

AUTOSTRADA A10 GENOVA – VENTIMIGLIA
DA PROGR. 10+025.50 A PROGR. 10+605.800

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO N° 447/95

PROGETTO ESECUTIVO



DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

| | | |
|--|---|--|
| <p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155</p> <p>RESPONSABILE UFFICIO APE</p> | <p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Danilo D'Alessandro Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503</p> <p>CAPO PROGETTO</p> | <p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746</p> <p>RESPONSABILE DMSIONE ESERCIZIO E NUOVE ATTIVITA'</p> |
|--|---|--|

| WBS | RIFERIMENTO ELABORATO | | | | | | | | | | DATA: | | REVISIONE | |
|-----|-----------------------|---|----------|---------|--------|---------|----------------|---|------|---|----------------|----|-----------|--|
| — | DIRETTORIO | | | | | FILE | | | | | SETTEMBRE 2016 | n. | data | |
| | codice | | commessa | N.Prog. | unita' | ufficio | n. progressivo | | Rev. | | | | | |
| — | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 2 | 0 | 2 | — | — | APE0001 | | | |
| | | | | | | | | | | | SCALA: | | | |
| | | | | | | | | | | | — | | | |

| | | | | |
|--|---------------------------|--|--|--|
|   | | | ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : | |
| | | | ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : | |
| | CONSULENZA A CURA DI : | | | |

| | | |
|--|--|--|
| | <p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // per l'italia</p> <p>RUP: Ing. Piero Indelli</p> | <p>VISTO DEL CONCEDENTE</p> <p></p> <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE SEZIONE PER LE OPERE, LE INFRASTRUTTURE E LE CONDISSIONI AUTOSTRADALI</small></p> |
|--|--|--|

SPEA ENGINEERING

A10 – GALLERIA ANTIRUMORE IN LOCALITA' PRA' PALMARO

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I N D I C E

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | PREMESSA | 3 |
| 2. | DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO | 4 |
| 2.1 | Documentazione di riferimento | 4 |
| 2.2 | Normative e raccomandazioni..... | 4 |
| 2.3 | Bibliografia | 4 |
| 3. | SISMICA..... | 9 |
| 3.1 | Premessa | 9 |
| 3.2 | Normativa di riferimento..... | 9 |
| 3.3 | Accelerazione orizzontale di riferimento | 10 |
| 3.4 | Categoria di suolo..... | 12 |
| 3.5 | Definizione della magnitudo | 12 |
| 3.6 | Verifiche nei confronti dei fenomeni di liquefazione | 13 |
| 4. | INDAGINI GEOTECNICHE | 15 |
| 4.1 | Introduzione | 15 |
| 5. | CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA | 18 |
| 5.1 | Generalità..... | 18 |
| 5.2 | Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose) | 19 |
| 5.2.1 | Introduzione | 19 |
| 5.2.2 | Stato iniziale del deposito | 20 |
| 5.2.3 | Angolo di resistenza al taglio..... | 23 |
| 5.2.4 | Caratteristiche di deformabilità..... | 25 |
| 5.2.5 | Coefficienti di permeabilità..... | 31 |
| 5.3 | Formazioni rocciose | 34 |
| 5.3.1 | Generalità..... | 34 |
| 5.3.2 | Valutazione del parametro RMR'_{89} | 34 |
| 5.3.3 | Criteri di rottura | 37 |
| 5.3.4 | Caratteristiche di deformabilità..... | 41 |
| 6. | INQUADRAMENTO GEOLOGICO | 43 |
| 6.1 | Descrizione delle principali formazioni geologiche di interesse..... | 43 |

| | | |
|-------|--|----|
| 7. | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE TERRE | 48 |
| 7.1 | Unità A | 48 |
| 7.1.1 | Caratteristiche fisiche | 48 |
| 7.1.2 | Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci..... | 49 |
| 7.1.3 | Caratteristiche di deformabilità..... | 54 |
| 7.1.4 | Coefficienti di permeabilità..... | 57 |
| 7.1.5 | Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica | 57 |
| 8. | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE ROCCE..... | 58 |
| 8.1 | Calcescisti (Unità B) | 58 |
| 9. | Livelli di falda | 63 |
| 10. | VALUTAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO..... | 64 |

1.PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni geologiche presenti nell'area in cui verrà realizzata la galleria antirumore "Prà Palmaro".

La presente caratterizzazione è stata effettuata sulla base della campagna di indagini, in sito e di laboratorio, svolte nel 2002 e nel 2016.

Il documento è articolato come segue:

- Il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il **capitolo 3** presenta sinteticamente le opere al cui progetto è finalizzata la presente caratterizzazione.
- Il **capitolo 4** riporta un riepilogo delle indagini geotecniche disponibili effettuate.
- Il **capitolo 5** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche.
- Il **capitolo 6** riporta un breve inquadramento geologico dell'area.
- I **capitoli 7 e 8**, dedicati rispettivamente alle terre e alle rocce, riportano la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle principali formazioni stratigrafiche presenti sul tracciato, nei profili e nelle sezioni geotecniche, quali risultano sia dagli studi di carattere geologico, sia dall'interpretazione delle indagini, effettuata in base ai criteri descritti nel **capitolo 5**.

2.DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto elencato di seguito.

2.1 Documentazione di riferimento

- [1]. "Autostrada A10 Genova-Ventimiglia, da progr. 10+025.50 a progr. 10+605.80. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro n°447/95" – Planimetria e profilo geotecnico in carreggiata est (rif. Progetto APE0002);
- [2]. "Autostrada A10 Genova-Ventimiglia, da progr. 10+025.50 a progr. 10+605.80. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro n°447/95" – Planimetria e profilo geotecnico in carreggiata ovest (rif. Progetto APE0003);
- [3]. "Autostrada A10 Genova-Ventimiglia, da progr. 10+025.50 a progr. 10+605.80. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro n°447/95" – Sezioni Geotecniche (rif. Progetto APE0004 ed APE0005);
- [4]. "Autostrada A10 Genova-Ventimiglia, da progr. 10+025.50 a progr. 10+605.80. Piano di risanamento acustico ai sensi della legge quadro n°447/95" – Relazione Geologica (rif. Progetto GEO0001).

2.2 Normative e raccomandazioni

- [5]. Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [6]. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.3 Bibliografia

- [7]. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- [8]. Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.

- [9]. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- [10]. Berardi R. , Bellingeri P. (1998). "Deformabilità degli ammassi rocciosi da approcci empirici: influenza della qualità del materiale roccioso e dello stato di sforzo in sito" *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 32 (1), Patron Ed., 39-62.
- [11]. Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability – Experience from case histories! " *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15:237-248.
- [12]. Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
- [13]. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.
- [14]. Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 114, n° 3.
- [15]. Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, n° 3, 329-378.
- [16]. Byrne P.M., Salgado F.M., Howie J.A. (1990) "Relationship between the unload shear modulus from pressuremeter tests and the maximum shear modulus for sand" *Proc. III International Symposium on pressuremeter (ISP3)*, Oxford, Thomas Telford, London.
- [17]. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" *Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004*, Thomas Telford, London.
- [18]. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" *CIRIA Report n° 143*, 1995.
- [19]. Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [20]. Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" *ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh NC, V.I..
- [21]. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" *CIRIA Report 103*.
- [22]. Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
- [23]. Fahey M., Carter J.P. (1993) "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model" *Canadian Geotechnical Journal*, n°29.

- [24]. Fourmaintraux D. (1976) "Characterization of rocks: laboratory tests". Chapter 4 in "Mècanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil" by M. Panet et al. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [25]. Goodman R.E. (1989) "Introduction to rock mechanics". Second edition, John Wiley & Sons.
- [26]. Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
- [27]. Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" *Géotechnique*, 33, n° 3.
- [28]. Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [29]. Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27.
- [30]. Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
- [31]. Hoek .E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [32]. Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" The Case of Athens Schist Formation, *Bull. Engg, Geol, Env.* 57(2), 151-160.
- [33]. Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- [34]. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [35]. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" *Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I*, Orlando.
- [36]. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol.100, n° 7.
- [37]. Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.

- [38]. Londe P. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [39]. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [40]. Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_o in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [41]. Marinos P., Hoek E. (2000) "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation" GEO-ENG.
- [42]. Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [43]. Morgenstern N.R. (1990) "Instability mechanisms in stiff soils and weak rocks" Proc. X Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, vol.2, pag.27.
- [44]. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [45]. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
- [46]. Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
- [47]. Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) "Considerations of the geomechanic classification of Bieniawski" Proc. Int. Symp. On Engg, Geol. And Underground Constr. (L.N.E.C., Lisb. Portugal), Vol.1, Section 2, pp.33-42.
- [48]. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [49]. Sjöberg J. (1997) "Estimating rock mass strength using the Hoek-Brown failure criterion and rock mass classification – A review and application to the Aznalcollar Open Pit" Internal Report, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.
- [50]. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [51]. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.

- [52]. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [53]. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [54]. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [55]. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [56]. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

3. SISMICA

3.1 Premessa

Per quanto riguarda l'inquadramento sismico generale, la sismicità storica si rimanda alla relazione geologica allegata al progetto.

3.2 Normativa di riferimento

Le verifiche geotecniche fanno riferimento a quanto contenuto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 (NTC).

A seguito dell'emanazione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche da parte dello Stato, inseriti prima nell' allegato 1 dell'Opcm 3274/03 e in seguito aggiornati con l'Opcm 3519/06, la Regione Liguria ha individuato le zone sismiche e ha stilato un elenco regionale dei comuni in zona sismica (dgr n.530/2003). Con l'ufficializzazione della mappa di pericolosità sismica pubblicata dall'Istituto nazionale di geologia e vulcanologia (Ingv) e allegata alla stessa Opcm 3519/06 è stata approvata con dgr n.1308 del 24 ottobre 2008 (pubblicata sul Burl n.47 del 19 novembre 2008) la nuova classificazione sismica della Regione Liguria, successivamente modificata con dgr n.1362 del 19 novembre 2010.

In conformità a tale normativa, il comune di Genova ricade in Zona sismica 3 e 4 a seconda dell'area urbanistica. Nel caso oggetto del presente progetto ricadono nella Zona 4 (vedi Figura 3-1).

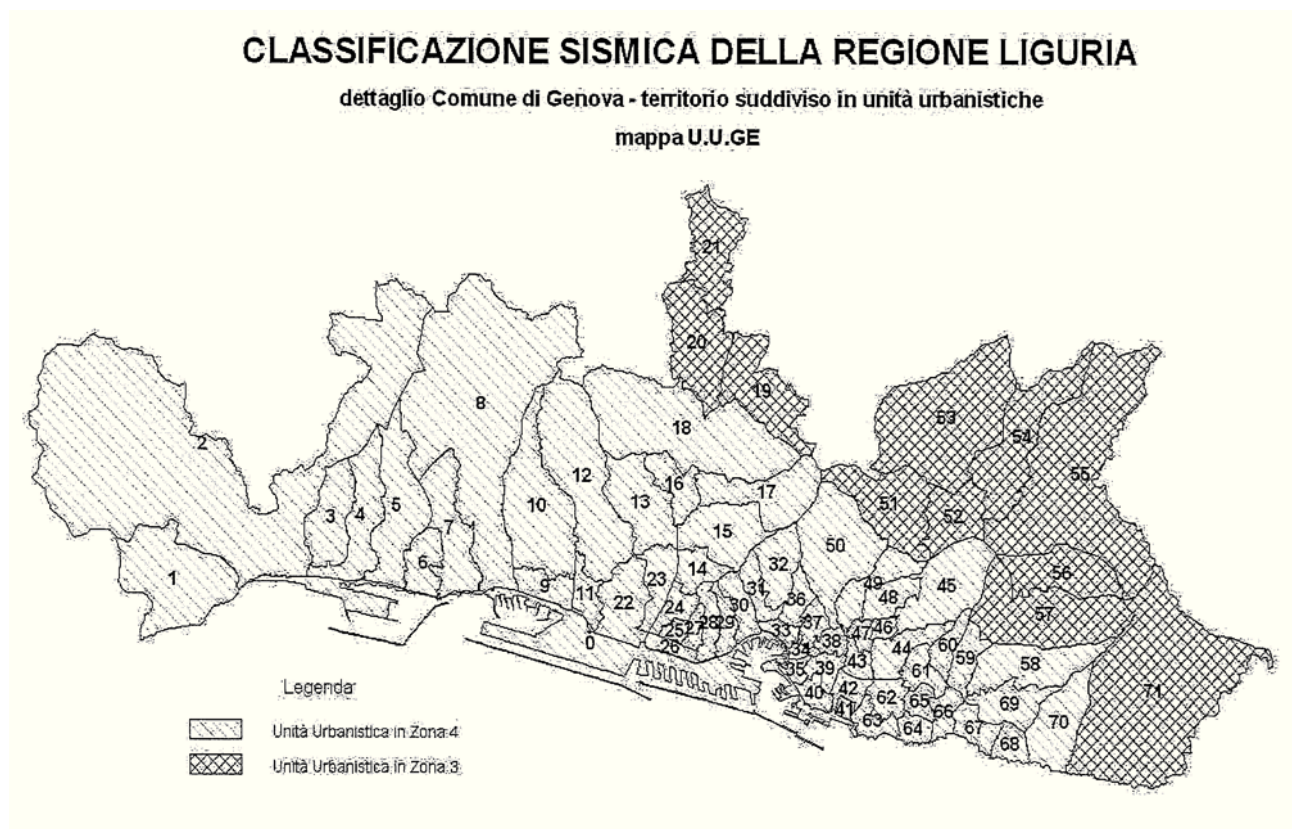


Figura 3-1: Classificazione sismica

3.3 Accelerazione orizzontale di riferimento

Le accelerazioni orizzontale massime convenzionali su suolo di categoria A, riferite al Comune di Genova, sono riportate nelle tabelle contenute nel presente paragrafo, insieme ai principali parametri di interesse necessari per la definizione dell'azione sismica.

Nelle tabelle con T_R (in anni) e a_g (in g) si indica rispettivamente il tempo di ritorno e l'accelerazione di picco su suolo di categoria A.

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 14 Gennaio 2008) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tabella 3.1: Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} .

| Stati limite di esercizio (P_{VR}) | Stati limite ultimi (P_{VR}) |
|--|---|
| SLO - Stato limite di operatività (81%) | SLV- Stato limite di salvaguardia (10%) |
| SLD - Stato limite di danno (63%) | SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%) |

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Per il comune di interesse si riportano di seguito la Tabella 3.2 con i valori dei parametri a_g , F_o e T^*_c , in funzione del periodo di ritorno T_R . I valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c sono stimati come media pesata dei valori assunti dai parametri nei 4 vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione e i 4 vertici sopraccitati.

Tabella 3.2: Comune di Genova (Genova) Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R

| T_R (anni) | a_g (g) | F_o (-) | T^*_c (s) |
|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| 30 | 0,023 | 2,542 | 0,184 |
| 50 | 0,030 | 2,525 | 0,207 |
| 475 | 0,068 | 2,536 | 0,287 |
| 975 | 0,088 | 2,532 | 0,297 |

In accordo alle scelte di progetto ed ai richiami delle NTC 2008, è stata assunta:

- una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una Classe d'uso = IV (Coefficiente d'uso $C_U = 2$);
- una prefissata probabilità di eccedenza $PVR = 10\%$ corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con un tempo di ritorno $T_R = 475$ anni;

trattandosi di zone pianeggianti, una categoria topografica T1.

3.4 Categoria di suolo

Le categorie di suolo sono riportate al cap. 10.

3.5 Definizione della magnitudo

Per la definizione della magnitudo (M) ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto.

La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M - R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M .

Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M - R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Per il terremoto di progetto l'INGV fornisce tali valori e anche i valori medi.

Per il comune di Genova le disaggregazioni del valore di a_g risultano essere:

probabilità di eccedenza 5% in 50 anni $M=4.89$ $R=21.3\text{km}$

probabilità di eccedenza 10% in 50 anni $M=4.98$ $R=31.7\text{km}$

3.6 Verifiche nei confronti dei fenomeni di liquefazione

In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base alle NTC2008 di cui al D.M. 14-01-2008 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

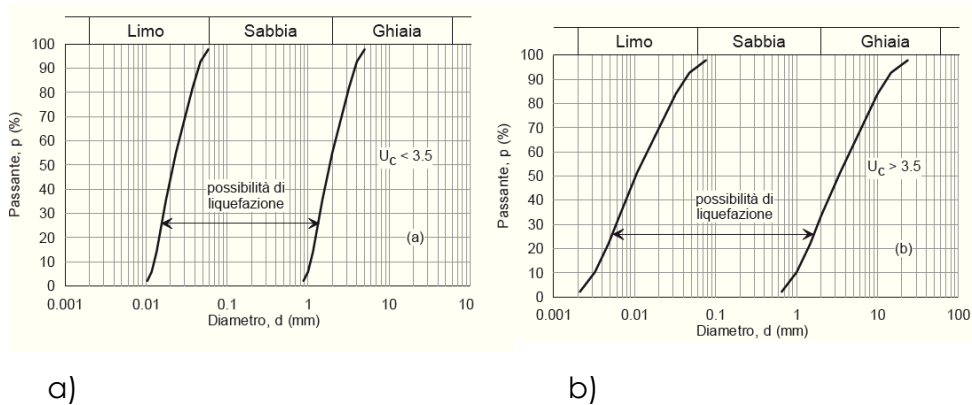


Figura 3-2: Fusi granulometrici suscettibili di liquefazione

Per il comuni di Genova gli eventi sismici attesi risultano di magnitudo M inferiore a 5 e le accelerazioni massime al piano campagna risultano essere inferiori a $0.1g$, pertanto in base alle NTC 2008 di cui al D.M. 14/01/2008 la verifica di liquefazione può essere omessa.

4.INDAGINI GEOTECNICHE

4.1 Introduzione

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili e nelle sezioni geotecniche (si vedano il capitolo 7 e 8 e gli elaborati da [1] e [4]) sono stati elaborati sulla base dei risultati della campagna di indagine svolta nel 2002 che è consistita nell'esecuzione di 11 sondaggi a carotaggio continuo (denominati SV1, SV2, SV3, SV4, SV5, SM1, SM2, SM2a, SM3, SM4 e SM5) ed 11 sondaggi a distruzione di nucleo (denominati SV1bis, SV2bis, SV3bis, SV4bis, SV5bis, SM1bis, SM2bis, SM2abis, SM3bis, SM4bis e SM5bis) e della campagna di indagine propedeutica al progetto esecutivo svolta nel 2016 che è consistita nell'esecuzione di 6 sondaggi a carotaggio continuo (denominati Si1, Si2, Si3, Si5, Si7, Si8), due indagini geofisiche di tipo down hole (nei fori del Si2 e Si7), 4 prospezioni georadar eseguiti lungo lo sviluppo verticale di muri esistenti e 4 sondaggi suborizzontali a carotaggio continuo su muri esistenti (denominati C1, C2, C3, C4), nelle immediate vicinanze delle prospezioni georadar.

La campagna di indagine 2002 ha previsto esecuzione di 12 prove di permeabilità Lefranc a carico costante e 6 prove di permeabilità Lugeon (in corrispondenza dei sondaggi SM1bis, SM2bis, SM2abis, SM3bis, SM4bis, SM5bis). Le prove penetrometriche dinamiche SPT sono state eseguite in corrispondenza dei sondaggi a distruzione di nucleo.

La campagna di indagine 2016 ha previsto esecuzione di 2 prove di permeabilità Lefranc a carico costante e prove pressiometriche del tipo Menard (in corrispondenza dei sondaggi Si1 e Si7). Le prove penetrometriche dinamiche SPT sono state eseguite in corrispondenza di tutti i sondaggi.

I dati identificativi dei sondaggi selezionati e le relative caratteristiche principali sono riportati nella Tabella 4.1 e Tabella 4.2.

Tabella 4.1: Indagini selezionate campagna 2002

| Sigla | Profondità | Formazione di base | Laboratorio | Numero Prove S.P.T. | Numero Prove Menard | Piezometri |
|----------|------------|----------------------------|-------------|---------------------|---------------------|--------------|
| SV1 | 15 | Calcescisti | SI | - | | - |
| SV2 | 15 | Argillocisti | SI | - | - | T.A. (3-15m) |
| SV3 | 15 | Argillocisti | SI | - | - | - |
| SV4 | 15 | Argillocisti | SI | - | - | T.A. (2-15m) |
| SV5 | 15 | Calcescisti | SI | - | - | - |
| SM1 | 20 | Argillocisti | SI | - | 3 | - |
| SM2 | 20 | Argillocisti | SI | - | 3 | T.A. (1-19m) |
| SM2a | 20 | Calcescisti | SI | - | 3 | - |
| SM3 | 20 | Calcescisti | SI | - | 3 | - |
| SM4 | 20 | Calcescisti | SI | - | 3 | T.A. (3-20m) |
| SM5 | 20 | Calcescisti | SI | - | 3 | |
| SV1bis | 10.5 | Calcescisti | NO | 7 | - | - |
| SV2bis | 10.5 | Argillocisti | NO | 7 | - | - |
| SV3bis | 10.5 | Argillocisti | NO | 7 | - | - |
| SV4bis | 10.5 | Argillocisto e Calcescisti | NO | 6 | - | - |
| SV5bis | 10.5 | Calcescisti | NO | 7 | - | - |
| SM1bis | 15 | Argillocisto e Calcescisti | NO | 7 | - | - |
| SM2bis | 15 | - | NO | 10 | - | - |
| SM2a bis | 15 | - | NO | 9 | - | - |
| SM3bis | 15 | Argillocisto e Calcescisti | NO | 7 | - | - |
| SM4bis | 15 | Argillocisto e Calcescisti | NO | 7 | - | - |
| SM5bis | 15 | Calcescisti | NO | 3 | - | - |

Tabella 4.2: Indagini selezionate campagna 2016

| Sigla | Profondità | Formazione di base | Laboratorio | Numero Prove S.P.T. | Numero Prove Menard | Piezometri |
|--------------|-------------------|---------------------------|--------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|
| Si1 | 27 | Argilloscisti | SI | 5 | 1 | T.A. (3-27m) |
| Si2 | 30 | Argilloscisti | SI | 9 | - | - |
| Si3 | 25 | Argilloscisti | SI | 8 | - | T.A. (3-25m) |
| Si5 | 25 | Calcescisti | SI | 4 | - | - |
| Si7 | 35 | Breccia | SI | 8 | 1 | - |
| Si8 | 25 | Calcescisti | SI | 3 | - | T.A. (3-25m) |
| C1 | 2.35 | - | NO | - | - | - |
| C2 | 2.40 | - | NO | - | - | - |
| C3 | 2.35 | - | NO | - | - | - |
| C4 | 2.25 | - | NO | - | - | - |

5.CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

5.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti di seguito, tengono conto del fatto che nell'area in esame sono stati rinvenuti fondamentalmente depositi sabbioso-ghiaiosi e rocce metamorfiche (argilloscisti e calcescisti). Si vedano i profili geotecnici (documenti di **riferimento [1] e [2]**), nonché gli studi a carattere geologico (documenti di **riferimento [4]**), nell'ambito dei quali sono stati effettuati (vedi il **capitolo 4**):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc e Lugeon in foro;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità su campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, prelevati nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio su provini di roccia prelevati nei fori di sondaggio.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica sono state distinte due tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose);
- rocce metamorfiche (argilloscisti e calcescisti), costituenti gli ammassi rocciosi interessati.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- laddove disponibili, delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

5.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose)

5.2.1 Introduzione

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 35\div 40\%$.

5.2.2 Stato iniziale del deposito

5.2.2.1.1 In sabbia

In accordo a quanto indicato in [Skempton \(1986\)](#) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

| | | | |
|----------------|---|---|-----------------------|
| A, B | = | costanti empiriche indicate in Tabella 5.1 | |
| σ_{vo}' | = | pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT | (kg/cm ²) |
| N_{SPT} | = | numero di colpi per 30 cm di infissione | |
| $(K_o)_{nc}$ | = | $1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati | (-) |
| $(k_o)_{sc}$ | = | $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati | (-) |
| GSC | = | grado di sovraconsolidazione | (-) |
| D_r | = | densità relativa | (-) |

Tabella 5.1: Costanti empiriche A e B ([Skempton, 1986](#))

| Tipo di materiale | A | B |
|---------------------------------------|-----------|--|
| Sabbie fini normalmente consolidate | 27,5 | 27,5 |
| Sabbie grosse normalmente consolidate | 43,3 | 21,7 |
| Sabbie sovra consolidate | 27,5÷43,3 | $(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$ |

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

5.2.2.1.2 In sabbie e ghiaie

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.
- Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

1. Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard. Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
2. Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} verrà associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori N_{SPT} , in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, verrà effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato.
3. Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

- $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

4. L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da [Cubrinowski & Ishihara \(1999\)](#) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_o dell'ordine di $0,4 \div 0,5$, successivamente esteso da [Ishihara et al. \(2001\)](#) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}} \right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}} \right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica (-)

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (vedi il **paragrafo 5.2.2.1.1**) (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (vedi il **paragrafo 5.2.2.1.1**) (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) verrà fatta senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

5.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\phi' = \phi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$$\phi' = \text{angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$$Q = \text{coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10}$$

$$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{ff}' = \text{tensione efficace normale alla superficie di rottura} = 272 \text{ kPa}$$

$$m = \text{costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 5.2)}$$

$$\phi_{cv}' = \text{angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico} \quad (^\circ)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

Tabella 5.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

| Condizioni di rottura | m(-) |
|--|------|
| Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$) | 3 |
| Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$) | 5 |
| σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore | |

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella **Tabella 5.3** (vedi ad esempio [Youd, 1972](#); [Stroud, 1988](#)).

Tabella 5.3: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in [Stroud \(1988\)](#) e [Youd \(1972\)](#)

| | Sabbie ben gradate | Sabbie uniformi |
|------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Sabbie a spigoli vivi | $\varphi_{cv}' = 38^\circ$ | $\varphi_{cv}' = 34^\circ$ |
| Sabbie a spigoli arrotondati | $\varphi_{cv}' = 33^\circ$ | $\varphi_{cv}' = 30^\circ$ |

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove verrà effettuata in accordo al metodo di [Bolton \(1986\)](#), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie

$\varphi_{cv}' = 33^\circ$ per le sabbie e ghiaie

$m = 3$.

5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

5.2.4.1 Moduli elastici iniziali

5.2.4.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole" e "cross hole" o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel **paragrafo 5.2.4.1.2**.

5.2.4.1.2 G_0 da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#) (vedi anche [Baldi et al., 1989](#)); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la

Tabella 5.4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la **Tabella 5.5**)

Tabella 5.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

| f_A | Olocene | Pleistocene |
|-------|---------|-------------|
| | 1,0 | 1,3 |

Tabella 5.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

| f_G | Ghiaie | Sabbie ghiaiose | Sabbie grosse | Sabbie medie | Sabbie fini |
|-------|--------|-----------------|---------------|--------------|-------------|
| | 1,45 | 1,15 | 1,14 | 1,07 | 1,09 |

5.2.4.2 Moduli elastici “operativi”

5.2.4.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali di cui al **paragrafo 5.2.4.1**.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da [Lo Presti \(1989\)](#), sono riportate nella **Figura 5-1** e nella **Figura 5-2**. In alternativa alle curve di degrado indicate nella **Figura 5-1** e nella **Figura 5-2** possono essere adottate le seguenti espressioni (vedi ad esempio la **Figura 5-3** Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left(\frac{\gamma}{\lambda_r} \right)}$$

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{\max}}$$

o meglio (vedi ad esempio Byrne et al, 1990):

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{\max}}$$

essendo:

γ = deformazione di taglio corrente

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$$

τ_{\max} = tensione di taglio limite

τ = tensione di taglio corrente

G_0 = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$ = variazione della tensione di taglio (vedi la **Figura 5-3**)

$\Delta\tau_{\max}$ = variazione massima della tensione di taglio.

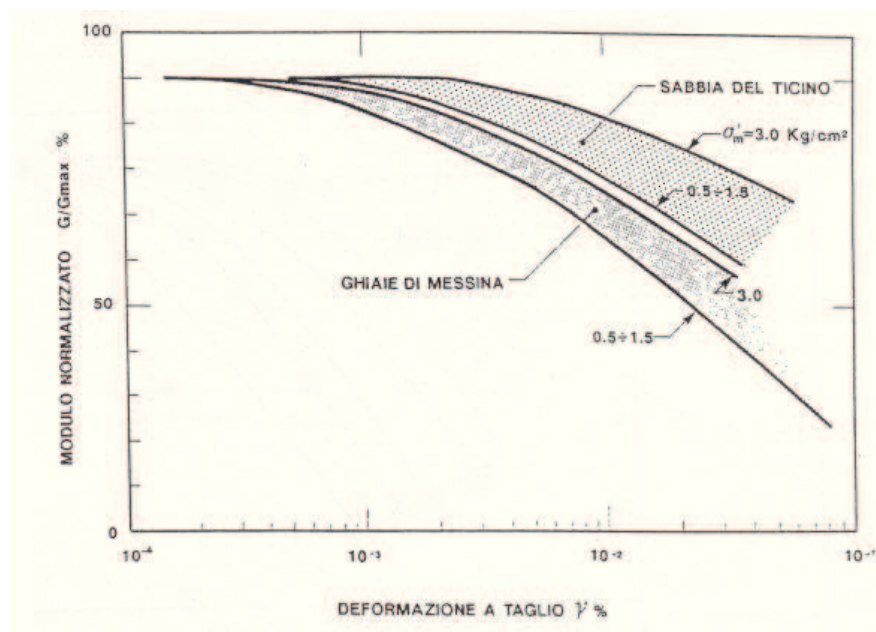


Figura 5-1: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

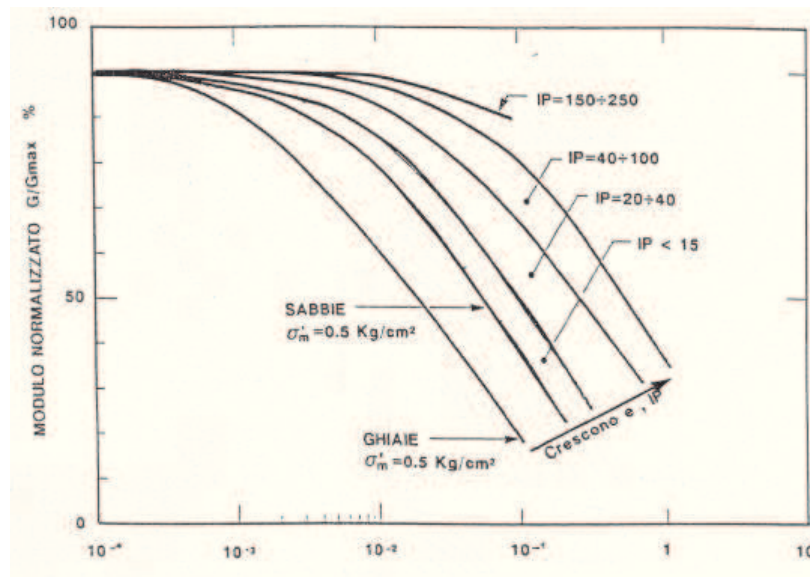


Figura 5-2: Degradamento del modulo G per vari tipi di terreno

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nella **Figura 5-1** e nella **Figura 5-2**, risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

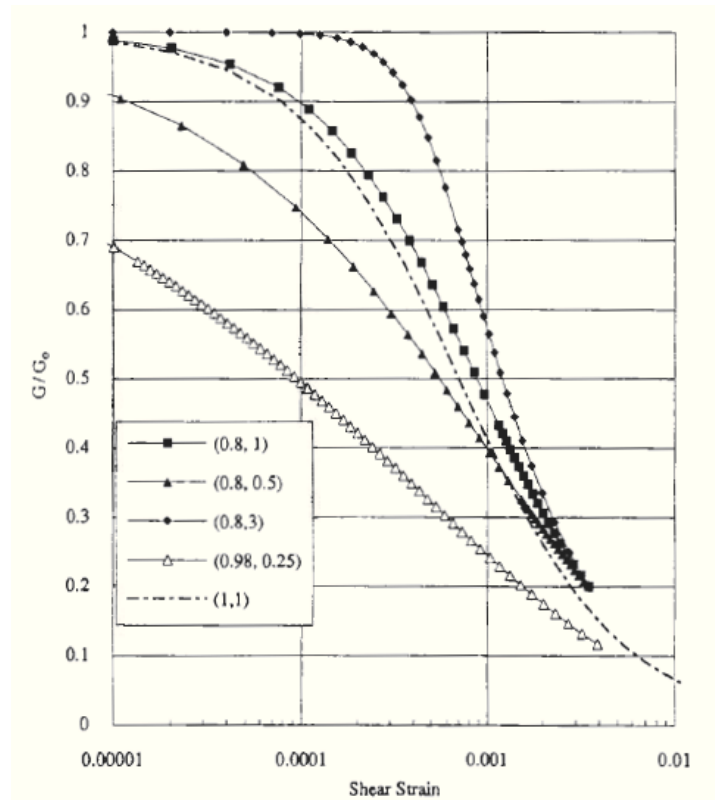


Figura 5-3: Degradamento del modulo G (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993)

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- Nell'analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.
- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate ad esempio nel **paragrafo 5.2.4.2.2**; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

5.2.4.2.2 Moduli elastici “operativi” da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a [Jamiolkowski et al. \(1988\)](#) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E_{25}' .

5.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla [Matlock & Reese \(1960\)](#), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad (\text{kPa})$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella **Tabella 5.6** (vedi [Reese et al, 1974](#) e [Elson, 1984](#)) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 5.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo [Reese et al. \(1974\)](#) (vedi anche [Elson \(1984\)](#))

| D_r (%) | K_{hi} (kN/m^3) |
|-----------|------------------------------|
| 35% | 10000 |
| 50% | 15000 |
| 70% | 25000 |

5.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa essi verranno stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi [Somerville, 1986](#)):

Metodo 1: Utilizzo della **Tabella 5.7**.

Tabella 5.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

| k (m/sec) | Grado di permeabilità | Tipo di terreno |
|---|------------------------------|--------------------------------------|
| $k > 1 \cdot 10^{-3}$ | Alta | Ghiaie |
| $1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$ | Media | Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose |
| $1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$ | Bassa | Sabbie fini |
| $1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$ | Molto bassa | Limi e sabbie argillose |
| $1 \cdot 10^{-9} > k$ | Bassissima (impermeabile) | Argille |

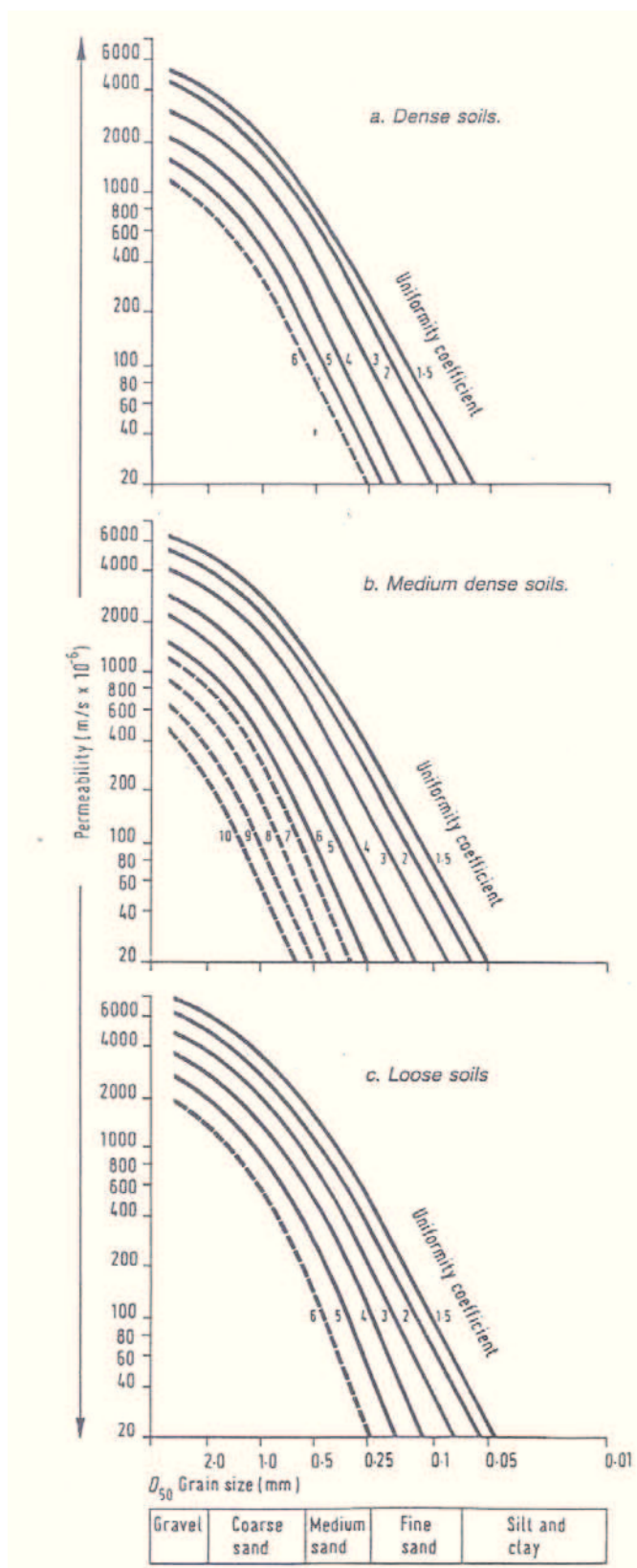


Figura 5-4: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

Metodo 2: Utilizzo della procedura indicata di seguito.

- Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
- Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
- Utilizzo dei diagrammi riportati nella **Figura 5-4**.

5.3 Formazioni rocciose

5.3.1 Generalità

In considerazione del possibile grado di fratturazione e delle dimensioni delle opere di sostegno e di fondazione da realizzare, la caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose presenti nell'area verrà fatta facendo riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da [Bieniawski \(1989\)](#), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

1. Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 5.3.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi [Sjöberg, 1997](#)):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

2. L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in [Brown & Hoek \(1988\)](#), [Hoek & Brown \(1988\)](#), [Hoek, Kaiser & Bawden \(1995\)](#), [Hoek et al \(2002\)](#) (vedi il **paragrafo 5.3.3**).
3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel **paragrafo 4**.

5.3.2 Valutazione del parametro RMR_{89}

Per ogni litotipo il parametro RMR_{89} viene stimato in accordo a quanto proposto in [Bieniawski \(1989\)](#), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta (**I1**)

| Resistenza alla compressione semplice σ_c (MPa) | I1 |
|---|----|
| > 250 | 15 |
| 100÷250 | 12 |
| 50÷100 | 7 |
| 25÷50 | 4 |
| 5÷25 | 2 |

| | |
|-----|---|
| 1÷5 | 1 |
| < 1 | 0 |

- Qualità della roccia RQD **(I2)**

| RQD (%) | I2 |
|----------------|-----------|
| 90÷100 | 20 |
| 75÷90 | 17 |
| 50÷75 | 13 |
| 25÷50 | 8 |
| < 25 | 3 |

- Spaziatura delle discontinuità **(I3)**

| S | I3 |
|---------------|-----------|
| > 2 m | 20 |
| 0.6 m÷2 m | 15 |
| 200 mm÷600 mm | 10 |
| 60 mm÷200 mm | 8 |
| < 60 mm | 4 |

- Lunghezza delle discontinuità **(I4)**

| L | I4 |
|-----------|-----------|
| < 1 m | 6 |
| 1 m÷3 m | 4 |
| 3 m÷10 m | 2 |
| 10 m÷20 m | 1 |
| > 20 m | 0 |

- Apertura delle discontinuità **(I5)**

| H | I5 |
|-------------|-----------|
| 0 mm | 6 |
| > 0.1 mm | 5 |
| 0.1 mm÷1 mm | 4 |
| 1 mm÷5 mm | 1 |
| > 5 mm | 0 |

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza **(16)**

| Descrizione | I6 |
|--------------------|-----------|
| Molto rugose | 6 |
| Rugose | 5 |
| Poco rugose | 3 |
| Ondulate | 1 |
| Lisce | 0 |

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità **(17)**

| Descrizione – spessore | I7 |
|-------------------------------|-----------|
| Assente | 6 |
| Compatto – < 5 mm | 4 |
| Compatto – > 5 mm | 2 |
| Tenero – < 5 mm | 2 |
| Tenero – > 5 mm | 0 |

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione **(18)**

| Descrizione | I8 |
|--------------------|-----------|
| Non alterate | 6 |
| Poco alterate | 4 |
| Alterate | 2 |
| Molto alterate | 2 |
| Decomposte | 0 |

Tendenzialmente nella valutazione di RMR'_{89} :

- Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.
- L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabili a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

5.3.3 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in [Brown & Hoek \(1988\)](#), [Hoek & Brown \(1988\)](#) e [Hoek, Kaiser & Bawden \(1995\)](#) (vedi anche [Sjöberg, 1997](#)), [Hoek et al. \(2002\)](#) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

D = 0 per “undisturbed rock masses”

D = 1 per “disturbed rock masses”

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

$$GSI = RMR'_{89} - 5$$

RMR'_{89} = vedi il **paragrafo 5.3.2**

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con $GSI = 100$. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 5.8.

Tabella 5.8: Esempi di coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

| Rocce | m_i (-) |
|---------------------------|-----------------------------|
| Peridotite/Gabbro | 25 |
| Arenaria | 15-19 |
| Argilliti / Argilloscisti | 6-10 |
| Siltiti | 9 |
| Scisti | 10 |
| Calcare | 7-9 |

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR'_{89} verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da [Hoek et al. \(1998\)](#) e da [Marinos & Hoek \(2000\)](#) per formazioni flyshoidi (vedi la **Figura 5-5**).

Table 12. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as flysch.

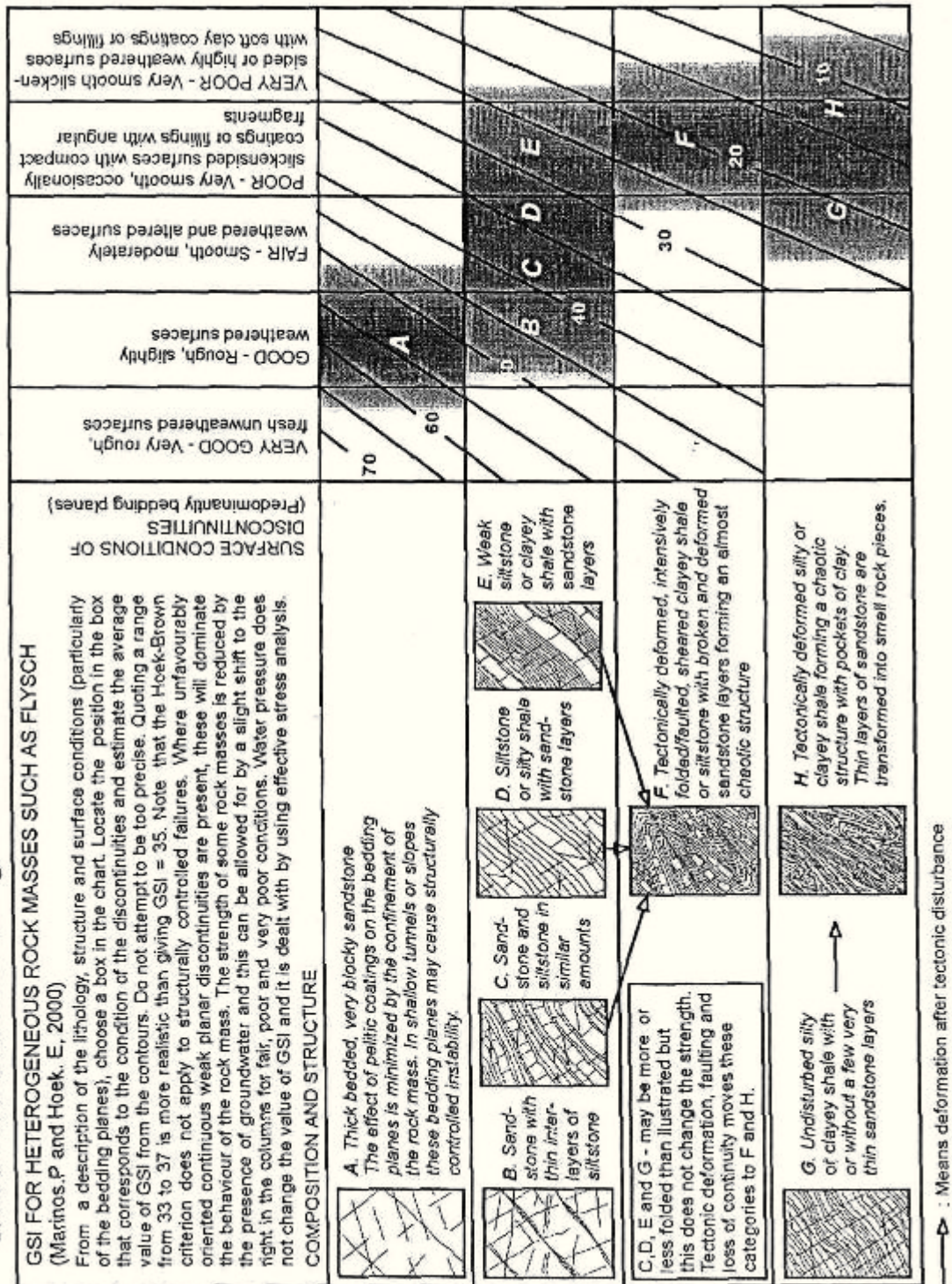


Figura 5-5: Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi secondo [Marinos & Hoek \(2002\)](#)

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella **Tabella 5.9**.

Tabella 5.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i
(Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

| Tipo di ammasso | Criterio di valutazione di σ_c e di m_i |
|-----------------|--|
| A e B | Valori relativi al litotipo più competente |
| C | Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti |
| D e E | Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti |
| F | Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti |
| G | Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti |
| H | Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti |

4. In accordo a [Sjöberg \(1997\)](#), ai termini “undisturbed” e “disturbed” viene attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:

- Il criterio di rottura relativo alle “undisturbed rock masses” rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
- Il criterio di rottura relativo alle “disturbed rock masses” rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata “softened”.

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento “strain softening” si farà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni “disturbed”;
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni “softened” verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.

- Nel caso in esame, si è ritenuto di applicare in tutti i casi un valore medio del fattore di disturbo non inferiore a 0.5.
5. Nel caso in cui l'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni normali alla superficie di rottura σ_n venga rappresentato con un criterio di rottura del tipo Mohr-Coulomb, questo verrà interrotto per valori di σ_n negativi (trazione), assumendo resistenza al taglio pari a 0 per evitare di sovrastimare la resistenza a trazione del materiale stesso. ("tension cut off").

5.3.4 Caratteristiche di deformabilità

5.3.4.1 Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,20$

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche.

5.3.4.2 Moduli "operativi"

I moduli di Young "operativi" E_{op} dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base di espressioni di letteratura desunte da confronti tra la risposta deformativa di ammassi (da prove in sito e/o back-analysis) e i parametri tipici dei sistemi di classificazione degli ammassi stessi (RMR, GSI). Alcune di tali espressioni possono essere riferite a particolari tipologie di ammassi. Nello specifico si è fatto

riferimento alle seguenti espressioni (Serafim & Pereira, 1983; Mehrotra et al. 1991, Berardi e Bellingeri, 1998, Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 10 \cdot \left(\frac{RMR-10}{40} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 10 \cdot \left(\frac{RMR-30}{50} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 0.87 \cdot e^{(0.045-RMR)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

Ove non diversamente specificato, dal lato della sicurezza, nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati i seguenti valori di D:

- Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo $\Rightarrow D = 1$;
- Fondazioni e fronti di scavo sostenuti in modo attivo $\Rightarrow D = 0.5$.

6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

6.1 Descrizione delle principali formazioni geologiche di interesse

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda le sole formazioni geologiche che interferiscono con l'area in esame. Tali formazioni e litologie sono state intercettate dai sondaggi delle campagne di indagine descritte nel **capitolo 3**.

I terreni presenti nella zona di studio appartengono Gruppo di Voltri. Le successioni appartenenti a questo Gruppo sono riferibili al dominio piemontese - ligure ovvero ad un bacino oceanico, costituito da originarie rocce intrusive ed effusive e da sedimenti di vario tipo depositi sopra le lave basaltiche; in letteratura sono state distinte al suo interno numerose Unità Tettonometamorfiche riconducibili tradizionalmente a due insiemi principali:

- Unità costituite prevalentemente da rocce metagabbliche e serpentinitiche (Unità Beigua, Unità Ponzema, Unità S.Luca Colma).
- Unità costituite da prevalenti calcescisti e prasiniti (metabasiti), ma anche da subordinate rocce di origine mantellica quali serpentiniti e peridotiti (Unità Alpicella, Unità Ortiglieto, Unità Palmaro-Caffarella, Unità Voltri-Rossiglione).

In particolare, le rocce affioranti nelle zone immediatamente a nord dell'area di intervento appartengono alle unità tettonometamorfiche di Voltri e Palmaro - Caffarella e rappresentano successioni oceaniche metamorfiche riconducibili a relativamente pochi termini litologici: calcescisti, metagabbri e serpentiniti. Nel presente lavoro si è ritenuto opportuno accorpare le successioni delle unità tettonometamorfiche Voltri e Palmaro Caffarella (distinte dalla carta CARG). Pertanto nell'area in esame è stata riconosciuta la seguente successione stratigrafica:

Calcescisti (c)

Con questo termine si indicano metasedimenti di varia composizione: nell'area si riconosce una alternanza di calcescisti carbonatici e scisti quarzoso micacei. Data la variabilità percentuale tra i minerali costituenti (quarzo, carbonati e miche) che

portano alla transizione tra calcescisti e micascisti e vista la variabilità areale degli stessi, si è scelto di cartografare separatamente i due litotipi solo nelle porzioni affioranti. Altri minerali riconosciuti, presenti in minore quantità, sono cloriti e cloritoidi. I calcescisti sono caratterizzati da una scistosità marcata, legata a diverse generazioni di deformazioni.

I calcescisti carbonatici sono di colore da marrone a grigio in frattura fresca, mentre all'alterazione assumono colorazioni più rossastre. Gli scisti quarzoso micacei, invece, hanno delle tonalità più scure, con colorazioni solitamente da grigie chiare a grigie scure in frattura fresca; sono rocce che spesso si alterano, assumendo tonalità arancione - ocra, e disgregandosi fino a generare spesse coltri di disfacimento.

I Calcescisti sono talvolta associati a bande trasposte di metabasiti (di spessore decametrico) disposte parallelamente rispetto alla foliazione pervasiva principale.

I calcescisti affiorano in modo discontinuo sui versanti prospicienti l'area del progetto, la loro presenza al di sotto dell'area antropizzata può essere accertata solo con le indagini geognostiche; in particolare tutti i carotaggi di più recente esecuzione descrivono litologie compatibili alla facies quarzoso micacea. I sondaggi più datati (1966) - privi di documentazione fotografica - segnalano la presenza di "rocce serpentinosi stratificate di colore grigio con vene di quarzo o calcite". L'effettiva presenza di tale litotipo non è stata riscontrata nei sondaggi di nuova realizzazione (seppur realizzati a pochi metri di distanza) ma non si può comunque escludere la presenza di lenti di materiali appartenenti alle "pietre verdi" all'interno dei calcescisti.

Serpentiniti (s)

Serpentiniti e serpentinoscisti derivanti dal materiale peridotitico del mantello superiore, talora con relitti di tessitura lherzolitica originaria. Si presentano di colore verde, da chiaro a scuro, in frattura fresca; quando alterate, invece, assumono colorazioni più arancioni-rossicce, talvolta marroni.

Le serpentiniti possono presentarsi con tessitura massiccia, foliata, brecciata o cataclastica. Le Serpentiniti massicce presentano un aspetto generalmente compatto, le foliazioni sono presenti ma prevale la componente massiva; le serpentiniti foliate (tipo più diffuso) sono caratterizzate da clivaggi ben espressi nei quali si riconoscono diverse generazioni di deformazioni. Entrambe sono accomunate dalla coesione della roccia e dalla sua alta resistenza a sollecitazioni. Le Serpentiniti massicce e quelle foliate affiorano con continuità nell'intera parte a nord dell'area in esame, mentre si distribuiscono come lenti trasposte all'interno dei calcescisti, parallele rispetto alla foliazione principale, nella zona della Val Leira. La foliazione è prevalentemente marcata dall'isorientazione del serpentino (e di minerali accessori come talco ed e fibre asbestoidi).

Per quanto riguarda invece i depositi superficiali è possibile distinguere:

Depositi alluvionali

Sono costituiti principalmente da ghiaie medie e grossolane a matrice sabbiosa e da ghiaie e sabbie limose.

I torrenti minori dell'area sfocianti direttamente in mare, presentano sempre materassi alluvionali costituiti da ghiaie sabbiose, il loro spessore appare inferiore a 1 m nelle aste montane e si incrementa rapidamente allo sbocco della stretta fascia costiera.

Sono ubicati in corrispondenza degli alvei attuali dei torrenti Leiro e Branega e lungo una stretta fascia compresa tra la spiaggia attuale e i depositi marini terrazzati.

Depositi di spiaggia attuali

Sono formati da sabbie prevalenti verso mare e ghiaie nella zona più vicina alla costa, interdigitati con depositi alluvionali precedentemente descritti. Nella zona del progetto sono ricoperti dai materiali di riporto e la presenza e spessore si possono ricostruire solo dai sondaggi.

Depositi marini terrazzati

Caratterizzano il terrazzo su cui è posizionato il casello di Voltri. Sono costituiti da ghiaie e sabbie con una coltre eluvio-colluviale di spessore variabile. L'estensione di questo deposito è difficilmente ricostruibile a causa dell'elevata antropizzazione dell'area; dai sondaggi risultano di spessore massimo 10÷15 m.

Depositi antropici

Costituiscono la zona del Porto e, dai dati dei sondaggi, hanno uno spessore di una decina di metri. Sono costituiti da elementi di varia origine quali spezzoni lapidei delle litologie affioranti in aree limitrofe e resti antropici (laterizi, scorie di altoforno, frammenti di plastica, carta, tessuto, etc). L'opera in progetto poggerà, per buona parte del suo sviluppo, su questi tipo di materiale.

Zone di faglia

La descrizione delle rocce di faglia rappresenta un aspetto particolarmente importante nell'interpretazione geologica generale relativa in quanto, oltre all'importanza per la previsione dell'assetto geologico-strutturale e geomeccanico, tali rocce sono molto spesso sede di zone, vene e fasce ad elevata concentrazione di minerali fibrosi. Nella figura seguente è rappresentato uno schema-tipo che descrive sinteticamente una zona di taglio cataclastica e che include le più ricorrenti tipologie di rocce di faglia; sono individuati in dettaglio i diversi elementi che costituiscono la zona di taglio e ne è riportata l'accezione lessicale utilizzata.

La zona delimitata dalle due faglie principali (boundary fault) può essere descritta come zona di faglia e/o zona di taglio. Le foliazioni preesistenti, che possono essere presenti all'interno della zona di taglio, spesso ruotate, sono descritte come superfici "S".

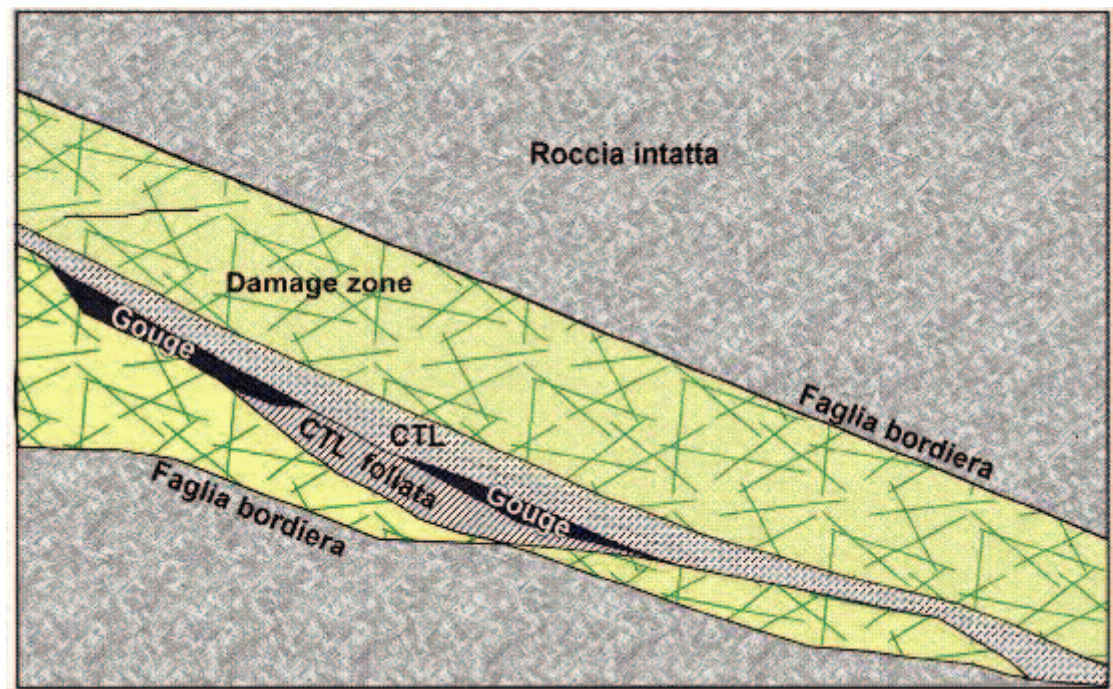


Fig. 6 - Schema-tipo di una zona di taglio cataclastica.

Se la zona di taglio/faglia è stata interessata da deformazioni frizionali che hanno determinato una marcata riduzione di grana, è usato il termine *cataclasite* (CTL) per distinguerne le porzioni nelle quali la riduzione di grana è più evidente; se la riduzione di grana è accompagnata da alterazione è utilizzato il termine *gouge*, dove la grana è molto fine per la presenza di materiale a consistenza argillosa. Se le zone cataclastiche non sono cementate si può usare anche il termine di *breccia di faglia*, specificandone la taglia granulometrica (protobreccia, breccia, ultrabreccia). Se la cataclasite presenta una foliazione interna può essere definita come *cataclasite foliata*. Le porzioni della zona di taglio/faglia che non presentano marcata cataclasi, ma che mostrano un grado di fratturazione più elevato rispetto alla roccia incassante, sono descritte come "zona danneggiata" (*damage zone*). La fascia cataclastica centrale e il gouge spesso associato corrispondono al cosiddetto "*fault core*", coincidente con la zona a maggiore entità di rigetto o scorrimento.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE TERRE

La caratterizzazione geotecnica è stata suddivisa in due capitoli per facilità di lettura. Il presente capitolo è dedicato alla caratterizzazione delle terre, mentre il successivo **capitolo 8** è dedicato alla caratterizzazione delle formazioni rocciose di base.

Nel seguito sono presentate le caratterizzazioni geotecniche dell'unità A (coperture).

7.1 Unità A

Dalle descrizioni riportate sui rapporti stratigrafici, i materiali costituenti tale unità risultano essere a "grana grossa", generalmente sabbie da limose a poco limose con ghiaia, e nei profili stratigrafici (vedi documenti di riferimento da [1] a [4]) vengono indicati con la sigla "A".

7.1.1 Caratteristiche fisiche

Le composizioni granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **Figura 7-1** dove è riportato il fuso granulometrico. In dettaglio risulta:

ghiaia = 0÷65%

sabbia = 21÷45%

limo = 10÷47%

argilla = 1÷19%

Sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, i cui risultati sono riportati nella **Figura 7-2**, si possono stimare, in accordo a Skempton (1986) per le sabbie medio fini ed in accordo a Cubrinowski ed Ishihara (1999) per le sabbie grosse e le ghiaie, valori di densità relativa D_r piuttosto dispersi; tuttavia è facile notare come i valori superiori al 65÷70% siano stati ottenuti nel corso delle vecchie campagne d'indagine, mentre i valori più bassi, compresi tra 30÷60%, derivano da prove più recenti (si veda la **Figura 7-3**).

7.1.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai valori di N_{SPT} (si veda la **Figura 7-2**). In base a Bolton (1986) si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo (si veda la **Figura 7-4**) nell'ordine dei $38^\circ - 40^\circ$, se si considerassero le vecchie campagne d'indagine, ma decisamente più bassi, $32^\circ - 35^\circ$, prendendo in considerazione la più recente campagna geognostica.

Si sottolinea tuttavia, come tali valori, in quanto derivati da N_{SPT} , siano ragionevolmente influenzati dalla frazione grossolana dei materiali costituenti i riporti e come tali non si ritengono rappresentativi del materiale nel suo insieme, comprensivo della matrice limoso – sabbiosa sempre presente.

Pertanto nella caratterizzazione geotecnica di questi materiali si sono scelti i valori più bassi che tengano conto anche della componente più fine.

Tale assunzione è del resto confermata anche dalle prove di laboratorio disponibili, due prove di tipo TD, che hanno fornito un angolo d'attrito compreso tra 30° e 33° .

Resistenze “operative”:

$\phi' = 32^\circ \div 35^\circ =$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa = coesione apparente

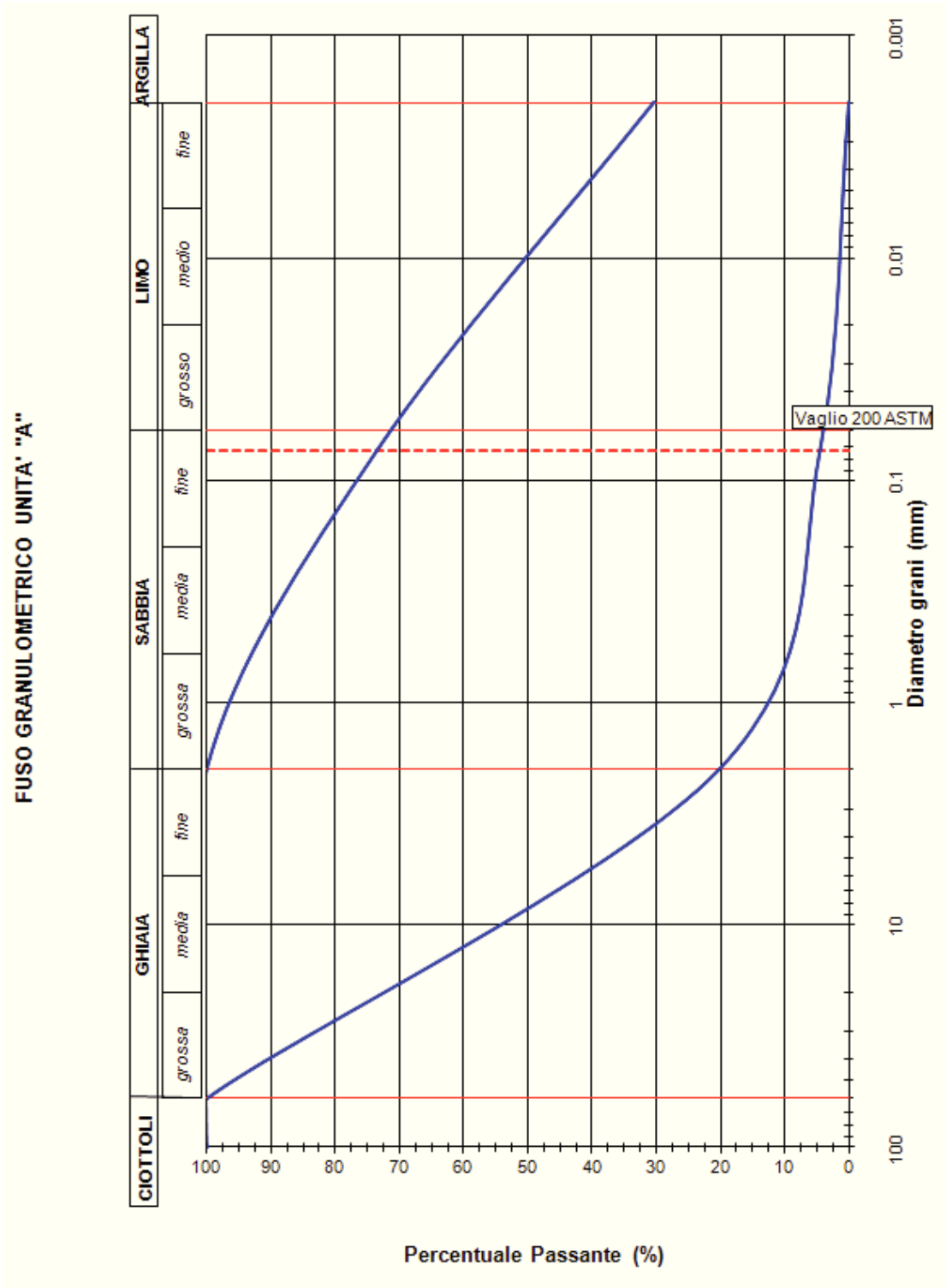


Figura 7-1: Prove di laboratorio su unità A - Fuso granulometrico

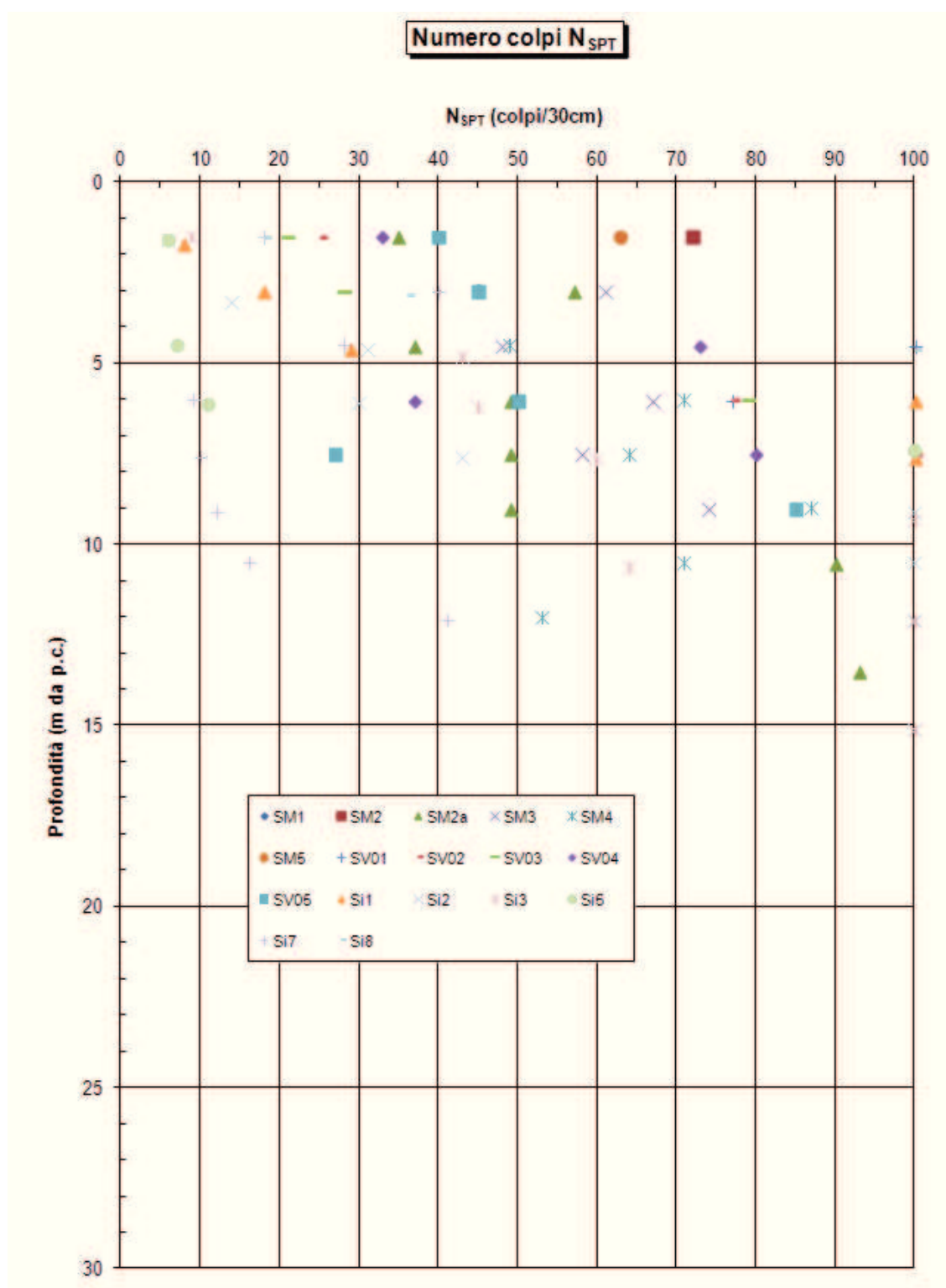


Figura 7-2: Prove penetrometriche dinamiche su unità A - N_{SPT}



Figura 7-3: Prove penetrometriche dinamiche su unità A - Densità relativa

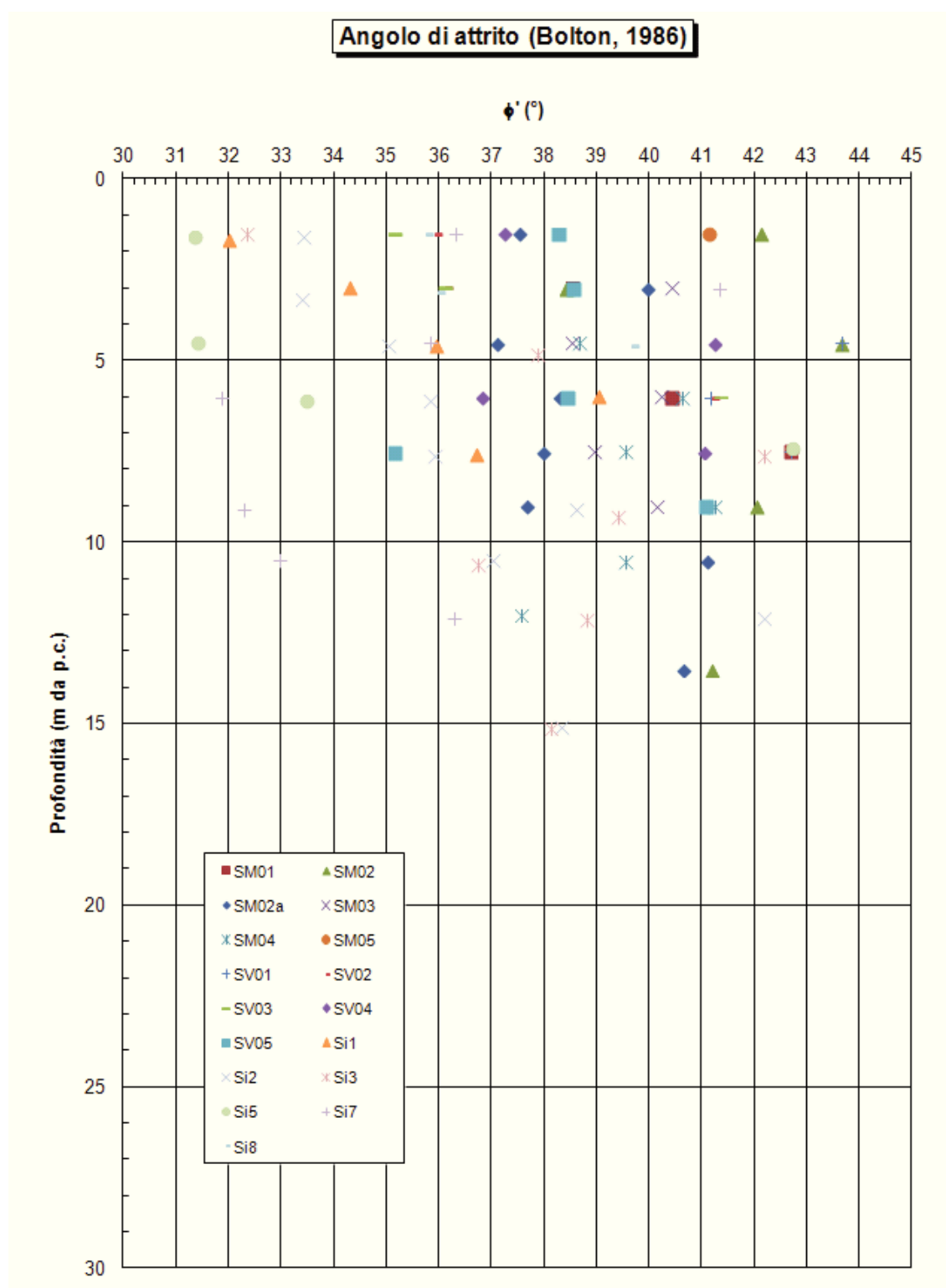


Figura 7-4: Prove penetrometriche dinamiche su unità A - Angolo di resistenza al taglio

7.1.3 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, le caratteristiche di deformabilità sono state desunte a partire dalla stima delle Vs. A tal fine si hanno a disposizione sia misurazioni indirette (a partire da valori di N_{spt} , **Figura 7-5**).

Sulla base dei risultati ottenuti, i valori dei moduli elastici iniziali risultano crescenti con la profondità da 100 MPa in corrispondenza del p.c. fino a 400 MPa a circa 15 m di profondità da p.c. (**Figura 7-6**).

A partire da tali valori, si è assunto:

- Moduli di Young “operativi” per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = (1/10) \cdot E_0$ = variabili da 10 a 40 MPa da piano campagna fino a 15 m di profondità;
- Moduli di Young “operativi”, per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) $E_{op2} = (1/5) \cdot E_0$ = variabili da 20 a 80 MPa da piano campagna fino a 15 m di profondità;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.



Figura 7-5: Vs da Nspt su unità A



Figura 7-6: E_0 da Nspt su unità A

7.1.4 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda i materiali dell'unità A sono disponibili i risultati di 12 prove di permeabilità Lefranc a carico costante che variano da un minimo di 2.8×10^{-6} m/s ad un massimo di 3.5×10^{-5} m/s.

In base a questi risultati, nonché alla composizione granulometrica, si stima che all'unità in oggetto possano essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità variabili nell'intervallo 1×10^{-5} - 5×10^{-5} m/s.

7.1.5 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella seguente **Tabella 7.1** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali di copertura.

Tabella 7.1: Parametri unità A

| | |
|---------------------------------|---|
| γ_t (kN/m ³) | 19.0 ÷ 20.0 |
| N_{SPT} (colpi/30 cm) | 20 ÷ 90 (*) |
| ϕ' (°) | 32 ÷ 35 |
| c' (kPa) | 0 |
| k_v (m/s) | 1×10^{-5} ÷ 5×10^{-5} |
| V_s (m/s) | 140 ÷ 290 (*) |
| E_{op} (MPa) | 20 ÷ 80 (*) |
| ν' (-) | 0.25 |

(*) variabile con la profondità da 0 a 15 m

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

E_{op} = modulo di Young "operativo";

ν = rapporto di Poisson.

8.CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE ROCCE

Nel seguito è presentata la caratterizzazione geomeccanica della formazioni di base. Si fa presente che le caratterizzazioni riportate per i materiali rocciosi sono riferite al comportamento generale dell'ammasso, valutato attraverso le condizioni stratigrafiche dei sondaggi, le prove in sito e di laboratorio.

8.1 Calcescisti (Unità B)

I dati qui presentati sono stati dedotti da quanto ottenuto dalle prove di laboratorio su campioni di roccia, nonché dai dati di sito relativi al medesimo materiale.

In particolare nella **Figura 8-1** sono riportati i valori misurati di peso di volume che variano tra 26.2 e 26.4 kN/m³.

I valori di resistenza alla compressione ottenuti dalle prove di compressione monoassiale (vedi **Figura 8-2**) sono molto variabili e spaziano da circa 5 MPa fino a circa 25 MPa.

Nella **Figura 8-3** sono mostrati i valori dei moduli di deformazione ottenuti dalle prove di compressione monoassiale, anch'essi molto variabili come i valori di resistenza, che risultano essere compresi tra 3 e 38 GPa.

Le descrizioni e i valori di RQD riportati sulle stratigrafie dei sondaggi indicano un valore mediamente non superiore al 30÷40%.

In base a queste evidenze e ai dati di sito si è deciso di caratterizzare la formazione con un valore di GSI intorno al 20 – 30. Il valore del parametro m_i , è stato assunto pari a 8.

Sulla base di questi dati e considerando un grado di disturbo D, provocato dalla realizzazione delle opere, mediamente pari a 0.5, si sono valutati i parametri che definiscono il criterio di rottura curvilineo dell'ammasso roccioso secondo la teoria di Hoek e Brown. Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso.

I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle tabelle successive .

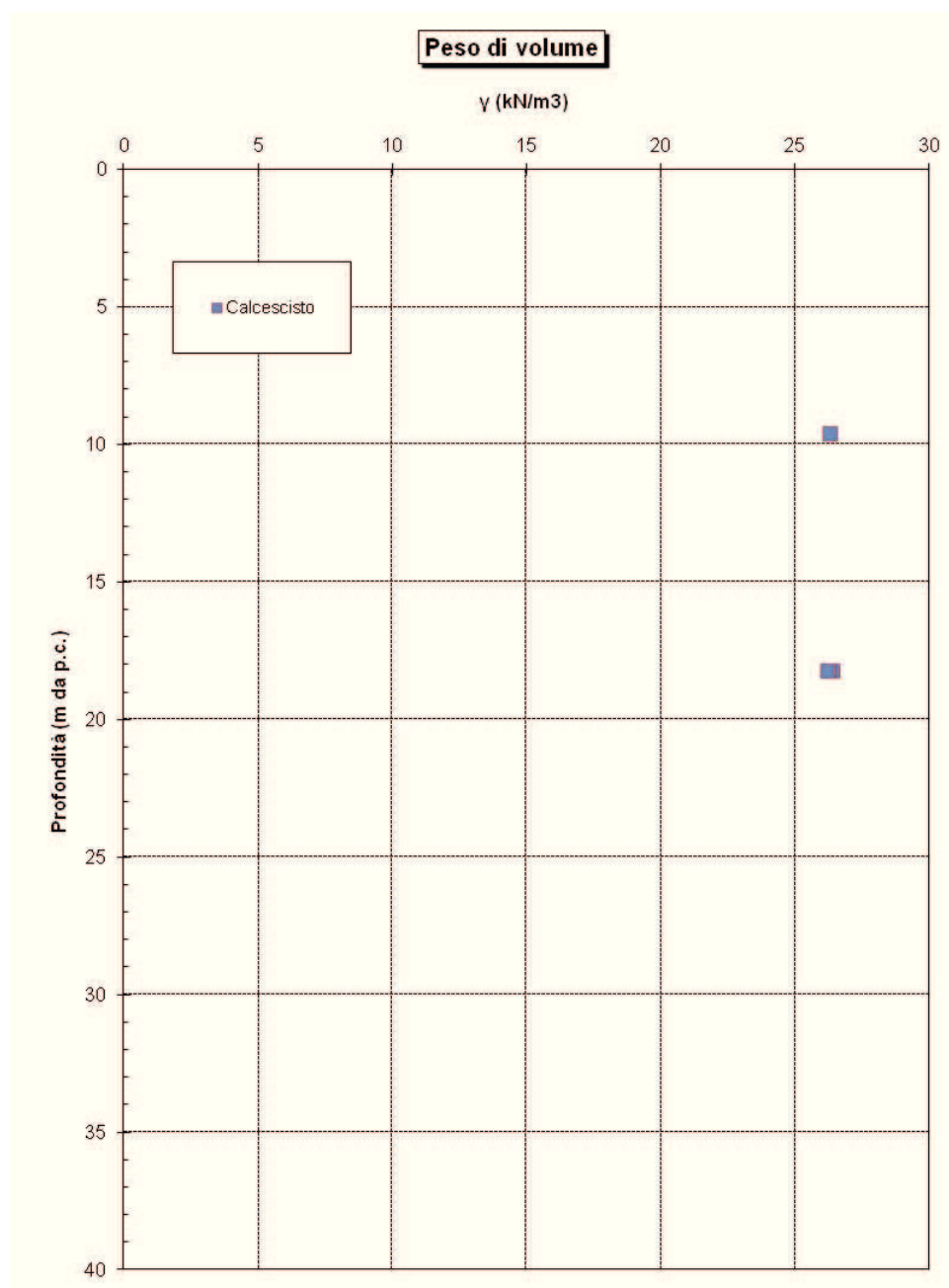


Figura 8-1: Prove di laboratorio su calcescisto (unità B) - Peso di volume

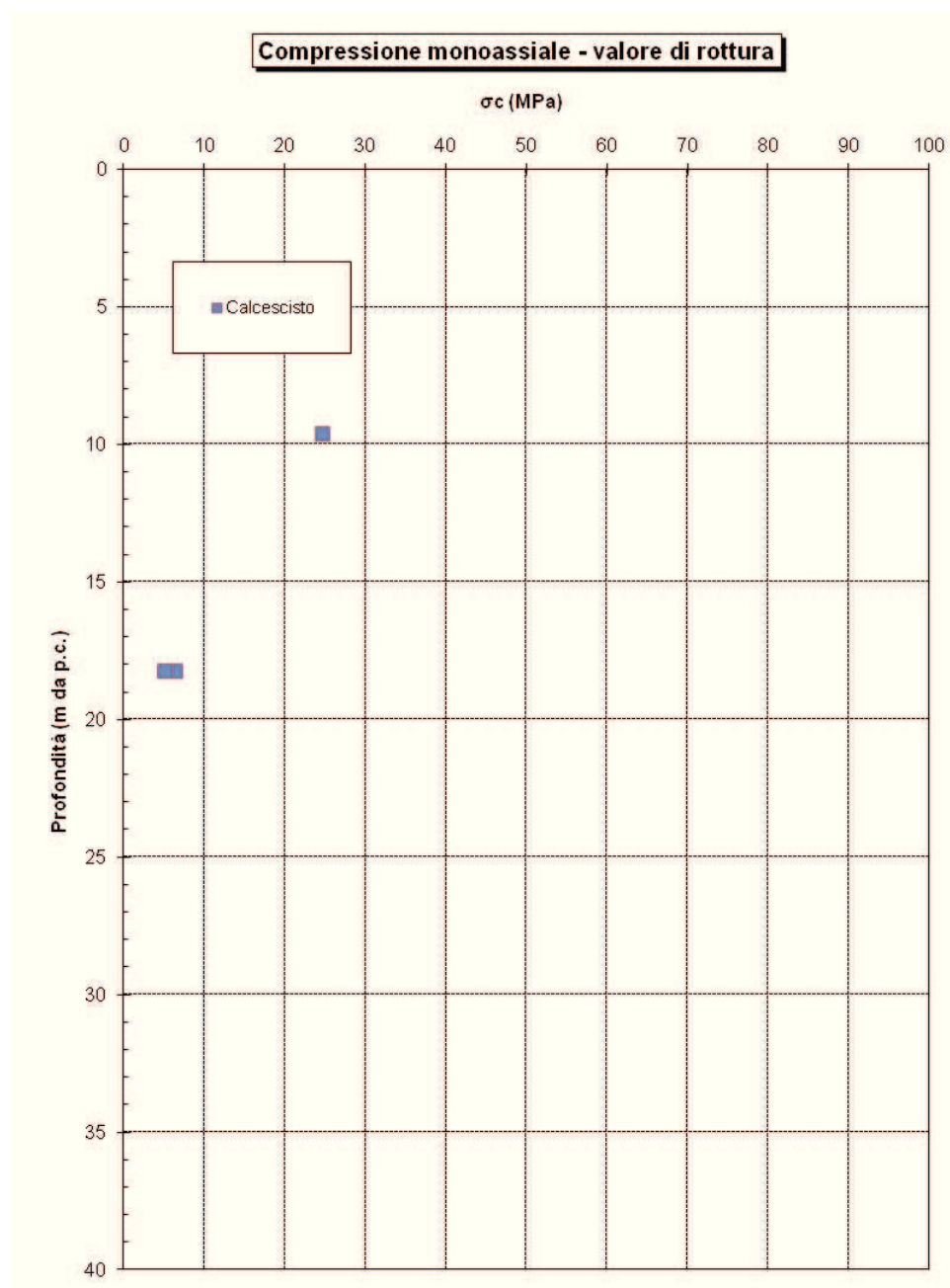


Figura 8-2: : Prove di laboratorio su calcescisto (unità B) - Compressione monoassiale

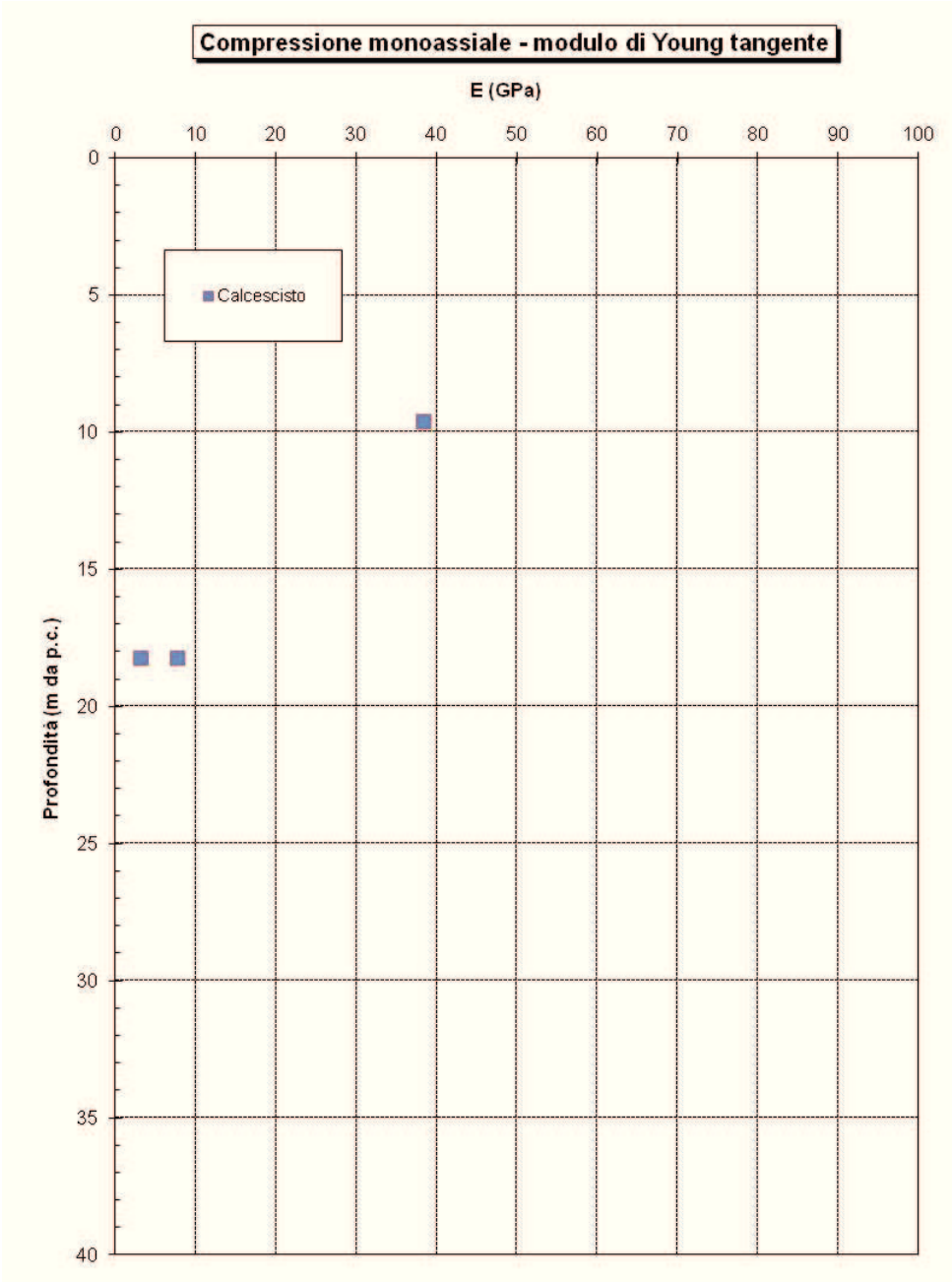


Figura 8-3: Prove di laboratorio su calcescisto (unità B) - Modulo di Young tangente

Nella **Tabella 8.1** seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici che in questa sede vengono attribuiti ai Calcescisti (unità B):

Tabella 8.1: Parametri Unità B (Calcescisti)

| | |
|---------------------------------|--|
| γ_t (kN/m ³) | 26.2 ÷ 26.4 |
| GSI | 20 ÷ 30 |
| σ_c (MPa) | 5 ÷ 25 |
| m_i (-) | 8 |
| ϕ_{ammasso} (°) | 39 per $\sigma'_n = 100$ kPa 34 per $\sigma'_n = 200$ kPa 31 per $\sigma'_n = 300$ kPa 28 per $\sigma'_n = 400$ kPa 27 per $\sigma'_n = 500$ kPa |
| c_{ammasso} (kPa) | 27 per $\sigma'_n = 100$ kPa 20 per $\sigma'_n = 200$ kPa 54 per $\sigma'_n = 300$ kPa 65 per $\sigma'_n = 400$ kPa 75 per $\sigma'_n = 500$ kPa |

9. LIVELLI DI FALDA

Non essendo disponibili misurazioni dirette della falda si suggerisce, cautelativamente, di adottare, nei dimensionamenti delle opere di fondazione, un livello di falda di progetto coincidente con il piano di imposta delle stesse.

10. VALUTAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La campagna di indagine su cui è stata basata la caratterizzazione geotecnica riportata nella presente relazione non prevedeva una misurazione diretta della velocità delle onde di taglio; una stima del $V_{s,30}$ non può essere fatta neanche a partire dai valori di N_{spt} , in quanto tali prove hanno interessato esclusivamente l'unità geotecnica "A". Pertanto, in questa sede, anche in virtù dei bassi valori di RQD riscontrati nell'unità "B", si suggerisce, cautelativamente di assumere una categoria di sottosuolo di tipo "C".