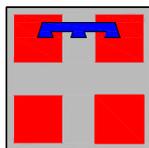




Autostrada Asti-Cuneo



PROVINCIA DI ASTI



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE ASTI - CUNEO

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI - DIGA ENEL

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE D'ARTE DI ATTRAVERSAMENTO

OPERE DI SOSTEGNO
OPERE DI SOSTEGNO ZONA CASCINA SPIÀ
RELAZIONE GEOTECNICA

| | | | | | | | | | | |
|-------------------|---------------------|---------------------------|-----------------|------------------------------|------------------------------|---------------------|-------|------|-----------|----------|
| Aggiornato: 00 | Data : Apr. 2013 | Descrizione: EMISSIONE | Redatto: SGI | Controllato: Ing. Ossesia | Approvato: Ing. Ghislandi | Codifica: 2.6 | E | - | r | E.4.3.01 |
| Aggiornato: | Data : | Descrizione: | Redatto: | Controllato: | Approvato: | Lotto | Prog. | Tipo | Elaborato | |
| Aggiornato: | Data : | Descrizione: | Redatto: | Controllato: | Approvato: | Data: Marzo 2015 | | | | |
| Aggiornato: | Data : | Descrizione: | Redatto: | Controllato: | Approvato: | Scala: - | | | | |



PROGETTISTA e RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Enrico Ghislandi
Albo di Milano
N° A 16993

CONCESSIONARIA:



INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 3 |
| 1.1. OGGETTO DEL DOCUMENTO..... | 3 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 4 |
| 2.1. ELABORATI DI PROGETTO ESECUTIVO..... | 4 |
| 2.2. NORMATIVE | 7 |
| 2.3. BIBLIOGRAFIA..... | 8 |
| 3. CRITERI DI PROGETTO E DESCRIZIONE DELL'OPERA..... | 10 |
| 3.1. CRITERI DI PROGETTO | 10 |
| 3.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA..... | 12 |
| 3.2.1. <i>Caratteristiche generali</i> | 12 |
| 3.2.2. <i>Caratteristiche dell'intervento di rinforzo con "soil nailing"</i> | 13 |
| 3.2.3. <i>Caratteristiche dell'opera di sostegno</i> | 14 |
| 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI L'OPERA | 16 |
| 4.1. OPERA DI SOSTEGNO – CALCESTRUZZO..... | 16 |
| 4.2. OPERA DI SOSTEGNO – ACCIAIO | 16 |
| 4.3. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – ANCORAGGI – ACCIAIO $\phi 26$ | 16 |
| 4.4. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – ANCORAGGI – CEMENTO | 16 |
| 4.5. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – RETE METALLICA FILO $\phi 2.7$ | 17 |
| 4.6. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – FUNI DI SOMMITÀ $\phi 16$ | 17 |
| 4.7. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – FUNI DI PIEDE $\phi 12$ | 17 |
| 4.8. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – FUNI DIAGONALI $\phi 12$ | 17 |
| 4.9. INTERVENTO DI "SOIL NAILING" – PIASTRA DI RIPARTIZIONE | 17 |
| 5. AZIONI SISMICHE | 18 |
| 5.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE..... | 18 |
| 5.2. AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE | 18 |
| 5.3. AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI PARTIE | 19 |
| 6. RICHIAMI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO | 20 |
| 6.1. UNITÀ GEOLOGICHE NELL'AREA IN OGGETTO | 20 |
| 6.2. CARATTERI GEOMORFOLOGICI DELL'AREA IN OGGETTO..... | 20 |
| 7. INDAGINI GEOTECNICHE, IN SITO E DI LABORATORIO..... | 23 |
| 7.1. GENERALITÀ | 23 |
| 7.1.1. <i>Indagine 2001</i> | 23 |
| 7.1.2. <i>Indagine integrativa 2011 – 2012 - Primavera 2012</i> | 24 |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 7.1.3. | <i>Indagine integrativa 2011-2012 – Autunno 2012</i> | 24 |
| 8. | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 26 |
| 8.1. | STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO | 26 |
| 8.2. | CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI COPERTURA E DI SUBSTRATO | 26 |
| 8.2.1. | <i>Generalità</i> | 26 |
| 8.2.2. | <i>Caratteristiche fisiche</i> | 27 |
| 8.2.3. | <i>Stati iniziali e pressioni di preconsolidazione</i> | 28 |
| 8.2.4. | <i>Resistenze al taglio in termini di tensioni efficaci</i> | 30 |
| 8.2.5. | <i>Velocità di propagazione delle onde di taglio</i> | 32 |
| 8.2.6. | <i>Coefficienti di permeabilità</i> | 32 |
| 8.3. | LIVELLI PIEZOMETRICI | 33 |
| 9. | ANALISI GEOTECNICHE | 34 |
| 9.1. | GENERALITÀ | 34 |
| 9.2. | ANALISI GEOTECNICHE NELLE CONDIZIONI ATTUALI (“ANTE OPERAM”) | 35 |
| 9.2.1. | <i>Generalità</i> | 35 |
| 9.2.2. | <i>Analisi di stabilità per la sezione -a-</i> | 35 |
| 9.2.3. | <i>Analisi di stabilità per la sezione -b-</i> | 36 |
| 9.2.4. | <i>Analisi di stabilità per la sezione -c-</i> | 37 |
| 9.2.5. | <i>Considerazioni finali</i> | 38 |
| 9.3. | ANALISI GEOTECNICHE DELLE OPERE COSTITUENTI LA TRINCEA | 39 |
| 9.3.1. | <i>Generalità</i> | 39 |
| 9.3.2. | <i>Opera di sostegno degli scavi – Analisi tensio-deformative</i> | 40 |
| 9.3.3. | <i>Opera di sostegno degli scavi – Analisi di stabilità globale</i> | 70 |
| 9.3.4. | <i>Opera di sostegno degli scavi – Considerazioni finali</i> | 71 |
| 9.3.5. | <i>Stabilità del versante a monte dell’opera di sostegno</i> | 72 |
| 9.3.6. | <i>Analisi di stabilità per la sezione -b- in presenza di soil nailing</i> | 76 |
| 10. | PRESCRIZIONI E RACCOMANDAZIONI | 77 |
| 10.1. | GENERALITÀ | 77 |
| 10.2. | PISTE DI ACCESSO E PIANI DI LAVORO | 77 |
| 10.3. | RIPROFILATURA DEL VERSANTE | 77 |
| 10.4. | FASI ESECUTIVE | 79 |
| 10.5. | MODALITÀ ESECUTIVE DEI PALI | 81 |
| 10.6. | CONTROLLI E MONITORAGGI | 82 |
| 10.6.1. | <i>Controlli sul versante rinforzato con soil nailing</i> | 82 |
| 10.6.2. | <i>Controlli sul versante meno acclive, riprofilato</i> | 82 |
| 10.6.3. | <i>Controlli sul sistema di drenaggio profondo</i> | 83 |
| 10.6.4. | <i>Controlli dell’opera di sostegno</i> | 84 |
| 10.6.5. | <i>Monitoraggio strumentale dell’opera di sostegno</i> | 84 |

| | |
|--|-----------|
| 10.6.6. Monitoraggio strumentale del versante..... | 86 |
| 11. FIGURE | 88 |

1. PREMESSA

1.1. OGGETTO DEL DOCUMENTO

Il presente documento ha per oggetto le risultanze degli studi e delle analisi di carattere geotecnico relative alle opere costituenti la trincea in località Cascina dello Spià, nel Tronco 2 Lotto 6 del collegamento A6-A21 (Asti-Cuneo), tra la progressiva ~ km 0+215 e la progressiva ~ km 0+345, fino quasi al ponte a campata unica che scavalca il Rio Deglia (vedi Area 1 indicata nel Doc.Rif.[15]).

In merito a tali risultanze ed analisi, il documento è articolato come segue:

- Documenti di riferimento (capitolo 2);
- Criteri di progetto e descrizione dell'opera (capitolo 3);
- Caratteristiche dei materiali costituenti l'opera (capitolo 4);
- Azioni sismiche (capitolo 5);
- Richiami di inquadramento geologico (capitolo 6);
- Richiami sulle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio (capitolo 7);
- Caratterizzazione geotecnica (capitolo 8);
- Analisi geotecniche (capitolo 9);
- Prescrizioni e raccomandazioni (capitolo 10).

Gli interventi di regimazione idraulica e di protezione spondale, finalizzati a "bloccare" l'attuale evoluzione dei fenomeni erosivi del Rio Deglia e dei fenomeni franosi ad essi associati (vedi l'Area 2 e l'Area 3 indicate nel Doc.Rif.[15]), sono trattati in altri specifici elaborati di progetto.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. ELABORATI DI PROGETTO ESECUTIVO

- [1] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere d'arte in sede, Galleria di Verduno, Parte generale, **Carta dei fenomeni franosi censiti**, codifica: 2.6 E-d D.2.1.22.
- [2] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, Geologia e idrogeologia, **Relazione geologica geomorfologica di dettaglio zona Cascina Spià**, codifica: 2.6 E-r B.1.1.05.
- [3] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, Geologia e idrogeologia, **Rilievo geomorfologico di dettaglio zona Cascina Spià**, codifica: 2.6 E-d B.1.2.07.
- [4] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini e prove, Ubicazione indagini geognostiche**, codifica: 2.6 E-d B.3.1.01÷06.
- [5] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini e prove, Schede piezometri ed inclinometri**, codifica: 2.6 E-r B.3.2.07.
- [6] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini e prove, Carta iconografica piezometri ed inclinometri**, codifica: 2.6 E-d B.3.2.01÷06.
- [7] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini e prove, Stratigrafie dei sondaggi e foto delle cassette catalogatrici, Prove geotecniche in sito**, codifica: 2.6 E-r B.3.3.01÷05.
- [8] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini geognostiche integrative 2011-2012, Ubicazione indagini geognostiche**, codifica: 2.6 E-d B.3.5.01.

- [9] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini geognostiche integrative 2011-2012, Stratigrafie dei sondaggi e foto delle cassette catalogatrici**, codifica: 2.6 E-d B.3.5.02.
- [10] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini geognostiche integrative 2011-2012, Esiti dei rilievi inclinometrici**, codifica: 2.6 E-d B.3.5.04.
- [11] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini geognostiche integrative 2011-2012, Esiti dei rilievi piezometrici**, codifica: 2.6 E-d B.3.5.05.
- [12] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Studi ed indagini, **Indagini geognostiche integrative 2011-2012, Certificati delle prove di laboratorio su campioni prelevati dai sondaggi**, codifica: 2.6 E-r B.3.6.01÷05.
- [13] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, **Scenari di rischio e linee guida per il piano delle emergenze**.
- [14] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Relazione strutturale**, codifica: 2.6 E-r E.4.3.02.
- [15] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Planimetria di inquadramento opera**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.01.
- [16] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Planimetria di progetto**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.02.
- [17] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Planimetria di tracciamento e prospetto**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.03.
- [18] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di

attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Sezioni trasversali Carr. Asti, Tav 1 di 2**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.04.

- [19] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Sezioni trasversali Carr. Asti, Tav 2 di 2**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.05.
- [20] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Paratia – Sezioni tipo e particolari costruttivi**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.06.
- [21] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Soil nailing – Sezioni tipo e particolari costruttivi**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.07.
- [22] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro - Planimetrie**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.08.
- [23] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro - Prospetti**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.09.
- [24] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro – Sezioni Fasi 1**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.10.
- [25] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro – Sezioni Fasi 2**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.11.
- [26] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro – Sezioni Fasi 3**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.12.
- [27] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Fasi di lavoro – Sezioni Fasi 4**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.13.

- [28] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Armatura pali di monte**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.14.
- [29] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Armatura pali di valle**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.15.
- [30] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Armatura soletta-puntone e travi di coronamento**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.16.
- [31] Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il A21 (Asti Est) – A6 (Marene), Lotto 6 Roddi – Diga Enel, Progetto Esecutivo, Opere di attraversamento, Opere di sostegno, **Zona Cascina Spià, Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli**, codifica: 2.6 E-d E.4.3.17.

2.2. NORMATIVE

- [32] Legge 05/11/1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [33] D.M. LL.PP 14/02/1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- [34] D.M. LL.PP 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” ai sensi della legge 05/11/1971 n° 1086.
- [35] CIRC. MIN. LL.PP 15/10/1996: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09/01/1996.
- [36] D.M. 14/01/2008: “Norme Tecniche per le costruzioni”.
- [37] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

2.3. BIBLIOGRAFIA

- [38] Al-Tabbaa, A., Wood, M.D. (1989) “An experimentally based “bubble” model for clay” Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 91-99.
- [39] Atkinson, J.H., Bransby, P.L. (1978) “The mechanics of soils – An introduction to Critical State Soil Mechanics” University Series in Civil Engineering, Mc Graw-Hill.
- [40] Bottino, G., Chighini, S., Lancellotta, R., Musso, G., Romero, E., Vigna, B (2011) “Plane slope failures in the Langhe region of Italy” Géotechnique 61(10), 845-859.
- [41] Burland, J.B. (1990) “On the compressibility and shear strength of natural clays” Géotechnique 40(3), 329-378.
- [42] Burland, J.B. (1997) “Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation” In Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara editor, Balkema, Rotterdam.
- [43] Bustamante M. & Doix B. (1985) – Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés – Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047.
- [44] Chandler, R.J. (2000) “Clay sediments in depositional basins: the geotechnical cycle” Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 33, 3-79.
- [45] Feng, T.W. (1991) “Compressibility and permeability of natural soft clays and surcharging to reduce settlements” Ph. D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [46] Georgiannou, V.N., Burland, J.B. (2001) “A laboratory study of post-rupture strength” Géotechnique 51(8), 665-675.
- [47] Hadj-Hamou, T., Kavazanjian, E (1985) “Seismic stability of gentle infinite slopes” Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, n° 6, 681-697.
- [48] SafeLand (2012) “Deliverable 1.1 – Landslide triggering mechanisms in Europe – Overview and State of the ART – Work Package 1.1: Identification of mechanisms and triggers – Revision 2, Final” Grant Agreement N° 226479, SafeLand, Living with landslide risk in Europe: Assessment, effects of global change, and risk management strategies, 7th Framework Programme, Cooperation Theme 6 Environment (including climate change), Sub-Activity 6.1.3 Natural Hazards, April 15th 2012.

- [49] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999) "The hardening-soil model: formulation and verification" In *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Brinkgreve R. B. J. ed., Balkema, Rotterdam, 281-290.
- [50] Stallebrass, S.E., Taylor, R.N. (1997) "The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay" *Géotechnique*, **47(2)**, 235-253.
- [51] Taylor R.K., Cripps J.C. (1987). *Weathering effects: slopes in mudrocks and over-consolidated clays. Slope Stability: Geotechnical Engineering and Geomorphology*, Anderson M.G. and Richards K.S. editors, John Wiley and Sons, 405-445.
- [52] Viggiani, G., Atkinson, J.H. (1995) "Stiffness of fine-grained soil at very small strains" *Géotechnique* 45, n° 2, 249-265.
- [53] Vigna , B., Fiorucci, A., Ghielmi, M. (2010) "Relations between stratigraphy, groundwater flow and hydrogeochemistry in Poirino Plateau and Roero areas of the Tertiary Piedmont Basin, Italy" *Mem. Descr. Carta Geol. d'It.*, XC, 267-292.

3. CRITERI DI PROGETTO E DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1. CRITERI DI PROGETTO

La trincea autostradale in oggetto, situata ad inizio lotto, tra la progressiva ~ km 0+215 e la progressiva ~ km 0+345 (fino quasi al ponte a campata unica che scavalca il Rio Deglia), in località denominata “Cascina dello Spià” (vedi Area 1 indicata nel Doc.Rif.[15], viene ad incidere un pendio, per la stabilizzazione del quale è richiesta la realizzazione di interventi di rinforzo e di sostegno.

Come desumibile dagli elaborati di progetto elencati nel paragrafo 2.1 e dai capitoli successivi della presente relazione, numerosi aspetti, legati:

- a considerazioni di carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico, geotecnico e sulle tecniche esecutive;
- alla presenza degli insediamenti della “Cascina dello Spià”;
- all'impossibilità di ricorrere a varianti planimetriche rispetto al tracciato autostradale definito nei progetti a base di gara e definitivo;

rendono la progettazione e realizzazione degli interventi di rinforzo e di sostegno particolarmente impegnative; tali interventi, infatti, non solo devono assicurare adeguati margini di sicurezza nei confronti di fenomeni di instabilità geotecnica e di plasticizzazione negli elementi strutturali, ma anche contenere gli spostamenti indotti un corrispondenza degli edifici della “Cascina dello Spià”, al fine di mitigare l'impatto sulle strutture esistenti, limitandolo al più ad eventuali risentimenti di carattere estetico/architettonico.

In relazione a quanto sopra il progetto dell'opera è stato sviluppato sulla base dei seguenti criteri/considerazioni:

- a) Riconoscimento della necessità di ricorrere ad approfondimenti di carattere geologico e geomorfologico; i contenuti di tali approfondimenti sono riportati nei Doc.Rif.[2] e [3] e sono richiamati nel capitolo 6 del presente documento.
- b) Riconoscimento della necessità di ricorrere ad approfondimenti di carattere geotecnico; tali approfondimenti hanno riguardato sostanzialmente l'esecuzione di un'indagine integrativa finalizzata ad acquisire informazioni sulle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni interessati dagli scavi e sui livelli piezometrici; i risultati di tali approfondimenti sono riportati nei Doc.Rif.[8], [9], [10], [11] e [12] e sono commentati nei capitoli 7 e 8 del presente documento.
- c) Riconoscimento degli aspetti principali che governano la risposta a variazioni dello stato tensionale dei terreni interessati dagli scavi, ossia la sovraconsolidazione meccanica e il comportamento “strain softening”, causato essenzialmente da due fenomeni: la tendenza a

dilatare e alla riduzione dell'angolo di attrito dai valori di stato critico a quelli residui in funzione delle deformazioni deviatoriche plastiche; tale aspetto è discusso in dettaglio nei capitoli 8 e 9 del presente documento.

- d) Riconoscimento del fatto che, a causa della sovraconsolidazione meccanica, i terreni nelle condizioni attuali (“ante operam”) possono essere caratterizzati da valori delle tensioni orizzontali efficaci (σ_{ho}') significativamente superiori a quelli delle tensioni verticali efficaci (σ_{vo}') e quindi da coefficienti $K=(\sigma_{ho}')/(\sigma_o')$ superiori a 1.

Nel caso di opere di sostegno aventi funzione anche di contenimento degli spostamenti indotti dagli scavi (tipo quella in esame), il dimensionamento e verifica dell'opera non può essere effettuato con metodi di analisi semplificati fondati su semplici considerazioni di equilibrio limite tra forze destabilizzanti (spinte attive) e forze resistenti (spinte passive); è essenziale invece ricorrere a metodi di analisi tensio-deformative, in grado di riprodurre, con appropriate leggi costitutive, sia le fasi che hanno determinato lo stato tensionale attuale (“ante operam”), sia le variazioni indotte dalla costruzione dell'opera. Il regime di spinta sull'opera di sostegno (e quindi le sollecitazioni negli elementi strutturali), in situazioni caratterizzate da adeguati margini di sicurezza nei confronti del raggiungimento di stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico (nella fattispecie, equilibrio limite alla traslazione e alla rotazione) può risultare infatti significativamente più gravoso di quello valutabile con i metodi di analisi semplificati. Tale aspetto è discusso in dettaglio nel capitolo 9 del presente documento.

- e) Verifica dell'opera in accordo all'Approccio 1 previsto dalla normativa vigente (Doc.Rif.[36] e [37]), contemplando anche situazioni eccezionali, dettate da perdita di efficienza del sistema di drenaggio profondo previsto a tergo dell'opera di sostegno (dreni sub-orizzontali) o dalla presenza di “strutture sepolte”, non messe in luce dagli studi di carattere geologico e dalle indagini geotecniche, in corrispondenza delle quali possano essere operativi i parametri di resistenza residua. Tale aspetto è dettagliato nel capitolo 9 del presente documento.
- f) Riconoscimento della presenza di strati di “gesso” e di cavità prodotte da circolazione d'acqua sotterranea e da fenomeni di dissoluzione. In relazione a ciò il progetto, oltre che escludere soluzioni basate sull'impiego di tiranti definitivi, è stato “arricchito” di raccomandazioni e prescrizioni inerenti le tecniche e fasi costruttive, nonché i relativi controlli. Tali aspetti sono dettagliati sia negli elaborati grafici elencati nel paragrafo 2.1, sia nei capitoli 6, 9 e 10 del presente documento.
- g) Riconoscimento che il pendio naturale (“ante operam”), complessivamente stabile sulla base di considerazioni geologiche e geomorfologiche (vedi i Doc.Rif.[1], [2] e [3]), nella parte più acclive sottostante la “Cascina dello Spià” può essere caratterizzato da gradi di sicurezza inferiori a quello minimo previsto dalla normativa vigente (Doc.Rif.[36] e [37]). Alla luce di tale considerazione nel progetto sono

state prese le seguenti precauzioni (vedi quanto dettagliato nel capitolo 9 del presente documento):

- La posizione plano-altimetrica dell'opera di sostegno è stata definita in modo tale da non incidere il versante nel tratto più acclive (da progressiva ~ km 0+215 a progressiva ~ km 0+275 – vedi sezioni Tipo 1 e 2 riportate nella Figura 3.1 e 3.2 e nel Doc.Rif.[20]); nel tratto meno acclive (da progressiva ~ km 0+275 a progressiva km 0+345 – vedi sezioni Tipo 3 e 4 riportate nella Figura 3.3 e 3.4 e nel Doc.Rif.[20]) la riprofilatura è stata progettata in modo tale da ottenere pendenze molto dolci, comparabili a quelle naturali “ante operam”.
 - Sul versante naturale più acclive, è stato previsto un intervento preventivo di rinforzo con la tecnica del “soil nailing”, allo scopo di recuperare quanto manca per raggiungere un grado di sicurezza confrontabile con quello minimo richiesto dalla normativa vigente.
 - É prevista l'esecuzione di un rilievo accurato dello stato attuale degli edifici della “Cascina dello Spià”, finalizzato anche a definire un piano di monitoraggio degli edifici, con indicazioni sulle relative soglie di “attenzione” e di “allarme”, da rendere operativo prima e durante i lavori, nonché in fase di esercizio dell'autostrada.
- h) Predisposizione di un piano di monitoraggio dell'opera di sostegno, con indicazioni sulle relative soglie di “attenzione” e di “allarme”, da rendere operativo durante i lavori e in fase di esercizio dell'autostrada (si faccia riferimento al paragrafo 10.6 e al documento “Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli”, Doc.Rif.[31]).

Nel documento “Scenari di rischio e linee guida per il piano delle emergenze” (Doc.Rif.[13]) sono individuati gli interventi di emergenza da attuare nel caso in cui risultati acquisiti fornissero indicazioni meno favorevoli di quelle previste in progetto. Tali aspetti sono discussi nei capitoli 9 e 10 del presente documento.

3.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.2.1. Caratteristiche generali

Sulla base di quanto indicato negli elaborati grafici di progetto elencati nel paragrafo 2.1 e di quanto discusso nel paragrafo precedente, tenuto conto che il piano viabile è posto a quote variabili tra +209.0÷208.3, la trincea in oggetto prevede la realizzazione dei seguenti interventi principali:

- Intervento preventivo di rinforzo con “soil nailing”

Tale intervento riguarda il versante naturale nel tratto più acclive, sottostante la “Cascina dello Spià”; esso sarà esteso anche a zone non direttamente interessate dall'opera di sostegno e dai successivi scavi di ribasso necessari per raggiungere il piano viabile.

- Riprofilatura del versante naturale

La riprofilatura riguarderà il tratto più dolce (tra le progressive ~ km 0+275 e la progressiva ~ km 0+345), fino a quota ~ +215 m slm, coincidente con il piano di lavoro per la realizzazione dell'opera di sostegno dei successivi scavi di ribasso; la riprofilatura è progettata in modo tale che le pendenze finali sono comparabili a quelle del versante naturale "ante operam".

Il tratto di versante più acclive (tra la progressiva ~ km 0+215 e la progressiva ~ km 0+275) fino a quota ~ +215 m slm, coincidente con il piano di lavoro dell'opera di sostegno preventivamente rinforzato con "soil nailing", manterrà le sue pendenze naturali, fatto salvo situazioni localizzate.

- Opera di sostegno degli scavi

Fatta eccezione per i tratti iniziali e finali, la sommità dell'opera di sostegno è posta a quota +215 m slm; una semplice riprofilatura del versante a partire dal piano viabile sarebbe andata ad interessare in modo importante le pertinenze della sovrastante "Cascina dello Spià".

Nei tratti più rappresentativi, compresi tra le progressive ~ km 0+215 e ~ km 0+275 (tratto "acclive" 1– vedi sezioni Tipo 1 e 2 riportate nella Figura 3.1 e 3.2 e nel Doc.Rif.[20]) e tra le progressive km 0+275 e km 0+345 (tratto "dolce" 2 – vedi sezioni Tipo 3 e 4 riportate nella Figura 3.3 e 3.4 e nel Doc.Rif.[20]), le altezze massime degli scavi per raggiungere il piano di appoggio della soletta-puntone sono pari a 7.5 m; nella fase di esercizio, le altezze massime fuori terra da piano viabile sono pari a 5+6 m.

3.2.2. Caratteristiche dell'intervento di rinforzo con "soil nailing"

In progetto sono previsti due tipi di intervento di rinforzo con "soil nailing":

- Il "soil nailing tipo 1" è previsto lungo alcune aree del versante più acclive in cui non vengono eseguiti interventi di riprofilatura (sezioni Tipo 1 e 2 riportate nella Figura 3.1 e 3.2 e nel Doc.Rif.[20]). Tale trattamento è costituito da barre d'acciaio di lunghezza 12 m disposte secondo una maglia quadrata 2.5x2.5 m, a cui è ancorata una rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale. L'intervento in progetto non prevede scottici e/o rimozione del terreno vegetale presente in sito ma la sola rasatura del manto erboso.
- Il "soil nailing tipo 2" è previsto lungo alcune aree di versante interessate da locali riprofilature aventi pendenze pari a 2(verticale):3(orizzontale) (vedi sezioni Tipo 2 e 3 riportate nella Figura 3.2 e 3.3 e nel Doc.Rif.[20]). Tale trattamento è costituito da barre d'acciaio di lunghezza 12 m disposte secondo una maglia quadrata 1.25x1.25 m, a cui è ancorata una rete metallica a doppia

torsione a maglia esagonale. L'intervento in progetto prevede la messa in opera di uno strato di terreno vegetale di 30 cm e di una geostuoia biodegradabile.

Il dettaglio dei due tipi di intervento è riportato nell'elaborato grafico "Soil nailing – sezioni tipo e particolari costruttivi" (Doc.Rif.[21]), mentre l'estensione dell'intervento è visibile nella negli elaborati grafici "Planimetria di progetto" (Doc.Rif.[16]) e "Sezioni trasversali carr. Asti" (Doc.Rif. [18] e [19]).

3.2.3. Caratteristiche dell'opera di sostegno

In gran parte del suo sviluppo, l'opera di sostegno è costituita da:

- Una paratia di monte di pali trivellati di diametro 1.5 m e lunghezza massima ~ 30 m, posti ad interasse 1.7 m; i pali saranno realizzati da due piani di lavoro posti alle quota ~ +214.0 e +212.0 m slm, previa messa in opera, ove necessario, di un rilevato provvisorio, di larghezza adeguata per l'operatività e transito dei mezzi. La posizione planimetrica di tale paratia è dettata dalla precauzione di evitare riprofilature nel tratto di versante più acclive, rinforzato preventivamente con "soil nailing".
- Una paratia di valle di pali trivellati di diametro 1.5 m e lunghezza massima 23.5 m, posti ad interasse 1.7 m; i pali saranno realizzati da un piano di lavoro posto alla +209.5 m slm. L'asse di tale paratia si trova subito oltre il ciglio stradale sinistro della carreggiata Asti. La posizione planimetrica di tale paratia è dettata dalla necessità di contenere sia le sollecitazioni, sia gli spostamenti degli elementi strutturali dell'opera di sostegno.
- Una soletta-puntone in cls tra paratia di pali di monte e paratia di pali di valle; tale soletta, di spessore 1 m e lunghezza 14.6 m, sarà realizzata da un piano ribassato di ~ 7.5 m massimo rispetto a quello di esecuzione dei pali della paratia di monte.

In conformità con le precedenti fasi progettuali, considerata la presenza di strati di "gesso", non sono state ritenute confacenti al caso in esame soluzioni costituite da paratie ancorate con tiranti definitivi, ciò per due ordini di motivi:

- La presenza di cavità disposte nell'ammasso in modo casuale, non definibile con le tecniche di indagine disponibili, potrebbe rendere l'esecuzione dei bulbi di ancoraggio difficilmente controllabile.
- L'ambiente aggressivo dovuto alla presenza di forti concentrazioni di solfati potrebbe causare problemi di durabilità e perdita di efficacia dei bulbi di ancoraggio.

Nella fase di scavo a valle della paratia di pali di monte, verranno eseguiti microdreni sub-orizzontali con lo scopo di abbassare i livelli piezometrici a tergo dell'opera di sostegno; i microdreni, di diametro interno minimo 9 cm e lunghezza 13 m, saranno posti ad interasse 1.7 m con inclinazione 10° rivolta verso l'alto.



In fase definitiva, davanti alle paratia costituita dai pali di monte, verranno installati dei pannelli di tamponamento, privi di funzione strutturale, per un migliore inserimento ambientale dell'opera. I pannelli saranno dotati di opportuni fori di sfogo (barbacani) delle acque di filtrazione a tergo dei pali; tali barbacani avranno un diametro minimo di 9 cm e lunghezza pari a 2.5 m.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto elencati nel paragrafo 2.1.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI L'OPERA

4.1. OPERA DI SOSTEGNO – CALCESTRUZZO

Calcestruzzo ad altissima resistenza chimica ai solfati (AA.R.S.)

Classe di esposizione: XA3

Classe di resistenza: C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$ = resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28 gg

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ = resistenza media a trazione semplice del cls per classi $\leq C50/60$

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = resistenza caratteristica a trazione semplice del cls

$f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk}$ = resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio/cls per barre di diametro $\leq 32 \text{ mm}$

$\gamma_c = 1.5$ = coefficiente di sicurezza parziale relativo al cls

$E_{cls} \geq 25000 \text{ MPa}$ = modulo di Young del cls

4.2. OPERA DI SOSTEGNO – ACCIAIO

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ = tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ = tensione caratteristica di snervamento

$\gamma_s = 1.15$ = coefficiente di sicurezza parziale relativo all'acciaio

4.3. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – ANCORAGGI – ACCIAIO $\phi 26$

Acciaio ST 85/105

$f_{tk} = 1050 \text{ MPa}$ = tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 850 \text{ MPa}$ = tensione caratteristica di snervamento

4.4. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – ANCORAGGI – CEMENTO

Cemento ad altissima resistenza chimica ai solfati (AA.R.S.)

Classe di esposizione: XA3

Classe di resistenza: C40/50

4.5. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – RETE METALLICA FILO ϕ 2.7

Resistenza a trazione: 550 MPa

Resistenza caratteristica a trazione nominale: 50 kN/m

Allungamento minimo: 10%

Rivestimento galvanico a caldo: ZN.AL 5%

4.6. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – FUNI DI SOMMITÀ ϕ 16

Resistenza nominale fili elementari \geq 1770 MPa

Carico di rottura \geq 149.5 MPa

4.7. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – FUNI DI PIEDE ϕ 12

Resistenza nominale fili elementari \geq 1770 MPa

Carico di rottura \geq 84.1 MPa

4.8. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – FUNI DIAGONALI ϕ 12

Resistenza nominale fili elementari \geq 1770 MPa

Carico di rottura \geq 84.1 MPa

4.9. INTERVENTO DI “SOIL NAILING” – PIASTRA DI RIPARTIZIONE

Acciaio S275JR

$f_{yk} = 275$ MPa = tensione caratteristica di snervamento

5. AZIONI SISMICHE

5.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è stata definita sulla base delle indicazioni riportate nelle NTC-2008 (Doc.Rif.[36]) facendo riferimento ai seguenti dati di ingresso:

- Località: Cherasco
- Vita nominale per grandi opere: $V_N > 100$ anni
- Classe d'uso: IV, costruzioni con funzioni strategiche importanti: Coefficiente d'uso $C_U = 2$
- Periodo di riferimento: $V_R > V_N \cdot C_U > 200$ anni
- Stato limite: salvaguardia della vita (SLV)
- Categoria di suolo: C – Terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori maggiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (vedi il capitolo 8)
- Categoria topografica: T1 – Pendii con inclinazione media $\leq 15^\circ$ di altezza minore di 30 m.

I risultati ottenuti in termini di accelerazione orizzontale massima (a_g), valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_o), periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T_C^*) su sito rigido orizzontale, nonché di coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_S) e di amplificazione topografica (S_T), sono riportati di seguito:

- $a_g = 0.077 \cdot g$ ($g =$ accelerazione di gravità $= 9.81 \text{ m/s}^2$)
- $F_o = 2.910$
- $T_C^* = 0.313 \text{ s}$
- $S_S = 1.5$
- $S_T = 1.0$

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (a_{\max}) è pertanto pari a:

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.077 \cdot g \cdot 1.5 \cdot 1 = 0.116 \cdot g$$

5.2. AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

In questa sede, le analisi di stabilità globale in condizioni sismiche vengono effettuate mediante metodi pseudostatici nelle quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza viene valutata in accordo a quanto

riportato nel paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC-2008 (Doc.Rif.[36]) e alle seguente formule:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

$k_h = \beta \cdot a_{\max}/g$ = coefficiente sismico orizzontale

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Sulla base della Tabella 7.11.I delle NTC 2008 (Doc.Rif.[36]), per $a_g \leq 0.1$, β è pari a 0.2.

5.3. AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI PARATIE

In questa sede, le analisi in condizioni sismiche vengono effettuate mediante metodi pseudostatici nelle quali l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

L'accelerazione orizzontale equivalente (a_h) viene definita sulla base dei criteri riportati nel paragrafo 7.11.6.3.1 delle NTC-2008 (Doc.Rif.[36]); l'accelerazione verticale equivalente (a_v) può porsi pari a 0.

In particolare a_h viene valutata con la seguente formula:

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

dove:

$\alpha \leq 1$ = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

$\beta \leq 1$ = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza

Dal lato della sicurezza, il coefficiente α viene posto pari a 1 sia nelle condizioni di equilibrio limite passivo, sia nelle condizioni di equilibrio limite attivo.

Il coefficiente β viene ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3 delle NTC-2008 (Doc.Rif.[36]), ammettendo spostamenti u_s pari a $0.005 \cdot H$ (H = altezza complessiva della paratia). Per altezze complessive di paratia dell'ordine di 25÷35 m, β è pari a ~ 0.4.

6. RICHIAMI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO

6.1. UNITÀ GEOLOGICHE NELL'AREA IN OGGETTO

Sulla base di quanto riportato nei Doc.Rif.[1], [2] e [3], supportato anche dai risultati delle indagini geognostiche disponibili, (vedi il capitolo 7), l'area in oggetto è caratterizzata dalla presenza della Formazione Gessoso-Solfifera (M5), età Messiniano. Come noto, i terreni compresi in questa unità geologica, riferibili ad ambienti deposizionali molto diversi, possono essere distinti in due litotipi fondamentali:

- a) litotipi di origine clastica
- b) sedimenti di origine chimica (evaporiti).

I litotipi di origine clastica sono costituiti in prevalenza da argille marnose grigio-scure, di medio-alta plasticità, molto compatte (formazione di base), localmente sormontate da argille limose grigio-nocciola, compatte (pocket penetrometer $>100\div 200$ kPa), di copertura.

I sedimenti di origine chimica (evaporiti), composti in prevalenza da materiali gessiferi, si alternano alle argille marnose e possono assumere le seguenti tipologie tessiturali:

- a) gessi prevalentemente in cristalli a grana minuta alternati a peliti varvate;
- b) gessi in cristalli di grosse dimensioni ($3\div 4$ cm), inglobati in lenti di peliti grigie.

Nei materiali gessiferi possono essere rinvenute cavità prodotte da circolazione idrica sotterranea e da fenomeni di dissoluzione.

6.2. CARATTERI GEOMORFOLOGICI DELL'AREA IN OGGETTO

Sulla base di quanto riportato nel Doc.Rif.[2] e [3], si riportano di seguito alcuni aspetti utili sia per la caratterizzazione geotecnica, sia per le analisi geotecniche, di cui ai capitoli 8 e 9:

1. Il primo tratto di trincea, da progressiva ~ km 0+215 a progressiva ~ km 0+275, interessa la parte del versante in sommità del quale insiste la "Cascina dello Spià"; il versante è acclive (pendenze massime dell'ordine di $25\div 30^\circ$), "*ma sostanzialmente stabile ...*". Oltre la progressiva \cong km 0+275, le pendenze si riducono sensibilmente, fino a raggiungere valori medi dell'ordine di $10\div 12^\circ$.

Sul versante, "*attualmente a prato, sono presenti solo piccoli fenomeni di creep superficiale mentre non risultano visibili fenomeni evolutivi*".

Tali osservazioni sono confermate anche dal Doc.Rif.[1], elaborato sulla base del PAI e degli strumenti urbanistici aggiornati, in accordo al quale l'area in esame non risulta interessata da fenomeni franosi pregressi o recenti.

2. Sul versante, alla quota ~ +216÷218 m slm è presente un “piccolo ristagno che risulta ubicato in una zona di cambio di pendenza”.

Tale osservazione è conforme sia ai risultati del monitoraggio piezometrico (vedi il paragrafo 8.3), sia ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati che, a profondità dal p.c. relativamente contenute (qualche metro), risultano saturi (vedi il paragrafo 8.2.2).

3. Il Rio Deglia presenta un asse molto inciso, contraddistinto da anse e meandri, indotto da fenomeni di erosione. *“In sponda idrografica sinistra l'assetto morfologico è comandato da numerosi eventi franosi che hanno man mano spostato l'asse torrentizio e hanno dato luogo a più ordini di terrazzamenti in concomitanza con gli scivolamenti. ... In più punti sono presenti blocchi di gesso alterato, tra loro non concomitanti, che segnalano la presenza di un unico livello di sedimentazione evaporitico il quale per motivi gravitativi si è spezzato in più punti seguendo le colate di terreno verso il fondovalle. I blocchi presentano dimensioni metriche con cristalli di gesso molto alterati.”* Nelle zone non ancora interessate dai fenomeni franosi, le pendenze delle scarpate prodotte dall'erosione dal rio raggiungono valori dell'ordine di 30÷35°.

A valle delle spalle del futuro ponte autostradale, il rio piega di 90° in direzione parallela all'asse dell'autostrada. In tale zona, *“sul fondo del rio affiora un banco di gessi con cristalli geminati all'interno del quale si nota la presenza di una cavità dovuta alla dissoluzione dei gessi stessi e che comprova la presenza di sacche all'interno delle quali circola acqua”*.

Tali osservazioni sono da tenere in considerazione nella definizione delle tipologie di intervento, delle fasi esecutive e dei controlli in corso d'opera e in fase di esercizio. Si segnala in particolare quanto segue:

- Gli scavi per l'esecuzione sia della trincea, sia degli elementi costituenti l'opera di sostegno (pali trivellati) potranno intercettare strati e blocchi di gesso sia integri, sia disarticolati, la cui demolizione e rimozione potrà richiedere specifiche attrezzature e mezzi d'opera.
- La presenza nei terreni di elevate concentrazioni di solfati implica quanto segue:
 - a) Gli elementi costituenti l'opera di sostegno (pali trivellati) dovranno essere realizzati con calcestruzzi ad altissima resistenza ai solfati (A.A.R.S) e classe di esposizione XA3.
 - b) In conformità con il progetto a base di gara ed il progetto definitivo, dovranno essere evitate soluzioni costituite da paratie ancorate con

tiranti definitivi; in ambienti aggressivi è infatti difficile garantire la durabilità ed efficacia degli ancoraggi.

- La presenza di cavità negli strati di gesso può dare luogo al seguente ordine di problemi:
 - ❖ Durante le fasi di scavo della trincea e in caso di piogge intense: venute d'acqua sulla scarpata, da intercettare adeguatamente e convogliare nelle opere idrauliche di smaltimento delle acque superficiali.
 - ❖ Durante le fasi di realizzazione degli elementi costituenti l'opera di sostegno (pali trivellati): rapide perdite del fluido di circolazione, da "gestire" adeguatamente per evitare l'innescò di fenomeni di instabilità del foro.
 - ❖ Durante la perforazione degli ancoraggi dell'intervento di soil nailing: venute d'acqua da "gestire" adeguatamente.
 - ❖ Durante l'iniezione degli ancoraggi dell'intervento di soil nailing: assorbimenti incontrollati da "gestire" adeguatamente.
- Sono da prevedere interventi di regimazione idraulica e di protezione spondale finalizzati a "bloccare" l'attuale evoluzione sia dei fenomeni erosivi del Rio Deglia, sia dei fenomeni franosi associati.

Per la trattazione di tali problematiche si rimanda ad altri specifici elaborati di progetto.

7. INDAGINI GEOTECNICHE, IN SITO E DI LABORATORIO

7.1. GENERALITÀ

Nell'area in oggetto sono disponibili i risultati delle seguenti campagne di indagine:

- Campagna di indagine 2001;
- Campagna di indagine 2011 - 2012:
 - ❖ Primavera 2012;
 - ❖ Autunno 2012.

Le caratteristiche essenziali delle campagne di indagine suddette sono descritte nei paragrafi successivi. L'ubicazione è riportata nei Doc.Rif.[3], [4], [8] e [16].

7.1.1. Indagine 2001

La campagna di indagine in oggetto, effettuata da Geotecno per il progetto a base di gara, è consistita nell'esecuzione di tre sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, esecuzione di prove in foro (SPT) ed installazione di strumentazione, come riassunto nella Tabella 7.1.

Tabella 7.1: Indagine 2001

| Sondaggio | Quota testa (m slm) | Profondità indagata (m da p.c.) | Campioni prelevati (n.) | Prove in foro (n.) | Strumentazione installata |
|-----------|---------------------|---------------------------------|-------------------------|----------------------|--------------------------------|
| SPE 26-11 | ~ 220 | 50 | 3 | 2 SPT ⁽¹⁾ | Piezometro T.A. ⁽²⁾ |
| SFG 31 | ~ 223 | 30 | 2 | 7 SPT ⁽³⁾ | Inclinometro ⁽⁴⁾ |
| SFG 10 | ~ 210 | 40 | 4 | 3 SPT ⁽⁵⁾ | Piezometro T.A. ⁽⁶⁾ |

⁽¹⁾ Entrambi nella formazione argilloso-marnosa di base (N_{SPT} =rifiuto)
⁽²⁾ Piezometro a tubo aperto, tratto finestrato 15-33 m; livello di falda a 7 gg da esecuzione = 20 m da p.c.
⁽³⁾ n.1 prova nella copertura (N_{SPT} =53); n.6 prove nella formazione argilloso-marnosa di base (N_{SPT} =70→rifiuto)
⁽⁴⁾ Nessuna lettura disponibile
⁽⁵⁾ n.1 prova nella copertura (N_{SPT} =22); n.2 prove nella formazione argilloso-marnosa di base (N_{SPT} =rifiuto)
⁽⁶⁾ Piezometro a tubo aperto, tratto finestrato 12-36 m; livello di falda a 25 gg da esecuzione = 13 m da p.c.

Sui campioni prelevati sono state effettuate in laboratorio solo alcune prove di classificazione.

Della strumentazione installata sono disponibili soltanto le letture piezometriche indicate in tabella.

La stratigrafia dei sondaggi e i risultati delle prove in sito sono riportati nei documenti di indagine (Doc.Rif.[7]).

7.1.2. Indagine integrativa 2011 – 2012 - Primavera 2012

La campagna di indagine in oggetto, effettuata da Vicenzetto per il progetto esecutivo, è consistita nell'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo, con installazione di strumentazione in foro come riassunto nella Tabella 7.2. Nel sondaggio non sono stati prelevati campioni indisturbati, né eseguite prove in foro.

Tabella 7.2: Indagine Primavera 2012

| Sondaggio | Quota testa (m slm) | Profondità indagata (m da p.c.) | Campioni prelevati (n.) | Prove in foro (n.) | Strumentazione installata |
|---|---------------------|---------------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|
| SOT-CH-010 | 229.4 | 40 | - | - | Inclinometro ⁽¹⁾ |
| ⁽¹⁾ Letture finora disponibili: 26/04/2012, 22/06/2012, 25/09/2012, 05/12/2012, 16/01/2013 e 22/02/2013. | | | | | |

La stratigrafia del sondaggio e i risultati delle letture inclinometriche effettuate alle date indicate in tabella sono riportati nei documenti di indagine (Doc.Rif.[9] e [10]); in futuro sono previste ulteriori letture inclinometriche.

7.1.3. Indagine integrativa 2011-2012 – Autunno 2012

La campagna di indagine in oggetto, effettuata da Vicenzetto, è consistita nell'esecuzione di 2 sondaggi a carotaggio continuo, con prelievo di campioni indisturbati e installazione di strumentazione in foro come riassunto nella Tabella 7.3.

Tabella 7.3: Indagine Autunno 2012

| Sondaggio | Quota testa (m slm) | Profondità indagata (m da p.c.) | Campioni prelevati | Prove in foro | Strumentazione in foro |
|--|---------------------|---------------------------------|--------------------|---------------|---|
| BH101-2012 | ~ 224.5 | 40 | 7 | - | Piezometri a più livelli ⁽¹⁾ |
| BH102-2012 | ~ 229.7 | 40 | 4 | - | Piezometri a più livelli ⁽¹⁾ |
| ⁽¹⁾ Piezometri elettrici con lettura automatica in continuo; tipologia dei piezometri, schemi e profondità di installazione sono riportati nei documenti di indagine (Doc.Rif.[9] e [11]) | | | | | |

Sui campioni indisturbati, prelevati nella copertura e nelle argille marnose di base, sono state effettuate da ISMGEO prove di laboratorio, sia di classificazione sia meccaniche.

Le prove di classificazione hanno riguardato la determinazione di:

- Composizione granulometrica completa;
- Limiti di Atterberg (limite liquido, limite plastico);
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuto d'acqua naturale;
- Peso specifico delle particelle;
- Contenuto di carbonati.

Le prove meccaniche sono consistite in:

- Prove edometriche a velocità di deformazione costante (EDO-CRS); tali prove sono state spinte fino a pressioni elevate (>15 MPa);
- Prove di taglio diretto drenate, con determinazione delle resistenze al taglio di picco e residue (DS-CKOD);
- Prove triassiali consolidate, drenate, in condizioni di compressione e di estensione (TXCD-CC e TXCD-ES);
- Prove per la misura delle velocità di propagazione delle onde di taglio Vs con "Bender Element" (VTL)

La stratigrafia dei sondaggi, i risultati delle prove in sito e di laboratorio, nonché i risultati del monitoraggio piezometrico, sono riportati nei documenti di indagine (Doc.Rif.[9], [11] e [12]). In futuro è prevista l'acquisizione di ulteriori letture piezometriche.

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Come anticipato nel paragrafo 6.1, i materiali presenti nell'area in oggetto, rinvenuti nei sondaggi delle campagne di indagine di cui al capitolo 7, appartengono alla Formazione Gessoso-Solfifera (M5) a prevalente componente pelitica.

In particolare, procedendo dall'alto verso il basso, possono essere incontrati i seguenti materiali (vedi anche la sezione geologica riportata nella Figura 8.1a e le sezioni geotecniche riportate nella Figure 8.1b e Figura 8.1c):

- Materiali di copertura: limi argillosi e argille limose, compatte, di spessore variabile da pochi metri fino a 10÷12 m.
- Materiali di substrato: prevalenza di argille marnose, molto compatte, a stratificazione sub-orizzontale, intercalate a strati/livelli, di spessore metrico, costituiti da roccia gessifera fratturata, con micro o macro cristalli di gesso, in matrice argilloso-marnosa.

Nelle analisi geotecniche descritte nel capitolo 9, la presenza degli strati/livelli di roccia gessifera verrà dal lato della sicurezza trascurata; pertanto la caratterizzazione geotecnica illustrata nel paragrafo 8.2 è principalmente rivolta ai materiali di copertura e alle argille marnose di base.

La presenza degli strati/livelli di gesso sarà invece tenuta in dovuto conto nella definizione delle soluzioni prescelte, delle tecniche ed accorgimenti costruttivi, nonché della definizione delle caratteristiche dei materiali da impiegare in relazione a problematiche di durabilità.

8.2. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI COPERTURA E DI SUBSTRATO

8.2.1. Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei materiali di copertura e delle argille marnose di base descritta nel seguito è basata essenzialmente sui risultati di laboratorio acquisiti nel corso della campagna di indagine integrativa 2011-2012 – Autunno 2012 (vedi il Doc.Rif.[12]); essa è rivolta principalmente a definire le caratteristiche ed i parametri di base che governano il comportamento dei materiali in esame ed indirizzano sia nella scelta dei modelli costitutivi sia dei metodi di analisi in relazione agli obiettivi da raggiungere con le analisi stesse. Gli ulteriori parametri richiesti dai modelli costitutivi prescelti per le analisi verranno

dettagliati e definiti nei paragrafi dedicati alle analisi geotecniche (vedi il capitolo 9).

Le profondità dal p.c. cui si farà riferimento nel seguito si riferiscono a sondaggi eseguiti alla sommità del versante su cui insiste la “Cascina dello Spià”, ossia con testa foro a quote variabili tra +223 m slm e +229 m slm.

8.2.2. Caratteristiche fisiche

Nelle Figure 8.2 e 8.3 sono riportati in funzione della profondità dal p.c. il contenuto di fine (limo e argilla, CF) e il contenuto di argilla (CA).

Nelle Figure 8.4, 8.5, 8.6 e 8.7 sono riportati in funzione della profondità dal p.c. i limiti di Atterberg [Limite Liquido (LL), Limite Plastico (LP) Indice di Plasticità (IP)] e l'indice di attività (IP/CA); sulla base della carta di plasticità di Casagrande (Figura 8.8) i materiali di copertura possono essere classificati come argille inorganiche di media e alta plasticità; le argille marnose di base possono essere classificate come argille inorganiche di elevata plasticità.

Nelle figure 8.9, 8.10, 8.11 e 8.12a,b sono rappresentati in funzione della profondità dal p.c. il peso di volume naturale (γ_t), il contenuto d'acqua naturale (w_n), il grado di saturazione (S) e il rapporto dei vuoti iniziale (e_0).

Sulla base dei risultati riportati nelle figure suddette possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- Nei materiali di copertura γ_t può variare tra 17.5 kN/m³ e 19 kN/m³; nelle argille marnose γ_t può variare tra 20 kN/m³ e 21 kN/m³.
- Nei materiali di copertura w_n può variare tra 25% e 30%; nelle argille marnose w_n può variare tra 18% e 24%.
- Nei materiali di copertura più superficiali (fino a 5÷8 m dal p.c.), il grado di saturazione è significativamente inferiore a 1. A profondità maggiori di 5÷8 m dal p.c., sia i materiali di copertura, sia le argille marnose di base sono caratterizzati da gradi di saturazione superiori al 90%; tenendo conto del disturbo indotto dal campionamento, trasporto ed estrusione dalla fustella e dei conseguenti fenomeni di rilascio tensionale e rigonfiamento (a parità di contenuto d'acqua naturale), ai materiali indisturbati in sito possono essere assegnati valori del grado di saturazione pari a 1.

Valori del grado di saturazione pari a 1 a profondità maggiori di 5÷8 m dal p.c. sono compatibili con le misure dei livelli piezometrici rilevati nei sondaggi della campagna di indagine integrativa 2012-2013, commentati nel paragrafo 8.3.

- In relazione a quanto discusso al punto precedente, la Figura 8.12a riporta i valori di e_0 determinati sulla base dei valori del peso di

volume naturale, del contenuto d'acqua naturale e del peso specifico delle particelle misurato sui campioni prelevati; tale figura è applicabile per profondità inferiori a 5÷8 m dal p.c..

La Figura 8.12b riporta i valori di e_o determinati sulla base del contenuto d'acqua naturale e del peso specifico delle particelle imponendo il grado di saturazione pari a 1.

Nei materiali di copertura non saturi (fino a 5÷8 m dal p.c.) e_o può variare tra 0.85 e 1; in quelli saturi sottostanti e_o può variare tra 0.75 e 0.85.

Nelle argille marnose sature, e_o può variare tra 0.55 e 0.65.

Nella Figura 8.13 sono riportati in funzione della profondità dal p.c. il contenuto di carbonati (CC); la presenza di valori di CC variabili tra 12% e 28% può essere indicativa del fatto che i materiali in esame, oltre che essere sovraconsolidati meccanicamente (vedi il paragrafo 8.2.3) possono essere caratterizzati anche dalla presenza di deboli legami di cementazione.

8.2.3. Stati iniziali e pressioni di preconsolidazione

Nella Figura 8.14 è riportato lo stato iniziale dei materiali di copertura e di substrato, saturi, nel piano di [Burland \(1990\)](#) I_v (indice dei vuoti normalizzato) – σ_{vo}' (pressione verticale efficace geostatica); nella stessa figura viene rappresentata anche la linea di compressibilità intrinseca in condizioni edometriche (ICL_{ed}).

L'indice dei vuoti normalizzato I_v è ricavato sulla base del rapporto dei vuoti e_o , del limite liquido LL e delle correlazioni empiriche riportate in [Burland \(1990\)](#).

La pressione verticale efficace σ_{vo}' è stimata in prima approssimazione assumendo $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ e un livello di falda a 10 m dal p.c..

La linea di compressibilità edometrica intrinseca ICL_{ed} è quella proposta sempre da [Burland \(1990\)](#).

Sulla base dei risultati riportati nella figura suddetta possono essere fatte le seguenti considerazioni:

- Gli stati iniziali dei materiali, sia quelli di copertura (ad eccezione di un punto), sia quelli di substrato, sono collocati al di sotto della ICL_{ed} ; ciò è tipico di materiali sovraconsolidati meccanicamente. La sovraconsolidazione meccanica è tanto più pronunciata quanto maggiore è la distanza dello stato iniziale dalla ICL_{ed} . Facendo riferimento alla teoria dello stato critico (CSSM) e a modelli costitutivi tipo CAM CLAY, la pressione di preconsolidazione meccanica $\sigma_{vp}'^*$ può essere stimata sulla base della seguente espressione:

$$\sigma_{vp}^{*} \cong \sigma_{vo}' \cdot \left(\frac{\sigma_{vE}'}{\sigma_{vo}'} \right)^{1.25}$$

dove:

σ_{vE}' = pressione verticale efficace equivalente alla Hvorslev, definita dal punto di intersezione tra linea orizzontale passante per il punto che rappresenta lo stato iniziale e la ICL_{ed} .

Per le argille marnose di base, la Figura 8.15 riporta i risultati ottenuti in funzione della profondità dal p.c.; per tali materiali può essere prevista una pressione di preconsolidazione meccanica σ_{vp}^{*} media dell'ordine di 4000÷5000 kPa. Come discusso nel seguito tali valori sono compatibili anche con quelli ottenuti da alcune prove edometriche.

Nei materiali di copertura le pressioni di preconsolidazione meccanica possono risultare un ordine di grandezza inferiori.

Nella Figura 8.16 sono rappresentati nel piano $I_v - \sigma_{vo}'$ i risultati delle prove edometriche effettuate su campioni indisturbati di argilla marnosa di base; nella stessa figura è riportata per confronto la curva di compressibilità edometrica intrinseca ICL_{ed} ; possono essere osservati due comportamenti caratteristici:

- I punti sperimentali delle prove effettuate a profondità dal p.c. inferiori a 15 m si collocano al di sotto della ICL_{ed} e tendono a raccordarsi dal basso con quest'ultima, ad elevate pressioni verticali.

Tale comportamento è tipico di materiali sovraconsolidati meccanicamente, privi di legami di cementazione significativi. Le pressioni di preconsolidazione determinabili con la nota costruzione grafica di Casagrande assumono valori dell'ordine di 6000÷7000 kPa, confrontabili con quelli massimi riportati nella Figura 8.15.

- I punti sperimentali delle prove effettuate a profondità dal p.c. maggiori di 15 m, inizialmente si collocano al di sotto della ICL_{ed} per poi intersecarla e passare al di sopra; ad elevate pressioni tendono nuovamente a raccordarsi dall'alto con essa.

Tale comportamento è tipico di materiali sovraconsolidati meccanicamente, caratterizzati da legami di cementazione più pronunciati. Le pressioni di preconsolidazione σ_{vp}' determinabili con la nota costruzione grafica di Casagrande, assumono in questo caso valori superiori a quelli dei materiali soprastanti, ossia dell'ordine di 9000÷10000 kPa.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte, le fasi iniziali delle analisi tensio-deformative descritte nel capitolo 9, per la determinazione dello stato tensionale efficace iniziale “ante operam”, propedeutiche alle fasi successive per la previsione del comportamento dell'opera di sostegno (durante la costruzione ed in esercizio), faranno riferimento a pressioni

di preconsolidazione meccanica σ_{vp}^{**} medie dell'ordine di 4000÷5000 kPa.

Che i materiali di substrato siano caratterizzati da importanti pressioni di sovraconsolidazione meccanica è suffragato anche da quanto riportato in [Vigna et al. \(2010\)](#); secondo tali Autori, infatti, nel tardo Pliocene il bacino piemontese sarebbe stato interessato da un significativo sollevamento e da fenomeni di erosione sub-aerea.

8.2.4. Resistenze al taglio in termini di tensioni efficaci

8.2.4.1. Materiali di copertura

I materiali in esame sono caratterizzati da un comportamento “strain softening”, sia pure meno accentuato rispetto a quello dei materiali di substrato. Tale comportamento è legato in gran parte alla tendenza a dilatare indotta dalla sovraconsolidazione meccanica e in misura minore al decadimento dell'angolo di attrito dal valore caratteristico delle condizioni di stato critico a quello caratteristico delle condizioni di stato residuo (ri-orientamento delle particelle di argilla, relativamente contenuto in materiali di media plasticità).

Nella Figura 8.17 sono riportati nel piano τ - σ_n' i risultati ottenuti dalle prove di taglio diretto drenate in termini di resistenze di picco e di resistenze residue (al termine del 5° ciclo); poiché i materiali di copertura risultano principalmente di media plasticità, queste ultime non sono significativamente diverse da quelle “post rupture” misurate al termine del 1° ciclo.

Nella stessa figura sono riportati i parametri caratteristici “operativi”, da impiegare in analisi tensio-deformative con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, non in grado di simulare esplicitamente i fenomeni di “strain softening”. In accordo a quanto suggerito ad esempio da [Georgiannou & Burland \(2001\)](#), in situazioni di prima rottura, quali quelle associabili al caso in esame (vedi il capitolo 6), questi ultimi possono essere assunti pari a quelli delle resistenze “post rupture”. L'angolo di attrito di stato critico (ϕ_{cv}') può essere assunto pari a quello che caratterizza le resistenze “post rupture”, ossia pari a 26°.

Nelle Figure 8.18a,b sono riportati nel piano q - p' i risultati delle prove triassiali consolidate, drenate in compressione ed estensione, in termini di resistenze di picco e di resistenze “post rupture”. Nella stessa figura sono rappresentati gli involucri delle resistenze di stato critico assumendo $\phi_{cv}' = 26^\circ$; tali involucri sono dati dalle seguenti equazioni (vedi ad esempio [Atkinson & Bransby, 1978](#)):

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_{cv}}{3 - \sin \varphi'_{cv}} \text{ nel caso di percorsi di carico di compressione}$$

$$M_e = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_{cv}}{3 + \sin \varphi'_{cv}} \text{ nel caso di percorsi di carico di estensione}$$

8.2.4.2. Argille marnose di base

I materiali in esame sono caratterizzati da un comportamento “strain softening”, più accentuato di quello dei materiali di copertura. Tale comportamento è legato sia alla tendenza a dilatare indotta dalla sovraconsolidazione meccanica, sia alla perdita dei deboli legami di cementazione (se presenti), sia al decadimento dell’angolo di attrito dai valori caratteristici delle condizioni di stato critico a quelli caratteristici delle condizioni di stato residuo (ri-orientamento delle particelle di argilla, più marcato in materiali di elevata plasticità).

Nella Figura 8.19 sono riportati nel piano $\tau-\sigma_n'$ i risultati ottenuti dalle prove di taglio diretto drenate in termini di resistenze di picco e di resistenze “post rupture” (al termine del 1° ciclo). Nella stessa figura sono riportati i parametri caratteristici “operativi”, da impiegare in analisi tensio-deformative con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, non in grado di simulare esplicitamente i fenomeni di “strain softening”. In accordo a quanto suggerito ad esempio da [Georgiannou & Burland \(2001\)](#), in situazioni di prima rottura, quali quelle associabili al caso in oggetto (vedi il capitolo 6), questi ultimi possono essere assunti pari a quelli delle resistenze “post rupture”. Confrontando la Figura 8.19 con la Figura 8.17 si può osservare che i parametri caratteristici “operativi” delle argille marnose sono simili a quelli dei materiali di copertura. Anche in questo caso l’angolo di attrito di stato critico (φ_{cv}') può essere assunto pari a 26°.

Nella Figura 8.20 sono riportati nel piano $\tau-\sigma_n'$ i risultati ottenuti dalle prove di taglio diretto drenate in termini di resistenze di picco e di resistenze residue (al termine del 5° ciclo). Nella stessa figura sono riportati i parametri di resistenza residua. È interessante rilevare che i parametri di resistenza residua indicati in Figura 8.20:

- sono in linea con quelli riportati in [Bottino et al. 2010](#);
- sono comparabili alle resistenze “operative” (“post rupture”) fattorizzate per un coefficiente pari a ~ 1.45 .
- sono di poco inferiori alle resistenze “operative” (“post rupture”) fattorizzate per un coefficiente pari a 1.25 (18÷18.5° contro 21.8°).

Nelle Figure 8.21a,b sono riportati i risultati delle prove triassiali consolidate, drenate in compressione ed estensione, in termini di

resistenze di picco e di resistenze “post rupture”. Nella stessa figura sono rappresentati gli involuipi delle resistenze di stato critico assumendo $\varphi_{cv}' = 26^\circ$; tali involuipi sono dati dalle seguenti equazioni (vedi ad esempio [Atkinson & Bransby, 1978](#)):

$$M_c = \frac{6 \cdot \sin \varphi_{cv}'}{3 - \sin \varphi_{cv}'} \text{ nel caso di percorsi di carico di compressione}$$

$$M_e = \frac{6 \cdot \sin \varphi_{cv}'}{3 + \sin \varphi_{cv}'} \text{ nel caso di percorsi di carico di estensione}$$

8.2.5. Velocità di propagazione delle onde di taglio

La velocità di propagazione delle onde di taglio è stata determinata sulla base delle prove di laboratorio con “bender element” effettuate sui campioni indisturbati sottoposti a prove triassiali, dopo la fase di consolidazione. I risultati ottenuti sono diagrammati nella Figura 8.22, in funzione della profondità dal p.c..

Ai fini delle verifiche sismiche, i materiali in esame rientrano nella categoria di suolo C delle NTC-2008, così descritta: “Terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori maggiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

8.2.6. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità sono stati ricavati sia sulla base dell'interpretazione delle prove edometriche, sia applicando la correlazione empirica di [Feng \(1991\)](#), data dalla seguente equazione:

$$k = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left(\frac{e_o \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

dove:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale

$A = IP/CA$ = indice di attività

IP = indice di plasticità

I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 8.23a (edometri) e nella Figura 8.23b (correlazione empirica di Feng, 1991).

Nelle verifiche geotecniche si assumerà un valore pari a 5×10^{-10} m/s.

8.3. LIVELLI PIEZOMETRICI

Nelle Figure 8.24 e 8.25 si riportano i grafici dell'andamento delle pressioni registrate nei piezometri a corda vibrante installati nei fori di sondaggio BH101-2012 e BH102-2012 rispettivamente.

La tabella 8.1 riporta la sintesi delle letture relative al periodo Dicembre 2012 – Marzo 2013.

Sulla base di quanto riportato in tabella, sul piazzale in corrispondenza della Cascina Spià la quota della falda può essere assunta alla +220 m slm. A quote inferiori viene assunto un andamento dei livelli piezometrici di tipo idrostatico.

Tabella 8.1: Cascina dello Spià – Livelli piezometrici registrati nel periodo Dicembre 2012 – Marzo 2013

| Sondaggio | Quota p.c. (m slm) | Denominazione piezometro | Quota piezometro (m slm) | Pressione (kPa) | Quota piezometrica (m slm) |
|------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------|----------------------------|
| BH101-2012 | ~ 224.5 | PZ1 | ~ 208 | 110÷115 | ~ 219 |
| | | PZ2 | ~ 200 | 60 | ~ 206 |
| BH102-2012 | ~ 229.7 | PZ1 | ~ 220 | 0 | < 220 |
| | | PZ2 | ~ 201 | 120 | ~ 213 |
| | | Tube aperto | ~ 218÷221 | (*) | ~ 221 |

(*) Soggiacenza falda variabile tra 3.75 e 4.60 m da testa foro.

9. ANALISI GEOTECNICHE

9.1. GENERALITÀ

Le analisi geotecniche illustrate nei paragrafi successivi hanno riguardato sia la condizione attuale “ante operam”, sia le condizioni che si determinano durante la costruzione ed esercizio della trincea in oggetto.

Le analisi geotecniche della condizione attuale “ante operam” hanno un duplice scopo. Da un lato consentono di verificare che il modello geotecnico di riferimento, comprensivo dei parametri geotecnici e dei livelli piezometrici, illustrato nel capitolo 8, conduce a risultati non difforni da quelli derivanti dagli studi di carattere geologico e geomorfologico, riassunti nei Doc.Rif.[2] e [3]. Dall’altro consentono di fare una previsione sulle attuali condizioni di stabilità dei versanti e di valutare la necessità e/o opportunità di ricorrere ad interventi preventivi di rinforzo/stabilizzazione.

Le analisi geotecniche delle condizioni che si determinano durante la costruzione ed esercizio della trincea in esame (area 1 indicata nel Doc.Rif.[15]) hanno lo scopo di verificare che non vengano raggiunte situazioni di stato limite ultime (SLU) strutturale e geotecnico, nel rispetto della normativa vigente (NTC-2008, Doc.Rif.[36]), sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Come anticipato nel paragrafo 3.1 e dettagliato nel paragrafo 9.3, a causa della complessità delle condizioni geologiche e geotecniche, caratterizzate dalla presenza di materiali argillosi di elevata plasticità, sovraconsolidati meccanicamente, a comportamento “strain softening”, oltre alle prescrizioni dettate dalle NTC-2008 (Doc.Rif.[36]), l’opera di sostegno degli scavi viene verificata anche per situazioni eccezionali, che contemplano sia la perdita di efficienza del sistema di drenaggio profondo (dreni sub-orizzontali), sia la presenza di “strutture sepolte”, non individuate dalle indagini e dagli studi effettuati, lungo le quali i parametri di resistenza possono risultare inferiori a quelli “operativi”, fattorizzati secondo le indicazioni di normativa, e più prossimi a quelli residui (vedi ad esempio [Bottino et al., 2010](#); [Chandler, 2000](#)); anche per tali situazioni eccezionali l’opera conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti di fenomeni di instabilità geotecnica (equilibrio alla traslazione orizzontale e al ribaltamento) e di plasticizzazione negli elementi strutturali (coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e a 1.1).

9.2. ANALISI GEOTECNICHE NELLE CONDIZIONI ATTUALI (“ANTE OPERAM”)

9.2.1. Generalità

Le analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” descritte nei paragrafi successivi, hanno riguardato sia la porzione di versante più acclive sulla sommità del quale insiste la “Cascina dello Spià” (tra la progressiva ~ km 0+215 alla progressiva ~ km 0+275), sia il tratto meno acclive dalla progressiva ~ km 0+275 in poi; in particolare, l’attenzione è stata rivolta alle tre sezioni rappresentative indicate nella Figura 9.1.

Le analisi di stabilità sono state condotte facendo riferimento ai metodi dell’equilibrio limite.

Per le sezioni rappresentative -a- e -b- è stato adottato il metodo di Morgenstern & Price, applicabile a condizioni di deformazione piana e a superfici di scivolamento di forma qualsiasi.

Per la sezione rappresentativa -c- è stata adottata la formulazione proposta da [Hadj-Hamou & Kavazanjian \(1985\)](#), nell’ipotesi di pendio infinito e superfici di scivolamento planari.

Tenuto conto degli scopi principali delle analisi (vedi il paragrafo 9.1) le valutazioni sono state fatte soltanto per le condizioni statiche.

Alla luce:

- degli studi di carattere geologico e geomorfologico che descrivono l’area in esame come non interessata da fenomeni gravitativi progressi o in evoluzione (vedi quanto richiamato nel capitolo 6);
- della caratterizzazione dei materiali argillosi illustrata nel capitolo 8;

nelle analisi sono stati adottati parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci associabili alle condizioni “post rupture”, dati dai seguenti valori (applicabili sia per i materiali di copertura sia per le argille marnose di base):

$$c' = 7 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

La geometria del versante e i livelli piezometrici considerati per ciascuna sezione rappresentativa sono dettagliati nei paragrafi successivi.

9.2.2. Analisi di stabilità per la sezione -a-

La sezione -a-, prossima alle sezioni di progetto AT-15bis/AT-16, si estende dalla sommità del versante, posta a quota ~ +226 m slm, fino al Rio Deglia; essa è caratterizzata da un cambio di pendenza alla quota ~ +216 m slm; la parte rivolta verso la “Cascina dello Spià” è decisamente più acclive di quella rivolta verso il Rio Deglia, come visibili nella Figura 9.2. Nella stessa figura è rappresentato il livello di falda di calcolo; come rilevabile dalla figura, esso si colloca, in sommità, a circa 6 m dal p.c. (ossia a quota ~ +220 m slm), affiora sulla scarpata alla

quota ~ +216 m slm, per poi mantenersi prossimo al p.c. fino al Rio Deglia.

I risultati delle analisi condotte con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007, in termini di superfici di scivolamento critiche e grado di sicurezza sono riportati nelle Figure 9.3, 9.4 e 9.5; la Figura 9.3 considera superfici di scivolamento che interessano la parte più acclive del versante, da quota ~ +216 m slm fino alla sommità; la Figura 9.4 riguarda superfici di scivolamento che interessano l'intero versante, dalla sommità fino al Rio Deglia; la Figura 9.5 riguarda superfici di scivolamento che interessano la parte meno acclive del versante, da quota ~ +216 m slm fino al Rio Deglia.

Il grado di sicurezza indicato nelle figure suddette è definito in accordo all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) previsto per analisi di stabilità globale dalle NTC-2008, tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F) e 6.2.II (γ_M). Nel caso specifico, adottando $\gamma_F = 1$ (carichi permanenti), $\gamma_M = 1.25$ (su $\tan\phi'$ e c') e $\gamma_M = 1$ (su γ_t), il grado di sicurezza minimo accettabile dalla norma risulterebbe pari a $\gamma_R = 1.1$ (vedi la Tabella 6.8.I).

A commento dei risultati conseguiti valgono le seguenti considerazioni:

- La parte più acclive del versante potrebbe essere caratterizzata da gradi di sicurezza inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa vigente, ossia $\gamma_R = 0.87$ contro $\gamma_R = 1.1$ (Figura 9.3).
- L'intero versante, dalla sommità al Rio Deglia, è caratterizzato da gradi di sicurezza superiori a quelli minimi prescritti dalla normativa vigente, ossia $\gamma_R = 1.24$ contro $\gamma_R = 1.1$ (Figura 9.4). In questo caso le prescrizioni di normativa sarebbero soddisfatte anche con parametri geotecnici fattorizzati inferiori a quelli richiesti, fino a coprire la condizione peggiore rappresentata dai parametri residui ($\gamma_M \sim 1.43$).
- La parte meno acclive del versante è caratterizzata da gradi di sicurezza superiori a quelli minimi prescritti dalla normativa vigente, ossia $\gamma_R = 1.73$ contro $\gamma_R = 1.1$ (Figura 9.5). In questo caso le prescrizioni di normativa sarebbero soddisfatte anche con parametri geotecnici fattorizzati inferiori a quelli richiesti, fino a coprire la condizione peggiore rappresentata dai parametri residui ($\gamma_M \sim 1.43$).
- Fenomeni franosi tipo quelli evidenziati nei Doc.Rif.[2] e [3] sulle sponde del Rio Deglia, richiamati nel capitolo 6, sarebbero resi compatibili dalla concomitanza di livelli di falda superficiali e pendenza delle scarpate superiori a $25\div 30^\circ$.

9.2.3. Analisi di stabilità per la sezione -b-

La sezione -b- si estende dalla sommità del versante, posta a quota ~ +230 m slm, fino a quota ~ 210 m slm, come visibile nella Figura 9.6. Nella stessa figura è rappresentato il livello di falda di calcolo; come

rilevabile dalla figura esso si colloca, in sommità, a circa 10 m dal p.c. (ossia a quota ~ +220 m slm), affiora sulla scarpata alla quota ~ +216 m slm per poi mantenersi prossimo al p.c. fino al piede, a quota ~ +210 m slm..

I risultati delle analisi condotte con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007, in termini di superfici di scivolamento critiche e grado di sicurezza sono riportati nella Figura 9.7.

Il grado di sicurezza indicato nella figura suddetta è definito in accordo all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) previsto per analisi di stabilità globale dalle NTC-2008, tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F) e 6.2.II (γ_M). Nel caso specifico, adottando $\gamma_F = 1$ (carichi permanenti), $\gamma_M = 1.25$ (su $\tan\phi'$ e c') e $\gamma_M = 1$ (su γ_t) il grado di sicurezza minimo accettabile dalla norma risulterebbe pari a $\gamma_R = 1.1$ (vedi la tabella 6.8.I).

Alla luce dei risultati conseguiti il versante potrebbe essere caratterizzato da gradi di sicurezza inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa vigente ($\gamma_R = 0.86$ contro $\gamma_R = 1.1$, Figura 9.7).

9.2.4. Analisi di stabilità per la sezione -c-

La sezione -c- si estende da quota ~ +227 m slm fino a quota ~ 207 m slm (vedi la Figura 9.1). Le pendenze media è dell'ordine di 9÷10°.

Dal lato della sicurezza il livello di falda di calcolo e supposto prossimo al p.c..

Le analisi sono condotte ricorrendo all'approccio riportato in [Hadj-Hamou & Kavazanjian \(1985\)](#), applicabile in condizioni di pendio infinito e superfici di scivolamento planari. In accordo all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) previsto per analisi di stabilità globale dalle NTC-2008, tale metodo è riconducibile alla seguente equazione:

$$\gamma_R = \frac{\frac{c'}{\gamma_M} + \gamma_t \cdot \left(1 - m \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_M}}{\gamma_t \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

dove:

γ_t = peso di volume naturale del terreno

γ_w = peso di volume dell'acqua

z = profondità dal p.c. della superficie di scivolamento

β = inclinazione del pendio

$m = z_w/z$

z_w = battente d'acqua sulla superficie di scivolamento.

Adottando $\gamma_M = 1.25$ (su $\tan\phi'$ e c') e $\gamma_M = 1$ (su γ_t), i risultati ottenuti per diverse profondità della superficie di scivolamento sono riportati nella Tabella 9.1. Il grado di sicurezza minimo accettabile dalla norma è pari a $\gamma_R = 1.1$.

Tabella 9.1: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -c- in funzione della profondità di scivolamento

| z (m) | β (°) | γ_R (-) |
|-------|-------------|----------------|
| 5 | 10 | 1.43 |
| 10 | 10 | 1.27 |
| 15 | 10 | 1.21 |

Alla luce dei risultati conseguiti il versante è caratterizzato da gradi di sicurezza superiori a quelli minimi prescritti dalla normativa vigente. In questo caso le prescrizioni di normativa sarebbero soddisfatte anche con parametri geotecnici fattorizzati inferiori a quelli richiesti, fino a coprire la condizione peggiore rappresentata dai parametri residui ($\gamma_M = 1.43$).

9.2.5. Considerazioni finali

I risultati delle analisi di stabilità illustrate nei paragrafi precedenti confermano il quadro delineato dagli studi a carattere geologico e geomorfologico, sostanzialmente caratterizzato da assenza di fenomeni gravitativi pregressi o recenti, fatta eccezione per i dissesti cartografati in corrispondenza delle sponde del Rio Deglia indotti dall'erosione e conseguente formazione di scarpate con inclinazioni superiori a $25\div 30^\circ$.

La parte di versante più acclive, in sommità della quale insiste la “Cascina dello Spià” potrebbe tuttavia essere caratterizzato da coefficienti di sicurezza inferiori a quelli prescritti dalla normativa vigente.

I risultati dei rilievi interferometrici, relativi al periodo compreso tra il 1992 e il 2001, disponibili sul sito di ARPA Piemonte, riportati nelle Figure 9.8a e 9.8b, evidenziano la presenza di movimenti apprezzabili (velocità comprese tra 1 e 4 mm/anno); non si può escludere che tali movimenti siano imputabili, oltre che a cedimenti differenziali indotti dai carichi trasmessi al terreno dalle fondazioni degli edifici, anche a deformazioni di versante, compatibili con gradi di sicurezza non elevati, dell'ordine di quelli calcolati in questa sede.

In relazione a quanto sopra, prima dell'inizio dei lavori per la realizzazione della trincea è opportuno prevedere quanto segue:

- Esecuzione di un rilievo accurato dello stato attuale “ante operam” degli edifici, finalizzato, tra le altre cose, anche alla definizione:

- ❖ della tipologia, numero e posizione della strumentazione da includere nel piano di monitoraggio degli edifici;
- ❖ delle soglie di “attenzione” e di “allarme” per gli edifici, preferibilmente supportate dai risultati di un modello strutturale di interazione struttura-terreno nel quale vengono imposti in fondazione “scenari” plausibili di spostamenti verticali ed orizzontali.

Il piano di monitoraggio degli edifici sarà operativo prima, durante l'esecuzione della trincea e in fase di esercizio del tratto autostradale in esame.

- Realizzazione di un intervento di rinforzo con “soil nailing” sul versante, come descritto nel paragrafo 3.2.2.
- Realizzazione della trincea ricorrendo ad un'opera di sostegno, come descritta nel paragrafo 3.2.3, evitando in tale modo di incidere con gli scavi il versante più acclive, sottostante la “Cascina dello Spià”.

9.3. ANALISI GEOTECNICHE DELLE OPERE COSTITUENTI LA TRINCEA

9.3.1. Generalità

Le analisi geotecniche relative alle fasi di costruzione ed esercizio della trincea hanno riguardato essenzialmente l'opera di sostegno degli scavi.

Le analisi geotecniche relative all'opera di sostegno degli scavi descritte nel paragrafo 9.3.2 sono state condotte con il metodo agli elementi finiti (FEM) in condizioni di deformazione piana, al fine di ottenere indicazioni sul comportamento dell'opera sia in termini di spostamenti, sia in termini di grado di sicurezza nei confronti del raggiungimento di stati limite ultimi (SLU) strutturali e geotecnici. Tali analisi sono state effettuate con il codice di calcolo PLAXIS 2D, versione 2010.01, utilizzando due modelli costitutivi, rispettivamente non in grado e in grado di simulare il comportamento “strain softening” dei terreni evidenziato dalle prove di laboratorio e discusso nel capitolo 8.

Per completezza, nel paragrafo 9.3.3 vengono riportati i risultati relativi ad analisi di stabilità globale condotte con i metodi dell'equilibrio limite e con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007.

Le analisi geotecniche relative all'intervento preventivo di rinforzo mediante “soil nailing”, descritte nei paragrafi 9.3.5 e 9.3.6, sono state condotte con i metodi dell'equilibrio limite e con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007.

9.3.2. Opera di sostegno degli scavi – Analisi tensio-deformative

9.3.2.1. Sezioni rappresentative analizzate

Le analisi geotecniche relative all'opera di sostegno degli scavi sono state effettuate con riferimento a tre sezioni rappresentative.

La prima sezione analizza la situazione che si ha in corrispondenza della progressiva km 0+255 (sezione di progetto AT-16). Tale sezione rappresenta la situazione più critica in termini di altezze di scavo (7.5 m nella fase di scavo per il getto della soletta-puntone, 5 m nella fase di esercizio); essa si colloca nel tratto ove l'opera di sostegno è costituita dalla paratia di pali di monte e di valle e dalla soletta-puntone a fondo scavo; il versante naturale a monte dell'opera raggiunge la massima inclinazione.

La seconda sezione analizza la situazione che si ha in corrispondenza della progressiva km 0+305 (sezione di progetto AT-19). Tale sezione rappresenta la situazione più critica in termini di altezze di scavo (7.5 m nella fase di scavo per il getto della soletta-puntone,

5 m, nella fase di esercizio); essa si colloca nel tratto ove l'opera di sostegno è costituita dalla paratia di pali di monte e di valle e dalla soletta-puntone a fondo scavo; il versante a monte dell'opera (sia naturale, sia riprofilato secondo progetto) ha inclinazioni decisamente inferiori rispetto a quelle che contraddistinguono la sezione AT-16.

La terza sezione analizza la situazione che si ha in corrispondenza della progressiva km 0+335 (sezione di progetto AT-20bis). Tale sezione rappresenta una situazione caratterizzata da altezze di scavo inferiori alla precedente (4 m nella fase di scavo massimo); essa si colloca nel tratto ove l'opera di sostegno è costituita dalla sola paratia di pali di monte.

9.3.2.2. Griglia di calcolo e condizioni al contorno

Le sezioni rappresentative analizzate sono state schematizzate con le griglie di calcolo riportate nella Figura 9.9 (sezione AT-16), nella Figura 9.10 (sezione AT-19) e nella Figura 9.11 (sezione AT-20bis); nella figura 9.9 è indicato anche il limite degli edifici della "Cascina dello Spià".

Le dimensioni del modello numerico, indicate nelle suddette figure, sono state definite in modo tale per cui le variazioni di tensione e le deformazioni indotte sui confini del modello stesso dall'esecuzione della trincea possono essere considerate trascurabili.

Sui confini laterali del modello numerico sono stati imposte le seguenti condizioni al contorno: spostamenti orizzontali impediti; spostamenti verticali liberi.

Alla base del modello numerico sono state imposte le seguenti condizioni al contorno: spostamenti orizzontali e verticali impediti.

9.3.2.3. Condizioni stratigrafiche e livelli di falda naturali “ante operam”

Sulla base delle indagini disponibili non è possibile ricostruire in dettaglio gli spessori e l'andamento dei materiali di copertura; pertanto, a favore di sicurezza, nelle sezioni di analisi è stata considerata la presenza della sola formazione argilloso-marnosa di base. Ciò è giustificato alla luce della caratterizzazione geotecnica descritta nel capitolo 8 e delle seguenti considerazioni:

- Le analisi tensio-deformative condotte con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, tipo l'“Hardening Soil” utilizzato in questa sede (vedi il paragrafo 9.3.2.6), non essendo in grado di simulare il comportamento “strain softening” osservato nelle prove di laboratorio, devono necessariamente utilizzare parametri di resistenza caratteristici “operativi” associabili a condizioni “post rupture”; sotto tale aspetto si ricorda che i parametri di resistenza “post rupture” delle argille marnose di base e dei materiali di copertura sono sostanzialmente confrontabili.
- Il ricorso a modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali con parametri di resistenza “post rupture”, se da un lato può condurre a risultati cautelativi in termini di verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (equilibrio alla traslazione orizzontale e ribaltamento), dall'altro può determinare una sottostima dello stato tensionale efficace iniziale “ante operam”, quindi delle spinte esercitate sull'opera di sostegno e delle sollecitazioni negli elementi strutturali (stati limite ultimi di tipo strutturale). Tale sottostima è tanto maggiore quanto minore è lo spessore dei materiali di copertura, risultando questi ultimi caratterizzati da gradi di sovraconsolidazione meccanica inferiori rispetto a quelli delle argille marnose di base. Ciò risulterà evidente dalle analisi tensio-deformative condotte con modelli costitutivi elasto-plastici più avanzati (vedi il paragrafo 9.3.2.6), in grado di simulare il comportamento “strain softening” osservato nelle prove di laboratorio.

La base del modello numerico è posta a profondità maggiori di quelle indagate dalle indagini; nelle sezioni di analisi è stato ipotizzato che la formazione delle argille marnose di base si estenda fino alla base del modello.

In merito ai livelli di falda naturali “ante operam” sono state fatte, in generale, le seguenti assunzioni:

- In sommità (sul piazzale della cascina): livello a quota ~ +220 m slm;
- Sul pendio: affioramento a quota ~ +216÷+218 m slm;
- Sul pendio, a quote inferiori a +216÷+218 m slm: livello prossimo al p.c..

9.3.2.4. Stato di sforzo iniziale nel versante naturale “ante operam”

In condizioni morfologiche complesse tipo quelle che caratterizzano l'area in esame, la determinazione dello stato tensionale efficace iniziale nelle condizioni naturali “ante operam” risulta non agevole; d'altro canto, in terreni sovraconsolidati meccanicamente, tale determinazione può influenzare significativamente il regime di spinta e quindi l'entità delle sollecitazioni e spostamenti dell'opera di sostegno; come già anticipato, tale regime di spinta può essere significativamente diverso da quello valutabile sulla base di considerazioni semplicistiche in termini di spinte attiva e passiva.

Per superare tale difficoltà, è stata implementata nel modello numerico un procedura in grado di riprodurre la storia dello stato tensionale del deposito conseguente ai processi di sedimentazione e successiva erosione ipotizzati, fino alla formazione del pendio attuale.

Tale procedura prevede le seguenti fasi di analisi:

- Fase 1 (fase finale di sedimentazione del deposito in condizioni edometriche): terreno e falda orizzontali a quota piazzale della cascina; applicazione di un carico litostatico efficace corrispondente alla pressione di preconsolidazione meccanica indicata nel capitolo 8 per le argille marnose di base (4000÷5000 kPa). Tale fase è condotta in condizioni drenate; il processo di consolidazione dei materiali sedimentati avviene infatti in tempi molto lunghi.
- Fase 2 (fase di erosione in condizioni edometriche): rimozione del carico litostatico efficace corrispondente a 4000÷5000 kPa. Tale fase è condotta in condizioni drenate; il rilascio tensionale avviene infatti in tempi molto lunghi.
- Fase 3 (continuazione della fase di erosione e formazione del pendio in condizioni di deformazione piana 2D): asportazione degli elementi zona di terreno compresi tra il piano orizzontale a quota piazzale della cascina e la superficie attuale del terreno ed imposizione del livello della falda naturale “ante operam” come indicato nel paragrafo 9.3.2.3. Tale fase è condotta in condizioni drenate; il rilascio tensionale e l'abbassamento del livello di falda avvengono infatti in tempi molto lunghi.

Come si vedrà più avanti (vedi i paragrafi 9.3.2.8, 9.3.2.9 e 9.3.2.10), in funzione del modello costitutivo del terreno adottato e dei parametri di resistenza ad esso associati, la procedura suddetta può fornire risposte diverse in termini coefficienti di spinta K , definiti come rapporto tra le tensioni orizzontali efficaci σ_h' e le tensioni verticali efficaci σ_v' . In particolare:

- L'adozione di modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali e di parametri di resistenza "post rupture" (vedi il paragrafo 9.3.2.6) può condurre a coefficienti di spinta K più bassi; tali coefficienti verranno considerati come "lower boundary" fra quelli possibili.
- L'adozione di modelli costitutivi elasto-plastici avanzati, con relativi parametri associati, in grado di riprodurre il comportamento "strain softening" osservato nelle prove di laboratorio (vedi il paragrafo 9.3.2.6) può condurre a coefficienti di spinta K più elevati; tali coefficienti verranno considerati come "upper boundary" fra quelli possibili.

9.3.2.5. Fasi di analisi per la costruzione ed esercizio dell'opera

In successione alle fasi di analisi per la determinazione dello stato di tensione efficace iniziale nel versante naturale "ante operam" descritte nel paragrafo precedente, la costruzione ed esercizio dell'opera prevede le seguenti fasi.

- Fase 4: inserimento dei pali trivellati di monte di diametro 1.5 m posti ad interasse di 1.7 m); i pali sono stati schematizzati con elementi "beam" elastici. L'inserimento nel modello numerico dei pali avviene con procedura "wished in place", ossia senza alcun disturbo o rilascio tensionale negli elementi zona di terreno circostanti.
- Fase 5: asportazione degli elementi zona di terreno a valle dell'opera di sostegno fino alla quota di fondo scavo ove verrà realizzata, se prevista in progetto (sezioni AT-16 e AT-19), la soletta-puntone. Tale fase è condotta nel dominio del tempo in condizioni di consolidazione accoppiata, prevedendo che avvenga in un tempo pari a circa 1 mese.
- Fase 6: inserimento dei pali trivellati di valle (diametro 1.5 m, interasse 1.7 m) e della soletta-puntone (spessore 1 m, se previsti in progetto (sezioni AT-16 e AT-19); anche i pali di valle e la soletta-puntone sono stati schematizzati con elementi "beam" elastici inseriti sempre con procedura "wished in place"; tra soletta-puntone e i pali di monte è stato considerato un vincolo di cerniera; tra soletta-puntone e pali di valle è stato considerato un vincolo di incastro. Tale fase è condotta nel dominio del tempo in condizioni di consolidazione accoppiata, prevedendo una durata pari a circa 45 giorni.

- Fase 7: modifica del regime piezometrico a tergo dell'opera di sostegno per tenere conto della presenza di dreni sub-orizzontali realizzati in fase di scavo e continuazione del processo di consolidazione accoppiata per un periodo di circa 2 anni, al termine del quale viene applicato sulla soletta-puntone un carico corrispondente al peso del "pacchetto stradale".
- Fase 8: continuazione del processo di consolidazione accoppiata fino a completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali residue generate nelle fasi precedenti, in un arco temporale dell'ordine di 20 anni.
- Fase 9a: a partire dalla Fase 8, applicazione delle azioni sismiche (metodo statico equivalente, paragrafo 5.3) in condizioni non drenate. L'azione sismica viene valutata ricorrendo al coefficiente sismico orizzontale k_h definito in accordo alle NTC-2008; nella valutazione di k_h è stato assunto cautelativamente un coefficiente $\alpha = 1$ sia lato spinta passiva, sia lato spinta attiva.
- Fase 9b: a partire dalla Fase 8, valutazione degli effetti prodotti da un'occlusione dei dreni sub-orizzontali (ripristino del regime piezometrico naturale a monte dell'opera di sostegno). Tale fase è stata condotta in condizioni drenate.
- Fase 9c: a partire dalla Fase 8, riduzione dei parametri di resistenza del terreno (c' , $\tan\phi'$) adottando un coefficiente pari a 1.25. Tale fase è condotta in condizioni drenate.
- Fase 9d: a partire dalla Fase 8, riduzione dei parametri di resistenza del terreno (c' , $\tan\phi'$) come nella fase 9c e applicazione delle azioni sismiche come nella fase 9a. Tale fase è condotta in condizioni non drenate.
- Fase 9e: a partire dalla Fase 9c, valutazione degli effetti prodotti sia da una riduzione dei parametri di resistenza (c' e $\tan\phi'$) come nella fase 9c, sia da un'occlusione dei dreni sub-orizzontali (ripristino del regime piezometrico naturale a monte dell'opera di sostegno). Tale fase è condotta in condizioni drenate.
- Fase 9f: a partire dalla Fase 8, valutazione degli effetti prodotti da una riduzione dei parametri di resistenza (c' e $\tan\phi'$) adottando un coefficiente pari a 1.4, fino a raggiungere valori prossimi a quelli residui del materiale. Come già anticipato, in situazioni geologiche complesse quali quella in esame, non si può infatti escludere che nell'ammasso siano presenti "strutture sepolte", lungo le quali i parametri di resistenza possono raggiungere quelli residui (vedi Bottino et al., 2010; Chandler, 2010). Tale fase è condotta in condizioni drenate.

Le analisi relative alle fasi 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9a e 9b sono state condotte sia con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali e con parametri di resistenza "post rupture" (vedi il paragrafo 9.3.2.6), sia

con modelli costitutivi elasto-plastici avanzati in grado di simulare il comportamento “strain softening” osservato nelle prove di laboratorio (vedi sempre il paragrafo 9.3.2.6).

I risultati ottenuti sono stati utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) strutturali, richieste dalle NTC-2008, in accordo all'Approccio 1, Combinazione 1, in situazioni sia ordinarie, sia eccezionali, come dettagliato più avanti (vedi i paragrafi 9.3.2.8, 9.3.2.9 e 9.3.2.10).

Le analisi relative alle fasi 9c, 9d, 9e e 9f sono state condotte con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali e con parametri di resistenza “post rupture” (vedi il paragrafo 9.3.2.6). I risultati ottenuti sono stati utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) strutturali e geotecnici richieste dalle NTC-2008, in accordo all'Approccio 1, Combinazione 2, in situazioni sia ordinarie, sia eccezionali, come dettagliato più avanti (vedi i paragrafi 9.3.2.8, 9.3.2.9 e 9.3.2.10).

Le combinazioni eccezionali vengono esaminate allo scopo di prevenire in ogni caso il raggiungimento di Stati Limite di Collasso (gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali); in presenza di tali combinazioni eccezionali l'opera conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti di fenomeni di instabilità geotecnica (equilibrio alla traslazione e ribaltamento) e di plasticizzazione negli elementi strutturali (coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1).

9.3.2.6. Modellazione costitutiva dei terreni

Il comportamento delle argille marnose di base è stato simulato utilizzando alternativamente due modelli costitutivi.

Il primo è un modello costitutivo elasto-plastico di tipo convenzionale, non in grado di simulare il comportamento “strain softening” osservato nelle prove di laboratorio. Il suo utilizzo deve necessariamente contemplare l'impiego di parametri di resistenza “post rupture” o di stato critico. Il modello adottato, sviluppato da [Schanz et al. \(1999\)](#), è denominato “Hardening Soil” ed è implementato nel codice di calcolo PLAXIS. La descrizione dettagliata di tale modello costitutivo è riportata nel manuale d'uso di PLAXIS; in questa sede si richiamano le principali caratteristiche e si definiscono i parametri di input applicabili al caso in esame.

Il secondo è un modello costitutivo elasto-plastico avanzato, in grado di simulare il comportamento “strain softening” caratteristico dei materiali in esame. Il modello costitutivo adottato, denominato

“Bubble con degrado”, è stato sviluppato e implementato in PLAXIS dallo Studio Geotecnico Italiano. La descrizione dettagliata di tale modello è riportata in [SafeLand \(2012\)](#), capitolo 4; in questa sede si richiamano le principali caratteristiche e si definiscono i parametri di input applicabili al caso in esame.

Modello costitutivo “Hardening Soil”

A differenza dei modelli costitutivi elasto-perfettamente plastici, il modello “Hardening Soil” considera superfici di plasticizzazione non fisse nello spazio delle tensioni principali, ma che possono espandersi in funzione delle deformazioni plastiche (“hardening”). Sotto tale presupposto, il modello considera separatamente due tipi di “hardening”, ossia un “hardening” deviatorico e un “hardening” volumetrico; l’“hardening” deviatorico è utilizzato per simulare lo sviluppo di deformazioni irreversibili plastiche lungo percorsi di primo carico deviatorico; l’“hardening” volumetrico è utilizzato per lo sviluppo di deformazioni irreversibili plastiche lungo percorsi di primo carico edometrici e isotropi. Nei percorsi di carico “unloading-reloading” le deformazioni plastiche sono nulle e la legge costitutiva che lega gli incrementi di deformazione agli incrementi di tensione è di tipo elastico. Le caratteristiche peculiari del modello possono essere riassunte come segue:

- Moduli di Young dipendenti dalla tensione di confinamento corrente valutati con la seguente legge di potenza:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' - \sigma_3' \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m$$

dove:

E_{ur}^{ref} = modulo di Young ad una pressione di riferimento p^{ref} pari a 100 kPa

σ_3' = tensione principale (negativa se di compressione, in accordo alla convenzione di segno considerata in PLAXIS)

m = esponente del modulo.

- Rapporti di Poisson costanti, regolati dal parametro ν_{ur} .
- Generazione di deformazioni plastiche lungo percorsi di primo carico deviatorico, regolata dal parametro E_{50}^{ref} , da una prima superficie di plasticizzazione (legata a quella di rottura di Mohr-Coulomb mediante il grado di mobilitazione) e dal parametro di dilatanza (ψ).
- Generazione di deformazioni plastiche lungo percorsi di primo carico di compressione edometrica/isotropa, regolata dal parametro E_{ed}^{ref} e da una seconda superficie di plasticizzazione (“cap”) alla Roscoe (vedi [Atkinson & Bransby, 1978](#)).

- Superficie di rottura di Mohr-Coulomb, definita dai parametri di resistenza c' (coesione) e φ' (angolo di attrito); tale superficie è fissa nel modello ed i parametri che la caratterizzano sono costanti.
- Resistenza a trazione (σ_t) nulla.
- Superficie di plasticizzazione alla Roscoe (“cap”) definita dalla pressione di preconsolidazione isotropa p_c' e dai parametri α e β ; la pressione di preconsolidazione isotropa è funzione della pressione di preconsolidazione edometrica σ_{vp}' ; il parametro α è valutato in funzione del coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati in condizioni edometriche, dato dalla seguente espressione $K_o^{NC} = 1 - \sin \varphi'$; il parametro β è valutato in funzione del parametro E_{ed}^{ref} .

I parametri sopra indicati sono valutabili sulla base della caratterizzazione geotecnica descritta nel capitolo 8 e della “back analysis” delle prove di laboratorio. È opportuno evidenziare quanto segue.

Poiché nel modello costitutivo i parametri di resistenza sono costanti, questi ultimi sono stati assunti necessariamente pari a quelli “post rupture”.

I parametri che governano lo sviluppo delle deformazioni elastiche e plastiche sono stati calibrati in modo da riprodurre la parte iniziale della curva sforzi-deformazioni delle prove di laboratorio.

La “back analysis” di prove triassiali rappresentative è stata effettuata prevedendo le seguenti fasi di inializzazione dello stato del materiale, prima della fase di applicazione della tensione deviatorica fino a rottura:

- Fase 1: applicazione di pressioni efficaci verticale ed orizzontale rispettivamente pari a σ_{vp}' e a $K_o^{NC} \cdot \sigma_{vp}'$; tale fase riproduce lo stato del materiale al termine della sedimentazione in sito.
- Fase 2: rilascio tensionale in condizioni edometriche fino a raggiungere una tensione verticale efficace pari a quella geostatica attuale σ_{vo}' ; in prima approssimazione, tale fase riproduce lo stato del materiale al termine dei fenomeni di erosione in sito; in relazione all’entità considerevole del rilascio tensionale (da qualche migliaio di kPa a qualche centinaia di kPa), al termine di tale fase la pressione orizzontale efficace è significativamente superiore a quella verticale.
- Fase 3: rimozione della tensione deviatorica presente nel terreno al termine della fase 2, portando il valore della pressione orizzontale efficace pari a quello della pressione verticale efficace; in prima approssimazione, tale fase riproduce lo stato del materiale a seguito di un campionamento non perfetto.

- Fase 4: applicazione delle pressioni efficaci di consolidazione imposte al provino nella prova triassiale.
- Fase 5: applicazione delle pressioni efficaci imposte al provino nella fase successiva alla consolidazione, fino a rottura.

I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 9.2 e nella Figura 9.12.

Tabella 9.2: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Modello costitutivo “Hardening Soil” – Parametri assunti

| E_{ur}^{ref} (MPa) | M (-) | ν_{ur} (-) | E_{50}^{ref} (MPa) | E_{ed}^{ref} (MPa) | c' (kPa) | ϕ' (°) | ψ (°) | σ_t (kPa) | σ_{vp}' (kPa) | K_o^{NC} (-) |
|---|----------|-------------------|-------------------------|-------------------------|---------------|----------------|---------------|---------------------|-------------------------|---------------------|
| 20 | 0.75 | 0.2 | 9 | 9 | 7 | 26 | 0 | 0 | 4000 | 0.56 ⁽¹⁾ |
| ⁽¹⁾ $K_o^{NC} = 1 - \sin \phi'$ $k = 5 \cdot 10^{-10}$ m/s = coefficiente di permeabilità | | | | | | | | | | |

Modello costitutivo “Bubble con degrado”

A differenza dei modelli costitutivi elasto-perfettamente plastici, il modello “Bubble con degrado” considera una superficie di plasticizzazione interna (“bubble”) ed una superficie di stato esterna (SBS); entrambi le superfici sono di forma ellittica, come nel modello CAM-CLAY; esse possono espandere, contrarre (entrambi le superfici) e muoversi (solo la superficie interna) nello spazio delle tensioni principali in funzione delle deformazioni plastiche (“hardening” volumetrico, deviatorico e cinematico). Sotto tali presupposti, il modello consente di riprodurre sia la non linearità di comportamento del materiale anche all’interno della superficie di stato esterna, sia il degrado delle caratteristiche di resistenza in funzione delle deformazioni plastiche calcolate (sia volumetriche, sia deviatoriche). Il modello si contraddistingue rispetto a quelli analoghi proposti da [Al Tabbaa & Muir Wood \(1989\)](#), [Stallebrass & Taylor \(1997\)](#) per il fatto che il parametro di resistenza M è funzione del percorso di carico (compressione o estensione) e può variare in funzione della deformazione deviatorica plastica cumulata a partire dalle condizioni di stato critico (M_{cs}), fino a raggiungere le condizioni di stato residuo (M_r). Le caratteristiche peculiari del modello possono essere riassunte come segue:

- Superficie di plasticizzazione interna (“bubble”) che delimita il dominio elastico. Tale superficie viene descritta dai seguenti parametri e variabili di stato:
 - ❖ p_c' = pressione efficace media corrente che definisce anche le dimensioni della SBS;

- ❖ M = parametro di resistenza che, nel caso di percorsi di carico di compressione, è definito dalle seguenti equazioni (*legge di "hardening" deviatorico*):

$$M = M_r + (M_{cs} - M_r) \cdot \exp^{-0.5 \left(\frac{\varepsilon_d^p}{\varepsilon_\sigma} \right)^m}$$

$$M_{cs} = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_{cv}}{3 - \sin \varphi'_{cv}}$$

$$M_r = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_r}{3 - \sin \varphi'_r}$$

dove:

φ'_{cv} = angolo di attrito di stato critico

φ'_r = angolo di attrito di residuo

m = parametro della legge di degrado di M

ε_σ = parametro della legge di degrado di M

- ❖ r_e = parametro del modello che definisce le dimensioni del "bubble"

- ❖ q_o, p_o' = coordinate correnti del centro del "bubble".

Il "bubble" si muove nello spazio delle tensioni quando sono soddisfatte le seguenti due condizioni:

- ❖ lo stato tensionale corrente è collocato sul "bubble";
- ❖ l'incremento di tensione corrente è rivolto verso l'esterno, $\pm 90^\circ$ rispetto alla normale al "bubble".

Il movimento del "bubble" è regolato da una *legge di "mapping"*; tale legge assicura che il "bubble" viene trascinato dallo stato tensionale corrente in modo tale da non intersecare mai la SBS.

- Superficie di stato esterna (SBS). Tale superficie viene descritta dai parametri e variabili di stato M e p_c' già definiti.
- *Legge di "hardening" volumetrico*. In accordo al modello CAM CLAY, la variabile di stato p_c' , che contribuisce a determinare le dimensioni del "bubble" e della SBS, risulta funzione dei seguenti parametri e variabili di stato:
 - ❖ $v = 1+e$ = volume specifico corrente (e = rapporto dei vuoti corrente)
 - ❖ λ = pendenza della linea di consolidazione isotropa nel tratto "vergin" (piano $v - \ln p'$)
 - ❖ k = pendenza del "muro elastico" (piano $v - \ln p'$)

Per definire la linea di consolidazione isotropa nel tratto “vergine” è necessario anche il parametro v_{λ} , ossia il volume specifico sulla linea di consolidazione “vergine” corrispondente ad una pressione efficace media p' presa pari a 1 kPa.

- Moduli elastici. Quando lo stato tensionale corrente risulta collocato all'interno del “bubble” il materiale si comporta elasticamente.

Il modulo di compressione volumetrica (B) è dato dalla seguente equazione:

$$B = \frac{v \cdot p'}{k}$$

dove:

$v = 1+e$ = volume specifico corrente (e = rapporto dei vuoti corrente)

p' = pressione efficace media corrente

k = pendenza del “muro elastico” (piano $v - \ln p'$)

Il modulo di taglio (G) è legato a B dalla seguente equazione:

$$G = \frac{3 \cdot B \cdot (1 - 2 \cdot \nu')}{2 \cdot (1 + \nu')}$$

dove ν' è il rapporto di Poisson.

- Moduli plastici. Quando lo stato tensionale corrente è compreso tra il “bubble” e la SBS, il comportamento del materiale diventa elasto-plastico; le deformazioni plastiche e quindi il modulo plastico è regolato dal parametro α .

I parametri sopra indicati sono valutabili sulla base della caratterizzazione geotecnica descritta nel capitolo 8 e della “back analysis” delle prove di laboratorio.

Anche in questo caso la “back analysis” delle prove triassiali rappresentative è stata effettuata prevedendo le seguenti fasi di inizializzazione dello stato del materiale, prima della fase di applicazione del deviatore fino a rottura:

- Fase 1: applicazione di pressioni efficaci verticale ed orizzontale rispettivamente pari a σ_{vp}' e a $K_o^{NC} \cdot \sigma_{vp}'$; tale fase riproduce lo stato del materiale al termine della sedimentazione in sito.
- Fase 2: rilascio tensionale in condizioni edometriche fino a raggiungere una tensione verticale efficace pari a quella geostatica attuale σ_{vo}' ; in prima approssimazione, tale fase riproduce lo stato del materiale al termine dei fenomeni di erosione in sito; in relazione all'entità considerevole del rilascio tensionale (da qualche migliaio di kPa a qualche centinaia di kPa), al termine di tale fase la pressione assiale efficace è significativamente superiore a quella verticale.

- Fase 3: rimozione della tensione deviatorica presente nel terreno al termine della fase 2, portando il valore della pressione orizzontale efficace pari a quello della pressione verticale efficace; in prima approssimazione, tale fase riproduce lo stato del materiale a seguito di un campionamento non perfetto.
- Fase 4: applicazione delle pressioni efficaci di consolidazione imposte al provino in prova triassiale.
- Fase 5: applicazione delle pressioni efficaci imposte al provino nella fase successiva alla consolidazione, fino a rottura.

È opportuno evidenziare quanto segue.

- I materiali in esame possono essere caratterizzati da valori del Limite Liquido dell'ordine di ~ 60% (Figura 8.4).
- I parametri λ e v_λ sono stati definiti assumendo che la curva di consolidazione "vergine" durante la fase di sedimentazione sia comparabile alla linea di consolidazione intrinseca (ICL_{ed} , piano $v - \ln \sigma_{vo}'$) valutabile sulla base della correlazione empirica di [Burland \(1990\)](#). Tale assunzione è supportata dai risultati delle prove edometriche effettuate su materiali non cementati.

La ICL_{ed} può essere agevolmente trasformata in $ICL_{isotropa}$ (piano $v - \ln p'$) e rappresentata nel piano $\ln v - \ln p'$, ottenendo i parametri λ^* e v_λ indicati nella Tabella 9.3.

- Gli angoli φ_{cv}' e φ_r' sono stati assunti pari a quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove di taglio diretto e triassiali (Tabella 9.3).
- Il rapporto di Poisson ν' è stato assunto pari a 0.20 (Tabella 9.3).
- Il parametro k è stato assunto pari a 0.0065 (Tabella 9.3); ciò si traduce in un profilo di modulo di taglio iniziale G_o confrontabile con quello ricavabile applicando la correlazione empirica proposta da [Viggiani & Atkinson \(1995\)](#) per materiali non cementati, normalmente consolidati, caratterizzati da $LL = 60\%$ (vedi la Figura 9.13). Come noto, la correlazione empirica sopra indicata è data dalla seguente equazione:

$$G_o = p_r \cdot A \cdot \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n$$

con $p_r = 1 \text{ kPa}$, $A \cong 920$ e $n = 0.8$.

- I parametri r_e , α , m e ε_σ sono stati calibrati in modo tale da riprodurre il più possibile la curva sforzi deformazione sperimentale.
- Lo stato iniziale, al termine della fase di sedimentazione, rappresentato da v_i e p_{ci}' , e da q_i e p_i' , viene definito imponendo le pressioni efficaci verticale ed orizzontale pari a σ_{vp}' e a $K_o^{NC} \cdot \sigma_{vp}'$ e

tenendo conto che esso si colloca rispettivamente sulla ICL_{is} e sulla SBS.

Le coordinate iniziali del centro del “bubble” (q_{oi} ; p_{oi}) sono ricavate imponendo che, al termine della fase di sedimentazione, il “bubble” è tangente alla SBS nel punto di coordinate q_i e p_i .

I principali risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 9.3 e nella Figura 9.14.

Tabella 9.3: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Modello costitutivo “Bubble con degrado” – Parametri assunti

| | |
|---|---------------------|
| λ^* | 0.08 |
| ν_λ | 3.00 |
| φ_{cv}' | 26° |
| φ_r' | 18° |
| ν' | 0.2 |
| k | $6.5 \cdot 10^{-3}$ |
| r_e | 0.40 |
| α | 0.15 |
| m | 3.00 |
| ε_σ | 0.15 |
| $k = 5 \cdot 10^{-10}$ m/s = coefficiente di permeabilità | |

9.3.2.7. Modellazione costitutiva degli elementi strutturali

Come già anticipato, i pali di monte e di valle, nonché la soletta-puntone, sono schematizzati con elementi “beam” elastici; la soletta-puntone è collegata ai pali di monte con un vincolo di cerniera e ai pali di valle con un vincolo di incastro; gli elementi strutturali sono inseriti nel modello numerico con procedura “wished in place”, ossia senza alcun disturbo o rilascio tensionale negli elementi zona di terreno circostanti. L’adozione di tale procedura dovrebbe condurre a risultati cautelativi in termini di spinte sull’opera di sostegno e quindi di sollecitazioni negli elementi strutturali.

Al cls costituente i pali sono state assegnate le seguenti proprietà:

- $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume
- $E = 25000 \text{ MPa}$ = modulo di Young

9.3.2.8. Risultati per la sezione rappresentativa AT-16

I risultati delle analisi tensio-deformative vengono di seguito espressi in termini di:

- Stato tensionale iniziale “ante operam”;
- Sollecitazioni degli elementi strutturali nelle fasi di analisi più rappresentative ai fini delle verifiche SLU previste dalle NTC-2008;
- Spostamenti orizzontali dell’opera di sostegno;
- Spostamenti verticali ed orizzontali in corrispondenza del piazzale della cascina;
- Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti.

Stato tensionale iniziale “ante operam”

Con riferimento all’asse della futura opera di sostegno, nella Figura 9.15 sono messi a confronto gli andamenti con la profondità del coefficiente $K = \sigma_h' / \sigma_v'$ nelle condizioni attuali “ante operam”, quali risultano dalle analisi tensio-deformative al termine della Fase 3 (vedi il paragrafo 9.3.2.4).

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” forniscono valori di K più bassi; tali risultati verranno considerati come “lower boundary” fra quelli possibili.

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Bubble con degrado” forniscono valori di K più elevati; tali risultati verranno considerati come “upper boundary” fra quelli possibili (vedi ad esempio quanto riportato in [Taylor & Cripps, 1987](#)).

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell’opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 1

Sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.4, distinguendole in ordinarie ed eccezionali.

Tabella 9.4: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Schema riepilogativo delle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C1

| Caso n° | Fase di analisi | Situazione | Modello costitutivo | Categoria |
|---------|-----------------|--|---------------------|-------------|
| 1.1 | Fase 5 | statica massima altezza di scavo in costruzione | Hardening Soil | ordinaria |
| 1.2 | Fase 5 | statica massima altezza di scavo in costruzione | Bubble con degrado | ordinaria |
| 1.3 | Fase 8 | statica esercizio lungo termine | Hardening Soil | ordinaria |
| 1.4 | Fase 8 | statica esercizio lungo termine | Bubble con degrado | ordinaria |
| 1.5 | Fase 9a | Sismica | Hardening Soil | ordinaria |
| 1.6 | Fase 9a | Sismica | Bubble con degrado | eccezionale |
| 1.7 | Fase 9b | statica esercizio lungo termine con occlusione dreni | Hardening Soil | eccezionale |
| 1.8 | Fase 9b | statica esercizio lungo termine con occlusione dreni | Bubble con degrado | eccezionale |

In Tabella 9.5 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Taglio massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Azione normale massima di calcolo nella soletta-puntone, riferita al metro lineare.



Tabella 9.5: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione AT-16 – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C1

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categorìa | Palo di monte | | | Palo di valle | | | Soletta – Puntone fondo scavo | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|---------------|----------|---------------------------------------|---------------|----------|---------------------------------------|-------------------------------|----------|----------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | N [kN/m] | T [kN/m] |
| 1.1 | Fase 5 | Hardening Soil | ordinaria | 1416 | 322 | 14-2=12 | | | | | | |
| 1.2 | Fase 5 | Bubble con degrado | ordinaria | 3865 | 1196 | 10-0=10 | | | | | | |
| 1.3 | Fase 8 | Hardening Soil | ordinaria | 1989 | 398 | 16-1=15 | 318 | 165 | 2-0=2 | 318 | 259 | 60 |
| 1.4 | Fase 8 | Bubble con degrado | ordinaria | 5398 | 1675 | 14-0=14 | 920 | 787 | <1 | 671 | 1357 | 117 |
| 1.5 | Fase 9a | Hardening Soil | ordinaria | 1935 | 429 | 25-4=21 | 829 | 257 | 8-5=3 | 829 | 367 | 187 |
| 1.6 | Fase 9a | Bubble con degrado | eccezionale | 5562 | 1844 | 20-5=15 | 1092 | 958 | 6-4=2 | 887 | 1038 | 162 |
| 1.7 | Fase 9b | Hardening Soil | eccezionale | 2175 | 436 | 18-2=16 | 396 | 205 | 1-0=1 | 396 | 316 | 68 |
| 1.8 | Fase 9b | Bubble con degrado | eccezionale | 5707 | 1767 | 15-0=15 | 991 | 862 | <1 | 802 | 1606 | 132 |

In relazione al fatto che lo stato tensionale “ante operam” influenza significativamente il regime di spinta agente sull’opera di sostegno, nelle verifiche SLU secondo l’Approccio 1, Combinazione 1 (ordinarie ed eccezionali) le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali verranno trattate come segue:

- Se calcolate con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” saranno considerate come “lower boundary” e pertanto verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.5 (condizioni statiche) e pari a 1 (condizioni sismiche).

Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.

- Se calcolate con il modello costitutivo “Bubble con degrado” saranno considerate come “upper boundary” e pertanto non verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 in condizioni statiche, verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.

Nelle combinazioni eccezionali statiche e in quella sismica, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell’opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 2

Sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.6, distinguendole in ordinarie ed eccezionali.

Tabella 9.6: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Schema riepilogativo delle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C2

| Caso n° | Fase di analisi | Situazione | Modello costitutivo | Categoria |
|---------|-----------------|--|---------------------|-------------|
| 2.1 | Fase 9c | statica esercizio lungo termine $\gamma_M=1.25$ | Hardening Soil | ordinaria |
| 2.2 | Fase 9d | Sismica $\gamma_M=1.25$ | Hardening Soil | ordinaria |
| 2.3 | Fase 9e | statica esercizio lungo termine con occlusione dreni $\gamma_M=1.25$ | Hardening Soil | eccezionale |
| 2.4 | Fase 9f | statica esercizio lungo termine $\gamma_M=1.4$ | Hardening Soil | eccezionale |

In Tabella 9.7 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Taglio massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Azione normale massima di calcolo nella soletta-puntone, riferita al metro lineare.

Le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali calcolate dal lato della sicurezza con il modello "Hardening Soil" e con parametri di resistenza "post rupture" verranno trattate come segue:

- Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1, sia nelle condizioni statiche, sia nelle condizioni sismiche.
- Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.



Tabella 9.7: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione AT-16 – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C2

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categoria | Palo di monte | | | Palo di monte | | | Soletta - Puntone | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|---------------|----------|---------------------------------------|---------------|----------|---------------------------------------|-------------------|----------|----------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | N [kN/m] | T [kN/m] |
| 2.1 | Fase 9c | Hardening Soil | ordinaria | 2003 | 575 | 28-9=19 | 1070 | 248 | 10-6=4 | 1134 | 670 | 301 |
| 2.2 | Fase 9d | Hardening Soil | ordinaria | 3371 | 1025 | 48-17=31 | 3280 | 836 | 26-15=11 | 3281 | 1424 | 534 |
| 2.3 | Fase 9e | Hardening Soil | eccezionale | 2385 | 750 | 34-11=23 | 1517 | 420 | 15-7=8 | 1517 | 938 | 304 |
| 2.4 | Fase 9f | Hardening Soil | eccezionale | 2836 | 965 | 77-14=63 | 4057 | 955 | 48-12=36 | 4057 | 1240 | 680 |

Spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno

Nelle Tabelle 9.5 e 9.7 sono riportati gli spostamenti massimi calcolati alla testa e alla base dei pali costituenti le paratie di monte e di valle.

Spostamenti in corrispondenza del piazzale della cascina

Le analisi tensio-deformative condotte in condizioni 2D (deformazione piana) forniscono valori di spostamento orizzontale e verticale massimi in corrispondenza degli edifici della cascina più prossimi all'opera di sostegno (circa 55 m e 70 m dalla trave di coronamento dei pali della paratia di monte) dell'ordine di quelli riportati nella Tabella 9.8; i valori calcolati con il modello costitutivo "Bubble con degrado" riportati nella Tabella 9.8 possono essere considerati come "best estimate", mentre quelli relativi al modello costitutivo "Hardening Soil" possono essere considerati come "upper bound" molto cautelativo.

I valori di spostamento ottenuti con il modello costitutivo "Bubble con degrado" riportati nella Tabella 9.8 risultano molto contenuti, ossia di entità tale da essere assorbiti senza problemi da edifici progettati e costruiti a regola d'arte (vedi ad esempio [Burland, 1997](#)).

L'accettabilità degli spostamenti riportati nella Tabella 9.8 andrà ad ogni modo condizionata all'esito dei risultati del rilievo accurato dello stato attuale "ante operam" degli edifici.

Come già anticipato nel paragrafo 9.2.5. è comunque raccomandabile:

- Prevedere il monitoraggio degli edifici prima, durante e dopo l'esecuzione dei lavori;
- Definire le soglie di "attenzione" e di "allarme", preferibilmente supportate dai risultati di un modello strutturale di interazione struttura-terreno nel quale vengano imposti in fondazione "scenari" plausibili di spostamenti verticali ed orizzontali.

Tabella 9.8: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Valori di spostamento orizzontale (S_h) e verticale (S_v) previsti in corrispondenza degli edifici

| Caso n° | Fase di analisi | Situazione | Modello costitutivo | Spostamenti (55m da asse paratia) (cm) | Spostamenti (70m da asse paratia) (cm) |
|--|-----------------|---|---------------------|--|--|
| 1.1 | Fase 5 | statica massima altezza di scavo in costruzione | Hardening Soil | $S_h = +2.8$ $S_v = -2.5$ | $S_h = +1.7$ $S_v = -2.0$ |
| 1.2 | Fase 5 | statica massima altezza di scavo in costruzione | Bubble con degrado | $S_h = +0.8$ $S_v = -0.4$ | $S_h = +0.4$ $S_v = -0.5$ |
| 1.3 | Fase 8 | statica esercizio lungo termine | Hardening Soil | $S_h = +3.0$ $S_v = -1.5$ | $S_h = +2.0$ $S_v = -0.9$ |
| 1.4 | Fase 8 | statica esercizio lungo termine | Bubble con degrado | $S_h = +1.0$ $S_v = +0.7$ | $S_h = +0.4$ $S_v = +0.2$ |
| S_h positivo se rivolto verso la paratia S_v positivo se rivolto verso l'alto | | | | | |

Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti ai fini strutturali

Nelle Figure 9.16, 9.17, 9.18 e 9.19 è riportato l'andamento dei momenti e dei tagli di calcolo nei pali di monte, ottenuti moltiplicando quelli di calcolo per l'interasse dei pali.

Nelle Figure 9.20, 9.21, 9.22 e 9.23 è riportato l'andamento dei momenti e dei tagli massimi di calcolo nei pali di valle, ottenuti moltiplicando quelli di calcolo per l'interasse dei pali.

Nelle Figure 9.24, 9.25, 9.26, 9.27, 9.28 e 9.29 è riportato l'andamento dei momenti, dei tagli e delle azioni assiali massimi di calcolo nella soletta-puntone, riferiti al metro lineare.

Tali figure sono utilizzate nel Doc.Rif.[14].

9.3.2.9. Risultati per la sezione rappresentativa AT-19

In analogia alla sezione AT-16 i risultati delle analisi tensio-deformative vengono di seguito espressi in termini di:

- Stato tensionale iniziale “ante operam”;
- Sollecitazioni degli elementi strutturali nelle fasi di analisi più rappresentative ai fini delle verifiche SLU previste dalle NTC-2008;
- Spostamenti orizzontali dell’opera di sostegno;
- Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti.

Stato tensionale iniziale “ante operam”

Con riferimento all’asse della futura opera di sostegno, nella Figura 9.30 sono messi a confronto gli andamenti con la profondità del coefficiente $K = \sigma_h' / \sigma_v'$ nelle condizioni attuali “ante operam”, quali risultano dalle analisi tensio-deformative al termine della Fase 3 (vedi il paragrafo 9.3.2.4).

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” forniscono valori di K più bassi; in analogia alla sezione AT-16, tali risultati verranno considerati come “lower boundary” fra quelli possibili.

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Bubble con degrado” forniscono valori di K più elevati; in analogia alla sezione AT-16, tali risultati verranno considerati come “upper boundary” fra quelli possibili (vedi ad esempio quanto riportato in [Taylor & Cripps, 1987](#)).

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell’opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 1

In analogia alla sezione AT-16, sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.4.

In Tabella 9.9 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;

- Momento flettente massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Taglio massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Azione normale massima di calcolo nella soletta-puntone, riferita al metro lineare.

In relazione al fatto che lo stato tensionale “ante operam” influenza significativamente il regime di spinta agente sull’opera di sostegno, in analogia alla sezione AT-16, nelle verifiche SLU secondo l’Approccio 1, Combinazione 1 (ordinarie ed eccezionali) le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali verranno trattate come segue:

- Se calcolate con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” saranno considerate come “lower boundary” e pertanto verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.5 (condizioni statiche) e pari a 1 (condizioni sismiche).

Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori a rispettivamente a 1.2 e 1.1.

- Se calcolate con il modello costitutivo “Bubble con degrado” saranno considerate come “upper boundary” e pertanto non verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 in condizioni statiche, verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.

Nelle combinazioni eccezionali statiche e in quella sismica, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.



Tabella 9.9: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione AT-19 – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C1

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categoria | Palo di monte | | | Palo di valle | | | Soletta - Puntone | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|---------------|----------|---------------------------------------|---------------|----------|---------------------------------------|-------------------|----------|----------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] | M [kNm/m] | N [kN/m] | T [kN/m] |
| 1.1 | Fase 5 | Hardening Soil | Ordinaria | 1053 | 323 | 20-6=14 | | | | | | |
| 1.2 | Fase 5 | Bubble con degrado | ordinaria | 3356 | 1144 | 10-0=10 | | | | | | |
| 1.3 | Fase 8 | Hardening Soil | ordinaria | 1478 | 475 | 22-6=18 | 890 | 305 | <1 | 724 | 535 | 140 |
| 1.4 | Fase 8 | Bubble con degrado | ordinaria | 5729 | 1792 | 17-0=17 | 1373 | 1075 | <1 | 946 | 1544 | 177 |
| 1.5 | Fase 9a | Hardening Soil | ordinaria | 1309 | 466 | 31-15=16 | 853 | 335 | 8-6=2 | 853 | 566 | 99 |
| 1.6 | Fase 9a | Bubble con degrado | eccezionale | 5961 | 1933 | 22-4=18 | 1616 | 1251 | <1 | 1145 | 1866 | 235 |
| 1.7 | Fase 9b | Hardening Soil | eccezionale | 1584 | 522 | 25-4=19 | 978 | 359 | <1 | 729 | 605 | 131 |
| 1.8 | Fase 9b | Bubble con degrado | eccezionale | 6301 | 1978 | 18-0=18 | 1575 | 1242 | <1 | 1151 | 1861 | 199 |

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell'opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 2

In analogia alla sezione AT-16, sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.6.

In Tabella 9.10 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di valle, riferito al metro lineare di paratia;
- Momento flettente massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Taglio massimo di calcolo nella soletta-puntone, riferito al metro lineare;
- Azione normale massima di calcolo nella soletta-puntone, riferita al metro lineare.

In analogia alla sezione AT-16, le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali calcolate dal lato della sicurezza con il modello "Hardening Soil" e con parametri di resistenza "post rupture" verranno trattate come segue:

- Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1, sia nelle condizioni statiche, sia nelle condizioni sismiche.
- Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.



Tabella 9.10: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione AT-19 – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C2

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categoria | Palo di monte | | | Palo di valle | | | Soletta - Puntone | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|---------------|----------|--|---------------|----------|--|-------------------|----------|----------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{piede}$ [cm] | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{piede}$ [cm] | M [kNm/m] | N [kN/m] | T [kN/m] |
| 2.1 | Fase 9c | Hardening Soil | ordinaria | 1253 | 451 | 28-10=18 | 678 | 161 | 5-2=3 | 1089 | 574 | 276 |
| 2.2 | Fase 9d | Hardening Soil | ordinaria | 1124 | 420 | 38-19=19 | 922 | 163 | 15-13=2 | 977 | 563 | 232 |
| 2.3 | Fase 9e | Hardening Soil | eccezionale | 1495 | 507 | 34-12=22 | 632 | 171 | 8-4=4 | 1159 | 620 | 294 |
| 2.4 | Fase 9f | Hardening Soil | eccezionale | 1053 | 369 | 41-20=21 | 760 | 96 | 17-13=4 | 1422 | 486 | 355 |

Spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno

Nelle Tabelle 9.9 e 9.10 sono riportati gli spostamenti massimi calcolati alla testa e alla base dei pali costituenti le paratie di monte e di valle.

Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti ai fini strutturali

Nelle Figure 9.31, 9.32, 9.33 e 9.34 è riportato l'andamento dei momenti e dei tagli di calcolo nei pali di monte, ottenuti moltiplicando quelli di calcolo per l'interasse dei pali.

Nelle Figure 9.35, 9.36, 9.37 e 9.38 è riportato l'andamento dei momenti e dei tagli massimi di calcolo nei pali di valle, ottenuti moltiplicando quelli di calcolo per l'interasse dei pali.

Nelle Figure 9.39, 9.40, 9.41, 9.42, 9.43 e 9.44 è riportato l'andamento dei momenti, dei tagli e delle azioni assiali massimi di calcolo nella soletta-puntone, riferiti al metro lineare.

Tali figure sono richiamate e utilizzate nel Doc.Rif.[14].

9.3.2.10. Risultati per la sezione rappresentativa AT-20bis

In analogia alle sezioni AT-16 e AT-19 i risultati delle analisi tensio-deformative vengono di seguito espressi in termini di:

- Stato tensionale iniziale “ante operam”;
- Sollecitazioni degli elementi strutturali nelle fasi di analisi più rappresentative ai fini delle verifiche SLU previste dalle NTC-2008;
- Spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno;
- Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti.

Stato tensionale iniziale “ante operam”

Con riferimento all'asse della futura opera di sostegno, nella Figura 9.45 sono messi a confronto gli andamenti con la profondità del coefficiente $K = \sigma_h' / \sigma_v'$ nelle condizioni attuali “ante operam”, quali risultano dalle analisi tensio-deformative al termine della Fase 3 (vedi il paragrafo 9.3.2.4).

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” forniscono valori di K più bassi; in analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, tali risultati verranno considerati come “lower boundary” fra quelli possibili.

I risultati delle analisi condotte con il modello costitutivo “Bubble con degrado” forniscono valori di K più elevati; in analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, tali risultati verranno considerati come “upper boundary” fra quelli possibili (vedi ad esempio quanto riportato in Taylor & Cripps, 1987).

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell'opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 1

In analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.4.

La falda di calcolo è stata assunta cautelativamente pari a quella naturale, ossia non fluenzata dai dreni sub-orizzontali; in questo caso, la Fase 9b “intasamento dreni” non viene presa in considerazione.

In Tabella 9.11 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia.

Tabella 9.11: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione AT-20bis – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C1

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categoria | Palo | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|-----------|----------|---------------------------------------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] |
| 1.1 | Fase 5 | Hardening Soil | ordinaria | 260 | 130 | 11-7=4 |
| 1.2 | Fase 5 | Bubble con degrado | ordinaria | 2263 | 925 | 6-1=5 |
| 1.3 | Fase 8 | Hardening Soil | ordinaria | 548 | 163 | 23-11=12 |
| 1.4 | Fase 8 | Bubble con degrado | ordinaria | 3643 | 1169 | 12-2=10 |
| 1.5 | Fase 9a | Hardening Soil | ordinaria | 547 | 157 | 37-24=13 |
| 1.6 | Fase 9a | Bubble con degrado | eccezionale | 3703 | 1181 | 17-6=11 |

In relazione al fatto che lo stato tensionale “ante operam” influenza significativamente il regime di spinta agente sull’opera di sostegno, in analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, nelle verifiche SLU secondo l’Approccio 1, Combinazione 1 (ordinarie ed eccezionali) le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali verranno trattate come segue:

- Se calcolate con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” saranno considerate come “lower boundary” e pertanto verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.5 (condizioni statiche) e pari a 1 (condizioni sismiche).

Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori a rispettivamente a 1.2 e 1.1.

- Se calcolate con il modello costitutivo “Bubble con degrado” saranno considerate come “upper boundary” e pertanto non verranno fattorizzate.

Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 in condizioni statiche, verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1.

Nelle combinazioni eccezionali statiche e in quella sismica, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.

Sollecitazioni degli elementi strutturali dell’opera di sostegno per le verifiche SLU, Approccio 1, Combinazione 2

In analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, sono state considerate le situazioni (casi) indicate nella Tabella 9.6.

In Tabella 9.12 sono riportati i risultati ottenuti in termini di:

- Momento flettente massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia;
- Taglio massimo di calcolo nella paratia di pali di monte, riferito al metro lineare di paratia.

Tabella 9.12: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione AT-20bis – Schema riepilogativo delle sollecitazioni massime calcolate nelle situazioni (casi) considerate nelle verifiche SLU DA1C2

| Caso n° | Fase di analisi | Modello costitutivo | Categoria | Palo | | |
|---------|-----------------|---------------------|-------------|-----------|----------|---------------------------------------|
| | | | | M [kNm/m] | T [kN/m] | $\delta_{testa} - \delta_{base}$ [cm] |
| 2.1 | Fase 9c | Hardening Soil | Ordinaria | 342 | 99 | 34-18=16 |
| 2.2 | Fase 9d | Hardening Soil | ordinaria | 463 | 185 | 64-34=30 |
| 2.4 | Fase 9f | Hardening Soil | eccezionale | 366 | 138 | 60-26=34 |

In analogia alle sezioni AT-16 e AT-19, le sollecitazioni di calcolo degli elementi strutturali calcolate dal lato della sicurezza con il modello “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post rupture” verranno trattate come segue:

- Nelle combinazioni ordinarie previste dalle NTC-2008 verranno applicati coefficienti moltiplicativi pari a 1, sia nelle condizioni statiche, sia nelle condizioni sismiche.
- Nelle combinazioni eccezionali, non espressamente previste dalla norma, potranno essere accettati coefficienti di sicurezza sui materiali calcestruzzo e acciaio meno stringenti di quelli previsti dalla norma, comunque non inferiori rispettivamente a 1.2 e 1.1.

Spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno

Nelle Tabelle 9.11 e 9.12 sono riportati gli spostamenti massimi alla calcolati alla testa e alla base dei pali costituenti la paratia di monte.

Distribuzione delle sollecitazioni degli elementi strutturali per le situazioni (casi) dimensionanti ai fini strutturali

Nelle Figure 9.46, 9.47, 9.48 e 9.49 è riportato l'andamento dei momenti e dei tagli di calcolo nei pali di monte, ottenuti moltiplicando quelli di calcolo per l'interasse dei pali.

Tali figure sono richiamate e utilizzate nel Doc.Rif.[14].

9.3.3. Opera di sostegno degli scavi – Analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità globale della trincea descritte nel seguito, hanno riguardato sia la porzione di versante più acclive, alla sommità del quale insiste la “Cascina dello Spià”, sia il tratto meno acclive dalla progressiva km 0+275 in poi; in particolare, l’attenzione è stata rivolta alle sezioni rappresentative AT-16 e AT-19 per le quali sono state condotte le analisi tensio-deformative.

Le analisi di stabilità globale sono state condotte facendo riferimento ai metodi dell’equilibrio limite con la soluzione proposta da Morgenstern & Price, applicabile a condizioni di deformazione piana e a superfici di scivolamento di forma qualsiasi.

Le valutazioni sono state fatte sia per le condizioni statiche, sia per le condizioni sismiche; per queste ultime è stato adottato il metodo statico equivalente e le azioni sismiche indicate nel paragrafo 5.2.

Alla luce:

- degli studi di carattere geologico e geomorfologico che descrivono l’area in esame come non interessata da fenomeni gravitativi progressivi o in evoluzione (vedi quanto richiamato nel capitolo 6);
 - della caratterizzazione dei materiali argillosi illustrata nel capitolo 8;
- nelle analisi sono stati adottati parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci associabili alle condizioni “post rupture”, dati dai seguenti valori, applicabili sia per i materiali di copertura, sia per le argille marnose di base:

$$c' = 7 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

Considerati il livello di sismicità e le pressioni di preconsolidazione meccanica dei materiali, anche le verifiche sismiche sono state condotte, dal lato della sicurezza, in condizioni drenate.

La geometria del versante e i livelli piezometrici considerati per ciascuna sezione rappresentativa sono quelli considerati per le analisi tensio-deformative.

Le superfici di scivolamento di forma circolare, considerate nelle analisi passano al di sotto della base dei pali costituenti l’opera di sostegno e affiorano in corrispondenza del Rio Deglia.

I risultati delle analisi condotte con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007, in termini di superfici di scivolamento analizzata e grado di sicurezza sono riportati nelle Figure 9.50, 9.51 (sezione AT-16) e 9.52, 9.53 (sezione AT-19).

Il grado di sicurezza indicato nelle figure suddette è definito in accordo all’Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) previsto per analisi di stabilità globale dalle NTC-2008, tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F) e 6.2.II (γ_M). Nel caso

specifico, adottando $\gamma_F = 1$ (carichi permanenti), $\gamma_M = 1.25$ (su $\tan\phi'$ e c') e $\gamma_M = 1$ (su γ_t), il grado di sicurezza minimo accettabile dalla norma risulterebbe pari a $\gamma_R = 1.1$ (vedi la tabella 6.8.I).

Alla luce dei risultati conseguiti, le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte.

Vale la pena segnalare che le verifiche di stabilità globale sarebbero soddisfatte anche considerando parametri di resistenza prossimi alle condizioni residue, ossia $c' = 0$ kPa e $\phi' = 18^\circ$.

9.3.4. Opera di sostegno degli scavi – Considerazioni finali

Alla luce dei risultati delle analisi illustrati nei paragrafi 9.3.2 e 9.3.3 possono essere fatte le seguenti considerazioni:

- Le lunghezze di palo definite in progetto dovrebbero assicurare il non raggiungimento di stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico (equilibrio alla traslazione orizzontale e ribaltamento) anche in situazioni eccezionali che potrebbero derivare da perdita di efficienza del sistema di drenaggio profondo (dreni sub-orizzontali) a tergo della paratia di monte (caso 2.3 di Tabella 9.6) o dalla presenza di “strutture sepolte” non indagate con le indagini e studi effettuati, lungo le quali verrebbero ad operare parametri di resistenza prossimi a quelli residui (caso 2.4 di Tabella 9.6).
- Nelle condizioni di immorsamento dei pali di cui sopra, il dimensionamento dell’opera di sostegno in termini di diametro, interasse dei pali e spessore della soletta-puntone, nonché di distanza tra paratia di monte e paratia di valle, è governato dalla verifica agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale e quindi dal regime di spinta sull’opera di sostegno, funzione a sua volta dello stato tensionale efficace iniziale “ante operam”. In mancanza di determinazioni dirette, le valutazioni effettuate in questa sede in termini di stato tensionale efficace iniziale “ante operam” hanno condotto a risultati che ragionevolmente possono essere considerate “lower boundary” e “upper boundary” fra quelle possibili (rispettivamente casi 1.3 e 1.4 di Tabella 9.4). Dal lato della sicurezza le verifiche SLU sono state condotte considerando le soluzioni “upper boundary”, contemplando anche situazioni eccezionali che potrebbero derivare da perdita di efficienza del sistema di drenaggio profondo (dreni sub-orizzontali) a tergo della paratia di monte (casi 1.4 e 1.8 di Tabella 9.4).
- Nonostante le precauzioni prese, considerata la complessità dell’ambiente geologico e geomorfologico, nonché del comportamento geotecnico dei materiali argillosi, è opportuno prevedere un piano di monitoraggio dell’opera di sostegno, con indicazione anche delle soglie di “attenzione” e di “allarme”.

Il piano di monitoraggio dell’opera di sostegno sarà funzionante sia durante l’esecuzione della trincea, sia durante l’esercizio del tratto autostradale in esame e comprenderà:

- ❖ La misura dell'andamento con la profondità degli spostamenti orizzontali delle paratie di monte e di valle; a tale scopo in corrispondenza di ciascuna delle sezioni di progetto AT-16 e AT-19 verranno realizzate due postazioni inclinometriche, una in un palo di monte e una in un palo di valle. La lunghezza degli inclinometri sarà tale da rilevare anche gli spostamenti del terreno sottostante la base dei pali, ossia circa 40 m per l'inclinometro di monte e 35 m per l'inclinometro di valle.
- ❖ La misura degli spostamenti orizzontali e verticali della trave di coronamento dei pali di monte. Tale misura verrà effettuata mediante livellazioni topografiche di alta precisione, riferite a capisaldi fissi, opportunamente materializzati.
- ❖ La misura dell'andamento con la profondità delle deformazioni assiali nei pali delle paratie di monte e di valle allo scopo di ricavare le sollecitazioni flessionali dei pali. In corrispondenza di ciascuna delle sezioni di progetto AT-16 e AT-19, verranno realizzate quattro postazioni estensimetriche, due nei pali di monte e due nei pali di valle.

Si potrà fare riferimento alle seguenti soglie di “attenzione” e di “allarme”:

- ❖ Soglia di “attenzione”:
 - Fase di costruzione: media degli spostamenti calcolati in sommità pali di monte nei casi 1.1 e 1.2 (Fase di analisi 5) x 1.2, ossia circa 15 cm;
 - Fase di esercizio: media degli spostamenti calcolati in sommità pali di monte nei casi 1.3 e 1.4 (Fase di analisi 8) x 1.2, ossia circa 22 cm.
- ❖ Soglia di “allarme”: media degli spostamenti calcolati nel caso 2.1 (Fase di analisi 9c), ossia circa 28 cm.

Maggiori dettagli in merito al piano di monitoraggio dell'opera di sostegno sono riportati nel paragrafo 10.6 e nel documento “Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli” (Doc.Rif.[31]).

- Eventuali contromisure di emergenza, dettate da risultati del monitoraggio dell'opera di sostegno meno favorevoli di quelle previste in progetto, potranno essere risolte come descritto nel documento “Scenari di rischio e linee guida per il piano delle emergenze” (Doc.Rif.[13]).

9.3.5. Stabilità del versante a monte dell'opera di sostegno

Le analisi di stabilità locale descritte nel seguito hanno riguardato la porzione di versante più acclive a monte dell'opera di sostegno degli scavi, alla sommità del quale insiste la “Cascina dello Spià”; in particolare, l'attenzione è stata rivolta alla sezione rappresentativa AT-15Bis/AT-16 (sezione -a-) per la quale sono state condotte le analisi tensio-deformative.

Le analisi di stabilità globale sono state condotte facendo riferimento ai metodi dell'equilibrio limite con il metodo di Bishop, applicabile a superfici di scivolamento circolari e a condizioni di deformazione piana.

Le valutazioni sono state fatte sia per le condizioni statiche, sia per le condizioni sismiche; per queste ultime è stato adottato il metodo statico equivalente e le azioni sismiche indicate nel paragrafo 5.2.

Alla luce:

- degli studi di carattere geologico e geomorfologico che descrivono l'area in esame come non interessata da fenomeni gravitativi progressi o in evoluzione (vedi quanto richiamato nel capitolo 6);
- della caratterizzazione dei materiali argillosi illustrata nel capitolo 8;

nelle analisi sono stati adottati parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci associabili alle condizioni "post rupture", dati dai seguenti valori, applicabili sia per i materiali di copertura, sia per le argille marnose di base:

$$c' = 7 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

Considerati il livello di sismicità e le pressioni di preconsolidazione meccanica dei materiali, anche le verifiche sismiche sono state condotte, dal lato della sicurezza, in condizioni drenate.

La geometria del versante e i livelli piezometrici considerati per ciascuna sezione rappresentativa sono quelli considerati per le analisi tensio-deformative.

Le superfici di scivolamento di forma circolare considerate nelle analisi partono dalla sommità del versante e affiorano subito a monte dell'opera di sostegno.

L'intervento di soil nailing (ancoraggi passivi di lunghezza pari a 12 m ed inclinati di 23° circa rispetto alla direzione orizzontale) è stato schematizzato nei calcoli delle verifiche di stabilità nella maniera seguente:

A) Resistenza di progetto allo sfilamento

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix* (Doc.Rif.[43]), avendo assunto:

- $D = 0.07 \text{ m}$ – Diametro nominale di perforazione
- $\alpha = 1.0$
- $q_s = 100 \text{ kPa}$ – Resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.07) \cdot 100 \sim 22 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

- $R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 22 / 1.80 \sim 12 \text{ kN/m}$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine nell'ambito del volume di terreno interessato dalle verifiche di stabilità ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

- $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 12 / 1.2 \sim 10 \text{ kN/m}$

avendo considerato il soil nailing come un intervento permanente.

Tenendo conto dell'interasse fuori piano degli ancoraggi risulta:

- $R_{ad}/ml = 10 / 2.5 \sim 4 \text{ kN/m/ml}$

B) Resistenza di progetto della sezione strutturale

Le resistenze di progetto a trazione ($R_{t,Rd}$) e a taglio ($V_{c,Rd}$) della sezione delle barre risultano pari a:

$$R_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$
$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

essendo:

A = area netta della sezione della barra ($\phi 26\text{mm}$) = 0.0000531 m^2

A_v = area resistente a taglio; per sezioni circolari risulta: $A_v = \frac{2A}{\pi}$

f_{yk} = tensione dell'acciaio a snervamento dell'acciaio (= 850 MPa nel caso in esame)

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (1.05 nel caso in esame)

Nel caso specifico risulta:

$$R_{t,Rd} \sim 430 \text{ kN}$$

Nelle verifiche di stabilità il contributo resistente a taglio ($V_{c,Rd}$) è stato trascurato.

I risultati delle analisi condotte con il codice di calcolo SlopeW, versione 2007, in termini di superfici di scivolamento analizzata e grado di sicurezza sono riportati nelle figure 9.55 (verifica statica senza intervento di soil nailing), 9.56 (verifica sismica senza intervento di soil nailing), 9.57 (verifica statica con intervento di soil nailing) e 9.58

(verifica sismica con intervento di soil nailing). Il grado di sicurezza indicato nelle figure suddette è definito in accordo all'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) previsto per analisi di stabilità globale dalle NTC-2008, tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F) e 6.2.II (γ_M). Nel caso specifico, adottando $\gamma_F = 1$ (carichi permanenti), $\gamma_M = 1.25$ (su $\tan\phi'$ e c') e $\gamma_M = 1$ (su γ_t), il grado di sicurezza minimo accettabile dalla norma risulterebbe pari a $\gamma_R = 1.1$ (vedi la tabella 6.8.I).

Alla luce dei risultati conseguiti, le verifiche di stabilità locale in presenza di soil nailing risultano soddisfatte in accordo alla normativa vigente ($\gamma_R = 1.17$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.10$ in condizioni sismiche); così non sarebbe in assenza dell'intervento di soil nailing ($\gamma_R = 0.93$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 0.87$ in condizioni sismiche).

9.3.6. Analisi di stabilità per la sezione -b- in presenza di soil nailing

Considerate le condizioni di stabilità ante operam lungo la sezione -b- (vedi paragrafo 9.2.3 e Figura 9.7), caratterizzate da un grado di sicurezza minimo γ_R di 0.86, ossia inferiore al valore richiesto dalla normativa vigente ($\gamma_R = 1.1$), l'intervento di soil nailing è stato esteso anche al tratto immediatamente precedente a quello della trincea al fine di garantire un grado di sicurezza adeguato almeno per superfici di scorrimento "superficiali" caratterizzate da profondità della superficie di scorrimento entro i primi 5 m circa dal piano campagna.

Nelle verifiche di stabilità, il terreno e l'intervento di soil nailing sono stati schematizzati come descritto al paragrafo 9.3.5.

Nelle figure 9.58, 9.59, 9.60 e 9.61 è riportata una superficie di scorrimento "superficiale" tipica caratterizzata da gradi di sicurezza $\gamma_R < 1.1$ ($\gamma_R = 0.93$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 0.87$ in condizioni sismiche, figure 9.58 e 9.59) in assenza di soil nailing e da gradi di sicurezza adeguati in presenza dell'intervento di soil nailing ($\gamma_R = 1.19$ in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.10$ in condizioni sismiche, figure 9.60 e 9.61).

10. PRESCRIZIONI E RACCOMANDAZIONI

10.1. GENERALITÀ

Nei paragrafi successivi si richiamano alcune prescrizioni e raccomandazioni inerenti l'esecuzione, il controllo e il monitoraggio dei principali interventi provvisori e definitivi necessari alla realizzazione della trincea; per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto elencati nel paragrafo 2.1.

10.2. PISTE DI ACCESSO E PIANI DI LAVORO

Sarà cura dell'Impresa esecutrice predisporre piste di accesso e piani di lavoro idonei per eseguire in sicurezza i lavori previsti in progetto, in relazione anche alle caratteristiche dei mezzi che si intende utilizzare. A tale proposito, prima dell'inizio e per l'intera durata dei lavori, l'Impresa esecutrice effettuerà sulle piste di accesso e i piani di lavoro tutte le ispezioni, prove, controlli e lavori di manutenzione necessari a garantire la sicurezza e l'operatività dei mezzi d'opera; senza limitazione alla validità generale di quanto sopra, saranno effettuate e valutate prove di densità in situ, prove di carico su piastra, prove CBR in situ, prove penetrometriche e/o quant'altro necessario allo scopo.

In linea generale, i rilevati provvisori previsti per la realizzazione dei pali trivellati saranno eseguiti con materiali granulari assortiti, drenanti, con percentuali di passante al vaglio 200 ASTM inferiori al 10%, opportunamente compattati fino a raggiungere densità pari o superiori al 90% della densità ottima da prova Proctor modificata. Lo strato superiore dei rilevati, per uno spessore di almeno 30 cm dovrà essere costituito con misto di cava di grossa pezzatura, intasato con pietrisco.

Prima di procedere con la stesa del primo strato di rilevato si provvederà all'asportazione del terreno vegetale e, fatta eccezione per diverse e più restrittive prescrizioni derivanti dalle specifiche condizioni legate alla stabilità locale del pendio, all'esecuzione di una opportuna gradonatura, con banche in leggera contropendenza (tra 1% e 2%).

10.3. RIPROFILATURA DEL VERSANTE

Come indicato negli elaborati grafici di progetto, la riprofilatura del versante nel tratto meno acclive tra le progressive ~ km 0+275 e ~ km 0+345 sarà eseguita con scarpate di pendenza media 1(vertical):5(orizzontale), costituite da scarpate di pendenza

1 (verticale):4 (orizzontale) con aggiunta di banche di larghezza pari a 3 m ogni 3 m di altezza; le berme avranno una pendenza longitudinale come definita negli elaborati grafici di progetto ed una pendenza trasversale, verso l'interno della berma, pari al 3%.

La riprofilatura del versante sarà effettuata partendo dal ciglio superiore di progetto (immediatamente a valle del fosso di guardia), a scendere fino alla quota del piano di lavoro corrente.

Tutti i movimenti terra necessari alla realizzazione di ciascuna scarpata e berma intermedia dovranno essere completati prima di procedere con l'ulteriore ribasso della riprofilatura verso valle.

Prima di procedere con il ribasso della profilatura verso valle si dovrà inerbire l'ultima scarpata realizzata e si dovranno installare le canalette di raccolta acque sull'ultima berma realizzata.

Le acque raccolte dalle canalette verranno convogliate in un fosso centrale disposto lungo il pendio in corrispondenza della linea di impluvio (vedi elaborati grafici di progetto); il fosso centrale recapiterà le acque nella canaletta presente a monte dell'opera di sostegno. Il fosso centrale disposto lungo il pendio dovrà essere realizzato mano a mano che si procederà con il ribasso della riprofilatura verso valle in modo tale da non re-intervenire sulle scarpate e berme già completate.

Durante tutte le fasi provvisorie le acque provenienti dal fosso di guardia di monte e quelle provenienti dalle canalette disposte sulle berme dovranno essere convogliate in tubazioni con scarico nell'alveo del Rio Deglia; non è ammesso il ruscellamento e/o lo scarico delle acque sulle scarpate incise dal Rio Deglia.

Durante le attività di riprofilatura del versante dovrà essere effettuato un rilievo di dettaglio del fronte di scavo, riportante indicazioni riguardanti i terreni incontrati (copertura, substrato argilloso-marnoso, bancate di gesso, eventuali blocchi di gesso disarticolati, ecc), nonché l'eventuale presenza di acque di filtrazione/ristagno.

In corrispondenza di bancate di gesso caratterizzate dalla presenza di cavità verranno realizzate adeguate opere di captazione e di convogliamento delle eventuali venute d'acqua sotterranee nel sistema idraulico previsto in progetto. Tali interventi, non definibili in fase di progetto, in quanto dipendenti anche dalla geometria e dimensioni delle cavità, saranno definiti e realizzati dall'Impresa esecutrice previa autorizzazione da parte della Direzione Lavori.

In presenza di blocchi di gesso disarticolati, prima di procedere con gli scavi di riprofilatura del versante, si dovranno valutare le loro condizioni di stabilità. Nel caso in cui blocchi di gesso si trovino in prossimità dei cigli di scavo o possano costituire pericolo per le lavorazioni in corso, essi dovranno essere completamente rimossi, ricorrendo ove necessario ad un extra scavo da ritombare successivamente con materiale selezionato di cava o materiale proveniente dagli scavi stabilizzato a calce, previa

verifica delle sue caratteristiche meccaniche attraverso prove di sito e laboratorio e approvazione da parte della Direzione Lavori.

10.4. FASI ESECUTIVE

La trincea verrà eseguita in accordo alle seguenti fasi

FASE 0

- Stato di fatto.

FASE 1

- Realizzazione di un'area di cantiere alla quota +214.00 tramite l'esecuzione di un rilevato provvisorio in addossamento al rilievo collinare esistente tra le sezioni AT-13 ed AT-18 e tramite riprofilatura del versante collinare esistente tra le sezioni AT-18 ed AT-22.

Le modalità di realizzazione del rilevato provvisorio e della riprofilatura del versante sono descritte negli elaborati grafici di progetto e nei paragrafi 10.2 e 10.3.

- Realizzazione dell'intervento di "soil nailing" tipo 1 sulle aree di versante non riprofilate e tipo 2 sulle aree di versante riprofilate con pendenza media superiore a 1 (verticale):5 (orizzontale).

Le aree interessate dall'intervento di "soil nailing" tipo 1 e tipo 2 sono indicate nell'elaborato grafico "Planimetria di progetto" (Doc.Rif.[16]).

Le modalità di realizzazione dell'intervento di "soil nailing" sono descritte nell'elaborato grafico "Soil nailing – Sezioni tipo e particolari costruttivi" (Doc.Rif.[21]).

- Esecuzione dei pali trivellati di monte aventi una quota nominale di testa palo alla +213.80 e +212.80; tali pali saranno comunque gettati rispettivamente fino alle quote +214.00 e +213.00 e successivamente scapitozzati nei 20 cm sommitali. I pali con quota nominale di testa palo alla +212.80 saranno realizzati con un tratto a vuoto di 1 m.

Alcuni pali saranno strumentati con inclinometri ed estensimetri (vedi gli elaborati grafici "Planimetria di tracciamento e prospetto" e "Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli", Doc.Rif.[17] e Doc.Rif.[31] rispettivamente).

- Ribasso locale del piano di lavoro per la scapitozzatura dei 20 cm sommitali dei pali e per il getto della trave di coronamento. Nella trave di coronamento dovranno essere predisposti tubi per il successivo getto d'intasamento tra pali e rivestimento prefabbricato (vedi l'elaborato grafico "Paratia – Sezioni tipo e particolari costruttivi", Doc.Rif.[20]).

- Nella trave di coronamento dovranno essere predisposti gli opportuni terminali e le protezioni degli inclinometrici e degli estensimetri installati nei pali strumentati.

FASE 2

- Canalizzazione del Rio Deglia con tubi tipo ARMCO e tombamento temporaneo dell'incisione del Rio Deglia fino alla quota +201.50.
- Ribasso dell'area di cantiere alla quota +212.00, con estensione del rilevato provvisorio in addossamento al rilievo collinare esistente tra le sezioni AT-12bis ed AT-14bis e completamento della riprofilatura del versante collinare esistente tra le sezioni AT-19bis ed AT-22.

Le modalità di realizzazione del rilevato provvisorio e della riprofilatura del versante sono descritte negli elaborati grafici di progetto e nei paragrafi 10.2 e 10.3.

- Esecuzione dei pali trivellati di monte aventi una quota nominale di testa palo alla +211.80 e +210.80; i pali saranno comunque gettati fino alle quote +212.00 e +211.00 e successivamente scapitozzati per i 20 cm sommitali. I pali con quota nominale di testa palo alla +210.80 saranno realizzati con un tratto a vuoto di 1 m.
- Ribasso locale del piano di lavoro per garantire la scapitozzatura dei 20 cm sommitali dei pali e per il getto della trave di coronamento.
- Nella trave di coronamento dovranno essere predisposti tubi per il successivo getto d'intasamento tra pali e rivestimento prefabbricato (vedi l'elaborato grafico "Paratia – Sezioni tipo e particolari costruttivi", Doc.Rif.[20]).

FASE 3

- Scavo a valle della paratia di pali fino alla quota +209.50.
- Esecuzione dei pali trivellati di valle; i pali saranno gettati fino a quote superiori di 20 cm rispetto alle quote di testa palo nominali e successivamente scapitozzati per i 20 cm sommitali. I pali saranno realizzati con tratti a vuoto compresi tra 1.9 m e 2.2 m circa (vedi l'elaborato grafico "Planimetria di tracciamento e prospetto", Doc.Rif.[17]).

Alcuni pali saranno strumentati con inclinometri ed estensimetri (vedi gli elaborati grafici "Planimetria di tracciamento e prospetto" e "Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli", Doc.Rif.[17] e Doc.Rif.[31] rispettivamente); prima di procedere con il riempimento del tratto a vuoto dovranno essere predisposte opportune protezioni alla strumentazione installata, per non danneggiarla.

- Esecuzione dei microdreni sub-orizzontali alle quote definite in progetto.

FASE 4a - tratti dove è prevista la soletta sotto la carreggiata autostradale

- a. Attesa per la completa maturazione del calcestruzzo dei pali di valle.
- b. Approfondimento degli scavi da quota +209.50 a quota di intradosso magrone di livellamento.
- c. Scarificazione parziale dei pali di monte per un'altezza pari allo spessore della soletta-puntone, tra le quote di estradosso ed intradosso soletta-puntone.

- d. Getto della soletta. Il getto della soletta prevede due rialzi in quota di 5 cm in corrispondenza dei cordoli della canaletta di raccolta acque bordo strada con ferri di ripresa per il successivo completamento del getto degli stessi cordoli.
- e. Nella soletta dovranno essere predisposti gli opportuni terminali e protezioni dei tubi inclinometrici e degli estensimetri installati nei pali strumentati.
- f. Completamento del getto dei cordoli della canaletta di raccolta acque bordo strada.
- g. La realizzazione della canaletta di raccolta acque bordo strada sarà completata con un getto di calcestruzzo tra i due cordoli per garantire una pendenza di scorrimento delle acque pari a quella del ciglio stradale destro della piattaforma stradale, mantenendo un'altezza netta interna della canaletta non inferiore ai 40 cm a partire dalla quota del ciglio stradale destro.

Le attività di cui ai punti b), c) e d) dovranno essere effettuate in modo tale che il tempo trascorso tra il raggiungimento della quota intradosso magrone di livellamento e il getto della soletta puntone non sia superiore a 20÷30 giorni solari.

FASE 4b - tratti dove non è prevista la soletta sotto la carreggiata autostradale

Nei tratti ove non è prevista la soletta in calcestruzzo sotto la carreggiata autostradale si procederà in accordo alle sezioni tipo stradali in conformità con quanto previsto per la carreggiata direzione Cuneo.

FASE 5

Completamento della piattaforma autostradale.

10.5. MODALITÀ ESECUTIVE DEI PALI

La perforazione dovrà essere condotta mediante attrezzature d'idonea potenza, utilizzando tutti gli accorgimenti (rivestimenti provvisori e fanghi stabilizzanti) atti ad evitare il franamento del foro. L'impiego di rivestimento è obbligatorio in presenza di vuoti o cavità, e comunque allorquando si verifichi perdita di fluido di perforazione.

Prima di procedere con la perforazione dei pali si realizzeranno carotaggi preliminari, posti ad interasse 6.8 m (ossia ogni 4 pali), aventi lo scopo di individuare eventuali bancate di gesso/cavità che potrebbero creare problemi durante l'esecuzione dei pali (vedi note esecutive).

Nel caso di rinvenimento di bancate di gesso/cavità lungo un carotaggio, al fine di delimitarne meglio l'estensione la Direzione Lavori potrà richiedere che vengano eseguiti due ulteriori carotaggi a cavallo di esso ad una distanza di 3.4 m, sempre in asse pali.

Sulla base delle evidenze riscontrate durante i carotaggi di cui sopra, l'Impresa Esecutrice, d'accordo con la Direzione Lavori, provvederà a

mettere in atto tutti gli accorgimenti necessari per mitigare il rischio di perdite di fango in fase di perforazione e perdite di calcestruzzo in fase di getto.

Nell'eventualità che si riscontrasse la presenza di cavità in uno o più carotaggi preliminari e/o in uno o più pali adiacenti, se ritenuto necessario la Direzione Lavori potrà autorizzare l'esecuzione di perforazioni preliminari per la individuazione ed il riempimento delle stesse con idonee malte plastiche.

L'Impresa dovrà essere dotata in cantiere di tutte le attrezzature e gli equipaggiamenti in grado di perforare o comunque attraversare livelli a consistenza litoide (gessi), anche prevedendo l'impiego di carotieri con picchi da roccia. È tassativamente vietato l'impiego di scalpelli ad elevata energia o di qualsiasi altro sistema o tecnica dirompente, che possano generare vibrazioni incontrollate sugli edifici di Cascina Spià.

10.6. CONTROLLI E MONITORAGGI

10.6.1. Controlli sul versante rinforzato con soil nailing

Il comportamento dell'intervento di rinforzo mediante "soil nailing" verrà monitorato mediante ispezioni visive da effettuare anche in fase di esercizio dell'autostrada con la cadenza indicata nel piano di manutenzione.

Nei rapporti di ispezione, comprensivi di documentazione fotografica, verrà annotato quanto segue:

- Condizioni di inerbimento del pendio.
- Eventuali forme di erosione superficiale.
- Stato del sistema di rinforzo (reti, piastre di ripartizione, testata delle barre di ancoraggio, ecc.).
- Eventuali accumuli di terreno dovuti a smottamenti locali trattenuti dalle reti.
- Eventuali evidenze di dissesti di dimensioni areali e spessori tali da causare eccessive sollecitazioni per le reti.
- Eventuali zone di affioramento/ristagno delle acque di filtrazione.
- Raffronto con lo stato descritto nei rapporti di ispezione precedenti, evidenziando eventuali evoluzioni di fenomeni in atto.
- Raccomandazioni in merito alla necessità di prevedere eventuali interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria (esempio: rimozione dei materiali di accumulo, rimozione e sostituzione delle reti, integrazione dei punti di ancoraggio delle reti, ecc.).

10.6.2. Controlli sul versante meno acclive, riprofilato

Il comportamento del pendio nel tratto meno acclive, riprofilato con pendenze medie 1(verticale):5(orizzontale), costituite da scarpate di pendenza 1(verticale):4(orizzontale) ed interposizione di banche intermedie di larghezza 3 m ogni 3 m di altezza, verrà monitorato mediante ispezioni visive da effettuare anche in fase di esercizio dell'autostrada con la cadenza indicata nel piano di manutenzione.

Nei rapporti di ispezione, comprensivi di documentazione fotografica, verrà annotato quanto segue:

- Condizioni di inerbimento del pendio.
- Stato del reticolo idraulico per la raccolta e convogliamento nel sistema di smaltimento a valle (fosso di guardia a monte, canalette lungo le berme, fosso centrale, canaletta a monte della paratia di pali ecc.), evidenziando l'eventuale presenza di cavillature/fessure, la dislocazione di elementi, la presenza di pendenze insufficienti per il corretto smaltimento delle acque.
- Eventuali zone di affioramento/ristagno delle acque di filtrazione.
- Evidenze di eventuali dissesti con relativa mappatura e indicazione del presunto spessore.
- Raffronto con lo stato descritto nei rapporti di ispezione precedenti, evidenziando eventuali evoluzioni di fenomeni in atto.
- Raccomandazioni in merito alla necessità di prevedere eventuali interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria (esempio: pulizia delle canalette e dei fossi, manutenzione e/o potenziamento del sistema idraulico, realizzazione di drenaggi superficiali, rimozione di vegetazione di medio ed alto fusto, ecc.).

10.6.3. Controlli sul sistema di drenaggio profondo

Il controllo sul funzionamento del sistema di drenaggio profondo costituito dai dreni sub-orizzontali sarà effettuato mediante ispezioni visive, con sonde meccaniche e/o con sistemi di video-ispezione, in fase di esercizio dell'autostrada con modalità e cadenze indicate nel piano di manutenzione, preferibilmente in giornate successive a periodi/eventi piovosi particolarmente intensi (primavera, autunno).

Nei rapporti di ispezione, comprensivi di documentazione fotografica, verrà annotato quanto segue:

- Evidenze di presenza di acqua di filtrazione sulle testate dei microdreni sub-orizzontali e dei barbacani (zone umide, stillicidi, ecc.); in caso di venute d'acqua apprezzabili se ne misurerà la portata.
- Evidenza di depositi minerali e/o vegetali che ostruiscono il libero deflusso delle acque.

- Raffronto con la situazione riscontrata nei rapporti di ispezione precedenti, evidenziando eventuali evoluzioni di fenomeni di perdita di efficienza.
- Raccomandazioni in merito alla necessità di prevedere eventuali interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria (esempio: operazioni di spurgo dei microdreni sub-orizzontali e dei barbacani, ecc.).

10.6.4. Controlli dell'opera di sostegno

Il controllo del comportamento dell'opera di sostegno sarà effettuato, oltre che ricorrendo al monitoraggio strumentale di cui al paragrafo successivo, mediante ispezioni visive da effettuare anche in fase di esercizio dell'autostrada con la cadenza indicata nel piano di manutenzione.

Nei rapporti d'ispezione, comprensivi di documentazione fotografica, verrà annotato quanto segue:

- Evidenze di rotazioni e lesioni della trave di collegamento dei pali e nei pannelli di tamponamento.
- Evidenze di aperture dei giunti strutturali.
- Evidenze di eventuali reticoli di fessure di tipo superficiale.
- Evidenze di esposizione dei ferri di armatura all'azione degli agenti atmosferici, con conseguenti fenomeni di corrosione.
- Ecc.
- Raffronto con la situazione riscontrata nei rapporti di ispezione precedenti, evidenziando eventuali evoluzioni dei fenomeni in atto.
- Raccomandazioni in merito alla necessità di prevedere sistemi di monitoraggio più accurati e/o eventuali interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria (esempio: sigillatura/chiusura delle eventuali lesioni).

10.6.5. Monitoraggio strumentale dell'opera di sostegno

Il monitoraggio strumentale dell'opera di sostegno di cui al paragrafo 9.3.4 prevederà quanto segue.

a) Postazioni estensimetriche e postazioni inclinometrico-estensimetriche

Sono previste due sezioni di monitoraggio dell'opera di sostegno in corrispondenza del tratto in cui essa è caratterizzata da una quota di estradosso trave di coronamento pari a +215 m slm (quota al netto dell'altezza della velina di 1 m e del cordolino di 30 cm (vedi l'elaborato grafico "Paratia- Sezioni tipo e particolari costruttivi", Doc.Rif.[20]).

Ciascuna sezione di monitoraggio è costituita da verticali inclinometriche ed estensimetriche installate in n.3 pali adiacenti di monte e in n.3 pali adiacenti di valle.

I pali monitorati sono i seguenti:

- Sezione di monitoraggio n.1: palo n.22(M), n.23(M), n.24(M), n.91(V), n.92(V) e n.93(V);
- Sezione di monitoraggio n.2: palo n.50(M), n.51(M), n.52(M), n.119(V), n.120(V) e n.121(V)

dove M sta per monte e V per valle.

Nei pali n.22(M), n.50(M), n.91(V) e n.119(V) saranno realizzate n.5 sezioni strumentate, costituite ciascuna da n.4 barrette estensimetriche, disposte a 90°, alle seguenti quote:

- pali n.22(M) e n.50(M): 209.5 – 205.5 – 199.5 – 194.5 – 189.5 m slm
- pali n.91(V) e n.119(V): 207.0 – 202.0 – 197.0 – 192.0 – 187.0 m slm

Nei pali n.23(M) e n.51(M) sarà installato un tubo inclinometrico di lunghezza pari a 40 m (ossia esteso fino a 10 m sotto la base del palo); ai tubi inclinometrici verranno inoltre solidarizzati a tutta lunghezza n.3 cavi estensimetrici con sensori a fibre ottiche, di cui n.2 cavi serviranno per le misure e n.1 cavo per le correzioni di temperatura.

Nei pali n.92(V) e n.120(V) sarà installato un tubo inclinometrico di lunghezza pari a 35 m (ossia esteso fino a 11.5 m sotto la base del palo); ai tubi inclinometrici verranno inoltre solidarizzati a tutta lunghezza n.3 cavi estensimetrici con sensori a fibre ottiche, di cui n.2 cavi serviranno per le misure e n.1 cavo per le correzioni di temperatura.

Nei pali n.24(M), n.52(M), n.93(V) e n.121(V) saranno installati n.3 cavi estensimetrici con sensori a fibre ottiche, di cui n.2 cavi serviranno per le misure e n.1 cavo per le correzioni di temperatura. Tali cavi saranno solidarizzati a tutta lunghezza alle gabbie di armatura dei pali.

b) Mire ottiche per monitoraggio topografico 3D di elevata precisione

In corrispondenza dei pali n.9, n.16, n.23, n.30, n.37, n.44, n.51, n.58, n.65, verranno materializzate mire ottiche per il monitoraggio topografico 3D (x,y e z) di elevata precisione.

In corrispondenza dei pali n.23 e n.51 le mire ottiche saranno solidarizzate all'estradosso del cordolino della trave di coronamento

dei pali; in corrispondenza dei pali n.9, n.16, n.30, n.37, n.44, n.58 e n.65 le mire ottiche saranno solidarizzate all'estradosso della veletta della trave di coronamento (si veda l'elaborato grafico "Paratia – Sezioni tipo e particolari costruttivi", Doc.Rif.[20]).

Il monitoraggio topografico si appoggerà su n.2 capisaldi fissi, materializzati sulla spalla lato Asti del Viadotto sul Fiume Tanaro e sulla spalla lato Cuneo del Ponte sul Rio Deglia; questi capisaldi fissi potranno poi essere "collegati" agli altri capisaldi fissi utilizzati per il monitoraggio della Galleria Verduno.

c) Frequenza delle misure

- Durante i lavori: in genere n.1 misura settimanale, da intensificare a n.2 misure settimanali durante le fasi di scavo a valle della paratia di pali di monte e fino al completamento del getto di tutta la soletta-puntone.
- Nel primo anno dalla fine lavori: n.1/2 letture al mese.
- Tra il primo e il quinto anno dalla fine lavori: n.1 lettura ogni 6 mesi.
- Dopo il quinto anno dalla fine lavori: n.1 lettura ogni 12 mesi.

La frequenza delle letture, ove necessario, potrà essere aumentata a seguito dei dati del monitoraggio acquisiti.

d) Contestualità delle misurazioni

Le letture inclinometriche, estensimetriche e topografiche dovranno essere eseguite contestualmente.

10.6.6. Monitoraggio strumentale del versante

Il monitoraggio strumentale del versante sarà costituito dalle seguenti verticali inclinometriche e piezometriche (vedi anche l'elaborato grafico "Paratia e riprofilature – Monitoraggio e controlli", Doc.Rif.[31]).

- Verticali piezometriche ed inclinometriche già installate.
Nelle verticali piezometriche (BH101-2012 e BH102-2012) ed inclinometriche (SOT-CH-010), già installate e da preservare, verranno eseguite misure con le medesime cadenze temporali previste per il monitoraggio strumentale dell'opera di sostegno (vedi il paragrafo 10.6.5).
- Verticali piezometriche ed inclinometriche da installare.
Al termine della riprofilatura del tratto di versante meno acclive verranno installate:
 - ❖ La verticale inclinometrica I1, di lunghezza 25 m, sulla berma a quota ~ +218 m slm, in prossimità del fosso centrale;

- ❖ La verticale piezometrica Pz1, di lunghezza 25 m, sulla berma a quota ~ +218 m slm, in prossimità del fosso centrale, strumentata con n.2 piezometri a corda vibrante a misurazione automatica;
- ❖ La verticale inclinometrica I2, di lunghezza 30 m, sulla berma a quota ~ +224 m slm, in prossimità del fosso centrale.

I fori Pz1 ed I2 saranno realizzati a carotaggio continuo mentre il foro I1 sarà eseguito a distruzione di nucleo.

In tali postazioni verranno eseguite misure con le medesime cadenze temporali previste per il monitoraggio strumentale dell'opera di sostegno (vedi il paragrafo 10.6.5).



11. FIGURE

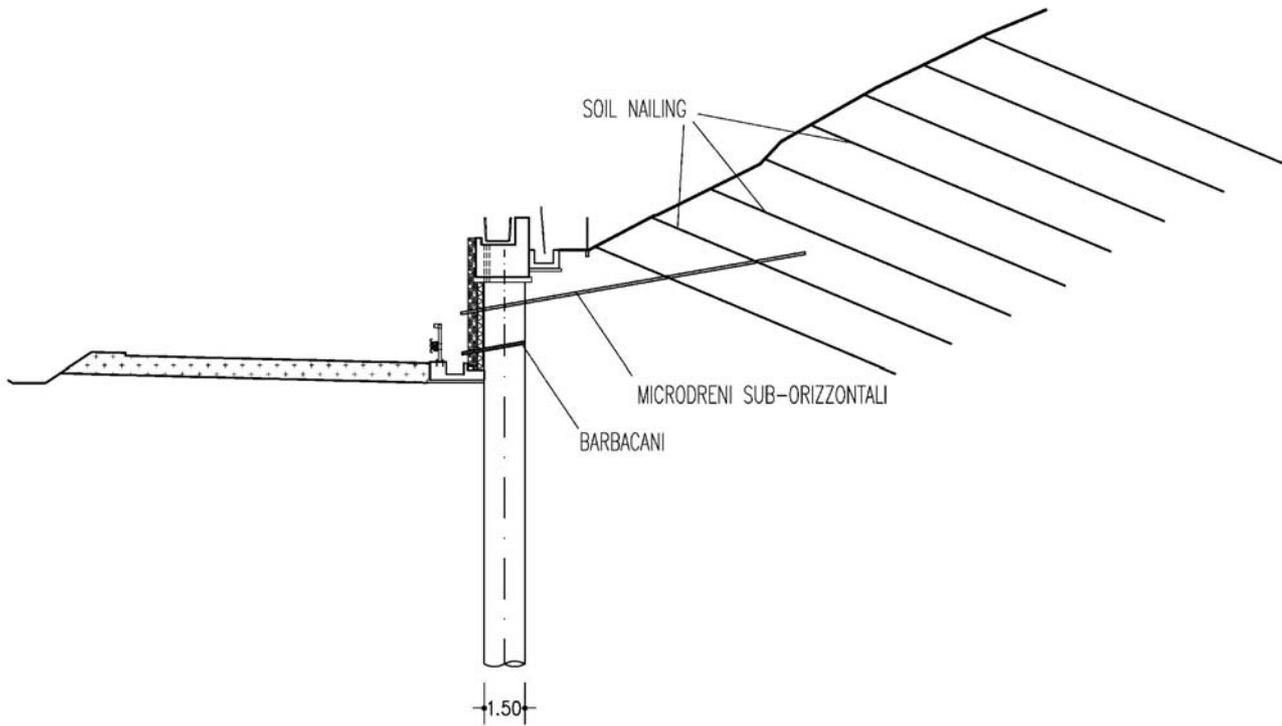


Figura 3.1: Cascina dello Spià – Sezione Tipo 1 (vedi Doc.Rif.[20])

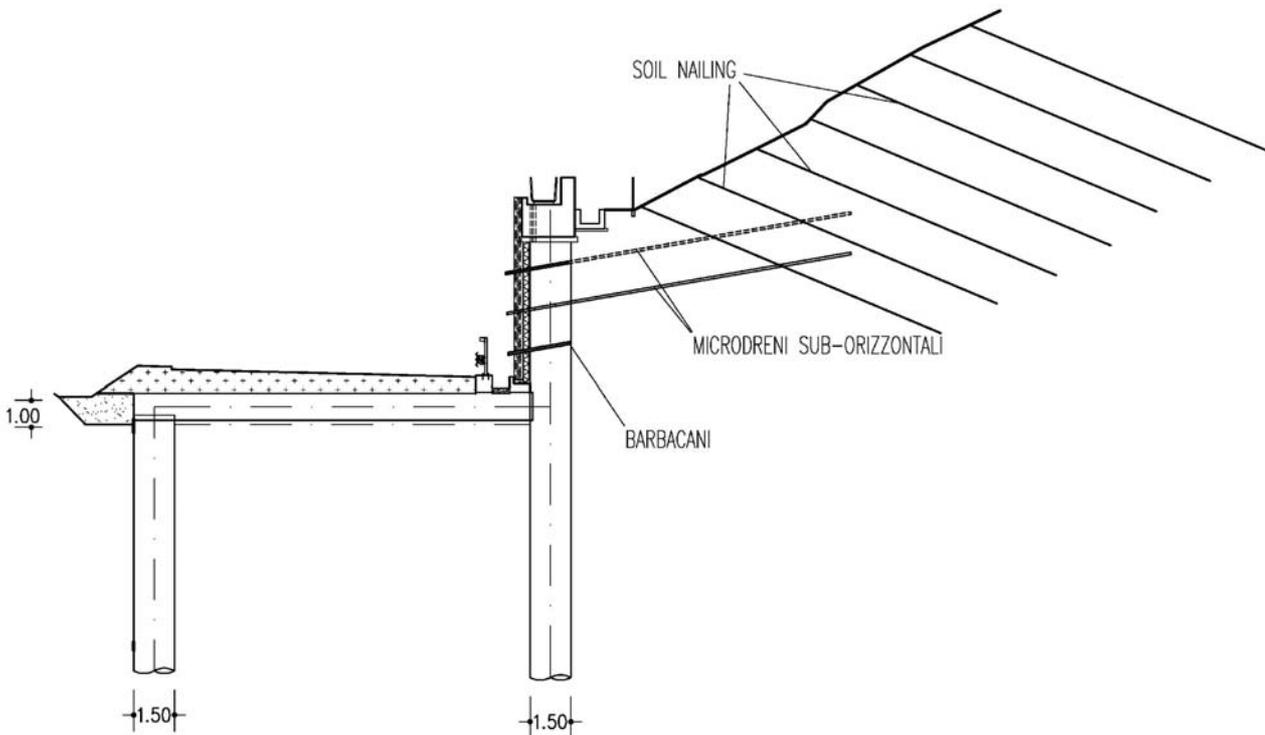


Figura 3.2: Cascina dello Spià – Sezione Tipo 2 (vedi Doc.Rif.[20])

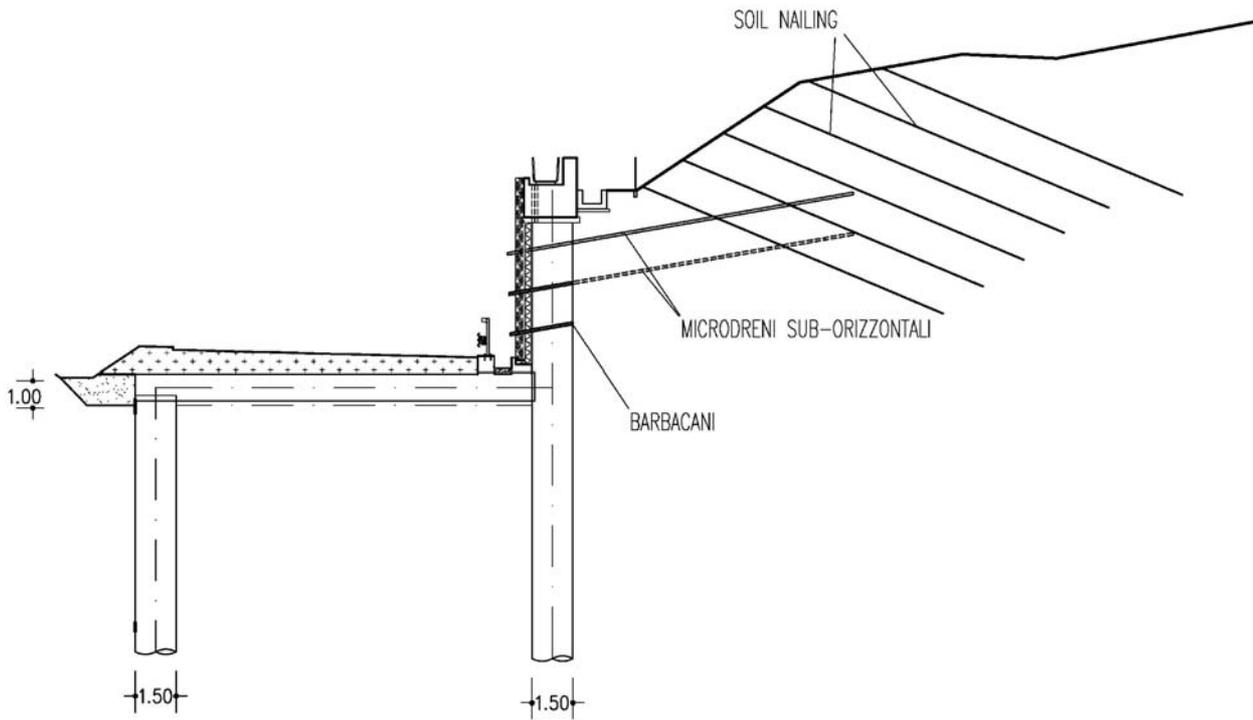


Figura 3.3: Cascina dello Spià – Sezione Tipo 3 (vedi Doc.Rif.[20])

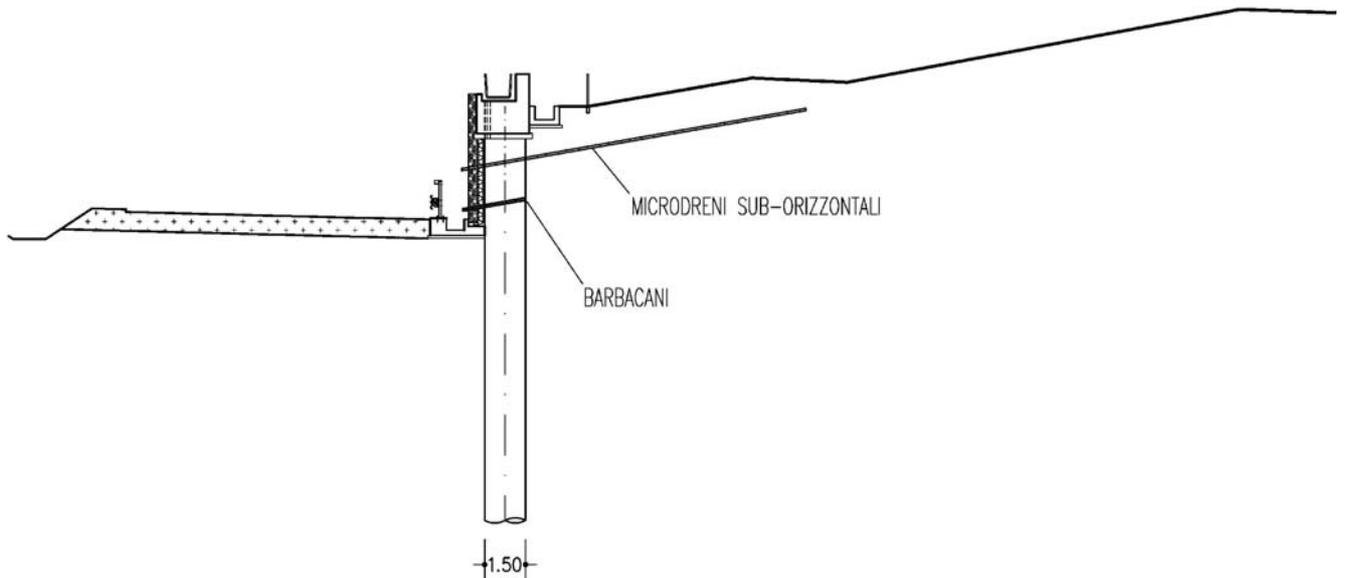


Figura 3.4: Cascina dello Spià – Sezione Tipo 4 (vedi Doc.Rif.[20])

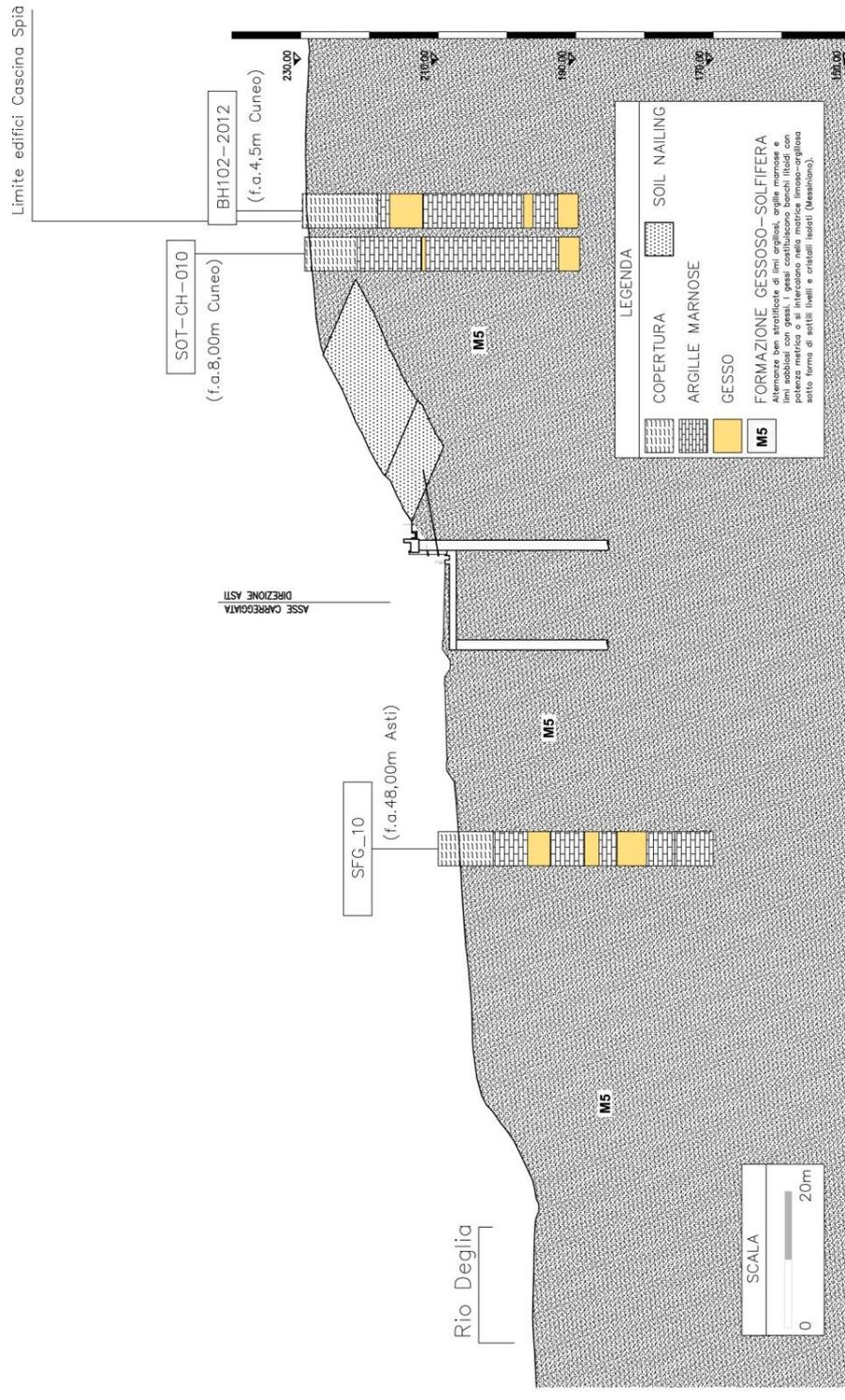


Figura 8.1 a: Cascina dello Spià – Sezione geologica schematica in corrispondenza delle sezioni di progetto AT14bis/AT-16

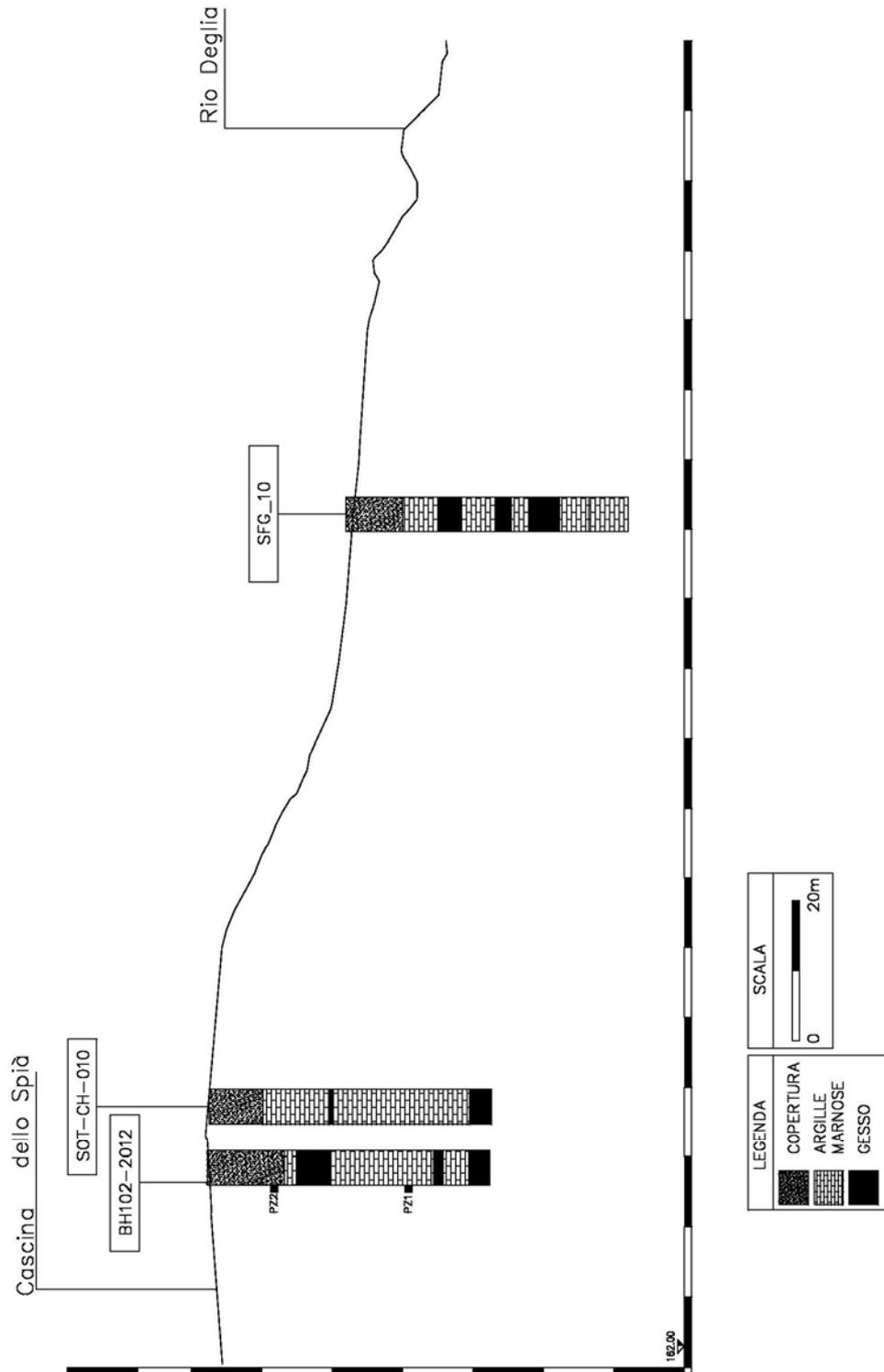


Figura 8.1 b: Cascina dello Spià – Sezione geotecnica in corrispondenza delle sezioni di progetto AT-14bis/AT-16

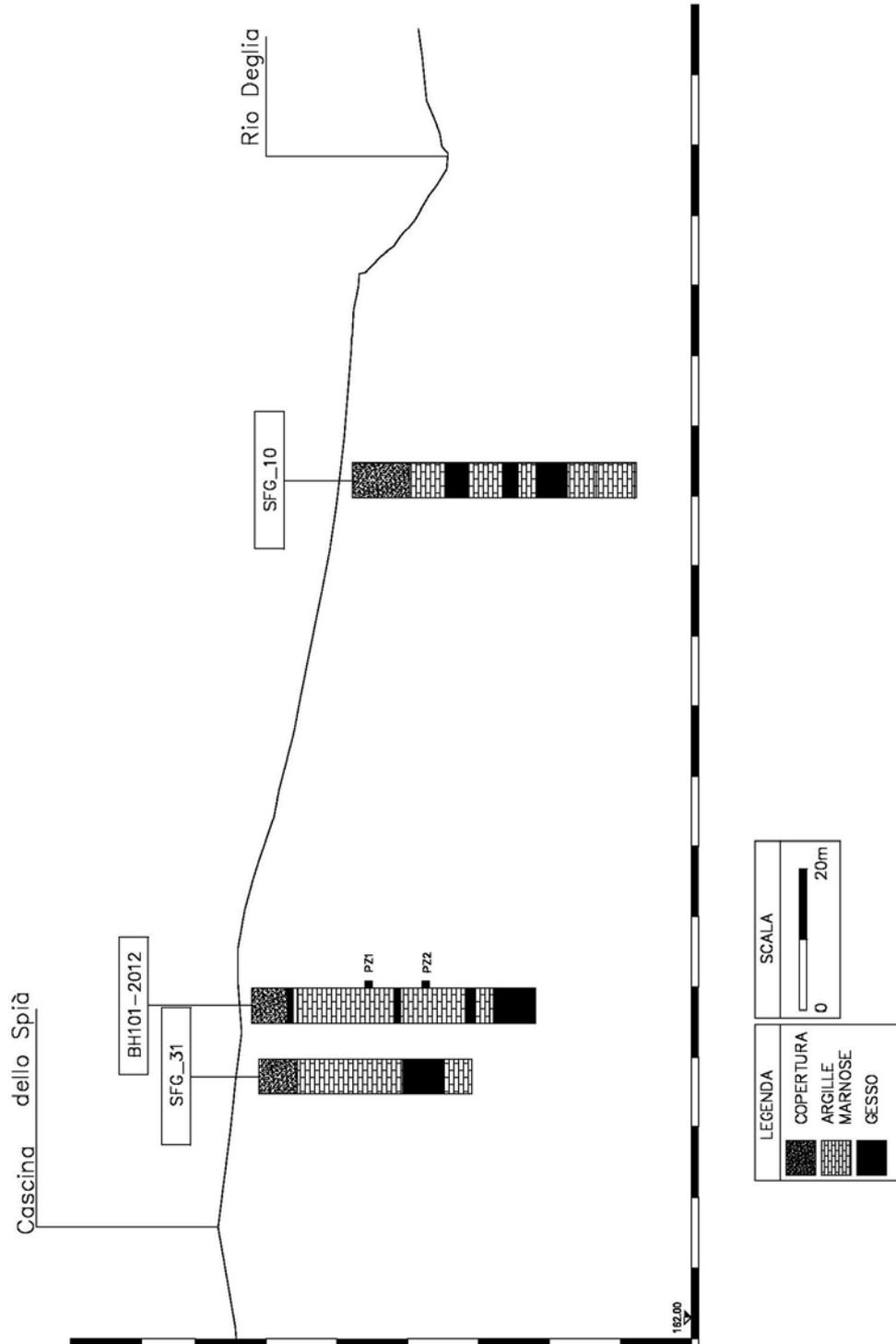


Figura 8.1 c: Cascina dello Spià – Sezione geotecnica in corrispondenza della sezione di progetto AT-17

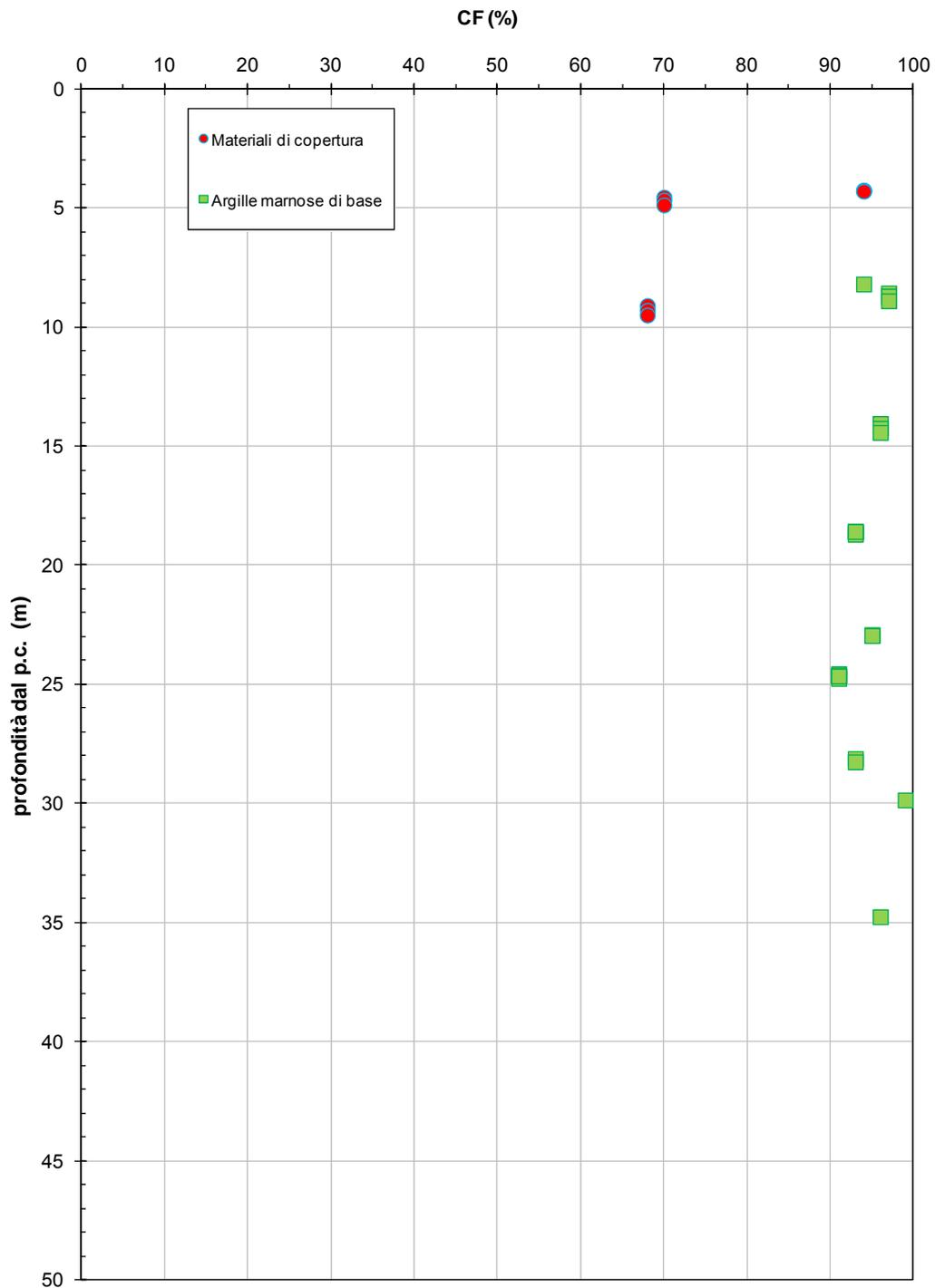


Figura 8.2: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Contenuto di fine (CF)

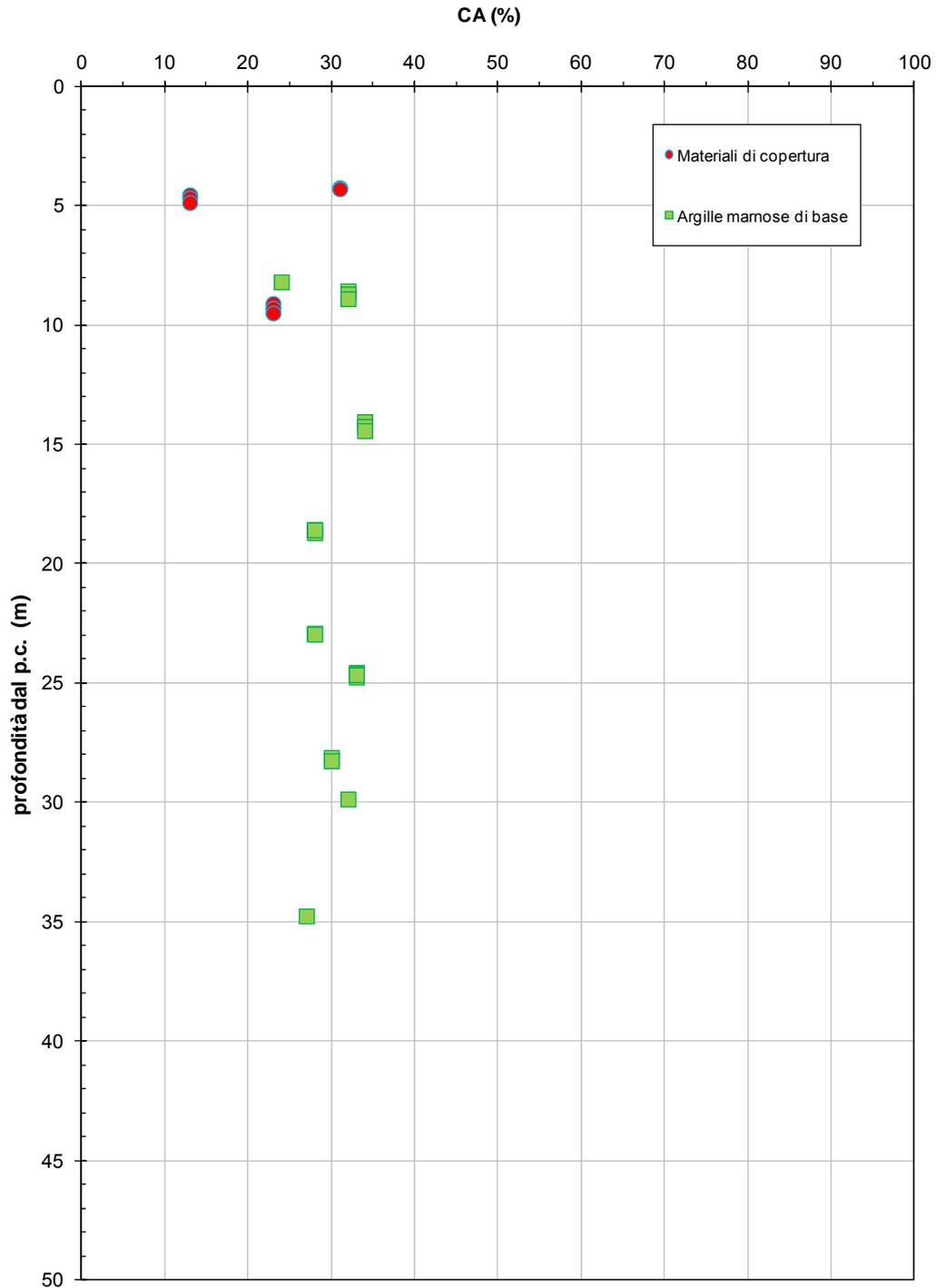


Figura 8.3: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Contenuto di argilla (CA)

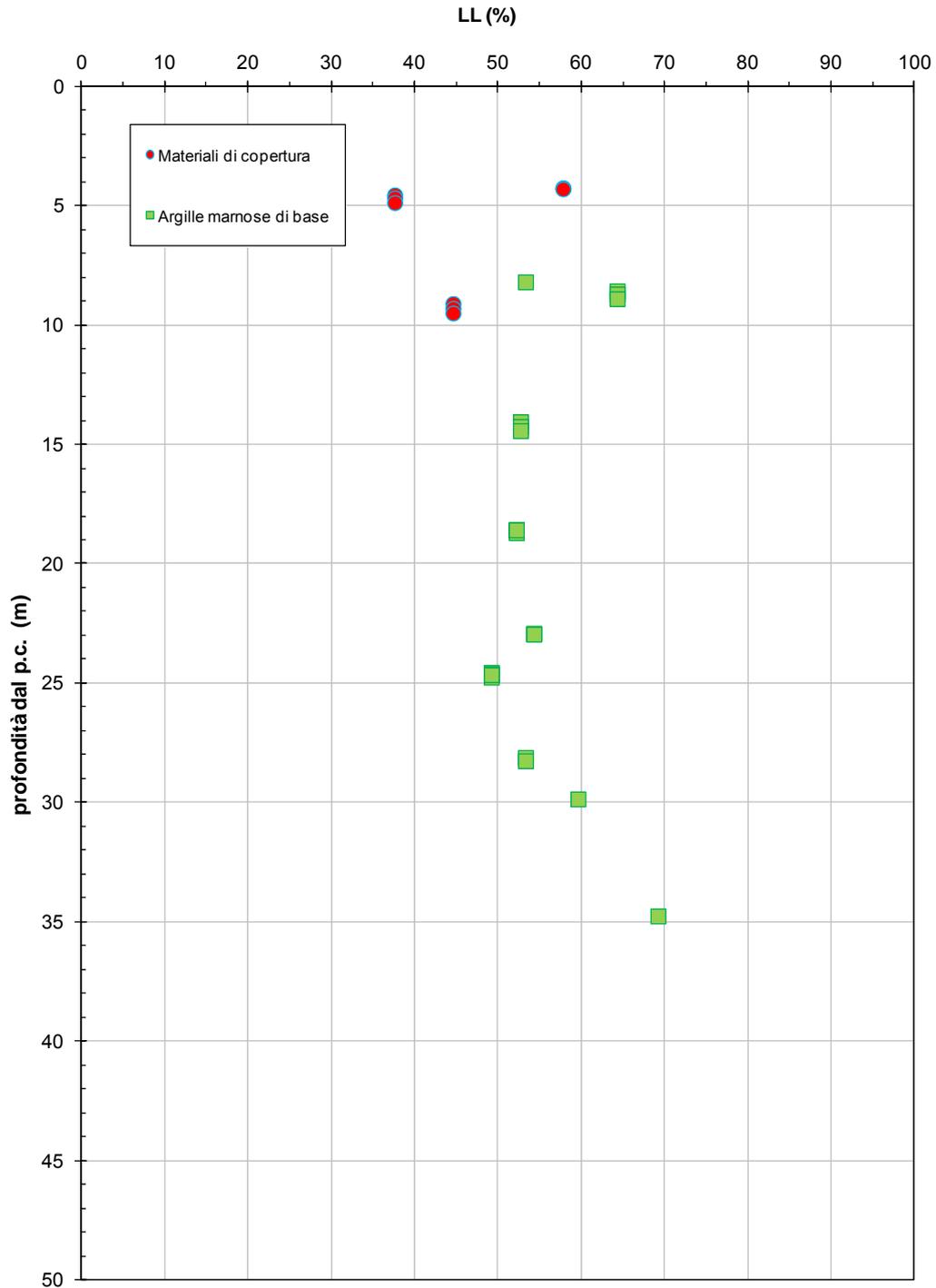


Figura 8.4: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Limite Liquido (LL)

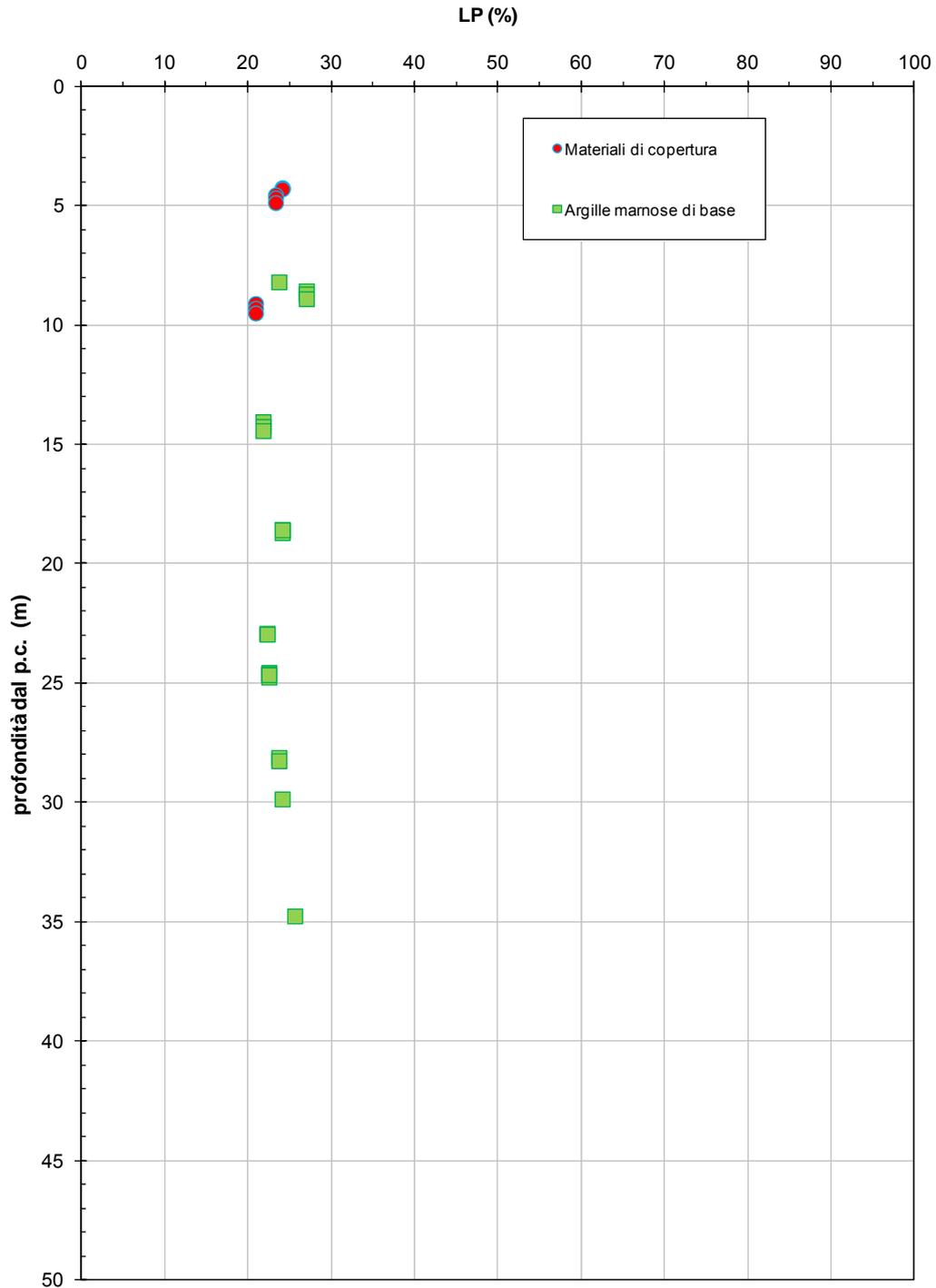


Figura 8.5: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Limite Plastico (LP)

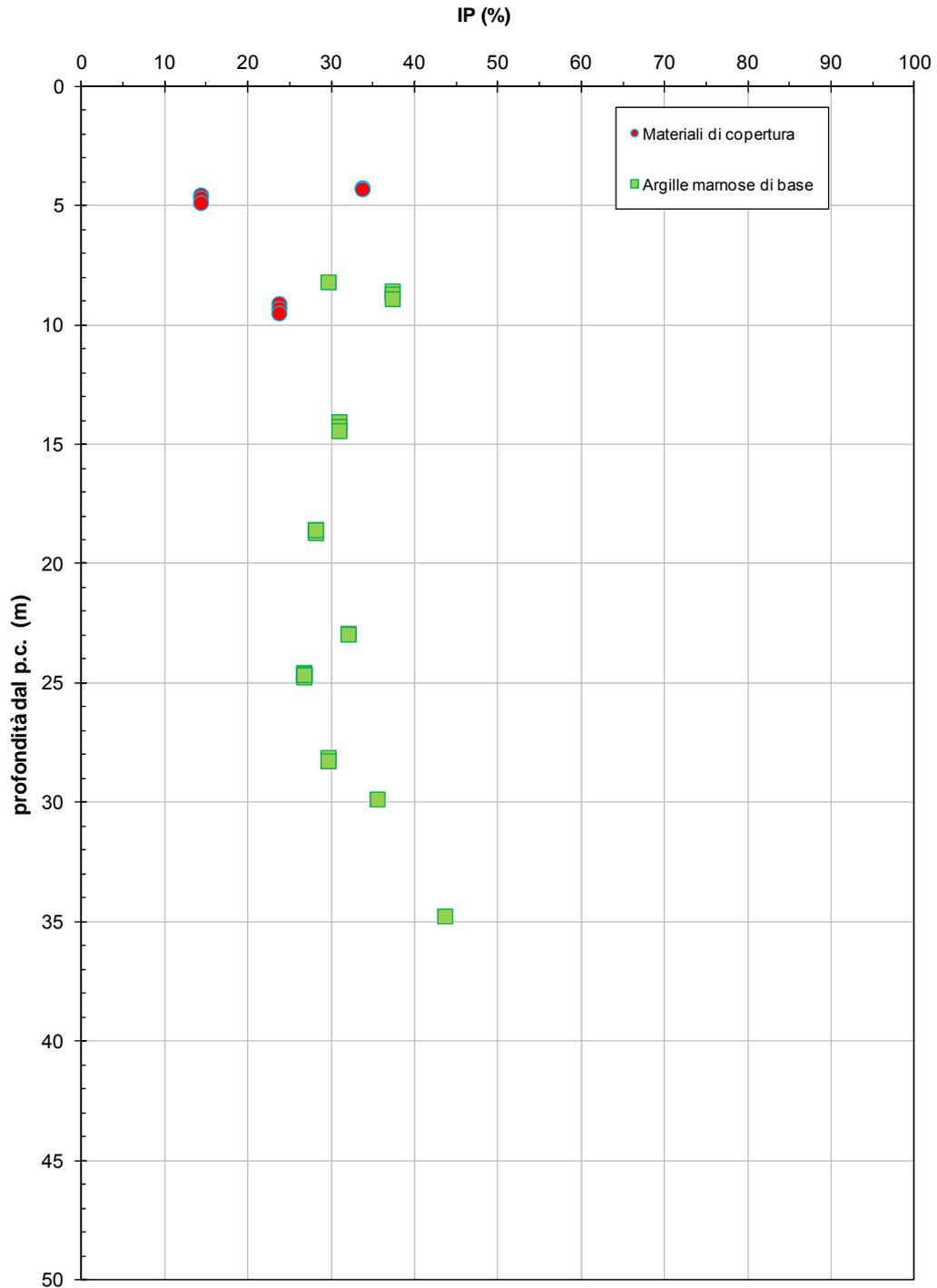


Figura 8.6: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Indice di Plasticità (IP)

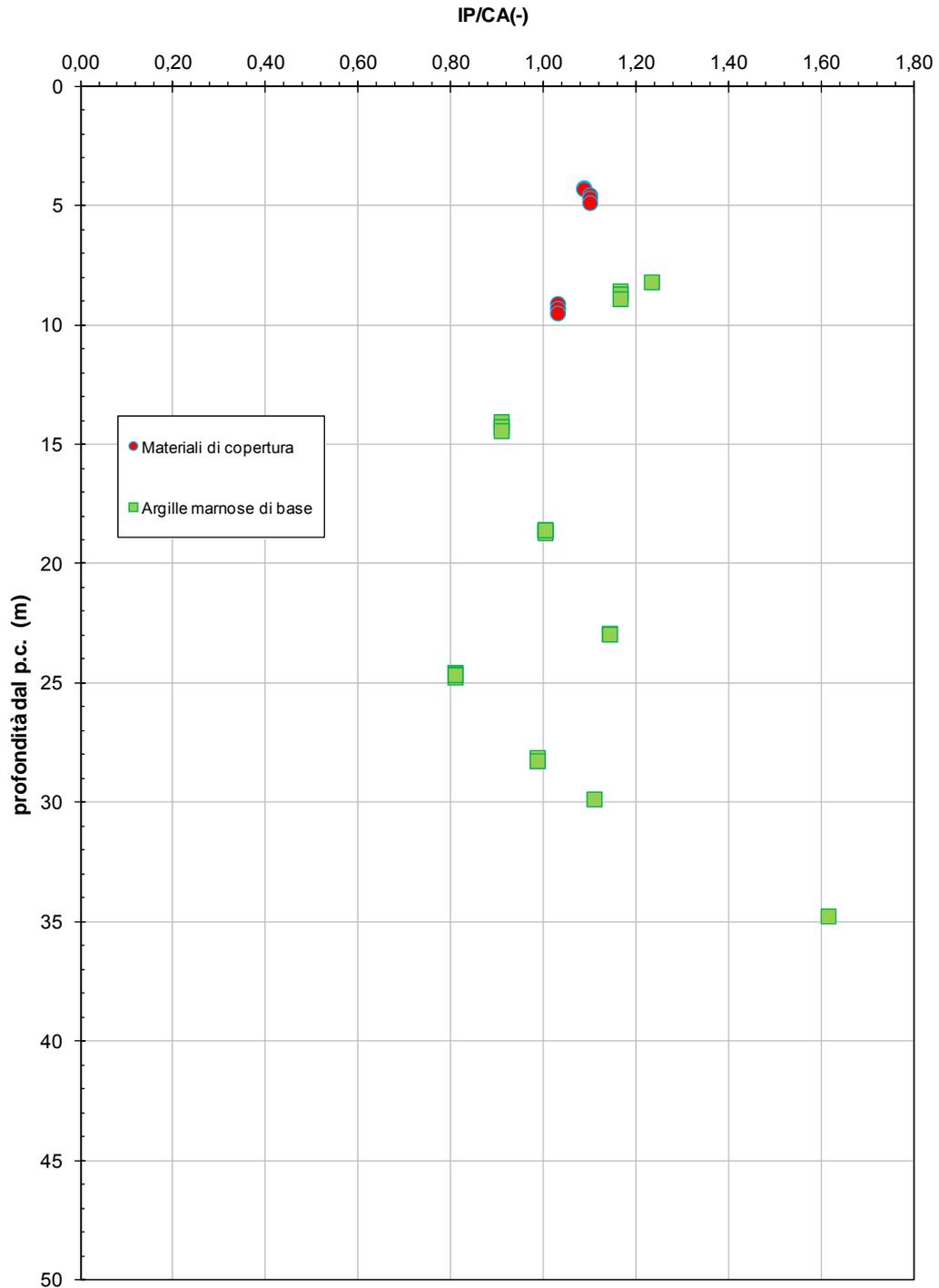


Figura 8.7: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Indice di Attività (IP/CA)

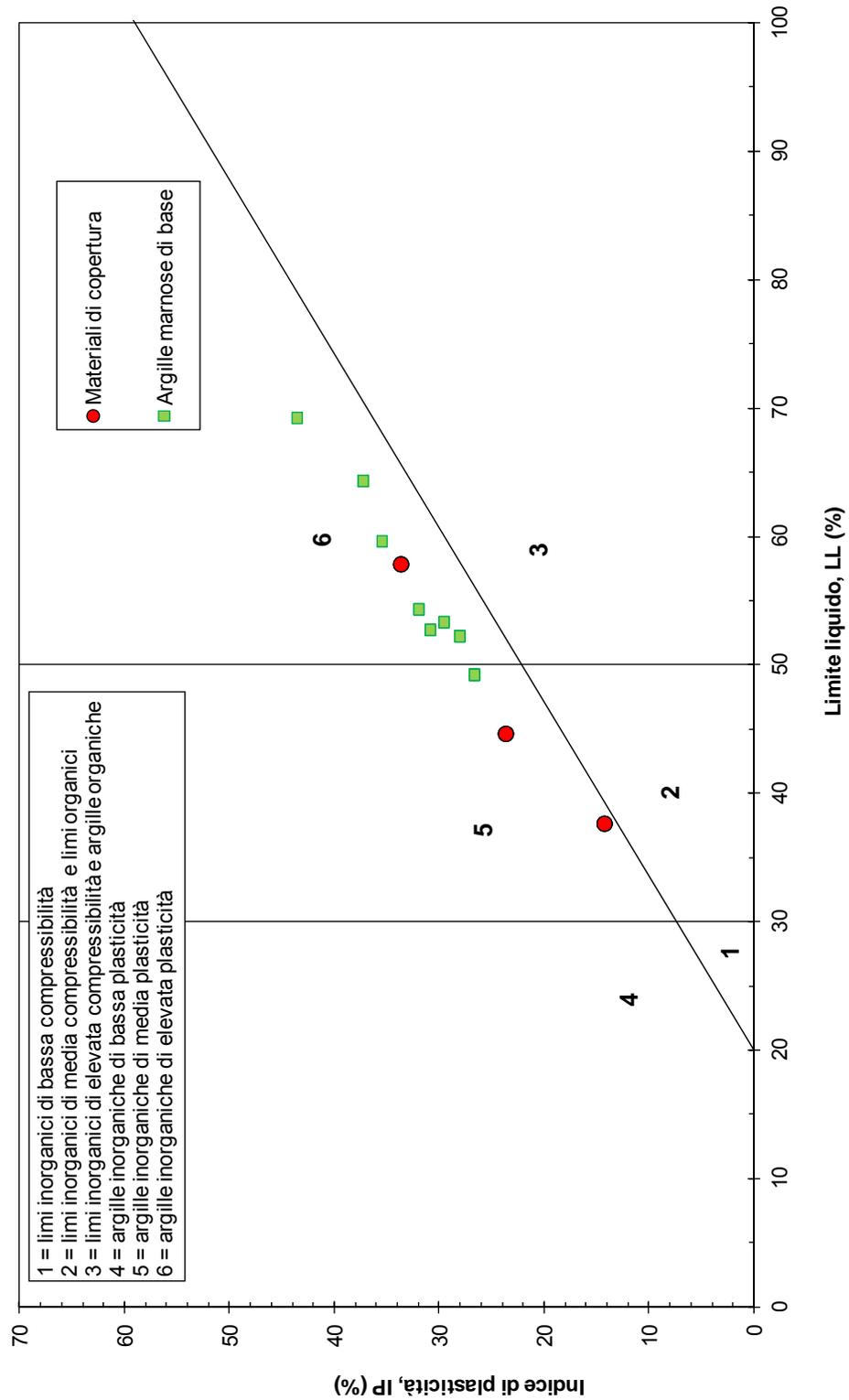


Figura 8.8: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Carta di plasticità di Casagrande

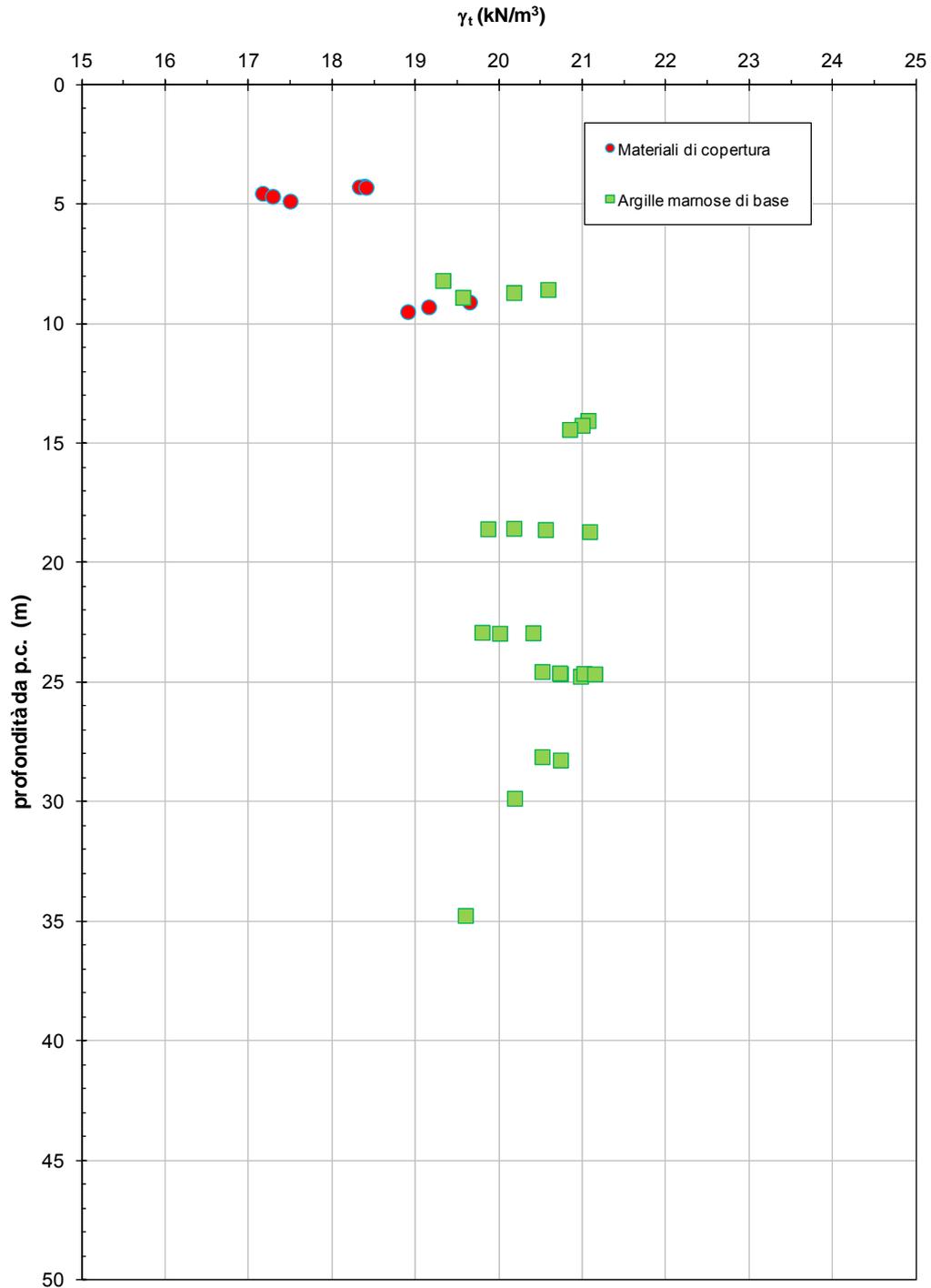


Figura 8.9: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Peso di volume naturale

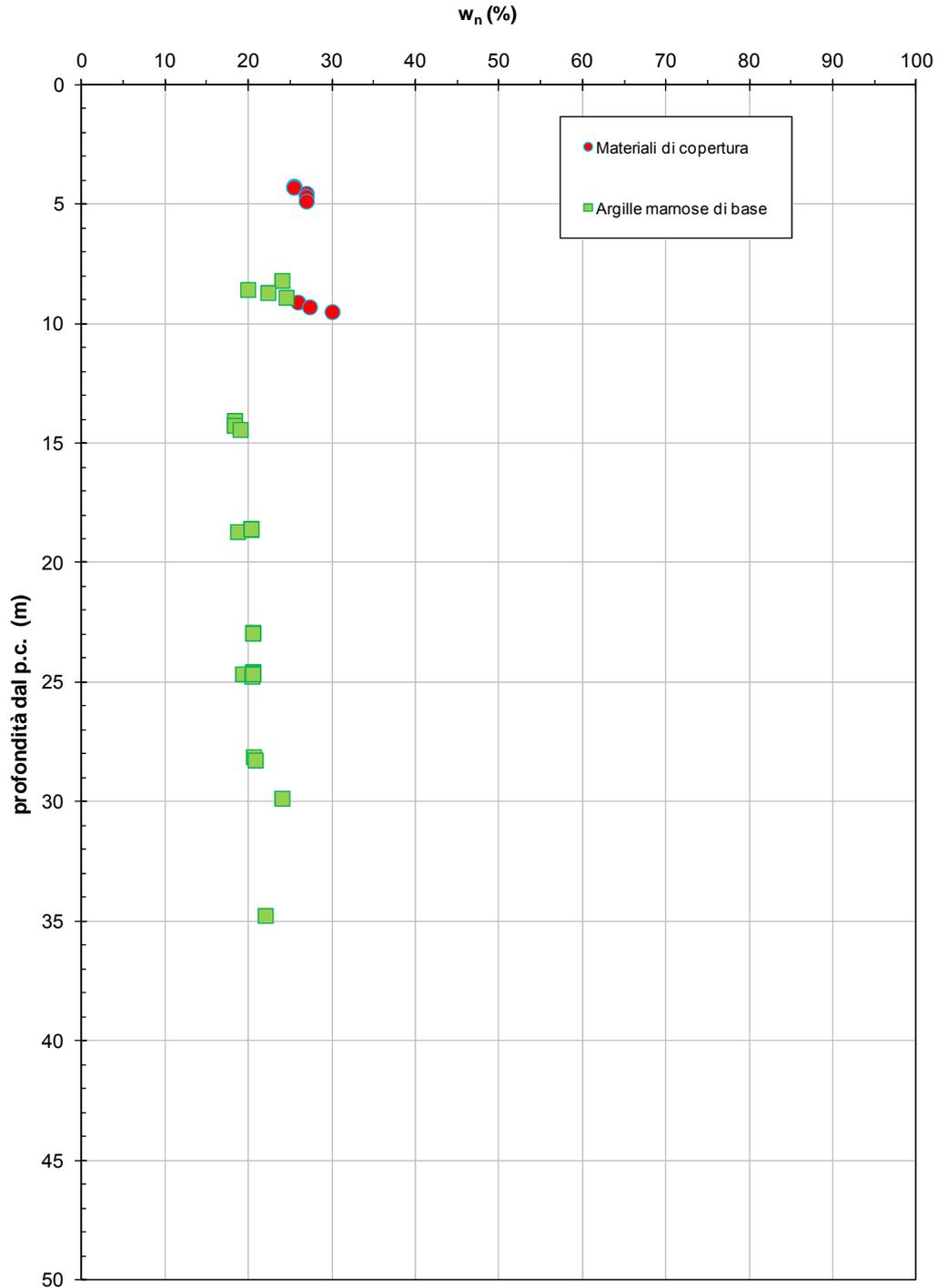


Figura 8.10: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Contenuto d'acqua naturale

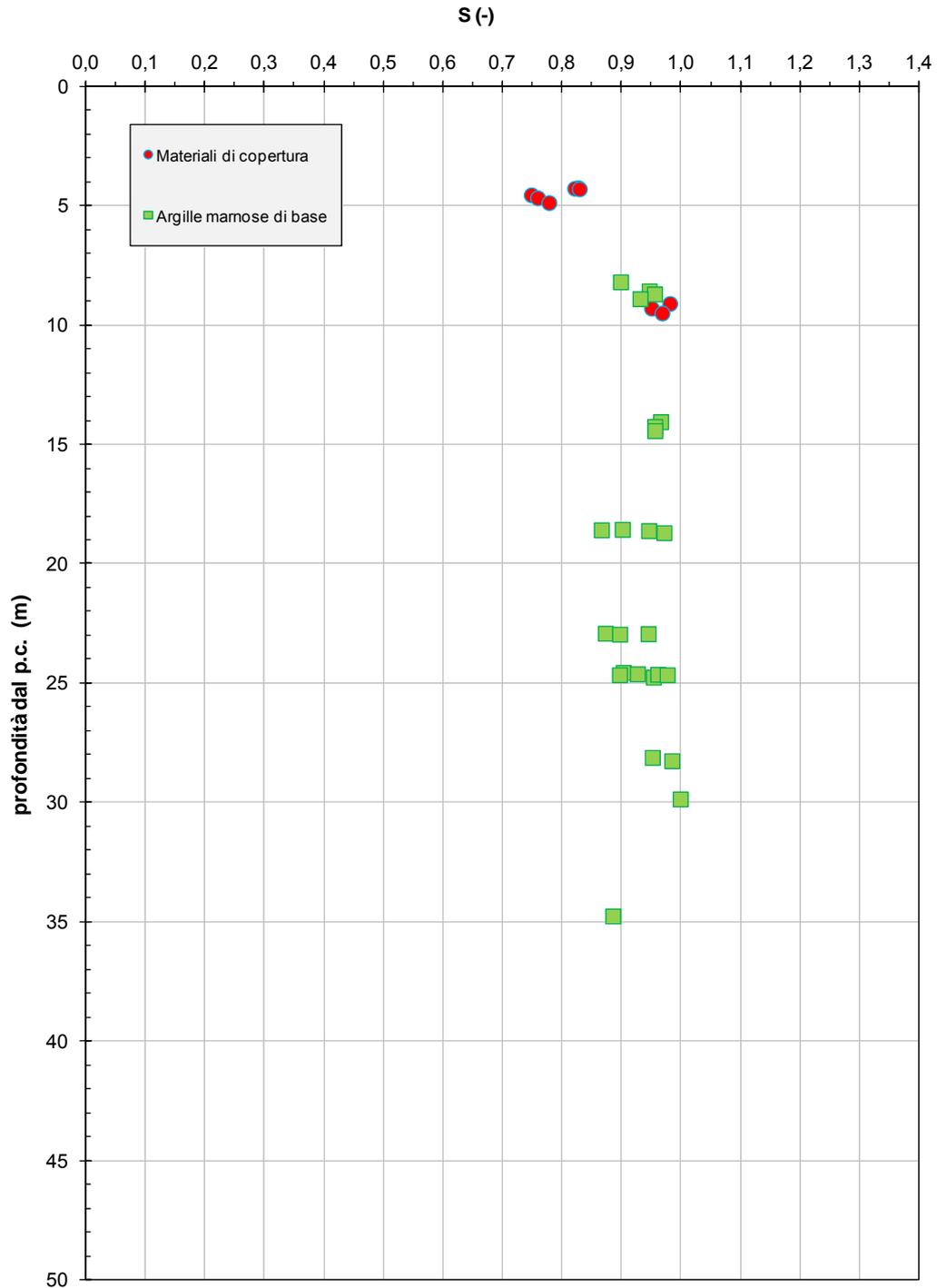


Figura 8.11: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Grado di saturazione

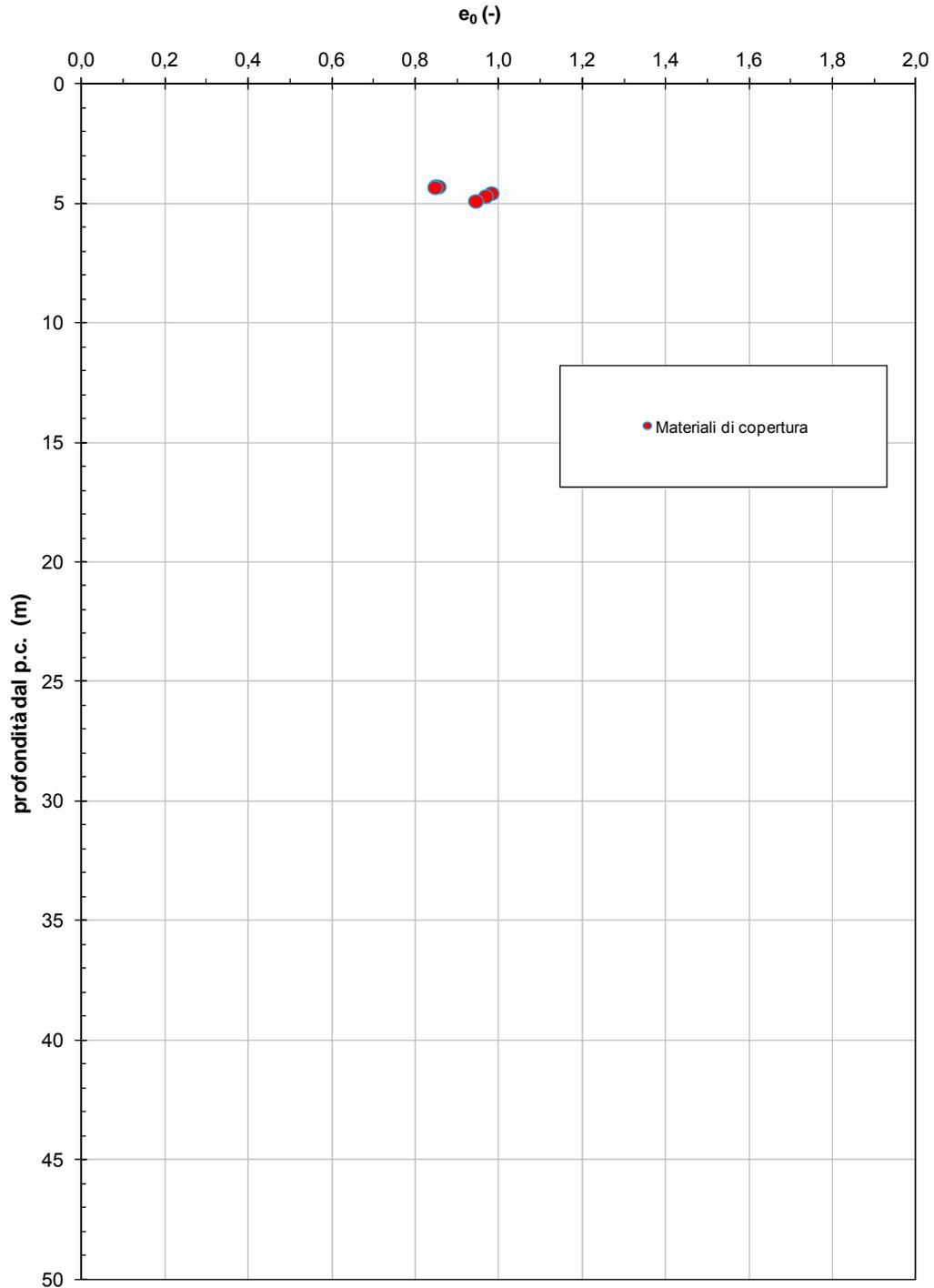


Figura 8.12a: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Rapporto dei vuoti iniziale in materiali non saturi, sopra falda

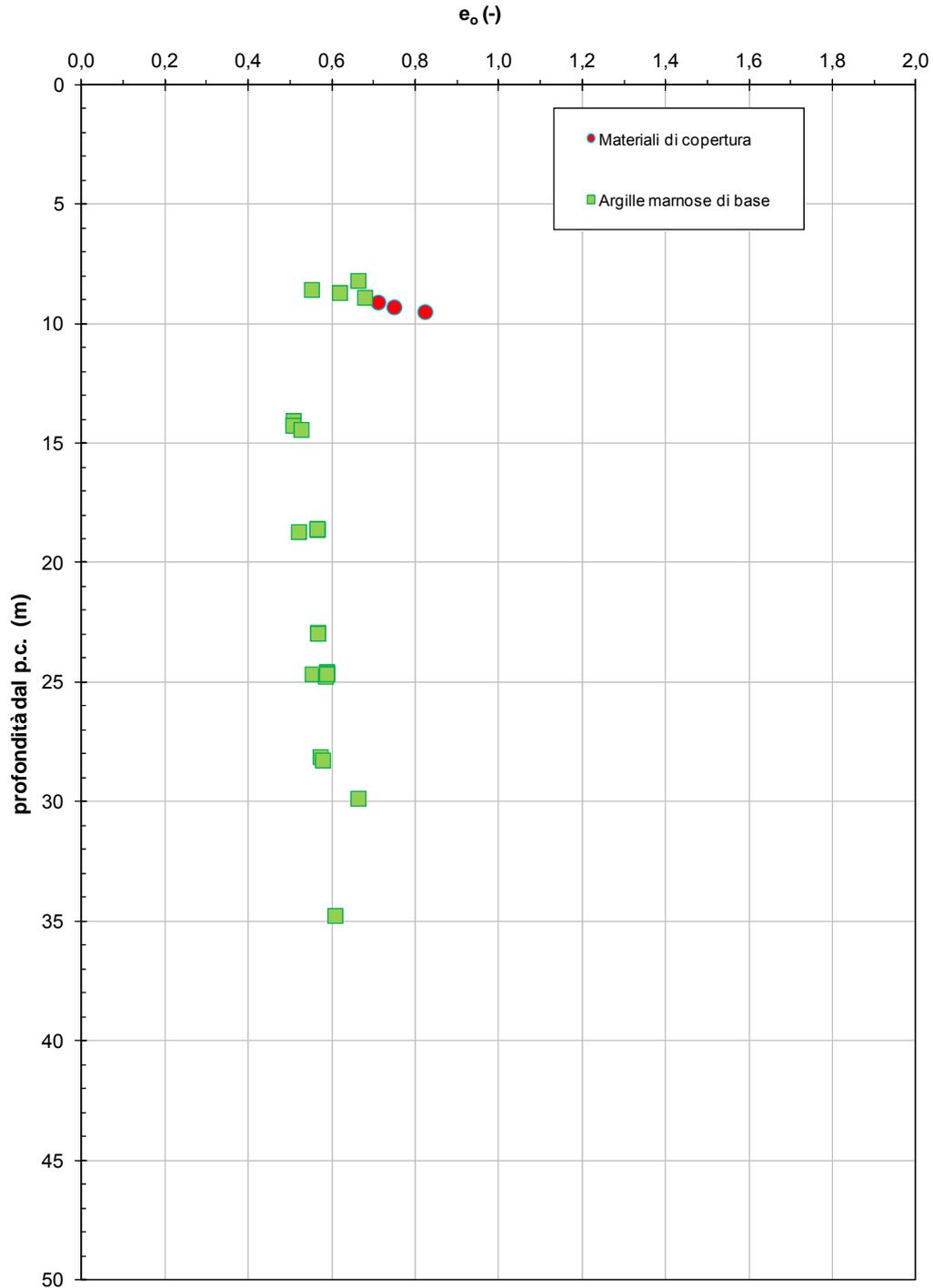


Figura 8.12b: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Rapporto dei vuoti iniziale in materiali saturi, sotto falda

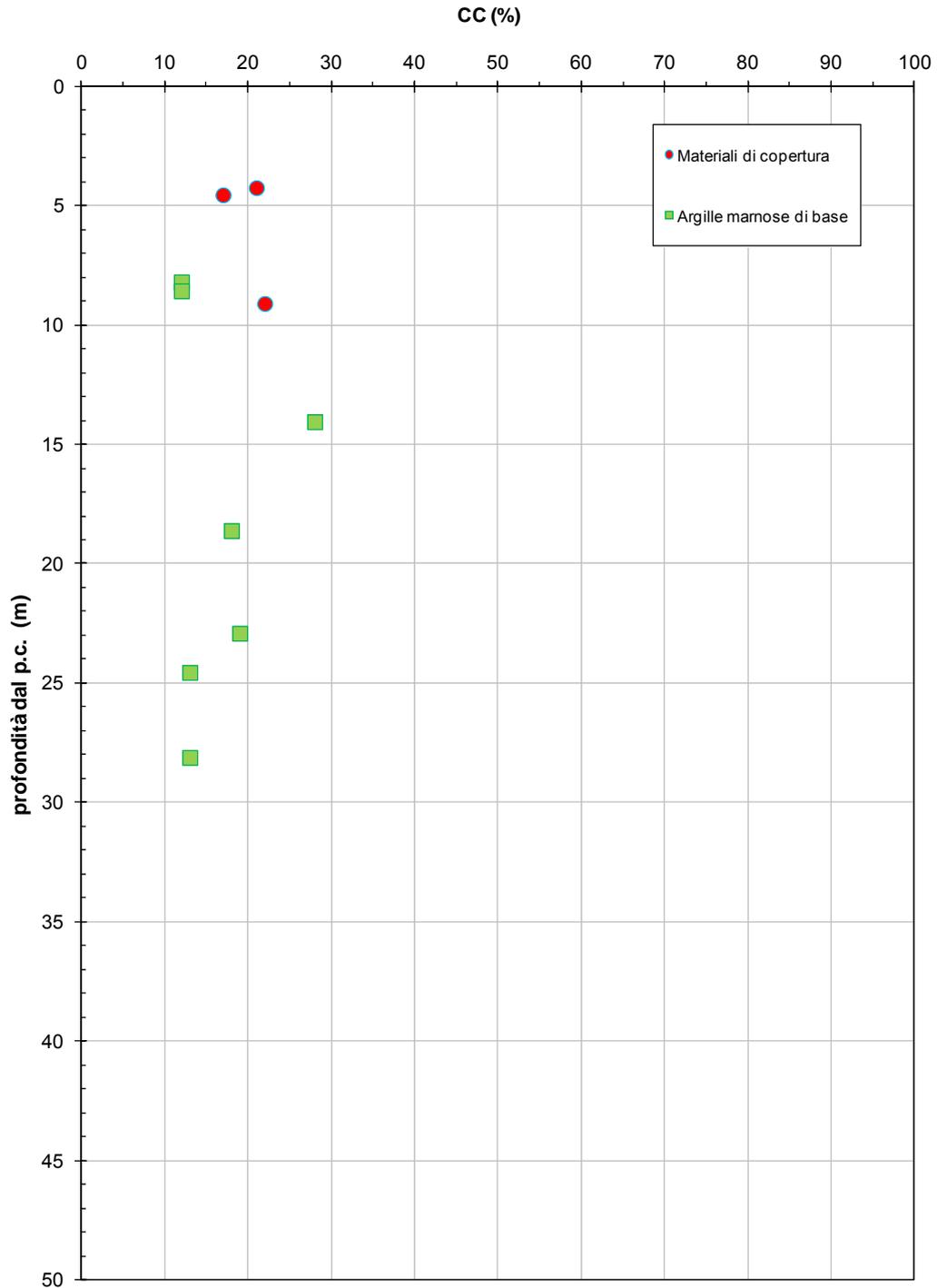


Figura 8.13: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Contenuto di Carbonati (CC)

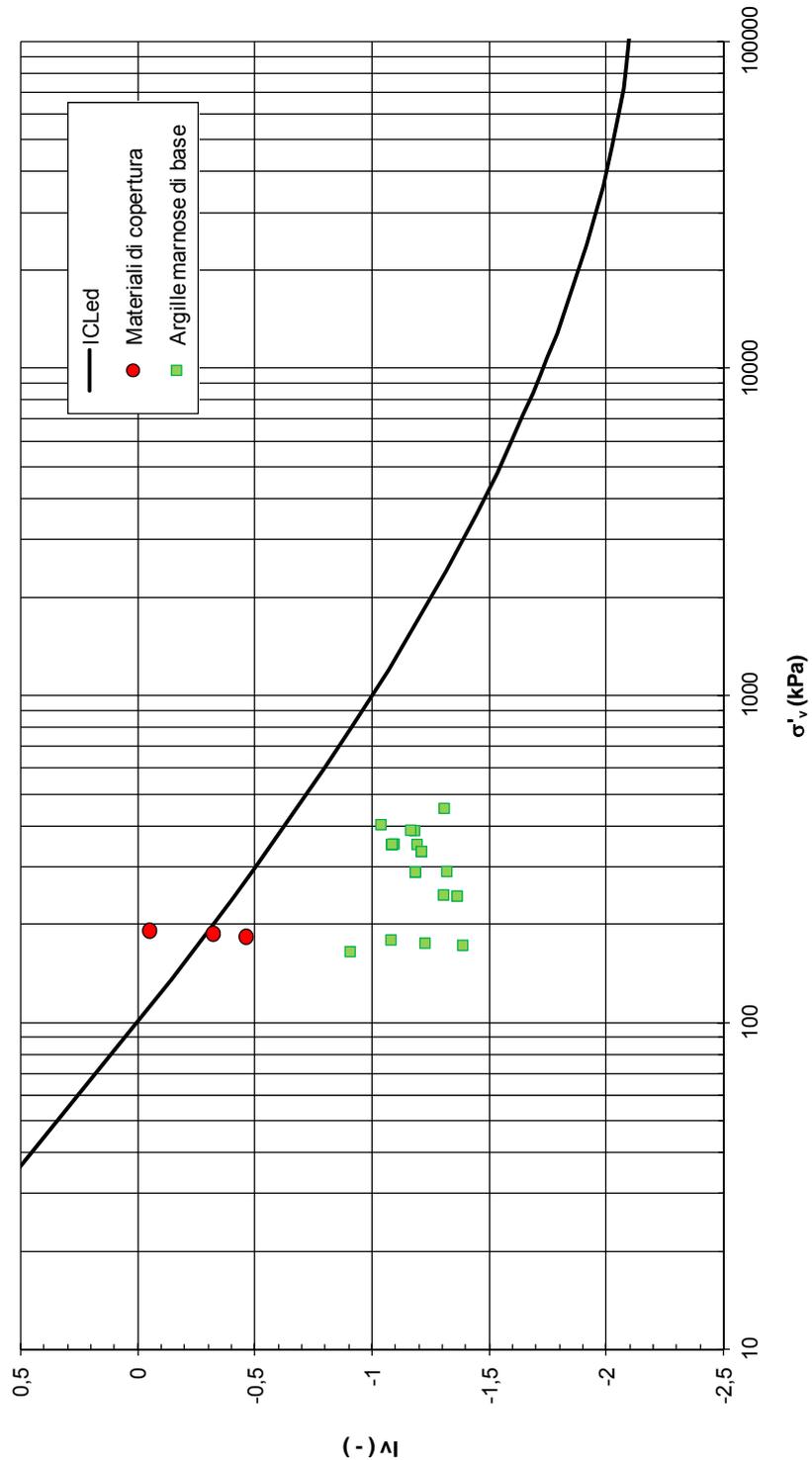


Figura 8.14: Cascina dello Spià - Materiali di copertura e argille marnose di base – Stato iniziale e curva di compressibilità edometrica intrinseca in accordo a Burland (1990)

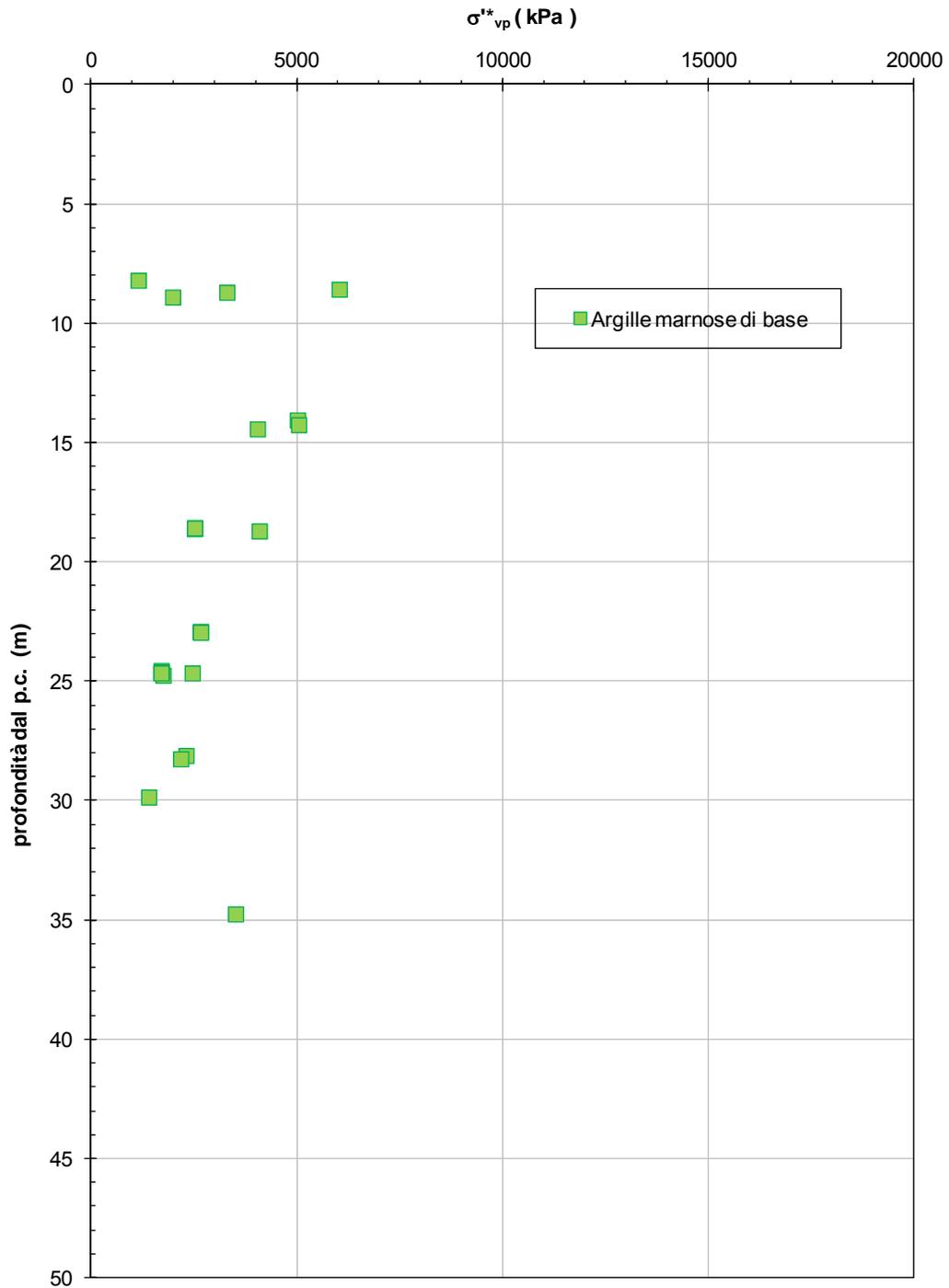


Figura 8.15: Cascina dello Spià - Argille marnose di base – Pressioni di preconsolidazione meccanica da CSSM e da CAM CLAY

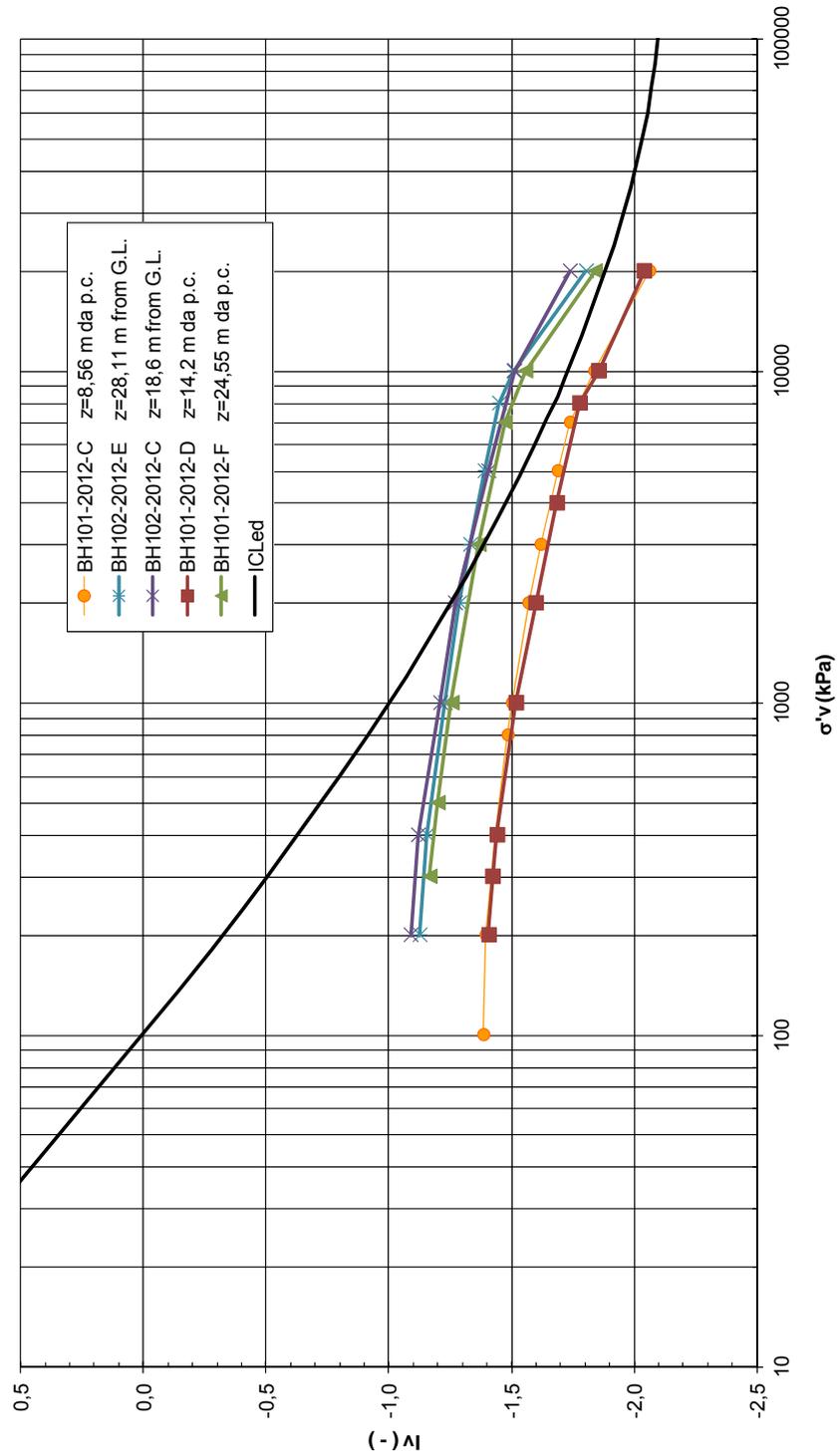


Figura 8.16: Cascina dello Spià - Argille marnose di base – Risultati delle prove edometriche rappresentati nel piano $I_v - \sigma'_{v0}$

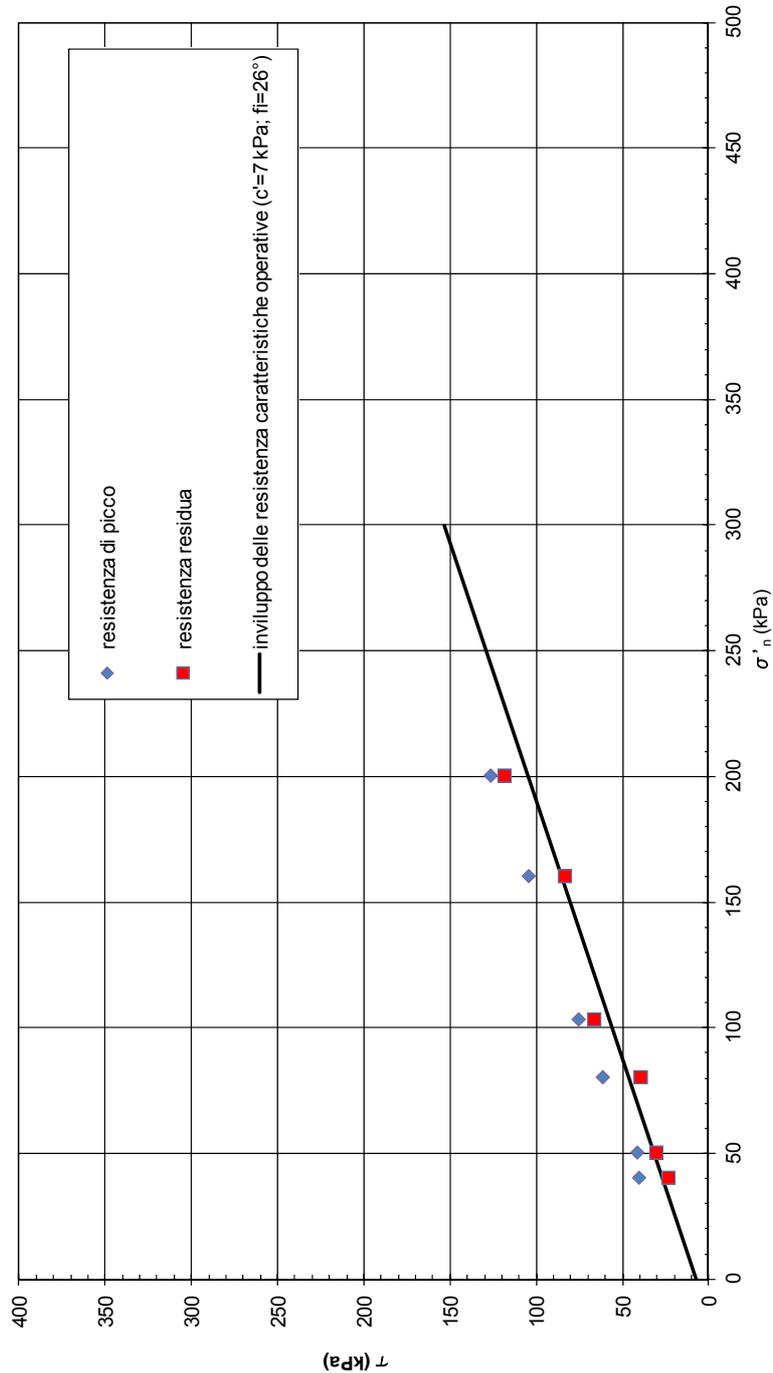


Figura 8.17: Cascina dello Spià – Materiali di copertura – Risultati delle prove di taglio diretto drenate – Resistenze caratteristiche di picco e residue \approx "post rupture"

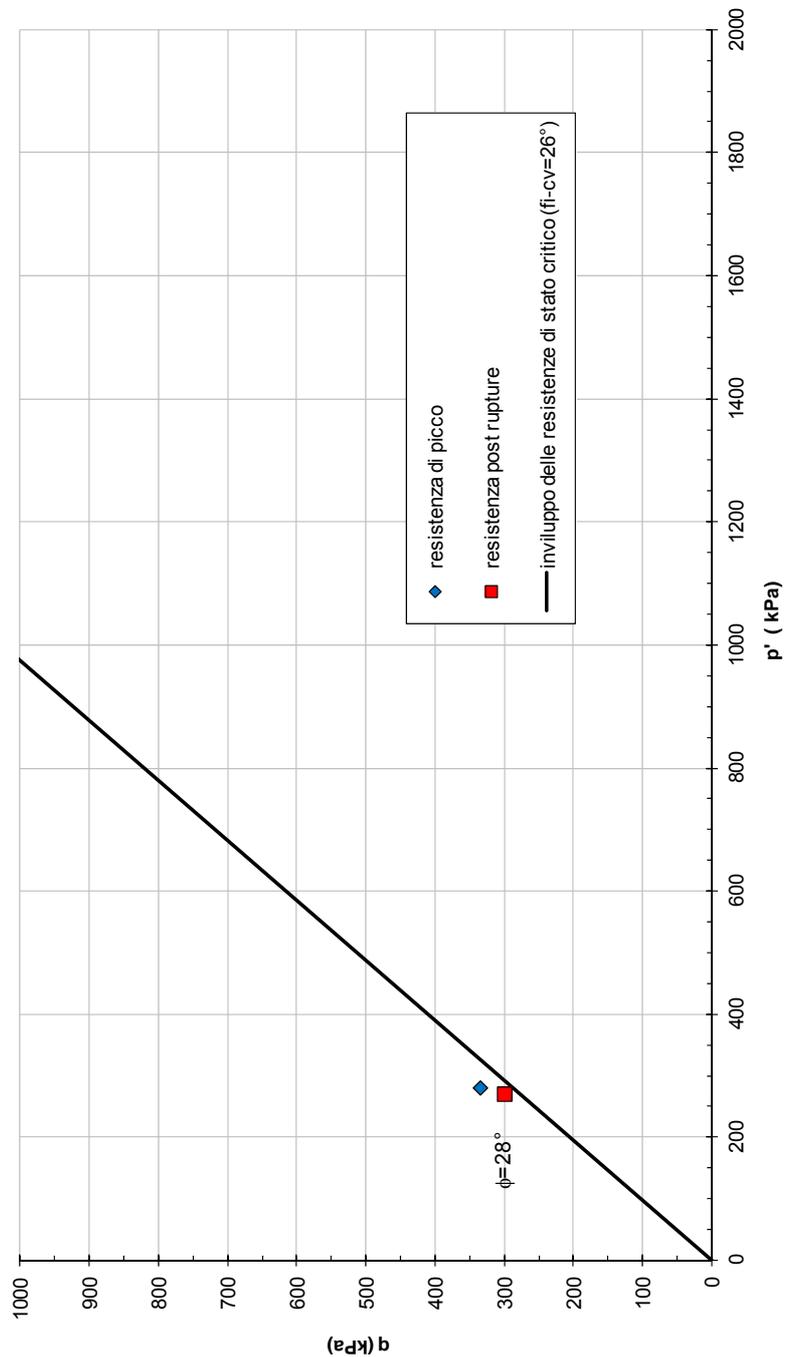


Figura 8.18a: Cascina dello Spià – Materiali di copertura – Risultati delle prove di triassiali consolidate, drenate in compressione – Resistenze caratteristiche di picco e residue \approx "post rupture"

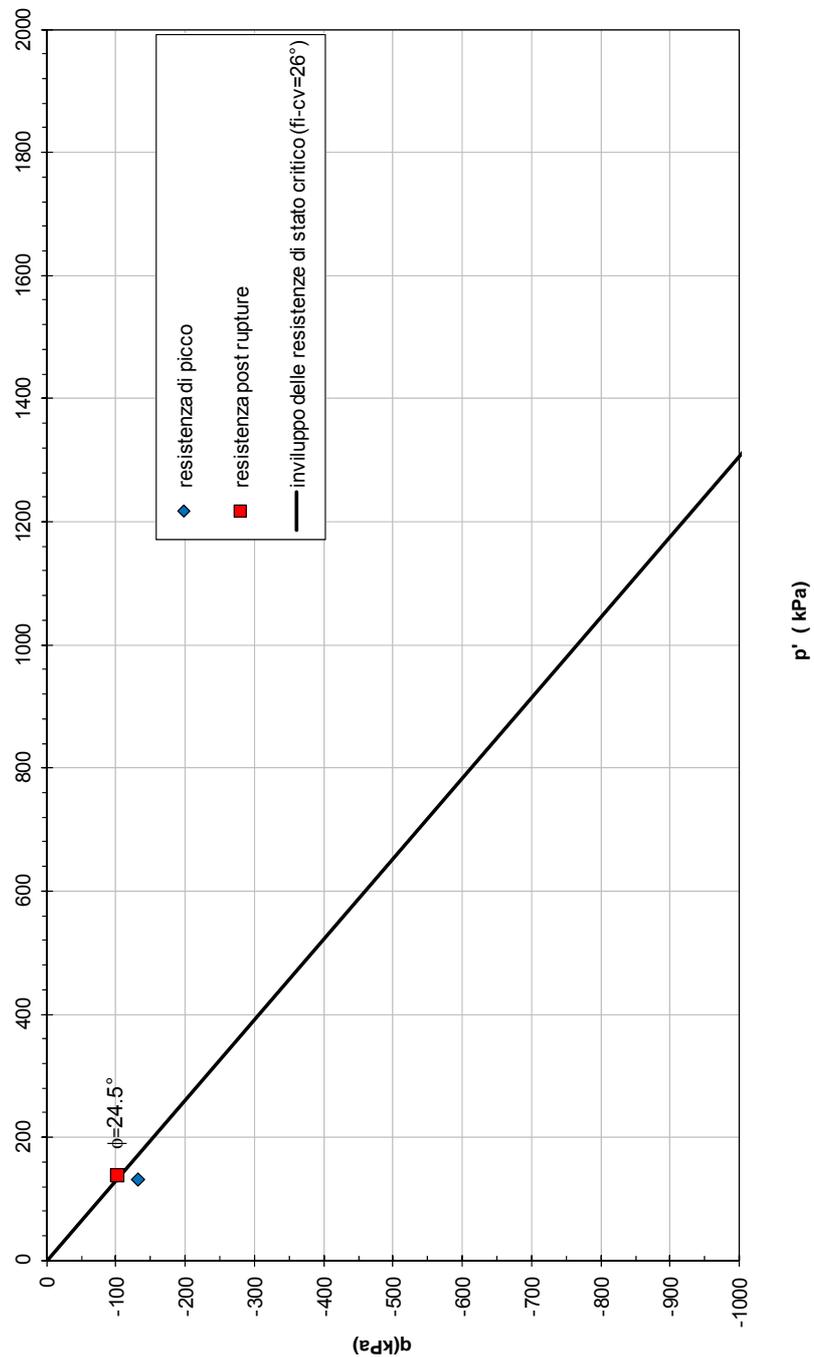


Figura 8.18b: Cascina dello Spià – Materiali di copertura – Risultati delle prove di triassiali consolidate, drenate in estensione – Resistenze caratteristiche di picco e residue \approx "post rupture"

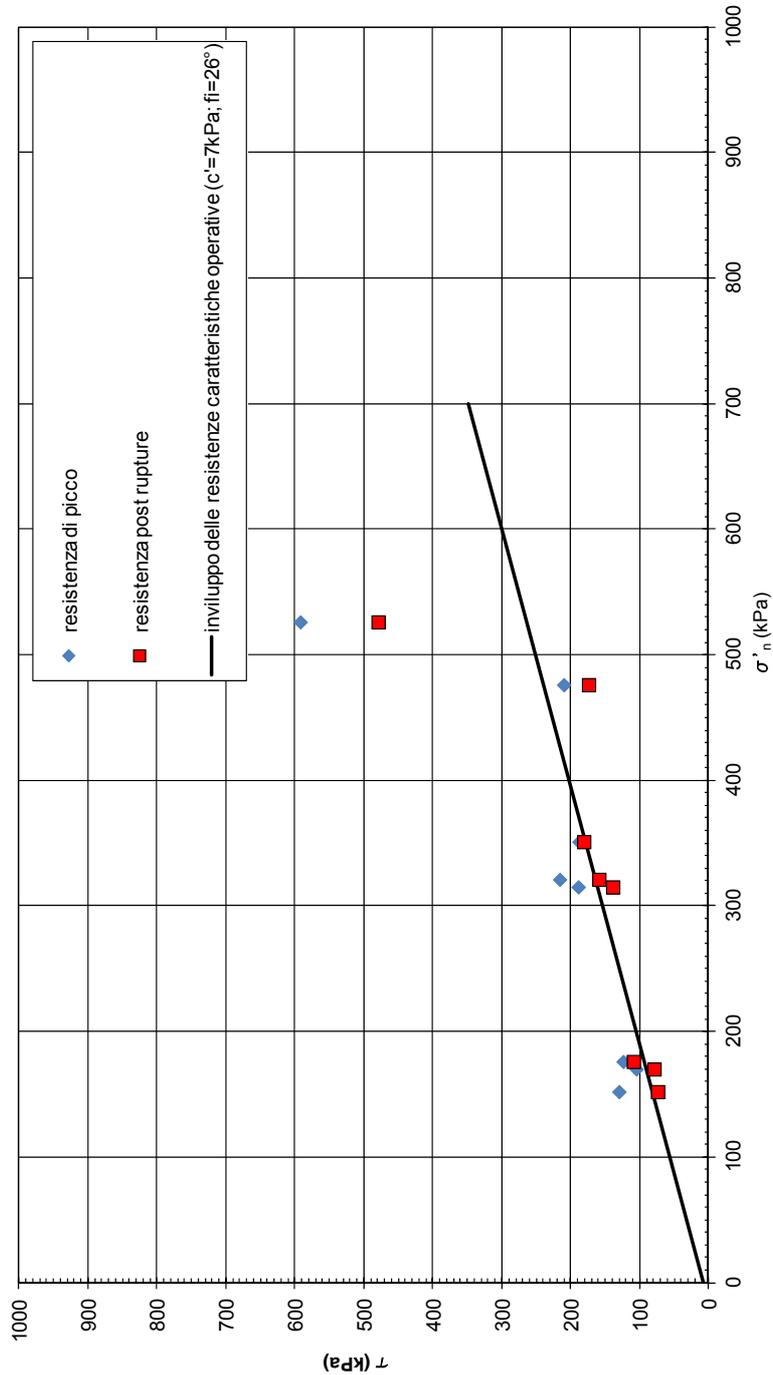


Figura 8.19: Cascina dello Spià – Argille marnose di base – Risultati delle prove di taglio diretto drenate – Resistenze caratteristiche di picco e "post rupture"

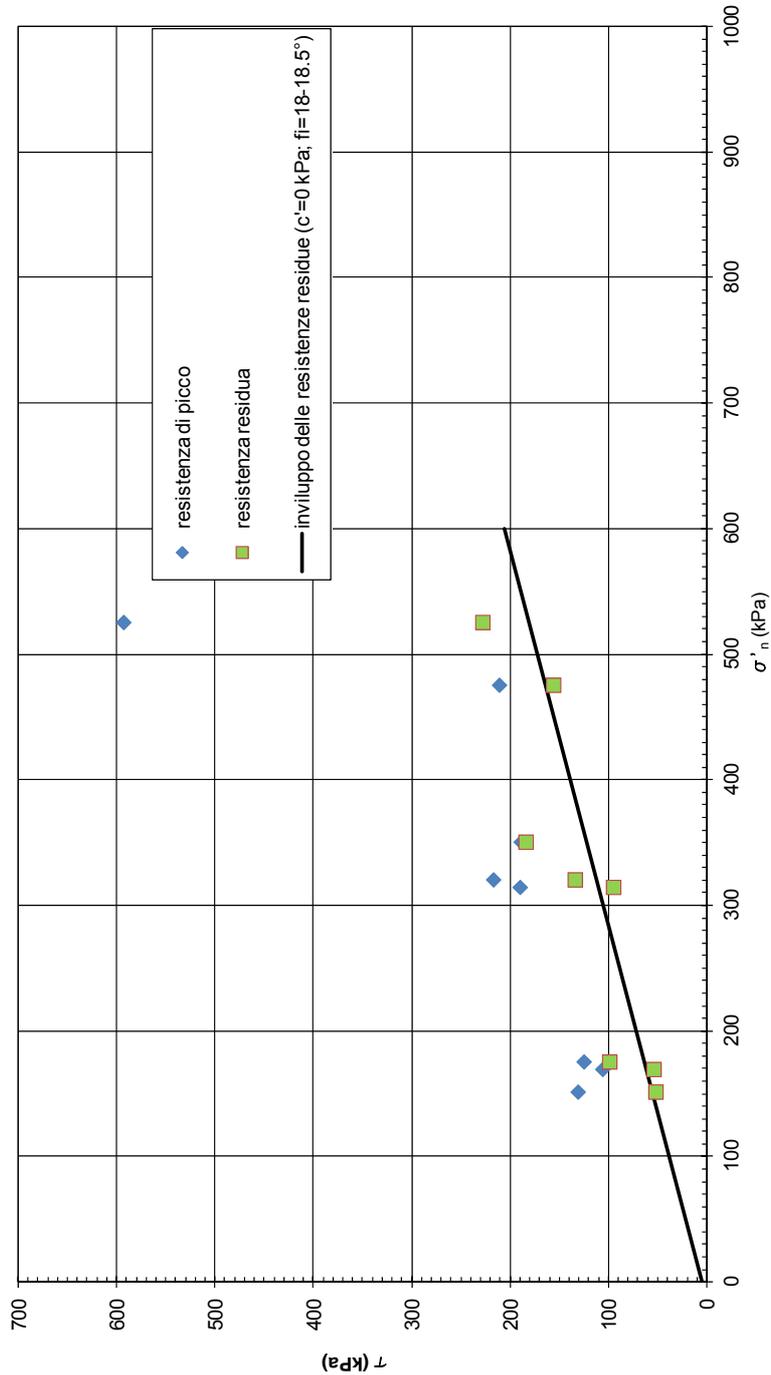


Figura 8.20: Cascina dello Spià – Argille marnose di base – Risultati delle prove di taglio diretto drenate – Resistenze caratteristiche di picco e residue

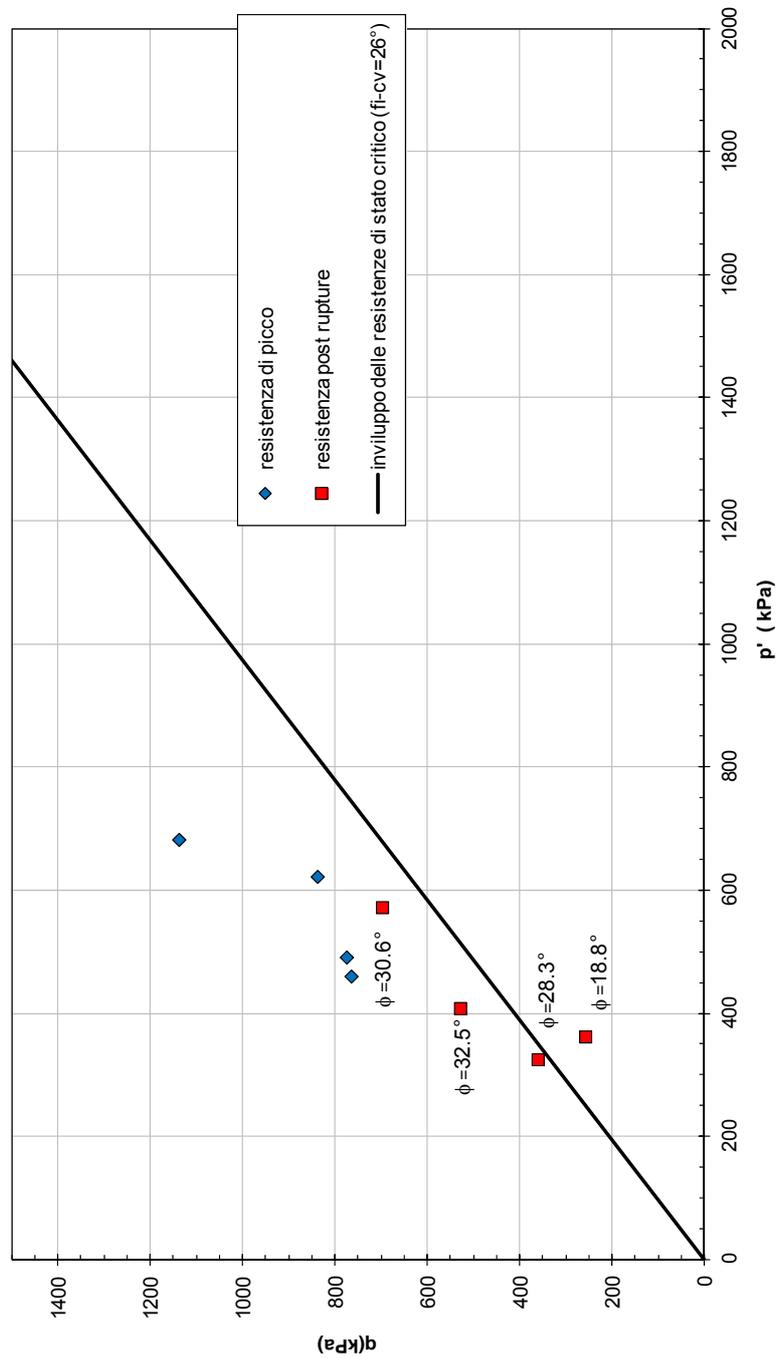


Figura 8.21a: Cascina dello Spià – Argille marnose di base – Risultati delle prove di triassiali consolidate, drenate in compressione – Resistenze caratteristiche di picco e "post rupture"

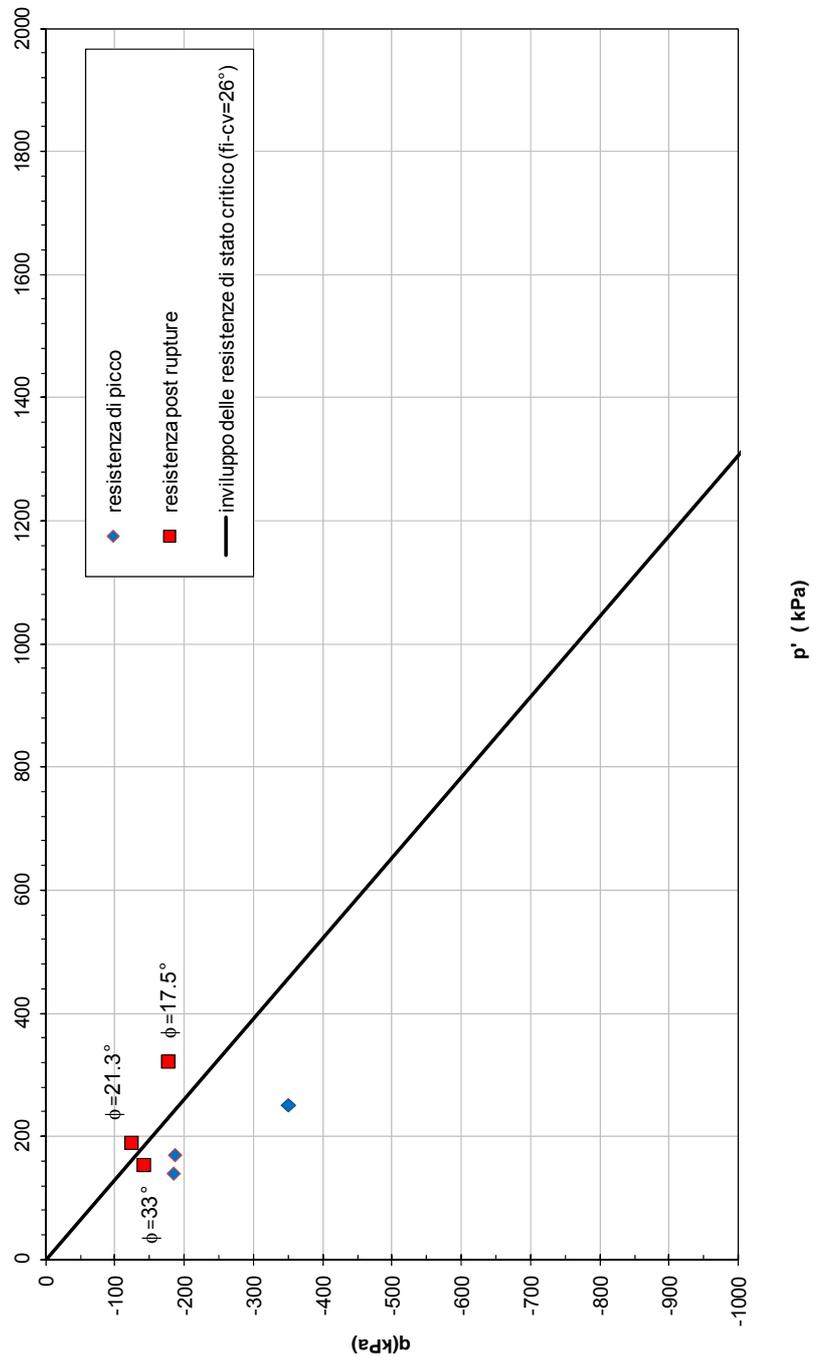


Figura 8.21b: Cascina dello Spià – Argille marnose di base – Risultati delle prove di triassiali consolidate, drenate in estensione – Resistenze caratteristiche di picco e "post rupture"

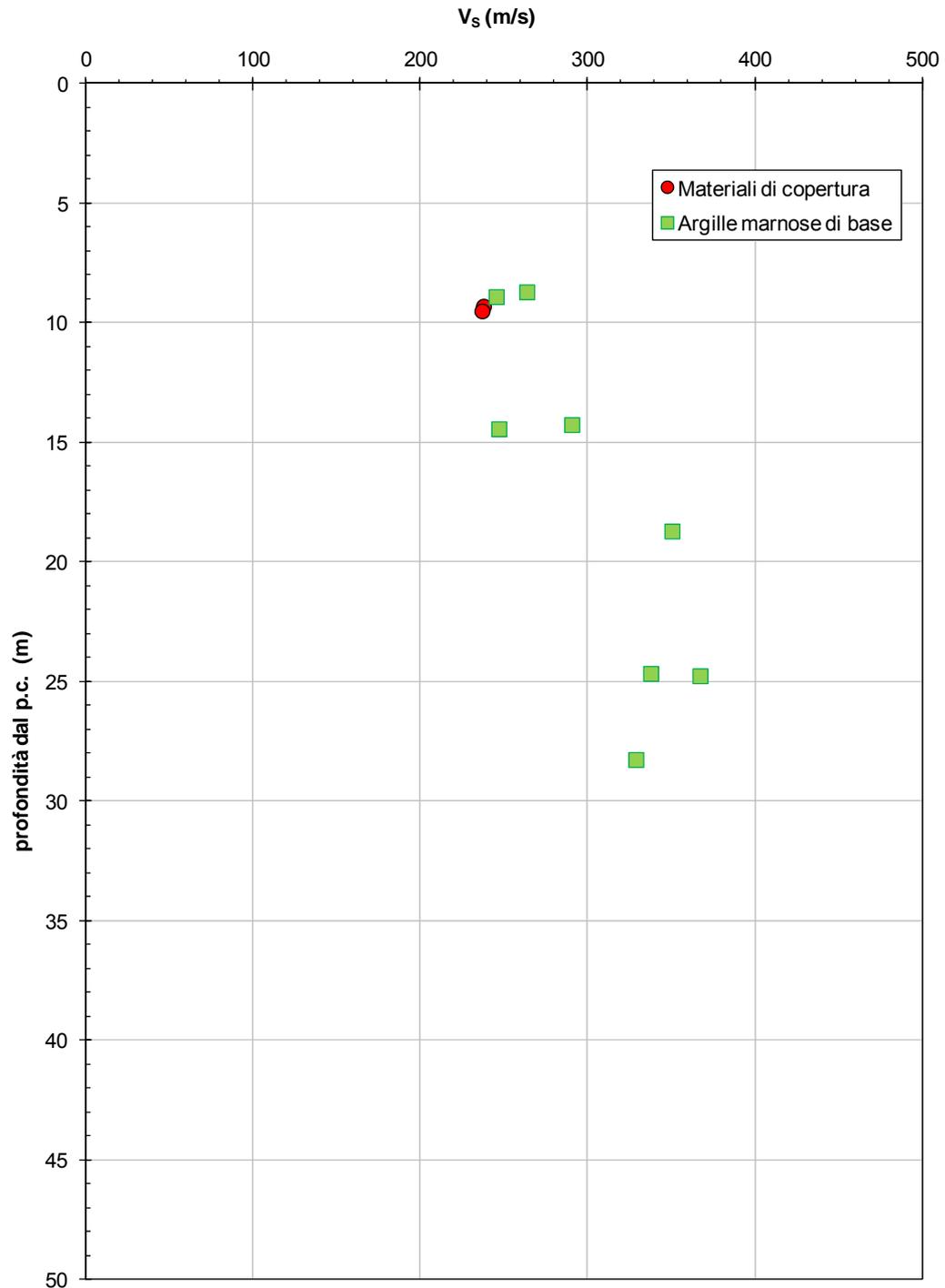


Figura 8.22: Cascina dello Spià – Materiali di copertura e argille marnose di base – Velocità di propagazione delle onde di taglio V_s da prove con “bender element”

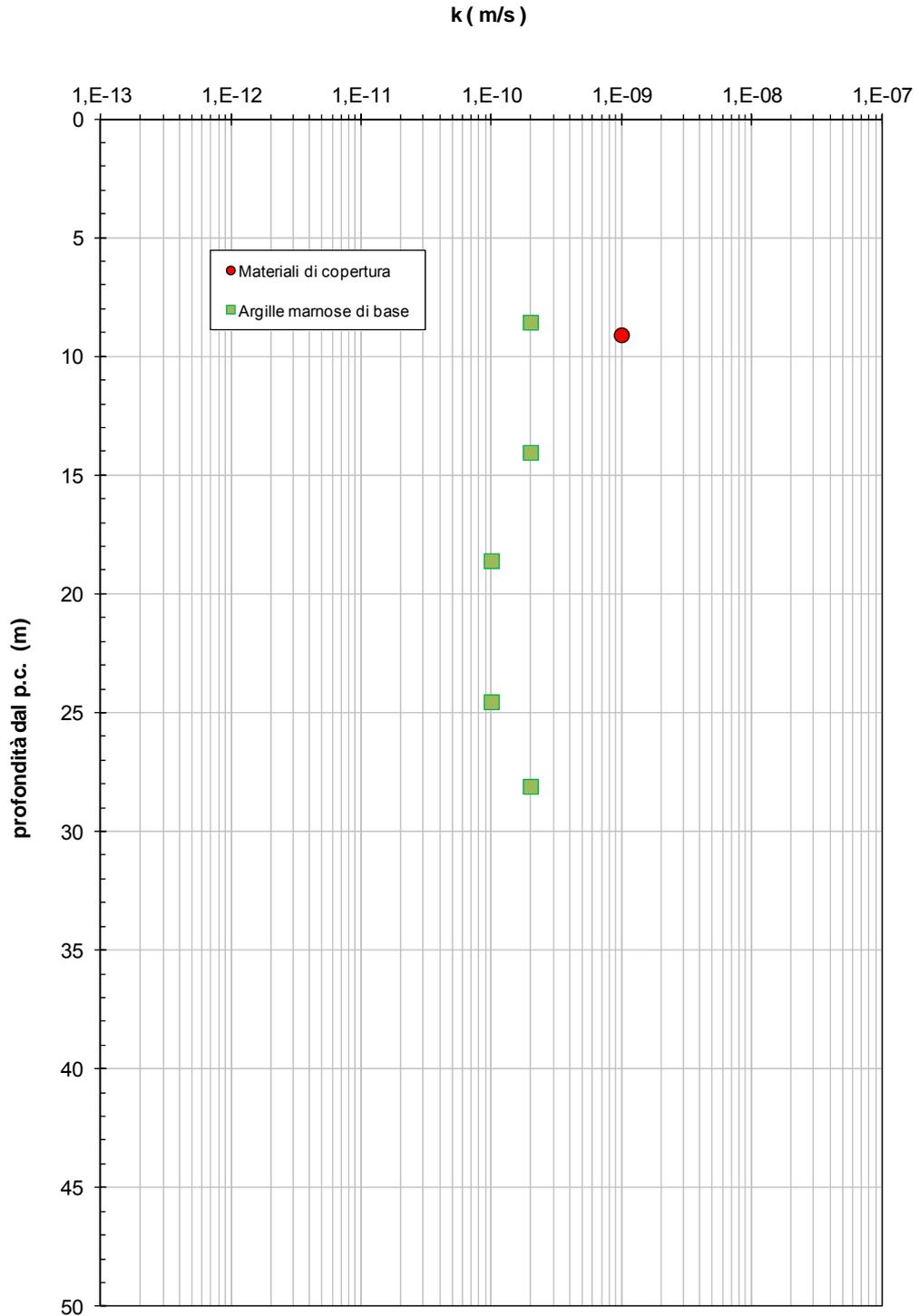


Figura 8.23a: Cascina dello Spià – Materiali di copertura e argille marnose di base – Coefficienti di permeabilità da prove edometriche

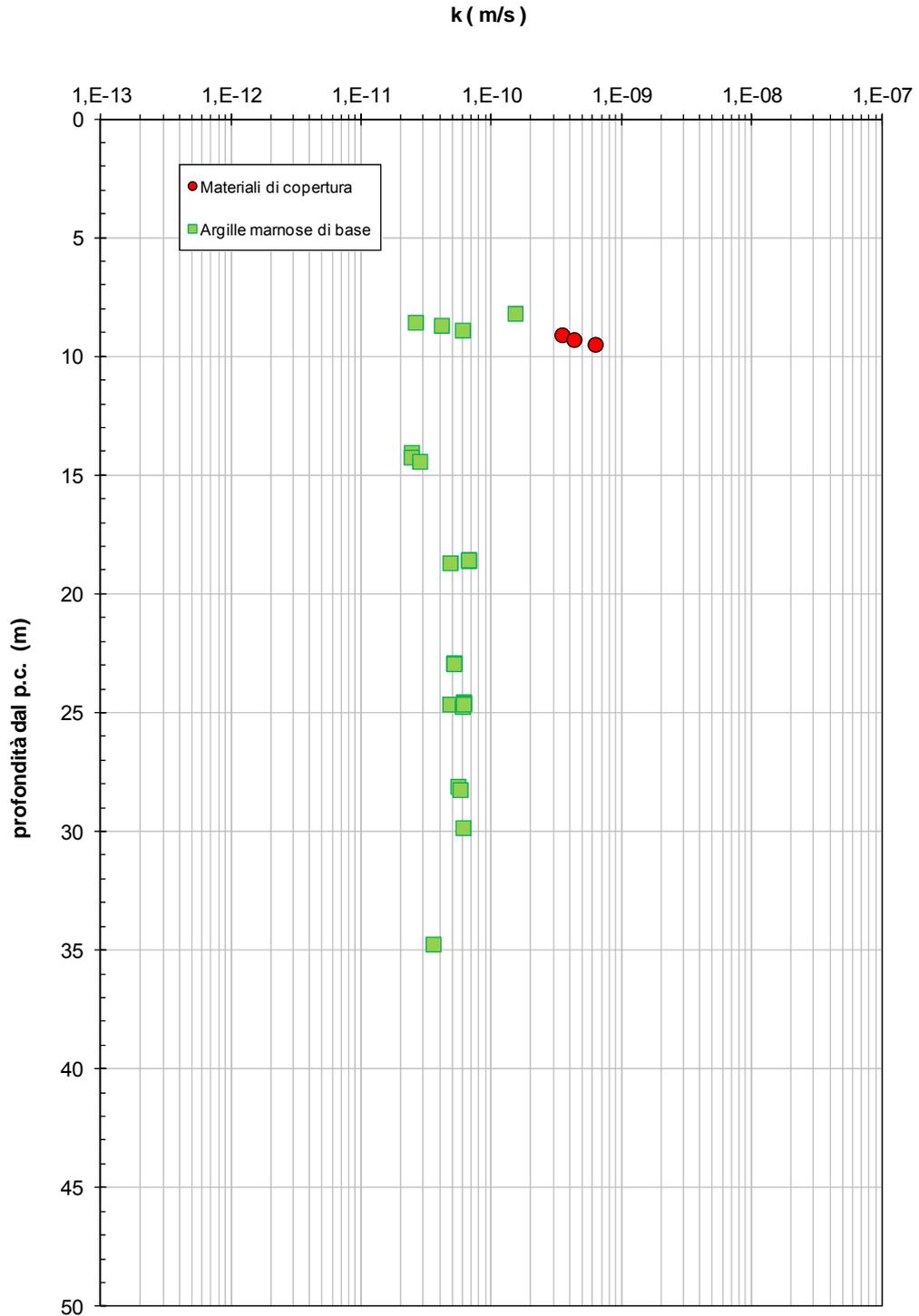


Figura 8.23b: Cascina dello Spià – Materiali di copertura e argille marnose di base – Coefficienti di permeabilità da correlazione empirica di Feng (1991)

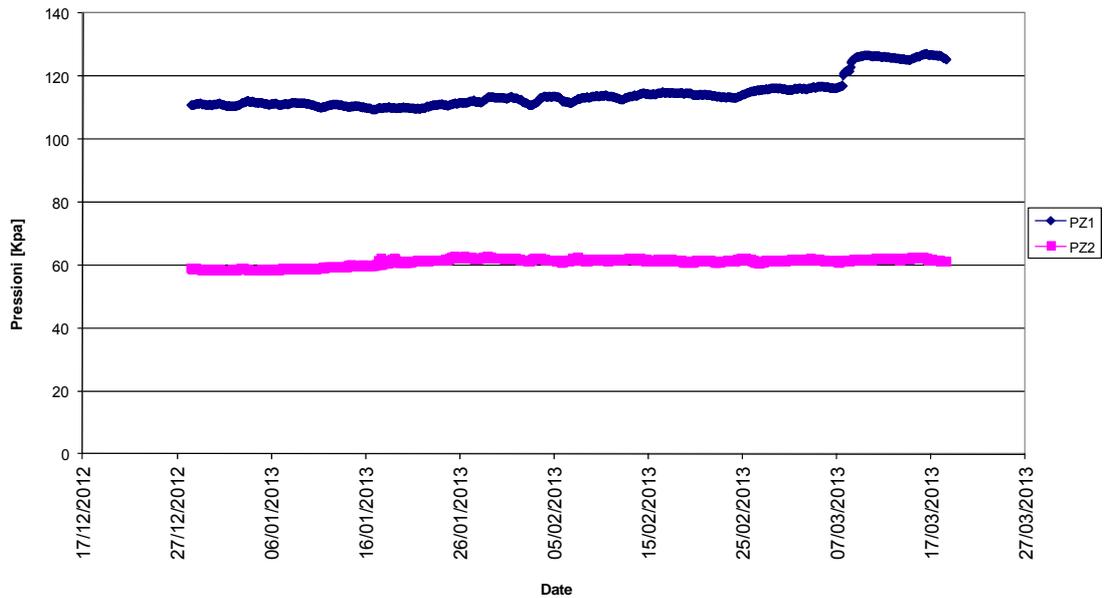


Figura 8.24: Cascina dello Spià – Piezometri a corda vibrante installati nel foro di sondaggio BH101-2012
Pressioni registrate nel periodo Dicembre 2012 – Marzo 2013

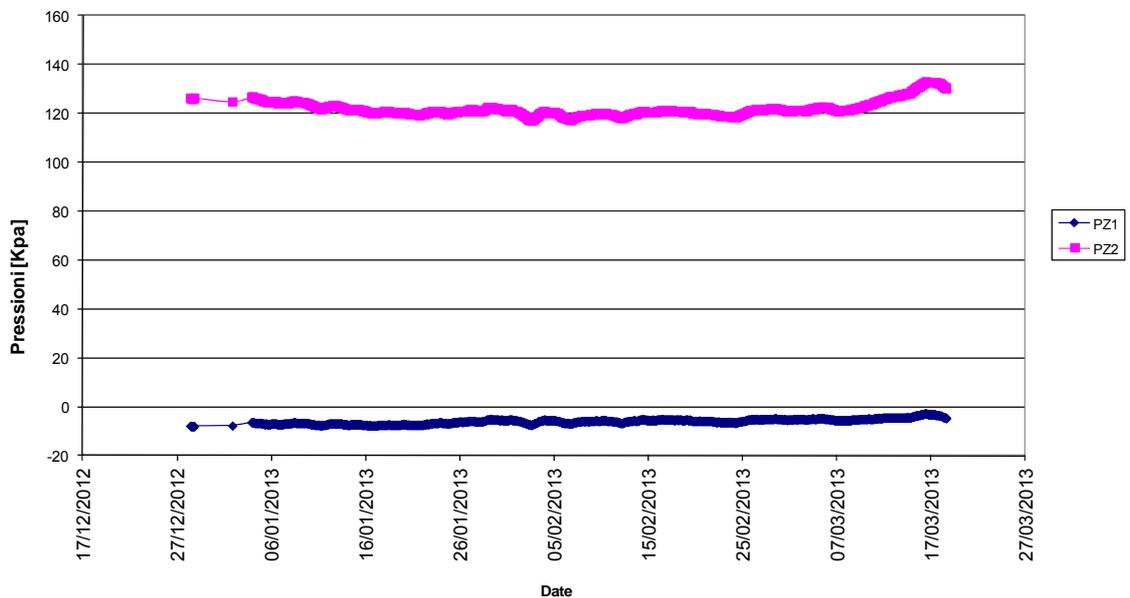


Figura 8.25: Cascina dello Spià – Piezometri a corda vibrante installati nel foro di sondaggio BH102-2012
Pressioni registrate nel periodo Dicembre 2012 – Marzo 2013

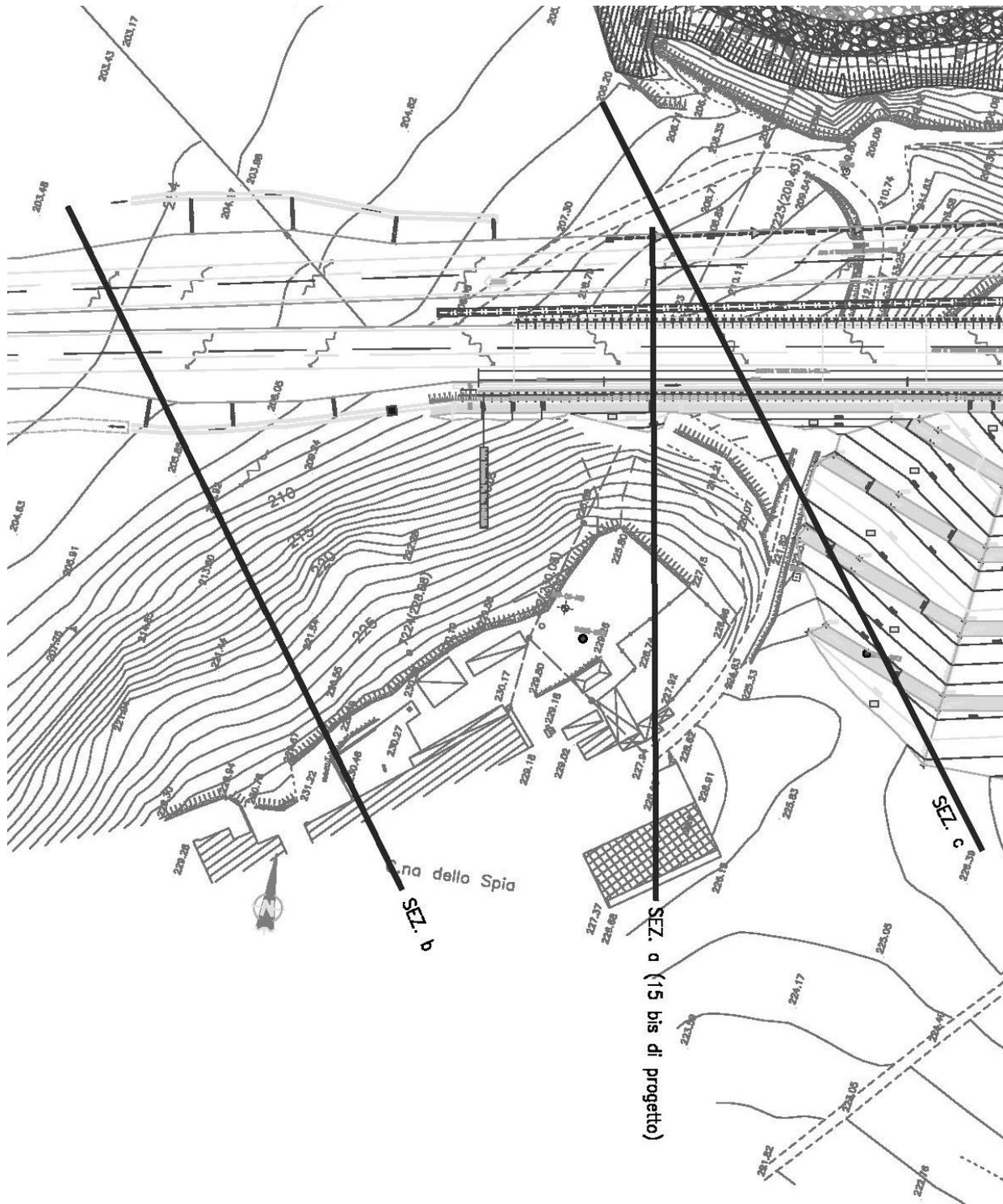


Figura 9.1: Cascina dello Spià – Piano quotato con traccia delle sezioni rappresentative selezionate per le analisi di stabilità del versante nelle condizioni attuali “ante operam”

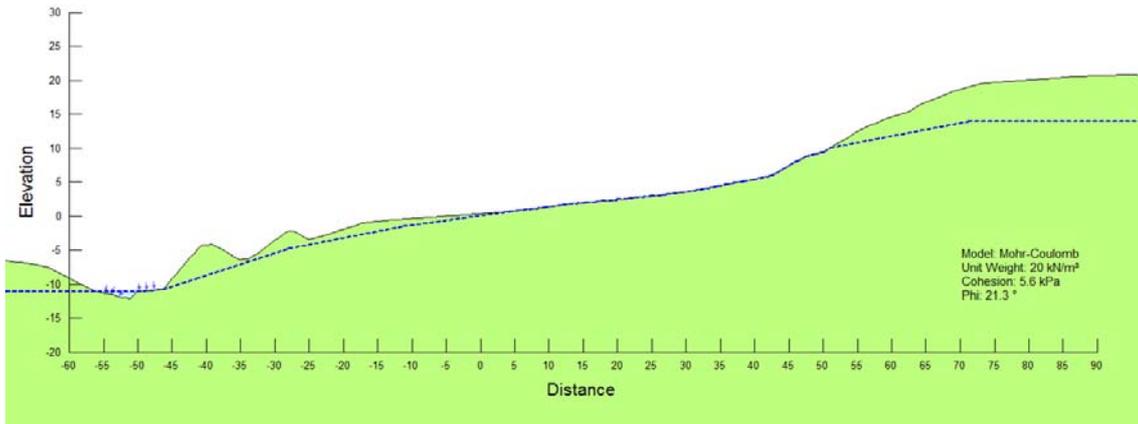


Figura 9.2: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Geometria del versante e livelli piezometrici per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto)

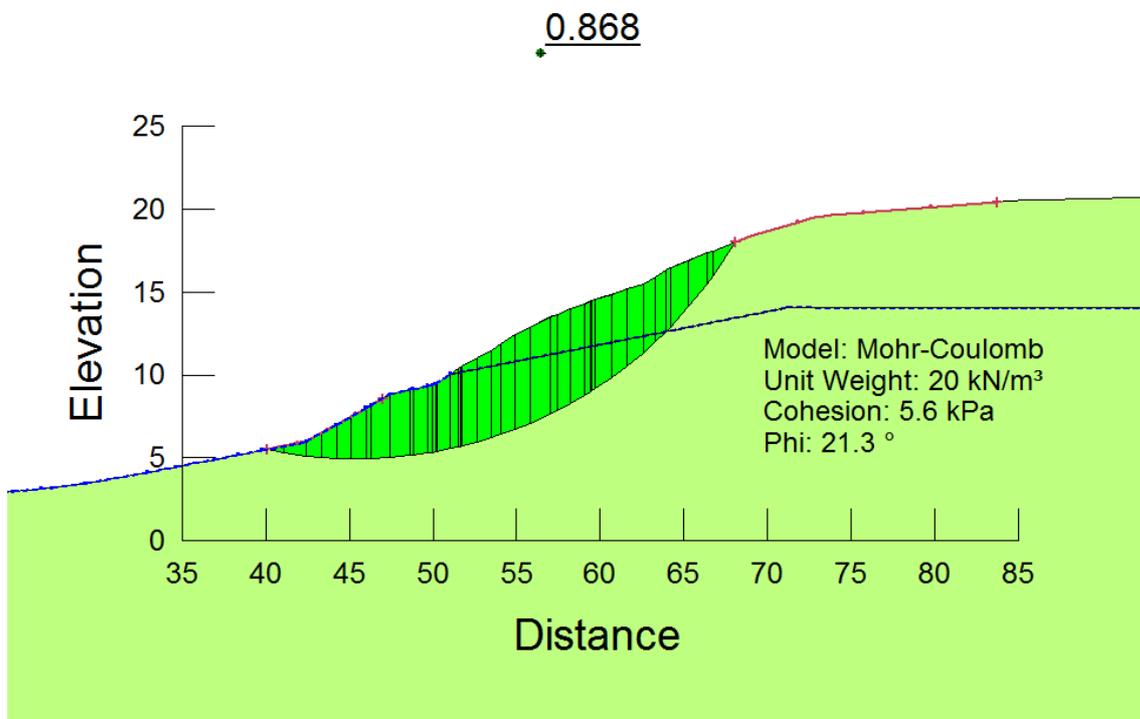


Figura 9.3: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), parte più acclive del versante



Figura 9.4: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), versante nel suo complesso



Figura 9.5: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), parte meno acclive del versante

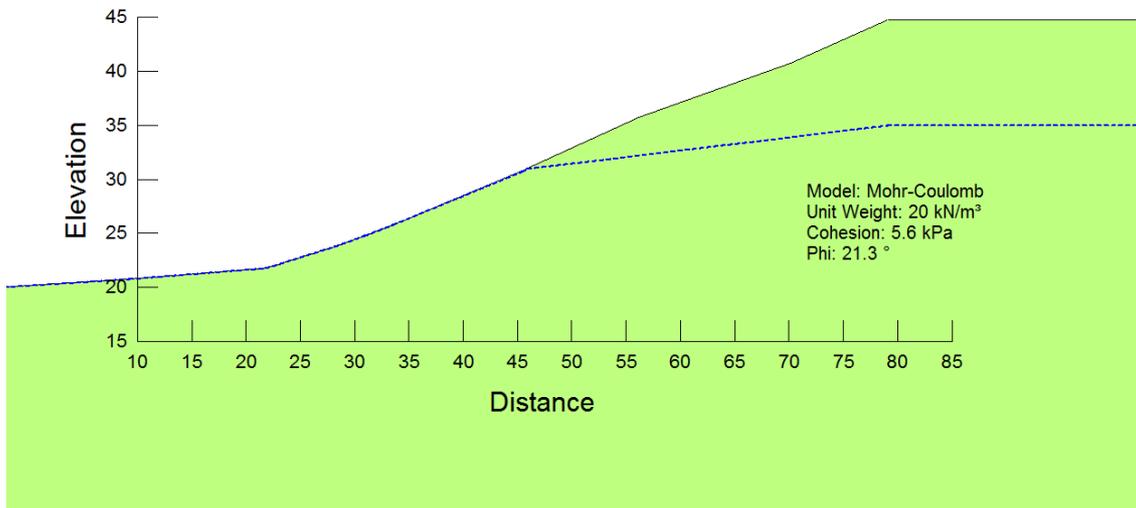


Figura 9.6: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Geometria del versante e livelli piezometrici per la sezione rappresentativa -b-

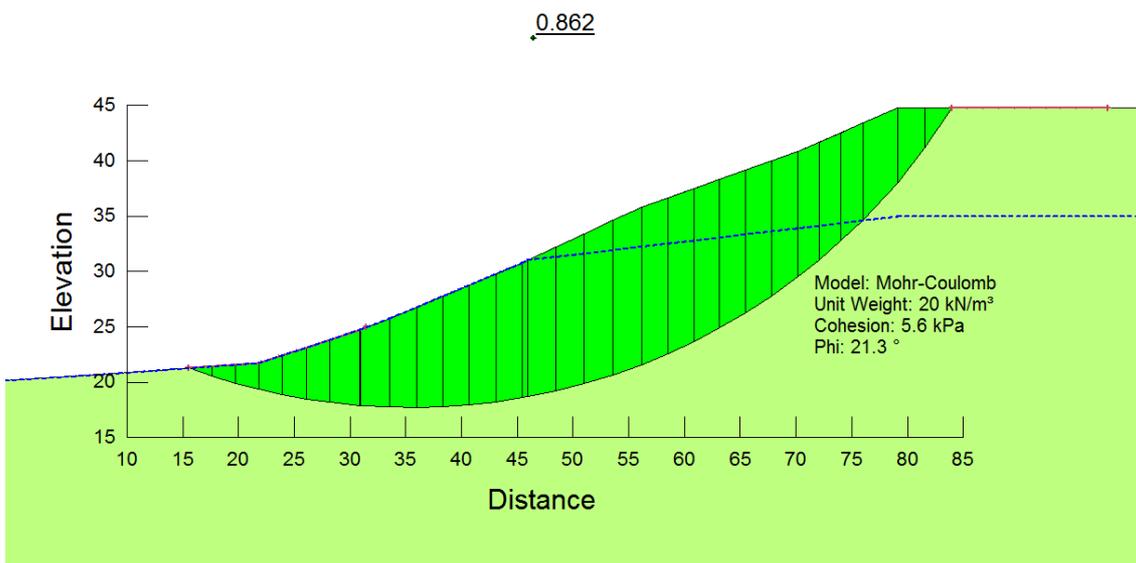


Figura 9.7: Cascina dello Spià –Analisi di stabilità nelle condizioni attuali “ante operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -b-

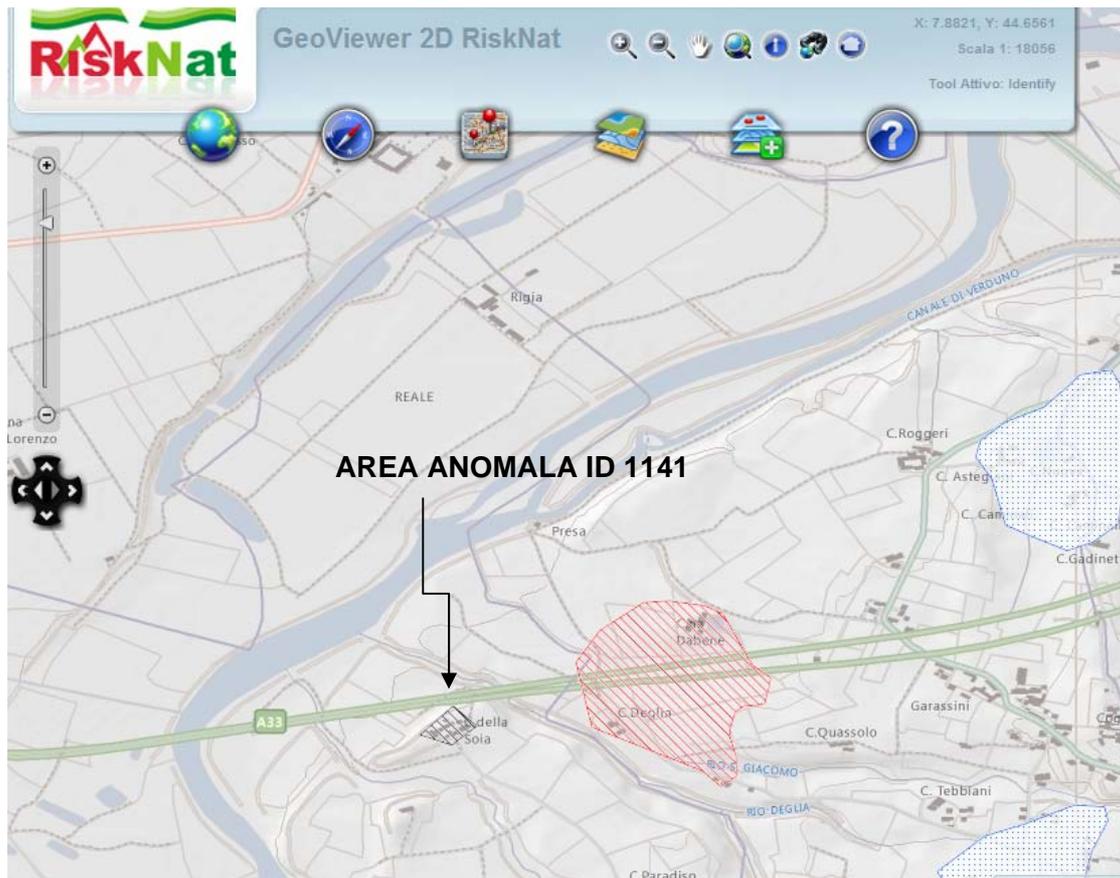


Figura 9.8 a: Cascina dello Spià –Spostamenti rilevati mediante interferometria satellitare – Key Plan area anomala ID1141

Are Anomale Piemonte

ID area anomala **1141**
 Prima interpretazione, area riconducibile a
comportamento geotecnico differenziale

Dato derivato da elaborazione PSInSAR da parte di T.R.E. anno di produzione 2006, ver. software PSproc.py, piattaforma ERS 1-2, orbita discendente, intervallo 1992-2001.

Numero tot di PS : **6**
 PS in movimento / totale PS: **55 %**
 campo di velocità PS **-3,9 mm/a < V < -1 mm/a**
 segno (-) allontanamento lungo la direzione di vista satellite-bersaglio (LOS)
 segno (+) avvicinamento

Ambiente: **Monferrato**
 Litologia: **argille sitose**
 Uso del Suolo: **Sistemi colturali e particellari complessi**

Pendenza 9°
Esposizione 219°

m
04.59 18
LUUUUUU

- FEN. FRANOSO
- CONSOLIDAZ. TERRENI
- FEN. DI DISSOLUZIONE
- ESTRAZIONE DI FLUIDI
- OPERE IN SOTTERRANEO
- APPLICAZIONE DI CARICO
- COMP. GEOT. DIFF / CEDIM PUNTALI
- DETRITO DI VERSANTE INSTABILE
- ALTRO
- ND

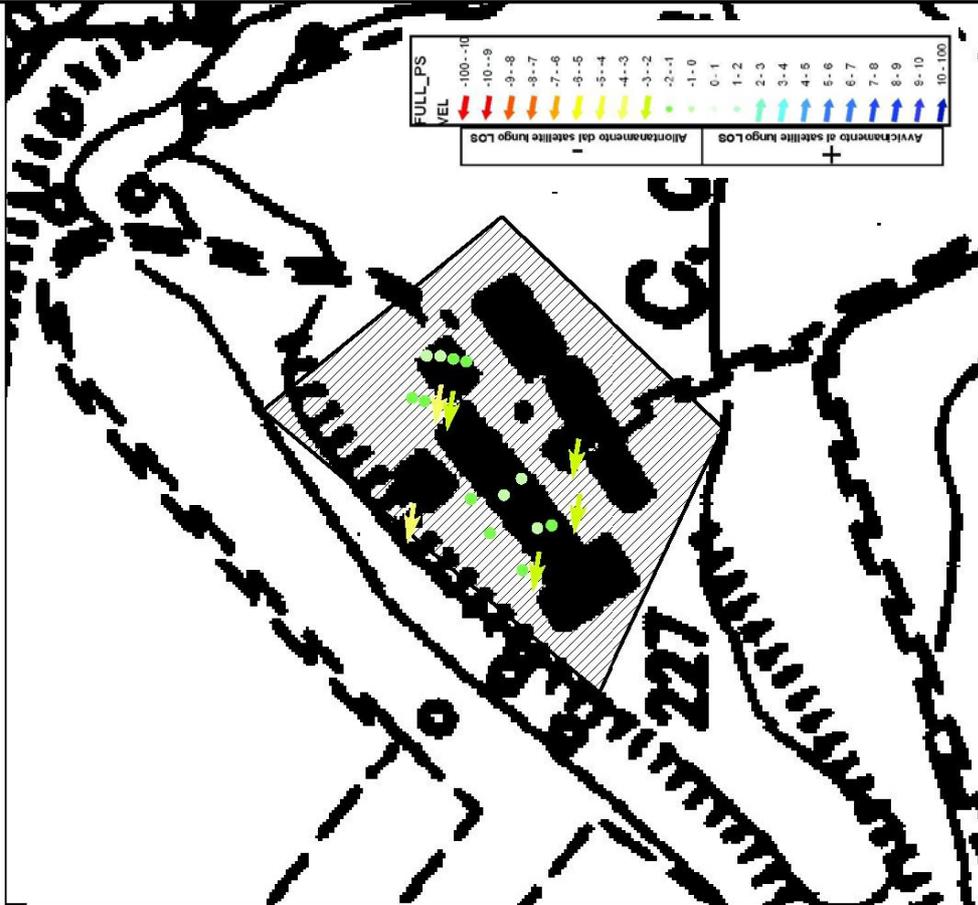


Figura 9.8 b: Cascina dello Spià –Spostamenti rilevati mediante interferometria satellitare – Area anomala ID1141

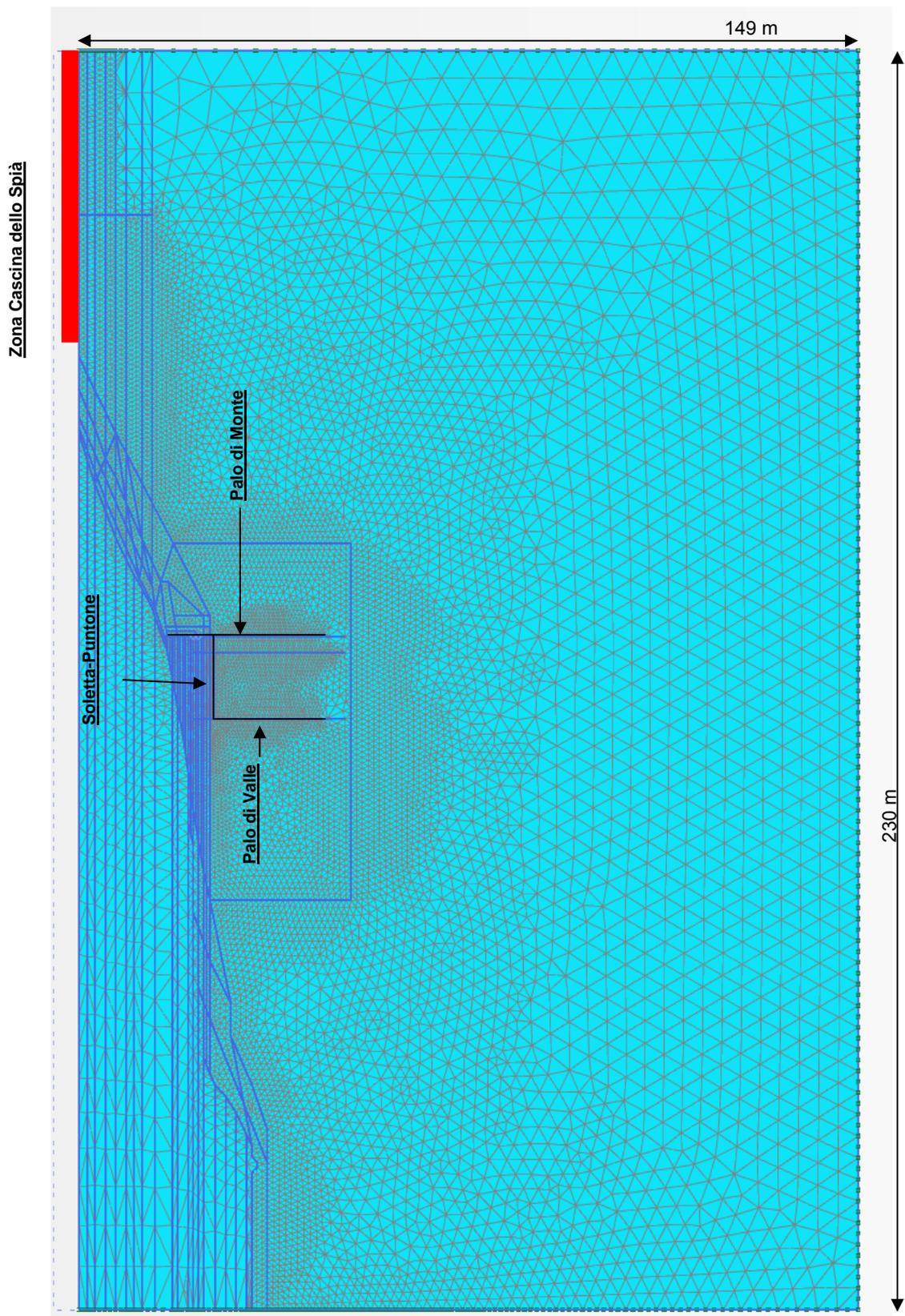


Figura 9.9: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione rappresentativa AT-16 – Griglia di calcolo

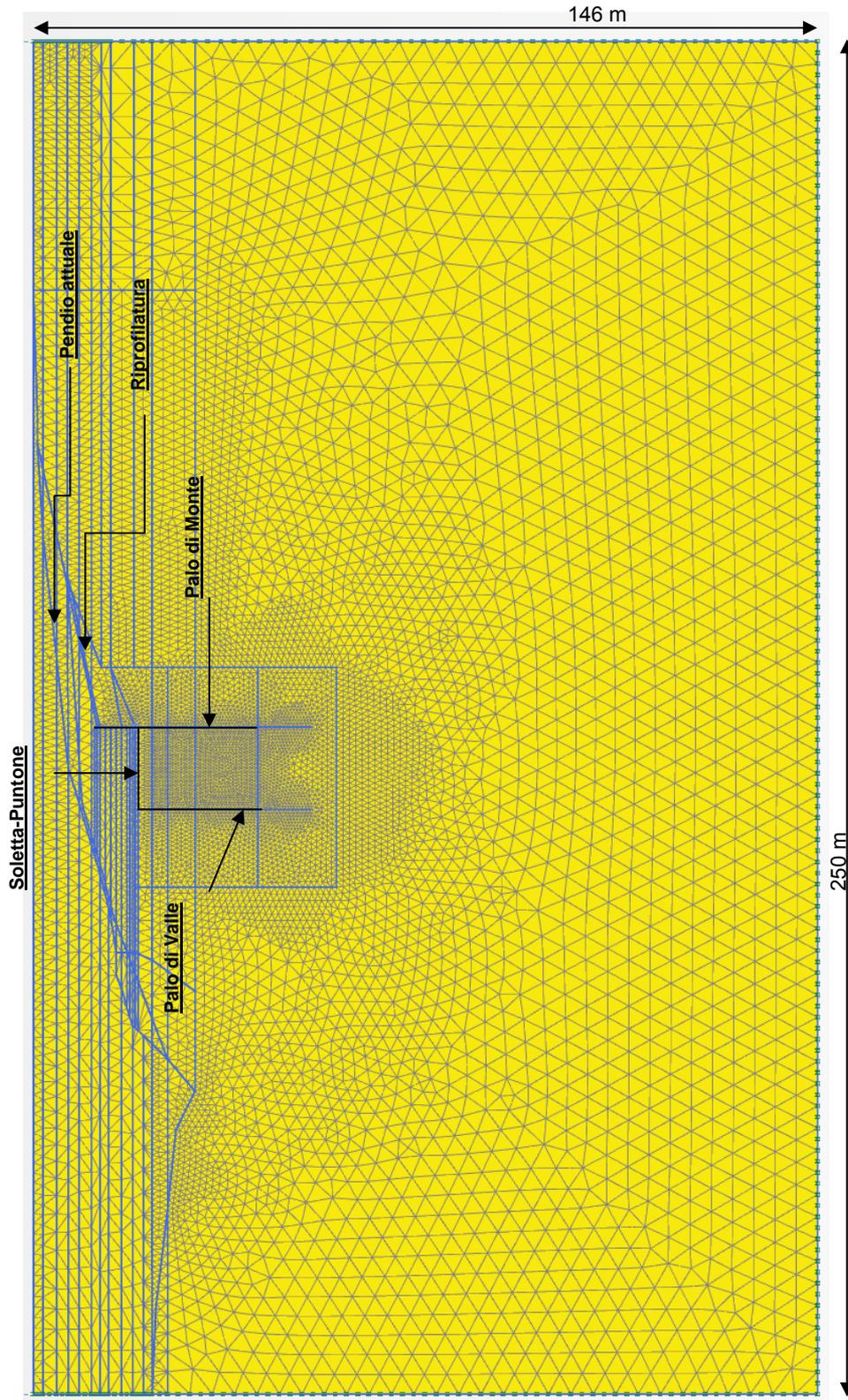


Figura 9.10: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione rappresentativa AT-19 – Griglia di calcolo

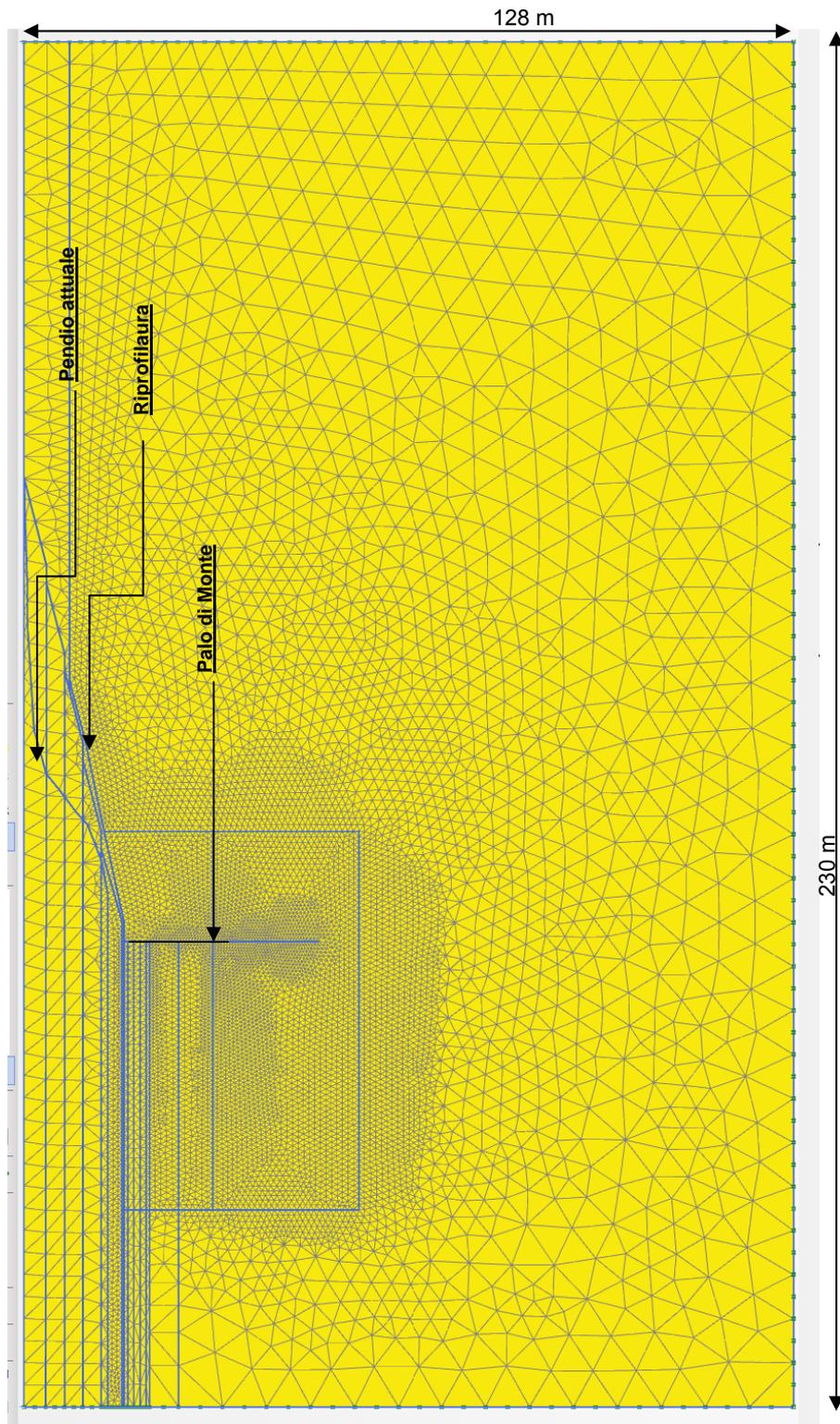


Figura 9.11: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformativa dell'opera di sostegno – Sezione rappresentativa AT-20bis – Griglia di calcolo

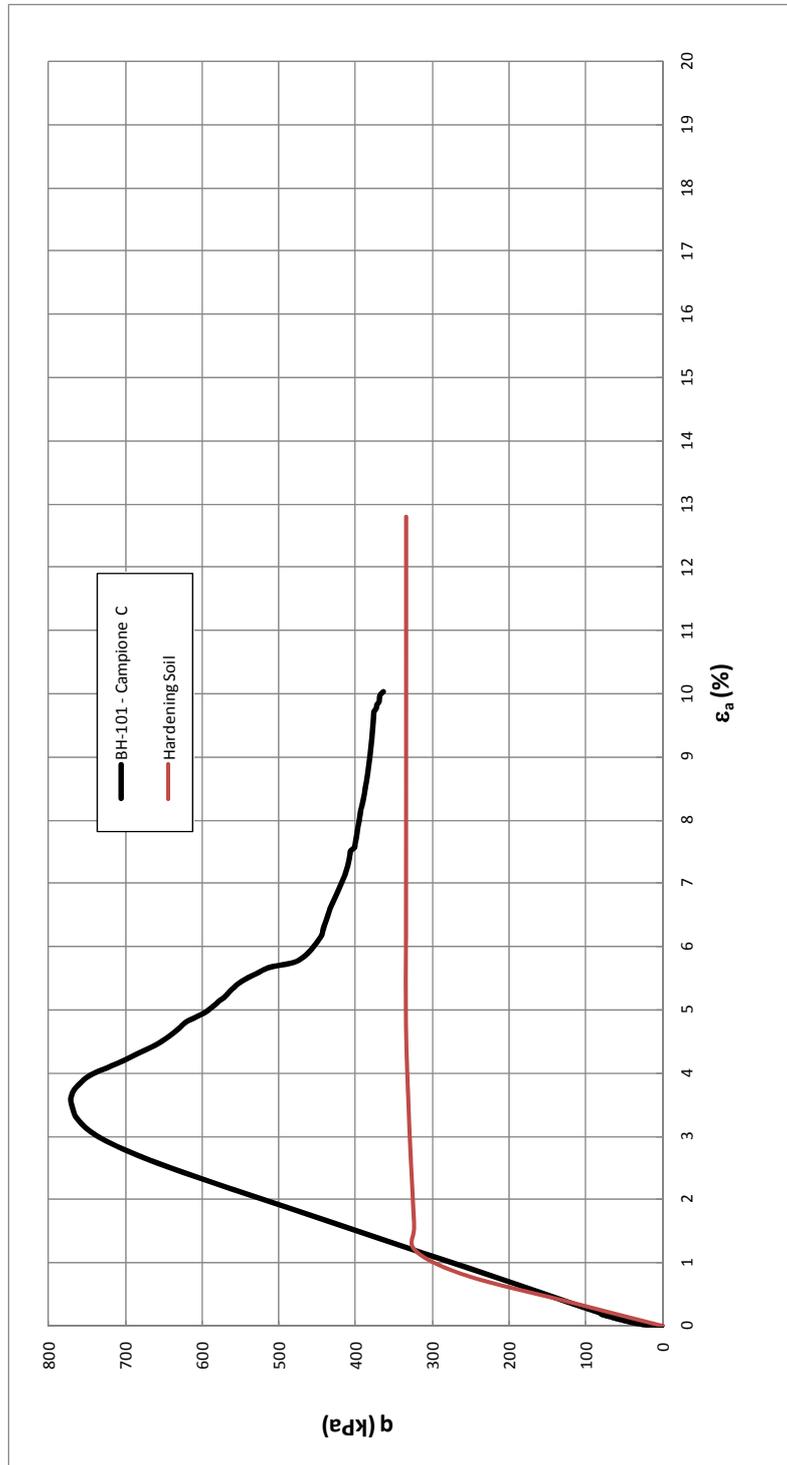


Figura 9.12: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Modello costitutivo “Hardening Soil” – Simulazione di una prova triassiale rappresentativa

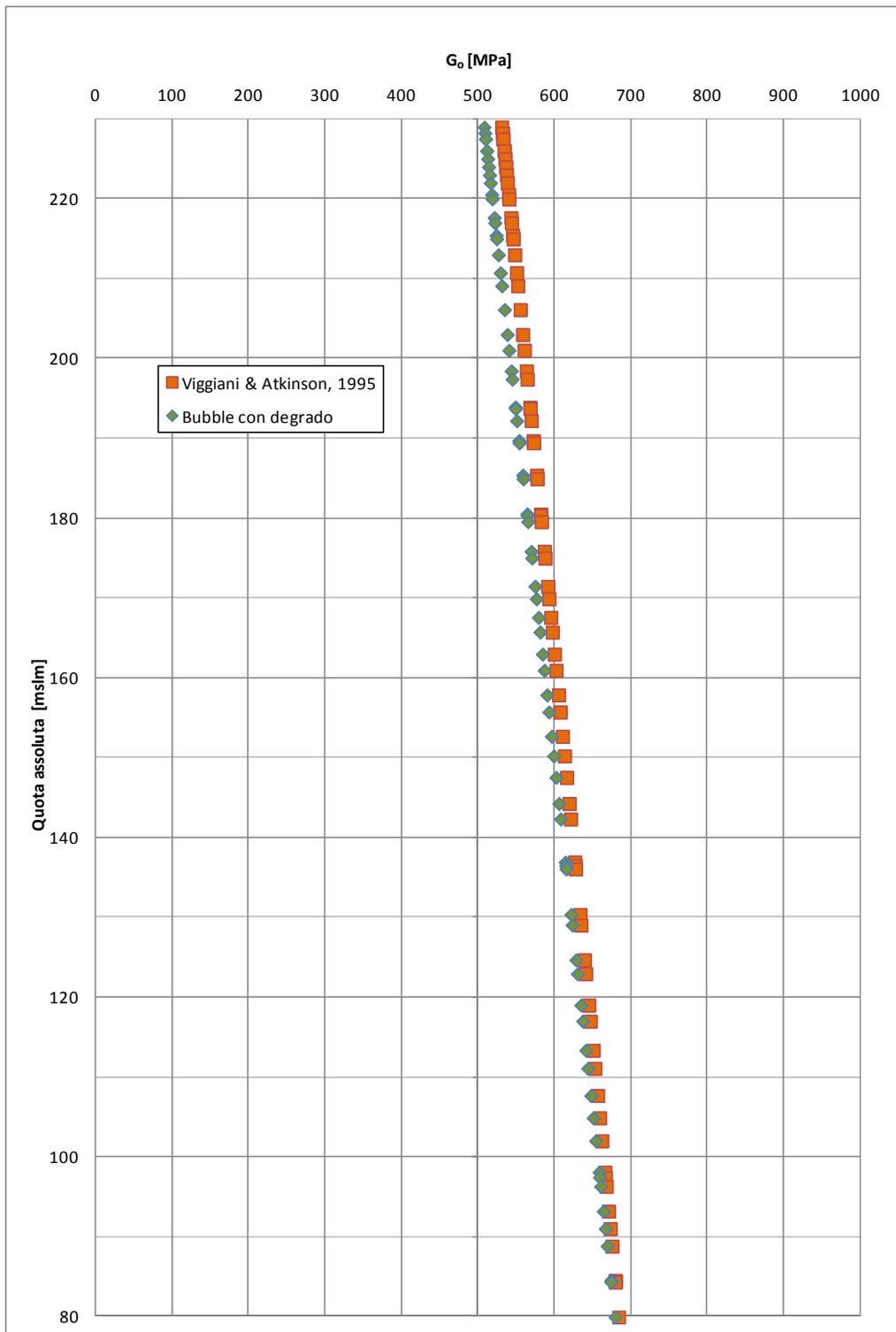


Figura 9.13: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Modello costitutivo “Bubble con degrado” – Profili del modulo di taglio iniziale al termine della fase di sedimentazione

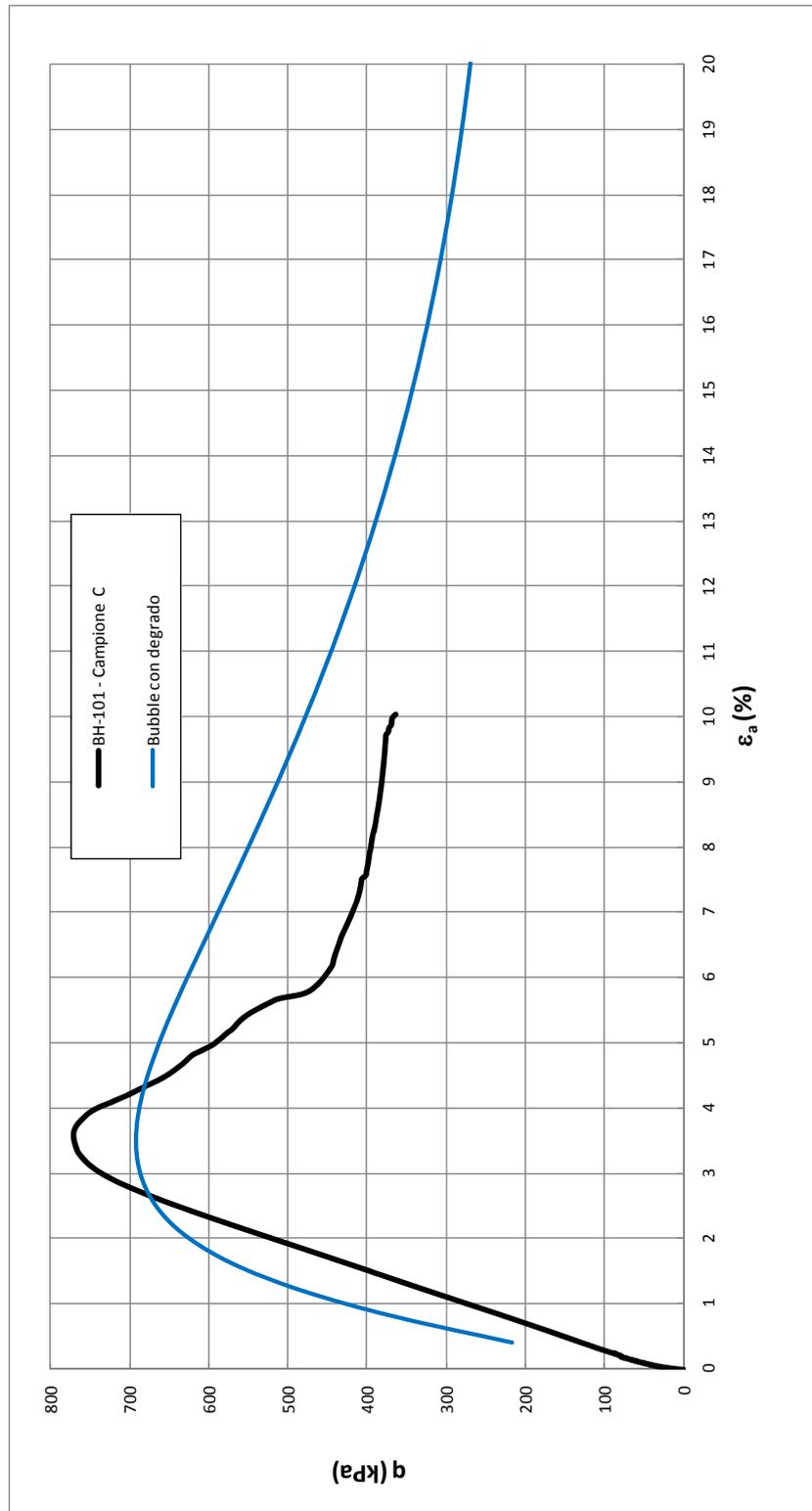


Figura 9.14: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Modello costitutivo “Bubble con degrado” – Simulazione di una prova triassiale rappresentativa

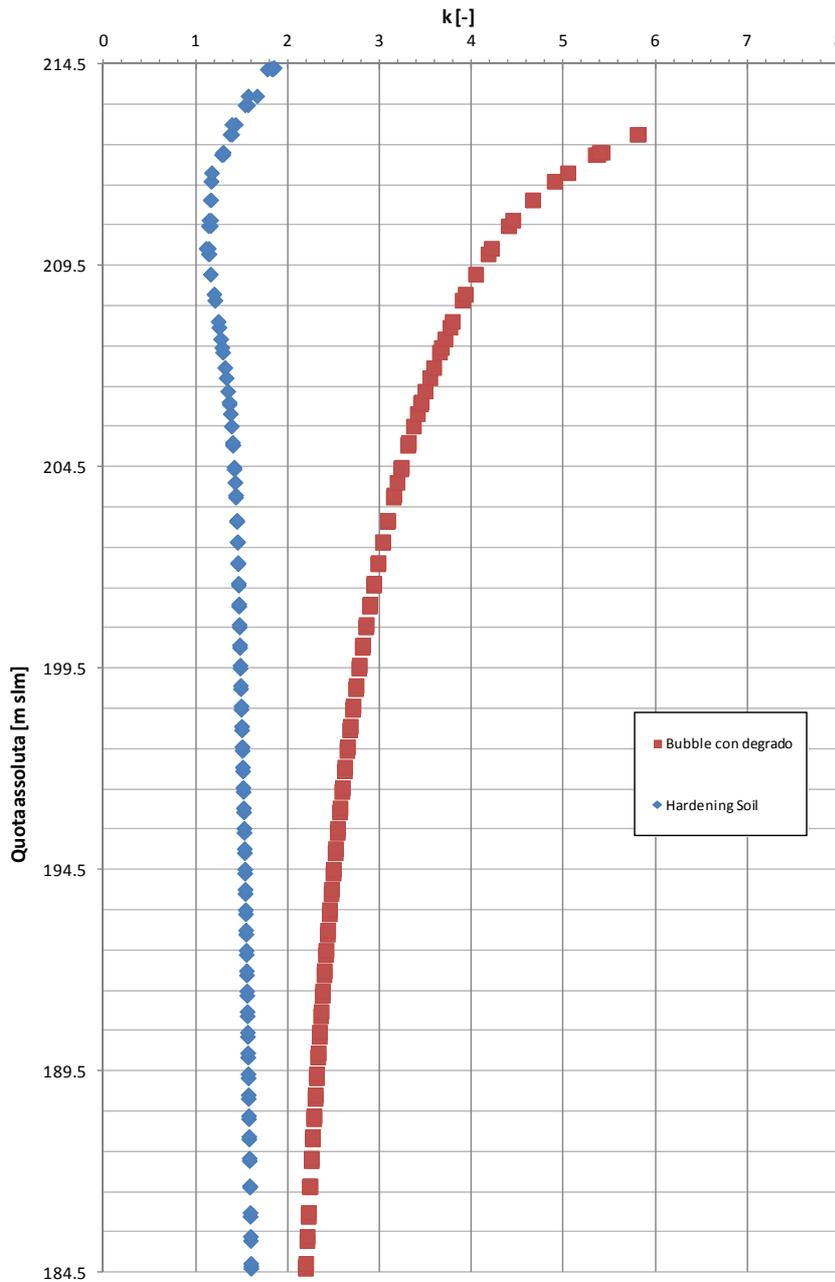


Figura 9.15: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 - Confronto tra i coefficienti $K=\sigma_h'/\sigma_h'$ sul versante nelle condizioni attuali “ante operam”, calcolati con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post-rupture” e con il modello costitutivo “Bubble con degrado”

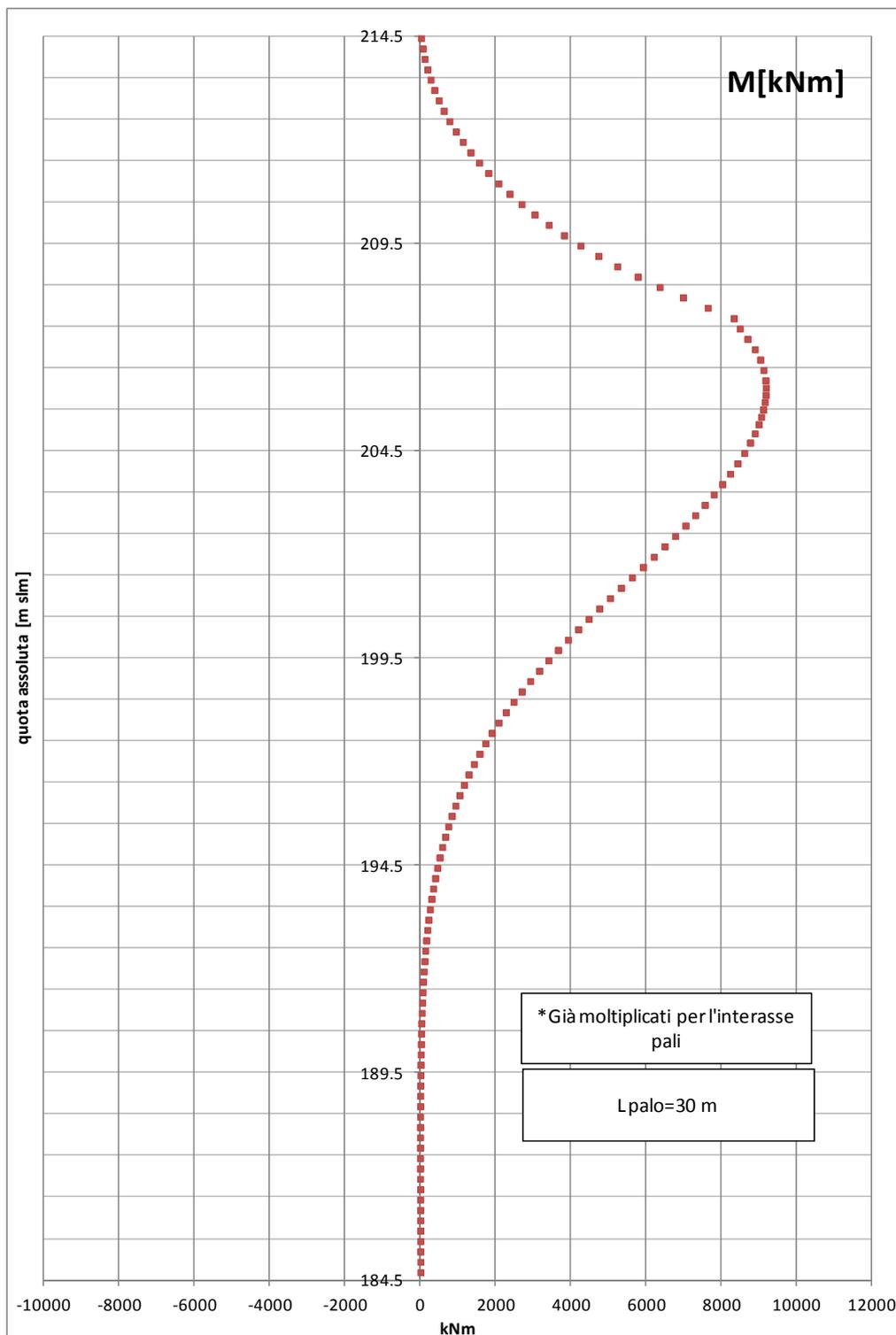


Figura 9.16: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

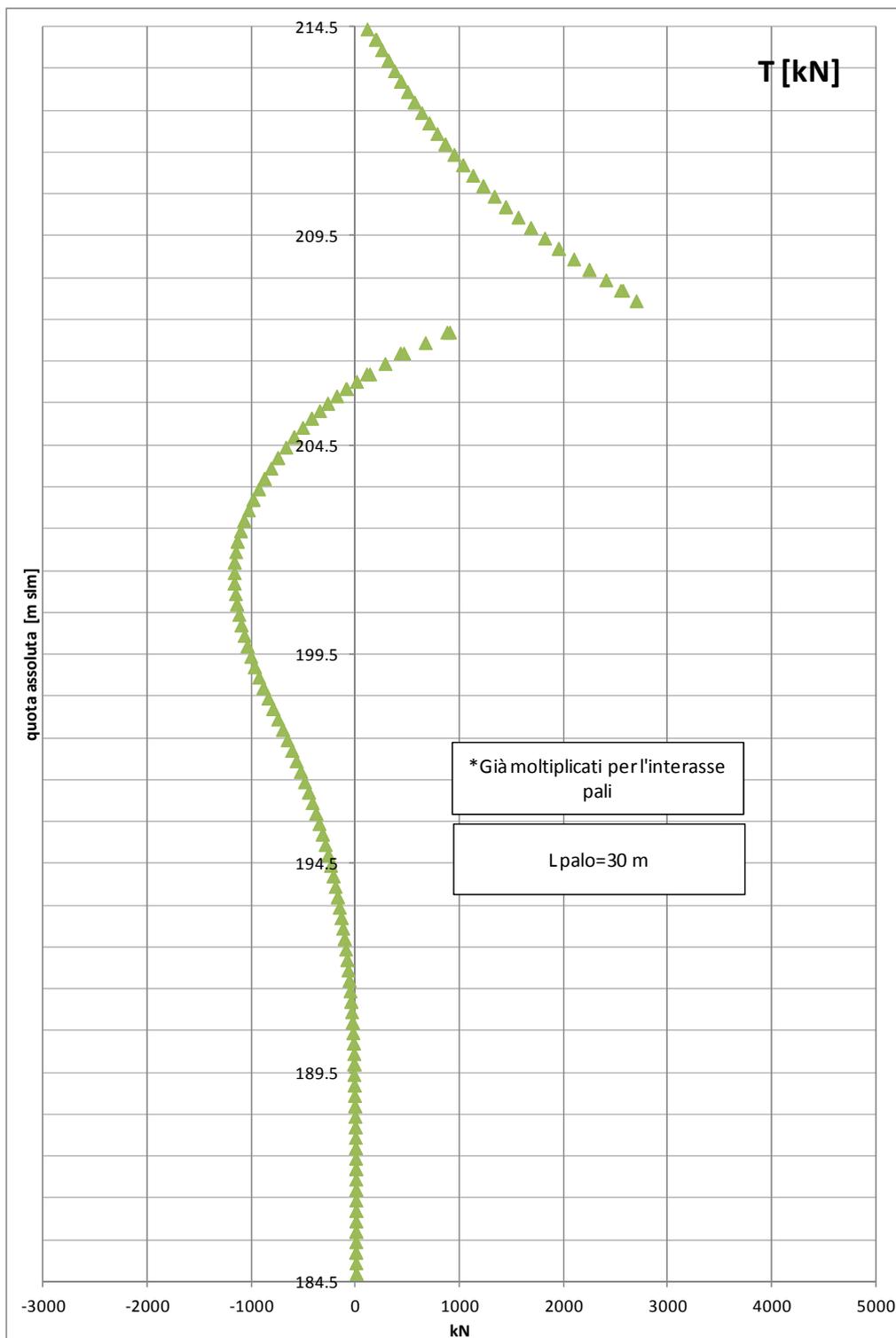


Figura 9.17: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

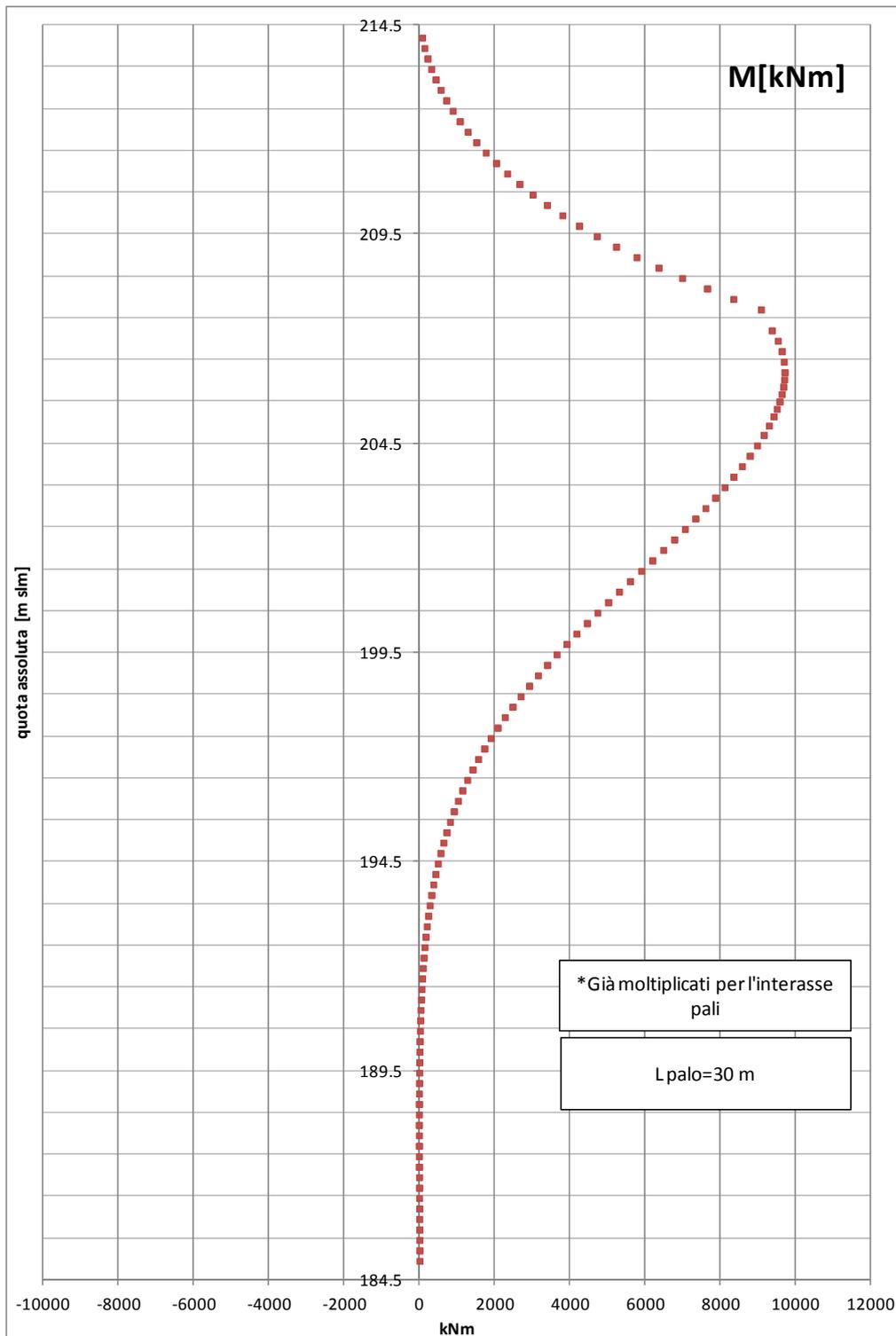


Figura 9.18: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

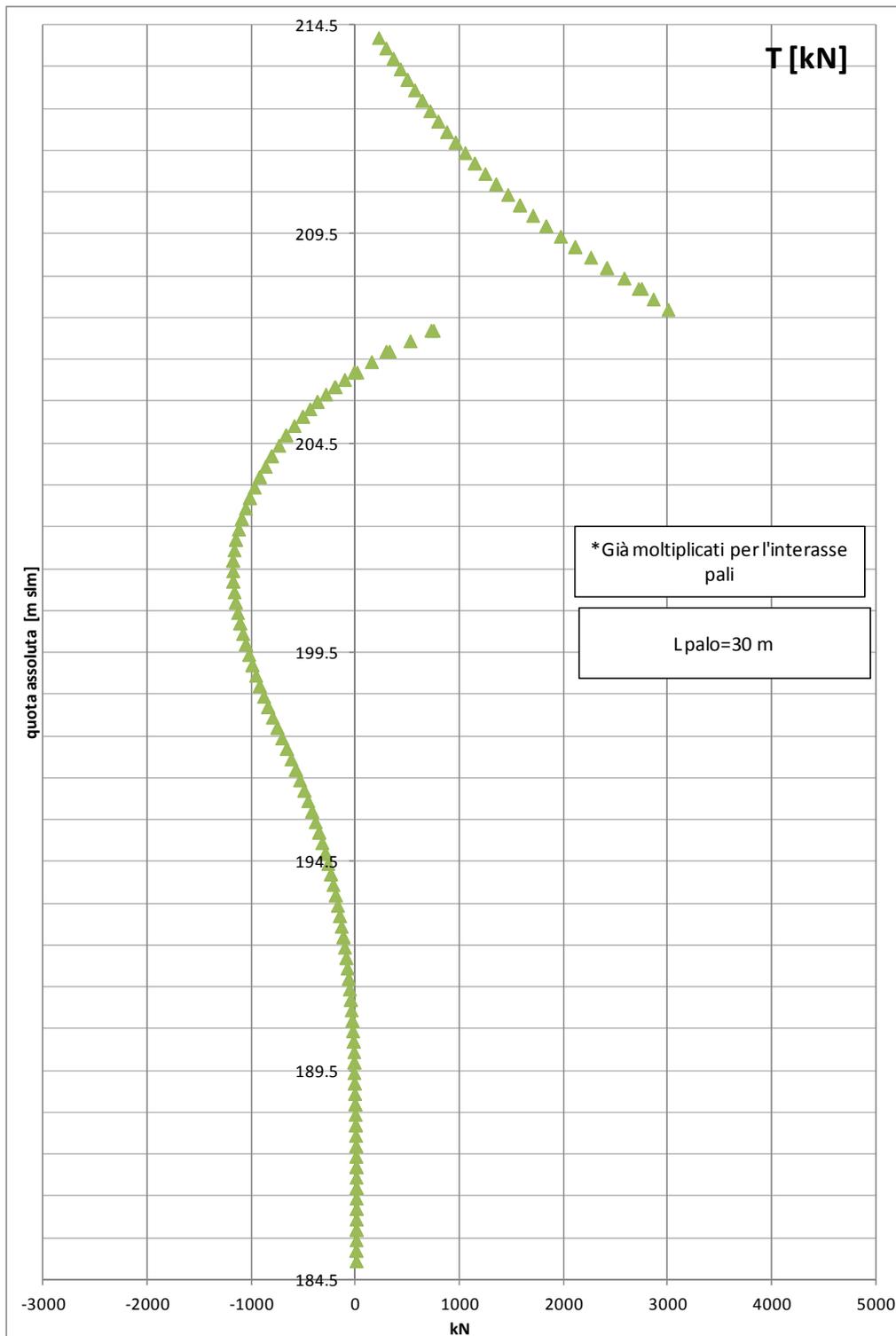


Figura 9.19: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

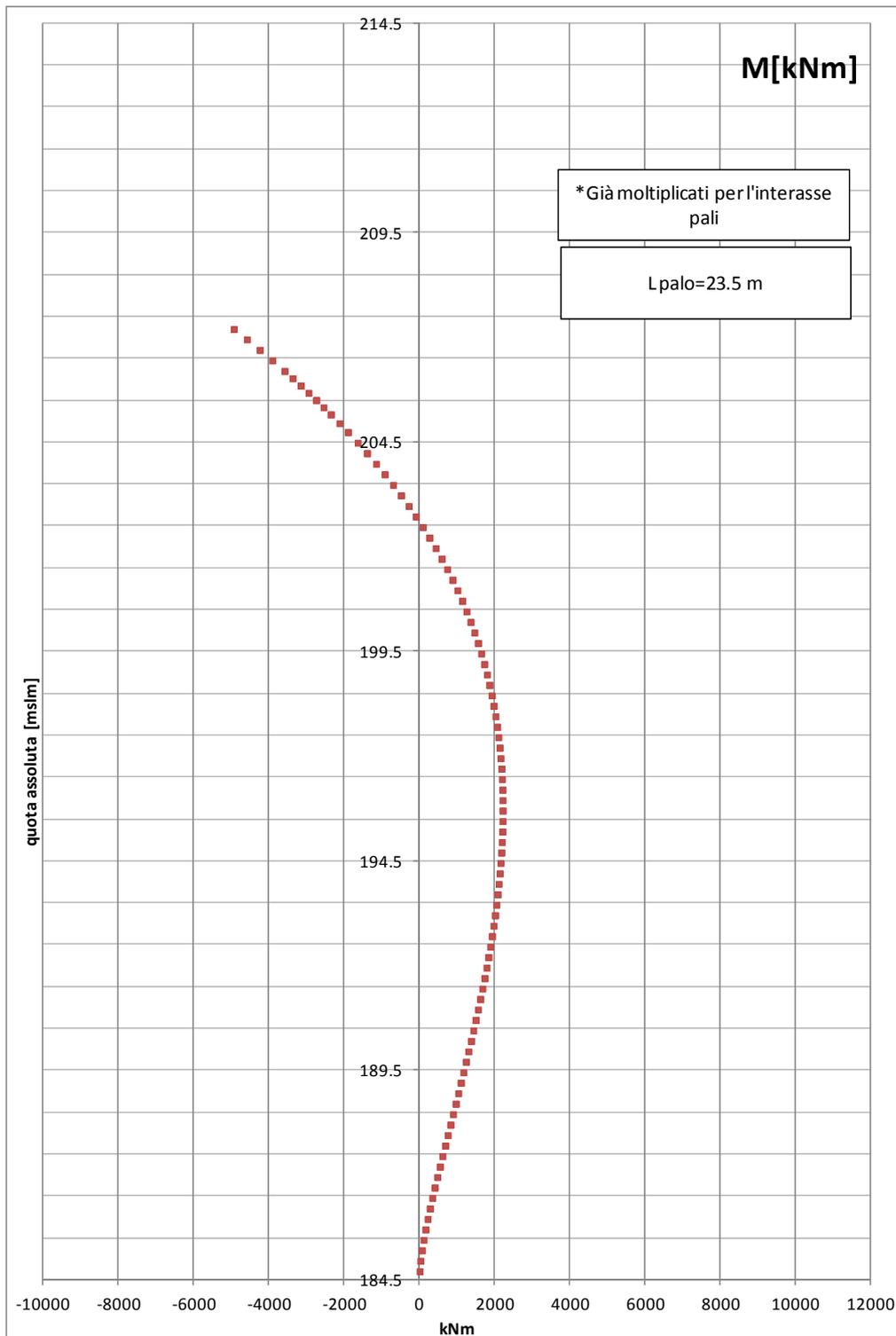


Figura 9.20: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di valle, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 2.2 di Tabella 9.6

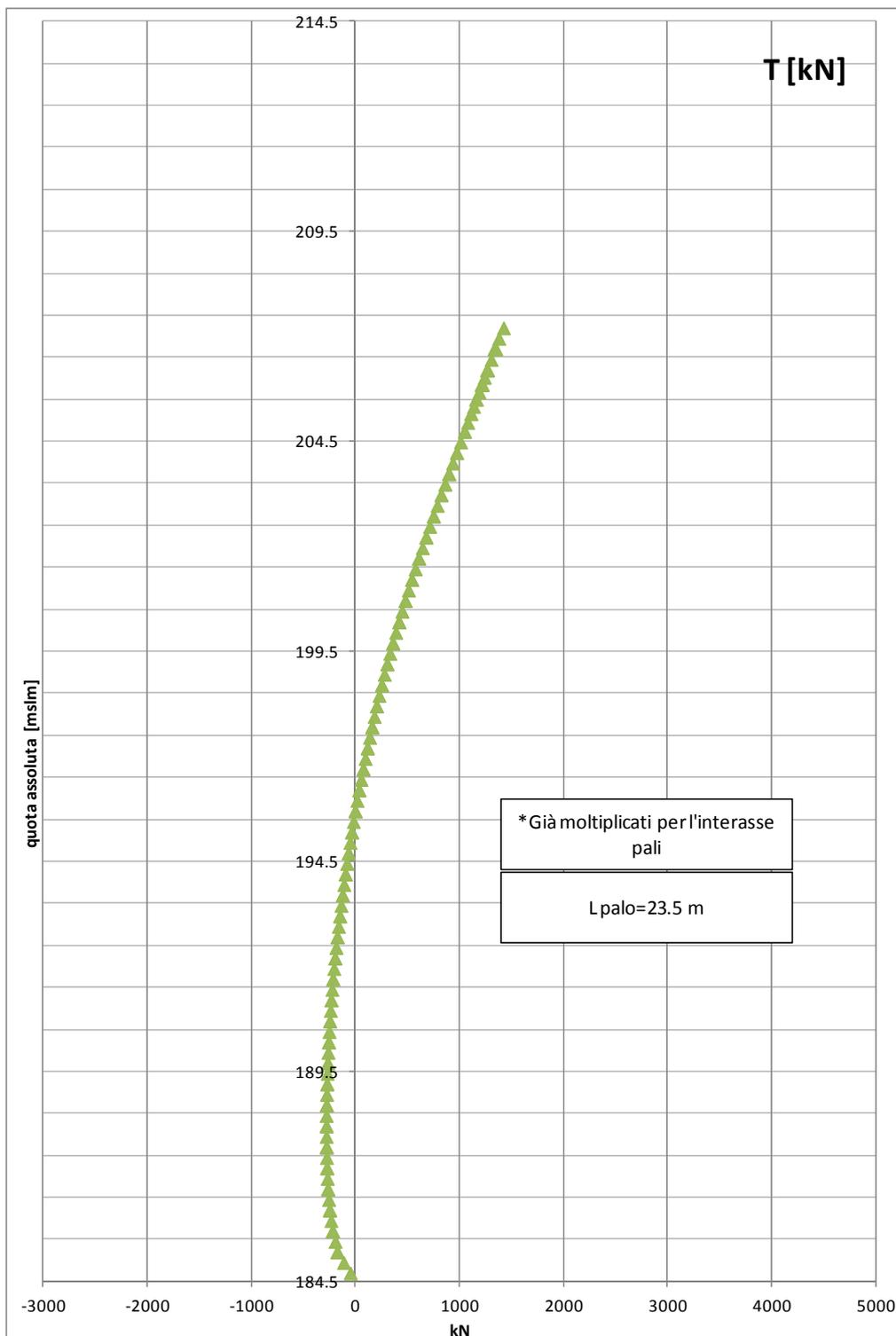


Figura 9.21: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nei pali di valle, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 2.2 di Tabella 9.6

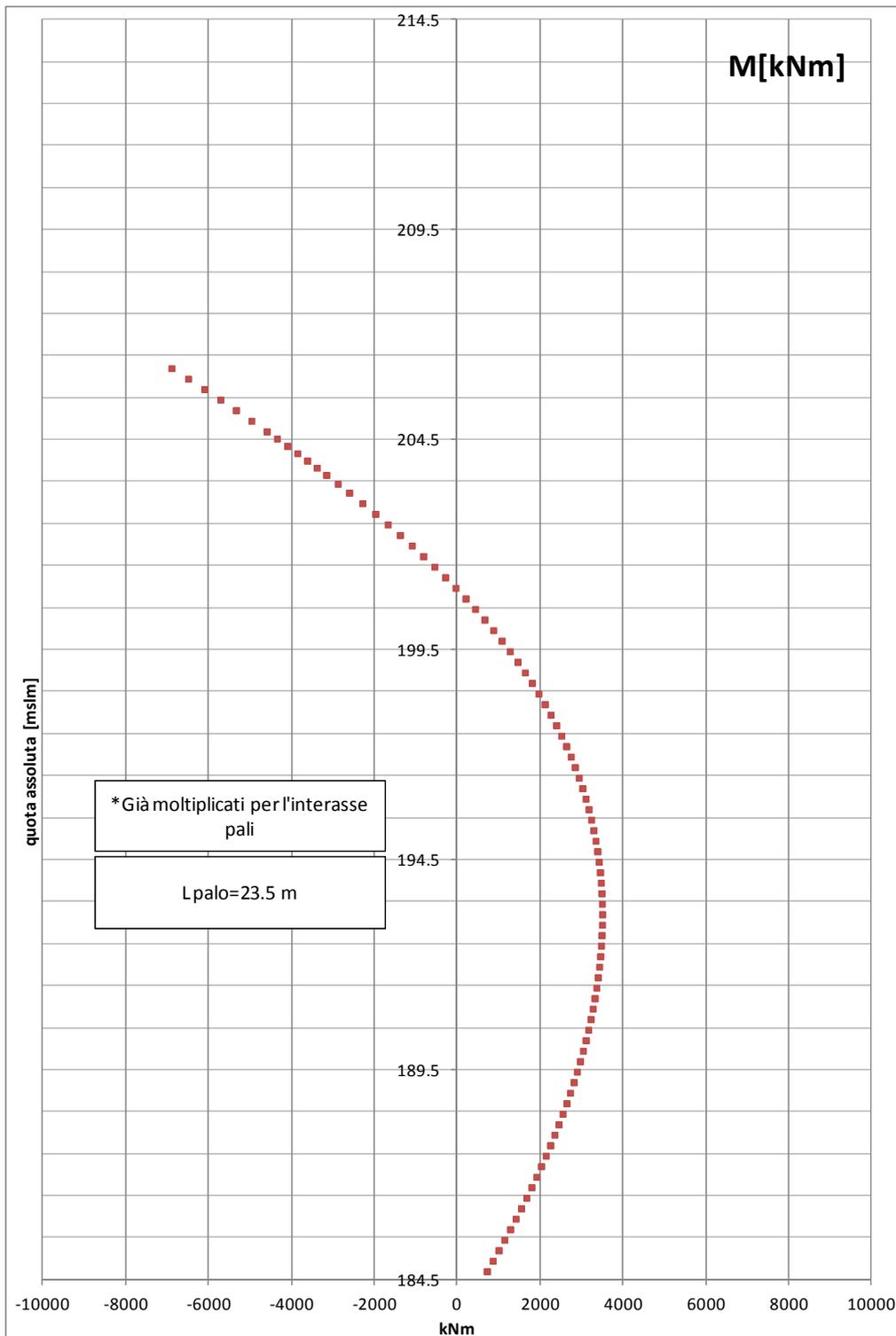


Figura 9.22: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di valle, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 2.4 di Tabella 9.6

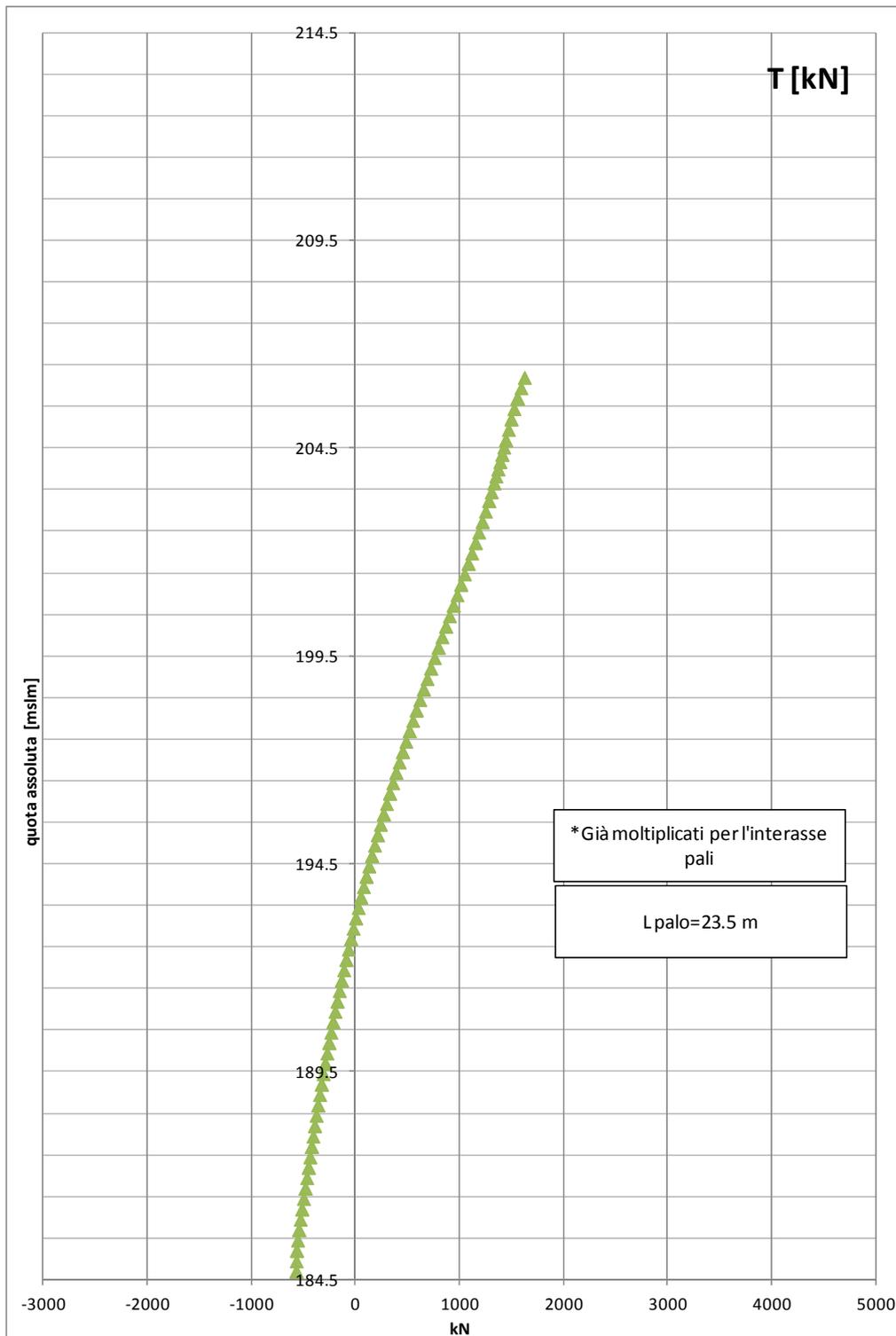


Figura 9.23: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nei pali di valle, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 2.4 di Tabella 9.6

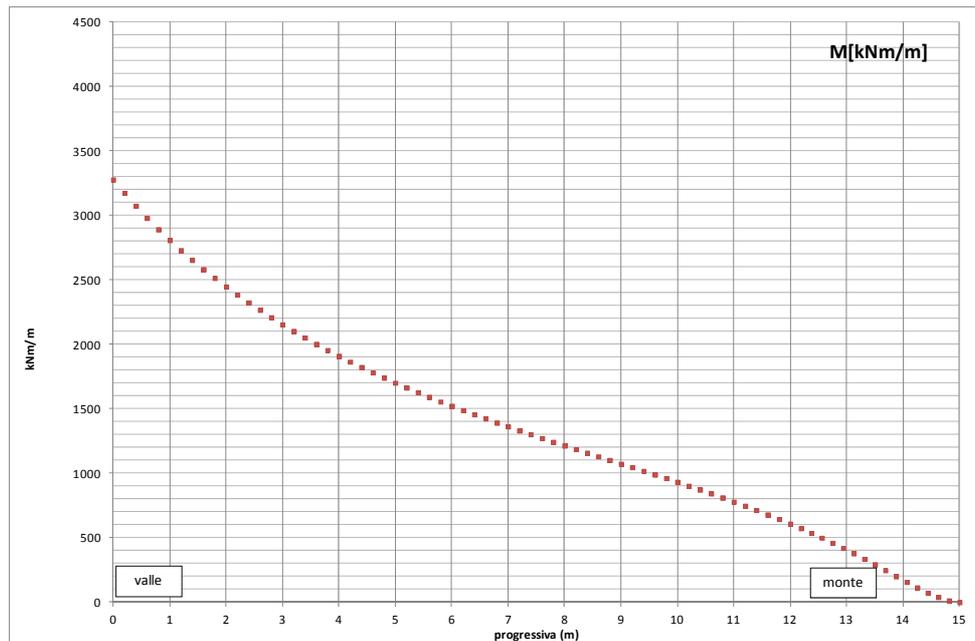


Figura 9.24: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 2.2 di Tabella 9.6

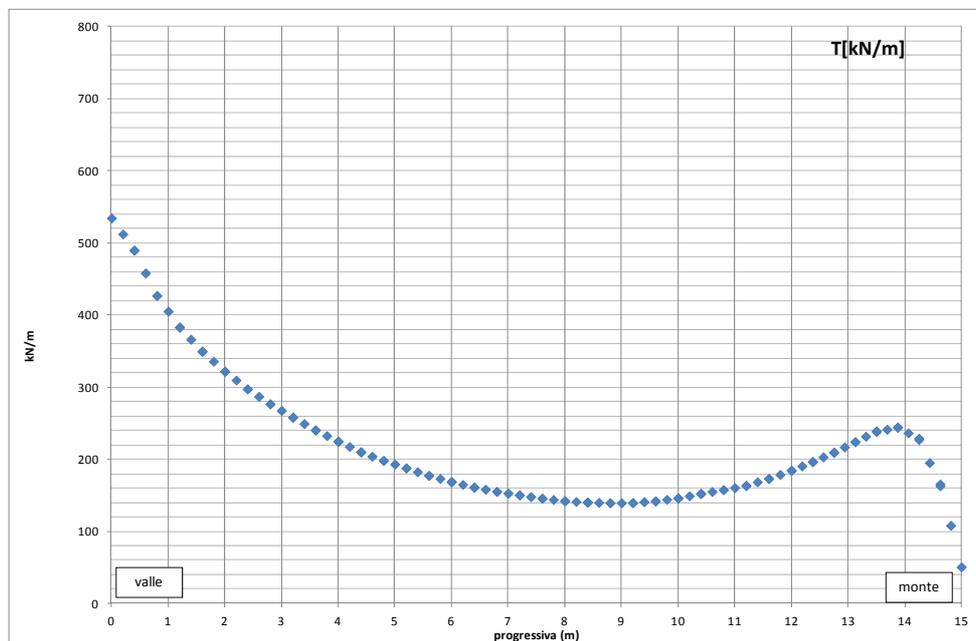


Figura 9.25: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 2.2 di Tabella 9.6

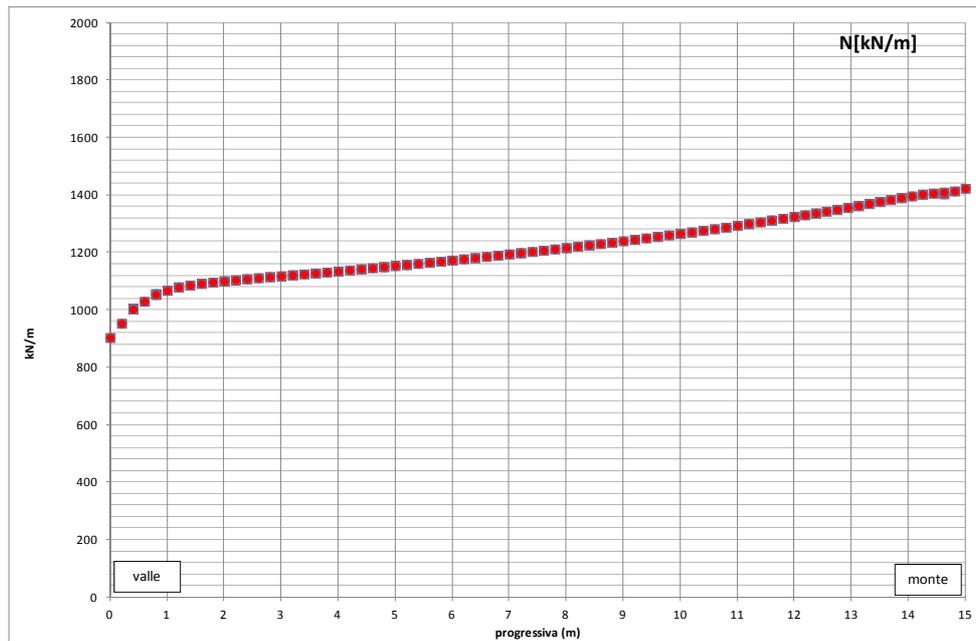


Figura 9.26: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento delle azioni normali nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 2.2 di Tabella 9.6

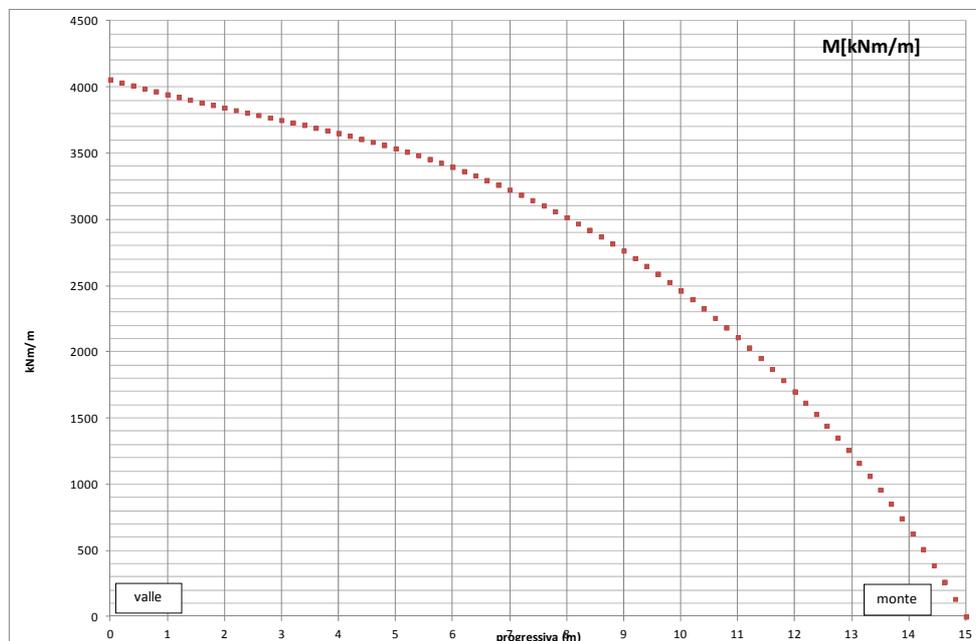


Figura 9.27: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento dei momenti flettenti nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 2.4 di Tabella 9.6

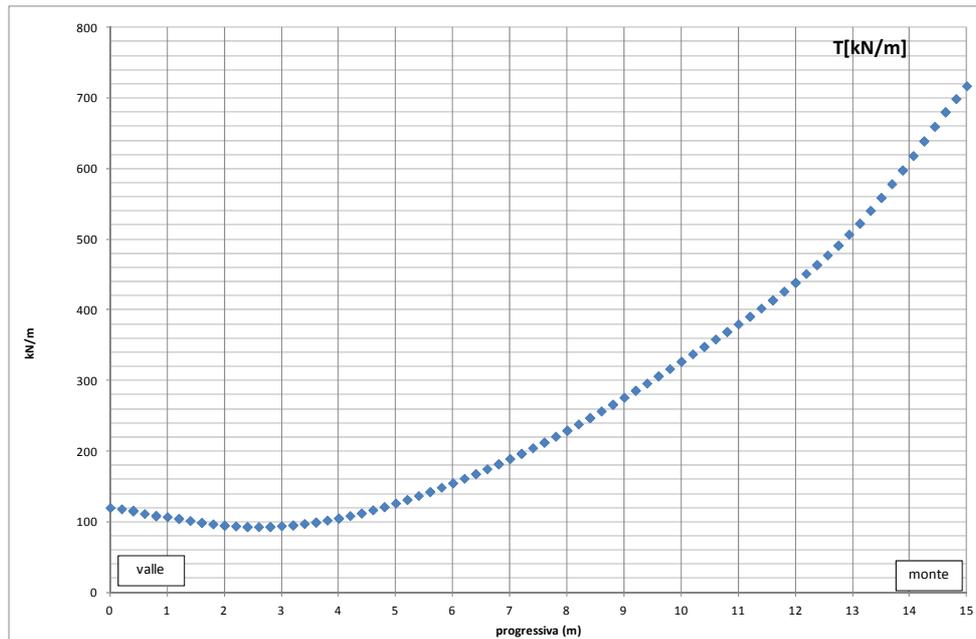


Figura 9.28: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento del taglio nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 2.4 di Tabella 9.6

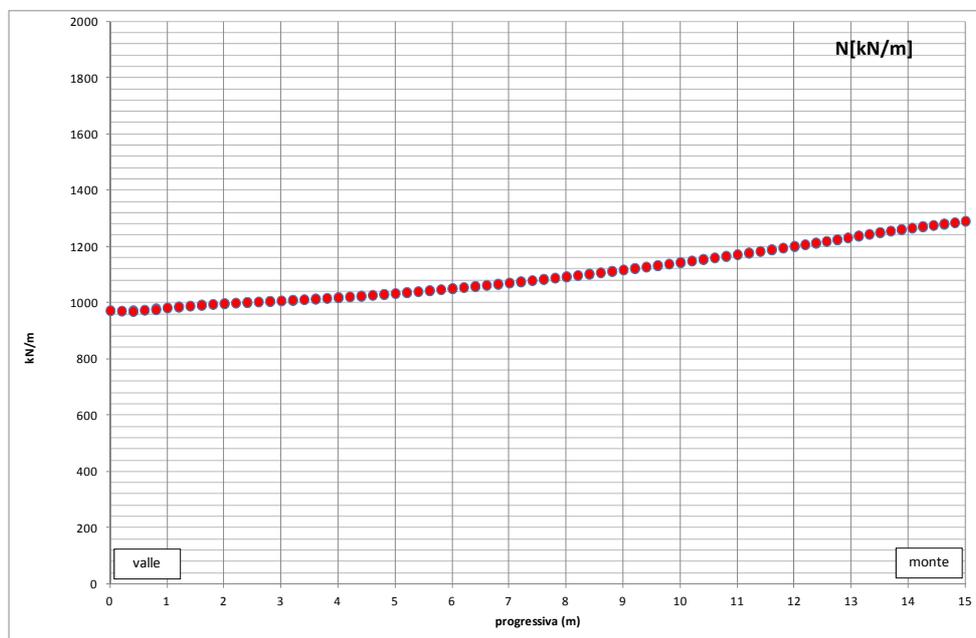


Figura 9.29: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-16 – Andamento delle azioni normali nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 2.4 di Tabella 9.6

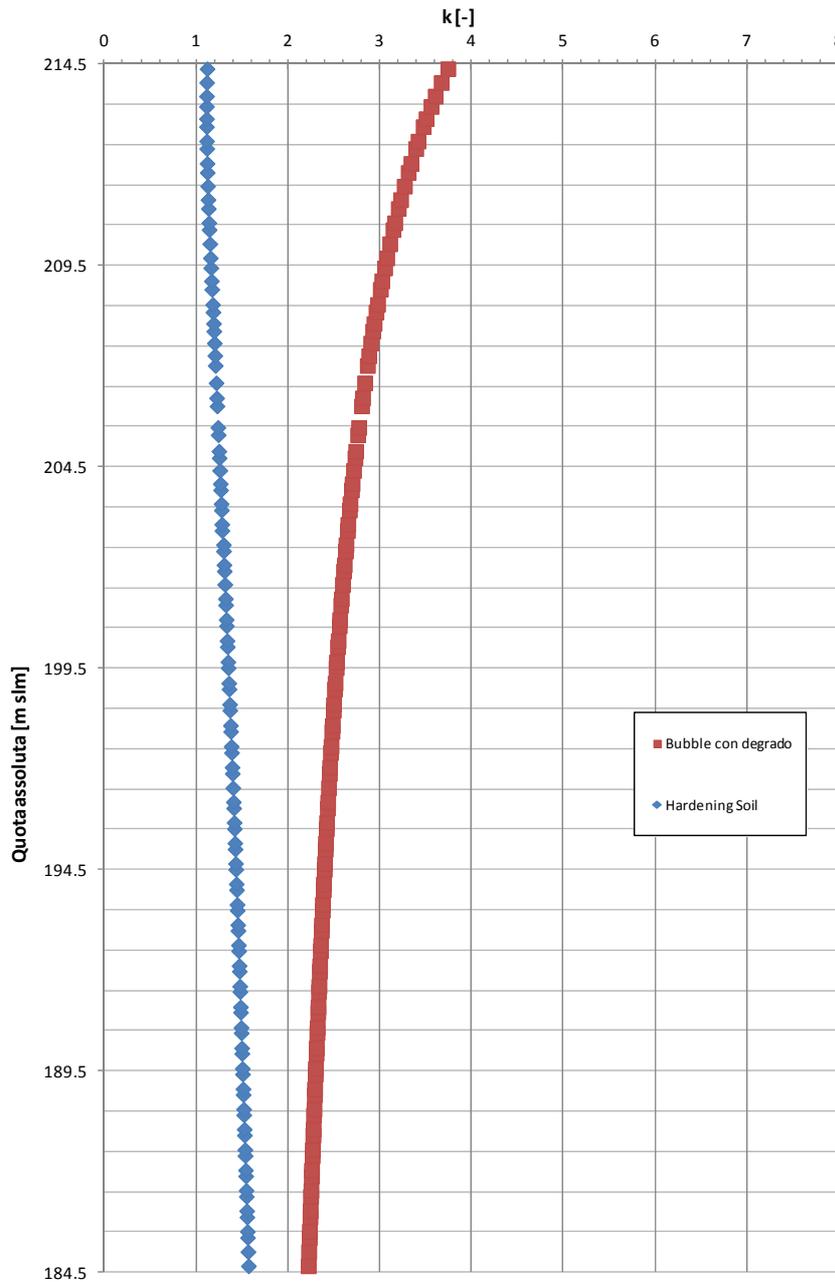


Figura 9.30: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 - Confronto tra i coefficienti $K=\sigma_h'/\sigma_h'$ sul versante nelle condizioni attuali “ante operam”, calcolati con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post-rupture” e con il modello costitutivo “Bubble con degrado”

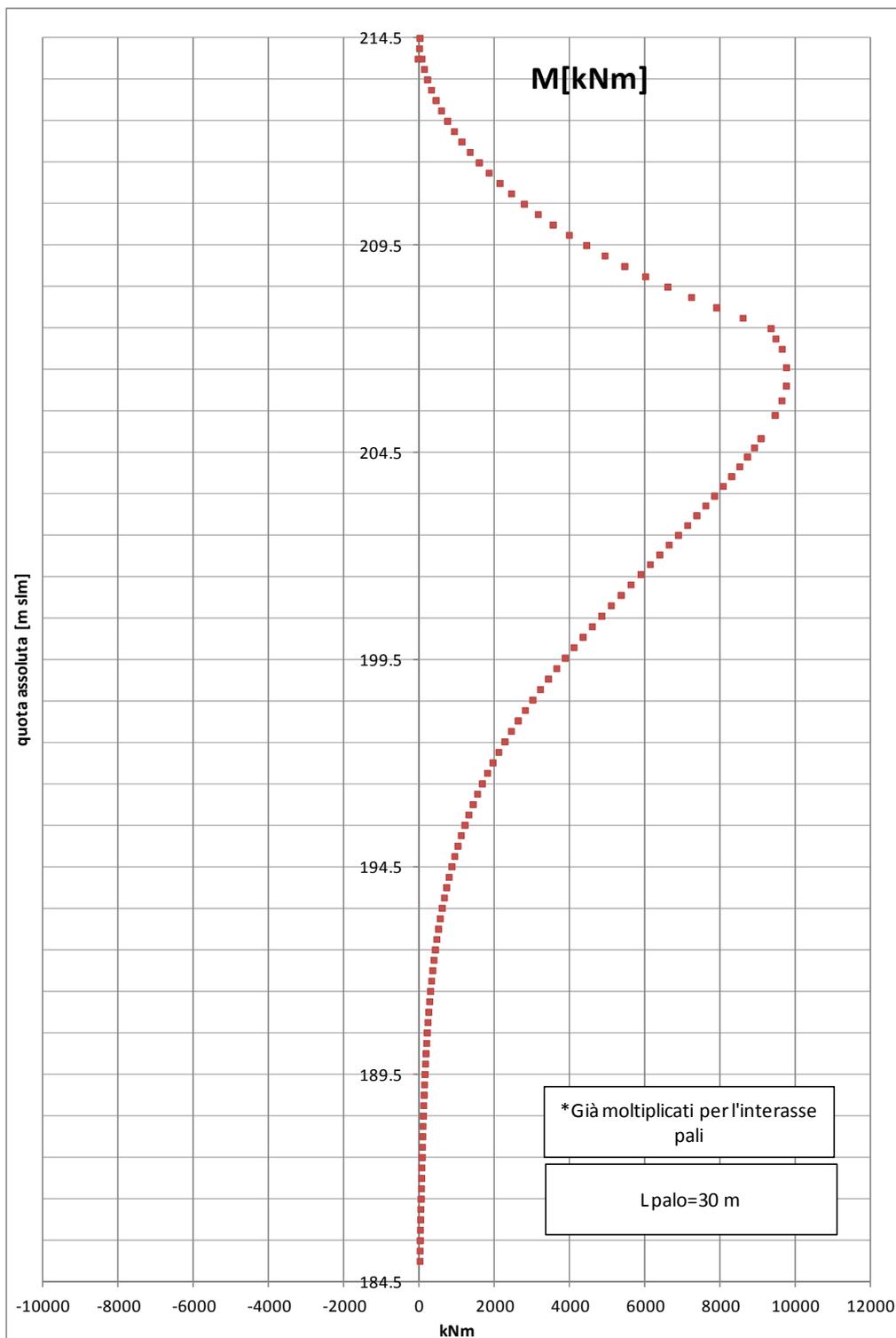


Figura 9.31: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

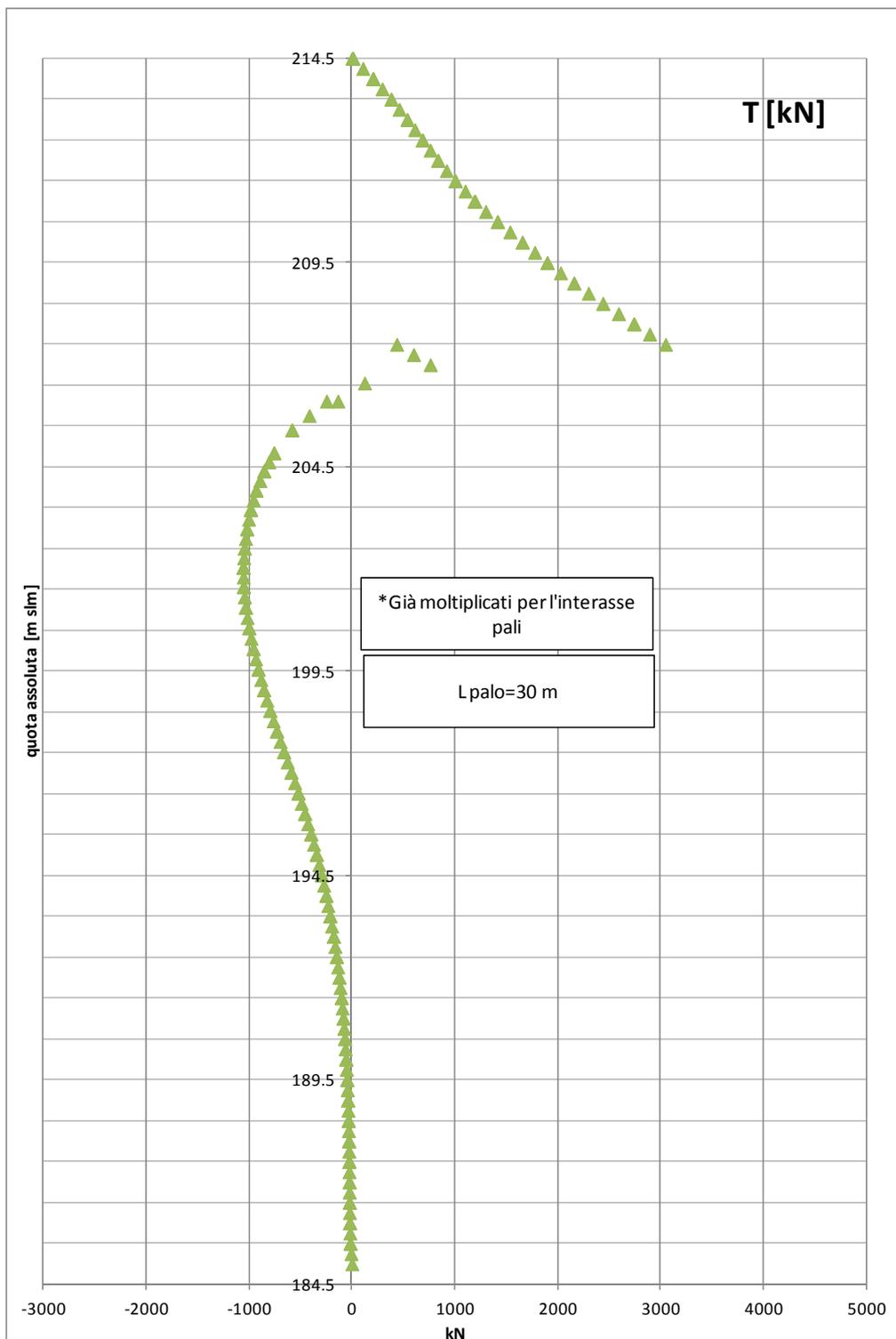


Figura 9.32: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

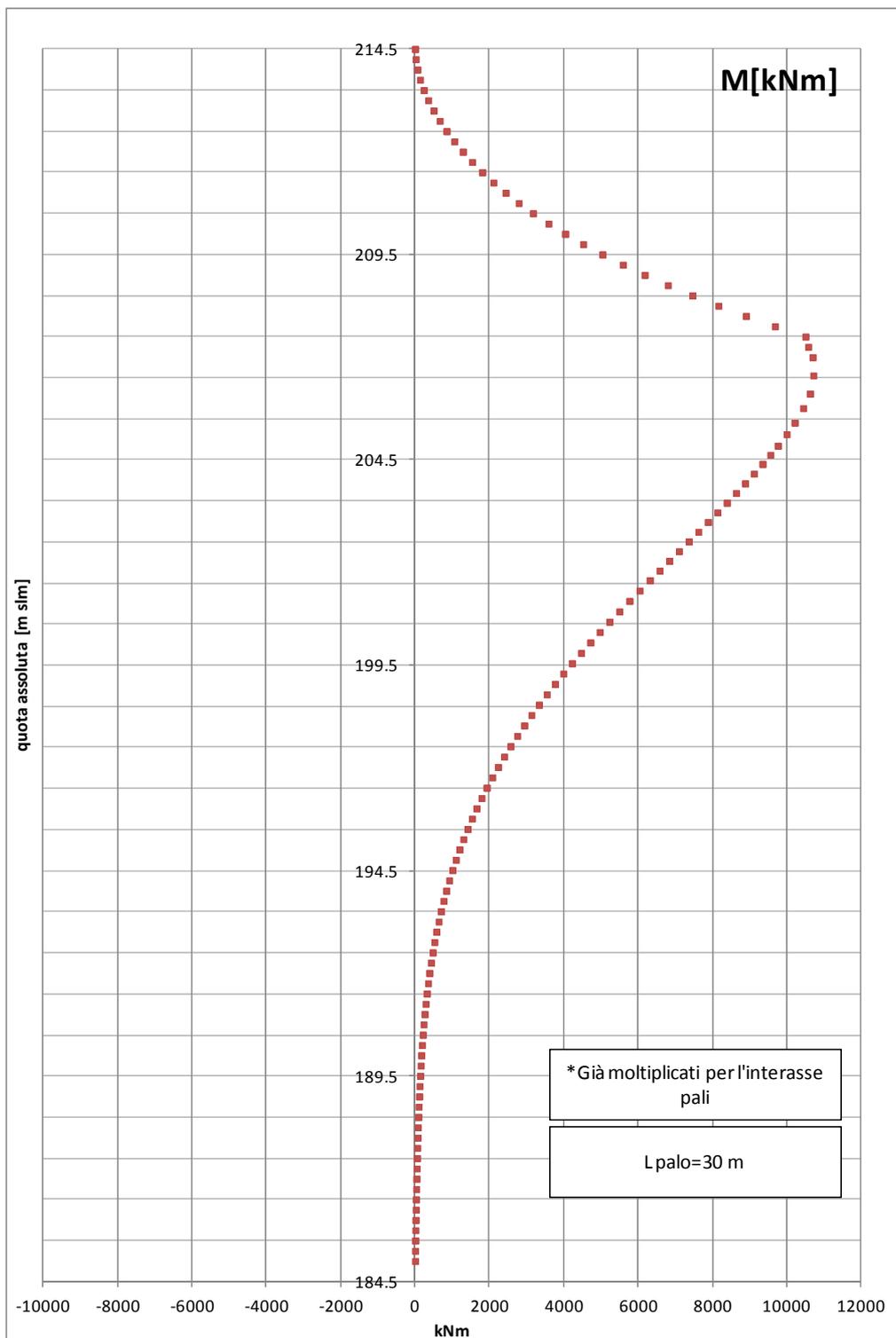


Figura 9.33: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

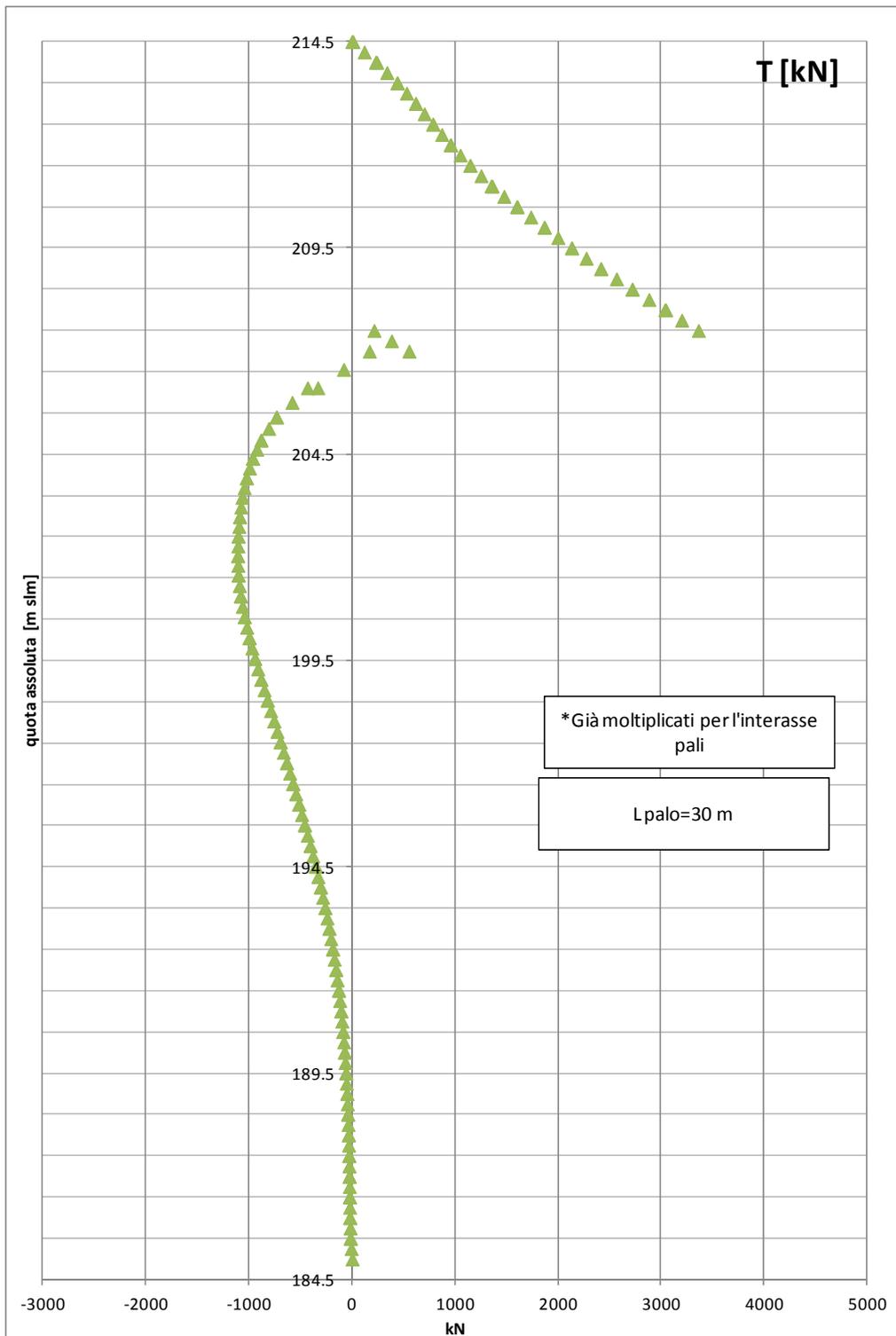


Figura 9.34: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

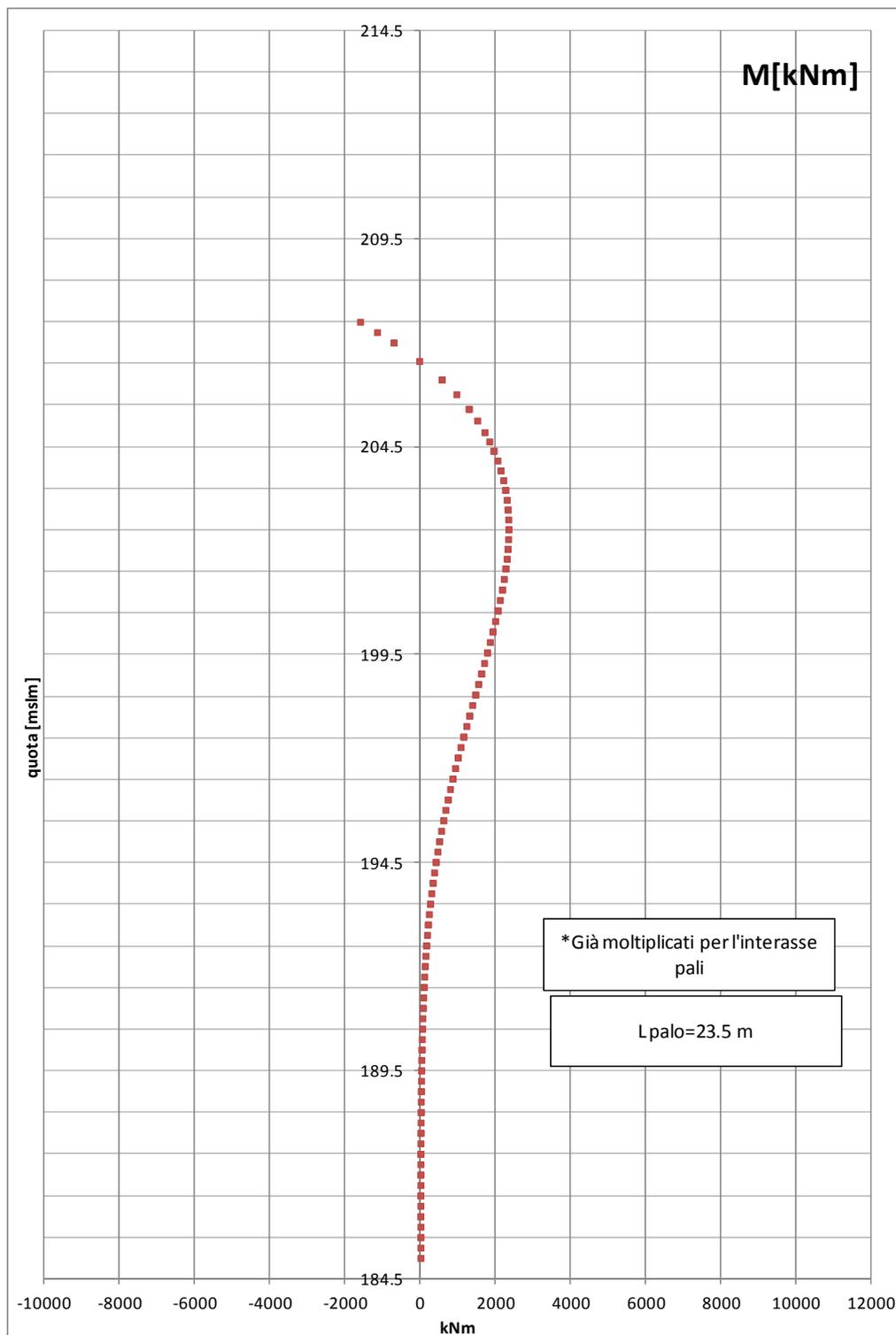


Figura 9.35: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di valle, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

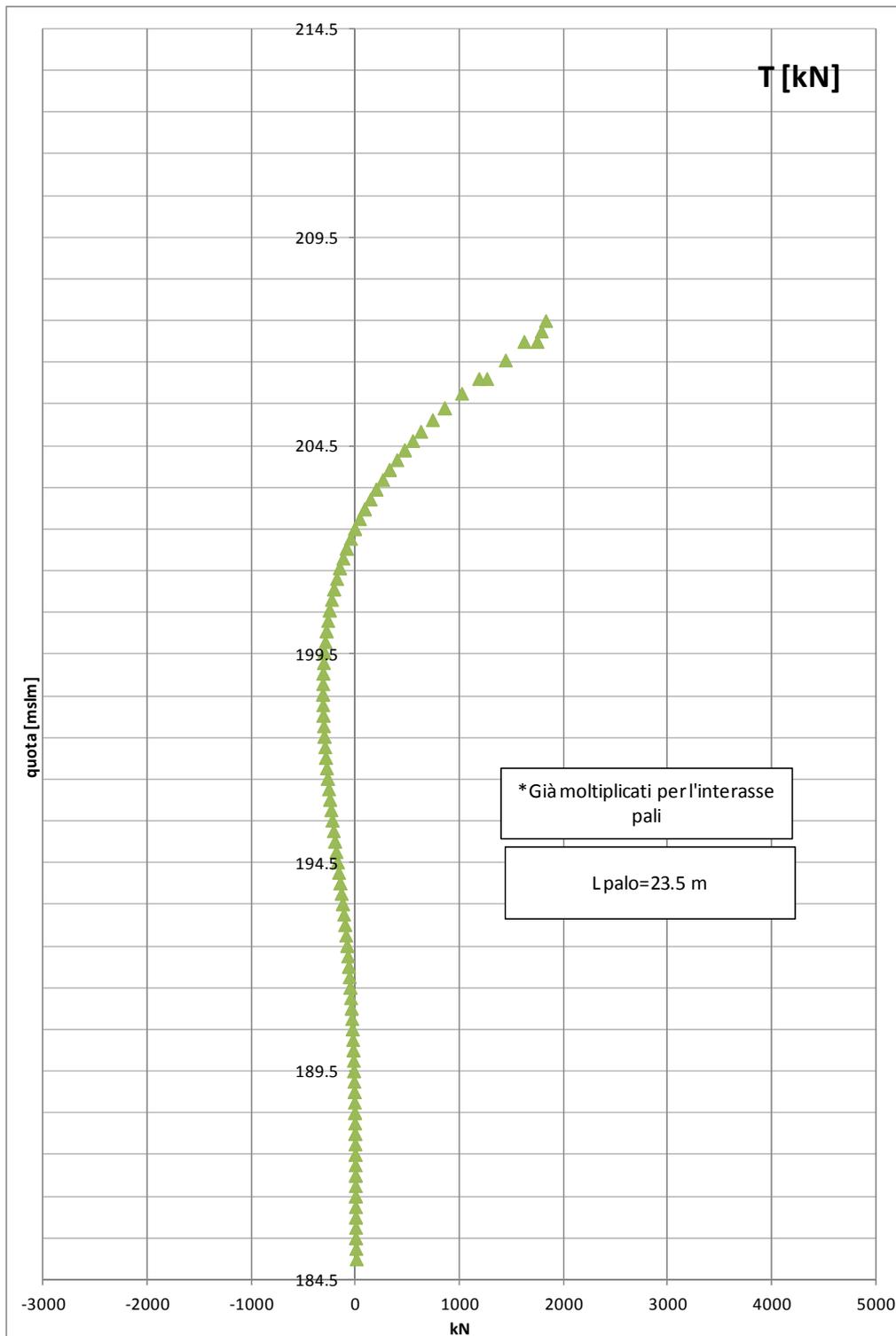


Figura 9.36: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nei pali di valle, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

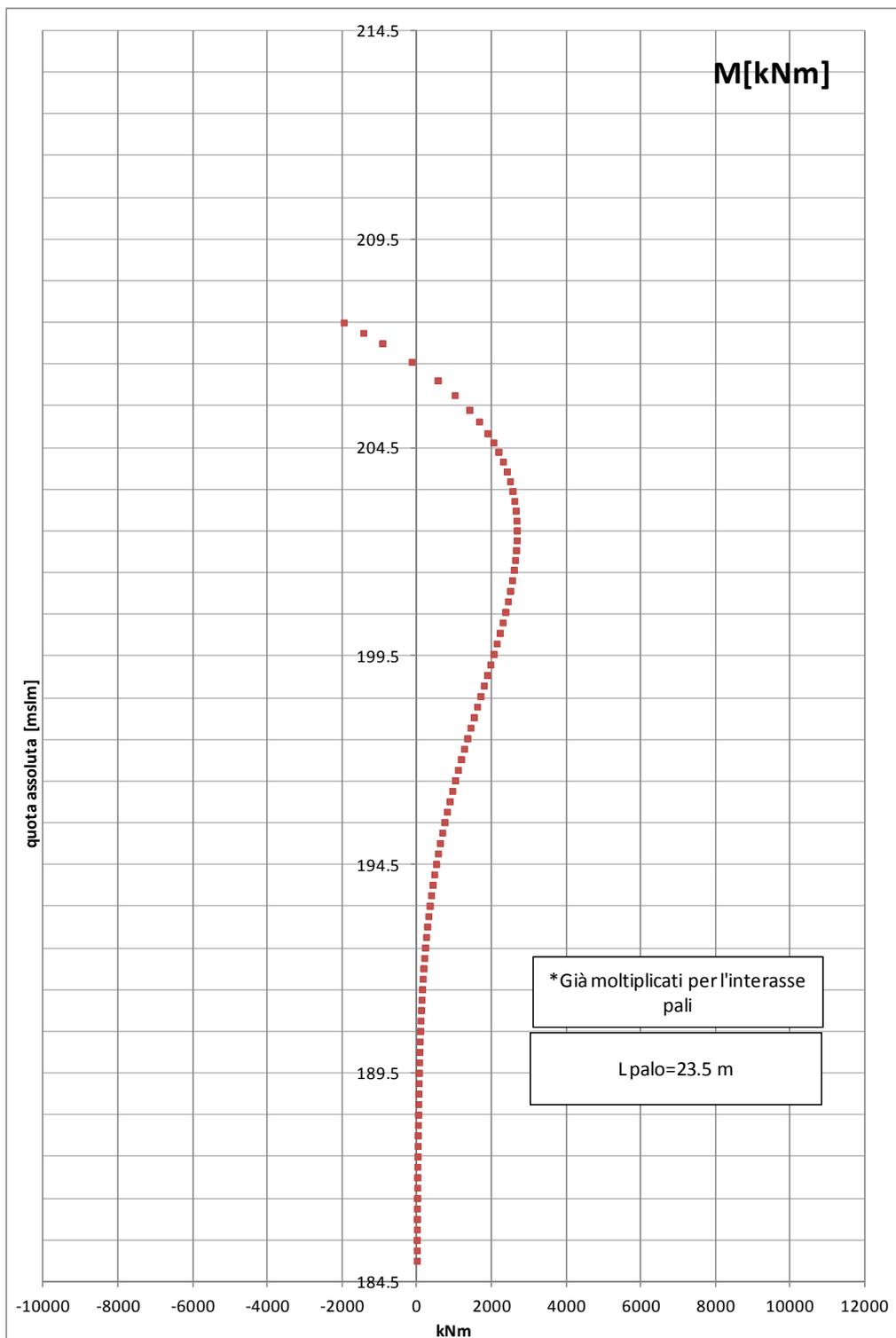


Figura 9.37: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nei pali di valle, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

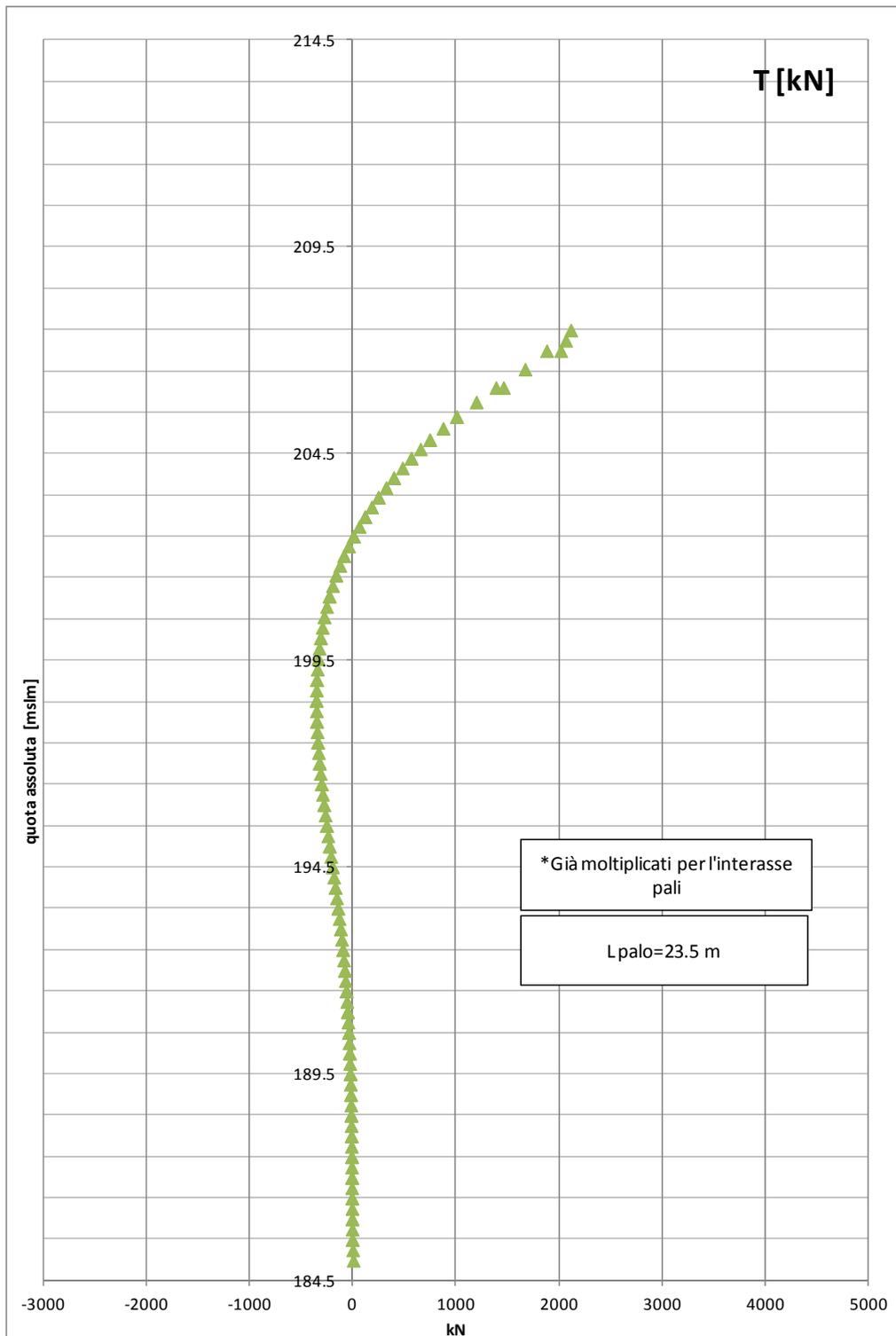


Figura 9.38: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nei pali di valle, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

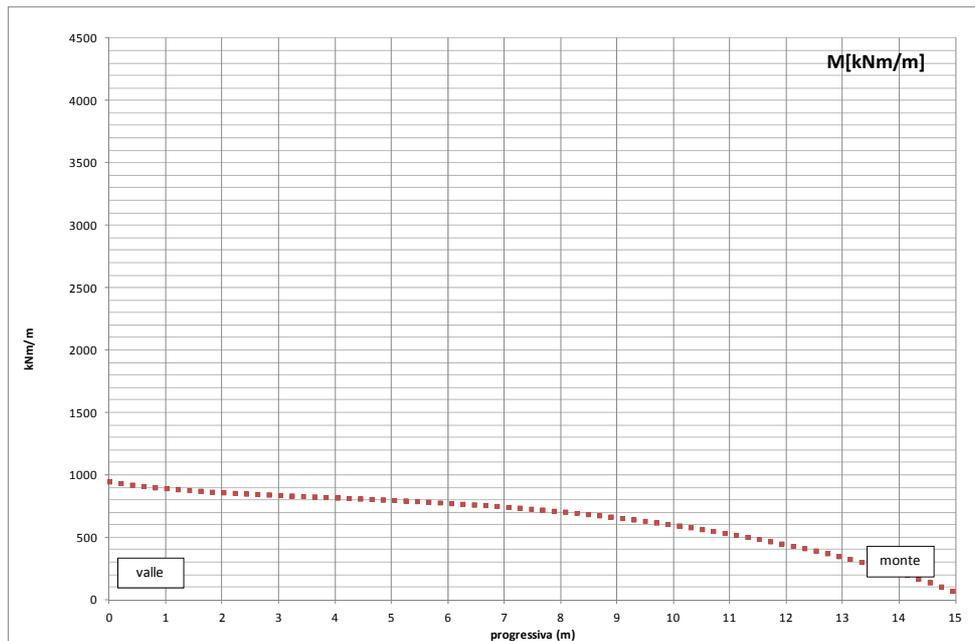


Figura 9.39: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

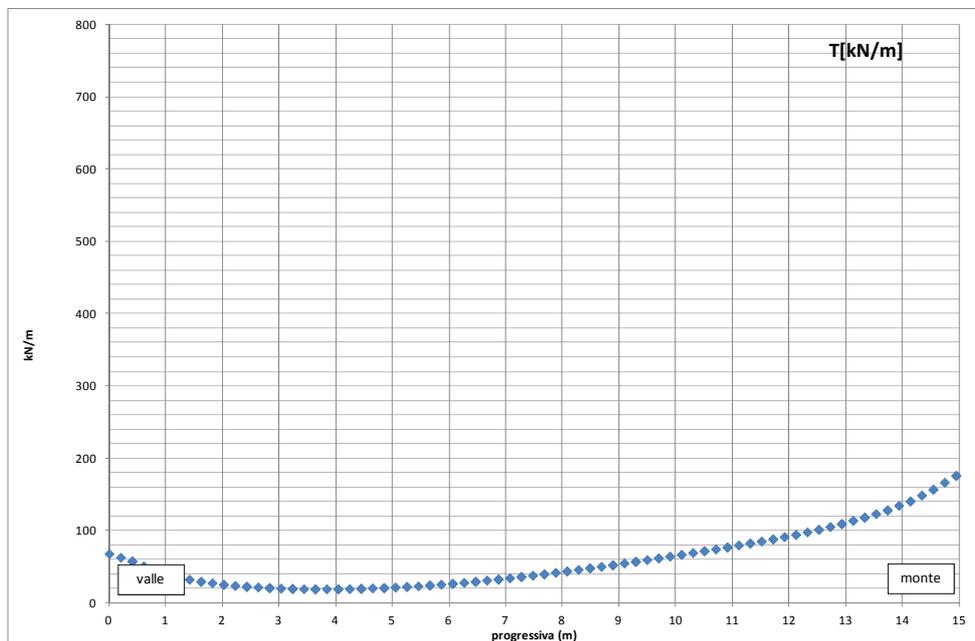


Figura 9.40: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

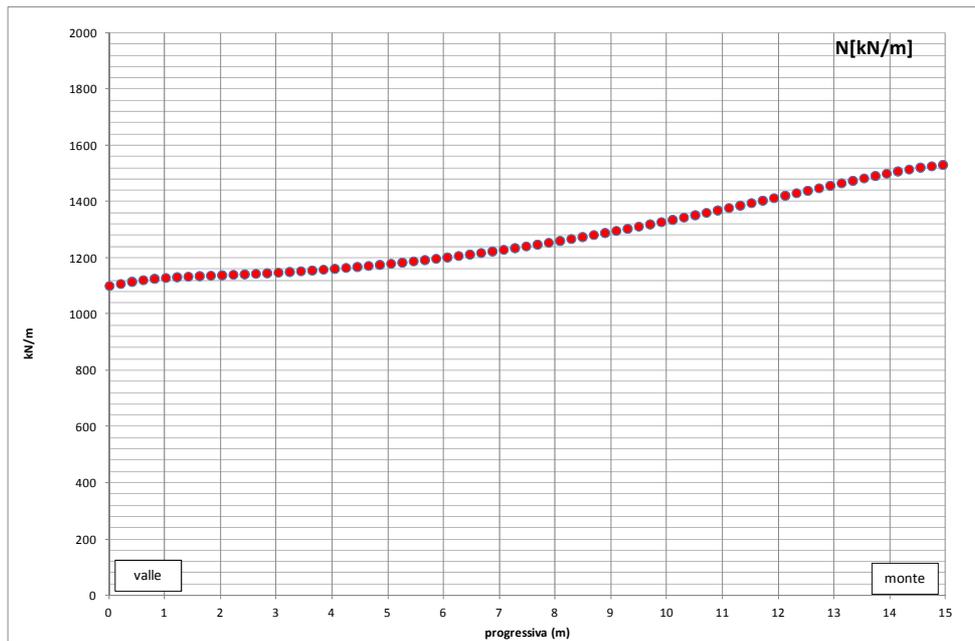


Figura 9.41: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento delle azioni normali nella soletta-puntone, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

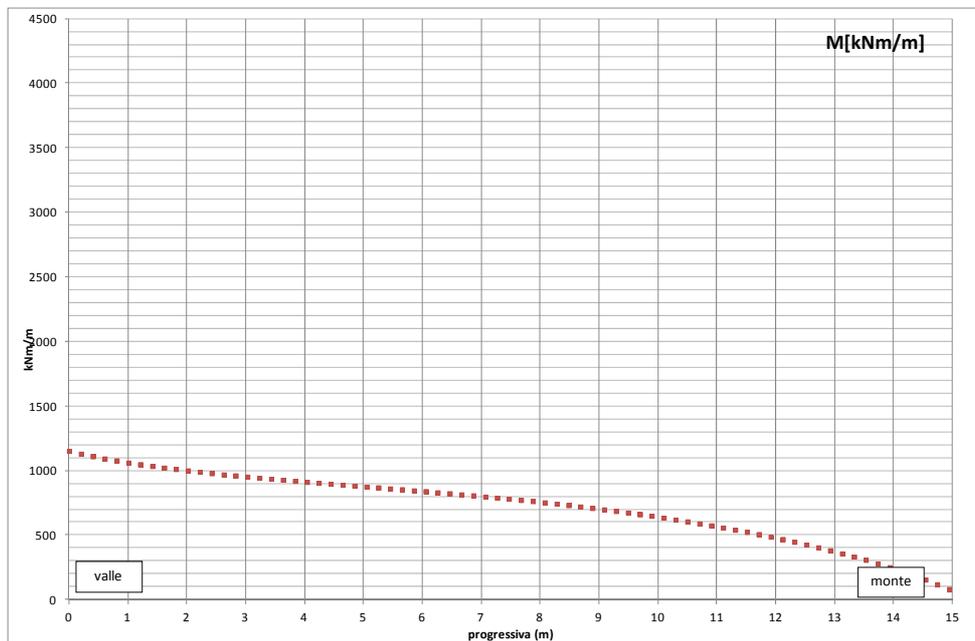


Figura 9.42: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento dei momenti flettenti nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

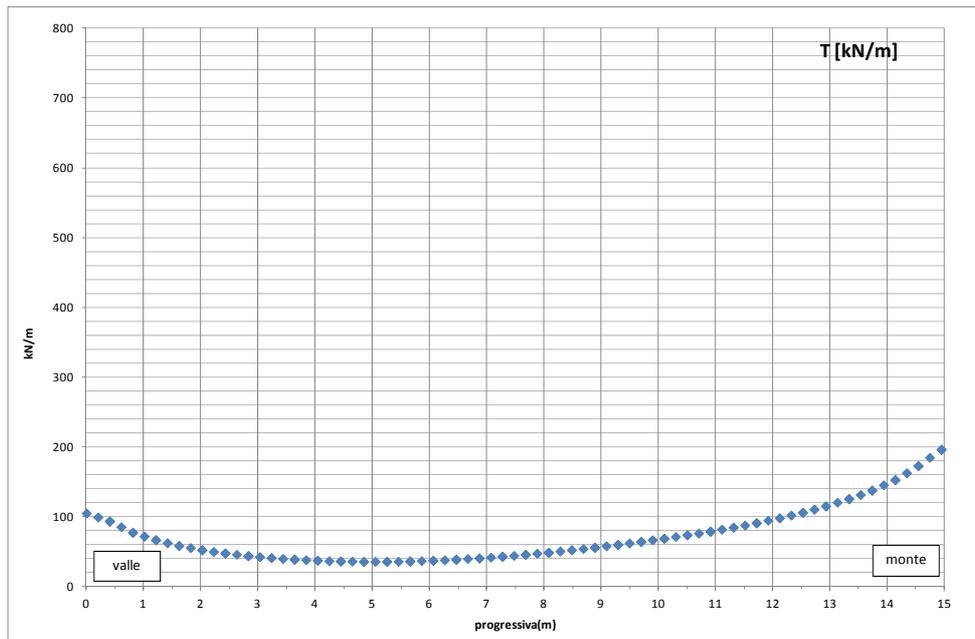


Figura 9.43: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento del taglio nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

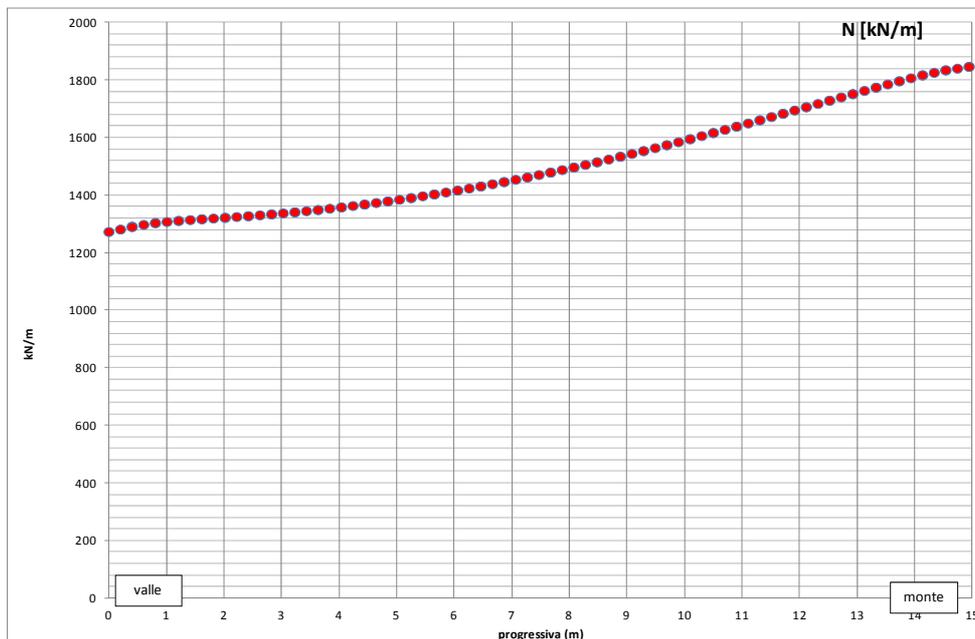


Figura 9.44: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-19 – Andamento delle azioni normali nella soletta-puntone, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.8 di Tabella 9.4

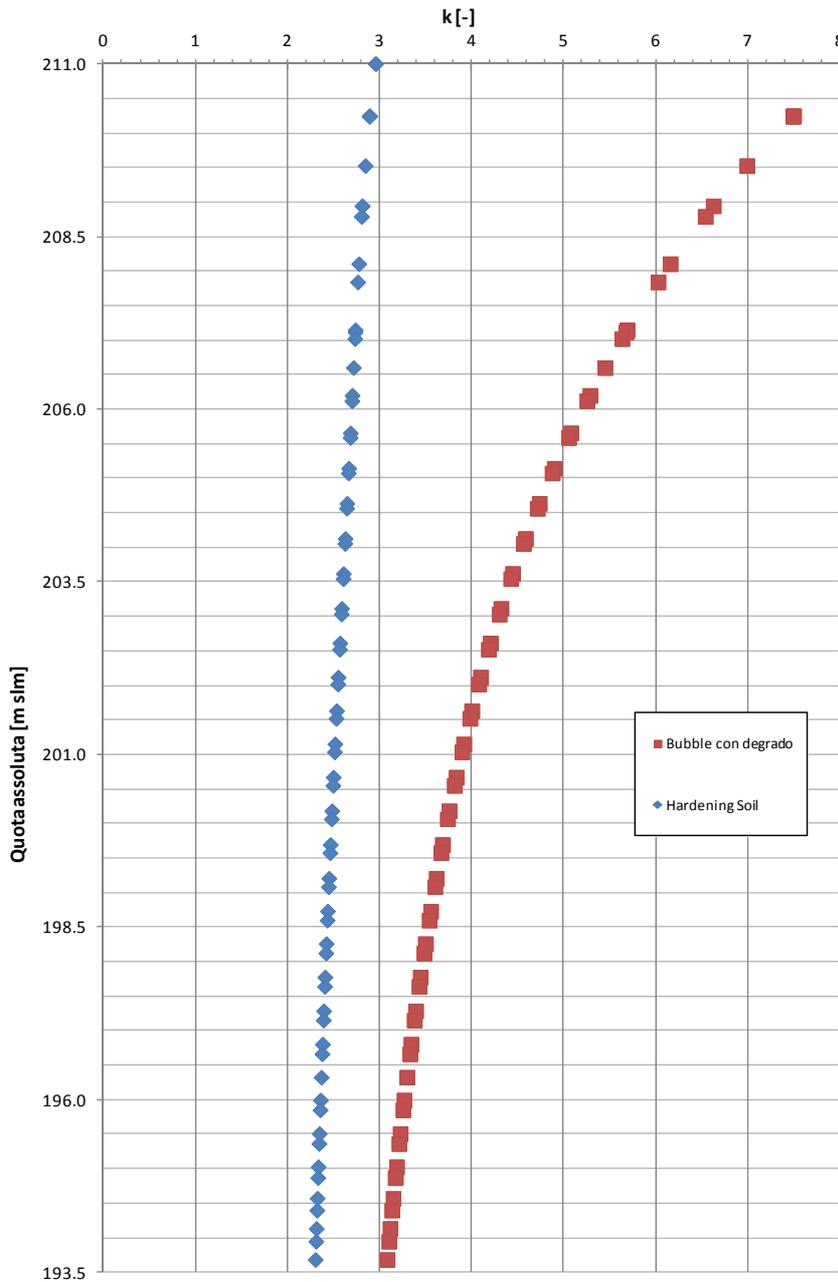


Figura 9.45: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell’opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-20bis - Confronto tra i coefficienti $K=\sigma_h'/\sigma_h'$ sul versante nelle condizioni attuali “ante operam”, calcolati con il modello costitutivo “Hardening Soil” e con parametri di resistenza “post-rupture” e con il modello costitutivo “Bubble con degrado”

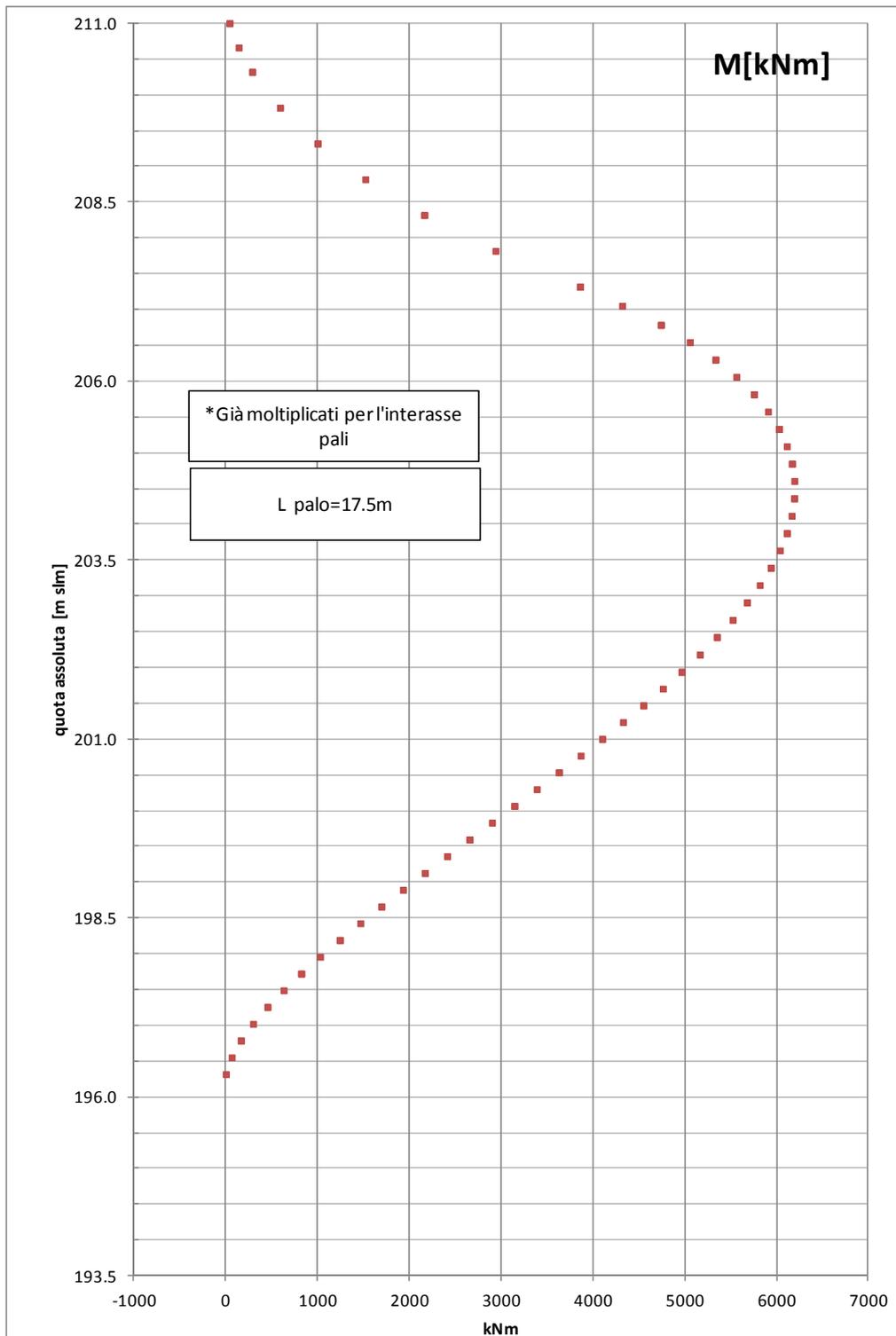


Figura 9.46: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-20bis – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

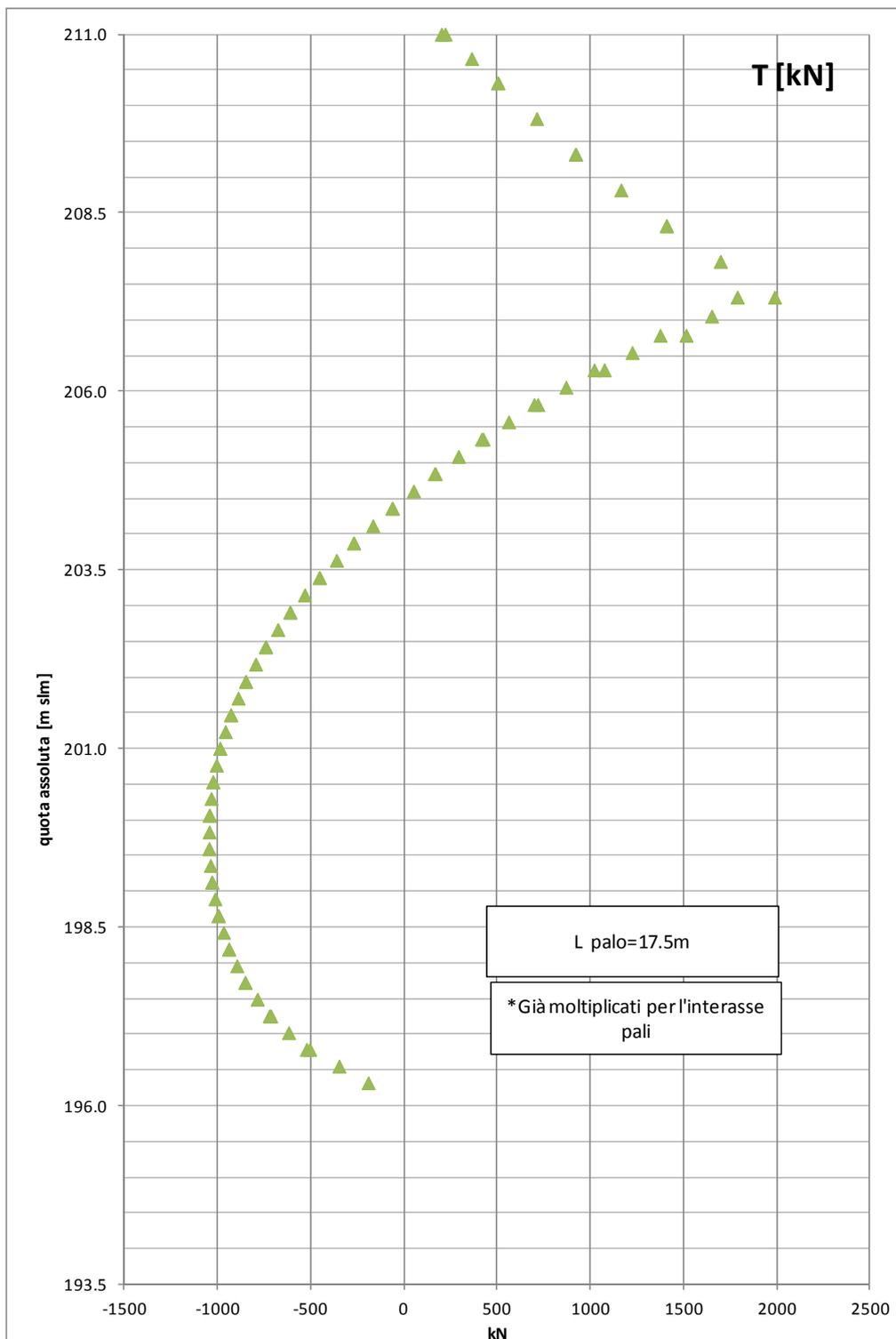


Figura 9.47: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-20bis – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione ordinaria più sfavorevole rappresentata dal caso 1.4 di Tabella 9.4

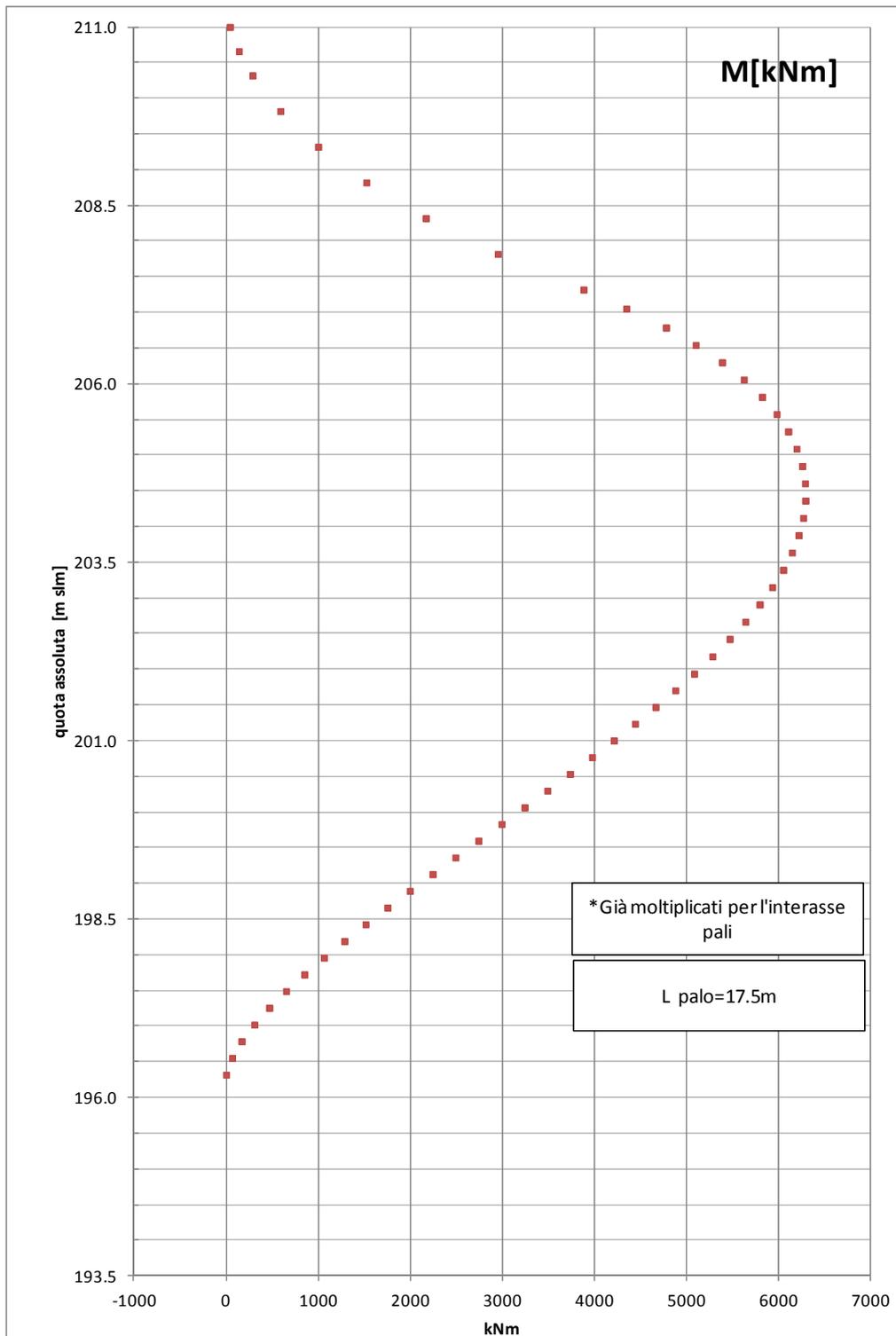


Figura 9.48: Cascina dello Spià –Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-20bis – Andamento dei momenti flettenti nei pali di monte, nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.6 di Tabella 9.4

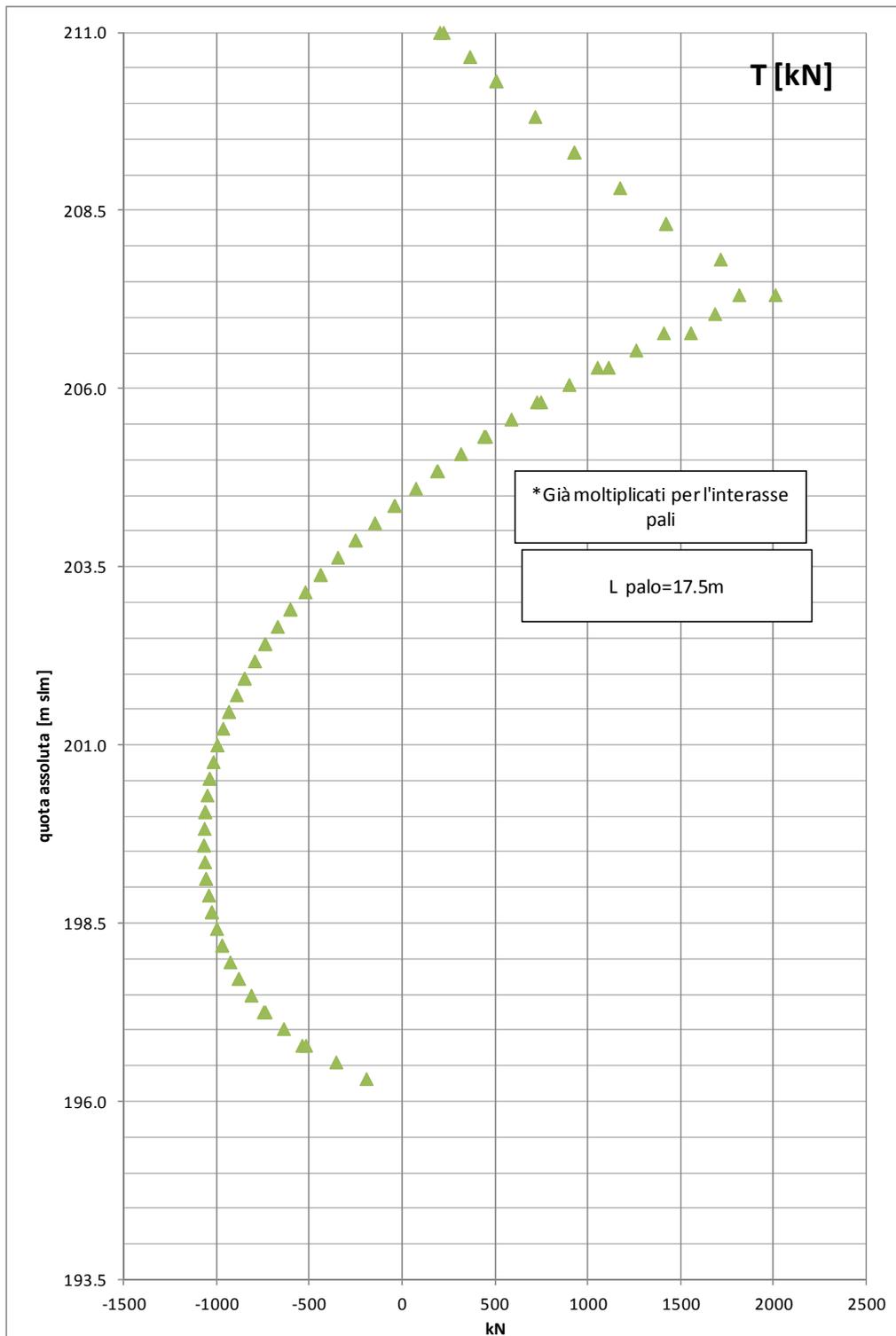


Figura 9.49: Cascina dello Spià – Analisi tensio-deformative dell'opera di sostegno – Sezione di calcolo AT-20bis – Andamento del taglio nei pali di monte nella situazione eccezionale più sfavorevole rappresentata dal caso 1.6 di Tabella 9.4

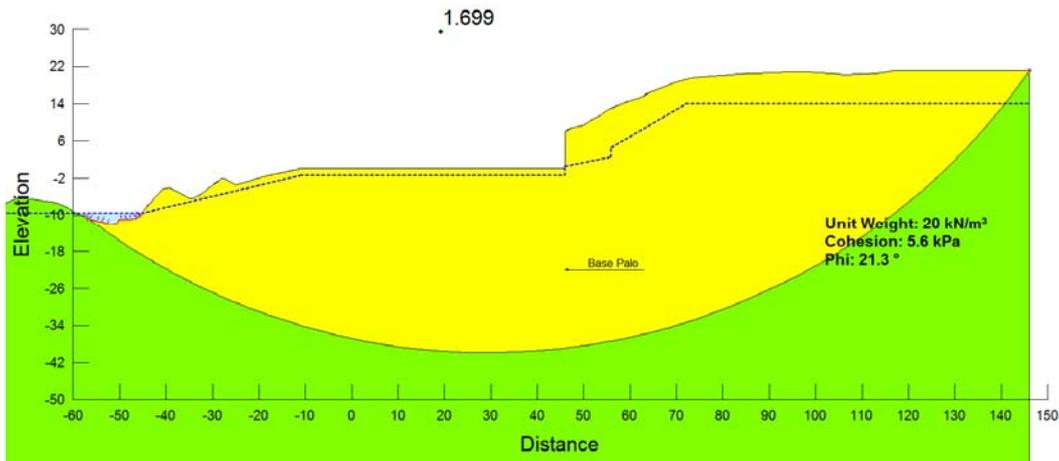


Figura 9.50: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità globale in presenza dell’opera – Superficie di scivolamento considerata e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa AT-15bis/AT-16 di progetto – Condizioni statiche

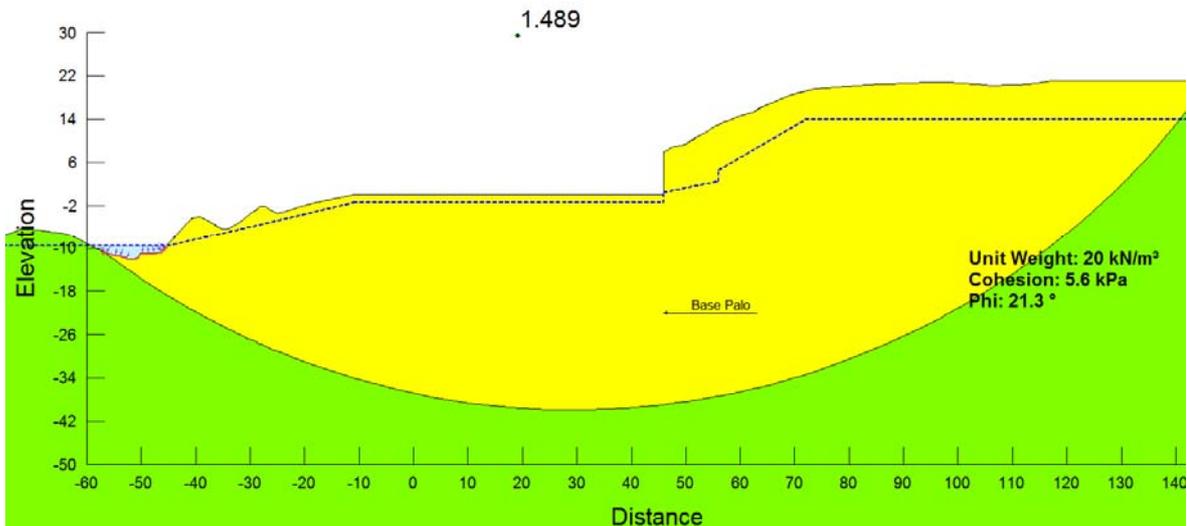


Figura 9.51: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità globale in presenza dell’opera – Superficie di scivolamento considerata e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa AT-15bis/AT-16 di progetto – Condizioni sismiche

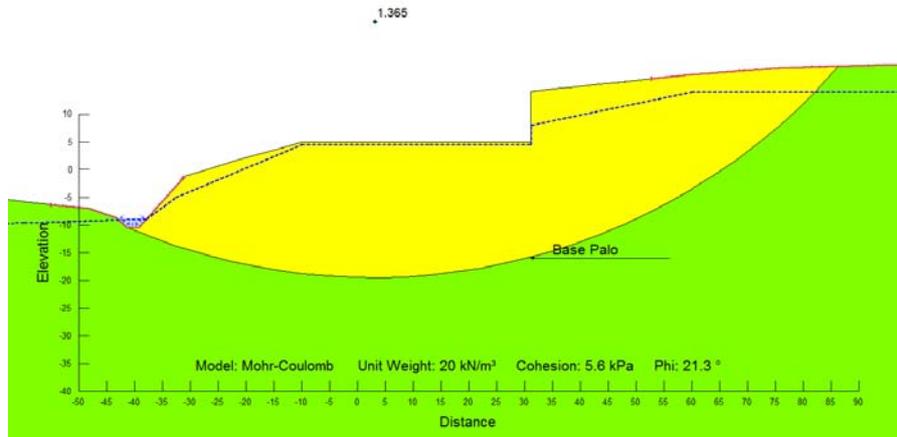


Figura 9.52: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità globale in presenza dell’opera – Superficie di scivolamento considerata e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa AT-19 di progetto – Condizioni statiche

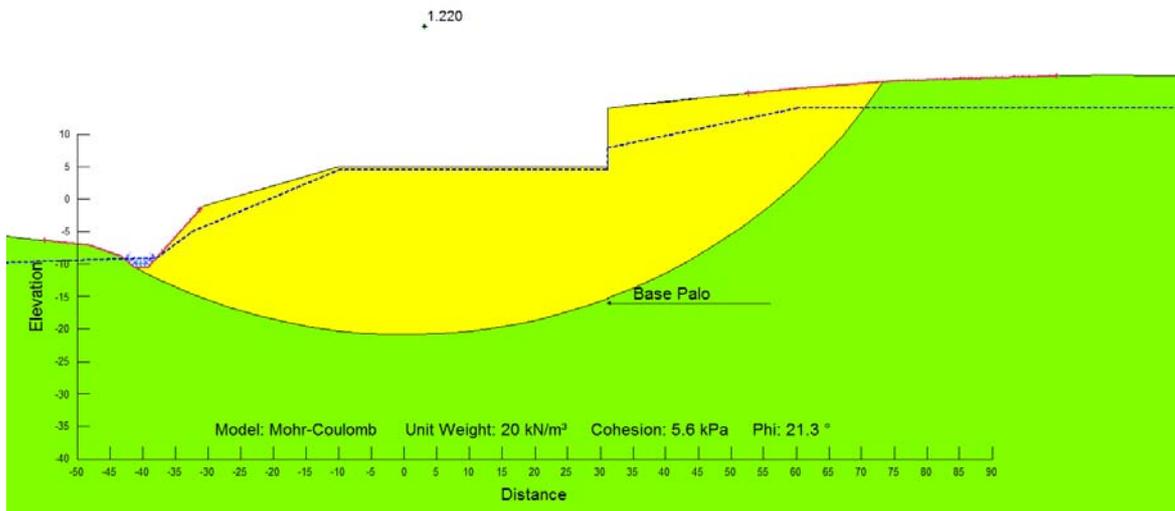


Figura 9.53: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità globale in presenza dell’opera – Superficie di scivolamento considerata e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa AT-19 di progetto – Condizioni sismiche

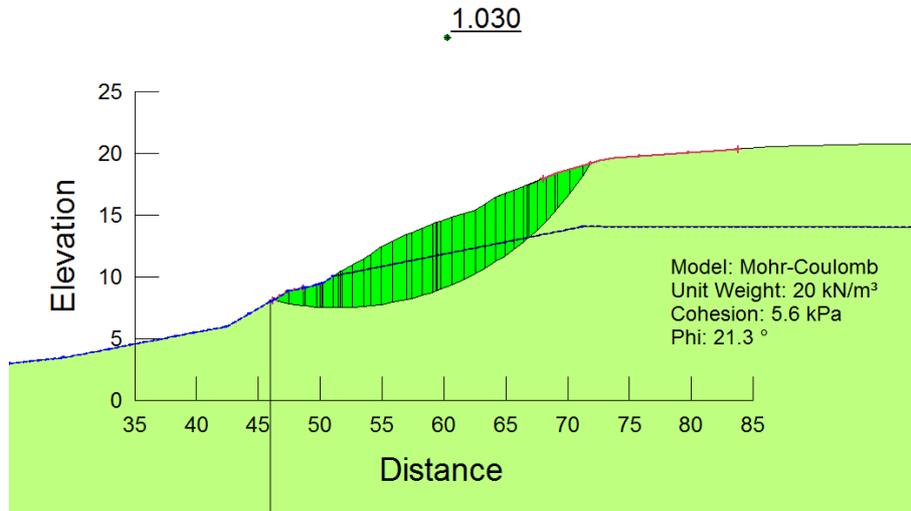


Figura 9.54: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità statica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), versante a monte dell’opera di sostegno senza intervento di soil nailing

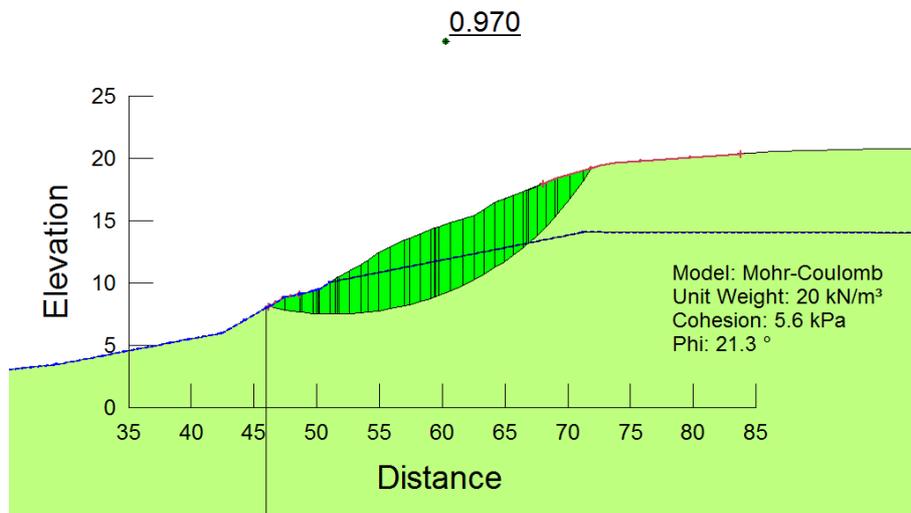


Figura 9.55: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità sismica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), versante a monte dell’opera di sostegno senza intervento di soil nailing

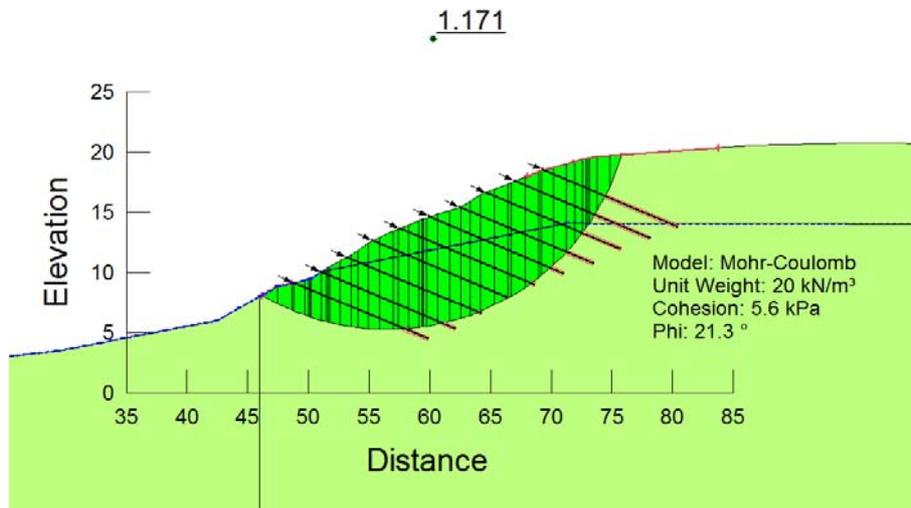


Figura 9.56: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità statica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), versante a monte dell’opera di sostegno in presenza dell’intervento di soil nailing

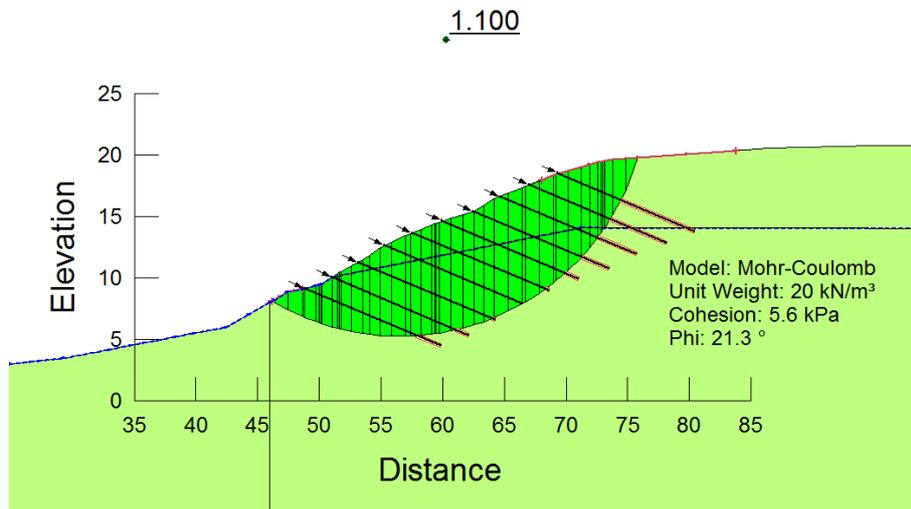


Figura 9.57: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità sismica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -a- (AT-15bis/AT-16 di progetto), versante a monte dell’opera di sostegno in presenza dell’intervento di soil nailing

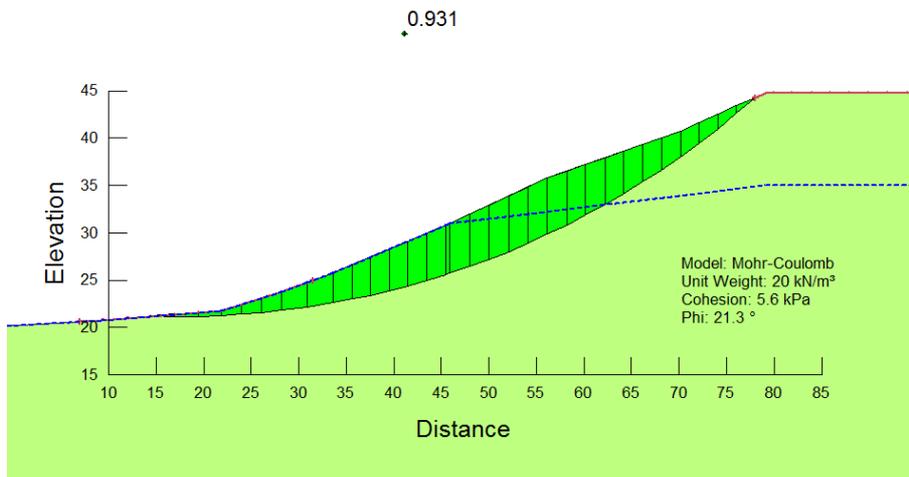


Figura 9.58: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità statica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -b-, intero versante senza intervento di soil nailing

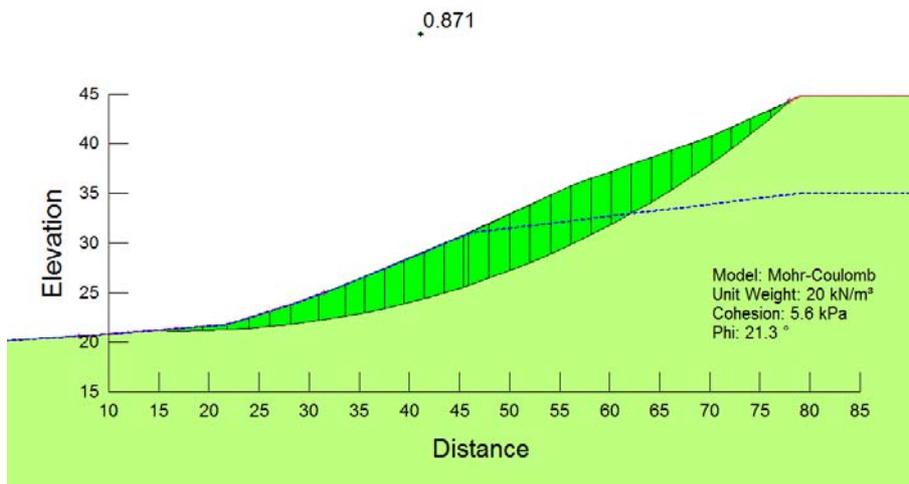


Figura 9.59: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità sismica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -b-, intero versante senza intervento di soil nailing

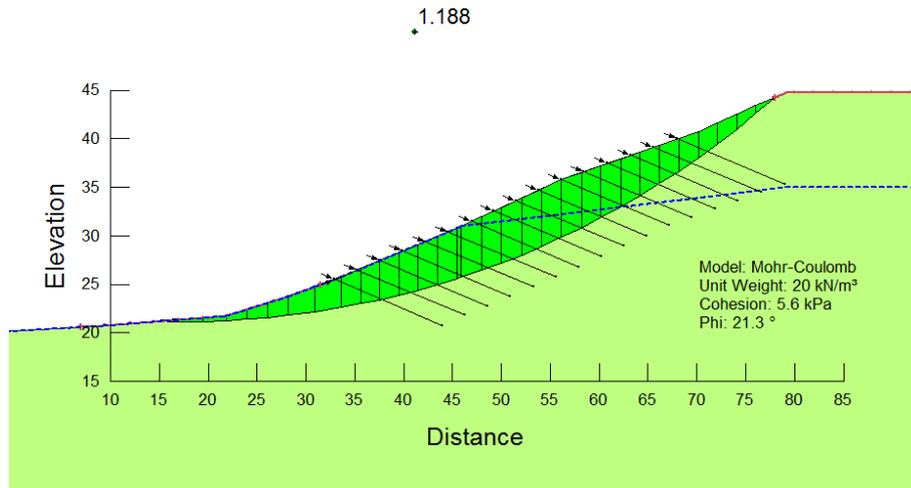


Figura 9.60: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità statica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -b-, intero versante con intervento di soil nailing

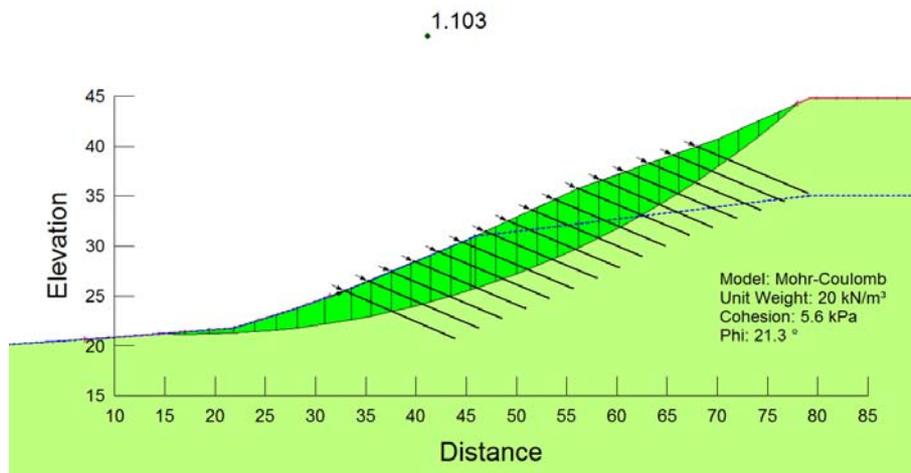


Figura 9.61: Cascina dello Spià – Analisi di stabilità sismica in condizioni “post operam” – Superficie di scivolamento critica e grado di sicurezza γ_R per la sezione rappresentativa -b-, intero versante con intervento di soil nailing