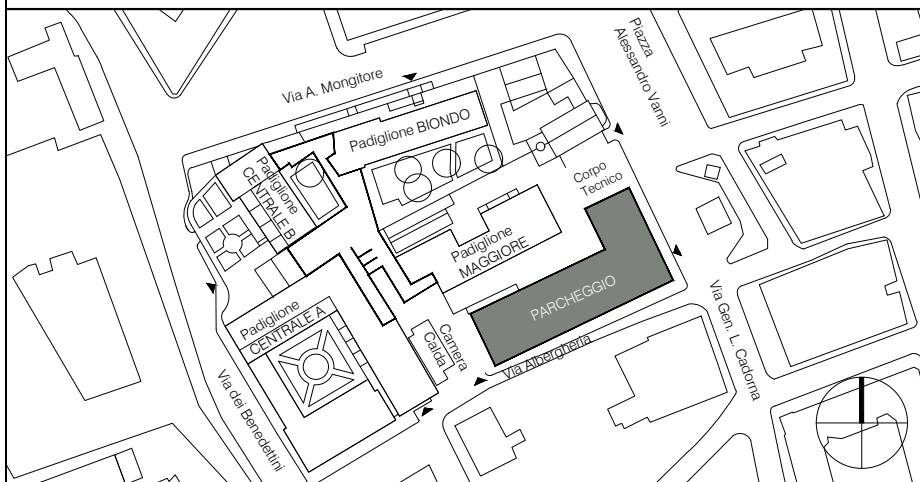


Regione Siciliana

Azienda di Rilievo Nazionale e di Alta Specializzazione
Ospedale Civico e Benfratelli, G. Di Cristina e M. Ascoli, Palermo



RE.Ge

tavola numero

progetto

P. O. "G. Di Cristina" - Ospedale dei Bambini LOTTO FUNZIONALE "PARCHEGGIO"

PROGETTO-ESECUTIVO

oggetto:

RELAZIONE GEOLOGICA

scala	formato A4	prot. 03-16	revisioni
esecutore Dott. Gualtiero Bellomo	responsabile Ing. Antonio Cangemi	file relazione geolog.doc	data Giugno 2017
progettista responsabile di settore Ing. Antonio Cangemi		Capogruppo Ing. Antonio Cangemi Studio Cangemi s.a.s. C. so D. Scinà, 15 - 90139 Palermo Tel.: 091/585863 Tel./Fax 091/3815831 e-mail: posta@studiocangemi.pa.it	
committente A.R.N.A.S. PALERMO Direttore Generale: Dott. Giovanni Migliore R.U.P.: Arch. Giuseppe Antonio Bono		R.T.P.S Studio Cangemi s.a.s. (Capogruppo) Heinle, Wischer und Partner Ing. Natale Arcamone Studio Tecnico Associato Alberto e Luigi Spinelli Ing. Giovanni Pecorella KVS Engineering S.r.l.	

REGIONE SICILIANA

A.R.N.A.S. OSPEDALE CIVICO E BENFRATELLI, M. ASCOLI E G.

DI CRISTINA - PALERMO

PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DEL PRESIDIO OSPEDALIERO "G. DI CRISTINA" IN PALERMO

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA – NOTA INTEGRATIVA

In relazione ai chiarimenti ed alle integrazioni di indagini richieste dalla Commissione Regionale dei Lavori Pubblici nella riunione del 26/10/04 si allegano alla presente nota i risultati delle indagini integrative concordate.

In particolare sono stati eseguiti n. 3 sondaggi inclinati a 40° lungo le direzioni indicate in planimetria.

Si è scelta questa tipologia di indagini per verificare con un dettaglio maggiore l'eventuale presenza di cavità all'interno del volume geotecnicamente significativo in corrispondenza del nuovo corpo di fabbrica che sarà realizzato al posto dei locali che devono essere demoliti.

Ciò al fine di integrare le indagini eseguite in una prima fase con una tipologia che ci permettesse di indagare al di sotto delle fondazioni dei manufatti attualmente utilizzati dall'ospedale e che risultano inaccessibili alle macchine perforatrici.

Alla presente nota si allega una planimetria con l'ubicazione di tutte le indagini eseguite mettendole in relazione alle strutture da realizzare.

Come si potrà notare la distribuzione delle indagini è tale da avere un quadro esaustivo del terreno in corrispondenza dei manufatti in progetto e ci permette di poter affermare di avere una conoscenza più che sufficiente per gli scopi del presente studio.

In relazione alla problematica relativa all'eventuale presenza di cavità all'interno del volume geotecnicamente significativo, le indagini integrative hanno confermato l'ipotesi progettuale che non vi sono particolari problemi di questo tipo.

I sondaggi, infatti, hanno attraversato tutto il complesso calcarenitico, non hanno individuato cavità, non è stata intercettata la falda.

Gli unici elementi di diversità sono stati l'attraversamento durante la trivellazione del sondaggio S3 di due vecchi pozzi in disuso di cui uno riempito con materiale di riporto.

Per quanto riguarda l'ipotesi di rinvenire un antico qanat in corrispondenza del complesso ospedaliero, le indagini eseguite lo hanno escluso. A conferma di ciò abbiamo ulteriormente approfondito gli studi storici che dimostrano come il tracciato di quello più vicino sia al di fuori dell'Ospedale dei Bambini come visualizzato nell'allegata planimetria.

Alla presente nota si allegano:

- planimetria con l'ubicazione delle indagini e delle opere in progetto;
- planimetria con l'ubicazione del qanat;
- colonne stratigrafiche dei sondaggi inclinati eseguiti.

PREMESSA

Per gli aspetti geologici si ripropone la relazione redatta a suo tempo in sede di progettazione definitiva dell'intero intervento.

Il Capogruppo
Ing. Antonio Cangemi

REGIONE SICILIANA

A.R.N.A.S. OSPEDALE CIVICO E BENFRATELLI, M. ASCOLI E G.

DI CRISTINA - PALERMO

PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DEL PRESIDIO OSPEDALIERO “G. DI CRISTINA” IN PALERMO

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

L'incarico in accordo a quanto descritto nella normativa vigente in materia di LL.PP. ed in particolare nel D.M. 03/88, nella L.109/94, nel D.P.R.554/99, nelle L.R. 7/02 e 7/03 nonché nelle norme tecniche del PRG di Palermo e nel D.A.R.T.A. 04/07/00, prevede l'esecuzione di tutti i rilievi, le indagini e le prove tecniche necessarie per:

- determinare la costituzione geologica dell'area interessata dal progetto;
- studiarne le caratteristiche geomorfologiche con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dell'area;
- definirne l'assetto idrogeologico con particolare attenzione alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni con maggiore interesse a quelle che più da vicino riguardano gli aspetti progettuali;
- studiare le problematiche geologico-tecniche con particolare riguardo all'eventuale presenza di cavità sotterranee;
- indicare eventuali opere di consolidamento o presidio.

Nello specifico bisogna evidenziare che l'area dell'Ospedale dei Bambini è inserita, nell'ambito del PRG, tra le aree *“interessate da cedimenti e rilassamenti del suolo, sprofondamenti, crolli per la presenza di cavità sotterranee antropiche: cave a gallerie e pilastri (muchate), cave a pozzo imbutiformi; evoluzione geomorfologia sotterranea”* e nell'ambito della D.A.R.T.A. 04/07/00 tra le *“Aree a rischio molto elevato per esondazioni”*

In una prima fase sono state eseguite le indagini geologiche preliminari ed abbiamo, quindi, organizzato il nostro lavoro espletando numerosi sopralluoghi al fine di studiare zone più vaste rispetto a quelle direttamente interessate dal progetto, per inquadrare, in una più ampia visione geologica, la locale situazione geostrutturale.

Nostro interesse era, inoltre, quello di definire l'habitus geomorfologico e l'assetto idrogeologico concentrando la nostra attenzione sulle condizioni di stabilità dei versanti, sullo stato degli agenti morfogenetici attivi e sull'individuazione dell'eventuale presenza di cavità naturali e/o artificiali e della loro profondità.

I risultati sono stati, successivamente, perfezionati e controllati mediante attenta analisi aereofotogeologica eseguita su fotogrammi stereoscopici in scala 1:10.000 circa, in considerazione che il suddetto metodo rende più facile l'individuazione di tutti i possibili elementi utili per la completa ricostruzione stratigrafica e geomorfologica, in particolare quando si lavora in ambiente urbano.

Sulla base delle informazioni ottenute da questi studi sono state programmate una serie coordinata di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche che ci hanno permesso di avere un quadro di dettaglio di tutte le caratteristiche fisico-meccaniche e stratigrafiche dei terreni presenti.

Tale programma, sottoposto all'approvazione del Committente, è stato autorizzato con nota del 12/05/2004 a firma del R.U.P. Ing. G. La Monaca ed è stato realizzato nei tempi previsti.

In questa fase sono stati eseguiti n.5 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, n.7 pozzetti esplorativi, ml. 835 di profili georadar, nonché le prove SPT in foro e le prove di laboratorio.

Sono stati, inoltre, utilizzati i dati di indagini precedentemente eseguite per altri lavori ed i risultati di pubblicazioni scientifiche.

Sono inseriti nella presente relazione:

- corografia;
- planimetria schematica dell'area con l'ubicazione delle indagini eseguite;
- carta geologica, geomorfologia ed idrogeologica in scala 1/5.000;
- stratigrafie dei sondaggi eseguiti;
- fotografie dei sondaggi e dei pozzetti;
- schede delle prove geotecniche di laboratorio;
- risultati delle indagini georadar e relativi elaborati grafici;
- n. 4 sezioni geologiche in scala 1/200.

CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE

La zona dell'Ospedale dei Bambini, come quasi tutta la Piana di Palermo, è da un punto di vista geologico, dominata dalla "Formazione Calcarenitico-sabbiosa", che, nella sua generalità, si presenta stratificata in grossi banchi con giacitura lievemente inclinata verso l'attuale linea di costa. All'interno dei singoli banchi spesso si intravede una stratificazione secondaria del tipo "incrociata" che ne denuncia la sedimentazione in ambiente litorale.

I granuli costituenti lo "scheletro" del sedimento sono di origine carbonatica, ma frequenti livelli sono formati da granuli quarzosi.

La colorazione giallo-ocra e/o rossastra è ascrivibile alla presenza di ossidi di ferro e di alluminio.

Nell'area il cemento è generalmente abbondante nei livelli più superficiali, anche se non omogeneamente distribuito nella massa rocciosa, ed è dovuto alla precipitazione, all'interno dei vuoti intergranulari, di sali calcarei dalle acque di infiltrazione e di circolazione sotterranea.

La non omogenea distribuzione del cemento conferisce alla roccia un aspetto caratteristico dovuto alla presenza di una struttura vacuolare piuttosto cementata con i vacuoli riempiti da sabbie poco cementate o addirittura incoerenti.

Orizzontalmente e verticalmente il grado di cementazione diminuisce anche sensibilmente tanto da passare a delle vere e proprie sabbie o, dove la granulometria diventa particolarmente fina, a limi sabbiosi.

La giacitura della formazione è quella originaria e, quindi, il suo affioramento è dovuto ad "abbandono" del mare per il suo ritiro in seguito alla regressione. Ciò significa che essa non è stata interessata da fenomeni

tettonici di sollevamento che abbiano potuto provocare la formazione di faglie.

La Formazione Calcarenitico-sabbiosa poggia in concordanza stratigrafica sui tipi litologici della Formazione delle “Argille sabbiose Plioceniche” che, nei sondaggi eseguiti, è stata rinvenuta a profondità variabile tra 16 ed oltre 24 mt.

Si tratta di argille sabbiose di colore grigio-azzurro, fossilifere, sature, spesso inconsistenti, talora, dove la percentuale di argilla risulta maggiore, molto plastiche e molto compressibili.

Chiudono la serie stratigrafica locale i depositi alluvionali del Fiume Kemonia, la cui vallata è stata in tempi storici totalmente riempita da terreno di riporto per dare risposta alle sempre crescenti esigenze di sviluppo urbanistico della città.

Le formazioni geologiche succitate sono ricoperte da uno strato di terreno di vegetale (terre rosse) e di riporto dello spessore variabile tra 0,4 ed oltre 3,00 mt.

CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE

Da un punto di vista geomorfologico l'area del Ospedale dei Bambini è costituita da un paesaggio molto regolare contraddistinto da terrazzi marini formatisi durante il Pleistocene e caratterizzati dall'affioramento della "Formazione Calcarenitico-sabbiosa".

Le condizioni di stabilità dell'area sono ottime in relazione alla favorevole giacitura dei terreni presenti, nonché alla mancanza assoluta di agenti geodinamici che possano in futuro turbare il presente equilibrio.

Oltre la grande incisione del F.Oreto ed a quella del torrente Kemonia da tempi storici totalmente interrato, e che, comunque, scorrono ad una distanza notevole dal sito interessato, non è, infatti, presente alcun reticolato idrografico.

In tal senso appare errata ed assurda la previsione del D.A.R.T.A. di inserire tale zona tra quelle a “rischio molto elevato per esondazione”, scelta certamente frutto di un impostazione non coerente con la realtà.

Da un punto di vista idrogeologico, infatti, non vi sono le sia pur minime condizioni perché l'area possa essere interessata da fenomeni esondativi. La previsione di questo vincolo va, quindi, modificata ed in questo senso viene allegata al progetto una relazione idraulica a supporto di tale richiesta di modifica.

La totale mancanza di una rete idrografica superficiale è da mettere in relazione allo sviluppo urbanistico della città ed alla notevole permeabilità dei terreni che favorisce l'infiltrazione delle acque piovane. Le acque infiltratisi vanno a ricaricare una falda freatica alimentata, purtroppo, anche dalle acque potabili dell'acquedotto fatiscente e da quelle reflue della rete fognante anch'essa fatiscente.

Il livello freatico è stato rinvenuto nei sondaggi eseguiti alla profondità di mt. 13,50-13,90 dal p.c. I dati in nostro possesso relativi ad indagini e lavori eseguiti nelle vicinanze confermano la profondità del livello freatico ritrovato nei sondaggi.

Da un punto di vista della stabilità dei versanti non si ritiene di eseguire calcoli di alcun tipo in quanto, essendo l'area pianeggiante e non essendo presenti agenti morfogenetici attivi di alcun tipo, non è possibile l'instaurarsi di alcun movimento franoso e, quindi, si registrerebbero valori del coefficiente di sicurezza decisamente superiori ai minimi previsti dalla legge.

In relazione al fatto che l'area dell'Ospedale dei Bambini è inserita, nell'ambito del PRG, tra le aree *“interessate da cedimenti e rilassamenti del suolo, sprofondamenti, crolli per la presenza di cavità sotterranee antropiche: cave a gallerie e pilastri (muchate), cave a pozzo imbutiformi; evoluzione geomorfologia sotterranea”*, si può affermare che effettivamente i dati a nostra disposizione evidenziano la presenza di cavità artificiali nel sottosuolo dell'Ospedale dei Bambini e nelle vicinanze ed in particolare la letteratura scientifica ci riporta i seguenti ritrovamenti:

- Presenza di un cunicolo militare nell'area del Bastione di Porta Montalto;
- Cavità ad imbuto rovescio rinvenute nel 1957 durante i lavori di ampliamento dell'Ospedale dei Bambini;
- Gallerie sotterranee rinvenute nel 1544 durante la costruzione del Bastione di Porta Mazara;
- Cripta dell'Ex Convento dell'Annunziata, oggi Ospedale dei Bambini;

- Cave di pietra interferenti con cavità ad imbuto rinvenute a 10 mt. di profondità durante i lavori di ampliamento dell'Ospedale dei Bambini.

In relazione a questo tipo di problematica i sondaggi meccanici non hanno intersecato alcuna cavità, ma soprattutto è stata realizzata un'approfondita campagna di indagini georadar che hanno evidenziato come nell'ambito di uno spessore di 5 mt. (profondità ritenuta ottimale per questo tipo di indagine in relazione ai carichi trasmessi dai manufatti) non esiste alcun problema di questo tipo in quanto:

- nell'ambito di questo spessore non vi sono anomalie riferibili a cavità sotterranee antropiche se non quelle in corrispondenza del profilo C6 e dei profili P33, P34, P35 che sono legate rispettivamente alla presenza di un grosso pozzo e di una probabile cripta;
- il primo, da notizie assunte in letteratura e sui luoghi, confluisce in un vecchio canale sotterraneo che si sviluppa in direzione monte-valle attraversando l'intero complesso ma a profondità certamente superiori ai 5 mt. investigati, la seconda interessa solo il vecchio corpo di fabbrica che era il Convento dell'Annunziata e che come è noto venivano realizzate in maniera da non creare problemi statici all'edificio che, infatti, pur essendo stato realizzato nel XVII secolo non presenta problemi statici di alcun tipo;
- non sono presenti terreni che possano dare luogo a cedimenti e rilassamenti del suolo;
- lo stesso D.A.R.T.A. del 04/07/00 e successive modifiche relativo al Piano straordinario per il rischio idrogeologico non inserisce tale area tra quelle a rischio di frana.

INDAGINI ESEGUITE ED UTILIZZATE

a) Sondaggi e pozzetti esplorativi

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i dati di n. 13 sondaggi meccanici eseguiti dal sottoscritto per altri progetti nelle vicinanze e la cui ubicazione è visibile nell'allegata carta geologica, integrati dai risultati di n.5 sondaggi e n. 7 pozzetti esplorativi eseguiti per il presente lavoro.

Si utilizzano, inoltre, due sondaggi ricavati da pubblicazioni scientifiche.

In allegato si riportano le stratigrafie dei sondaggi e la documentazione fotografica.

In relazione al fatto che l'eterogeneità del complesso calcarenitico rendeva di difficile prelievo le carote con il carotiere semplice, gran parte dei sondaggi sono stati eseguiti con l'uso del doppio carotiere del diametro esterno pari a 101,6 mm e diametro interno pari a 88,8 mm.

Le perforazioni sono state eseguite con Perforatrice idraulica F.lli Moro TR 80 corredata di centralina integrata operante a rotazione ed avanzamento oleodinamico aventi le seguenti caratteristiche:

- Coppia testa di rotazione 920 Kgm;
- Giri testa di rotazione 0 – 360 min;
- Tiro – Spinta 5.000 Kg.

Tutte le operazioni sono state eseguite a secco, la stabilizzazione delle pareti del foro è stata ottenuta, dove necessario, con l'uso di tubazione di rivestimento di acciaio di spessore standard.

Le carote sono state conservate in apposite cassette catalogatrici rimaste a disposizione del Committente e conservate presso i locali messi a disposizione all'interno dell'Ospedale.

Per quanto riguarda i pozzetti esplorativi eseguiti si può dire che:

- Il pozzetto P1 evidenzia la presenza quasi superficiale del substrato calcarenitico su cui poggia direttamente la muratura portante costituita da grossi blocchi di tufo squadriati;
- Il pozzetto P2 evidenzia la presenza della muratura portante costituita da grossi blocchi calcarei squadriati e cementati poggianti su una sottofondazione a forma trapezia che permette di superare lo spessore del terreno di riporto e di trasmettere le tensioni sul complesso calcarenitico;
- I pozzetti P3 e P4 evidenziano la presenza di plinti di sottofondazione costituiti da blocchi di refrattari che permettono di superare lo spessore del terreno di riporto e di trasmettere le tensioni sul complesso calcarenitico;
- I pozzetti P5, P6, P7 sono stati realizzati nell'area dove è previsto il nuovo parcheggio ed evidenziano la presenza del substrato calcarenitico a profondità limitata (0,5-1,0 mt dal p.c.).

b) Prove geotecniche di laboratorio

Nel corso della campagna di indagini geognostiche sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati e n.1 a disturbo limitato.

I campioni indisturbati sono stati conservati in fustelle metalliche sigillate tramite paraffina e nastro adesivo.

Sui campioni sono state effettuate le seguenti analisi e prove di laboratorio necessarie per definire sia i parametri fisici che quelli meccanici.

- ✓ Determinazione del contenuto d'acqua naturale per essiccamento in stufa su tutti i campioni costituiti da terre;
- ✓ Determinazione del Peso dell'Unità di Volume mediante fustella tarata di diametro pari a 38 mm su tutti i campioni costituiti da terre;
- ✓ Determinazione dei limiti di consistenza sul passante allo staccio 40 della serie ASTM ($\phi=0.42$ mm);
- ✓ Determinazione del peso specifico assoluto dei grani su tutti i campioni costituiti da terre;
- ✓ Determinazione della composizione granulometrica mediante stacciatura per via umida e sedimentazione sul passante allo staccio n° 200 della serie ASTM ($\phi=0,075$ mm);
- ✓ Prova di taglio diretto del tipo consolidata drenata (CD) solo sui due campioni indisturbati. Tale prova è stata presentata completa della diagrammazione delle curve spostamento (δ) – deformazione verticale, delle curve spostamento (δ) □ □ tensione tangenziale (τ) □ □ ed, infine, del grafico tensione normale applicata (σ) □ □ □ □ tensione tangenziale □ (τ) □;
- ✓ Prova di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L.) sul campione a disturbo limitato.

- La determinazione del contenuto d'acqua (**W_n**) é stata realizzata secondo una media effettuata su tre prove, sottoponendo una quantità nota del campione ad essiccamento in stufa a 105°.

La normativa di riferimento é la ASTM D-2216 e CNR-UNI 10008.

- Il Peso di Volume (**γ**) é stato calcolato mediante una fustella di acciaio a volume noto, secondo una media effettuata su tre prove.

La normativa di riferimento é la BS 1377: 1975 Test 15 e CNR Anno VII n. 40 - 1973.

- Il peso specifico (**γ_s**) é stato calcolato sulla porzione di terra passante al setaccio ASTM N° 200 (Ø=0.075 mm), tramite la media su due valori ricavati per mezzo di un picnometro ad acqua da 100 cm³.

La normativa di riferimento é la ASTM C 128-84, D 854-83 e la CNR UNI 10010, 10013.

- I limiti di consistenza (Atterberg) sono stati determinati in accordo alla normativa CNR-UNI 10014 ed alla ASTM D 4318-84.

Il limite di liquidità è stato calcolato mediante la coppa di Casagrande sulla sola frazione di terra passante al setaccio ASTM N° 40 (Ø=0.42 mm); il metodo utilizzato é quello dell'interpolazione dei tre punti.

Il limite di plasticità è stato determinato tramite la manipolazione dello stesso materiale utilizzato per la determinazione del limite di liquidità, sino a quando, creando dei bastoncini aventi diametro di 3 mm, questi si screpolavano o rompevano.

- L'analisi granulometrica é stata realizzata tramite vagliatura meccanica per la porzione di terra avente grana di dimensione superiore a 0.075 mm, invece per il materiale avente diametro inferiore viene riservata l'analisi per sedimentazione con il metodo del densimetro.

La serie di setacci utilizzata è ASTM D 422 ed UNI 8520.

Per il materiale fine è stata eseguita una procedura per via umida secondo la normativa ASTM D 2217 - Metodo A, seguendo le indicazioni di Bowles (1978).

La classificazione granulometrica è stata eseguita tenendo conto di quanto esposto nella normativa AGI (1978) e BS.

- La prova di taglio è stata realizzata con l'apparecchio di Casagrande su tre provini cilindrici aventi altezza di 2 cm e diametro di 6 cm oppure su tre provini a sezione quadrata, aventi lato uguale a 6 cm ed altezza pari a 2 cm.

La fase di consolidazione si è protratta per 24 h, sino al raggiungimento della consolidazione secondaria.

La velocità di rottura è stata scelta tenendo conto del tempo di consolidazione del materiale di prova; sono stati analizzati i tempi relativi al 50% ed al 100% della consolidazione, valori che hanno permesso di risalire alla velocità necessaria per raggiungere la rottura utilizzando le formule proposte da Bowles (1970), Ladd (1971) e Gibson ed Henkel (1954).

I carichi applicati durante la fase di consolidazione sono stati compresi tra 196 e 392 KN/m² (tra 2 e 4 Kg/cm²).

La normativa di riferimento è la ASTM D 3080-72.

- La prova di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L.) è stata eseguita su un provino cilindrico avente altezza pari a circa il doppio del diametro. La velocità di rottura è stata posta pari a 2 mm/min.

La normativa di riferimento è la ASTM D-2166.

Nelle pagine seguenti sono state riportate le tabelle riassuntive delle prove eseguite, una tabella contenente le caratteristiche fisiche e meccaniche ottenute.

I certificati relativi alle singole prove ed analisi realizzate sono in allegato.

c) Indagini georadar

Le indagini georadar sono state effettuate utilizzando l'unità di acquisizione RIS2K/MF nella seguente configurazione:

- Antenna con frequenza centrale da 200 MHz;
- Software di acquisizione IDSGRED\IN\ROAD v. 5.1

Questo sistema è capace di generare, captare, amplificare, filtrare ed archiviare i segnali e permette di visualizzare in tempo reale i dati acquisiti attraverso uno schermo a cristalli liquidi. Ciò consente una valutazione immediata dei dati, permettendo quindi la modifica dei parametri di acquisizione direttamente in sito. In questo modo è possibile ottimizzare la qualità dell'acquisizione, evitando ulteriori ripetizioni delle misure e riducendo i tempi necessari per le operazioni di indagine.

I profili sono stati eseguiti applicando una tecnica di campionamento denominata RSAD (Radar Surface Arrive Detection), con una configurazione monostatica (antenna da 200 MHz).

Si è ritenuto che tale sistema potesse garantire una qualità ed una quantità dei dati sufficiente rispetto al carattere diagnostico desiderato per l'indagine, consentendo, contemporaneamente, una elevata velocità di esecuzione delle operazioni di acquisizione.

Allo scopo di ottimizzare il segnale durante la fase di acquisizione, sono stati eseguiti dei profili di prova sia all'esterno che all'interno dell'area oggetto dello studio, finalizzate alla scelta dei parametri di acquisizione come i parametri dei filtri di frequenza passa-banda del tipo Butterworth, i parametri di Staking orizzontale, il parametro Range Gain che serve a definire una legge di variazione del guadagno in funzione del tempo in modo da compensare approssimativamente l'attenuazione dello

spreading geometrico di fondo ed infine il parametro Range, che stabilisce la durata di registrazione del segnale dopo ogni energizzazione, è ottimizzabile mediante la seguente formula: $Range = 1.5 \times (2D / V)$, dove D è la massima profondità di interesse, V è la velocità media con la quale il segnale attraversa i terreni incontrati e 1.5 è un fattore di sicurezza. Inoltre per ricavare il valore di profondità dei riflettori e delle anomalie elettromagnetiche presenti nel sottosuolo dai tempi di andata e ritorno delle onde riflesse occorre stimare il valore della costante dielettrica media ϵ_r . In particolare, nel caso in esame, si è utilizzato un Range di 160 ns consentendo una profondità di indagine massima di 5 m. E' stata scelta il valore di costante dielettrica media pari a 10 per tutti i profili, utilizzando i dati di diversi profili di "taratura" effettuati all'esterno ed all'interno dell'ospedale. Le sezioni georadar allegate sono restituite in formato line scan (scala di grigi).

Dopo la fase di acquisizione dei profili georadar e la fase di "filtraggio" dei dati sperimentali acquisiti, si è passato all'interpretazione degli stessi. In particolare sono state messe in evidenza:

- riflettori elettromagnetici caratterizzanti la presenza di limiti tra mezzi a differenti caratteristiche dielettriche riferibili alla presenza del contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico;

- anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di pozzetti e sottoservizi presenti sulla superficie di acquisizione;

- anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di cordoli di fondazione;

- anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di variazioni nel grado di cementazione dei litotipi costituenti il complesso calcarenitico;

- anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di ferri d'armatura disposti perpendicolarmente alle linee di indagine;

- anomalie elettromagnetiche attribuibili alla presenza di cavità.

Per quanto riguarda la ricerca di cavità, il lavoro è stato finalizzato ad individuarne la presenza nello spessore investigato, mentre non è stato possibile effettuare delle “griglie” di profili necessari a rappresentare nel dettaglio la distribuzione geometrica delle anomalie riferibili alla presenza di cavità a causa della limitata estensione areale dei locali accessibili, considerato tra l’altro che l’antenna da 200 MHz posizionata all’interno del carrello risulta essere larga circa 1 m.

Infine, per meglio evidenziare i riflettori, i profili vengono riprodotti con differenti scale per le lunghezze e per le altezze anche se ciò provoca una distorsione delle pendenze degli stessi.

Durante la prima fase sono state indagate le aree esterne ed interne all’Ospedale dei Bambini acquisendo n. 37 sezioni georadar per un totale di 734 metri lineari, le cui ubicazioni sono visibili nella planimetria allegata. Nella tabella seguente sono riportate le sigle identificative e la lunghezza di ogni profilo.

Area esterna	Profilo	Antenna (MHz)	Lunghezza (m)
	P1	100	18
	P2	100	18
	P3	100	18
	P4	100	18
	P5	100	12
	P6	100	14
	P7	100	14
	P8	100	18
	P9	100	8

	P10	100	8
	P11	100	18
	P12	100	18
	P13	100	18
	P14	100	30
	P15	100	22
	P16	100	40
	P17	100	36
	P18	100	16
	P19	100	16
	P20	100	44
	P21	100	44
	P22	100	44
	P23	100	38
	P24	100	14
	P25	100	12

Area interna	Profilo	Antenna (MHz)	Lunghezza (m)
	P26	100	5
	P27	100	9
	P28	100	14
	P29	100	50
	P30	100	16
	P31	100	18
	P32	100	16
	P33	100	20

	P34	100	9
	P35	100	7
	P36	100	6
	P37	100	8

Area esterna:

Durante l'interpretazione dei profili radar eseguiti, è stata messa in evidenza una discontinuità elettromagnetica riferibile alla presenza del contatto tra il terreno di riporto e il substrato calcarenitico-sabbioso. In tutti i profili effettuati all'esterno dell'ospedale non si è riscontrata la presenza di anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di cavità.

In particolare:

Profili P1 – P2: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di 2,20 m.

Profili P3 – P4 – P5 – P6: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico - sabbioso, che si attesta alla profondità di 2,30 m.

Profili P7 – P8: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, che si attesta alla profondità di 2,25 m. Questo è riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico - sabbioso.

Profili P9 – P10: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio,

riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico – sabbioso, che si attesta alla profondità di 2,2 m.

Profili P11 – P12 – P13: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico – sabbioso, che si attesta alla profondità compresa tra 2,20 e 2,30 m.

Profili P14 – P15: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico – sabbioso, che si attesta alla profondità compresa tra 1,2 ed 1,4 m.

Profili P16 – P17: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico – sabbioso, che si attesta alla profondità compresa tra 1,4 e 2,0 m.

Profili P18 – P19: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico – sabbioso, che si attesta alla profondità compresa tra 1,2 ed 1,4 m.

Profili P20 – P21 – P22: da 20 a 38 m dall'inizio del profilo è presente una zona caratterizzata da riflessioni elettromagnetiche (rettangolo in rosso) probabilmente dovuta al diverso grado di cementazione all'interno del complesso calcarenitico. La presenza di cavidotti e tombini ha causato il disturbo dei segnali acquisiti influenzando sensibilmente nell'interpretazione degli stessi.

Profili P23 – P24 – P25: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di 2,20 m.

Area interna:

Profilo P26 – P27: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, che si attesta alla profondità di 2,7 m. Questo è riferibile alla presenza del contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico. Da evidenziare la presenza di anomalie superficiali equidistanti tra loro ad intervalli regolari riferibili alla presenza dei ferri dell'armatura del pavimento (rettangolo verde).

Profilo P28: nel profilo è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di 2,7 m.

Profilo P29: nel profilo è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio, riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di 2,6 m.

Profili P30 – P31 – P32: nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio riferibile al contatto tra il terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di 2 m.

Da evidenziare:

- la presenza di una anomalia elettromagnetica alla fine dei tre profili riferibile ad un cordolo di fondazione (freccia in giallo);
- la presenza di una anomalia elettromagnetica nella porzione dei profili comprese tra 0 e 7 m dall'inizio dei profili riferibile ad una cavità ubicata alla profondità di 3 m dalla superficie di acquisizione. Non è stato possibile effettuare delle “griglie” di profili necessari alla dettagliata

rappresentazione della cavità a causa della limitata estensione areale dei locali considerato altresì che l'antenna da 200 MHz posizionata all'interno del carrello risulta essere larga circa 1 m.

Profili P33 – P34 – P35 – P36 – P37: Nei profili è presente un riflettore elettromagnetico (linea in giallo) subparallelo al piano calpestio riferibile alla presenza del terreno di riporto ed il substrato calcarenitico, che si attesta alla profondità di circa 3 m..

Durante la seconda fase sono stati effettuati n. 9 profili per un totale di 101 metri lineari all'interno dei cantinati. L'ubicazione delle linee d'indagine è visibile nella planimetria allegata.

Nella tabella seguente sono riportate le sigle identificative e la lunghezza di ogni profilo eseguito.

TABELLA 2

Area cantinato	Profilo	Antenna (MHz)	Lunghezza (m)
	C1	100	15
	C2	100	54
	C3	100	4
	C4	100	5
	C5	100	4
	C6	100	9
	C7	100	4
	C8	100	3
	C9	100	3

Dopo avere eseguito l'elaborazione dei dati acquisiti utilizzando l'antenna da 200 MHz, si è proceduto all'analisi ed all'interpretazione degli stessi in relazione agli scopi previsti dal progetto.

Da evidenziare il fatto che non è stato possibile effettuare delle “griglie” di profili necessari alla dettagliata rappresentazione delle cavità a causa della limitata estensione areale dei locali considerato altresì che l’antenna da 200 MHz posizionata all’interno del carrello risulta essere larga circa 1 m.

Di seguito vengono descritti dettagliatamente i profili georadar nei quali sono state riscontrate la presenza di anomalie per gli scopi previsti dal progetto.

Profilo C1: lungo il profilo non sono presenti anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di cavità. I riflettori elettromagnetici subparalleli ed inclinati rispetto la superficie di acquisizione sono riferibili probabilmente ad intercalazioni sabbiose all’interno del complesso calcarenitico.

Profilo C2: a 2, 5, 14, 26, 31, 46, 49 e 52 m dall’inizio del profilo sono presenti anomalie elettromagnetiche (freccie in blu) riferibili alla presenza di sottoservizi (cavidotti e tombini) che hanno sensibilmente influito sulla qualità dei dati acquisiti e quindi sull’interpretazione degli stessi. Si può comunque affermare che non sono presenti anomalie elettromagnetiche riferibili alla presenza di cavità.

Profili C3 – C4 – C5: dall’interpretazione dei profili non si riscontrano anomalie riferibili alla presenza di cavità.

Profilo C6: da 2 a 7 m dall’inizio del profilo è visibile un’anomalia elettromagnetica riferibile alla presenza di una cavità a circa 50 cm dalla superficie di acquisizione (Pozzo).

Profili C7 – C8 – C9: dall’interpretazione dei profili non si riscontrano anomalie riferibili alla presenza di cavità.

d) Prove penetrometriche

La prova penetrometrica dinamica consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di un apposito utensile di dimensioni e caratteristiche standard, fatto avanzare nei terreni per mezzo di un dispositivo a percussione.

Durante l'infissione viene registrato il numero di colpi N necessario per ottenere un determinato avanzamento del campionatore.

La prova consiste nell'infiggere nel terreno l'utensile per tratti consecutivi, rilevando il numero di colpi (N) necessario per la penetrazione di ciascun tratto di 15 cm.

Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti per due tratti (N_{30}).

La prova viene sospesa quando il numero di colpi N , per un tratto di 15 cm, supera 50. In tal caso si annota la penetrazione (in cm) ottenuta con i 50 colpi.

Per poter poi correlare opportunamente i valori forniti dalle prove ai parametri geotecnici dei terreni occorre tenere in debita considerazione fattori (quali granulometria del terreno, la presenza dell'acqua, le tensioni efficaci in sito) che influenzano i valori della resistenza della penetrazione.

Per quanto riguarda gli aspetti relativi alle tensioni efficaci in sito si è ritenuto fin dagli anni cinquanta (Terzaghi e Peck, 1948; Meyerhof, 1956) che le tensioni litostatiche fossero distrutte dalle azioni dinamiche create dalle prove e che pertanto i valori di NSPT non fossero influenzati dalla profondità della prova.

Successivamente evidenze sperimentali in sito (Lacroix e Horn, 1973) e in laboratorio (Gibbs e Holtz, 1957; Schultze, 1965; Bienagousky

e Marcuson, 1976) hanno confermato che le tensioni efficaci hanno un'influenza fondamentale sul valore di NSPT.

Infatti, da prove penetrometriche SPT eseguite (Jamiołkowski e Pasqualini, 1974) dal piano di campagna sono stati ottenuti i valori di NSPT superiori a quelli ottenuti sullo stesso sito dopo aver eseguito uno scavo di circa 8 m; i valori inferiori di questo ultimo sono dovuti all'effetto della diminuzione delle tensioni efficaci.

Peck e Bazaraa sulla base di correlazione dei risultati di un numero notevole di prove SPT e di prove di carico su piastra hanno suggerito di correggere i valori sperimentali NSPT mediante le seguenti espressioni:

$$N'SPT = 4 NSPT/1 + 4,097 \delta \text{ per } \delta \geq 0,732 \text{ kg/cmq}$$

$$N'SPT = 4 NSPT/3,25 + 1,024 \text{ per } \delta < 0,732 \text{ Kg/cmq}$$

in seguito Peck (1974) ha apportato delle modifiche, suggerendo di tenere conto delle influenze delle tensioni efficaci attraverso il coefficiente di correzione C_n ; per cui si ha:

$$N'SPT = C_n NSPT$$

con $C_n = 0,77 \log 20/\delta$

δ è la tensione efficace agente alla profondità alla quale è eseguita la prova.

Nella figura successiva sono riportate le correlazioni suggerite nel "Design Manual for soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", cui sono sovrapposti i risultati di correlazioni fatte da Houston (1960), Fletcher (1965), Shioi e Fukuni (1982).

I parametri di deformabilità possono ricavarsi da correlazioni suggerite da Mitchell e Gardner (1975) riportate nei grafici allegati ove sono confrontati i valori del modulo confinato (M_o) con i valori $N'SPT$.

Deuver (1982) osserva che il modulo di Young E e il valore di NSPT sono legati da una relazione espressa dall'equazione:

$$E = S1 + N'SPT + S2$$

ove i valori S1 ed S2, costanti, sono riportati nella Tabella con riferimento a diversi tipi di terreno.

Per quanto riguarda il problema dell'influenza della falda d'acqua sui valori di NSPT, questo è stato affrontato da diversi autori (Schultze e Menzenbach, 1961; Schultze e Melzer, 1965; Gibbs e Holtz, 1957; Terzaghi e Peck, 1948; Peck e Bazaraa, 1969) con molta disparità di risultati e di giustificazione teoriche.

Prove eseguite in laboratorio (Gibbs e Holtz, 1957; Schultze e Melzer, 1965) conducono al risultato che la presenza dell'acqua fa diminuire i valori di NSPT (a parità di densità relativa, tensioni di confinamento e granulometria) e tale diminuzione è più risentita nelle sabbie grossolane che nelle sabbie fini. Tuttavia gli stessi Gibbs e Holtz sembrano molto perplessi sulla credibilità di questi risultati.

Conclusioni analoghe, anche se in misura molto meno pronunciata, sono ottenute da Schultze e Menzenbach, 1961, dall'analisi di prove condotte in situ.

Terzaghi e Peck ritengono che gli unici tipi di sabbie che risentono della presenza della falda d'acqua siano quelle fine e/o limose molto compatte e per esse quando il valore di NSPT misurato risulta superiore a 15, consigliano la seguente espressione correttiva:

$$N' = 15 + 0,5 (NSPT - 15) \text{ con } NSPT \geq 15,$$

il che equivale a prendere, come rappresentativi del terreno di fondazione, valori minimi di quelli misurati.

L'indagine "in situ" più sistematica per lo studio degli effetti dell'immersione delle sabbie molto fini (si intendono per sabbie molto fini quelli aventi diametro effettivo compreso tra 0,1 e 0,05 mm) e/o limose sui valori di NSPT è quella di Bazaraa (1967) e Peck e Bazaraa (1969) che

hanno studiato i risultati ottenuti in fori di sondaggi situati in 11 differenti zone, mediando i valori di NSPT per una profondità di circa 1 metro sopra e sotto il livello della falda.

Risulta che, mediamente, il valore di NSPT sotto la falda è circa 1,7 volte superiore a quello ottenuto sopra di essa e che l'aumento è più pronunciato nel caso di sabbie sciolte che nel caso di sabbie dense. Tali autori suggeriscono che la densità relativa di sabbie molto fini e/o limose immerse, in cui sia stato misurato il valore di NSPT, possa essere uguale a quella di una sabbia asciutta la cui resistenza alla penetrazione è data da:

$$N' = 0,6 \text{ NSPT per NSPT qualunque.}$$

In generale, la maggior parte degli autori sono concordi nel trascurare l'effetto sui valori di NSPT della presenza della falda d'acqua nelle sabbie fini, medie e grossolane e di tenerne invece conto tramite la (1) nelle sabbie molto fini e/o limose compatte.

Per la valutazione della densità relativa "Dr" si può fare riferimento alle correlazioni empiriche di Terzaghi- Peck, riportate in grafico.

L'angolo d'attrito interno si può stimare tramite altre correlazioni empiriche come ad esempio quella di Peck-Hanson-Thorborn o di Meyerof riportate anche esse in grafico.

Una ulteriore correlazione tra i risultati delle prove penetrometriche dinamiche e le caratteristiche di resistenza meccanica dei terreni è stata proposta da De Mello (1973).

Di seguito si riportano gli elaborati grafici ed i risultati delle prove penetrometriche eseguite.

CARATTERISTICHE LITOLOGICHE DEI TERRENI INTERESSATI

Come si evince dalle colonne stratigrafiche e dalle sezioni geologiche i terreni interessati dalle opere in progetto sono dall'alto verso il basso:

- a) Terreno vegetale costituito da limi con ghiaie in matrice lateritica (terre rosse) e/o terreno di riporto costituito da sabbie limose in matrice lateritica con elementi lapidei di varie dimensioni;
- b) Calcareniti, sabbie e calciruditi;
- c) Argille sabbiose.

Nel seguito si descrivono singolarmente le caratteristiche litotecniche essenziali dei vari terreni presenti.

a) Terreno vegetale (terre rosse) e/o terreno di riporto: E' una "roccia pseudo-coerente" costituita da minerali lateritici, sostanza organica, limi e sabbie fini. Si presenta generalmente consistente e/o molto consistente di colore rossastro e/o nerastro. Localmente tale litotipo è sovrastato da terreno di riporto con caratteristiche generalmente simili alle terre rosse essendo costituito prevalentemente da terreni lateritici con elementi lapidei di varie dimensioni. Lo spessore complessivo massimo è intorno i 3,0 mt.

Tale terreno non costituisce il sedime degli edifici che compongono l'Ospedale dei Bambini in quanto i pozzetti hanno evidenziato la presenza di sottofondazioni in corrispondenza degli spessori maggiori di tale litotipo in modo da scaricare sempre le tensioni sul sottostante complesso calcarenitico.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica di tale complesso, a scopo puramente indicativo, si utilizzano, quindi, i risultati delle prove penetrometriche in foro e delle prove di laboratorio eseguite dal sottoscritto

per altri lavori nelle vicinanze come per esempio il lavoro eseguito per la ristrutturazione del Policlinico dove questo litotipo costituisce il sedime di alcune palazzine: $c' = 0$ t/mq, $\phi' = 30^\circ$, $\gamma = 1,9$ t/mc, che possono essere considerati valori decisamente bassi per l'intero complesso.

Ciò a vantaggio della sicurezza.

b) Calcareniti, sabbie e calciruditi: Si tratta di un complesso stratigrafico particolarmente eterogeneo nella composizione mineralogica e nella granulometria dei clasti in quanto si ritrovano elementi che vanno dalla sabbia fine alla ghiaia grossolana.

E' un deposito clastico che per le peculiari caratteristiche è riferibile ad un ambiente di mare basso con frequenti ma brevi periodi di emersione.

Ciò è testimoniato dal fatto che la cementazione è particolarmente abbondante in alcuni orizzonti che coincidono con antichi affioramenti e che il cemento secondario è dovuto alla deposizione di sali calcarei dalle acque risalenti in ambiente subaereo (fenomeni di calcificazione).

In generale la composizione mineralogica è costituita da prevalenti carbonati di calcio e magnesio, minerali di quarzo. Quest'ultimo è presente soprattutto nella frazione più fina.

La non omogenea distribuzione del cemento conferisce alla roccia un aspetto caratteristico dovuto alla presenza di una struttura vacuolare piuttosto cementata con i vacuoli riempiti da sabbie poco cementate o addirittura incoerenti.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica di tale complesso che costituisce il terreno di sedime dell'Ospedale dei Bambini si utilizzano i risultati delle prove penetrometriche in foro eseguite nella porzione più sabbiosa.

I valori minimi ritrovati sono: $c' = 0$ t/mq, $\phi' = 31^\circ$, $\gamma = 2,00$ t/mc, che possono essere considerati valori decisamente bassi per l'intero complesso.

Ciò a vantaggio della sicurezza.

c) Argille sabbiose: Si tratta di argille sabbiose di colore grigio-azzurro, fossilifere, sature, spesso inconsistenti, talora, dove la percentuale di argilla risulta maggiore, molto plastiche e molto compressibili.

Le prove di laboratorio eseguite ci indicano un terreno particolarmente scadente da un punto di vista fisico-meccanico, tanto che le due prove SPT eseguite non hanno praticamente fornito alcuna valutazione numericamente significativa in relazione al fatto che è bastato un colpo per far avanzare la punta dei 15 cm. stabiliti, dimostrando quanto detto prima sulla reale inconsistenza di tale terreno. Le prove di laboratorio confermano tale situazione tanto che, pur essendo stati prelevati campioni nella porzione più coesiva e, quindi, di migliori caratteristiche hanno fatto registrare valori piuttosto scadenti delle caratteristiche fisico-meccaniche.

In definitiva si può dire che i parametri utilizzabili, a vantaggio della sicurezza, sono: $c' = 0 \text{ t/mq}$, $\varphi' = 15^\circ$, $\gamma = 1,70 \text{ t/mc}$

CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO

Il territorio interessato è incluso nell'elenco delle località sismiche di IIa categoria, a cui si attribuisce un grado di sismicità $S=9$, allegato alla legge 25.11.1962 n. 1684 e successive modificazioni (Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 23.09.1981 n. 666) concernente "Aggiornamento delle zone sismiche della Regione Sicilia", pubblicato sulla G.U.R.I. n. 314 del 14 novembre 1981 e rettificato ai sensi del Decreto Ministeriale 27 luglio 1982, pubblicato sulla G.U.R.I. del 16.08.1982, n. 224 e confermato dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03.

Esiste nella letteratura scientifica (Baratta 1934, De Panfilis 1959, Cosentino, Mulone 1985, Barberi 1985) tutta una serie di notizie relative ad eventi sismici che hanno avuto i loro epicentri in zone vicine all'area in oggetto o che si sono risentite nell'abitato di Palermo.

Le prime notizie di eventi che in qualche maniera si sono avvertite nella zona risalgono al 1593 e ricordano un terremoto con epicentro Corleone, successivamente altre notizie riportano di terremoti nel 1724 e 1740.

Nel 1816-17 una serie di scosse sismiche con epicentro a Sciacca, Menfi e Sambuca di Sicilia sono state avvertite anche a Palermo.

Nel 1897 una nuova scossa sismica interessa Corleone, nel dicembre del 1909 una forte scossa con intensità pari al VII° grado si verificò con epicentro nella zona di Camporeale.

Un'intensa attività sismica si è verificata tra il 18 ed il 20 novembre 1954, con area epicentrale localizzata nei pressi dell'abitato di Grisi; la scossa principale, di intensità valutata del VI° grado della scala Mercalli, fu registrata negli osservatori di Palermo e Messina; successivamente nel

1956 un movimento sismico a carattere locale ha interessato nuovamente il territorio di Grisi.

Nel 1968 si è registrato il terremoto più importante della zona risentito a Palermo con intensità pari al VI°. In quella occasione una vasta area situata a cavallo della Valle del Belice fu interessata da una serie di forti scosse sismiche che provocarono gravissimi danni e vittime negli abitati di Gibellina, Salaparuta, Montevago, Poggioreale, S.Margherita Belice, Salemi, Partanna, Menfi, mentre danni minori, ma sempre notevoli, si ebbero a Palermo.

Da allora numerose scosse di lieve entità sono state registrate e tutte legate ai terremoti che hanno coinvolto l'area del palermitano, sino a quello più forte del 06/09/02 che è stato avvertito dalla popolazione ed ha causato parecchi danni a monumenti ed edifici ubicati in particolari aree del centro abitato.

Dagli studi di questo recente evento sismico e dalla zonizzazione dei danni si evince con chiarezza che i manufatti che hanno subito danni sono tutti ubicati nelle zone alluvionali e/o palustri, ora riempite, dove evidentemente la presenza di terreni a scarsa o scarsissima consistenza ha creato fenomeni di consolidamento a seguito delle sollecitazioni sismiche.

Dove il terreno di sedime era costituito dal complesso calcarenitico non vi sono stati danni se non a quei manufatti che dimostravano una evidente carenza costruttiva.

A conferma di quanto detto il complesso ospedaliero non ha riportato danni, ma in questo quadro trova conferma la classificazione sismica dell'area e la necessità di studiare, nei siti interessati da edificazione, le eventuali modificazioni che dovessero subire le sollecitazioni sismiche ad opera dei fattori morfologici, strutturali e litologici.

Tali studi, eseguiti anche in Italia nelle zone dell'Irpinia, del Friuli, dell'Umbria e più recentemente di Palermo e del Molise, hanno evidenziato notevoli differenze di effetti da zona a zona nell'ambito di brevi distanze, associate a differenti morfologie dei siti o a differenti situazioni geologiche e geotecniche dei terreni.

In tal senso sembra opportuno soffermarsi su alcuni aspetti di carattere generale riguardanti la tematica in oggetto, utili all'inquadramento del "problema sismico".

La propagazione delle onde sismiche verso la superficie è influenzata dalla deformabilità dei terreni attraversati. Per tale ragione gli accelerogrammi registrati sui terreni di superficie possono differire notevolmente da quelli registrati al tetto della formazione di base, convenzionalmente definita come substrato nel quale le onde di taglio, che rappresentano la principale causa di trasmissione degli effetti delle azioni sismiche verso la superficie, si propagano con velocità maggiori o uguali a 1.000 m/sec.

Si può osservare in generale che nel caso in cui la "formazione di base" sia ricoperta da materiali poco deformabili e approssimativamente omogenei (es. calcari e calcareniti) gli accelerogrammi che si registrano al tetto della formazione di base non differiscono notevolmente da quelli registrati in superficie: inoltre in tale caso lo spessore dei terreni superficiali non influenza significativamente la risposta dinamica locale.

Nel caso in cui la formazione di base è ricoperta da materiali deformabili, gli accelerogrammi registrati sulla formazione ed in superficie possono differire notevolmente, in particolare le caratteristiche delle onde sismiche vengono modificate in misura maggiore all'aumentare della deformabilità dei terreni.

La trasmissione di energia dal bed-rock verso la superficie subisce trasformazioni tanto più accentuate quanto più deformabili sono i terreni

attraversati; all'aumentare della deformabilità alle alte frequenze di propagazione corrispondono livelli di energia più bassi e viceversa a frequenze più basse corrispondono livelli di energia più alti.

Il valore del periodo corrispondente alla massima accelerazione cresce quanto la rigidezza dei terreni diminuisce; nel caso di rocce sciolte tale valore aumenta anche all'aumentare della potenza dello strato di terreno.

Di particolare importanza è, inoltre, lo studio dei contatti stratigrafici in affioramento soprattutto tra terreni a risposta sismica differenziata.

Nel particolare della risposta sismica locale, lo studio eseguito con il necessario dettaglio in relazione ai parametri proposti dalla circolare 2222/95 dell'Assessorato Territorio ed Ambiente ci permette di escludere, nel sito interessato dalla realizzazione delle opere, **"la presenza di terreni soggetti a fenomeni di liquefazione"** e di classificare i terreni presenti come riferibili al **" tipo S1 - Comma B - Allegato F "**, cioè **"depositi di sabbie e ghiaie addensate e/o terreni coesivi compatti, senza un substrato a forte contrasto, caratterizzati da valori crescenti delle onde sismiche trasversali comprese tra 250 e 500 m/sec."**.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03 i terreni presenti possono essere classificati come **"terreni di tipo C"** cioè **"Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensatecaratterizzati da valori $15 < NSPT < 50$ "**

Ne consegue che non esistono pericolosità sismiche che possano ostare la realizzazione delle opere in progetto.

CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il calcolo della capacità portante viene eseguito con il programma Ce.Ca.P.

Il modulo per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali è caratterizzato dalle grandi potenzialità offerte in termini di metodologie di calcolo. Consente, infatti, di elaborare i dati con le formulazioni presentate da Terzaghi, Meyerhof, Hansen e Vesic, che si distinguono, oltre che per i diversi approcci nella formulazione delle ipotesi relative ai meccanismi di rottura, per la complessità geometrica delle situazioni trattate.

Esso permette di trattare i problemi geotecnici in terreni omogenei o stratificati; in questo caso effettua automaticamente la determinazione dei valori medi dei parametri geotecnici nell'area interessata dalla fondazione.

Può, inoltre, lavorare in condizioni sismiche, utilizzando il metodo pseudostatico normalmente usato nei calcoli di ingegneria civile, dove i carichi vengono incrementati secondo coefficienti che dipendono dalla zona sismica, come appunto previsto dalla normativa vigente.

Il modulo di calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali è stato redatto sulla base del testo "Foundation Analysis and Design", di J.E. Bowles, edito da McGraw-Hill, (quarta edizione) ed è in grado di verificare fondazioni di varia geometria: quadrate, rettangolari, circolari e nastriformi.

Il metodo generale utilizzato in questo programma consiste nel determinare la "Qa" cioè la pressione ammissibile nel terreno in corrispondenza del piano di posa della fondazione per una geometria e una stratigrafia date. "Qa" è data dal rapporto tra la pressione ultima o di rottura

“Qult” ed il fattore di sicurezza minimo richiesto dalle normative (FS). La pressione ultima o di rottura Qult è il risultato più strettamente geotecnico del calcolo di capacità portante delle fondazioni superficiali. Rappresenta la massima tensione in assoluto, superando la quale si ha rottura del terreno.

Si osservi che i carichi devono essere calcolati in corrispondenza del piano di posa, per cui il carico verticale deve tenere conto del peso proprio delle fondazioni ed i momenti devono comprendere il momento di trasporto dato dal prodotto dei carichi orizzontali per la distanza tra il piano di campagna ed il piano di posa. Il fattore di sicurezza relativo alle condizioni di carico effettivo viene determinato raffrontando la tensione verticale effettiva, cioè il rapporto tra il carico normale e l'area efficace, con la pressione ultima di rottura sul terreno.

Si ricorda che con il termine area efficace si intende far riferimento ad un'area ridotta per effetto della presenza di momenti applicati alla fondazione, a causa dei quali il carico verticale risulta eccentrico. L'area utile è quella simmetrica rispetto al punto di applicazione del carico verticale, quindi, ogni lato della fondazione risulta ridotto, per le fondazioni rettangolari, di due volte l'eccentricità del carico stesso, mentre per le fondazioni circolari si considera un'area pari a due volte la sezione di cerchio posta oltre la corda passante per la risultante eccentrica.

Non essendo in possesso delle dimensioni e dei reali carichi trasmessi sul terreno sia per quanto riguarda gli edifici esistenti da ristrutturare, sia per quanto riguarda i nuovi corpi da realizzare, nel presente studio i calcoli sono stati eseguiti in maniera parametrica, al fine di dare ai progettisti i valori del carico ammissibile indicativi e, comunque, di gran lunga a vantaggio della sicurezza, in funzione della tipologia di fondazione diretta a platea che è poi la soluzione progettuale scelta per il

nuovo corpo e del parcheggio e di tipo diretto nastriforme per i vecchi edifici da ristrutturare.

CONCLUSIONI

Da quanto detto precedentemente in ordine alle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e tecniche si evince che:

- L'area dell'Ospedale dei Bambini è stabile e non esistono agenti geomorfologici che possano turbare il presente stato di equilibrio;
- In relazione al fatto che l'area del Ospedale dei Bambini è inserita, nell'ambito del PRG, tra le aree *“interessate da cedimenti e rilassamenti del suolo, sprofondamenti, crolli per la presenza di cavità sotterranee antropiche: cave a gallerie e pilastri (muchate), cave a pozzo imbutiformi; evoluzione geomorfologia sotterranea”*, si può affermare che effettivamente i dati a nostra disposizione evidenziano la presenza di cavità artificiali nel sottosuolo dell'Ospedale ed in particolare la letteratura scientifica ci riporta i seguenti ritrovamenti:
 - ⇒ Presenza di un cunicolo militare nell'area del Bastione di Porta Montalto;
 - ⇒ Cavità ad imbuto rovescio rinvenute nel 1957 durante i lavori di ampliamento dell'Ospedale dei Bambini;
 - ⇒ Gallerie sotterranee rinvenute nel 1544 durante la costruzione del Bastione di Porta Mazara;
 - ⇒ Cripta dell'Ex Convento dell'Annunziata, oggi Ospedale dei Bambini;
 - ⇒ Cave di pietra interferenti con cavità ad imbuto rinvenute a 10 mt. di profondità durante i lavori di ampliamento dell'Ospedale dei Bambini.

- In relazione a questo tipo di problematica è stata realizzata un'approfondita campagna di indagini georadar che hanno evidenziato come nell'ambito di uno spessore di 5 mt. (profondità ritenuta ottimale per questo tipo di indagine in relazione ai carichi trasmessi dai manufatti) non esiste alcun problema di questo tipo in quanto:
 - ⇒ nell'ambito di questo spessore non vi sono anomalie riferibili a cavità sotterranee antropiche se non quelle in corrispondenza del profilo C6 e dei profili P33, P34, P35 che sono legate rispettivamente alla presenza di un grosso pozzo e di una probabile cripta;
 - ⇒ il primo, da notizie assunte in letteratura e sui luoghi, confluisce in un vecchio canale sotterraneo che si sviluppa in direzione monte-valle attraversando l'intero complesso ma a profondità certamente superiori ai 5 mt. investigati, la seconda interessa solo il vecchio corpo di fabbrica che era il Convento dell'Annunziata e che come è noto venivano realizzate in maniera da non creare problemi statici all'edificio che, infatti, pur essendo stato realizzato nel XVII secolo non presenta problemi statici di alcun tipo;
 - ⇒ non sono presenti terreni che possano dare luogo a cedimenti e rilassamenti del suolo;
 - ⇒ lo stesso D.A.R.T.A. del 04/07/00 e successive modifiche relativo al Piano straordinario per il rischio idrogeologico non inserisce tale area tra quelle a rischio di frana.
- Il territorio interessato è incluso nell'elenco delle località sismiche di IIa categoria, a cui si attribuisce un grado di sismicità $S=9$, allegato alla legge 25.11.1962 n. 1684 e successive modificazioni (Decreto

Ministero dei Lavori Pubblici 23.09.1981 n. 666) concernente "Aggiornamento delle zone sismiche della Regione Sicilia", pubblicato sulla G.U.R.I. n. 314 del 14 novembre 1981 e rettificato ai sensi del Decreto Ministeriale 27 luglio 1982, pubblicato sulla G.U.R.I. del 16.08.1982, n. 224 e confermato dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03.

- Numerose scosse sono state registrate nel Palermitano, sino a quello più forte del 06/09/02 che è stato avvertito dalla popolazione ed ha causato parecchi danni a monumenti ed edifici ubicati in particolari aree del centro abitato.
- Dagli studi di questo recente evento sismico e dalla zonizzazione dei danni si evince con chiarezza che i manufatti che hanno subito danni sono tutti ubicati nelle zone alluvionali e/o palustri, ora riempite, dove evidentemente la presenza di terreni a scarsa o scarsissima consistenza ha creato fenomeni di consolidamento a seguito delle sollecitazioni sismiche.
- Dove il terreno di sedime era costituito dal complesso calcarenitico non vi sono stati danni se non a quei manufatti che dimostravano una evidente carenza costruttiva.
- Nel particolare della risposta sismica locale, lo studio eseguito con il necessario dettaglio in relazione ai parametri proposti dalla circolare 2222/95 dell'Assessorato Territorio ed Ambiente ci permette di escludere, nel sito interessato dalla realizzazione delle opere, **"la presenza di terreni soggetti a fenomeni di liquefazione"** e di classificare i terreni presenti come riferibili al **" tipo S1 - Comma B - Allegato F "**, cioè **"depositi di sabbie e ghiaie addensate e/o terreni coesivi compatti, senza un substrato a forte contrasto, caratterizzati da valori crescenti delle onde sismiche trasversali**

comprese tra 250 e 500 m/sec.". Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03 i terreni presenti possono essere classificati come **“terreni di tipo C”** cioè **“Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate caratterizzati da valori $15 < NSPT < 50$ ”**

- Appare errata ed assurda la previsione del D.A.R.T.A. di inserire tale zona tra quelle a “rischio molto elevato per esondazione”, scelta certamente frutto di un impostazione non coerente con la realtà.
- Da un punto di vista idrogeologico, infatti, non vi sono le sia pur minime condizioni perché l'area possa essere interessata da fenomeni esondativi. La previsione di questo vincolo va, quindi, modificata ed in questo senso viene allegata al progetto una relazione idraulica a supporto di tale richiesta di modifica.
- Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni presenti si utilizzano i risultati delle prove penetrometriche in foro e delle prove di laboratorio eseguite: Terreno di riporto e terre rosse: $c' = 0$ t/mq, $\varphi' = 30^\circ$, $\gamma = 1,8$ t/mc, per le calcareniti $c' = 2$ t/mq, $\varphi' = 31^\circ$, $\gamma = 2,00$ t/mc, per le argille sabbiose $c' = 0$ t/mq, $\varphi' = 15^\circ$, $\gamma = 1,70$ t/mc che possono essere considerati valori decisamente bassi per l'intero complesso. Ciò a vantaggio della sicurezza.
- Le fondazioni del nuovo corpo possono essere di tipo diretto tramite platea generale che ci permette di avere un coefficiente di sicurezza elevato anche in relazione alla presenza delle cavità sia pure esse a profondità tale da non interessare il bulbo di pressione imposto dal sovraccarico del nuovo edificio. Uniche precauzioni devono essere quelle di:

- ❖ Eseguire, dopo la demolizione della parte di edificio che dovrà essere sostituito da un corpo di altezza maggiore, una accurata campagna di indagini georadar per verificare, dove ora non è possibile, l'eventuale presenza di cavità sotterranee a profondità limitata;
- ❖ Eseguire per ogni manufatto da realizzare un sondaggio ogni 20 mt. a distruzione di nucleo di profondità 10 mt. con il solo scopo di verificare l'eventuale presenza di cavità;
- ❖ In caso di ritrovamento di tale tipologia di anomalia eseguire le necessarie opere di consolidamento, la più semplice delle quali è quella del loro riempimento.
- Per quanto riguarda la realizzazione del parcheggio nulla osta da un punto di vista geologico ed idrogeologico, in quanto il terreno interessato sarà il complesso calcarenitico che risulta essere un ottimo terreno di fondazione, la falda è decisamente più profonda del modesto spessore che sarà scavato. Uniche precauzioni devono essere quelle di:
 - ⇒ Prevedere un sistema drenante efficiente per evitare che le cospicue infiltrazioni idriche nel complesso calcarenitico, che è un complesso molto permeabile per porosità, possa creare danni ed inconvenienti alle strutture ed alla gestione del parcheggio;
 - ⇒ Eseguire, una volta realizzato lo scavo, una dettagliata indagine georadar ed alcuni sondaggi a distruzione di nucleo di profondità pari a 10,0 mt, per verificare se, anche dopo lo scavo, il complesso calcarenitico, almeno per uno spessore di 5 mt. si presenta privo di cavità artificiali.
- Da quanto detto precedentemente si evince che il progetto è fattibile da un punto di vista geologico con le avvertenze su indicate.