

Commissario Straordinario per la realizzazione  
della Piattaforma Europa del Porto di Livorno

Ufficio Tecnico

Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Settentrionale  
Scali Rosciano, 6 - 57123 Livorno, Italia

PROGETTAZIONE ESECUTIVA E REALIZZAZIONE DELLE OPERE  
MARITTIME DI DIFESA E DEI DRAGAGGI PREVISTI NELLA NUOVA  
PRIMA FASE DI ATTUAZIONE DELLA PIATTAFORMA EUROPA

R.U.P.:	Ing. Enrico Pribaz	Responsabile dell'integrazione delle prestazioni specialistiche: Dott. Ing. Filippo Busola
D.L.:	Ing. Matteo Baroni	
Supporto al R.U.P.:	Ing. Ilaria Lotti / Ing. Pietro Chiavaccini / Ing. Andrea Carli	
Direttore operativo:	Arch. Raul Raffalli	
C.S.E.:	Geom. Fabio Verzoni	

CONTRAENTE GENERALE: R.T.I.

Mandataria:



PROGETTISTI: R.T.P.

Mandataria:



PROTOCOLLO:

DATA: Aprile 2024

TITOLO ELABORATO:

Verifiche di liquefazione

NOME FILE:

1233-PE-0-0-GEO-R-001-0.docx

SCALA:

/

CODICE ELABORATO:

1233-PE-0-0-GEO-R-001-0

FORMATO:

A4

0	Prima emissione	Aprile 2024		COEN	NAPOLEONI	BUSOLA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta nell'ambito della progettazione delle opere marittime previste dalla prima fase di attuazione della Piattaforma Europa. Essa descrive in particolare lo studio eseguito relativamente alla pericolosità di liquefazione dei terreni sabbiosi posti a fondazione delle dighe di ritenuta dei materiali di dragaggio. Si tratta nello specifico di analisi numeriche dinamiche avanzate, 1D e 2D, in tensioni efficaci che consentono di modellare lo sviluppo e l'accumulo di eccessi di pressione interstiziale generati dal terremoto di scenario.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI

Le analisi numeriche sono state sviluppate per la simulazione del comportamento sismico del terreno e delle opere in corrispondenza della WBS4b, con particolare riguardo alla verticale ID23 che, mediante le analisi semplificate condotte nel progetto definitivo, è risultata quella in condizioni più critiche. Pertanto, sia il modello 1D che quello 2D, descritti nel seguito, prevedono un sottosuolo con variabilità nella sola direzione verticale che, con alcune assunzioni semplificative usate per dare maggiore generalità ai risultati, riproduce la stratigrafia di questa verticale (Fig. 1), pur tenendo conto anche di eventuali risultati della caratterizzazione di verticali vicine.

Nella verticale ID23 il litotipo prevalente tra la superficie e 40 m di profondità (circa -47 m s.l.m.) è una sabbia limosa (Fig. 2). I sottili strati di materiali fini presenti a circa 8, 13, 25 e 35 m di profondità sono stati trascurati. Anche lo strato più superficiale, entro i 6 m di profondità dalla quota locale del fondale, costituito da un'alternanza di argilla, limo e sabbia, è stato considerato assimilabile alla sottostante sabbia limosa: la caratterizzazione di questo strato, infatti, fornisce risultati non univoci e, tra gli altri, una prova di penetrazione dinamica con un numero di colpi  $N_{SPT}$  pari a 1, sulla quale, nelle analisi semplificate del progetto definitivo, è calcolata la resistenza ciclica dei primi metri più superficiali del deposito. Nelle analisi 1D, a scopo di completamento, sono state eseguite delle analisi di confronto con un modello alternativo caratterizzato in superficie da uno strato di 6 m di terreno fine non liquefacibile.

Lo stato di addensamento del deposito sabbioso è stato valutato sulla base dell'interpretazione delle prove SPT eseguite nel sondaggio S15 e della prova penetrometrica statica CPTU29 (Fig. 3). Quest'ultima, essendo stata eseguita in una verticale adiacente (ID24) deve essere interpretata solo relativamente ai tratti eseguiti nelle sabbie limose e non nei tratti in cui ha interessato depositi non presenti nell'ID23 (come ad esempio lo strato di sabbia molto addensata tra 13 e 20 m di profondità). Risulta evidente che l'addensamento delle sabbie limose oggetto di caratterizzazione, stimato mediante le correlazioni di [3, 4], varia generalmente tra 40 e 60%, con una prevalenza dei valori bassi nei primi 10-15 m di profondità. Sono presenti anche due valori superiori all'80% desunti da due prove SPT tra 10 e 20 m di profondità, non confermate dal profilo penetrometrico statico.

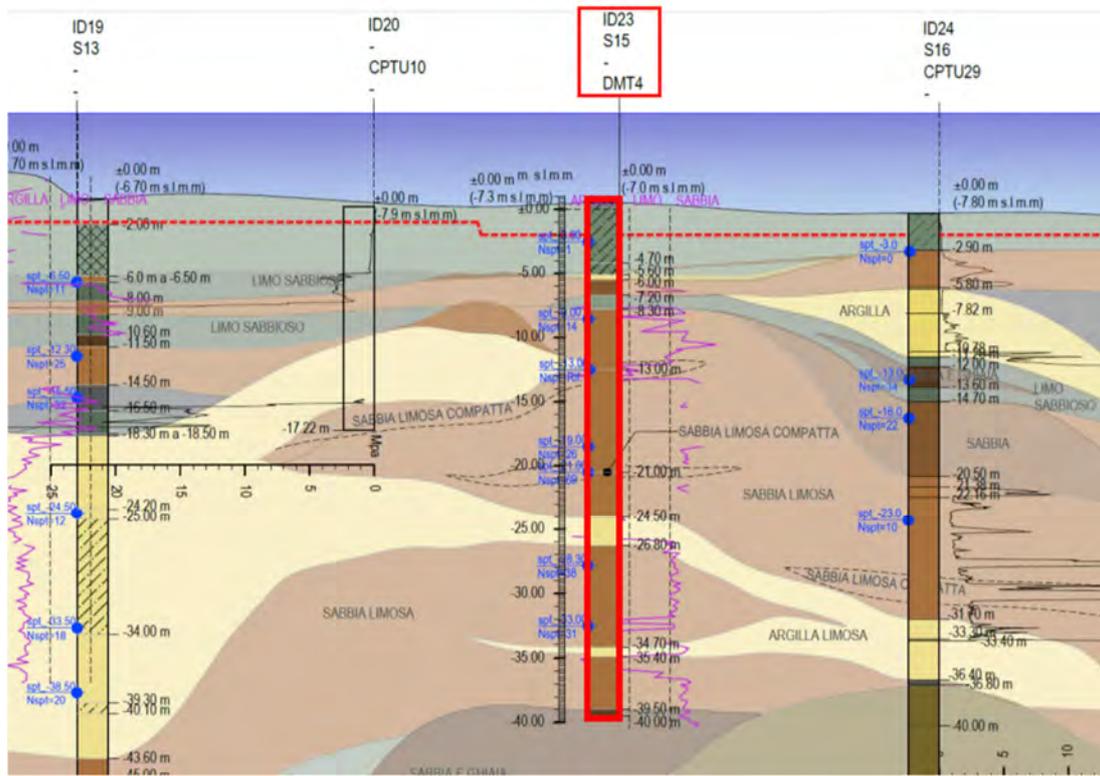


Figura 1 – Sezione stratigrafica e geotecnica in corrispondenza della WBS4b e della verticale ID23 [Rif. 1,5]

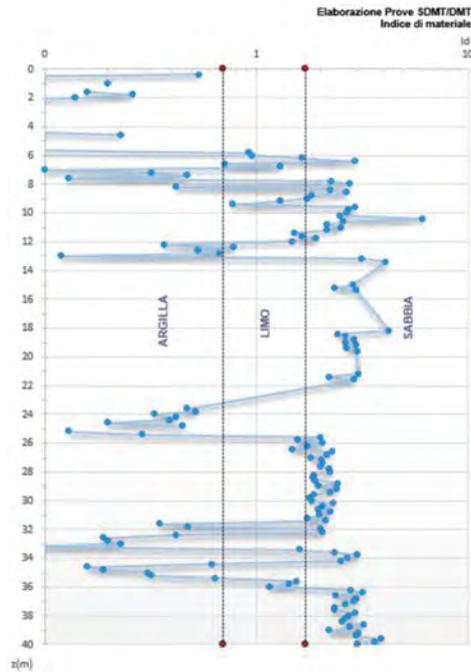


Figura 2 – Classificazione dei terreni della verticale ID23 mediante l'indice di materiale  $I_d$  calcolato dalla prova DMT4 [Rif. 1,5]

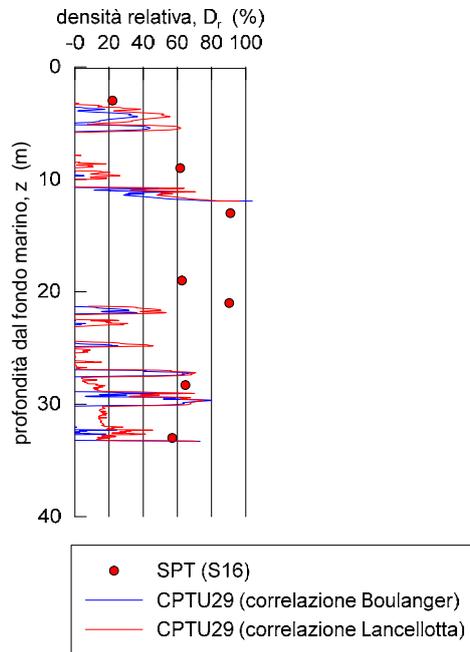


Figura 3 – Stima della densità relativa delle sabbie limose mediante prove in sito

La rigidità a basse deformazioni, parametro fondamentale per le analisi dinamiche, è stato ottenuto dalle misure in sito mediante dilatometro sismico (SDMT, Fig. 4). I dieci profili della velocità  $V_s$  delle onde di taglio hanno un andamento relativamente omogeneo e sono stati elaborati complessivamente, senza distinzione dell'effettiva stratigrafia incontrata. Il profilo medio assunto per le analisi ha un andamento approssimativamente lineare tra 10 e 90 m, tradotto in un andamento a gradini di 5 m di spessore a valore costante; nei primi 10 m più superficiali la velocità si riduce rapidamente fino a circa 100 m/s. L'aumento di velocità viene arrestato a 500 m/s intorno a 90 m di profondità.

La profondità del substrato, relativamente rigido, non è stata intercettata dai più lunghi sondaggi (fino a 100 m) eseguiti nell'ambito della caratterizzazione del sito. Essa è stata assunta alla profondità di 210 m dal fondo scavo (217 m s.l.m.), con velocità di 650 m/s, concordemente alle risultanze dello studio di amplificazione sismica locale condotto mediante indagini sperimentali con metodologia passiva a stazione singola eseguite su un molo del Porto di Livorno [Rif. 2].

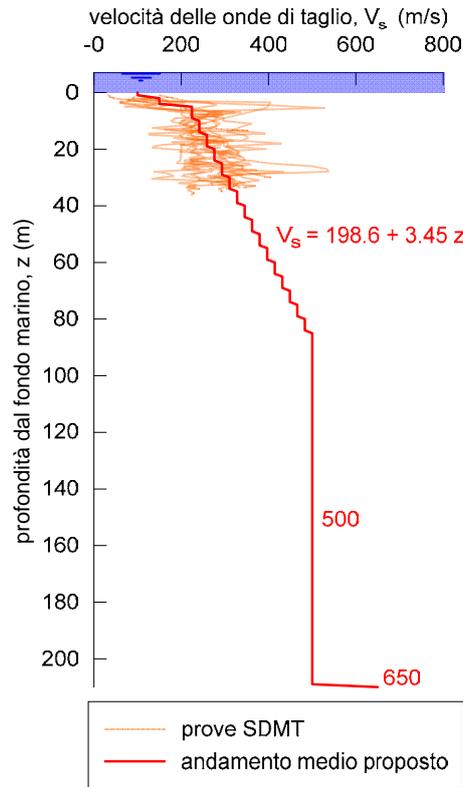


Figura 4 – Profilo della velocità delle onde di taglio

Altre caratteristiche statiche dei terreni sabbiosi-limosi sono state desunte dalla caratterizzazione eseguita nel progetto definitivo [Rif. 1,5] per la verticale ID23, di cui si riportano alcuni dei parametri principali in Tabella 1.

Tabella 1 – Caratterizzazione geotecnica delle sabbie che interessano la WBS4 come desunta dal Progetto Definitivo [Rif. 1,5]

peso dell'unità di volume saturo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.6 – 19.9
angolo d'attrito	$\phi$ (°)	29 – 32
modulo elastico operativo	$E$ (MPa)	50 – 250

Le caratteristiche cicliche in termini di decadimento del modulo elastico secante e di aumento dello smorzamento sono ricavate da una serie di prove cicliche e dinamiche (taglio torsionale ciclico, CTST e colonna risonante, RCT) eseguite nel 2023. I risultati delle sole prove CTST sono riportate nella Figura 5 per tutti i campioni, indipendentemente dalla loro granulometria. Il comportamento è ben associabile a quello classificato da Vucetic e Dobry [Rif. 6] come caratteristico di terreni

non plastici o debolmente plastici (indice di plasticità IP compreso tra 0 e 15%). Le prove RCT forniscono risultati sovrapponibili a quelli mostrati.

Per le sabbie limose dei depositi più superficiali (profondità inferiore a 40 m) si è fatto riferimento alla curva di letteratura con IP=0, ottenuta tramite calibrazione del modello costitutivo avanzato, per la quale si rimanda allo specifico paragrafo. Per i terreni più profondi, considerati un'alternanza di sabbie, limi e argille, si è utilizzato un modello isteretico che riproduce in maniera soddisfacente la curva di letteratura per IP=15% (Fig. 6).

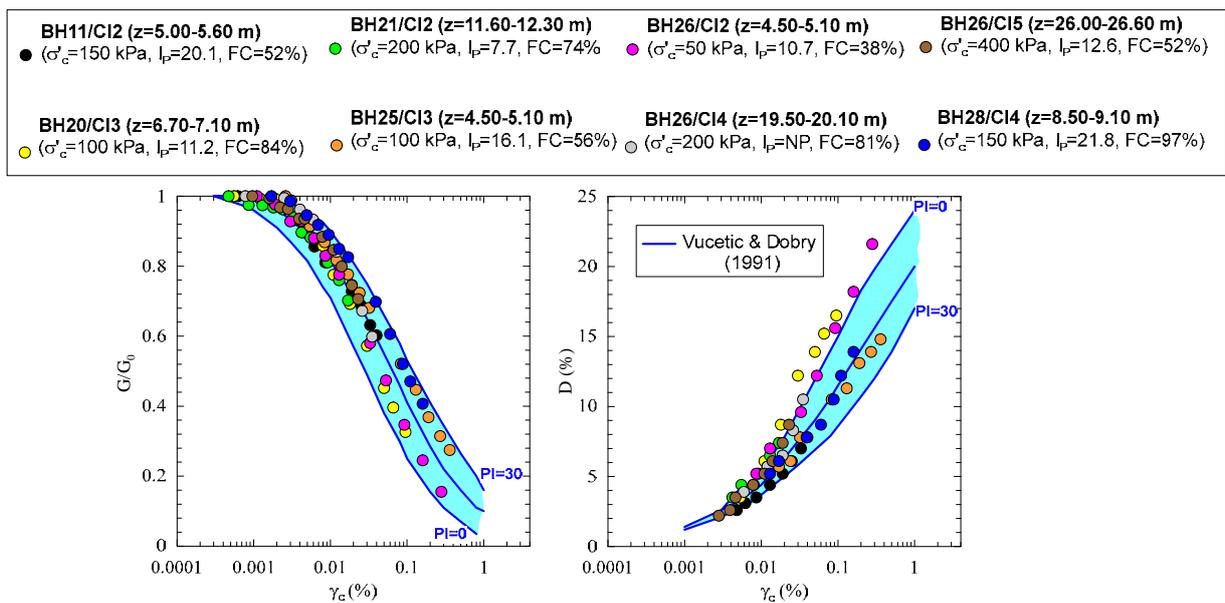


Figura 5 – Curve di decadimento del modulo secante e di aumento dello smorzamento ottenute da prove cicliche e dinamiche di laboratorio

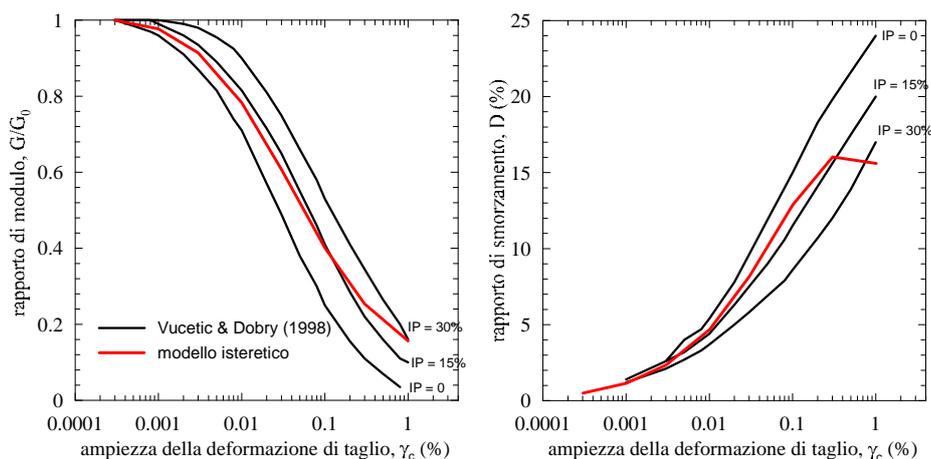


Figura 6 – Comportamento ciclico per i terreni profondi, mediante modello isteretico calibrato sulle curve di letteratura

Le caratteristiche cicliche espressamente rivolte al comportamento non drenato e al pericolo di liquefazione sono state ricavate da prove di laboratorio triassiali cicliche (CTX) su sette provini. I risultati (Figura 7) sono espressi in termini di curve di resistenza ciclica, ovvero di *cyclic stress ratio* CSR, che determina il raggiungimento di una certa soglia di liquefazione in funzione del numero di cicli necessari,  $N_c$ . Nel caso specifico la soglia è rappresentata dal raggiungimento del rapporto di sovrappressione interstiziale  $r_u = 0.9$ , dove  $r_u = \tau_{xy} / \sigma'_{v0}$ , ovvero il rapporto tra la tensione tangenziale ciclica e lo stato di sforzo verticale efficace statico. Dei provini testati solo quelli di granulometria prevalentemente sabbiosa e di moderata plasticità sono stati considerati rappresentativi del deposito di sabbie limose oggetto di primaria caratterizzazione per la verticale ID23: essi sono i provini BH-23CI1, BH-23CI4, BH-26CI1, dei quali la Figura 7 riporta una curva di regressione (linea nera tratteggiata).

E' necessario sottolineare che la resistenza misurata in laboratorio mediante prove triassiali deve essere opportunamente ridotta per ottenere una stima cautelativa di quella disponibile in sito: la storia tensionale che si verifica in fase sismica tende a sollecitare i materiali in condizioni approssimative di taglio semplice al quale il terreno presenta una resistenza di circa il 60% inferiore a quella valutata con prove triassiali. Un'ulteriore riduzione limitata, circa del 90%, deve essere applicata per la maggiore vulnerabilità dei terreni a carichi ciclici multidirezionali quali quelli applicati da un terremoto reale. Per queste ragioni la curva di resistenza media stimabile dalla regressione dei provini sopra citati deve essere ridotta a circa il 54% per ottenere una stima di quella disponibile in sito (linea nera a tratto-punto in Figura 7).

A conferma di questa stima, si sottolinea che la stessa resistenza ciclica può essere valutata, come nei metodi di verifica semplificati, facendo uso delle correlazioni empiriche con i parametri di prove in sito normalizzati, ad esempio con il metodo "standard" di Boulanger e Idriss (2015) [Rif. 12]. A tal proposito nella vicina verticale ID24 è disponibile una prova penetrometrica statica (CPTU29) il cui profilo, ad eccezione di un potente banco di sabbia addensata tra i 12 e i 21 m di profondità dal fondale, può essere associato alle sabbie limose della verticale ID23. La Figura 8 mostra i profili della resistenza ciclica con e senza le correzioni dovute alla magnitudo e allo stato di sforzo. La CRR per magnitudo 6.14 (con numero di cicli equivalente pari a 5) ha un andamento pressochè privo di variazioni entro i primi 20 o 30 m, con un valore medio di circa 0.14 (simbolo a croce in Figura 7); tale valore risulta praticamente coincidente con la resistenza ottenuta con prove di laboratorio e ridotta al sito.

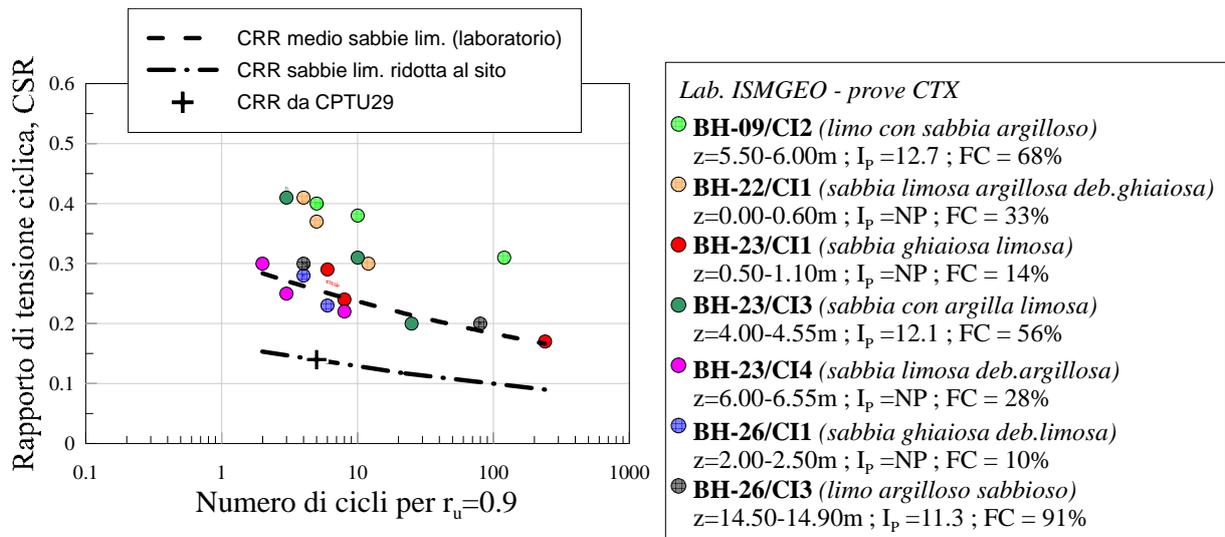


Figura 7 – Prove triassiali cicliche non drenate: risultati in termini di CRR (Cyclic resistance ratio) perraggiungimento della soglia  $r_u=90\%$

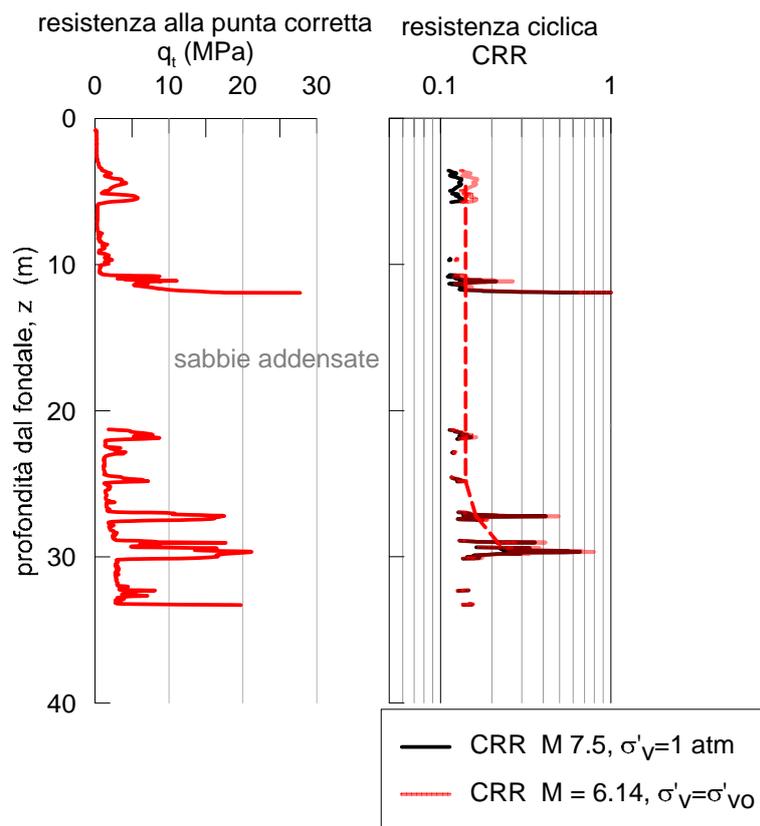


Figura 8 – Risultati della prova penetrometrica statica CPTU29 eseguita nella verticale ID24 in termini di resistenza alla punta corretta e corrispondente resistenza ciclica stimata secondo Boulanger e Idriss (2015)

### 3. OPERE IN PROGETTO

La diga in progetto per la WBS4b presenta la sezione di massima altezza di 13.5 m (Fig. 9) rispetto al fondale, con emersione di 4 m al coronamento rispetto al livello medio marino. Essa è costituita da pietrame di due differenti caratteristiche granulometriche, rispettivamente per la zona interna e la mantellata del lato esterno. In corrispondenza della verticale ID23 è prevista la sostituzione di circa 2.5 m di materiale naturale più superficiale del fondale con il pietrame di costruzione della diga stessa (Fig. 1).

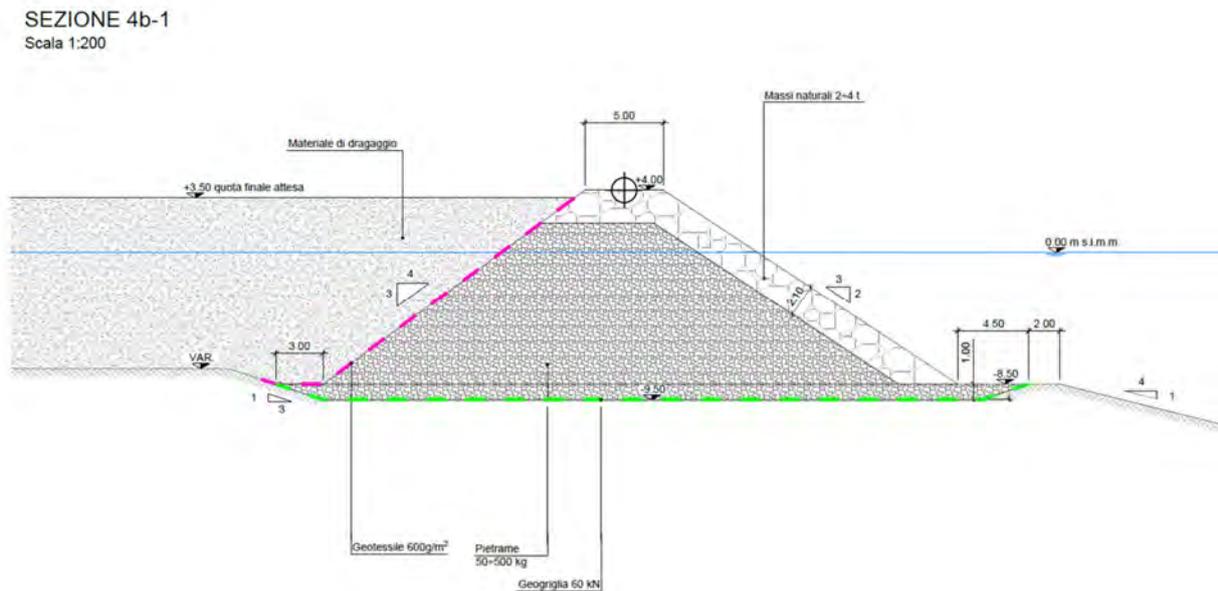


Figura 9 – Sezione tipo della diga prevista in corrispondenza della WBS4b [Rif. 1]

Le caratteristiche geotecniche utilizzate per la simulazione della diga sono riportate in Tabella 2. Per quanto riguarda le caratteristiche dinamiche, si è fatto riferimento a valori della velocità delle onde di taglio compresi tra 400 e 500 m/s, concordemente a quanto riportato da [Rif. 7], mentre il comportamento ciclico è riferito alle curve di Rollins et al. (1998) [Rif. 9], riferite a terreni ghiaiosi, e riportate in Figura 10. Tale comportamento è stato ottenuto applicando al materiale un modello non lineare di accumulo delle deformazioni distorsionali di tipo isteretico che segue le regole di Masing [Rif. 8].

Tabella 2 – Caratterizzazione geotecnica dei materiale costituenti il corpo diga

peso dell'unità di volume saturo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5
angolo d'attrito	$\phi'$ (°)	34
coesione efficace	$c'$ (kPa)	5
velocità delle onde di taglio	$V_s$ (m/s)	500 (porzione inferiore) 400 (per i 4 m più superficiali)

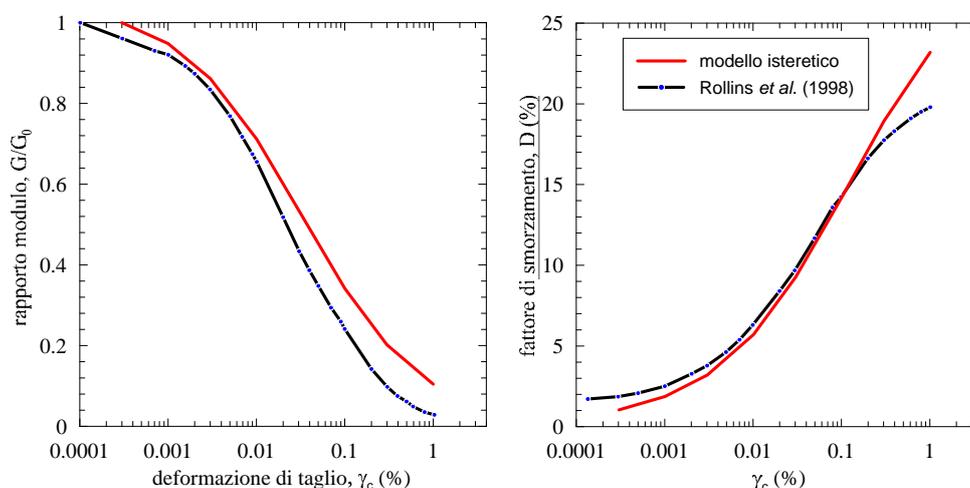


Figura 10 – Modelli di  $l$

I materiali di dragaggio accumulati sul lato interno della diga fino a quota +3.5 m s.l.m. non sono stati simulati integralmente nelle analisi, ma la loro influenza è tenuta in conto applicando un carico totale equivalente, di tipo idrostatico, che agisce sul paramento interno della diga e sul fondale (peso dell'unità di volume pari a 19.5 kN/m<sup>3</sup>).

#### 4. MODELLI COSTITUTIVI DEI MATERIALI ATTI ALLA SIMULAZIONE DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Il comportamento non drenato delle sabbie limose costituenti i depositi superficiali del sito è stato simulato, nell'ambito delle analisi numeriche 1D e 2D, mediante un modello costitutivo di tipo avanzato, che simula correttamente il comportamento tensio-deformativo in tensioni efficaci in azioni di taglio cicliche, riproducendo anche l'incremento e l'accumulo di sovrappressioni interstiziali fino al fenomeno della liquefazione. Si tratta del modello PM4SAND, che segue la teoria dello stato critico ed appartiene alla classe di modelli che fanno uso della *bounding surface* [Rif. 10,11]. I parametri fondamentali da cui dipende il comportamento tensio-deformativo sono:

1. il modulo di taglio a basse deformazioni,  $G_0$ , ricavabile da misure della velocità delle onde di taglio  $V_s$  (prove CH o DH) o da misure di tipo geofisico;
2. densità relativa,  $D_r$ , la cui stima viene affidata solitamente a correlazioni empiriche con i risultati delle prove in sito, in particolare prove SPT e CPTU;
3. parametro  $h_{p0}$  che agisce sul tasso di dilatanza (negativa) sviluppato durante la sollecitazione non drenata e quindi sul tasso di accumulo delle pressioni interstiziali;
4. parametro  $h_0$  che agisce sullo sviluppo di deformazioni plastiche e quindi influenza significativamente il comportamento in termini di curve di decadimento del modulo  $G/G_0$  e dello smorzamento al crescere dell'ampiezza di deformazione ciclica applicata.
5. angolo d'attrito in condizioni di stato critico.

I valori di questi parametri assunti per le sabbie limose sono riportati nella Tabella 3. Essi sono stati ricavati in parte attraverso le misure sperimentali eseguite sui terreni in sito e in laboratorio (per i punti 1, 2 e 5), in parte (in particolare per i punti 3 e 4) attraverso una calibrazione per tentativi ed errori avente l'obiettivo di riprodurre in maniera soddisfacente il comportamento tensio-deformativo ciclico non drenato di un elemento di volume. Il confronto tra il comportamento sperimentale (o di letteratura ritenuto rappresentativo di quello sperimentale) e quello simulato con i parametri assunti viene rappresentato nei seguenti diagrammi sintetici:

- curve di decadimento del modulo secante e di smorzamento al crescere delle deformazioni (Fig. 11);
- curva di resistenza ciclica ottenute da prove triassiale cicliche (Fig. 12);
- andamenti medi dei principali parametri variabili ciclicamente durante le prove triassiali (riportati in allegato).

Il modello PM4SAND dispone in effetti di molti altri parametri di importanza secondaria. Ad essi sono stati assegnati i valori di default consigliati dagli autori [Rif. 10], che ben si adattano al comportamento ciclico medio di molte sabbie liquefacibili.

Tabella 3 – Parametri del modello costitutivo avanzato PM4SAND per la simulazione delle sabbie limose

Modulo elastico di taglio	$G_0$	(MPa)	20 – 214 (corrispondente al profilo $V_s$ )
angolo d'attrito	$\phi'$	(°)	32
Densità relativa	$D_r$	(%)	40
parametro di dilatanza	$h_{p0}$	-	0.30
parametro del modulo plastico	$h_0$	-	1.0

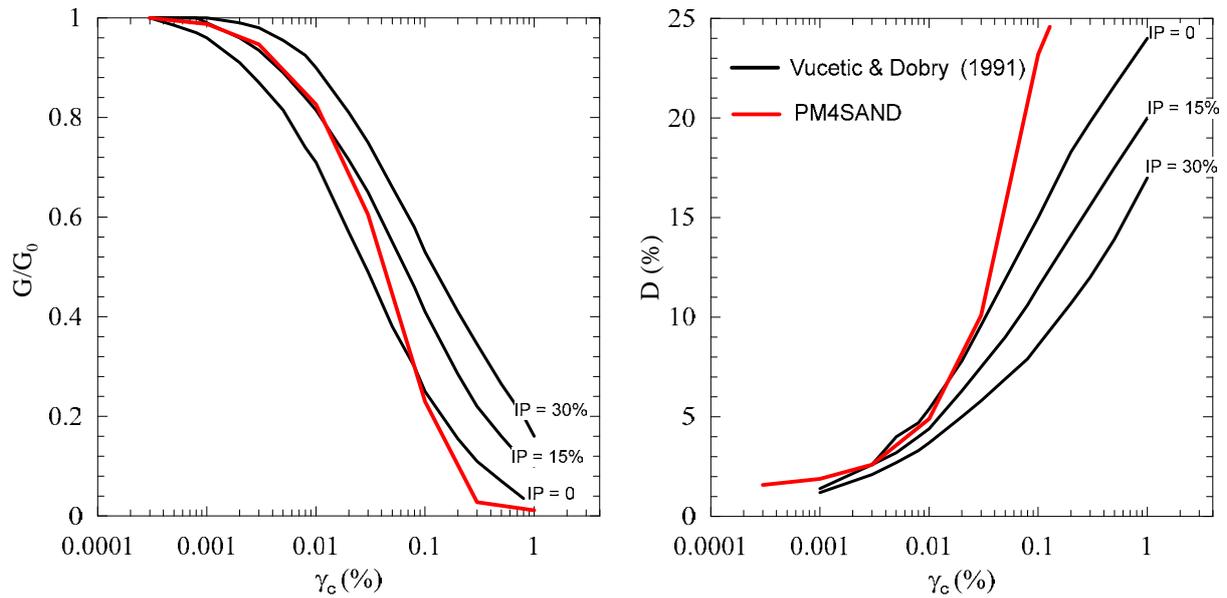


Figura 11 – Calibrazione delle curve di decadimento del modulo ed aumento dello smorzamento con modello PM4SAND

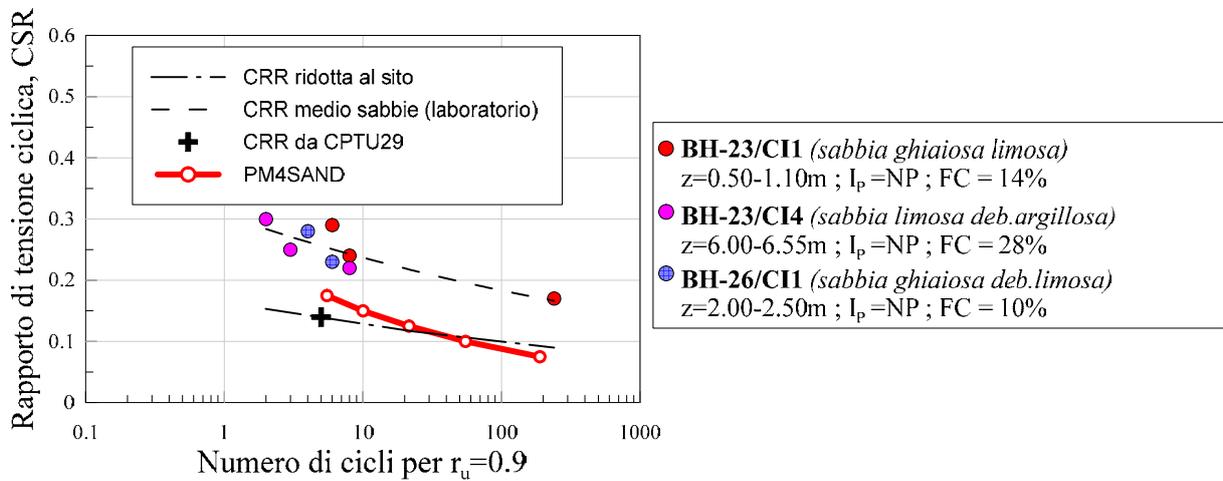


Figura 12- Calibrazione della curva di resistenza ciclica con modello PM4SAND

Si riportano infine, a titolo esemplificativo il confronto tra l'andamento dei parametri di prova in tre prove triassiali cicliche eseguite sul campione BH23-CI04 e la simulazione delle medesime prove sull'elemento di volume mediante il modello costitutivo calibrato.

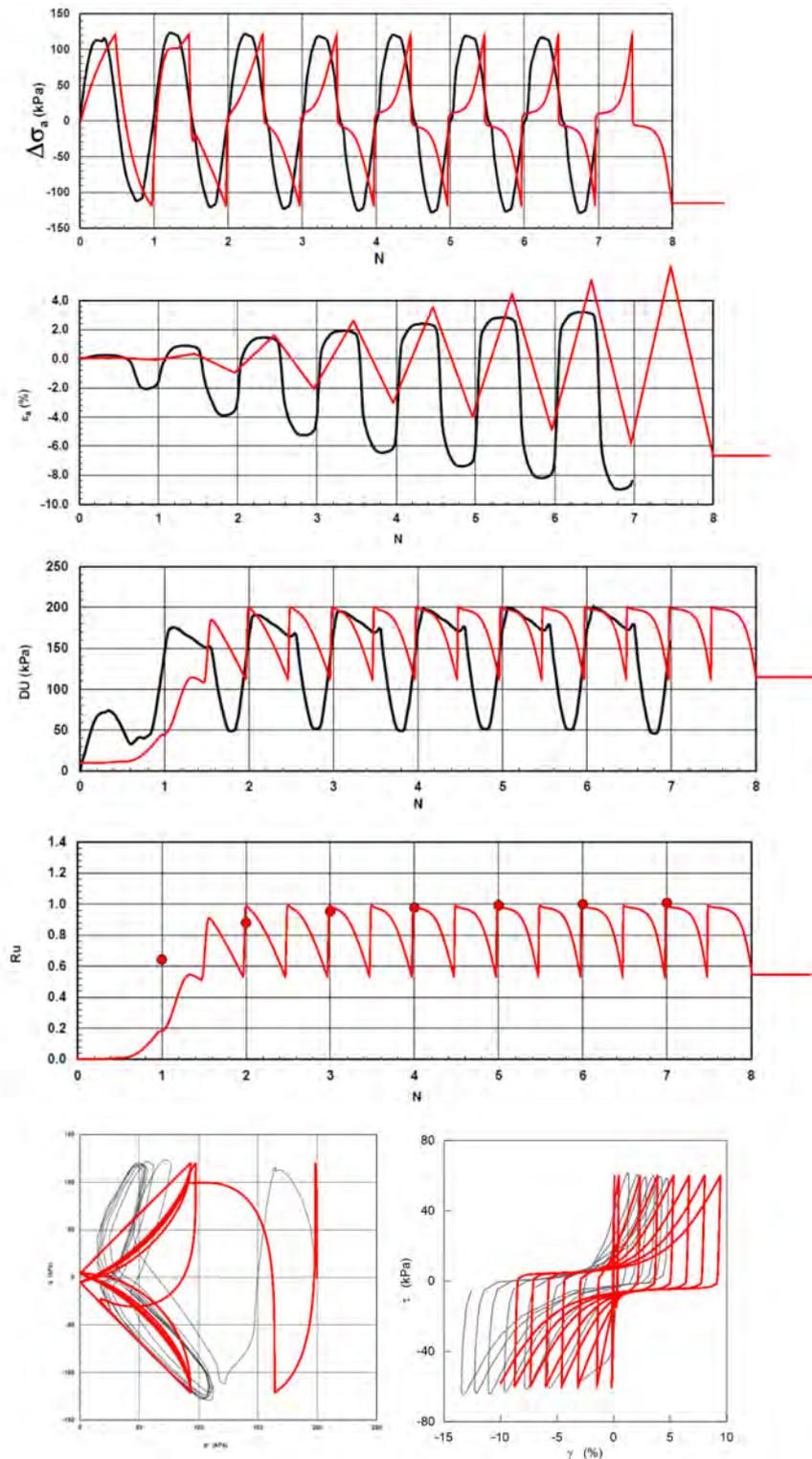


Figura 13 – Calibrazione del modello PM4SAND. Confronto tra gli andamenti dei parametri della prova triassiale ciclica BH23-CI04 con  $\Delta q$  ciclico di 120 kPa (linee nere) e quelli della simulazione del modello sull'elemento di volume (linee rosse)

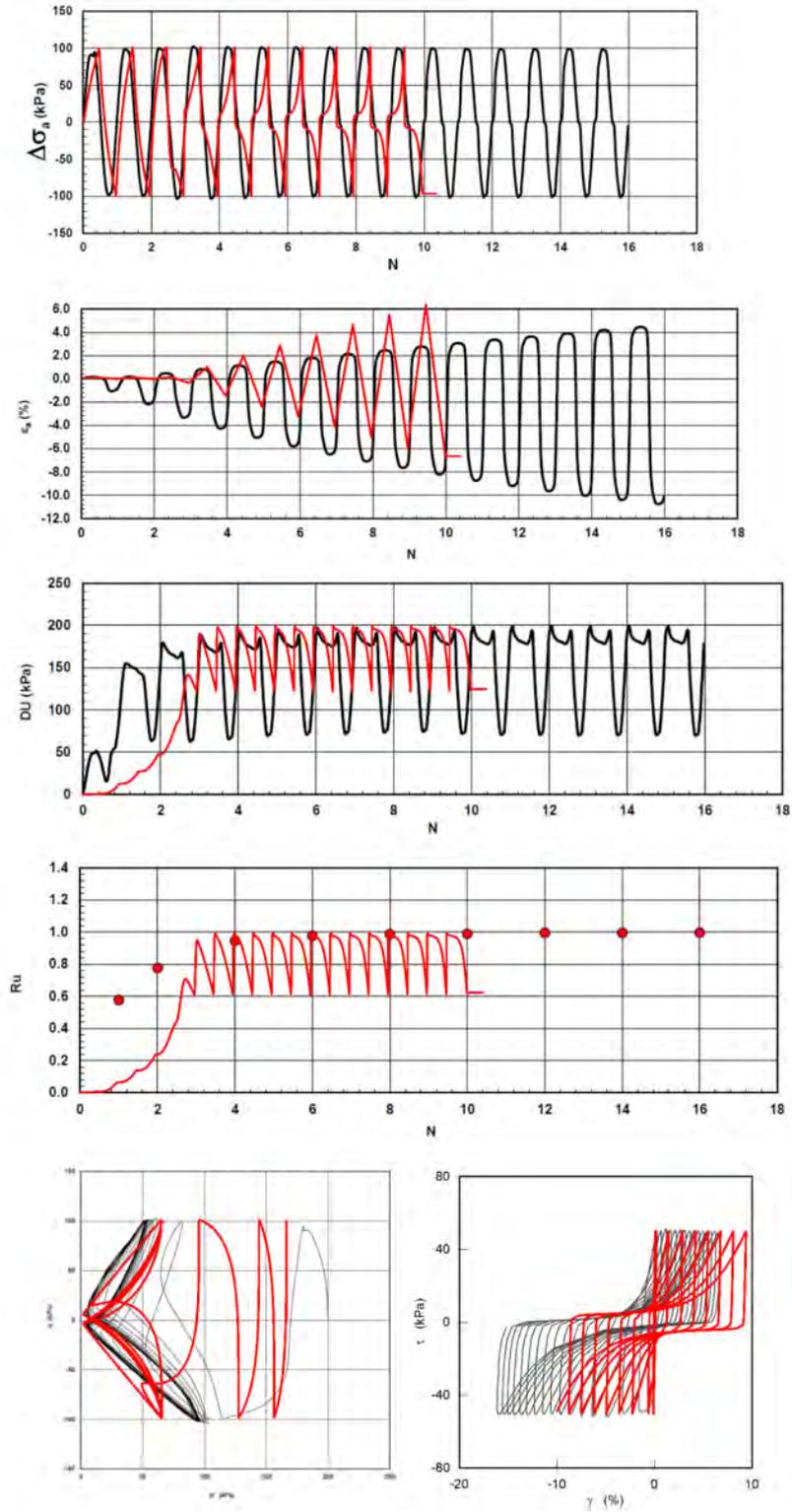


Figura 14 – Calibrazione del modello PM4SAND. Confronto tra gli andamenti dei parametri della prova triassiale ciclica BH23-CI04 con  $\Delta q$  ciclico di 100 kPa (linee nere) e quelli della simulazione del modello sull'elemento di volume (linee rosse)

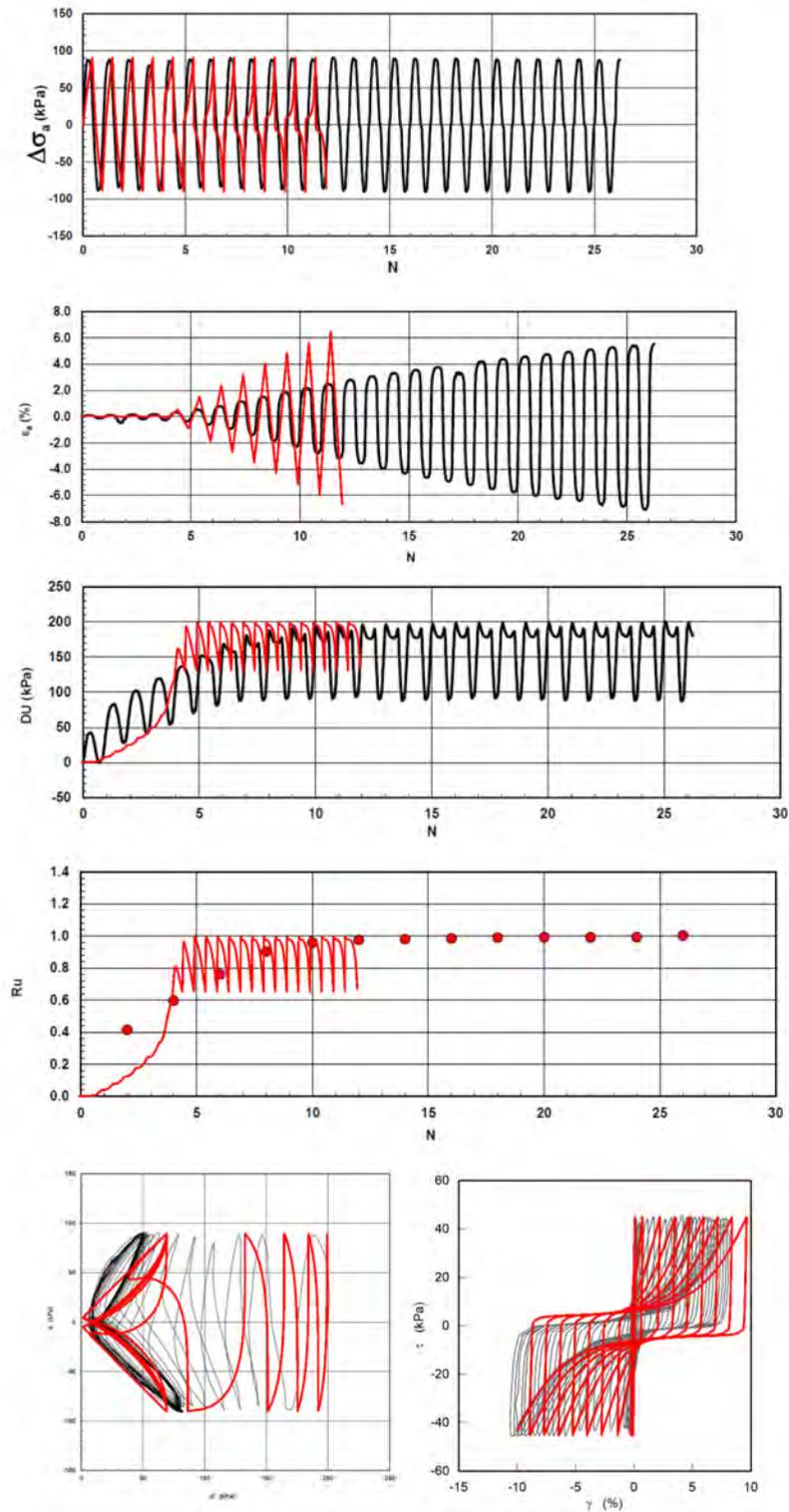


Figura 15 – Calibrazione del modello PM4SAND. Confronto tra gli andamenti dei parametri della prova triassiale ciclica BH23-CI04 con  $\Delta q$  ciclico di 120 kPa (linee nere) e quelli della simulazione del modello sull'elemento di volume (linee rosse)

## 5. INPUT SISMICO

Di seguito si riportano gli accelerogrammi scalati usati come input delle analisi numeriche.

La Tabella 3 riporta i parametri fondamentali degli eventi e delle registrazioni usate, nonché il fattore di scala applicato e la massima accelerazione raggiunta. Le Figure 13 e 14 riportano rispettivamente le storie temporali delle accelerazioni e gli spettri di risposta degli stessi segnali.

*Tabella 4 – Parametri degli accelerogrammi usati come input nelle analisi numeriche*

	evento	stazione	componente	magnitudo	distanza epicentrale km	fattore di scala	PGA g
#1	CENTRAL_ITALY, 07/04/2009 17:47:37	AQP	NS	5.5	13.2	1.6	0.122
#2	CENTRAL_ITALY, 18/01/2017 10:14:12	ACC	NS	5.5	18.6	1.95	0.135
#3	CENTRAL_ITALY, 26/10/2016 19:18:06	MNF	NS	5.9	17.4	1.65	0.140
#4	LAZIO_ABRUZZO, 07/05/1984 17:49:43	ATN	NS	5.9	10.1	1.49	0.149
#5	CENTRAL_ITALY, 07/04/2009 17:47:37	RM13	EW	5.5	15.6	2.0	0.179
#6	CENTRAL_ITALY, 18/01/2017 10:14:10	T1218	NS	5.5	19	1.17	0.129
#7	CENTRAL_ITALY, 26/10/2016 19:18:06	MDAR	EW	5.9	31.4	1.45	0.179

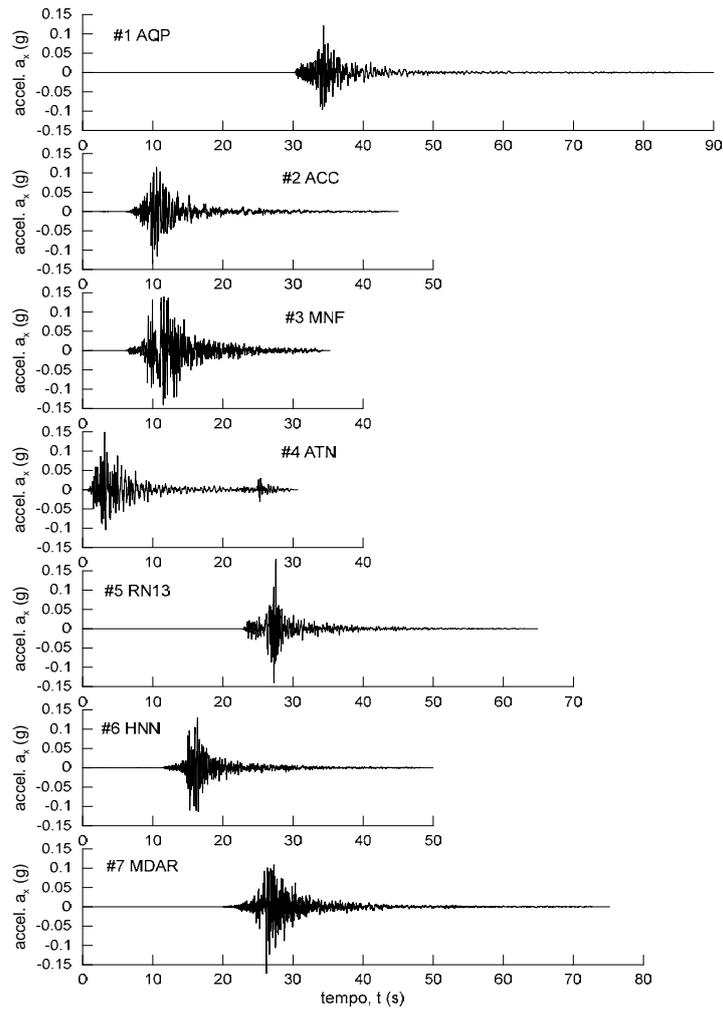


Figura 16 – Accelerogrammi dei 7 input sismici

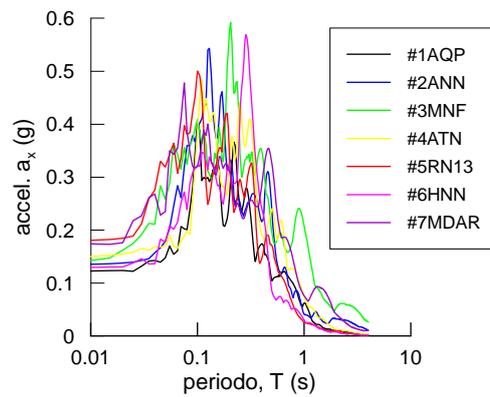


Figura 17 – Spettri di risposta dei 7 input sismici

## 6. MODELLO NUMERICO

I modelli numerici sono stati realizzati con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC2D ver. 8.1 [Rif. 13]. Essi riproducono una colonna dei terreni di fondazione profonda circa 210 m (comprendendo anche il tetto del substrato roccioso) e, limitatamente alla condizione di progetto, il sovrastante argine di ritenuta dei materiali di dragaggio (Fig. 18). Non sono previste variazioni di stratigrafia in direzione orizzontale e quindi il modello 2D si differenzia da quello 1D solo nella corretta simulazione della geometria delle opere di progetto: il modello 1D infatti simula tali opere solo mediante una colonna di materiale uniforme con le caratteristiche della diga.

Le dimensioni massime delle zone elementari quadrangolari di cui è costituito il modello rispettano la condizione che permette la corretta propagazione di tutte le lunghezze d'onda significative per il problema, fino a quella corrispondente alla frequenza massima  $f_{max}=20$  Hz. In altre parole, per ciascun materiale avente velocità di propagazione delle onde di taglio pari a  $V_s$ , la dimensione delle zone viene posta pari a 1/10 della minima lunghezza d'onda:

$$\lambda_{min} = \frac{V_s}{f_{max}}$$

Le condizioni al contorno nelle condizioni statiche prevedono il vincolo della componente orizzontale sui bordi verticali laterali, e il vincolo di entrambe le componenti sul fondo del modello.

Nelle condizioni dinamiche del modello 1D i bordi laterali vengono vincolati reciprocamente nella componente orizzontale per riprodurre un modo di deformazione lateralmente impedito, mentre sul fondo del modello vengono applicati smorzatori viscosi che permettono la “fuoriuscita” di onde incidenti provenienti dall'interno del modello stesso.

Nelle condizioni dinamiche del modello 2D carrelli e cerniere di tutti i bordi vengono sostituiti da contorni di tipo assorbente, ovvero da smorzatori viscosi per entrambe le componenti del moto. Sui contorni laterali viene impostata inoltre la condizione di *free field* che affianca ai bordi laterali del modello due colonne di zone con le medesime proprietà dinamiche: esse simulano più correttamente la condizione pressochè monodimensionale del moto che si verifica lontano dalle opere in progetto.

Le analisi sono condotte in tensioni efficaci simulando l'interazione tra fluido e scheletro solido per tutti i materiali. Come accennato il modello costitutivo avanzato PM4SAND è usato limitatamente alle sabbie limose presenti nei 40 m più superficiali dei depositi di fondazione. Gli altri materiali (diga e alternanze profonde di sabbie limi e argille) sono simulati mediante un modello elastico non lineare isteretico.

Le pressioni interstiziali in condizioni statiche hanno andamento idrostatico dettato dalla quota media del livello marino. Nelle condizioni *ante operam* una pressione normale pari al carico idrostatico agisce sul fondo marino. Nella condizione *post operam* i materiali di riempimento del bacino sono simulati mediante un carico suppletivo agente sul paramento sinistro e sul fondale del lato sinistro del modello.

L'input sismico, limitato alla sola componente orizzontale, viene applicato come storia dello stato tensionale tangenziale sul fondo del modello, equivalente alla storia di velocità del corrispondente accelerogramma in termini di onda incidente (*incoming wave*) pari alla metà dell'ampiezza del moto di outcrop su substrato rigido.

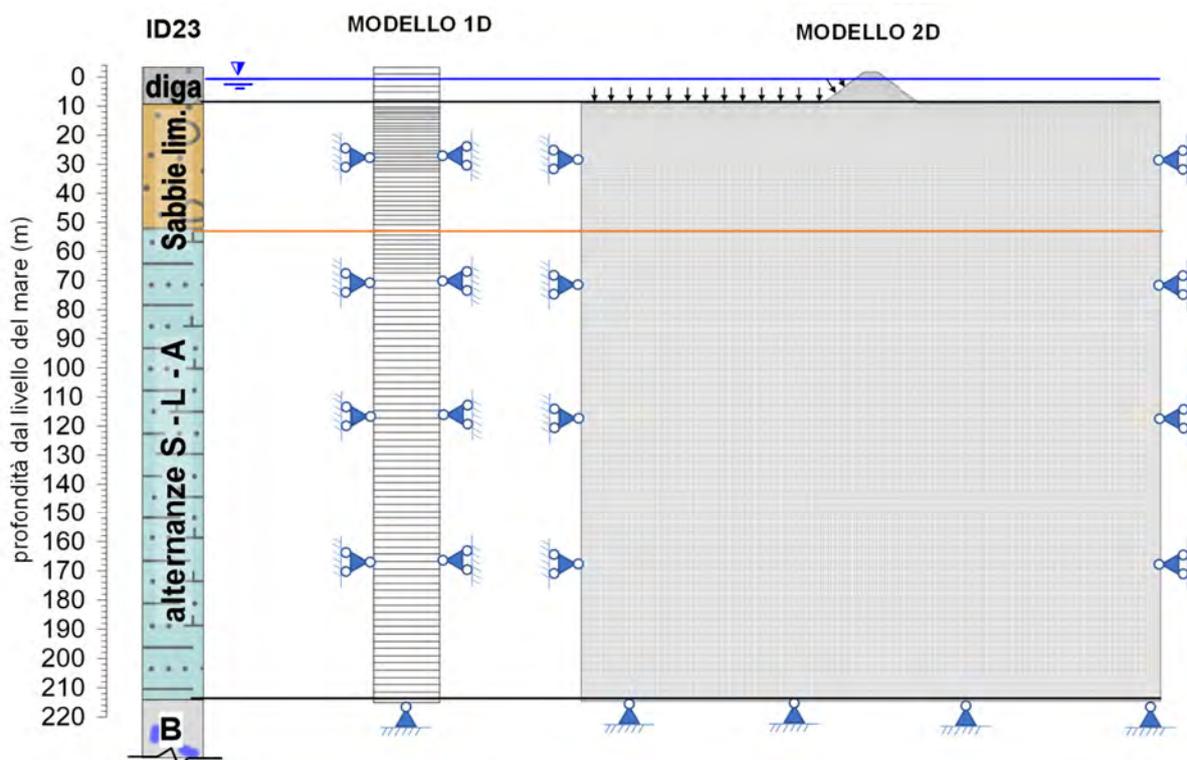


Figura 18 – Schema dei modelli numerici

## 7. RISULTATI DELLE ANALISI 1D

Le analisi 1D sono state eseguite per tutti i 7 accelerogrammi di input nelle condizioni ante operam e post operam. Nelle condizioni ante operam, alla stratigrafia normale descritta in precedenza, con depositi sabbioso-limosi per tutti i 40 m più superficiali a partire dal fondale, è stata aggiunta un'analisi con una variazione stratigrafica. Essa prevede che i 6 m più superficiali dal fondale siano costituiti da terreni a granulometria più fina, e di fatto non liquefacibili. Queste ultime analisi hanno avuto l'obiettivo di confermare quali siano le condizioni più gravose sulle quali impostare le analisi post-operam.

I risultati sono riportati in termini di profili verticali dei seguenti parametri:

- velocità delle onde di taglio,  $V_s$ ;
- accelerazione massima,  $a_{max}$ ;

- deformazione distorsionale massima,  $\gamma_{max}$ ;
- tensione tangenziale massima,  $\tau_{max}$ ;
- rapporto di tensione tangenziale,  $CSR = 0.65\tau_{max}/\sigma'_{v0}$ ;
- rapporto di sovrappressione interstiziale,  $r_u = \Delta u_{max}/\sigma'_{v0}$ ;
- sovrappressione interstiziale,  $\Delta u_{max}$ ;
- cedimenti irreversibili post-sisma,  $S_v$ .

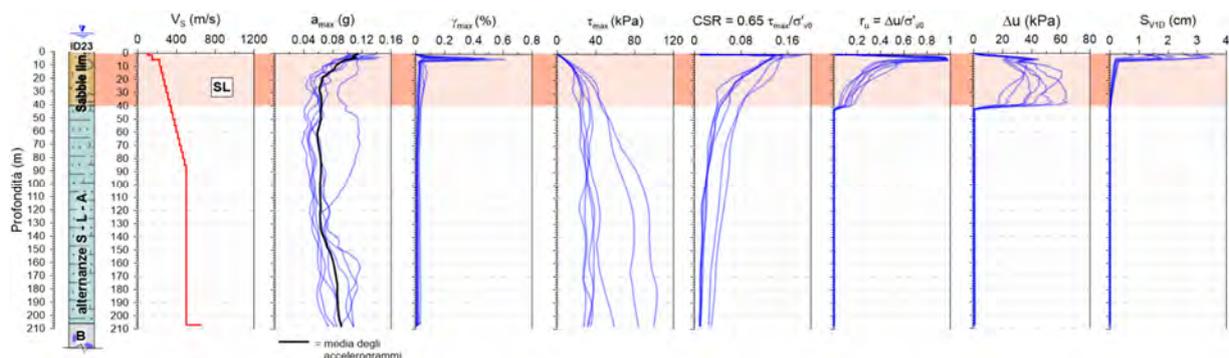
*Condizione ante operam, stratigrafia superficiale con sole sabbie limose*

I profili sono riportati nella Figura 16 e, con un dettaglio dei 50 m più superficiali, nella Figura 17.

Il profilo di accelerazione subisce un incremento significativo solo nei depositi più superficiali, raggiungendo mediamente sulla superficie del terreno un valore medio di 0.11 g. Negli ultimi 6 m si sviluppano intense deformazioni, tra 0.2 e 0.6% che determinano un innalzamento locale repentino delle sovrappressioni interstiziali, pari a circa 40 kPa per quasi tutti gli input analizzati. Quest'ultime sovrappressioni, in presenza di tensioni totali molto limitate, come compete agli strati di terreno più superficiali, determinano un innesco di liquefazione con fattori  $r_u$  quasi sempre superiori a 0.8 e in alcuni casi oltre 0.9.

A maggiori profondità, nello stesso deposito di sabbie limose, le sovrappressioni interstiziali raggiungono e talvolta superano il picco superficiale legato alle intense distorsioni: il loro valore è tuttavia piuttosto diversificato tra le diverse analisi, essendo legato con ogni probabilità alle durate anche significativamente diverse dei vari input, che determinano diverse durate del processo di accumulo. In questa zona tuttavia i fattori  $r_u$  diminuiscono considerevolmente rimanendo sempre al di sotto di 0.6 e non dando origine a un vero e proprio fenomeno di liquefazione.

Gli spostamenti (solo verticali) stimati sono dell'ordine di 1-3 cm.



*Figura 19 – Analisi 1D. Condizione ante operam con stratigrafia superficiale con sole sabbie limose*

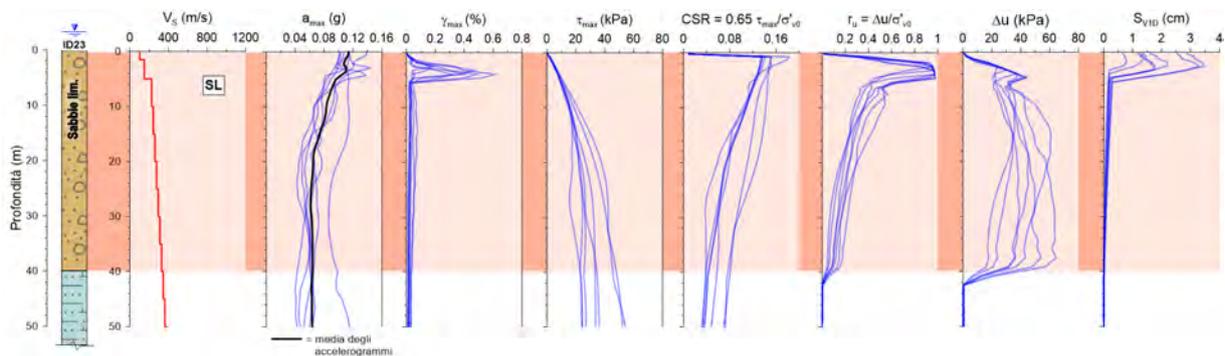


Figura 20 - Analisi 1D. Condizione ante operam con stratigrafia superficiale con sole sabbie limose. Dettaglio

Condizione ante operam, stratigrafia con terreni non liquefacibili per i 6 m più superficiali

In presenza di uno strato superficiale non liquefacibile le stesse osservazioni prima proposte possono essere ripetute per lo strato di sabbia posto immediatamente al di sotto dei materiali fini, approssimativamente per profondità comprese tra 6 e 12 m dalla superficie del terreno. Anche in questo caso si verifica liquefazione in una fascia piuttosto sottile nella quale le distorsioni assumono valori massimi. Gli spostamenti irreversibili verticali attesi rimangono tra 1 e 3 cm.

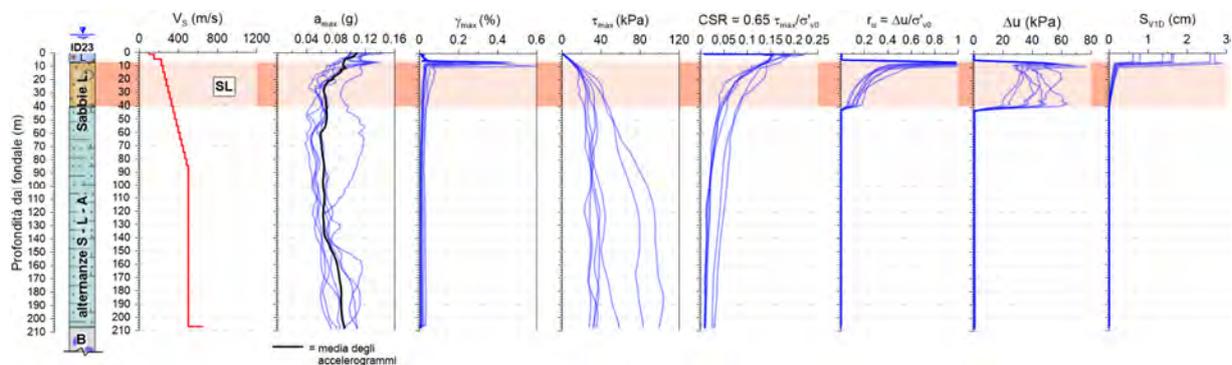


Figura 21 - Analisi 1D. Condizione ante operam con terreni non liquefacibili nei 6 m più superficiali

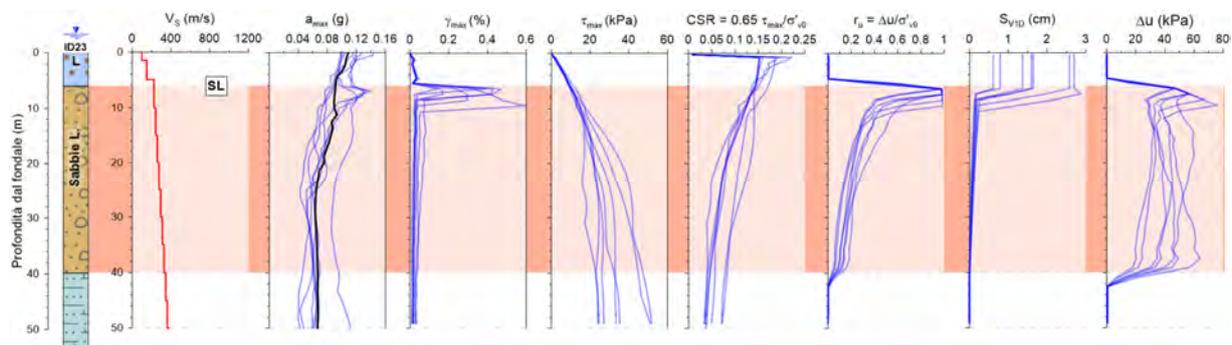


Figura 22 - Analisi 1D. Condizione ante operam con terreni non liquefacibili nei 6 m più superficiali. Dettaglio.

### Condizione post operam

Le analisi *post operam* mostrano in maniera evidente che l'applicazione dei carichi geostatici dovuti alla presenza della diga determinano sia la riduzione delle deformazioni massime che si raggiungono negli strati di sabbia immediatamente sottostanti (valore massimo 0.16%), sia la significativa limitazione dei rapporti di sovrappressione interstiziale che sono tutti inferiori al 30%, annullando i fenomeni di liquefazione. Anche i cedimenti finali successivi alla consolidazione si riducono di circa un ordine di grandezza rispetto alla previsione *ante operam*.

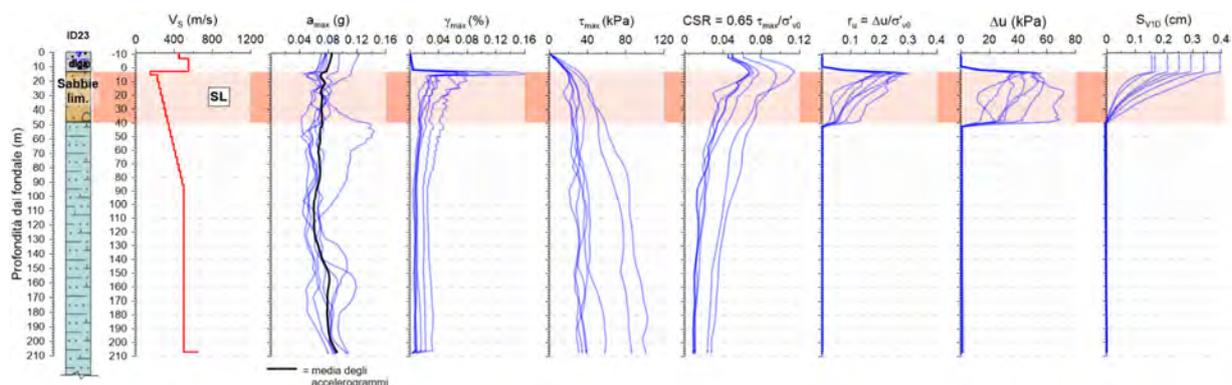


Figura 23 – Analisi 1D. Condizione post operam (stratigrafia superficiale con sole sabbie limose)

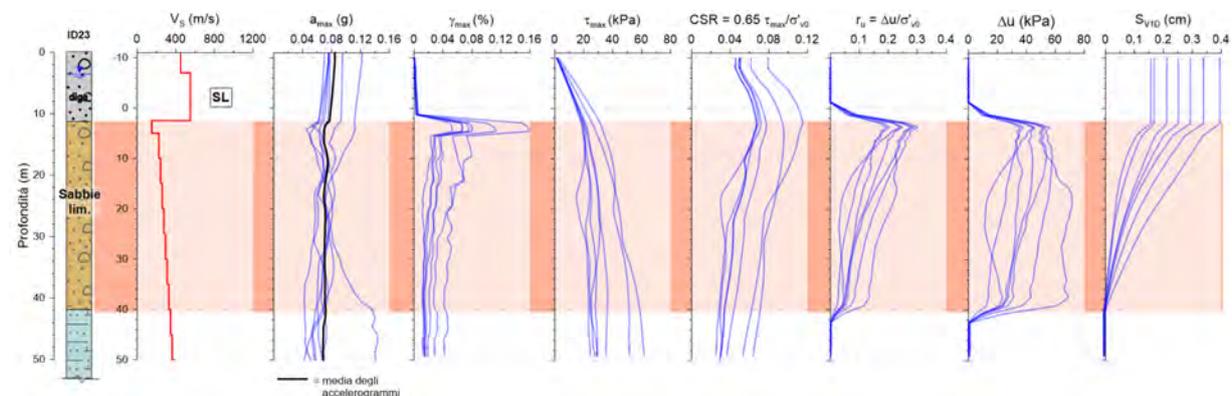


Figura 24 – Analisi 1D. Condizione post operam (stratigrafia superficiale con sole sabbie limose).  
Dettaglio

## 8. RISULTATI DELLE ANALISI 2D

Per i tempi di calcolo molto lunghi necessari, la analisi 2D sono state eseguite sono in relazione all'accelerogramma di input #3 (limitato ai 20 s di più intenso scuotimento), risultato il più gravoso soprattutto in termini di incrementi di pressioni interstiziali e di pericolosità di liquefazione.

### *Condizione ante operam*

Dal momento che la condizione ante operam del modello 2D di fatto riproduce una condizione monodimensionale (terreno con superficie e stratificazione orizzontale), i risultati in queste condizioni sono riportati in Figura 22 solo allo scopo di verificare la correttezza del modello, confrontandoli con quelli ottenuti nel modello 1D per lo stesso input. È evidente che i risultati dei due modelli risultano molto simili ad eccezione di una differenza di circa 20 kPa nell'incremento di pressioni interstiziali nella parte più profonda dello strato liquefacibile. Ciò è giustificabile sulla base del fatto che le pressioni interstiziali in condizioni completamente non drenate subiscono un processo di accumulo che, a meno di piccole oscillazioni istantanee, risulta mediamente monotono crescente; esso continua a crescere, sebbene più lentamente, anche nelle fasi meno intense del sisma e risulta quindi sensibile alla durata del sisma effettivamente simulata. In ogni caso la zona superficiale di effettiva liquefazione, legata prevalentemente alle forti distorsioni subite nella fase più intensa del sisma, viene correttamente simulata.

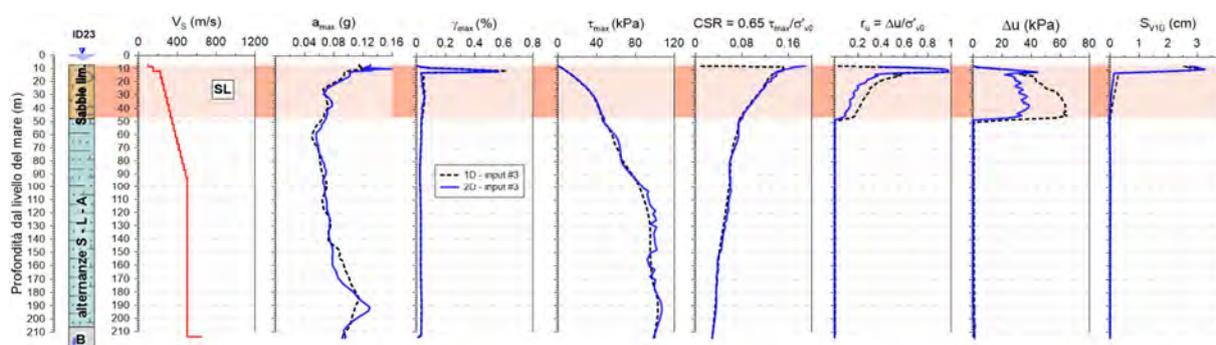


Figura 25 – Analisi 2D. Condizione ante operam. Confronto con analisi 1D per l'input #3.

### *Condizione post operam*

I risultati della analisi post operam, espressi ancora una volta in termini di profili lungo l'asse diga (Figura 26), confermano pienamente le previsioni del modello 1D: la limitazione delle deformazioni che interessano gli strati liquefacibili più superficiali e il maggiore carico geostatico che si esercita su di essi impediscono di fatto il verificarsi della liquefazione, limitando il problema ad una crescita delle pressioni interstiziali e quindi ad una diminuzione di rigidità e resistenza nella fase sismica. Nella parte centrale la diga si abbassa nella fase di consolidazione finale di 0.16 cm.

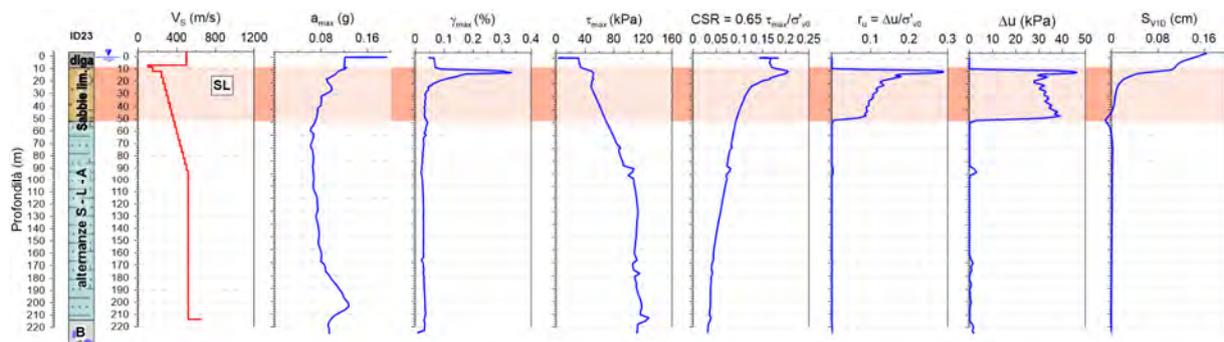


Figura 26 – Analisi 2D. Condizione post operam.

Per comprendere gli effetti di tali riduzioni di deformabilità e resistenza sulle opere si riporta nella Figura 27 la configurazione della griglia di calcolo deformata alla fine del sisma (con un amplificazione delle deformazioni di un fattore 100 rispetto alle dimensioni geometriche). A fine sisma la diga ha subito uno spostamento pressochè rigido di circa 3.5 cm complessivi di cui circa 1.5 nella componente verticale e 3 nella componente orizzontale; la rotazione subita è trascurabile. I depositi di fondazione appaiono distintamente deformati nella zona sottostante al piede di valle, come ci si attende, essendo nota la distribuzione delle tensioni deviatoriche in condizioni statiche. La zona sotto la diga e sotto il bacino di accumulo dei materiali di dragaggio (lato sinistro) appaiono pressochè indisturbati.

Le pressioni interstiziali subiscono degli aumenti che risultano congruenti con le analisi 1D sopra mostrate. La Figura 28 mostra infatti i rapporti di sovrappressione interstiziale per i 5 punti mostrati nella Figura 29. I valori di  $r_u$  risultano limitati al di sotto di 0.3 per i punti sottostanti alla diga mentre salgono avvicinandosi ad 1 oltre il piede diga sul lato di valle.

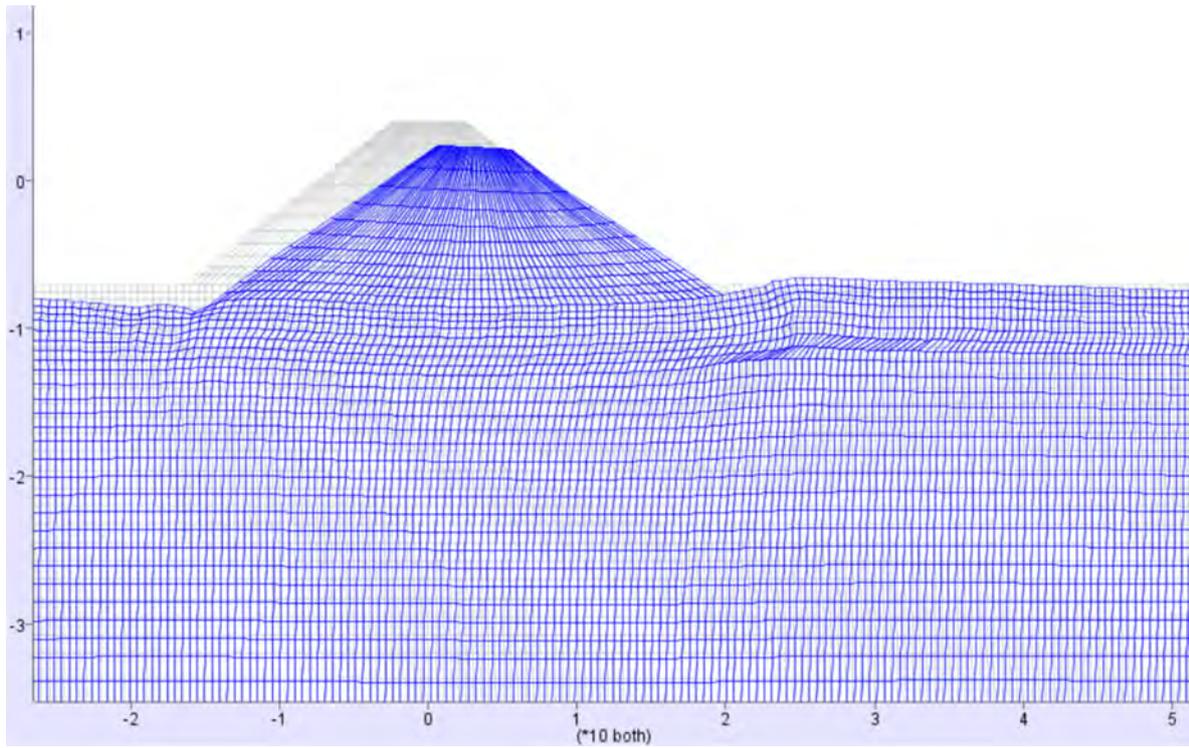


Figura 27 – Analisi 2D post operam. Deformata della griglia di calcolo (amplificata di 100 volte rispetto alle dimensioni geometriche)

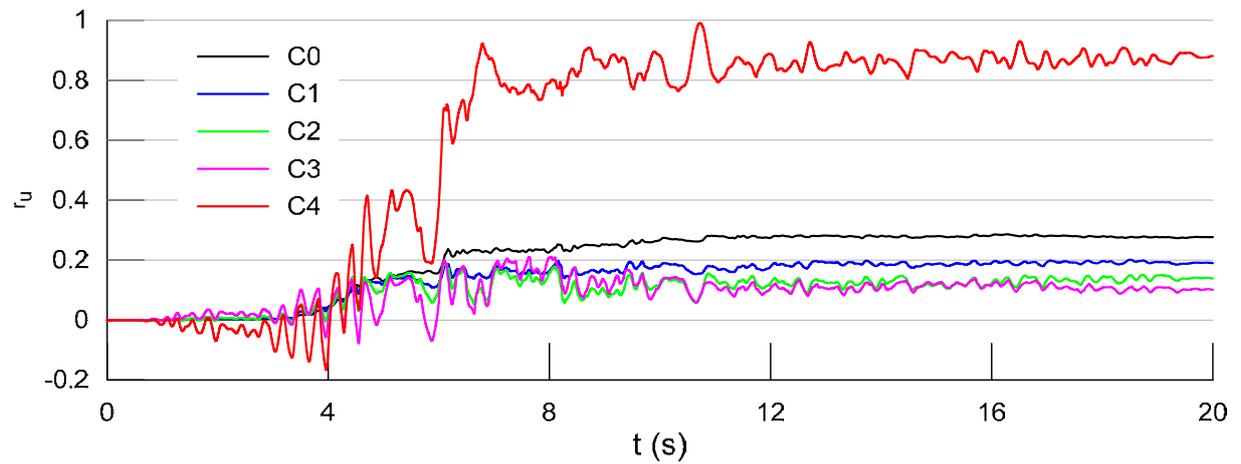
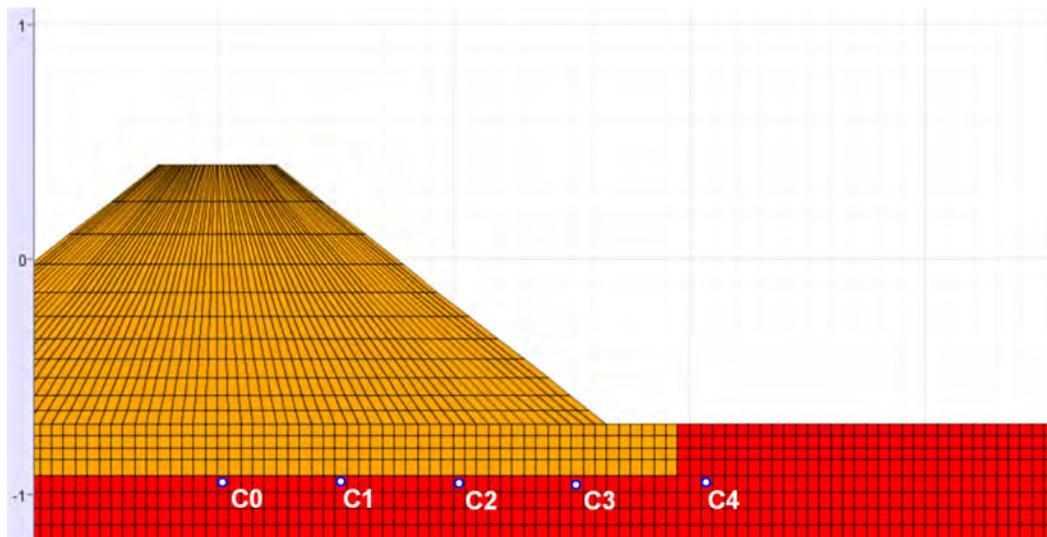
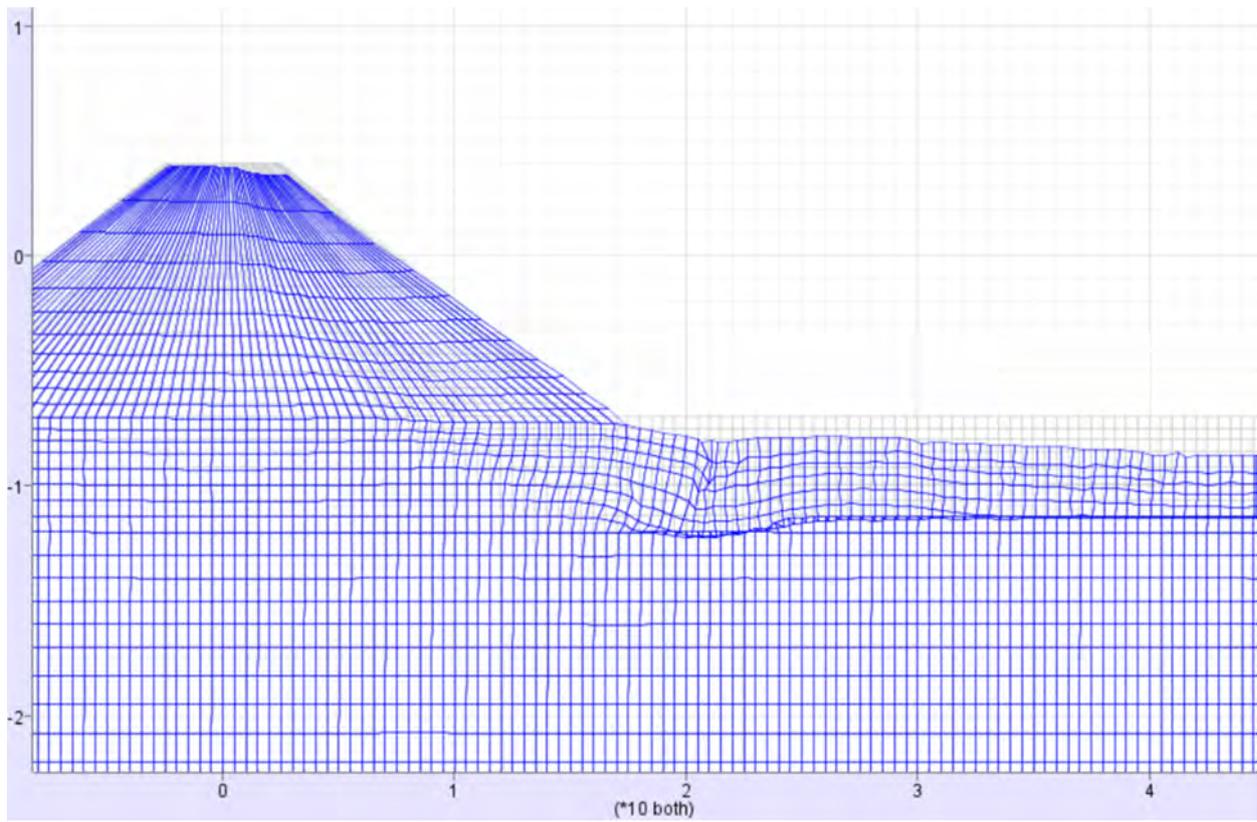


Figura 28 – Rapporti di sovrappressione interstiziale di punti al di sotto della diga



*Figura 29 – Punti di controllo dei rapporti di sovrappressione interstiziale*

A seguito della fase di consolidazione successiva al sisma, la dissipazione delle sovrappressioni determina cedimenti che risultano dell'ordine del centimetro per le sabbie superficiali non ricoperte dalle opere e di circa un ordine di grandezza inferiore al di sotto della diga. Tale condizione non uniforme determina un movimento del paramento di valle della diga che si limita a circa 1 cm al piede e al di sotto di 0.5 cm sul coronamento (Figura 30).



*Figura 30 – Analisi 2D post operam nella fase successiva alla consolidazione. Deformata della griglia di calcolo (amplificata di 100 volte rispetto alle dimensioni geometriche).*

## Riferimenti bibliografici

- [1] Progettazione preliminare e definitiva delle opere marittime di difesa e dei dragaggi previsti nella nuova prima fase di attuazione della piattaforma Europa, compreso lo studio di impatto ambientale e la valutazione di incidenza ambientale, Progetto Definitivo, Geologia e Geotecnica, Relazione Sismica
- [2] Autorità Portuale del Porto di Livorno (2010). Relazione Geotecnica e di Calcolo, Nota sulla liquefazione a seguito di eventi sismici - Darsena Europa – Livorno. *Lavori di costruzione di una vasca di contenimento per sedimenti di dragaggio del porto di Livorno*, Progetto Esecutivo.
- [3] Idriss I. M., Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- [4] Lancellotta R. (1983). Analisi di affidabilità in Ingegneria Geotecnica. Atti Istituto di Scienza delle Costruzioni, 625, Politecnico di Torino.
- [5] Progettazione preliminare e definitiva delle opere marittime di difesa e dei dragaggi previsti nella nuova prima fase di attuazione della piattaforma europa, compreso lo studio di impatto ambientale e la valutazione di incidenza ambientale, Progetto Definitivo, Opere di progetto, WBS4, Sezione tipologiche. nse of a rubble mound breakwater in Turkey
- [6] Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE*. Vol. 117.
- [7] Yuksel Y., Cetin K.O., Ozguven O, Isik N.S., Cevik E., Sumer B.M. (2004) Seismic response of a rubble mound breakwater in Turkey. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering* ,157, Issue MA4: 151-161.
- [8] Masing, G. (1926). Eigenspannungen undVerfertigung beim Messing, in *Proceedings, 2nd International Congress on Applied Mechanics*. Zurich, Switzerland (1926).
- [9] Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B., Daily W.D. (1998). Shear modulus and damping relationship for gravels. *J Geotech Geoenvironmental Eng, ASCE* 124(5): 396-405.
- [10] Boulanger R.W., Ziotopoulou K. (2023). PM4Sand (Version 3.3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications. Report No. UCD/CGM-23/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California
- [11] Manzari, M. T. e Dafalias, Y. F. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sand. *Géotechnique*, 47(2): 255-272.
- [12] Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943- 5606.0001388.

- [13] Itasca Consulting Group (2019). FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. Users' Manual. Minneapolis, Minnesota 55401 USA