

COMUNE DI NAPOLI
MUNICIPALITA' 6 (PONTICELLI - BARRA - S. GIOVANNI A TEDUCCIO)



Proponente:



ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE Spa
 Via Porzio Centro Direzionale Is E3 snc
 Palazzo Avalon
 80143 Napoli
 e-mail: abbatecostruzioni@pec.it

ABBATE COSTRUZIONI e AMBIENTE s.r.l.
 Via G. Porzio, Is. E/3 - 80143 NAPOLI
 Cod. Fisc. P. IVA 07799404216
 N. REA: 910768

Progetto:



COPEC Srl
 Via Tino di Camaino,6 - 80129 Napoli
 Via Grotta dell'Olmo,69 - 80014Giugliano (Na)
 e-mail: studio@copecsrl.com
 tel: +39 0818049234
 Direttore Tecnico: Arch. Michela GENOVESE

Collaboratori:
 arch. Maria Monti

Consulente Legale:
 avv. Maria Laura D'Angelo

COPEC S.r.l.
 Il Direttore Tecnico



**PIANO PARTICOLAREGGIATO
 DI INIZIATIVA PRIVATA**
 ai sensi dell'art. 26, comma 2, lettera a)
 della Legge regionale Campania n° 16/2004
LOTTO IN VIA MADONNELLE - PONTICELLI

PROPOSTA DEFINITIVA DI PIANO

GENERALI

**Relazione geologica - tecnica: carte
 tematiche, tabelle e schede stratigrafiche,
 planimetria generale, calcoli geotecnici,
 elaborazione dati STP**

NOME FILE		AMB. SOFT.	SCALA		
			-		
REV	DATA	REVISIONE - DESCRIZIONE	Redatto	Verificato	Approvato
5	06-2018				

		03	G	03	
--	--	-----------	----------	-----------	--



**STUDIO TECNICO & GEOLOGICO
AMATO**

Viale Colli Aminei, 38 - 80131 Napoli

Fax 081/0380321 - 3387074269 e-mail: geologo.amato@libero.it

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

COMUNE DI NAPOLI

COMMITTENTE: CI.PE. COSTRUZIONI s.r.l.

**Oggetto: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
LOTTO IN VIA MADONNELLE, PONTICELLI**

ALLEGATI:

- CARTE TEMATICHE
- TABELLE E SCHEDE STRATIGRAFICHE
- PLANIMETRIA GENERALE
- CALCOLI GEOTECNICI
- ELABORAZIONE DATI SPT

DATA

29 LUGLIO 2009

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Alessandro Amato



INDICE

PREMESSA	3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	5
CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DELL'AREA IN ESAME.....	6
Caratteristiche geomorfologiche e idrogeologiche dell'area.....	6
Indagini geognostiche.....	8
Caratteristiche litostratigrafiche	10
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA IN ESAME.....	12
CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA IN ESAME.....	16
Pericolosità sismica di base.....	18
Risposta sismica del sito di intervento	21
CALCOLAZIONE GEOTECNICA.....	23
Verifica a liquefazione	29
METODOLOGIA REALIZZAZIONE CARTE TEMATICHE Scala 1:2000	30
Carta ubicazioni sondaggi e prove	30
Carta geolitologica.....	30
Carta idrogeologica.....	31
Carta della stabilità	31
Carte della zonazione sismica	31
CONCLUSIONI.....	33

PREMESSA

Per incarico conferitogli dalla società CLPE. Costruzioni s.r.l. nel mese di Giugno 2009, il sottoscritto Dott. Geol. Alessandro Amato ha eseguito, in ottemperanza alla normativa vigente (D.M. dell'11/03/88 - L.R. n.9/83- Norme di Attuazione della Variante al P.R.G. e Regolamento Edilizio del Comune di Napoli, O.P.C.M. 3274/2003, Norme Tecniche di costruzione di cui al D.M. del 14/01/08) un'indagine geologico-tecnica sul sottosuolo dell'area interessata ad un Piano Urbanistico Attuativo per una realizzazione di un lotto in via Madonnelle, Ponticelli, Napoli (Latitudine 40,87°; Longitudine 14,33°). Il sito di lottizzazione presenta i seguenti dati catastali: foglio 88 NCT part.ile 735, 736, 782, 783, 784, 787, 788, 1026, 1027, 1028, 1029, 1030, 1319, 1337.

La presente indagine, eseguita mediante rilevamento di superficie e, indagini geognostiche in situ del tipo:

- n.3 sondaggi meccanici a carotaggio continuo con prelievo di campioni rimaneggiati depositati in apposite cassette;
- n. 23 prove penetrometriche dinamiche (SPT), intende fornire:
 - a) una modellazione geologica volta a definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sottosuolo dell'area di intervento e di quello delle aree limitrofe sulla base dei risultati delle suddette indagini geognostiche effettuate, della consultazione della letteratura geologica della zona, del rilevamento geologico di superficie;
 - b) modellazione geotecnica, che, ottenuta sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate, è volta a caratterizzare dal punto di vista geomeccanico i terreni riconosciuti nella modellazione geologica suddetta;
 - c) calcoli geotecnici tesi ad ottenere quei valori (carico limite, cedimenti, valutazione del rischio di suscettibilità alla liquefazione) di verifica dell'equilibrio tra il sistema struttura-opera di fondazione e i terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area di intervento e delle strutture limitrofe ad essa.

riporta che in tali acquiferi, la permeabilità dipende dalla granulometria, cementazione e giacitura, per cui il passaggio dell'acqua è elevato in corrispondenza di banchi di sabbia ghiaiosa e lenti o strati di pomici e lapilli, mentre è minore nei materiali argillosi o a matrice limosa prevalente. La permeabilità di questa struttura idrogeologica è notevole, nei terreni molto eterogenei noti come "piroclastici sciolte", la circolazione idrica avviene per falde sovrapposte, interconnesse sia per interdigitazione di sedimenti a diverso grado di permeabilità, sia per fenomeni di "drenanza", preferendo gli strati di materiale più grossolano a maggiore permeabilità. Tutto ciò si traduce in una grande variazione dei valori della permeabilità relativa, sia in senso verticale sia in senso orizzontale. La presenza di livelli acquiferi è quindi condizionata dalle discontinuità litologiche (All. 4 - carte tematiche).

La climatologia, assegna al territorio d'indagine, un regime pluviometrico di tipo appenninico, in cui il periodo piovoso è concentrato nelle stagioni autunno-inverno, e le piogge acquistano i massimi valori di frequenza e portata, nei mesi di novembre e dicembre. Nelle carte delle precipitazioni medie annue, tale zona ricade interamente tra le isoiete 1000 mm/annuo.

Dai dati in possesso dello scrivente, lo spessore dei sedimenti alluvionali e piroclastici rimaneggiati è superiore ai 100 mt. di profondità dal livello del mare. La zona d'indagine ricade nella valle alluvionale del bacino del fiume Sebeto a circa 2.000 mt. di distanza dalla foce, un tempo di tipo a delta. Dai dati delle misure piezometriche eseguite durante le indagini geognostiche è stato rilevato che il livello piezometrico della falda più superficiale varia da 3,60 m a 4,30 m. dal p.c. (All. 4 - carte tematiche). I risultati delle stesse indagini geognostiche rilevano l'esistenza in zona di tre falde idriche sospese e sovrapposte tra il piano campagna e i meno 30 mt. di profondità. Si sottolinea che, data la superficialità della falda, che in diversi siti della zona orientale di Napoli (es. via Sambuco, via Stadera, Rione Luzzati, piazza S. Francesco etc.) sono stati da tempo segnalati fenomeni (tipo allagamenti di scantinati), potenzialmente riconducibili a variazioni del locale livello piezometrico della falda più superficiale. Circa le possibili cause del fenomeno, quelle ritenute più certe si riferiscono:

- Alla drastica riduzione dei prelievi da falda nei campi pozzi dell'Arin per quello di Lufrano, dove i prelievi sono iniziati nel 1946, si è passati da prelievi di oltre 86×10^6 mc/annui (nel 1989), a portate assai esigue nel 1999 - 2000. Riduzioni significative si sono avute anche in corrispondenza del campo pozzi di Acerra.
- Alla dismissione di molte industrie della zona.

Naturalmente alle cause si aggiungono i fattori predisponenti ai fenomeni di ristagno quali:

- morfologia pianeggiante
- caratteristiche granulometriche dei terreni superficiali
- interventi antropici
- presenza di canali e rete fognaria inadeguata a smaltire con prontezza carichi idrici eccessivi.

Si sottolinea che in un siffatto territorio, se la rete di drenaggio naturale ed artificiale non risulta adeguata allo smaltimento repentino delle acque meteoriche connesse ad eventi pluviometrici "eccezionale", i fenomeni di ristagno suddetti possono essere particolarmente spinti per cui si consiglia di realizzare piani interrati ad una quota iniziale di + 0,8 mt. rispetto al piano campagna.

Indagini geognostiche

A seguito di accurati sopralluoghi nell'area interessata dal progetto e dopo aver effettuato un rilevamento geologico di dettaglio, esteso anche all'intorno della stessa area, sono state programmate ed eseguite le seguenti indagini geognostiche in situ:

- n° 3 sondaggi geognostici (S1, S2, S3) a carotaggio continuo fino alle seguenti profondità di 30,00 m. e di 20 m., realizzati allo scopo di determinare le caratteristiche lito-stratigrafiche del sottosuolo. Le perforazioni sono state eseguite dalla ditta Impresonda di Nicola Gagliardi con sede a Caserta in data 11-12-13/06/09 rispettivamente alle quote di 18,20 m., 18,00 m. e 16,8 m. s.l.m. con sonda a rotazione CMV MK 400 a carotaggio continuo. Talvolta è stata usata la circolazione d'acqua allo scopo di rimaneggiare quanto meno possibile i campioni di terreno estratti. La

campionatura così ricavata e posta in cassette catalogatrici (all. 2 - carte tematiche; All. 10 documentazione fotografica) in legno ha consentito di ricostruire le stratigrafie riportate nell'allegato .

- n° 23 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. (Standard Penetration Test) eseguite a profondità significative (1,50 m. - 2,00 m., 2,50 m., 3,00 m., 4,00 m., 5,00 m., 6,00 m., 7,00 m., 8,00 m., 9,00 m., 10,00 m., 11,00 m., 12,00 m., 13,00 m., 14,00 m., 15,00 m., 16,00 m., 18,00 m., 19,00 m., 20,50 m., 23,00 m., 25,00 m., 29,50 m.) durante l'esecuzione dei sondaggi S1, S2, S3, con attrezzatura standardizzata a sganciamento automatico. I dati relativi alle prove e la loro elaborazione computerizzata sono anch'essi riportati nell'allegato 8. In sintesi tali prove sono state eseguite dalla ditta Impresonda di Nicola Gagliardi, in data 11-12-13/06/09 rispettivamente: prova n. 1 alla profondità di 1,50 m dal p.c. con numero di colpi (3-5-6); prova n. 2 alla profondità di 2,00 m dal p.c. con numero di colpi (4-5-9); prova n. 3 alla profondità di 2,50 m dal p.c. con numero di colpi (6-8-11); prova n. 4 alla profondità di 3,00 dal p.c. con numero di colpi (16-11-11); prova n. 5 alla profondità di 4,00 dal p.c. con numero di colpi (3-5-6); prova n. 6 alla profondità di 5,00 dal p.c. con numero di colpi (23-29-30); prova n. 7 alla profondità di 6,00 dal p.c. con numero di colpi (15-18-21); prova n. 8 alla profondità di 7,00 dal p.c. con numero di colpi (16-19-22); prova n. 9 alla profondità di 8,00 m dal p.c. con numero di colpi (58-80-90); prova n. 10 alla profondità di 9,00 m dal p.c. con numero di colpi (48-50-59); prova n. 11 alla profondità di 10,00 m dal p.c. con numero di colpi (20-27-28); prova n. 12 alla profondità di 11,00 dal p.c. con numero di colpi (19-27-24); prova n.13 alla profondità di 12,00 dal p.c. con numero di colpi (16-22-30); prova n.14 alla profondità di 13,00 dal p.c. con numero di colpi (19-24-25); prova n.15 alla profondità di 14,00 dal p.c. con numero di colpi (15-16-20); prova n.16 alla profondità di 15,00 dal p.c. con numero di colpi (18-22-23); prova n.17 alla profondità di 16,00 m dal p.c. con numero di colpi (17-23-25); prova n. 18 alla profondità di 18,00 m dal p.c. con numero di colpi (18-23-21); prova n.19 alla profondità di 19,00 m dal p.c. con numero di colpi (18-22-23); prova n.20 alla profondità di 20,50 dal p.c. con numero di colpi (19-21-23); prova n.21 alla profondità di 23,00 dal p.c. con numero di colpi (18-

21-24); prova n. 22 alla profondità di 25,00 dal p.c. con numero di colpi (20-22-25);
prova n. 23 alla profondità di 29,00 dal p.c. con numero di colpi (21-23-24);

Caratteristiche litostratigrafiche

Per la ricostruzione del modello litostratigrafico del sottosuolo relativo all'area in esame (All. 7 - Stratigrafie) sono state utilizzate le stratigrafie dei sondaggi eseguiti S1, S2, S3 (allegato 3) e i risultati delle prove S.P.T. (all. 8).

Tutto ciò ha evidenziato, fino alla profondità raggiunta e in accordo con quanto esposto precedentemente, la presenza di terreni per lo più rimaneggiati per trasporto alluvionale (fluvio-lacustri) di origine essenzialmente vulcanica che si possono raggruppare nei seguenti sei strati:

STRATO A) Materiali di riporto di natura antropica (da 0,00 mt a 1,00 mt dal p.c.)

Si tratta, per lo più, di terreni di natura piroclastica con trovanti tufacei e di laterizi.

Costituiscono la porzione più superficiale del sottosuolo dell'area in esame.

Questi materiali, provenienti da vicini scavi, furono utilizzati per pareggiare l'originaria superficie topografica del sito.

STRATO B) Piroclastiti rimaneggiate - cinerite fine : limi debolmente sabbiosi (da 1.0 mt a 4.5 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da cinerite fine eruttata dai complessi vulcanici dell'area napoletana e successivamente rimaneggiata per trasporto fluviale. Nella parte bassa del banco, si rinvengono livelli umificati che testimoniano la presenza di paleosuoli. In relazione alle caratteristiche granulometriche questi terreni possono essere classificati come "limi sabbiosi". Il contenuto di pomici è sempre molto basso.

STRATO C) Piroclastiti - Cinerite media-grossa : sabbia ghiaiosa (da 4,50 a 8.00 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da ceneri medie-grosse (pomici, lapilli e pisoliti)

con frammenti litici calcarei arrotondati eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiate per trasporto alluvionale. Granulometricamente si considera una sabbia ghiaiosa

STRATO D) Piroclastiti - cinerite: Sabbia ben addensata (da 8,00 m a 9,50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da pomice subcentimetriche autoctone alterate e frammenti litici ben addensati di colore marrone scuro eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea. Nella parte bassa del banco, si rinvengono livelli unificati che testimoniano la presenza di paleosuoli.

STRATO E) Piroclastiti - Cinerite media-grossa : sabbia ghiaiosa (da 9,50 a 12,50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da ceneri medie-grosse (pomice, lapilli e pisoliti) con frammenti litici calcarei arrotondati eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiate per trasporto alluvionale. Granulometricamente si considera una sabbia ghiaiosa

STRATO F) Piroclastiti - cinerite media: sabbia con inclusi pomice e frammenti litici (da 12,50 mt a 30,00 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituiti da ceneri medie: sabbie con inclusi pomice e frammenti litici eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea e successivamente rimaneggiati per trasporto alluvionale.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO DELL'AREA IN ESAME

Il sottosuolo dell'area da investigare, al di sotto del terreno di riporto antropico, è costituito da terreni sciolti per lo più rimaneggiati di natura piroclastica del tipo pozzolane e lapilli miste a pomici, la cui granulometria mediamente varia tra quella di un limo sabbioso e quella di una sabbia con ghiais.

Dalle indagini geognostiche effettuate (prove penetrometriche dinamiche S.P.T. (all. 8) è stato possibile estrapolare i parametri medi fisico-meccanici che di seguito saranno riportati e relativi ai suddetti terreni incoerenti piroclastici già suddivisi nel capitolo precedente in sei strati fondamentali A, B, C, D, E, F (All. 7 - sez. litostratigrafica) per le loro differenti caratteristiche litologiche. Di seguito si espongono le considerazioni generali sulle caratteristiche geomeccaniche degli strati via via incontrati nel sottosuolo dell'area di sedime del lotto ricordando però che gli spessori medi degli strati così come ricostruiti sono da considerarsi esemplificativi del sottosuolo dell'area in esame che, come già detto, si presenta fortemente anisotropo date le caratteristiche dei suddetti terreni piroclastici.

STRATO A) Materiali di riporto di natura antropica (da 0,00 mt a 1,00 mt dal p.c)

Si tratta come già detto, per lo più, di terreni di natura piroclastica con trovanti tufacei e di laterizi dallo spessore di 1,0 m circa. Essi costituiscono la porzione più superficiale del sottosuolo dell'area in esame e si comportano come materiale sciolto scarsamente addensato essendo inglobato in un'abbondante matrice sabbioso-limosa di natura piroclastica (pozzolane rimaneggiate) con bassi valori di resistenza alla compressibilità. Con buona probabilità questi materiali, provenienti da vicini scavi, furono utilizzati per pareggiare l'originaria superficie topografica del sito. Di norma vengono considerati e classificati, da un punto di vista geotecnico, come molto scadenti. Questi i valori medi da considerare per i calcoli geotecnici : peso unità di volume (P_{uv}) = 15 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 16 kN/mc, modulo edometrico (E_d)

= 2185 kN/mq; L'angolo d'attrito (F_i) = 26°, coesione (C_u) = 0 kN/mq; Densità relativa (D_r) = 15%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.38. Il modulo di young (E_y) = 4080 kN/mq.

STRATO B) Piroclastiti rimaneggiate - cinerite fine: limi debolmente sabbiosi (da 1.0 mt a 4.5 mt. dal p.c.)

Si tratta di pozzolane e lapilli con uno spessore di circa 3.5 m. Su questi terreni sono state effettuate n° 5 prove S.P.T. ed il valore di NSPT risulta essere pari a 7 (vedi allegato A).

In relazione alle caratteristiche granulometriche questi terreni possono essere classificati come "limo debolmente sabbioso" poco addensati (classificazione A.G.I.). Il contenuto di pomici è sempre molto lieve. Dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove S.P.T. questi terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 17,5 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 18,5 kN/mc; modulo edometrico; (E_d) = 4184 KN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 27°; coesione (C_u) = 0. kN/mq; densità relativa (D_r) = 40 %; Modulo di Young (E_y) = 5600 KN/mq. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.34; velocità delle onde S, V_s = 160 m/s

STRATO C) Piroclastiti rimaneggiate - Sabbia ghiaiosa (da 4,50 mt a 8.00 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 3 prove S.P.T. ed il valore di NSPT (medio) risulta essere pari a 26 (allegato 8). Con uno spessore di 3.5 m si presentano essenzialmente costituiti da sabbia con pomici e lapilli ben addensati.

Elaborando i valori scaturiti dai risultati delle prove SPT si ha che granulometricamente si tratta di sabbie moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) che riportano questi valori medi delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 18,3 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 19,4 K/mc; modulo edometrico (E_d) = .06957 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 32°; coesione (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) 56%;. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.31; Modulo di Young (E_y) = 16400 KN/mq; velocità delle onde S, V_s = 260 m/s

STRATO D) Piroclastiti - Cinerite - Sabbia ben addensata (da 8,00 m a 9,50 mt. dal p.c.)

Sono essenzialmente costituite da pomici subcentimetriche autoctone alterate e frammenti litici moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) di colore marrone scuro eruttati dai complessi vulcanici dell'area Flegrea con uno spessore di circa 1,5 m. Nella parte bassa del banco, si rinvencono livelli unificati che testimoniano la presenza di paleosuoli.

Elaborando i valori scaturiti dai risultati delle prove SPT si ha: granulometricamente si tratta prevalentemente di terreni molto addensati (classificazione A.G.I.) con questi i valori medi delle seguenti caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 21 kN/mc; ; modulo edometrico (E_d) = 8405 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 35.5 °; coesione (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) 59%;. Il coefficiente di Poisson(N_i) è pari a 0.3; Modulo di Young (E_y) = 17750 KN/mq velocità delle onde S, V_s = 300 m/s.

STRATO E) Piroclastiti - Sabbia ghiaiosa (da 9,50 mt a 12.50 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 3 prove S.P.T. ed il valore di NSPT (medio) risulta essere pari a 26 (allegato 8). Con uno spessore di 3,00 m si presentano essenzialmente costituiti da sabbia con pomici e lapilli ben addensati i.

In definitiva sulla base dei parametri su riportati le suddette piroclastiti possono essere, da un punto di vista geotecnico, caratterizzate nel modo seguente: piroclastiti sciolte moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) granulometricamente sabbie con ghiaia con buone caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume(P_{uv}) = 18,6 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 19,7 kN/mc; modulo edometrico (E_d) = 8000 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 33°; coesione non drenata (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) = 60%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.32; Modulo di Young (E_y) = 16900 kN/mq; velocità delle onde S, V_s = 270 m/s

STRATO F) Piroclastiti - cinerite media: sabbia con inclusi pomici e frammenti litici (da 12.50 mt a 30,00 mt. dal p.c.)

Su questi terreni sono state effettuate n. 10 prove S.P.T. ed il valore di NSPT

(medio) risulta essere pari a 22 (allegato 8).. Sono essenzialmente costituiti da sabbia e debolmente limo.

In definitiva sulla base dei parametri su riportati le suddette piroclastiti possono essere, da un punto di vista geotecnico, caratterizzate nel modo seguente: piroclastiti sciolte moderatamente addensate (classificazione A.G.I.) granulometricamente sabbie con ghiaia con buone caratteristiche fisico-meccaniche: peso unità di volume (P_{uv}) = 18,8 kN/mc; peso unità di volume saturo (P_{uvs}) = 19,8 kN/mc; modulo edometrico (E_d) = 6546 kN/mq; angolo d'attrito (F_i) = 31,5°; coesione non drenata (C_u) = 0 kN/mq; densità relativa (D_r) = 53%. Il coefficiente di Poisson (N_i) è pari a 0.31; Modulo di Young 14800 kN/mq; velocità delle onde S, V_s = 230 m/s

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA IN ESAME

Alla luce delle nuove evidenze di tettonica attiva e delle valutazioni sul potenziale sismogenetico, è stata sviluppata nel 2004, in ambito nazionale, una nuova zonazione Sismogenetica, denominata ZS9. Per quanto riguarda la Campania, sono state individuate due sorgenti sismogenetiche: la zona 927 e la zona 928. L'area 927 (Sannio-Irpinia-Basilicata) si estende lungo l'asse della catena, fino al massiccio del Pollino. Essa comprende l'area caratterizzata dal massimo rilascio di energia legata alla distensione generalizzata che, da 0.7 ma, sta interessando l'Appennino meridionale. Il meccanismo di fagliazione individuato per questa zona è normale e le profondità ipocentrali sono comprese tra gli 8 e 12 Km. La zona 928 (Ischia-Vesuvio) include l'area vulcanica napoletana con profondità ipocentrali comprese nei primi 5 Km.

In particolare, il territorio comunale di Napoli e quindi il sito in oggetto è interessato principalmente dagli effetti sismici dovuti alla zona sismogenetica 928.

La valutazione della Pericolosità Sismica di un'area va fatta per gradi o livelli di approfondimento diversi, partendo da un'area vasta e via via scendendo a dettagli sempre maggiori, al fine di determinare la Risposta Sismica di Sito o locale. Tale valutazione viene effettuata, come previsto nella nuova normativa per le costruzioni in zona sismica (O.P.c.M. 3274 del 23-03-2003), "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" definendo sia la Categoria di suolo, sia verificando la congruenza orizzontale di tale Categoria per il sito considerato e per l'area immediatamente circostante e di interesse per le fondazioni. Il territorio nazionale con l'OPCM 3274 viene suddiviso in 4 zone omogenee, a cui corrisponde un'accelerazione di riferimento variabile da meno 0.05 g nella quarta zona fino a 0.35 g nella prima zona.

Nella seguente tabella sono riportate le accelerazioni per ogni zona omogenea di riferimento.

	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ag/g	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (norme tecniche) ag/ g
1	> 0.25	0.35
2	0.15 - 0.25	0.25
3	0.05 - 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Livelli energetici delle Azioni sismiche previste dall'OPCM 3274/03 per le varie Zone

Nella seconda colonna della tabella è riportato il valore di picco orizzontale del suolo (ag/g) espresso in percentuale di "g" (accelerazione di gravità) mentre nella terza colonna sono riportati i valori dell'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico nelle norme tecniche sulle costruzioni. I valori sono tutti riferiti alle accelerazioni che sono attese a seguito di un evento sismico laddove il sottosuolo interessato è costituito da Formazioni litoidi o Rigide definite quali suoli di fondazione di Categoria A ($V_s > 800$ m/s) invece se è interessato da piroclastici limo-sabbiosi definite come suoli di fondazione di categoria C o D. Il Comune di Napoli, con la classificazione sismica del 07/03/1981, rientrava nella III categoria con grado di sismicità "S" pari a 6. Con la nuova classificazione, Delibera G.R. 7-11-2002 n. 5447, secondo l'OPCM 3274, rientra nella 2° zona a cui compete una media sismicità con $S = 9$. Tale zona, secondo le norme tecniche, è caratterizzata da una accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, ag/g compreso tra 0.15 e 0.25 a cui corrisponde un'accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0.25.

In ottemperanza alla nuova normativa sismica (O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 , Norme tecniche per le costruzioni , D.M 14/01/2008) in particolare per caratterizzare un sito di intervento dal punto di vista sismico si procede valutando in primis la pericolosità sismica di base dell'area generica che racchiude il sito di intervento dovuta al moto sismico al bedrock . Successivamente si calcola la risposta sismica locale dipendente dai caratteri locali del sito (caratteristiche geologiche, geofisiche, e

geotecniche oltre che dai caratteri geomorfologici del sito stesso). Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche e geotecniche suddette esse sono state già illustrate nei capitoli precedenti con l'elaborazione di un modello geologico-stratigrafico e geotecnico illustrati nella sezione stratigrafica dell'all. 7.

Pericolosità sismica di base

Questa pericolosità, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ($T_r=475$ anni) riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s), dell'area che racchiude il sito si esplica con la conoscenza dei seguenti quattro parametri fondamentali che dovranno essere calcolati per i diversi stati limite (S.L.O. stato limite di operatività; S.L.D. stato limite di danno - entrambi i suddetti stati si considerano stati di esercizio dell'opera; S.L.V. e S.L.C. che si considerano stati limite di salvaguardia della vita: T_R (tempo di ritorno dell'evento); a_g (accelerazione massima su affioramento rigido con $V_{s30} > 800$ m/s con piano campagna orizzontale); F_0 (massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione); T_c (periodo del tratto a velocità costante). I parametri di cui sopra è possibile conoscerli attraverso la lettura della "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (rif. O.P.C.M. 3519 del 28/04/06). Per accedere ai parametri di cui sopra nelle varie zone della suddetta mappa bisogna conoscere le: coordinate geografiche (latitudine e longitudine); il tipo di opera (opere provvisorie, opere ordinarie, grandi opere) e la sua vita nominale (numero di anni) che è funzione della classe d'uso (suddivisa in quattro classi principali: classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli; classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali; classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi; classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, le caratteristiche geologiche (categoria di sottosuolo) e morfologiche (categoria topografica).

Per le categorie topografiche saranno utilizzate le seguenti: T1: Superficie

pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$; T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$; T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$; T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$. Per le categorie di sottosuolo, secondo l'OPCM 3274, si suddividono nelle seguenti sette tipologie con differente caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica del sottosuolo e differenziate per la diversa velocità di propagazione delle onde "S" (V_{s30}) in direzione verticale entro i 30 m del sottosuolo oppure attraverso il numero dei colpi della prova SPT :

Terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametro V_{s30} (M/S)	Nspt	Cu (KPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360 - 800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori da diverse decine fino a centinaia di metri	> 180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco o a mediamente consistenti	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori V_{s30} simili a quelli C e D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} < 800$ m/s	0 - 360	0 - 50	0 - 250
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua	< 100		10 - 20

S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			
----	--	--	--	--

Ebbene per il sito di intervento (Lotto di via Madonnelle - Ponticelli) si hanno i seguenti dati generali :

Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0[anni]
Vita di riferimento:	50,0[anni]

Ed ancora i seguenti parametri sismici:

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]d	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

Si sottolinea che la categoria di sottosuolo del nostro sito è stata definita attraverso le prove SPT con la relativa velocità (V_s) delle onde sismiche. I risultati ottenuti evidenziano che il sottosuolo dell'area d'intervento può essere considerato un sismostrato in cui il numero medio dei colpi NSPT è 22 e la relativa velocità media delle onde V_s è pari a 205 m/s.

Pertanto come si evidenzia dalla tabella il sottosuolo della zona in esame può essere classificata come suolo di tipo C.

Risposta sismica del sito di intervento

Dopo aver individuato i parametri sismici riferiti in particolare al sito di intervento possono essere calcolati i coefficienti sismici orizzontali e verticali che influenzeranno, nel calcolo del carico limite del sistema terreno-opera di fondazione il valore della resistenza di progetto R_d dell'opera che dovrà essere verificata, nei diversi stati limiti (S.L.O.; S.L.D.; S.L.V.; S.L.C), rispetto alle azioni di progetto dovute ai carichi dell'opera a farsi. Come già detto la risposta sismica locale dipende dalle caratteristiche geologiche, geotecniche, geosismiche e geomorfologiche del sito di intervento.

Le caratteristiche geologiche e geotecniche sono state elaborate e illustrate nel modello geologico-geotecnico di cui ai capitoli precedenti che fornisce il quadro sinottico della litologia e stratigrafia dei terreni che costituiscono il sottosuolo del sito di intervento (modello geologico) e la parametrizzazione geotecnica degli stessi terreni.

Per i diversi stati limiti (S.L.O.; S.L.D.; S.L.V.; S.L.C.) si avranno i seguenti parametri sismici orizzontali e verticali in funzione delle caratteristiche geologiche e geotecniche:

1. A_{max} che è l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito che è dipendente dagli effetti di amplificazione stratigrafica e dagli effetti di amplificazione topografica.
2. $Beta$ che è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Nel caso di opere di sostegno o stabilità dei pendii esso è funzione della categoria del sottosuolo e del valore di "ag" mentre nel caso di paratie è funzione dello spostamento massimo ammissibile "Us".
3. K_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale.
4. K_v è il coefficiente di intensità sismica verticale.

Per il sito di riferimento dove sorgeranno le strutture si hanno i seguenti coefficienti sismici :

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

CALCOLAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda i calcoli geotecnici volti ad ottenere il carico limite i cedimenti e la valutazione del rischio di liquefazione e dei terreni al di sotto della struttura a costruirsi, la scelta del tipo di fondazione, tenendo presente il progetto architettonico e il sottosuolo dell'area costituito per lo più da terreni piroclastici sciolti mediamente addensati e terreni dalle caratteristiche fisico-meccaniche anisotrope con eterogeneità verticale ma soprattutto orizzontale, verte sull'ipotesi fondale di tipo profondo su pali attestanti su litotipi portanti dalle caratteristiche geomeccaniche mediamente buone. In particolare se si ipotizza il palo di lunghezza 7 m., 8 m., 9 m. dal piano terreno dello scavo (-1,8 m.) avremo come litotipo portante lo strato. Pertanto con la suddetta ipotesi fondale se si considera il grado di sismicità che per Napoli $S=9$ e le relative correzioni sismiche (Vesic), il calcolo del carico limite terreno-opera di fondazione (all. 9), inteso in condizioni di pressioni efficaci (coesione = 0) considerando le dimensioni del palo, pari a 0,4 m., 0,5 m. e 0,60 m. allegato 9) ed un coefficiente di sicurezza pari a 2.5.

Il calcolo del carico limite (all. 8) del sistema terreno-fondazione profonda è stato condotto nel rispetto delle nuove norme tecniche di costruzione (Dm 14/01/08) e servirà a fornire allo strutturista il valore della resistenza di progetto R_d e dei cedimenti dell'opera e farsi in modo che lo stesso professionista conoscendo le tensioni ammissibili esercitate dalla fondazione della struttura possa verificarne la stabilità alla rottura del terreno e allo scorrimento della fondazione valutando la condizione $E_d < R_d$ dove E_d sono le azioni di progetto (carichi dell'opera) e R_d è la resistenza di progetto. Naturalmente il calcolo eseguito in condizioni sismiche considera i parametri sismici e topografici della zona in funzione della sua latitudine e longitudine, tipo di opera e categoria di sottosuolo e topografia.

Con la conoscenza poi delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni che costituiscono il sottosuolo del sito di intervento, le quali sono state elaborate nell'ambito di una ricostruzione dei modelli geologico-stratigrafico e geotecnico (parametri geomeccanici) ottenuta attraverso l'ausilio di indagini geognostiche (sondaggio meccanico, prove penetrometriche dinamiche SPT), si ottengono alla luce dei parametri

suddetti i coefficienti sismici quali la accelerazione sismica orizzontale e verticale che influenzeranno il calcolo del carico limite. Ebbene in condizioni sismiche (cap.4) tenendo conto quindi dei dati generali, della categoria topografica (T2) e della categoria di sottosuolo (C) e dei seguenti coefficienti sismici: l'accelerazione massima orizzontale attesa (A_{max}) il coefficiente di intensità sismica orizzontale (K_h) e il coefficiente di intensità sismica verticale (K_v) che per il sito in questione e per lo stato limite di collasso (o stato limite ultimo) sono pari rispettivamente $A_{max} = 0,69$ m/s² intesa quale A_g/g ; $K_h = 0,0127$; $K_v = 0,0063$. Scegliendo, il percorso di calcolo, secondo le "Norme tecniche delle costruzioni" (DM 14/01/08), denominato "approccio 1" dove si considerano la combinazione n.1 : A1+M1+R3 (dove per "A" si intendono i coefficienti amplificativi delle azioni; per M i coefficienti parziali relativi ai parametri del terreno; per R i coefficienti parziali riduttivi della resistenza) si ha i seguenti valori:

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	7,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	80,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzagli
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Accisio tipo	1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	34,36	548,69	227,90	742,13	--	181,75 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagine media (x13) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagine minima (x14) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	548,59	548,59	548,59
Laterale	227,90	227,90	227,90
Totale	742,13	742,13	742,13

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 239,04 kN
 Resistenza di progetto laterale 107,25 kN
 Resistenza di progetto 346,29 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,40 m
 Lunghezza 7,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità falda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico Limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	25,28	40,41	31/0,00	21,99	351,10	182,32	511,43	--	150,16 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	351,10	351,10	351,10
Laterale	182,32	182,32	182,32
Totale	511,43	511,43	511,43

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 152,98 kN
 Resistenza di progetto laterale 85,80 kN
 Resistenza di progetto 238,78 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,50 m
 Lunghezza 9,00 m
 Tipo Trivallato
 Sporgenza del terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità falda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	F/C strato punta Palo (°)/[kN/m ³]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	39,27	427,06	280,29	668,08	--	162,32 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticelli di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (ξ_3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (ξ_4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	427,06	427,06	427,06
Laterale	280,29	280,29	280,29
Totale	668,08	668,08	668,08

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto base 186,08 kN
 Resistenza di progetto laterale 131,90 kN
 Resistenza di progetto 317,99 kN

Descrizione **PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**
 Diametro punta 0,50 m
 Lunghezza 9,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 1,00 m
 Densità relativa strato punta palo 60,00
 Portanza di punta calcolata con: Terzaghi
 Profondità fonda da piano campagna 3,80 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Carico limite

Stratigrafia	N_q	N_c	F _i /C strato punta Palo (°)/[kN/ m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	44,18	467,18	336,96	759,96	--	162,42 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+MI+R3

Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate medie (xi3)	1,70
Fattore correlazione verticale indagate minime (xi4)	1,70

	Re, Min [m]	Re, Media [m]	Re, Max [m]
Base	467,18	467,18	467,18
Laterale	336,96	336,96	336,96
Totale	759,96	759,96	759,96

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1,35
Laterale	1,25
Resistenza di progetto base	203,56 kN
Resistenza di progetto laterale	158,57 kN
Resistenza di progetto	362,13 kN

Descrizione	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	8,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dai terreno	1,00 m
Densità relativa strato punta palo	60,00
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	3,80 m
Calcestruzzo tipo	3
Acciaio tipo	1

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fl/C strato punta Palo (°)/[kN/m ³]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
Strat. Nr. 1	17,81	31,61	28/0,00	56,55	614,97	336,35	894,77	--	172,49 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [m]	Rc, Media [m]	Rc, Max [m]
Base	614,97	614,97	614,97
Laterale	336,35	336,35	336,35
Totale	894,77	894,77	894,77

Coefficiente parziale resistenza caratteristica:
 Base R3
 Laterale 1,35
 Resistenza di progetto base 1,25
 Resistenza di progetto laterale 267,96 kN
 Resistenza di progetto 158,28 kN
 Resistenza di progetto 426,24 kN

Verifica a liquefazione

Per quanto riguarda invece i calcoli geotecnici tesi a valutare la suscettibilità alla mobilità ciclica (fenomeno della liquefazione) dei terreni (sabbie, sabbie limose) presenti nel sottosuolo dell'area che potrebbero influenzare la stabilità delle fondazioni della struttura si è operato con un metodo, quello di Seed e Idriss, empirico e semplificato teso alla suddetta valutazione sugli strati di terreno interessato fino a profondità di 30 m. Da tale calcolo, che tiene conto delle caratteristiche geotecniche delle sabbie e sabbie limose riportate presenti negli strati del sottosuolo dell'area in esame e della magnitudo massima di 7.5e accelerazione $a_g = 0.25$, è risultato che gli stessi strati non sono liquefacibili (all. 10).

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione
6	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	

2	4,50	12,00	14,842	0,744	0,674	0,047	0,174	3,71	Livello non liquefacibile
3	8,00	25,00	24,898	1,427	1,007	0,057	0,708	12,47	Livello non liquefacibile
4	9,50	60,00	54,055	1,757	1,187	0,058	114,044	1974,68	Livello non liquefacibile
5	13,00	35,00	25,910	2,516	1,596	0,058	0,873	15,12	Livello non liquefacibile
6	31,00	30,00	12,235	6,188	3,468	0,043	0,149	3,43	Livello non liquefacibile

METODOLOGIA REALIZZAZIONE CARTE TEMATICHE SCALA 1:2000

Sono state realizzate n. 5 carte tematiche:

- carta delle ubicazioni dei sondaggi
- carta geolitologica
- carta idrogeologica
- carta della stabilità
- carta della zonazione in prospettiva sismica

La base è rappresentata da un rilievo aereofotogrammetrico scala 1: 2000

Carta ubicazioni sondaggi e prove

In tale carta sono segnati i punti in cui sono stati eseguiti i sondaggi geognostici e la prospezione sismica, si rileva altresì il limite dell'area destinata alla lottizzazione (all. 2).

Carta geolitologica

Tale carta è stata redatta utilizzando i risultati di un rilevamento geologico di superficie di dettaglio, integrato dagli esiti delle indagini in sito di tipo indirette (all. 3).

Carta idrogeologica

Tale carta è stata redatta tenendo conto delle principali caratteristiche dei complessi idrogeologici, interessanti l'area in esame.

In particolare la formazione affiorante nell'area studiata, sulla base delle caratteristiche geologiche e giaciture, è stata raggruppata in un unico complesso idrogeologico.

La rete idrografica superficiale presenta una direzione verso la zona costiera.

La piezometrica è attestata a circa - 3,80 m. e - 4,30 m. dal p.c. (all. 4)

Carta della stabilità

Tale carta esprime lo stato attuale di consistenza o di precarietà dei terreni, e nei limiti del possibile, una previsione sul loro comportamento futuro.

Lo stato di stabilità o instabilità di un'area è influenzato da molteplici fattori, che, singolarmente o in gruppo, determinano un diverso grado di consistenza del terreno, rendendo l'area stessa assoggettata ad una diversa evoluzione morfologica.

In base alle valutazioni fatte all'atto del rilievo geologico e agli esiti delle indagini in sito, l'area in esame è stata considerata a buona stabilità.

Sono considerati terreni a buona quelli che offrono maggiori garanzie nel caso siano interessati da costruzioni, sbancamenti, ed interventi antropici di qualsiasi genere (all. 5).

Carta della zonazione sismica

La catalogazione dei terremoti avvenuti, tra l'anno (zero) ed il 2005, consente di affermare che l'area oggetto di studio, non è sismogenetica e quindi non è mai stata zona epicentrale.

Infatti il Comune di Napoli (S. 9) è stato investito, nel corso dei secoli, solo da terremoti provenienti da strutture attive appenniniche a media e a lunga distanza (40 - 80 km), per cui è lecito ipotizzare su base statistica, un sisma di progetto del 6° - 7° grado MSK.

Alla luce delle considerazioni fin qui fatte, è possibile affermare che l'area in

oggetto può essere classificata di medio rischio sismico.

La valutazione del tipo di rischio è scaturita dall'analisi dei coefficienti di risposta meccanica, idrologica e morfotettonica. Ebbene per il sito di intervento (Lotto di via Madonnelle - Ponticelli) si hanno i seguenti dati generali (all. 6) :

Latitudine:	40,87
Longitudine:	14,33
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0[anni]
Vita di riferimento:	50,0[anni]

Ed ancora i seguenti parametri sismici:

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo rit. [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]4	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,46	2,34	0,29
S.L.D.	50,0	0,61	2,34	0,31
S.L.V.	475,0	1,7	2,38	0,34
S.L.C.	975,0	2,15	2,46	0,35

S.L. Stato limite	a max [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,69	0,18	0,0127	0,0063
S.L.D.	0,915	0,18	0,0168	0,0084
S.L.V.	2,4691	0,24	0,0604	0,0302
S.L.C.	2,9592	0,31	0,0936	0,0468

CONCLUSIONI

Limitatamente all'indagine geologico-tecnica eseguita sull'area interessata alla lottizzazione si può affermare che, visti il modello geologico e geotecnico del sottosuolo attraversato dall'opera, le condizioni geosismiche del sito, e i risultati dei calcoli geotecnici relativi al sistema terreno-opera di fondazione -opera di sostegno -struttura, al momento lo stesso sistema risulta in equilibrio tale da non interferire con corpi idrici sepolti e da non produrre effetti negativi determinanti sul sottosuolo dell'area d'intervento e sulle strutture adiacenti.

L'assenza di cavità e di qualsiasi tipo di dissesto morfologico latente o palese riscontrato nella zona d'interesse, l'assoluta mancanza di disturbi tettonici e geologici, l'assenza d'interferenze negative con i sottoservizi vari, condizionano favorevolmente l'edificabilità dell'area in esame.

Alla luce di tali considerazioni iniziali, dal rilevamento geologico di superficie, dalle indagini geognostiche in situ effettuate (n. 3 sondaggi meccanici; n. 23 prove penetrometriche dinamiche in foro SPT) nell'area di sedime delle opere a farsi, si è ricostruito un modello litostratigrafico esemplificativo del sottosuolo (sezione litostratigrafica esemplificativa - all. 7). Successivamente è stato costruito anche un modello geotecnico di sottosuolo che illustra i parametri fisico-meccanici medi dei terreni attraversati dall'opera; parametri quest'ultimi che sono stati utili ai calcoli geotecnici per ottenere il carico ammissibile, i cedimenti, e la valutazione del rischio di liquefazione del sistema terreno-opera di fondazione effettuati anche a verifica dell'equilibrio dello stesso sistema.

Nella scelta delle indagini geognostiche non si è optato per il prelievo di campioni indisturbati in quanto la natura granulare incoerente dei terreni attraversati rendeva praticamente incerta la riuscita di tale operazione. La classica indagine con prove di laboratorio, inoltre, opera su volumi di terreni assai ridotti ed inevitabilmente disturbati dalle operazioni di prelievo; al contrario con le prove in situ si opera su volumi più grandi di terreno e sul terreno così come esso si trova nel sottosuolo.

Ebbene il modello litostratigrafico (geologico) e geotecnico ricostruito ha illustrato come il sottosuolo interessato dallo scavo dell'opera e dalla sua costruzione sia composto da sei strati fondamentali A, B, C, D, E, F costituiti da terreni ognuno con simili caratteristiche litologiche : STRATO A: costituito da 1.00 m di riporto antropico (limi sabbiosi rimaneggiati frammisti a trovanti di tufo e laterizi) scarsamente addensato con valori molto bassi della resistenza alla compressibilità e a rottura per taglio; Strato B: costituito da 3.50 m di piroclastiti incoerenti rimaneggiate alloctone (ceneri da fini a medio-grosse) poco addensate e con valori bassi della resistenza alla rottura per taglio e alla compressibilità; STRATI C, D, E, F: costituito da 25,5 m di piroclastiti incoerenti in sede (autoctone; alternanza di livelli di cinerite da fine a medio-grossa) da moderatamente addensate ad addensate (classificazione AGI) e dalle buone caratteristiche della resistenza a rottura per taglio e della compressibilità. Tale modello prende in considerazione, anche se sono presenti varie falde sospese, il livello piezometrico della falda a 3.80 m dal p.c. come il livello di riferimento di un'unica falda satura di terreni dai 3.8 m. fino alla profondità di 30 m investigata dal sondaggio meccanico S1 effettuato.

Dalla caratterizzazione geomeccanica dei terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area dove si intende realizzare le strutture e compatibilmente con le esigenze del progetto architettonico, si è ipotizzata una soluzione del sistema fondale di tipo profondo su pali trivellati a profondità rispettivamente di 7 m, 8 m e 10 m dal piano terreno dello scavo. A queste profondità il palo va attestarsi sugli strati "D" e "E" che sono costituiti da terreni che hanno buone caratteristiche geomeccaniche.

Concludendo si consiglia, all'atto esecutivo dello scavo, di operare un'attenta ed estesa ispezione degli strati via via incontrati per accertarne i limiti di uniformità e la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica e le effettive condizioni del sottosuolo ed in particolare nel caso si riscontrassero soluzioni di continuità, il problema dovrà essere ulteriormente valutato per decidere quali nuovi provvedimenti adottare in corso d'opera.

Napoli, 29 Luglio 2009

IL GEOLOGO
dr. geol.
Alessandro Amato
n. 1391
Dott. Geol. Alessandro Amato

STUDIO TECNICO & GEOLOGICO AMATO
Viale dei Pini n. 8, 80131 Napoli
Tel.Fax 0910380321 - 3387074269 e-mail: geologo.amato@libero.it

Pagina 26