Vulnerabilità sismica degli argini delle casse di laminazione di alcuni affluenti del Fiume Po

Seismic vulnerability of the embankments of reservoir basins for flood reduction located on the tributary streams of the Po river (Italy)

F. Pergalani[1], M. Compagnoni[1], C. Madiai[2] , G. Simoni[2], G. Vannucchi[2] , L. Martelli[3]
[1] Politecnico di Milano - DIS, Milano
[2] Università Studi di Firenze - DICeA, Firenze
[3] Regione Emilia Romagna, Bologna

SOMMARIO – *Nel lavoro vengono presentati il percorso metodologico ed i risultati delle analisi di vulnerabilità sismica effettuate sulle alcune casse di laminazione di alcuni affluenti del fiume Po in Lombardia ed in Emilia-Romagna. In particolare le casse analizzate sono state quelle poste sul Torrente Parma nel Comune di Parma (PR), Torrente Enza nel Comune di Montecchio Emilia (RE), Torrente Secchia nel Comune di Campogalliano (MO), Torrente Panaro nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO) della Regione Emilia-Romagna e quelle poste sul Torrente Arno nel Comune di Gallarate (VA), Fiume Olona nel Comune di Malnate (VA), Fiume Olona nel Comune di San Vittore Olona (MI) della Regione Lombardia. Il percorso metodologico ha previsto i seguenti passi: raccolta e sistematizzazione di tutta la documentazione disponibile e inquadramento geologico; indagini in situ, prelievo di campioni e indagini di laboratorio; ricostruzione del modello geologico-geofisico e geotecnico; individuazione degli input sismici attesi; analisi di Risposta Sismica Locale; ricostruzione delle sezioni tipo dell'argine; verifiche di stabilità. I risultati presentati in questo lavoro si riferiscono alla cassa posta sul Torrente Parma nel Comune di Parma (PR) e mostrano come il percorso metodologico eseguito ha portato alla definizione della vulnerabilità sismica dell'opera in esame e ad indicazioni sul suo utilizzo. Lo studio effettuato ha infatti messo in evidenza che i rilevati arginali della cassa sono caratterizzati da un margine di sicurezza adeguato a garantirne la stabilità in condizioni sismiche per tutti gli stati limite indicati nel DM 14.01.2008 e in tutte le condizioni di esercizio previste dal DM 24.03.1982 (Fine Lavori, Massimo Invaso e Rapido Svuotamento); pertanto si può ritenere che la cassa di laminazione possa essere utilizzata anche come bacino di riserva ai fini idrici e che gli interventi sui rilevati arginali possano essere limitati alle normali attività di monitoraggio e manutenzione previste periodicamente per il regolare utilizzo dell'opera.*

Parole chiave: casse di laminazione, Risposta Sismica Locale, analisi di stabilità pseudostatiche, spostamenti permanenti sismoindotti, vulnerabilità sismica, Lombardia, Emilia-Romagna

Key words: flood expansion areas, local seismic response, pseudostatic stability analysis, earthquake-induced slope displacements, seismic vulnerability, Lombardy, Emilia-Romagna

1. **Introduzione**

Le casse di laminazione sono opere strategiche che consentono la riduzione della portata al colmo della piena transitante a valle attraverso l'invaso di adeguati volumi d'acqua. Sono generalmente costituite da manufatti trasversali di solito in cemento armato dotati di luci di fondo che possono essere regolate e arginature perimetrali alle aree destinate all'invaso.
L'accumulo di grandi volumi d'acqua, che potrebbero defluire in modo rapido e incontrollato per il cedimento strutturale delle opere di contenimento, deve essere sempre considerato come un potenziale rischio per la pubblica incolumità e catastrofico per i danni economici, ambientali e produttivi sul territorio. Sebbene terremoti avvenuti in zone sismiche, anche ad alta attività, abbiano

sinora evidenziato un comportamento generalmente soddisfacente delle dighe in terra, per esse devono comunque essere adottate precauzioni superiori a quelle riservate alle costruzioni ordinarie, in quanto il collasso di un'opera di contenimento potrebbe avere conseguenze molto gravi, soprattutto allorché le aree di sommersione interessino centri abitati. Inoltre sismi di bassa intensità e ricorrenti possono indurre deformazioni permanenti ed alterazioni dei corpi arginali con effetti anche sulla tenuta idraulica delle arginature rispetto a successivi eventi di piena non concomitanti.
Sempre più spesso, in conseguenza delle ricorrenti crisi idriche, si prospetta per le casse di laminazione un uso multiplo che prolungherebbe la durata dei periodi di invaso, funzionando la cassa, oltre che come area di laminazione delle piene, anche come area di invaso di riserve idriche da utilizzare nei periodi siccitosi.
In considerazione di ciò l'Autorità di Bacino del fiume Po (AdBPO) ha predisposto un piano di verifiche tecniche sismiche per le opere di ritenuta dei bacini e le arginature delle casse di laminazione di alcuni affluenti nel bacino del fiume Po. Con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 6 agosto 2005 sono state assegnate all'Autorità di Bacino le risorse per la verifica sismica di 7 casse di laminazione, in particolare quelle poste sul Torrente Parma nel Comune di Parma (PR), Torrente Enza nel Comune di Montecchio Emilia (RE), Torrente Secchia nel Comune di Campogalliano (MO), Torrente Panaro nel Comune di San Cesario sul Panaro (MO) della Regione Emilia-Romagna e quelle poste sul Torrente Arno nel Comune di Gallarate (VA), Fiume Olona nel Comune di Malnate (VA), Fiume Olona nel Comune di San Vittore Olona (MI) della Regione Lombardia.
Il lavoro aveva anche l'obiettivo di definire un percorso metodologico, finalizzato alla valutazione della stabilità sismica degli argini delle casse, in mancanza di una specifica normativa di settore.
Complessivamente, per ciascuna cassa, le attività di verifica sono state articolate in 7 distinte macro-attività, che possono essere sintetizzate come segue:

1. Raccolta e sistematizzazione di tutta la documentazione disponibile e inquadramento geologico dell'area;
2. Indagini in situ, prelievo di campioni di terreno e indagini geotecniche di laboratorio;
3. Ricostruzione del modello geologico-geofisico e geotecnico;
4. Individuazione degli input sismici attesi;
5. Analisi di Risposta Sismica Locale;
6. Ricostruzione delle sezioni tipo dell'argine;
7. Verifiche di stabilità.

Nel lavoro vengono presentati il percorso metodologico ed i risultati relativi alla cassa di laminazione posta sul Torrente Parma nel Comune di Parma (PR), in quanto maggiormente rappresentativa e strategica rispetto alle altre casse analizzate.

2. **Inquadramento geologico**

L'area della cassa di laminazione del Torrente Parma ricade nell'estremità occidentale del foglio geologico n. 200 Reggio Emilia (quadrante NO) della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, attualmente in stampa /1/, al confine con il limite orientale del foglio n. 199 Parma sud, già pubblicato /2/ (Figura 1). Molte informazioni sulla geologia dell'area sono tratte perciò dal Foglio 199.
Le litologie affioranti, che costituiscono il terreno di fondazione degli argini, sono riferibili all'"unità di Modena" (AES8a), sottounità del subsintema di Ravenna (AES8), prevalentemente costituita da depositi fluviali grossolani, ghiaiosi, alternati a sabbie e limi, di età post-romana (Figura 1). La dinamica fluviale, influenzata dall'attività tettonica e dalle variazioni climatiche, ha dato origine, nell'area d'interesse, a vari ordini di terrazzi. Sono chiaramente riconoscibili l'alveo attuale (b1), un primo terrazzo recente, ancora in evoluzione (b1a), e un terrazzo di primo ordine che attualmente si trova a quote superiori di qualche metro rispetto all'alveo attuale. L'argine della cassa di laminazione del Torrente Parma si sviluppa prevalentemente sul terrazzo di primo ordine.

L'assetto geologico del sottosuolo è desumibile interpolando la sezione F-F' del Foglio 199 Parma sud /2/, che passa circa 2 km ad ovest, con la sezione n. 2 di RER & ENI-Agip /3/, che passa circa 3 km ad est.
La successione stratigrafica del sottosuolo è costituita da sedimenti alluvionali, distinguibili in due cicli deposizionali principali, che giacciono in discordanza su un substrato la cui parte superiore è costituita da sedimenti marini e costieri. I due cicli deposizionali hanno dato origine alle principali unità stratigrafiche continentali del sottosuolo padano dell'Emilia-Romagna: il Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES), di età compresa tra 450.000 anni e l'attuale, e il Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI) di età compresa tra circa 800.000 e 450.000 anni.
Dal punto di vista strutturale, l'area della cassa di laminazione si trova al di sopra del fianco settentrionale di un alto di origine tettonica, noto come "alto di Monticelli Terme", appartenente all'insieme delle Pieghe Emiliane /4/, la cui culminazione è più ad est. La stratificazione dei corpi più superficiali mostra una blanda inclinazione verso NNE; l'asse strutturale dell'"alto di Monticelli Terme" immerge verso WNW. La presenza di questo alto strutturale ha determinato la risalita del substrato geologico dei depositi alluvionali con conseguente riduzione del loro spessore. Infatti, i depositi alluvionali hanno spessore di circa 70-80 m nel settore meridionale della cassa e maggiore di 100 m nel settore settentrionale della cassa (sotto l'argine principale, dove è presente l'opera di sbarramento).
Il substrato dei depositi continentali è costituito da sedimenti costieri e lagunari, prevalenti sabbie e ghiaie alternate a depositi fini, riferibili al Sintema di Costamezzana (CMZ), di età Pleistocene inferiore /2/.
La stratigrafia e l'assetto geometrico del sottosuolo sono stati ricostruiti grazie ai sondaggi profondi e ai profili sismici a riflessione disponibili presso il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna; per quanto riguarda il modello geologico del terreno di fondazione dell'argine, grazie ai numerosi sondaggi disponibili (fonte fonti: Agenzia Interregionale per il fiume Po - AIPO - e banca dati del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna) è stato possibile ricostruire in dettaglio la stratigrafia fino alla profondità di 50 metri, in particolare in corrispondenza delle 3 sezioni indicate in Figura 2 e rappresentate in Figura 3.
Partendo dalla superficie, nell'area dello sbarramento principale settentrionale (sezione nord) affiorano ghiaie di spessore variabile da circa 15 m in sinistra (est) a circa 25 m in destra (ovest), probabilmente costituite da due orizzonti ghiaiosi amalgamati. Sotto questo primo orizzonte grossolano è presente un livello di circa 10 m di sedimenti fini, prevalenti limi e argille, che verso ovest si riduce fino quasi a scomparire, probabilmente per erosione da parte delle ghiaie soprastanti. Sotto le peliti è stato perforato un secondo orizzonte grossolano potente quasi 25 m nella parte orientale che verso ovest si riduce ad uno spessore di soli 4 metri. Anche questo secondo orizzonte ghiaioso poggia su un livello pelitico.
Per effetto dell'inclinazione, verso sud lo spessore affiorante del primo orizzonte grossolano si riduce (sezione sud) e nell'estremità meridionale della cassa di laminazione affiorano le peliti sottostanti. In generale, verso sud, si osserva una riduzione degli spessori grossolani e un aumento della frequenza dei livelli pelitici.

3. **Indagini in situ e di laboratorio**

Per la definizione dei modelli geotecnici sono stati acquisiti ed analizzati i dati contenuti nella documentazione esistente /5/. Sulla base dei dati disponibili e di un sopralluogo condotto nell'area della cassa di laminazione, sono state identificate le sezioni arginali di interesse sulle quali eseguire le verifiche di stabilità ed è stato predisposto un piano di indagini integrative i cui risultati hanno consentito di completare la definizione dei suddetti modelli. La campagna di indagini integrative appositamente condotta per completare la caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il sottosuolo e gli argini della cassa di laminazione ha compreso: 2 stendimenti sismici da 400 m ciascuno /6/, 3 sondaggi, della lunghezza di 50 m ciascuno, con estrazione di 6 campioni

indisturbati e 16 campioni rimaneggiati, 43 prove SPT con prelievo di 6 campioni /7/ e 3 prove Down-Hole (DH) /8/. Le prove geotecniche di laboratorio hanno previsto: 5 prove di colonna risonante (RC), 4 prove triassiali (TxCIU) e 2 prove edometriche (EDOIL), oltre a prove di classificazione su 6 campioni indisturbati, su 16 campioni rimaneggiati e su 6 campioni prelevati nel corso delle prove SPT /8/. Nella Figura 4 sono rappresentati i punti di indagine investigati.
I sondaggi So1 e So2 (lato valle della cassa di laminazione), al di sotto dei terreni di riporto (argine della cassa), mostrano la presenza di materiali caratterizzati prevalentemente da ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa, mentre il sondaggio So 3 (lato monte della cassa di laminazione) presenta alternanze di ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa e argille da debolmente ghiaiose a ghiaiose.
I due stendimenti sismici da 400 m ciascuno (Linea S1 – lato valle e linea S2 – lato monte), che sono stati elaborati sia con analisi G.R.M. sia con analisi tomografica a countour line, hanno evidenziato entrambi due principali superfici di discontinuità corrispondenti indicativamente a incrementi di consistenza del deposito alluvionale. Le discontinuità evidenziate nei profili sismici a rifrazione corrispondono, con ottima approssimazione, alle superfici stratigrafiche identificate nel modello geologico, in particolare la superficie di rifrazione più profonda sembra coincidere con la superficie basale del ciclo alluvionale più recente (AES, circa 450.000 anni).
Le prove DH effettuate nei fori di sondaggio hanno evidenziato in So1 limitate variazioni di *Vs* con la profondità, se non in corrispondenza dei vari passaggi stratigrafici da materiali a grana grossa a materiali a grana fine e viceversa. I valori *Vs* ottenuti sono in buon accordo con la stratigrafia essendo compresi per le ghiaie tra 328 m/s e 527 m/s e per i limi argillosi tra 209 m/s e 241 m/s; in So2 il profilo di *Vs* presenta un andamento piuttosto regolare delle velocità, con valori intorno ai 200 m/s, in corrispondenza del materiale di riporto. A profondità maggiori, si nota un andamento irregolare tipico di terreni stratificati, con variazioni significative di velocità non soltanto nei vari passaggi stratigrafici tra terreni coesivi e incoerenti, ma anche all'interno dei vari strati ghiaiosi ed in accordo con la stratigrafia; in So3 il profilo di *Vs* evidenzia un andamento estremamente variabile legato alla fitta alternanza di materiali a grana grossa e a grana fine. In questi ultimi la *Vs* si attesta attorno a valori di 200 m/s, con punte di 226 m/s nello strato argilloso più superficiale e di 208 m/s in quello più profondo. Per quanto riguarda gli strati ghiaiosi, i valori di *Vs* superano raramente i 400 m/s, soprattutto nello strato compreso tra 23.7 m e 28.7 m. Il profilo risulta nel complesso in buon accordo con la stratigrafia.
Per quanto riguarda le indagini di laboratorio sul materiale prelevato nelle aree di indagine sono state effettuate:

- prove di identificazione e di classificazione, prove edometriche, prove triassiali e prove di colonna risonante, sui campioni di terreno indisturbati;
- analisi granulometriche e determinazioni dei limiti di consistenza, sui campioni di terreno rimaneggiati.

I risultati mostrano che le caratteristiche fisiche e le proprietà indici dei 6 campioni indisturbati hanno un campo di variazione limitato; tutti i campioni sono costituiti da materiale plastico ($15 < IP < 40$), a consistenza solido-plastica ($0.75 < IC < 1$), e appartengono alla classe CL e CH.
Le curve granulometriche ottenute dai campioni rimaneggiati, prevalentemente a grana grossa, evidenziano una percentuale di ghiaia compresa tra il 35 e il 75% circa e una corrispondente percentuale di sabbia variabile tra il 25 e il 10%. Le analisi dei limiti di Atterberg mostrano che i campioni a grana fine rimaneggiati esaminati appartengono alla classe delle argille inorganiche a bassa plasticità.
Su 2 campioni è stata eseguita una prova di consolidazione edometrica, i parametri di compressibilità del terreno dei due campioni risultano: indice di ricompressione Cr=0.008, di compressione Cc=0.282÷0.206 e di rigonfiamento Cs=0.097÷0.041.
Le prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU) hanno mostrato valori dell'angolo di effettivo resistenza al taglio efficace variabili tra 15.5 e 28.5° e valori di coesione efficace variabili da 9.4-38.4 kPa.

In Figura 5 sono mostrate le curve che esprimono la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) con il livello deformativo (γ%) (Figura 5a) e la legge di variazione del rapporto di smorzamento (D%) con la deformazione di taglio (γ%) (Figura 5b), ottenute adattando ai risultati sperimentali delle prove di colonna risonante eseguite, i modelli proposti da Yokota et al. (1981) /9/.

4. **Ricostruzione del modello geologico-geofisico e geotecnico**

Sulla base dei dati geologici, geofisici e geotecnici sopra descritti sono stati definiti 4 modelli geofisici rappresentativi; in particolare, 2 posti in corrispondenza del settore di valle (settentrionale) della cassa di laminazione: 1 sul lato destro orografico (M3a) ed 1 sul lato alveo (M3b), 1 in corrispondenza del settore di monte della cassa di laminazione (M1) ed 1 in corrispondenza del settore centrale della cassa di laminazione (M2).
In Figura 6 è rappresentata l'ubicazione dei modelli geofisici analizzati e in Figura 7 sono rappresentati i profili dei modelli geofisici analizzati.
La superficie che individua il substrato sismico (superficie al di sotto della quale Vs ≥ 800 m/s), grazie ai dati sopra esposti e al confronto con i dati provenienti da pozzi profondi e con i profili sismici a riflessione, è stata identificata nel limite basale del ciclo alluvionale inferiore (AEI).
In Figura 7, i valori di profondità sono riportati a destra di ciascun profilo relativo al modello, espressi in metri dal piano campagna; i valori del peso di volume del materiale costituente ciascun orizzonte è riportato sulla sinistra del profilo ed espresso in kN/m^3; i valori di velocità di propagazione delle onde di taglio *Vs* in ciascun orizzonte sono riportati all'interno della colonnina ed espressi in m/s.
I due diversi colori rappresentano i due diversi litotipi distinti, ai fini delle analisi, in base alla granulometria: con il colore grigio chiaro sono indicati gli orizzonti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, con il colore grigio scuro sono indicati gli orizzonti prevalentemente limoso-argillosi. Ai primi sono state assegnate curve di decadimento e di smorzamento derivanti da bibliografia; ai secondi sono state attribuite le curve derivanti dalle analisi geotecniche di laboratorio effettuate nell'ambito del progetto di cui si riferisce nel presente lavoro. I due sets di curve utilizzati sono rappresentati in Figura 8.

5. **Individuazione degli input sismici attesi**

Per il sito oggetto di indagine, sulla base della pericolosità sismica del sito, sono stati costruiti gli spettri di risposta rappresentativi /10/, calcolando le ordinate spettrali come media ponderata con l'inverso della distanza dei valori assegnati nei quattro punti della griglia /11/ più vicini al valore geografico ISTAT del comune e riferiti a 3 periodi di ritorno (Tr):
- evento molto frequente: Tr 50 anni;
- evento meno raro: Tr 475 anni;
- evento molto raro: Tr 975 anni.

A partire da tali spettri in accelerazione, considerati come target, sono stati generati 7 accelerogrammi spettro-compatibili, caratterizzati da diversi valori della coppia magnitudo-distanza. Sono inoltre stati estratti dalla Banca dati ITACA /12/ 7 registrazioni reali in modo che la media degli spettri fosse il più possibile prossima allo spettro di target.
Riassumendo, sono stati considerati 3 periodi di ritorno (Tr 50, Tr 475 e Tr 975), per ogni periodo di ritorno sono stati considerati 7 accelerogrammi generati e 7 accelerogrammi registrati, per un totale di 42 accelerogrammi /13/.
Nelle Figure 9-11 sono riportati lo spettro di target, gli spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico dei 7 accelerogrammi generati e dei 7 registrati e gli spettri di risposta medi rispettivamente per i 3 tempi di ritorno (Tr 50, Tr 475 e Tr 975).

6. **Analisi di Risposta Sismica Locale**

La valutazione della Risposta Sismica Locale (RLS) è stata effettuata tramite modellazione numerica, utilizzando codici di calcolo monodimensionali (1D), applicando tutti i sets di accelerogrammi a ciascun modello geofisico individuato /12/.
Le analisi effettuate hanno fornito, per ogni modello geofisico analizzato, gli accelerogrammi, i relativi spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico, i relativi spettri di Fourier ed i parametri rappresentativi, modificati dalle condizioni geologiche e geomorfologiche.
Sono stati calcolati anche i Fattori di amplificazione (*Fa*) definiti come il rapporto tra le intensità spettrali calcolate sugli spettri di risposta in pseudo-velocità al 5% dello smorzamento critico del moto in superficie e del moto di input, calcolati per 2 diversi intervalli di periodo, 0.1-0.5s e 0.5-1.5s:

$$Fa_{0.1\text{-}0.5} = \frac{si_{0.1\text{-}0.5}(output)}{si_{0.1\text{-}0.5}(input)} \qquad Fa_{0.5\text{-}1.5} = \frac{si_{0.5\text{-}1.5}(output)}{si_{0.5\text{-}1.5}(input)}$$

I modelli geofisici analizzati hanno mostrato un'amplificazione generalizzata considerando tutti i periodi di ritorno, come si può vedere dagli spettri di risposta medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico (Figure 12-15) e dalla Tabella 1 dove sono riportati i valori medi dei Fattori di amplificazione (ottenuti applicando i 7 accelerogrammi generati e i 7 accelerogrammi registrati), calcolati per i 2 diversi intervalli di periodo, 0.1-0.5s e 0.5-1.5s ($Fa_{0.1\text{-}0.5}$, $Fa_{0.5\text{-}1.5}$).
Come si può notare, per effetto della non linearità del comportamento del terreno, all'aumentare del periodo di ritorno, ovvero all'aumentare della severità dell'evento (e quindi del livello deformativo indotto), gli effetti amplificativi si riducono.
Il modello geofisico M1, in corrispondenza del settore monte della cassa di laminazione, mostra un'amplificazione significativa su tutti i periodi dello spettro ed i relativi valori di *Fa* sono ambedue elevati.
I modelli geofisici M2, in corrispondenza del settore centrale della cassa di laminazione, M3a e M3b, in corrispondenza del settore valle della stessa, presentano un'amplificazione molto più accentuata negli alti periodi dello spettro e di conseguenza i valori medi di *Fa* relativi all'intervallo di periodi 0.5-1.5 ($Fa_{0.5\text{-}1.5}$) risultano essere più elevati di quelli calcolati nell'intervallo di periodi 0.1-0.5 ($Fa_{0.1\text{-}0.5}$); in alcuni casi i valori di $Fa_{0.1\text{-}0.5}$ sono prossimi all'unità, mostrando una non amplificazione. Tale effetto può essere osservato anche analizzando gli spettri di risposta nei quali, per i bassi periodi, i valori delle ordinate spettrali di output risultano essere inferiori a quelli dell'input.
Gli accelerogrammi di output risultano comunque, in generale, amplificati e filtrati. Dall'analisi dei risultati ottenuti si osserva inoltre come non si rilevino particolari differenze in seguito all'applicazione degli accelerogrammi generati piuttosto che degli accelerogrammi registrati. In particolare, analizzando le curve medie degli spettri di risposta in accelerazione, ottenute applicando il set di accelerogrammi generati ed il set di accelerogrammi registrati, si nota come i valori delle ordinate spettrali siano molto simili. Tale comportamento può essere desunto anche dai valori di *Fa* che, conseguentemente, risultananch'essi molto simili.

7. **Ricostruzione delle sezioni tipo dell'argine**

La scelta delle sezioni da analizzare è stata effettuata a partire dall'individuazione di 4 diverse macroaree, una per ogni modello geofisico rappresentativo del sottosuolo definito nei paragrafi precedenti e dall'identificazione, per ciascuna macroarea, delle sezioni con le caratteristiche geometriche più sfavorevoli. In Figura 16 è indicata la posizione delle sezioni considerate ai fini delle verifiche di stabilità.
Le verifiche di stabilità sono state condotte limitatamente alle sezioni 13_25 e 13_43, con riferimento ai modelli geofisici M2 ed M1, rispettivamente rappresentativi della zona centrale e

della zona di monte della cassa di laminazione. La sezione 13_02, localizzata in prossimità dell'opera di sbarramento a valle, in corrispondenza della massima altezza del rilevato, è stata invece assunta come sezione di riferimento per entrambi i modelli geofisici, M3a e M3b, identificati nella parte più a valle della cassa /14/.
Le quattro sezioni analizzate (13_43 con modello geofisico M1, 13_25 con modello geofisico M2, 13_02 con modello geofisico M3a e 13_02 con modello geofisico M3b), con indicazione dei diversi materiali costituenti il rilevato arginale e i terreni di fondazione, sono visibili nelle Figure 17, 18 e 19, nelle quali il fianco sinistro del rilevato è il lato invaso, il fianco destro è il lato esterno della cassa e l'origine dell'asse delle ordinate è stata assunta a quota 70m s.l.m.
I rilevati arginali della cassa di laminazione sono in prevalenza costituiti dal materiale ottenuto tramite scavi effettuati al centro della cassa. Il terreno, di natura prevalentemente ghiaiosa, una volta prelevato ed opportunamente costipato, è stato utilizzato per la realizzazione di buona parte del rilevato arginale.
Non disponendo di specifiche prove geotecniche per la definizione dei parametri di resistenza al taglio dei materiali ghiaiosi costituenti i rinfianchi dei rilevati arginali, si è fatto cautelativamente riferimento ai parametri di resistenza al taglio che tale terreno ha in sito. In particolare, per la stima dell'angolo di resistenza al taglio, si sono utilizzate correlazioni empiriche di letteratura che mettono in relazione ϕ' all'indice N_{SPT} della prova penetrometrica dinamica standardizzata.
I materiali a grana fine, costituenti il nucleo della cassa ed alcune lenti di limo argilloso presenti nel terreno di fondazione, sono stati caratterizzati a partire dai risultati delle prove geotecniche di laboratorio effettuate Nell'ambito del piano di verifiche predisposto da AdBPO.
I valori numerici delle proprietà fisiche e dei parametri di resistenza dei materiali adottati nelle analisi di stabilità sono riassunti in Tabella 2.
Dalle informazioni disponibili sulla permeabilità dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti i rilevati arginali della cassa di laminazione, è stato osservato che essa risulta particolarmente variabile. Il coefficiente di permeabilità, k, del materiale alluvionale di fondazione, prevalentemente ghiaioso, utilizzato per la realizzazione dei rinfianchi è compreso tra $4\cdot10^{-5}$m/s e $< k<1.2\cdot10^{-4}$m/s; i materiali a grana fine di fondazione hanno coefficiente di permeabilità in sito compreso tra $8\cdot10^{-8}$ m/s e $4.8\cdot10^{-7}$ m/s, mentre il nucleo impermeabile, costituito da argille a bassa plasticità appartenenti al gruppo A-7-6 della classificazione CNR-UNI 10006, è caratterizzato da un coefficiente di permeabilità $k\leq10^{-7}$m/s. Per quanto concerne la permeabilità dei materiali prevalentemente a grana grossa impiegati per la realizzazione dei rinfianchi del corpo arginale, ottenuti da scavi eseguiti al centro della vasca e appartenenti alla classe A-1-a della classificazione CNR-UNI 10006, si è fatto riferimento alla minore delle permeabilità degli stessi materiali in sito, ovvero $k = 4\cdot10^{-5}$m/s.
La posizione della superficie piezometrica assunta nelle analisi di stabilità, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, per le diverse condizioni di esercizio (Fine Lavori, Massimo Invaso, Rapido Svaso), è stata determinata facendo riferimento ai rilievi piezometrici effettuati nel corso delle indagini condotte nell'ambito del presente Progetto, alle indicazioni di progetto sul franco di ritenuta, alla geometria dell'argine e alle caratteristiche di permeabilità dei terreni presenti.
Le curve di decadimento e i valori delle deformazioni di soglia volumetrica, γ_v, necessari ai fini delle analisi post-sismiche, sono stati determinati dai risultati delle prove di colonna risonante effettuate.

8. **Verifiche di stabilità**

Sui rilevati arginali delle sezioni di interesse precedentemente identificate, sono state effettuate analisi numeriche di stabilità dell'insieme argine-terreno di fondazione, in condizioni statiche (pre e post-sismiche) e sismiche (per periodi di ritorno di 50, 475 e 975 anni), seguendo i dettami della normativa nazionale vigente /10/.

Le verifiche di stabilità hanno riguardato sia il paramento di monte sia il paramento di valle degli argini delle casse di laminazione, nelle tre condizioni di: Fine Lavori (FL), Massimo Invaso (MI) e Rapido Svaso (RS), in accordo con quanto indicato nel DM 24.03.1982 /15/. In particolare, nelle condizioni di Fine Lavori (FL) e Massimo Invaso (MI), la stabilità è stata valutata sia in termini di pressioni totali (a breve termine) che in termini di tensioni efficaci (a lungo termine), mentre per la condizione di Rapido Svaso (RS) sono state considerate solo le condizioni a breve termine. Nelle verifiche a lungo termine la resistenza al taglio è stata espressa in termini di tensioni efficaci per tutti i tipi di terreno; nelle verifiche a breve termine la resistenza al taglio dei materiali incoerenti è stata espressa in termini di tensioni efficaci e quella dei terreni coesivi in termini di tensioni totali.
In presenza di terreni saturi e accelerazione massima di progetto maggiore di 0.15g sono state considerate anche le condizioni statiche successive al sisma, valutando la possibilità che durante il terremoto possano svilupparsi sovrapressioni interstiziali e/o manifestarsi fenomeni di degradazione ciclica nei terreni coesivi eventualmente presenti.
Le analisi statiche, in condizioni pre e post sismiche, e le analisi pseudostatiche sono state effettuate mediante l'impiego di un programma di calcolo automatico che utilizza metodi all'equilibrio limite per strisce, derivato dal programma STABL /16/, con modifiche e integrazioni realizzate presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze. Per ciascuna sezione analizzata i risultati di tali analisi sono espressi in termini di coefficiente (o fattore) di sicurezza, *FS*,definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilizzato. Mediante le analisi nelle condizioni antecedenti al sisma è stato determinato anche il valore del coefficiente sismico critico, k_c (valore del coefficiente sismico corrispondente alla condizione di equilibrio limite, ovvero ad un fattore di sicurezza statico unitario).
I valori di progetto dell'azione sismica utilizzati nelle verifiche di stabilità sono stati determinati in accordo con le recenti disposizioni normative nazionali /10/. Per le analisi pseudostatiche, l'azione sismica di progetto, definita mediante il parametro accelerazione massima orizzontale (*PGA* o a_{max}) attesa al sito, è stata assunta sulla base di due differenti criteri. Nel primo caso il valore di *PGA* è stato determinato utilizzando i valori dell'accelerazione in superficie ottenuti, per la verticale in corrispondenza della sezione analizzata, dalle analisi monodimensionali di Risposta Sismica Locale (RSL); nel secondo caso il valore di $a_{max}= a_g \cdot S_S \cdot S_T$ è stato ricavato utilizzando i valori di a_g desunti dalla mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (PSN) /11/ riportati nell'Allegato B al DM 14.01.2008 /10/ e determinando il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente di amplificazione topografica S_T come indicato nello stesso DM /10/.
Per ciascuna delle sezioni in esame e per ogni periodo di ritorno, i valori del coefficiente sismico orizzontale, $k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$ (con β_s determinato in base alle indicazioni in /10/), ricavati con i due suddetti criteri, rispettivamente indicati con $k_{h,RSL}$ e $k_{h,PSN}$, e assunti nelle verifiche pseudostatiche, sono riportati nella Tabella 3. Per quanto riguarda il coefficiente sismico verticale, è stato assunto nelle verifiche $k_v = \pm 0.5\ k_h$, così come indicato in /10/.
È da osservare che, essendo $k_{h,RSL}$ minore di $k_{h,PSN}$ in tutti i casi considerati, sarebbe stato sufficiente, e a favore di sicurezza, eseguire le verifiche di stabilità assumendo l'azione sismica di progetto indicata dalla normativa nazionale /10/. Lo studio condotto con entrambi i valori del coefficiente sismico ha permesso di evidenziare quanto sia cautelativo, per il caso in esame, l'impiego dell'azione sismica così come suggerita dalle norme.
In condizioni sismiche sono state eseguite anche analisi dinamiche semplificate, con calcolo degli spostamenti permanenti indotti dall'azione sismica.
Le analisi dinamiche semplificate sono state svolte con un codice di calcolo automatico ispirato al modello del blocco rigido di Newmark, che esegue una doppia integrazione dell'equazione di moto relativo tra la massa in movimento e la base stabile /17/, messo a punto presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze. Per ciascuna sezione analizzata i risultati delle analisi dinamiche semplificate sono espressi in termini di spostamento indotto dall'azione sismica di progetto. Nel caso di superficie di scorrimento di forma circolare, il moto relativo tra la massa potenzialmente in frana e la base stabile è espresso in termini di rotazione e lo spostamento è

dato dal prodotto del raggio della superficie di potenziale scivolamento per l'angolo di rotazione relativa.
Gli spostamenti attesi sono stati inoltre stimati utilizzando una serie di correlazioni con i principali parametri rappresentativi dell'accelerogramma di progetto, ricavate con riferimento ad una banca dati di eventi registrati sul territorio italiano /18/.
Per l'applicazione della procedura di calcolo automatico degli spostamenti permanenti in corrispondenza delle sezioni esaminate, sono stati utilizzati gli accelerogrammi in superficie ottenuti dalle analisi monodimensionali di Risposta Sismica Locale. I principali parametri degli stessi accelerogrammi (accelerazione massima, *PGA*; velocità massima, *PGV*; intensità di Arias, I_a; periodo medio, *T*; potenziale sismico distruttivo, P_D) sono stati assunti per la stima degli spostamenti permanenti sulle quattro sezioni analizzate mediante l'impiego opportune delle seguenti relazioni empiriche:

8.1. *Verifiche in condizioni statiche pre e post sismiche*

Le analisi di stabilità in condizioni statiche pre-sismiche sono state effettuate al fine di determinare, per ciascun caso esaminato, il coefficiente di sicurezza minimo, *FS*, ed il coefficiente sismico critico, k_c (coefficiente sismico associato alla condizione di equilibrio limite, *FS*= 1). Tra le possibili opzioni offerte dal codice di calcolo impiegato è stata selezionata la tecnica di ricerca automatica con generazione di superfici di scorrimento circolari e calcolo del coefficiente di sicurezza con il metodo di Bishop semplificato.
I valori dei coefficienti di sicurezza minimi e dei coefficienti sismici critici ottenuti nelle verifiche statiche in condizioni pre-sismiche sono riportati in Tabella 4, mentre le relative superfici di scorrimento sono visibili nelle Figure da 17 a 19.
Il confronto tra i valori di *FS* trovati in condizioni pre-sismiche e l'andamento delle relative superfici di scorrimento per la sezione 13_43 (Figura 17) evidenzia, per il lato invaso, che la condizione a maggiore criticità è la RS (*FS*=1.760, k_c=0.164) e che le superfici di scorrimento critiche, nonché i fattori di sicurezza per le condizioni FL e MI, sono pressoché coincidenti; per il lato campagna invece, le tre condizioni FL, MI e RS sono praticamente coincidenti, e conseguentemente si ottiene un unico valore del coefficiente di sicurezza minimo e del coefficiente sismico critico (*FS* = 1.851, k_c = 0.278).
Per la sezione 13_25 (Figura 18), il confronto dei valori di *FS* e dell'andamento delle relative superfici di scorrimento porta ad analoghe considerazioni. Infatti, per il lato invaso la condizione a maggiore criticità è la RS (*FS*=1.348, k_c = 0.088) e le superfici di scorrimento, nonché i fattori di sicurezza per le condizioni FL e MI, sono praticamente coincidenti. Per il lato campagna della stessa sezione, le analisi delle tre condizioni FL, MI e RS evidenziano una variabilità assai limitata del coefficiente di sicurezza minimo e del coefficiente sismico critico. Le condizioni per MI e RS coincidono, mentre risulta di poco superiore il coefficiente di sicurezza minimo relativo alla condizione FL.
Per la sezione 13_02 (Figura 19), il cui comportamento, in termini di stabilità in condizioni statiche pre-sismiche, risulta indipendente dal modello geofisico di riferimento (M3a o M3b), il confronto dei valori di *FS* e dell'andamento delle relative superfici di scorrimento porta alle seguenti considerazioni: i valori minori del coefficiente di sicurezza si ottengono in condizioni di RS sia per il lato invaso (*FS*=1.689, k_c=0.139) che per il lato esterno (*FS*=1.957, k_c=0.234); per il lato invaso, l'andamento delle superfici critiche, sebbene relative a condizioni di esercizio diverse e con valori di *FS* diversi, risulta praticamente coincidente. In tutti i casi, le superfici critiche, ricercate mediante la procedura automatica, si sviluppano prevalentemente all'interno dei rinfianchi, senza coinvolgere né il nucleo, né il terreno di fondazione.
Ai fini di controllare le condizioni di stabilità della sezione 13_02, nel caso in cui possa svilupparsi una superficie di scorrimento estesa all'interno del nucleo per una porzione significativa, è stata condotta un'analisi statica imponendo alla potenziale superficie di scorrimento l'andamento

rappresentato in Figura 20. Trattandosi di una superficie non circolare, le analisi sono state eseguite applicando il metodo delle strisce di Carter. Per tale superficie, nelle condizioni di maggiore criticità, ovvero di RS, è stato trovato un fattore di sicurezza *FS*=2.341 ed un coefficiente sismico critico k_c=0.287.
Con lo scopo di accertare la stabilità dei rilevati arginali in conseguenza di un eventuale decadimento della resistenza al taglio ed incremento delle pressioni interstiziali indotte nel terreno dall'azione sismica, sono state esaminate anche condizioni post-sismiche. In particolare, considerata l'elevata permeabilità (k>4·10^{-5}m/s), le caratteristiche granulometriche e lo stato di addensamento (materiale di classe A-1-a, costipato) del materiale alluvionale costituente i rinfianchi, e la modesta entità delle azioni sismiche di progetto, si è ritenuto di poter escludere in tale tipo di materiali l'insorgenza di incrementi significativi delle pressioni interstiziali. Conseguentemente, per le analisi post-sismiche si è tenuto conto solo della riduzione della resistenza al taglio non drenata dei materiali argillosi costituenti il nucleo e il terreno di fondazione, considerando quindi significativa solo la verifica lungo la superficie di scorrimento imposta sulla sezione 13_02, nella quale è presente il nucleo in materiale argilloso ed è interessato per una porzione significativa dalla ipotetica superficie di scorrimento (Figura 20). Riguardo all'input sismico, sono state prese in considerazione le storie di accelerazione ottenute dalle analisi di Risposta Sismica Locale, per le quali a_{max} risultasse maggiore di 0.15g. Inoltre, avendo verificato che, a prescindere dal periodo di ritorno considerato, le storie di accelerazione per il modello geofisico M3b sono sempre meno gravose di quelle relative al modello geofisico M3a, il decadimento della resistenza al taglio è stato valutato solo con riferimento a quest'ultimo modello. Gli eventi più gravosi ai fini della stima della degradazione ciclica della resistenza sono risultati *CAT* e *CSA_set*, per i quali è stata stimata un'ampiezza della deformazione di taglio ciclica equivalente indotta , γ_c, pari a circa 0.02%. Poiché per i materiali argillosi costituenti il nucleo, nel tratto interessato dalla potenziale superficie di scorrimento, l'ampiezza della deformazione di soglia volumetrica, γ_v, determinata sperimentalmente dalle prove di colla risonante, è pari a circa 0.05%, risulta $\gamma_c < \gamma_v$ e dunque è possibile concludere che sotto l'azione sismica di progetto non si manifestano nel terreno fenomeni di degradazione ciclica.

8.2. *Verifiche in condizioni sismiche con metodi pseudostatici*

Come per le analisi in condizioni statiche, per le verifiche in condizioni sismiche con metodi pseudo statici, tra le possibili opzioni offerte dal codice di calcolo impiegato è stata selezionata la tecnica di ricerca automatica con generazione di superfici di scorrimento circolari e calcolo del coefficiente di sicurezza con il metodo di Bishop semplificato.
Come esempio nella Tabella 5 sono riassunti i valori dei coefficienti di sicurezza relativi all'input sismico con periodo di ritorno di 975 anni, in quanto più gravoso. Le superfici di scorrimento corrispondenti sono visibili nelle Figure 21-24.
L'osservazione della Tabella 5 evidenzia che, essendo $k_{hPSN} > k_{hRSL}$, per tutte e quattro le sezioni e per tutte e tre le condizioni di esercizio esaminate, i valori minori di *FS* si ottengono facendo riferimento all'analisi di pericolosità sismica del territorio nazionale piuttosto che impiegando i valori di accelerazione massima desunti dalle analisi di Risposta Sismica Locale. Come si può osservare nell'ultima colonna della Tabella 5, il rapporto tra i valori di FS_{RSL} e FS_{PSN} varia tra 1.034 e 1.168, e le massime differenze si riscontrano per la sezione 13_02, modello geofisico M3a.
Il confronto tra i valori di *FS* trovati per le quattro sezioni evidenzia inoltre che i valori minori del fattore di sicurezza si ottengono per il lato invaso della sezione 13_25, nella condizione di RS.
In particolare per la sezione 13_43, per Tr=975anni, il confronto tra i valori minori di *FS* e le relative superfici di scorrimento (Figura 21) mostra che per il lato invaso la potenziale superficie di scorrimento con minore fattore di sicurezza è quella per la condizione di esercizio di RS (FS_{RSL}=1.441; FS_{PSN}=1.367). Per la stessa sezione e per il lato campagna, le tre condizioni di FL,

MI e RS sono coincidenti, ed i valori del coefficiente di sicurezza risultano FS_{RSL}=1.638 e FS_{PSN}=1.584.
Per la sezione 13_25, con Tr=975anni, il confronto tra i valori di *FS* e le relative superfici di scorrimento (Figura 22) mostra che per il lato invaso la condizione a maggiore criticità è sempre quella di RS (FS_{RSL}=1.175; FS_{PSN}=1.068). Per il lato campagna della stessa sezione, le tre condizioni di FL, MI e RS portano ad una modesta variabilità del coefficiente di sicurezza.
Infine, i risultati ottenuti per la sezione 13_02, con i modelli geofisici M3a ed M3b e per Tr=975anni (Figure 23 e 24) mostra che i valori minori del coefficiente di sicurezza si hanno in condizioni di RS sia per il lato invaso (FS_{RSL}=1.447 e FS_{PSN}=1.295 per il modello geofisico M3a; FS_{RSL}=1.442 e FS_{PSN}=1.352 per il modello geofisico M3b) che per il lato esterno (FS_{RSL}=1.737 e FS_{PSN}=1.590 per il modello geofisico M3a; FS_{RSL}=1.733 e FS_{PSN}=1.645 per il modello geofisico M3b).
Considerazioni analoghe valgono per i periodi di ritorno 50 anni e 475 anni (non rappresentati).

8.3. *Verifiche in condizioni sismiche con metodi dinamici degli spostamenti*

Gli spostamenti orizzontali sono stati sia stimati utilizzando una serie di correlazioni tra lo spostamento e alcuni parametri significativi del moto sismico /18/, sia calcolati per integrazione numerica diretta /17/. In particolare, il metodo degli spostamenti è stato applicato a tutte e 4 le sezioni selezionate (13_43 con modello geofisico M1, 13_25 con modello M2, 13_02 con modelli M3a e M3b).
Per la stima dello spostamento da relazioni empiriche, si è fatto riferimento ad un recente studio /17/ nel quale sono proposte correlazioni analoghe a quelle fornite in letteratura da diversi Autori, tarate sulla base di un set di 196 registrazioni accelerometriche in free-field di terremoti italiani. Le relazioni utilizzate permettono di stimare lo spostamento in funzione di: 1) rapporto di accelerazione critica; 2) rapporto di accelerazione critica e rapporto $a_{max}/(v_{max})^2$; 3) accelerazione critica e intensità di Arias; 4) accelerazione critica e potenziale distruttivo; 5) rapporto di accelerazione critica e periodo predominante.
Le correlazioni tra lo spostamento *s* del blocco di Newmark (in cm) ed i parametri sopra elencati, con un livello di confidenza del 50%, e utilizzate per le analisi sui rilevati arginali del Torrente Parma, sono le seguenti:

$$\log s = -0.217 - 0.857 \cdot \log \frac{a_c}{a_{\max}} + 2.260 \cdot \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)$$

$$s = 3.89 \cdot \left(\frac{v_{\max}^2}{a_{\max}}\right) \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.57} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.69}$$

$$s = 0.156 \cdot I_a \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.60} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.60}$$

$$s = 1.90 \cdot P_D \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.72} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.60}$$

$$s = 0.978 \cdot \frac{a_{\max} \cdot T^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.554} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.704}$$

dove: a_c/a_{max} è adimensionale; a_{max}/v^2_{max}, è espresso in cm^{-1}; *Ia* è espressa in m/s; *PD* è espresso in $10^{-4}\cdot g\cdot s^3$; a_{max} è espresso in cm/s^2 e *T* in s.
L'applicazione sistematica delle 5 relazioni alle 4 sezioni, sia per il lato invaso sia per il lato esterno, e nelle tre condizioni di esercizio (FL, MI e RS), ha mostrato che gli spostamenti stimati risultano avere valori apprezzabili soltanto per la sezione 13_25, ovvero per il modello geofisico M2, nella condizione di RS e per periodi di ritorno di 475 e 975 anni. Negli altri casi lo spostamento è risultato nullo (essendo il valore dell'accelerazione critica maggiore dell'accelerazione massima del terremoto di progetto, a_c>PGA), oppure non significativo dal punto di vista ingegneristico.
Nelle Figure 25 e 26 sono rappresentati gli spostamenti stimati per la sezione 13_25 impiegando i 14 input sismici trovati per Tr=475 anni e per Tr=975 anni rispettivamente; in particolare, per ciascuna delle 5 relazioni empiriche utilizzate sono riportati lo spostamento medio e lo spostamento medio ± una deviazione standard (nel caso in cui il valore media – st.dev. sia negativo è stato assunto spostamento nullo). Dal confronto tra le due Figure si osserva che: lo spostamento medio maggiore si ottiene con la relazione (4), che correla lo spostamento su piano orizzontale all'accelerazione critica e al potenziale distruttivo; gli spostamenti stimati risultano essere modesti (il massimo valore medio è ottenuto con la relazione (4) per Tr=975 anni ed è pari a circa 10 cm, corrispondente all'1% dell'altezza del rilevato) e con elevata dispersione (soprattutto per la relazione (4), in conseguenza dell'elevata variabilità del potenziale sismico distruttivo dell'insieme di accelerogrammi di input utilizzati).
Per il calcolo degli spostamenti indotti è stato impiegato un codice di calcolo che, assegnato il valore di k_c, e dell'accelerogramma relativo al terremoto di progetto, permette di calcolare lo spostamento permanente indotto dal sisma mediante integrazione diretta dell'equazione differenziale del moto.
Per ogni sezione analizzata il calcolo degli spostamenti è stato eseguito con riferimento ai 14 accelerogrammi ottenuti per ciascun periodo di ritorno, nel caso in cui il valore di a_{max} fosse superiore al valore dell'accelerazione critica $a_c=k_c\cdot g$, essendo k_c il coefficiente sismico critico della sezione in esame ricavato dall'analisi pseudostatica imponendo *FS*=1.
Per ciascuna sezione esaminata, per ogni condizione di esercizio (FL, MI e RS) e per ciascun periodo di ritorno, sono stati calcolati i valori dello spostamento, espresso in cm. I risultati mostrano che per gli accelerogrammi relativi ad eventi con periodo di ritorno Tr=50 anni il valore di *PGA* risulta sempre minore dell'accelerazione critica, e quindi lo spostamento è nullo; per Tr=475 anni e 975 anni, risultano diversi da zero, e superiori al centimetro, solo gli spostamenti relativi ad alcuni eventi nella condizione di esercizio di RS e per il lato invaso dell'argine.
I valori dello spostamento più significativi dal punto di vista ingegneristico risultano essere quelli ottenuti per il lato invaso della sezione 13_25, modello geofisico M2, nella condizione di RS e per periodi di ritorno di 475 e 975 anni; il valore massimo dello spostamento calcolato è di poco superiore ai 5 cm per il terremoto registrato denominato *CSA_set*, e corrisponde a circa lo 0.5% dell'altezza del rilevato.
In Figura 27 è rappresentato il confronto tra gli spostamenti integrali e spostamenti stimati con le 5 correlazioni empiriche per la sezione 13_25 con Tr=975 anni.
Riassumendo, sulla base dei risultati ottenuti, è possibile affermare che i rilevati arginali della cassa di laminazione sul Torrente Parma sono caratterizzati da un margine di sicurezza adeguato a garantirne la stabilità in condizioni sismiche per tutti gli stati limite indicati in /10/ e in tutte le condizioni di esercizio previste in /15/ (FL, MI e RS). Tale giudizio può essere sostenuto alla luce delle seguenti considerazioni:

a) le incertezze legate alla definizione del modello geotecnico sono limitate, dal momento che la caratterizzazione è stata effettuata sulla base di una documentazione sufficientemente ampia e affidabile;
b) le analisi numeriche sono state eseguite con codici di calcolo collaudati e di comprovata affidabilità, che utilizzano metodi per conci, i quali notoriamente forniscono risultati conservativi;

c) la probabilità di concomitanza di un evento molto raro (periodo di ritorno $T_R \geq 475$ anni) con la permanenza della superficie piezometrica all'interno dei rilevati arginali nella posizione ipotizzata per le verifiche pseudostatiche nelle condizioni di RS è praticamente nulla.

Si ritiene pertanto che:

- la cassa di laminazione sul Torrente Parma possa essere utilizzata anche come bacino di riserva ai fini idrici;
- gli interventi sui rilevati arginali possano essere limitati alle normali attività di monitoraggio e manutenzione previste periodicamente per il regolare utilizzo dell'opera.

10. **Conclusioni**

Lo studio descritto nel presente lavoro aveva, tra i vari obiettivi, quello di individuare un percorso metodologico per la valutazione della vulnerabilità sismica delle casse di laminazione in assenza di normative del settore.

A questo scopo, le attività di verifica svolte sono state articolate in cinque distinte macro-attività, che possono essere sintetizzate come segue:

- Raccolta e sistematizzazione di tutta la documentazione disponibile e inquadramento geologico;
- Indagini in situ, prelievo di campioni e indagini di laboratorio;
- Ricostruzione del modello geologico-geofisico e geotecnico;
- Individuazione degli input sismici attesi;
- Analisi di Risposta Sismica Locale;
- Ricostruzione delle sezioni tipo dell'argine;
- Verifiche di stabilità.

Seguendo tale percorso metodologico è stato possibile effettuare le verifiche richieste e fornire indicazioni su eventuali usi alternativi della cassa di laminazione, soddisfacendo l'obiettivo del Progetto; si ritiene pertanto che questa metodologia possa essere applicata anche in altri contesti simili.

Tale percorso è stato effettuato anche per le altre casse di laminazione in studio, fornendo indicazioni sulla loro vulnerabilità sismica ed sul loro possibile utilizzo.

Ringraziamenti

Il progetto è stato effettuato con i finanziamenti del Dipartimento della Protezione Civile di Roma.
Il coordinamento del progetto è stato svolto dall'Autorità di Bacino del fiume Po.
Allo svolgimento del progetto hanno partecipato operatori della Regione Emilia-Romagna, Regione Lombardia e dell'Agenzia interregionale del fiume Po.

Bibliografia

/1/ ISPRA (in stampa). Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio 200 Reggio Emilia. ISPRA-Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatore scientifico: M. Pizziolo, Regione Emilia-Romagna, SGSS. http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia,htm; http:/www.isprambiente.gov.it/MEDIA/carg/emilia.html.

/2/ APAT (2005). Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio 199 Parma sud. APAT-Dip. Difesa del Suolo, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatori scientifici: G. Di Dio, Regione Emilia-Romagna, SGSS; G. Zanzucchi, Università degli Studi di Parma, Dip. Scienze della Terra. S.EL.CA., Firenze. http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia,htm; http:/www.isprambiente.gov.it/MEDIA/carg/emilia.html.

/3/ RER & ENI-Agip (1998). Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna. A cura di G. Di Dio. Regione Emilia-Romagna, ufficio geologico – ENI, Agip Divisione Esplorazione & Produzione. S.EL.CA., Firenze.
/4/ Pieri M. & Groppi G. (1981). Subsurface geological structure of the Po Plain (Italy). C.N.R., Prog. Fin. Geodinamica, Pubbl. n. 414, pp.1-13.
/5/ Susin G.M. (1988). Progetto esecutivo per la realizzazione della cassa di laminazione sul T. Parma.
/6/ PROGEO s.r.l. (2008). Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del Fiume Po" – Attività 2: Prove geofisiche. Autorità di Bacino del Fiume Po.
/7/ PARMAGEO s.r.l. (2008). Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del Fiume Po – Attività 1: Prelievo campioni e prove in situ. Autorità di Bacino del Fiume Po.
/8/ Madiai C., Bardotti R., Crespellani T., Facciorusso J., Simoni G.,Vannucchi G. (2008). Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del Fiume Po - Attività 3: Prove di laboratorio e prove Down Hole. Autorità di Bacino del Fiume Po.
/9/ Yokota K., Imai T., Konno M., (1981). Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests. OYO Technical Report No 3
/10/ Norme Tecniche per le Costruzioni (2008). Ministero delle Infrastrutture, DM 14 Gennaio 2008.
/11/ Gruppo di Lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, pp 65 + 5 appendici, aprile 2004.
/12/ Luzi L., Sabetta F. (2006). Data base dei dati accelerometrici italiani relative al periodo 1972-2004, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, 2006.
/13/ Pergalani F., Compagnoni M. (2008) - Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del Fiume Po – Attività 4: Analisi sismica. Autorità di Bacino del Fiume Po.
/14/ Madiai C., Simoni G.,Vannucchi G. (2009). Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del Fiume Po – Attività 5: Verifiche di stabilità. Autorità di Bacino del Fiume Po.
/15/ Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento (1982). Ministero dei Lavori Pubblici, DM 24 Marzo 1982.
/16/ Siegel R.A. (1975). Computer analysis of general slope stability problems - STABL User Manual, Purdue University.
/17/ Newmark N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, vol. 15, No 2, pp. 139-159.
/18/ Madiai C. (2009). Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark. Rivista Italiana di Geotecnica, No 1, pp. 23-43.

LISTA DELLE FIGURE E TABELLE

Figura 1 - Carta geologica dell'area e ubicazione della cassa di laminazione del Torrente Parma
Figure 1 – Geologic map of the area and location of the flood reduction reservoir basin of the Parma River

Figura 2 – Ubicazione delle sezioni geologiche
Figure 2 Location of the geologic cross-sections

Figura 3 – Sezioni geologiche schematiche dei primi 50 m di sottosuolo (ubicazione in Figura 2)
Figure 3 – Schematic geologic cross-sections of the first 50 m of subsoil (location in Figure 2)

Figura 4 – Localizzazione delle indagini in sito (So: sondaggi e DH; S: stendimenti sismici)
Figure 4 – Location of the in-situ tests (So: bore-holes and DH; S: seismic lines)

Figura 5 – Curve di adattamento ai risultati delle prove della colonna risonante
Figure 5 – Curves fit the resonant column test results

Figura 6 – Ubicazione dei modelli geofisici analizzati
Figure 6 – Location of the analyzed geophysical models

Figura 7 – Profili dei modelli geofisici analizzati
Figure 7 – Analyzed geophysical model profiles

Figura 8 – Variazione dei parametri G/G_0 e D in funzione della deformazione tangenziale γ
Figure 8 –G/G_0 and D versus shear strain γ

Figura 9 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico dei due sets di accelerogrammi di input (a - generati e b - registrati) per tempo di ritorno di 50 anni
Figure 9 – Site target spectrum and acceleration response spectra (5% critical damping) of the two sets of input seismic motions (a – generated and b – recorded) for a return period of 50 years

Figura 10 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico dei due sets di accelerogrammi di input (a - generati e b - registrati) per tempo di ritorno di 475 anni
Figure 10 – Site target spectrum and acceleration response spectra (5% critical damping) of the two sets of input seismic motions (a – generated and b – recorded) for a return period of 475 years

Figura 11 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta in accelerazione al 5% dello smorzamento critico dei due sets di accelerogrammi di input (a - generati e b - registrati) per tempo di ritorno di 975 anni
Figure 11 – Site target spectrum and acceleration response spectra (5% critical damping) of the two sets of input seismic motions (a – generated and b – recorded) for a return period of 975 years

Figura 12 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico ottenuti per il modello geofisico M1 e per i 3 tempi di ritorno analizzati
Figure 12 – Site target spectrum and average acceleration response spectra (5% critical damping) obtained for the geophysical model M1 and the 3 return periods analyzed

Figura 13 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico ottenuti per il modello geofisico M2 e per i 3 tempi di ritorno analizzati
Figure 13 – Site target spectrum and average acceleration response spectra (5% critical damping) obtained for the geophysical model M2 and the 3 return periods analyzed

Figura 14 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico ottenuti per il modello geofisico M3a e per i 3 tempi di ritorno analizzati
Figure 14 – Site target spectrum and average acceleration response spectra (5% critical damping) obtained for the geophysical model M3a and the 3 return periods analyzed

Figura 15 – Spettro di target per il sito e spettri di risposta medi in accelerazione al 5% dello smorzamento critico ottenuti per il modello geofisico M3b e per i 3 tempi di ritorno analizzati
Figure 15 – Site target spectrum and average acceleration response spectra (5% critical damping) obtained for the geophysical model M3b and the 3 return periods analyzed

Figura 16 – Localizzazione delle 5 sezioni considerate ai fini delle analisi di stabilità e delle 3 sezioni effettivamente analizzate (cerchiate)
Figure 16 – Location of the 5 sections considered for the purposes of stability analyses and of the 3 effectively analyzed (circled)

Figura 17 – Analisi di stabilità in condizioni statiche della sezione 13_43 (modello geofisico M1): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa. Con le sigle cerchiate sono indicati i diversi materiali (R: riporto a grana grossa, G: ghiaie, LA: limi argillosi)
Figure 17 – Static analysis of section 13_43 (geophysical model M1): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation. The circled letters indicate the different materials (R: man-made; G: gravels; LA: silts and clay)

Figura 18 – Analisi di stabilità in condizioni statiche della sezione 13_25 (modello geofisico M2): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa. Con le sigle cerchiate sono indicati i diversi materiali (R: riporto a grana grossa, G: ghiaie, LA: limi argillosi)
Figure 18 – Static analysis of section 13_25 (geophysical model M2): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation. The circled letters indicate the different materials (R: man-made; G: gravels; LA: silts and clay)

Figura 19 – Analisi di stabilità in condizioni statiche della sezione 13_02 (modelli geofisici M3a-M3b): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa. Con le sigle cerchiate sono indicati i diversi materiali (R: riporto a grana grossa, G: ghiaie, LA: limi argillosi, N: nucleo in argilla)
Figure 19 – Static analysis of section 13_02 (geophysical model M3a-M3b): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation. The circled letters indicate the different materials (R: man-made; G: gravels; LA: silts and clay, N: clay)

Figura 20 – Analisi di stabilità in condizioni statiche della sezione 13_02: superficie di scorrimento imposta per il lato interno
Figure 20 – Static analyses of section 13_02: potential slope failure imposed in the internal side of the embankment

Figura 21 – Analisi di stabilità con metodo pseudostatico della sezione 13_43 (modello geofisico M1): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa per Tr=975 anni (PGA da analisi di RSL)
Figure 21 – Pseudostatic analyses of section 13_43 (geophysical model M1): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation with Tr=975 years (PGA from RSL analysis)

Figura 22 – Analisi di stabilità con metodo pseudostatico della sezione 13_25 (modello geofisico M2): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa per Tr= 975 anni (PGA da analisi di RSL)
Figure 22 – Pseudostatic analyses of section 13_25 (geophysical model M2): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation with Tr=975 years (PGA from RSL analysis)

Figura 23 – Analisi di stabilità con metodo pseudostatico della sezione 13_02 (modello geofisico M3a): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa per Tr= 975 anni (PGA da analisi di RSL)
Figure 23 – Pseudostatic analyses of section 13_02 (geophysical model M3a): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation with Tr=975 years (PGA from RSL analysis).

Figura 24 – Analisi di stabilità con metodo pseudostatico della sezione 13_02 (modello geofisico M3b): potenziali superfici di scorrimento per il lato interno ed esterno cassa nella situazione più gravosa per Tr= 975 anni (PGA da analisi di RSL)
Figure 24 – Pseudostatic analyses of section 13_02 (geophysical model M3b): potential slope failure in the internal and external side of the embankment considering the more dangerous situation with Tr=975 years (PGA from RSL analysis).

Figura 25 – Spostamenti stimati mediante correlazioni empiriche per Tr=475 anni nella condizione di esercizio corrispondente al Rapido Svaso (RS)
Figure 25 – Calculated displacements using empirical relationships for Tr=475 years in fast water reservoir empty state (RS)

Figura 26 – Spostamenti stimati mediante le correlazioni empiriche Tr=975 anni nella condizione di esercizio corrispondente al Rapido Svaso (RS)
Figure 26 – Calculated displacements using empirical relationships for Tr=975 years in fast water reservoir empty state (RS)

Figura 27 - Cassa di laminazione sul T. Parma: confronto tra spostamenti integrali e spostamenti stimati con le 5 correlazioni empiriche per la sezione 13_25 con Tr=975 anni
Figure 27 - Reservoir basins of T. Parma: comparison between the displacements calculated applying the Newmark method and the 5 empirical relationships, for the section 13_25 for Tr=975 years

Tabella 1 – Valori medi dei Fattori di amplificazione
Table 1 – Average values of the amplification factors

Tabella 2 – Parametri fisici e meccanici utilizzati nelle verifiche di stabilità
Table 2 – Physical and mechanical parameters used in the stability analyses

Tabella 3 – Valori del coefficiente sismico orizzontale adottati nelle analisi pseudostatiche

Table 3 – Values of the horizontal seismic coefficient used in the pseudostatic analyses

Tabella 4 – Valori del coefficiente di sicurezza ottenuti dalle analisi statiche pre-sismiche e coefficiente sismico critico
Table 4 – Values of the safety factor obtained from the pre-seismic static analyses and critical seismic coefficient

Tabella 5 – Valori del coefficiente di sicurezza critico ottenuti dalle analisi pseudostatiche per Tr=975 anni
Table 5 – Values of the critical safety factor obtained by the pseudostatic analyses for Tr=975 years

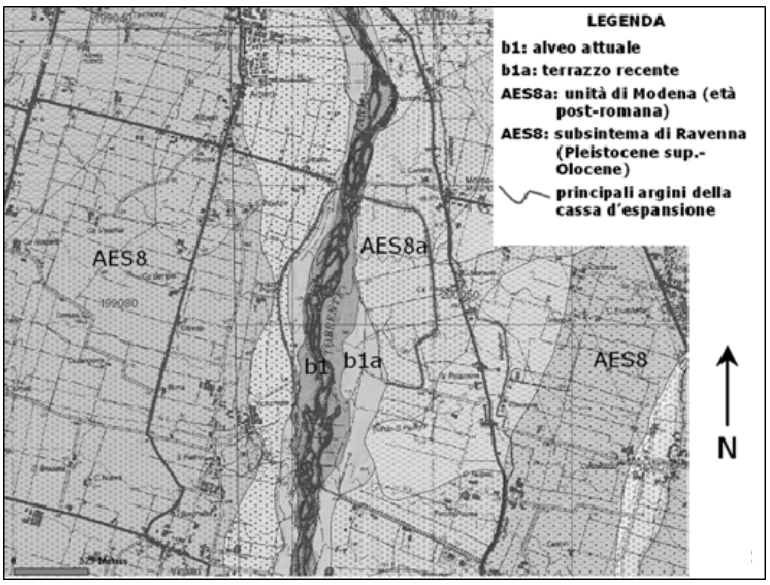


FIGURA 1

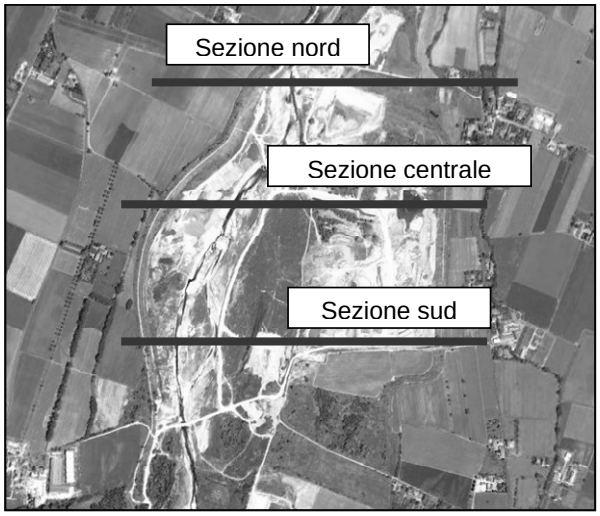


FIGURA 2

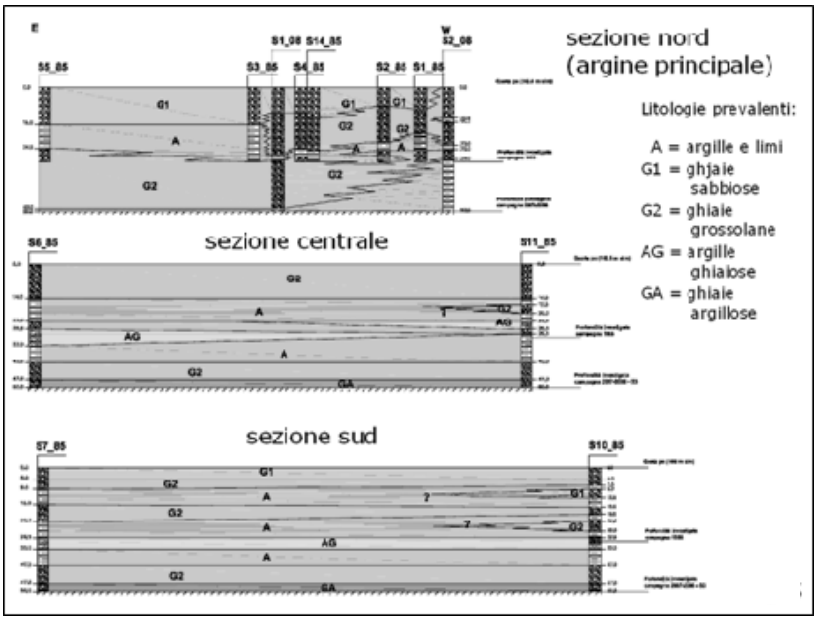


FIGURA 3

FIGURA 4

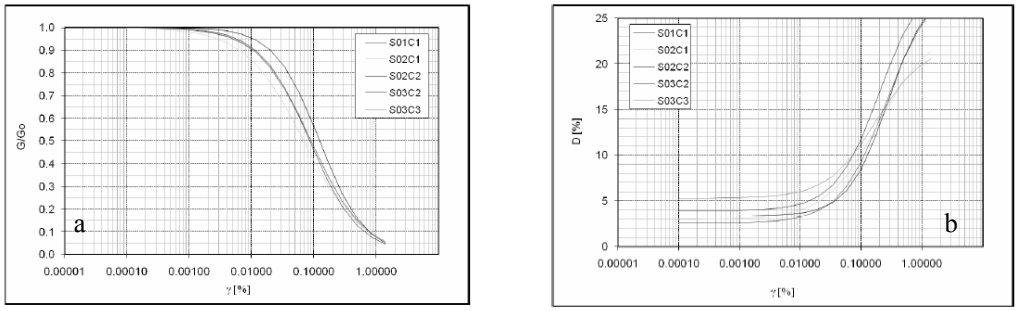
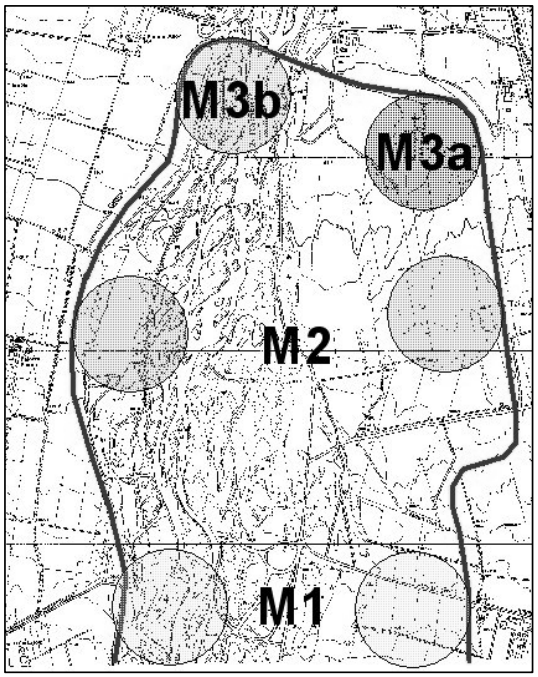


FIGURA 5



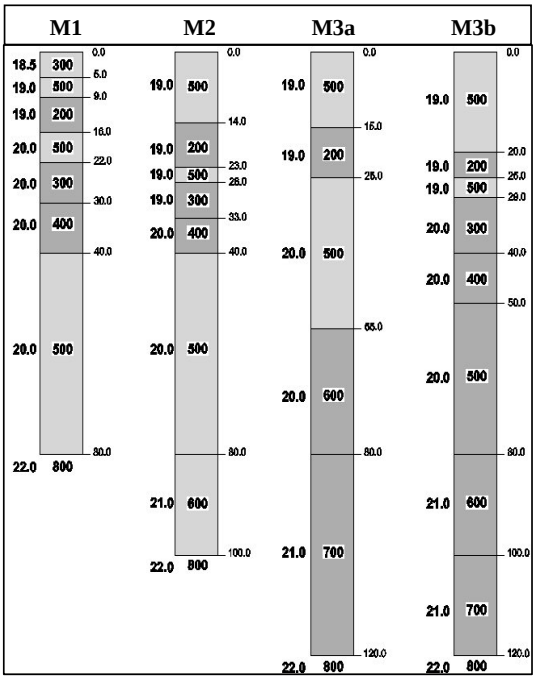


FIGURA 6 FIGURA 7

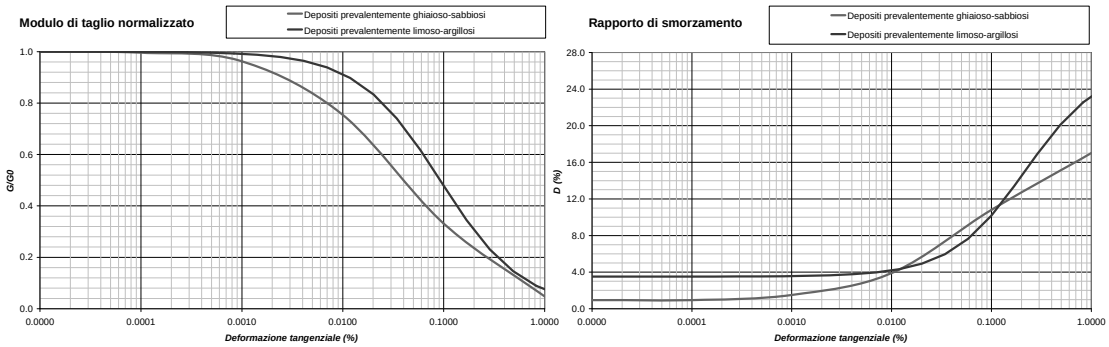


FIGURA 8

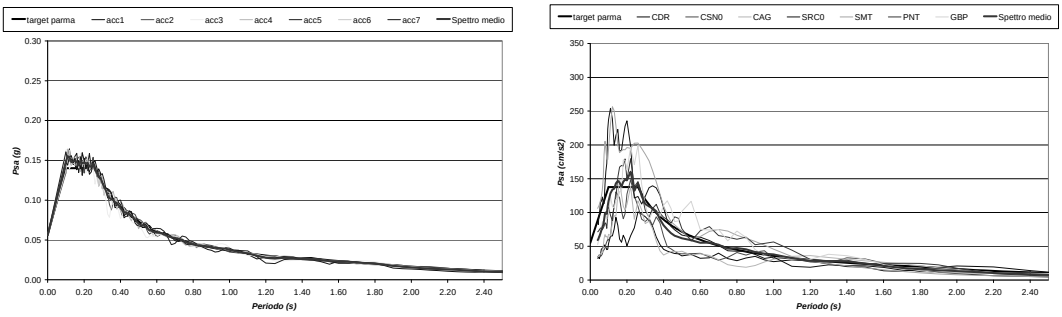


FIGURA 9

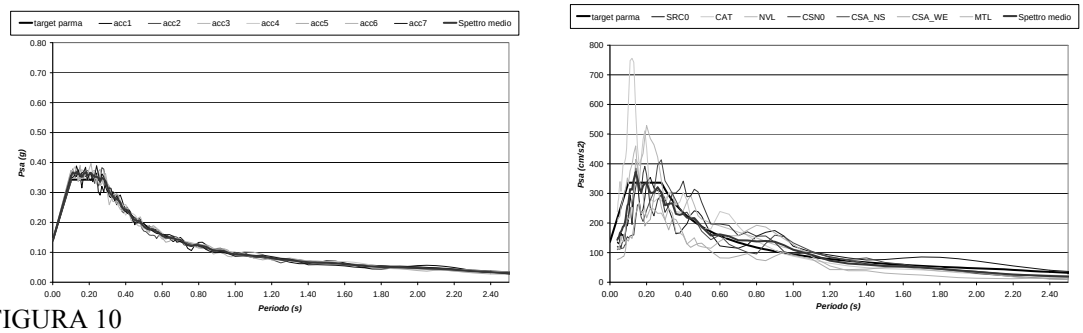


FIGURA 10

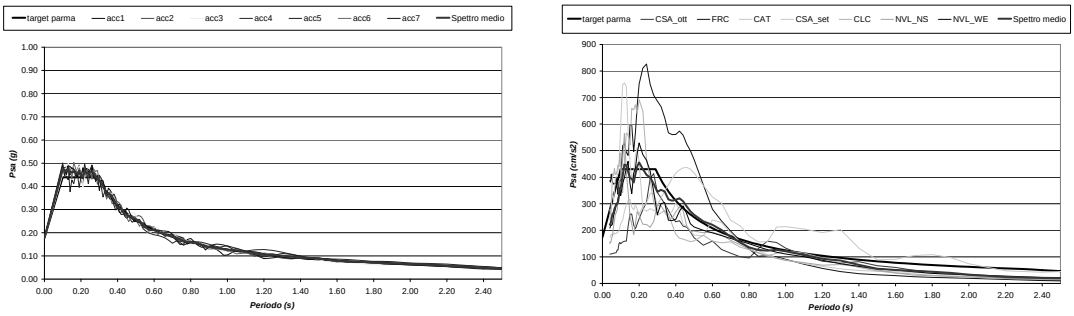


FIGURA 11

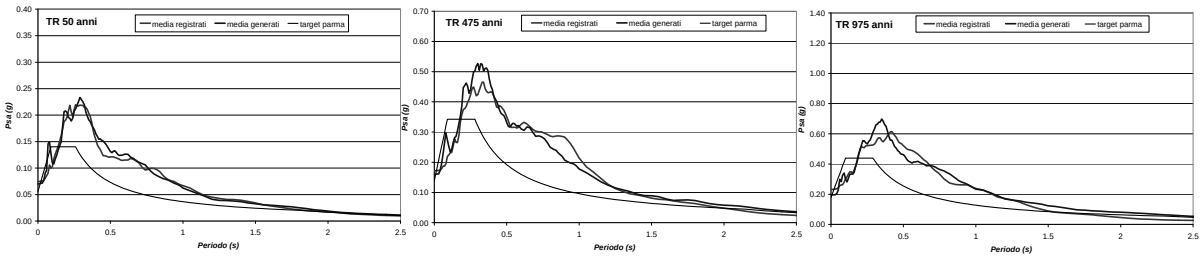


FIGURA 12

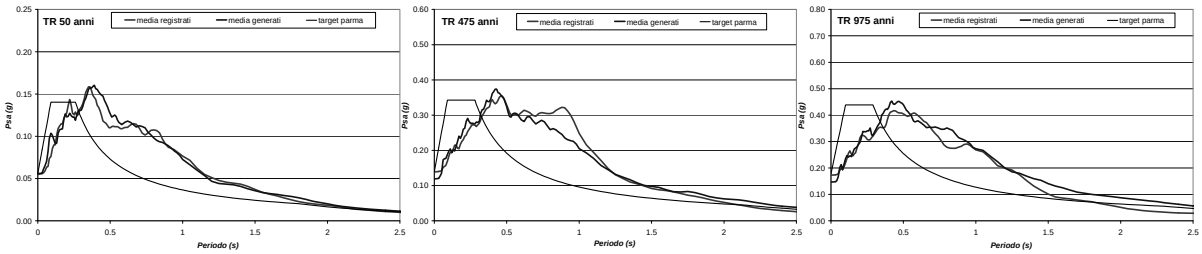


FIGURA 13

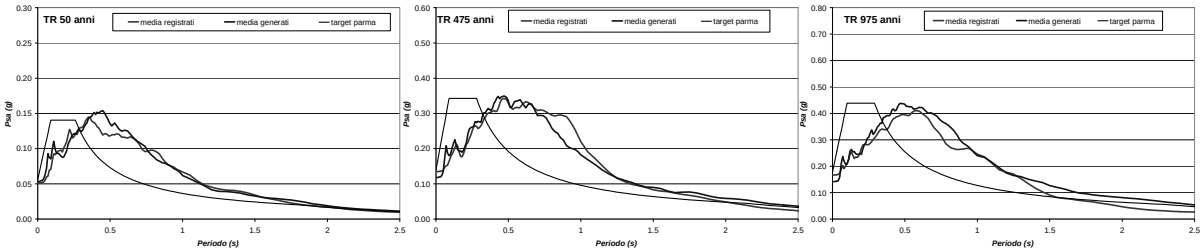


FIGURA 14

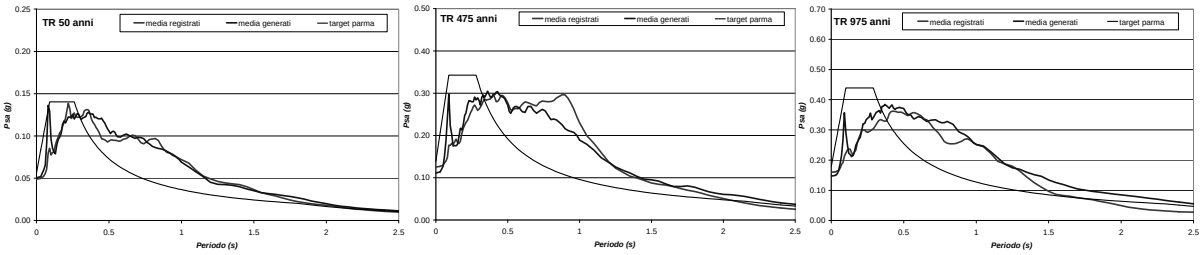


FIGURA 15

FIGURA 16

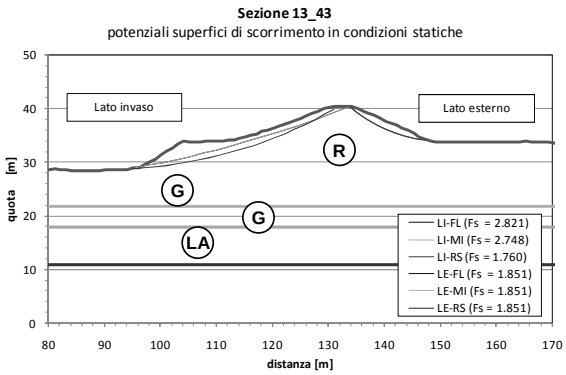


FIGURA 17

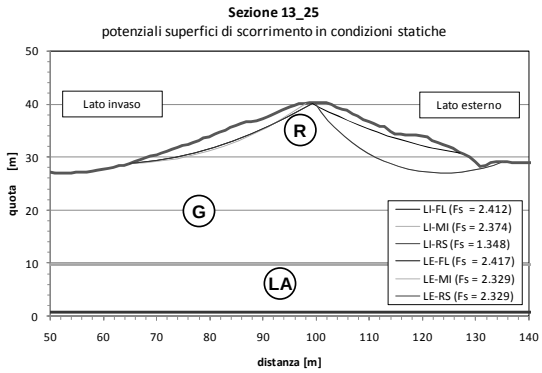


FIGURA 18

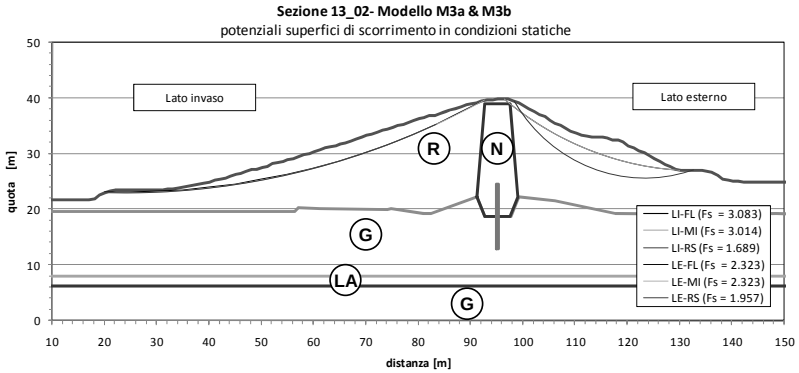


FIGURA 19

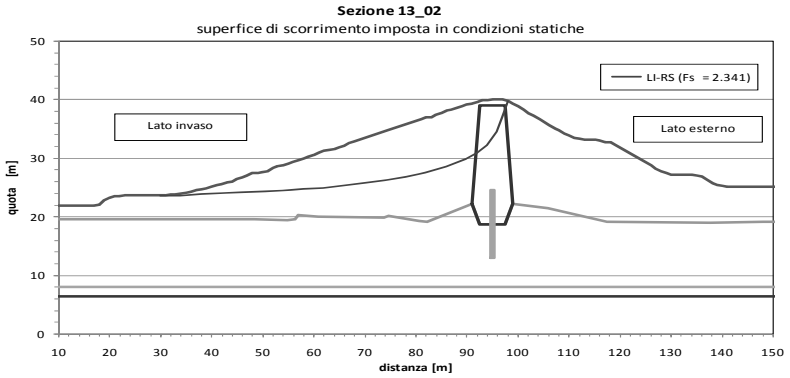


FIGURA 20

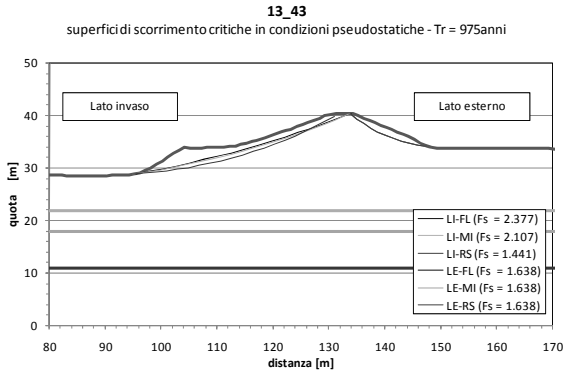


FIGURA 21

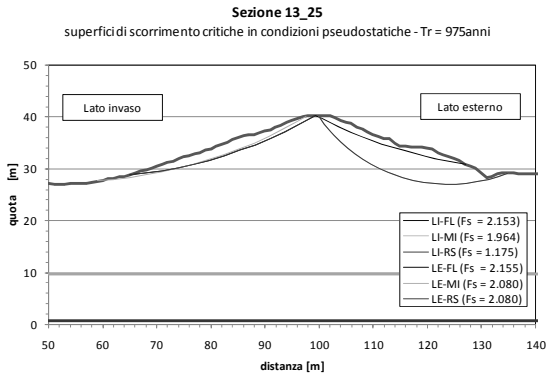


FIGURA 22

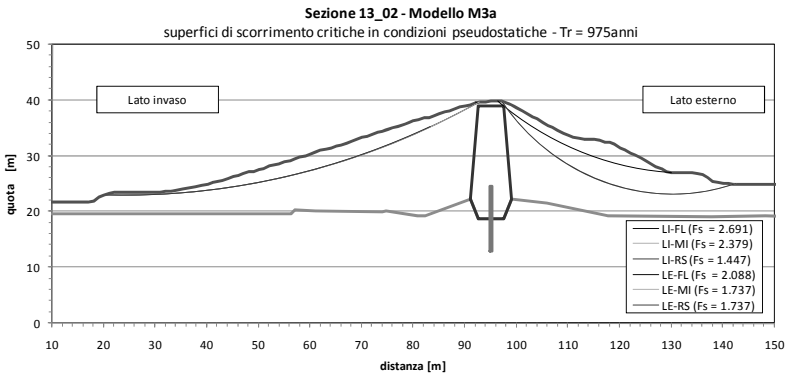


FIGURA 23

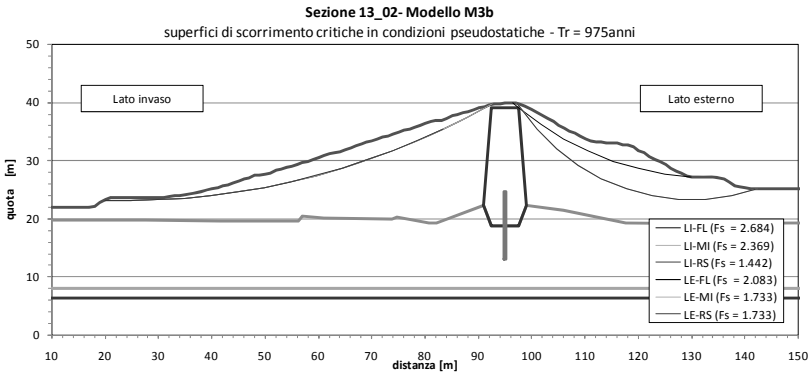


FIGURA 24

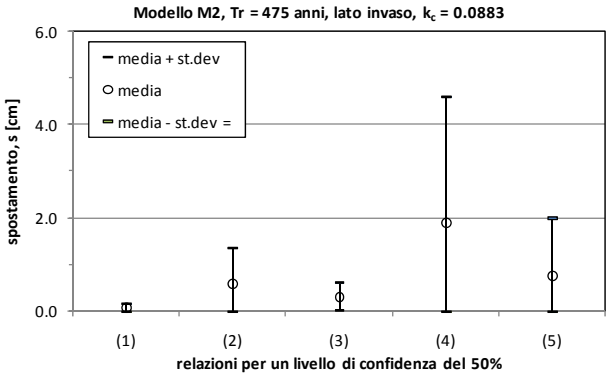


FIGURA 25

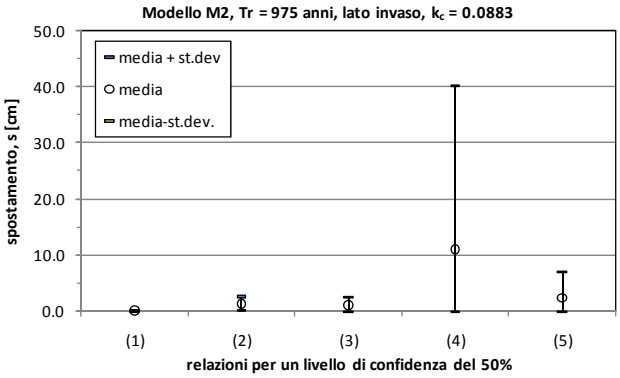


FIGURA 26

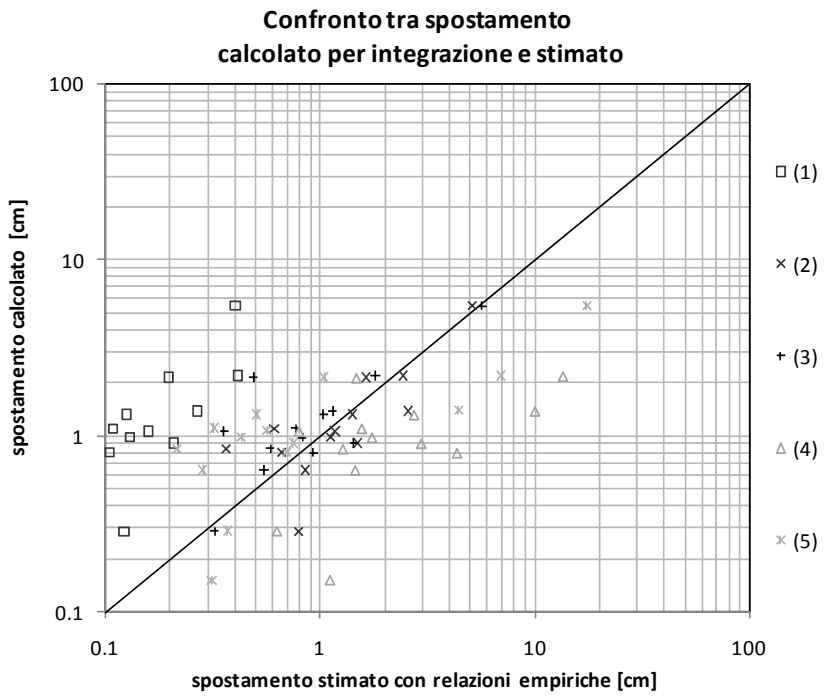

Confronto tra spostamento
calcolato per integrazione e stimato
100
10
1
0.1
0.1
1
10
100
spostamento calcolato [cm]
spostamento stimato con relazioni empiriche [cm]
(1)
(2)
(3)
(4)
(5)

FIGURA 27

M1 – settore monte della cassa di laminazione						
	Tr 50		Tr 475		Tr 975	
	Generati	Registrati	Generati	Registrati	Generati	Registrati
$Fa_{0.1\text{-}0.5}$	**1.64**	**1.66**	**1.55**	**1.53**	**1.50**	**1.53**
$Fa_{0.5\text{-}1.5}$	**1.73**	**1.73**	**1.80**	**1.86**	**1.81**	**1.92**

M2 – settore centrale della cassa di laminazione						
	Tr 50		Tr 475		Tr 975	
	Generati	Registrati	Generati	Registrati	Generati	Registrati
$Fa_{0.1\text{-}0.5}$	**1.28**	**1.27**	**1.14**	**1.16**	**1.06**	**1.05**
$Fa_{0.5\text{-}1.5}$	**1.87**	**1.87**	**1.94**	**2.03**	**1.94**	**1.99**

M3a – settore valle della cassa di laminazione, lato destro orografico						
	Tr 50		Tr 475		Tr 975	
	Generati	Registrati	Generati	Registrati	Generati	Registrati
$Fa_{0.1\text{-}0.5}$	**1.24**	**1.21**	**1.08**	**1.10**	**1.00**	**0.99**
$Fa_{0.5\text{-}1.5}$	**1.73**	**1.73**	**1.84**	**1.90**	**1.85**	**1.87**

M3b – settore valle della cassa di laminazionee, lato alveo						
	Tr 50		Tr 475		Tr 975	
	Generati	Registrati	Generati	Registrati	Generati	Registrati
$Fa_{0.1\text{-}0.5}$	**1.10**	**1.10**	**1.01**	**1.04**	**0.96**	**0.95**
$Fa_{0.5\text{-}1.5}$	**1.74**	**1.74**	**1.79**	**1.87**	**1.80**	**1.85**

TABELLA 1

	γ [kN/m^3]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
Rinfianchi	21.0	39	-	-
Ghiaie di fondazione	20.0	39	-	-
Limi argillosi di fondazione	19.0	27	10	120
Nucleo	19.0	19	35	85

TABELLA 2

	$k_{h,\,RSL}$ (PGA da analisi di RSL)			$k_{h,\,PSN}$ (a_g da pericolosità sismica)		
MODELLO	**T_r = 50 anni**	**T_r = 475 anni**	**T_r = 975 anni**	**T_r = 50 anni**	**T_r = 475 anni**	**T_r = 975 anni**
M1	0.0140	0.0389	0.0480	0.0168	0.0497	0.0615
M2	0.0108	0.0293	0.0360	0.0168	0.0497	0.0615
M3a	0.0108	0.0288	0.0355	0.0168	0.0497	0.0615
M3b	0.0106	0.0274	0.0362	0.0134	0.0400	0.0513

TABELLA 3

MODELLO	POSIZIONE	STATO	FS		k_c
			breve termine	lungo termine	
MG=M1 Sez=13_43	Lato invaso	FL	2.821	2.821	0.393
		MI	2.748	2.748	0.236
		RS	1.760	-	0.164
	Lato esterno	FL	1.851	1.851	0.278
		MI	1.851	1.851	0.278
		RS	1.851	-	0.278
MG=M2 Sez=13_25	Lato invaso	FL	2.412	2.412	0.357
		MI	2.374	2.374	0.199
		RS	1.348	-	0.088
	Lato esterno	FL	2.417	2.417	0.355
		MI	2.329	2.329	0.338
		RS	2.329	-	0.338
MG=M3a Sez=13_02	Lato invaso	FL	come M3b	come M3b	come M3b
		MI			
		RS			
	Lato esterno	FL			
		MI			
		RS			
MG=M3b Sez=13_02	Lato invaso	FL	3.083	3.083	0.419
		MI	3.014	3.014	0.223
		RS	1.689 (1)	-	0.139
	Lato esterno	FL	2.323	2.322	0.352
		MI	2.323 (2)	1.946	0.234 (3)
		RS	1.957	-	0.234

(1) Analisi effettuata anche con superficie imposta: $FS = 2.341$; $k_c = 0.287$
(2) Come a fine lavori a breve termine (il nucleo isola idraulicamente il paramento esterno)
(3) Con linea di saturazione e parametri in tensioni totali

TABELLA 4

T_R= 975anni					
MODELLO	**POSIZIONE**	**STATO**	**FS_{RSL} (1)**	**FS_{PSN} (2)**	**FS_{RSL}/ FS_{PSN}**
MG=M1 Sez=13_43 (1) k_h= 0.0480 oppure (2) k_h= 0.0615 k_v= ± 0.5 k_h	Lato invaso	FL	2.377	2.271	1.047
		MI	2.107	1.966	1.072
		RS	1.441	1.367	1.054
	Lato esterno	FL	1.638	1.584	1.034
		MI	1.638	1.584	1.034
		RS	1.638	1.584	1.034
MG=M2 Sez=13_25 (1) k_h= 0.0360 oppure (2) k_h= 0.0615 k_v= ± 0.5 k_h	Lato invaso	FL	2.153	1.994	1.080
		MI	1.964	1.729	1.136
		RS	1.175	1.068	1.100
	Lato esterno	FL	2.155	1.994	1.081
		MI	2.080	1.925	1.081
		RS	2.080	1.925	1.081
MG=M3a Sez=13_02 (1) k_h= 0. 0355 oppure (2) k_h= 0.0615 k_v= ± 0.5 k_h	Lato invaso	FL	2.691	2.452	1.097
		MI	2.379	2.036	1.168
		RS	1.447	1.295	1.117
	Lato esterno	FL	2.088	1.936	1.079
		MI	1.737	1.590	1.092
		RS	1.737	1.590	1.092
MG=M3b Sez=13_02 (1) k_h= 0. 0362 oppure (2) k_h= 0. 0513 k_v= ± 0.5 k_h	Lato invaso	FL	2.684	2.541	1.056
		MI	2.369	2.161	1.096
		RS	1.442	1.352	1.067
	Lato esterno	FL	2.083	1.994	1.045
		MI	1.733	1.645	1.053
		RS	1.733	1.645	1.053

TABELLA 5

ABSTRACT – *This paper presents methodology and results of seismic vulnerability analyses performed in flood expansion areas located on the tributary streams of the Po River in Lombardy and Emilia-Romagna (Italy). The areas analyzed were those on Parma river in the municipality of Parma (PR), Enza in the municipality of Montecchio Emilia (RE), Secchia in the municipality of Campogalliano (MO), Panaro in the municipality of San Cesario sul Panaro (MO) in the Emilia-Romagna Region and those on the Arno in the municipality of Gallarate (VA), Olona in the municipality of Malnate (VA), Olona in the municipality of San Vittore Olona (MI) in the Lombardy Region. The proposed methodology included the following steps: collection of the pre-existing information and geologic map; performing of in-situ investigations, collection of soil samples and geotechnical laboratory tests; definition of the geologic-geophysical and geotechnical model; individuation of the expected seismic inputs; analyses of Local Seismic Response; identification of a number of significant sections; analyses of slope stability. In the paper we discuss in particular the results obtained for the flood expansion area of Parma river in order to illustrate how the methodology employed enables definition of the seismic vulnerability of the flood expansion area and allow to give indications regarding its future use. This procedure in fact shows that the flood expansion area has a level of safety adequate for guaranteeing seismic stability taking into account the rules of Italian Ministerial Decrees 14.01.2008 and 24.03.1982. It is therefore possible to consider the area suitable also as a reservoir basin and no intervention is required other than normal monitoring and maintenance.*

1. **Introduction**

The flood expansion areas can be considered of strategic importance because they permit flood reduction. The presence of large volumes of water, which could flood very rapidly out of control, must be considered a potential risk for public safety and for consequences on the territory in social, economic, environmental, cultural and productive terms. Although so far even strong earthquakes in sites of high seismic activity indicated generally satisfactory behaviour of the embankment dams, precautions taken must be greater than those for ordinary constructions, because the failure and collapse of an embankment dam could have very serious consequences, specially if the flood may involve built-up areas. In any case, even buildings do not actually collapse, serious seismic damage could cause system failures and the necessity for huge restoration work. Moreover, due to numerous periods of drought, the flood reduction areas are often used as water reservoir basins.
Consequently, the Autorità di Bacino of the Po River (AdBPO) has promoted a project to evaluate the seismic safety of the flood expansion areas located on the main tributary streams of the Po River, using Government funding. The areas studied are located on the following river: Parma in the municipality of Parma (PR), Enza in the municipality of Montecchio Emilia (RE), Secchia in the municipality of Campogalliano (MO) and Panaro in the municipality of San Cesario sul Panaro (MO) in the Emilia-Romagna Region and Arno in the municipality of Gallarate (VA), Olona in the municipality of Malnate (VA) and Olona in the municipality of San Vittore Olona (MI) in the Lombardy Region.
The project was also aimed to obtain a methodology to evaluate seismic stability, due to the lack of a specific national code.
The activities carried out followed these steps:

1. Collection of available information and geologic maps;
2. Performing of in situ investigations, collection of soil samples and geotechnical laboratory tests;
3. Definition of the geologic-geophysical and geotechnical models;
4. Individuation of the expected seismic inputs;
5. Analyses of Local Seismic Response;
6. Identification of a number of significant sections;
7. Analyses of slope stability.

The paper presents the methodology and results concerning the reservoir basin for flood reduction located on the Parma tributary stream, due to the considerable significance of this area.

2. **Geologic settings**

The Parma flood expansion area is located in the west part of geologic map no. 200 Reggio Emilia of the Italian Geologic Map (1:50.000 scale) in press /1/, and in the east part of the geologic map no. 199 Parma /2/ (Figure 1).
The outcropping geological units that represent the soil foundation of the reservoir basin embankments are referred to the "Unità di Modena" (AES8a), subunit Ravenna (AES8). They consist of stratified gravel with sand and silt layers belonging to a fluvial environment (Figure 1). The fluvial dynamics, influenced by tectonic activity and climatic fluctuations, have generated several terrace levels: actual alluvial deposits (b1), recent alluvial deposits (b1a) and a first level terrace located several meters above the actual riverbed. The embankments of the reservoir basin for flood reduction lie on the first level terrace.
The geological features can be deduced from section F-F' of 199 Parma map /2/ and from section n. 2 of RER & ENI-Agip /3/. The subsoil consists of alluvial sediments, distinguished in two discordant cycles, lying on a geologic bedrock of marine sediments. These two depositional cycles have originated the main continental stratigraphic units: the upper Emiliano-Romagnolo Unit (AES) and the bottom Emiliano-Romagnolo Unit (AEI).
The flood expansion area is located above the northern side of an *horst* known as "alto di Monticelli Terme" /4/. The superficial layers dip to NNE; the axis of "alto di Monticelli Terme" shows an inclination to WNW.
The presence of the tectonic high zone led to different thickness of the alluvial deposits: in the southern zone of the flood expansion area the thickness is about 70-80 m, in the northern zone the thickness is greater than 100 m. The geologic bedrock consists of sand and gravel with clay (Costamezzana unit – CMZ) /2/.
The stratigraphy and geometric subsoil features of the area were defined using deep bore-holes and seismic reflection lines provided by the Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli of the Emilia-Romagna Region; the subsoil geologic model under the embankments to a depth of 50 m was obtained from the available bore-holes (AIPO and database of the Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli of the Emilia-Romagna Region). Three geological sections, located in Figure 2 and presented in Figure 3, were reconstructed.
From the top to the bottom, the northern section shows the presence of different thicknesses of gravels: 15 m in the eastern zone and 25 m in the western part, then silts and clays (about 10 m thick) and then gravels with a thickness of 25 m in the eastern zone and about 4 m in the western zone.
The thickness of the first level of gravel is reduced along the flood expansion area (southern section) because of its inclination, and in the southern area of the reservoir basin for flood reduction there are silt and clay outcrops.

3. **In situ and laboratory tests**

To gain information about the geotechnical models, existing data were collected /5/. On the basis of the collected data and a survey, the sections to perform stability analyses, were identified and integrative investigation were planned. These included: 2 seismic lines (400 m) /6/, 3 bore-holes (50 m), 6 undisturbed samples, 43 SPT tests /7/, 3 Down-Hole (DH) /8/. The laboratory tests included: 5 resonant columns (RC), 4 triaxial tests (TxCIU), 2 oedometric tests (EDOIL) and classification tests on 6 undisturbed samples, 16 disturbed samples and 6 samples from SPT were carried out /8/. Figure 4 shows the location of the in situ investigations.

Bore-holes So1 and So2 show the presence of gravels with sands and silts, bore-hole So3 shows the presence of alternating layers of gravels with sands and silts and clays with gravels.
The seismic lines (line S1 and line S2 in Figure 4) show the presence of two alluvial deposits with different shear wave velocities. These levels correspond to the units identified by the geological model, the second level in particular can be attributed to the recent alluvial deposits (AES).
DH test in So1 shows limited variations of Vs and these values match stratigraphy: the values are 328-527 m/s for the gravels and 209-241 m/s for the silts; DH test in So2 shows a regular velocity trend: approximately 200 m/s for the man-made material, and an irregular trend typical of alternating layers; DH test in So3 shows similar behaviour to DH test in So2: the clays show a velocity of about 200-226 m/s, the gravels of about 400 m/s.
The geotechnical laboratory tests included:

- Classification, oedometric, triaxial, resonant column tests on undisturbed samples;
- Grain size analyses and Atterberg limits on disturbed samples.

The results, from the 6 undisturbed samples, show minor variations: the samples consist of plastic material ($15< IP<40$, $0.75<IC<1$) and are classified as CL and CH.
The grain size curves show 35-75% of gravel and a percentage of sand between 25 and 10%.
The results of the oedometric tests can be summarized as: $Cr=0.008$, $Cc=0.282\div0.206$ and $Cs=0.097\div0.041$.
The triaxial tests show effective friction angle values between 15.5 and 28.5° and effective cohesion values between 9.4 and 38.4 kPa.
Figure 5 shows the curves of the normalised shear modulus (G/G_0) and damping ratio (D) with shear strain (γ) obtained by fitting the experimental results of the resonant column tests by the Yokota et al. (1981) model /9/.

4. **Geologic-geophysical and geotechnical models**

Based on the results of the geological, geotechnical and geophysical investigations, four representative models were defined: 2 located in the northern zone of flood expansion area (M3a and M3b), 1 in the central sector (M2) and 1 in the southern zone (M1).
Figure 6 shows the location of the 4 models and in Figure 7 the profiles of the analyzed models are represented.
Using the illustrated data, the seismic bedrock ($Vs \geq 800$ m/s), was identified as the alluvial deposits (AEI).
In Figure 7, the thickness of each model is given in the right of each column (m), the values of the unit weight are given on the left of each column (kN/m^3) and the shear wave velocity values are given in each layer of the column (m/s).
Different colours represent different units: light gray for gravels and sands, dark gray for silts and clays. The curves of the shear modulus and damping ratio versus shear strain are taken from bibliography for gravels and sands and provided by the laboratory tests as a part of this project for silts and clays. All the curves are given in Figure 8.

5. **Identification of the expected seismic inputs**

Response spectra for the investigated sites, based on the seismic hazard, were defined /10/ by calculating the weighted average spectral values as inversely proportional to the distance of the assigned values at the four points of the grid /11/ closer to the ISTAT coordinates of the municipality and considering 3 return periods (Tr):

- Very frequent event: Tr=50 years
- Frequent event: Tr=475 years
- Rare event: Tr=975 years.

Assuming each of these spectra as a target response spectrum for the site, 7 spectrum-compatible accelerograms were generated, having different magnitude-distance pair values, and 7 recorded signals were also selected from the ITACA database /12/, so that the average response spectrum of the recorded accelerograms was in good agreement to the target spectrum.
To summarise, 3 return periods were considered (Tr 50, Tr 475, Tr 975) and 7 recorded acceleration time histories and 7 generated acceleration time histories were used for each return period, giving a total of 42 accelerograms /13/.
Figures 9-11 show the target spectrum, the average acceleration response spectra of the 7 recorded accelerograms and of the 7 generated accelerograms for each return period.

6. **Local Seismic Response Analyses**

Local Seismic Response was evaluated using a numerical model by means of a computer program for one-dimensional (1D) analyses, applying all the selected accelerograms to each geophysical model.
For each geophysical model, the analyses allowed assessment at the ground surface of the accelerograms, response spectra, Fourier spectra and representative parameters modified by the geological and geomorphological conditions.
The amplification factors were also determined, defined as the ratio between the spectral intensities of the output and input motions, calculated from the pseudo-velocity response spectra, in the period ranges 0.1-0.5s and 0.5-1.5s:

$$Fa_{0.1\text{-}0.5} = \frac{si_{0.1\text{-}0.5}(output)}{si_{0.1\text{-}0.5}(input)} \qquad Fa_{0.5\text{-}1.5} = \frac{si_{0.5\text{-}1.5}(output)}{si_{0.5\text{-}1.5}(input)}$$

The analyzed geophysical models show amplification for all the return periods, as evidenced by the average response spectra (Figure 12-15) and the average amplification factors (Table 1) obtained using for each return period the 7 generated and 7 recorded signals and considering the two period ranges (0.1-0.5s and 0.5-1.5s). As can be observed, non linearity in soil behaviour causes a lower amplification level for events with higher return period (that induced higher level of shear strain).
Model M1 shows an amplification for all the periods of the spectrum and the Fa values are both high.
Models M2, M3a and M3b show high amplification for high periods of the spectra and consequently the values of $Fa_{0.5\text{-}1.5}$ are higher than $Fa_{0.1\text{-}0.5}$; in some cases the values of $Fa_{0.1\text{-}0.5}$ are close to 1, showing absence of amplification phenomena. This effect can be observed with analysis of the response spectra: for low period the values of the output spectral ordinates are lower than the values of the input spectral ordinates. The output accelerograms are in general amplified and filtered.
Finally it can be noted that the results obtained using the recorded or generated accelerograms are quite similar, considering both the average of the response spectra and the amplification factors.

7. **Definition of the typical sections**

Choice of the analyzed sections started with identification of 4 different representative areas, one for each geophysical model and of the sections characterized by more dangerous geometric and geotechnical conditions.
Figure 16 shows the location of all the considered sections. Among these stability analyses were carried out on sections 13_25 and 13_43 referring to models M1 and M2 respectively; section 13_02, corresponding to the maximum height of the slope, was used as reference for models M3a and M3b.

The 4 sections analyzed (13_43 with model M1, 13_25 with model M2, 13_02 with model M3a and 13_02 with model M3b) are shown in Figures 17-19, with indications of the different materials of the embankments and foundation soil.
The embankments are made up of the materials excavated from the central zone of flood expansion areas and they mostly consist of gravels.
Due to the lack of laboratory tests on the gravels, the shear strength parameters were obtained using in situ investigations. Empirical relationship between the values of N_{SPT} and effective friction angles were used.
The silts and clays of the embankment and the foundation soil were characterized by means of the results from the laboratory tests carried out during this project.
The geotechnical properties of the soil are given in Table 2.
The materials have variable permeability values: $4\cdot10^{-5}$m/s< k<$1.2\cdot10^{-4}$m/s for the gravels; $8\cdot10^{-8}$ - $4.8\cdot10^{-7}$ m/s for the silts and clays of the foundation soils and k≤10^{7}m/s for the clays of the embankments, classified as A-7-6 of CNR-UNI 10006. The gravel embankments, classified as A-1-a of CNR-UNI 10006, has a permeability value of $4\cdot10^{-5}$m/s.
The position of the piezometric level was obtained from the results of the project survey, according to the geometry of the embankments and the soil permeability values.
Shear modulus reduction curves and volumetric threshold strain under dynamic conditions were obtained by the results of the resonant column tests carried out during this project on the embankment and foundation soil materials.

8. **Stability analyses**

On the sections previously identified, numerical stability analyses of the system embankment-foundation soils were carried out, under static (pre and post-seismic) and seismic (return period 50, 475, 975 years) conditions, following the national building code /10/.
Both the internal and external sides of the embankment were analysed, considering 3 conditions: end of construction (FL), maximum flood (MI), rapid drawdown (RS), according to the DM 24.03.1982 /15/.
Under FL and MI conditions in particular, stability was evaluated in terms of total pressure and effective pressure. Under RS conditions, only the total pressure was considered.
In the presence of saturated materials and a maximum acceleration of more than 0.15g, the static conditions after the earthquake were analyzed, considering the possibility that, during an earthquake, overpressure and degradation phenomena in silts and clays may be generated.
The static analyses, in pre and post-seismic conditions, and pseudostatic analyses were carried out using a code derived from STABL /16/ computer program. For each section the results are expressed in terms of safety factors FS. Through pre-seismic analyses, the value of the seismic critical coefficient k_c was also determined.
The values of the seismic actions were assumed according to the provisions of the Italian Bulding Code /10/.
For the pseudostatic analyses, the design seismic actions, defined as the expected horizontal maximum acceleration (PGA or a_{max}), were defined following two criteria: in the first case a_{max} was assumed as the acceleration values obtained by RSL analyses; in the second case the value of a_{max}= a_g S_s S_t was calculated considering the values of a_g taken from the Italian seismic hazard map /11/ and considering the amplification factors S_s and S_t as reported in the Italian Ministerial Decree DM /10/.
For each analyzed section and for each return period, the values of the horizontal seismic coefficients $k_h=\beta_s\ a_{max}/g$ (β_s was determined according to /10/), assessed using the two previous criteria, indicated by $k_{h,RSL}$ and $k_{h,PSN}$, respectively, are given in Table 3. The vertical seismic coefficients were assumed as $k_v=\pm0.5k_h$, as indicated in /10/.

Under seismic conditions, simplified dynamic analyses were carried out to estimate the values of the permanent displacements.
Simplified dynamic analyses were performed using the Newmark rigid block model /17/, implemented in a numerical code elaborated by the Department of Civil and Environmental Engineering of Florence University. For each section analyzed, the results of the simplified analyses are expressed in terms of permanent displacements.
The expected displacements were estimated using a series of empirical relationship with characteristic parameters of the accelerograms /18/ and calculated using the accelerograms obtained from the RSL analyses. The main parameters of these accelerograms (maximum acceleration PGA, maximum velocity PGV, Arias intensity I_a; dominant period T, destructiveness potential P_D) were assumed to estimate displacements by means of the empirical relationships.

8.1. *Pre and post-seismic (static) analyses*

Pre-seismic analyses were carried out to obtain the minimum safety factor FS and the critical seismic coefficient k_c (with FS=1). The simplified Bishop model was used, generating circular slope failure.
Values for the obtained minimum safety factors and for the critical seismic coefficients are given in Table 4 while relative potential slip surfaces are shown in the Figures 17-19.
Observing the FS values and relative slope failures for section 13_43 (Figure 17) it can be noted that, considering the internal side, the critical condition is RS (FS=1.760 and k_c=0.164), considering the external side the 3 conditions (FL, MI, RS) produce the same results (FS=1.851 and k_c=0.278).
For section 13_25 (Figure 18) the situation is similar to the previous one, in fact considering the internal side, the critical condition is the RS (FS=1.348 and k_c=0.088) and the 3 conditions (FL, MI, RS) for the external side produce similar results.
For section 13_02 (Figure 19), which can be considered independent from the geophysical model (M3a and M3b), it can be noted that the minimum values of the safety factor were obtained both for the internal (FS=1.689 and k_c=0.139) and external (FS=1.957 and k_c=0.234) sides under RS conditions.
To value the stability conditions of section 13_02, in case the slope failure in the central part of the embankment significantly involve the clay core, the analysis was carried out imposing a failure surface as shown in Figure 20. Because the slip surface is not circular, the analysis were performed by means of Carter's method.
Under this condition the minimum safety factor was FS=2.341 and the critical seismic coefficient k_c=0.287.
To evaluate the stability following decay of the shear strength due to an excess pore water pressure caused by the earthquake, the post-seismic conditions were also evaluated. Considering the high permeability and granulometric characteristics of the materials of the embankment and the modest levels of the seismic inputs, it is possible to exclude the development of the phenomena. Consequently the analyses only considers the reduction of the shear strength of the clays and only section 13_02 was analyzed (Figure 20). For the seismic inputs, the accelerograms obtained from RSL analyses, characterized by a value of a_{max} greater than 0.15g, were used. Furthermore, the accelerograms of model M3b are lower than the accelerograms of model M3a, and only this last model was taken into consideration during evaluation of the decay of the shear strength. The strongest events were CAT and CSA_set, in which the shear strain is 0.02%, but as the deformation amplitude of the volumetric threshold for the clays is 0.05%, under seismic conditions the cyclic degradation phenomena are not possible.

8.2. *Pseudostatic analyses*

The pseudostatic analyses were carried out on the same sections and under the same conditions as the previous ones.
To give an example, Table 5 summarizes the values of the safety factors relative to the seismic inputs characterized by a return period of 975 years, because these can be considered as the most dangerous. The relative slope failures are given in Figures 21-24 for sections 13_43, 13_25, 13_02 considering model M3a and 13_02 considering model M3b.
The results of Table 5 show that the FS values obtained according to the national seismicity are lower than the values obtained by using the results of the RSL analysis, due to the values of $k_{h,PSN} > k_{h,RLS}$. The minimum values for FS were obtained for the internal side of section 13_25, in RS conditions.
Particularly for section 13_43 (Figure 21), the lower FS values were calculated for the internal side under RS conditions (FS_{RSL}=1.441; FS_{PSN}=1.367); for the external side all the 3 conditions analyzed give the same FS values (FS_{RSL}=1.638; FS_{PSN}=1.584).
Considering section 13_25, results show similar behaviour to the previous considered section: the most dangerous condition is for the internal side under RS conditions (FS_{RSL}=1.175; FS_{PSN}=1.068); in the external side variation in the FS values is negligible under all the 3 analyzed conditions.
Finally the results for section 13_02, using models M3a and M3b can be summarized as follow: the lower FS values were obtained under RS conditions both for internal (FS_{RSL}=1.447 and FS_{PSN}=1.295 using model M3a; FS_{RSL}=1.442 and FS_{PSN}=1.352 using model M3b) and external side (FS_{RSL}=1.737 and FS_{PSN}=1.590 using model M3a; FS_{RSL}=1.733 and FS_{PSN}=1.645 using model M3b). The results are similar also for Tr=50 years and Tr=475 years.

8.3. *Permanent displacement in seismic conditions*

Permanent displacements were evaluated by applying empirical relationships between the displacement and representative parameters of the accelerograms and by applying a numerical procedure /17/.
To estimate the cumulative displacement values some empirical relationships proposed in a recent paper /18/ were considered. These relationships allow to estimate permanent displacement based on: 1) critical acceleration ratio, 2) critical acceleration ratio and $a_{max}/(v_{max})^2$ ratio, 3) critical acceleration and Arias intensity, 4) critical acceleration and destructiveness seismic potential, 5) critical acceleration ratio and dominant period.
The relationships between the displacements *s* (cm) and the accelerogram parameters, used are:

$$\log s = -0.217 - 0.857 \cdot \log \frac{a_c}{a_{\max}} + 2.260 \cdot \log\left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)$$

$$s = 3.89 \cdot \left(\frac{v_{\max}^2}{a_{\max}}\right) \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.57} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.69}$$

$$s = 0.156 \cdot I_a \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.60} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.60}$$

$$s = 1.90 \cdot P_D \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.72} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.60}$$

$$s = 0.978 \cdot \frac{a_{\max} \cdot T^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{2.554} \cdot \left(\frac{a_c}{a_{\max}}\right)^{-0.704}$$

where: a_c/a_{max} is dimensionless; a_{max}/v^2_{max}, is in cm^{-1}; *Ia* is in m/s; *PD* is in $10^{-4} \cdot g \cdot s^3$; a_{max} is in cm/s^2 and *T* in s.

Application of the 5 relationships to the 4 sections, on the internal and external sides of the embankments, considering the 3 conditions (FL, MI, RS) show that appreciable displacements are present only in section 13_25, for model M2, under RS conditions and considering the return periods of 475 and 975 years. In the other cases displacements were insignificant.

Figures 25 and 26 show estimated displacements for section 13_25, using the two sets of the signal (14 accelerograms for Tr=475 and Tr=975 years); for each of the 5 relationships used, the average displacement and the average displacements ± one standard deviation, are given (displacement was assumed equal to zero if the average displacement minus one standard deviation is negative).

It can be noted in the Figures that the highest average displacement is obtained using relationship 4), estimated displacements are always small (the maximum average value is obtained using relationship 4) for Tr=975 years and is about 10 cm, corresponding to about 1% of the embankment height) and characterized by a wide dispersion (as a consequence of the variability of the destructiveness seismic potential values of the input motions used).

The displacements were also calculated applying a numerical procedure based on the Newmark rigid block model. The code, assigned the value of k_c and the accelerogram, allows evaluation of the permanent displacement due to the earthquake by means of direct integration of the differential equations of the motion.

The displacement values (cm) were calculated for each section examined, considering the 3 conditions (FL, MI, RS) and for each return period. The results show that for the accelerograms with a return period of Tr=50 years, the PGA values are lower than the critical acceleration, displacement is therefore equal to zero; for Tr=475 years and Tr=975 years the displacements are different from zero and greater than 1 cm, only during some events and under RS conditions for the internal side of the embankment.

The significant values were obtained for section 13_25 (M2 model), for the internal side, during RS, considering return periods of 475 and 975 years: the maximum calculated value is about 5 cm using the recorded accelerogram CSA_set and it correspond to the 0.5% of the thickness of the artificial height.

In Figure 27 the comparison between the displacements calculated applying the Newmark method and the 5 empirical relationships, for the section 13_25 for Tr=975 years is shown.

Summarising, based on the illustrated results, it can be noted that the embankment of the flood expansion area on the Parma river is characterized by an adequate safety factor, to guarantee seismic stability, considering all the return periods applied and for all 3 conditions (FL, MI, RS). This judgment can be supported by:

a - the limited uncertainties of the geotechnical models, due to the reliability of the documentation;
b - the reliability of the numerical codes;
c - the rare possibility of having the occurrence of an earthquake characterized by a return period of Tr>475 years and the condition of rapid drawdown.

Consequently:

- The Parma flood expansion area can also be used as a reservoir basin;
- Normal monitoring and maintenance can be considered adequate intervention.

10. **Conclusions**

The aim of the paper was to define a methodology with a view to evaluate the seismic vulnerability of the flood expansion areas, due to the lack of a specific national code.

The activities were carried out following these steps:

- Collection of available information and geologic maps;
- In situ investigations, collection of samples and geotechnical laboratory tests;
- Definition of the geologic-geophysical and geotechnical models;
- Individuation of the expected seismic inputs;
- Analyses of Local Seismic Response;
- Identifications of a number of typical sections;
- Stability analyses of the embankment in pre-seismic, seismic and post-seismic conditions.

This methodology made it possible to achieve the aim of the project, consequently this methodology can be exported to similar situations.

The presented methodology was systematically applied to all the other reservoir basins for flood reduction of the Po tributary streams under study.

View publication stats