

Figura 13.10. Andamento delle curve di livello dello spostamento verticale (post sisma – fine costruzione).

Confrontando le Fig. 13.14 e 13.5 si può osservare come i valori di picco dell'accelerazione orizzontale sul coronamento della diga relativi al sisma#2 (Fig. 13.14) sono confrontabili a quelli del sisma#1 (Fig. 13.5).

La Fig. 13.16 riporta le storie temporali della sovrappressione interstiziale nei punti B e C. Dal confronto di quest'ultima figura con la Fig. 13.7 si nota che le tre simulazioni qualitativamente forniscono risultati analoghi al sisma#1 (Fig. 13.7), qualitativamente forniscono sovrappressioni interstiziali maggiori imputabili alla diversa entità delle deformazioni plastiche di volume accumulate durante il sisma.

In Fig. 13.17 sono mostrate le distribuzioni spaziali della sovrappressione interstiziale residua a fine sisma. Da un punto di vista qualitativo il comportamento dei due modelli avanzati è analogo: nella parte inferiore della diga si osservano in HP-MA elevate sovrappressioni interstiziali positive, previste anche da BS-TD, ma in misura minore; nel modello BS-TD la parte superiore della diga è caratterizzata da elevate sovrappressioni interstiziali negative, previste anche da HP-MA, anche se in misura minore. MCC è caratterizzato da sovrappressioni interstiziali molto minori, anche se si nota l'accumulo di sovrappressioni interstiziali positive nella parte sommitale della diga.

Molto interessanti sono le curve di livello dello spostamento orizzontale e verticale mostrate rispettivamente in Fig. 13.18 e 13.19, dalle quali è evidente come in questo caso l'analogia del comportamento dei due modelli ciclici e la loro differenza dal comportamento del modello tradizionale siano molto più accentuate

rispetto al caso precedente: ciò è dovuto al fatto che il sisma #2 è caratterizzato da un maggior numero di cicli rispetto al sisma #1, è quindi possibile apprezzare in misura maggiore il miglior funzionamento dei modelli ciclici rispetto a quello tradizionale.

Osservando la Fig. 13.19 si nota che nel modello MCC gli spostamenti sono più localizzati in corrispondenza della zona sommitale della diga rispetto ai modelli ciclici, in cui l'effetto è più diffuso.

La Fig. 13.20 riporta gli spettri delle ampiezze di Fourier relativi ai due input sismici considerati in corrispondenza dei punti A (base della diga) e D (cresta della diga).

I modelli elastoplastici evidenziano un forte effetto di amplificazione sismica in corrispondenza delle basse frequenze: in particolare a 1.5 Hz per il sisma #1 e a 0.5 Hz per il sisma #2. Tale effetto si osserva anche in HP-MA, ma in misura minore.

Una delle frequenze fondamentali del sistema è 0.5 Hz poichè è fortemente amplificata anche nel sisma #1, anche se l'effetto si vede meno perchè l'input è più basso rispetto al sisma #2.

Gli spettri relativi al modello MCC e BS-TD sono abbastanza simili per entrambi gli input sismici e differiscono da quello del modello HP-MA. Tale effetto si spiega ricordando che il modello ipoplastico riproduce meglio il comportamento a piccole deformazioni della rigidità del sistema.

13.3 Effetto della formulazione FEM: modello HP-MA

In tale paragrafo i risultati ottenuti dalle simulazioni svolte con la formulazione UP sono messe a confronto con quelli ottenuti dalle simulazioni eseguite con l'approccio MSP. La prima serie di formulazioni è stata eseguita con il codice di calcolo Abaqus Standard v6.4, mentre la seconda con il codice di calcolo GEHOMadid; entrambe le serie sono state svolte con il modello costitutivo HP-MA. Sono stati considerati gli stessi punti di misura riportati in Fig. 13.1.

13.3.1 Risultati del confronto tra analisi #1 ed analisi #19

Oggetto di tale paragrafo è il confronto dei risultati della analisi #1 (UP) e della analisi #19 (MSP) aventi come input sismico il sisma #1.

Le Fig. 13.21 e 13.22 mostrano rispettivamente le storie temporali dello spostamento orizzontale e verticale nei quattro punti A, B, C e D calcolate nelle analisi #1 (UP) ed analisi #19 (MSP).

L'esame delle figure mostra che nel complesso i risultati sono del tutto comparabili da un punto di vista qualitativo e sostanzialmente anche quantitativo.

Si può osservare come la formulazione UP fornisca spostamenti verticali in asse (Fig. 13.22) che sono leggermente maggiori di quelli relativi all'approccio MSP; ciò si rispecchia nell'andamento temporale dello spostamento orizzontale dei punti E, F, G e H posti sui fianchi della diga mostrati in Fig. 13.23 poichè alla formulazione UP corrispondono maggiori spostamenti orizzontali.

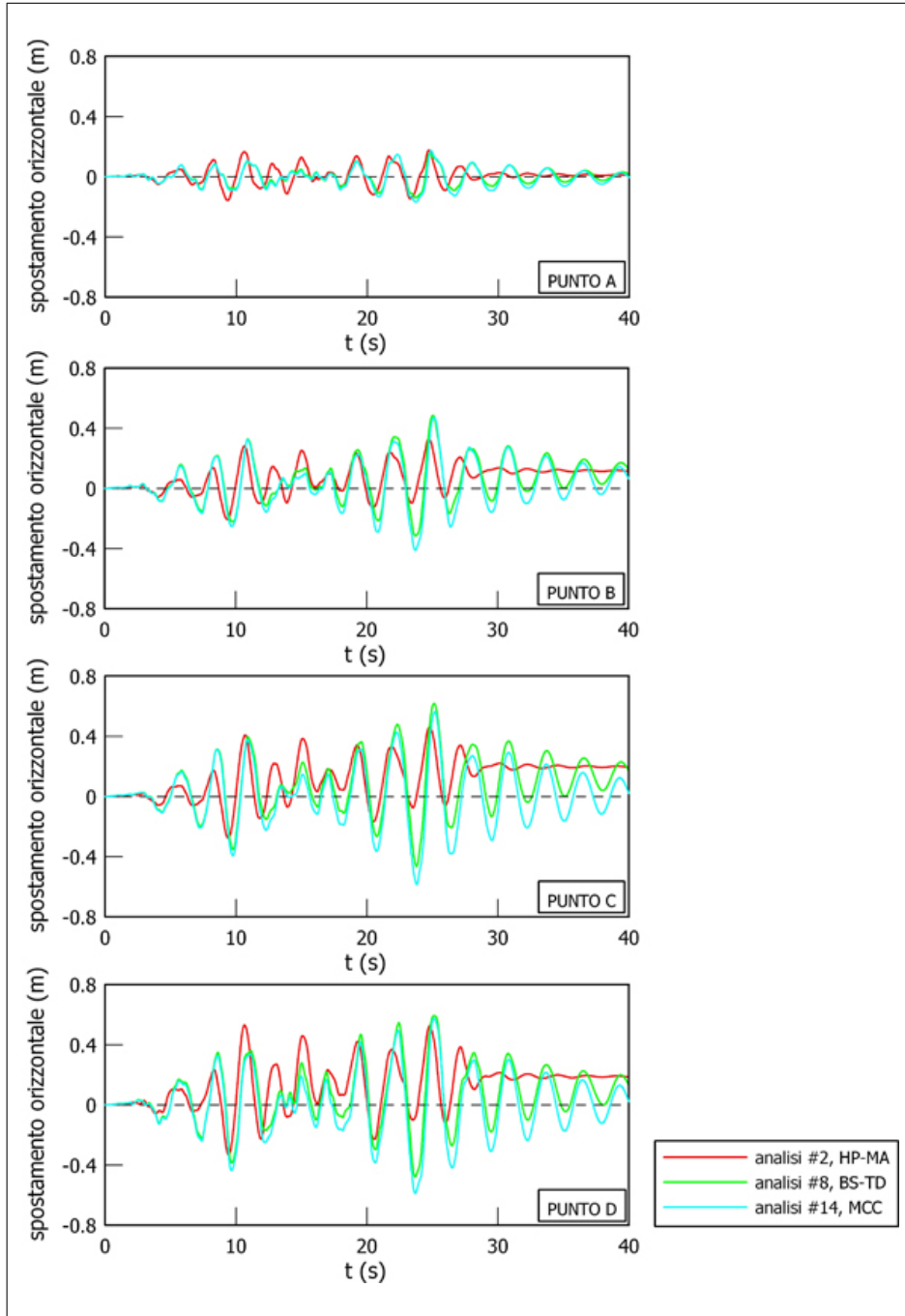


Figura 13.11. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

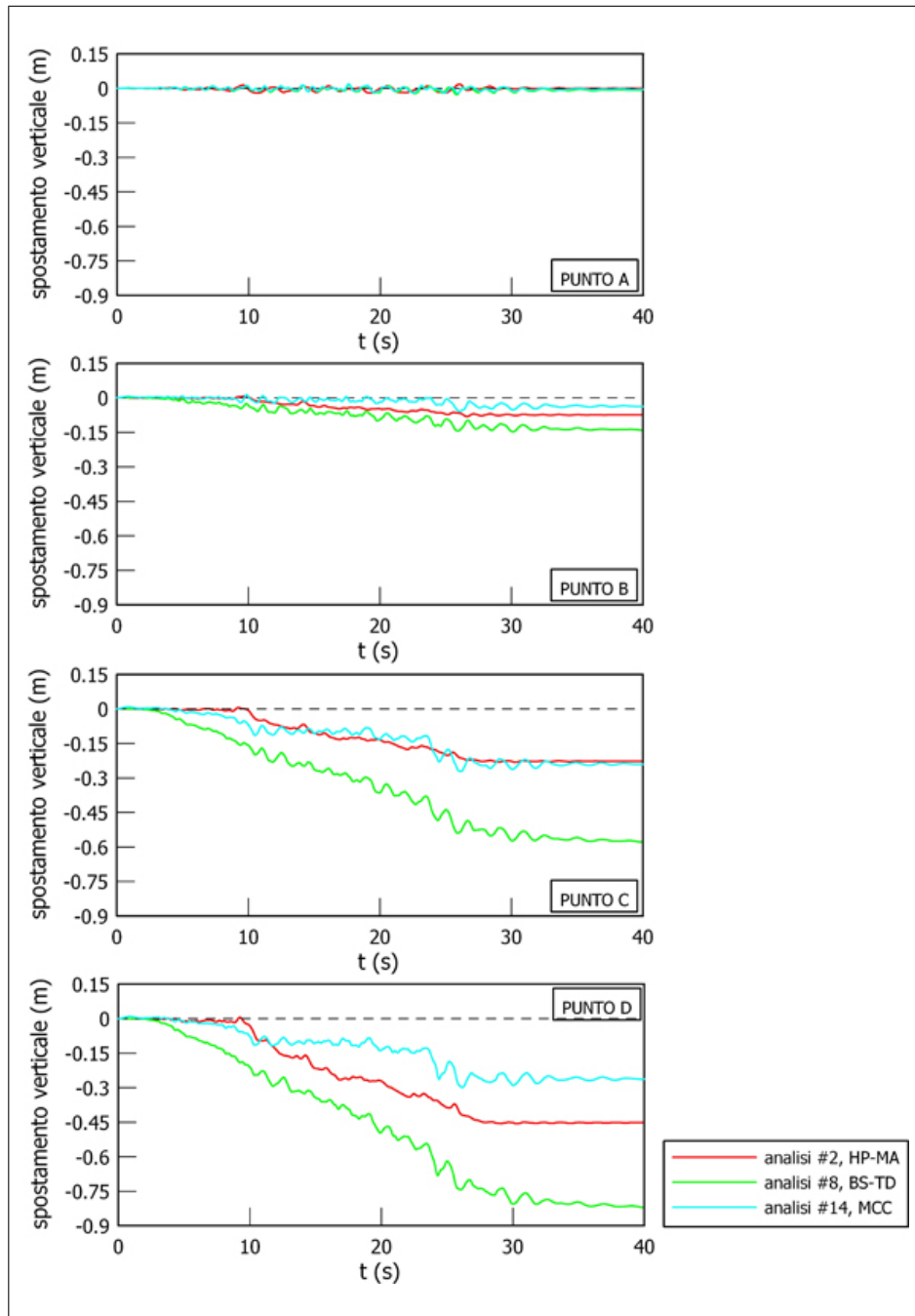


Figura 13.12. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

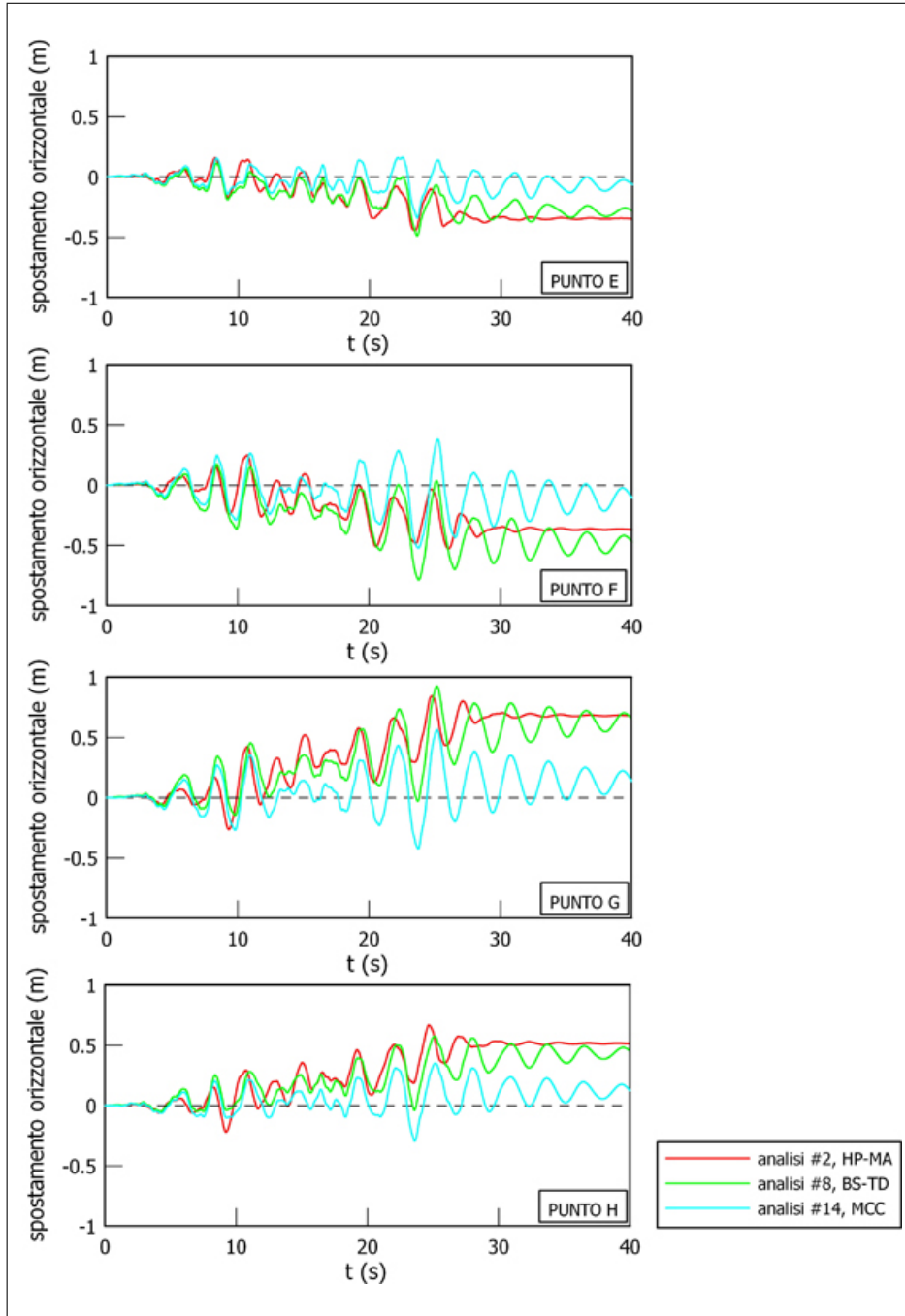


Figura 13.13. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi.

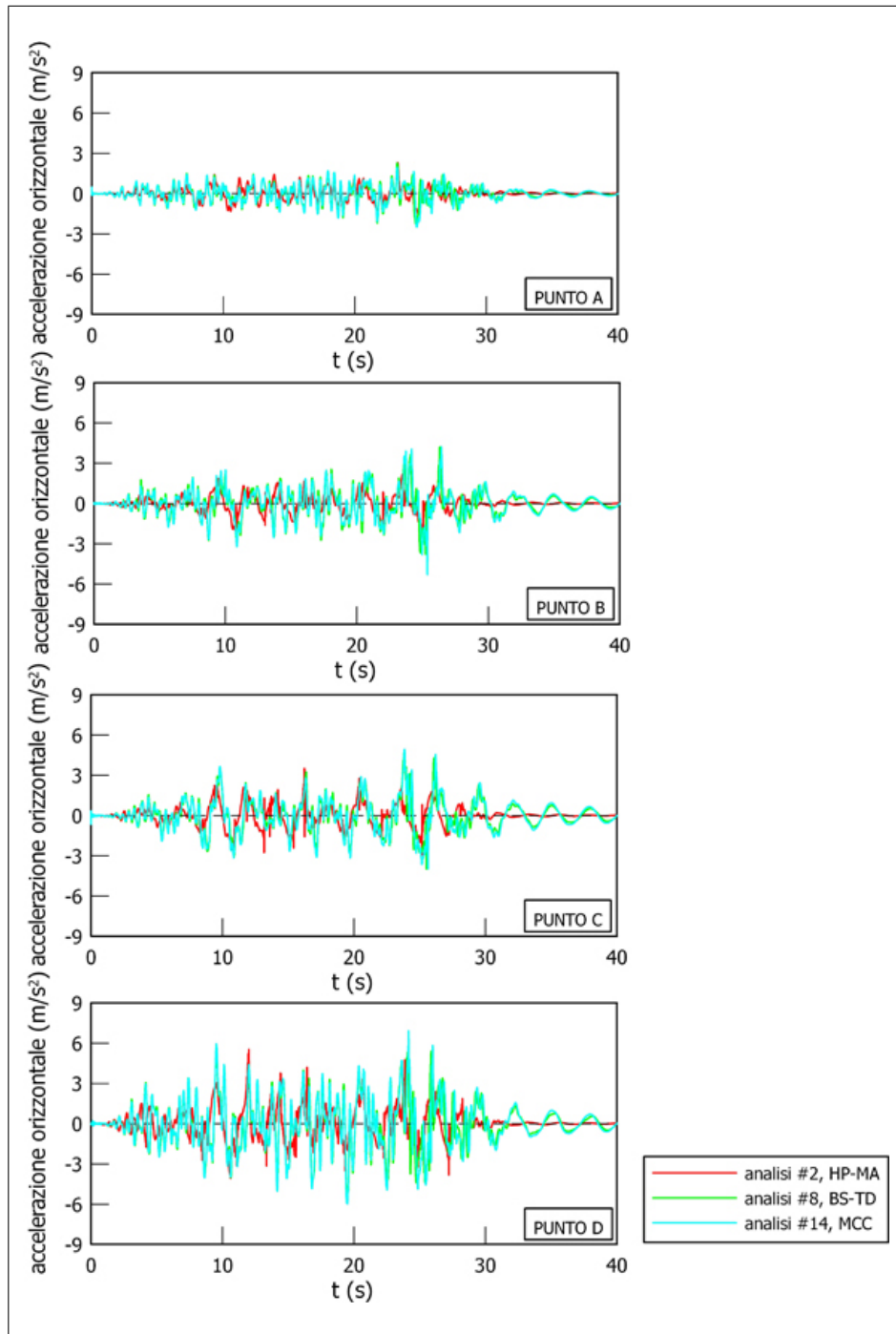


Figura 13.14. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

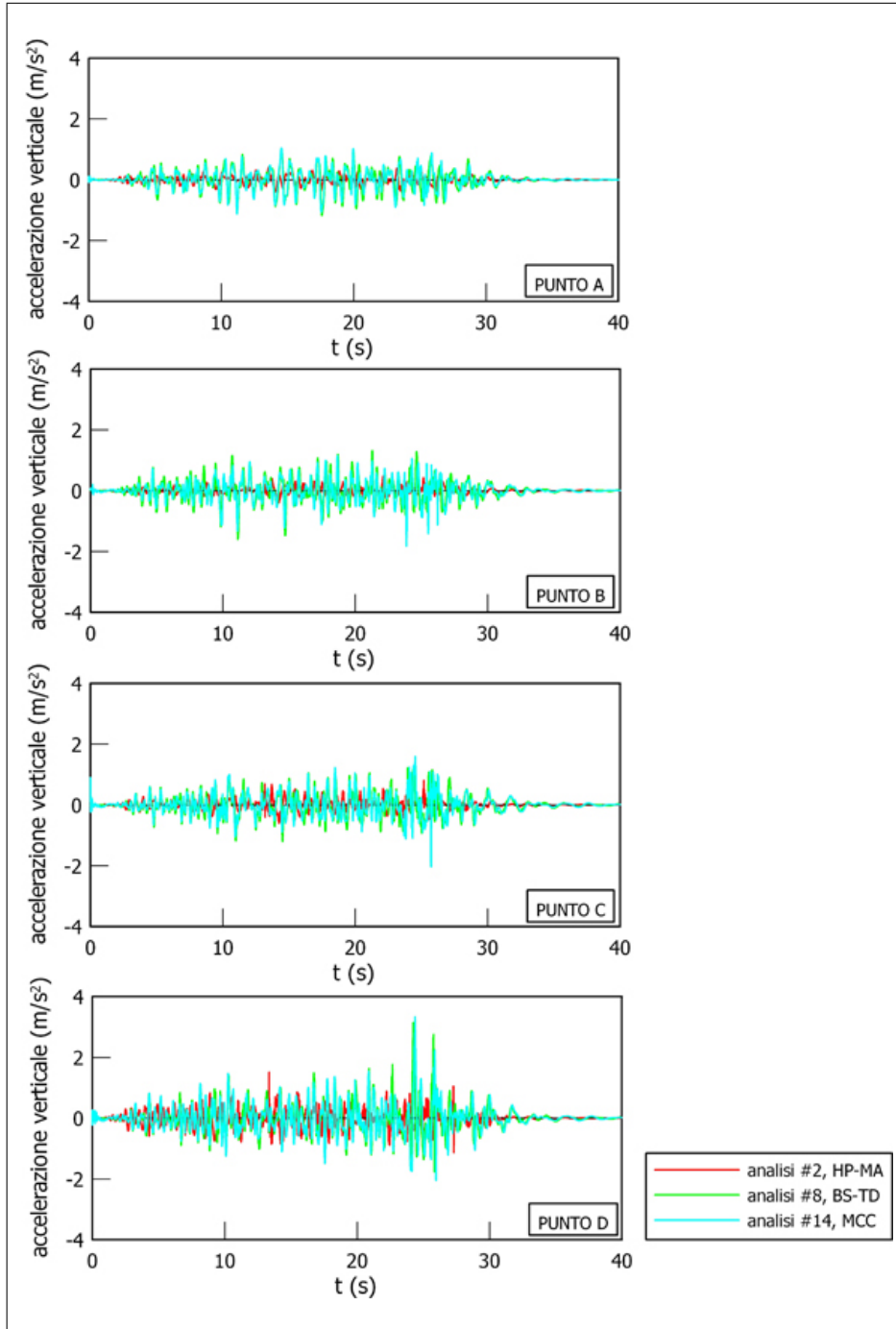


Figura 13.15. Andamenti della accelerazione verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

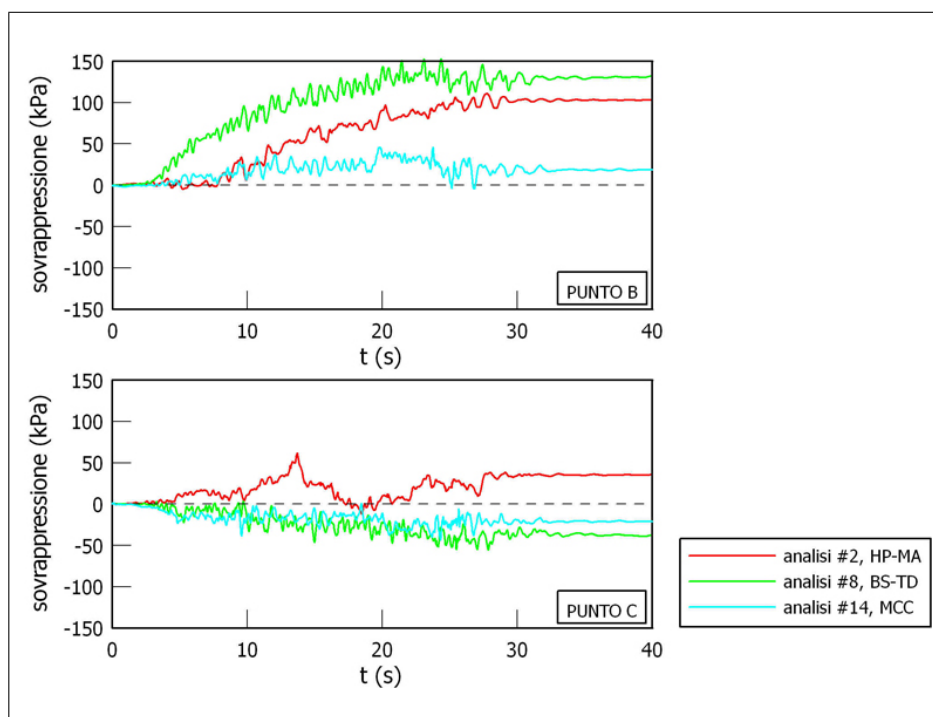


Figura 13.16. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

Dall'analisi della Fig. 13.24, in cui sono riportati gli andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo, sembrerebbe che l'approccio UP sia caratterizzato da un maggiore smorzamento che nella formulazione MSP.

La Fig. 13.25 riporta le storie temporali della sovrappressione interstiziale nei punti B e C, in cui la formulazione MSP mostra valori leggermente inferiori rispetto a UP ma confrontabili, come appare più chiaramente dall'analisi delle curve di livello della sovrappressione interstiziale riportate in Fig. 13.26. Da un punto di vista qualitativo il comportamento delle due formulazioni è analogo: nella parte inferiore della diga si osservano elevate sovrappressioni interstiziali positive, nella parte superiore si manifestano elevate sovrappressioni interstiziali negative.

13.3.2 Risultati del confronto tra analisi #2 ed analisi #20

Oggetto di tale paragrafo è il confronto dei risultati della analisi #2 (UP) e della analisi #20 (MSP) aventi come input sismico il sisma #2.

Le Fig. 13.27 e 13.28 mostrano rispettivamente le storie temporali dello spostamento orizzontale e verticale nei quattro punti A, B, C e D calcolate nelle analisi #2 (UP) ed analisi #20 (MSP).

L'esame delle figure mostra che nel complesso anche in questo caso i risultati sono del tutto comparabili da un punto di vista qualitativo e sostanzialmente anche quantitativo.

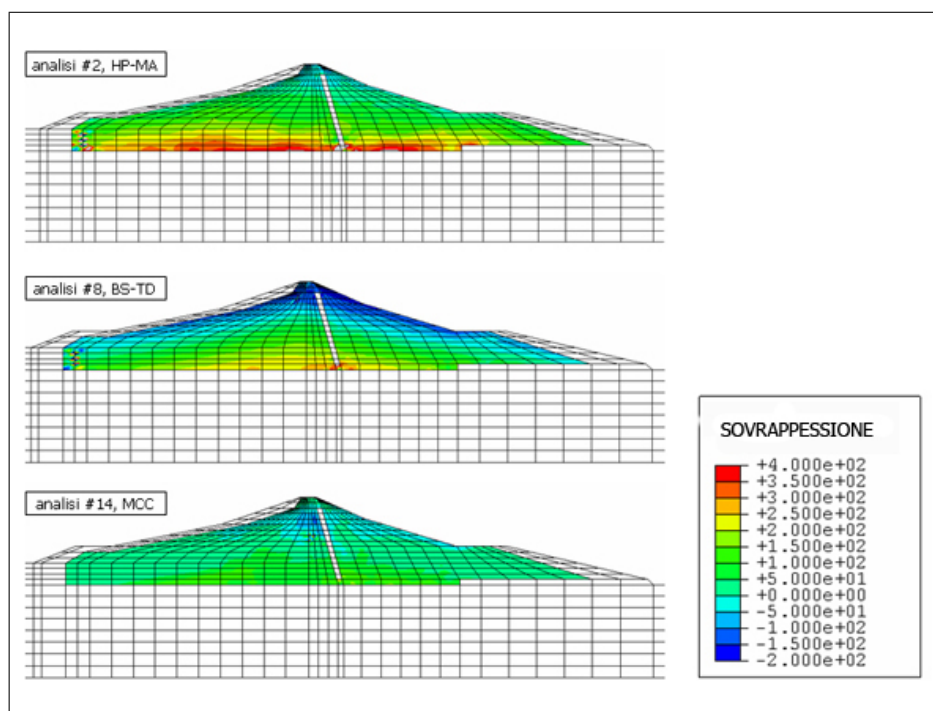


Figura 13.17. Andamento delle curve di livello della sovrappressione interstiziale.

Si può osservare come la formulazione MSP fornisca spostamenti verticali in asse (Fig. 13.28) che sono leggermente maggiori di quelli relativi all'approccio UP; ciò si rispecchia nell'andamento temporale dello spostamento orizzontale dei punti E, F, G e H posti sui fianchi della diga mostrati in Fig. 13.29 poichè alla formulazione MSP corrispondono maggiori spostamenti orizzontali.

Dall'analisi della Fig. 13.30, in cui sono riportati gli andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo, sembrerebbe che l'approccio UP sia caratterizzato da un maggiore smorzamento che nella formulazione MSP.

La Fig. 13.31 riporta le storie temporali della sovrappressione interstiziale nei punti B e C, in cui le due formulazioni mostrano valori confrontabili come appare più chiaramente dall'analisi delle curve di livello della sovrappressione interstiziale riportate in Fig. 13.32. Ancora una volta da un punto di vista qualitativo il comportamento delle due formulazioni è analogo: nella parte inferiore della diga si osservano elevate sovrappressioni interstiziali positive, nella parte superiore si manifestano elevate sovrappressioni interstiziali negative.

Molto interessante risulta essere l'osservazione degli spettri delle ampiezze di Fourier della accelerazione orizzontale considerati in corrispondenza dei punti A (base della diga) e D (cresta della diga), riportati in Fig. 13.33 per entrambi gli input sismici considerati in tale lavoro di tesi.

I due modelli agli elementi finiti forniscono delle differenze: la formulazione MSP amplifica più di UP in corrispondenza delle basse frequenze. Tale comportamento è più chiaro dall'analisi degli spettri di Fourier relativi al sisma #2, che

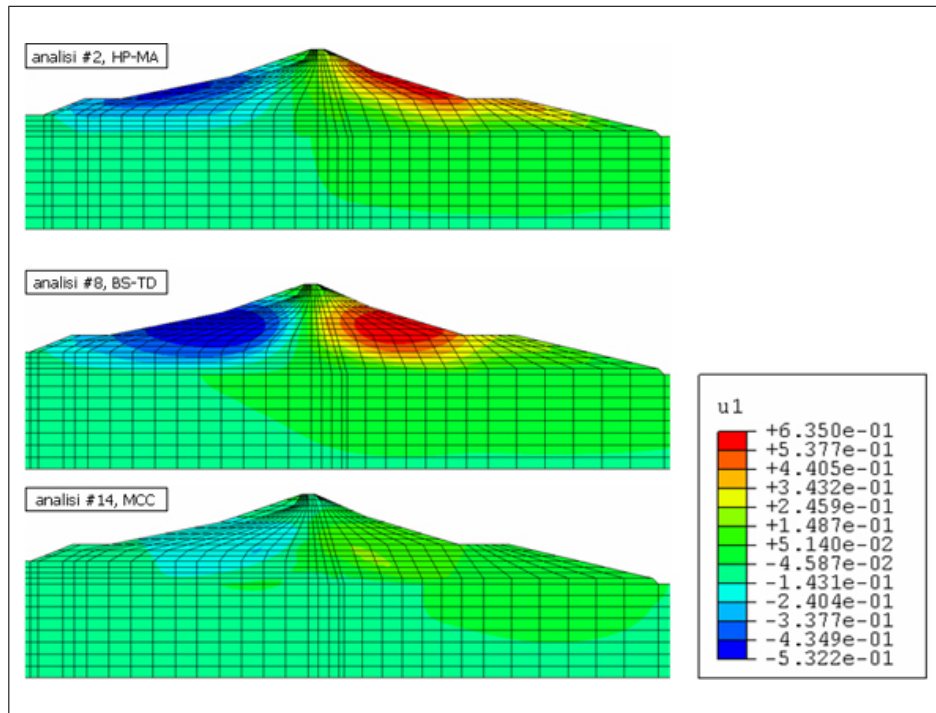


Figura 13.18. Andamento delle curve di livello dello spostamento orizzontale (post sisma – fine costruzione).

presenta un contenuto più importante in corrispondenza delle basse frequenze ($f < 1$ Hz).

Tale comportamento dipende dal fatto che le armoniche basse sono quelle per cui l'effetto della consolidazione è più importante, poichè il rapporto tra il periodo proprio del sistema ed il tempo caratteristico di consolidazione è più alto.

13.4 Effetto della parziale saturazione

Per mettere in evidenza gli effetti della parziale saturazione sono stati confrontati i risultati delle:

- analisi #1 ($S_r=1$), analisi #3 ($S_r=0.95$) ed analisi #5 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello HP-MA;
- analisi #7 ($S_r=1$), analisi #9 ($S_r=0.95$) ed analisi #11 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello BS-TD;
- analisi #13 ($S_r=1$), analisi #15 ($S_r=0.95$) ed analisi #17 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello MCC;

tutte aventi come input il sisma #1 (Par. 13.4.1). Sono state inoltre messi a confronto i risultati delle:

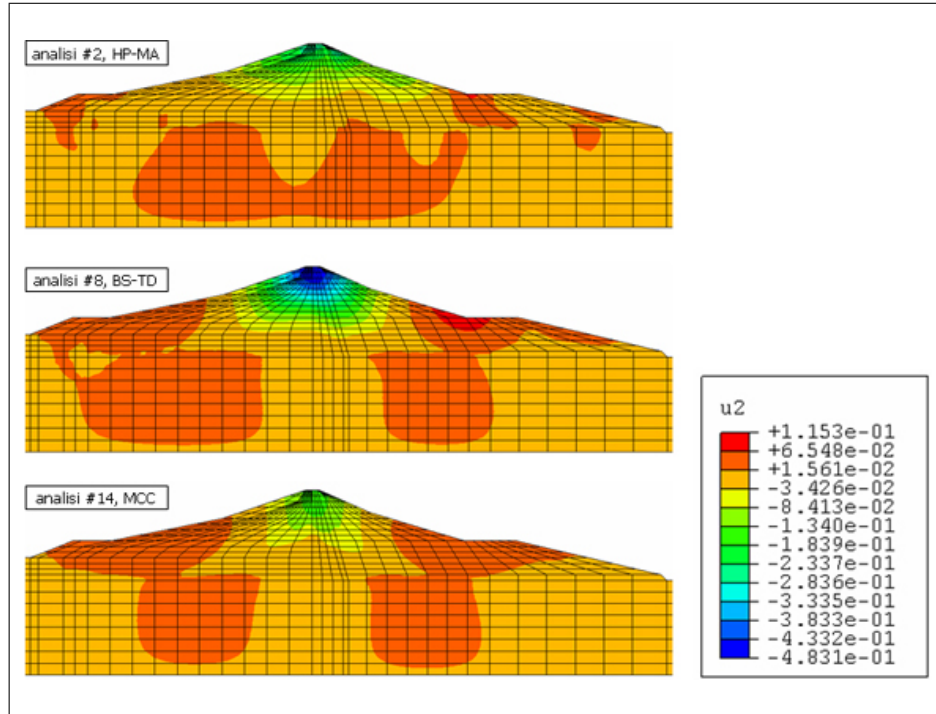


Figura 13.19. Andamento delle curve di livello dello spostamento verticale (post sisma – fine costruzione).

- analisi #2 ($S_r=1$), analisi #4 ($S_r=0.95$) ed analisi #6 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello HP-MA;
- analisi #8 ($S_r=1$), analisi #10 ($S_r=0.95$) ed analisi #12 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello BS-TD;
- analisi #14 ($S_r=1$), analisi #16 ($S_r=0.95$) ed analisi #18 ($S_r=0.85$) in cui è stato considerato il modello MCC;

tutte aventi come input il sisma #2 (Par. 13.4.2).

13.4.1 Risultati relativi al sisma #1

Le Fig. 13.34–13.36 mostrano – al variare del grado di saturazione – le storie temporali dello spostamento verticale nei quattro punti A, B, C e D calcolate rispettivamente con il modello HP-MA, il modello BS-TD ed il modello MCC.

L'esame delle figure mostra che nel complesso – come era lecito attendersi – l'effetto della parziale saturazione è quello di aumentare gli abbassamenti poichè come si può osservare dalla eq. 11.12 e dalla Fig. 11.2 il modulo di rigidità volumetrica apparente $K_{f,app}$ diminuisce al diminuire del grado di saturazione (Par. 11.2.2).

In generale dall'analisi delle Fig. 13.37–13.39 si può osservare che la parziale saturazione non influenza in modo significativo l'andamento degli spostamenti orizzontali in corrispondenza dei fianchi della diga.

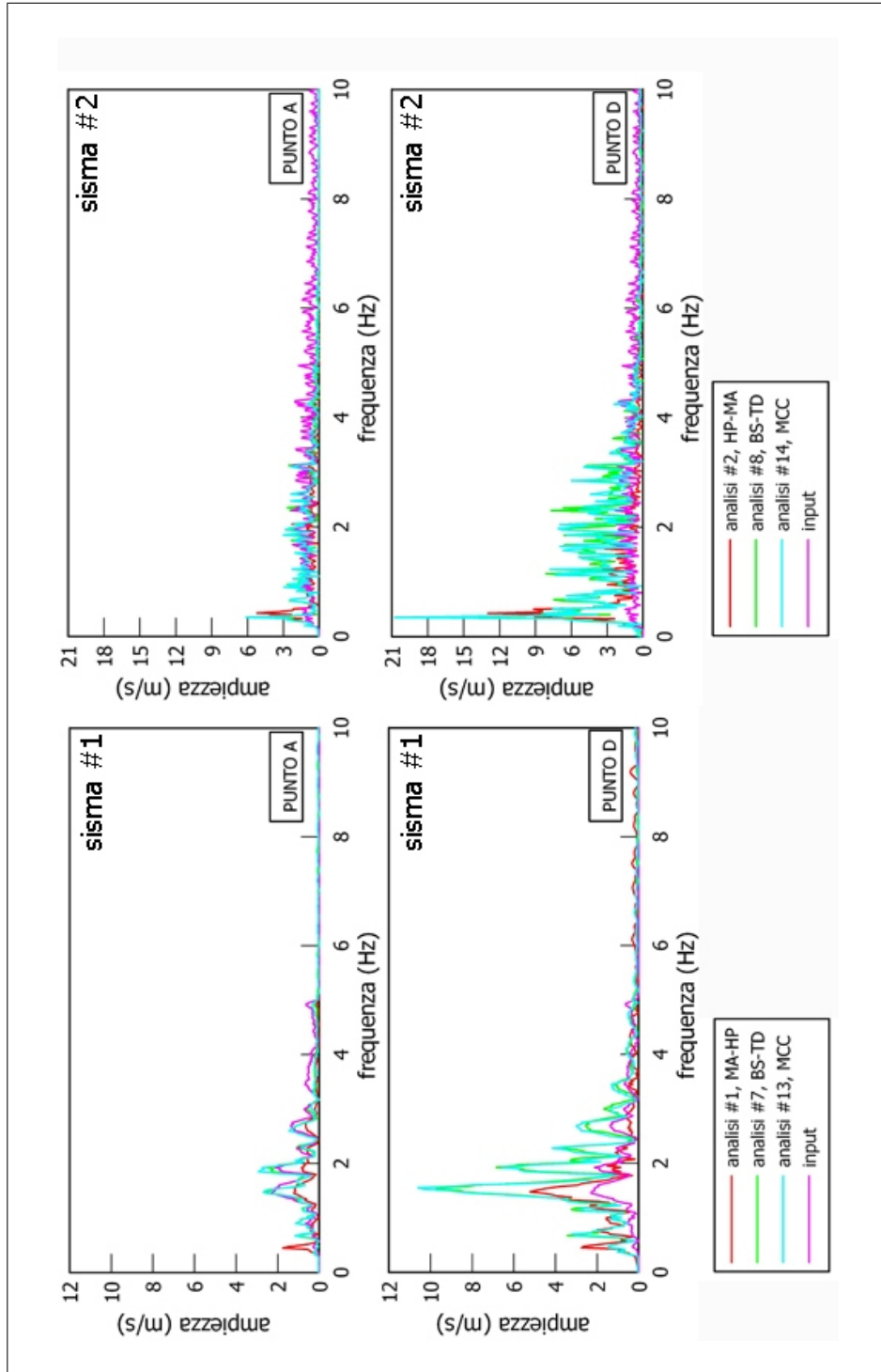


Figura 13.20. Spettri delle ampiezze di Fourier delle accelerazioni per il sisma #1 ed il sisma #2.

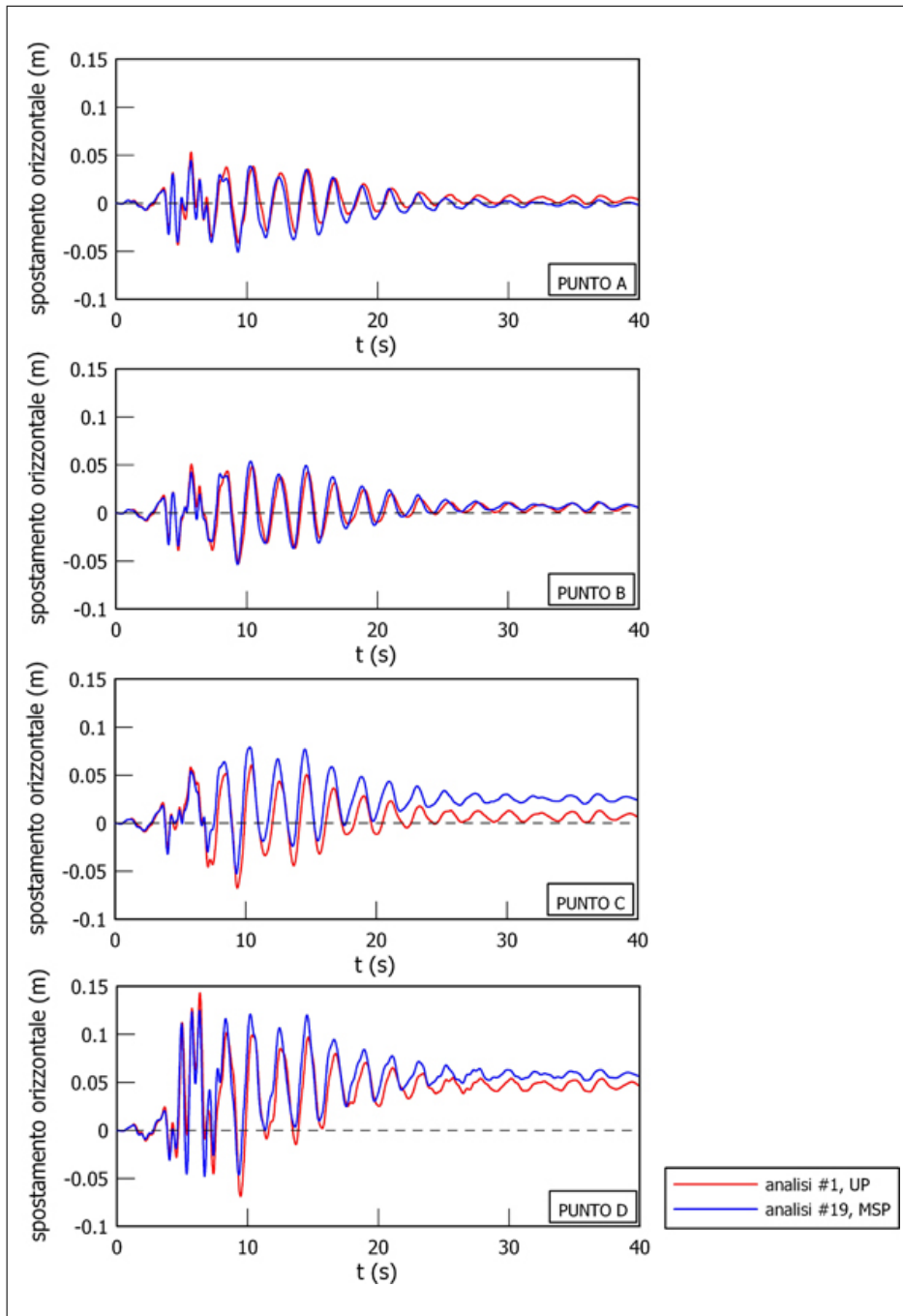


Figura 13.21. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

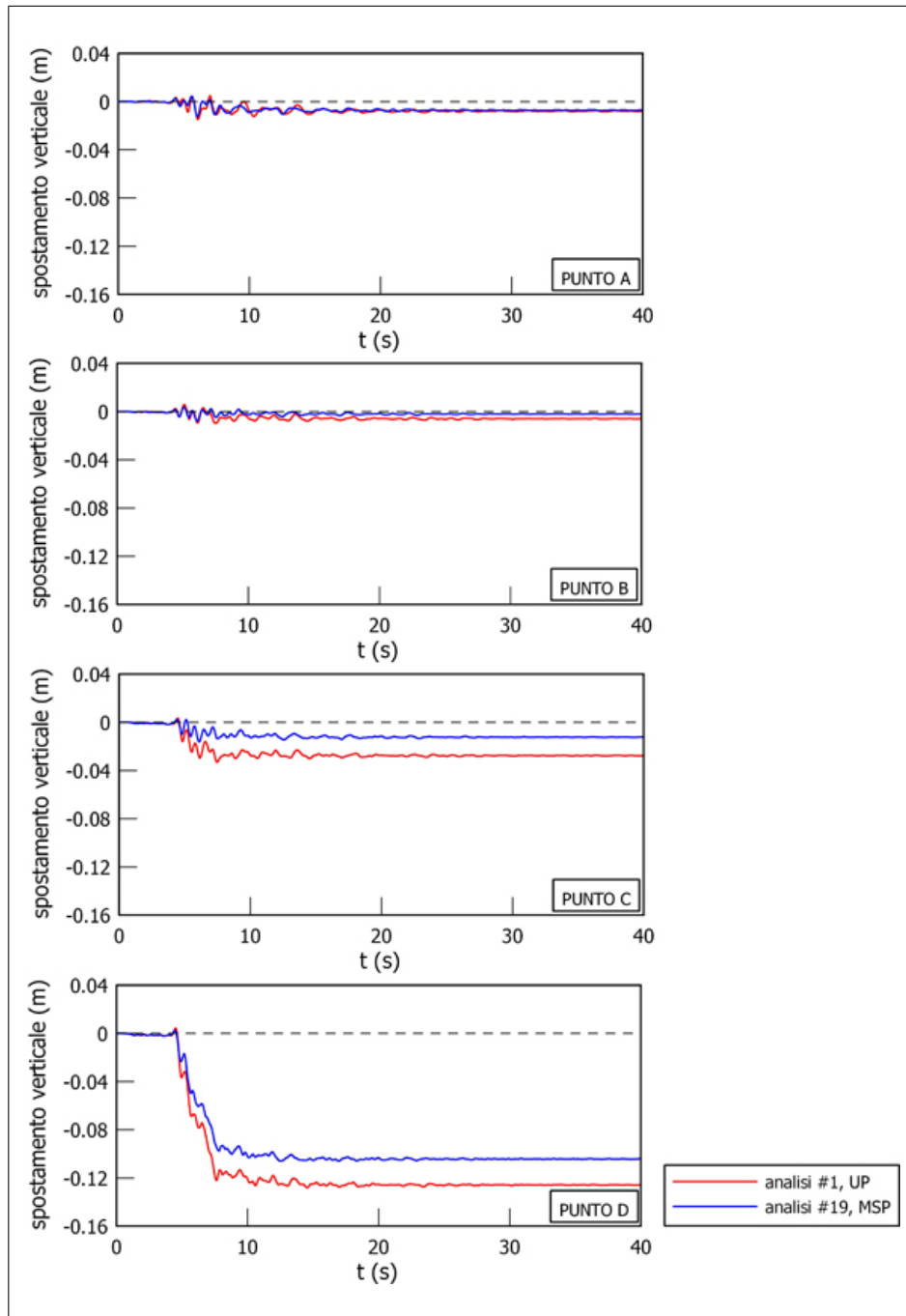


Figura 13.22. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

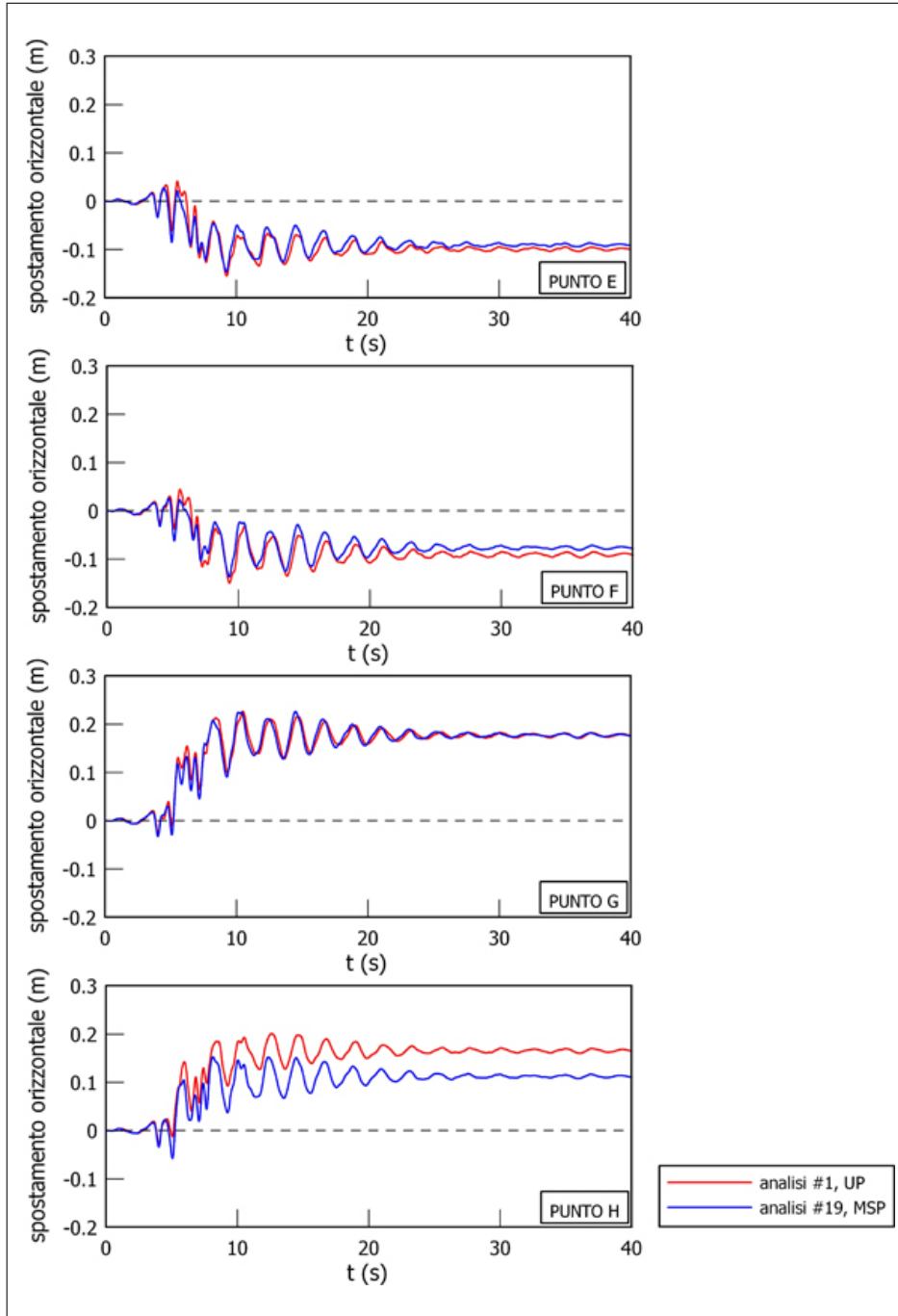


Figura 13.23. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi.

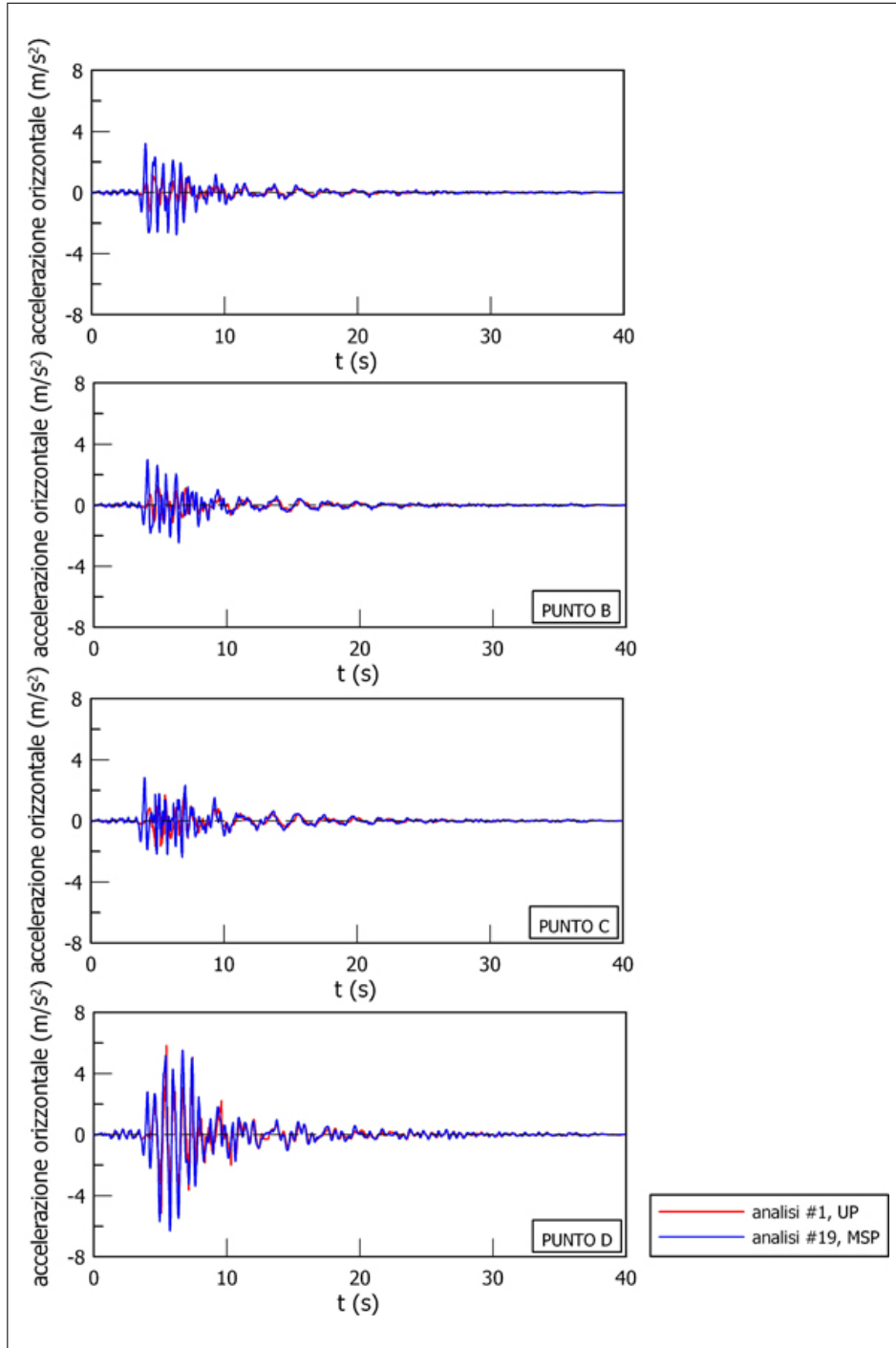


Figura 13.24. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

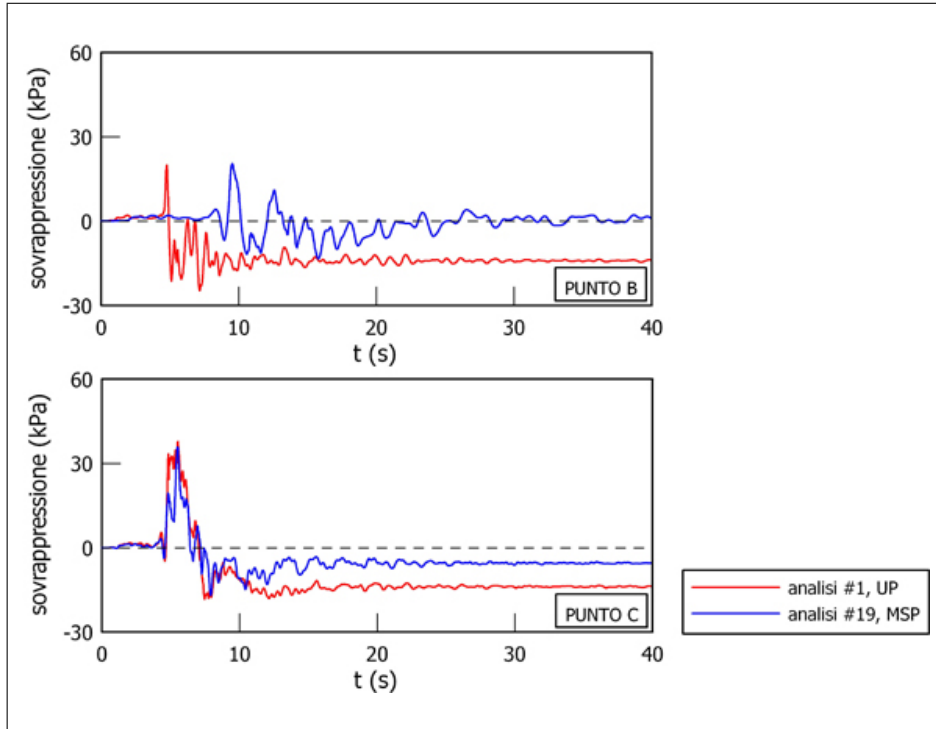


Figura 13.25. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

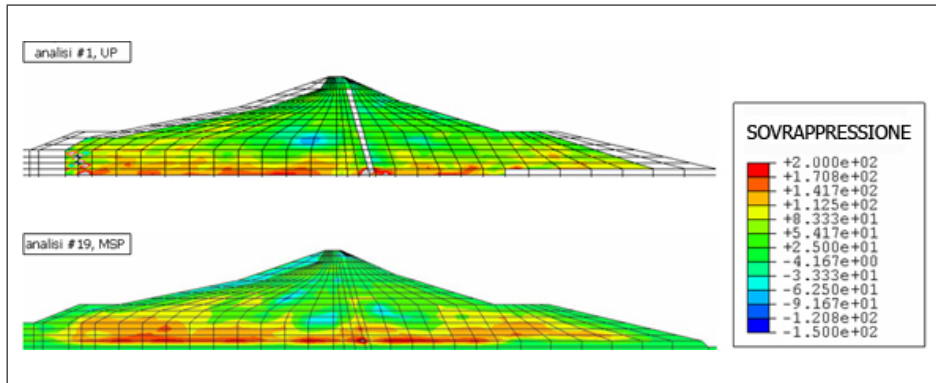


Figura 13.26. Andamento delle curve di livello delle sovrappressioni interstiziali.

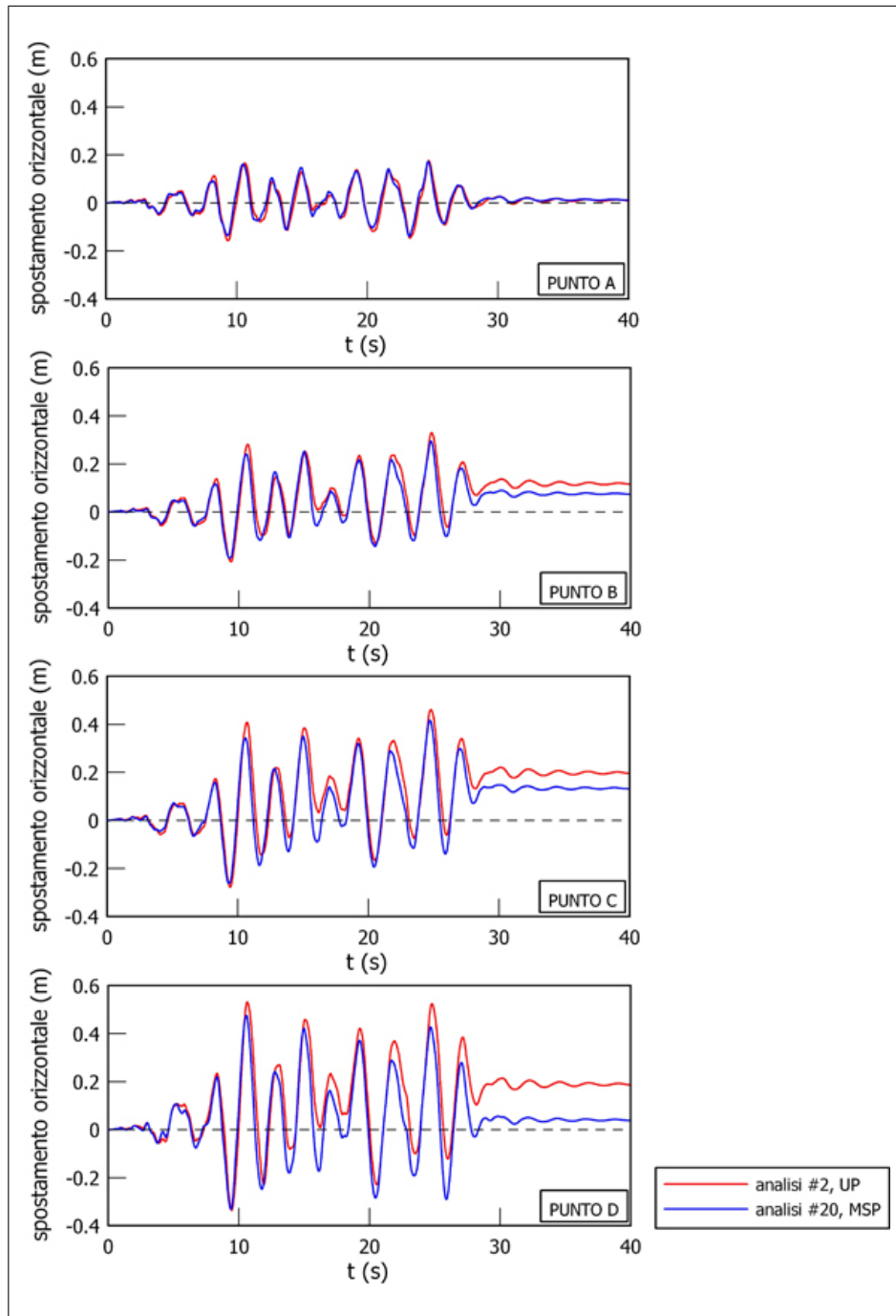


Figura 13.27. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

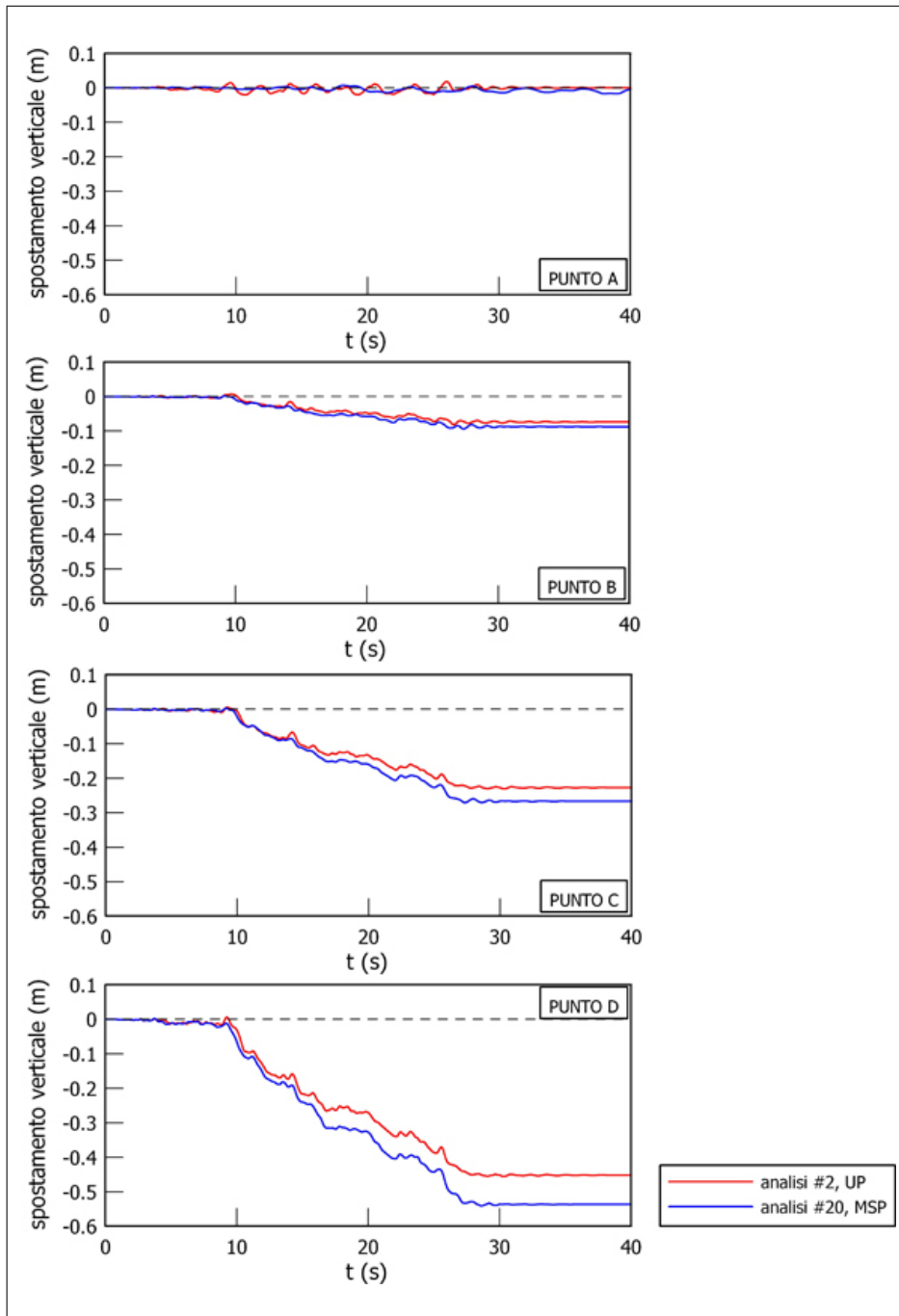


Figura 13.28. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

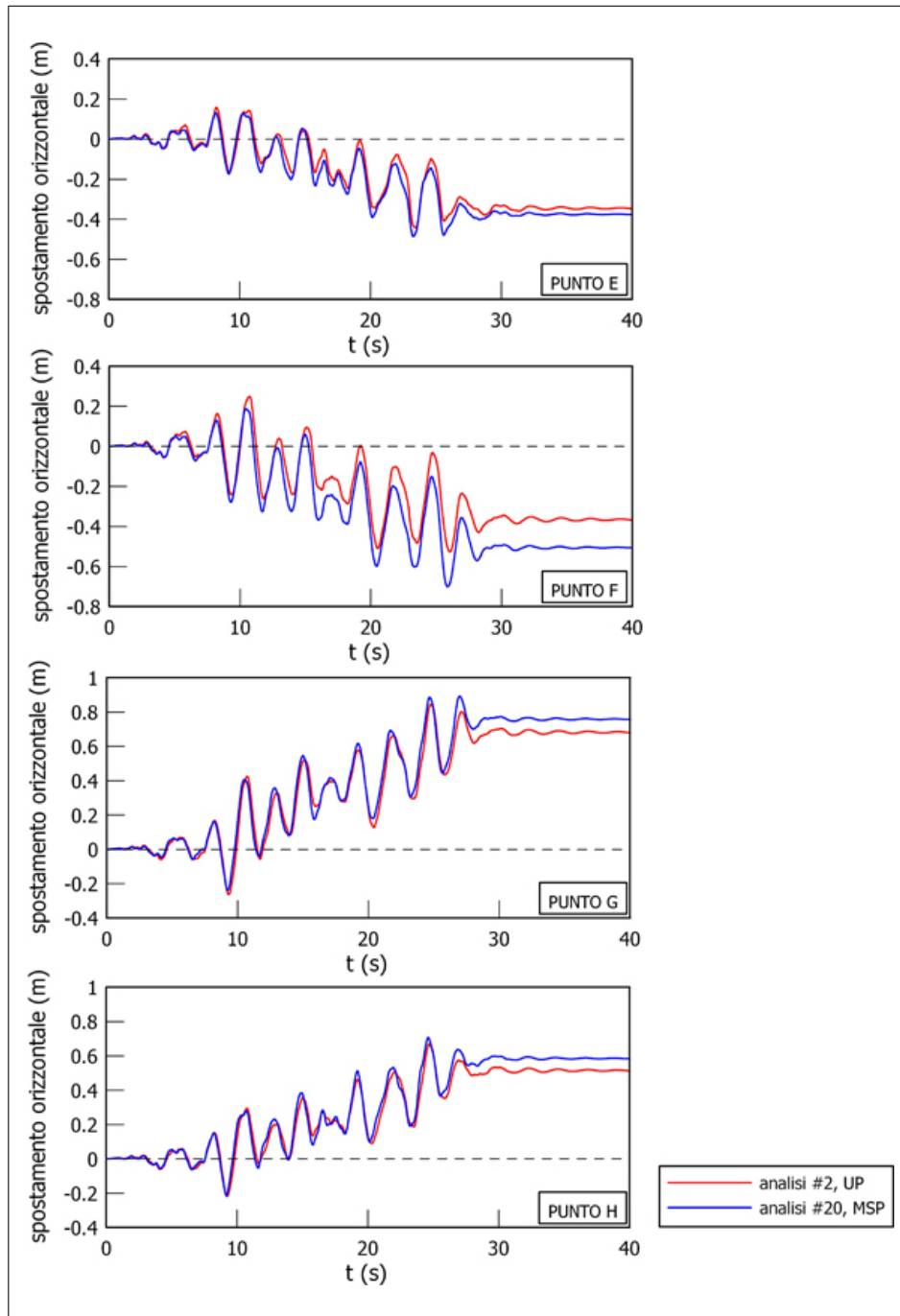


Figura 13.29. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi.

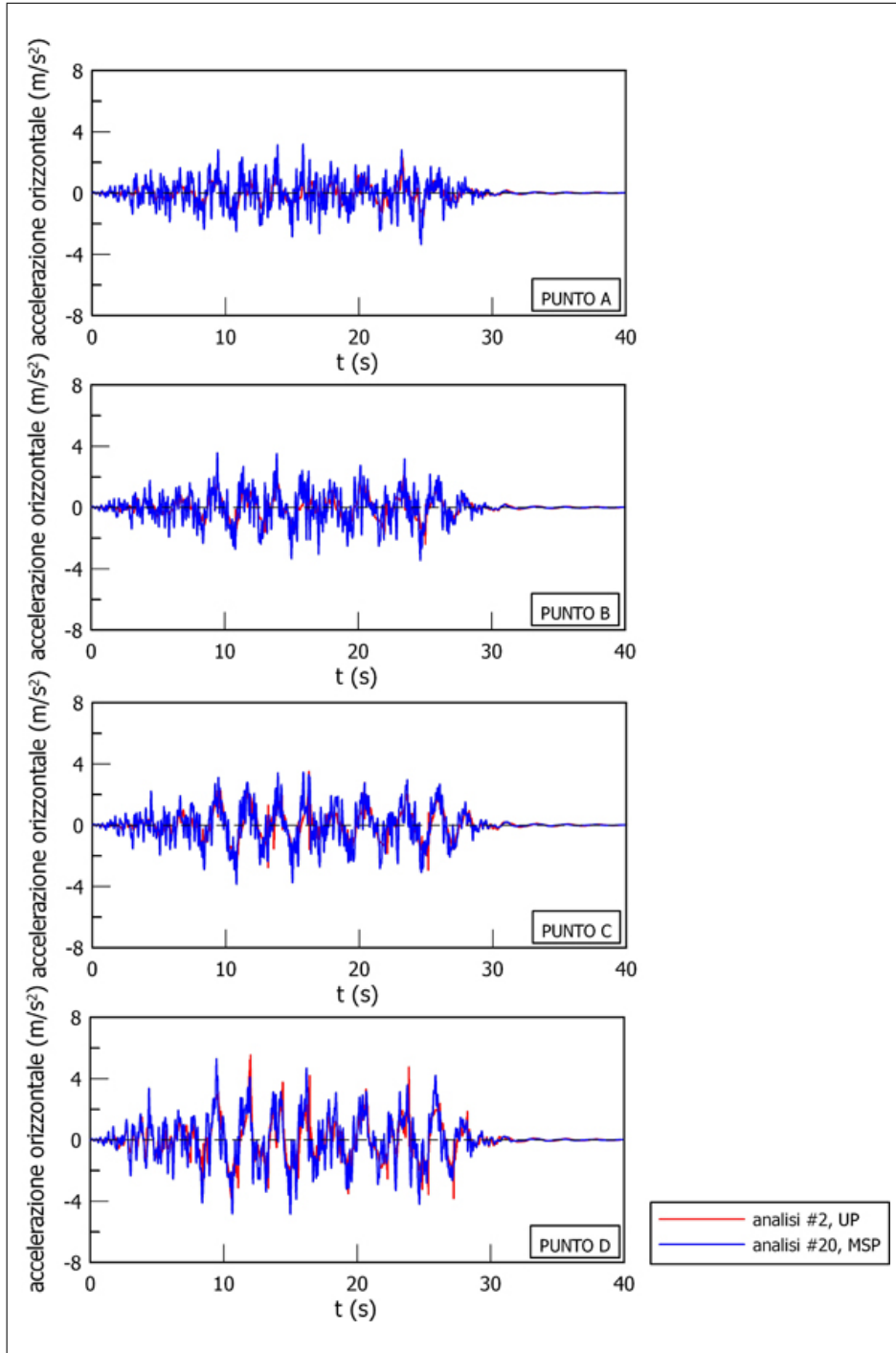


Figura 13.30. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

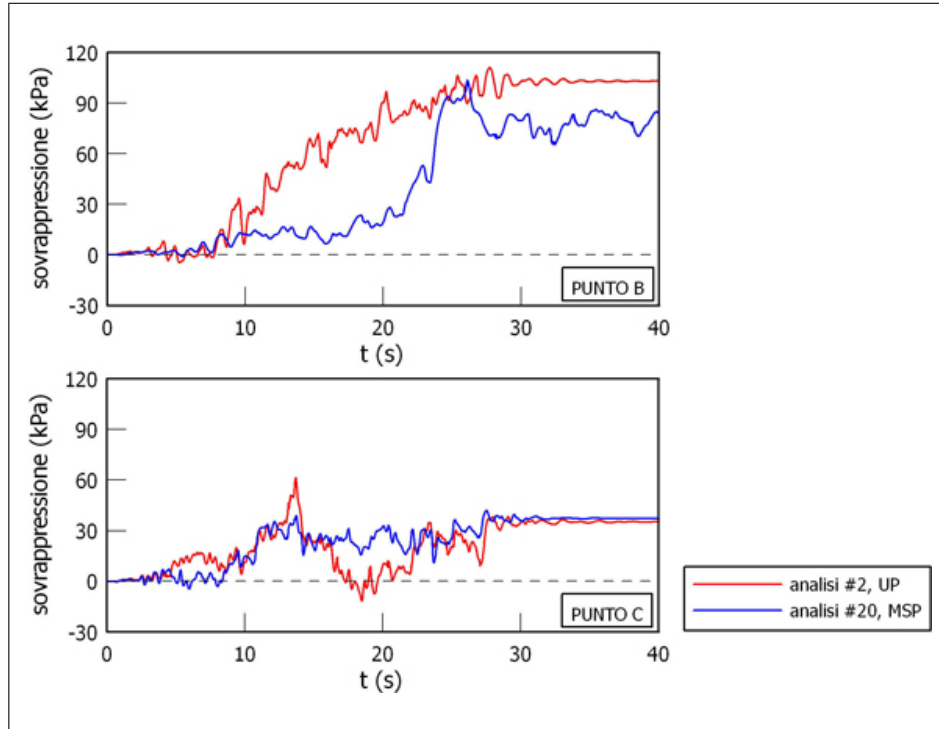


Figura 13.31. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse.

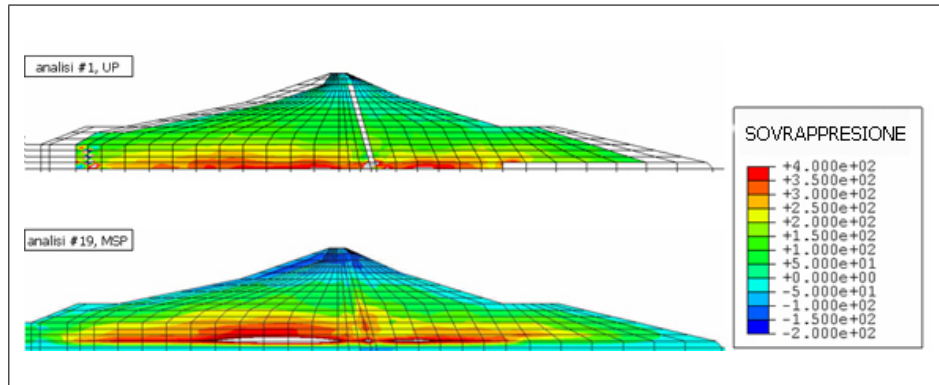


Figura 13.32. Andamento delle curve di livello delle sovrappressioni interstiziali.

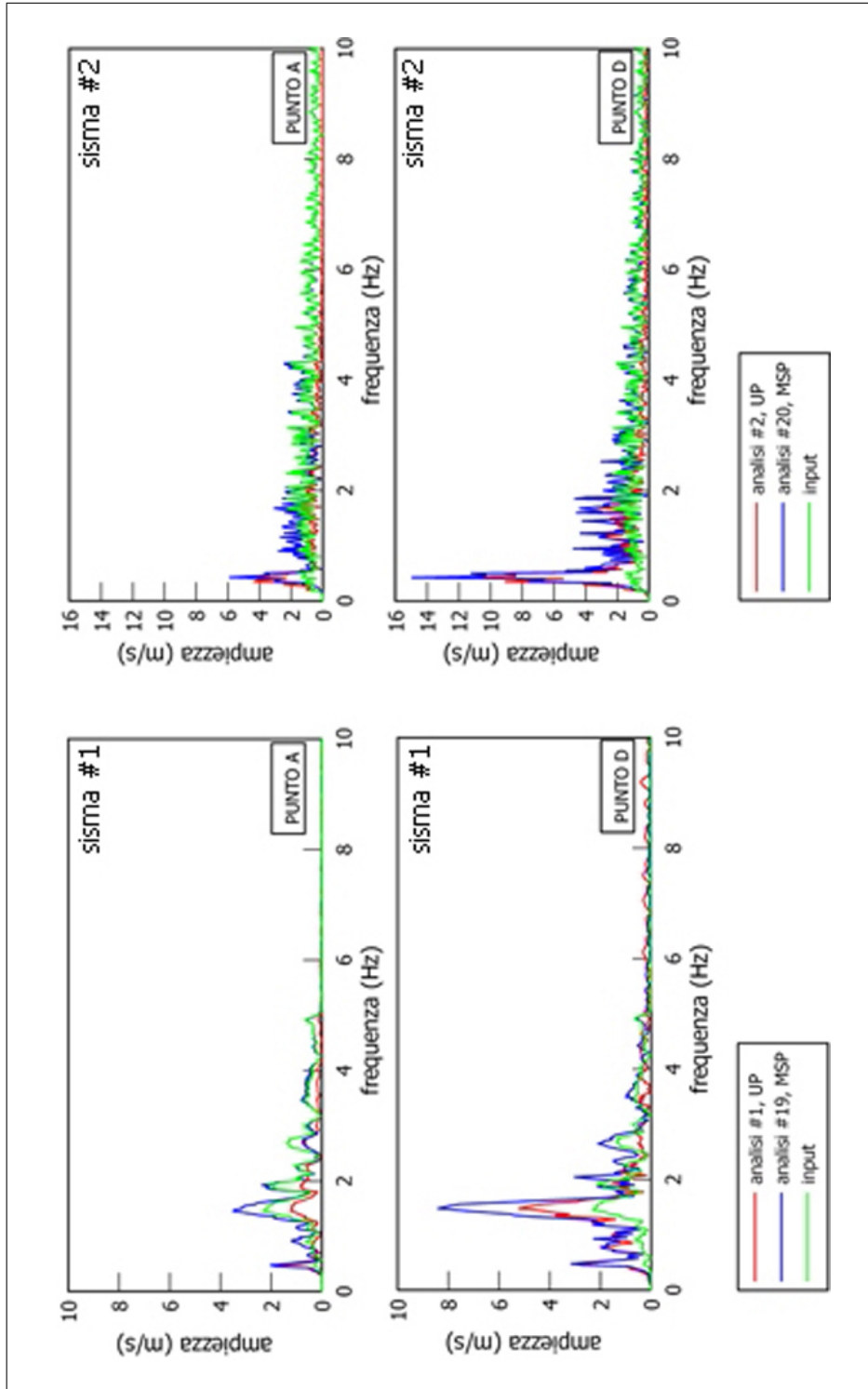


Figura 13.33. Spettri delle ampiezze di Fourier delle accelerazioni orizzontali.

Nelle Fig. 13.40–13.42 sono mostrati gli andamenti dell’accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dei quattro punti A, B, C e D ubicati in asse. In tale caso si può osservare che l’effetto della parziale saturazione è quello di aumentare lo smorzamento, in particolare tale effetto è più evidente nei modelli elastoplastici che nel modello ipoplastico.

Le Fig. 13.43–13.45 mostrano – al variare del grado di saturazione – le storie temporali della sovrappressione interstiziale in corrispondenza dei punti B e C calcolate rispettivamente con il modello HP–MA, il modello BS–TD ed il modello MCC.

La parziale saturazione diminuisce – come ci si aspettava – le sovrappressioni interstiziali permanenti a fine sisma in tutti i modelli considerati poichè in tale tipo di approccio la sovrappressione interstiziale è calcolata sulla base della eq. 11.11 di conseguenza al diminuire del modulo di rigidità volumetrica apparente $K_{f,app}$ (Par. 11.2.2) la sovrappressione interstiziale accumulata diminuisce.

13.4.2 Risultati relativi al sisma #2

Le Fig. 13.46–13.48 mostrano – al variare del grado di saturazione – gli andamenti temporali dello spostamento verticale nei quattro punti A, B, C e D calcolate rispettivamente con il modello HP–MA, il modello BS–TD ed il modello MCC .

Anche per tale sisma le figure mostrano che nel complesso – come era lecito attendersi – l’effetto della parziale saturazione è quello di aumentare gli abbassamenti come spiegato nel paragrafo precedente.

In generale dall’analisi delle Fig. 13.49–13.51 si può osservare che la parziale saturazione non influenza in modo significativo l’andamento degli spostamenti orizzontali in corrispondenza dei fianchi della diga.

Nelle Fig. 13.52–13.54 sono mostrati gli andamenti dell’accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dei quattro punti A, B, C e D ubicati in asse. Anche in tale caso si può osservare che l’effetto della parziale saturazione è quello di aumentare lo smorzamento, in particolare tale effetto è più evidente nei modelli elastoplastici che nel modello ipoplastico, in cui è praticamente trascurabile.

Le Fig. 13.55–13.57 mostrano – al variare del grado di saturazione – le storie temporali della sovrappressione interstiziale in corrispondenza dei punti B e C calcolate rispettivamente con il modello HP–MA, il modello BS–TD ed il modello MCC.

Anche per tale sisma la parziale saturazione diminuisce le sovrappressioni interstiziali permanenti a fine sisma come spiegato nel paragrafo precedente.

13.5 Conclusioni

Dall’esame complessivo dei risultati illustrati in tale capitolo è possibile evidenziare i seguenti aspetti fondamentali relativi all’*influenza del modello costitutivo* sulla risposta sismica di una diga in terra:

1. la risposta calcolata con il modello elastoplastico convenzionale differisce poco da quella ottenibile in regime elastico. Gli effetti di natura irreversibile si

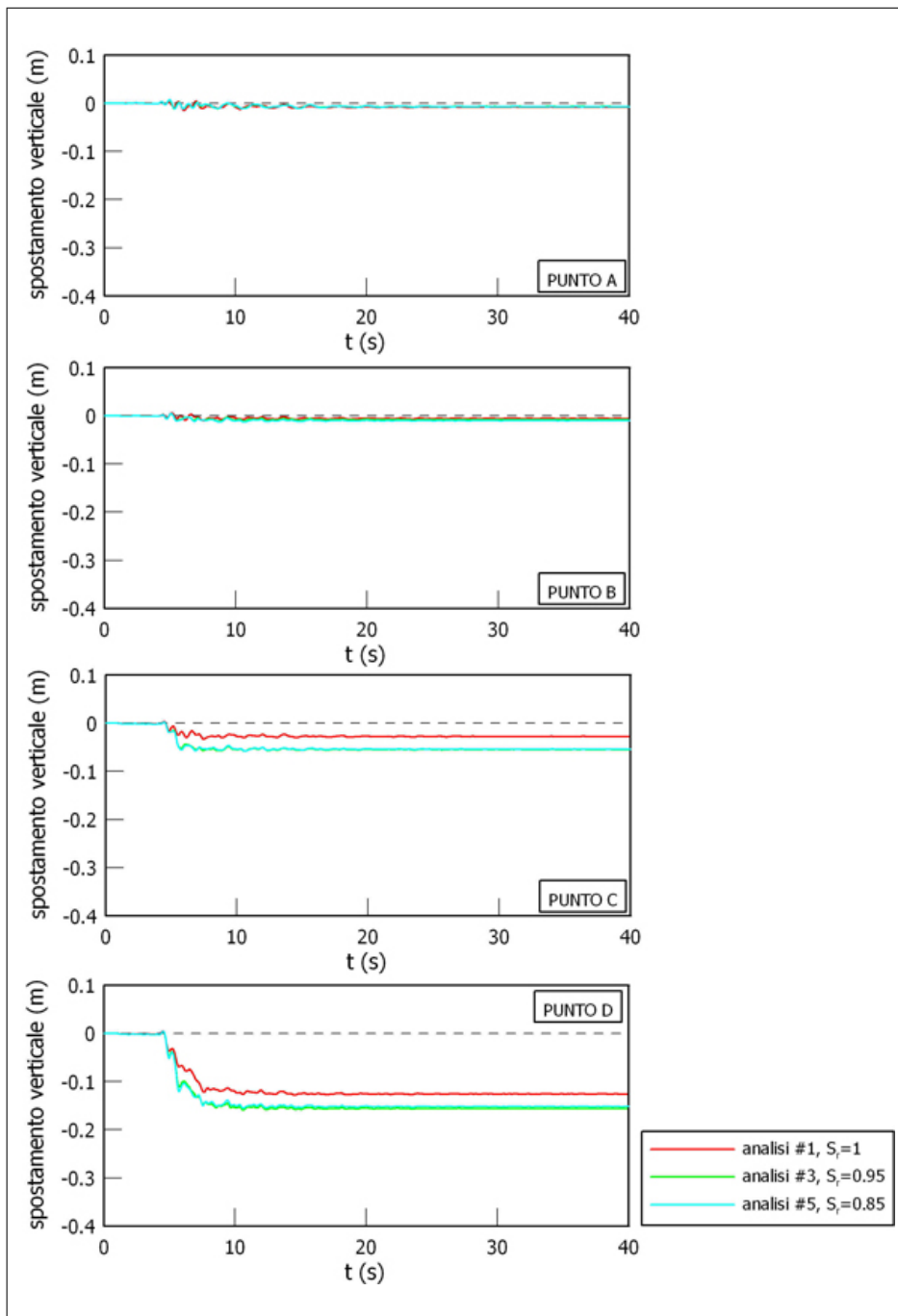


Figura 13.34. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

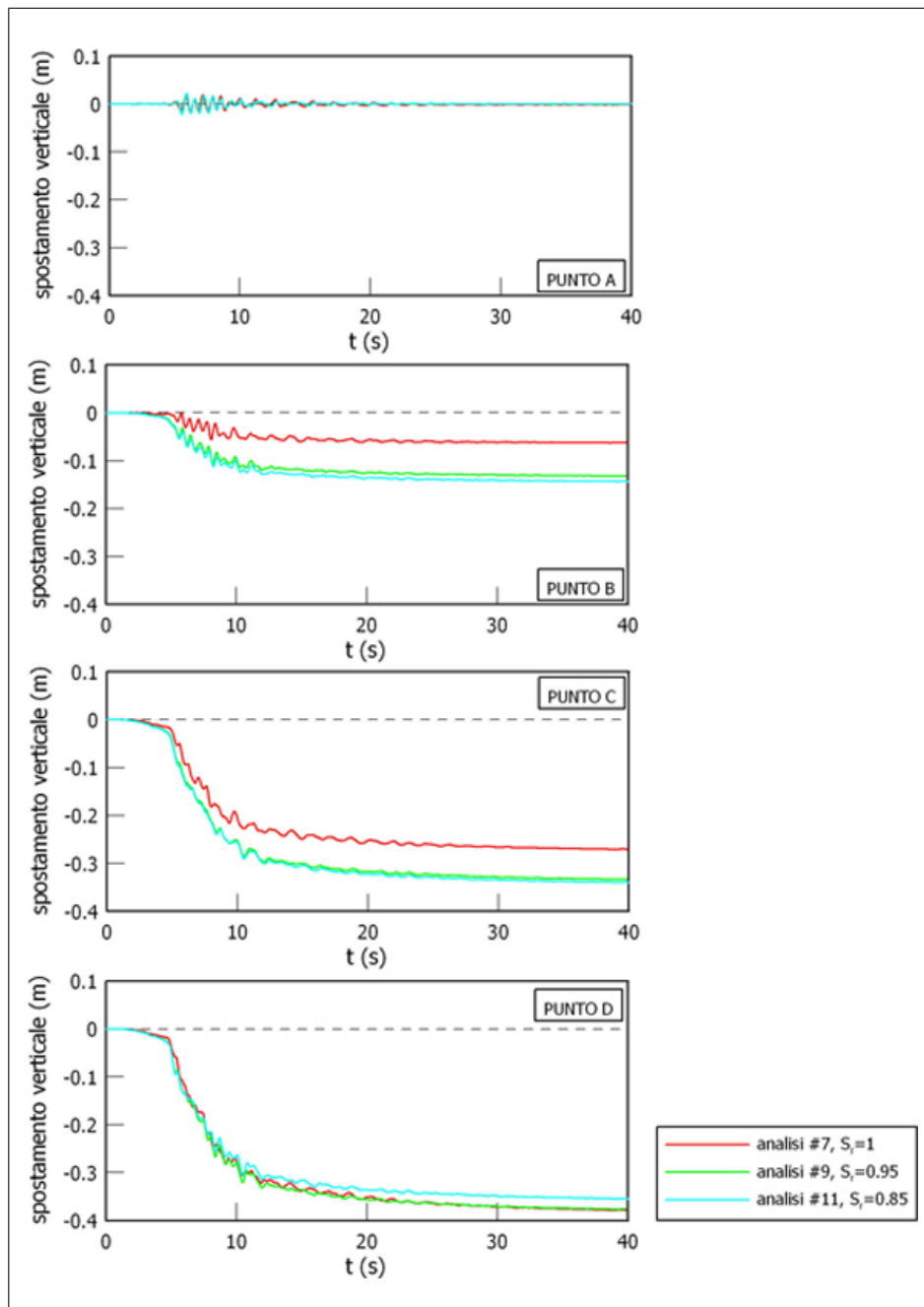


Figura 13.35. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

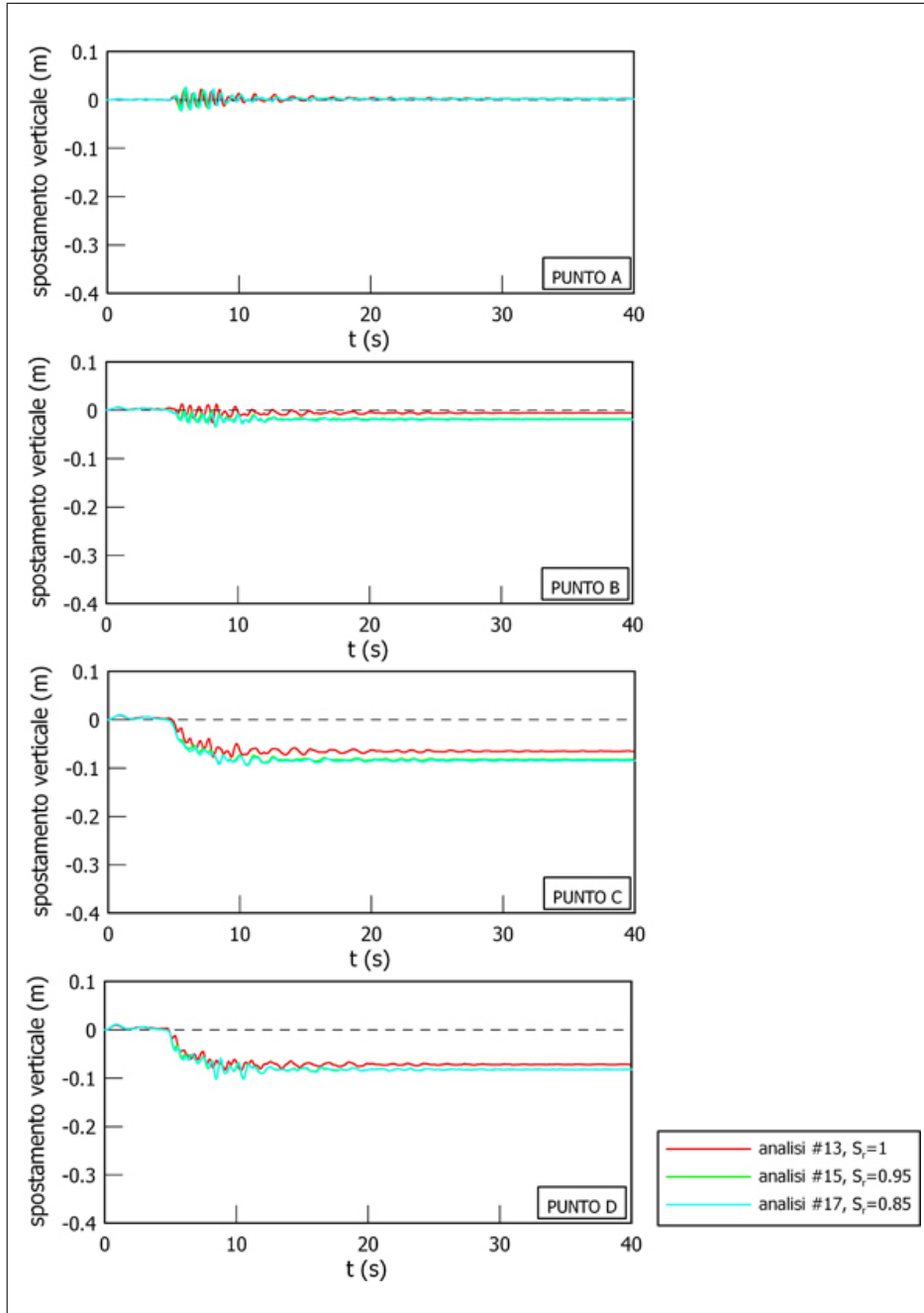


Figura 13.36. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

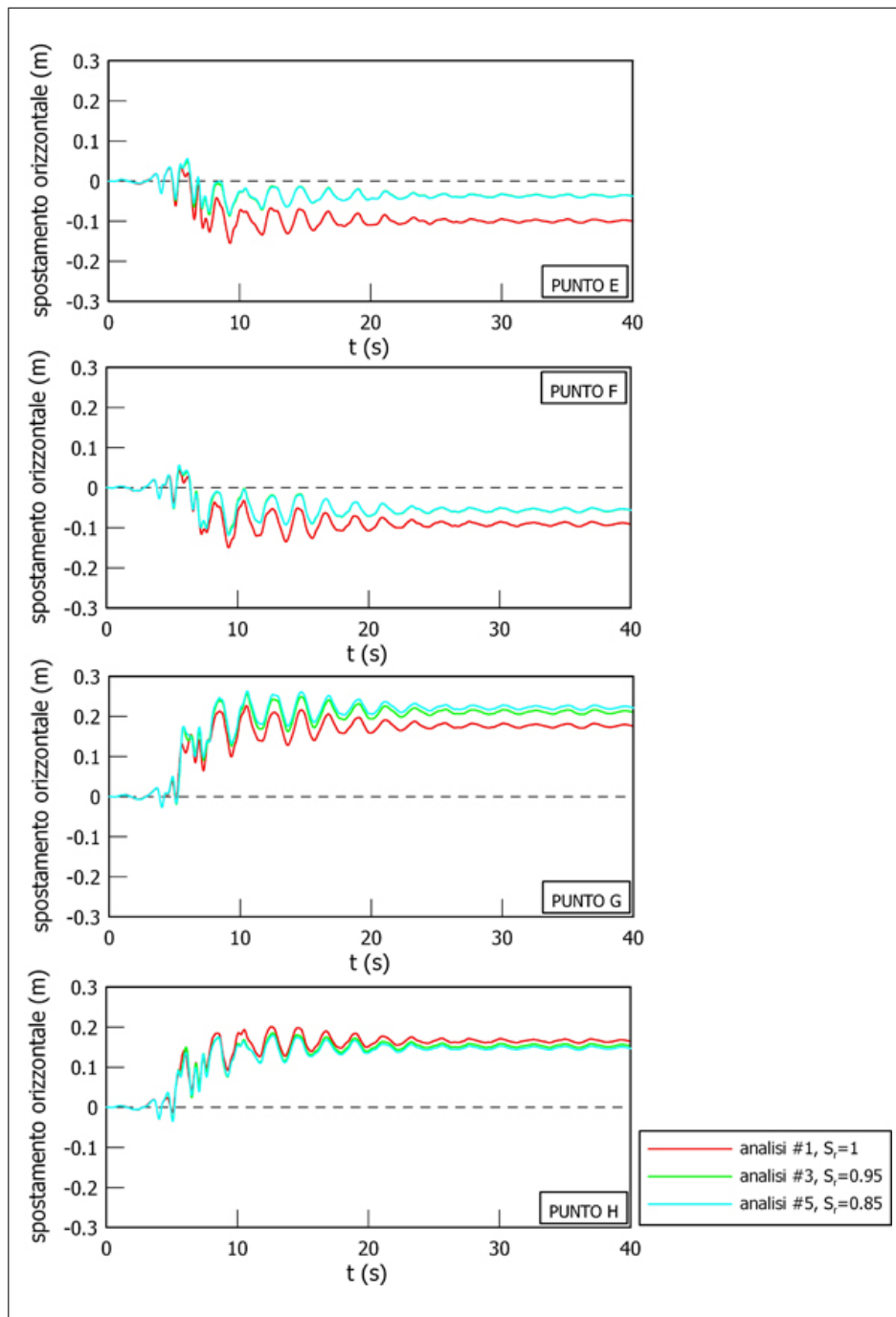


Figura 13.37. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello HP-MA.

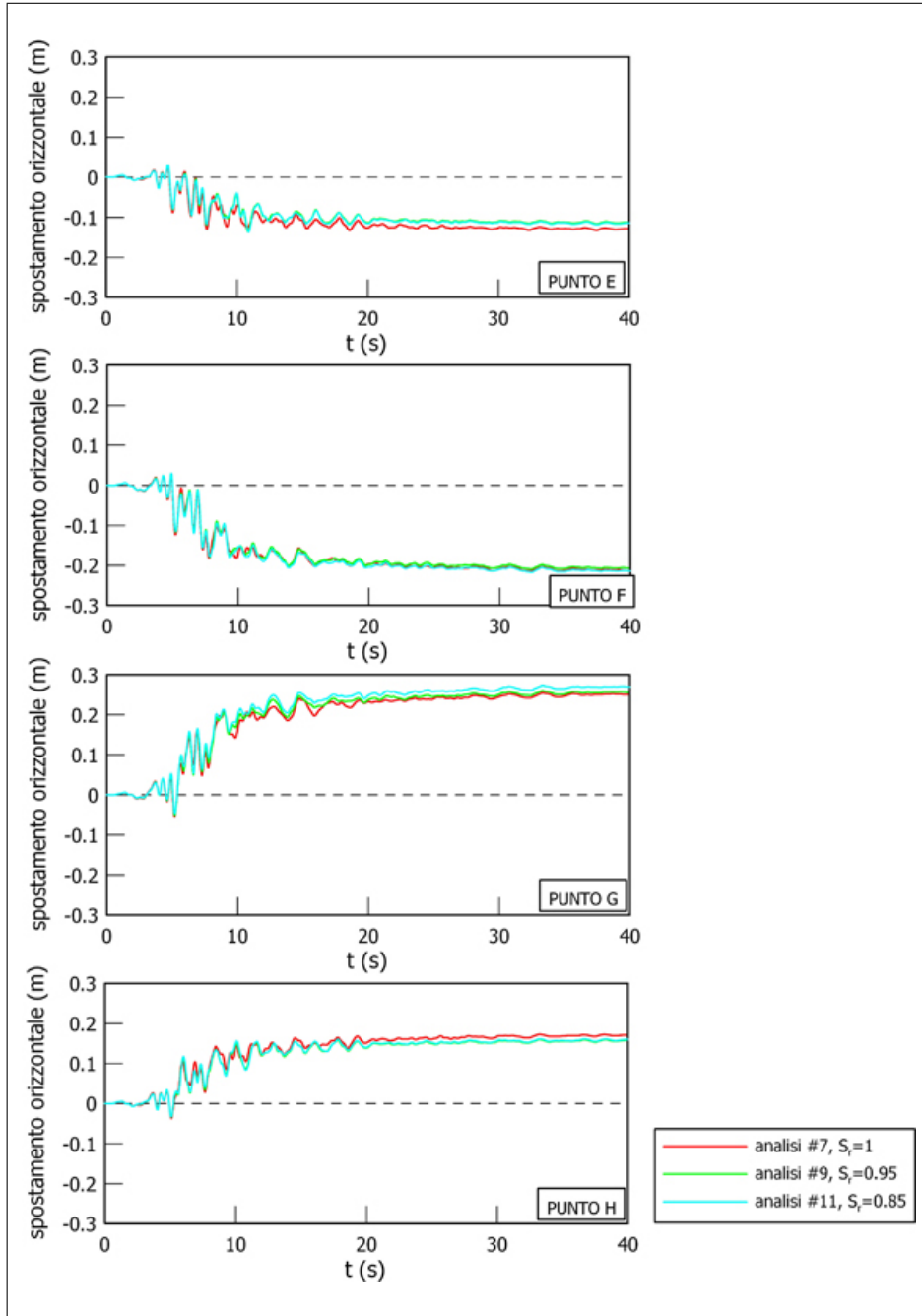


Figura 13.38. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello BS-TD.

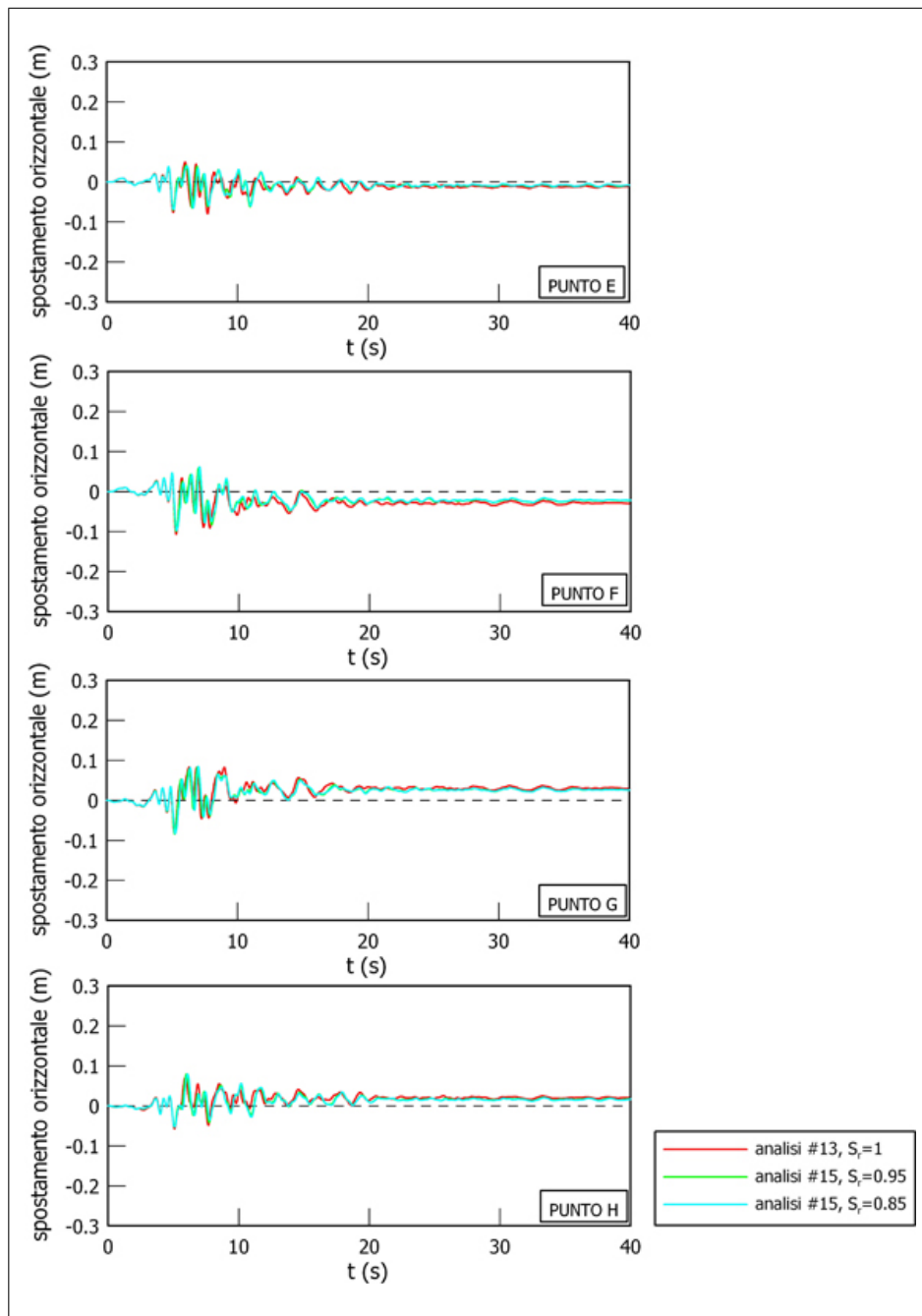


Figura 13.39. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello MCC.

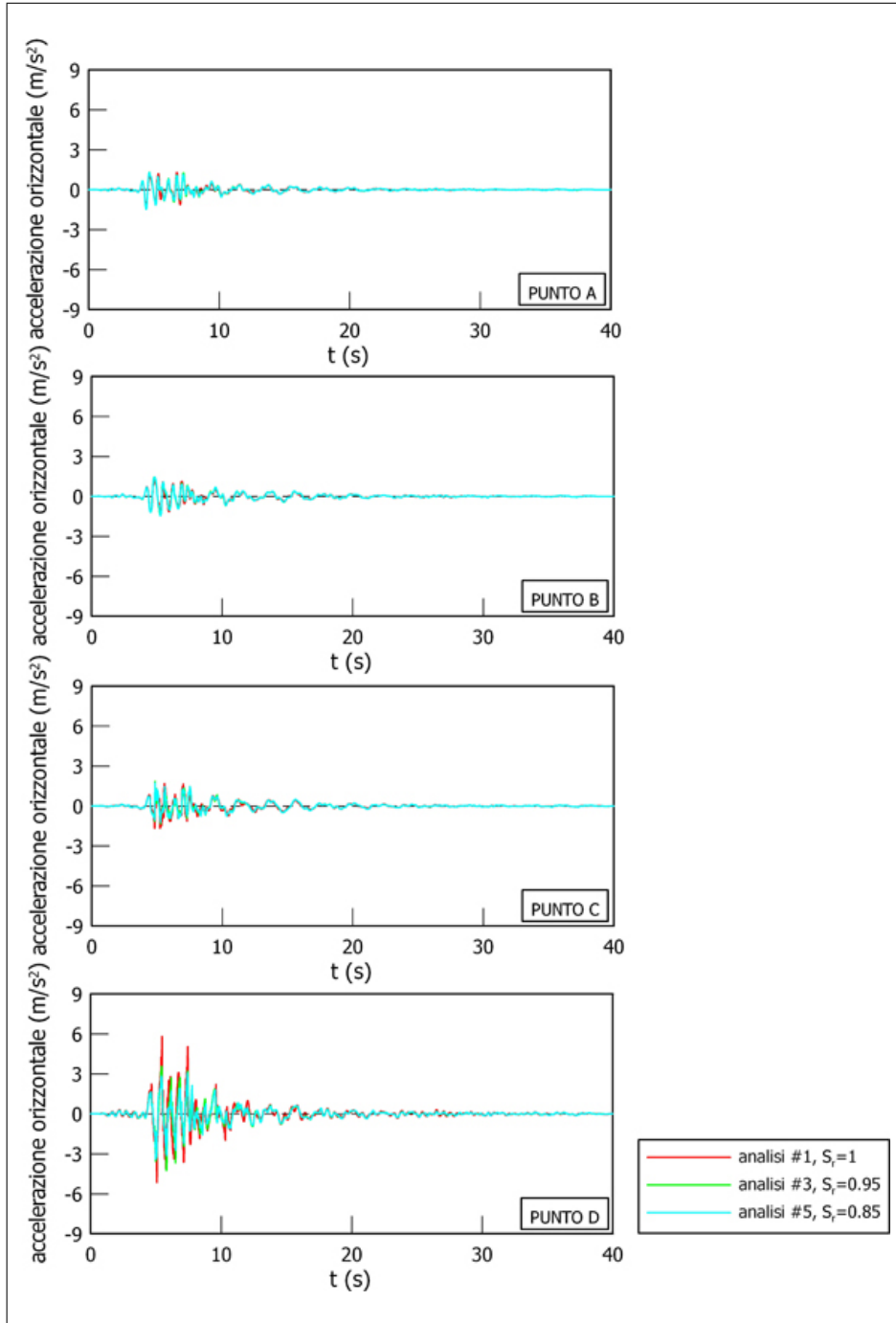


Figura 13.40. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

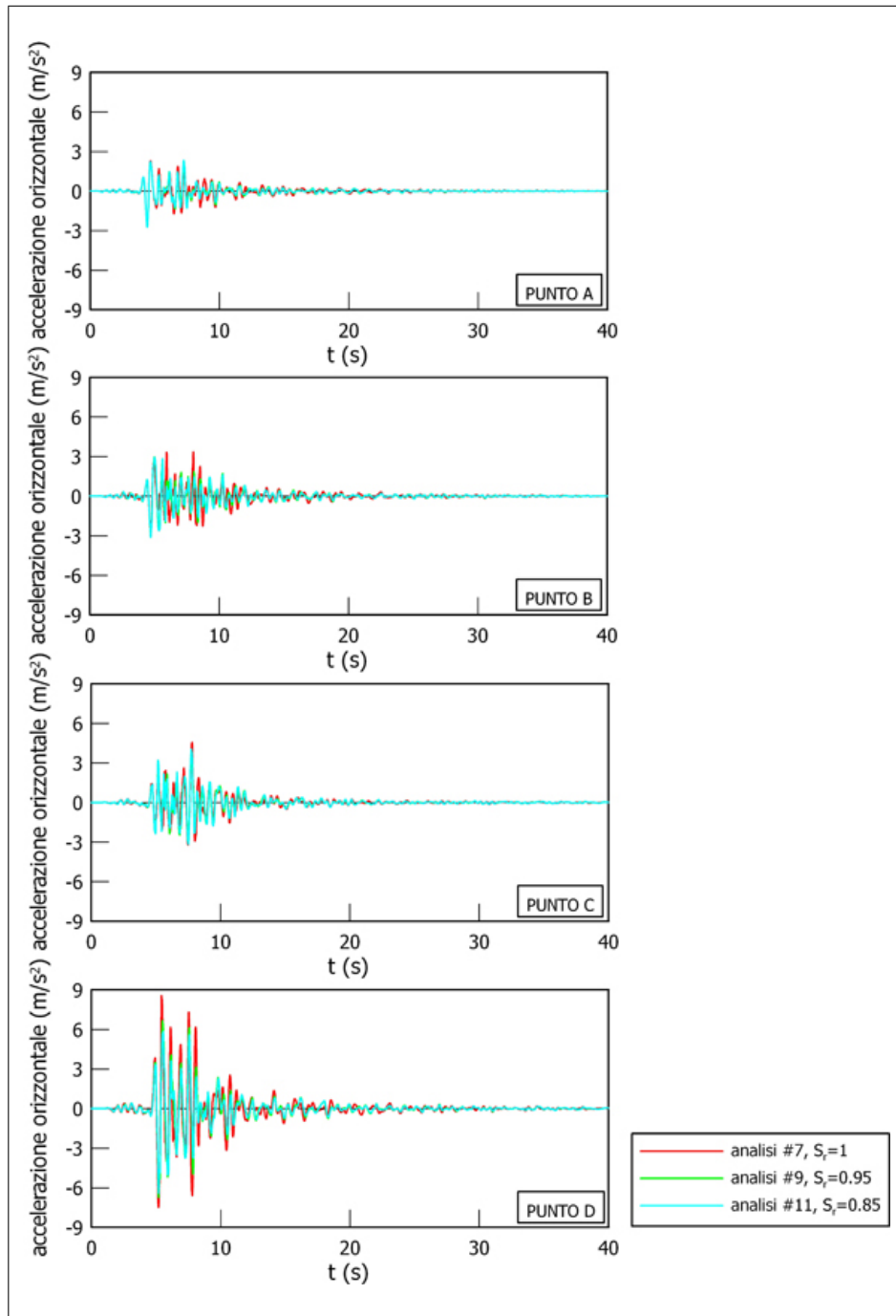


Figura 13.41. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

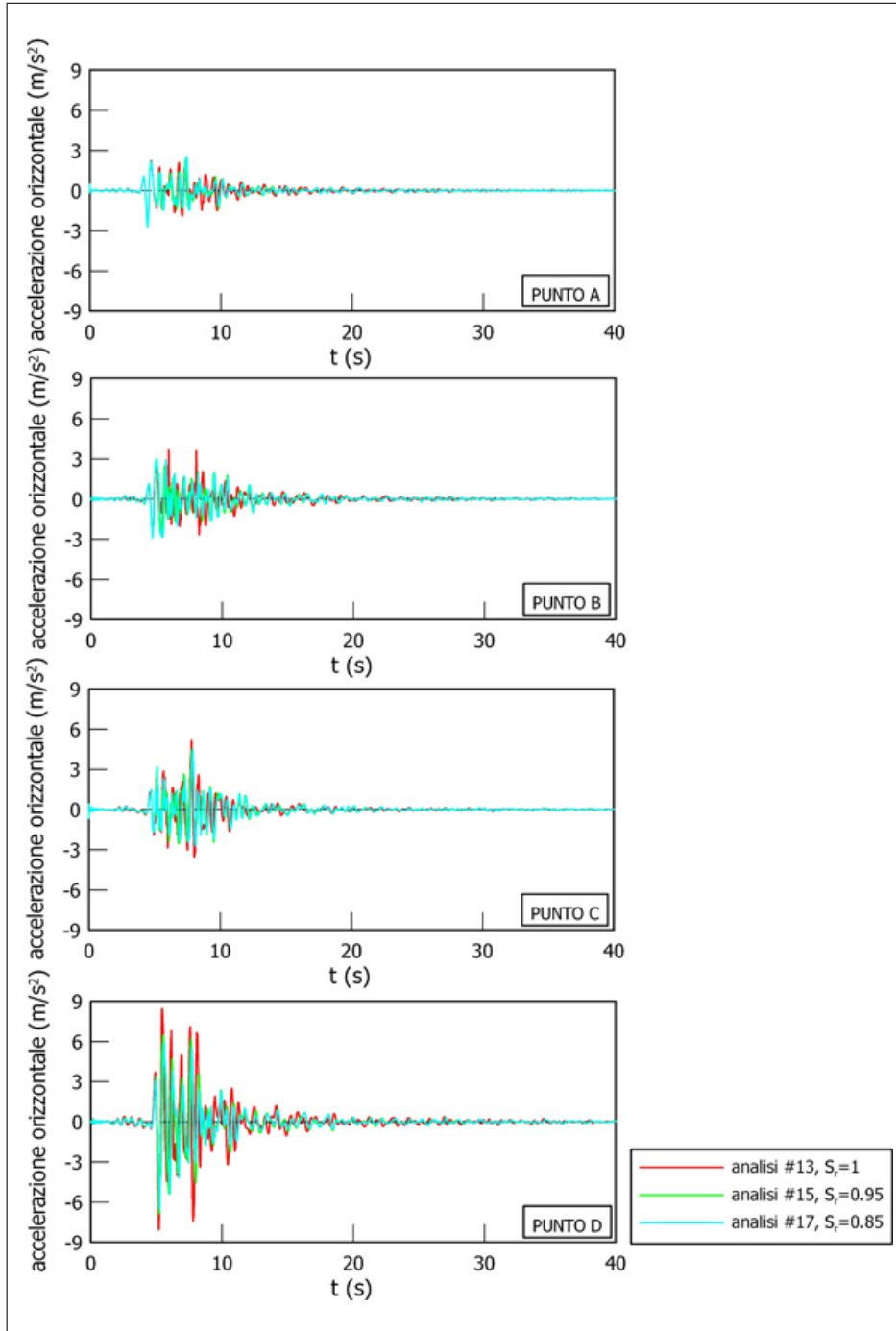


Figura 13.42. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

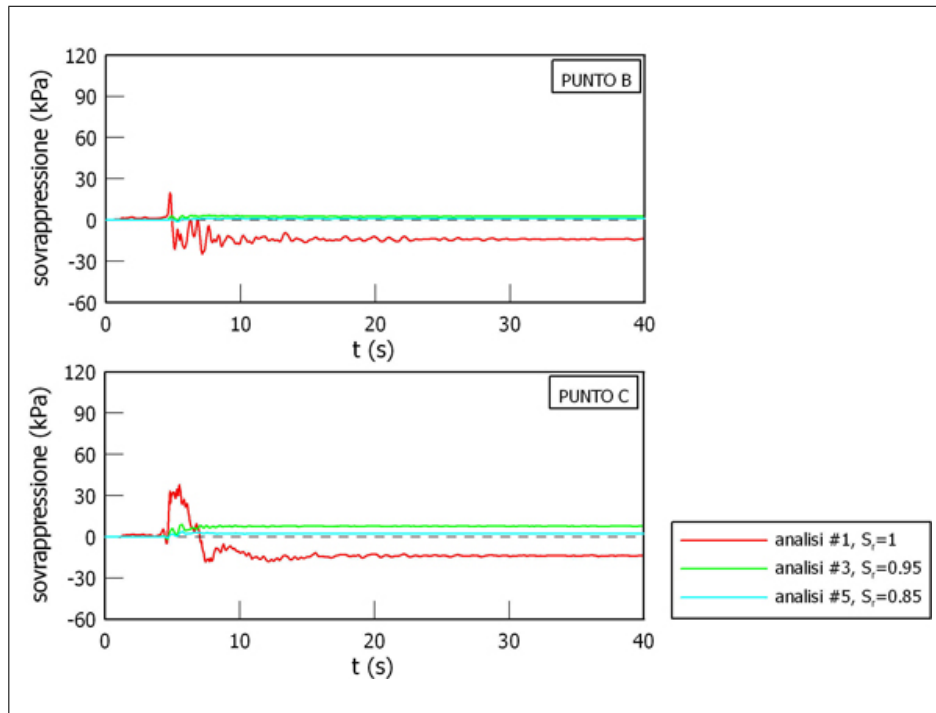


Figura 13.43. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

sviluppano in corrispondenza dei cicli di massima accelerazione, nella fase iniziale del processo;

2. entrambi gli approcci avanzati mostrano differenze significative con la soluzione convenzionale, sia in termini di spostamenti che di pressioni interstiziali;
3. il modello ipoplastico di Mařín con intergranular strain, caratterizzato da un comportamento analogo a quello di modelli elastoplastici a pi superfici, con incrudimento cinematico, presenta una maggiore capacit di dissipazione rispetto agli altri casi esaminati.

Per quanto riguarda l'*influenza della formulazione dinamica* sulla risposta sismica del sistema si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. le differenze tra le soluzioni ottenute con gli approcci UP (non drenato) ed MSP (consolidazione dinamica) sono relativamente modeste, apprezzabili solo in termini di sovrappressioni interstiziali ed abbassamento permanente in cresta;
2. per i due input sismici molto diversi tra loro si ottengono risultati comparabili per le due formulazioni; si pu concludere che se il materiale è a grana fine non si ha la stretta necessit di utilizzare codici di calcolo sofisticati poich l'approccio UP è ragionevolmente sufficiente;
3. il confronto tra i modelli nel caso UP sono significativi, poich è realistico utilizzare la formulazione UP nel caso analizzato, caratterizzato da un basso valore della permeabilit.

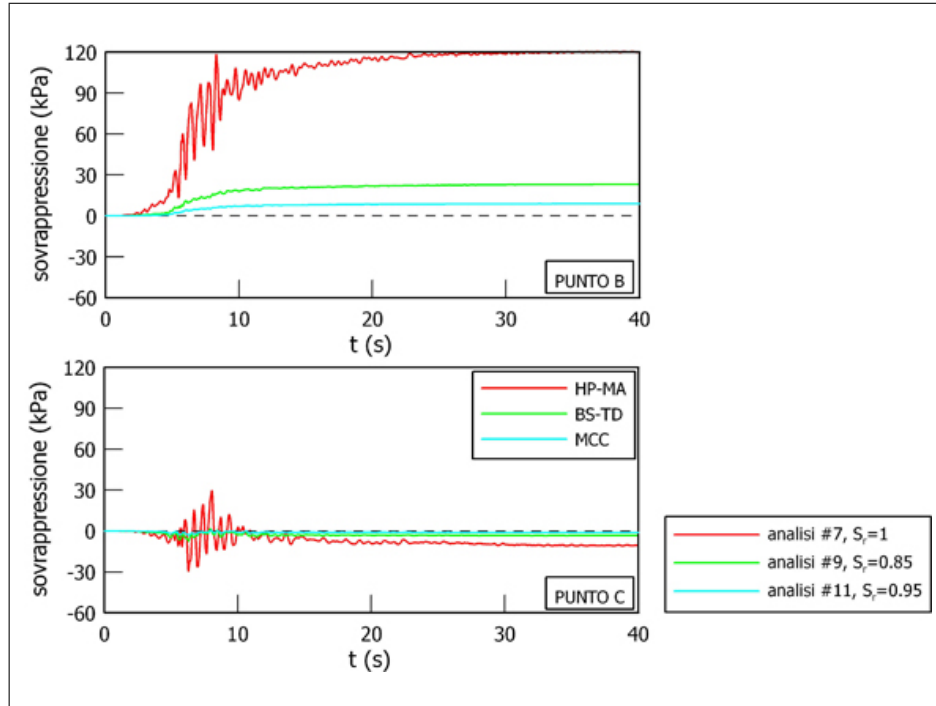


Figura 13.44. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

L'effetto della consolidazione durante la fase sismica appare trascurabile, ciò dipende dal valore molto basso della permeabilità del terreno. In presenza di terreni a permeabilità significativamente più elevata è ipotizzabile che le due formulazioni forniscano risultati differenti.

La *parziale saturazione*, tenuta in conto in maniera approssimata tramite la riduzione del modulo di rigidezza volumetrica dello scheletro solido come descritto nel Par. 11.2.2, ha i seguenti effetti sulla risposta sismica della diga:

1. generale incremento degli spostamenti permanenti irreversibili in fase post-sismica;
2. sensibile riduzione delle sovrappressioni interstiziali permanenti.

Infine per quanto riguarda l'influenza dell'*input sismico* – come ci si doveva aspettare – la risposta dinamica del sistema dipende dall'accelerazione di picco dell'input sismico, ma anche dalla sua durata e dal suo contenuto in frequenza. Il sisma #1 ed il sisma #2 caratterizzati dalla stessa accelerazione di picco (Par. 10.3) producono risultati differenti. Per quanto riguarda il contenuto in frequenza quando l'accelerogramma è caratterizzato da frequenze dominanti prossime ad una delle frequenze proprie del sistema possono verificarsi fenomeni di amplificazione delle accelerazioni che producono un significativo incremento degli spostamenti permanenti irreversibili. L'influenza della durata si evidenzia nel fatto che gli spostamenti permanenti sono molto più elevati nel caso di sisma #2 e aumentano nel tempo molto

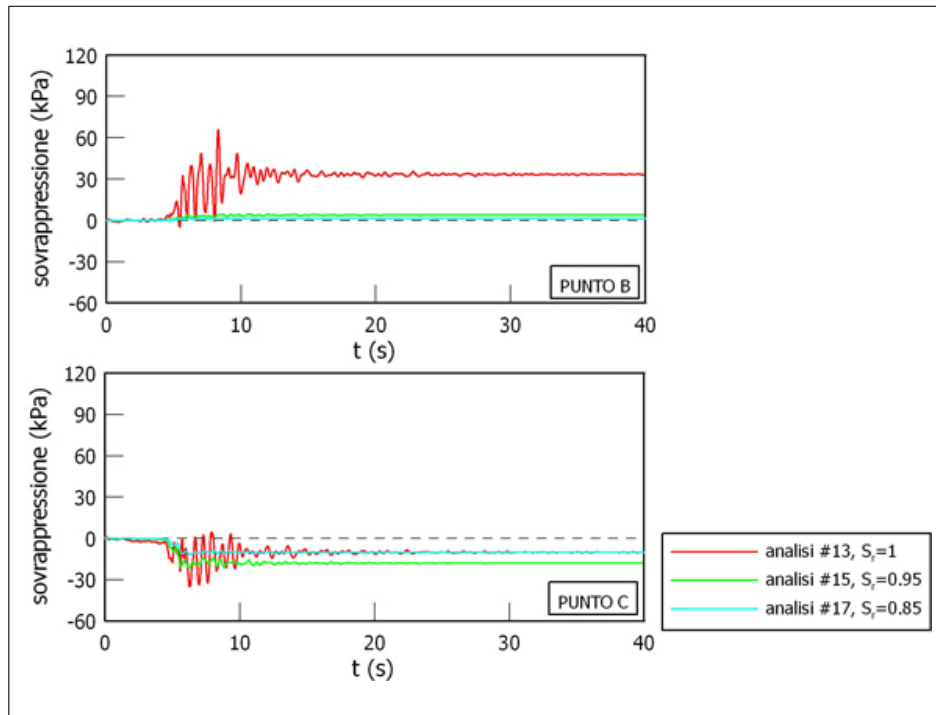


Figura 13.45. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

meno velocemente poichè ogni ciclo successivo produce deformazioni plastiche, che si accumulano in un numero maggiore di cicli, quindi un sisma lungo produce un effetto complessivo differente rispetto ad un sisma breve. Riassumendo si può affermare che l'entità delle deformazioni plastiche accumulate durante la fase sismica e delle sovrappressioni interstiziali residue in condizioni post-sismiche è significativamente influenzata dal contenuto in frequenza dell'input sismico (amplificazione dinamica) e dalla durata dell'evento (numero di cicli).

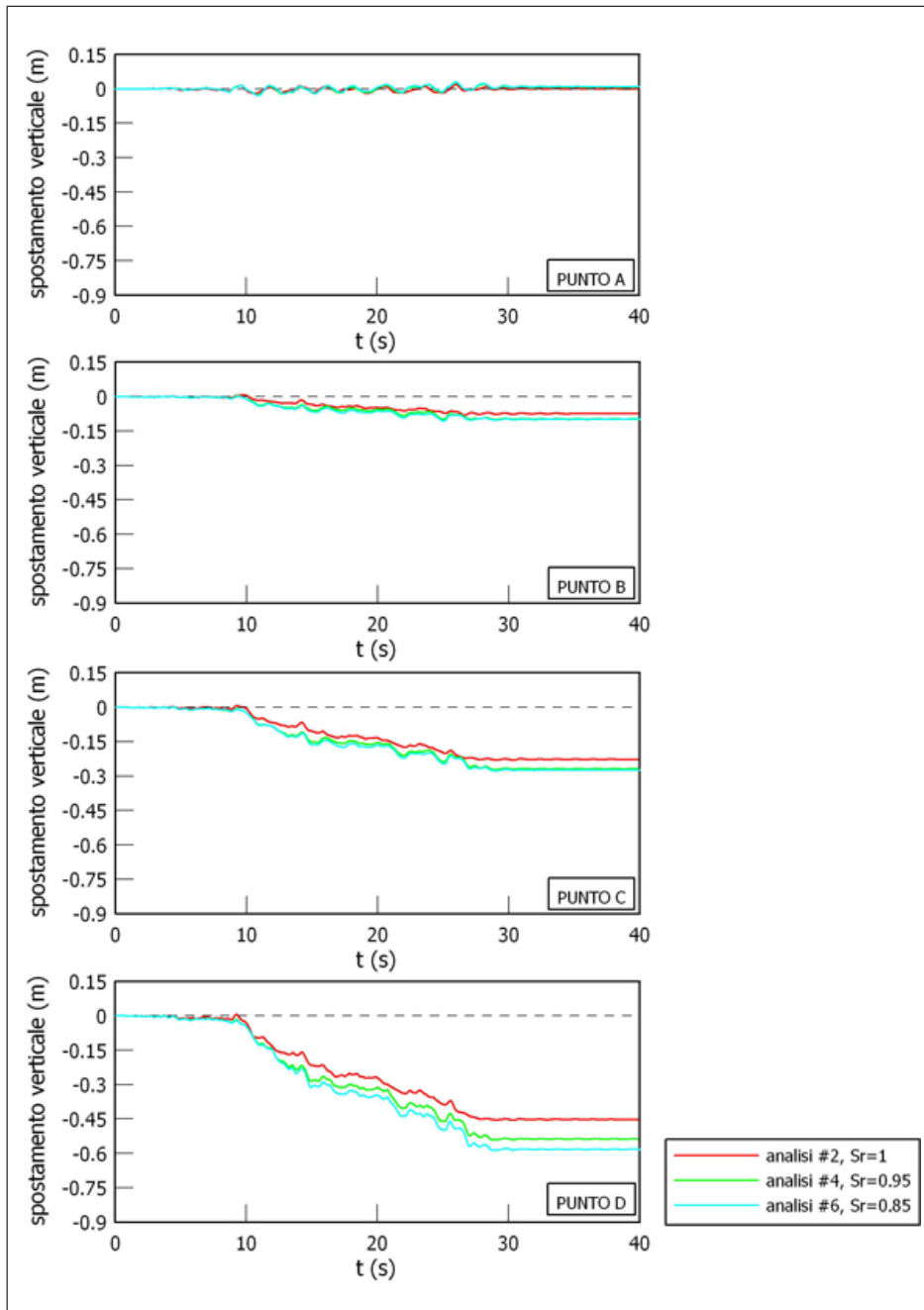


Figura 13.46. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

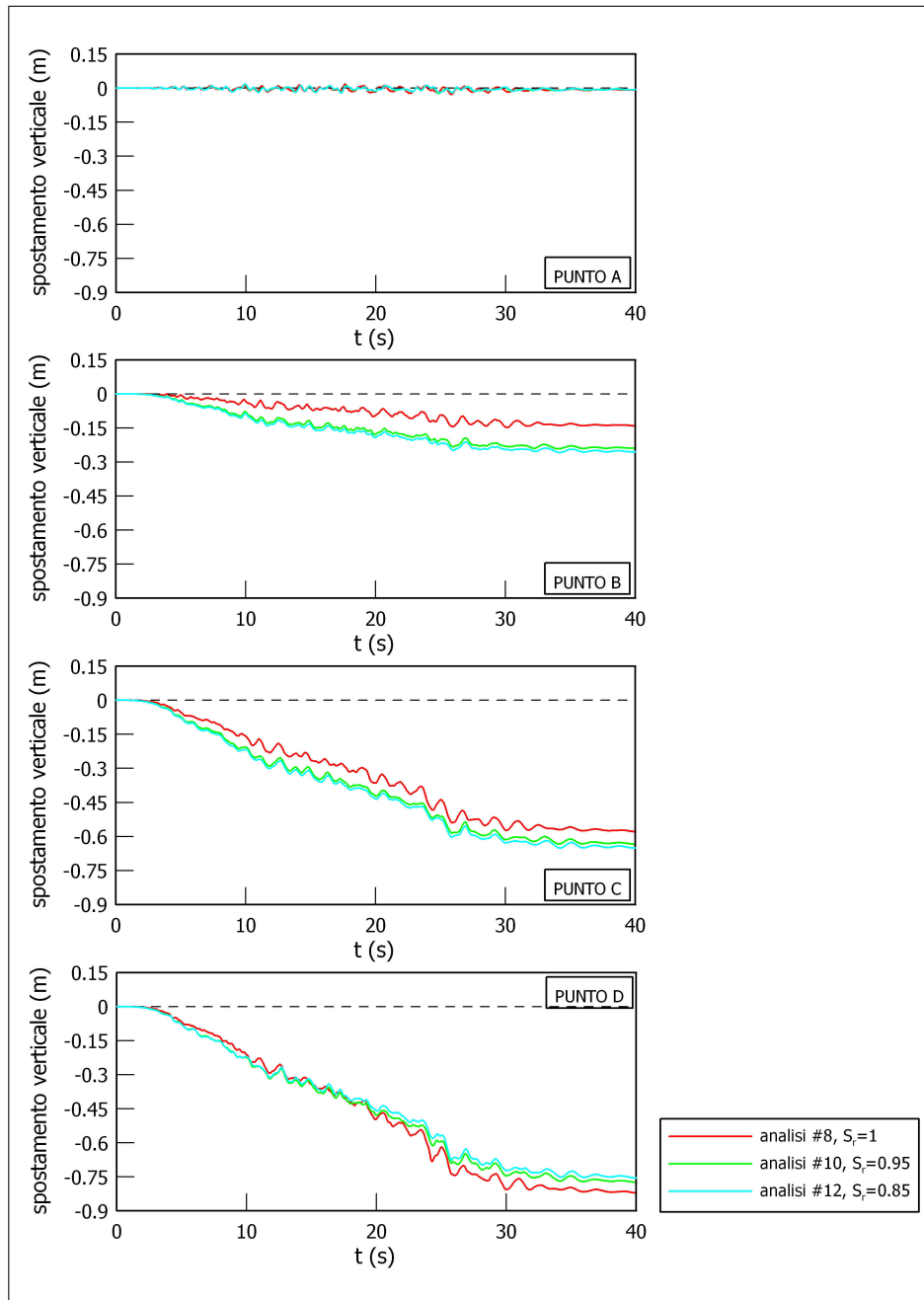


Figura 13.47. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

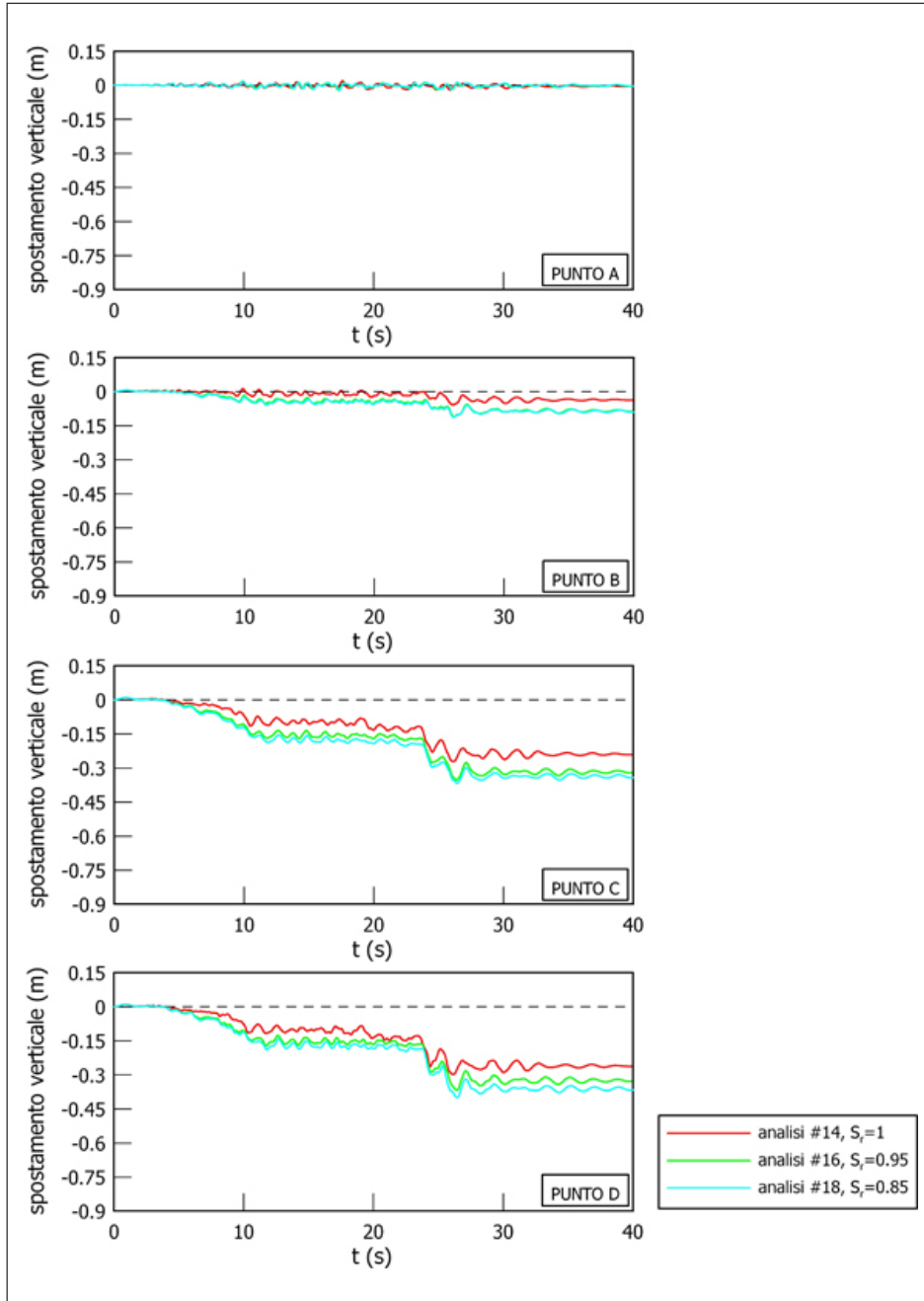


Figura 13.48. Andamenti dello spostamento verticale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

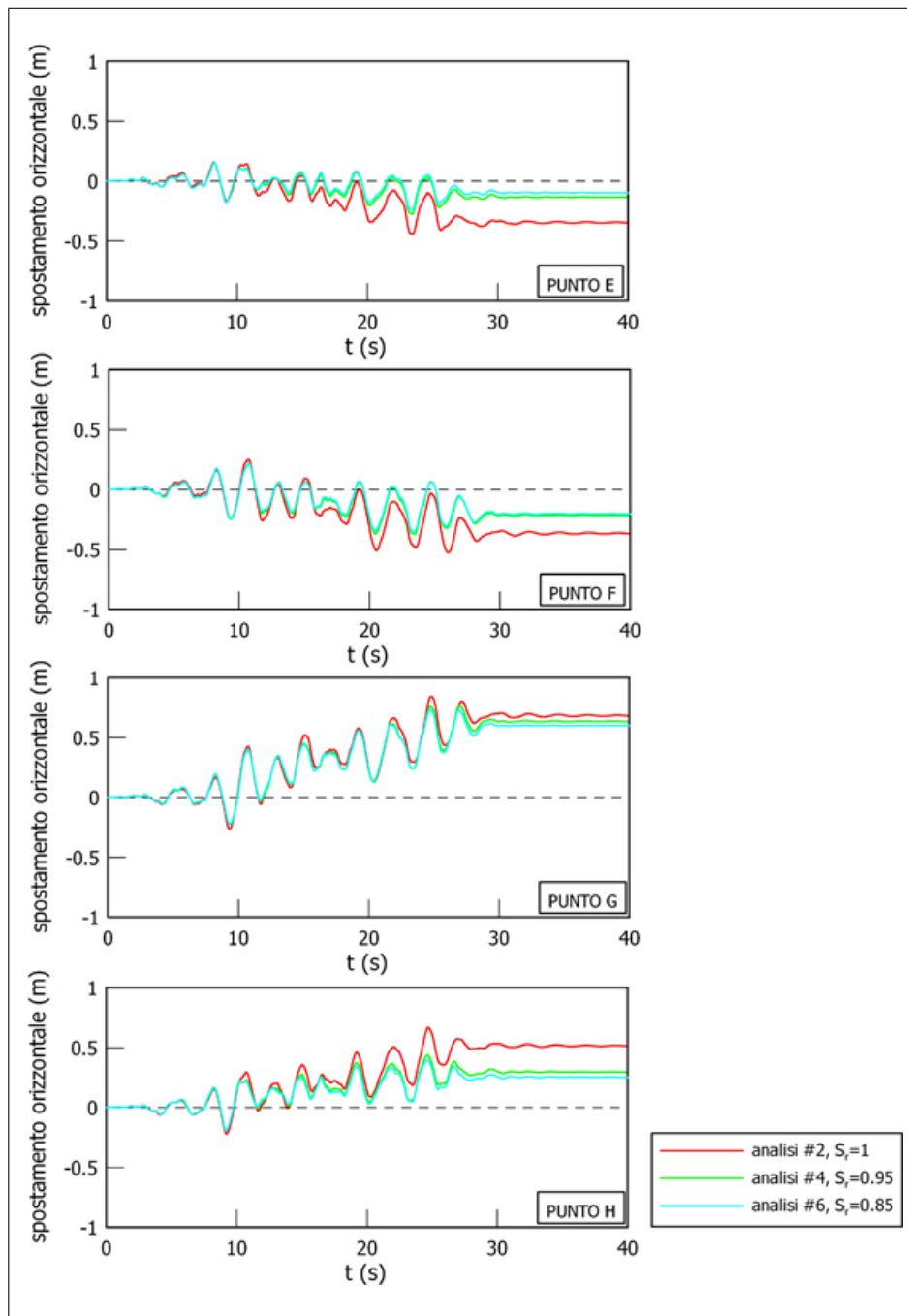


Figura 13.49. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello HP-MA.

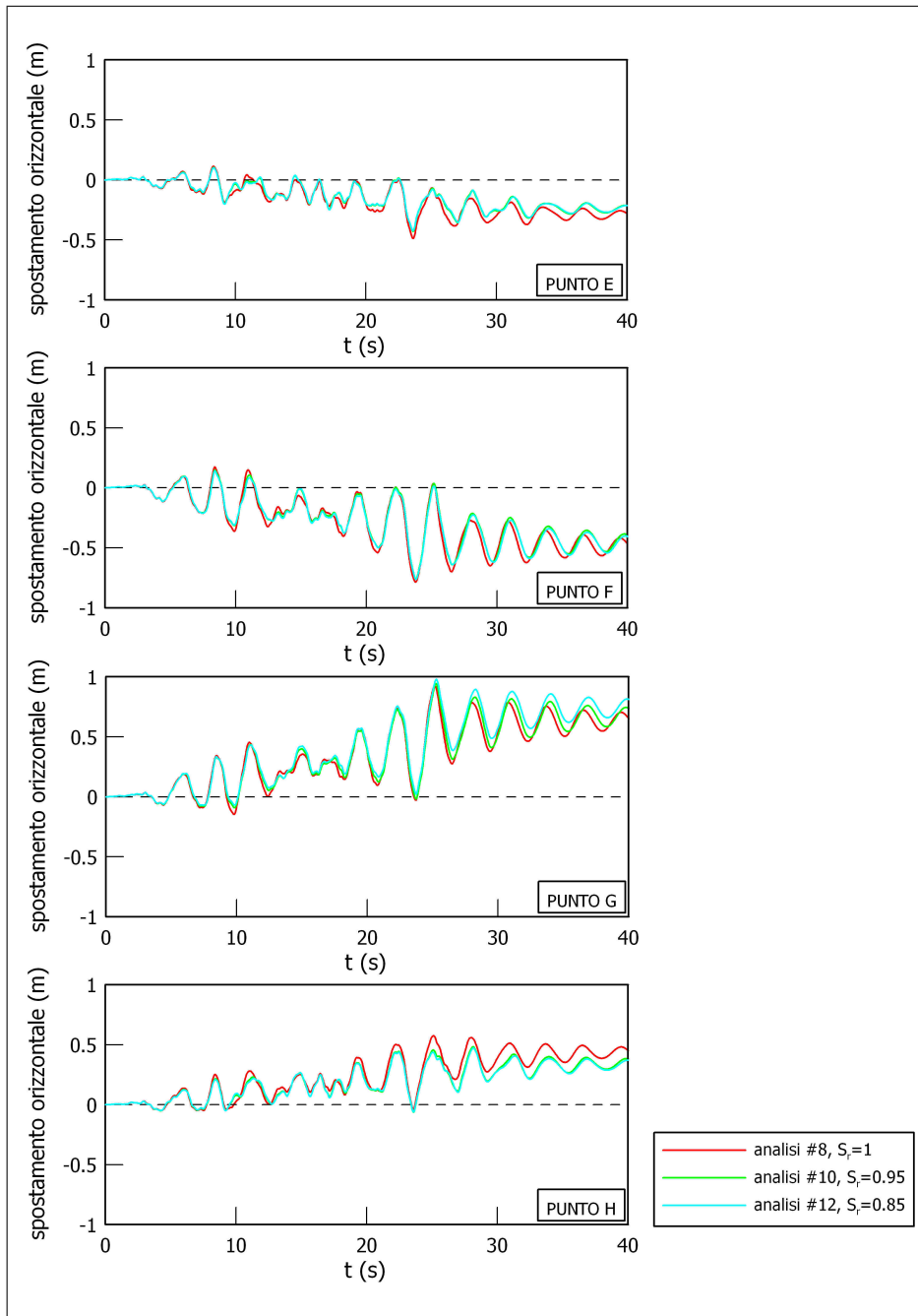


Figura 13.50. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello BS-TD.

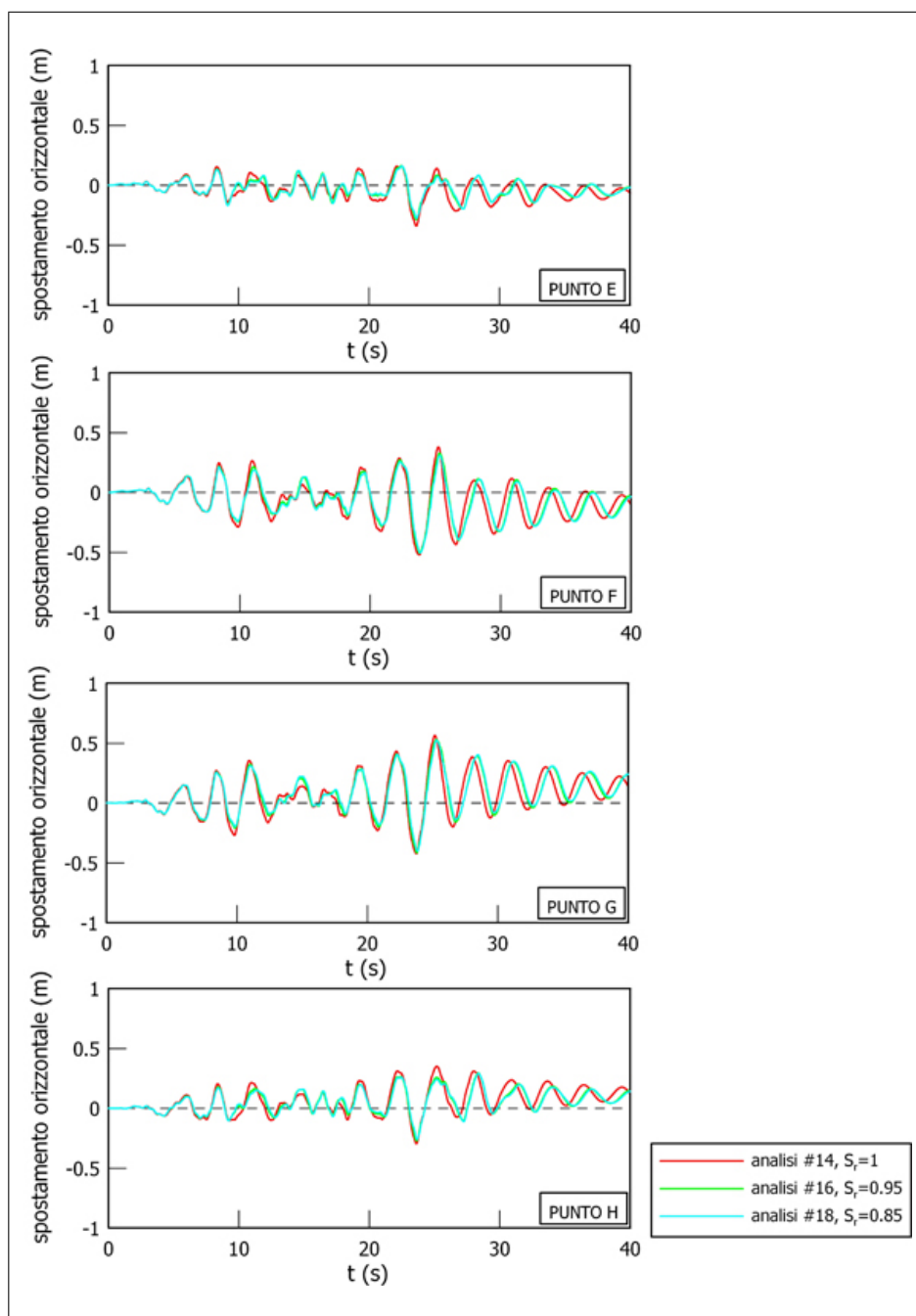


Figura 13.51. Andamenti dello spostamento orizzontale nel tempo in corrispondenza dei fianchi: modello MCC.

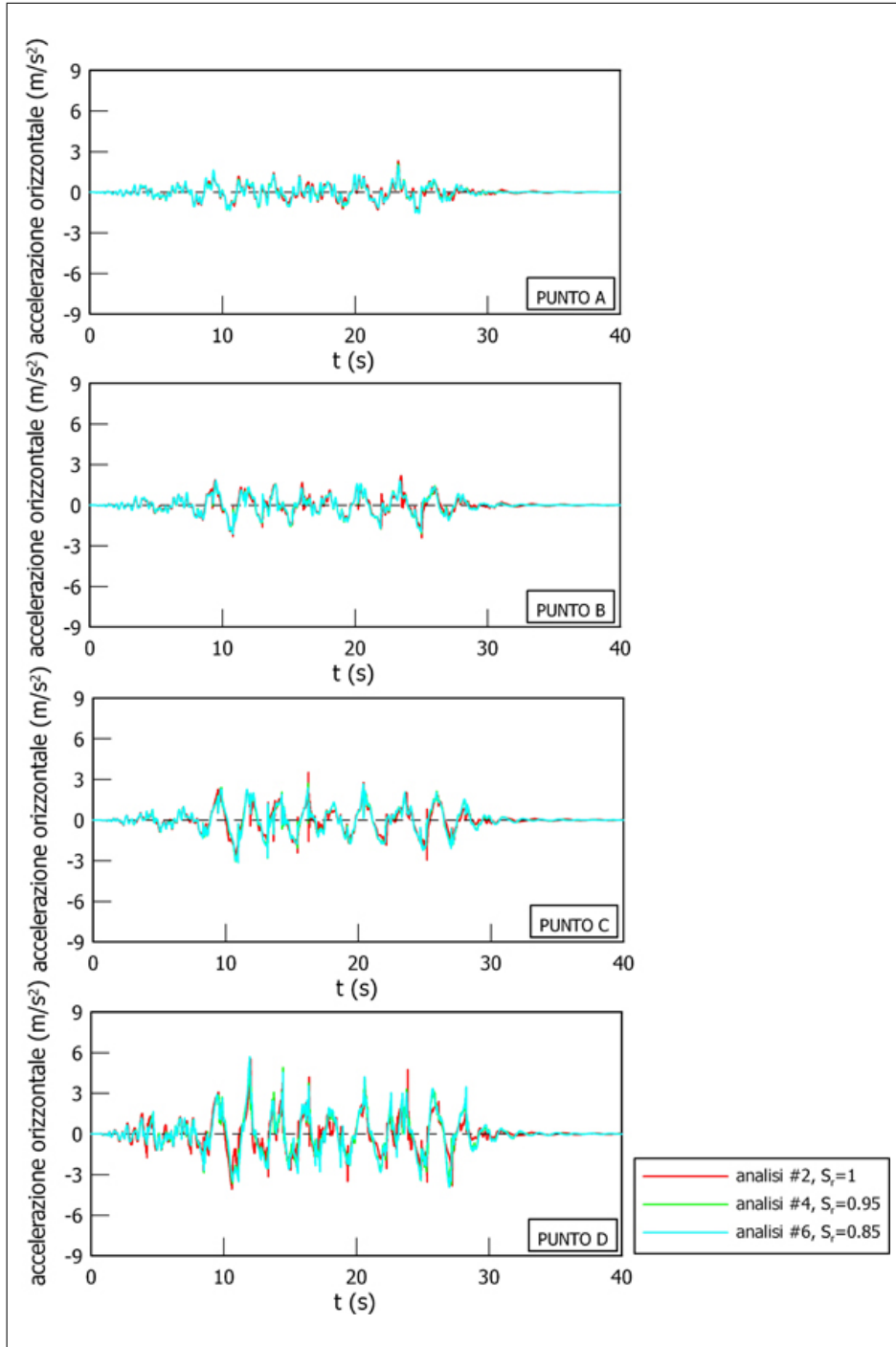


Figura 13.52. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

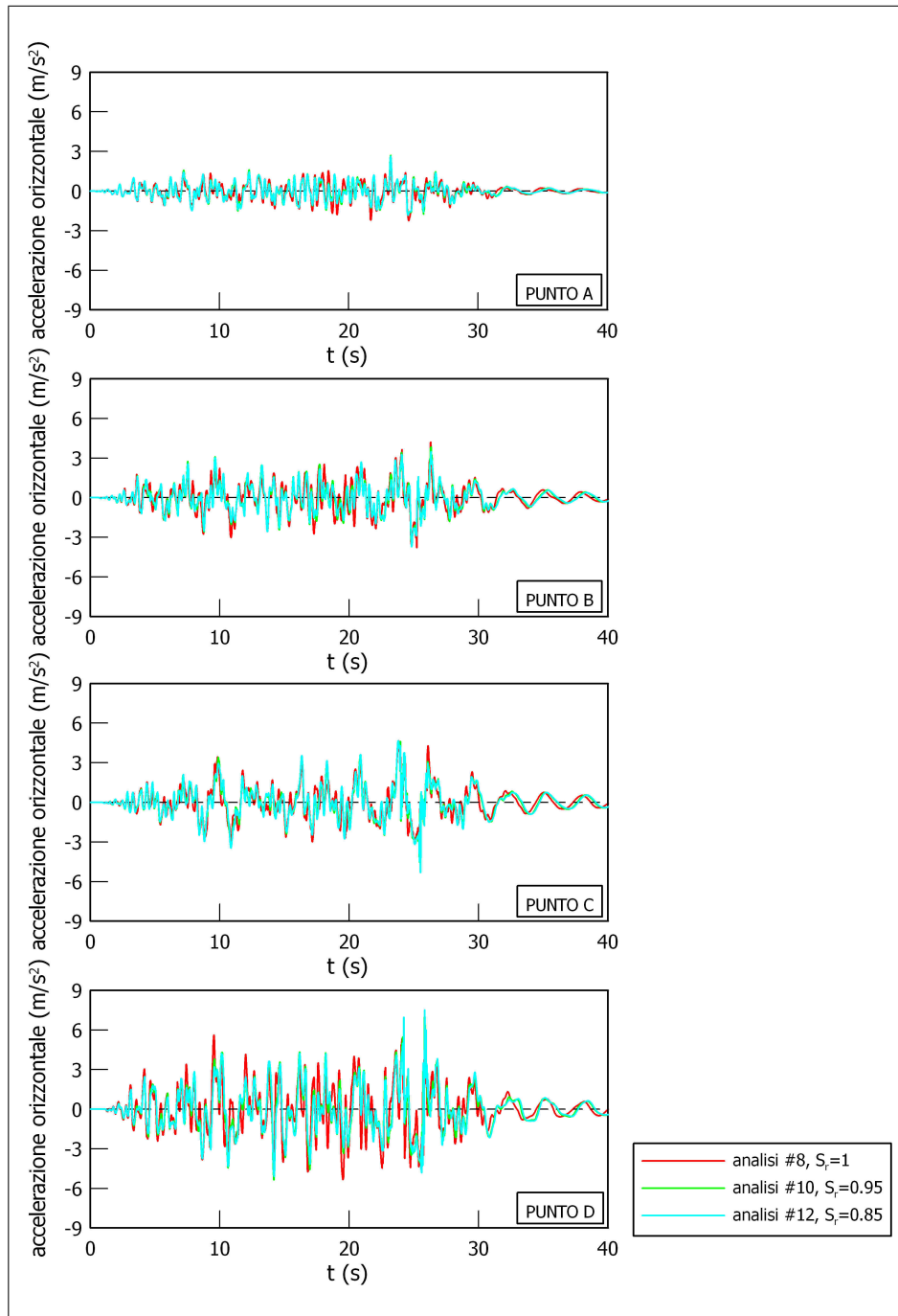


Figura 13.53. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

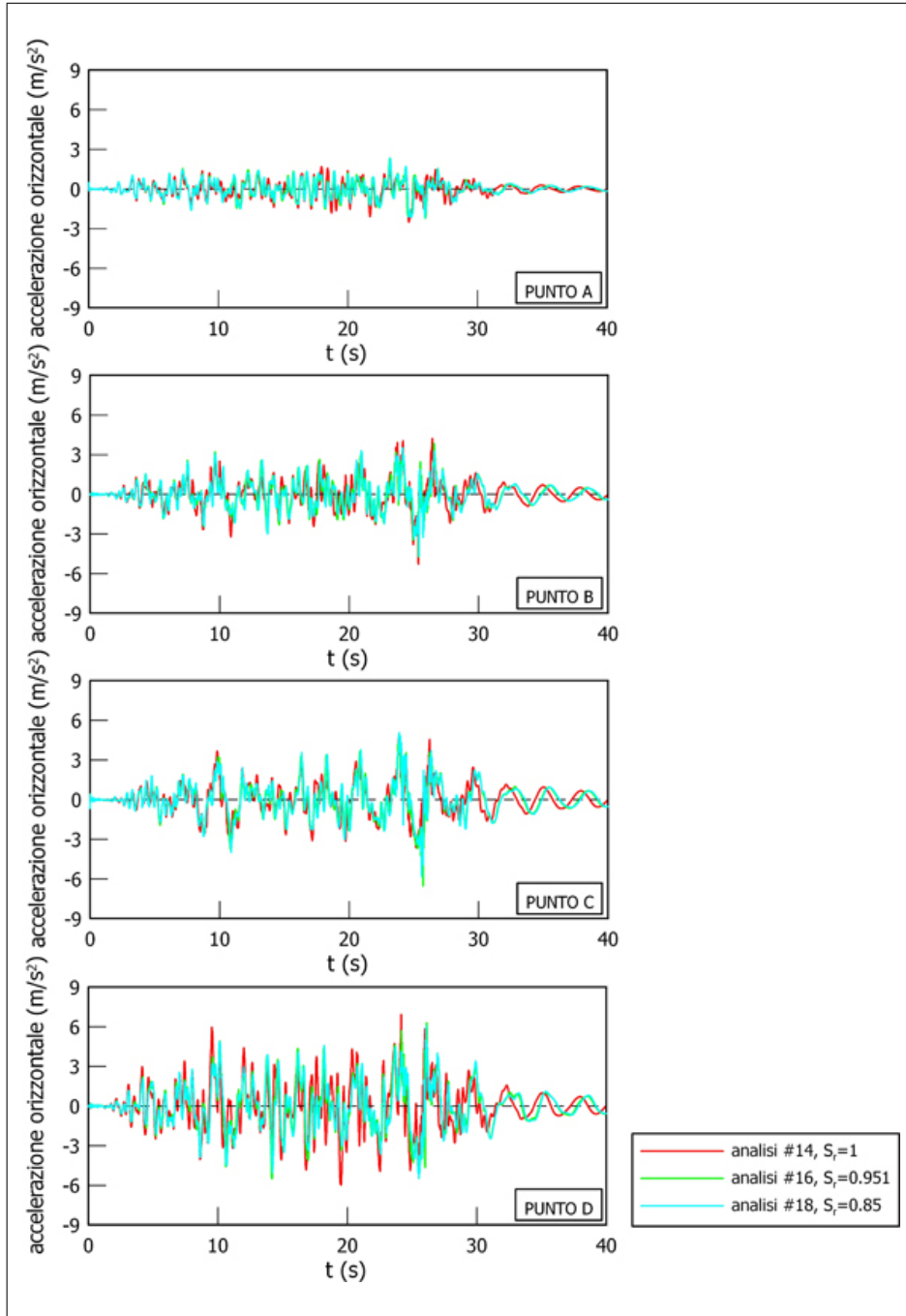


Figura 13.54. Andamenti della accelerazione orizzontale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

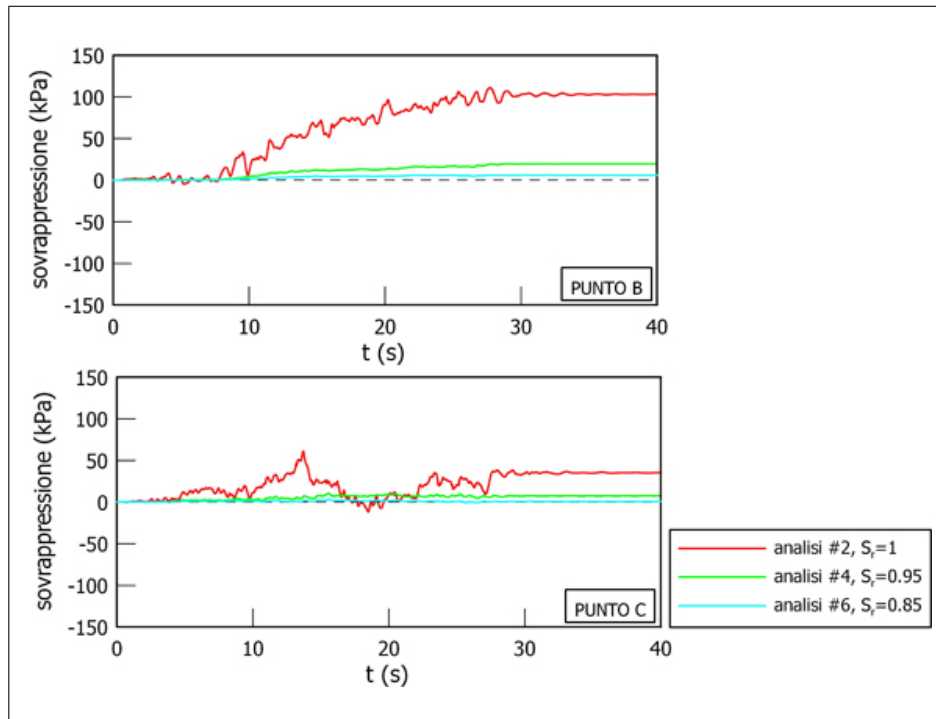


Figura 13.55. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello HP-MA.

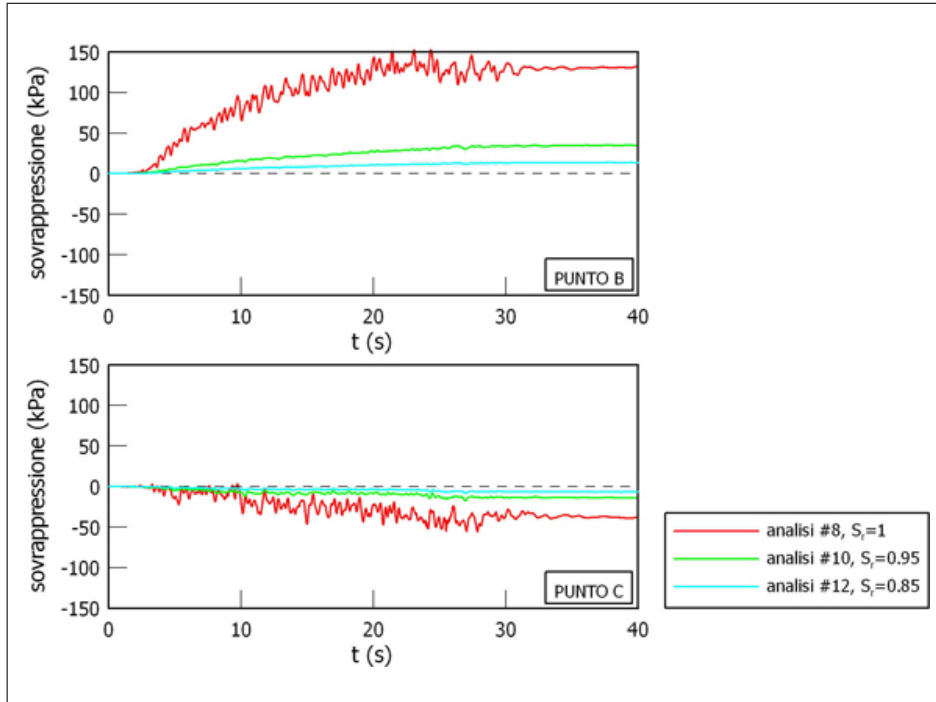


Figura 13.56. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello BS-TD.

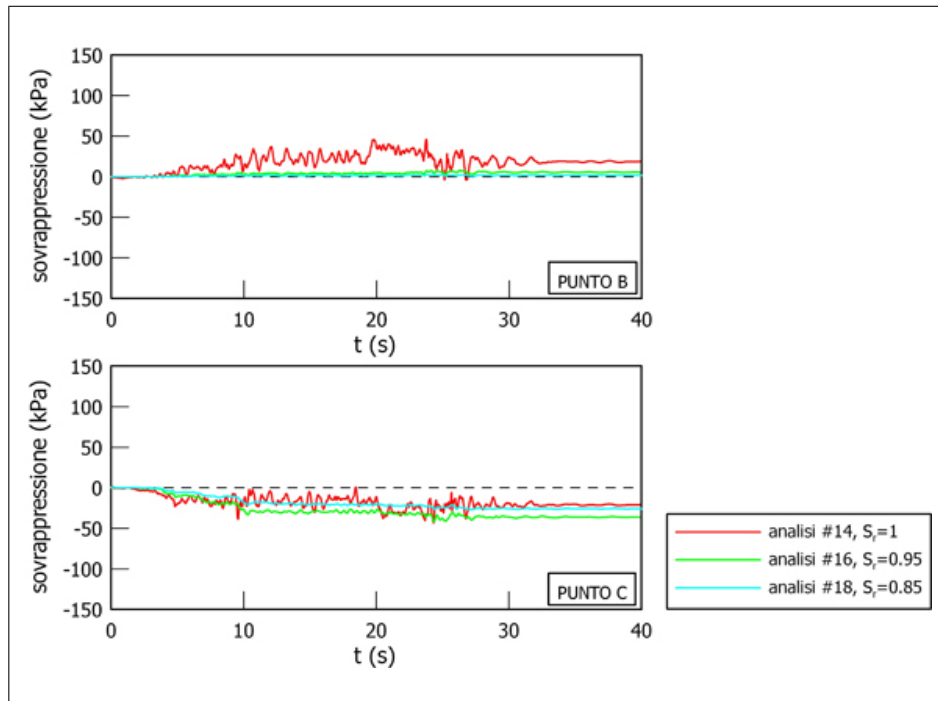


Figura 13.57. Andamenti della sovrappressione interstiziale nel tempo in corrispondenza dell'asse: modello MCC.

Parte IV

Conclusioni

L'obiettivo di tale tesi è stato quello di scegliere le strategie computazionali e i modelli costitutivi in grado di descrivere il comportamento dei terreni a grana fine in presenza di sisma con riferimento alla risposta sismica delle dighe in terra.

A tal fine nella prima parte della tesi si sono individuati i modelli costitutivi ciclici in grado di descrivere le caratteristiche di non linearità, non linearità incrementale, irreversibilità, comportamento isteretico e dipendenza dalla storia tensionale proprie della risposta ciclica dei terreni a grana fine.

La verifica delle loro potenzialità a livello di elemento di volume in condizioni di carico monotono e ciclico è stata effettuata grazie a driver costitutivi – implementati in MATLAB – in cui è stata adottata la linearizzazione della condizione di carico e di vincolo proposta da Bardet & Chouchair (1991); il sistema così ottenuto è stato integrato numericamente tramite l'algoritmo esplicito adattativo di Runge–Kutta–Fehlberg (RKF23). Tali driver hanno permesso di riprodurre le curve tensione–deformazione relative alle prove monotone e cicliche su caolino e di confrontarle con i rispettivi dati sperimentali raccolti dalla letteratura tecnica.

I modelli ciclici considerati sono stati in grado di riprodurre (qualitativamente e quantitativamente) gli aspetti fondamentali del comportamento dei terreni argillosi in condizioni di carico monotono e si sono dimostrati capaci di riprodurre - almeno qualitativamente - gli aspetti essenziali della risposta ciclica delle argille, per una vasta gamma di condizioni di carico. Risulta importante sottolineare che le simulazioni discusse nel presente lavoro costituiscono delle vere *previsioni di classe A* in quanto la calibrazione del modello è stata condotta utilizzando solo risultati di prove monotone convenzionali.

Al fine di applicare a problemi pratici i modelli costitutivi presi in esame è stato necessario implementare in codici di calcolo agli elementi finiti un opportuno algoritmo di integrazione che svolga il compito a livello locale – per ciascun punto di Gauss – di risolvere il problema ai valori iniziali integrando le equazioni costitutive lungo un assegnato percorso di carico a partire da assegnate condizioni iniziali. In tale lavoro di tesi è stato scelto l'algoritmo esplicito RKF23, che è risultato adeguato sia all'elastoplasticità che all'ipoplasticità. Per valutarne le prestazioni in termini di accuratezza ed efficienza è stato svolto un esteso programma di simulazioni numeriche, che hanno permesso di individuare un valore di tolleranza (*TOL*) di 10^{-3} come buon compromesso tra esigenze di accuratezza ed efficienza.

L'implementazione dei modelli in codici di calcolo ha anche richiesto la determinazione della matrice di rigidità tangente consistente, il cui calcolo a causa della non linearità del legame costitutivo è stato condotto per via numerica sfruttando il concetto di derivata direzionale di Frechet.

In particolare nel presente lavoro i modelli BS-TD e HP-MA sono stati implementati nel codice di calcolo commerciale Abaqus Standard v6.4. L'implementazione ha richiesto lo sviluppo di una "user material subroutine" (UMAT) scritta in Fortran 77, in accordo con quanto prescritto dal manuale del programmatore di Abaqus. Il modello HP-MA è stato incorporato anche nella libreria dei modelli costitutivi di GEHOMadrid mediante una subroutine di interfaccia che mette in relazione la struttura del programma con la routine costitutiva UMAT.

Tali implementazioni hanno permesso di svolgere un esteso programma di simulazioni dinamiche della diga Marana Capacciotti. Al fine di valutare l'influenza del modello costitutivo sono stati svolti tre gruppi di simulazioni non drenate con il codice di calcolo Abaqus Standard v6.4 adottando tre differenti modelli costitutivi: il modello HP-MA, il modello BS-TD ed il modello Cam-Clay Modificato (MCC). Per mettere in evidenza gli effetti della formulazione FEM sono state svolte due analisi dinamiche accoppiate con il codice di calcolo GEHOMadrid in cui si è adottato il modello HP-MA. Per evidenziare l'influenza esercitata dal tipo di input sismico sulla risposta dinamica, sono stati imposti un accelerogramma reale ed uno artificiale caratterizzati da stessa accelerazione di picco ma da differenti durate e contenuti in frequenza. Il confronto dei risultati ha mostrato differenze significative tra le analisi al variare dell'input, evidenziando che la risposta dinamica del sistema dipende non solo dall'accelerazione di picco dell'accelerogramma di input, ma anche dalla sua durata e dal suo contenuto in frequenza.

Infine sono stati considerati in maniera approssimata tre differenti condizioni di saturazione, al diminuire della saturazione si sono osservati un generale incremento degli spostamenti permanenti irreversibili in fase post-sismica e una sensibile riduzione delle sovrappressioni interstiziali permanenti.

La risposta calcolata con il modello elastoplastico convenzionale (MCC) differisce poco da quella ottenibile in regime elastico. Gli effetti di natura irreversibile si sviluppano in corrispondenza dei cicli di massima accelerazione, nella fase iniziale del processo. Entrambi gli approcci avanzati mostrano differenze significative con la soluzione convenzionale, sia in termini di spostamenti che di pressioni interstiziali. L'entità delle deformazioni plastiche accumulate durante la fase sismica e delle sovrappressioni interstiziali residue in condizioni post-sismiche è significativamente influenzata dal contenuto in frequenza dell'input sismico (amplificazione dinamica) e dalla durata dell'evento (numero di cicli). Il modello HP-MA - caratterizzato da un comportamento analogo a quello di modelli elastoplastici a più superfici con incrudimento cinematico - presenta una maggiore capacità di dissipazione rispetto agli altri casi esaminati.

Le differenze tra le soluzioni ottenute con gli approcci UP (non drenato) ed MSP (consolidazione dinamica) sono relativamente modeste, apprezzabili solo in termini di sovrappressioni interstiziali ed abbassamento permanente in cresta. Per i due input sismici, molto diversi tra loro, si ottengono risultati comparabili per le due formulazioni.

Si può quindi concludere che se il materiale è a grana fine non si riscontra la stretta necessità di utilizzare codici di calcolo sofisticati poiché l'approccio UP è ragionevolmente affidabile, poiché in grado di riprodurre la risposta dinamica del sistema. Risulta importante sottolineare che l'implementazione nel metodo agli EF è significativamente più semplice nella formulazione UP rispetto all'approccio MSP. Eventuali modifiche a codici preesistenti vanno apportate solo a livello di punto di Gauss per l'approccio UP, mentre per l'implementazione MSP è necessario implementare un elemento misto *ad hoc*.

Inoltre il confronto tra i modelli nel caso UP è significativo, poiché nel caso analizzato – caratterizzato da un basso valore della permeabilità – è realistico utilizzare la formulazione non drenata.

Un possibile sviluppo futuro della ricerca è quello di svolgere uno studio parametrico al variare della permeabilità del terreno che costituisce il corpo diga al fine di individuare un valore limite della permeabilità al di sopra del quale i risultati forniti dall'approccio MSP iniziano a differire in maniera significativa da quelli forniti dalla formulazione UP. Tale studio dovrà portare all'individuazione di un valore limite della permeabilità al di sotto del quale la modellazione non drenata risulta affidabile eliminando la necessità di ricorrere alla consolidazione dinamica.

A

Notazioni

Le lettere minuscole e maiuscole in grassetto sono rispettivamente utilizzate per indicare quantità vettoriali e tensoriali. I simboli $\mathbf{1}$ e \mathbf{I}^s si adottano rispettivamente per il tensore identità del secondo ed il tensore identità quarto ordine di componenti:

$$(\mathbf{1})_{ij} = \delta_{ij} \quad (\mathbf{I}^s)_{ijkl} = \frac{1}{2} (\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (\text{A.1})$$

Le parti simmetrica e anti-simmetrica di un tensore del secondo ordine \mathbf{X} sono rispettivamente indicate come: $\text{sym } \mathbf{X} := (\mathbf{X} + \mathbf{X}^T)/2$ e $\text{skw } \mathbf{X} := (\mathbf{X} - \mathbf{X}^T)/2$. Il prodotto scalare è definito come: $\mathbf{v} \cdot \mathbf{w} := v_i w_i$ per due generici vettori \mathbf{v} e \mathbf{w} ; $\mathbf{X} \cdot \mathbf{Y} := X_{ij} Y_{ij}$ per due generici tensori del secondo ordine \mathbf{X} e \mathbf{Y} . Il prodotto diadico è definito come segue: $[\mathbf{v} \otimes \mathbf{w}]_{ij} := v_i w_j$ per i vettori \mathbf{v} e \mathbf{w} ; $[\mathbf{X} \otimes \mathbf{Y}]_{ijkl} := X_{ij} Y_{kl}$ per i tensori del secondo ordine \mathbf{X} e \mathbf{Y} . La quantità $\|\mathbf{X}\| := \sqrt{\mathbf{X} \cdot \mathbf{X}}$ rappresenta la norma Euclidea di \mathbf{X} .

Inoltre si utilizza la convenzione della meccanica delle terre (le compressioni sono positive). In linea con il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi tutte le tensioni sono tensioni efficaci, a meno che non sia diversamente specificato. Per la rappresentazione dello stato tensionale e di quello deformativo si utilizzeranno gli invarianti tensionali, quali p (pressione media), q (tensione deviatorica) e θ (angolo di Lode), definiti come:

$$p := \frac{1}{3}(\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{1}); \quad q := \sqrt{\frac{3}{2}} \|\mathbf{s}\|; \quad \sin(3\theta) := \sqrt{6} \frac{(\mathbf{s}^3) \cdot \mathbf{1}}{[(\mathbf{s}^2) \cdot \mathbf{1}]^{3/2}} \quad (\text{A.2})$$

e: ϵ_v (deformazione volumetrica), ϵ_s (deformazione deviatorica), $\dot{\epsilon}_v$ (incremento di deformazione volumetrica), $\dot{\epsilon}_s$ (incremento di deformazione deviatorica), sono definite come:

$$\epsilon_v := \boldsymbol{\epsilon} \cdot \mathbf{1}; \quad \epsilon_s := \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{e}\|; \quad \dot{\epsilon}_v := \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \cdot \mathbf{1}; \quad \dot{\epsilon}_s := \sqrt{\frac{2}{3}} \|\dot{\mathbf{e}}\| \quad (\text{A.3})$$

Nella eq. A.1 e nella eq. A.2 si ha: $\mathbf{s} := \boldsymbol{\sigma} - p\mathbf{1}$, parte deviatorica del tensore della tensione; $\mathbf{e} := \boldsymbol{\epsilon} - (1/3)\epsilon_v \mathbf{1}$ e $\dot{\mathbf{e}} := \dot{\boldsymbol{\epsilon}} - (1/3)\dot{\epsilon}_v \mathbf{1}$, che sono rispettivamente la parte deviatorica del tensore della deformazione e del tensore dell'incremento di

deformazione, mentre \mathbf{s}^2 e \mathbf{s}^3 sono il tensore deviatorico della tensione al quadrato e al cubo, di componenti $(\mathbf{s}^2)_{ij} := s_{ik}s_{kj}$ e $(\mathbf{s}^3)_{ij} := s_{ik}s_{kl}s_{lj}$. Si deve notare che nella EqA.3₄ con un piccolo abuso di notazione il simbolo $\dot{\epsilon}_s$ è stato utilizzato per indicare l'invariante secondo deviatorico del tensore della deformazione, che generalmente non coincide con la derivata temporale di ϵ_s , come indicato nella EqA.3₂.

B

Definizioni delle condizioni di vincolo e di carico relative a prove di laboratorio standard

In tale appendice si mette in luce l'elevata versatilità dell'algoritmo di Bardet & Chouchair (1991) (Par. 5.3) nel simulare prove di laboratorio convenzionali, di cui di seguito si riportano le espressioni di \mathbf{S} ed \mathbf{E} (eq. 5.2).

Tali prove sono generalmente costituite da diverse fasi di carico. Per ognuna di esse si possono definire in modo univoco le condizioni di vincolo e di carico, le quali rimangono costanti durante lo svolgimento della singola fase.

In tale appendice si esaminano alcune fasi di carico tipiche delle prove di laboratorio. Con riferimento alla Fig. B.1 si considerano l'asse 3 come asse verticale e gli assi 1 e 2 orizzontali, tali assi così individuati costituiscono gli assi principali dell'elemento di terreno. Si può ipotizzare che durante il corso della prova la terna principale non cambi di orientamento.

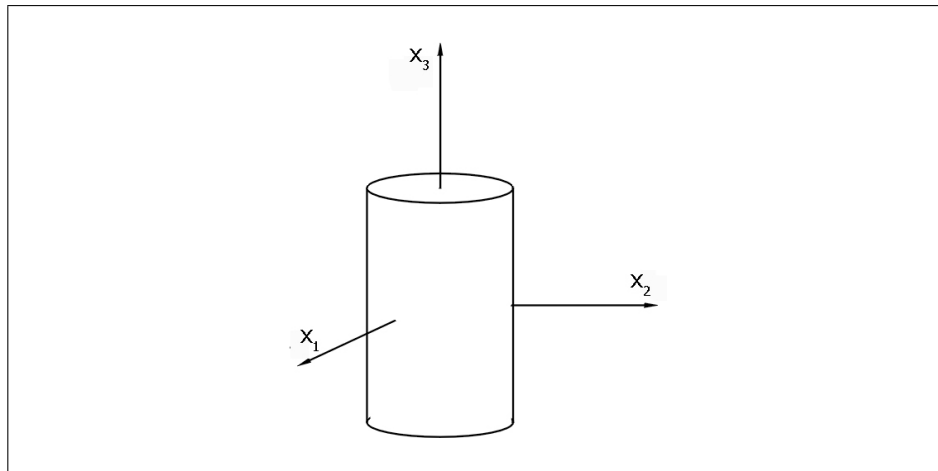


Figura B.1. Rappresentazione schematica di un elemento di terreno sottoposto a prove di laboratorio.

B.1 Compressione isotropa

Durante tale tipo di prova le tensioni principali vengono mantenute uguali tra di loro in ogni istante. In termini matematici ciò equivale a richiedere che le due differenze, $\sigma_1 - \sigma_3$ e $\sigma_2 - \sigma_3$ si mantengano sempre nulle. Di conseguenza si ha:

Condizioni di vincolo

$$\dot{\sigma}_1 - \dot{\sigma}_3 = 0; \quad \dot{\sigma}_2 - \dot{\sigma}_3 = 0; \quad \dot{\sigma}_4 = 0; \quad \dot{\sigma}_5 = 0; \quad \dot{\sigma}_6 = 0 \quad (\text{B.1})$$

Condizioni di carico

$$\dot{\sigma}_3 = \dot{v} \quad (\text{B.2})$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.3})$$

B.2 Compressione edometrica

Nella compressione in condizioni edometriche si impedisce al provino qualsiasi deformazione laterale lasciando libera di variare la sola deformazione assiale. In queste condizioni l'unico incremento di deformazione diverso da zero è ϵ_3 .

La condizione di carico si esprime imponendo un incremento costante della tensione totale $\dot{\sigma}_3$.

Condizioni di vincolo

$$\dot{\epsilon}_1 = 0; \quad \dot{\epsilon}_2 = 0; \quad \dot{\epsilon}_4 = 0; \quad \dot{\epsilon}_5 = 0; \quad \dot{\epsilon}_6 = 0 \quad (\text{B.4})$$

Condizioni di carico

$$\dot{\sigma}_3 = \dot{v} \quad (\text{B.5})$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.6})$$

B.3 Prova triassiale consolidata drenata

Durante la fase deviatorica di tale tipo di prova, eseguita in cella triassiale, si mantiene costante la pressione di cella e si incrementa il carico assiale. Ciò equivale a mantenere costanti le due tensioni orizzontali σ_1 e σ_2 ed a variare la tensione verticale σ_3 .

L'incremento di carico viene simulato imponendo al provino una determinata deformazione assiale.

Condizioni di vincolo

$$\dot{\sigma}_1 = 0; \quad \dot{\sigma}_2 = 0; \quad \dot{\sigma}_4 = 0; \quad \dot{\sigma}_5 = 0; \quad \dot{\sigma}_6 = 0 \quad (\text{B.7})$$

Condizioni di carico

$$\dot{\epsilon}_3 = \dot{v} \quad (\text{B.8})$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.9})$$

Risulta utile mettere in evidenza che è possibile simulare anche un'estensione cilindrica imponendo un valore negativo alla variabile di carico.

B.4 Prova triassiale consolidata non drenata

Durante la fase deviatorica di tale tipo di prova, eseguita in cella triassiale, si mantiene costante la pressione di cella e si incrementa il carico assiale a drenaggio impedito. Quest'ultima condizione fa sì che il provino si deformi a volume costante, ciò equivale a imporre che le due deformazioni radiali ϵ_1 e ϵ_2 varino in modo tale che $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_3 + 2\dot{\epsilon}_1 = 0$.

L'incremento di carico viene simulato imponendo al provino una determinata deformazione assiale.

Condizioni di vincolo

$$\dot{\epsilon}_1 = -0.5\dot{\epsilon}_3; \quad \dot{\epsilon}_2 = -0.5\dot{\epsilon}_3; \quad \dot{\epsilon}_4 = 0; \quad \dot{\epsilon}_5 = 0; \quad \dot{\epsilon}_6 = 0 \quad (\text{B.10})$$

Condizioni di carico

$$\dot{\epsilon}_3 = \dot{v} \quad (\text{B.11})$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.12})$$

B.5 Prova a p=const

Durante tale tipo di prova eseguita a controllo di tensione la pressione media viene mantenuta costante. Ciò equivale a imporre che le due tensioni radiali σ_1 e σ_2 variano in modo tale che $\dot{p} = \dot{\sigma}_3 + 2\dot{\sigma}_1 = 0$.

Riferimenti bibliografici

- Al-Tabbaa, A., 1987. Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin. Ph.D. thesis, University of Cambridge.
- Al-Tabbaa, A., Wood, D. M., 1989. An experimentally based bubble model for clay. In: Pietruszczak, S., Pande, G. N. (Eds.), NUMOG III. Elsevier Applied Science.
- Alawaji, H., Runesson, K., S., S., 1992. Implicit integration in soil plasticity under mixed control for drained and undrained response. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 16, 737–756.
- Alonso, E. E., Gens, A., Josa, A., 1986. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40 (3), 405–430.
- Amini, A., Trifunac, M. D., Nigbor, R. L., 1987. A note on the noise amplitudes in some strong motion accelerographs. *Soil Dyn. and Earth. Engng.* 6, 180–187.
- Anandarajah, A., Dafalias, Y. F., 1986. Bounding surface plasticity. III: Application to anisotropic cohesive soils. *J. Engng. Mech., ASCE* 112 (12), 1292–1318.
- Atkinson, J. H., Richardson, D., Stallebrass, S. E., 1986. Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated clay. *Géotechnique* 40 (4), 531–540.
- Aubry, D., Chouvet, D., Ozanam, O., Person, J., 1986. Coupled mechanically-hydraulic behaviour of earth dams with partial saturation. In: *Proceedings of European Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Vol. 2. Stuttgart.*
- Bardet, J. P., Chouchair, W., 1991. A linearized integration technique for incremental constitutive equations. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 15, 1–19.
- Bauer, E., 1996. Calibration of a comprehensive hypoplastic equation for granular materials. *Soils and Foundations* 36 (1), 13–26.
- Berg, G. V., Housner, G. W., 1961. Integrated velocity and displacement of strong earthquake ground motion. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 51, 175–189.
- Biot, M. A., 1941. General theory of three dimensional consolidation. *J. Appl. Physics* 12, 155–164.
- Biot, M. A., 1956. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid, part i low-frequency range, part ii: higher frequency range. *J. Appl. Physics* 28, 168–191.

- Biot, M. A., Willis, P., 1957. The elastic coefficients of the theory of consolidation. *J. Appl. Physics*, 594–601.
- Bluhm, J., de Boer, R., 1996. Effective stresses—a clarification. *Archive of Applied Mechanics* 66, 479–492.
- Bluhm, J., de Boer, R., 1997. The volume fraction concept in the porous media theory. *Zeitschr. Angew. Math. Mech.* 77 (8), 563–577.
- Bolzon, G., Schrefler, B. A., Zienkiewicz, O. C., 1996. Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated state. *Géotechnique* 46 (2), 279–289.
- Boore, D. M., 2001. Effect of baseline corrections on displacements and response spectra from several recordings of the 1999 chi–chi, taiwan, earthquake. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 91, 1199–1211.
- Borja, R. I., 1991. Cam–clay plasticity, part II. implicit integration of constitutive equation based on a non–linear elastic stress predictor. *Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.* 88, 225–240.
- Borja, R. I., Lee, S. R., 1990. Cam–clay plasticity, part I. implicit integration of elastoplastic constitutive relations. *Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.* 78, 49–72.
- Borja, R. I., Tamagnini, C., 1998. Cam–clay plasticity, part iii, extension of the infinitesimal model to include finite strains. *Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.* 115, 53–95.
- Bowen, R. M., 1976. In *Theory of Mixture in Continuum Physics*. Vol. III. A. C. Eringen, Academic Press, New York.
- Bowen, R. M., 1982. Compressible porous media by use of a theory of mixture. *Int. Journal of Engineering Science* 20 (12), 697–735.
- Bowen, R. M., 1983. Inertial effects on poroelasticity. *J. Appl. Mechanics, ASME* 50, 334–342.
- Brune, J. N., 1970. Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *J. of Geoph. Research* 75, 4997–5009.
- Brune, J. N., 1971. Correction. *J. of Geoph. Research* 76, 4997–5009.
- Butterfield, R. A., 1979. A natural compression law for soils. *Géotechnique* 29 (4), 469–480.
- Cacciola, P., Colajanni, P., Muscolino, G., 2004. Combination of modal responses consistent with seismic input representation. *J. Struct. Engng., ASCE* 130 (1), 47–55.
- Calabresi, G., Rampello, S., Sciotti, A., Amorosi, A., 2000. Diga sulla marana capacciotti verifica delle condizioni di stabilità e analisi del comportamento in condizioni sismiche. Tech. rep., Rapporto di ricerca, Università degli Studi di Roma “La Sapienza”.
- Cascone, E., Rampello, S., 2003. Decoupled seismic analysis of an earth dam. *Soil Dyn. and Earth. Engng.* 23, 349–365.
- Cekerevac, C., Laloui, L., 2004. Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 28, 209–228.
- Chambon, R., 1989. Une classe de lois de comportement incrémentalement non–linéaires pour les sols non visqueux, résolution de quelques problèmes de cohérence. *C. R. Acad. Sci.* 308 (II), 1571–1576.
- Chambon, R., Desrues, J., Hammad, W., Charlier, R., 1994. CLoE, a new rate–type constitutive model for geomaterials: theoretical basis and implementation. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 18, 253–278.

- Clough, R. W., Penzien, J., 1993. Dynamics of Structures, 2nd Eds. Mc. Graw-Hill, New York.
- CNR-GNDT, 1996. L'attività del gndt nel triennio 1993-1995 .
- Coussy, O., 1995. Mechanics of Porous Media. Wiley & Sons, Chichester.
- Coussy, O., Detournay, E., Dormieux, L., 1998. From mixture theory to biot's theory. *Int. Journal of Solids and Structures* 35, 4616-4635.
- Dafalias, Y. F., 1986. Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. *J. Engng. Mech., ASCE* 112 (9), 966-987.
- Dafalias, Y. F., Herrmann, L. R., 1986. Bounding surface plasticity. II: Application to isotropic cohesive soils. *J. Engng. Mech., ASCE* 112 (12), 1263-1291.
- Dafalias, Y. F., Popov, E. V., 1975. A model of non-linearly hardening materials for complex loading. *Arch. Mech.* 21, 173-192.
- de Boer, R., 1996. Highlights in the historical development of the porous media theory. *Appl. Mech. Rev.* 49, 201-262.
- de Boer, R., 1997. Compressible porous media: Towards a general theory. In: *Mechanics of granular and porous media*. Kluwer Academic.
- de Boer, R., Ehlers, W., Kowalski, S., Plischka, J., 1991. Porous media, a survey of different approaches. In: *Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen*. Vol. 54. Universitaet-Gesamthochschule Essen.
- Desai, C. S., Siriwardane, H. J., 1984. Constitutive Laws for Engineering Materials, with Emphasis on Geologic Materials. Prentice-Hall.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Engng., ASCE* 103 (5), 447-466.
- Gajo, A., Wood, D. M., 1999. A kinematic hardening constitutive model for sands: the multiaxial formulation. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 23, 925-965.
- Gens, A., Potts, D. M., 1988. Critical state models in computational geomechanics. *EC* 5, 178-197.
- Gudehus, G., 1979. A comparison of some constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading. In: Wittke (Ed.), 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomech., *Aachen*. Balkema, Rotterdam.
- Gudehus, G., 1996. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations* 36 (1), 1-12.
- Haier, E., Wanner, G., 1991. Solving Ordinary Differential Equation II. Stiff and Differential-algebraic problems, 2nd. Springer Verlag, New-York.
- Hashiguchi, K., 1985. Two- and three-surface models of plasticity. In: V Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, Nagoya, Japan.
- Hashiguchi, K., 1988. Mathematically consistent formulation of elastoplastic constitutive equations. In: VI Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, Innsbruck, Austria.
- Hassanizadeh, M., Gray, W. G., 1979a. General conservation equation for multiphase systems: 1 averaging procedure. *Adv. Water Res.* 2, 131-144.
- Hassanizadeh, M., Gray, W. G., 1979b. General conservation equation for multiphase systems: 2 mass, momenta, energy and entropy equations. *Adv. Water Res.* 2, 191-203.
- Herle, I., Kolymbas, D., 2004. Hypoplasticity for soils with low friction angles. *Comp. & Geotechnics* 31, 365-373.

- Hilber, H. M., Hughes, T. J. R., Taylor, R. L., 1978. Collocation, dissipation and "Overshoot" for time integration schemes in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 6, 99–117.
- Houlsby, G. T., 1997. The work input to an unsaturated granular material. *Géotechnique* 47 (1), 193–196.
- Hughes, T. J. R., 1984. Numerical implementation of constitutive models: rate-independent deviatoric plasticity. In: Nemat-Nasser, S., Asaro, R., Hegemier, G. (Eds.), *Theoretical Foundations for Large Scale computations of Non Linear Material Behavior*. Martinus Nijhoff Publisher, Dordrecht, Horton, Greece.
- Hughes, T. J. R., 2000. *The Finite Element Method, linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Ishihara, K., 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford science publications.
- Ishihara, K., Li, S., 1972. Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. *Soils and Foundations* 12, 19–39.
- Ishihara, K., Yamazaki, F., 1980. Cyclic simple shear tests on saturated sand in multidirectional loading. *Soils and Foundations* 20 (1), 45–59.
- Iwan, W., Moser, M. A., Peng, C. Y., 1985. Some observations on strongmotion earthquake measurement using a digital accelerograph. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 75, 1225–1246.
- Iwan, W. D., 1967. On a class of models for the yield behaviour of continuous and composite systems. *J. Appl. Mechanics, ASME* 34, 612–617.
- Jeremić, B., Sture, S., 1997. Implicit integration in elastoplastic geotechnics. *Mech. Cohesive-Frictional Materials* 2, 165–183.
- Jirasek, M., Bazant, Z. P., 2002. *Inelastic Analysis of Structures*. Wiley, Chichester.
- Jommi, C., 2000. Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In: *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. Balkema, Rotterdam.
- Jommi, C., di Prisco, C., 1994. A simple theoretical approach for modelling the mechanical behaviour of unsaturated soils (in italian). In: *In Conf. Il ruolo dei fluidi nei problemi di ingegneria geotecnica*. Mondovi.
- Katona, M. G., Zienkiewicz, O. C., 1985. A unified set of single step algorithms part 3: the beta-m method, a generalisation of the newmark scheme. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* , 1345–1359.
- Kausel, E., 1988. Local transmitted boundaries. *J. Geotech. Engng., ASCE* 114, 1011–1027.
- Kausel, E., Tassoulas, J., 1981. Transmitting boundaries: a closed-form comparison. *Bulletin of Seismological Society of America*. 71, 143–159.
- Kirkgard, M. M., Lade, P. V., 1993. Anisotropic three-dimensional behaviour of a normally consolidated clay. *Can. Geotech. J.* 30, 848–858.
- Kolymbas, D., 1991. An outline of hypoplasticity. *Archive of Applied Mechanics* 61, 143–151.
- Kolymbas, D., Wu, W., 1993. Introduction to hypoplasticity. In: Kolymbas, D. (Ed.), *Modern Approaches to Plasticity*. Elsevier.
- Lagioia, R., Nova, R., 1995. An experimental and theoretical study of the behavior of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique* 45 (4), 633–648.

- Lee, V. W., Trifunac, M. D., 1974. A note on the accuracy of computed ground displacements from strong motion accelerograms. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 64, 1209–1219.
- Lewis, R. W., Schrefler, B. A., 1998. *The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media*. Wiley, Chichester.
- Liao, Z., Wong, H., 1984. A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation. *Soil Dyn. and Earth. Engng.* 3, 174–183.
- Loret, B., 1990a. Geomechanical applications of the theory of multimechanisms. In: Darve, F. (Ed.), *Geomaterials: Constitutive Equations and Modelling*. Elsevier.
- Loret, B., 1990b. An introduction to the classical theory of elastoplasticity. In: Darve, F. (Ed.), *Geomaterials: Constitutive Equations and Modelling*. Elsevier.
- Lubliner, J., 1990. *Plasticity Theory*. Mac Millan, London.
- Lysmer, J., Kuhlmeyer, R. L., 1969. Finite dynamic model for infinite media. *J. Engng. Mech. Div., ASCE* 95, 859–877.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F., Seed, H. B., 1975. Flush: a computer program for approximate 3-d analyses of soil–structure interaction. Tech. rep., Report EERC 75–30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- M., G. V., 2005. Effect of tilt on strong motion data processing. *Soil Dyn. and Earth. Engng.* 25, 197–204.
- Macari, E. J., Weihe, S., Arduino, P., 1997. Implicit integration of elastoplastic constitutive models for frictional materials with highly non-linear hardening functions. *Mech. Cohesive–Frictional Materials* 2, 1–29.
- Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clay. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 29, 311–336.
- Mroz, Z., 1967. On the description of anisotropic work-hardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 15, 163–175.
- Mroz, Z., Norris, V. A., Zienkiewicz, O. C., 1978. An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 2, 203–221.
- Mroz, Z., Norris, V. A., Zienkiewicz, O. C., 1981. An anisotropic critical state model for soils subject to cyclic loading. *Géotechnique* 31 (4), 451–469.
- Niemunis, A., 2002. Extended hypoplastic model for soils. Ph.D. thesis, Ruhr-University, Bochum.
- Niemunis, A., Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mech. Cohesive–Frictional Materials* 2, 279–299.
- Nova, R., 1977. On the hardening of soils. *Archiwum Mechaniki Stosowanej* 29, 445–458.
- Ortiz, M., Simo, J. C., 1986. Analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *Int. J. Num. Meth. Engng.* 23, 353–366.
- Potts, D. M., Ganendra, D., 1982. A comparison of solution strategies for non-linear finite elements analysis of geotechnical problems. In: *Proceeding of the 3rd International Conference on Computational Plasticity*. Barcelona.
- Potts, D. M., Ganendra, D., 1994. An evaluation of substepping and implicit stress point algorithms. *Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.* 119, 341–354.
- Prevost, J. H., 1977. Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 1, 195–216.

- Prevost, J. H., 1980. Mechanics of continuous porous media. *Int. Journal of Engineering Science* 18, 787–800.
- Prevost, J. H., 1986. Constitutive equations for pressure-sensitive soils: theory, numerical implementation, and examples. In: Dungar, R., Studer, J. A. (Eds.), *Geomechanical Modelling in Engineering Practice*. Balkema, Rotterdam.
- Roscoe, K. H., Burland, J. B., 1968. On the generalised stress-strain behaviour of ‘wet’ clay. In: Heyman, J., Leckie, F. A. (Eds.), *Engineering Plasticity*. Cambridge Univ. Press, Cambridge.
- Rouainia, M., Wood, D. M., 2000. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Géotechnique* 50 (2), 153–164.
- Runesson, K., 1987. Implicit integration of elastoplastic relations with reference to soils. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 11, 315–321.
- Sangrey, D. A., Henkel, D. J., Esrig, M. I., 1969. The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. *Can. Geotech. J.* 6, 241–252.
- Schofield, A. N., Wroth, C. P., 1968. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.
- Schrefler, B. A., Simoni, L., Xikui, L., Zienkiewicz, O. C., 1990. Mechanics of partially saturated porous media. In: Desai, C. S., Gioda, G. (Eds.), *Numerical Methods and Constitutive Modelling in Geomechanics*. Springer Verlag, Wien, Univ. of California, Berkeley.
- Schrefler, B. A., Zhan, X. Y., Simoni, L., 1995. A coupled model for water flow, airflow and heat flow in deformable porous media. *Int. J. Heat Flow Fluid Flow* 5, 531–547.
- Sheu, W. Y., Chang, N. Y., 1987. Cyclic behaviour of a clay: Experiment and modelling. In: *Soil dynamics and liquefaction*. A. S. Cakmak, Elsevier.
- Shinozuka, M., 1970. Simulation of multivariate and multidimensional random processes. *J. Acoust. Soc. Am.* 49.
- Simo, J. C., 1998. *Numerical Analysis and Simulation of Plasticity*. Vol. VI of *Handbook of Numerical Analysis*. Elsevier Science, pp. 183–499.
- Simo, J. C., Govindjee, S., 1991. Non-linear B-stability and symmetry preserving return mapping algorithms for plasticity and viscoplasticity. *Int. J. Num. Meth. Engng.* 31, 151–176.
- Simo, J. C., Hughes, T. J. R., 1987. General return mapping algorithms for rate-independent plasticity. In: Desai, C., et al. (Eds.), *Constitutive Laws for Engineering Materials*. Elsevier Science Publishing, Horton, Greece.
- Simo, J. C., Hughes, T. J. R., 1997. *Computational Inelasticity*. Springer.
- Simo, J. C., Taylor, R. L., 1986. Return mapping algorithm for plane stress elastoplasticity. *Int. J. Num. Meth. Engng.* 22, 649–670.
- Sivakumar, V., Doran, I. G., Graham, J., 2002. Particle orientation and its influence on the mechanical behaviour of isotropically consolidated reconstituted clay. *Engng. Geol.* 66, 197–209.
- Sloan, S. W., 1987. Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress-strain relations. *Int. J. Num. Meth. Engng.* 24, 893–911.
- Sloan, S. W., Andrew, J. A., Daichao, S., 2001. Refined explicit integration of elastoplastic model with automatic error control. *Engng. Comp.* 18 (1), 121–154.
- Stallebrass, S. E., 1990. *Modelling the effect of recent stress history on the behaviour of overconsolidated soils*. Ph.D. thesis, The City University, London.

- Svendsen, B., Hutter, K., 1995. On the thermodynamics of a mixture of isotropic material with constrains. *Int. Journal of Engineering Science* 33 (14), 2022–2054.
- Tamagnini, C., Castellanza, R., Nova, R., 2002. A generalized backward euler algorithm for the numerical integration of an isotropic hardening elastoplastic model for mechanical and chemical degradation of bonded geomaterials. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 26, 963–1004.
- Tamagnini, C., D’Elia, M., 1999. A simple bounding surface model for bonded clays. In: Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Lo Presti, D. (Eds.), *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. Balkema, Rotterdam.
- Tamagnini, C., Viggiani, G., 2002. Constitutive modelling for rateindependent soils: a review.
- Tamagnini, C., Viggiani, G., Chambon, R., 2000. A review of two different approaches to hypoplasticity. In: Kolymbas, D. (Ed.), *Constitutive Modelling of Granular Materials*. Springer, Berlin.
- Tarantino, A., Mongiovi, L., Bosco, G., 1990. An experimental investigation on the isotropic stress variables for unsaturated soils. *Géotechnique* 50 (3), 275–282.
- Terzaghi, K., 1948. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.
- Trifunac, M. D., 1971. Zero baseline correction of strong-motion accelerograms. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 61, 1201–1211.
- Truesdell, C. A., 1956. Hypo-elastic shear. *J. Appl. Physics* 27, 441–447.
- Truesdell, C. A., 1984. *Rational Thermodynamics*. Springer, Berlin.
- Van Eekelen, H. A. M., Potts, D. M., 1978. he behaviour of drammen clay under cyclic loading. *Géotechnique* 28 (2), 173–196.
- Vermeer, P. A., de Borst, R., 1984. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON* 29 (3), 1–64.
- Viggiani, G., 1992. Small strain stiffness of fine grained soils. Ph.D. thesis, City University, London.
- Von Estorff, O., Kausel, E., 1989. Coupling of boundary element and finite elements for soil-structure interaction problems. *Earth. Engng. and Struct. Dyn.* 18, 1065–1075.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., Buisson, M. S. R., 2003. Coupling of hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soil. *Géotechnique* 53 (1), 41–54.
- Wheeler, S. J., Sivakumar, V., 1995. A elasto-plastic critical state frameworkfor unsaturated soil. *Géotechnique* 45 (1), 35–53.
- Whittle, A. J., Kavvasdas, M. J., 1994. Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays. *J. Geotech. Engng., ASCE* 120 (1), 173–198.
- Wilmanski, K., 1996. Porous media at finite strains. the new model with balance equation of porosity. *Arch. Mech.* 48 (4), 591–628.
- Wilmanski, K., 1998. A thermodynamic model of compressible with the balance equation of porosity. *Transport in Porous Media* 32, 21–47.
- Wissmann, J. W., Hauck, C., 1983. Efficient elastic-plastic finite element analysis with higher order stress point algorithms. *Computer and Struct.* 17, 89–95.
- Wood, D. M., 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge Univ. Press.
- Wroth, C. P., Loudon, P. A., 1967. The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin. In: *Proc. Geotechnical Conference*. Vol. 1. Oslo, Norvegy.

- Wu, W., 1998. Rational approach to anisotropy of sand. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 22, 921–940.
- Wu, W., Kolymbas, D., 2000. Hypoplasticity then and now. In: Kolymbas, D. (Ed.), *Constitutive Modelling of Granular Materials*. Springer, Berlin.
- Yang, J., Li, J., Lin, G., 2006. A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil-structure interaction analysis. *Soil Dyn. and Earth. Engng.* 26, 725–734.
- Zhao, C., Valliappan, S., Wang, Y. C., 1992. A numerical model for wave scattering problems in infinite media due to p and sv wave incidences. *Int. J. Num. Meth. Engng.* 33, 1661–82.
- Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H., Pastor, M., 1988. Simple model for soil behaviour and applications to problems of soil liquefaction. *Numerical Methods in Geomechanics*. Balkema, Rotterdam.
- Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Paul, D. K., Shiomi, T., 1990a. Static and dynamic behaviour of soil: a rational approach to quantitative solution, part i: Fully saturated problems. In: *Proc. R. Soc. London, Ser. A*. Vol. 429.
- Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Paul, D. K., Shiomi, T., 1990b. Static and dynamic behaviour of soil: a rational approach to quantitative solution, part i: Semi-saturated problems. In: *Proc. R. Soc. London, Ser. A*. Vol. 429.
- Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Schrefler, B. A., Shiomi, T., 1999a. *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*. Wiley, Chichester.
- Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., Bettés, P., 1980. Drained, undrained consolidating and dynamic behaviour assumption in soils. *Géotechnique* 30 (1), 1–16.
- Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., Pastor, M., Schrefler, M., Shiomi, T., 1999b. *Computational Geomechanics (with special reference to earthquake engineering)*. Wiley & Son.
- Zienkiewicz, O. C., Kelly, D. M., Bettés, P., 1977. The coupling of the finite element method and the boundary solution procedures. *Int. J. Num. Meth. Engng.* .
- Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H., Pastor, M., 1985. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I: basic model and its application. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 9, 453–476.
- Zienkiewicz, O. C., Shiomi, T., 1985. Dynamic behaviour of saturated porous media: the general biot's formulation and its numerical solution. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 8, 71–96.