



AUTORITA' PORTUALE DI CAGLIARI

**Stazione Marittima - Molo Sanita'
Cagliari**

**COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA
SUL LATO NORD-EST DEL PORTO CANALE
(Porto industriale di Cagliari)**

revisione	data	descrizione della modifica

Elaborato :	PROGETTO DEFINITIVO I LOTTO FUNZIONALE	Data :
R002		Febbraio 2011 Rev.01: 05.10.2015
	RELAZIONE GEOTECNICA	Scala :

Progetto :

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Provveditorato Interregionale OO.PP. Lazio-Abruzzo-Sardegna
Sede coordinata di Cagliari

Il Progettista

Dott. Ing. Andrea Botti

Consulenti

SEACON S.R.L.
Dott. Ing. Massimo Vitellozzi

Collaboratore

D.T. geom. Emanuele Fanni

DMS Geotechnical Engineering s.r.l.
Prof. Ing. Fabio Soccodato

Il Responsabile del procedimento
dell'Autorità Portuale

Dott. Ing. Alessandro Boggio

Dott. Ing. Marco Tartaglini

AUTORITA' PORTUALE DI CAGLIARI

**PORTO INDUSTRIALE DI CAGLIARI
COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA SUL LATO NORD-EST
DEL PORTO CANALE**

**PROGETTO DEFINITIVO
I LOTTO FUNZIONALE**

RELAZIONE GEOTECNICA

1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE NEL PROGETTO.....	5
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	6
3.1 Indagini geotecniche.....	6
3.2 Ricostruzione stratigrafica	7
3.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	11
3.4 Modello geotecnico di sottosuolo.....	20
4. SCELTE PROGETTUALI	22
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	28
6. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO.....	29
6.1 Geometria della griglia, successione stratigrafica, elementi strutturali introdotti...29	
6.2 Carichi applicati e combinazioni di carico studiate.....	34
6.3 Fasi successive simulate nelle analisi	38
7. RISULTATI DELLE ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE	40
7.1 Analisi del comportamento della struttura in esercizio (SLE).....	40
7.2 Verifiche di sicurezza: analisi SLU.....	50
7.2.1 Analisi SLU-STR	50
7.2.2 Analisi SLU GEO.....	57
8. RISULTATI DELLE ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE	67
8.1 Verifiche SLE sismiche: SLD	67
8.2 Verifiche SLU-STR sismica: SLV-STR	68
8.3 Verifiche SLU-GEO sismica: SLV GEO.....	69
9. VERIFICHE DI SICUREZZA (metodi convenzionali)	72
9.1 Stabilità globale dell'opera di sostegno: SLU-GEO.....	72
9.2 Verifiche di sicurezza dei setti della paratia nei riguardi dei carichi verticali	75
9.3 Verifiche di sicurezza dei setti di ancoraggio nei riguardi dei carichi verticali	76
10. PRECARICO DEI TERRENI NELLA ZONA DEL PIAZZALE DI STOCCAGGIo	78
11. FONDAZIONI DEI SERBATOI E DELLA CABINA ELETTRICA.....	81
12. PIANO DI MONITORAGGIO	84

Riferimenti bibliografici

Appendice A – Normativa di riferimento

Appendice B – Tabulati di input codice FLAC

Appendice C – Calcolo dei cedimenti

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa agli aspetti geotecnici del progetto definitivo del completamento della banchina lato Nord del porto canale di Cagliari, e recepisce le osservazioni contenute nel parere 63/2011 della seduta del 14/12/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In particolare, il piano di monitoraggio è stato aggiornato, mantenendone la filosofia, ma riducendo il numero delle sezioni di controllo, e quindi, limitando le interferenze con le fasi costruttive.

La nuova banchina ha una lunghezza di 317,50 m; a seguito della sua realizzazione l'intero lato Nord del Porto Canale e del bacino di evoluzione potrà essere utilizzato per l'ormeggio di navi con elevato dislocamento (fino a 100.000 tdw) servite da gru terrestri di portata fino a 60 t a 10m.

Nel documento, dopo una breve descrizione delle opere previste in progetto, sono illustrate in dettaglio le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle nuove opere, sulla base dei risultati di specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, pervenendo così alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo sulla cui base sono state condotte le verifiche di sicurezza e le analisi del comportamento in esercizio.

Sono infine riportate alcune indicazioni per il monitoraggio della nuova opera nel corso delle fasi costruttive e in esercizio.

La presente Relazione si basa sui risultati delle indagini geotecniche eseguite dalla soc. GEOTER srl nel 2010, raccolte nei seguenti documenti:

- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Indagini geotecniche (GEOTER srl);*

- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Stratigrafie sondaggi (GEOTER srl);*

“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Fotografie cassette catalogatrici (GEOTER srl);

- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Prove Pressiometriche (GEOTER srl);*

- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Prove Penetrometriche statiche (GEOTER srl);*
- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Prove Cross Hole-Relazione Geofisica (GEOTER srl);*
- *“Esecuzione Di Indagini Geotecniche A Supporto Del Progetto Di Completamento Della Banchina Sul Lato Nord-Est Del Porto Canale Industriale Del Porto Di Cagliari” – Prove geotecniche di laboratori (GEOTER srl).*

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE NEL PROGETTO

Attualmente nel porto canale di Cagliari tutta la sponda nord del canale, dall'imboccatura fino al limite del bacino di evoluzione, è occupata da una banchina che viene utilizzata esclusivamente per l'ormeggio delle navi porta contenitori. A tergo della banchina è presente un piazzale largo circa 220 m che viene utilizzato per lo stoccaggio e la movimentazione dei contenitori.

La nuova banchina in progetto ha origine in corrispondenza della sezione terminale della banchina esistente e, mantenendo lo stesso allineamento, si sviluppa per 317.50 m.

Nel progetto è previsto di dragare lo specchio acqueo prospiciente le nuove banchine sino a quota -16.00 m s.l.m. Si prevede la pavimentazione dell'area posta a tergo della nuova struttura di banchina per una fascia di larghezza 25.00 m, nonché di un'ulteriore area retrostante di superficie m^2 7.380 (piazzale ingresso).

La quota di sommità della sovrastruttura è stata prevista pari $+2.50$ m slm, mentre la quota di progetto dei fondali antistanti le banchine è pari a -16.00 m slm.

L'interasse tra le due travi portarotaie delle gru di banchina è pari a 36.60 m.

Gli aspetti di natura geotecnica relativi a tale intervento e oggetto della presente relazione riguardano quindi essenzialmente il progetto della struttura di sostegno della banchina e la valutazione dei cedimenti nel piazzale a tergo della banchina destinato alla movimentazione e stoccaggio dei *containers*.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

3.1 Indagini geotecniche

Al fine di indagare sulla natura dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere, nell'estate del 2010 è stata attuata una vasta campagna d'indagini che ha interessato tutta la sponda nord del canale in corrispondenza del bacino di evoluzione. La campagna d'indagine è articolata in 11 sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino a 45 m di profondità, con prelievo di campioni indisturbati di terreno, esecuzione di prove penetrometriche dinamiche standard in foro (*Standard Penetration Test*) e di 34 prove pressiometriche; sono state inoltre eseguite, ubicate per lo più in adiacenza alle verticali di sondaggio, 11 prove penetrometriche statiche (CPT) e altrettante prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), eseguite con preforo. Infine, sono state effettuate 4 prove *cross hole* con l'obiettivo di valutare la rigidità dei terreni a piccoli livelli di deformazione.

I campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi sono sottoposti ad analisi per l'identificazione e la classificazione, nonché a prove meccaniche per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto. In particolare, sono state eseguite prove di taglio diretto (TD), prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) e prove triassiali consolidate non drenate (TX-CIU), per la valutazione delle caratteristiche di resistenza, e prove di compressione edometrica (EDO) per la valutazione delle caratteristiche di compressibilità.

La descrizione delle modalità di esecuzione delle indagini geotecniche e tutti i risultati ottenuti sono contenuti negli elaborati dedicati (GEOTER s.r.l., 2010).

In Fig. 3.1 si riporta l'ubicazione delle indagini effettuate in corrispondenza del bacino di evoluzione.

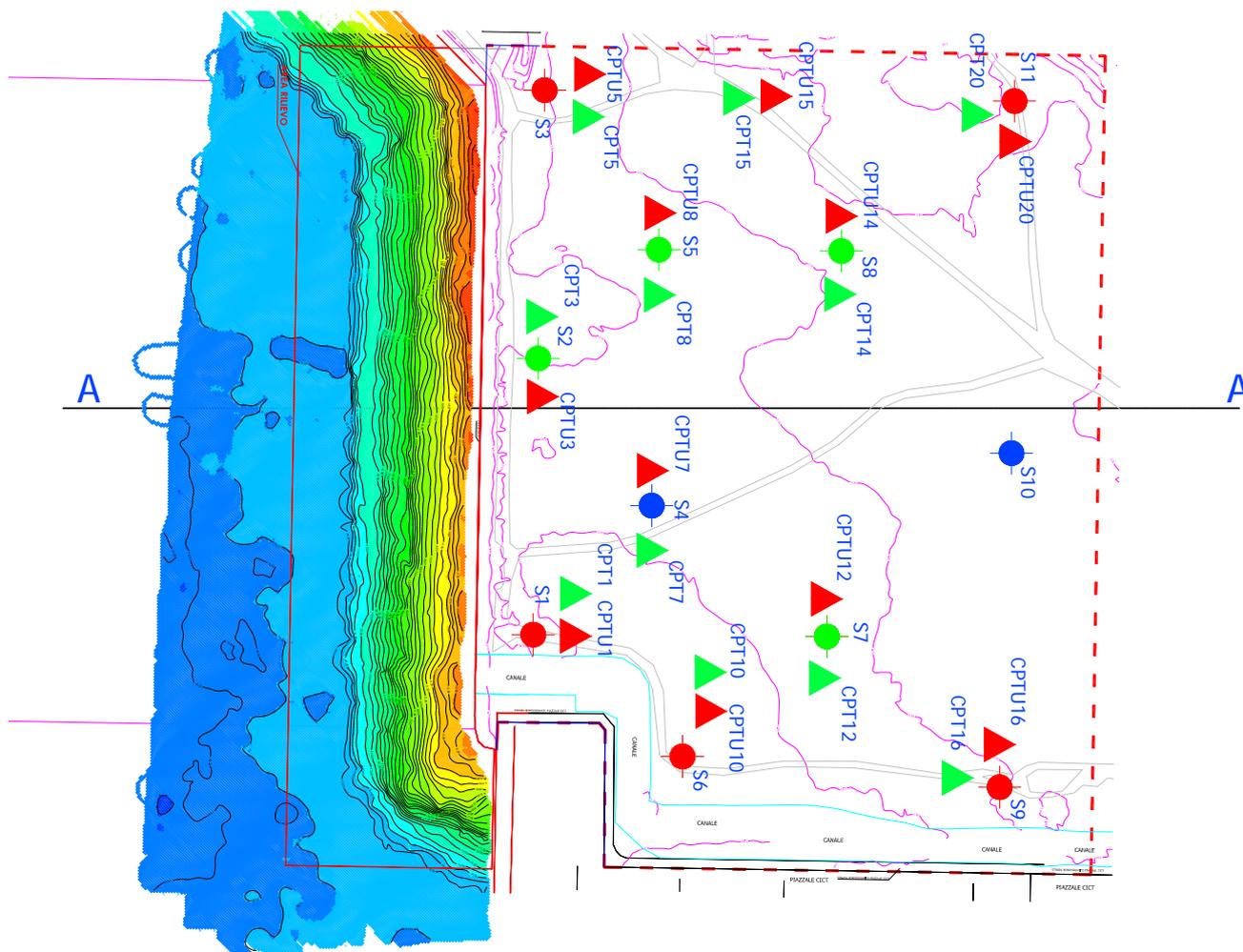


Fig. 3.1 – Ubicazione delle indagini in corrispondenza della sponda nord del bacino di evoluzione.

3.2 Ricostruzione stratigrafica

Nelle Fig. 3.2 e Fig. 3.3 sono poste a confronto le colonne stratigrafiche relative ad alcuni sondaggi, affiancate ai profili penetrometrici ottenuti dalle prove eseguite accanto ai sondaggi stessi, mentre nella Fig.3.4 si riportano i valori della resistenza alla punta ottenuti da tutte le prove penetrometriche.

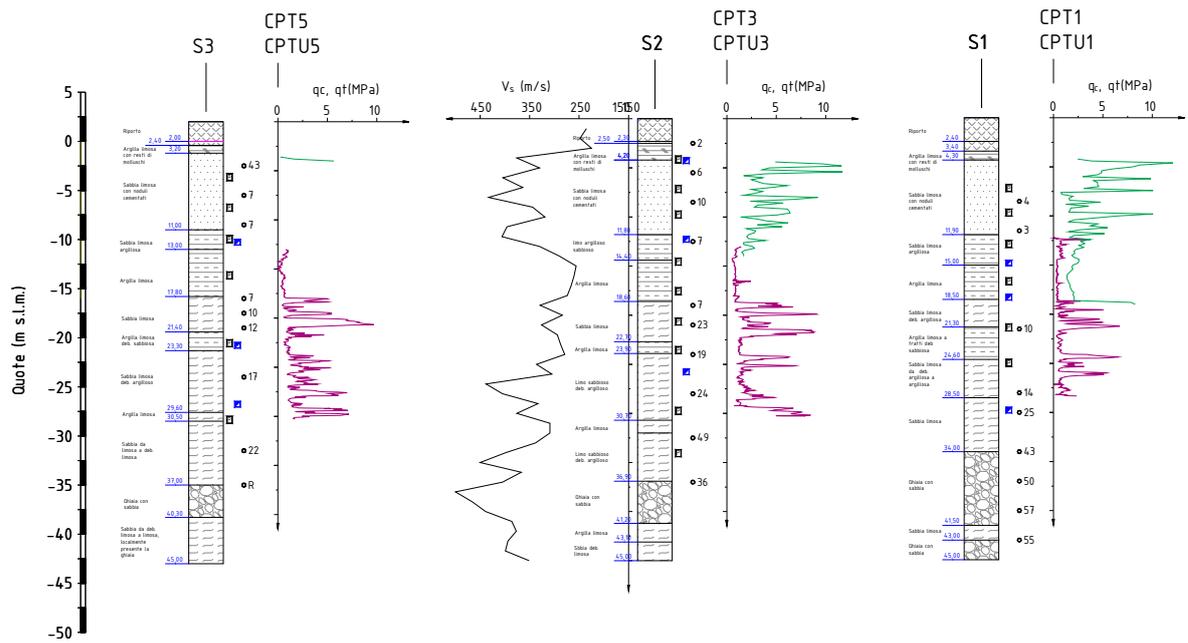


Fig. 3.2 – Colonne stratigrafiche in prossimità della linea di costa.

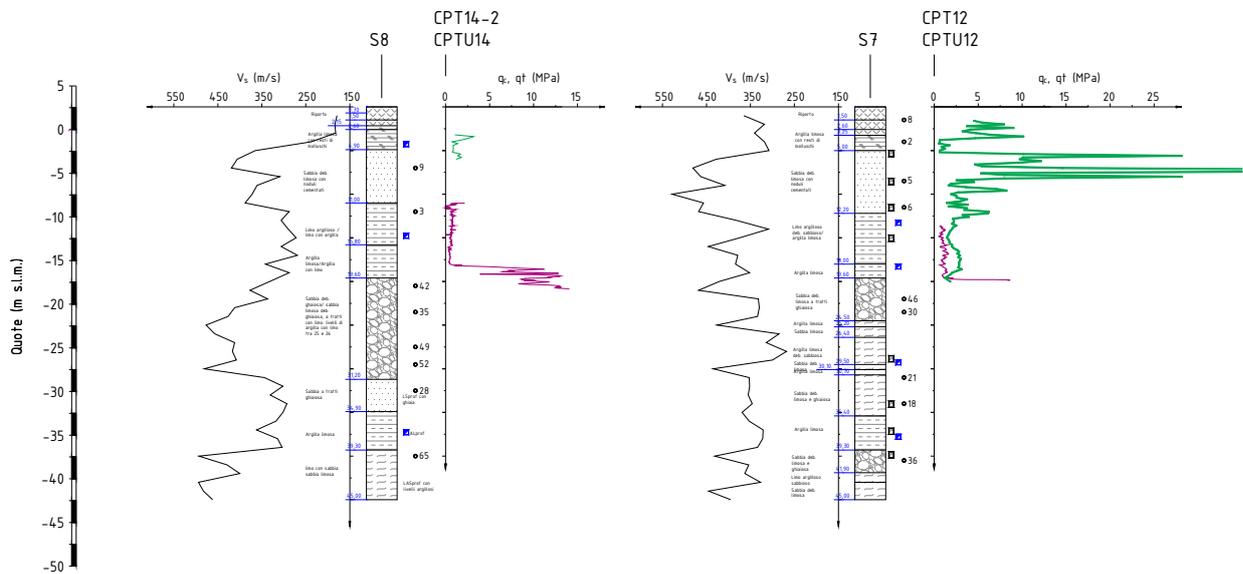


Fig. 3.3 – Colonne stratigrafiche in corrispondenza del piazzale di stoccaggio.

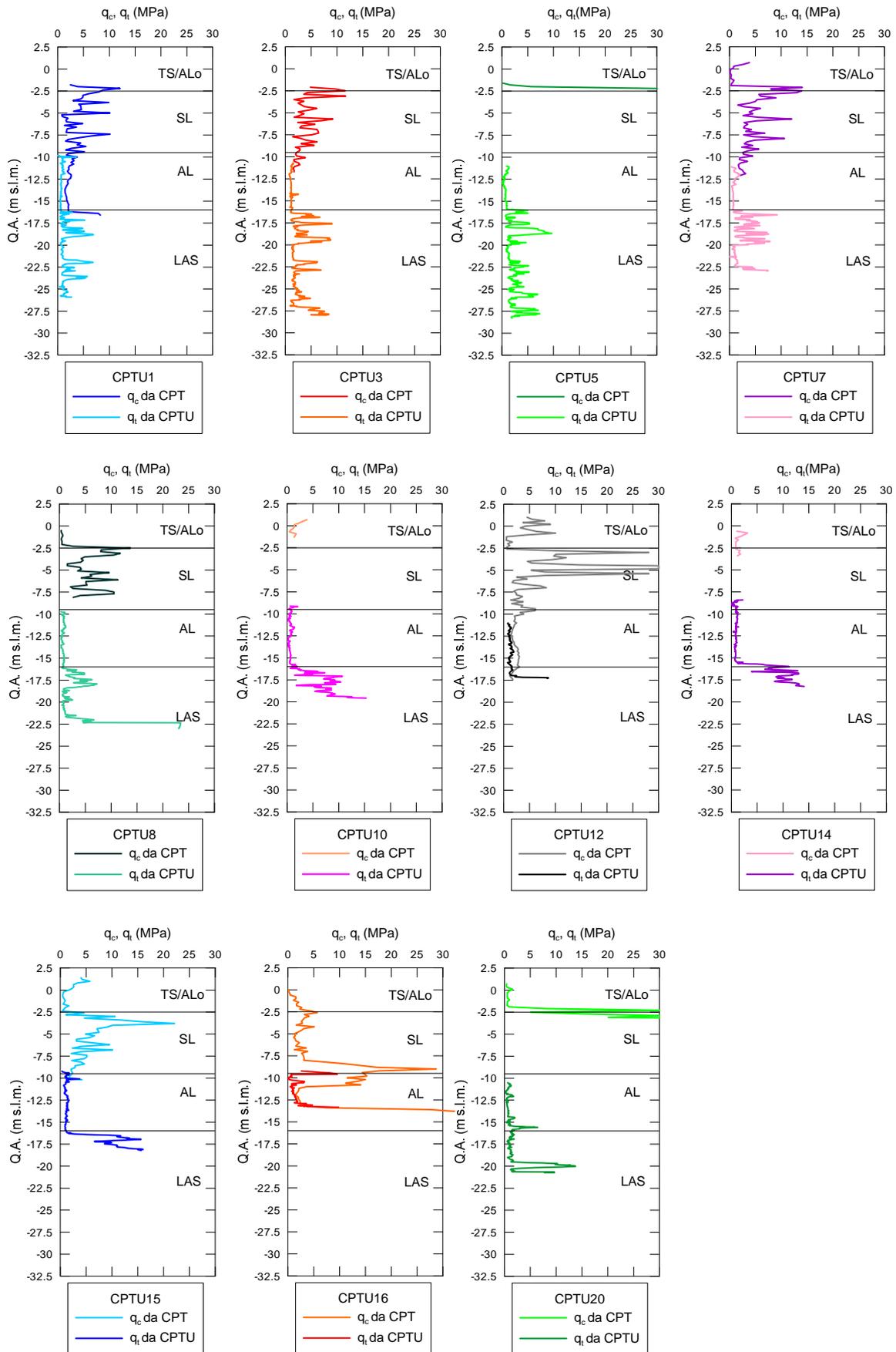


Fig. 3.4 – Risultati delle prove penetrometriche statiche.

In accordo con le indicazioni dei sondaggi, l'andamento della resistenza alla punta indica la presenza, al di sotto dei terreni superficiali di modesta consistenza, di un livello di circa 7 m di sabbie in cui, per la presenza dei noduli cementati, si è raggiunto talvolta il rifiuto strumentale; al di sotto delle sabbie si rinviene uno strato schiettamente argilloso di circa 6-7 m di spessore. L'andamento irregolare del profilo della resistenza alla punta a profondità maggiori di circa 16 m slm sottolinea l'elevata eterogeneità dei terreni più profondi, in cui si alternano livelli limosi e argillosi, laddove la resistenza alla penetrazione assume i valori più bassi e un andamento più uniforme, a livelli sabbiosi e ghiaiosi, laddove la resistenza alla punta assume un andamento marcatamente irregolare e raggiunge i valori maggiori, e, localmente, il rifiuto strumentale.

L'osservazione delle colonne stratigrafiche, messe a confronto con l'andamento della resistenza alla punta delle prove penetrometriche indica che, al di sotto di un primo strato di terreno superficiale (**TS/ALO**), in cui si distingue materiale di riporto sovrastante un livello di limi argillosi con resti di molluschi, fino a profondità variabili tra -0.8 e -3.4 m slm, si rinviene uno strato di sabbie limose (**SL**), caratterizzate dalla presenza di noduli cementati, fino ad una profondità variabile tra -8.5 e -11.5 m slm. Da tale quota e fino ad una profondità compresa tra -13.3 e -17.0 m slm è presente una formazione di argille limose (**AL**) talvolta intercalate da sottili livelli sabbiosi. Infine, si rinviene un banco molto eterogeneo di limi argillosi e sabbiosi (**LAS**), caratterizzati dalla presenza di livelli, a volte in forma di lenti, più argillosi nella zona della banchina (S1-2-3-4-5-6) e di sabbia ghiaiosa (**SG**) nella zona più interna (S7-8-9-10-11), in corrispondenza dell'area preposta alla realizzazione del piazzale di stoccaggio. A testimonianza della eterogeneità spaziale dei livelli più francamente sabbiosi e ghiaiosi, nei sondaggi più prossimi alla linea di costa il litotipo **SG** si rinviene a profondità maggiori di circa -32.0 m slm, mentre nei sondaggi più arretrati, al di sotto del litotipo **LAS**, si rinviene un livello di argilla limosa (**AL_{prof}**) di spessore medio di circa 6 m e, ancora più in profondità, un litotipo a composizione variabile, presentandosi in alcuni sondaggi come un limo sabbioso, in altri come una sabbia con ghiaia.

Per rappresentare la distribuzione spaziale dei differenti litotipi, sono state costruite 4 sezioni stratigrafiche, integrando i profili stratigrafici con i risultati delle prove penetrometriche e delle prove *cross hole*. Tali sezioni sono rappresentate nell'elaborato T010-Sezioni stratigrafiche, allegato al progetto.

Nell'area oggetto dell'intervento il piano campagna è sostanzialmente pianeggiante, e posto ad una quota che oscilla tra 2.5 e 3.0 m slm.

3.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata effettuata interpretando i risultati delle indagini in sito e di quelle di laboratorio. In particolare, su 20 campioni indisturbati prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi nei livelli a prevalente componente limosa e argillosa sono state effettuate prove di laboratorio per l'identificazione e la classificazione e prove meccaniche per la determinazione delle caratteristiche di compressibilità e resistenza. Come si vedrà, tali campioni sono stati prevalentemente prelevati dalle unità **AL** e **LSO**, e nei livelli argillosi dell'unità **LAS**. Per questa formazione, come per quella delle sabbie **SL**, nelle quali non è stato possibile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica deve anche essere basata sull'interpretazione delle prove in sito.

Con riferimento ai risultati delle prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati, in Fig. 3.5 si riportano gli andamenti con la profondità delle principali proprietà indice e grandezze di stato. Il contenuto naturale d'acqua, w , varia tra il 31 % e il 39% nel livello **AL**, mentre a profondità maggiori, all'interno del litotipo indicato come **LAS**, il contenuto d'acqua ha valori pari al 35% nei campioni più argillosi e più modesti (tra 22 e 27%) nei campioni a maggiore componente limosa e sabbiosa. L'indice di consistenza I_c si mantiene mediamente pari a 0.8.

Il peso dell'unità di volume γ cresce, passando da valori prossimi a 15 kN/m^3 per il litotipo superficiale (**TS/ALO**) a 18 kN/m^3 per l'argilla limosa (**AL**) e a $18.5\text{-}19 \text{ kN/m}^3$ per il limo argilloso sabbioso (**LAS**); corrispondentemente, l'indice dei vuoti e decresce da circa 1.7 nei terreni superficiali, a 1.0 per l'**AL**, fino a 0.8 per i **LAS**.

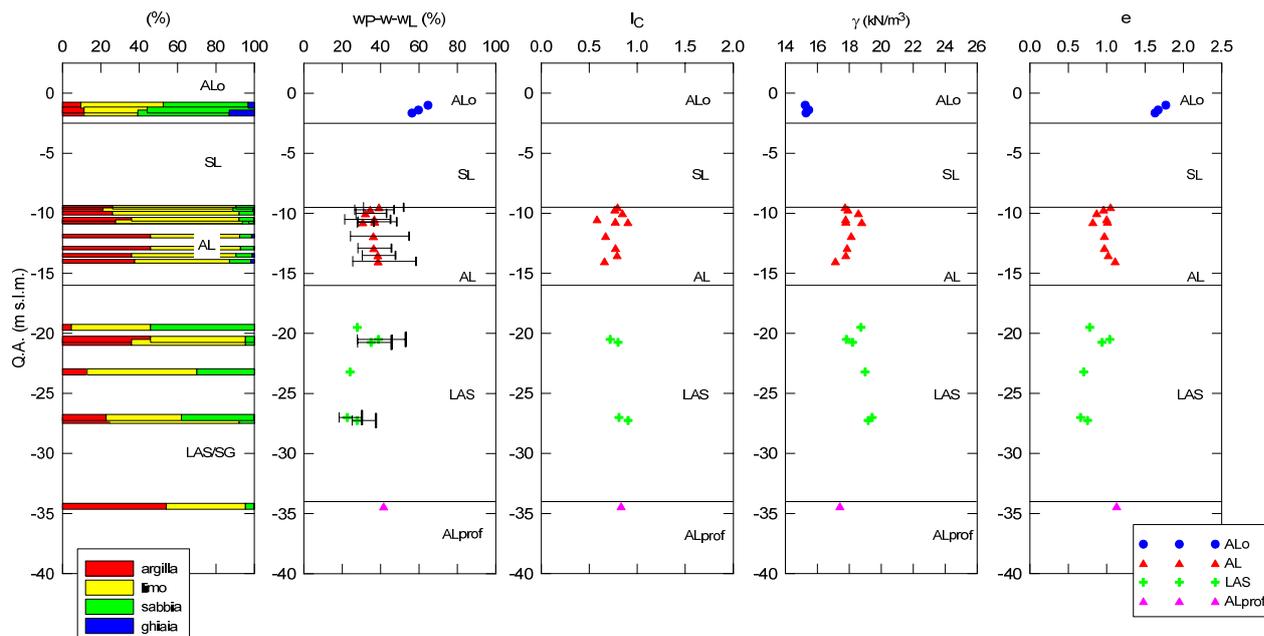


Fig. 3.5 – Proprietà indici e grandezze di stato.

In Fig. 3.6 sono riportate le coppie di valori (limite liquido, indice di plasticità) sulla carta di plasticità di Casagrande; la frazione fine dei terreni indagati può essere classificata come limi e argille inorganiche di media plasticità.

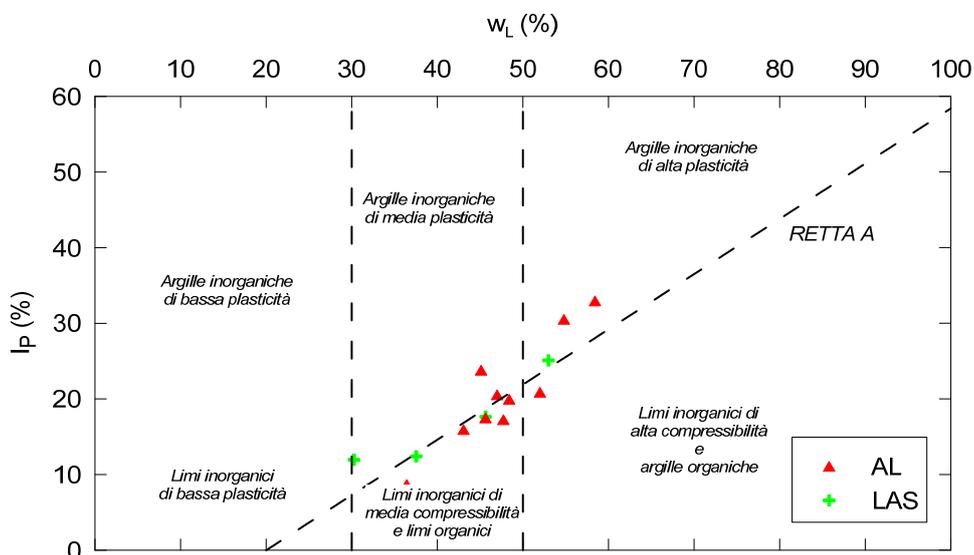


Fig. 3.6 – Carta di plasticità.

In Fig. 3.7 si riporta l'andamento con la profondità delle caratteristiche di compressibilità e di consolidazione dei terreni a prevalente componente fina, determinati dalle prove di compressione edometrica. Dai risultati di tali prove è stato possibile determinare il valore della tensione di snervamento σ'_{vy} dei terreni indagati, utilizzando la costruzione di Casagrande; i valori del coefficiente di consolidazione c_v sono stati determinati

interpretando le curve cedimenti-tempo, corrispondenti agli stati di tensione prossimi a quelli litostatici, mediante la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. Osservando i grafici, si può dedurre che nei primi metri, in corrispondenza dei terreni superficiali, l'indice di compressibilità C_c è relativamente elevato, variando tra 0.6 e 1.0, mentre l'indice di rigonfiamento C_s varia tra 0.04 e 0.14; in corrispondenza del livello delle argille limose **AL**, C_c assume valori compresi tra 0.31 e 0.42, con valore medio pari a 0.35, mentre assume nel litotipo **LAS** valori compresi tra 0.15 e 0.43, per un valore medio pari a 0.27. I valori dell'indice di rigonfiamento C_s e variano tra 0.03 e 0.07, nelle argille limose **AL** (con valore medio pari a 0.05), mentre nei limi argillosi sabbiosi **LAS** risultano più dispersi e compresi tra 0.02 e 0.06, con valore medio pari a 0.04. E' possibile osservare, come atteso, che i parametri di compressibilità più elevati determinati nei **LAS** sono relativi al campione caratterizzato dalla maggiore frazione argillosa.

Per quanto riguarda, infine, la storia tensionale, i depositi superficiali (**TS-ALO**) evidenziano un modesto grado di sovraconsolidazione, con valori di OCR compresi tra 1 e 2; nei depositi più profondi, il grado di sovraconsolidazione appare diminuire con la profondità, assumendo un valore medio pari a 2.6 nell'**AL** e pari a circa 1.5 nei **LAS** (valori di OCR minori dell'unità sono da attribuirsi ad effetti di disturbo dei campioni). Come si illustrerà in seguito, lo stato di sovraconsolidazione nei **LAS**, seppur modesto, è testimoniato anche dai profili penetrometrici.

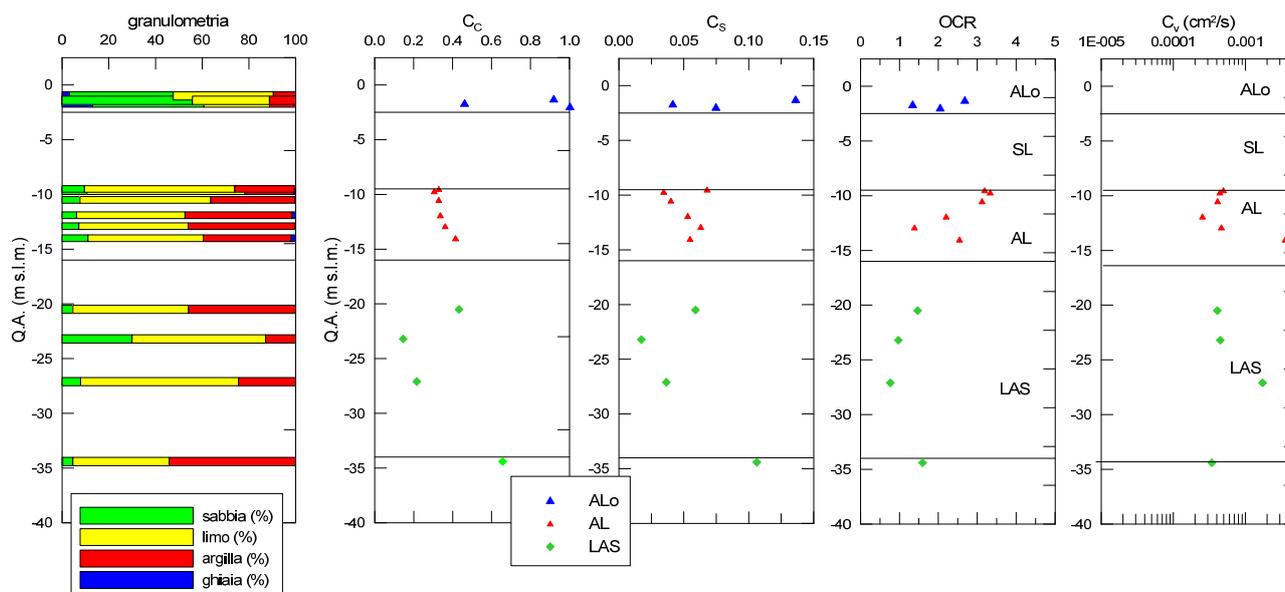


Fig. 3.7 – Compressibilità e storia delle sollecitazioni.

Per le formazioni **AL** e **LAS**, i valori di c_v risultano compresi tra $3 \cdot 10^{-4}$ e 10^{-3} cm²/s; a questi valori del coefficiente di consolidazione corrispondono valori della permeabilità compresi tra 10^{-9} e 10^{-8} m/s. Per i terreni superficiali (**ALO**) le curve cedimento-tempo ottenute dalla prove di compressione edometrica evidenziano, in accordo con la distribuzione granulometrica, sviluppi di aliquote significative di cedimento già in corrispondenza delle prime letture; si ritiene pertanto ragionevole assumere per questa unità valori di c_v almeno pari a $3.5 \cdot 10^{-3}$ cm²/s. Inoltre, sempre per questa unità stratigrafica, l'indice di ricomprensione C_r valutato tra la tensione efficace litostatica e la tensione di snervamento è risultato significativamente maggiore di C_s , con un valore medio pari a 0.3.

Come già detto, la prevalente componente limosa e sabbiosa del litotipo indicato come **LAS** ha consentito il recupero, in corrispondenza dei livelli più argillosi, di un limitato numero di campioni indisturbati, sottoposti successivamente a prove di laboratorio.

Al fine di completare la conoscenza sulla rigidità dei terreni sono state condotte numerose prove pressiometriche *Menard*, a varie profondità, interessando tutti i litotipi. In Fig. 3.8 sono riportati i risultati delle prove pressiometriche in termini di modulo di taglio G , valutato sul ciclo di scarico e ricarica appositamente condotto durante la prova. Nella figura sono indicati i risultati suddivisi per sondaggio, in modo da evidenziare una eventuale variabilità della rigidità in relazione alla ubicazione (i sondaggi S1-S4 sono più prossimi al canale mentre il sondaggio S7 è più interno). I risultati delle pressiometriche non sembrano evidenziare diversità di comportamento nelle diverse verticali di prova. I risultati appaiono piuttosto dispersi nelle sabbie limose **SL**, a testimonianza della presenza di livelli di cementazione piuttosto eterogenei, mentre nelle argille limose **AL** evidenziano, coerentemente con l'andamento della resistenza alla punta misurata nel corso delle CPT, la presenza al tetto di un livello, di qualche metro, di migliori caratteristiche meccaniche.

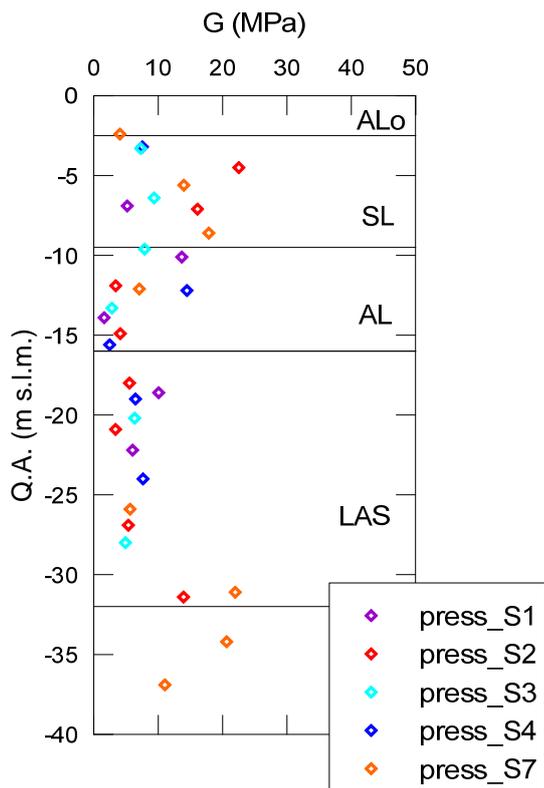


Fig. 3.8- Modulo di taglio dal ciclo di scarico-ricarico delle prove pressiometriche.

Assumendo un valore del coefficiente di Poisson ν' pari a 0.25 per le sabbie e 0.33 per le argille, i valori medi dei corrispondenti moduli di Young E' , così come risulta dal grafico di Fig. 3.9, sono risultati pari a $E'=32$ MPa nelle **SL**, $E'=14.3$ MPa mediando tutti i valori e $E'=9$ MPa trascurando i valori ottenuti in prossimità del tetto nell'unità **AL**, e, infine $E'=21.2$ MPa nei **LAS**.

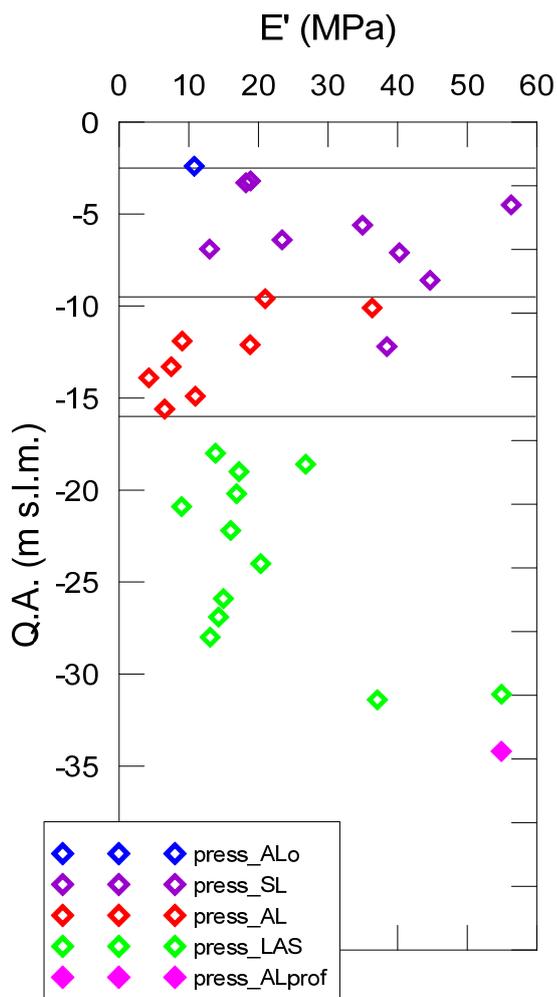


Fig. 3.9 - Modulo di Young dal ciclo di scarico-ricarico delle prove pressiometriche.

Sempre nell'ambito delle caratteristiche di rigidità, per i litotipi incoerenti, in cui non è possibile il prelievo di campioni indisturbati, si può far riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche, SPT. Nel grafico in Fig. 3.10 si riportano i valori del modulo di Young E' , ottenuti dalle SPT utilizzando la relazione

$$E' = 7\sqrt{N_{spt}} \quad (\text{MPa});$$

Per confronto nello stesso sono riportati i valori del modulo di Young ottenuti dalle pressiometriche. Con i simboli pieni sono evidenziati i risultato ottenuti nei sondaggi più prossimi alla banchina.

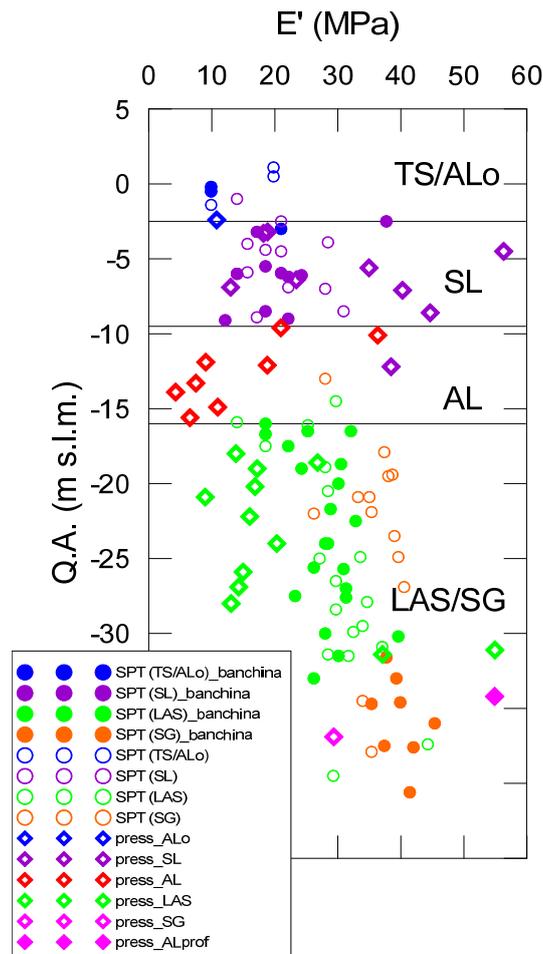


Fig. 3.10 - Modulo di rigidezza E' dalle prove in sito.

Anche l'interpretazione delle prove SPT fornisce, per le sabbie limose, **SL**, valori del modulo di elasticità piuttosto dispersi, mentre nei **LAS** e nei livelli con ghiaia, **SG**, i valori di E' si attestano rispettivamente intorno a 30 MPa e 40 MPa, maggiori rispetto a quanto ottenuto con le pressiometriche. Escludendo i risultati ottenuti nei sondaggi più arretrati nei livelli più ghiaiosi dei **LAS**, i valori della rigidezza sembrano mantenersi comunque relativamente modesti anche alle maggiori profondità (inferiori a 40 MPa al di sotto di -30 m slm).

Al fine di determinare le caratteristiche di resistenza dei terreni a grana fine, su alcuni campioni indisturbati sono state eseguite prove di laboratorio (prove di taglio diretto e prove di compressione triassiale consolidate non drenate). I risultati ottenuti da tali prove, interpretati utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, sono riportati nella Fig. 3.11, insieme ai valori desunti per i campioni a prevalente componente sabbiosa (**SL**, **SG**) a partire dalle prove penetrometriche dinamiche, calcolando tramite le espressioni di Skempton (1986) lo stato di addensamento D_R e da questa, tramite le correlazioni di Schmertmann (1978), il valore dell'angolo d'attrito in funzione della granulometria. Le

prove di laboratorio sui campioni di argilla limosa del litotipo **AL** e sui campioni prelevati nei livelli argillosi dei **LAS**, evidenziano una coesione efficace c' modesta (compresa tra 0 e 15 kPa) e angoli di resistenza al taglio φ' che variano tra 22° e 30°; l'interpretazione delle prove SPT fornisce valori di φ' per la formazione **SL** pari a 33° e compresi tra 35° e 40° per i campioni sabbiosi e ghiaiosi dell'unità **LAS** e **SG**.

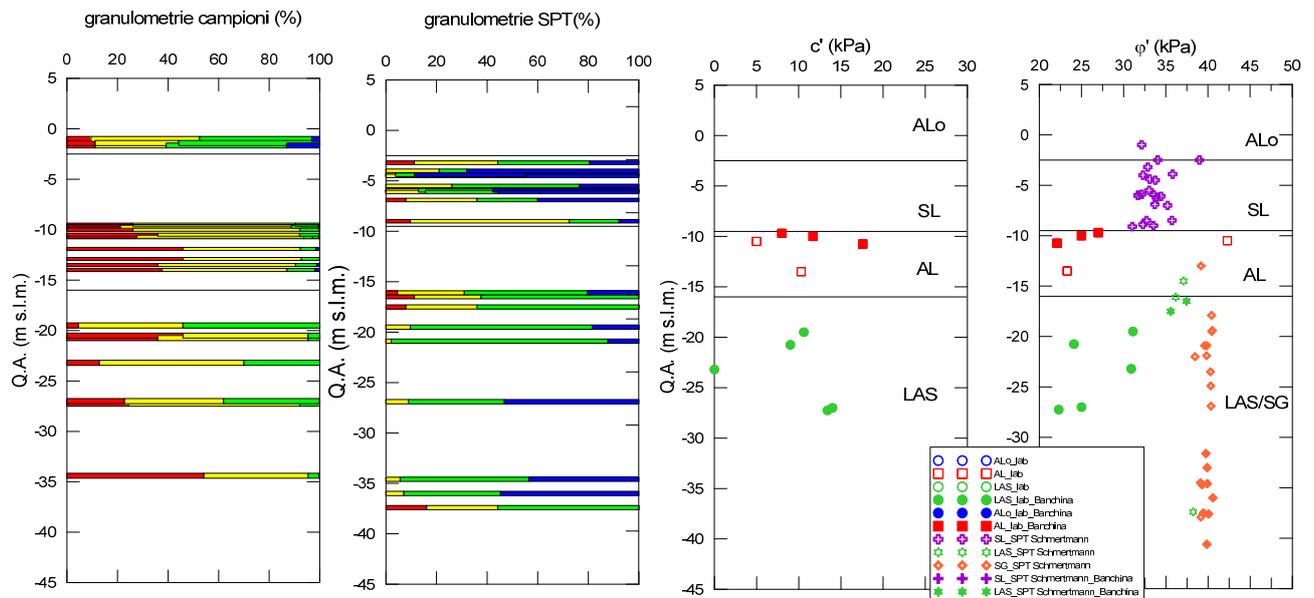


Fig. 3.11- Parametri di resistenza.

I valori degli angoli d'attrito appena mostrati, sono in accordo con quanto si osserva in Fig.3.12, sul grafico proposto da De Mello (1971), in cui sono stati diagrammati il numero di colpi risultanti dalle prove SPT in funzione dei valori della tensione efficace litostatica alla profondità di prova. Per i terreni più superficiali si osserva un valore dell'angolo d'attrito che si attesta sulle rette relative a 25° e 35°. Per quanto riguarda la sabbia limosa **SL** le prove *SPT* indicano un campo di variabilità compreso tra 25° e 35°. Per i litotipi **LAS** (nelle porzioni sabbiose) e **SG** i valori dell'angolo d'attrito risultano molto dispersi, in linea con l'elevata eterogeneità di questa formazione, attestandosi su valori compresi tra 30° e 35° nei **LAS** e intorno a 40° nell'unità **SG**.

Per quanto attiene i valori della resistenza non drenata c_u delle formazioni a prevalente frazione argillosa, in Fig. 3.13 si riporta l'andamento con la profondità dei valori della c_u determinata dalle prove di laboratorio TX-UU e dalle prove speditive eseguite con il *pocket penetrometer* sulle carote sui campioni. Nello stesso grafico è mostrato anche l'andamento atteso della c_u per un'argilla normalconsolidata, stimata con la relazione:

$$c_u = (0.11 + 0.0037I_p) \cdot \sigma'_v$$

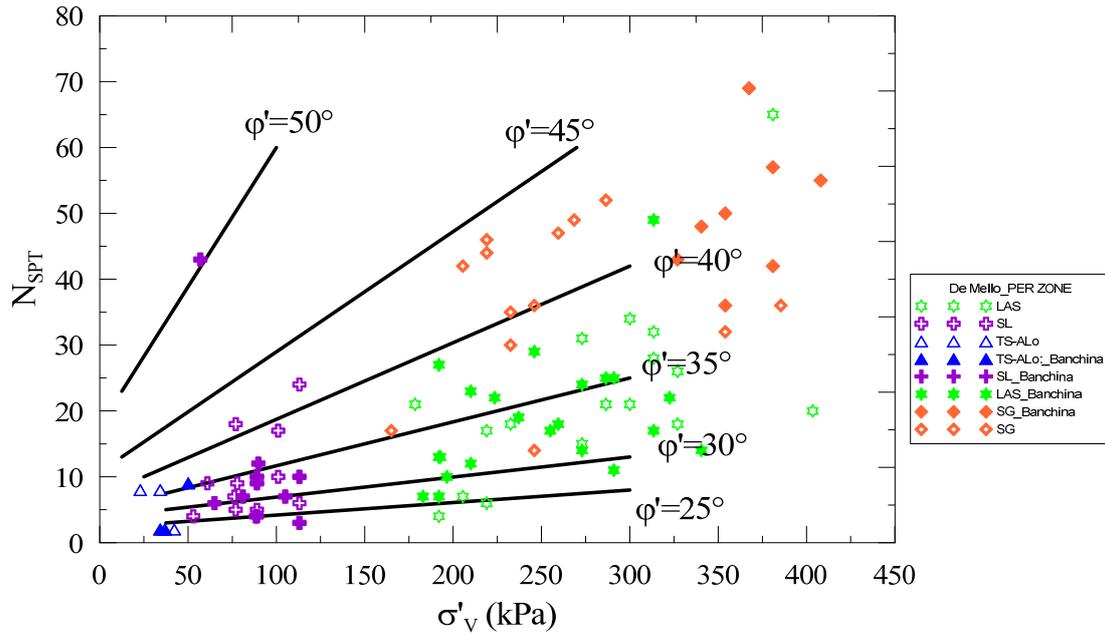


Fig. 3.12 - Correlazione tra prove SPT e angolo di attrito.

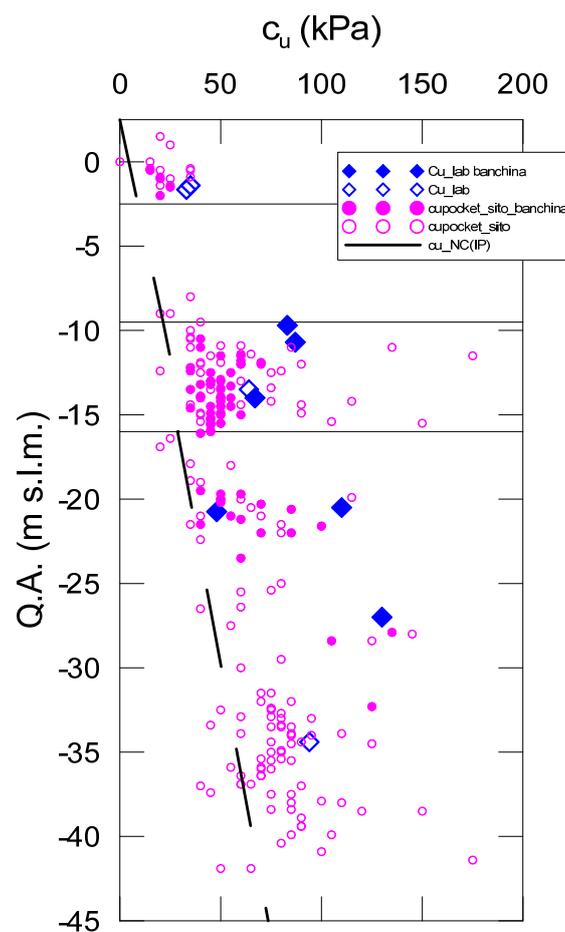


Fig. 3.13 - Andamento della resistenza non drenata dalle prove sui campioni e sulle carote

I risultati ottenuti confermano lo stato di leggera sovraconsolidazione delle formazioni presenti evidenziato dalle prove di compressione edometrica. Seppure i dati mostrano una certa dispersione, soprattutto nella formazione dei **LAS**, in corrispondenza della banchina la coesione non drenata appare aumentare con la profondità, passando da valori compresi tra 25 e 30 kPa per l'unità superficiale **LSO**, a valori compresi tra 40 e 80 kPa nella formazione **AL** e tra 80 e 120 kPa nella formazione dei **LAS**.

I risultati delle prove CPTU (cfr Fig. 3.4), relativamente alle misure effettuate nei livelli più francamente argillosi, sono in accordo con gli andamenti ed i valori della resistenza non drenata appena mostrati.

3.4 Modello geotecnico di sottosuolo

Le analisi del comportamento delle strutture in progetto verranno eseguite utilizzando per i terreni modelli di comportamento elasto-plastici.

La Tab. 3-1 riassume i parametri fisici e meccanici che caratterizzano tali modelli, e che derivano dall'interpretazione, descritta nel paragrafo precedente, dei risultati delle indagini geotecniche eseguite.

Tab. 3-1- Profilo stratigrafico e caratteristiche fisico meccaniche dei terreni (valori caratteristici).

Litotipo	z tetto (m slm)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)	C_c	$C_s (C_r)$	OCR	E' (MPa)
TS/ALO	2.5	15.5 -17.0	0	25	30	0.80	0.08 (0.3)	1.5	3-10
SL	-2.5	19.0	0	32	-	-	-	-	20-30
AL	-9.5	18.0	0	26	50	0.36	0.053	2.0	7-15
LAS	-16.0	18.5	0	28	8.6+3.16 z	0.27	0.03	1.5	15-40

Per quanto riguarda i parametri assunti per la formazione dei **LAS**, si è tenuto conto dell'eterogeneità di tale formazione, mediando i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio, più rappresentative dei livelli argillosi, con quelli relativi alle prove in sito.

Nella figura Fig. 3.14 si riporta l'andamento con la profondità della rigidezza elastica operativa E' che verrà assunta nelle analisi numeriche. È possibile osservare come nelle formazioni **AL** e **LAS** sia stato dato maggior peso ai risultati delle prove pressiometriche rispetto a quelli delle prove SPT; nell'unità **SL**, in considerazione della variabilità dei livelli

di cementazione presenti, si sono cautelativamente assunti valori delle rigidezze più vicini a quelli minimi misurati.

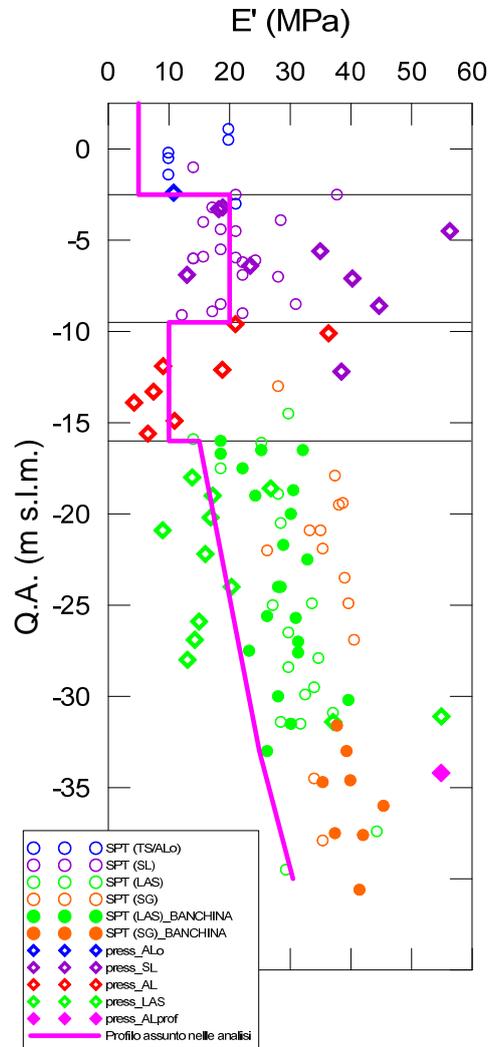


Fig. 3.14 Modulo di rigidezza elastico operativo.

4. SCELTE PROGETTUALI

I principali aspetti geotecnici relativi alla progettazione del completamento del banchinamento sul lato nord est del Porto Canale Industriale di Cagliari riguardano il dimensionamento delle strutture di sostegno di un nuovo tratto di banchina (di lunghezza pari a circa 320 m); inoltre, in considerazione delle caratteristiche meccaniche relativamente scadenti dei terreni di fondazione più superficiali, particolare importanza riveste anche lo studio e l'analisi dei cedimenti (e del loro decorso nel tempo) dei piazzali.

Il progetto del tratto di banchinamento esistente sul lato nord del canale, realizzato negli anni 80, aveva previsto il ricorso, per l'opera di sostegno, ad un diaframma a T in c.a. (3.4x3.4x0.8m) di lunghezza 33.0 m circa. La quota finita della banchina è pari a +2.5 m slm. L'ancoraggio, posto a +0.7 m slm, è costituito da tiranti a trefoli pretesi che collegano i diaframmi di banchina con setti verticali rettangolari (3.40x0.80m), posizionati ad una distanza di circa 37 m dal filo banchina, con interasse 3.4 m (in corrispondenza di ogni bitta è presente un setto aggiuntivo). Il progetto era caratterizzato dalla completa rimozione (bonifica) dello strato superficiale (presente fino a quote di -2.5 ÷ -3.5 m slm) di limi sabbiosi e argillosi poco consistenti (spessore variabile tra 4.50 e 5.50 m) e la sostituzione con *tout-venant* di cava compattato. La via di corsa lato terra delle gru, a circa 21 m dal filo banchina, era poggiata su coppie di pali in c.a. del diametro di 1400 mm e lunghezza 33 m, disposti ad interasse pari a 4.2 m e 6.8 m in direzione trasversale e longitudinale, rispettivamente. Il progetto aveva previsto una quota di scavo di progetto pari a -14.0 m slm (con un valore di -15.5 m slm assunto nei calcoli per tenere conto di uno spessore di 'terre morte'), un sovraccarico sui piazzali pari a 30 kPa, un tiro alla bitta di 1000 kN, azioni della gru pari a 500 kN/m e 50 kN/m in direzione verticale ed orizzontale, rispettivamente, scaricate sulla via di corsa appoggiata alle coppie di pali.

I risultati delle analisi svolte nel progetto del 1978 avevano condotto, in condizioni di esercizio, alle seguenti sollecitazioni di verifica (metodo delle Tensioni Ammissibili)

- momenti flettenti sulla paratia dell'ordine di 3300 kNm/m;
- tiro nell'ancoraggio (il solo effetto delle azioni di spinta dei terreni e sovraccarico accidentale di piazzale) pari a 632 kN/m. Gli ancoraggi sono costituiti da 12 trefoli da 0.7' (14 trefoli in corrispondenza delle bitte) pretesi;
- momenti flettenti nei setti di ancoraggio, sollecitati da un'azione orizzontale in testa pari a $632 \times 3.4 = 2150$ kN, dell'ordine di 6000 kNm (ogni setto).

Dopo la realizzazione delle opere, sono state introdotte gru di maggiori dimensioni, e la seconda via di corsa, che prima poggiava sui pali, è stata posizionata in corrispondenza dei setti di ancoraggio; inoltre, il fondale è stato portato -16.0 m slm (-16.5 m slm nei calcoli).

Il progetto preliminare del nuovo tratto di banchinamento, sviluppato prima dell'esecuzione della campagna di indagini geotecniche e basato su ipotesi di carico (stoccaggio merci e azioni trasmesse dalla gru) di prima approssimazione, aveva delineato 3 possibili soluzioni. In ogni caso, l'Autorità Portuale e il POOPP avevano richiesto di non prevedere alcuna bonifica dei terreni superficiali, a causa della mancanza di spazi per lo stoccaggio o la discarica e della necessità di eseguire specifiche indagini ambientali che avrebbero dilatato i tempi complessivi necessari alla realizzazione dell'opera.

Le prime due soluzioni del progetto preliminare (soluzioni A e B) ricalcavano, come schema di funzionamento strutturale, e a meno della bonifica dei terreni superficiali, la soluzione adottata nel banchinamento esistente. Infatti, l'opera di sostegno (in acciaio nella soluzione A e in c.a. nella soluzione B del progetto preliminare) veniva ancorata ad elementi verticali (in acciaio o in c.a., rispettivamente nella soluzione A e B) posti in corrispondenza della via di corsa lato terra della gru. L'intervento di consolidamento dei terreni superficiali si ipotizzava potesse essere costituito dalla realizzazione di colonne di ghiaia e da un intervento di precarico.

La terza soluzione (soluzione C) prevedeva uno schema strutturale diverso (banchina danese), adottato nei recenti progetti esecutivi relativi al banchinamento del bacino di evoluzione del porto canale, sul lato opposto a quello del progetto in parola, in condizioni stratigrafiche e ipotesi di carichi agenti (a meno della presenza della gru) simili. Nella soluzione C, la struttura di banchina è costituita da un'opera di sostegno frontale in c.a. e da un impalcato (soletta in c.a.) su pali verticali ed inclinati.

Le stime preliminari dei costi delle tre soluzioni progettuali conducevano a oneri di realizzazione tra loro sostanzialmente equivalenti.

Nella stessa fase di progettazione preliminare (vedi considerazioni riportate nella relazione illustrativa del progetto preliminare), si erano evidenziate alcune problematiche:

- per la soluzione A, che prevedeva l'utilizzo di strutture in acciaio:

- 1) possibili difficoltà nell'infissione delle palancole a causa dell'eventuale presenza di trovanti;
- 2) maggiori costi di manutenzione;
- 3) al comportamento in esercizio, essendo le strutture più deformabili in rapporto alla struttura adiacente esistente;
- 4) collegamento con l'esistente struttura in c.a.

- per quanto riguarda la soluzione B

1) il trattamento con colonne di ghiaia e precarico assolve alla limitazione dei cedimenti introducendo un miglioramento delle caratteristiche di rigidità e resistenza nei confronti delle azioni verticali ma, rispetto alla sostituzione integrale con materiale adeguatamente compattato (bonifica) utilizzata per la realizzazione del tratto di banchina esistente, non produce importanti modifiche delle caratteristiche di rigidità e resistenza nei confronti della risposta dei terreni alle azioni orizzontali (spinte sulla paratia di banchina e, in particolare, per le reazioni orizzontali in corrispondenza dei setti di ancoraggio);

2) i setti di ancoraggio, posti ad un interasse di 3.4 m, sono soggetti ad azioni importanti, e, considerando anche l'eterogeneità dei terreni superficiali, potrebbero costituire, localmente, un vincolo meno rigido della testa della paratia di banchina, con incremento delle azioni sugli ancoraggi adiacenti e degli spostamenti dell'opera di contenimento, che si traducono in cedimenti del piazzale banchina. D'altra parte, un incremento del numero di setti non appare perseguibile per la diminuzione dell'efficienza degli stessi al diminuire della loro interasse;

I calcoli preliminari di questa soluzione, con i valori delle azioni esterne (tiro bitta, gru e sovraccarichi accidentali) identici a quelli previsti nel progetto del 1980, avevano condotto (combinazione SLE rara, per confronto con l'approccio alle tensioni ammissibili seguito nel progetto esecutivo del 1978) a valori delle sollecitazioni molto elevati e, anche in considerazione dell'incertezza sulle azioni agenti, ancora in via di definizione al momento dell'esame delle diverse soluzioni progettuali, le attività di progettazione si sono quindi rivolte verso lo sviluppo al livello di progettazione definitiva della soluzione C (banchina danese).

I risultati delle analisi geotecniche e strutturali hanno condotto alla seguente soluzione, relativamente alla quale, in Fig. 4.1 e in Fig. 4.2 si riporta una planimetria ed una sezione trasversale schematica.

- paratia di contenimento in diaframmi di calcestruzzo armato, con sezione a T di dimensioni 2,5 x 2,5 m, spessore 80 cm, lunghezza 33.5 m;
- solettone in c.a. di spessore pari a 0,70 m;
- pali trivellati in c.a., diametro 800 mm, lunghezza 28 m, disposti secondo una maglia 2.5 x 5.0 m;
- setti 2.5 x 0.8m, con interasse longitudinale 5.0 m, in corrispondenza della via di corsa lato terra della gru.

La soluzione adottata nel progetto definitivo è caratterizzata, rispetto alla sviluppo della soluzione B del progetto preliminare, dai seguenti vantaggi:

- le spinte sull'opera di sostegno sono minori (i pali trasferiscono in profondità i carichi verticali permanenti e accidentali di banchina); ciò ha consentito l'adozione di sezioni resistenti di minore ingombro, riducendo le difficoltà esecutive (la paratia di banchina deve essere realizzata in prossimità del ciglio dell'attuale scarpata a mare). Le azioni verticali trasferite ai pali sono costituite dai permanenti (circa 2 m di terreno e pavimentazione, da quota +0.5 a +2.5 mslm, circa 40 kPa) e dagli accidentali di banchina. Per quanto riguarda i carichi accidentali verticali di banchina, il valore caratteristico di 30 kPa, fornito dalla Committenza, è stato adeguatamente ridotto, nelle analisi SLE, secondo il coefficiente di combinazione $\psi=0.5$;
- le azioni sul vincolo di testa sono minori (per lo stesso motivo di cui sopra);
- i pali contribuiscono ad assorbire una quota parte delle azioni orizzontali, rendendo possibile il ricorso ad minor numero di setti (e, anche, ottenendo una maggiore efficienza);
- la durabilità dell'opera (tutta in c.a., di classe 450) è maggiore, in quanto non vi sono le problematiche legate alla corrosione dei trefoli di ancoraggio;
- l'impalcato è più rigido, ed è anche in grado di diffondere meglio, rispetto alla soluzione con ancoraggi, le azioni localizzate (bitta e gru);

- le problematiche connesse all' efficacia del trattamento di consolidamento dei terreni superficiali mediante le colonne di ghiaia viene del tutto superato (i pali trasferiscono in profondità tutti i carichi permanenti e accidentali di banchina);
- le due vie di corsa della gru, grazie collegamento del solettone su pali, non subiscono (nel breve e nel lungo termine) spostamenti relativi (verticali ed orizzontali) apprezzabili;
- la soluzione progettuale adottata, infine, possiede i margini per poter essere modificata, mantenendone lo schema strutturale di funzionamento, nella fase di progettazione esecutiva, in ragione di requisiti di progetto che potrebbero variare, quali ad esempio la profondità di scavo o l'entità delle azioni trasmesse dalle gru. Altrettanto non può dirsi per lo sviluppo della soluzione B del progetto preliminare, che, come scritto, è caratterizzata da livelli di sollecitazione molto elevati e setti di ancoraggio che non possono venire ulteriormente ravvicinati per far fronte, eventualmente, ad azioni più elevate.

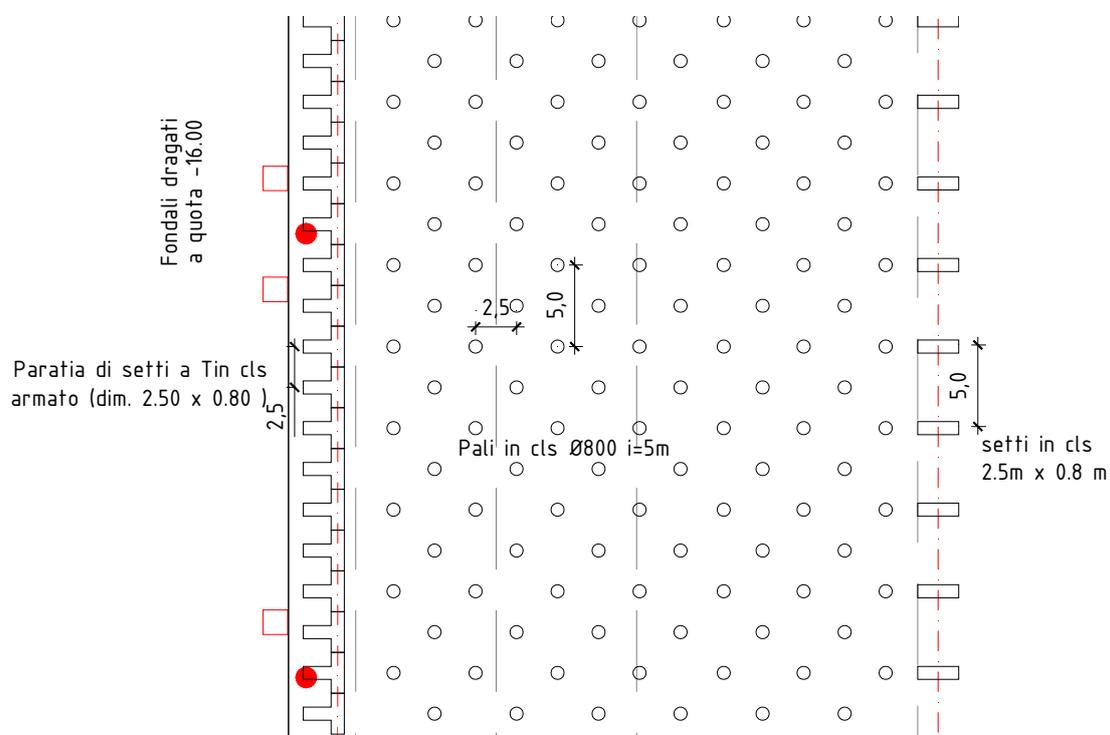


Fig. 4.1- Planimetria delle strutture di banchina.

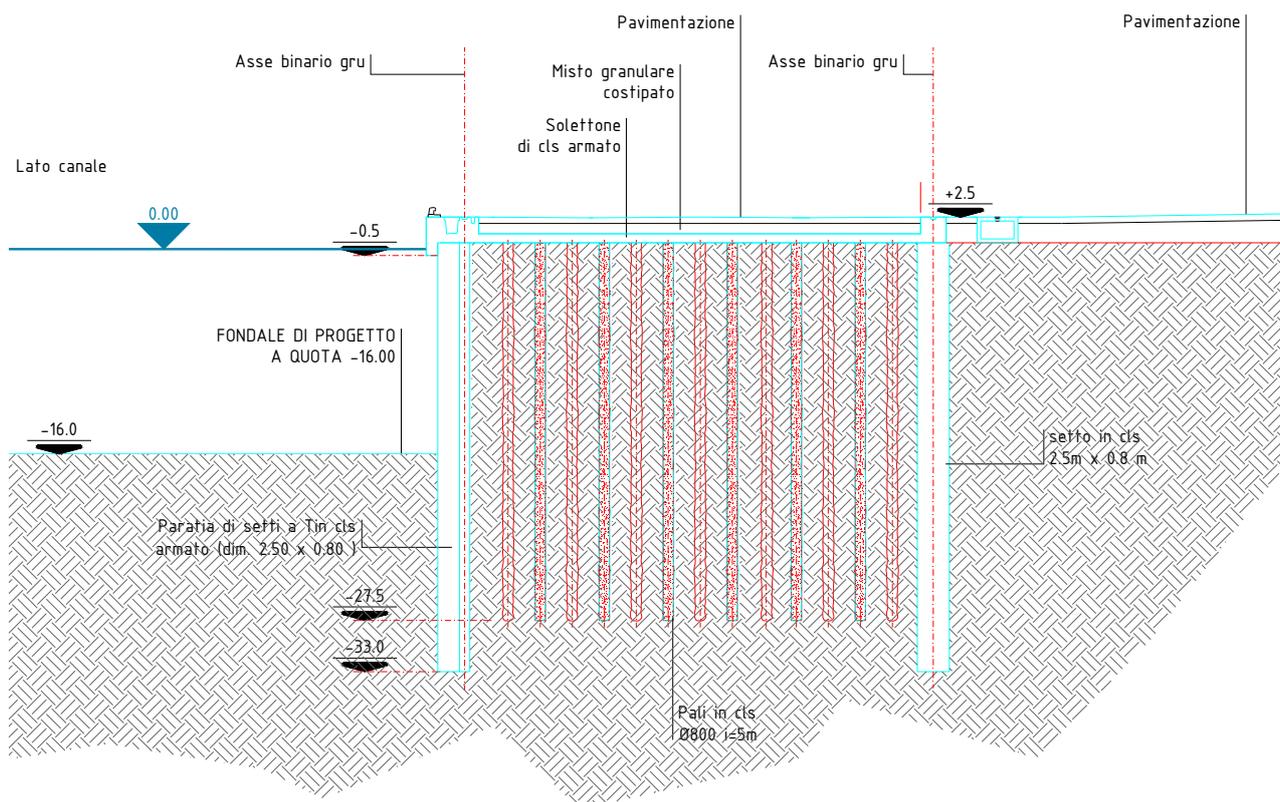


Fig. 4.2 – Sezione delle strutture di banchina.

Per quanto riguarda la zona retrostante la banchina, ove è prevista la realizzazione di un piazzale di stoccaggio delle merci, le modeste caratteristiche di rigidità dei terreni superficiali, in relazione all'entità dei carichi, richiedono di ricorrere ad una precarica da applicare nelle fasi costruttive, in modo da scontare fin dalla fase esecutiva le deformazioni dello strato superficiale.

L'applicazione del rilevato di precarico è contestuale alle prime lavorazioni ed utilizza in parte il materiale rimosso nella zona della banchina; inoltre, considerato che la durata teorica di permanenza del rilevato di precarico è modesta, le fasi costruttive possono essere ripetute per tratti successivi in modo da ottimizzare l'avanzamento dei lavori lungo tutto lo sviluppo della banchina ottimizzando, quindi l'impiego del materiale costituente il precarico, con rimozione da un tratto e stesa in quello successivo.

5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC) ed alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Febbraio del 2009.

In particolare, nel presente progetto sono state eseguite le verifiche in corrispondenza delle combinazioni di azioni di seguito riepilogate:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e di danno (SLD) connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e del terreno;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P è la pretensione e la precompressione;

Q_{ki} è il carico variabile i-esimo;

E è l'azione sismica;

ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} sono coefficienti di combinazione, riepilogati nella tabella 2.5.I della NTC 2008;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P sono i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, riepilogati nella tabella 6.2.I della NTC 2008.

Per maggiori dettagli circa le prescrizioni della norma e la sua applicazione al progetto in esame si rimanda a quanto riportato in Appendice A.

6. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO

Il progetto della struttura di sostegno della banchina è stato condotto con riferimento ad una sezione centrale, sufficientemente rappresentativa del problema in esame (cfr. Fig. 6.1). Le analisi sono state svolte, in condizioni di deformazione piana, con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 5.0 (Itasca, 2005), ed hanno avuto l'obiettivo di ottenere un'accurata previsione sia del campo degli spostamenti sia delle sollecitazioni che si sviluppano sugli elementi strutturali.

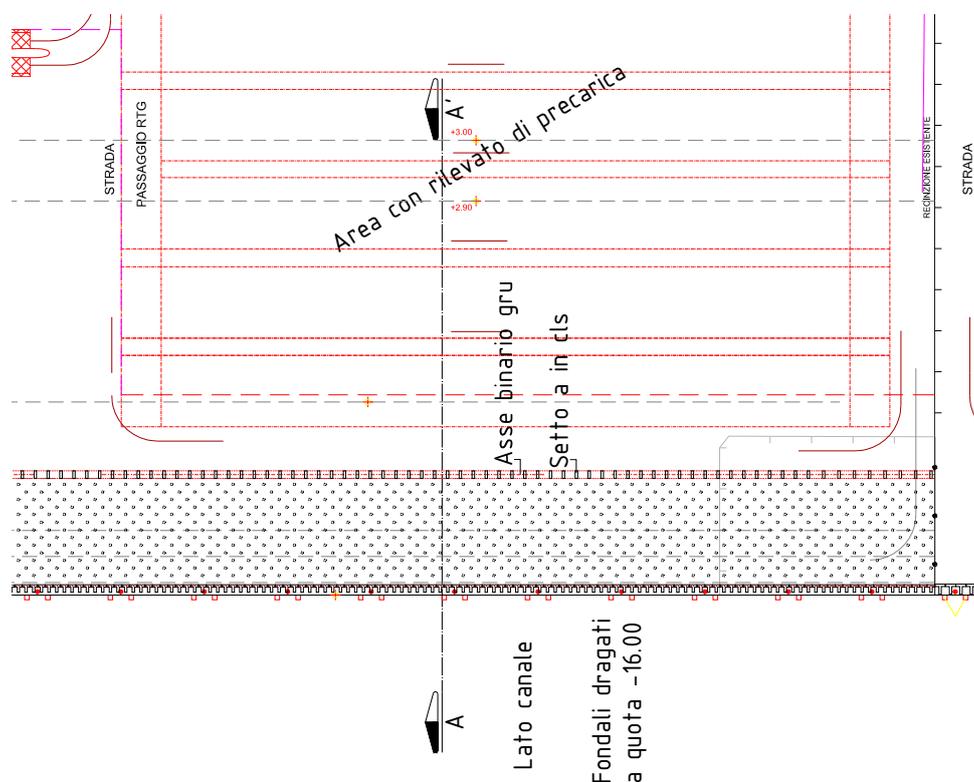


Fig. 6.1- Planimetria con indicazione della sezione di studio (sez. AA).

6.1 Geometria della griglia, successione stratigrafica, elementi strutturali introdotti

Le analisi sono state svolte in termini di tensioni efficaci, in condizioni drenate (situazione più gravosa), adottando per tutti i terreni un legame costitutivo elastico - perfettamente plastico con criterio di resistenza alla *Mohr Coulomb*. La presenza dell'acqua, quindi, non è stata esplicitamente introdotta nell'analisi, ma è stata portata in conto utilizzando per i terreni al di sotto della quota 0.0 m s.l.m. il peso di volume sommerso.

Il profilo stratigrafico adottato è riepilogato nella Tab. 6-1 seguente, insieme ai parametri fisici e meccanici (valori caratteristici) utilizzati (cfr. § 3). Come si può notare, per lo strato di LAS, suddiviso in ulteriori 3 sottostrati, sono stati assunti valori del modulo di Young variabili con la profondità.

Tab. 6-1 – Riepilogo paratie stratigrafia e parametri geotecnici dei litotipi presenti.

litotipo	Quota tetto (m slmm)	Quota letto (m slmm)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	K_0
Riporti – Rip	2.5	0.0	16	0	25	5	0.6
Alo	0.0	-2.5	16	0	25	5	0.6
SL	-2.5	-9.5	19	0	32	20	0.5
AL	-9.5	-16.0	18	0	26	10	0.6
LAS	-16.0	-33.0	18.5	0	28	15-25	0.6
	-33.0	-40.0	18.5	0	28	25-29	0.6
	-40.0	-50.0	18.5	0	28	29-35	0.6

La *mesh* impiegata si estende per 100 m a valle e 100 m a monte della paratia; la dimensione media delle maglie in cui è suddivisa è pari a 0.5 m x 0.5 m (cfr. Fig. 6.2 e Fig. 6.3).

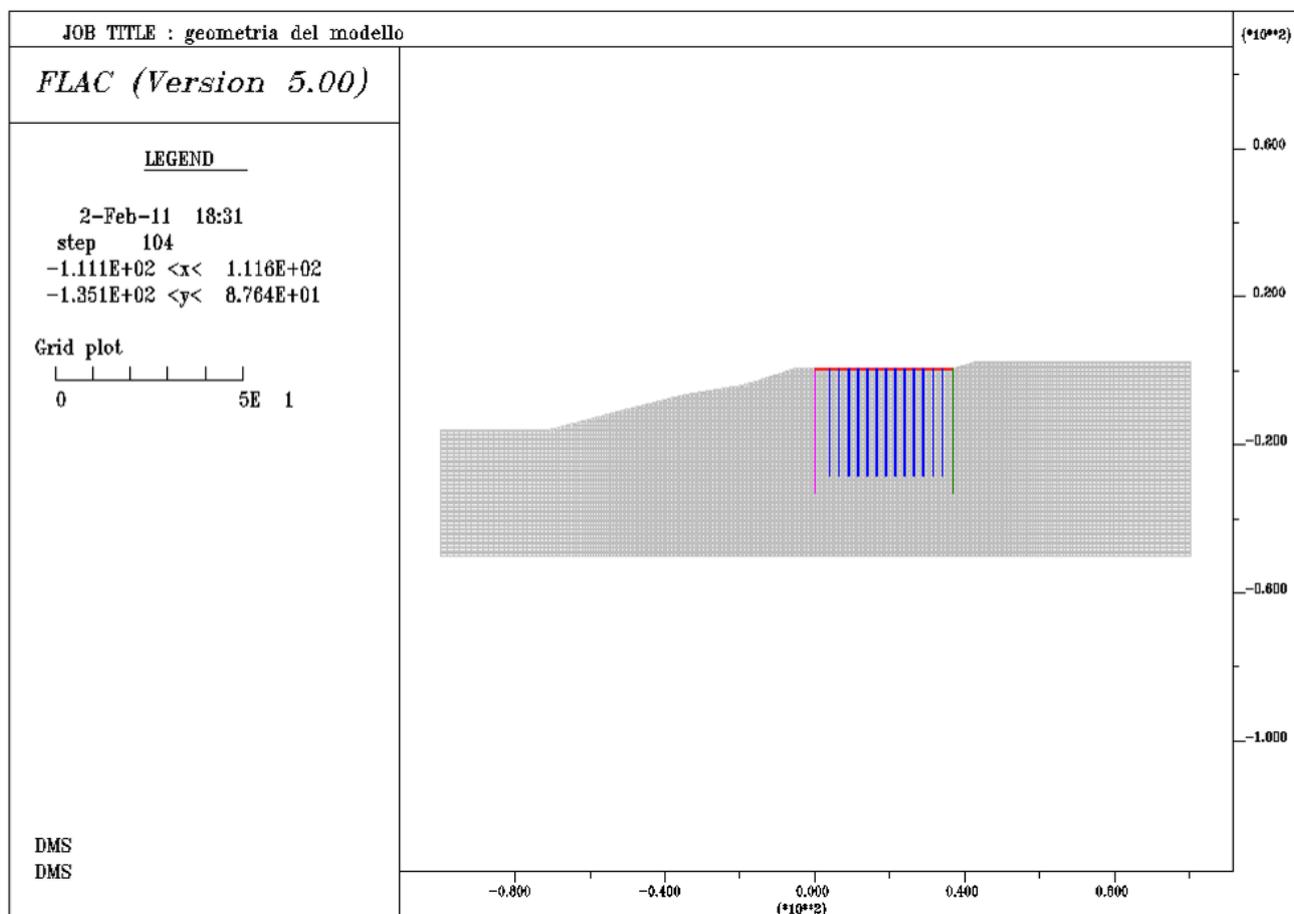


Fig. 6.2- Geometria della *mesh* impiegata.

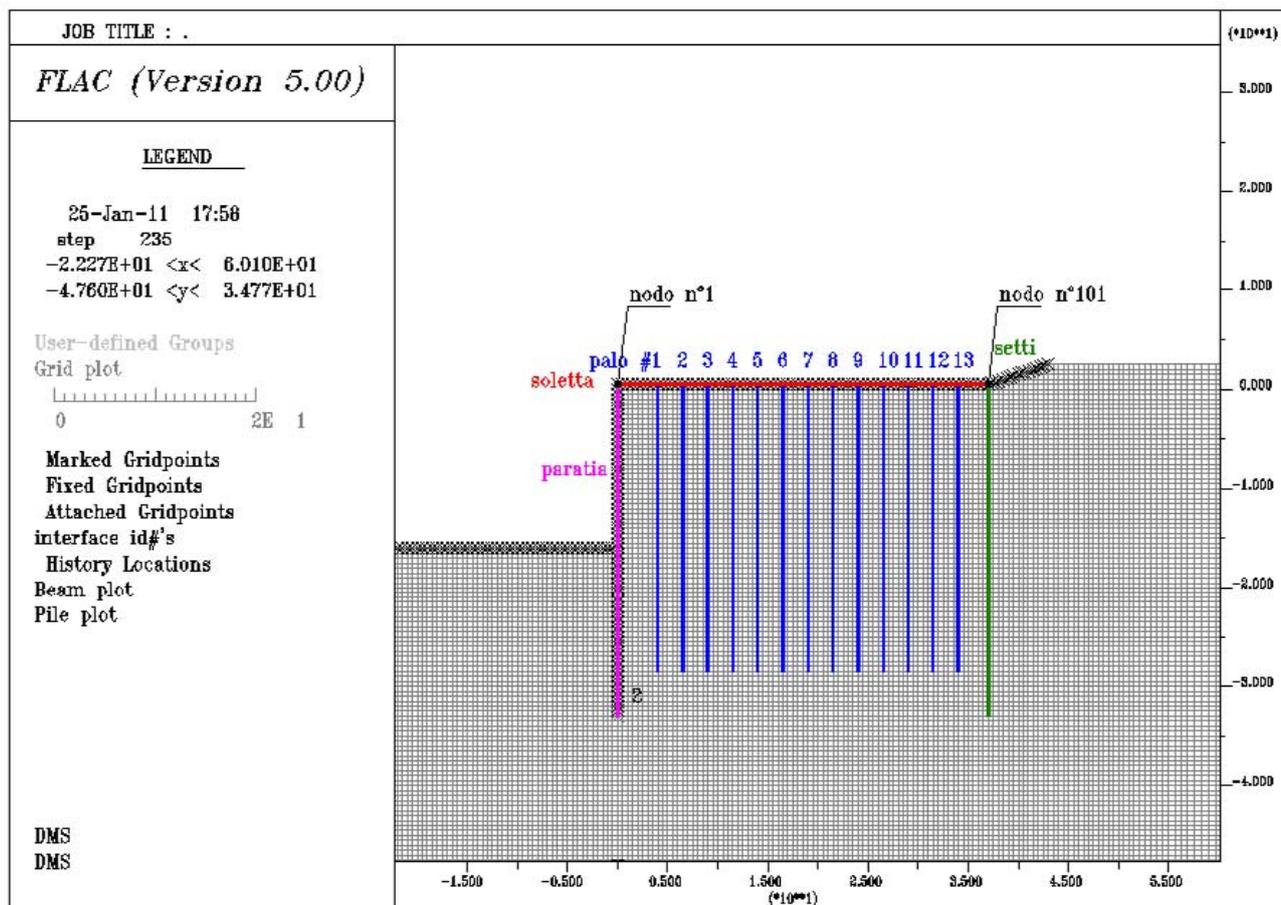


Fig. 6.3 - Geometria impiegata della mesh, particolare.

La paratia e la soletta di collegamento sono stati modellati con elementi tipo *beam*, mentre i pali ed i setti di monte con elementi tipo *pila* (Fig. 6.3). Il *beam* che simula la soletta non è collegato al terreno ma esclusivamente agli elementi strutturali (*beam* della paratia e *pila* dei setti e dei pali).

Nella Tab. 6-2 sono riepilogati la geometria degli elementi strutturali ed i corrispondenti parametri introdotti nel codice di calcolo. Si osserva che per tenere conto del locale ringrosso della soletta in corrispondenza dell'intersezione con il setto e la paratia, è stato definito un tratto di *beam* di spessore maggiore. Ad ogni elemento strutturale sono state assegnate le grandezze geometriche reali (area *A* e inerzia *I*), e si è tenuto conto dell'interasse in direzione trasversale al quale questi sono posti, scalando il modulo di Young del materiale di cui sono costituiti (calcestruzzo) per l'interasse stesso.

Tab. 6-2 – Riepilogo della geometria degli elementi strutturali e dei parametri introdotti nell'analisi.

Elemento strutturale	tipologia	Geometria				Parametri introdotti in FLAC		
		Interasse * (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	E (kPa)	A (m ²)	I (m ⁴)	E (kPa/m)
Paratia di banchina	Setti a T	2.5	3.36	1.7	3E+07	3.36	1.7	1.2 E+07
Setti a monte	Setti rettangolari 2.5 m x 0.8 m	5	2	1.0	3E+07	2	1.0	6E+06
Pali	Pali D=0.8 m	5	0.5	0.02	3E+07	0.5	0.02	6E+06
Soletta di collegamento	Spess. 0.7 m	-**	0.7	0.03	3E+07	0.7	0.03	3E+07
Soletta di collegamento***	Spess. 0.7 m	-**	1.5	0.28	3E+07	1.5	0.28	3E+07

* interasse in direzione trasversale

**questo elemento strutturale è continuo in direzione trasversale

***si tratta degli ultimi 1.5 m di soletta, laddove si unisce al setto.

L'elemento tipo *beam* che rappresenta la paratia di banchina è collegato alla griglia mediante interfacce elastiche-perfettamente plastiche con criterio di resistenza alla Mohr Coulomb. I valori dei parametri assegnati alle interfacce del *beam* che simula la paratia di banchina sono riepilogati nella Tab. 6-3: si è assunta una coesione nulla e un angolo d'attrito pari a circa 2/3 dell'angolo d'attrito medio dei litotipi presenti.

Tab. 6-3 – Parametri assegnati nell'analisi numerica per la definizione delle interfacce del *beam* che simula la paratia di banchina.

grandezza	Valore assegnato
$k_n = k_s$ (kPa/m)	2e5
fri (°)	20

Per quanto riguarda gli elementi *pile* (pali e setti di ancoraggio), questi interagiscono con la griglia attraverso un'interfaccia interna all'elemento stesso, costituita da molle elasto-plastiche normali e di taglio. La definizione delle interfacce normale (*normal*) e di taglio (*shear*) comporta l'assegnazione per ognuna di queste della rigidità e dei parametri di che definiscono il criterio di resistenza.

Per quanto riguarda la rigidità delle molle in direzione normale, *cs_nstiff*, e di taglio, *cs_sstiff*, questa è stata scelta in analogia a quanto fatto per le interfacce della paratia, adottando una rigidità poco superiore a quella propria dei terreni: $cs_nstiff = cs_sstiff = 2$ e 5 kPa/m.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza, per le molle normali (orizzontali) il codice di calcolo prevede che

$$\frac{F_n^{\max}}{L} = cs_ncoh + \sigma'_c \cdot tgcs_nfric \cdot perim$$

dove

σ'_c è la pressione efficace media di confinamento normale all'elemento strutturale
 $perim$ è il perimetro dell'elemento strutturale.

Il valore da assegnare ai parametri è stato stimato uguagliando tale espressione con la pressione limite che deriva dalla teoria di Broms e risolvendo l'equazione; inoltre, essendo due i parametri da assegnare (coesione, cs_ncoh , ed angolo d'attrito, cs_nfric) ed avendo a disposizione un'unica equazione, per semplicità si è deciso di porre uguale a zero il parametro cs_nfric , e di ricavare corrispondentemente il parametro cs_ncoh . In dettaglio, per i litotipi a principale componente argillosa (Alo, AL, LAS) si ha:

$$\frac{F_n^{\max}}{L} = cs_ncoh = \frac{9c_u \cdot d}{i}$$

dove

d superficie "esposta" dell'elemento strutturale (diametro del palo o spessore del setto di ancoraggio);

i interasse a cui sono posti gli elementi strutturali.

Per i litotipi a prevalente componente sabbiosa (SL) si ha:

$$\frac{F_n^{\max}}{L} = cs_ncoh = \frac{3k_p \cdot \sigma'_v \cdot d}{i}$$

Come si può notare, cs_ncoh dipende dalla tensione verticale efficace σ'_v e, pertanto, assume un valore crescente con la profondità. Nell'analisi, in via semplificata e comunque senza alcun pregiudizio sulla bontà del risultato, si è proceduto assegnando un unico valore a cs_ncoh valutato in corrispondenza della tensione verticale media efficace dello strato in esame.

Tab. 6-4 - Parametri per la definizione delle interfacce dei *pile* che simulano i pali e i setti di ancoraggio.

litotipo	c_u (kPa)	φ' (°)	k_p	d (m)	i (m)	cs_ncoh (kPa/m)
Rip-Alo	30	-	-	0.8	5	43.2
SL	-	32	3.2	0.8	5	85.1
AL	50	-	-	0.8	5	72
LAS1*	60	-	-	0.8	5	88.2
LAS2*	82	-	-	0.8	5	118.8

*il litotipo LAS è stato suddiviso in due tratti: il primo è compreso tra -16 e -24.5 m slmm, il secondo tra -24.5 e -33 m slmm.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza che definiscono le molle di taglio (verticali), il codice di calcolo prevede che

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = cs_scoh + \sigma'_c \cdot tgcs_sfric \cdot perim$$

Anche in questo caso, uguagliando tale espressione alle usuali formule statiche per la resistenza tangenziale limite al contatto palo-terreno, si sono stimati i valori da assegnare ai parametri delle molle di taglio. In questo caso, si è assunto cs_scoh nulla, e si è assegnato al parametro cs_sfric un valore pari a 20° .

6.2 Carichi applicati e combinazioni di carico studiate

Nella Tab. 6-5 sono riepilogate le azioni permanenti (valori caratteristici) considerate nell'analisi con i corrispondenti valori assunti; la Tab. 6-6, invece, si riferisce alle azioni variabili (valori caratteristici) ed ai coefficienti di combinazione ψ assunti; infine, la Fig. 6.4 riporta graficamente l'ubicazione indicativa di tutte le azioni presenti.

Il sovraccarico del piazzale di stoccaggio, pur essendo un'azione variabile, è stato considerato come un carico permanente, applicato prima della fase di simulazione della realizzazione di tutti gli elementi strutturali. Questa assunzione risulta realistica per la presenza del rilevato di precarico durante le fasi costruttive e a favore di sicurezza in termini di sollecitazioni e spostamenti in quanto tutte le operazioni di scavo avvengono già in presenza di quest'azione esterna; anche il carico verticale trasmesso dalla gru, V_{gru} , è stato considerato interamente permanente.

Tab. 6-5 – Riepilogo azioni permanenti considerate nelle analisi.

Azione permanenti	valore	
Peso proprio soletta, p_{sol}	25	kN/m ³
Rinterro sopra la soletta, p_{rint}	26*	kPa
Carico verticale della gru, V_{gru}	500**	kN/m
Sovraccarico del piazzale di stoccaggio, p_{piazz}	50	kPa

*valutato come il peso di 1.3 m di materiale di rinterro con peso dell'unità di volume pari a 20 kN/m³

** l'azione qui indicata è relativa al singolo binario della gru

Tab. 6-6 – Riepilogo azioni variabili considerate nelle analisi e relativi coefficienti di combinazione.

Azione variabile	valore		Categoria	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Tiro bitta, T_{bitta}	40	kN/m	Vento	0.6	0.2	0
Carico orizzontale della gru, H_{gru}	50**	kN/m	Vento	0.6	0.2	0
Sovraccarico banchina, s_{branch}	30	kPa	G	0.7	0.5	0.3

** l'azione qui indicata è relativa al singolo binario della gru.

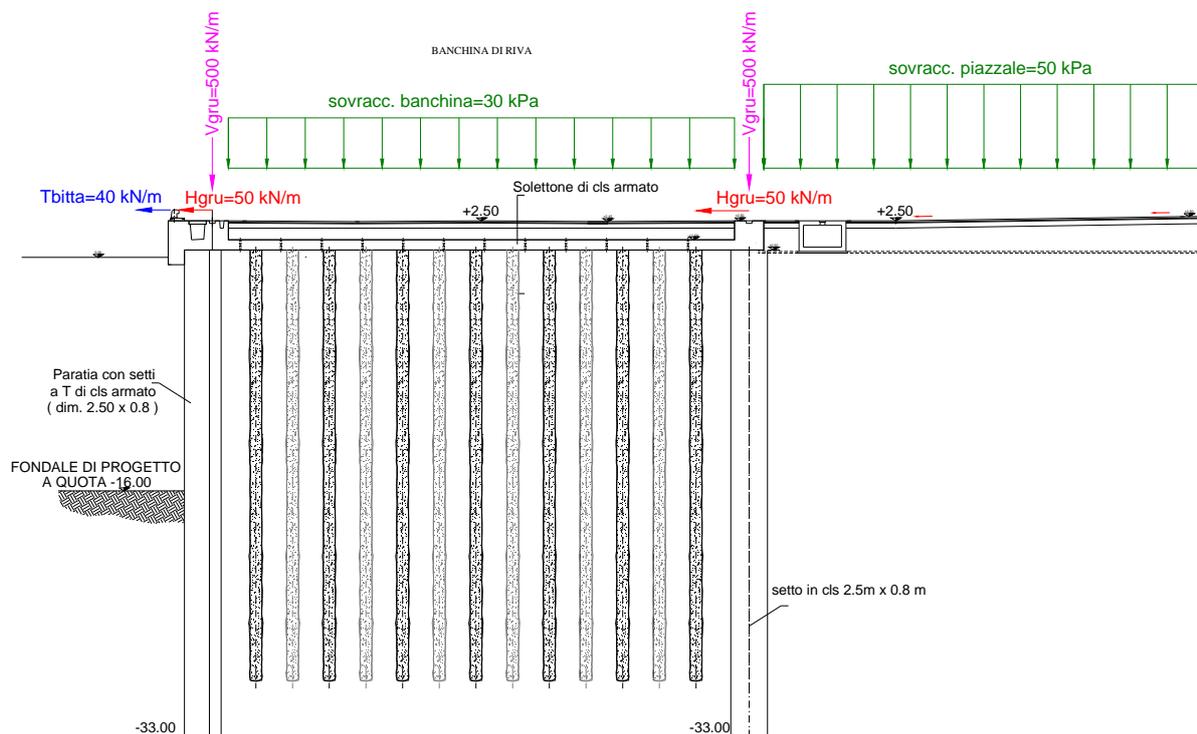


Fig. 6.4- Schema delle azioni permanenti e variabili.

Nelle analisi numeriche, le azioni sopra elencate sono state introdotte nel seguente modo:

- il peso proprio della soletta, p_{sol} , è stato applicato assegnando all'elemento strutturale tipo *beam* che lo simula una densità pari a 25 kN/m^3 ;
- il rinterro sopra la soletta, p_{rint} , è stato simulato applicando ad ogni nodo strutturale in cui è suddiviso l'elemento strutturale tipo *beam* (che simula la soletta) una forza verticale con direzione verso il basso con valore pari alla pressione $p_{rint}=26 \text{ kPa}$ moltiplicata per l'area di influenza del nodo; nell'analisi i nodi sono disposti ad interasse pari a 0.5 m , pertanto la forza applicata sul generico singolo nodo risulta pari a 13 kN/m ; fanno eccezione i soli nodi estremi (il primo, nodo n° 1, e l'ultimo, nodo n° 101, cfr. Fig. 6.3) sui quali, avendo larghezza di influenza pari a 0.25 m , sono stati applicati 6.5 kN/m ;
- il carico verticale della gru, V_{gru} , è stato simulato applicando al nodo strutturale in testa alla paratia (nodo n° 1) e in testa al setto (nodo n° 101) una forza verticale con direzione verso il basso con valore pari a 500 kN/m ;
- il sovraccarico del piazzale di stoccaggio, p_{piazz} , è stato simulato applicando una pressione uniformemente distribuita a piano campagna di valore pari a 50 kPa ;

- il tiro bitta, T_{bitta} , è stato simulato applicando al nodo strutturale in testa alla paratia (nodo n° 1) una forza orizzontale con direzione verso il mare di valore pari a $\psi \cdot 40$ kN/m (dove ψ = coefficiente di combinazione, cfr. Tab. 6-6);
- carico orizzontale della gru, H_{gru} , è stato simulato applicando contemporaneamente al nodo strutturale in testa alla paratia (nodo n° 1) e a quello in testa al setto (nodo n° 101) una forza orizzontale con direzione verso il mare di valore pari a $\psi \cdot 50$ kN/m (dove ψ = coefficiente di combinazione, cfr. Tab. 6-6);
- sovraccarico di banchina, S_{banch} , è stato simulato applicando ad ogni nodo strutturale in cui è suddiviso l'elemento strutturale tipo *beam* che simula la soletta una forza verticale con direzione verso il basso con valore pari alla pressione $\psi \cdot 30$ kPa moltiplicata per l'area di influenza del nodo (dove ψ = coefficiente di combinazione, Tab. 6-6) .

Per quanto riguarda l'azione sismica, è stato studiato il comportamento dell'insieme terreno-struttura; in dettaglio, è stato studiato il comportamento delle strutture di sostegno soggette a forze statiche di massa equivalenti alle azioni sismiche (metodo pseudostatico equivalente). Le analisi sono state eseguite applicando ad un volume di terreno a tergo della paratia di banchina, orientativamente coincidente con il cuneo di spinta attiva, forze di massa in direzione orizzontale corrispondenti ad una accelerazione $a_h = k_h \cdot g$ (i valori di k_h per ogni combinazione sismica sono riportati in Tab. 6-7). In Fig. 6.5 è indicato il volume di terreno ad ogni maglia del quale è stata applicata una forza orizzontale (*net applied force*: $F_{h-i} = \rho_i \cdot A_i \cdot g \cdot k_h$).

Inoltre, sempre nell'analisi sismica, nei nodi 1 e 101 sono state applicate le forze inerziali legate al peso della gru pari al prodotto tra la forza verticale scaricata dalla gru (500 kN) per il coefficiente k_h ; analogamente, in tutti i nodi della soletta sono state applicate le forze inerziali legate al peso proprio della soletta, al peso del rinterro sopra questa e alla quota di sovraccarico variabile di banchina.

Infine, sempre nelle combinazioni sismiche, nei nodi strutturali dell'elemento *beam* che simula la paratia, precisamente nei nodi compresi tra la testa della paratia e il fondo scavo, sono state applicate delle forze orizzontali in direzione dello scavo che simulano la spinta idrodinamica (teoria di Wasteergard, cfr. Appendice A).

La Tab. 6-7 seguente riepiloga le grandezze per la definizione dell'azione sismica. La categoria di sottosuolo, sulla base dei risultati delle indagini sismiche eseguite (prove *cross hole*, *GEOTER (2010)*) è la C.

Tab. 6-7 – Riepilogo grandezze per la definizione dell'azione sismica da applicare alle paratie.

Stato limite	V _N (anni)	C _U	T _R (anni)	a _g /g (-)	F ₀ (-)	S _S (-)	S _T (-)	α (-)	β (-)	k _h (-)
SLD	50	1	50	0.0235	2.67	1.5	1	0.4	0.65	0.009
SLV	50	1	475	0.05	2.88	1.5	1	0.4	0.65	0.019

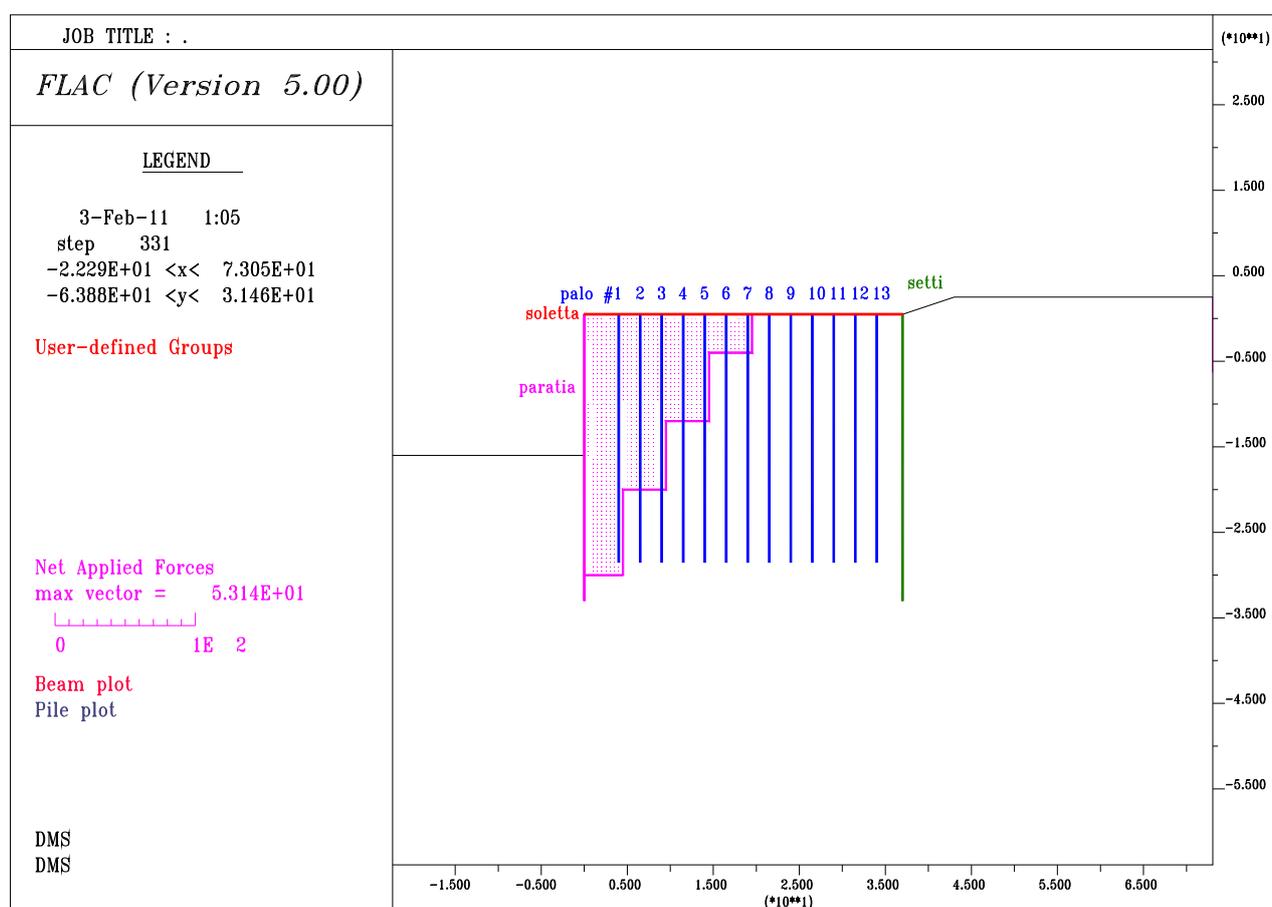


Fig. 6.5- Volume di terreno per cui nell'analisi sismica ad ogni maglia è stata applicata una forza di massa in direzione orizzontale.

Le combinazioni di carico studiate, secondo quanto descritto al capitolo 5, sono elencate nella Tab. 6-8 seguente.

Tab. 6-8 – Riepilogo combinazioni di carico studiate.

analisi	stato limite	combinazione	Azione variabile dominante
1	SLE frequente	C1	Vento (=tiro bitta+carico orizzontale gru)
2	SLE frequente	C2	Sovraccarico di banchina
3	SLU STR	C1	Vento (=tiro bitta+carico orizzontale gru)
4	SLU STR	C2	Sovraccarico di banchina
5	SLU GEO	C1	Vento (=tiro bitta+carico orizzontale gru)
6	SLU GEO	C2	Sovraccarico di banchina
7	SLE sismico: SLD	-*	-
8	SLU sismico: SLV STR	-*	-
9	SLU sismico: SLV GEO	-*	-

*esiste un'unica combinazione, senza alcuna azione dominante.

Nella Tab. 6-9, per ogni combinazione di carico, sono riassunti i valori delle forze (FH = forza orizzontale, FV = forza verticale) applicate nei nodi strutturali, corrispondenti alle azioni permanenti più l'aliquota di azioni variabili che competono alla combinazione in esame secondo quanto sopra esposto.

Tab. 6-9 – Riepilogo dei valori delle forze applicate nei nodi strutturali per ogni combinazione di carico.

Forza applicata (kN/m)	Analisi								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FH nodo 1	18	0	90	54	117	70.2	4.7	10.4	10.4
FV nodo 1	508.7	510.2	511.7	514	513.3	516.2	508.7	508.7	508.7
FH nodo 101	10	0	50	30	65	39	4.7	10.4	10.4
FV nodo 101	508.7	510.2	511.7	514	513.3	516.2	508.7	508.7	508.7
FV nel generico nodo della soletta	17.5	20.5	23.5	28	26.6	32.5	17.5	17.5	17.5
FH nel generico nodo della soletta	0	0	0	0	0	0	0.24	0.53	0.53

6.3 Fasi successive simulate nelle analisi

Tutte le analisi elencate al paragrafo 6.2 sono state eseguite simulando in successione le seguenti fasi:

- Inizializzazione delle tensioni litostatiche nelle condizioni precedenti all'escavo del bacino di evoluzione;
- condizioni *ante operam*: scavo del bacino di evoluzione e azzeramento spostamenti;
- rimozione del terreno del piazzale sino a quota +0.5 m slm nell'area in cui si deve realizzare l'opera;

- applicazione del sovraccarico sul piazzale di stoccaggio pari a 50 kPa; in questa fase le caratteristiche meccaniche dei primi 2.5 m di terreno del piazzale stesso sono state aumentate per tenere conto della sostituzione del terreno in posto con misto granulare;
- realizzazione della banchina: realizzazione della paratia di setti a T, dei setti a tergo, dei pali e della soletta di collegamento;
- escavo del fondale fino a quota -16 m dal l.m.m; questa fase è stata simulata mediante 4 scavi successivi, ognuno caratterizzato dalla rimozione di circa 4 m di terreno. Nel dettaglio sono stati simulati le seguenti fasi di scavo
 - scavo 1: scavo a -4 m slm;
 - scavo 2: scavo a -8 m slm;
 - scavo 3: scavo a -12 m slm;
 - scavo 4 (fondo scavo): scavo a -16 m slm;
- applicazione di tutte le azioni permanenti: completamento della banchina fino a quota +2.5 m s.l.m. (rinterro di 1.3 m) simulato mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito sulla soletta ed applicazione del carico verticale trasmesso dalla gru;
- applicazione dei carichi variabili secondo le combinazioni descritte al paragrafo 6.2;

Nel caso delle analisi SLU-GEO, l'analisi ha contemplato un'ulteriore fase di calcolo successiva alle precedenti e consistente nella riduzione dei parametri geotecnici presenti secondo i coefficienti parziali M2 (o R2), come verrà meglio spiegato in seguito.

In Appendice B è riportato il tabulato di *input* del codice di calcolo FLAC.

7. RISULTATI DELLE ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE

Le combinazioni di carico considerate sono quelle previste dalla normativa e descritte nello specifico paragrafo. In particolare, poiché gli effetti delle diverse combinazioni sono risultati piuttosto simili, nel seguito vengono riportati i risultati delle analisi che sono risultate più gravose in termini di sollecitazioni sugli elementi strutturali.

7.1 Analisi del comportamento della struttura in esercizio (SLE)

Le analisi allo stato limite di esercizio sono state condotte impiegando i parametri fisici e meccanici caratteristici dei litotipi presenti, riportati in Tab. 6-1, ed applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione.

Per quanto riguarda gli spostamenti indotti dalla realizzazione dell'opera, nella Tab. 7-1 si riporta un riepilogo dell'evoluzione dello spostamento orizzontale massimo della paratia di banchina, δ_{max} , con le fasi costruttive e di esercizio.

Tab. 7-1 – Riepilogo spostamento orizzontale massimo della paratia con l'evolversi delle fasi costruttive.

Fase costruttiva	δ_{max} (cm)
Scavo 1	0.5
Scavo 2	1.2
Scavo 3	2.6
Scavo 4	4.6
Applicazione dei carichi permanenti	6.2
Applicazione dei carichi variabili C1	6.9
Applicazione dei carichi variabili C2	6.8

Come si può notare, prima dell'applicazione dei carichi permanenti (raggiungimento del fondo scavo) lo spostamento massimo della paratia assume valore pari a 4.6 cm; l'andamento della deformata lascia intuire l'azione di contrasto offerto dalla soletta in testa collegata ai pali e al setto di ancoraggio (cfr. Fig. 7.1, lo spostamento in testa alla paratia è leggermente minore rispetto al valore a metà altezza di scavo). L'applicazione dei carichi permanenti fa aumentare lo spostamento massimo fino a 6.2 cm (cfr. Fig. 7.2), con un incremento rispetto alla fase precedente di soli 1.6 cm. Infine, l'applicazione dei carichi variabili produce un ulteriore modesto incremento dello spostamento massimo, fino a raggiungere al più 6.9 cm (cfr. Fig. 7.3).

Un'analoga evoluzione degli spostamenti orizzontali è presente nel terreno a tergo della paratia.

I risultati delle analisi evidenziano, pertanto, spostamenti orizzontali massimi della paratia pari a circa 7 cm. Per il contesto in cui è inserita l'opera e in considerazione anche delle ipotesi cautelative introdotte nelle analisi (entità dei carichi accidentali, proprietà meccaniche dei terreni) si ritiene che il campo di spostamenti atteso in condizioni di esercizio così ottenuto sia del tutto compatibile con la corretta funzionalità dell'opera.

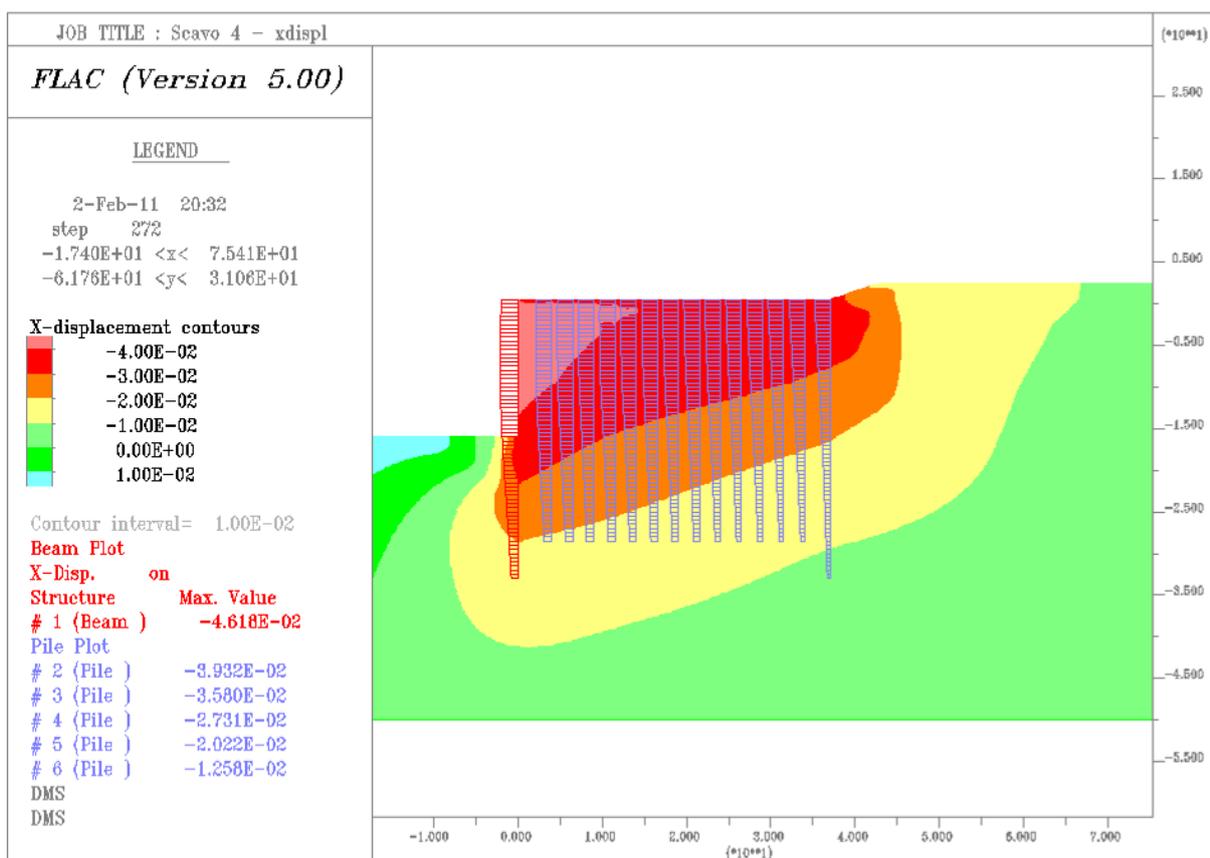


Fig. 7.1 – SLE, scavo 4, campo di spostamenti orizzontali.

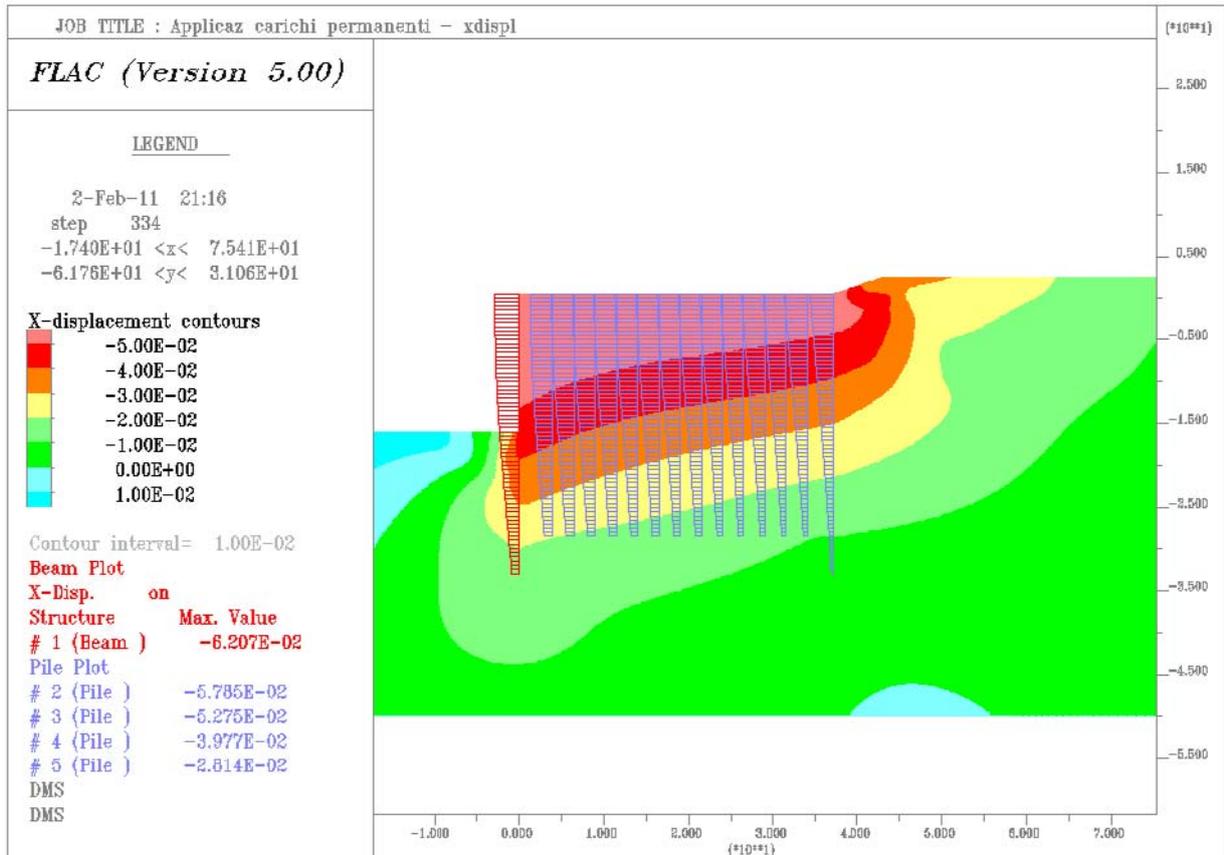


Fig. 7.2 – SLE, applicazione carichi permanenti, campo di spostamenti orizzontali.

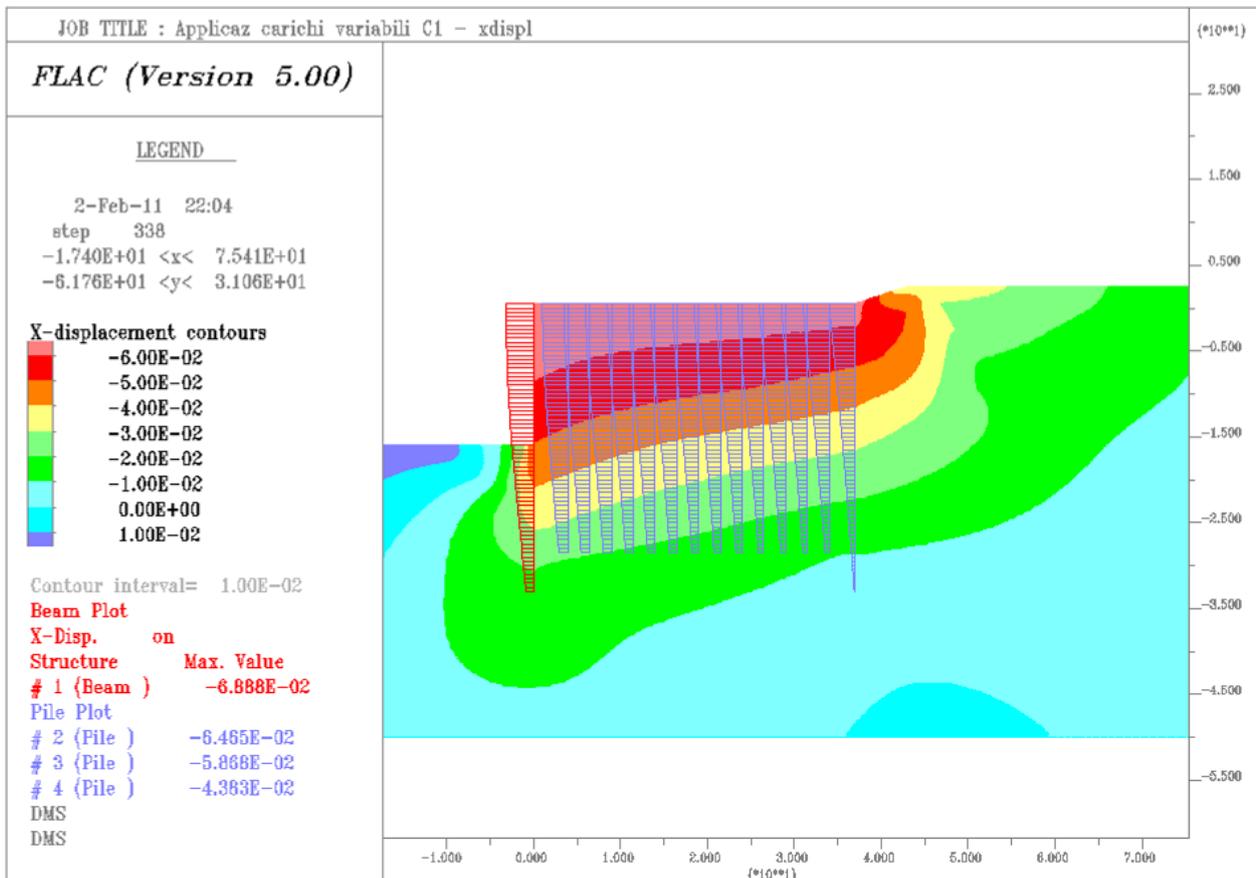


Fig. 7.3 – SLE, applicazione carichi variabili, combinazione C1, campo di spostamenti orizzontali.

Per quanto riguarda le sollecitazioni sugli elementi strutturali, le analisi hanno mostrato che per la paratia di banchina e per i primi pali dietro questa (in dettaglio i pali n° 1-4) le sollecitazioni massime in esercizio si presentano durante le fasi di scavo (fasi scavo 3 e scavo 4); i rimanenti pali (pali n° 5-13) e il setto di ancoraggio presentano le massime sollecitazioni in corrispondenza della fase di applicazione dei carichi variabili e, specificatamente, nella combinazione con azione dominante il vento (combinazione C1).

In Tab. 7-2 per ogni elemento strutturale sono riepilogate le sollecitazioni massime stimate dall'analisi numerica, sia al metro lineare, sia sul singolo elemento strutturale, con l'indicazione della fase costruttiva in cui tali sollecitazioni massime si presentano.

Nelle Fig. 7.4, Fig. 7.5, Fig. 7.6 e Fig. 7.7 per la paratia di banchina, i setti di ancoraggio e 2 pali, che possono essere considerati rappresentativi del comportamento di tutti i pali, sono riportati graficamente gli andamenti dei diagrammi delle sollecitazioni con la profondità al variare delle fasi costruttive. Le sollecitazioni sulla soletta sono riportate nella Fig. 7.8.

Le caratteristiche di sollecitazione ottenute sono direttamente utilizzate per il dimensionamento dei diversi elementi (paratia, setti di ancoraggio, pali), le cui verifiche strutturali sono riportate nella Relazione di Calcolo R003.

Tab. 7-2 – SLE, Riepilogo sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	T_{max} (kN/m)	N_{max}^* (kN/m)	M_{max} (kNm)	T_{max} (kN)	N_{max} (kN)
paratia	scavo 4 2780	scavo 4 375	SLE-freq C1 909	scavo 4 6950	scavo 4 937.5	SLE-freq C1 2272.5
setto di ancoraggio	SLE-freq C1 439	SLE-freq C1 77.1	SLE-freq C1 511	SLE-freq C1 2195	SLE-freq C1 385.5	SLE-freq C1 2555
palo 1	scavo 3 111	scavo 3 38.8	Sc 3 SLE-freq C1 -43.2 164	scavo 3 555	scavo 3 194	Sc 3 SLE-freq C1 -216 820
palo 2	scavo 3 94.8	scavo 3 31.2	SLE-freq C1 165	scavo 3 474	scavo 3 156	SLE-freq C1 825
palo 3	scavo 3 77.7	scavo 3 25.1	SLE-freq C1 165	scavo 3 388.5	scavo 3 125.5	SLE-freq C1 825
palo 4	scavo 4 70.8	scavo 4 22.4	SLE-freq C1 161	scavo 4 354	scavo 4 112	SLE-freq C1 805
palo 5	SLE-freq C1 65.7	SLE-freq C1 20.5	SLE-freq C1 157	SLE-freq C1 328.5	SLE-freq C1 102.5	SLE-freq C1 785
palo 6	SLE-freq C1 70.4	SLE-freq C1 22.1	SLE-freq C1 153	SLE-freq C1 352	SLE-freq C1 110.5	SLE-freq C1 765
palo 7	SLE-freq C1 73.5	SLE-freq C1 23.1	SLE-freq C1 150	SLE-freq C1 367.5	SLE-freq C1 115.5	SLE-freq C1 750
palo 8	SLE-freq C1	SLE-freq C1	SLE-freq C1	SLE-freq C1	SLE-freq C1	SLE-freq C1

	75.1	23.6	148	375.5	118	740
palo 9	SLE-freq C1					
	76.5	24.1	145	382.5	120.5	725
palo 10	SLE-freq C1					
	77.6	24.7	143	388	123.5	715
palo 11	SLE-freq C1					
	77.4	24.9	147	387	124.5	735
palo 12	SLE-freq C1					
	71.8	23.6	159	359	118	795
palo 13	SLE-freq C1					
	47.3	15.5	177	236.5	77.5	885

*N positivo=compressione, N negativo=trazione.

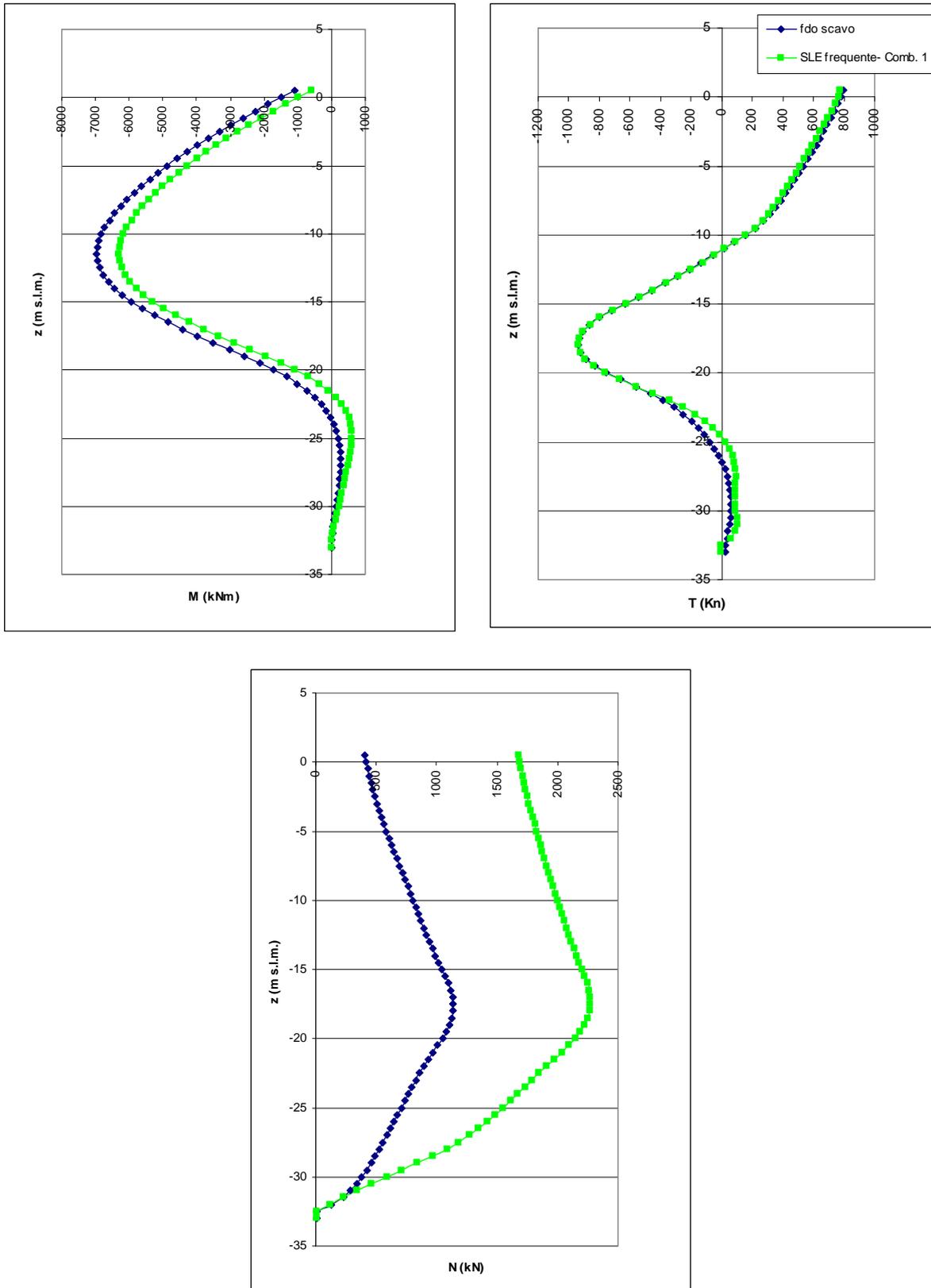


Fig. 7.4 – SLE, paratia di banchina, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

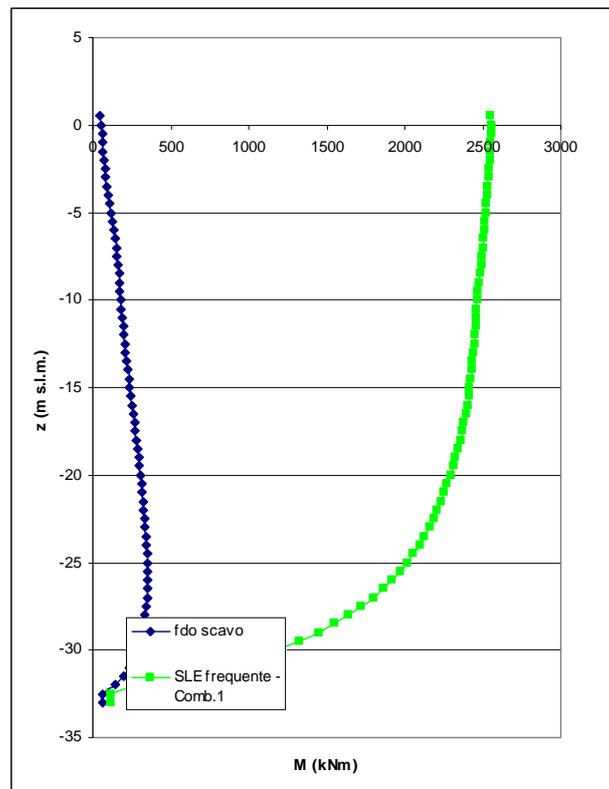
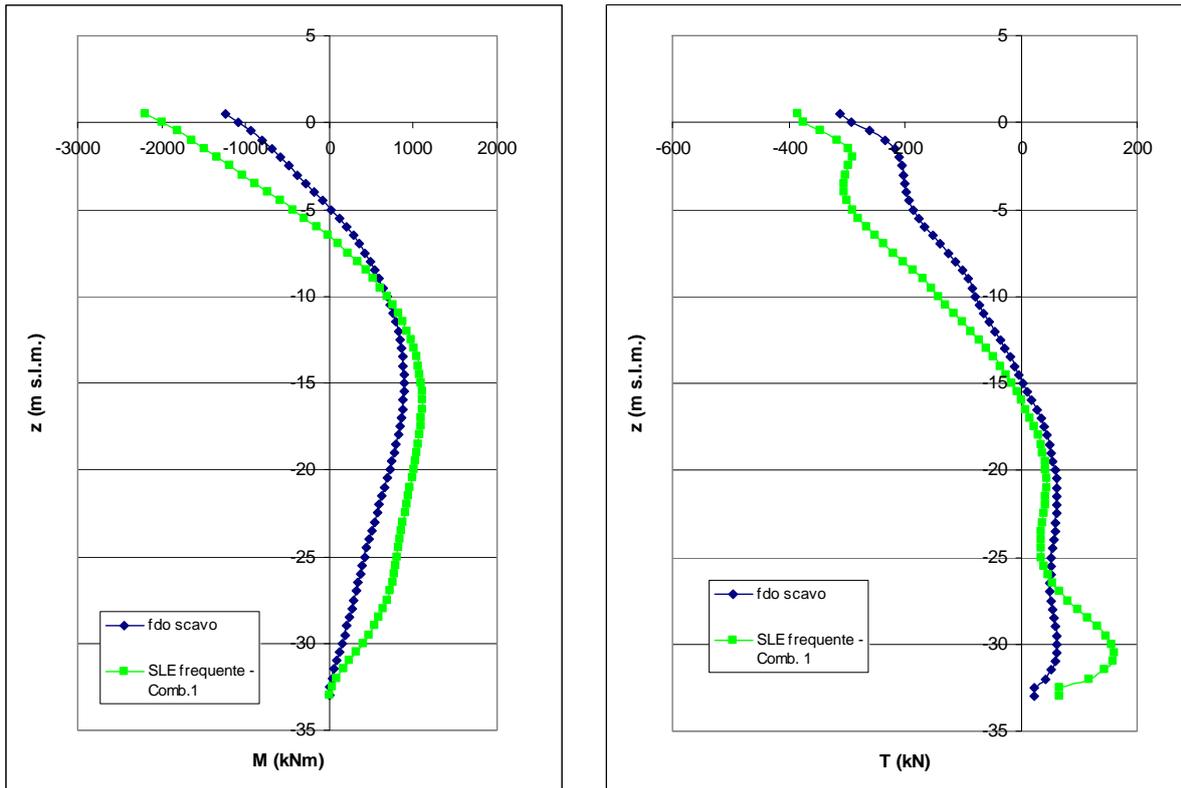


Fig. 7.5 – SLE, setti di ancoraggio, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

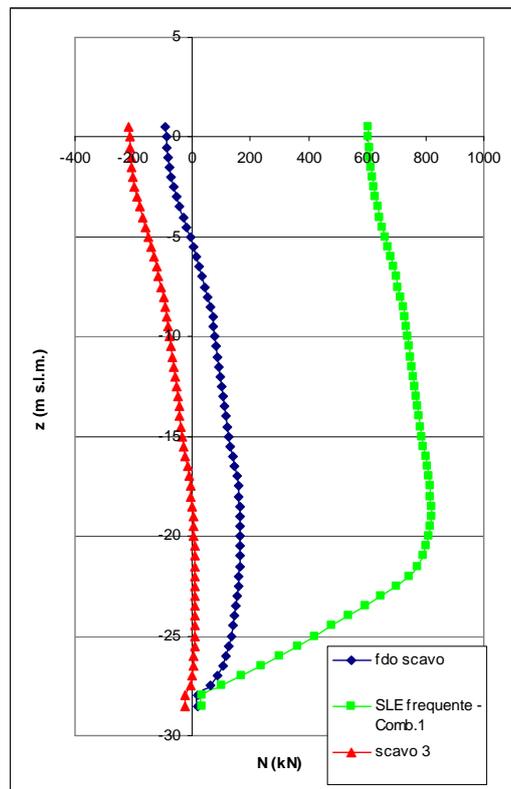
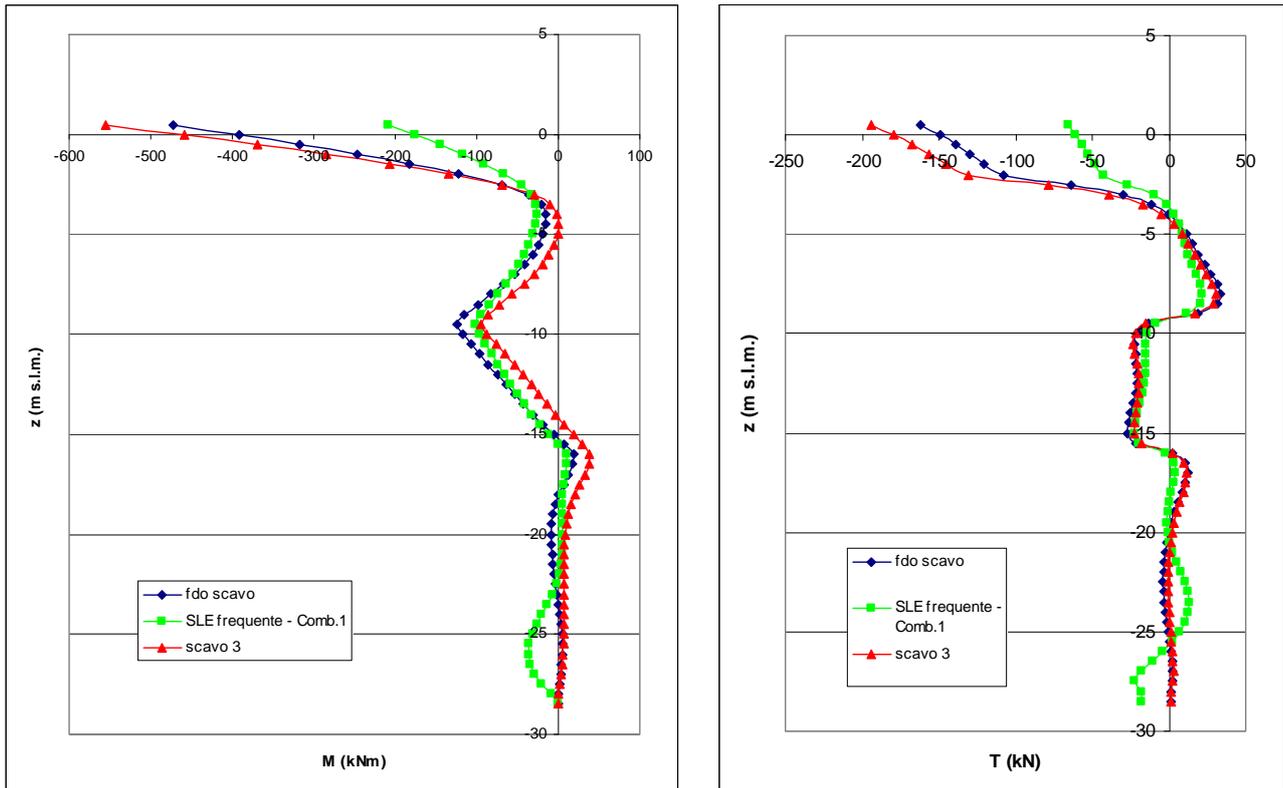


Fig. 7.6 – SLE, palo n°1, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

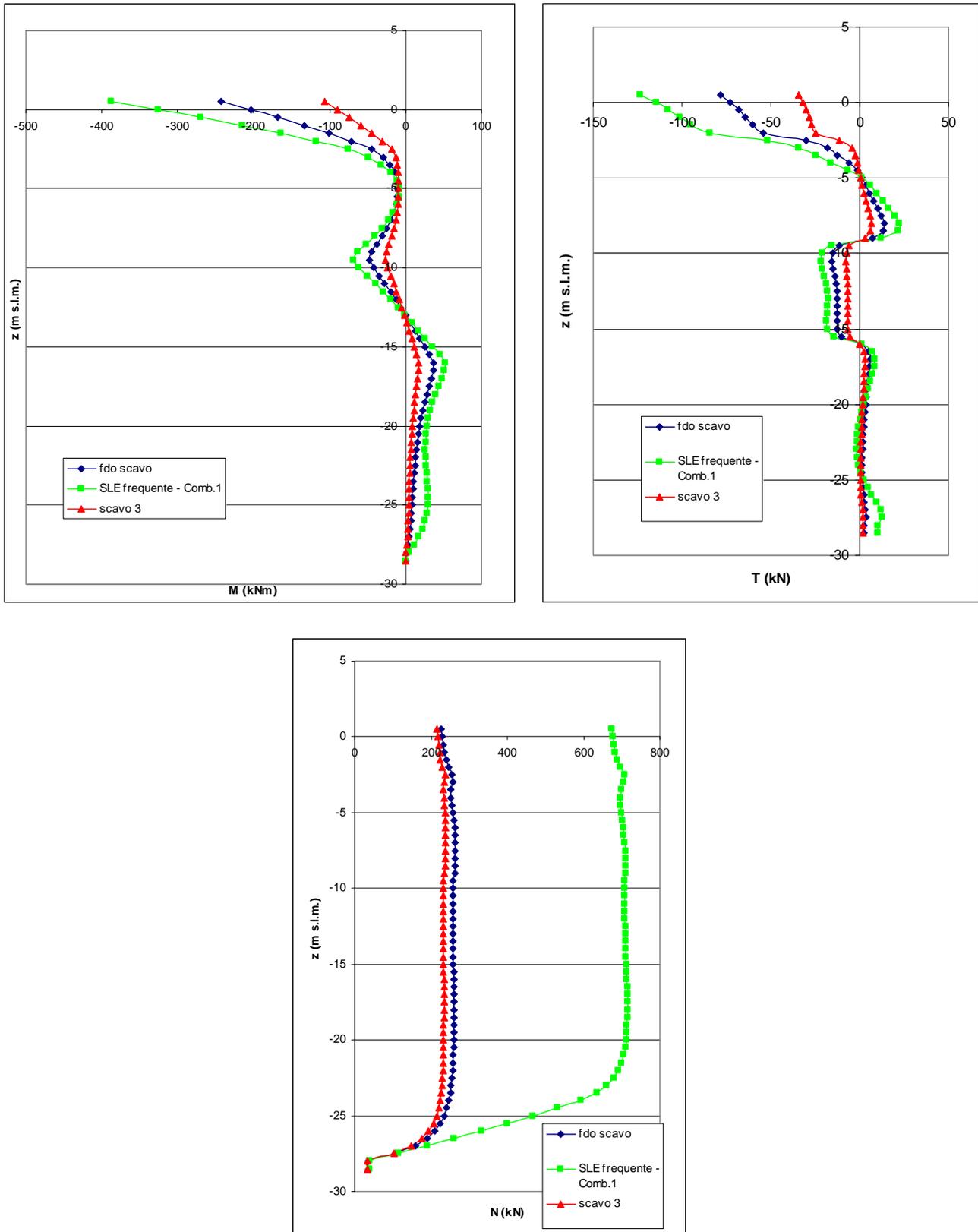


Fig. 7.7 – SLE, palo n°10, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

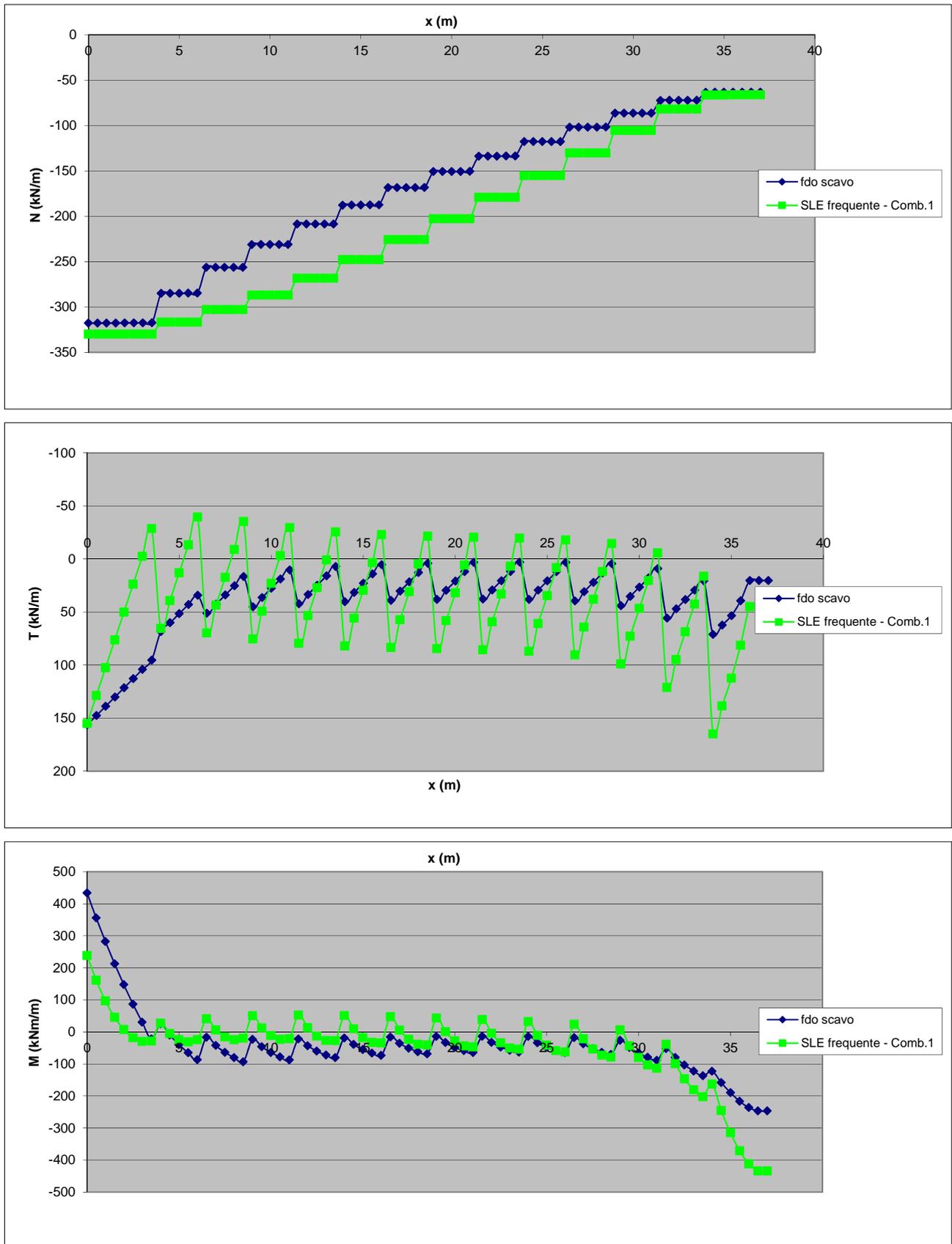


Fig. 7.8 – SLE, soletta sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

7.2 Verifiche di sicurezza: analisi SLU

7.2.1 Analisi SLU-STR

Le analisi allo stato limite ultimo STR devono essere condotte impiegando i parametri fisici e meccanici caratteristici dei litotipi presenti (cfr. Tab. 6-1), applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione, ed amplificando i carichi permanenti e variabili secondo i coefficienti A1 riportati nella Tab. 6.2.I della NTC2008. In particolare, in questo caso specifico (opera di sostegno), non potendo amplificare direttamente le azioni esterne, vengono amplificate le sollecitazioni massime sulle strutture, ovvero viene amplificato l'effetto delle azioni. Nel dettaglio, le sollecitazioni sugli elementi strutturali ottenute dall'analisi vanno moltiplicate di un fattore $\gamma_{G1} = 1.3$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi permanenti sfavorevoli e di un fattore $\gamma_{G2} = 1.5$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi variabili sfavorevoli.

Nel caso in esame, si è quindi eseguita dapprima un'analisi (che, per semplicità, definiamo *analisi base*) in cui sono applicati i soli carichi permanenti al loro valore caratteristico, e successivamente un'analisi (analisi completa) in cui vengono applicati i carichi permanenti ed i carichi variabili, entrambi ai loro valori caratteristici. Dalle analisi si ottengono delle sollecitazioni che possono essere definite S_{base} e $S_{completa}$ per l'analisi base e quella completa, rispettivamente. Le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU STR vengono poi valutate secondo la seguente formula:

$$S_{SLU\ STR} = S_{base} \cdot \gamma_{G1} + (S_{completa} - S_{base}) \cdot \gamma_{G2} = S_{base} \cdot 1.3 + (S_{completa} - S_{base}) \cdot 1.5$$

In Tab. 7-3 per ogni elemento strutturale sono riepilogate le sollecitazioni massime sul singolo elemento stimate dall'analisi numerica, già amplificate secondo quanto appena esposto. Anche in questo caso si nota che per la paratia e i primi pali dietro questa (in dettaglio pali n° 1 e 2) le massime sollecitazioni si presentano durante le fasi scavo, mentre per i rimanenti pali e per il setto di ancoraggio la fase più gravosa risulta essere quella di applicazione dei carichi variabili e, specificatamente, nella combinazione con azione dominante il vento (combinazione C1).

Nelle Fig. 7.9, Fig. 7.10, Fig. 7.11 e Fig. 7.12 per la paratia di banchina, i setti di ancoraggio e 2 pali, rappresentativi del comportamento di tutti i pali, sono riportati graficamente gli andamenti dei diagrammi delle sollecitazioni con la profondità al variare delle fasi costruttive. Le sollecitazioni sulla soletta sono riportate nella Fig. 7.13 .

Il dimensionamento strutturale degli elementi è riportato nella Relazione di Calcolo R003.

Tab. 7-3 – SLU STR, Riepilogo sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.

elemento strutturale	M _{max} (kNm)	T _{max} (kN)	N _{max} *	
paratia	scavo 4	scavo 4	var C1	
	9044	1218	3282	
setto di ancoraggio	var C1	var C1	var C1	
	3326	633.5	3418	
palo 1	scavo 3	scavo 3	sc 3	var C1
	721	252.1	-280.5	1263.6
palo 2	scavo 3	scavo 3	var C1	
	616.3	202.7	1302	
palo 3	var C1	var C1	var C1	
	515	159.5	1315.3	
palo 4	var C1	var C1	var C1	
	557.2	173.2	1298.3	
palo 5	var C1	var C1	var C1	
	597.8	186.5	1270	
palo 6	var C1	var C1	var C1	
	627.5	195.8	1242.9	
palo 7	var C1	var C1	var C1	
	644	199.8	1215.2	
palo 8	var C1	var C1	var C1	
	654.2	201.6	1193.3	
palo 9	var C1	var C1	var C1	
	660.1	203.4	1170.1	
palo 10	var C1	var C1	var C1	
	659.5	204.5	1180.6	
palo 11	var C1	var C1	var C1	
	643.4	201.9	1217	
palo 12	var C1	var C1	var C1	
	581.6	186.4	1298.9	
palo 13	var C1	var C1	var C1	
	372.7	120.6	1389.1	

*N positivo=compressione, N negativo=trazione.

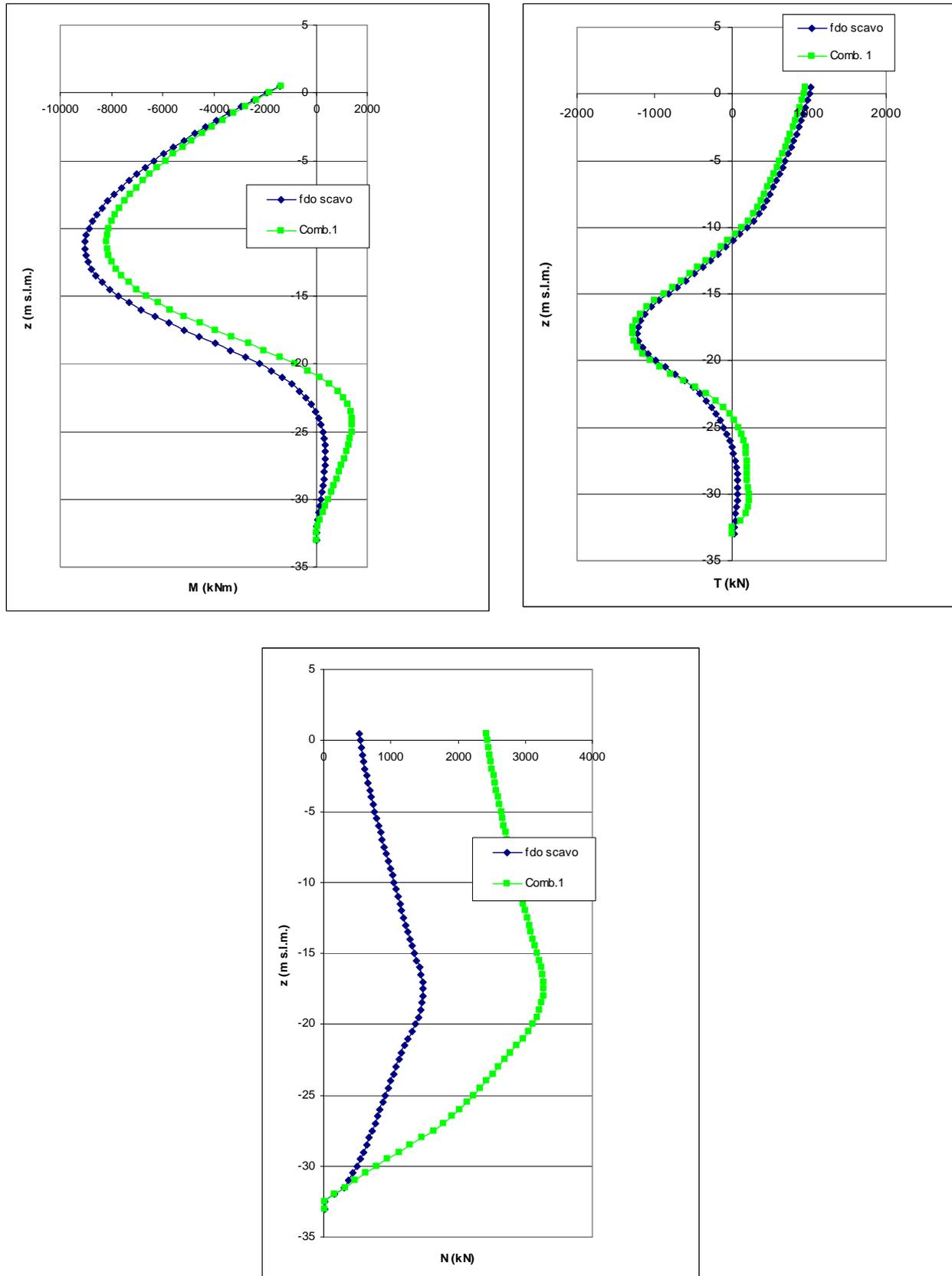


Fig. 7.9 – SLU STR, paratia di banchina, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

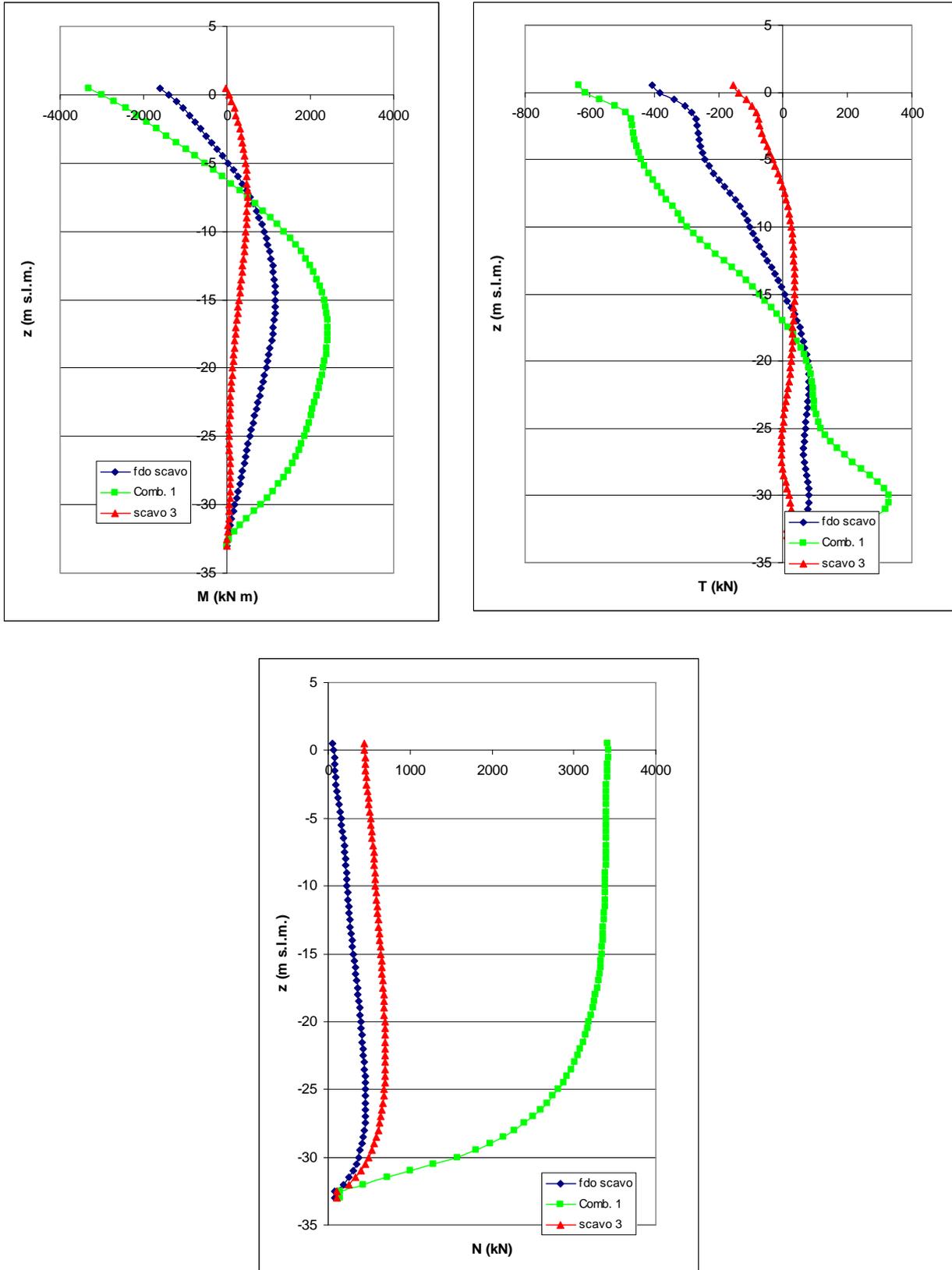


Fig. 7.10 – SLU STR, setti di ancoraggio, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

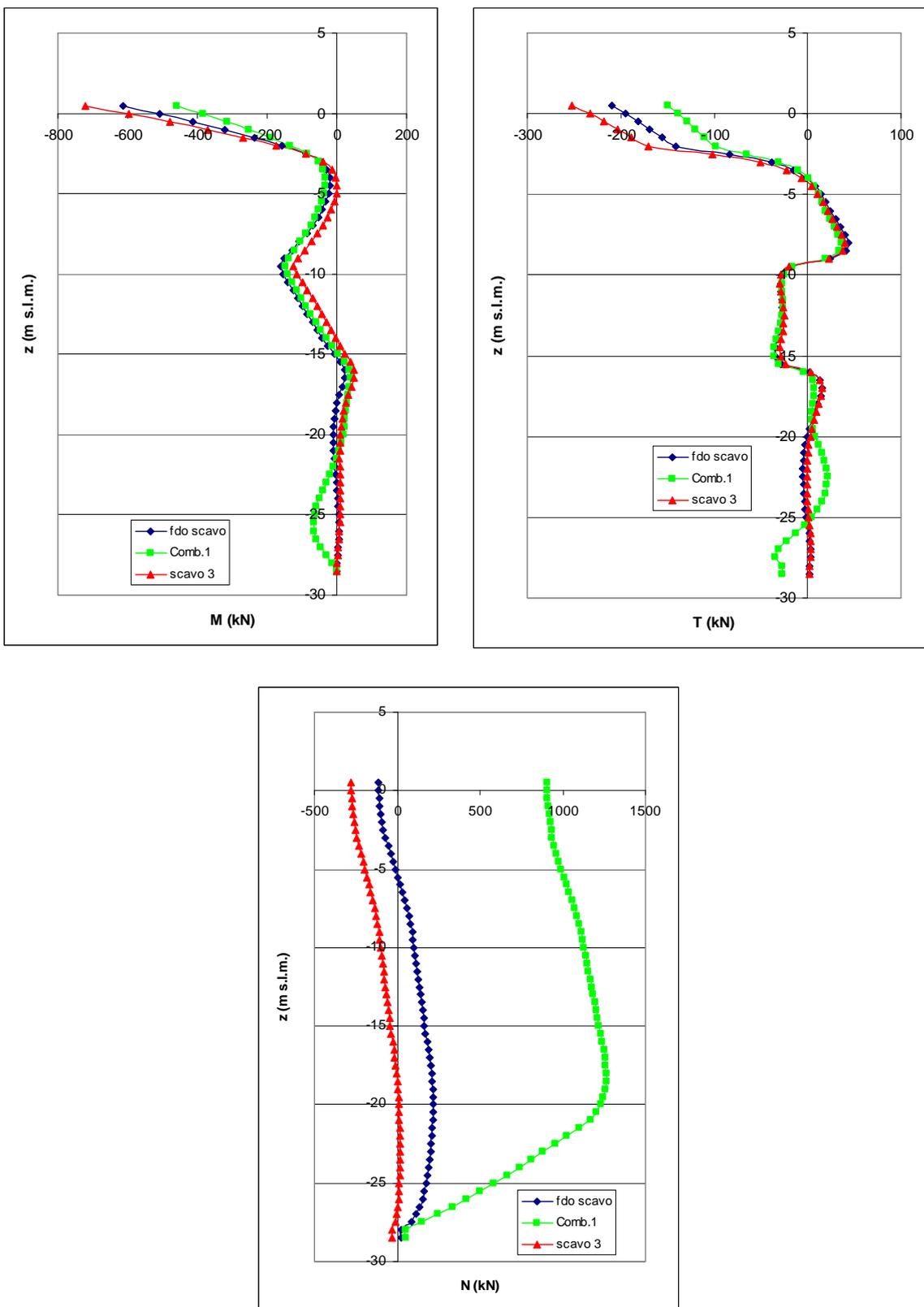


Fig. 7.11 – SLU STR, palo n°1, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

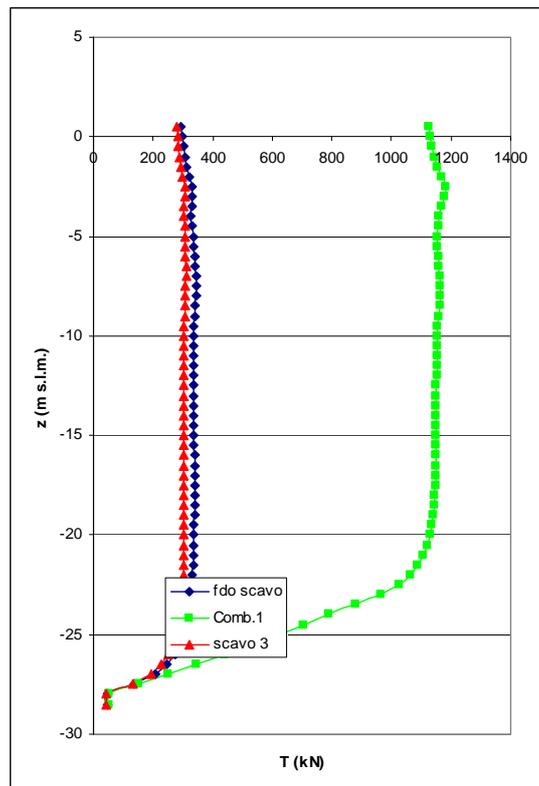
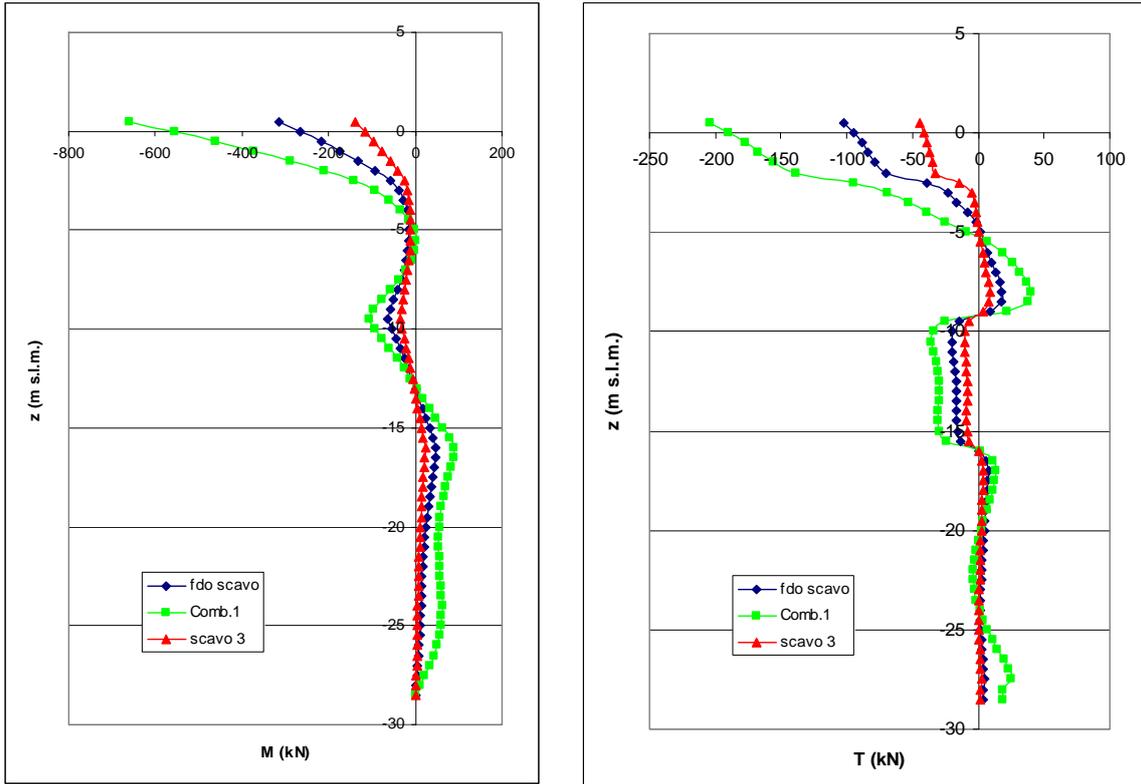


Fig. 7.12 – SLU STR, palo n°10, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

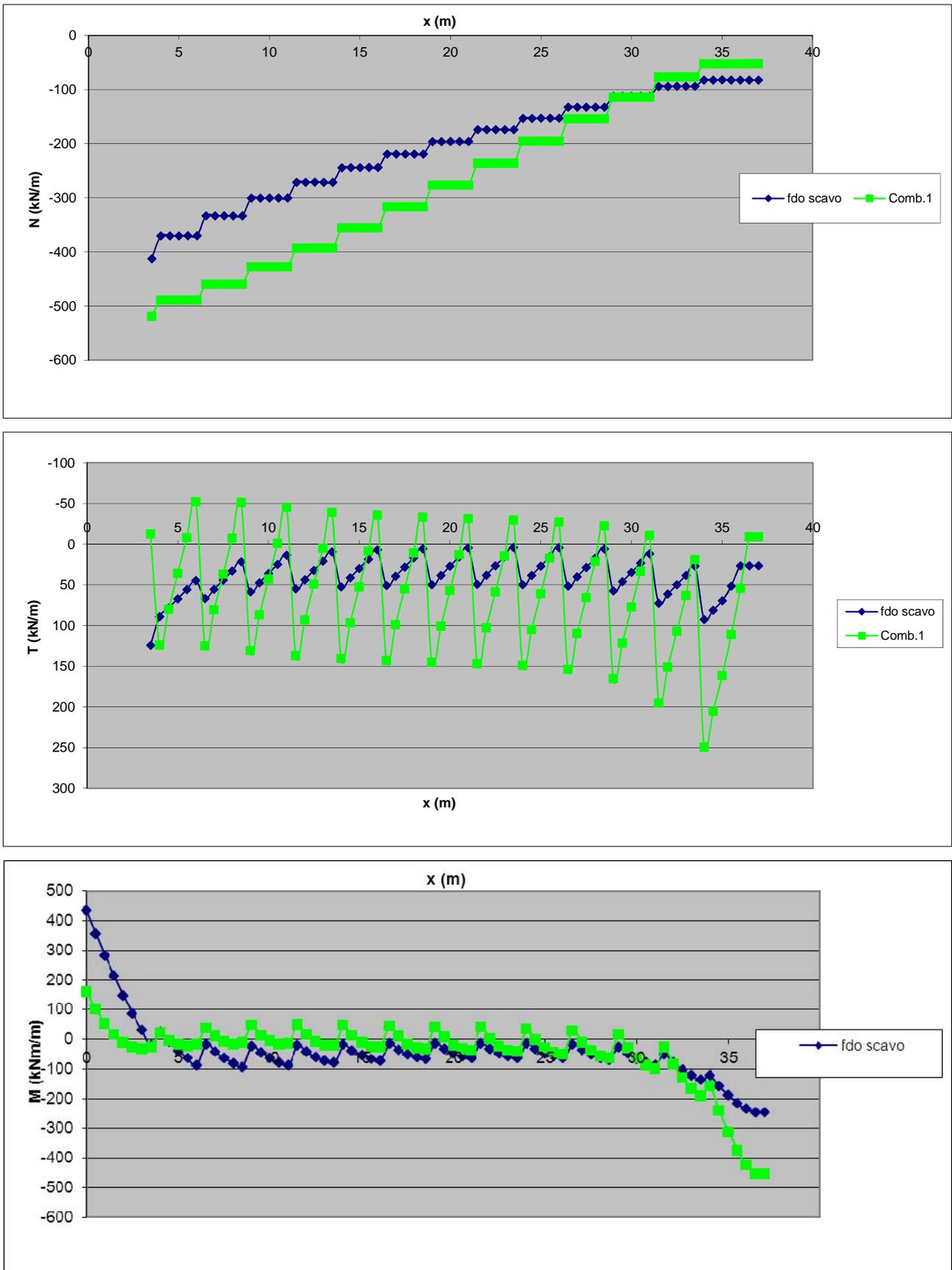


Fig. 7.13 – SLU STR, soletta, sollecitazioni nelle fasi costruttive più significative.

7.2.2 Analisi SLU GEO

Per le verifiche allo stato limite ultimo GEO sono state condotte 2 serie di analisi.

La prima serie (SLU-GEO1) si riferisce alla verifica dell'opera di sostegno, impiegando i parametri di resistenza dei terreni e delle interfacce ridotti secondo i coefficienti parziali M2 riportati nella tabella 6.2.II della NTC2008, applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione ed amplificando i carichi permanenti e variabili secondo i coefficienti A2 riportati nella Tab. 6.2.I della NTC2008. Nel dettaglio, la Tab. 7-4 riporta i valori dei parametri geotecnici dopo l'applicazione dei coefficienti parziali.

Tab. 7-4 – Parametri geotecnici ridotti dei litotipi presenti.

litotipo	c'_{rid} (kPa)	ϕ'_{rid} (°)
Riporti – Rip	0	20.5
Alo	0	20.5
SL	0	26.6
AL	0	21.3
LAS	0	23

Inoltre, per quanto riguarda l'amplificazione dei carichi esterni, visto che per il caso in esame i coefficienti A2 prevedono l'amplificazione dei soli carichi variabili di un fattore pari a 1.3, l'analisi numerica è stata eseguita amplificando direttamente tali carichi.

La seconda serie di analisi (SLU-GEO2) è stata svolta con riferimento alle verifiche degli elementi verticali (pali e setto di ancoraggio), utilizzando la combinazione 2 dell'approccio 1: (A2+M1+R2). In dettaglio, l'analisi è stata condotta impiegando i parametri di resistenza caratteristici dei litotipi presenti (riportati in Tab. 6-1), applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione ed amplificando i carichi permanenti e variabili secondo i coefficienti A2 riportati nella Tab. 6.2.II della NTC2008. Per tenere conto sia dei fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza dei pali caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. tabella 6.4.IV della NTC2008), sia dei coefficienti parziali sulle resistenze R2, si è agito parzializzando la resistenza delle interfacce dei pali e del setto di ancoraggio di un fattore pari a:

- resistenza orizzontale (pressione limite orizzontale): $\xi \cdot \gamma_R = 1.5 \cdot 1.6 = 2.4$
- resistenza verticale (attrito laterale): $\xi \cdot \gamma_R = 1.5 \cdot 1.45 = 2.17$.

I parametri così ottenuti sono riepilogati nella Tab. 7-5.

Tab. 7-5 - Parametri assegnati nell'analisi numerica SLU GEO per le interfacce dei *pili* che simulano i pali e i setti di ancoraggio.

litotipo	cs_ncoh (kPa/m)	cs_sfric (°)
Rip-Alo	18	
SL	35.5	
AL	30	9.5
LAS1*	36.7	
LAS2*	49.5	

Scopo delle analisi SLU-GEO è quello di verificare che non vengano a formarsi meccanismi di collasso associati alla completa mobilitazione delle resistenze dei terreni. A partire dai risultati delle analisi, ciò può essere verificato constatando l'assenza di spostamenti elevati dell'opera di sostegno e del terreno, ovvero l'assenza di formazione di ampie zone di plasticizzazione. Inoltre, visto l'articolato sistema di contrasto previsto per la paratia (soletta, pali e setti di ancoraggio), si ritiene che le verifiche allo SLU dei singoli elementi che lo compongono (in particolare verifica a carico limite dei pali e dei setti nei riguardi dei carichi trasversali e verifica a carico limite verticale dei pali) perdano di significato, essendo quella del sistema una risposta globale; pertanto, si è ritenuto ragionevole procedere per questi elementi eseguendo una verifica allo SLU volta ad accertare l'assenza di un meccanismo geotecnico di rottura dell'insieme del sistema di ancoraggio. A partire dai risultati delle analisi, ciò può essere verificato constatando l'assenza di spostamenti elevati, nonché l'assenza di un numero di plasticizzazioni negli elementi strutturali tale che portino alla labilità del sistema di contrasto (formazione di più cerniere plastiche nei pali e nel setto d'ancoraggio).

Per quanto riguarda le analisi SLU-GEO1, i risultati delle analisi condotte (cfr. Fig. 7.14 ÷ Fig. 7.17) hanno mostrato, sia per la combinazione C1 (vento=azione dominante), sia per la C2 (sovraccarico di banchina=azione dominante), il non raggiungimento del collasso: l'analisi ha raggiunto la convergenza per spostamenti inferiori a 10 cm. La verifica allo SLU GEO risulta soddisfatta avendo verificato che le sollecitazioni flettenti degli elementi strutturali non corrispondono al superamento della loro resistenza. Infatti, nelle Tab. 7-6 e Tab. 7-7 sono riportate le sollecitazioni massime ottenute dalle analisi combinazione C1 e C2, rispettivamente. In particolare, per ogni elemento strutturale si riporta il momento massimo, M_{max} , e il corrispondente valore dello sforzo normale, N di M_{max} . Riportando tali coppie di valori (M_{max} , N di M_{max}) nei corrispondenti diagrammi del dominio ultimo di ogni elemento strutturale si osserva che non si raggiunge la plasticizzazione (cfr. Fig. 7.18÷ Fig. 7.21).

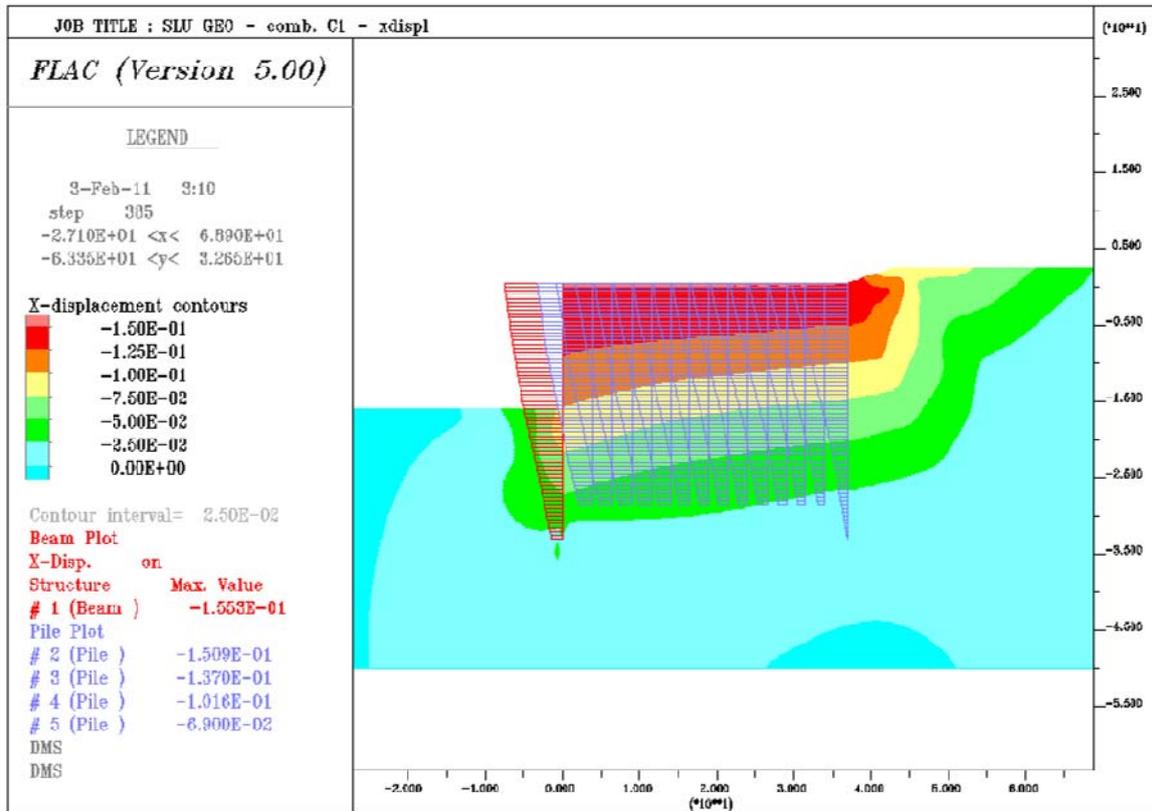


Fig. 7.14 – SLU-GEO1, combinazione C1, campo di spostamenti orizzontali.

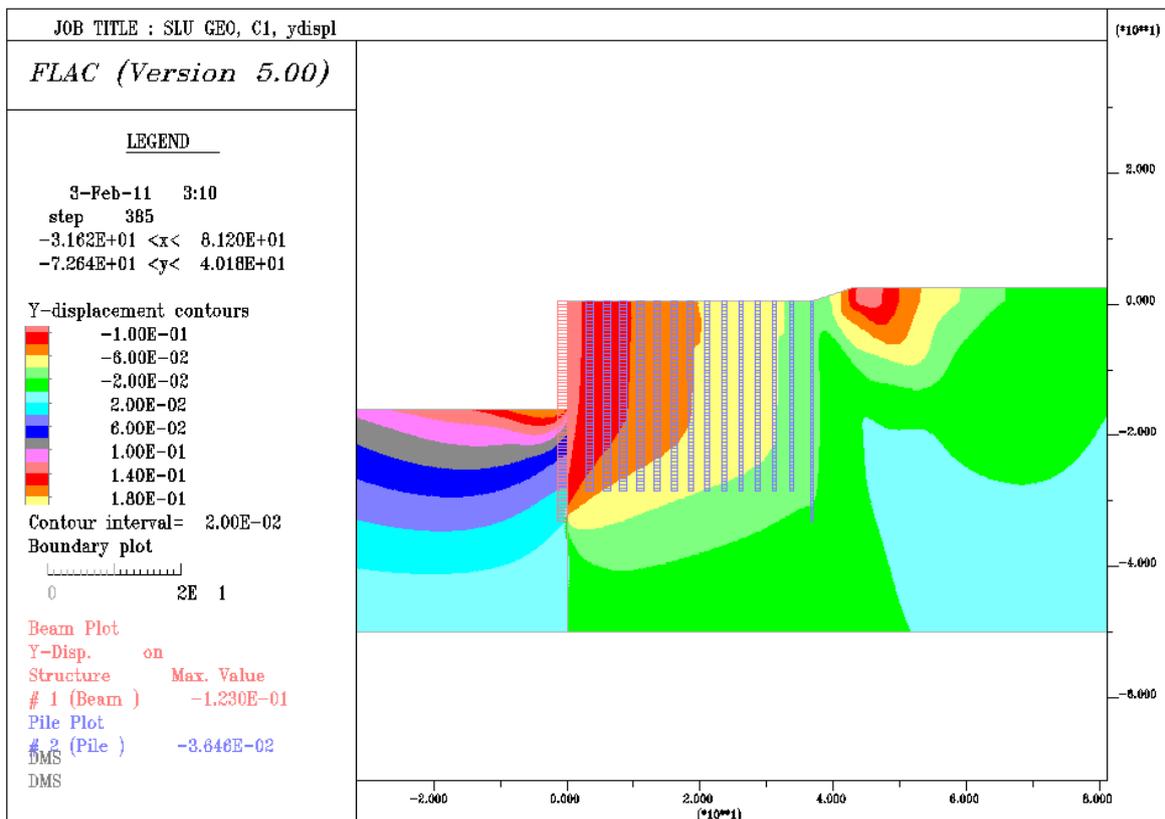


Fig. 7.15 – SLU-GEO1, combinazione C1, campo di spostamenti verticali.

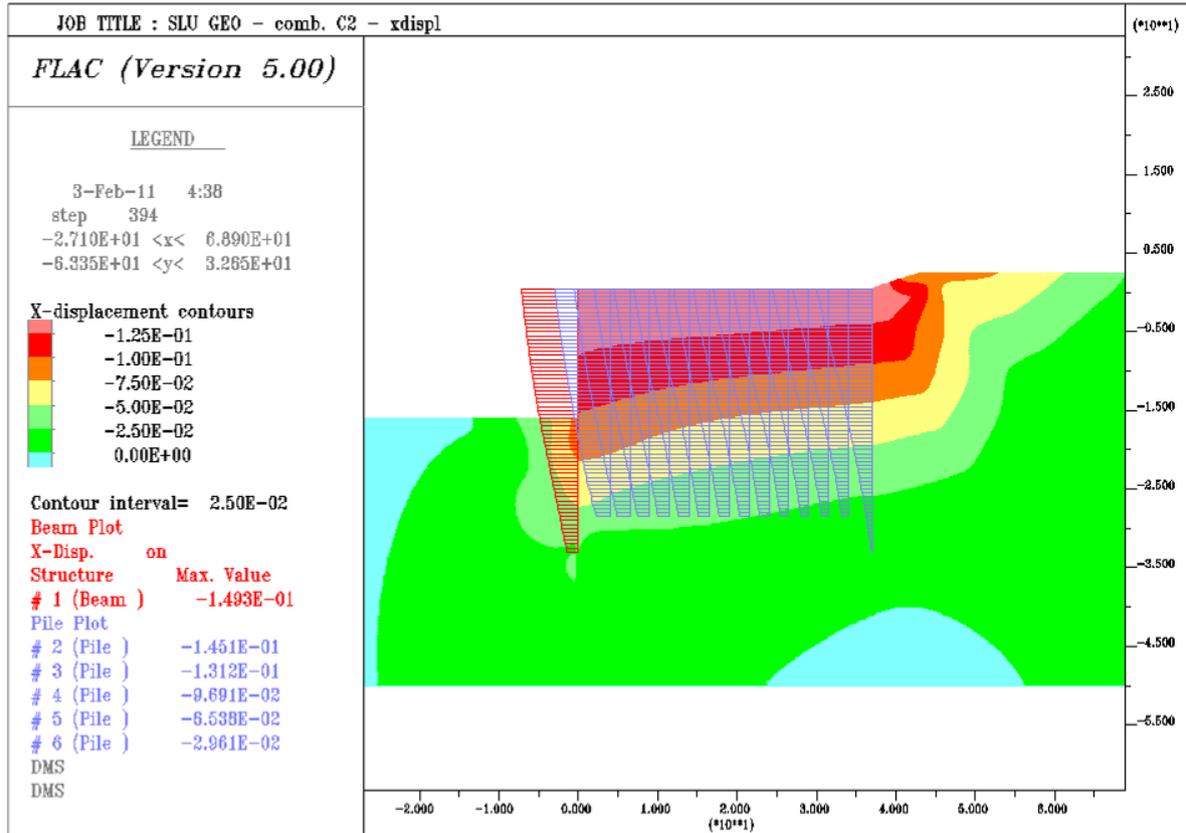


Fig. 7.16 – SLU-GEO1, combinazione C2 campo di spostamenti orizzontali.

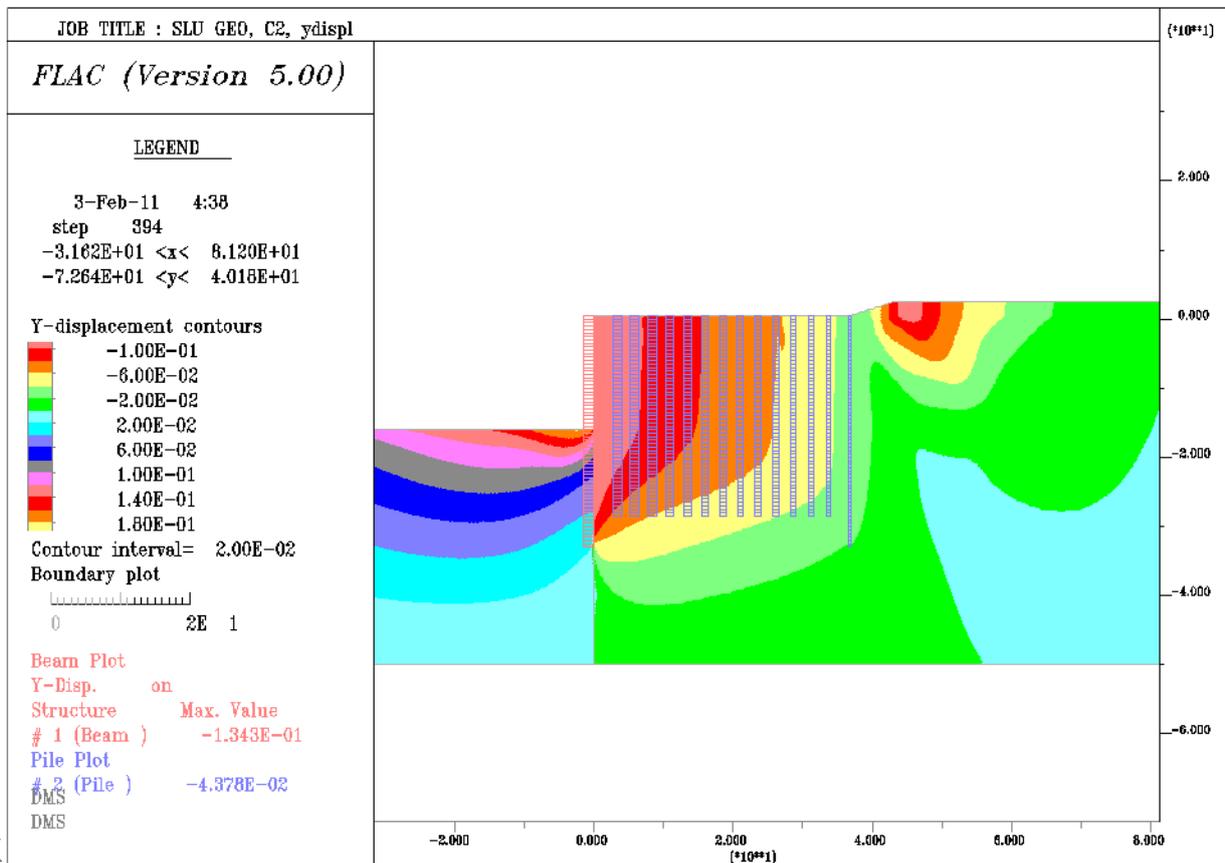


Fig. 7.17 – SLU-GEO1, combinazione C2 campo di spostamenti verticali.

Tab. 7-6 – SLU-GEO1, combinazione C1, riepilogo sollecitazioni massime negli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	N di M_{max} (kN/m)	M_{max} (kNm)	N di M_{max} (kN)
palo 1	44.6	168.3	223	841.5
palo 2	51.8	185.9	259	929.5
palo 3	65.1	189.9	325.5	949.5
palo 4	81.8	191.4	409	957
palo 5	99.1	196.7	495.5	983.5
palo 6	117.2	196.5	586	982.5
palo 7	134.3	194.5	671.5	972.5
palo 8	149.1	192.7	745.5	963.5
palo 9	161	192.4	805	962
palo 10	168.7	194.8	843.5	974
palo 11	170	203.8	850	1019
palo 12	158.1	224.1	790.5	1120.5
palo 13	105.6	251.5	528	1257.5
paratia	2787	963.4	6967.5	2408.5
setti d'ancoraggio	952.8	719.1	4764	3595.5

Tab. 7-7 – SLU-GEO1, combinazione C2, riepilogo sollecitazioni massime negli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	N di M_{max} (kN/m)	M_{max} (kNm)	N di M_{max} (kN)
palo 1	48.7	190.7	243.5	953.5
palo 2	50.3	209.9	251.5	1049.5
palo 3	57.8	216.6	289	1083
palo 4	69.8	218.6	349	1093
palo 5	83.9	222.1	419.5	1110.5
palo 6	98.7	224.8	493.5	1124
palo 7	113.6	224	568	1120
palo 8	126.5	221.8	632.5	1109
palo 9	136.2	220.7	681	1103.5
palo 10	141.7	220.9	708.5	1104.5
palo 11	141.5	225.6	707.5	1128
palo 12	129.2	238.1	646	1190.5
palo 13	82.3	254.7	411.5	1273.5
paratia	2841	734.8	7102.5	1837
setti d'ancoraggio	709.2	519.7	3546	2598.5

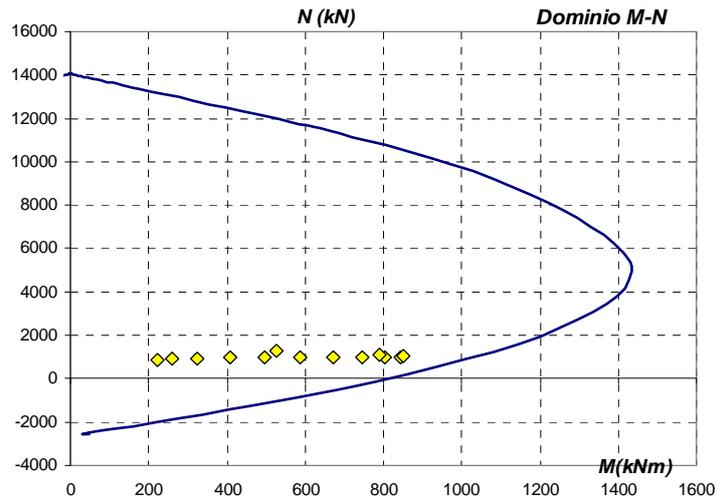


Fig. 7.18 – SLU-GEO1, combinazione C1, dominio di resistenza dei pali.

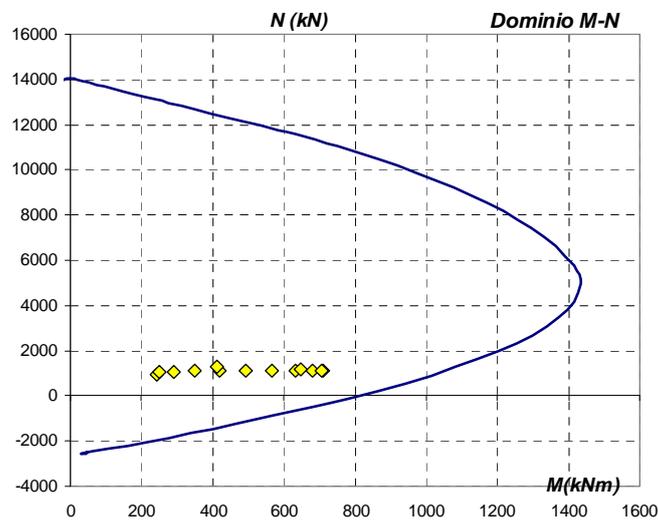


Fig. 7.19 – SLU-GEO1, combinazione C2, dominio di resistenza dei pali.

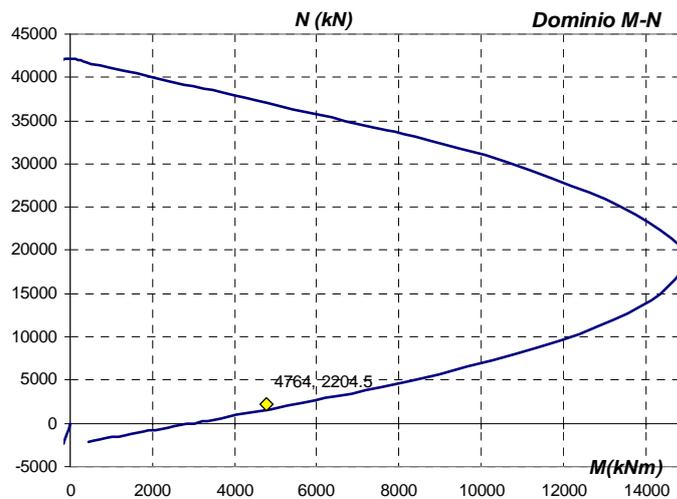


Fig. 7.20 – SLU-GEO1, combinazione C1, dominio di resistenza dei setti di ancoraggio.

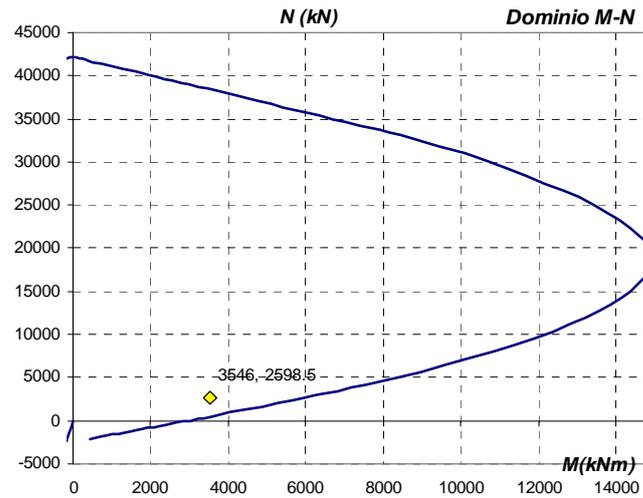


Fig. 7.21 – SLU-GEO1, combinazione C2, dominio di resistenza dei setti di ancoraggio.

Anche per quanto riguarda l'analisi SLU-GEO2 i risultati mostrano che non è stato raggiunto il collasso (cfr. Fig. 7.22 e Fig. 7.23): l'analisi ha raggiunto la convergenza per spostamenti inferiori a 10 cm.

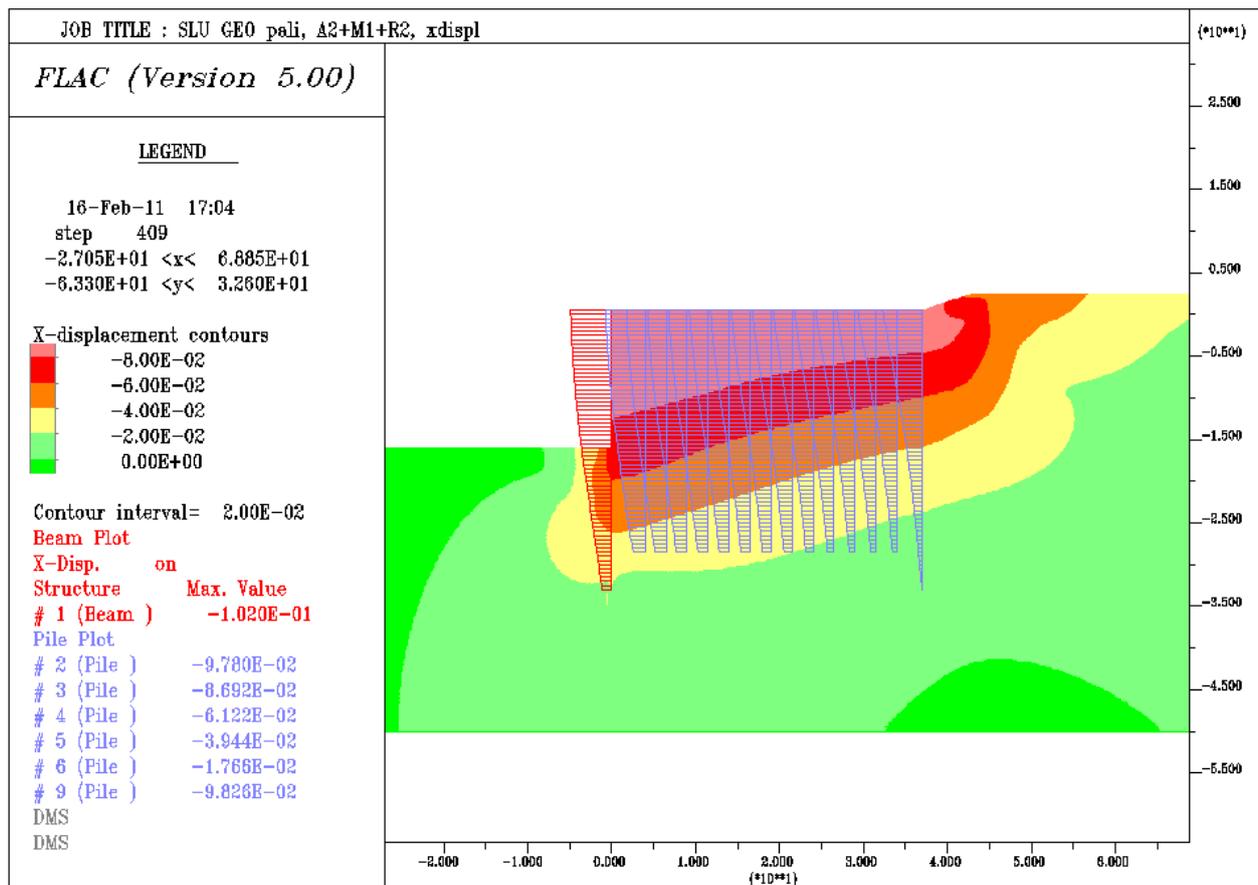


Fig. 7.22 – SLU GEO pali, A2+M1+R2, campo di spostamenti orizzontali.

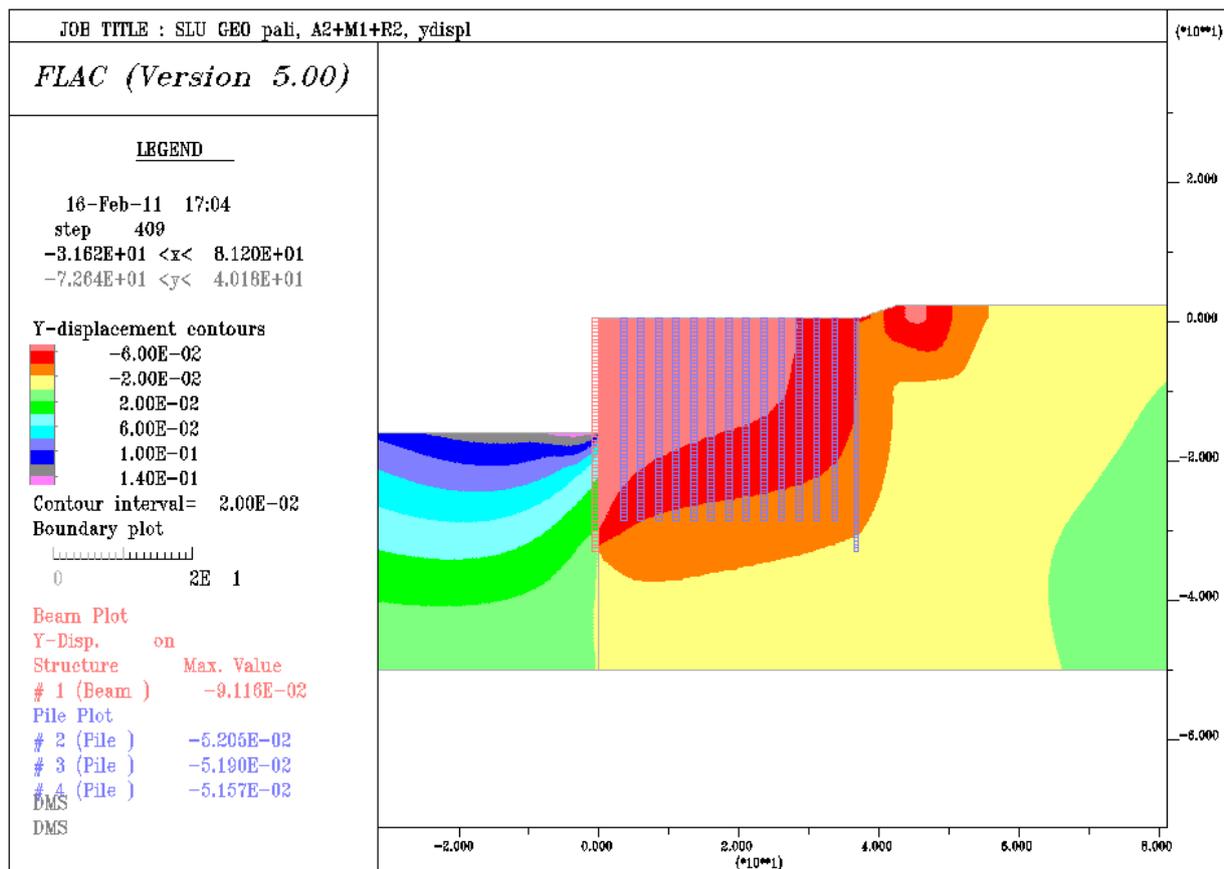


Fig. 7.23 – SLU GEO pali, A2+M1+R2, campo di spostamenti verticali.

La Tab. 7-8 riassume le sollecitazioni massime ottenute da questa analisi. In particolare, per ogni elemento strutturale si riporta il momento massimo, M_{max} , e il corrispondente valore dello sforzo normale, N di M_{max} . Riportando tali coppie di valori (M_{max} , N di M_{max}) nei corrispondenti diagrammi del dominio ultimo di ogni elemento strutturale si osserva che non si raggiunge la plasticizzazione (cfr. Fig. 7.24 ÷ Fig. 7.25): anche in questo caso, pertanto, non si formano cerniere plastiche.

Tab. 7-8 - SLU GEO per i pali A2+M1+R2, riepilogo sollecitazioni massime negli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	N di M_{max} (kN/m)	M_{max} (kNm)	N di M_{max} (kN)
palo 1	153.7	118.9	768.5	594.5
palo 2	139.1	162.5	695.5	812.5
palo 3	127	172.5	635	862.5
palo 4	116.9	175.3	584.5	876.5
palo 5	110.2	177.2	551	886
palo 6	106.5	178.9	532.5	894.5
palo 7	104.3	180.5	521.5	902.5
palo 8	102.6	181.9	513	909.5
palo 9	100.7	183.1	503.5	915.5
palo 10	97.5	184.7	487.5	923.5
palo 11	91.6	186.3	458	931.5

palo 12	78.2	187.9	391	939.5
palo 13	45.5	189.9	227.5	949.5
paratia	3129	816.7	7822.5	2041.7
setti d'ancoraggio	582	579.4	2910	2897

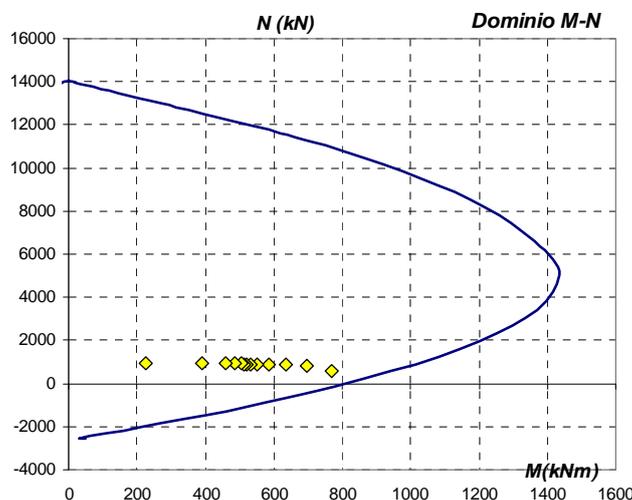


Fig. 7.24 – SLU GEO per i pali, a2+M1+R2, dominio ultimo dei pali.

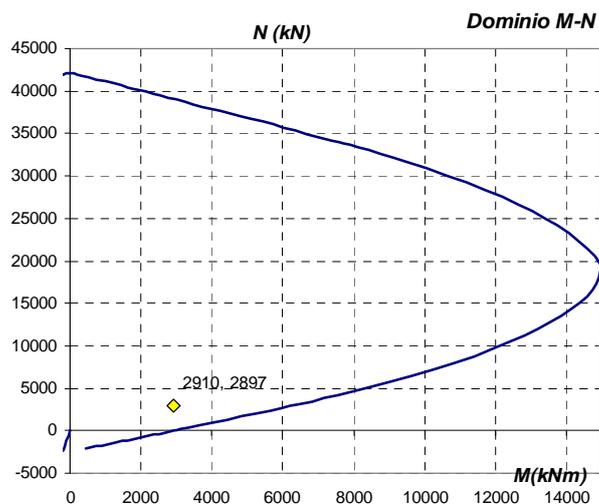


Fig. 7.25 – SLU GEO per i pali, a2+M1+R2, dominio ultimo dei setti di ancoraggio.

Infine, sempre nell'ambito delle verifiche SLU-GEO è stata eseguita un'analisi per la verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera secondo la combinazione (A2+M2+R2). In dettaglio, l'analisi è stata eseguita impiegando i parametri geotecnici ridotti, amplificando i carichi secondo i coefficienti A2 e verificando che il coefficiente di sicurezza fosse maggiore di $\gamma_{R2}=1.1$. L'analisi è stata eseguita a partire dall'analisi SLU-GEO1 e parzializzando ulteriormente i parametri di resistenza dei terreni di un fattore pari a 1.1. L'analisi non ha evidenziato la formazione di meccanismi di collasso globale (cfr. Fig. 7.26 e Fig. 7.27), raggiungendo la convergenza per spostamenti inferiori a 20 cm.

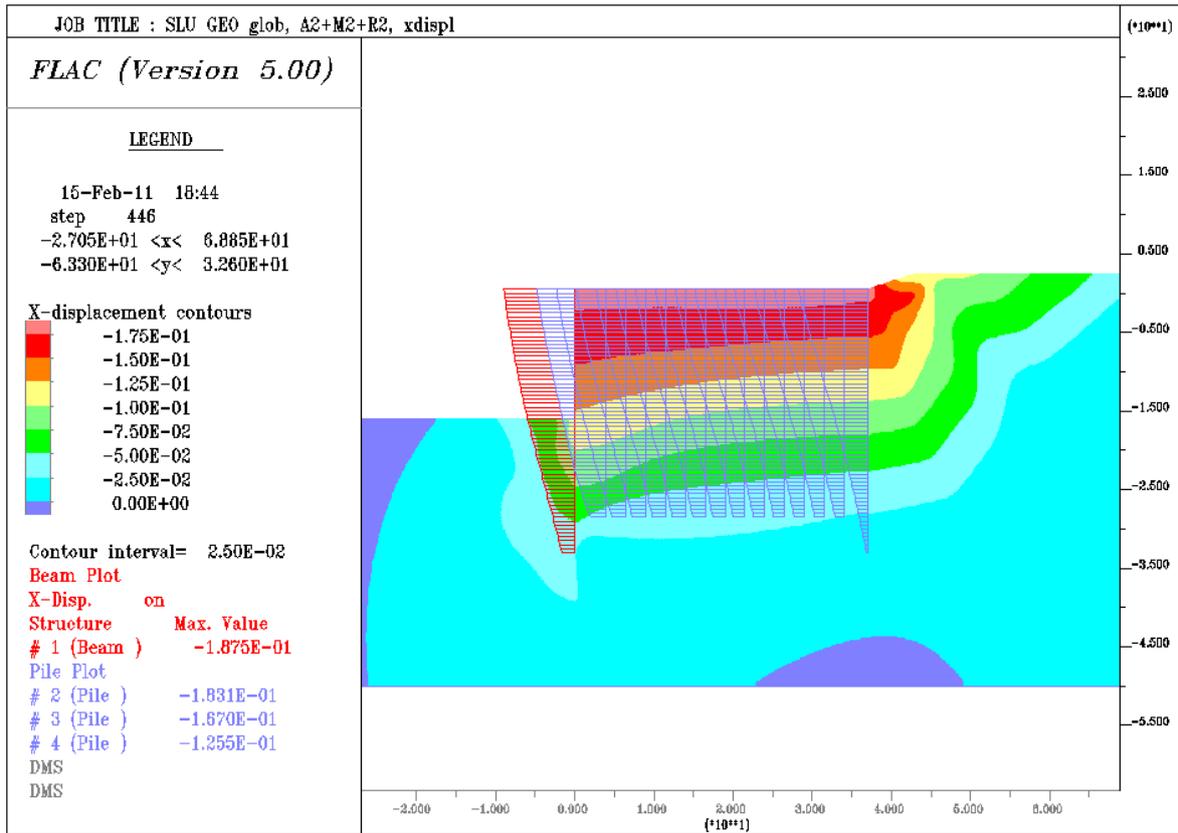


Fig. 7.26 – SLU-GEO1 stabilità globale, A2+M2+R2, campo di spostamenti orizzontali.

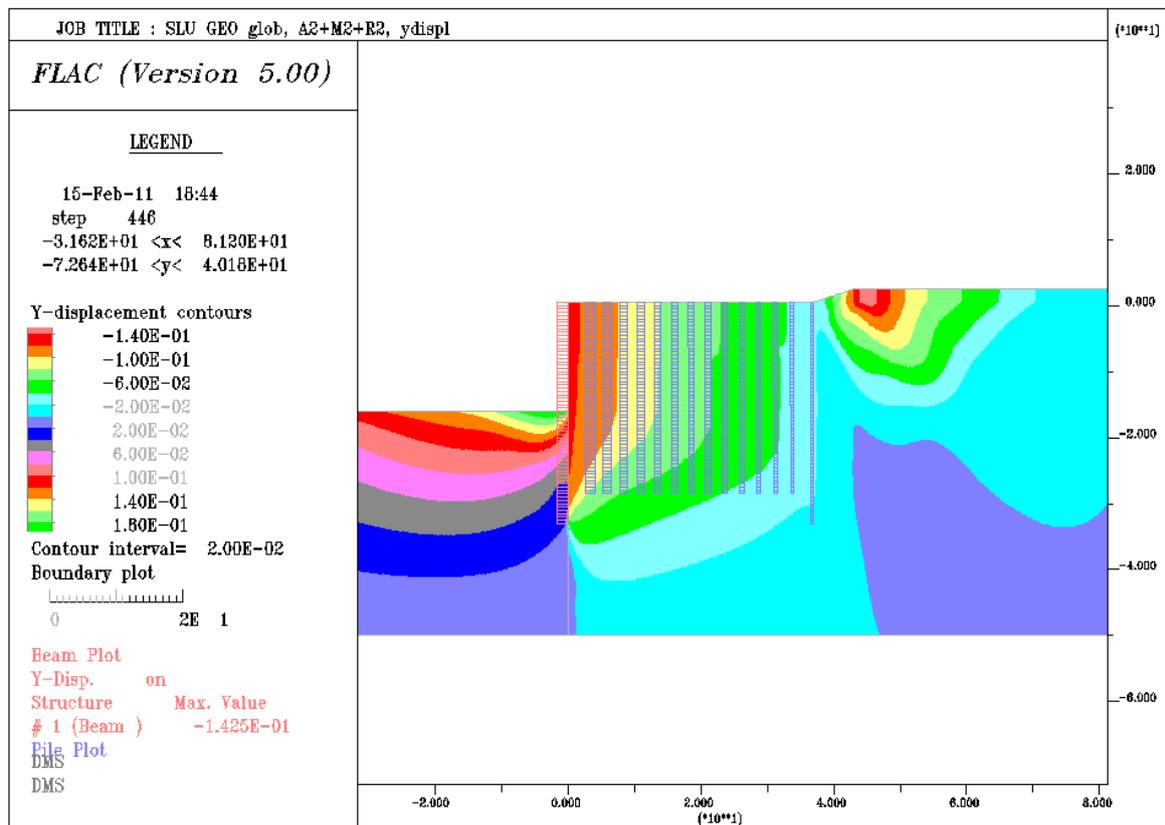


Fig. 7.27 – SLU-GEO1 stabilità globale, A2+M2+R2, campo di spostamenti verticali.

8. RISULTATI DELLE ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE

8.1 Verifiche SLE sismiche: SLD

L'analisi allo stato limite di esercizio in condizioni sismiche SLD (Stato limite di Danno) è stata condotta impiegando i parametri di resistenza caratteristici dei litotipi presenti, riportati in Tab. 6-1, applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione ed applicando le azioni sismiche corrispondenti.

Per quanto riguarda gli **spostamenti** indotti, la Fig. 8.1 riporta graficamente il campo di spostamenti orizzontali del terreno e della paratia. Come si può vedere, lo spostamento orizzontale massimo della paratia è pari a 7.9 cm. Per il contesto in cui è inserita l'opera e in considerazione anche delle ipotesi cautelative introdotte nelle analisi (entità dei carichi accidentali, proprietà meccaniche dei terreni) si ritiene che il campo di spostamenti atteso in condizioni di esercizio così ottenuto sia compatibile con la corretta funzionalità dell'opera.

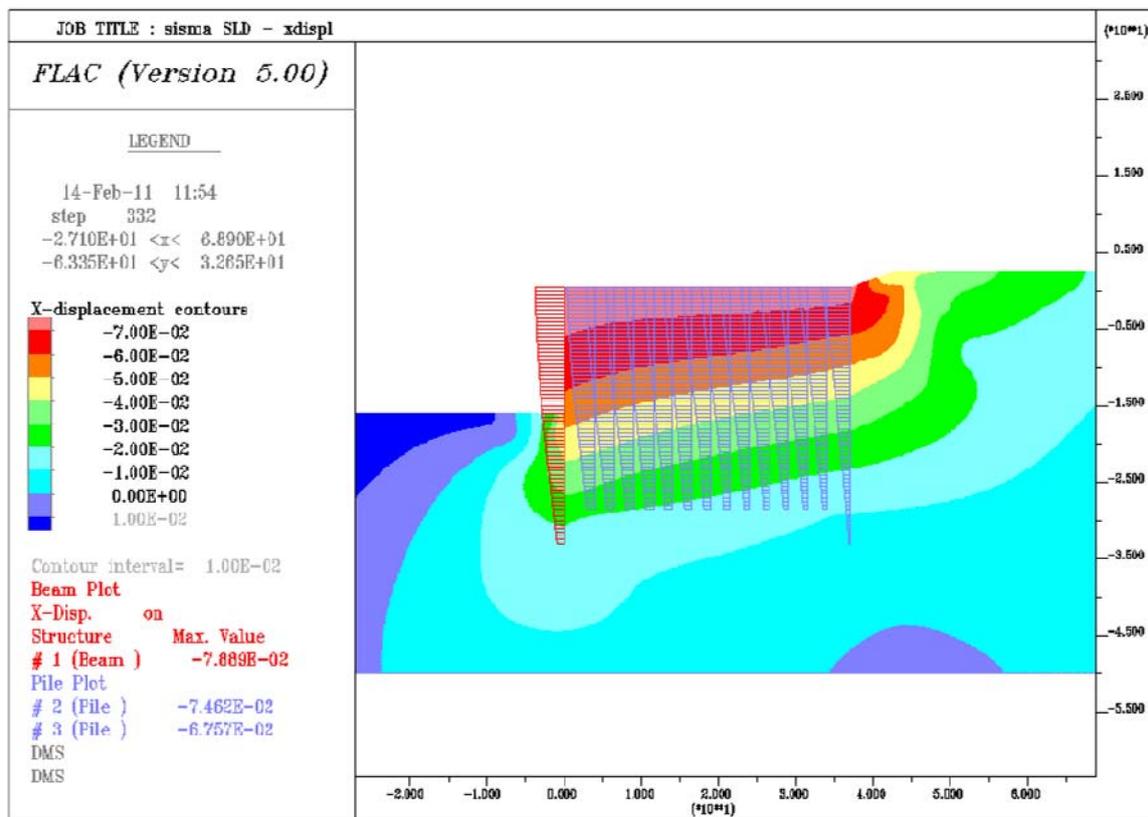


Fig. 8.1 – Sisma SLD, campo di spostamenti orizzontali.

La Tab. 8-1 riepiloga per ogni elemento strutturale le sollecitazioni massime ottenute dall'analisi numerica. Come si può notare, tali valori sono confrontabili con quelli relativi

all'analisi SLE. Le caratteristiche di sollecitazione ottenute sono direttamente utilizzate per il dimensionamento dei diversi elementi (paratia, setti di ancoraggio, pali), le cui verifiche strutturali sono riportate nella Relazione di Calcolo R003.

Tab. 8-1 – sisma SLD, Riepilogo sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	N_{max} (kN/m)	T_{max} (kN/m)	M_{max} (kNm)	N_{max} (kN)	T (kN)
palo 1	14.5	146.1	-2.9	72.5	730.5	14.5
palo 2	24.3	147.8	-6.2	121.5	739	31
palo 3	37.9	144	-10.8	189.5	720	54
palo 4	50.1	140.9	-15.2	250.5	704.5	76
palo 5	62	138.5	-19	310	692.5	95
palo 6	70.9	136.9	-21.9	354.5	684.5	109.5
palo 7	77.3	136.5	-24	386.5	682.5	120
palo 8	82.2	137.1	-25.6	411	685.5	128
palo 9	86	138.4	-26.9	430	692	134.5
palo 10	89.3	141.6	-28	446.5	708	140
palo 11	90.8	149	-28.8	454	745	144
palo 12	86	164.8	-27.7	430	824	138.5
palo 13	58.3	187.8	-18.9	291.5	939	94.5
paratia	2500	995.7	-382.5	6250	2489.25	956.25
setti d'ancoraggio	550.4	483.9	-96.8	2752	2419.5	484

8.2 Verifiche SLU-STR sismica: SLV-STR

L'analisi sismica allo stato limite ultimo SLV STR (Stato Limite di salvaguardia della Vita) è stata condotta impiegando i parametri di resistenza caratteristici dei litotipi presenti (cfr. Tab. 6-1, applicando i carichi variabili con i rispettivi coefficienti di combinazione ed applicando le azioni sismiche corrispondenti.

La Tab. 8-2 riporta per ogni elemento strutturale le sollecitazioni massime ottenute dall'analisi. Come si può notare queste sollecitazioni sono inferiori alle sollecitazioni SLU STR (cfr. Tab. 8-3) e, pertanto, quelle risultano essere le dimensionanti.

Tab. 8-2 – Sisma SLV STR, Riepilogo sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.

elemento strutturale	M_{max} (kNm/m)	N_{max} (kN/m)	T_{max} (kN/m)	M_{max} (kNm)	N_{max} (kN)	T (kN)
palo 1	20	143.3	-4.1	100	716.5	20.5
palo 2	29.3	147	-7.5	146.5	735	37.5
palo 3	43.4	144.2	-12.2	217	721	61
palo 4	57.3	141.1	-16.9	286.5	705.5	84.5
palo 5	69.2	138.8	-20.8	346	694	104
palo 6	78.8	137.4	-23.8	394	687	119
palo 7	86.1	138	-26.1	430.5	690	130.5
palo 8	92.7	138.5	-28.5	463.5	692.5	142.5

palo 9	97.7	140.5	-30	488.5	702.5	150
palo 10	102.1	144.3	-31.5	510.5	721.5	157.5
palo 11	104.5	153.3	-32.4	522.5	766.5	162
palo 12	99.8	172.2	-31.4	499	861	157
palo 13	68.9	198.3	-21.8	344.5	991.5	109
paratia	2589	1009	-396.3	6472.5	2522.5	990.75
setti d'ancoraggio	658.6	458.7	-111.6	3293	2293.5	558

8.3 Verifiche SLU-GEO sismica: SLV GEO

L'analisi sismica allo stato limite ultimo SLV GEO è stata eseguita a partire dai risultati della analisi SLV STR riducendo i parametri di resistenza dei litotipi presenti secondo i coefficienti parziali M_2 riportati nella tabella 6.2.II della NTC2008. Lo scopo di questa analisi, essendo un'analisi tipo GEO, è lo stesso di quanto esposto al paragrafo 7.2.2.

I risultati dell'analisi (cfr. Fig. 8.2) hanno mostrato il non raggiungimento del collasso e, pertanto, la verifica allo SLV GEO risulta soddisfatta, avendo anche verificato che le sollecitazioni all'interno degli elementi strutturali non corrispondono al superamento della loro resistenza. Infatti, nella Tab. 8-3 sono riportate le sollecitazioni massime ottenute dall'analisi. In particolare, per ogni elemento strutturale si riporta il momento massimo, M_{max} , e il corrispondente valore dello sforzo normale, N di M_{max} . Riportando tali coppie di valori (M_{max} , N di M_{max}) nei corrispondenti diagrammi del dominio ultimo di ogni elemento strutturale si osserva che non si raggiunge la plasticizzazione (cfr. Fig. 8.3 e Fig. 8.4).

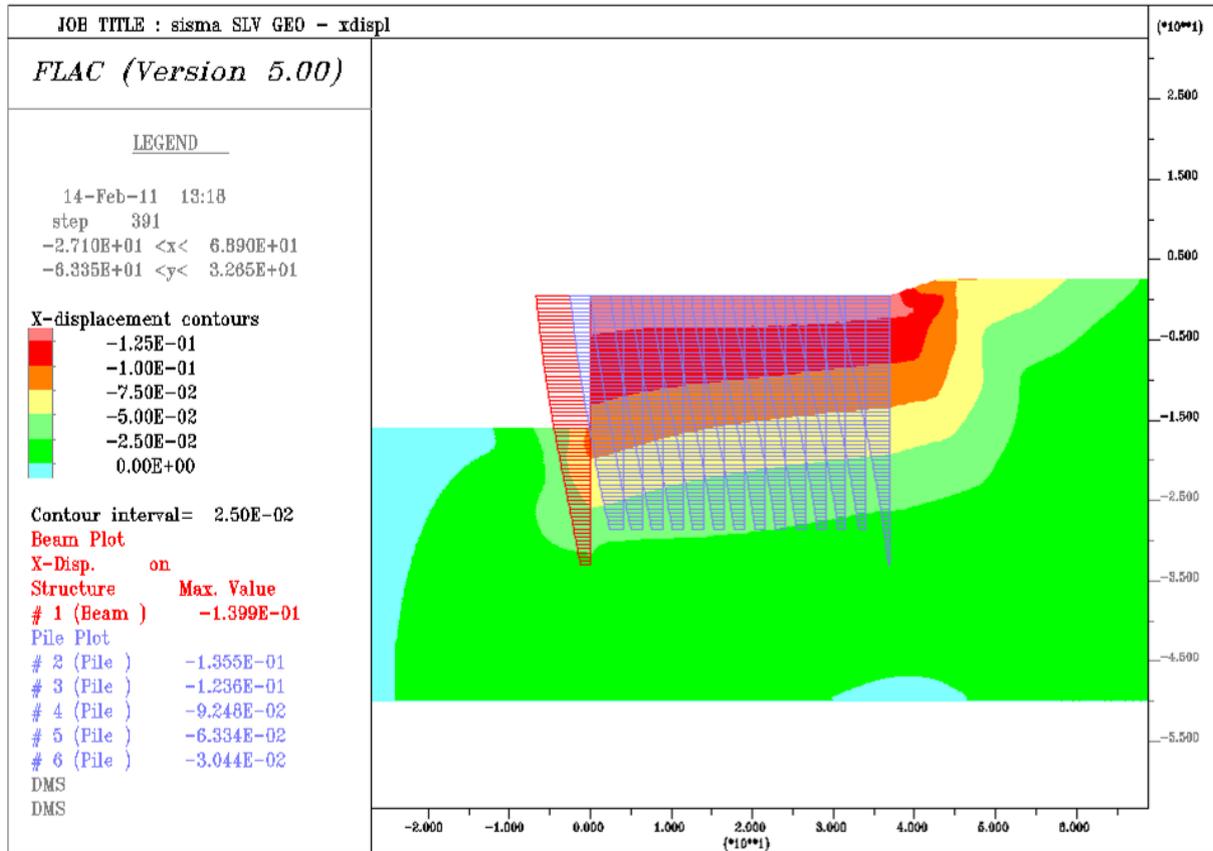
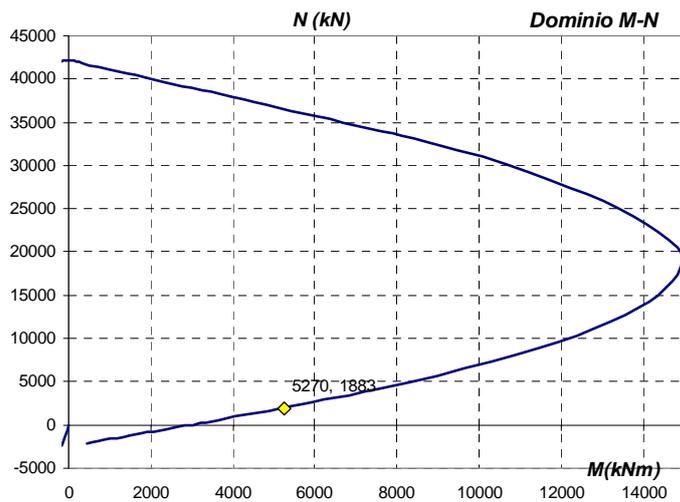
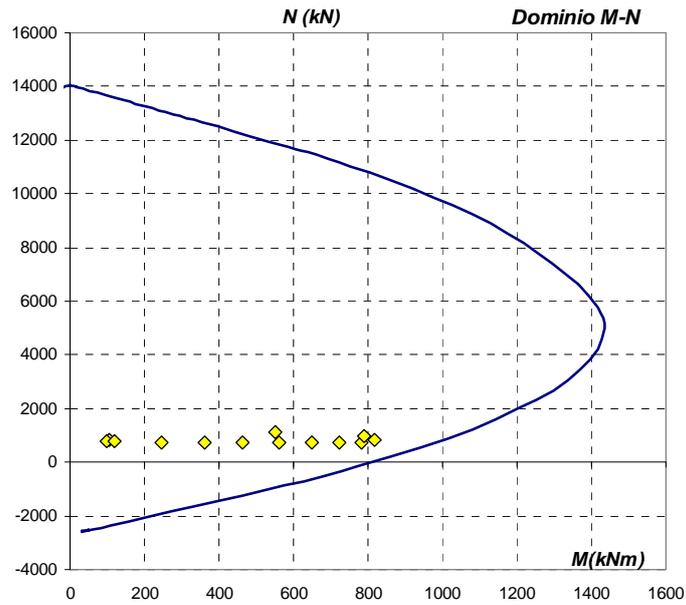


Fig. 8.2 – Sisma SLV GEO, campo di spostamenti orizzontali.

Tab. 8-3 – Sisma SLV GEO, riepilogo sollecitazioni massime negli elementi strutturali.

elemento strutturale	M _{max} (kNm/m)	N di M _{max} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	M _{max} (kNm)	N di M _{max} (kN)	T (kN)
palo 1	21.1	166.8	9.6	105.5	834	-48
palo 2	19.5	158.3	3.2	97.5	791.5	-16
palo 3	23.8	152.2	-5.2	119	761	26
palo 4	49.3	147.4	-13.6	246.5	737	68
palo 5	72.5	144.1	-20.8	362.5	720.5	104
palo 6	92.9	149	-26.7	464.5	745	133.5
palo 7	112.2	148.7	-31.3	561	743.5	156.5
palo 8	129.9	147.3	-35.5	649.5	736.5	177.5
palo 9	144.7	147.4	-38.3	723.5	737	191.5
palo 10	156.8	151.5	-40.8	784	757.5	204
palo 11	163.6	163.5	-42.6	818	817.5	213
palo 12	157.6	190.4	-42.1	788	952	210.5
palo 13	110	226.7	-29.3	550	1133.5	146.5
paratia	2767	934.7	-381	6917.5	2336.7	952.5
setti d'ancoraggio	1054	376.6	-116.9	5270	1883	584.5



9. VERIFICHE DI SICUREZZA (METODI CONVENZIONALI)

In questo paragrafo vengono riportate alcune verifiche di sicurezza effettuate con metodi più tradizionali, con lo scopo di validare i risultati delle analisi numeriche descritte nei paragrafi precedenti. In particolare, si riportano le verifiche di sicurezza SLU-GEO nei riguardi della stabilità globale dell'opera di sostegno e, in considerazione dell'entità dei carichi agenti, del carico limite verticale dei setti della paratia e dei setti di ancoraggio.

9.1 Stabilità globale dell'opera di sostegno: SLU-GEO

Per la verifica di stabilità globale dell'insieme opera terreno sono state eseguite analisi nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico ed adottando il criterio di rottura di Mohr Coulomb. In condizioni dinamiche, si è adottato il metodo pseudostatico equivalente, approccio semplificato che schematizza le azioni dinamiche con delle forze statiche equivalenti, pari al prodotto di un coefficiente sismico (k) per il peso della massa potenzialmente instabile. La forza statica equivalente, relativa a ciascuna striscia, è applicata al baricentro della striscia stessa. In particolare, tali analisi sono state effettuate con il codice di calcolo GEOSLOPE, utilizzando il metodo di Bishop.

Tutti i parametri utilizzati nelle analisi, svolte seguendo l'approccio A2+M2+R2, derivano direttamente dalla caratterizzazione geotecnica dei terreni e sono riassunti nella seguente tabella 9-1.

Tab. 9-1 - Stratigrafia e valori dei parametri adottati nelle verifiche di stabilità globale dell'opera di sostegno.

Quota slm (m)	Terreno	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ'_{rid} (°)	c_u (kPa)	$c_{u, rid}$
+2.5 ÷ + 0.50	Misto cementato e costipato	20.0	0	35	29.3	-	-
+0.5 ÷ -2.5	Terreni superficiali (a monte della banchina)	16.0	0	25	20.5	-	-
-2.5 ÷ -9.5	Sabbie limose (SL)	19.0	0	35	26.6	-	-
-9.5 ÷ -16.0	Argille limose (AL)	18.0	0	26	21.3	50	35.7
-16.0 ÷ -24.0	Limi argillosi sabbiosi (LAS)	18.5	0	28	23	72.6	51.8
-24.0 ÷ -30.0	Limi argillosi sabbiosi (LAS)	18.5	0	28	23	94.7	67.7
-30.0 ÷ -24.0	Limi argillosi sabbiosi (LAS)	18.5	0	28	23	100	73.9

Le analisi sono state svolte considerando le formazioni delle argille limose **AL** e dei limi argillosi sabbiosi **LAS** sia in condizioni drenate sia, in modo molto cautelativo e

penalizzante in ragione delle distribuzioni granulometriche e dei frequenti livelli sabbiosi che caratterizzano la formazione dei **LAS**, in condizioni non drenate. E' stato considerato agente un sovraccarico pari a 30 kPa sulla banchina e pari a 50 kPa a tergo, in corrispondenza del piazzale di stoccaggio, amplificati del coefficiente $\gamma_G=1.3$. Al terreno compreso tra la paratia ed i pali presenti sotto la banchina è stato assegnato un valore della coesione elevato, in modo da forzare le superfici di rottura a passare al di sotto della struttura. Le analisi sono state svolte assumendo una quota del fondale davanti alla banchina pari a -16.5 m slm (rispetto al valore di -16.0 m slm di progetto), per tenere conto di eventuali e localizzati approfondimenti del fondale.

Gli *output* grafici delle analisi effettuate, riportati nelle seguenti figure, indicano valori del coefficiente di sicurezza ($F_s= 1.915$ e $F_s=1.273$, rispettivamente in condizioni drenate e non drenate) maggiori di quelli richiesti dalla normativa vigente ($F_{smin}= \gamma_R=1.10$). Le analisi in presenza di sisma, condotte con riferimento allo SLV, forniscono $F_s= 1.22$.

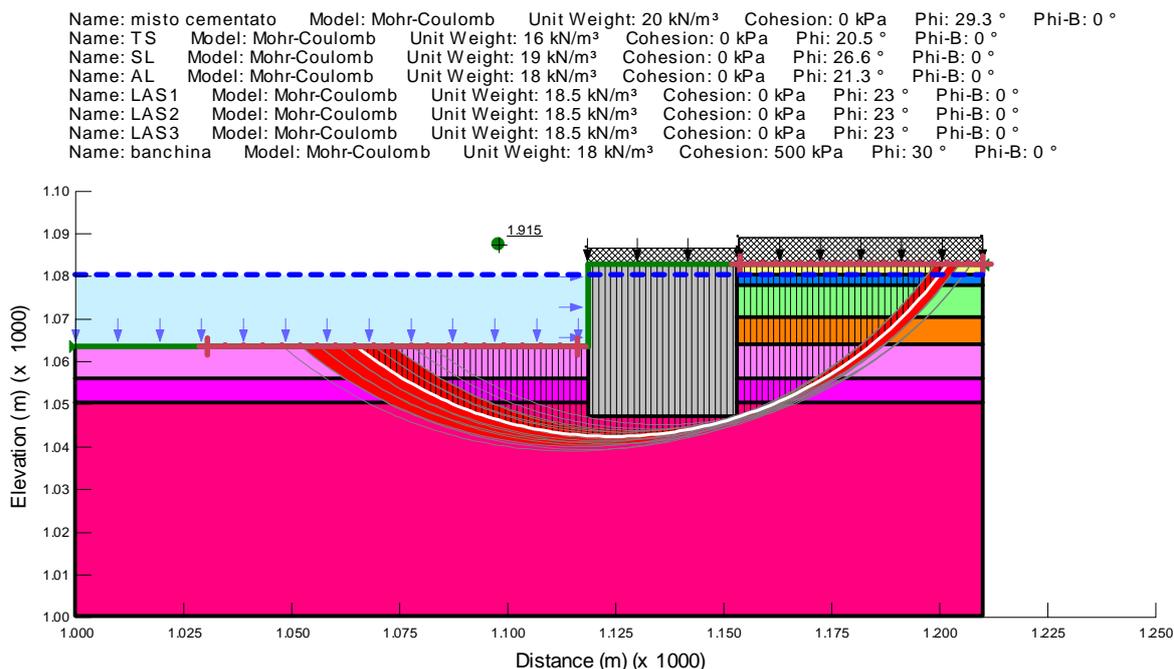


Fig. 9.1 - Analisi di stabilità in condizioni drenate.

Name: misto cementato Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 29.3 ° Phi-B: 0 °
 Name: TS Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 16 kN/m³ Cohesion: 21.4 kPa
 Name: SL Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 26.6 ° Phi-B: 0 °
 Name: AL Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 18 kN/m³ Cohesion: 35.7 kPa
 Name: LAS1 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 51.8 kPa
 Name: LAS2 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 67.7 kPa
 Name: LAS3 Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 73.9 kPa
 Name: banchina Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 18 kN/m³ Cohesion: 500 kPa

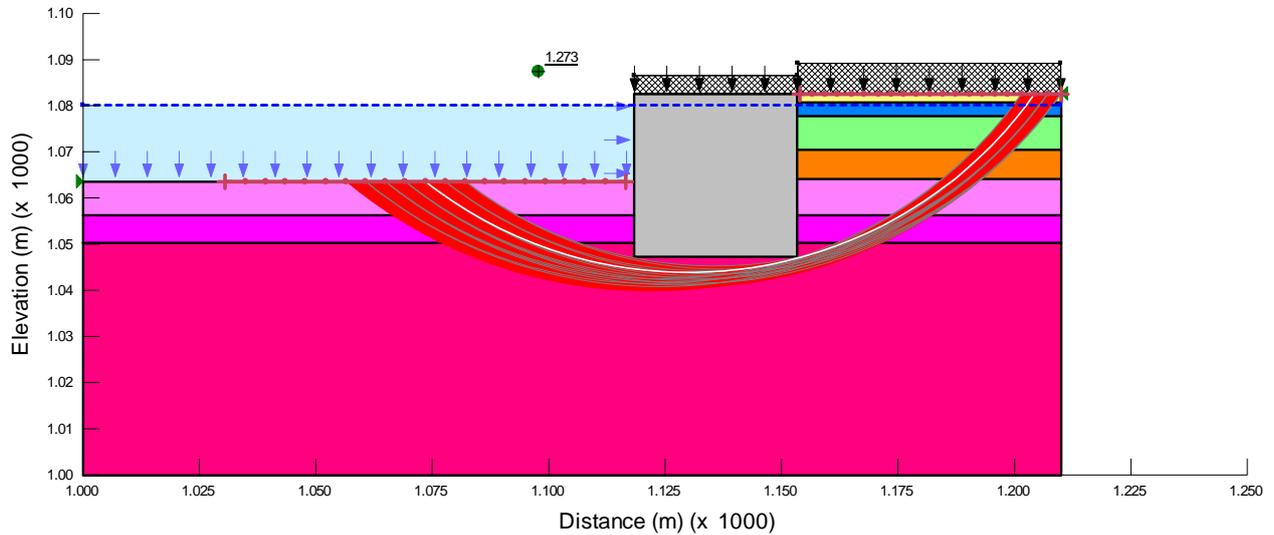


Fig. 9.2 - Analisi di stabilità in condizioni non drenate.

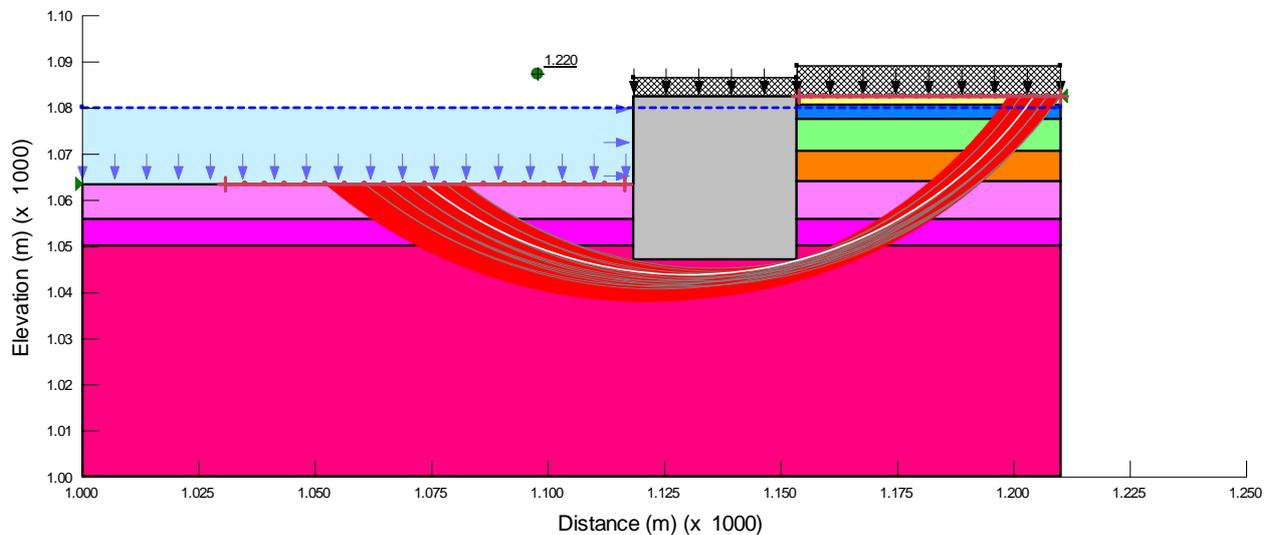


Fig. 9.3 - Analisi di stabilità in presenza di sisma.

9.2 Verifiche di sicurezza dei setti della paratia nei riguardi dei carichi verticali

Nonostante il comportamento della paratia sia certamente complesso a causa dell'interazione con gli altri elementi strutturali presenti, è stata comunque effettuata una valutazione della sua capacità portante nei riguardi dei carichi verticali.

Per quanto riguarda la stima delle tensioni limite tangenziali, s_{lim} , lungo il fusto, si fa riferimento all'usuale relazione

$$s_{lim} = a + \mu \cdot \sigma_h$$

dove a è il termine coesivo (adesione) e μ è un coefficiente di attrito tra palo e terreno; nei terreni a prevalente componente argillosa, in condizioni non drenate, si assume $s_{lim} = \alpha \cdot c_u$ ($\mu=0$), mentre in condizioni drenate, $a=0$ e $s_{lim} = k \mu \sigma'_{vz}$.

Per il calcolo della tensione tangenziale limite, a monte della paratia è stata ipotizzata una distribuzione di tensioni orizzontali efficaci in regime di spinta attiva ($k=K_a$), mentre a valle della paratia è stata ipotizzata una distribuzione di tensioni efficaci orizzontali pari a quella a riposo ($k=K_0$).

Per quanto riguarda la capacità portante alla base R_b , si è adottata una relazione del tipo

$$R_b = N_q \cdot \sigma'_{vl} \cdot A_b$$

calcolando, cautelativamente, la tensione verticale efficace alla base del setto dal lato mare.

La Tab. 9-2 riporta la valutazione delle resistenze di calcolo.

Tab. 9-2 – Resistenza limite verticale di calcolo della paratia.

litotipo (monte)	z tetto (m slm)	z letto (m slm)	Δz (m)	c_u (kPa)	φ' (°)	α (-)	$k \mu$ (-)	σ'_v baric. (kPa)	s_{LIM} (kPa)	R_L (kN)		
ALO	0,5	-2,5	3,0	30		0,66		19,8	19,8	148,5		
SL	-2,5	-9,5	7,0		32		0,31	49,4	15,4	270,1		
AL	-9,5	-16,0	6,5	50		0,50			25,0	406,3		
LAS	-16,0	-33,0	17,0		28		0,19	205,1	39,4	1673,3		
										2498,2	$R_{L,C}$ (monte)	
litotipo (valle)	z tetto (m slm)	z letto (m slm)	Δz (m)	c_u (kPa)	φ' (°)	α (-)	$k \mu$ (-)	σ'_v baric. (kPa)	s_{LIM} (kPa)	R_L (kN)		
LAS	-16,0	-33,0	17,0		28		0,28	76,0	21,4	2150,3		
										2150,3	$R_{L,C}$ (valle)	
base	z (m slm)	σ'_v (kPa)	N_q (-)							r_{LIM} (kPa)	R_B (kN)	
LAS	-33,0	153,0	8							1224,0	4112,6	$R_{B,C}$
										8761,1	$R_{TOT,C}$	

La resistenza laterale di calcolo è quindi pari a $2498 + 2150 = 4648$ kN.

La verifica di sicurezza SLU carico limite verticale, è stata svolta secondo l'approccio 2, confrontando le resistenze di progetto con le azioni di progetto. Le prime si ottengono applicando opportuni coefficienti riduttori alle resistenze di calcolo, mentre le azioni di progetto sono ottenute dalle analisi con i parametri caratteristici, amplificando del coefficiente $\gamma_G=1.3$ le sollecitazioni legate ai carichi permanenti e di $\gamma_Q=1.5$ la sola aliquota legata ai carichi variabili. I risultati delle analisi indicano che lo sforzo normale massimo da confrontare con la resistenza di progetto è $E_d=3282$ kN (sollecitazioni analisi SLU-STRU comb.1, § 7). I valori delle resistenze di progetto riassunti in Tab. 9-3 indicano che la verifica SLU (A1+M1+R3) è soddisfatta.

Tab. 9-3 - Verifica SLU a carico limite verticale della paratia.

$R_{L,c}$ (kN)	ξ	R_{Lk} (kN)	γ_R	$R_{L,d}$ (kN)	$R_{B,c}$ (kN/m)	ξ	$R_{B,k}$ (kN/m)	γ_R	$R_{B,d}$ (kN/m)	R_d (kN/m)
4648	1.5	3099	1.15	2694	4113	1.5	2742	1.35	2031	4725

9.3 Verifiche di sicurezza dei setti di ancoraggio nei riguardi dei carichi verticali

La Tab. 9-4 riporta la valutazione delle resistenze di calcolo, utilizzando il medesimo approccio adottato per i setti della paratia.

Tab. 9-4 - Resistenza limite verticale di calcolo della dei setti di ancoraggio.

litotipo	z tetto (m slm)	z letto (m slm)	Δz (m)	c_U (kPa)	ϕ' (°)	α (-)	$k \mu$ (-)	σ'_v baric. (kPa)	s_{LIM} (kPa)	R_L (kN)
ALO	0,5	-2,5	3,0	30		0,66			19,8	392,0
SL	-2,5	-9,5	7,0		32		0,31	49,4	15,4	713,1
AL	-9,5	-16,0	6,5	50		0,50			25,0	1072,5
LAS	-16,0	-33,0	17,0		28		0,28	205,1	57,9	6491,4
									8669,1	$R_{L,c}$
base	z (m slm)	σ'_v (kPa)	N_q (-)						r_{LIM} (kPa)	R_B (kN)
LAS	-33,0	277,1	8						2216,8	4433,6
										13102,7
										$R_{TOT,c}$

L'azione massima di progetto è $E_d=3418$ kN (sollecitazioni analisi SLU-STRU comb.1, cfr. § 7). I valori delle resistenze di progetto riassunti in Tab. 9-5 indicano che la verifica SLU (A1+M1+R3) è soddisfatta.

Tab. 9-5 Verifica SLU a carico limite verticale dei setti di ancoraggio.

$R_{L,c}$ (kN)	ξ	$R_{L,k}$ (kN)	γ_R	$R_{L,d}$ (kN)	$R_{B,c}$ (kN)	ξ	$R_{B,k}$ (kN)	γ_R	$R_{B,d}$ (kN)	R_d (kN)
8669	1.50	5779	1.15	5025	4434	1.50	2956	1.35	2189	7214

10. PRECARICO DEI TERRENI NELLA ZONA DEL PIAZZALE DI STOCCAGGIO

Per scontare fin dalla fase costruttiva le deformazioni dello strato, indotte dai sovraccarichi permanenti sui piazzali, è stato previsto un intervento di precarico. Il tempo di permanenza del precarico è stato determinato con l'obiettivo di far avvenire una sostanziale completa consolidazione dello strato superficiale. Tuttavia, nello stesso periodo si avrà anche una parziale consolidazione dello strato **AL**, sottostante le sabbie limose. Pertanto, in condizioni di esercizio dei piazzali e con riferimento ai carichi di lunga durata, ci si dovranno attendere i residui (anche se modesti, come si vedrà in seguito) cedimenti per consolidazione dello strato **AL** e dei terreni sottostanti.

Per la preliminare valutazione dei cedimenti per consolidazione dei terreni di fondazione dei piazzali è stato effettuato un calcolo adottando il metodo edometrico, in questo caso più che giustificato dalla relativa regolarità della stratigrafia in direzione orizzontale e dall'ipotizzata elevata estensione del carico applicato in superficie. Secondo tale metodo, la deformazione verticale, ε_z , è data dall'espressione

$$\varepsilon_z = \frac{C_c(C_s)}{1+e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z,0}} \right)$$

dove C_c e C_s sono gli indici di compressione e di rigonfiamento/ricomprensione, rispettivamente; $\sigma'_{z,0}$ è la tensione litostatica verticale efficace e $\Delta\sigma'_z$ l'incremento di tensione verticale efficace indotto dal carico esterno.

Il cedimento complessivo si ottiene sommando per tutti gli strati compressibili i cedimenti parziali, secondo la relazione

$$\Delta w_c = \int_0^H \varepsilon_z dz \approx \sum_i \varepsilon_{z,i} \Delta z_i$$

essendo H lo spessore del terreno nel quale si prevede possano manifestarsi apprezzabili accorciamenti.

Nel caso in esame, i parametri geotecnici sono stati dedotti dalla caratterizzazione dei terreni (cfr Tab. 3-1), mentre il sovraccarico è stato rappresentato da una distribuzione uniforme di pressione, sul piano della pavimentazione, pari a 50 kPa. Tale valore, rappresenta una stima ragionevole dell'entità dei sovraccarichi che mediamente graveranno con continuità sui piazzali.

Nel calcolo dei cedimenti si è trascurato, perché veramente modesto, il contributo degli strati di misto cementato e costipato e si sono considerati come compressibili i terreni sottostanti, a partire da quota + 0.5 m. Inoltre, per tener conto del maggior peso di volume

della pavimentazione e del misto rispetto al terreno preesistente e da questi sostituito, il valore di calcolo del sovraccarico è stato fissato pari a 57 kPa per tener conto delle fasi realizzative del piazzale.

Le modalità costruttive prevedono infatti che si rimuova il terreno naturale, che nella zona immediatamente a tergo della banchina è a 2.5 m s.l.m., e si sostituisca questo con misto granulare costipato fino alla quota di imposta della pavimentazione vera e propria (+ 2.0 m s.l.m.). Assumendo valori del peso di volume della pavimentazione pari a 22 kN/m³ e del misto costipato pari a 20 kN/m³, sul piano di posa del misto agisce una tensione verticale efficace pari a

$$\sigma'_{v,e} = 22 \cdot 0.5 + 20 \cdot 1.5 = 41 \text{ kPa}$$

avendo fissato pari a 0.5 m lo spessore della pavimentazione e a 1.5 m quello del misto sottostante. A tale quota del piano di posa del misto si può ritenere che, inizialmente, la tensione verticale efficace litostatica sia pari a

$$\sigma'_{v,0} = 17 \cdot 2.0 = 34 \text{ kPa.}$$

Pertanto, nella stima del carico che graverà sul terreno in posto occorre tener conto, oltre che del sovraccarico, mediamente pari a 50 kPa, della differenza tra le tensioni precedentemente calcolate.

Per la stima del comportamento in esercizio, il valore del sovraccarico con cui stimare i cedimenti attesi è quindi pari a

$$\Delta\sigma'_v = 50 + (41 - 34) = 50 + 7 = 57 \text{ kPa.}$$

Per il calcolo del cedimento, si è fatto riferimento ad uno spessore $H = 50$ m di terreno compressibile, cui corrisponde una profondità in corrispondenza della quale l'incremento delle tensioni verticali efficaci è inferiore al 10% della tensione verticale efficace litostatica. I risultati del calcolo sono riassunti nella Tab. 10-1.

Tab. 10-1–Cedimento atteso per i piazzali in assenza di precarico.

litotipo	Δz (m)	γ (kN/m ³)	Cs/Cr	e_0	Δw (cm)
TS/ALO	3	15.3	0.3	1.7	11.2
SL	7	19	E'=20 MPa	-	1.7
AL	6.5	18	0.053	1.0	2.3
LAS	31.5	18.5	0.03	0.8	5.4
TOTALE					20.6

Come si vede, il cedimento totale atteso è di circa 21 cm. Di questi, 11 cm rappresentano il contributo dello strato di terreni superficiali, sovrastanti le sabbie, presenti fino a -2.5 m slm circa.

Supponendo che il precarico sia costituito da terreno prelevato nelle zone limitrofe, già di riporto, si può ritenere che, una volta steso con un moderato costipamento, possa avere un peso di volume di 18.5 kN/m³; ciò implica che lo spessore di precarico necessario a compensare i futuri sovraccarichi permanenti debba essere

$$\Delta h = \frac{57.0}{18.5} = 3 \text{ m.}$$

Per il calcolo del tempo di permanenza del precarico si considera il processo di consolidazione verticale che interessa lo strato superficiale avente come contorni permeabili il piano campagna e la formazione delle sabbie SL. Considerato un percorso di filtrazione H=1.5 m, assumendo un coefficiente di consolidazione $c_v=3.5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, e adottando un tempo di permanenza del precarico pari a 50 giorni, si ottiene un fattore tempo T pari a 0.68 e, quindi, un valore del grado di consolidazione medio U pari a 0.85. Il valore massimo del cedimento residuo da scontare in fase di esercizio (nelle formazioni LSO (residuo) AL e LAS) è quindi inferiore a 9 cm (cfr. Tab. 10-1).

In considerazione dell'eterogeneità dei depositi superficiali, si è comunque previsto un adeguato piano di monitoraggio del decorso dei cedimenti durante le fase costruttive che consentirà la verifica delle previsioni di progetto.

Il dettaglio dei calcoli dei cedimenti è riportato in Appendice C.

11. FONDAZIONI DEI SERBATOI E DELLA CABINA ELETTRICA

Il principale aspetto di carattere geotecnico connesso con la realizzazione dei serbatoi e della cabina elettrica riguarda l'elevata deformabilità ed eterogeneità dei terreni superficiali (litotipo TS/ALO), costituiti da materiale di riporto e da limi argillosi con resti di molluschi, presenti fino a quote comprese tra -2.5 e - 3.0 m slm, con spessori massimi pari a circa 4.0 m.

Per le fondazioni di entrambe le strutture si è prevista la realizzazione di una soletta di fondazione in c.a. (cfr. elaborati grafici). In ragione della geometria (estensione) delle fondazioni a platea, la presenza dello strato sabbioso SL a pochi metri di profondità dall'intradosso della platea assicura, come si vedrà, adeguati margini di sicurezza rispetto alla formazione di meccanismi di collasso, essendo i carichi trasmessi al terreno dalla platee di fondazione sono pari, in condizioni di esercizio, a 67 e 30 kPa, rispettivamente per i serbatoi e la cabina elettrica. Tuttavia, i cedimenti (assoluti e differenziali) attesi, dell'ordine di 15 cm per i serbatoi, non sono compatibili con il corretto esercizio delle strutture. Pertanto, il progetto prevede la realizzazione di un intervento di consolidamento dello strato superficiale costituito da un precarico e dalla realizzazione di un reticolo di colonne in ghiaia, questi ultime con la funzione sia di miglioramento e omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche dello strato superficiale sia di accelerazione dei cedimenti legati alla precarica. Le colonne di ghiaia si ammorseranno per 1.0 – 1.5 m nello strato di sabbie limose.

Le fasi esecutive prevedono pertanto:

- scavo fino a quota +1.0 m slm;
- realizzazione colonne di ghiaia (diametro 600 mm, lunghezza 5.0 m, disposizione a quinconce con interasse 3.0 m);
- stesa di uno spessore di 50 cm di misto di cava;
- messa in opera del precarico (H=2.5 m, permanenza 1.5 mesi);
- rimozione precarico e realizzazione fondazioni e opere in elevazione.

Supponendo che il precarico sia costituito da terreno prelevato nelle zone limitrofe, costituite prevalentemente da riporti, si può ritenere che, una volta steso con un moderato costipamento, possa avere un peso di volume di 18.5 kN/m^3 ; ciò implica che, considerando uno spessore medio di circa 2.5 m, si ottiene un valore di precarico pari a circa 50 kPa. Tale valore corrisponde alla totalità delle azioni trasmesse dalla struttura dei serbatoi, essendo il carico netto trasmesso in fondazione, tenendo conto dello scavo di

circa 1.0 m di spessore per raggiungere il piano di imposta della fondazione, pari a $67 - 17 = 50$ kPa. Il dimensionamento del sistema precarica/colonne di ghiaia è stato effettuato in modo tale da far avvenire la sostanziale completa consolidazione dello strato superficiale. I cedimenti di lungo termine attesi sono pertanto quelli connessi alla compressibilità dello strato di argille limose sottostanti, con valori stimati inferiori a 2.0 cm.

La Tabella 11.1 riepiloga l'entità dei carichi agenti in fondazione, mentre la Tabella 11.2 riassume i parametri fisico-meccanici adottati nelle verifiche, scelti cautelativamente pari a quelli associati al litotipo **AL** (lo strato di sabbie **SL**, di spessore pari a circa 7 m, è infatti caratterizzato da proprietà di resistenza migliori).

Tabella 11-1. Carichi agenti in fondazione.

Struttura	Permanenti (kPa)	Accidentali (kPa)	Carico SLE (kPa)	Carico SLU_ A1 (kPa)
Serbatoio	65	2	67	87.2
Cabina Elettrica	30	2	32	42

Tabella 11-2. Parametri fisici e meccanici dei litotipi presenti impiegati nelle analisi.

Litotipo	Peso di volume	Tensioni Efficaci (Combinazione M1)		Tensioni Totali (Combinazione M1)
	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	C_u (kPa)
AL	18.0	0	26	50

Verifica a carico limite verticale SLU (A1M1R3)

Con riferimento al caso in esame, l'espressione del carico limite proposta da Brinch-Hansen, in termini di tensioni efficaci è pari a:

$$q'_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

e, in termini di tensioni totali:

$$q_{lim} = C_u \cdot 5.14 \cdot s_c + q$$

con N_c , N_q e N_γ fattori di capacità portante (funzione dell'angolo di resistenza al taglio), s_c , s_q e s_γ fattori correttivi per la forma della fondazione e q il sovraccarico laterale.

La Tabella 11.3 sintetizza i valori dei parametri utilizzati.

Tabella 11-3. Parametri per il calcolo del carico limite delle fondazioni.
Tensioni efficaci (lungo termine)

	B (m)	L (m)	N_q	N_γ	q (kPa)	γ' (kN/m ³)	s_q	s_γ	$q_{lim,k}$ (kPa)	$q_{lim,d}$ (kPa)
Serbatoi	18.7	21.9	11.85	12.54	13.6	8.0	1.42	0.66	850	369
Cabina elettrica	7.2	12.1	11.85	12.54	13.6	8.0	1.29	0.76	483	210

Tensioni totali (breve termine)

	B (m)	L (m)	N_c	N_q	q (kPa)	s_c	s_q	$q_{lim,k}$ (kPa)	$q_{lim,d}$ (kPa)
Serbatoi	18.7	21.9	5.14	1.0	13.6	1.17	1.0	314.3	136
Cabina elettrica	7.2	12.1	5.14	1.0	13.6	1.11	1.0	296.3	128

Per entrambe le fondazioni risulta quindi che la resistenza di progetto $R_d=q_{lim,d}$ è superiore all'azione di progetto E_d (cfr Tab 11.1). La verifica a carico limite risulta pertanto soddisfatta, anche nell'ipotesi cautelativa assunta alla base del dimensionamento.

12. PIANO DI MONITORAGGIO

Considerata l'importanza dell'opera, gli oneri economici connessi con la sua realizzazione, l'entità delle sollecitazioni in gioco e le scadenti caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, si impone la programmazione di un piano di monitoraggio in grado di controllare che il comportamento delle opere sia rispondente a quanto previsto in progetto. A tal fine, è necessaria l'installazione di un'opportuna strumentazione geotecnica e strutturale per la misura degli spostamenti dell'opera e dei cedimenti dei piazzali a tergo dell'opera stessa, per il controllo dell'evoluzione del regime delle pressioni interstiziali e per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali (setti, pali e impalcato).

Il piano di monitoraggio prevede dunque l'installazione di tubi inclinometrici e barrette estensimetriche per il monitoraggio del comportamento della struttura in c.a. della banchina; a tergo della banchina, l'installazione di assestimetri multibase e assestimetri a piastra e piezometri per il controllo dell'evoluzione dei cedimenti dei piazzali durante le varie fasi costruttive. Infine, a strutture completate è prevista la realizzazione di una rete poligonale di capisaldi per la livellazione di alta precisione.

L'ubicazione delle sezioni e la relativa strumentazione di monitoraggio è riportata in Fig. 12.1, e recepisce le osservazioni contenute nel parere 63/2011 della seduta del 14/12/2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In particolare, in accordo con il R.U.P, il piano di monitoraggio è stato aggiornato, mantenendone la filosofia, ma riducendo il numero delle sezioni di controllo, e quindi, limitando le interferenze con le fasi costruttive.

Nel dettaglio, dovranno essere strumentate almeno n°2 sezioni trasversali principali della nuova banchina (indicate con le lettere da A e B in figura), integrate da 3 sezioni intermedie di appoggio (c, d, f). La posizione delle sezioni da monitorare, impostate su sezioni rappresentative di tratti di banchina, dovrà essere concordata con la Direzione Lavori.

In corrispondenza di ciascuna sezione strumentata è prevista l'installazione, in corrispondenza della paratia frontale e dei setti di ancoraggio una colonna inclinometrica in ABS in modo da consentire la misura mediante sonda servoassistita biassiale dell'andamento delle deformazioni della paratia durante le fasi costruttive. L'acquisizione delle misure della sonda dovrà essere eseguita mediante una centralina portatile.

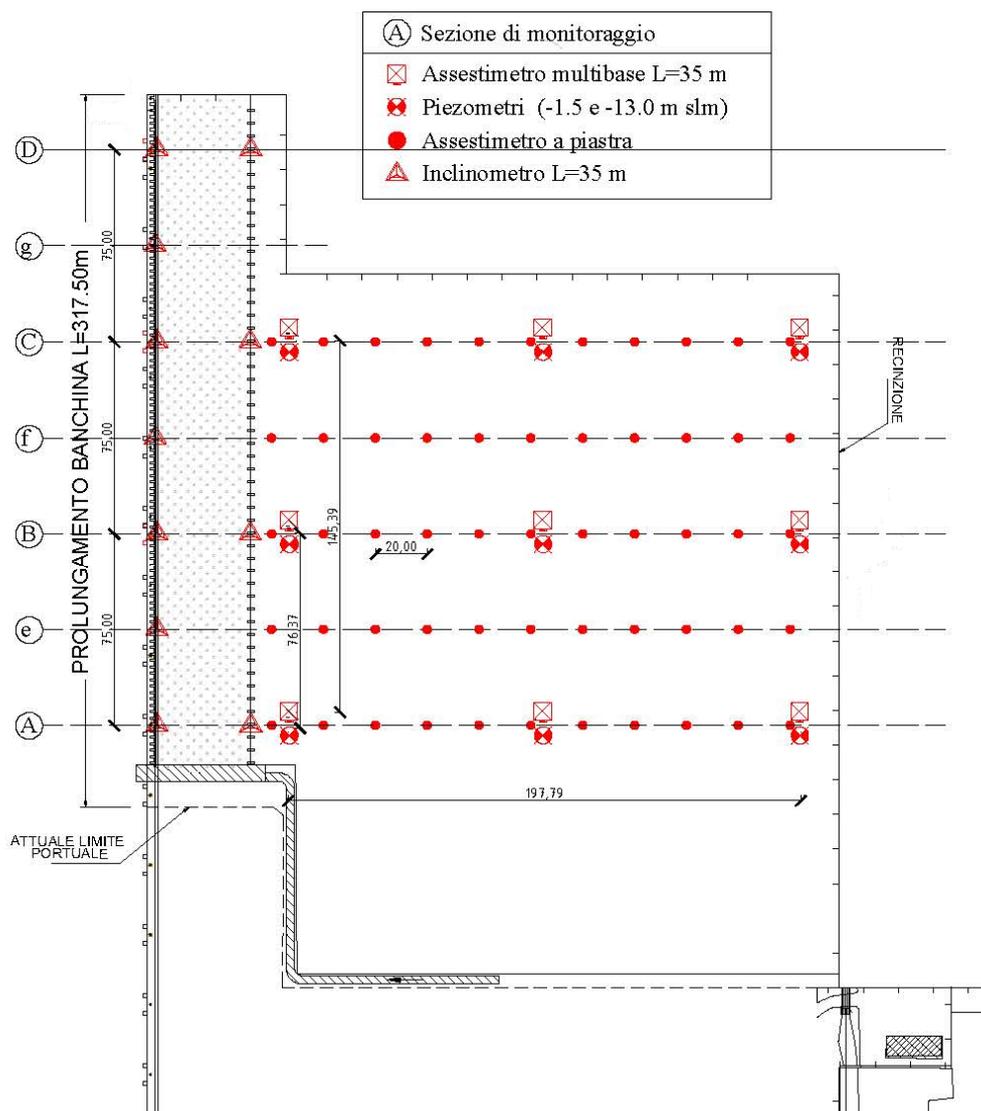


Fig. 12.1 – Ubicazione delle sezioni di monitoraggio.

MONITORAGGIO STRUTTURALE

Nelle 2 sezioni principali di controllo è previsto il monitoraggio strutturale, da eseguirsi mediante l'installazione di barrette estensimetriche. In particolare, all'interno del diaframma a T e nei setti di ancoraggio, lungo la loro altezza e su almeno 8 livelli equidistanti, dovranno essere posizionate barrette estensimetriche, sui ferri di armatura lato mare e lato terra. Parimenti, si prevede il monitoraggio, in ciascuna delle 3 sezioni, di almeno 3 pali, strumentati su almeno 4 livelli (nei primi 20 m di lunghezza) con 4 barrette disposte, nella sezione del palo, a 90°. Infine, all'interno della soletta dell'impalcato, dovranno essere posizionate almeno 6+6 coppie di barrette estensimetriche

equidistanziate (le 2 barrette di ciascuna coppia dovranno essere posizionate una in prossimità dell'estradosso ed una dell'intradosso dell'impalcato).

Le barrette, con sensore a corda vibrante, dovranno essere fissate ai ferri della gabbia di armatura delle strutture e dovranno essere protette da possibili urti mediante la posa in opera di idonee gabbiette. I cavi per l'acquisizione delle letture delle barrette dovranno essere fatti passare all'interno di un idoneo numero di cavidotti di PVC annegati nei getti di calcestruzzo. L'esecuzione delle misure dovrà essere eseguita mediante una centralina, che effettuerà la conversione delle misure elettriche nelle grandezze fisiche, alla quale dovranno essere collegati i suddetti cavetti di trasmissione.

Sia per il sistema di monitoraggio con barrette estensimetriche che per quello con colonne inclinometriche e sonda dovrà essere fornito anche il software per le elaborazioni, in ambiente Windows. Il monitoraggio strutturale dovrà protrarsi per almeno 2 mesi dal completamento delle fasi costruttive principali.

MONITORAGGIO DEL DECORSO DEI CEDIMENTI

Per il controllo dell'evoluzione del decorso dei cedimenti dei piazzali a tergo della banchina, sia nella fase di precarico sia durante le condizioni di esercizio, è prevista, in corrispondenza delle sezioni trasversali di monitoraggio A e B la strumentazione di 3 verticali (cfr. Fig. 11.1), la prima posizionata al centro del piazzale e le altre due a circa 15.0 m di distanza dal limite del rilevato di precarico lato terra e lato mare. Tali verticali sono strumentate con assestimetri profondi ad anelli magnetici e con piezometri elettrici (2 piezometri per ciascuna verticale); inoltre, saranno installati assestimetri a piastra superficiali (ad una distanza di circa 20 m l'uno dall'altro). L'interpretazione delle misure ottenute nell'ambito della realizzazione del I stralcio potrà consentire un'eventuale ottimizzazione della strumentazione prevista nel II stralcio.

Gli anelli magnetici delle 6 colonne assestimetriche dovranno essere collocati ogni 1 m per i primi 4 m misurati dalla quota di +0.5 m s.l.m., ed ogni 3 m sino ad una profondità di -35 m dal l.m.m. La base dei 55 assestimetri a piastra dovrà essere collocata sul piano di sbancamento (a quota +0.6 m s.l.m.) prima della posa in opera del rilevato di precarico. Per quanto riguarda i piezometri, si prevede quindi l'installazione di $2 \times 6 = 12$ celle in corrispondenza delle verticali centrali, rispettivamente a $-1.0 \div -1.5$ m dal l.m.m. (nello strato superficiale più compressibile, TS/ALO), a $-12.5 \div -13.0$ m dal l.m.m. (nell'unità delle argille limose, AL).

In corrispondenza di ciascuna verticale strumentata, almeno il sondaggio necessario all'installazione dell'assestometro profondo dovrà essere eseguito a carotaggio continuo, al fine di ottenere un'affidabile identificazione dei contatti stratigrafici.

Particolare cura dovrà essere posta nel non danneggiare la strumentazione durante la fase di realizzazione e di successiva rimozione del rilevato di precarico. A tal fine si dovrà prevedere un'adeguata protezione delle testate delle strumentazioni, mediante tubi in pvc (o il prolungamento delle colonne assestometriche).

MONITORAGGIO TOPOGRAFICO

Il programma di monitoraggio dovrà essere completato mediante un rilevamento topografico (poligonale ad alta precisione) delle componenti di spostamento di alcuni caposaldi posizionati lungo il piano della banchina. In particolare, si prevede l'installazione di almeno 50 caposaldi, disposti sulla trave di coronamento dei setti della paratia, su quella dei setti di ancoraggio e sull'impalcato, oltre ad un adeguato numero di alcuni punti di allineamento base. I rilievi dovranno essere eseguiti da n°2 stazioni alle quali dovranno essere associati altrettanti capisaldi verticali. Sia le stazioni che i capisaldi verticali dovranno essere posizionati su "strutture" per le quali deve essere garantita la stabilità nel tempo.

Tutte le strumentazioni installate durante le fasi di costruzione (precarico ed escavo) potranno essere utilizzate per la verifica del comportamento della struttura durante le fasi di carico (applicazione del sovraccarico di progetto sull'impalcato e sui piazzali a tergo del muro di banchina).

PROGRAMMA DI MONITORAGGIO

Il piano di monitoraggio e le cadenze delle letture della strumentazione dovranno tenere conto della sequenza delle fasi costruttive e dovranno essere sottoposti alla preventiva approvazione della Direzione Lavori. Per la strumentazione installata nelle strutture in c.a. della banchina è possibile prevedere circa 10 letture, concentrate durante e successivamente alle fasi di escavo del bacino. Almeno 30 letture sono invece previste per la strumentazione nella zona dei piazzali a tergo della banchina, durante e successivamente alla fase di precarico; la cadenza delle letture sarà via via diradata nel tempo, in dipendenza dei risultati ottenuti, da un intervallo minimo due giorni ad un massimo di quindici giorni, al fine di seguire correttamente il processo di consolidazione dei terreni.

Durante il corso dell'attività di monitoraggio dovranno essere emessi rapporti periodici di interpretazione dei risultati e di confronto con le previsioni progettuali.

Il monitoraggio dell'opera si protrarrà per almeno due mesi dal completamento delle fasi costruttive principali (ultimazione strutture); al termine dell'attività di monitoraggio dovrà essere emesso un rapporto conclusivo di sintesi.

Riferimenti bibliografici

- De Mello V.F.B. (1971). *The standard penetration test*. SOA, 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Juan, Puerto Rico, I, pp. 1-86.
- Denver H. (1982). *Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT*. Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing. Amsterdam.
- Flac 5.0- *Manuale utente*. ITASCA consulting group .
- Lancellotta R. (1987). *Geotecnica*, Zanichelli.
- Schmertmann, J.H. (1975), *Measurement of in-situ shear strength*. In *Proc. ASCE Spec. Conf. on In-Situ Meas. Soil Prop.*, volume 2, pages 57-138, Raleigh.
- Schmertmann J.H. (1978). *Guidelines for cone penetration test performance and design*. Report n° 78-209, U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Skempton A. W. (1986). *Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*. Geotechnique 36, N° 3.

APPENDICE A

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

A1. INTRODUZIONE

Le verifiche sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC) ed alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Febbraio del 2009.

Secondo tale norma, le opere in progetto devono essere verificate nei confronti sia dello stato limite ultimo (SLU), sia dello stato limite di esercizio (SLE).

Nel presente progetto sono state eseguite tali verifiche in corrispondenza delle combinazioni di azioni di seguito riepilogate:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e del terreno;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P è la pretensione e la precompressione;

Q_{ki} è il carico variabile i-esimo;

E è l'azione sismica;

ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} sono coefficienti di combinazione, riepilogati nella tabella 2.5.I della NTC 2008 (Fig. 1.1);

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P sono i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, riepilogati nella tabella 6.2.I della NTC 2008 (Fig. 1.2).

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Fig. 1.1 – Valore dei coefficienti di combinazione.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per la azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni (sollecitazioni su pali ed eventuali elementi di contrasto), sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente (Tabella 6.2.I del NTC).

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Fig. 1.2- Coefficienti parziali per le azioni.

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei

parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella seguente (Tabella 6.2.II del NTC) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R . I coefficienti γ_R da applicare alle resistenze sono specifici in relazione alla tipologia di opera e quindi vengono precisati nell'ambito della descrizione delle verifiche relative a ciascuna di esse.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Fig. 1.3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

A2. VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

A2.1 Paratia di banchina

A2.1.1 Verifiche di sicurezza allo SLU

Per le paratie di banchina in esame la normativa prevede di considerare i seguenti SLU di tipo geotecnico (GEO):

- 1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (stabilità locale della paratia);
- 2) collasso per carico limite verticale;
- 3) instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

ed i seguenti SLU di tipo strutturale (STR):

- 4) raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- 5) raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La normativa prevede che la verifica allo stato limite ultimo della stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno (verifica n.3 dell'elenco precedente) in condizioni statiche sia effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto per i coefficienti parziali delle resistenze i valori riportati nella Tabella 6.8.I del NTC (cfr. Fig. 2.1).

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Fig. 2.1 – Coefficienti parziali per le resistenze.

Le restanti verifiche (verifiche n. 1, 2, 4, 5 dell'elenco precedente) devono essere effettuate considerando le due combinazioni dell'approccio 1:

combinazione 1 (STR): (A1+M1+R1)

combinazione 2 (GEO): (A2+M2+R2)

I valori assunti dal coefficiente parziale R1 e R2 sono riportati nella Tabella 6.5.I della NTC 2008 (cfr. Fig. 2.2).

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Fig. 2.2 – Coefficienti parziali γ_R .

La prima combinazione, STR, è la combinazione da utilizzare per la verifica degli stati limite strutturali delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione, GEO, è necessaria per la verifica degli stati limite di carattere geotecnico ovvero per verificare che anche utilizzando i parametri ridotti non si sviluppino meccanismi di collasso. Pertanto, la verifica della capacità strutturale delle opere deve essere condotta considerando le massime sollecitazioni derivanti dalle analisi effettuate utilizzando la combinazione STR, che prevede l'amplificazione dei carichi permanenti e variabili secondo i coefficienti riportati in Fig. 1.2; in particolare, in questo caso specifico (opera di sostegno), non potendo amplificare direttamente le azioni esterne, vengono amplificate le sollecitazioni massime sulle strutture, ovvero viene amplificato l'effetto delle azioni. Nel dettaglio, le sollecitazioni vanno moltiplicate di un fattore $\gamma_{G1} = 1.3$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi permanenti sfavorevoli e di un fattore $\gamma_{G2} = 1.5$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi variabili sfavorevoli.

Nel presente progetto tale verifica è stata effettuata eseguendo dapprima un'analisi (che, per semplicità, definiamo analisi base) in cui vengono applicati i soli carichi permanenti con il loro valore caratteristico, e poi un'analisi (analisi completa) in cui vengono applicati i carichi permanenti ed i carichi variabili, entrambi con i loro

valori caratteristici. Dalle analisi si ottengono delle sollecitazioni che possono essere definite S_{base} e $S_{completa}$ per l'analisi base e quella completa, rispettivamente. Le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU STR vengono poi valutate secondo la seguente formula:

$$S_{SLU\ STR} = S_{base} \cdot \gamma_{G1} + (S_{completa} - S_{base}) \cdot \gamma_{G2} = S_{base} \cdot 1.3 + (S_{completa} - S_{base}) \cdot 1.5$$

A2.1.2 Verifiche di sicurezza allo SLE

La verifica delle condizioni di esercizio comporta la stima degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante a seguito della realizzazione dell'opera in progetto, al fine di verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti a questa. In presenza di opere in progetto significativamente complesse ed articolate e/o di manufatti esistenti particolarmente sensibili, la stima del campo di spostamento in esercizio va eseguita sviluppando una specifica analisi di interazione opere-terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

A2.2 Setti di ancoraggio e pali di fondazione

A2.2.1 Verifiche di sicurezza allo SLU

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Secondo la NTC2008, visto il caso in esame, le verifiche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite ultimi di tipo geotecnico GEO:

- 1) collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- 2) collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- 3) collasso per carico limite per sfilamento nei riguardi dei carichi di trazione;
- 4) stabilità globale;

e dei seguenti stati limite ultimi di tipo strutturale (STR):

- 5) raggiungimento della resistenza dei pali;
- 6) raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La normativa prevede che la verifica allo stato limite ultimo della stabilità globale

dell'insieme opera di sostegno-terreno (verifica n.4 dell'elenco precedente) in condizioni statiche sia effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto per i coefficienti parziali delle resistenze i valori riportati nella Tabella 6.8.I del NTC (cfr. Fig. 5.3).

Le rimanenti verifiche possono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci seguenti:

Approccio 1:

- combinazione 1 (STR): (A1+M1+R1)
- combinazione 2 (GEO): (A2+M1+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

impiegando per entrambi i casi i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tabella 6.4.II della NTC 2008 per la verifica dei carichi assiali e nella Tabella 6.4.VI per la verifica dei carichi trasversali. Si precisa che nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (*)	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Fig. 2.3 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche – verifica di pali soggetti a carichi assiali.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1.0$	$\gamma_T = 1.6$	$\gamma_T = 1.3$

Fig. 2.4 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche – verifica di pali soggetti a carichi trasversali.

Inoltre, come per la paratia di banchina, anche per i pali ed i setti, le sollecitazioni per la verifica STR sono state ottenute amplificando gli effetti delle azioni di un fattore pari a

$\gamma_{G1} = 1.3$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi permanenti sfavorevoli e di un $\gamma_{G2} = 1.5$ per l'aliquota dovuta ai soli carichi variabili sfavorevoli.

La resistenza caratteristica, in riferimento sia ai carichi assiali, sia trasversali, è pari a quella di calcolo ridotta tramite dei coefficienti ξ , funzione del numero di verticali di indagine (vedi Tabella 6.4.IV della NTC2008, cfr.Fig. 2.5)

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fig. 2.5 – Fattori di correlazione ξ .

A2.2.2 Verifiche di sicurezza allo SLE

Secondo quanto prescritto da normativa, devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Devono essere calcolati i valori degli spostamenti per verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura.

A3. VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Gli stati limite considerati nei confronti delle azioni sismiche sono, per quanto riguarda lo stato limite di esercizio, lo stato limite di danno (SLD) e, per quanto riguarda lo stato limite ultimo, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Per la valutazione dell'azione sismica sono stati assunti una vita nominale $V_N=50$ anni e una classe d'uso dell'opera II.

A3.1 Paratia di banchina

A3.1.1 Verifiche di sicurezza allo SLE o Stato Limite di Danno

Le verifiche in esercizio di un'opera di sostegno si considerano soddisfatte se il campo di spostamenti permanenti indotto dal sisma non altera significativamente la resistenza dell'opera e contemporaneamente è tale per cui risulta compatibile con la funzionalità della stessa e delle eventuali preesistenze interagenti.

A3.1.2 Verifiche di sicurezza allo SLU o Stato limite di salvaguardia della vita

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse (STR). Più in dettaglio, l'analisi sismica si esegue con il medesimo approccio dell'analisi statica (approccio 1) con le specifiche di seguito illustrate:

- combinazione 1 (STR): (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti A1 devono essere posti pari ad 1;
- combinazione 2 (GEO): (A2+M2+R2), nella quale i parametri A2 devono essere posti pari ad 1.

Le analisi in presenza di sisma (SLE e SLU) possono essere condotte con il metodo pseudostatico equivalente, in cui l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nel tempo e nello spazio. Le sue componenti orizzontale e verticale a_h e a_v sono ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità della stessa di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In questo approccio, pertanto, le azioni dinamiche sono schematizzate con forze statiche equivalenti, pari al prodotto del coefficiente sismico in direzione orizzontale, k_h , per il peso delle masse accelerate dal sisma.

Relativamente alle paratie, la componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente è legata all'accelerazione di picco dalla relazione

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera; $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. L'accelerazione di picco a_{\max} , è pari a

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

con

S_s coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il coefficiente α viene ricavato dall'altezza complessiva H delle paratie in funzione della categoria di suolo con riferimento al diagramma riportato in Fig. 3.1.

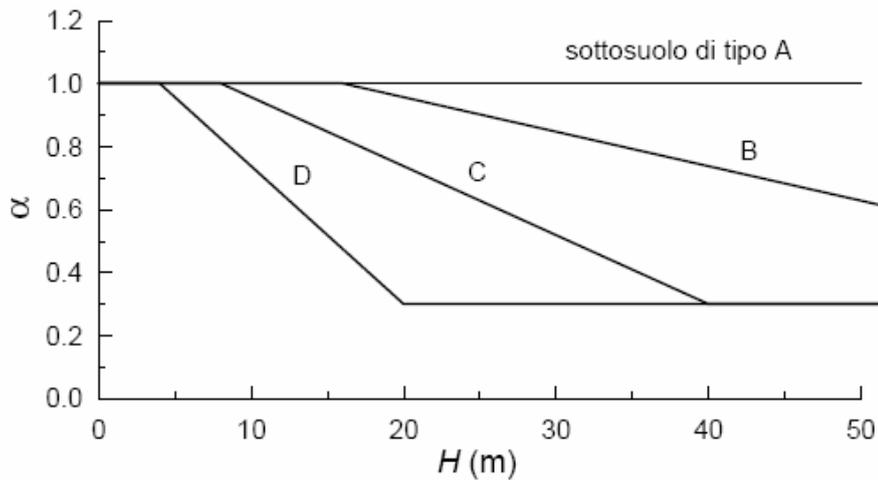


Fig. 3.1 - Diagramma per la determinazione del coefficiente di deformabilità α .

Il coefficiente β si ricava dal grafico di Fig. 3.2.

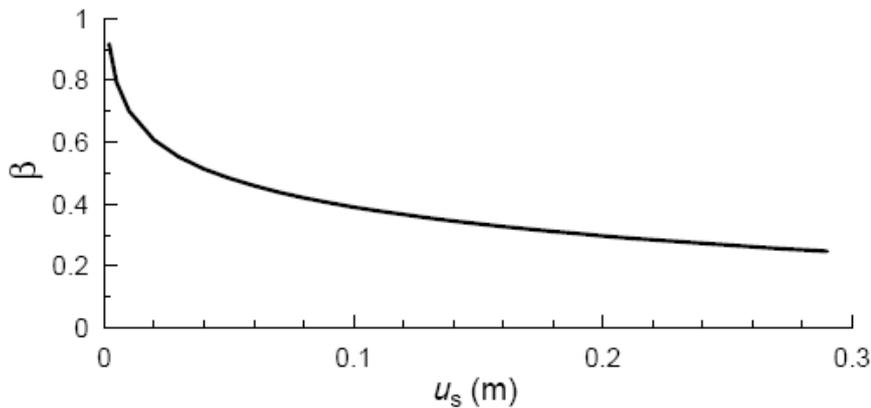


Fig. 3.2- Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in corrispondenza della ubicazione geografica del sito (longitudine e latitudine) e in funzione del periodo di riferimento V_R (pari al prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente di utilizzo C_U).

Per quanto riguarda a_v , per le paratie si può porre $a_v=0$.

Inoltre, in presenza di acqua libera contro la parete esterna della paratia, come nel caso in esame, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni della pressione dell'acqua rispetto alla configurazione idrostatica. La spinta idrodinamica P_w può essere calcolata mediante la relazione seguente, ricavata da Wastergaard (1931):

$$P_w = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

In Tab. A-1 si riportano, in riferimento alla fase di lavoro finale (opera completata), per i

due stati limite considerati, e cioè per lo stato limite di danno (SLD) e per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere studiate, considerando che la categoria di suolo è la C. Il coefficiente S_S , per tale categoria di suolo, è espresso da $S_S=1.7 \cdot 0.6 \cdot F_0 a_g/g$. Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in corrispondenza della ubicazione geografica del sito (longitudine e latitudine) e in funzione del periodo di riferimento V_R (pari al prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente di utilizzo C_U).

Tab. A-1 – Riepilogo grandezze per la definizione dell'azione sismica

Stato limite	V_N (anni)	C_U	T_R (anni)	a_g/g (-)	F_0 (-)	S_S (-)	S_T (-)	α (-)	β (-)	k_h (-)
SLD	50	1	50	0.0235	2.67	1.5	1	0.4	0.65	0.009
SLV	50	1	475	0.05	2.88	1.5	1	0.4	0.65	0.019

A3.2 Setti di ancoraggio e pali di fondazione

A3.2.1 Verifiche di sicurezza allo SLU o Stato limite di salvaguardia della vita

Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (STRU) che compongono la fondazione. Tali verifiche vengono condotte con i medesimi approcci già descritti per il campo statico con l'ulteriore specifica che $A_1=A_2=1$, cioè con i coefficienti amplificativi delle azioni unitari.

A3.2.2 Verifiche di sicurezza allo SLE o Stato Limite di Danno

Questa verifica consiste nel controllare che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non siano tali da alterare significativamente la resistenza della fondazione e contemporaneamente siano compatibili con la funzionalità dell'opera.

APPENDICE B

ANALISI NUMERICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO

File di *input*

In questa appendice sono riportati i files d'ingresso del codice FLAC . Le unità di misura utilizzate sono i [kN] per le forze ed i [m] per le lunghezze.

```

; PCI3
grid 302,105
mo el
;sinistra
gen -100.0,-50.0 -100.0,2.5 -50.0,2.5 -50.0,-50.0 &
rat .975,1.0 i 1 51 j 1 106
;centro
gen -50.0,-50.0 -50.0,2.5 51.0,2.5 51.0,-50.0 &
rat 1.0,1.0 i 51 253 j 1 106
;destra
gen 51.0,-50.0 51.0,2.5 101.0,2.5 101.0,-50.0 &
rat 1.025,1.0 i 253 303 j 1 106
;-----
; profilo di scarpata
gen line -71.0,-16.0 -50.5,-10.5
gen line -50.5,-10.5 -35.0,-6.5
gen line -35.0,-6.5 -19.5,-4.0
gen line -19.5,-4.0 -13.0,-2.0
gen line -13.0,-2.0 0.0,2.5
;-----
;gen line -100.0,-33.0 100.0,-33.0
;gen line -100.0,-16.0 100.0,-16.0
;gen line -100.0,-10.0 100.0,-10.0
;gen line -100.0,-2.5 100.0,-2.5
;-----
;-----
mo mo
set grav 10.0
; da -40 a -50 mslm LAS profondi
prop dens 0.85 coh 0.0 fric 28.0 j 1 20
prop shear 14000.0 var 0.0,-2353.0 j 1 20
prop bulk 23333.0 var 0.0,-3921.0 j 1 20
; da -40 a -33 mslm LAS profondi
prop dens 0.85 coh 0.0 fric 28.0 j 21 34
prop shear 11647.0 var 0.0,-1647.0 j 21 34
prop bulk 19411.0 var 0.0,-2745.0 j 21 34
; da -33 a -16 mslm LAS
prop dens 0.85 coh 0.0 fric 28.0 j 35 68
prop shear 10000.0 var 0.0,-4000.0 j 35 68
prop bulk 16667.0 var 0.0,-6667.0 j 35 68
; da -16 a -9.5 mslm AL
prop dens 0.8 coh 0.0 fric 26.0 j 69 81
prop shear 4000.0 var 0.0,0.0 j 69 81
prop bulk 6667.0 var 0.0,0.0 j 69 81
; da -9.5 a -2.5 mslm SL
prop dens 0.9 coh 0.0 fric 32.0 j 82 95
prop shear 8000.0 var 0.0,0.0 j 82 95
prop bulk 13333.0 var 0.0,0.0 j 82 95
; da -2.5 a 0.0 mslm ALo
prop dens 0.6 coh 0.0 fric 25.0 j 96 100
prop shear 2000.0 var 0.0,0.0 j 96 100
prop bulk 3333.0 var 0.0,0.0 j 96 100
; da 0.0 a +2.5 mslm Rip
prop dens 1.6 coh 0.0 fric 25.0 j 101 105
prop shear 2000.0 var 0.0,0.0 j 101 105
prop bulk 3333.0 var 0.0,0.0 j 101 105

```

```

;
mark i 1 22 j 69
mark i 1 78 j 88

;-----
;-----
; vincoli
fix x i=1
fix x i=303
fix x y j=1
;-----
;
; inizializzazione stato iniziale
ini syy=-459.0 var 0,85.0 j=1,20
ini syy=-374.0 var 0,59.5 j=21,34
ini syy=-314.5 var 0,144.5 j=35,68
ini syy=-170.0 var 0,52.0 j=69,81
ini syy=-118.0 var 0,63.0 j=82,95
ini syy=-55.0 var 0,15.0 j=96,100
ini syy=-40.0 var 0,40.0 j=101,105

ini sxx=-275.4 var 0,51.0 j=1,20
ini sxx=-224.4 var 0,35.7 j=21,34
ini sxx=-188.7 var 0,86.7 j=35,68
ini sxx=-102.0 var 0,31.2 j=69,81
ini sxx=-59.0 var 0,31.5 j=82,95
ini sxx=-33.0 var 0,9.0 j=96,100
ini sxx=-24.0 var 0,24.0 j=101,105

ini szz=-275.4 var 0,51.0 j=1,20
ini szz=-224.4 var 0,35.7 j=21,34
ini szz=-188.7 var 0,86.7 j=35,68
ini szz=-102.0 var 0,31.2 j=69,81
ini szz=-59.0 var 0,31.5 j=82,95
ini szz=-33.0 var 0,9.0 j=96,100
ini szz=-24.0 var 0,24.0 j=101,105

hist 1 unbal

solve
save pcisl_0.sav

;-----
; situazione anteoperam (scavo scarpata bacino evoluzione)
model null region 29 92
group 'null' region 29 92
group delete 'null'
model null i 1 74 j 87
group 'null' i 1 74 j 87
group delete 'null'
solve
model null region 27 82
group 'null' region 27 82
group delete 'null'
solve
save pcisl_1.sav
;-----

;rimozione terreno fino a +0.5 tra la paratia e i setti e applicazione
sovraccarico a tergo 50 kPa
gen line 37.5,0.5 43.5,2.5
mark i 141 226 j 102

```

```
model null region 220 104
set force 0.5
solve
save 11-prescavo.sav
```

```
;miglioramento a tergo (piazzali)
prop coh 50.0 fric 30.0 i 227 302 j 102 105
prop shear 20000.0 var 0.0,0.0 i 227 302 j 102 105
prop bulk 33330.0 var 0.0,0.0 i 227 302 j 102 105
```

```
;applicazione del carico a tergo
apply syy=-50.0 i 239,303 j 106
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis1_2.sav
```

```
;
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0
;
;installazione paratia frontale sezione a T
mo nu i 151
ini x add -.50 i 152 303
stru node 1 0.0,0.5
stru node 100 0.0 -33.0
stru beam begin node 1 end node 100 seg 67 prop 1001
stru prop 1001 e 1.2e7 i 1.7 a 3.36 dens 0.28
int 1 aside from 151,35 to 151,102 bside from node 100 to node 1
int 1 unglued kn 2.0e5 ks 2.0e5 fri 20
int 2 aside from 152,102 to 152,35 bside from node 1 to node 100
int 2 unglued kn 2.0e5 ks 2.0e5 fri 20
attach aside from 151,1 to 151,35 bside from 152,1 to 152,35
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis1_beam.sav
```

```
;setti
stru node 101 37.0,0.5
stru node 120 37.0,-2.5
stru node 140 37.0,-9.5
stru node 160 37.0,-16.0
stru node 180 37.0,-24.5
stru node 200 37.0,-33.0
```

```
stru pile begin node 101 end node 120 seg 6 prop 3001
stru pile begin node 120 end node 140 seg 14 prop 3002
stru pile begin node 140 end node 160 seg 13 prop 3003
stru pile begin node 160 end node 180 seg 17 prop 3004
stru pile begin node 180 end node 200 seg 17 prop 3005
```

```
stru prop 3001 area 2 i 1.042 cs_sstiff 1e5 cs_nstiff 1e5 perimeter 1.32
stru prop 3001 e 6e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 43.2
stru prop 3002 area 2 i 1.042 cs_sstiff 1e5 cs_nstiff 1e5 perimeter 1.32
stru prop 3002 e 6e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 84.3
stru prop 3003 area 2 i 1.042 cs_sstiff 1e5 cs_nstiff 1e5 perimeter 1.32
stru prop 3003 e 6e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 72.0
stru prop 3004 area 2 i 1.042 cs_sstiff 1e5 cs_nstiff 1e5 perimeter 1.32
stru prop 3004 e 6e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 88.2
stru prop 3005 area 2 i 1.042 cs_sstiff 1e5 cs_nstiff 1e5 perimeter 1.32
stru prop 3005 e 6e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 118.8
```

```
set force 0.5
```

```

solve
save 11-pcis1_setti.sav

;un po' di history
history 2 ydisp i=209, j=52
history 3 ydisp i=159, j=82
history 4 ydisp i=167, j=92
history 5 ydisp i=176, j=92
history 6 ydisp i=206, j=87
history 7 ydisp i=145, j=56
history 8 ydisp i=115, j=56
history 9 xdisp i=156, j=94
history 10 xdisp i=167, j=96
history 11 xdisp i=177, j=95
history 12 xdisp i=156, j=91
history 13 xdisp i=144, j=57
history 14 xdisp i=126, j=54

;soletta con vincolo di incastro con i setti
;e gli ultimi 2.5 m di soletta con sezione maggiore
;prop 1002=soletta di 0.7 m
;prop 1003=soletta di 1.5 m
;NO INTERFACCIA soletta-terreno

stru node 201 1.5,0.5
stru node 202 35.5,0.5

stru beam begin node 1 end node 201 seg 3 prop 1002
stru beam begin node 201 end node 202 seg 68 prop 1002
stru beam begin node 202 end node 101 seg 3 prop 1003

stru prop 1002 area 0.7 i 0.0285 e 3e7 dens 2.5
stru prop 1003 area 1.5 i 0.281 e 3e7 dens 2.5

;pali con incastro
;palo 1
stru node 420 4.0,-2.5
stru node 440 4.0,-9.5
stru node 460 4.0,-16.0
stru node 480 4.0,-24.5
stru node 400 4.0,-28.5

stru pile begin node 209 end node 420 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 420 end node 440 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 440 end node 460 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 460 end node 480 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 480 end node 400 seg 8 prop 3014

;palo2
stru node 520 6.5,-2.5
stru node 540 6.5,-9.5
stru node 560 6.5,-16.0
stru node 580 6.5,-24.5
stru node 500 6.5,-28.5

stru pile begin node 214 end node 520 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 520 end node 540 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 540 end node 560 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 560 end node 580 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 580 end node 500 seg 8 prop 3014

;palo3
stru node 620 9,-2.5

```

stru node 640 9,-9.5
stru node 660 9,-16.0
stru node 680 9,-24.5
stru node 600 9,-28.5

stru pile begin node 219 end node 620 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 620 end node 640 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 640 end node 660 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 660 end node 680 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 680 end node 600 seg 8 prop 3014

;palo4

stru node 720 11.5,-2.5
stru node 740 11.5,-9.5
stru node 760 11.5,-16.0
stru node 780 11.5,-24.5
stru node 700 11.5,-28.5

stru pile begin node 224 end node 720 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 720 end node 740 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 740 end node 760 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 760 end node 780 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 780 end node 700 seg 8 prop 3014

;palo5

stru node 820 14.0,-2.5
stru node 840 14.0,-9.5
stru node 860 14.0,-16.0
stru node 880 14.0,-24.5
stru node 800 14.0,-28.5

stru pile begin node 229 end node 820 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 820 end node 840 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 840 end node 860 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 860 end node 880 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 880 end node 800 seg 8 prop 3014

;palo6

stru node 920 16.5,-2.5
stru node 940 16.5,-9.5
stru node 960 16.5,-16.0
stru node 980 16.5,-24.5
stru node 900 16.5,-28.5

stru pile begin node 234 end node 920 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 920 end node 940 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 940 end node 960 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 960 end node 980 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 980 end node 900 seg 8 prop 3014

;palo7

stru node 1020 19.0,-2.5
stru node 1040 19.0,-9.5
stru node 1060 19.0,-16.0
stru node 1080 19.0,-24.5
stru node 1000 19.0,-28.5

stru pile begin node 239 end node 1020 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1020 end node 1040 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1040 end node 1060 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1060 end node 1080 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1080 end node 1000 seg 8 prop 3014

;palo8

```
stru node 1120 21.5,-2.5
stru node 1140 21.5,-9.5
stru node 1160 21.5,-16.0
stru node 1180 21.5,-24.5
stru node 1100 21.5,-28.5
```

```
stru pile begin node 244 end node 1120 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1120 end node 1140 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1140 end node 1160 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1160 end node 1180 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1180 end node 1100 seg 8 prop 3014
```

;pal09

```
stru node 1220 24.0,-2.5
stru node 1240 24.0,-9.5
stru node 1260 24.0,-16.0
stru node 1280 24.0,-24.5
stru node 1200 24.0,-28.5
```

```
stru pile begin node 249 end node 1220 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1220 end node 1240 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1240 end node 1260 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1260 end node 1280 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1280 end node 1200 seg 8 prop 3014
```

;pal010

```
stru node 1320 26.5,-2.5
stru node 1340 26.5,-9.5
stru node 1360 26.5,-16.0
stru node 1380 26.5,-24.5
stru node 1300 26.5,-28.5
```

```
stru pile begin node 254 end node 1320 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1320 end node 1340 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1340 end node 1360 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1360 end node 1380 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1380 end node 1300 seg 8 prop 3014
```

;pal011

```
stru node 1420 29.0,-2.5
stru node 1440 29.0,-9.5
stru node 1460 29.0,-16.0
stru node 1480 29.0,-24.5
stru node 1400 29.0,-28.5
```

```
stru pile begin node 259 end node 1420 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1420 end node 1440 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1440 end node 1460 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1460 end node 1480 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1480 end node 1400 seg 8 prop 3014
```

;pal012

```
stru node 1520 31.5,-2.5
stru node 1540 31.5,-9.5
stru node 1560 31.5,-16.0
stru node 1580 31.5,-24.5
stru node 1500 31.5,-28.5
```

```
stru pile begin node 264 end node 1520 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1520 end node 1540 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1540 end node 1560 seg 13 prop 3012
```

```
stru pile begin node 1560 end node 1580 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1580 end node 1500 seg 8 prop 3014
```

```
;palol3
```

```
stru node 1620 34.0,-2.5
stru node 1640 34.0,-9.5
stru node 1660 34.0,-16.0
stru node 1680 34.0,-24.5
stru node 1600 34.0,-28.5
```

```
stru pile begin node 269 end node 1620 seg 6 prop 3010
stru pile begin node 1620 end node 1640 seg 14 prop 3011
stru pile begin node 1640 end node 1660 seg 13 prop 3012
stru pile begin node 1660 end node 1680 seg 17 prop 3013
stru pile begin node 1680 end node 1600 seg 8 prop 3014
```

```
stru prop 3010 area 0.503 i 0.0201 cs_sstiff 2e5 cs_nstiff 2e5 perimeter 0.5026
stru prop 3010 e 6.0e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 43.2
stru prop 3011 area 0.503 i 0.0201 cs_sstiff 2e5 cs_nstiff 2e5 perimeter 0.5026
stru prop 3011 e 6.0e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 85.14
stru prop 3012 area 0.503 i 0.0201 cs_sstiff 2e5 cs_nstiff 2e5 perimeter 0.5026
stru prop 3012 e 6.0e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 72
stru prop 3013 area 0.503 i 0.0201 cs_sstiff 2e5 cs_nstiff 2e5 perimeter 0.5026
stru prop 3013 e 6.0e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 88.6
stru prop 3014 area 0.503 i 0.0201 cs_sstiff 2e5 cs_nstiff 2e5 perimeter 0.5026
stru prop 3014 e 6.0e6 pmom 3e4 cs_sfric 20 dens 0.14 cs_ncoh 118.8
```

```
history 2 ydisp i=209, j=52
history 3 ydisp i=159, j=82
history 4 ydisp i=167, j=92
history 5 ydisp i=176, j=92
history 6 ydisp i=206, j=87
history 7 ydisp i=145, j=56
history 8 ydisp i=115, j=56
history 9 xdisp i=156, j=94
history 10 xdisp i=167, j=96
history 11 xdisp i=177, j=95
history 12 xdisp i=156, j=91
history 13 xdisp i=144, j=57
history 14 xdisp i=126, j=54
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_soletta+pali.sav
```

```
;
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0
```

```
mark i 112 151 j 93
mark i 70 151 j 85
mark i 42 151 j 77
mark i 21 151 j 69
```

```
;----
;scavo
;----
```

```
mo nu region i 120 j 95
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_scavo1.sav
```

```
mo nu region i 120 j 87
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_scavo2.sav
```

```
mo nu region i 120 j 79
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_scavo3.sav
```

```
mo nu region i 120 j 72
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_scavo4.sav
```

```
;-----applicazione dei carichi-----
```

```
;-
;applicazione carichi PERMANENTI (p.p.rinterro+Vgru)
;-
stru node 1 load 0 -506.5 0
stru node range 201 273 load 0 -13 0
stru node 101 load 0 -506.5 0
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_permanenti.sav
```

```
;-----  
;  
;SLE frequente  
;  
;-----
```

```
;---  
;SLE frequenti - comb. 1 - azione dominante: Vento  
;---  
res 11-pcis6_scavo4.sav
```

```
stru node 1 load -18.0 -508.75 0  
stru node range 201 273 load 0 -17.5 0  
stru node 101 load -10.0 -508.75 0
```

```
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_C1SLEfreq.sav
```

```
;---  
;SLE frequenti - comb. 2 - azione dominante: Sovraccarico banchina  
;---  
res 11-pcis6_scavo4.sav
```

```
stru node 1 load 0.0 -510.25 0  
stru node range 201 273 load 0 -20.5 0  
stru node 101 load 0.0 -510.25 0
```

```
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_C2SLEfreq.sav
```

```
;-----  
;  
;SLU STR  
;  
;-----
```

```
;---  
;SLU STR - comb. 1 - azione dominante: Vento  
;  
res 11-pcis6_scavo4.sav
```

```
stru node 1 load -90.0 -511.75 0  
stru node range 201 273 load 0 -23.5 0  
stru node 101 load -50.0 -511.75 0
```

```
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_C1SLU-STR.sav
```

```
;---  
;SLU STR - comb. 2 - azione dominante: sovraccarico banchina  
;  
res 11-pcis6_scavo4.sav
```

```
stru node 1 load -54.0 -514.0 0  
stru node range 201 273 load 0 -28.0 0  
stru node 101 load -30.0 -514.0 0
```

```
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_C2SLU-STR.sav
```

```

;-----
;-----
;SLU GEO
;-----
;-----

;-----
;-----
;SLU GEO1 - comb 1 : azione dominante vento
;-----
;-----

res 11-pcis6_scavo4.sav

stru node 1 load -117.0 -513.3 0
stru node range 201 273 load 0 -26.65 0
stru node 101 load -65.0 -513.3 0

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLEGEO-C1_sl.sav

;parametri ridotti del terreno
; da -40 a -50 mslm LAS profondi
prop fric 23.0 j 1 20

; da -40 a -33 mslm LAS profondi
prop fric 23.0 j 21 34

; da -33 a -16 mslm LAS
prop fric 23.0 j 35 68

; da -16 a -9.5 mslm AL
prop fric 21.3 j 69 81

; da -9.5 a -2.5 mslm SL
prop fric 26.6 j 82 95

; da -2.5 a 0.0 mslm ALo
prop fric 20.50 j 96 100

; da 0.0 a +2.5 mslm Rip
prop fric 20.5 j 101 105

;parametri ridotti delle interfacce

;beam paratia
int 1 unglued fri 16.2
int 2 unglued fri 16.2

;pile: setto e pali

stru prop 3001 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8
stru prop 3002 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8
stru prop 3003 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4
stru prop 3004 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0
stru prop 3005 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.8

```

```

stru prop 3010 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8
stru prop 3011 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8
stru prop 3012 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4
stru prop 3013 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0
stru prop 3014 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.0

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLEGEO-C1.sav

;-----
;-----
;SLU GEO1 - comb 2: azione dominante: sovraccarico banchina
;-----
;-----

res 11-pcis6_scavo4.sav

stru node 1 load -70.2 -516.2 0
stru node range 201 273 load 0 -32.5 0
stru node 101 load -39.0 -516.2 0

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLEGEO-C2_s1.sav

;parametri ridotti del terreno
; da -40 a -50 mslm LAS profondi
prop fric 23.0 j 1 20

; da -40 a -33 mslm LAS profondi
prop fric 23.0 j 21 34

; da -33 a -16 mslm LAS
prop fric 23.0 j 35 68

; da -16 a -9.5 mslm AL
prop fric 21.3 j 69 81

; da -9.5 a -2.5 mslm SL
prop fric 26.6 j 82 95

; da -2.5 a 0.0 mslm ALo
prop fric 20.50 j 96 100

; da 0.0 a +2.5 mslm Rip
prop fric 20.5 j 101 105

;parametri ridotti delle interfacce

;beam paratia
int 1 unglued fri 16.2
int 2 unglued fri 16.2

;pile: setto e pali

```

```
stru prop 3001 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8
stru prop 3002 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8
stru prop 3003 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4
stru prop 3004 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0
  stru prop 3005 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.8
```

```
stru prop 3010 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8
stru prop 3011 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8
stru prop 3012 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4
stru prop 3013 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0
stru prop 3014 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.0
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLEGEO-C2.sav
```

```

;-----
;-----
;SLU GEO2 - per i pali - A2+M1+R2
;-----
;-----

res 11-pcis6_SLEGEO-C1_s1.sav

;parametri ridotti delle interfacce

;pile: setto e pali

;riduzione di 1.5

;setto
stru prop 3001 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 28.8
stru prop 3002 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 56.7
stru prop 3003 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 48.0
stru prop 3004 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 58.8
stru prop 3005 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 79.2

;pali
stru prop 3010 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 28.8
stru prop 3011 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 56.7
stru prop 3012 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 48.0
stru prop 3013 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 58.8
stru prop 3014 cs_sfric 13.6 cs_ncoh 79.2

;momenti di plasticizzazione negli elementi strutturali
struct prop 1001 pmom 4400.0
struct prop 1002 pmom 700.0
struct prop 1003 pmom 700.0
struct prop 3001 pmom 600.0
struct prop 3002 pmom 600.0
struct prop 3003 pmom 600.0
struct prop 3004 pmom 600.0
struct prop 3005 pmom 600.0
struct prop 3010 pmom 162.0
struct prop 3011 pmom 162.0
struct prop 3012 pmom 162.0
struct prop 3013 pmom 162.0
struct prop 3014 pmom 162.0

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLUGEO-C1-paliR1.sav

;parametri ridotti delle interfacce

;pile: setto e pali

;riduzione di 1.5*1.45 per la resistenza verticale
;riduzione di 1.5*1.6 per la resistenza orizzontale

;setto

```

```
stru prop 3001 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 18.0
stru prop 3002 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 35.5
stru prop 3003 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 30.0
stru prop 3004 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 36.7
stru prop 3005 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 49.5
```

```
;/pali
stru prop 3010 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 18.0
stru prop 3011 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 35.5
stru prop 3012 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 30.0
stru prop 3013 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 36.7
stru prop 3014 cs_sfric 9.5 cs_ncoh 49.5
```

```
set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLUGEO-C1-paliR2.sav
```

```
;-----  
;  
;ANALISI SLU GEO paratia, instabilità globale, A2+M2+R1  
;parametri ridotti del terreno  
; da -40 a -50 mslm LAS profondi  
prop fric 21.1 j 1 20  
  
; da -40 a -33 mslm LAS profondi  
prop fric 21.1 j 21 34  
  
; da -33 a -16 mslm LAS  
prop fric 21.1 j 35 68  
  
; da -16 a -9.5 mslm AL  
prop fric 19.5 j 69 81  
  
; da -9.5 a -2.5 mslm SL  
prop fric 24.4 j 82 95  
  
; da -2.5 a 0.0 mslm ALo  
prop fric 18.7 j 96 100  
  
; da 0.0 a +2.5 mslm Rip  
prop fric 18.7 j 101 105  
  
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_ver glob.sav
```

```

;-----
;-----
;SLE sismico: SLD
;-----
;-----

res 11-pcis6_scavo4.sav

stru node 1 load -4.74 -508.75 0
stru node range 201 273 load -0.24 -17.5 0
stru node 101 load -4.74 -508.75 0

;spinta idrodinamica Wastergaard
struct node 3 load -0.11,-4.704 0.0
struct node 4 load -0.16,-4.704 0.0
struct node 5 load -0.2,-4.704 0.0
struct node 6 load -0.23,-4.704 0.0
struct node 7 load -0.26,-4.704 0.0
struct node 8 load -0.28,-4.704 0.0
struct node 9 load -0.3,-4.704 0.0
struct node 10 load -0.32,-4.704 0.0
struct node 11 load -0.34,-4.704 0.0
struct node 12 load -0.36,-4.704 0.0
struct node 13 load -0.38,-4.704 0.0
struct node 14 load -0.4,-4.704 0.0
struct node 15 load -0.41,-4.704 0.0
struct node 16 load -0.43,-4.704 0.0
struct node 17 load -0.44,-4.704 0.0
struct node 18 load -0.46,-4.704 0.0
struct node 19 load -0.47,-4.704 0.0
struct node 20 load -0.49,-4.704 0.0
struct node 21 load -0.5,-4.704 0.0
struct node 22 load -0.5,-4.704 0.0
struct node 23 load -0.52,-4.704 0.0
struct node 24 load -0.54,-4.704 0.0
struct node 25 load -0.55,-4.704 0.0
struct node 26 load -0.56,-4.704 0.0
struct node 27 load -0.57,-4.704 0.0
struct node 28 load -0.58,-4.704 0.0
struct node 29 load -0.59,-4.704 0.0
struct node 30 load -0.61,-4.704 0.0
struct node 31 load -0.62,-4.704 0.0
struct node 32 load -0.63,-4.704 0.0
struct node 33 load -0.64,-4.704 0.0
struct node 34 load -0.32,-4.704 0.0

;-----sisma SLD
def sysmic1
loop ii (152,161)
  loop jj (41,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.092488)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic1

```

```

def sysmic2
loop ii (162,171)
  loop jj (61,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.092488)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic2

```

```

def sysmic3
loop ii (172,181)
  loop jj (77,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.092488)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic3

```

```

def sysmic4
loop ii (182,191)
  loop jj (93,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.092488)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic4

```

```

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLD-n.sav

```

```
;-----  
;  
;SLU sismico: SLV STR  
;  
;-----
```

res 11-pcis6_scavo4.sav

```
stru node 1 load -10.43 -508.75 0  
stru node range 201 273 load -0.53 -17.5 0  
stru node 101 load -10.43 -508.75 0
```

```
;spinta idrodinamica Wastergaard  
struct node 3 load -0.25,-4.704 0.0  
struct node 4 load -0.36,-4.704 0.0  
struct node 5 load -0.44,-4.704 0.0  
struct node 6 load -0.50,-4.704 0.0  
struct node 7 load -0.56,-4.704 0.0  
struct node 8 load -0.62,-4.704 0.0  
struct node 9 load -0.67,-4.704 0.0  
struct node 10 load -0.71,-4.704 0.0  
struct node 11 load -0.76,-4.704 0.0  
struct node 12 load -0.80,-4.704 0.0  
struct node 13 load -0.84,-4.704 0.0  
struct node 14 load -0.87,-4.704 0.0  
struct node 15 load -0.91,-4.704 0.0  
struct node 16 load -0.94,-4.704 0.0  
struct node 17 load -0.98,-4.704 0.0  
struct node 18 load -1.01,-4.704 0.0  
struct node 19 load -1.04,-4.704 0.0  
struct node 20 load -1.07,-4.704 0.0  
struct node 21 load -1.10,-4.704 0.0  
struct node 22 load -1.13,-4.704 0.0  
struct node 23 load -1.15,-4.704 0.0  
struct node 24 load -1.18,-4.704 0.0  
struct node 25 load -1.21,-4.704 0.0  
struct node 26 load -1.23,-4.704 0.0  
struct node 27 load -1.26,-4.704 0.0  
struct node 28 load -1.28,-4.704 0.0  
struct node 29 load -1.31,-4.704 0.0  
struct node 30 load -1.33,-4.704 0.0  
struct node 31 load -1.36,-4.704 0.0  
struct node 32 load -1.38,-4.704 0.0  
struct node 33 load -1.40,-4.704 0.0  
struct node 34 load -0.71,-4.704 0.0
```

```
;-----sisma SLV  
def sysmic1  
loop ii (152,161)  
  loop jj (41,101)  
    k=ii  
    kk=jj  
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.2)  
command  
interior xf f i k j kk  
end_command  
  end_loop  
end_loop  
end  
sysmic1
```

```

def sysmic2
loop ii (162,171)
  loop jj (61,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.2)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic2

```

```

def sysmic3
loop ii (172,181)
  loop jj (77,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.2)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic3

```

```

def sysmic4
loop ii (182,191)
  loop jj (93,101)
    k=ii
    kk=jj
    f = area (ii,jj)*density (ii,jj)*(-0.2)
command
interior xf f i k j kk
end_command
  end_loop
end_loop
end
sysmic4

```

```

set force 0.5
solve
save 11-pcis6_SLV STR-n.sav

```

```
;-----  
;  
;SLU sismico SLV GEO  
;  
;-----
```

```
res 11-pcis6_SLV STR-n.sav
```

```
;parametri ridotti del terreno  
; da -40 a -50 mslm LAS profondi  
prop fric 23.0 j 1 20
```

```
; da -40 a -33 mslm LAS profondi  
prop fric 23.0 j 21 34
```

```
; da -33 a -16 mslm LAS  
prop fric 23.0 j 35 68
```

```
; da -16 a -9.5 mslm AL  
prop fric 21.3 j 69 81
```

```
; da -9.5 a -2.5 mslm SL  
prop fric 26.6 j 82 95
```

```
; da -2.5 a 0.0 mslm ALo  
prop fric 20.50 j 96 100
```

```
; da 0.0 a +2.5 mslm Rip  
prop fric 20.5 j 101 105
```

```
;parametri ridotti delle interfacce
```

```
;beam paratia  
int 1 unglued fri 16.2  
int 2 unglued fri 16.2
```

```
;pile: setto e pali
```

```
stru prop 3001 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8  
stru prop 3002 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8  
stru prop 3003 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4  
stru prop 3004 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0  
stru prop 3005 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.8
```

```
stru prop 3010 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 30.8  
stru prop 3011 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 60.8  
stru prop 3012 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 51.4  
stru prop 3013 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 63.0  
stru prop 3014 cs_sfric 16.2 cs_ncoh 84.0
```

```
set force 0.5  
solve  
save 11-pcis6_SLVGE-n.sav
```

APPENDICE C

CALCOLO DEI CEDIMENTI COL METODO EDOMETRICO

Nella seguente tabella si riportano i risultati del calcolo dei cedimenti indotti nella zona destinata alla realizzazione del piazzale effettuato col metodo edometrico.

z (m)	z(m)	Az(m)	Litotipo	γ (kN/m ³)	σ_{20} (kPa)	u (kPa)	σ_{20} (kPa)	σ'_{zmax} (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	$\sigma'_{20} + \Delta\sigma_z$ (kPa)	e_0	Cc	Cs	e	E' (kPa)	ϵ_z	Az (cm)	$\Delta\sigma_z/\sigma'_z$
0.25	0.13	0.25	costipato	18.00	2.25	0.00	2.25	sabbia	57.00	28.48	56.91	59.25	-	-	-	-	-	0.0005	0.0012	26.3333
0.50	0.38	0.25	costipato	18.00	6.75	0.00	6.75	sabbia	57.00	28.43	56.73	63.75	-	-	-	-	-	0.0005	0.0012	8.4444
1.00	0.75	0.50	costipato	18.00	13.50	0.00	13.50	sabbia	57.00	28.36	56.46	70.50	-	-	-	-	-	0.0005	0.0024	4.2222
1.50	1.25	0.50	costipato	18.00	22.50	0.00	22.50	sabbia	57.00	28.27	56.09	79.50	-	-	-	-	-	0.0005	0.0024	2.5333
2.00	1.75	0.50	costipato	18.00	31.50	0.00	31.50	sabbia	57.00	28.18	55.73	88.50	-	-	-	-	-	0.0005	0.0024	1.8095
2.50	2.25	0.50	TS/Alc	16.00	40.00	0.00	40.00	57.00	33.71	55.37	97.00	1.7000	0.3000	0.3000	1.5846	-	20000	0.00237	2.1373	1.4250
3.00	2.75	0.50	TS/Alc	16.00	45.50	2.50	48.00	57.00	33.60	55.01	102.50	1.7000	0.3000	0.3000	1.5942	-	20000	0.00237	1.9595	1.2527
3.50	3.25	0.50	TS/Alc	16.00	48.50	7.50	56.00	57.00	33.49	54.64	105.50	1.7000	0.3000	0.3000	1.5987	-	20000	0.00237	1.8750	1.1752
4.00	3.75	0.50	TS/Alc	16.00	51.50	12.50	64.00	57.00	33.38	54.28	108.50	1.7000	0.3000	0.3000	1.6029	-	20000	0.00237	1.7979	1.1068
4.50	4.25	0.50	TS/Alc	16.00	54.50	17.50	72.00	57.00	33.28	53.92	111.50	1.7000	0.3000	0.3000	1.6067	-	20000	0.00237	1.7271	1.0458
5.00	4.75	0.50	TS/Alc	16.00	57.50	22.50	80.00	57.00	33.17	53.56	114.50	1.7000	0.3000	0.3000	1.6103	-	20000	0.00237	1.6618	0.9913
5.50	5.25	0.50	SL	19.00	61.25	27.50	88.75	sabbia	57.00	33.06	53.20	118.25	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.9306
6.00	5.75	0.50	SL	19.00	65.75	32.50	98.25	sabbia	57.00	32.95	52.84	122.75	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.8669
6.50	6.25	0.50	SL	19.00	70.25	37.50	107.75	sabbia	56.99	32.84	52.48	127.24	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.8113
7.00	6.75	0.50	SL	19.00	74.75	42.50	117.25	sabbia	56.99	32.73	52.12	131.74	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.7624
7.50	7.25	0.50	SL	19.00	79.25	47.50	126.75	sabbia	56.99	32.62	51.76	136.24	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.7191
8.00	7.75	0.50	SL	19.00	83.75	52.50	136.25	sabbia	56.99	32.52	51.40	140.74	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.6805
8.50	8.25	0.50	SL	19.00	88.25	57.50	145.75	sabbia	56.99	32.41	51.04	145.24	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.6457
9.00	8.75	0.50	SL	19.00	92.75	62.50	155.25	sabbia	56.98	32.30	50.68	149.73	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.6144
9.50	9.25	0.50	SL	19.00	97.25	67.50	164.75	sabbia	56.98	32.19	50.32	154.23	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.5859
10.00	9.75	0.50	SL	19.00	101.75	72.50	174.25	sabbia	56.98	32.08	49.97	158.73	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.5600
10.50	10.25	0.50	SL	19.00	106.25	77.50	183.75	sabbia	56.97	31.98	49.61	163.22	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.5362
11.00	10.75	0.50	SL	19.00	110.75	82.50	193.25	sabbia	56.97	31.87	49.26	167.72	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.5144
11.50	11.25	0.50	SL	19.00	115.25	87.50	202.75	sabbia	56.97	31.76	48.90	172.22	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.4943
12.00	11.75	0.50	SL	19.00	119.75	92.50	212.25	sabbia	56.96	31.65	48.55	176.71	-	-	-	-	20000	0.00237	0.1187	0.4757
12.50	12.25	0.50	AL	18.00	124.00	97.50	221.50	248.00	56.96	26.29	48.20	180.96	1.0000	0.3600	0.0500	0.9918	-	0.00410	0.2052	0.4593
13.00	12.75	0.50	AL	18.00	128.00	102.50	230.50	256.00	56.95	26.20	47.85	184.95	1.0000	0.3600	0.0500	0.9920	-	0.00400	0.1998	0.4449
13.50	13.25	0.50	AL	18.00	132.00	107.50	239.50	264.00	56.94	26.11	47.49	188.94	1.0000	0.3600	0.0500	0.9922	-	0.00389	0.1947	0.4314
14.00	13.75	0.50	AL	18.00	136.00	112.50	248.50	272.00	56.94	26.02	47.14	192.94	1.0000	0.3600	0.0500	0.9924	-	0.00380	0.1899	0.4187
14.50	14.25	0.50	AL	18.00	140.00	117.50	257.50	280.00	56.93	25.93	46.80	196.93	1.0000	0.3600	0.0500	0.9926	-	0.00370	0.1852	0.4067
15.00	14.75	0.50	AL	18.00	144.00	122.50	266.50	288.00	56.92	25.84	46.45	200.92	1.0000	0.3600	0.0500	0.9928	-	0.00362	0.1808	0.3953
15.50	15.25	0.50	AL	18.00	148.00	127.50	275.50	296.00	56.92	25.75	46.10	204.92	1.0000	0.3600	0.0500	0.9929	-	0.00353	0.1766	0.3846
16.00	15.75	0.50	AL	18.00	152.00	132.50	284.50	304.00	56.91	25.67	45.75	208.91	1.0000	0.3600	0.0500	0.9931	-	0.00345	0.1726	0.3744
16.50	16.25	0.50	AL	18.00	156.00	137.50	293.50	312.00	56.90	25.58	45.41	212.90	1.0000	0.3600	0.0500	0.9932	-	0.00338	0.1688	0.3647
17.00	16.75	0.50	AL	18.00	160.00	142.50	302.50	320.00	56.89	25.49	45.07	216.89	1.0000	0.3600	0.0500	0.9934	-	0.00330	0.1651	0.3556
17.50	17.25	0.50	AL	18.00	164.00	147.50	311.50	328.00	56.88	25.40	44.72	220.88	1.0000	0.3600	0.0500	0.9935	-	0.00323	0.1616	0.3468
18.00	17.75	0.50	AL	18.00	168.00	152.50	320.50	336.00	56.87	25.31	44.38	224.87	1.0000	0.3600	0.0500	0.9937	-	0.00317	0.1583	0.3385
18.50	18.25	0.50	AL	18.00	172.00	157.50	329.50	344.00	56.86	25.22	44.04	228.86	1.0000	0.3600	0.0500	0.9938	-	0.00310	0.1550	0.3306
19.00	18.75	0.50	LAS	18.50	176.13	162.50	338.63	352.19	56.85	25.14	43.70	232.97	0.8000	0.2700	0.0400	0.7951	-	0.00270	0.1350	0.3228
19.50	19.25	0.50	LAS	18.50	180.38	167.50	347.88	360.56	56.83	25.05	43.36	237.21	0.8000	0.2700	0.0400	0.7952	-	0.00264	0.1322	0.3151
20.00	19.75	0.50	LAS	18.50	184.63	172.50	357.13	369.04	56.82	24.96	43.03	241.45	0.8000	0.2700	0.0400	0.7953	-	0.00259	0.1295	0.3078
20.50	20.25	0.50	LAS	18.50	188.88	177.50	366.38	377.04	56.81	24.87	42.69	245.68	0.8000	0.2700	0.0400	0.7954	-	0.00254	0.1269	0.3008
21.00	20.75	0.50	LAS	18.50	193.13	182.50	375.63	385.04	56.79	24.79	42.36	249.92	0.8000	0.2700	0.0400	0.7955	-	0.00249	0.1244	0.2941
21.50	21.25	0.50	LAS	18.50	197.38	187.50	384.88	393.04	56.78	24.70	42.02	254.15	0.8000	0.2700	0.0400	0.7956	-	0.00244	0.1220	0.2877
22.00	21.75	0.50	LAS	18.50	201.63	192.50	394.13	401.04	56.76	24.61	41.69	258.39	0.8000	0.2700	0.0400	0.7957	-	0.00239	0.1197	0.2815
22.50	22.25	0.50	LAS	18.50	205.88	197.50	403.38	409.04	56.75	24.53	41.36	262.62	0.8000	0.2700	0.0400	0.7958	-	0.00235	0.1175	0.2756
23.00	22.75	0.50	LAS	18.50	210.13	202.50	412.63	417.04	56.73	24.44	41.03	266.86	0.8000	0.2700	0.0400	0.7958	-	0.00231	0.1153	0.2700
23.50	23.25	0.50	LAS	18.50	214.38	207.50	421.88	425.04	56.71	24.36	40.71	271.09	0.8000	0.2700	0.0400	0.7959	-	0.00227	0.1133	0.2646
24.00	23.75	0.50	LAS	18.50	218.63	212.50	431.13	433.04	56.70	24.27	40.38	275.32	0.8000	0.2700	0.0400	0.7960	-	0.00223	0.1113	0.2593
24.50	24.25	0.50	LAS	18.50	222.88	217.50	440.38	441.04	56.68	24.18	40.06	279.55	0.8000	0.2700	0.0400	0.7961	-	0.00219	0.1093	0.2543
25.00	24.75	0.50	LAS	18.50	227.13	222.50	449.63	449.04	56.66	24.10	39.73	283.78	0.8000	0.2700	0.0400	0.7961	-	0.00215	0.1075	0.2495
25.50	25.25	0.50	LAS	18.50	231.38	227.50	458.88	457.04	56.64	24.01	39.41	288.01	0.8000	0.2700	0.0400	0.7962	-	0.00211	0.1057	0.2448
26.00	25.75	0.50	LAS	18.50	235.63	232.50	468.13	465.04	56.62	23.93	39.09	292.24	0.8000	0.2700	0.0400	0.7963	-	0.00208	0.1039	0.2403
26.50	26.25	0.50	LAS	18.50	239.88	237.50	477.38	473.04	56.60	23.84	38.77	296.47	0.8000	0.2700	0.0400	0.7963	-	0.00204	0.1022	0.2359
27.00	26.75	0.50	LAS	18.50	244.13	242.50	486.63	481.04	56.57	23.76	38.46	300.70	0.8000	0.2700	0.0400	0.7964	-	0.00201	0.1006	0.2317
27.50	27.25	0.50	LAS	18.50	248.38	247.50	495.88	490.04	56.55	23.67	38.14	304.93	0.8000	0.2700	0.0400	0.7964	-	0.00198	0.0990	0.2277
28.00	27.75	0.50	LAS	18.50	252.63	252.50	505.13	499.04	56.53	23.59	37.83	309.15	0.8000	0.2700	0.0400	0.7965	-	0.00195	0.0974	0.2238
28.50	28.25	0.50	LAS	18.50	256.88	257.50	514.38	508.04	56.50	23.50	37.52									