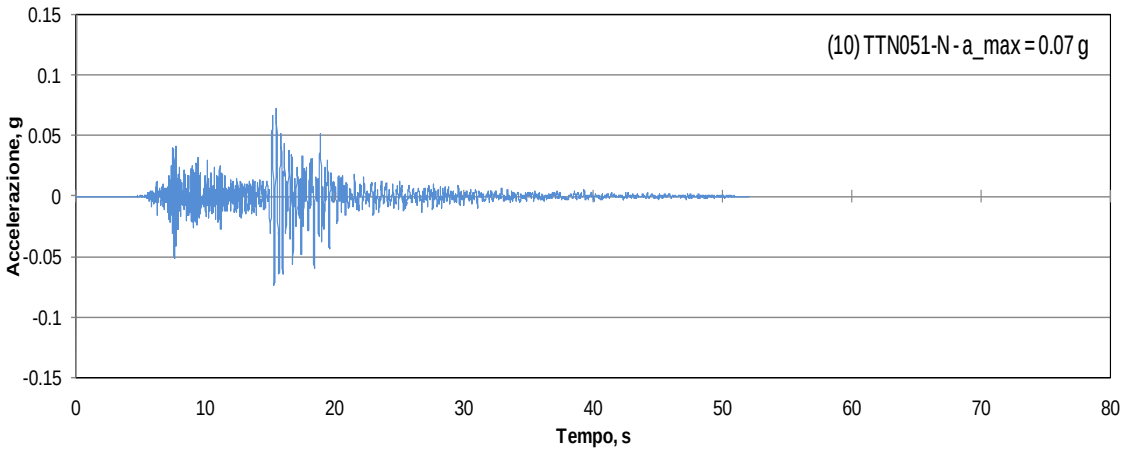

(5) WRITWDN90 - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Tempo, s

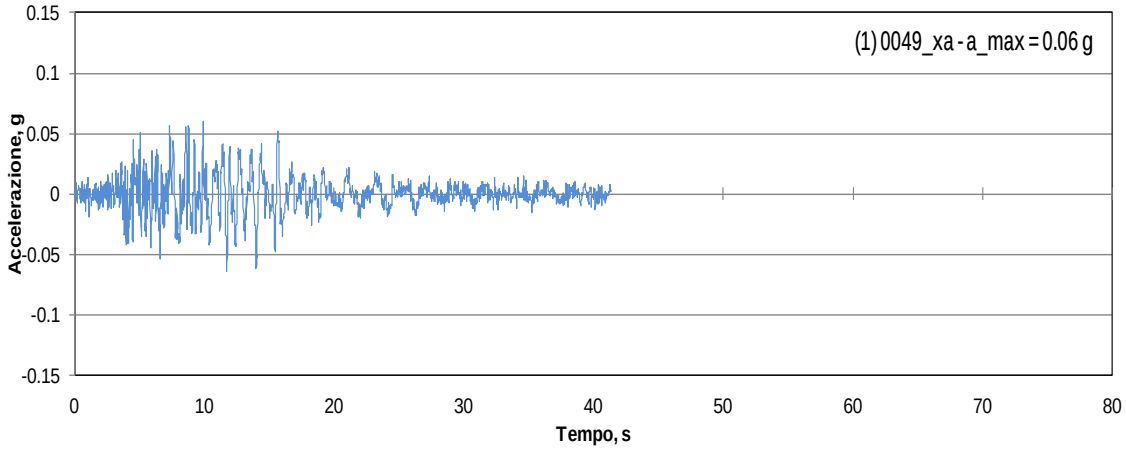

(6) LBC360 - a_max = 0.05 g
Accelerazione, g
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Tempo, s

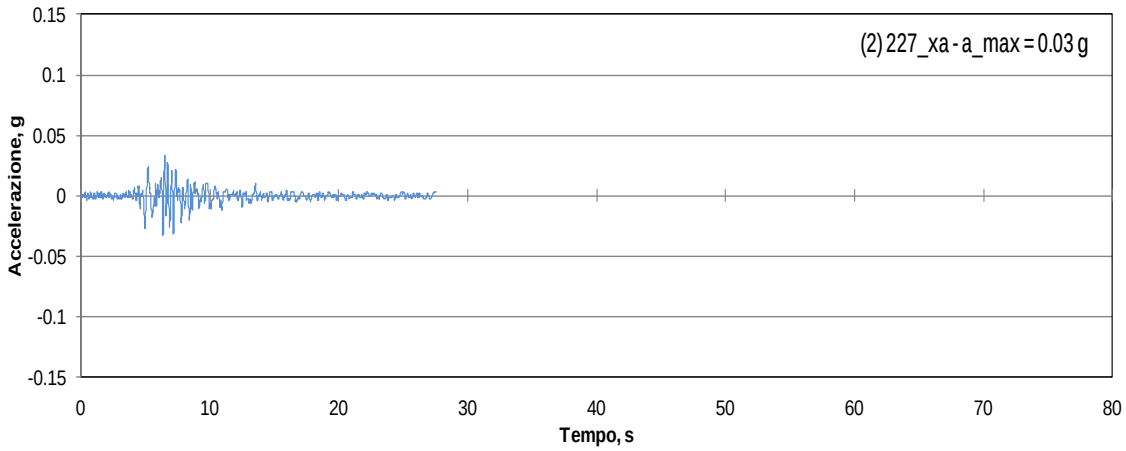

(7) GRA344 - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

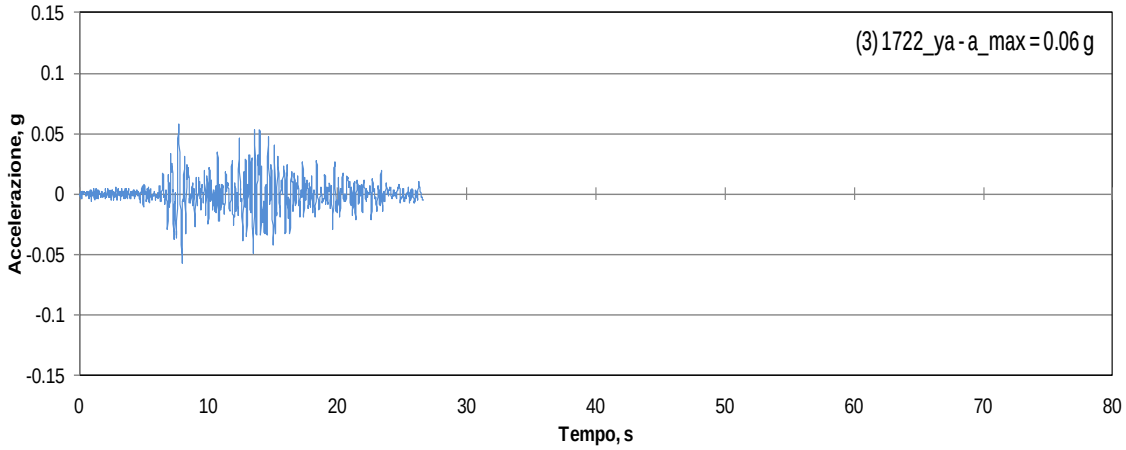

(8) CHY086-E - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

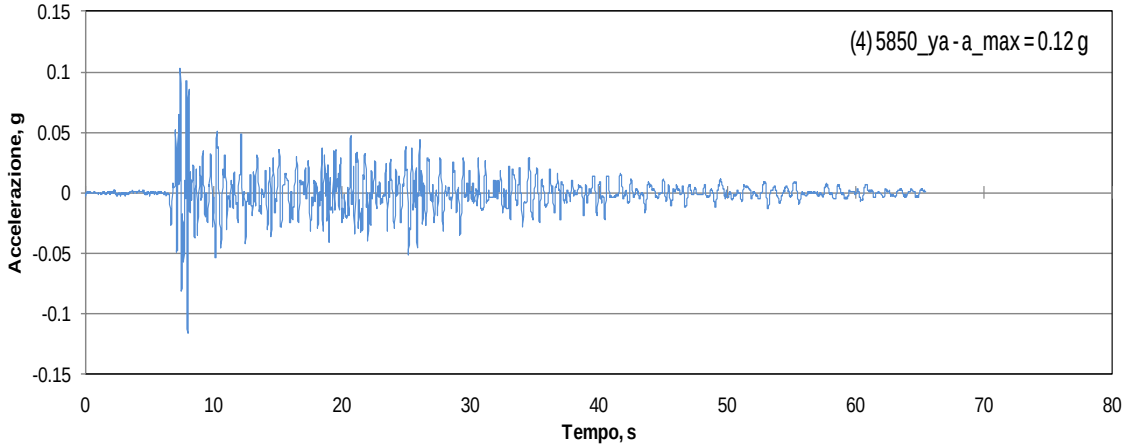

(9) CHY086-N - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

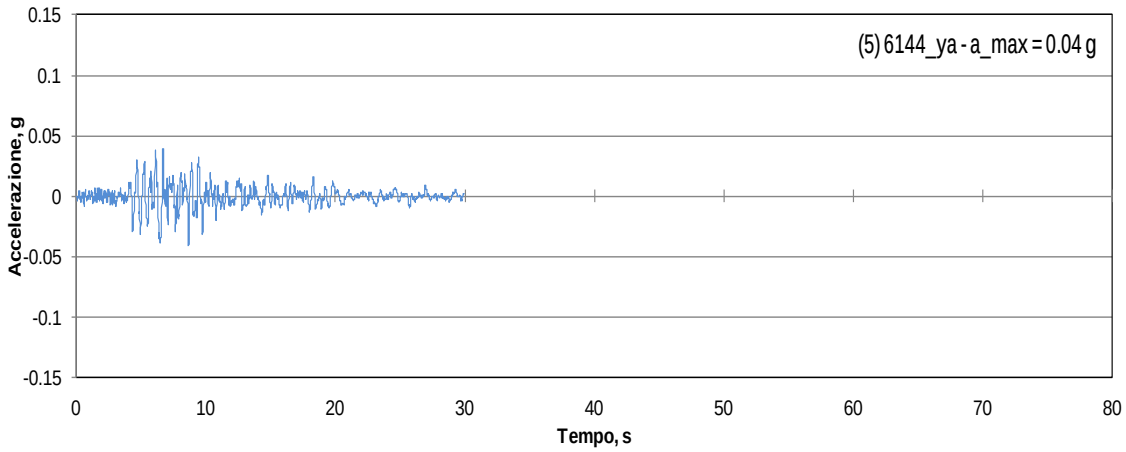

(10) TTN051-N - a_max = 0.07 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

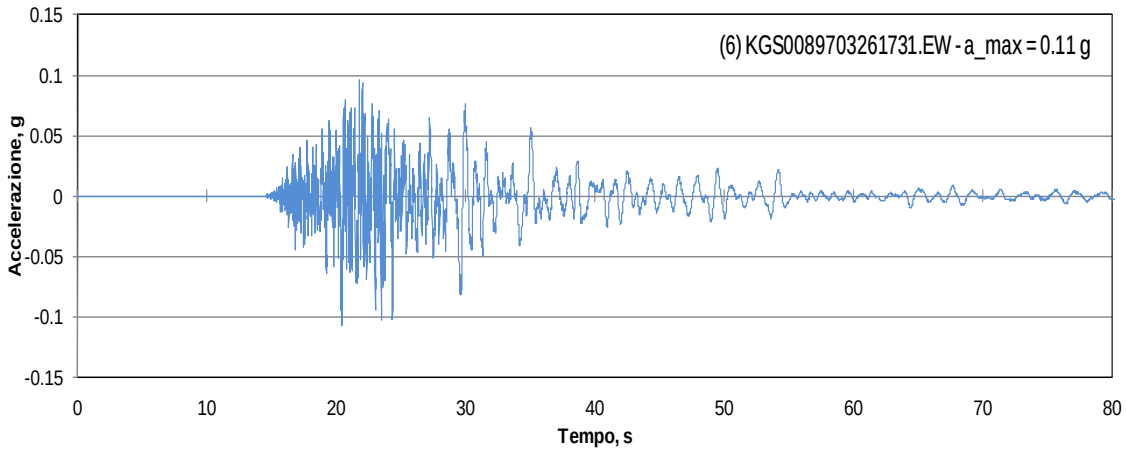

(1) 0049_xa - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80

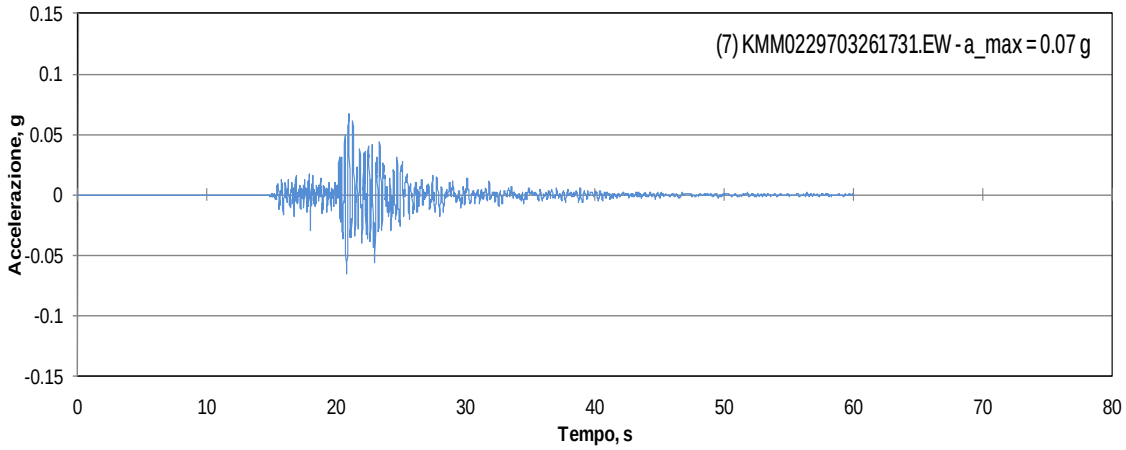

(2) 227_xa - a_max = 0.03 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80


(3) 1722_ya - a_max = 0.06 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80


(4) 5850_ya - a_max = 0.12 g
Accelerazione, g
Tempo, s
0.15
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
-0.15
0
10
20
30
40
50
60
70
80


(5) 6144_ya - a_max = 0.04 g
Accelerazione, g
Tempo, s


(6) KGS0089703261731.EW - a_max = 0.11 g
Accelerazione, g
Tempo, s


(7) KMM0229703261731.EW - a_max = 0.07 g
Accelerazione, g
Tempo, s

APPENDICE B - MODELLO COSTITUTIVO DI HUJEUX

B.1 LEGGE COSTITUTIVA DI HUJEUX

Presentiamo qui una breve descrizione delle caratteristiche principali del modello di Hujeux, implementato nel codice GEFDYN (Aubry e Modaressi, 1986).

Le seguenti notazioni verranno di seguito utilizzate:

σ'_{ij} = tensore degli sforzi efficaci

σ_1, σ_2, σ_3 = sforzi principali

$p' = (\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$ = sforzo efficace medio

$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p'\delta_{ij}$ = tensore tensioni deviatoriche

δ_{ij} = delta di Kronecker

$q = ((\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2)^{1/2}$ = sforzo deviatorico

$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \varepsilon^p_{ij}$ = tensore di deformazione

ε^e_{ij} = componente elastica del tensore di deformazione

ε^p_{ij} = componente plastica del tensore di deformazione

$\varepsilon_v = (\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3)$ = deformazione volumentrica

$\varepsilon_d = (2((\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2))^{1/2}/3$ = deformazione deviatorica

Il modello di Hujeux è una generalizzazione del modello Cam-clay e ricopre il caso generale di materiali granulari in condizioni di carico ciclico (Hujeux, 1985).

E' un modello non-lineare, elastoplastico ad incrudimento isotropo e cinematico.

Secondo questa legge l'incremento di deformazione totale è suddiviso in un'aliquota elastica ed una aliquota plastica, per cui è possibile scrivere:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

B.2 DEFORMAZIONI ELASTICHE

La relazione sforzi-deformazioni, per un materiale omogeneo ed isotropo, nel dominio elastico-lineare è:

$$\varepsilon^e_v = p'/K(p')$$

$$\varepsilon^e_d = q/3G(p')$$

con

$$K = E/(3(1-2\nu))$$

$$G = E/(2(1+\nu))$$

Essendo E il modulo di Young e ν il coefficiente di Poisson.

La dipendenza dei parametri elastici dallo sforzo medio efficace è data dalla legge (Jambu, 1963):

$$K = K_{ref} \cdot (p'/p_{ref})^n$$

$$G = G_{ref} \cdot (p'/p_{ref})^n$$

Dove G_{ref} e K_{ref} sono i parametri elastici alla pressione p_{ref} di riferimento (p_{ref} = 1 MPa) ed n è un parametro del modello.

B.3 DEFORMAZIONI PLASTICHE

Le deformazioni plastiche possono essere calcolate utilizzando la funzione di carico e la funzione di potenziale plastico attraverso la relazione:

$$d\varepsilon^p_{ij} = \lambda \cdot \delta g/\delta\sigma_{ij}$$

dove $\cdot\delta g/\delta\sigma_{ij}$ è la normale alla superficie di potenziale plastico, λ è il moltiplicatore di plasticità.

Il modello di Hujeux utilizza due meccanismi di plasticizzazione uno deviatorico e l'altro isotropo.

Meccanismo deviatorico

La funzione di carico è

$$f(p, q, \varepsilon^p_v, \varepsilon^p_d) = q - M_p[1 - b \ln(p/p_c)]\, r(a, \varepsilon^p_d)$$

Essa discende dalla funzione di carico Cam-clay, modificata con l'introduzione di due parametri. Un parametro b che permette di variare la curvatura della superficie di plasticizzazione e di un parametro a che permette di far intervenire nel meccanismo di plasticizzazione non solo le deformazioni volumetriche plastiche, come avviene nel modello Cam-Clay, ma anche le deformazioni plastiche di tipo deviatorico.

Ciò avviene attraverso il coefficiente r espresso come:

$$r = r^{ela} + \varepsilon^p_d/(a+\varepsilon^p_d)$$

Il parametro r^{ela} permette di definire una posizione iniziale della funzione di carico all'interno della quale le deformazioni sono esclusivamente di tipo elastico.

La funzione di potenziale è invece identica alla funzione potenziale del modello Cam-Clay:

$$g(p, q, \varepsilon^p_v) = q - M_p[1 - \ln(p/p_c)]$$

Nella funzione di carico e nel potenziale plastico compare il parametro p_c, che rappresenta l'influenza delle deformazioni plastiche volumetriche all'interno del meccanismo di incrudimento deviatorico attraverso la relazione:

$$p_c = p_{c0} \exp(\beta \cdot \varepsilon^p_v)$$

dove p_{c0} è la pressione di stato critico corrispondente all'indice dei vuoti iniziale, individua la dipendenza della pressione critica dalle deformazioni volumetriche.

Entrambi sono parametri del modello costitutivo.

Meccanismo isotropo

Alla superficie di plasticizzazione di tipo deviatorico è affiancata una superficie di plasticizzazione di tipo isotropo espressa da:

$$f(p, \varepsilon^p_{vi}) = p - dp_c R_i$$

dove p_c è la pressione critica corrispondente all'indice dei vuoti corrente, d è la distanza sul piano logaritmico tra la linea di compressione isotropa e la linea di stato critico.

Si indica la mobilitazione raggiunta dal meccanismo attraverso la legge:

$$r_i = r_i^{ela} + \varepsilon^p_{vi}/(c+\varepsilon^p_{vi})$$

con r_i^{ela} valore di soglia al disotto del quale il meccanismo non viene attivato.

B.4 DESCRIZIONE DEI PARAMETRI

I parametri del modello di Hujeux possono essere suddivisi in due gruppi: fisici e numerici. I primi sono determinati da prove geotecniche, mentre gli altri non hanno un vero e proprio significato fisico e vengono utilizzati per riprodurre curve sperimentali mediante curve stimate numericamente. Solitamente i parametri vengono classificati in elastici, di stato critico e plastici, in funzione della loro natura e del dominio di applicazione.

- *Parametri elastici*

K_{ref} : modulo 'bulk' alla pressione di riferimento p_{ref}

G_{ref} : modulo di taglio alla pressione di riferimento p_{ref}

n : esponente elastico

- Parametri di stato critico

  ϕ_{cv} : angolo di resistenza al taglio a volume costante

  β : modulo di compressibilità plastico

  p_{c0} : pressione critica iniziale

- Parametri del comportamento plastico

  a : rigidezza iniziale del meccanismo deviatorico per carico monotonico

  b : forma della superficie di plasticizzazione del meccanismo deviatorico

  c : rigidezza iniziale del meccanismo isotropo per carico monotonico

  d : distanza sul piano logaritmico tra la linea di compressione isotropa e la linea di stato critico

  ψ : angolo di dilatanza

  α : coefficiente di dilatanza

  m : esponente plastico per carichi ciclici

  a^{cyc} : rigidezza iniziale del meccanismo deviatorico per carico ciclico

  c^{cyc} : rigidezza iniziale del meccanismo isotropo per carico ciclico

  r^{ela} : raggio elastico

  r^{hys} : raggio isteretico

  r^{mbl} : raggio mobilizzato

Nella tabella che segue sono riportati gli intervalli di valore tipicamente assunti dai diversi parametri.

K_{ref}	(1)
G_{ref}	(1)
n	0.33 - 1
ϕ_{cv}	10 - 40
β	(2)
p_{c0}	(3)
a	10^{-4} - 10^{-2} (4)
b	0 - 1 (5)
c	a - 3a
d	1 - 4 (6)
ψ	$\leq \phi_{cv}$
α	≥ 1 (7)
m	≥ 1
a^{cyc}	$\leq$ a (8)
c^{cyc}	$\leq$ c (9)
r^{ela}	10^{-3} - 10^{-1}
r^{hys}	$> r^{ela}$
r^{mbl}	$> r^{ela}$

1. La variabilità di G e K è funzione del coefficiente di Poisson, ν, e del modulo di Young, E;
2. β è maggiore o uguale a 30° per i materiali sabbiosi e minore di 20° per quelli argillosi;
3. p_{c0} dipendente dalla pressione di confinamento del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione;
4. a varia tra 10^{-2} e 10^{-3} per le sabbie e tra 10^{-3} e 10^{-4} per le argille;
5. b varia tra 0.1 e 0.3 per le sabbie e tra 0.8 e 1.0 per le argille;
6. d varia tra 2 e 4 per le sabbie e tra 1.1 e 1.5 per le argille;
7. α è circa 1 per i materiali non dilatanti e >1 per i dilatanti;
8. a^{cyc} viene preso solitamente uguale ad 1/2a
9. c^{cyc} viene preso solitamente uguale ad 1/2c.