

CENTRO NAZIONALE DI ADROTERAPIA ONCOLOGICA



RIORGANIZZAZIONE ED AMPLIAMENTO DEL COMPLESSO EDILIZIO

COMMITTENTE:

FONDAZIONE CNAO

Sede legale: Via Caminadella 16, 20123 Milano

Sede operativa: via Campeggi, 27058 Pavia

PROGETTAZIONE:



STUDIO CALVI s.r.l. Ingegneria e Architettura

Via Boezio 10, 27100 Pavia Italia - Tel. +39 0382/538817 - Fax +39 0382/538702

e-mail: info@studiocalvi.eu - www.studiocalvi.eu

SISTEMA DI GESTIONE
QUALITA'
UNI EN ISO 9001
CERTIFICATO DA ITALCERT

Progettisti:

Prof. Ing. GIAN MICHELE CALVI (Progettista responsabile)

Ing. PAOLA FRANZOSI (Coordinamento di progetto)

Arch. DAVIDE TAGLIAFERRI (Responsabile architettura)

Ing. MATTEO MORATTI (Responsabile strutture)

CONSULENZA IMPIANTI ELETTRICI E MECCANICI:

Ing. VITTORIO GALLARINI

Ing. BARBARA MAZZONE

Collaboratori:

Ing. FEDERICA BOZZARELLI

Ing. GIANLUIGI CALO'

Ing. CHIARA MIATTON

FASE E TIPO DI PROGETTO:

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

OGGETTO:

RISULTATI INDAGINI SUL TERRENO

PREPARAZIONE:

MM

CONTROLLO:

MM

APPROVATO:

GMC

AGGIORNAMENTI:

1

2

3

4

4

CODICE:

CNAO.AMP

FILE:

DATA:

LUGLIO 2019

SCALA:

ALLEGATO I

INDICE DEGLI ARGOMENTI

1	INTRODUZIONE.....	3
1.1	OGGETTO DELLA RELAZIONE	3
1.2	ORGANIZZAZIONE DELLA RELAZIONE	3
1.3	SISTEMI DI UNITÀ DI MISURA.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA ITALIANA.....	5
2.2	NORMATIVA EUROPEA.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
2.4	DOCUMENTI DI PROGETTO	7
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
4	CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA PRELIMINARE DEL SITO.....	10
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO.....	10
4.2	IDENTIFICAZIONE LITOSTRATIGRAFICA PRELIMINARE DELL' AREA DI INTERVENTO.....	11
4.2.1	<i>Considerazioni generali.....</i>	<i>11</i>
4.2.2	<i>Identificazione dei livelli di materiale a grana fine</i>	<i>11</i>
4.2.3	<i>Le formazioni a grana grossa e loro continuità laterale</i>	<i>15</i>
5	CRITERI GENERALI ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	18
5.1	GENERALITÀ	18
5.2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	19
5.2.1	<i>Stati limite di riferimento e modelli costitutivi.....</i>	<i>19</i>
5.2.2	<i>Parametri di progetto</i>	<i>20</i>
5.3	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI STATO INIZIALE	21
5.3.1	<i>Generalità</i>	<i>21</i>
5.3.2	<i>Classificazione dei terreni</i>	<i>21</i>
5.3.3	<i>Tensioni geostatiche.....</i>	<i>23</i>
5.3.4	<i>Storia tensionale</i>	<i>26</i>
5.3.5	<i>Stato iniziale nei materiali a grana fine.....</i>	<i>26</i>
5.3.6	<i>Stato iniziale nei materiali a grana grossa</i>	<i>27</i>
5.4	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI COMPORTAMENTO	28
5.4.1	<i>Generalità</i>	<i>28</i>
5.4.2	<i>Conducibilità idraulica.....</i>	<i>28</i>
5.4.3	<i>Resistenza al taglio materiali a grana fine</i>	<i>30</i>
5.4.4	<i>Resistenza al taglio materiali a grana grossa.....</i>	<i>32</i>
5.4.5	<i>Deformabilità e smorzamento.....</i>	<i>34</i>
6	CRITERI GENERALI ALLA PROGETTAZIONE DEL SISTEMA FONDAZIONALE.....	38

6.1	GENERALITÀ	38
6.2	VINCOLI PROGETTUALI DEL COMPLESSO OSPEDALIERO	38
6.3	SCELTA TIPOLOGICA DEL SISTEMA FONDAZIONALE PER LA PROGETTAZIONE DEFINITIVA	40
6.4	OPERE GEOTECNICHE DELLA ZONA DI AMPLIAMENTO (OPERE NON INCLUSE NEL BANDO DI GARA) ..	47
6.5	LINEE GUIDA E RACCOMANDAZIONI PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA.....	48
ALLEGATI (SU SUPPORTO INFORMATICO):.....		51

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO DELLA RELAZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione geologica geotecnica, idrologica e idraulica e sismica a corredo del Progetto definitivo del Centro Nazionale di Adroterapia Oncologica in accordo con quanto previsto dal DPR 554/1999 e successive modifiche ed integrazioni.

In esso sono illustrati i risultati della campagna di indagini geognostiche eseguita ai fini di una accurata caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica del sito di costruzione. La peculiarità ed importanza del progetto ha richiesto che in fase di progettazione definitiva fosse posta una particolare attenzione alla programmazione della campagna d'indagini geognostiche poiché dai risultati di quest'ultima verranno a dipendere le scelte relative alla progettazione del sistema fondazionale del centro ad alta tecnologia.

Infatti, in fase di progettazione geotecnica esecutiva risulterà indispensabile sviluppare, secondo metodi di comprovata affidabilità, modelli di comportamento del terreno capaci di simulare i campi visco-tensio-deformativi attesi per le strutture di fondazione al fine di valutarne l'accettabilità in relazione ai requisiti prestazionali imposti per il corretto funzionamento delle apparecchiature costituenti l'alta tecnologia del centro.

Si è pertanto reso necessario programmare una articolata campagna di indagini che consentisse di caratterizzare il comportamento meccanico-idraulico dei terreni a diversi livelli deformativi e per diversi percorsi di sollecitazione integrando tecniche geognostiche in sito con quelle di laboratorio.

1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA RELAZIONE

La presente relazione geotecnica è organizzata in 6 capitoli e 7 allegati. Nel Capitolo 2 sono riportati i documenti di riferimento comprendenti le norme tecniche e le raccomandazioni sulla esecuzione ed interpretazione delle indagini geognostiche nonché i riferimenti bibliografici. Nel Capitolo 3 vengono descritte in modo sintetico le indagini geognostiche in sito e di laboratorio che sono state eseguite nell'area di intervento. Il Capitolo 4 fornisce una descrizione delle principali unità stratigrafiche e litologiche che sono state individuate nell'area di intervento dalla campagna di indagini geognostiche.

Nel Capitolo 5 vengono illustrati i criteri e le raccomandazioni per una caratterizzazione geotecnica del sito che sia adeguata alle finalità e all'importanza del progetto. In particolare vengono definiti i parametri geotecnici di calcolo, gli stati limite di riferimento rispetto a cui tali parametri sono riferiti e i modelli costitutivi da adottare. Vengono inoltre illustrati i metodi raccomandati per la determinazione dei parametri di stato e di comportamento dei terreni a grana fine e granulari. Un'enfasi particolare è posta in questo capitolo alla stima delle incertezze associate alle valutazioni dei diversi parametri geotecnici operando una suddivisione tra i parametri primitivi e quelli derivati.

Infine nel Capitolo 6 sono descritti i criteri generali adottati per la progettazione preliminare del sistema fondazionale del complesso ospedaliero ad alta tecnologia e le raccomandazioni per la progettazione

esecutiva delle opere di fondazione. La relazione contiene sette allegati contenenti i risultati della campagna di indagini geognostiche in sito e di laboratorio eseguite nell'area di intervento.

1.3 SISTEMI DI UNITÀ DI MISURA

Il sistema di unità di misura adottato in questa relazione è quello del Sistema Internazionale (SI). Pertanto in conformità a tale scelta per le grandezze più importanti sono state adottate le seguenti unità di misura:

- Accelerazione di gravità (g)	9.81 m/s^2
- Coefficiente di smorzamento	decimale
- Coefficiente di permeabilità	m/s
- Coefficiente di consolidazione	m^2/s
- Coesione drenata e non-drenata	MPa
- Densità di massa	Mg/m^3
- Moduli di elasticità	MPa
- Peso di volume	kN/m^3
- Pressioni e tensioni	kPa
- Velocità propagazione onde sismiche	m/s

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA ITALIANA

- AGI (1977). Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche, Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. 11/3/1988 “Norme Tecniche riguardanti le Indagini sui Terreni e sulle Rocce, la Stabilità dei Pendii Naturali e delle Scarpate, i Criteri Generali e le Prescrizioni per la Progettazione, l’Esecuzione e il Collaudo delle Opere di Sostegno delle Terre e delle Opere di Fondazione”.
- Istruzioni relative alle “Norme Tecniche riguardanti le Indagini sui Terreni e sulle Rocce, la Stabilità dei Pendii Naturali e delle Scarpate, i Criteri Generali e le Prescrizioni per la Progettazione, l’Esecuzione e il Collaudo delle Opere di Sostegno delle Terre e delle Opere di Fondazione”. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. GU n. 72 del 8-5-2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 2 Ottobre 2003. “Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003”. GU n. 236 del 10-10-2003.
- Cubrinovski, M. e Ishihara, K. (1999). “Empirical correlation between SPT N-value and Relative Density for Sand Soils”, Soils&Foundation, Vol.39, Issue 5, pp.61.

2.2 NORMATIVA EUROPEA

- Eurocode 1 “Basis of Design and Actions on Structures.” EN 1997 (E) CEN/TC 250.
- Eurocode 7 Geotechnical Design – Part 1: General rules. EN 1997-1:2003 (E) CEN/TC 250. Final draft.
- Eurocode 7 Geotechnical Design – Part 2: Ground investigation and testing. prEN 1997-2:2004 (E).
- Eurocode 8 “Design of Structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings” Pr-EN 1998-1. Final Draft. December 2003.
- Eurocode 8 “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects.” Pr-EN 1998-5. Final Draft. December 2003.

2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AA.VV. (1928), “Carta Geologica d'Italia - Foglio N° 59 (“PAVIA”). Scala 1:100.000.
- Bolton, M.D. (1986). “The Strength and Dilatancy of Sands.”, Géotechnique, Vol.36, No.1, pp. 65-78.
- Burland J.B. (1990) “On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays” Géotechnique Vol. 40, No.3, pp. 329-378.
- Cestari, F. (1990). “ Prove Geotecniche in Sito.”, Geo-Graph s.n.c., Segrate, 401 pp.
- Desio A. (1973) - Geologia dell'Italia - Ed. UTET.

- Duncan, J.M. (2000). “Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering.”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, Issue 4, pp. 307-316.
- Fang, H. Y. (1991). “Foundation Engineering Handbook”, VanNostrand Reinhold, Secod Edition.
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F. and Elson W.K. (1985). “Piling Engineering.” Surrey Press University, John Wiley & Sons.
- Harr, M.E. (1987). “Reliability-Based Design in Civil Engineering.”, Dover Publ. 291 pp.
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981). “An Introduction to Geotechnical Engineering.”, Prentice-Hall, 733 pp.
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.W. (1990). “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design.”, Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493-6.
- Lai, C.G., Foti, S., Godio, A., Rix, G.J., Sambuelli, L., Socco, V. [2000]. “Caratterizzazione Geotecnica dei Terreni Mediante l’Uso di Tecniche Geofisiche”. Rivista Italiana di Geotecnica, Pubblicazione Speciale, No.3, pp. 99-118.
- Lancellotta, R. (1993). “Geotecnica”. Seconda Edizione, Zanichelli.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). “Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.” Blackie Academic & Professional.
- Mitchell, J.K. (1976). “Fundamentals of Soil Behaviour.”, John Wiley & Sons, New York.
- Olsen, R. S., and Farr, V. (1986). Site characterization using the cone penetration test. American Society of Civil Engineers, Proceedings of In-Situ 86, ASCE SPT 6, Blacksburg, June 23 - 25, pp. 854 - 868.
- Papoulis, A. (1965). “Probability, Random Variables, and Stochastic Processes.”, McGraw-Hill, New York, 576 pp.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1990). “Pile Foundation Analysis and Design.”, Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.
- Puzrin A.M. and Burland, J.B. (1996). “A Logarithmic Stress-Strain Function for Rocks and Soils.”, Géotechnique, Vol. 46, No. 1, pp. 157-164.
- Schofield A.N. and Wroth, C.P. (1968) “Critical State Soil Mechanics”, McGraw-Hill.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). “Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses.”, Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Simpson B. and Driscoll R. (1998), “Eurocode 7. A Commentary” Building Research Establishment, pp.179.
- Skempton, A. W. (1986) “Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation.” Géotechnique, Vol.36.
- Terzaghi K., Peck R.P., and Mesri (1996) “Soil Mechanics in Engineering Practice” John Wiley & Sons Interscience. Third Edition.

- Tomlinson M.J. (1977) “Pile design and construction practice” A Viewpoint Publications, Cement and Concrete Association.
- Vucetic, M., and Dobry, R. (1991). “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response.” J. Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1), 89-107.
- Vucetic, M. (1994). “Cyclic Threshold Shear Strains in Soils.”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.12, pp.2208-2228.
- Wood, D.M. (1990). “Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics.”, New York, Cambridge University Press.

2.4 DOCUMENTI DI PROGETTO

- Elaborati S1 – S16
- Relazione di calcolo delle strutture

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area di intervento è stata eseguita una robusta campagna di indagini geognostiche finalizzata alla caratterizzazione geotecnica delle formazioni litologiche interessate dall'insediamento del nuovo complesso ospedaliero. La campagna geognostica è consistita nell'esecuzione del seguente programma di indagini:

- N. 9 sondaggi a scopo geognostico a carotaggio continuo del terreno attraversato, di cui 7 spinti sino ad una profondità di 35m rispetto all'attuale piano campagna e 2 fino ad una profondità di 50m;
- Prelievo di N. 20 campioni di terreno indisturbati mediante l'uso di campionatore a pareti sottili a pistone fisso (tipo *Osterberg*) e più di N. 60 campioni di terreno rimaneggiati;
- N.9 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT con passo pari a 1.5 m di cui 7 spinte fino ad una profondità di 35 m rispetto all'attuale piano campagna e 2 fino ad una profondità di 50m;
- N. 10 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU spinte sino ad una profondità variabile tra i 28 e i 38 m circa rispetto all'attuale piano campagna;
- Installazione di N. 3 piezometri di tipo a tubo aperto nei fori già realizzati per la misura della posizione della falda freatica comprensivi di idonei chiusini;
- N. 4 linee sismiche a rifrazione per P (con elaborazione tomografica) di lunghezza 100 m cadauna, da realizzarsi con stendimenti da 48 geofoni e una distanza intergeofonica di 2 m;
- N. 4 linee sismiche a rifrazione per SH (con elaborazione tomografica) di lunghezza 100 m cadauna, da realizzarsi con stendimenti da 48 geofoni e una distanza intergeofonica di 2 m;
- N. 2 linee sismiche a riflessione ad alta risoluzione per onde SH (in modalità CDP) di lunghezza 90 m cadauna, con stendimenti da 24 geofoni, distanza intergeofonica di 1 m, e copertura CDP del 1200%;
- N. 4 indagini geofisiche SWM (Surface Wave Method) multi-stazione (24 canali) con geofoni da 4.5 Hz e spaziatura intergeofonica di 2 m;
- N. 4 indagini geofisiche ReMi (Refraction Microtremor) con stendimenti lineari costituiti da 24 geofoni da 4.5 Hz e spaziatura intergeofonica di 5 m;
- N. 5 tomografie elettriche mediante dispositivi elettrodi Wenner-Schlumberger costituiti da 48 elettrodi intervallati di 5 m (lunghezza 235 m cadauna);
- N. 4 prove geofisiche sismiche di tipo cross-hole (CHT) eseguite utilizzando due fori di sondaggio e con misure della velocità di propagazione delle onde sismiche P ed S con una risoluzione verticale di 1.0m. Tre prove CHT sono state condotte fino ad una profondità di circa 35 m dall'attuale piano campagna, mentre una prova è stata condotta fino ad una profondità di circa 50m.

Sui campioni rimaneggiati e indisturbati di terreno prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- N. 20 prove di classificazione e descrizione geotecnica secondo la normativa AGI (1977);
- N.23 analisi granulometriche per vagliatura e N. 20 analisi aerometriche;
- N. 19 determinazioni dei pesi di volume secco e naturale;
- N. 17 determinazione del contenuto d'acqua naturale;
- N. 5 determinazioni dei limiti di *Atterberg*;
- N. 9 prove di compressibilità edometrica ad incrementi di carico;
- N. 10 prove di resistenza al taglio triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- N. 8 prove di resistenza al taglio triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);
- N. 18 prove di resistenza al taglio triassiali consolidate isotropicamente drenate (TX-CID);
- N. 9 prove di taglio dirette eseguite nell'apparecchio di *Casagrande*;
- N. 5 prove di taglio torsionale ciclico

Il resoconto dettagliato dei risultati emersi nel corso delle indagini geognostiche in sito ed in laboratorio è riportato negli allegati alla presente relazione.

4 CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA PRELIMINARE DEL SITO

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'area individuata per il nuovo insediamento è ubicata (vedi Fig. 0-1) al margine settentrionale del centro abitato di Pavia, in posizione baricentrica rispetto a quella destinata dalle pianificazioni urbanistiche allo sviluppo ospedaliero e scientifico. È a ridosso della tangenziale di Pavia, che la divide fisicamente dal centro medico della *Fondazione Salvatore Maugeri* e dalla nuova sede della Fondazione “Istituto Neurologico Casimiro Mondino”, ed è contigua al Policlinico San Matteo, polo scientifico dell'Università degli Studi di Pavia.

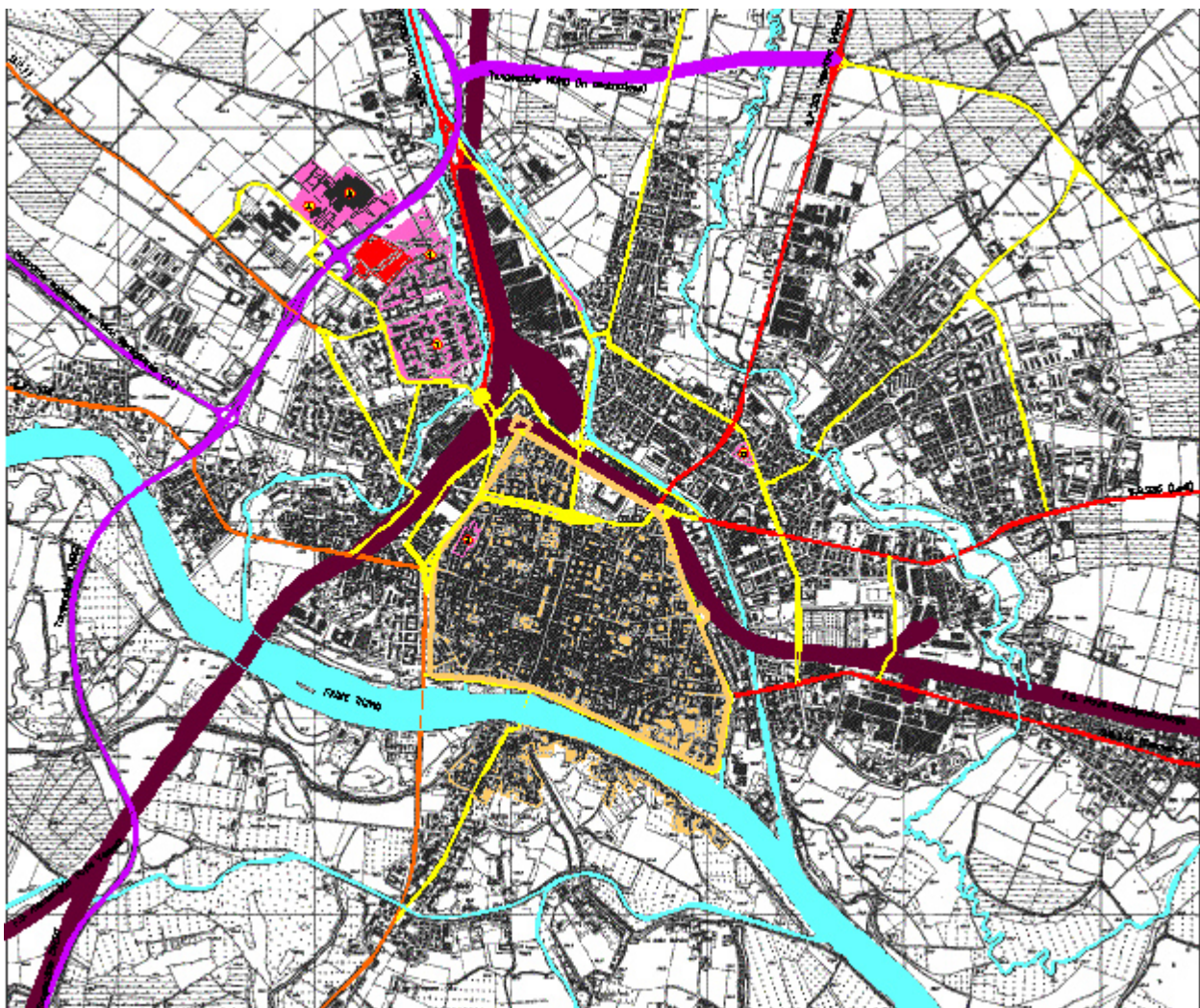


Figura 1: Cartografia di Pavia - Area d'intervento (in rosso in alto a sinistra)

Il sito in esame, situato in corrispondenza del margine settentrionale del centro abitato di Pavia, appartiene al IV quadrante del Foglio N° 59 (PAVIA) della Carta Geologica d'Italia. L'area ricade all'interno della pianura Padana e l'andamento morfologico è tipicamente caratterizzato da andamenti plano-altimetrici sub-pianeggianti. Le quote assolute dell'area variano tra 78 m s.l.m. e 80 m s.l.m. La morfologia del sito è pertanto tale escludere problematiche connesse con l'analisi della stabilità dei versanti.

L'idrografia superficiale dell'area è caratterizzata dalla presenza del fiume Ticino che scorre in direzione NO-SE lambendo la parte meridionale della città e caratterizzando conseguentemente l'assetto morfologico, geologico superficiale ed idrogeologico dell'intero territorio circostante.

L'area in esame è conseguentemente caratterizzata dalla presenza di depositi continentali superficiali di origine alluvionale propri della pianura Padana, datati genericamente Pleistocene superiore. Al di sotto di questi strati si ritrova una unità tipica di un ambiente di transizione costituita da depositi di origine deltizio-continentale o marino-salmastri con microfaune scarsissime e macrofaune salmastre (Desio, 1973).

Dal punto dei rilievi piezometrici i dati emersi durante la perforazione e le letture ai piezometri mostrano la presenza di una falda a pelo libero che attualmente si attesta intorno ai 7 m rispetto all'attuale imposta del piano campagna: le oscillazioni di tale livello piezometrico in relazione alle naturali dinamiche idrogeologiche e alle pratiche irrigue della zona, possono far prevedere un innalzamento pari a circa un metro. Tali variazioni dovranno essere più dettagliatamente quantificate da un attento monitoraggio dei piezometri installati.

4.2 IDENTIFICAZIONE LITOSTRATIGRAFICA PRELIMINARE DELL'AREA DI INTERVENTO

4.2.1 *Considerazioni generali*

Gli obiettivi della caratterizzazione litostratigrafica del sottosuolo sono essenzialmente l'individuazione delle principali unità litologiche e la determinazione plano-altimetrica degli orizzonti stratigrafici e dei limiti tra le diverse formazioni. Un aspetto particolarmente rilevante è l'individuazione di eventuali eterogeneità laterali dovute a possibili anomalie geologiche e geomorfologiche.

Nel caso specifico in virtù della elevata sensibilità ai cedimenti delle opere di fondazione del centro ad alta tecnologia la caratterizzazione litostratigrafica del sito è finalizzata in particolare alla precisa individuazione degli strati di terreno a grana fine più compressibili i quali manifestano più degli altri l'attitudine a subire nel tempo cedimenti di consolidazione e di *creep* (viscosi).

I risultati delle indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento (vedi allegati) mostrano, al di sotto della coltre di terreno vegetale, la presenza di depositi alluvionali prevalentemente costituiti da sabbie con moderata frazione fine, e intercalazioni di livelletti limosi di potenza centimetrica. Le caratteristiche di addensamento delle sabbie variano con la profondità, e presentano scarse variazioni nelle direzioni orizzontali, confermando la buona omogeneità laterale. Entro le profondità indagate (50m dall'attuale piano campagna) sono anche stati individuati alcuni livelli di materiale a grana fine di spessore più consistente le cui caratteristiche di continuità laterale sono illustrate nel prossimo paragrafo.

4.2.2 *Identificazione dei livelli di materiale a grana fine*

La presenza di alcuni livelli di terreno a grana fine è messa in chiara evidenza dalle indagini geognostiche eseguite. Infatti oltre all'identificazione diretta dalle stratigrafie dei sondaggi, si hanno precise indicazioni della loro esistenza sulla base del contrasto delle diverse proprietà fisiche che competono a questi materiali. I livelli limosi presenti manifestano contrasti di impedenza meccanica, di permeabilità, di resistenza alla penetrazione nonché di sviluppo delle sovrappressioni interstiziali durante l'avanzamento del cono della prova CPTU. Il confronto dei risultati delle diverse indagini geognostiche eseguite fornisce un quadro univoco e consistente per una precisa ricostruzione plano altimetrica dei livelli limosi.

Ad esemplificazione di ciò sono riportati in Fig. 0-2 i risultati delle prove CPTU, in cui le misure degli indici di penetrazione sono effettuate con un campionamento verticale molto fitto il quale consente l'individuazione di variazioni litostratigrafiche anche di limitato spessore. La Fig. 0-2 mostra in particolare per le 10 verticali acquisite, l'andamento della sovrappressione interstiziale u , che si sviluppa in corrispondenza di materiali a bassa permeabilità (materiali a grana fine).

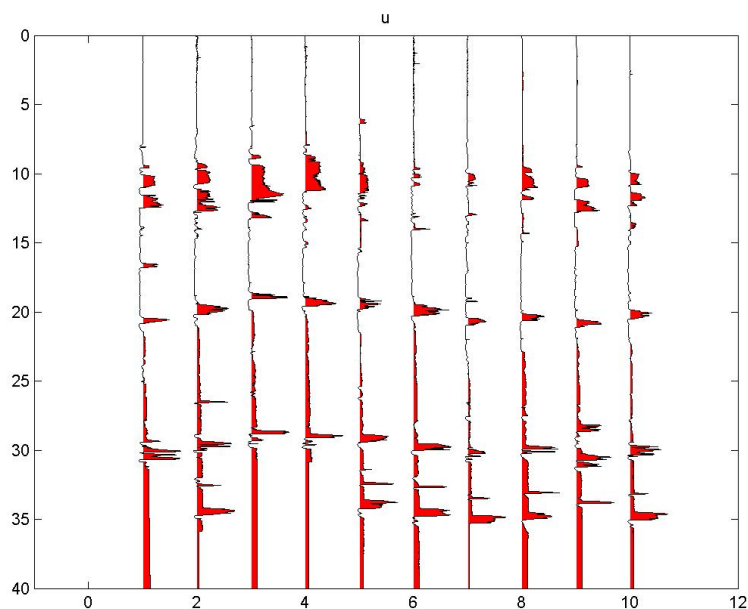


Figura 0-2: Sovrappressioni interstiziali misurate nelle 10 prove CPTU

Le indicazioni desumibili dall'andamento delle sovrappressioni interstiziali u sono confermate anche dagli altri indici di resistenza misurati nella prova CPTU (vedi Fig. 0-3). Oltre a confermare le indicazioni sulla presenza dei livelli di materiale a grana fine, il confronto tra i risultati delle prove CPT eseguite fornisce anche un'utile indicazione sulla omogeneità laterale dei materiali. La Fig. 0-3 mostra la resistenza alla punta (q_c) non normalizzata e il rapporto delle resistenze ($f_s/q_c \cdot 100$), in funzione della profondità, per le dieci verticali CPTU acquisite: in figura sono rappresentati i valori grezzi non elaborati per mostrare le scarse differenze tra i valori misurati in posizioni diverse indice di una sostanziale omogeneità laterale dei livelli a grana fine.

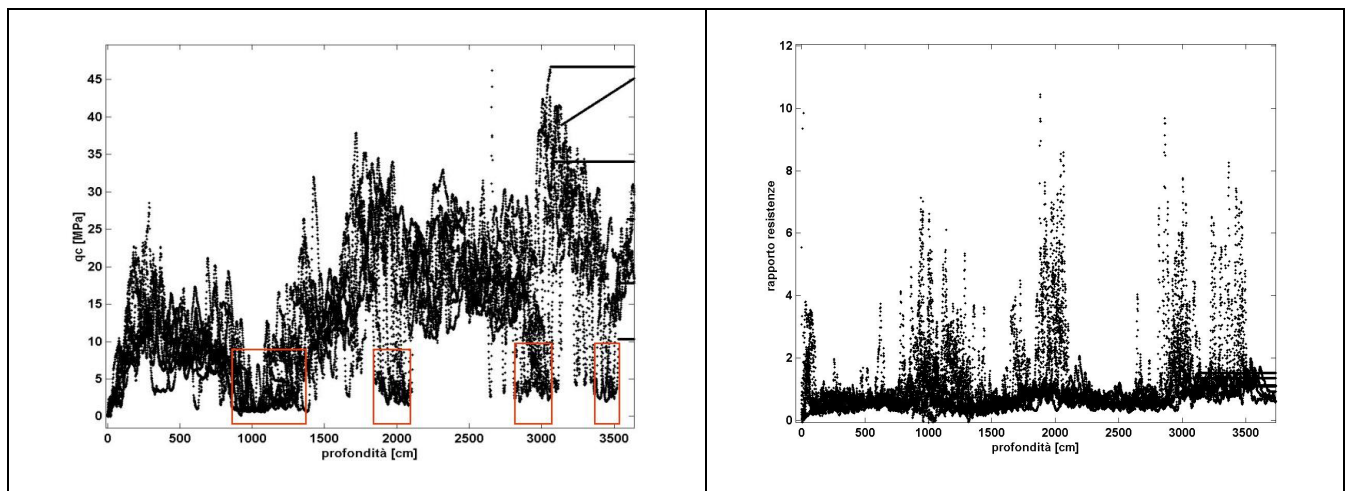


Figura 0-3: Resistenza alla punta q_c e rapporto percentuale f_s/q_c nelle 10 prove CPTU

L'integrazione dei risultati delle indagini geognostiche eseguite consente di effettuare una ricostruzione litostratigrafica preliminare del sottosuolo che caratterizza l'area di intervento. Alcuni livelli limosi, localmente limo-argillosi e/o limoso-sabbiosi, di spessori limitati interrompono l'omogeneità di un deposito di terreno essenzialmente sabbioso. I livelli di materiale a grana fine sono in generale piano-paralleli, di spessore limitato, e costituiti prevalentemente da limo.

Procedendo dall'attuale piano campagna in profondità, si incontra, tra circa 8 e 12 metri, uno strato di terreno a grana fine costituito da limi sabbiosi: tale strato presenta variazioni di spessore (da 2 a 4 metri) e di caratteristiche granulometriche; localmente è costituito da due livelli di materiale a grana fine intercalati da un livello sabbioso, altrove è più continuo.

I campioni prelevati in questo livello sono classificati come limi sabbiosi: le percentuali di limo nei campioni analizzati oscillano tra il 30 ed il 70%, l'argilla varia tra il 10 ed il 20%. Variano anche i limiti di *Atterberg*, con un massimo del 15% di PI (indice di plasticità): mediamente classificabili come limi inorganici a media compressibilità.

Al di sotto di questo primo strato di terreno a grana fine iniziano le sabbie, con una transizione da sabbie limose a sabbie più pulite. A circa 20 metri di profondità si incontra un livello limoso di spessore limitato (massimo 1 metro), con elevata continuità laterale. La Fig. 0-4-d mostra in un grafico per la prova CPTU08 i valori ottenuti calcolando le medie su spessori di un metro della resistenza alla punta q_c e del rapporto f_s/q_c . Sebbene lo spessore di un metro scelto per l'operazione di media sia in generale superiore allo spessore degli strati di materiale a grana fine, questa rappresentazione (Olsen & Farr, 1986) è in grado individuare le variazioni di granulometria: infatti i punti ($q_c, f_s/q_c$) associati alle profondità di 20m, 10m, 30m, 35 m tendono a posizionarsi nelle aree corrispondenti a limi e limi argillosi.

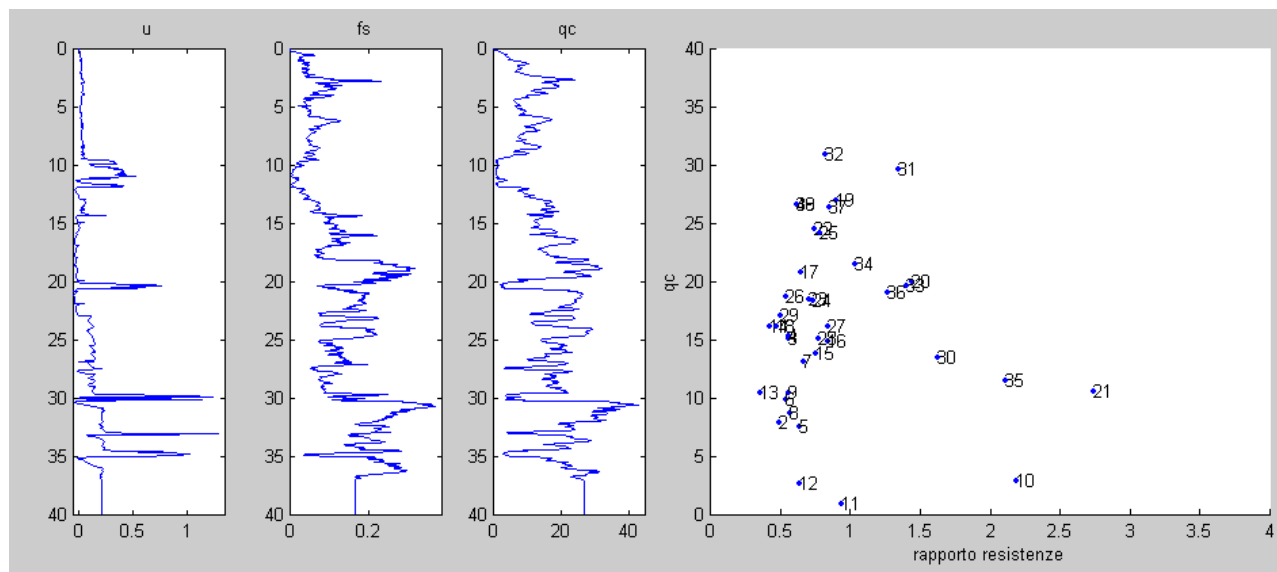


Figura 0-4: valori di q_c , f_s ed u della prova CPT08: a destra grafico di Olsen & Farr (1986) con i valori medi calcolati su spessori di un metro

Le analisi di laboratorio eseguite su diversi campioni prelevati in questi livelli confermano l'abbondanza relativa di limo e argilla (in alcuni campioni fino al 65% limo e 34% argilla), ed i limiti di *Atterberg* consentono la classificazione come limi ad alta compressibilità. A circa 30 metri di profondità dall'attuale piano campagna si presenta un livello di limo argilloso (di spessore pari a circa 50 cm). Si incontrano poi un sottile livello di limo e sabbia con elevata frazione organica, a circa 33 m, ed uno strato di limo a circa 35 metri di profondità (spessore 50-100 cm). Le prove di laboratorio (vedi allegato G) consentono di determinare le caratteristiche di resistenza e di deformabilità per i livelli di materiale a grana fine individuati.

I livelli litostratigrafici a grana fine individuati dalle prove penetrometriche CPTU sono stati confermati anche dalle indagini a larga scala di tipo geofisico, le quali mostrano risultati consistenti e delineano le geometrie delle formazioni. In particolare sono confermate la minore continuità rispetto agli altri del primo livello coesivo superficiale, e le caratteristiche di buona omogeneità dei livelli più profondi. A titolo di esempio è riportata in Fig. 0-5 una sezione sismica a riflessione ad alta risoluzione acquisita tra i sondaggi 1 e 4 (per maggiori dettagli sulle prove geofisiche vedi allegato D).

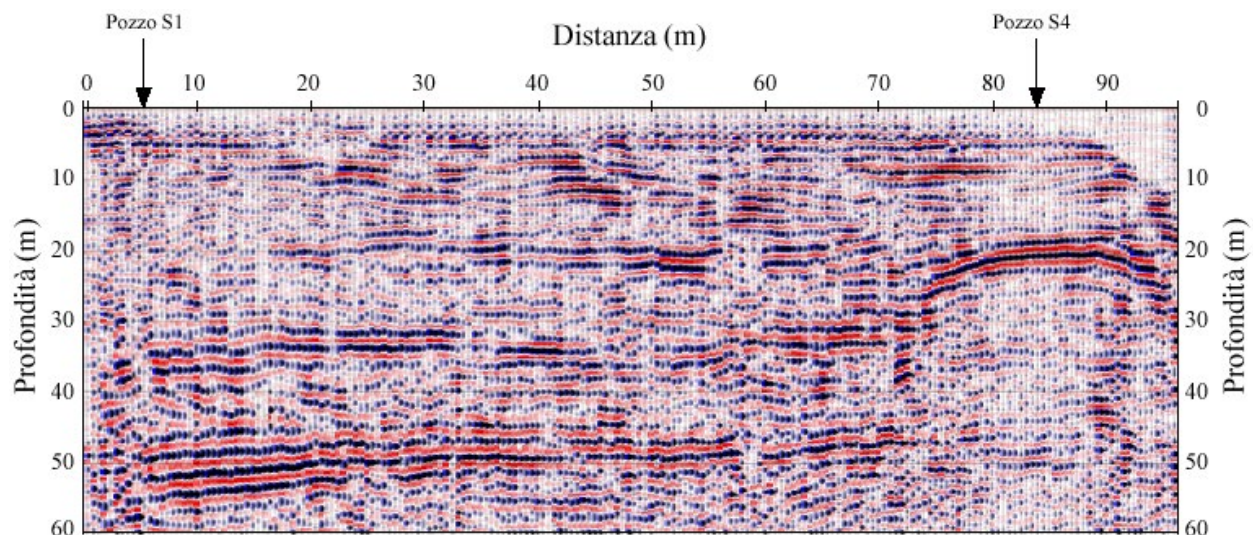


Figura 0-5: sezione sismica a riflessione in onde SH tra i sondaggi 1 e 4

Le indagini che hanno raggiunto profondità maggiori indicano l'assenza di sostanziali differenze rispetto a quanto già riscontrato e cioè la presenza di sottili livelli limosi a intercalare di depositi di tipo sabbioso.

4.2.3 Le formazioni a grana grossa e loro continuità laterale

La scarsa potenza dei livelli di materiale a grana fine rende di grande importanza la valutazione delle caratteristiche dei materiali a grana grossa in funzione della profondità e delle variazioni laterali.

Le indagini a grande scala di tipo geofisico hanno messo in evidenza una sostanziale omogeneità orizzontale del sottosuolo e quindi di escludere anomalie di tipo geologico. Tali indicazioni sono state inoltre confermate dal confronto dei risultati delle indagini geognostiche puntuali, ubicate in modo da garantire una buona copertura planimetrica dell'area di intervento.

Le formazioni presenti sono prevalentemente costituite da terreni sabbiosi: localmente le sabbie sono debolmente limose, localmente pulite. Il D_{50} varia tra circa 0.1 e circa 0.3 mm, ed il coefficiente di uniformità tra valori di 2 e di 7.

Le prove in sito di tipo penetrometrico (SPT e CPTU) e geofisico (sismiche di superficie e cross-hole, e prove elettriche ed elettromagnetiche) forniscono risultati concordi caratterizzati da un progressivo miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni al di sotto dei 15-20 metri di profondità. L'aumento evidente dei valori di N_{SPT} , della resistenza alla punta q_c delle prove CPTU e della velocità di propagazione delle onde trasversali V_s che si manifesta tra i 15 ed i 20 metri di profondità costituisce un indice inequivocabile dell'aumento dello stato di addensamento delle sabbie a tali profondità. In Fig. 0-6 sono riportati i valori N_{SPT} medi ed i limiti dell'intervallo di confidenza registrati alle varie profondità nelle prove SPT eseguite. Risulta evidente dal grafico l'aumento con la profondità dell'indice N_{SPT} benché la variabilità della resistenza penetrometrica tra le diverse prove non è trascurabile. Il limite inferiore dell'intervallo di confidenza diminuisce alle profondità corrispondenti ai livelli limosi.

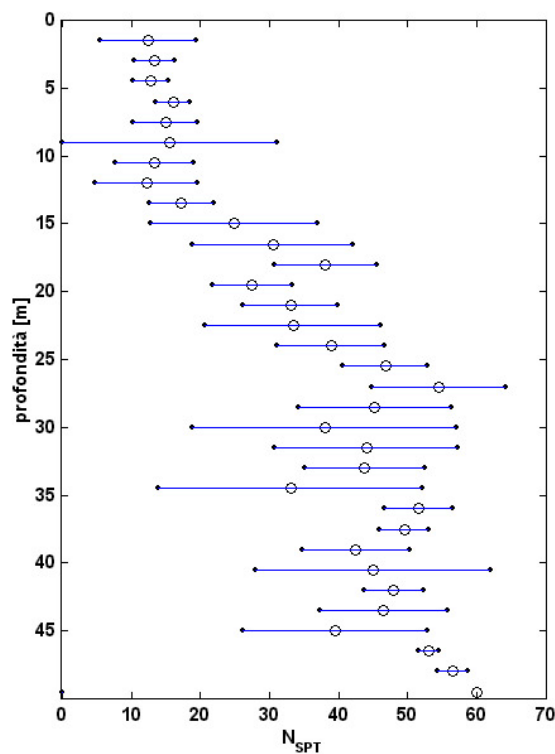


Figura 0-5. Valore medio dell'andamento di N_{SPT} con la profondità e limiti dell'intervallo di confidenza

Ad esemplificare le variazioni verticali delle proprietà misurate durante le indagini geognostiche in sito in Fig. 0-6 sono riportati gli andamenti dei valori di velocità delle onde trasversali V_s misurati nelle 4 prove geofisiche di tipo sismico cross-hole: anche in questo caso si nota un generale incremento del parametro V_s intorno ai 15-20 metri di profondità.

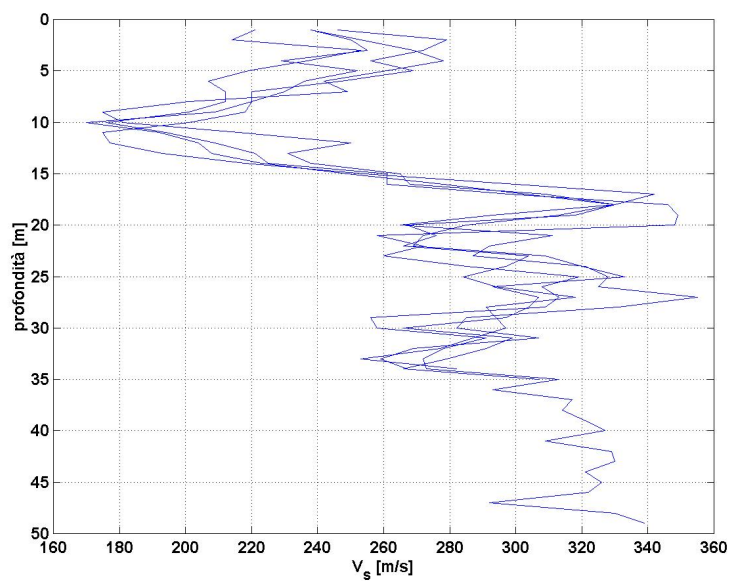


Figura 0-6. Profili di V_s determinati dalle prove sismiche cross hole (4 prove)

L'andamento dei valori medi e gli intervalli di confidenza di V_s nei primi 35 metri sono riportati in Fig. 0-7

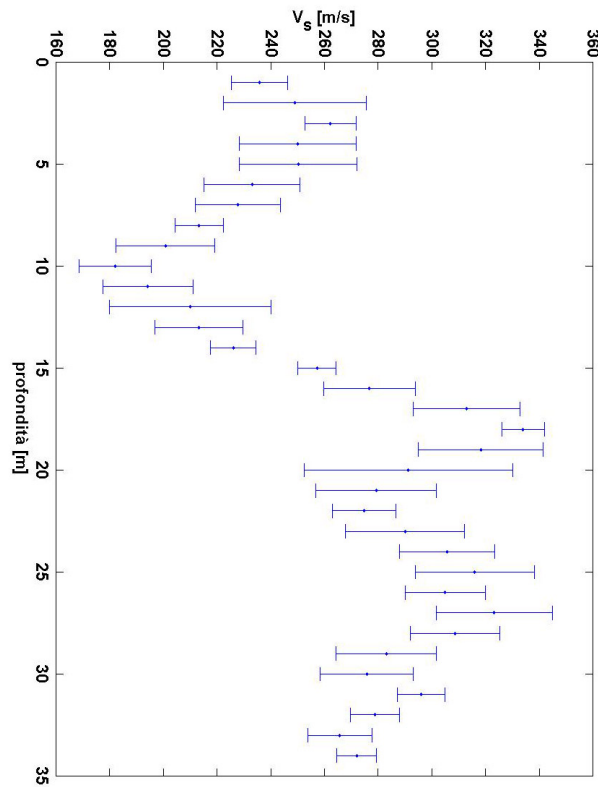


Figura 0-7. Profilo medio di V_s e limiti dell'intervallo di confidenza dalle prove sismiche cross hole (4 prove)

I risultati ottenuti dalla campagna di indagini geognostiche in sito e di laboratorio consentono di effettuare una accurata caratterizzazione geotecnica delle unità litologiche presenti nell'area di costruzione nonché la redazione dei profili stratigrafici di progetto. Nel capitolo successivo vengono illustrati i criteri generali che si raccomandano di adottare per una caratterizzazione geotecnica del sito che sia adeguata alle finalità e alle criticità del progetto.

5 CRITERI GENERALI ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

5.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geologico-geotecnica di un deposito di terreno richiede la definizione di una serie di dati e informazioni che possono essere raggruppate come segue (vedi Fig. 0-8):

- proprietà fisiche e parametri di stato
- parametri di comportamento
- caratteri strutturali

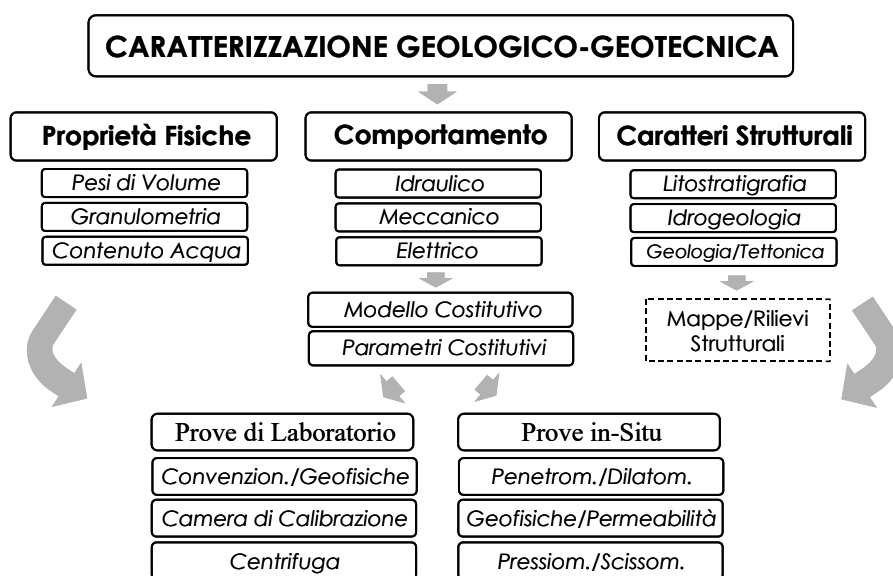


Figura 0-8 Caratterizzazione geologico-geotecnica dei siti (modificato da Lai et al., 2000)

Le *proprietà fisiche* sono quelle proprietà dei terreni riferibili a grandezze fisiche come pesi, volumi e dimensioni geometriche dei grani. I *parametri di stato* invece sono quei parametri che descrivono lo stato iniziale del deposito di terreno e includono le tensioni litostatiche, la storia dello stato tensionale e deformazionale, la porosità, il grado di saturazione, la microstruttura, e per i materiali a grana fine, la curva di compressibilità intrinseca (Burland, 1990). I *parametri di comportamento* sono quei parametri che descrivono la risposta del terreno a perturbazioni di campi di forze come il campo tensionale, il campo delle pressioni idrodinamiche, il campo elettromagnetico, etc. Esempi di tali parametri sono i parametri di comportamento meccanico, come i *parametri di resistenza al taglio*, i *parametri di deformabilità*, e i *parametri di smorzamento*, o i parametri comportamento idraulico come la *permeabilità*. La caratterizzazione geologico-geotecnica di un sito si prefigge anche lo scopo di definire i *caratteri strutturali* dei depositi di terreno tra i quali vengono citati la litostratigrafia, la composizione petrografica, mineralogica e strutturale delle diverse unità litologiche, il regime idrogeologico, la presenza di faglie e altre discontinuità geologiche.

La caratterizzazione geologico-geotecnica di un sito è propedeutica alla risoluzione di qualsiasi problema di progettazione o di verifica in campo geotecnico e viene compiuta mediante una adeguata campagna di rilievi geologici, indagini geotecniche (prove in sito e di laboratorio) e geofisiche (vedi Fig. 0-8).

5.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

5.2.1 Stati limite di riferimento e modelli costitutivi

Scopo principale della caratterizzazione geotecnica di un sito è la definizione di una serie di parametri di stato e di comportamento che consentano di descrivere gli aspetti essenziali della risposta meccanica ed idraulica di un terreno alle azioni esterne utilizzando adeguati modelli costitutivi. La conoscenza di tale risposta è di fondamentale importanza al progettista geotecnico che affiderà su di essa l'intera progettazione delle sue opere.

Il progettista condurrà le verifiche di idoneità e adeguatezza delle sue opere con riferimento a due ben distinti stati limite: lo Stato Limite Ultimo (SLU) e lo Stato Limite di Servizio (SLS). Le verifiche allo SLU sono finalizzate a garantire, secondo un adeguato margine di sicurezza, che sotto le azioni di progetto associate allo SLU, il sistema opera-terreno non collassi e pertanto mantenga la sua integrità in modo da non costituire un pericolo per la sicurezza delle persone (vedi prescrizioni dell'Eurocode 7).

Per contro, la verifica allo SLS è associata all'occorrenza di danni derivanti da eccessivi spostamenti e/o fessurazioni del sistema opera-terreno. Pertanto tale verifica è finalizzata ad assicurare secondo un adeguato margine di sicurezza, che sotto azioni di progetto associate allo SLS, il sistema opera-terreno non subisca danni rilevanti, tali cioè da compromettere la sua funzionalità (vedi prescrizioni dell'Eurocode 7).

La definizione dei parametri di comportamento implica necessariamente l'adozione di una *modellazione costitutiva* nella quale si intende idealizzato il comportamento reale del terreno. Convenzionalmente nella progettazione geotecnica allo SLS viene associato ad un comportamento del sistema opera-terreno *lineare*, di tipo *ipo-elastico* per azioni esterne statiche monotoniche, e *viscoelastico* per azioni cicliche o comunque variabili nel tempo.

Pertanto i parametri geotecnici di comportamento da associare alle verifiche allo SLS in condizioni statiche sono essenzialmente i moduli elastici ad esempio il modulo di taglio iniziale e il coefficiente di Poisson. Nei materiali a grana fine tali parametri saranno specificati sia in condizioni drenate sia in condizioni non-drenate. Nel caso di verifiche in condizioni dinamiche (ad esempio in siti classificati come sismici) ai parametri sopra menzionati occorrerà anche aggiungere il *coefficiente di smorzamento intrinseco* del terreno. Per le verifiche allo SLU il modello costitutivo tradizionalmente utilizzato nella progettazione geotecnica in condizioni statiche è il *modello rigido-plastico*. I parametri costitutivi di tale modello sono i parametri di resistenza al taglio associati al criterio di rottura di *Mohr-Coulomb* e cioè l'intercetta c' in corrispondenza dell'origine del piano $\sigma'-\tau$ e l'angolo di attrito interno ϕ' . Nei materiali a grana fine, analogamente ai moduli di deformabilità, occorrerà specificare i parametri di resistenza al taglio sia in condizioni drenate sia in condizioni non-drenate.

Il modello costitutivo rigido-plastico non consente una valutazione allo SLU del campo tensio-deformativo associato alle condizioni di rottura e non permette di prendere in conto gli effetti che le variazioni di volume conseguenti alle variazioni degli sforzi efficaci hanno sul comportamento meccanico dei terreni (Wood, 1990). Pertanto le limitazioni di tale modello devono essere adeguatamente considerate nel caso di opere importanti e particolarmente sensibili ai cedimenti quale è il centro ad alta tecnologia oggetto della presente relazione. Si suggerisce pertanto in fase di progettazione esecutiva il ricorso a modellazioni costitutive più avanzate quali ad esempio i modelli elasto-plastici incrudenti a superfici di snervamento multiple caratterizzate da leggi di flusso non-associate. Tali modelli consentono tra l'altro di ben rappresentare la dipendenza dei parametri di resistenza e deformabilità del terreno dal livello di deformazione indotto dalle azioni esterne nonché gli eventuali effetti di de-strutturazione e ciò per percorsi di sollecitazioni assolutamente qualsiasi. Occorre infine che tali modelli costitutivi siano in grado di simulare gli effetti deformativi dipendenti dal tempo (*creep*) sia nei terreni a grana fine, sia in quelli a grana grossa.

5.2.2 Parametri di progetto

La determinazione dei parametri di stato e di comportamento geotecnici viene fatta per tradizione sulla base dell'interpretazione dei dati ottenuti da un'apposita campagna di prove in sito e di laboratorio. Poiché i dati sperimentali così come i metodi utilizzati per la loro interpretazione sono inevitabilmente affetti da incertezze, una corretta valutazione di questi parametri dovrebbe essere fatta ricorrendo ad analisi di tipo statistico.

Purtroppo il numero di prove eseguite nella ordinaria progettazione geotecnica raramente consente di dare una rappresentatività statistica ai dati sperimentali disponibili. Tuttavia è noto dalla letteratura tecnica (Harr, 1987; Lancellotta, 1993) che mentre alcuni parametri geotecnici sono suscettibili di una determinazione sperimentale relativamente accurata, altri sono affetti da notevoli incertezze. Un tipico esempio di tale situazione sono la permeabilità K e il peso specifico dei grani G_s , parametri caratterizzati da un *coefficiente di variazione* che per K può arrivare fino a valori del 240 % mentre per G_s raramente supera il 2 % (Harr, 1987) (si ricorda che il coefficiente di variazione $C_{var}(P_G)$ di una distribuzione statistica P_G è il rapporto tra la *deviazione standard* $\sigma(P_G)$, quest'ultima equivalente alla radice quadrata della *varianza* $Var(P_G)$, e il valore medio o atteso $E(P_G)$ di tale distribuzione).

Alla luce di queste osservazioni si ritiene fondamentale sottolineare l'importanza di includere nella valutazione dei parametri geotecnici finalizzate alle applicazioni progettuali, una stima dell'incertezza associata alla determinazione di questi parametri quest'ultima desunta, sulla base dei dati sperimentali disponibili nella letteratura tecnica (Harr, 1987). In questo modo risulta possibile valutare mediante studi parametrici e di sensibilità, la dipendenza nella fase progettuale dei risultati delle analisi dalla variabilità dei parametri geotecnici. Pertanto nella caratterizzazione geotecnica dell'area di intervento si raccomanda di fornire non solo stima cautelativa dei *parametri di progetto* (desunta quest'ultima sulla base

dell'interpretazione dei risultati delle indagini geognostiche), ma anche una valutazione dell'incertezza associata a tale stima attraverso il valore della deviazione standard caratteristico del parametro geotecnico in esame P_G secondo la seguente relazione formale:

$$P_G = \bar{P}_G \pm \sigma(P_G) \quad [1]$$

dove \bar{P}_G rappresenta la stima cautelativa del parametro geotecnico P_G e $\sigma(P_G) = \sqrt{\text{Var}(P_G)}$ è la sua deviazione standard. Da un punto di vista della terminologia statistica il valore \bar{P}_G corrisponde non al valore medio del parametro geotecnico P_G ma al suo valore caratteristico.

Si sottolinea l'importanza concettuale della definizione [1]. Benché nella progettazione geotecnica corrente, l'approccio più diffuso sia ancora quello deterministico, è di importanza essenziale poter fornire al progettista almeno una stima dell'incertezza associata ai parametri geotecnici determinati. Essa oltre a introdurre un importante elemento di conoscenza nella caratterizzazione geotecnica, consentirebbe anche una valutazione (mediante opportuni studi parametrici e di sensibilità), durante la fase di progettazione, dell'influenza indotta nelle analisi dalla intrinseca aleatorietà dei parametri geotecnici.

5.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI STATO INIZIALE

5.3.1 Generalità

Evidenze sperimentali mostrano (Burland, 1990; Holtz & Kovacs, 1981; Lancellotta, 1993; Mitchell, 1976) come il comportamento meccanico dei terreni sia fortemente condizionato dai parametri di stato del deposito i quali comprendono la distribuzione granulometrica le tensioni geostatiche, la storia dello stato tensionale, la porosità iniziale, il grado di saturazione e per i materiali a grana fine la curva di compressibilità intrinseca.

Il ruolo svolto da ciascuno dei parametri di stato nell'influenzare la risposta meccanica dei terreni dipende da molti fattori tra cui si annoverano le caratteristiche macro e micro strutturali del deposito anche in relazione alla sua geologia, nonché la sua composizione mineralogica. Tuttavia è un fatto oramai acquisito che il comportamento meccanico dei terreni sciolti sia fondamentalmente governato dalla dimensione dei suoi grani. Di seguito viene fornita una descrizione sommaria dei metodi raccomandati per la determinazione dei parametri di stato.

5.3.2 Classificazione dei terreni

Ai fini della caratterizzazione geotecnica i terreni sono generalmente suddivisi in *materiali a grana fine* e *materiali a grana grossa*. In questo documento tale distinzione è stata operata in accordo al sistema di classificazione unificato USCS (Unified Soil Classification System) (Holtz & Kovacs, 1981; Lancellotta, 1993).

Tabella 1 Classificazione dei Terreni nel Sistema Unificato USCS (da Holtz & Kovacs, 1981)

Major Divisions			Group Symbols (†)	Typical Names	Field Identification Procedures (excluding particles larger than 75 mm and basing fractions on estimated weights)		
1	2		3	4	5		
Coarse grained Soils More than half of material is larger than No. 200 (‡) (75 µm) sieve size.	Gravels More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size. (4.75 mm) (for visual classification, 5 mm may be used as equivalent to the No. 4 sieve size)	Clean Gravels (little or no fines)	GW	Well-graded gravels, gravel sand mix- tures, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.		
			GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mix- tures, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.		
		Gravels with Fines (appreciable amount of fines)	GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).		
			GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).		
	Sands More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size. (4.75 mm) (for visual classification, 5 mm may be used as equivalent to the No. 4 sieve size)	Clean Sands (little or no fines)	SW	Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.		
			SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.		
		Sands with Fines (appreciable amount of fines)	SM	Silty sands, sand-silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).		
			SC	Clayey sands, sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).		
Fine grained Soils More than half of material is smaller than No. 200 (75 µm) sieve size. The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye.	Sils and Clays Liquid limit less than 50				Identification Procedures on Fraction Smaller than No. 40 Sieve Size		
					Dry Strength (crushing characteristics)	Dilatancy (reaction to shaking)	Toughness (consistency near PL)
			ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity.	None to slight	Quick to slow	None
			CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays.	Medium to high	None to very slow	Medium
			OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity.	Slight to medium	Slow	Slight
	Sils and Clays Liquid limit greater than 50		MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts.	Slight to medium	Slow to none	Slight to medium
			CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays.	High to very high	None	High
			OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts.	Medium to high	None to very slow	Slight to medium
			Highly Organic Soils		Pt	Peat and other highly organic soils.	Readily identified by color, odor, spongy feel, and frequently by fibrous texture.

† Boundary classifications: soils, possessing characteristics of two groups are designated by combinations of group symbols. For example: GW-GC, well-graded gravel sand mixture with clay binder.

‡ All sieve sizes on this chart are U.S. Standard.

Secondo tale sistema vengono definiti terreni a *grana fine* quei materiali aventi un passante al setaccio n. 200 (0.074 mm) maggiore del 50 %, mentre sono definiti terreni a *grana grossa* quei materiali caratterizzati da un passante al 200 (0.074 mm) minore del 50 %.

Nel sistema di classificazione USCS (vedi Tabella 1) i terreni a grana grossa sono suddivisi in due gruppi principali e cioè le *ghiaie* (passante al setaccio n.4 della frazione grossolana minore del 50 %), e le *sabbie* (passante al setaccio n.4 della frazione grossolana maggiore del 50 %). I terreni a grana fine sono invece suddivisi in tre sottogruppi: i limi e le argille aventi un limite liquido minore di 50, maggiore di 50 e terreni altamente organici come le torbe.

5.3.3 Tensioni geostatiche

Una misura dell'attuale stato tensionale esistente in sito è data dal tensore geostatico efficace. Poiché le tensioni relative alla direzione di giacitura degli strati e a quella perpendicolare sono tensioni principali, lo stato tensionale efficace del deposito è completamente determinato dalla conoscenza della tensione verticale ed orizzontale efficace $\sigma'_{v0}(z)$ e $\sigma'_{h0}(z)$. Queste ultime sono definite dalle seguenti relazioni:

$$\sigma'_{v0}(z) = \sigma_{v0}(z) - u_0(z) \quad [2a]$$

$$\sigma'_{h0}(z) = K_0(z) \cdot \sigma'_{v0}(z) \quad [2b]$$

dove $\sigma_{v0}(z) = \gamma_t(z) \cdot z$ è la pressione verticale totale agente alla profondità z e $\gamma_t(z)$ è il peso di volume totale del terreno a quella profondità. Il termine $u_0(z) = \gamma_w \cdot z$ nell'Eq. [2a] rappresenta la pressione idrostatica agente alla profondità z mentre γ_w è il peso di volume dell'acqua e pari a circa 10 KN/m³. Infine il termine $K_0(z)$ nell'Eq. [2b] è il coefficiente di spinta a riposo del deposito, che nell'ipotesi che gli effetti di sovraconsolidazione meccanica siano prevalenti rispetto a quelli diagenetici, potrà essere stimato mediante la seguente espressione, valida in prima approssimazione sia per i materiali a grana fine che per quelli a grana grossa (Holtz & Kovacs, 1981):

$$K_0(z) = [1 - \sin(\phi')] \cdot \sqrt{OCR} \leq K_p(z) \quad [3]$$

dove ϕ' è il valore dell'angolo di attrito di picco efficace, OCR è il grado di sovraconsolidazione, e $K_p(z)$ è il coefficiente di spinta passiva del terreno.

I coefficienti di variazione dei parametri geotecnici *primitivi* introdotti sono stati raccolti nella Tabella 2. Occorre notare che ad un parametro deterministico corrisponde ovviamente un valore nullo del corrispondente coefficiente di variazione.

Tabella 2 Coefficienti di Variazione Parametri Geotecnici Primitivi (modificato da Harr, 1987)

Parametri Primitivi	Coefficiente di Variazione [%]	
Z	0	
γ_t	3	
γ_w	0	
σ'_{vp}	25	
ϕ'	materiali a grana-fine	Materiali a grana-grossa
	15	10

Occorre sottolineare come il coefficiente di variazione associato alla pressione di preconsolidazione σ'_{vp} dipenda da molti fattori tra cui i più importanti sono le modalità di esecuzione ed interpretazione delle prove, il grado di disturbo arrecato al campione, i suoi caratteri micro e macrostrutturali nonché il grado di preconsolidazione. Pertanto il valore sopra indicato del coefficiente di variazione deve essere inteso come valore indicativo valido per i materiali a grana-fine e per il tipo e la qualità delle prove di laboratorio disponibili.

Una volta definiti i coefficienti di variazione dei parametri primitivi, alcuni risultati derivanti dalla teoria delle variabili aleatorie (Papoulis, 1965) consentono di calcolare, i corrispondenti coefficienti di variazione dei parametri *derivati*, nell'ipotesi a) di distribuzione statistica *normale* dei parametri geotecnici primitivi e b) che questi ultimi siano statisticamente *non-correlati*. La Tabella 3 riporta i valori ottenuti dei suddetti coefficienti di variazione.

Tabella 3 Coefficienti di Variazione Parametri Geotecnici *Derivati*

Parametri Derivati	Coefficiente di Variazione
U_0	0
σ_{v0}	$C_{var}(\gamma_t)$
σ'_{v0}	$C_{var}(\sigma_{v0})$
OCR	$\sqrt{\frac{Var(\sigma'_{vp})}{(\bar{\sigma}'_{v0})^2} + \frac{(\bar{\sigma}'_{vp})^2 \cdot Var(\sigma'_{v0})}{(\bar{\sigma}'_{v0})^4}} / \overline{OCR}$
K_0	$\sqrt{\frac{OCR \cdot \cos^2(\bar{\phi}') \cdot Var(\phi')}{(\bar{\sigma}'_{v0})^2} + \frac{0.25 \cdot (1 - \sin(\bar{\phi}'))^2 \cdot Var(OCR)}{(\overline{OCR})^2}} / \overline{K_0}$
σ'_{h0}	$\sqrt{(\bar{\sigma}'_{v0})^2 \cdot Var(K_0) + K_0^2 \cdot Var(\sigma'_{v0})} / \bar{\sigma}'_{h0}$

Nelle relazioni sopra riportate i parametri sopra-lineati denotano le stime cautelative dei parametri derivati. Se P_{G1} e P_{G2} rappresentano le distribuzioni statistiche di due parametri geotecnici primitivi e \bar{P}_{G1} e \bar{P}_{G2} sono le stime cautelative di questi parametri, allora in prima approssimazione si ha $F(P_{G1}, P_{G2}) \approx F(\bar{P}_{G1}, \bar{P}_{G2})$ (Papoulis, 1965) dove $F(L)$ denota una funzione, in generale non-lineare, delle due variabili aleatorie P_{G1} e P_{G2} .

Le relazioni indicate in Tabella 3 consentono di calcolare il coefficiente di variazione associato a parametri geotecnici derivati in funzione della stima cautelativa \bar{P}_G dei parametri geotecnici fondamentali e della loro varianza $Var(P_G) = [C_{var}(P_G) \cdot \bar{P}_G]^2$. Le relazioni riportate in Tabella 3 mettono in evidenza che a condizionare fortemente il valore dell'incertezza associata ai parametri derivati è il legame funzionale tra questi ultimi e i parametri primitivi. In sintesi pertanto, la valutazione delle tensioni geostatiche iniziali richiede la conoscenza dei seguenti parametri primitivi:

- peso di volume del deposito $\gamma_t(z)$
- storia dello stato tensionale sinteticamente rappresentata da $OCR(z)$
- angolo di resistenza al taglio $\phi'(z)$

I pesi di volume dei materiali a grana fine possono essere determinati utilizzando i dati delle prove di laboratorio (vedi allegato G) mentre per i materiali a grana grossa i valori di $\gamma_t(z)$ possono essere stimati da valori di letteratura (Holtz & Kovacs, 1981; Lancellotta, 1993) sulla base dei valori di *densità relativa*, ricavata quest'ultima dall'interpretazione delle prove penetrometriche e dalle informazioni ottenute dai rilievi piezometrici.

Una illustrazione delle metodologie adottate per la determinazione del grado di sovraconsolidazione $OCR(z)$ e dell'angolo di resistenza al taglio $\phi'(z)$ è invece riportata nelle sezioni successive.

5.3.4 Storia tensionale

Una descrizione soddisfacente della storia dello stato tensionale subita da un elemento di terreno durante il processi di deposizione geologica è costituita dalla sua *superficie di plasticizzazione primaria*. Tale rappresentazione consente di estendere a condizioni di sollecitazione pluri-assiale il concetto di pressione di preconsolidazione valido in condizioni edometriche (Wood, 1990). Purtroppo la costruzione della superficie di plasticizzazione associata agli elementi di terreno posti alle diverse profondità richiede una mole notevole di prove di laboratorio che generalmente non è disponibile se non in casi molto particolari.

Pertanto nella ordinaria progettazione geotecnica la storia dello stato tensionale viene sinteticamente riassunta dalla tensione massima di preconsolidazione σ'_{vp} (oppure in forma equivalente dal grado di sovraconsolidazione OCR). La valutazione di questo parametro viene di norma compiuta, nei *terreni a grana-fine*, in laboratorio attraverso l'interpretazione delle prove edometriche eseguite su campioni indisturbati. Alternativamente la σ'_{vp} può essere determinata mediante una procedura desunta dal concetto di compressibilità intrinseca del materiale proposto da Burland (1990).

Poiché nei *materiali a grana-grossa* il campionamento indisturbato è praticamente impossibile a meno di non ricorrere a sofisticate tecniche quali l'impregnazione dei campioni con resine epossidiche o mediante il congelamento, la determinazione di σ'_{vp} mediante prove di laboratorio risulta problematica. Misure in sito di σ'_{vp} attraverso l'interpretazione di prove penetrometriche e/o dilatometriche sono allo stato attuale confinate solo a livello di ricerca.

Questa situazione, unita al fatto che nei terreni a grana-grossa il ruolo giocato dalla storia dello stato tensionale è sensibilmente più modesto rispetto al caso dei terreni a grana-fine, conduce ad assumere nella ordinaria progettazione geotecnica i terreni granulari come *normalmente consolidati* (i.e. $OCR = 1$) A tale raccomandazione ci si è attenuti anche nella stesura della presente relazione geotecnica. Infine, i coefficienti di variazione associati ai parametri geotecnici σ'_{vp} e OCR, sono stati riportati nella sezione precedente.

5.3.5 Stato iniziale nei materiali a grana fine

Lo stato iniziale dei terreni a grana-fine può essere adeguatamente descritto utilizzando il concetto di curva di compressibilità intrinseca proposto da Burland (1990). Quest'ultima rappresenta la curva di

compressibilità di un materiale a grana-fine ricostituito in laboratorio ad un contenuto d'acqua compreso tra w_L e $1.5w_L$ dove w_L rappresenta il limite liquido del terreno in esame. La curva di compressibilità intrinseca costituisce una curva di riferimento fondamentale rispetto a cui valutare lo *stato iniziale* dei terreni (*stato naturale*). Essa consente di evidenziare il *grado di addensamento e strutturazione* dei terreni allo stato naturale nonché di effettuare una stima del loro grado di sovraconsolidazione. L'indice dei vuoti può essere considerato come il più semplice indicatore di struttura dei terreni a grana-fine (Wood, 1990). Il coefficiente di variazione di questo parametro di stato stimato dalle prove di laboratorio può essere assunto pari al 15%. Per il contenuto d'acqua naturale è ragionevole assumere un coefficiente di variazione del 25%.

5.3.6 Stato iniziale nei materiali a grana grossa

In considerazione delle difficoltà del prelievo di campioni indisturbati nei terreni granulari, la valutazione in questo tipo di materiali dello stato iniziale è di norma eseguita determinando il loro stato di addensamento mediante prove in-sito di tipo penetrometrico. In questo documento, si raccomanda di stimare il valore della densità relativa D_R utilizzando i risultati delle prove penetrometriche SPT secondo la seguente correlazione empirica (Kulhawy and Mayne, 1990):

$$D_R^2 = \frac{C_{ER} \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \cdot C_N \cdot N_{SPT}}{C_P \cdot C_A \cdot C_{OCR}} \quad [4]$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi al piede misurato, mentre gli altri termini dell'Eq.[4] sono coefficienti correttivi che tengono conto dei diversi fattori che influenzano il valore N_{SPT} misurato. In particolare C_{ER} è il fattore correttivo funzione del rapporto di energia associato al maglio adoperato, C_B , C_S , e C_R sono fattori correttivi che dipendono rispettivamente dal diametro del foro di sondaggio, dal tipo di campionatore, e dalla lunghezza delle aste di battitura. In alternativa la densità relativa può essere stimata utilizzando la correlazione di Cubrinovski e Ishiara (1999) che consente di valutare in modo più accurato l'influenza su D_R della distribuzione granulometrica delle formazioni a grana grossa dove sono stati misurati i valori di N_{SPT} . Un'altra opzione per la stima di D_R è costituita da relazioni analoghe alla [4] ma che utilizzano i risultati delle prove CPTU (Kulhawy and Mayne, 1990; Lancellotta, 1993).

Il coefficiente C_N della [4] tiene conto della dipendenza del valore N_{SPT} misurato dalla tensione geostatica verticale σ'_{vo} e può essere calcolato mediante la seguente relazione (Kulhawy and Mayne, 1990):

$$C_N = \frac{2}{\left(1 + \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)} \quad [5]$$

dove p_a è il valore della pressione atmosferica. Infine, i coefficienti C_p , C_A , e C_{OCR} , sono fattori correttivi che tengono rispettivamente conto dell'influenza sul valore N_{SPT} misurato della dimensione media dei grani (rappresentata da D_{50}), dal fenomeno di *aging*, e dalla possibile sovraconsolidazione del mezzo. Essi sono dati dalle seguenti espressioni (Kulhawy and Mayne, 1990):

$$\begin{aligned} C_p &= 60 + 25 \cdot \text{Log}(D_{50}) \\ C_A &= 1.2 + 0.05 \cdot \log\left(\frac{t}{100}\right) \\ C_{OCR} &= OCR^{0.18} \end{aligned} \quad [6]$$

I fattori correttivi utilizzati per la caratterizzazione geotecnica in esame sono stati desunti dal manuale di Kulhawy e Mayne (1990) in funzione delle caratteristiche stratigrafiche e geologiche del sito nonché dell'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove penetrometriche.

La determinazione della densità relativa mediante l'Eq.[4] deve essere associata ad una stima dell'incertezza associata a tale parametro di stato. Tenuto conto che i valori del coefficiente di variazione della resistenza penetrometrica riportati in letteratura (Harr, 1987) sono dell'ordine del 25%, si raccomanda di adottare per il coefficiente di variazione della densità relativa un valore non inferiore.

5.4 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI COMPORTAMENTO

5.4.1 Generalità

I parametri di comportamento rilevanti da un punto di vista geotecnico sono i parametri di comportamento meccanico e quelli di comportamento idraulico. Nell'ambito dei modelli costitutivi raccomandati in questa relazione per gli stati limite di riferimento, i parametri di comportamento meccanico significativi ai fini dello SLU sono i parametri di resistenza al taglio, mentre ai fini dello SLS sono i parametri di deformabilità e di smorzamento. Per quel che concerne di comportamento idraulico il parametro più rilevante è la conducibilità idraulica o permeabilità. Nelle successive sezioni vengono descritti in modo sommario i metodi raccomandati per la determinazione dei parametri di comportamento.

5.4.2 Conducibilità idraulica

La determinazione della conducibilità idraulica deve essere eseguita mediante prove in sito di tipo *Lefranc*. E' necessario prevedere l'esecuzione di tali prove almeno negli strati a grana grossa e in numero sufficiente a caratterizzare la variabilità plano-altimetrica di questo importante parametro idraulico. Si sottolinea che i metodi di determinazione della conducibilità idraulica in sito sono preferibili rispetto a quelli delle prove di laboratorio in quanto questi ultimi non consentono di tener conto delle caratteristiche macro-strutturali del deposito.

Per quel che concerne l'incertezza associata alle misure di permeabilità, purtroppo i dati di letteratura non sono confortanti. Tra i diversi parametri geotecnici di comportamento, la conducibilità idraulica K è quello

caratterizzato dai valori più grandi del coefficiente di variazione. Quest'ultimo può arrivare, in dipendenza del grado di saturazione e delle caratteristiche granulometriche delle formazioni, fino a valori del 240 % e oltre (Harr, 1987). I valori raccomandati in questa relazione geotecnica sono stati riportati in Tabella 4.

Tabella 4 Coefficienti di Variazione della Permeabilità (modificati da (Harr, 1987))

Parametri Primitivi	Coefficiente di Variazione [%]	
	materiali a grana-fine	materiali a grana-grossa
K	150	100

5.4.3 Resistenza al taglio materiali a grana fine

La risposta meccanica dei terreni a grana fine saturi alle azioni dei carichi esterni avviene quasi sempre in condizioni non-drenate, almeno per le velocità di carico tipiche dei problemi dell'ingegneria civile (ivi inclusi i carichi sismici). Pertanto, in relazione alle specifiche problematiche geotecniche, potrà risultare necessario condurre le analisi di stabilità sia a breve termine in condizioni non-drenate utilizzando i parametri di resistenza in termini di tensioni totali, sia a lungo termine e cioè in condizioni drenate facendo ricorso ai parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci.

- Parametri di resistenza in termini di tensioni totali

Resistenza al taglio in condizioni non-drenate $\tau_f = c_u$. Essa può essere desunta sulla base dei risultati delle prove di laboratorio (vedi allegato G) triassiali non consolidate non drenate (prove TX-UU). In questo caso la resistenza al taglio non drenata $\tau_f = c_u$ deve essere intesa come resistenza di picco ricavata in cella triassiale con un percorso di sollecitazione di compressione per carico. Nei campioni di materiale a grana fine prelevati durante le indagini sono state eseguite in totale 10 prove TX-UU.

A titolo di confronto dei risultati delle prove di laboratorio TX-UU, si raccomanda di eseguire una stima della resistenza al taglio non-drenata a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU, utilizzando la seguente relazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c} \quad [7]$$

dove q_c è la resistenza penetrometrica, N_c è il fattore di capacità portante per fondazioni profonde il quale dipende dalla geometria del cono e dalla profondità a cui viene valutata la c_u (Lancellotta, 1993). Nel presente studio si raccomanda di assumere un valore di N_c compreso tra 15 e 20.

Evidenze sperimentali dimostrano che il valore di resistenza al taglio non-drenata misurato sperimentalmente dipende dal percorso di sollecitazione subito dal provino durante la prova per la determinazione di questo parametro (vedi Fig. 0-9). Pertanto per applicazioni che comportino la mobilitazione di una resistenza al

taglio non-drenata secondo percorsi di sollecitazione diversi da quelli utilizzati per la determinazione della c_u , è raccomandabile l'adozione di opportuni coefficienti correttivi (Kulhawy e Mayne, 1990).

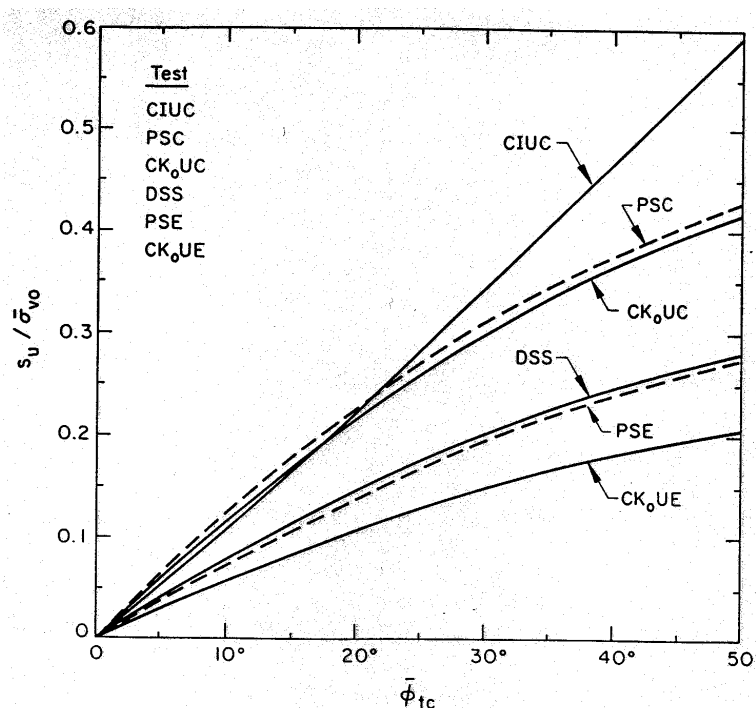


Figura 0-9 Dipendenza della Resistenza al Taglio Non-Drenata dal Percorso di Sollecitazione (modificato da Kulhawy e Mayne, 1990)

- Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci

Resistenza al taglio in condizioni drenate c' e ϕ' . Tali parametri sono riferiti per i materiali sovraconsolidati alla resistenza di picco. Essi possono essere determinati sulla base dei risultati forniti dalle prove di laboratorio (vedi allegato G) in particolare le prove di taglio diretto (prove TD) e le prove triassiali consolidate drenate (prove TX-CID). Poiché la risposta meccanica dei terreni, sia in condizioni drenate che in condizioni non-drenate, alle sollecitazioni esterne è dipendente dal percorso di sollecitazione, si raccomanda in analogia a quanto visto sopra per la c_u , particolare cautela nell'utilizzo dei parametri di resistenza al taglio c' e ϕ' per percorsi di sollecitazione diversi da quelli secondo cui tali parametri sono stati determinati (Kulhawy e Mayne, 1990; Lancellotta, 1993). Si veda al tal proposito quanto riportato in Tabella 5. Il simbolo ϕ'_{CV} riportato in tale tabella denota l'angolo di resistenza al taglio mobilitabile a grandi deformazioni in condizioni di volume costante.

Tabella 5 Dipendenza dell'Angolo di Resistenza al Taglio Efficace dal Percorso di Sollecitazione per Terreni Normalmente Consolidati (modificato da Kulhawy e Mayne, 1990)

Test Type	Friction Angle (degrees)
Triaxial Compression ¹ (TC)	$1.0 \phi'_{TC}$
Triaxial Extension (TE)	$1.22 \phi'_{TC}$
Plane Strain Compression (PSC)	$1.10 \phi'_{TC}$
Plane Strain Extension (PSC)	$1.34 \phi'_{TC}$
Direct Shear ² (DS)	$\tan^{-1}[\tan \phi'_{PSC} \cos \phi'_{CV}]$

¹ – CIUC, CK₀UC, or CAUC² – Speculative, based on results from sand

Per quel che concerne i coefficienti di variazione dei parametri di resistenza al taglio, essi dipendono da numerosi fattori tra cui i più importanti sono il grado di disturbo del campione, i caratteri micro e macrostrutturali del deposito, l'eventuale grado di cementazione, il grado di sovraconsolidazione. Essi inoltre dipendono fortemente dal tipo di prova che è utilizzato per la loro determinazione nonché dalle modalità esecutive. In relazione ai materiali a grana-fine individuati sulla base delle indagini geognostiche, e al tipo e alla qualità delle prove di laboratorio eseguite, si raccomanda per i coefficienti di variazione l'adozione dei valori riportati nella Tabella 6.

Tabella 6 Coefficienti di Variazione Parametri di Resistenza al Taglio Materiali a Grana-Fine(modificato da Harr, 1987)

Parametri Primitivi	Coefficiente di Variazione [%]
ϕ'	10
c'	40
c_U^1	20 (30)

¹ – Il valore tra parentesi si riferisce alla c_U determinata da prove CPTU

5.4.4 Resistenza al taglio materiali a grana grossa

In relazione alle condizioni di drenaggio, l'ipotesi prevalente è che per le velocità di carico caratteristiche dei problemi di ingegneria geotecnica, la risposta meccanica dei materiali granulari avvenga praticamente sempre in *condizioni drenate* e pertanto senza apprezzabili sviluppi di sovrappressioni interstiziali. Conformemente a tale ipotesi, il parametro di resistenza al taglio più rilevante dei terreni a grana grossa è l'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' . Per la determinazione di questo parametro si raccomanda di utilizzare la procedura di Bolton (1986) che, utilizzando i concetti dello stato critico separa il

contributo all'angolo di attrito ϕ' dovuto alla *dilatanza* da quello mobilitato in condizioni di volume costante ϕ'_{cv} (vedi Fig. 0-10). Tale procedura è attualmente considerata come la più razionale e ha sostituito quelle più empiriche di Schmertmann, De Mello, etc (Lancellotta, 1993).

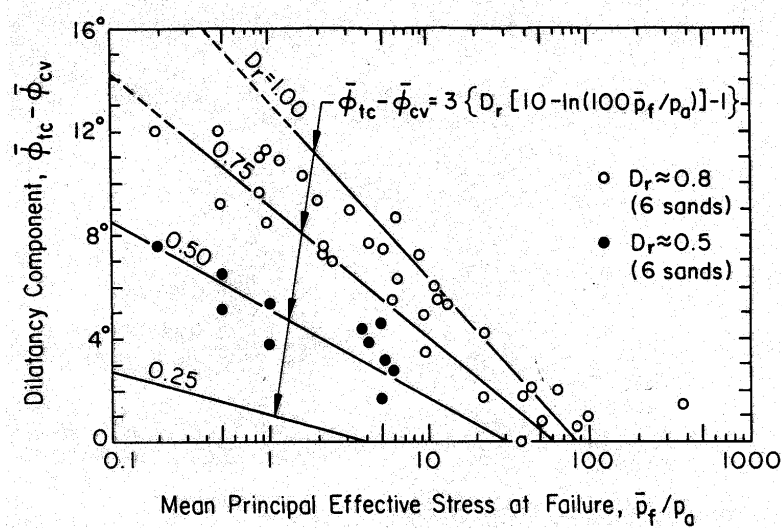


Figura 0-10 Componenti Angolo di Resistenza al Taglio di Picco nei Terreni Granulari (da Bolton, 1986)

L'angolo di attrito di picco fornito dal metodo di Bolton (1986) è principalmente una funzione dello stato locale di addensamento del materiale (la cui determinazione è stata illustrata nelle sezioni precedenti), della tensione di confinamento, e del percorso di sollecitazione (stress-path) cui è stato sottoposto. Per condizioni di compressione triassiale e di deformazione piana Bolton (1986) propone di calcolare ϕ' mediante le seguenti espressioni:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 3 \cdot \left\{ D_R \cdot \left[Q - \ln \left(100 \cdot \frac{p'_f}{p_a} \right) \right] - 1 \right\} \quad \text{compressione triassiale} \quad [8a]$$

$$\phi' = \phi'_{cv} + 5 \cdot \left\{ D_R \cdot \left[Q - \ln \left(100 \cdot \frac{p'_f}{p_a} \right) \right] - 1 \right\} \quad \text{deformazione piana} \quad [8b]$$

dove ϕ'_{cv} è l'angolo di attrito mobilitato allo stato critico (in condizioni di volume costante), Q è un parametro che dipende dalla mineralogia dei grani, p'_f è il valore a rottura della tensione di confinamento efficace media, e p_a è la pressione atmosferica. Tenuto conto che il valore di ϕ'_{cv} è essenzialmente indipendente dal valore iniziale di densità relativa nonché dal tipo di prova (i.e. stress-path) utilizzato per determinarlo Bolton (1986) suggerisce per sabbie debolmente limose, un valore di ϕ'_{cv} compreso in un campo di variazione tra $\phi'_{cv} = 30^\circ - 33^\circ$.

Per quel che concerne il valore a rottura della tensione di confinamento efficace media p_f' , è lecito assumere in prima approssimazione $p_f' \cong 2 \cdot \sigma_{vo}'$ (Kulhawy e Mayne, 1990), mentre tenendo conto delle caratteristiche mineralogiche delle formazioni esaminate si raccomanda di assumere per il parametro Q un valore pari a $Q = 10$ (Bolton, 1986). Con riferimento al coefficiente di variazione associato all'angolo ϕ' dati di letteratura (Harr, 1987) e *engineering judgment* suggeriscono un valore attorno al 10 %.

5.4.5 *Deformabilità e smorzamento*

Nell'ambito dell'ipotesi di comportamento isotropo dei terreni, i parametri di deformabilità comunemente adottati nelle analisi geotecniche sono il modulo di Young e il coefficiente di Poisson. Occorre tuttavia rilevare che nello studio del comportamento dinamico dei terreni il parametro di deformabilità più significativo è il modulo di elasticità tangenziale.

Pertanto nel prosieguo della relazione ci si riferirà indifferentemente, con riferimento ai moduli di rigidezza, sia al modulo di Young che al modulo di elasticità tangenziale (ciò anche in considerazione delle note relazioni esistenti tra i diversi moduli di elasticità).

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in campo dinamico deve anche comprendere il profilo del coefficiente di smorzamento.

A causa della marcata non-linearità di comportamento, i moduli di deformabilità e i coefficienti di smorzamento dei terreni manifestano una forte dipendenza dal livello di deformazione (Lancellotta, 1993), almeno per livelli deformativi superiori alla cosiddetta soglia di deformazione lineare. Pertanto nella scelta dei moduli di deformabilità da adottare nelle analisi geotecniche è di importanza fondamentale specificare il livello di deformazione caratteristico del problema in esame.

E' noto che tra le variabili esterne che maggiormente influenzano i moduli di deformabilità dei terreni una volta che sia specificato il livello deformativo, le tensioni di confinamento sono quelle che assumono la maggiore rilevanza.

- *Materiali a grana fine: parametri di rigidezza in condizioni drenate*

In analogia ai parametri di resistenza al taglio, anche i parametri di deformabilità dei terreni a grana-fine possono essere definiti, in relazione alle condizioni di drenaggio, in termini di tensioni totali o efficaci.

Per quel che concerne i parametri di rigidezza in condizioni drenate essi sono il modulo di Young E' ed il coefficiente di Poisson ν' . Il parametro E' può essere determinato sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove TX-CID eseguite sui campioni indisturbati (18 prove vedi allegato G). I parametri di deformabilità in condizioni drenate possono anche essere ricavati dall'interpretazione della prova edometrica attraverso il modulo edometrico. Si pone tuttavia l'attenzione sul fatto che i risultati delle prove edometriche possono essere influenzati dal disturbo del campione e pertanto tale approccio deve essere utilizzato con cautela.

Il modulo di Young determinato dalle curve sforzi-deformazioni di prove TX-CID è convenzionalmente riferito al valore di E' corrispondente al 25 % dello sforzo deviatorico a rottura, e per questo è stato denotato con E'_{25} . Tale valore di E' deve essere considerato come un valore operativo adeguato da utilizzarsi nelle analisi allo SLS (Wood, 1990). Come menzionato nel paragrafo precedente, occorre sempre riferire il valore di E'_{25} alle tensioni di confinamento.

Qualora il progettista intenda eseguire analisi allo SLU mettendo anche in conto la deformabilità del terreno, egli dovrà utilizzare valori del modulo di Young E' che siano compatibili con i livelli di deformazione indotti nel terreno dalle opere in progetto. Tali moduli possono essere calcolati utilizzando le curve di degradazione dei moduli di rigidezza (sia in campo statico che dinamico) disponibili in letteratura (Puzrin e Burland, 1996; Vucetic, 1991).

Per quel che concerne i parametri di rigidezza iniziali o a piccole deformazioni, poiché nel sito di intervento sono state eseguite prove geofisiche sismiche di tipo cross-hole e prove basate sulle onde superficiali (SWM), si raccomanda di desumere questi parametri (ad es. G_{max}) dai risultati di queste prove geofisiche, in particolare dalla prova cross-hole.

- Materiali a grana fine: parametri di rigidezza in condizioni non-drenate

Modulo di Young E_u e coefficiente di Poisson $\nu_u = 0.5$. Poiché in un elemento di terreno isotropo il modulo di deformabilità tangenziale è indipendente dalle condizioni di drenaggio, il modulo di taglio in condizioni non-drenate G_u è equivalente al corrispondente modulo in condizioni drenate G' . Pertanto sussiste la seguente relazione tra parametri di deformabilità drenati e non-drenati (Wood, 1990):

$$E_u = \frac{3E'}{2 \cdot (1 + \nu')} \quad [9]$$

dove E' e E_u sono rispettivamente i moduli di Young drenato e non-drenato, e ν' è il coefficiente di Poisson in condizioni drenate. L'Eq. [9] costituisce la base per la determinazione del modulo di Young in condizioni non drenate E_u , a condizione che sia specificato il livello deformativo a cui viene riferito il parametro E' .

- Materiali a grana fine: parametri di smorzamento

Il coefficiente di smorzamento D_γ nei terreni a grana-fine è convenzionalmente determinato attraverso prove di laboratorio di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico. Pertanto, poiché in 5 campioni indisturbati prelevati nel sito di intervento sono state eseguite prove di laboratorio di taglio torsionale ciclico (vedi allegato G) si raccomanda di riferirsi ai risultati di tali prove per la definizione del coefficiente di smorzamento. Analogamente ai moduli di rigidezza, anche i coefficienti di smorzamento manifestano una forte dipendenza dal livello di deformazione a cui essi sono misurati. Pertanto qualora sia necessario condurre analisi dinamiche allo SLU, si raccomanda il progettista di ricorrere alle curve di

degradazione dei coefficienti di smorzamento desunte dalle prove di taglio torsionale ciclico (vedi allegato G). Per quel che concerne i coefficienti di variazione dei parametri di rigidezza e smorzamento i dati di letteratura sono scarsi. Sulla base *dell'engineering judgment* si raccomanda l'adozione dei valori riportati nella Tabella 7.

Tabella 7 **Coefficienti di Variazione Parametri di Rigidezza e Smorzamento Materiali a Grana-Fine**

Parametri Primitivi	Coefficiente di Variazione [%]
E'	25
E_u	25
ν'	20
D_γ	40

- Materiali a grana grossa: parametri di rigidezza

Per i terreni granulari i parametri di rigidezza più rilevanti ai fini delle applicazioni sono quelli relativi alle condizioni drenate e pertanto definiti in termini di tensioni efficaci. A causa delle difficoltà nei terreni a grana-grossa di prelevare campioni indisturbati, i parametri di deformabilità e di smorzamento di questi materiali vengono convenzionalmente stimati mediante l'uso di prove in sito.

Nel caso in esame data la disponibilità di prove geofisiche sismiche di tipo cross-hole (CHT) e SWM si raccomanda di determinare i parametri di rigidezza a piccole deformazioni utilizzando i risultati di tali prove, in particolare la prova CHT.

Poiché come già evidenziato, i parametri di rigidezza da adottare nelle analisi geotecniche sono fortemente dipendenti dal livello di deformazione indotto nel terreno dalle azioni esterne, i valori G_{\max} ed E'_{\max} determinati dai risultati delle prove geofisiche CHT e SWM possono essere utilizzati direttamente solo per livelli di deformazione inferiori alla soglia di deformazione lineare che nei terreni granulari non cementati recenti è compresa tra $7 \cdot 10^{-6}$ to $2 \cdot 10^{-5}$ (Vucetic, 1994). Per valori deformativi maggiori occorre ricorrere ad opportune curve di degradazione del modulo di rigidezza (Puzrin e Burland, 1996). Un esempio di letteratura (Seed e Idriss, 1970) che illustra la dipendenza del modulo di taglio dal livello di deformazione e dalla densità relativa (in condizioni di carico ciclico) è stato riportato in Fig. 0-11.

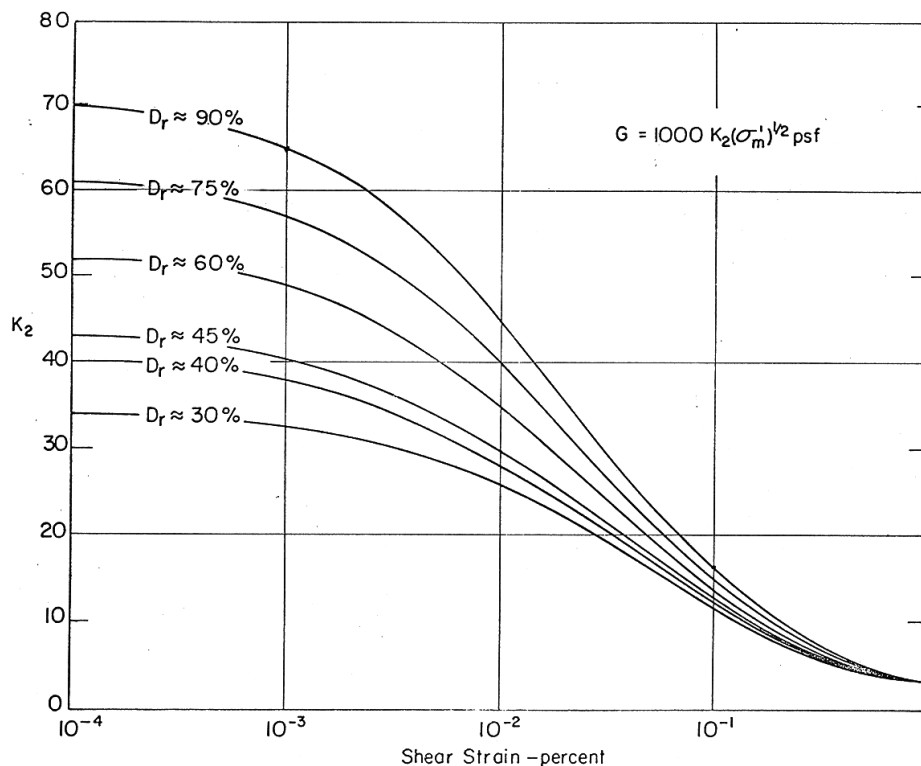


Figura 0-11 Curva di Degradazione del Modulo di Taglio per Terreni Granulari (da Seed e Idriss, 1970)

- Materiali a grana grossa: parametri di smorzamento

In analogia a quanto illustrato per i terreni a grana-fine, anche per i terreni a grana grossa si raccomanda di riferirsi ai risultati delle prove di laboratorio di taglio torsionale ciclico (vedi allegato G) per la definizione del coefficiente di smorzamento e le relative curve di degradazione qualora sia necessario condurre analisi geotecniche allo SLU. Infine, per quel che concerne i coefficienti di variazione si raccomanda l'adozione dei valori riportati nella Tabella 8.

Tabella 8 Coefficienti di Variazione Parametri di Deformabilità e Smorzamento Materiali a Grana-Grossa

Parametri Primitivi	Coefficiente di Variazione [%]
$E' \text{ o } G'$	35
ν'	20
D_γ	40

6 CRITERI GENERALI ALLA PROGETTAZIONE DEL SISTEMA FONDAZIONALE

6.1 GENERALITÀ

Di seguito vengono illustrate le scelte operate per la progettazione definitiva del sistema fondazionale e delle opere geotecniche accessorie del complesso ospedaliero. Le motivazioni sulla scelta progettuale adottata sono contestualizzate rispetto alla tipologia costruttiva dell'opera, ai vincoli progettuali nonché alle caratteristiche geotecniche delle unità litologiche presenti nell'area di intervento. Infine vengono esposti i criteri generali e le raccomandazioni per la progettazione esecutiva del sistema fondazionale del centro.

6.2 VINCOLI PROGETTUALI DEL COMPLESSO OSPEDALIERO

Come trattato più diffusamente nella premessa alla Relazione di calcolo delle strutture l'opera in esame è costituita da due parti che risultano distinte in relazione alle caratteristiche prestazionali richieste dalla committenza per il sistema fondazionale e per le opere geotecniche (vedi Fig. 2-1):

- a. Edificio ospedaliero tradizionale
- b. Edificio alta tecnologia

Le opere costituenti l'edificio alta tecnologia sono divise a seconda dei successivi lotti di realizzazione in:

- 1. Lotto I : sala sincrotrone, sale di trattamento 1,2,3
- 2. Lotto II: espansione linea *gantry*, sale di trattamento 3,4 (sale profonde)

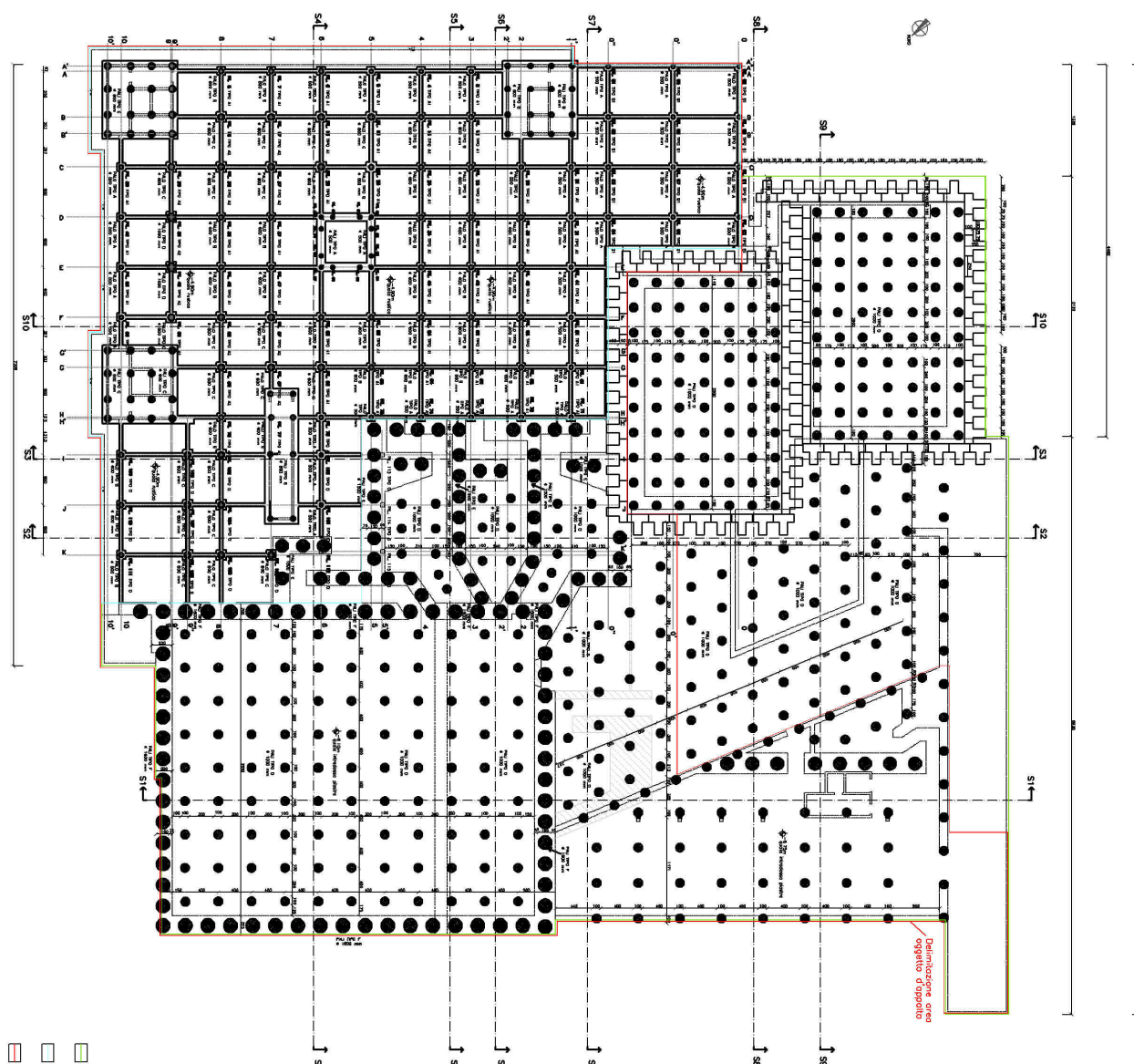


Figura 6-1 Divisione differenti aree d'intervento (ciano per edificio ospedaliero, rosso per alta tecnologia prima fase, verde per alta tecnologia seconda fase cfr. tav. S01)

L'edificio ospedaliero risulta svincolato dall'edificio alta tecnologia mediante l'adozione di idonei giunti strutturali. I requisiti in termini di resistenza e deformabilità del sistema di fondazione rispettano le prescrizioni delle Normative vigenti assunte a base dei calcoli per quanto riguarda la progettazione di edifici tradizionali destinati ad ospitare strutture ospedaliere. La progettazione esecutiva dovrà pertanto essere condotta sulla base delle prescrizioni delle Normative vigenti nel rispetto della caratterizzazione geotecnica desumibile dai risultati ottenuti dalle indagini geognostiche condotte nell'area di intervento e dei criteri generali riportati nel Capitolo 5 della presente relazione.

L'edificio destinato ad ospitare gli impianti costituenti l'alta tecnologia del centro dovrà essere progettato con il fine di garantire il corretto funzionamento del centro soddisfacendo i requisiti imposti dalla committenza in termini di deformazioni annue massime attese. Il rispetto dei limiti imposti dalle normative vigenti non sarà pertanto sufficiente a garantire l'accettabilità del progetto che dovrà pertanto essere

accompagnato dallo sviluppo di modelli fisico-matematici adeguati alla complessità del problema e di comprovata affidabilità atti a predire stime del comportamento tensio-deformativo del sistema terreno-struttura e alla sua evoluzione temporale anche in relazione alle fasi di vita più significativi dell'opera.

Tali modelli dovranno essere in grado di simulare tutti i fenomeni fisici e reologici dei materiali di interesse (variazioni stagionali della falda freatica, deformazione viscosa del terreno, viscosità e ritiro del calcestruzzo, dilatazioni termiche, eventi sismici) che potranno concorrere alla modificazione dei campi tensio-deformativi delle strutture e delle opere di fondazione. Dovrà inoltre essere fornita una stima dell'incertezza e dell'affidabilità dei metodi di calcolo adottati anche in ragione delle incertezze dei parametri geotecnici secondo i criteri illustrati nel Capitolo 5.

La prestazione richiesta dalla Committenza in sede di gara per la progettazione definitiva è di una rotazione massima attesa pari a 0.2 mm su 30 m per ogni anno di esercizio del centro con funzionamento a regime (si accetta una deformazione maggiore per i primi anni di funzionamento a causa dell'assestamento globale della struttura). Nel corso delle fasi di progettazione definitiva tale requisito è stato modificato aumentando la rotazione massima accettabile in 0.3 (+/-0.15) mm su 8 m per anno d'esercizio.

Si evidenzia come, IN OGNI CASO, sia espressamente richiesto che il campo tensio-deformativo predetto della struttura posta a sostegno della linea costituente il sincrotrone e le sale di trattamento debba essere preventivamente sottoposto all'approvazione della Committenza. La descrizione della metodologia che si intenderà seguire in fase di progettazione esecutiva costituirà inoltre, elemento, di valutazione per l'assegnazione del punteggio in sede di gara.

6.3 SCELTA TIPOLOGICA DEL SISTEMA FONDAZIONALE PER LA PROGETTAZIONE DEFINITIVA

In relazione alle tipologie costruttive dell'opera, ai vincoli progettuali e al contesto litostratigrafico descritto nel Capitolo 4, si è operata la scelta di un sistema fondazionale di tipo indiretto-profondo costituito da pali trivellati di grande diametro, eventualmente a cedimento controllato mediante operazioni di pre-carico nella zona alta tecnologia. L'elaborazione dettagliata dei risultati delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio eseguite consentirà di predisporre in modo preciso modalità e tempistiche dell'eventuale operazione di pre-carico.

Valutazione Capacità Portante Palo di Fondazione in Terreni Granulari**SONDAGGIO S10**

Terreno normal-consolidato (OCR = 1)

F_s = 3**Initial Data:**

Posizione della falda [m] =	6	Angolo di attrito ϕ'_{cv} [°] =	31
Peso di volume terreno [KN/m ³] =	19	Rapporto f_s/N_{SPT} [kg/cm ²] =	0,02
Peso di volume acqua [KN/m ³] =	10	Rapporto $q_{b,s/D=0,10}/N_{SPT}$ [kg/cm ²] =	0,80

Parametri geotecnici						Metodo β (O'Neill & Reese, 1999)			Metodo N_{SPT}		fs beta / fs SPT
z	σ'_v	N_{SPT}	D_R	p'_f	ϕ'_{peak}	β_z	$\tau_{s,zmax}$	$f_s < \tau_{s,zmax}$	f_s	f_s	
[m]	[kPa]	[blow/foot]	[-]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kg/cm ²]	[kPa]	
0,00	0,00	9,00	0,55	0,00	42,2	0,900	200	0,00	0,18	17,65	0,00
0,25	4,75	9,00	0,55	9,50	40,8	0,827	200	3,93	0,18	17,65	0,22
0,50	9,50	9,00	0,55	19,00	39,6	0,796	200	7,56	0,18	17,65	0,43
0,75	14,25	9,00	0,55	28,50	39,0	0,773	200	11,01	0,18	17,65	0,62
1,00	19,00	9,00	0,55	38,00	38,5	0,753	200	14,31	0,18	17,65	0,81
1,25	23,75	9,00	0,55	47,50	38,1	0,736	200	17,47	0,18	17,65	0,99
1,50	28,50	9,00	0,55	57,00	37,8	0,720	200	20,52	0,18	17,65	1,16
1,75	33,25	9,00	0,55	66,50	37,6	0,706	200	23,46	0,18	17,65	1,33
2,00	38,00	9,00	0,55	76,00	37,4	0,692	200	26,30	0,18	17,65	1,49
2,25	42,75	9,00	0,55	85,50	37,2	0,680	200	29,05	0,18	17,65	1,65
2,50	47,50	9,00	0,55	95,00	37,0	0,668	200	31,71	0,18	17,65	1,80
2,75	52,25	9,00	0,55	104,50	36,8	0,656	200	34,29	0,18	17,65	1,94
3,00	57,00	16,00	0,55	114,00	36,7	1,076	200	61,31	0,32	31,38	1,95
3,25	61,75	9,00	0,40	123,50	34,2	0,635	200	39,21	0,18	17,65	2,22
3,50	66,50	9,00	0,40	133,00	34,1	0,625	200	41,56	0,18	17,65	2,35
3,75	71,25	9,00	0,40	142,50	34,0	0,615	200	43,84	0,18	17,65	2,48
4,00	76,00	9,00	0,40	152,00	34,0	0,606	200	46,06	0,18	17,65	2,61
4,25	80,75	9,00	0,40	161,50	33,9	0,597	200	48,20	0,18	17,65	2,73
4,50	85,50	9,00	0,40	171,00	33,8	0,588	200	50,29	0,18	17,65	2,85
4,75	90,25	9,00	0,40	180,50	33,8	0,580	200	52,31	0,18	17,65	2,96
5,00	95,00	9,00	0,40	190,00	33,7	0,571	200	54,27	0,18	17,65	3,07
5,25	99,75	9,00	0,40	199,50	33,6	0,563	200	56,18	0,18	17,65	3,18
5,50	104,50	9,00	0,40	209,00	33,6	0,555	200	58,02	0,18	17,65	3,29
5,75	109,25	9,00	0,40	218,50	33,5	0,548	200	59,82	0,18	17,65	3,39
6,00	114,00	19,00	0,40	228,00	33,5	0,900	200	102,59	0,38	37,27	2,75
6,25	116,25	13,00	0,40	232,50	33,5	0,769	200	89,42	0,26	25,50	3,51
6,50	118,50	13,00	0,40	237,00	33,4	0,759	200	89,90	0,26	25,50	3,53
6,75	120,75	9,00	0,40	241,50	33,4	0,518	200	62,56	0,18	17,65	3,54
7,00	123,00	9,00	0,40	246,00	33,4	0,511	200	62,86	0,18	17,65	3,56
7,25	125,25	9,00	0,40	250,50	33,4	0,504	200	63,15	0,18	17,65	3,58
7,50	127,50	13,00	0,40	255,00	33,4	0,719	200	91,61	0,26	25,50	3,59
7,75	129,75	13,00	0,40	259,50	33,3	0,709	200	91,98	0,26	25,50	3,61
8,00	132,00	9,00	0,40	264,00	33,3	0,484	200	63,92	0,18	17,65	3,62
8,25	134,25	9,00	0,40	268,50	33,3	0,478	200	64,14	0,18	17,65	3,63
8,50	136,50	9,00	0,40	273,00	33,3	0,471	200	64,35	0,18	17,65	3,65
8,75	138,75	9,00	0,40	277,50	33,2	0,465	200	64,54	0,18	17,65	3,66
9,00	141,00	4,00	0,40	282,00	33,2	0,204	200	28,76	0,08	7,85	3,67
9,25	143,25	4,00	0,40	286,50	33,2	0,201	200	28,84	0,08	7,85	3,68
9,50	145,50	4,00	0,40	291,00	33,2	0,199	200	28,90	0,08	7,85	3,68
9,75	147,75	4,00	0,40	295,50	33,2	0,196	200	28,96	0,08	7,85	3,69
10,00	150,00	4,00	0,40	300,00	33,2	0,193	200	29,01	0,08	7,85	3,70
10,25	152,25	4,00	0,40	304,50	33,1	0,191	200	29,05	0,08	7,85	3,70
10,50	154,50	4,00	0,40	309,00	33,1	0,188	200	29,09	0,08	7,85	3,71
10,75	156,75	4,00	0,40	313,50	33,1	0,186	200	29,12	0,08	7,85	3,71
11,00	159,00	4,00	0,40	318,00	33,1	0,183	200	29,15	0,08	7,85	3,72
11,25	161,25	4,00	0,40	322,50	33,1	0,181	200	29,16	0,08	7,85	3,72
11,50	163,50	4,00	0,40	327,00	33,1	0,178	200	29,18	0,08	7,85	3,72
11,75	165,75	4,00	0,40	331,50	33,0	0,176	200	29,18	0,08	7,85	3,72
12,00	168,00	4,00	0,40	336,00	33,0	0,174	200	29,18	0,08	7,85	3,72
12,25	170,25	4,00	0,55	340,50	34,9	0,171	200	29,17	0,08	7,85	3,72
12,50	172,50	4,00	0,55	345,00	34,9	0,169	200	29,15	0,08	7,85	3,72
12,75	174,75	4,00	0,55	349,50	34,8	0,167	200	29,13	0,08	7,85	3,71
13,00	177,00	4,00	0,55	354,00	34,8	0,164	200	29,11	0,08	7,85	3,71
13,25	179,25	4,00	0,55	358,50	34,8	0,162	200	29,07	0,08	7,85	3,71
13,50	181,50	14,00	0,55	363,00	34,8	0,560	200	101,61	0,28	27,46	3,70
13,75	183,75	9,00	0,55	367,50	34,8	0,355	200	65,21	0,18	17,65	3,69
14,00	186,00	9,00	0,55	372,00	34,7	0,350	200	65,10	0,18	17,65	3,69
14,25	188,25	9,00	0,55	376,50	34,7	0,345	200	64,96	0,18	17,65	3,68

13,75	183,75	9,00	0,55	367,50	34,8	0,355	200	65,21	0,18	17,65	3,69
14,00	186,00	9,00	0,55	372,00	34,7	0,350	200	65,10	0,18	17,65	3,69
14,25	188,25	9,00	0,55	376,50	34,7	0,345	200	64,96	0,18	17,65	3,68
14,50	190,50	9,00	0,55	381,00	34,7	0,340	200	64,82	0,18	17,65	3,67
14,75	192,75	9,00	0,55	385,50	34,7	0,335	200	64,66	0,18	17,65	3,66
15,00	195,00	9,00	0,55	390,00	34,7	0,331	200	64,48	0,18	17,65	3,65
15,25	197,25	9,00	0,55	394,50	34,6	0,326	200	64,29	0,18	17,65	3,64
15,50	199,50	9,00	0,55	399,00	34,6	0,321	200	64,09	0,18	17,65	3,63
15,75	201,75	9,00	0,55	403,50	34,6	0,317	200	63,88	0,18	17,65	3,62
16,00	204,00	9,00	0,55	408,00	34,6	0,312	200	63,65	0,18	17,65	3,61
16,25	206,25	9,00	0,55	412,50	34,6	0,307	200	63,41	0,18	17,65	3,59
16,50	208,50	21,00	0,55	417,00	34,5	0,505	200	105,25	0,42	41,19	2,56
16,75	210,75	21,00	0,55	421,50	34,5	0,497	200	104,80	0,42	41,19	2,54
17,00	213,00	21,00	0,55	426,00	34,5	0,490	200	104,34	0,42	41,19	2,53
17,25	215,25	21,00	0,55	430,50	34,5	0,482	200	103,84	0,42	41,19	2,52
17,50	217,50	21,00	0,55	435,00	34,5	0,475	200	103,33	0,42	41,19	2,51
17,75	219,75	21,00	0,55	439,50	34,5	0,468	200	102,80	0,42	41,19	2,50
18,00	222,00	44,00	0,55	444,00	34,4	0,461	200	102,24	0,88	86,30	1,18
18,25	224,25	27,00	0,55	448,50	34,4	0,453	200	101,67	0,54	52,96	1,92
18,50	226,50	27,00	0,55	453,00	34,4	0,446	200	101,07	0,54	52,96	1,91
18,75	228,75	27,00	0,55	457,50	34,4	0,439	200	100,45	0,54	52,96	1,90
19,00	231,00	27,00	0,55	462,00	34,4	0,432	200	99,81	0,54	52,96	1,88
19,25	233,25	27,00	0,55	466,50	34,4	0,425	200	99,15	0,54	52,96	1,87
19,50	235,50	27,00	0,55	471,00	34,3	0,418	200	98,46	0,54	52,96	1,86
19,75	237,75	27,00	0,55	475,50	34,3	0,411	200	97,76	0,54	52,96	1,85
20,00	240,00	27,00	0,55	480,00	34,3	0,404	200	97,04	0,54	52,96	1,83
20,25	242,25	27,00	0,70	484,50	36,0	0,398	200	96,29	0,54	52,96	1,82
20,50	244,50	27,00	0,70	489,00	36,0	0,391	200	95,53	0,54	52,96	1,80
20,75	246,75	27,00	0,70	493,50	36,0	0,384	200	94,75	0,54	52,96	1,79
21,00	249,00	28,00	0,70	498,00	36,0	0,377	200	93,94	0,56	54,92	1,71
21,25	251,25	25,00	0,70	502,50	35,9	0,371	200	93,11	0,50	49,03	1,90
21,50	253,50	25,00	0,70	507,00	35,9	0,364	200	92,27	0,50	49,03	1,88
21,75	255,75	25,00	0,70	511,50	35,9	0,357	200	91,40	0,50	49,03	1,86
22,00	258,00	25,00	0,70	516,00	35,9	0,351	200	90,52	0,50	49,03	1,85
22,25	260,25	25,00	0,70	520,50	35,9	0,344	200	89,61	0,50	49,03	1,83
22,50	262,50	25,00	0,70	525,00	35,8	0,338	200	88,69	0,50	49,03	1,81
22,75	264,75	25,00	0,70	529,50	35,8	0,331	200	87,74	0,50	49,03	1,79
23,00	267,00	25,00	0,70	534,00	35,8	0,325	200	86,78	0,50	49,03	1,77
23,25	269,25	25,00	0,70	538,50	35,8	0,319	200	85,80	0,50	49,03	1,75
23,50	271,50	25,00	0,70	543,00	35,8	0,312	200	84,79	0,50	49,03	1,73
23,75	273,75	25,00	0,70	547,50	35,8	0,306	200	83,77	0,50	49,03	1,71
24,00	276,00	46,00	0,70	552,00	35,7	0,300	200	82,73	0,92	90,22	0,92
24,25	278,25	46,00	0,70	556,50	35,7	0,294	200	81,67	0,92	90,22	0,91
24,50	280,50	46,00	0,70	561,00	35,7	0,287	200	80,59	0,92	90,22	0,89
24,75	282,75	46,00	0,70	565,50	35,7	0,281	200	79,49	0,92	90,22	0,88
25,00	285,00	46,00	0,70	570,00	35,7	0,275	200	78,38	0,92	90,22	0,87
25,25	287,25	46,00	0,70	574,50	35,7	0,269	200	77,24	0,92	90,22	0,86
25,50	289,50	60,00	0,70	579,00	35,6	0,263	200	76,08	1,20	117,68	0,65
25,75	291,75	60,00	0,70	583,50	35,6	0,257	200	74,91	1,20	117,68	0,64
26,00	294,00	60,00	0,70	588,00	35,6	0,251	200	73,72	1,20	117,68	0,63
26,25	296,25	60,00	0,70	592,50	35,6	0,245	200	72,51	1,20	117,68	0,62
26,50	298,50	60,00	0,70	597,00	35,6	0,239	200	71,28	1,20	117,68	0,61
26,75	300,75	60,00	0,70	601,50	35,6	0,233	200	70,03	1,20	117,68	0,60
27,00	303,00	72,00	0,70	606,00	35,5	0,227	200	68,76	1,44	141,22	0,49
27,25	305,25	59,00	0,70	610,50	35,5	0,221	200	67,48	1,18	115,72	0,58
27,50	307,50	59,00	0,70	615,00	35,5	0,215	200	66,18	1,18	115,72	0,57
27,75	309,75	59,00	0,70	619,50	35,5	0,209	200	64,86	1,18	115,72	0,56
28,00	312,00	59,00	0,70	624,00	35,5	0,204	200	63,52	1,18	115,72	0,55
28,25	314,25	59,00	0,70	628,50	35,5	0,198	200	62,16	1,18	115,72	0,54
28,50	316,50	59,00	0,70	633,00	35,5	0,192	200	60,79	1,18	115,72	0,53
28,75	318,75	56,00	0,70	637,50	35,4	0,186	200	59,39	1,12	109,83	0,54
29,00	321,00	56,00	0,70	642,00	35,4	0,181	200	57,98	1,12	109,83	0,53
29,25	323,25	56,00	0,70	646,50	35,4	0,175	200	56,56	1,12	109,83	0,51
29,50	325,50	56,00	0,70	651,00	35,4	0,169	200	55,11	1,12	109,83	0,50
29,75	327,75	56,00	0,70	655,50	35,4	0,164	200	53,65	1,12	109,83	0,49
30,00	330,00	56,00	0,70	660,00	35,4	0,158	200	52,17	1,12	109,83	0,47

Figura 6-2 Tabella di predimensionamento capacità portante pali di fondazione

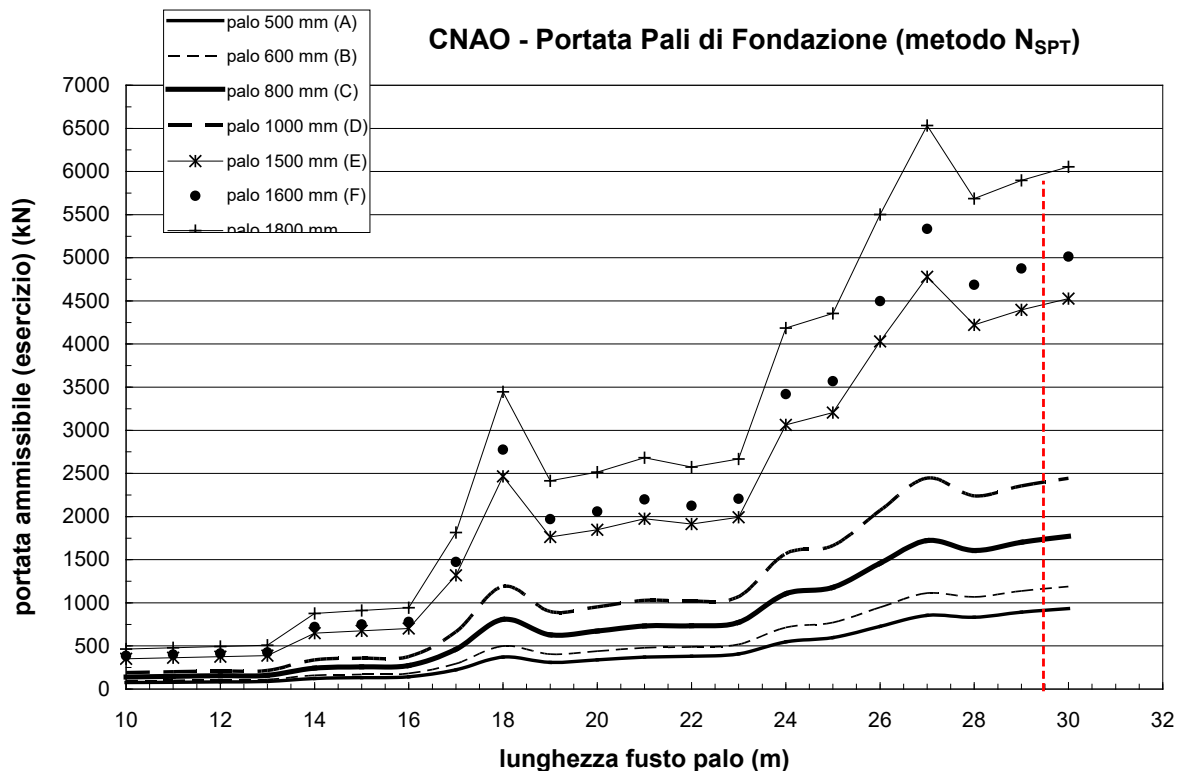


Figura 6-3 Predimensionamento capacità portante singolo palo (Metodo SPT F.S. =3)

Già a partire dall'attuale livello di definizione della progettazione delle opere di fondazione è stata posta la massima attenzione allo scopo di adeguare le strutture ai requisiti prestazionali conseguenti alla peculiare destinazione d'uso delle opere da realizzare. A questo fine si è ritenuto opportuno disaccoppiare, per quanto possibile, la risposta del terreno destinato a sopportare i carichi delle strutture ordinarie rispetto a quella della zona acceleratore. Tale obiettivo è stato raggiunto predisponendo una cortina di pali trivellati di grande diametro a supporto dei muri di sostegno delle coperture e dei carroponti dell'area alta tecnologia e delle sale di trattamento.

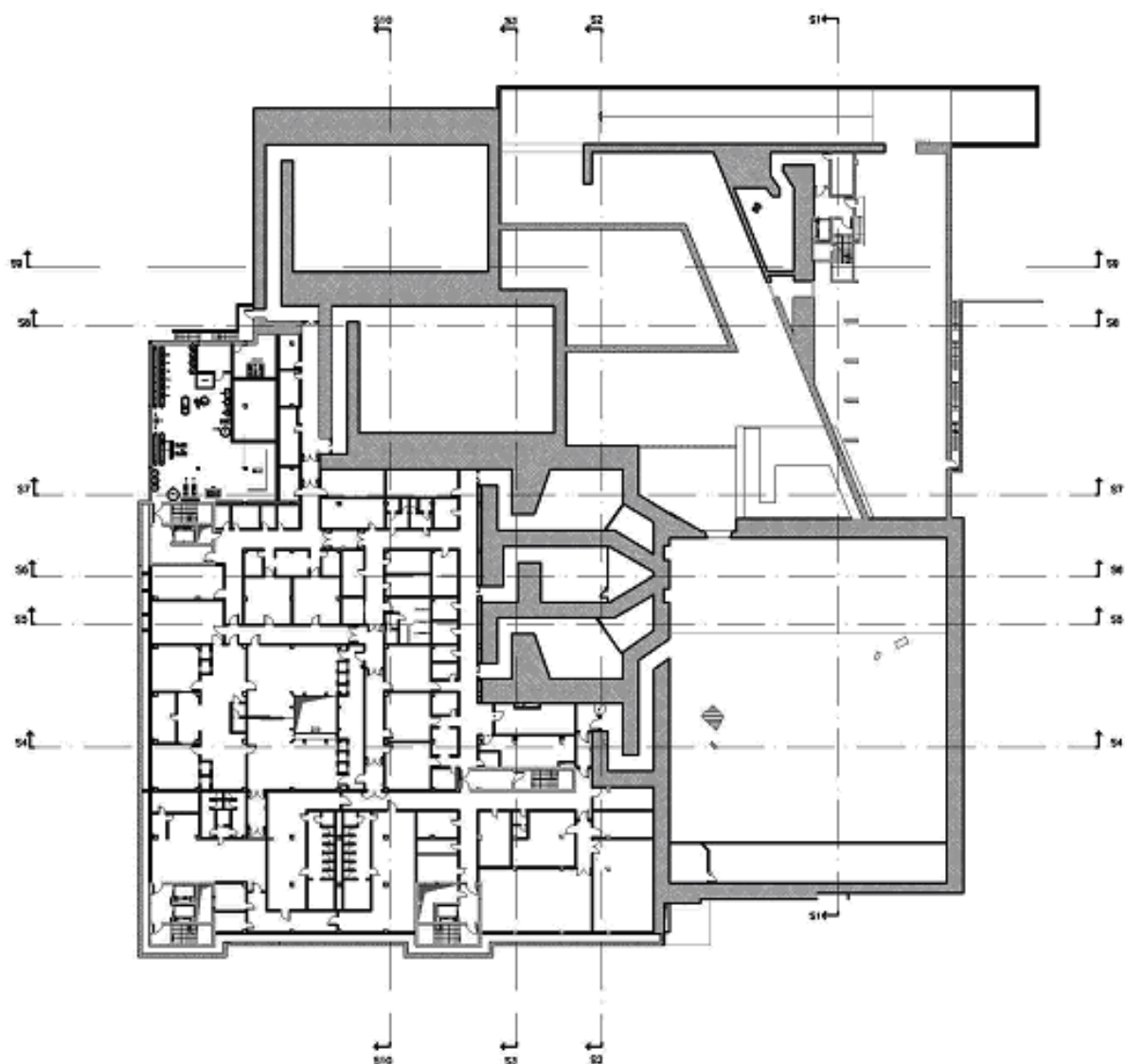
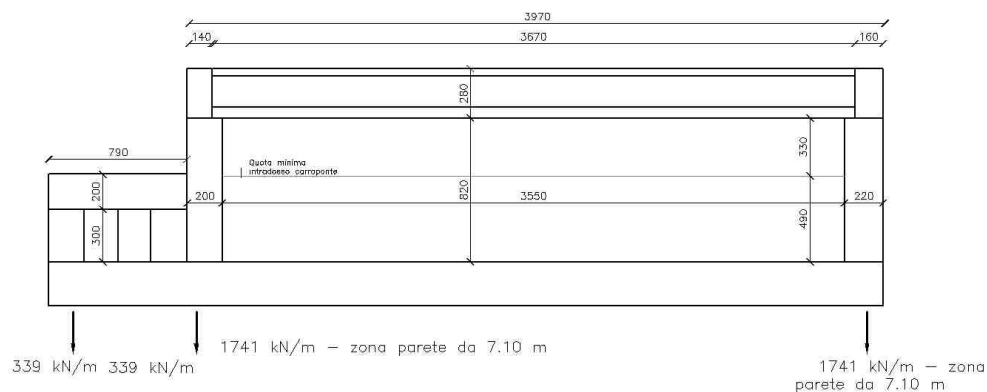
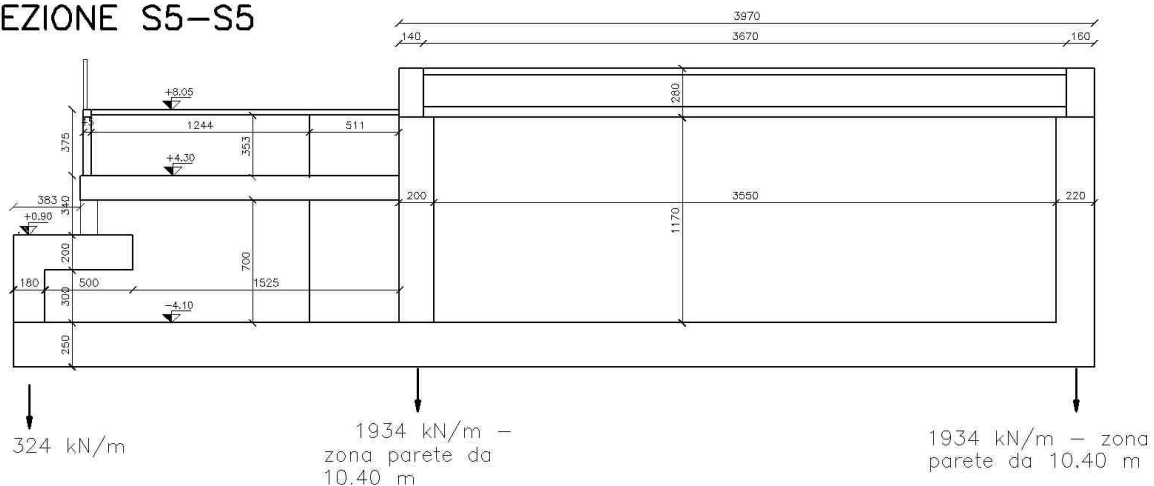


Figura 6-4 Ubicazione in pianta delle sezioni schematiche.

SEZIONE S4-S4



SEZIONE S5-S5



SEZIONE S7-S7

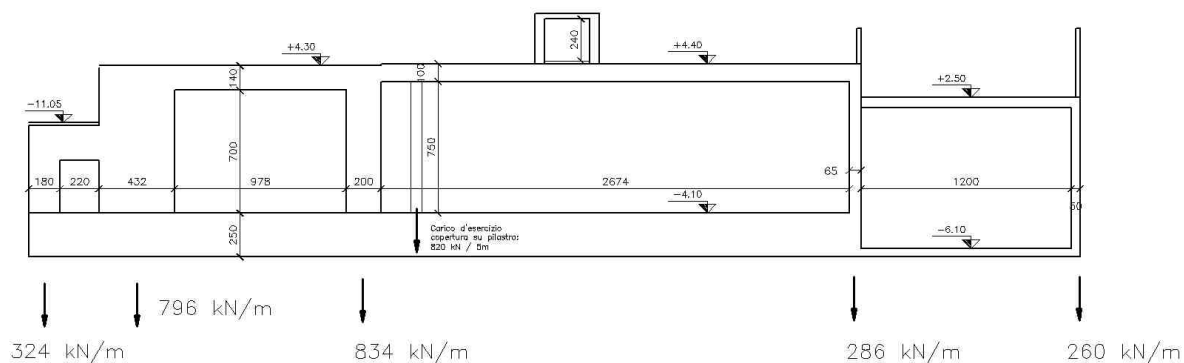


Figura 6-5 Sezioni schematiche zona sincrotrone

La fondazione della zona acceleratore è stata poi scomposta in una serie di platee più o meno regolari aventi pianta quadrata con lato pari a 8 m. Ciascuna platea con spessore totale pari a 2.5 m è sostenuta da 4 pali di diametro pari a 1 m.

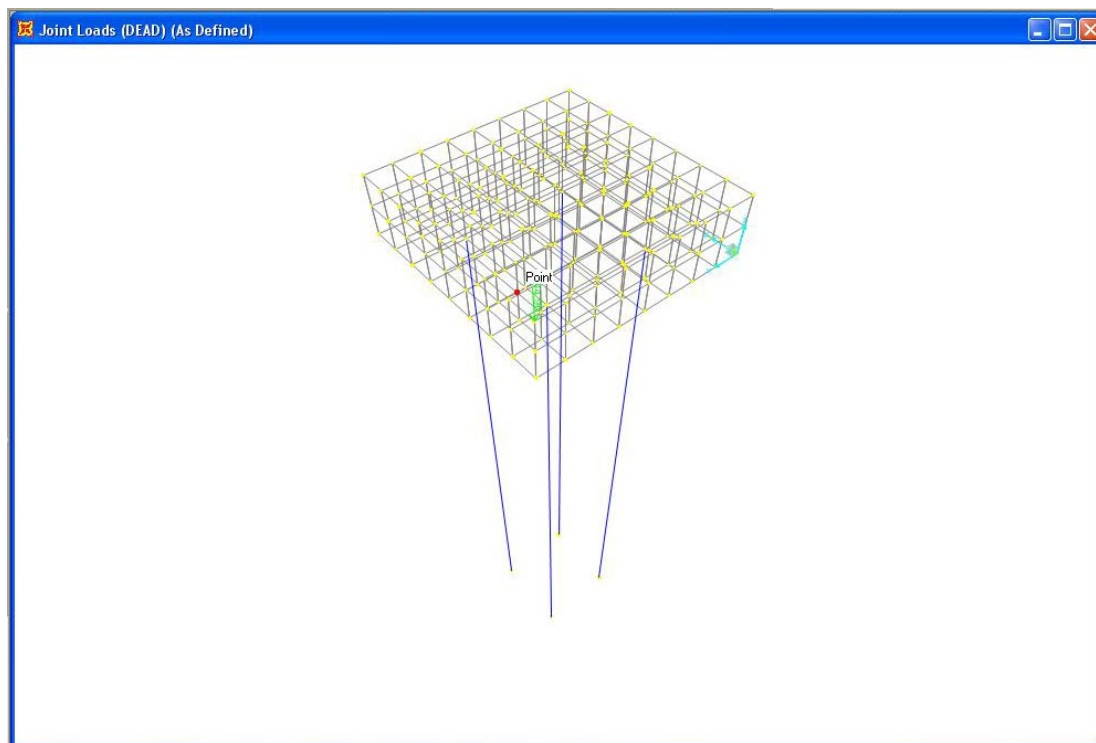
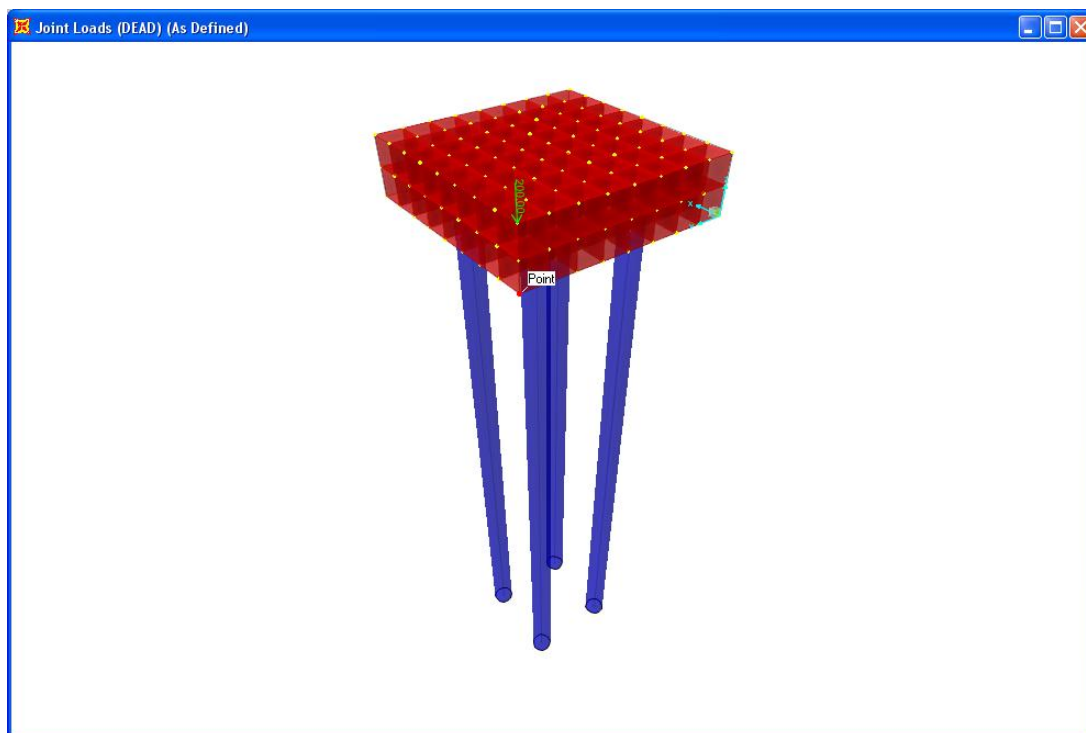


Figura 6-6 Reticolo ad elementi finiti per valutare la deformazione della platea tipo sotto l'effetto dei carichi d'esercizio (elementi solidi – la reazione del terreno non è stata inclusa).

Le variazioni di stato tensionale nelle platee di fondazione della sala alta tecnologia sono governate dalla movimentazione dei carichi (massimo 200 kN escluso magnete 700 kN) e del dolmen schermante (1000 kN) il cui utilizzo è però previsto solamente in fase di collaudo del centro.

In fase di progettazione esecutiva dovranno essere incluse le valutazioni tensio-deformative relative alla movimentazione delle varie componenti nel caso di scenario *major damage*. Pur non competendo all'attuale livello di progettazione, sono stati qualitativamente considerati gli effetti termici (variazione attesa di temperatura all'interno della sala +/- 2 gradi centigradi) e di dilatazione dei materiali. Al di sotto della zona alta tecnologia sono stati infatti previsti giunti strutturali per la platea su pali al fine di limitare le dilatazioni termiche; è inoltre prevista l'adozione di calcestruzzi reoplasticanti di tipo SSC con la conseguente riduzione al minimo degli effetti di viscosità e ritiro. La predominanza delle problematiche deformative governerà il dettaglio esecutivo anche per quel che concerne la scelta dei materiali e i controlli di accettazione delle forniture in cantiere.

6.4 OPERE GEOTECNICHE DELLA ZONA DI AMPLIAMENTO (OPERE NON INCLUSE NEL BANDO DI GARA)

Per la realizzazione delle due sale di trattamento più profonde aventi l'estradosso della soletta di fondazione posto ad una quota di circa -12 m dovrà essere realizzata un'importante opera di sbancamento delle terre al di sotto del piano d'imposta della restante parte dell'edificio (circa -4.9 m).

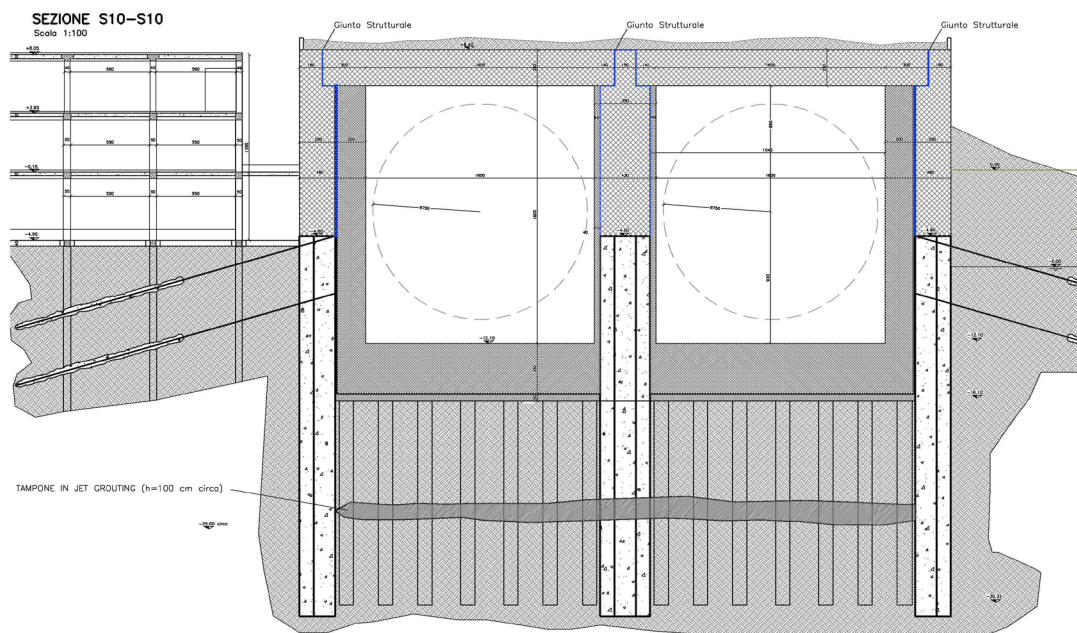


Figura 6-7 Sezione trasversale sale di trattamento ampliamento (vedi tav. S13)

Complesso alta tecnologia – Vista zona Trasformatori elettrici, Sincrotrone e collegamenti

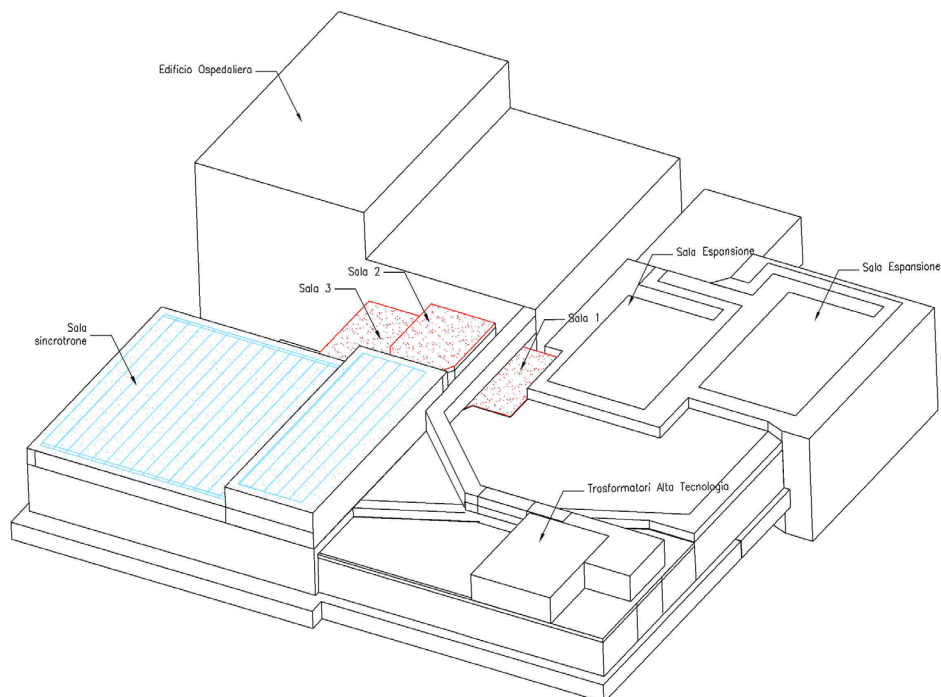


Figura 6-8 Vista generale sale di trattamento (vedi tav S13)

A questo fine si dovrà preventivamente realizzare un tampone mediante l'adozione della tecnologia del *jet-grouting* sia per evitare fenomeni di sfondamento del fondo di scavo sia per impermeabilizzare la zona di lavoro con la conseguente limitazione dell'utilizzo della tecnologia *well-point*.

La soluzione tecnologica ipotizzata in fase di progettazione definitiva consiste nella realizzazione di un diaframma semi-impermeabile di pannelli a T in calcestruzzo mediante l'utilizzo di fanghi bentonitici o equivalenti. Ogni pannello (con passo 2.5 m) dovrà avere 2 ordini di tiranti (5 o 6 trefoli ciascuno). Il secondo ordine di tiranti dovrà essere realizzato in falda. La profondità d'infissione del diaframma è condizionata dal fatto che il sistema trasmetterà al suolo i carichi gravitazionali prodotti dalle schermature. Le problematiche dell'impermeabilizzazione e della limitazione della risalita capillare sono state tenute in debito conto nella scelta dei materiali da costruzione.

6.5 LINEE GUIDA E RACCOMANDAZIONI PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA

Sulla base dei dati e delle informazioni acquisite nella campagna di indagine geognostica ed esaminando anche i risultati di indagini condotte nelle immediate vicinanze dell'area di intervento è stato verificato il soddisfacimento dei requisiti di idoneità e adeguatezza del sito di costruzione dell'edificio ospedaliero ad alta tecnologia.

Al fine di determinare i parametri geotecnici necessari al dimensionamento preliminare del sistema fondazionale del complesso ospedaliero nonché consentire una raffinata modellazione fisico-matematica del sistema opera-terreno adeguata alla complessità del problema e ai vincoli progettuali dell'area ad alta tecnologia è stata condotta una articolata campagna di indagini geognostiche comprensiva di prove in sito e di laboratorio (il cui dettaglio è riportato negli allegati).

I risultati di tali indagini dovranno essere utilizzati in fase di progettazione esecutiva per effettuare una accurata caratterizzazione geotecnica del sito di costruzione con stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici e del loro scarto quadratico medio atteso seguendo la procedura illustrata nel Capitolo 5. La quantificazione dell'incertezza associata ai parametri geotecnici di progetto è essenziale ai fini di una valutazione attraverso studi parametrici e di sensibilità dell'influenza indotta nelle analisi tensio-deformative e di stabilità delle opere dalla intrinseca aleatorietà dei parametri geotecnici (Duncan, 2000).

I severi vincoli deformativi imposti dalla Committenza alle opere di fondazione dell'edificio ad alta tecnologia impongono lo svolgimento in fase di progettazione esecutiva di raffinate analisi numeriche agli elementi finiti (o alle differenze finite) del sistema accoppiato terreno-opere di fondazione-sovrastuttura. Tali analisi devono consentire di predire con adeguati margini di sicurezza e affidabilità seguendo un approccio di calcolo semi-probabilistico il comportamento tensio-deformativo dell'intero sistema terreno-struttura e della sua evoluzione nel tempo tenendo conto di fenomeni naturali quali le variazioni stagionali della falda freatica, le escursioni termiche, la reologia del calcestruzzo, nonché la natura multi-fase dei terreni e la loro intrinseca attitudine a deformarsi in seguito a fenomeni di consolidazione e di *creep* viscoso oppure di destrutturazione legata a fenomeni di tipo diagenetico. A questo fine occorrerà porre una particolare attenzione alla scelta del(i) modello(i) costitutivo(i) da utilizzare per la simulazione del comportamento meccanico dei terreni e alla calibrazione dei corrispondenti parametri costitutivi. Tale operazione potrebbe richiedere l'esecuzione di indagini geognostiche integrative sia in sito che di laboratorio.

La modellazione numerica avanzata servirà anche a stabilire l'eventuale necessità di eseguire una operazione di pre-carico dei pali di fondazione ubicati nella zona ad alta tecnologia con un'accurata programmazione delle modalità esecutive e della tempistica.

In considerazione delle peculiarità dell'opera e degli elevati standard progettuali si raccomanda che la fase di progettazione esecutiva del sistema fondazionale, di sostegno delle terre e delle opere geotecniche accessorie e il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza per le diverse verifiche venga svolto in conformità ai concetti e agli approcci metodologici contenuti nella nuova normativa europea (Eurocodice 1, Eurocodice 7, Eurocodice 8). L'ottemperanza alle prescrizioni della normativa italiana vigente dovrà comunque essere soddisfatta. A questo proposito si specifica che le verifiche di sicurezza del sito di costruzione, del terreno di

fondazione, delle opere di fondazione e di sostegno delle terre e delle opere geotecniche accessorie andranno condotte in adempimento dell'Ordinanza P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003 sulle costruzioni in zona sismica tenendo conto che nell'attuale classificazione sismica la città di Pavia, sede del centro ospedaliero è situata in zona 4. Per quel che concerne la valutazione della categoria di suolo, una stima preliminare del parametro V_{S30} basata sui risultati delle indagini geofisiche di tipo sismico, ha fornito un valore di circa 260 m/s, con limitate variazioni tra le diverse aree di ubicazione del centro. La descrizione litostratigrafica del sito desunta dai sondaggi geognostici unita a tale valore di V_{S30} ha consentito di assegnare in via preliminare il suolo di fondazione del centro alla categoria C.

Infine, per quel che concerne l'esecuzione dei pali di fondazione occorrerà in sede esecutiva predisporre un adeguato programma di prove comprendenti controlli di integrità non-distruttivi con metodi sonici e vibrazionali nonché prove di carico statiche. Entrambi i tipi di prove andranno eseguite in accordo alle prescrizioni degli standard più avanzati nazionali ed internazionali.

ALLEGATI (SU SUPPORTO INFORMATICO):

- Allegato A: Sondaggi geognostici e prove penetrometriche SPT
- Allegato B: Prove penetrometriche statiche CPTU
- Allegato C: Prove geofisiche sismiche Cross-hole
- Allegato D: Sismica a rifrazione e a riflessione ad alta risoluzione
- Allegato E: Prove geofisiche sismiche basate sulle onde superficiali
- Allegato F: Prove geofisiche elettriche ed elettromagnetiche
- Allegato G: Prove di laboratorio

