

CITTA' DI TORINO

Cimitero Abbazia di Stura

Strada Settimo, 307

Campo Primitivo

Progetto esecutivo realizzazione nuovi loculi

Rev. n.	data	Oggetto revisione	redatto	verificato	approvato	file
00	28.10.2011	Prima emissione	P.V.	D.P.	W.S.	ABB_PRIMIT_NUOVI LOCULI-E-GEO-Rel
01	09.03.2012	Consegna	P.V.	D.P.	W.S.	ABB_PRIMIT_NUOVI LOCULI-E-GEO-Rel

COMMITENZA AFC Torino S.p.A. c.so Peschiera, 193 – 10141 Torino	PROGETTO ARCHITETTONICO: Arch. Luciano REGALDO Via San Massimo 12 10123 TORINO 011/8136436 Arch. Sara BELLAN Fraz. Caneto 29/c 13011 BORGOSIESIA (VC) 339/8378080	PROGETTO STRUTTURE: Ing. Patrizia VANOLI Via Orbetello 119 10148 TORINO Telf. 011/2203400	VERIFICHE GEOLOGICHE: Dott. Geol. Daniele PETTINAU Via Defendente Ferrari 1 10144 TORINO Tel 011/4379136	IMPRESA ESECUTRICE:
--	--	--	---	----------------------------

INDICE

1) PREMESSA	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2) DATI PLUVIOMETRICI	3
3) SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE AL SUOLO	4
4) CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ANELLI DI DISPERSIONE	4
5) POZZI DISPERDENTI IN PROGETTO	6
6) VERIFICHE GEOTECNICHE.....	7
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7
CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	8
VERIFICA DELLA SICUREZZA DELLE PRESTAZIONI	9
7) CONCLUSIONI	13

1) PREMESSA

Attualmente il Campo Primitivo esistente presso il Cimitero Abbadia di Stura della Città di Torino è occupato sul perimetro da edifici per loculi, cellette e tombe di famiglia, mentre nella parte centrale sono alloggiati due file di tombe di famiglia ed un viale che collega l'ingresso posto su strada Settimo con la restante parte del cimitero.

Dato il numero di loculi disponibili nel complesso suddetto, visto il riferimento statistico di occupazione progressiva negli ultimi anni, è stata determinata una proiezione di esaurimento della disponibilità di sepolture a breve termine ed una conseguente necessità imminente di costruire in tempi brevi nuovi fabbricati che possano garantire la continuità del servizio di tumulazione alla Città.

Per questo motivo è stata prevista l'edificazione di nuovi fabbricati destinati ad ospitare loculi e cellette.

L'area oggetto di intervento è attualmente adibita a zona verde, totalmente a prato.

Essa è confinata su un lato da una serie di piccoli edifici per tumulazioni private famigliari, sui restanti tre lati da fabbricati per loculi e cellette ed è suddivisa in tre zone distinte da due fasce in ghiaia occupate da tombe private.

Dai sopralluoghi e dalle verifiche effettuati presso SMAT si è osservato che attualmente l'intero complesso, in carenza di allacciamenti alla rete fognaria, deroga lo smaltimento delle acque meteoriche alla sola filtrazione nel terreno e alla raccolta in n. 5 pozzi perdenti esistenti.

Il progetto oggetto del presente appalto prevede, oltre all'edificazione dei nuovi fabbricati, la pavimentazione totale dell'area, eliminando la possibilità di smaltire l'acqua di pioggia attraverso il prato ed incrementando la superficie impermeabile.

A fronte dell'impossibilità di procedere ad un ordinario allacciamento alla rete fognaria è stato pertanto necessario incrementare il numero di pozzi perdenti.

Costituisce oggetto della presente relazione la definizione dei deflussi prodotti dall'area e il dimensionamento dei pozzi in funzione dei dati pluviometrici e dell'apporto di acqua dai nuovi fabbricati.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni;
- Nuova Classificazione sismica del Piemonte 12/0272010;
- Circolare Cons. Sup. Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008_ Bozza aggiornata al 7 marzo 2008;
- Circolare Cons. Sup. Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008_ Bozza aggiornata al 11 aprile 2008;
- D.M.LL.PP. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere do sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- D.L. 152/99

2) DATI PLUVIOMETRICI

Nella progettazione di un sistema di smaltimento idraulico è necessario determinare quali siano le portate di fluido da smaltire sulla base di dati statistici, valutando le curve di possibilità pluviometrica corrispondenti a prefissati valori del tempo di ritorno (ove per tempo di ritorno T si

intende l'intervallo di anni in cui mediamente un certo evento viene eguagliato o superato mediamente una sola volta).

A questo scopo si è fatto riferimento ai dati pluviometrici rilevati da Arpa Piemonte riferiti alla stazione di rilevamento più prossima all'area cimiteriale, individuata nella stazione di Torino, via Reiss Romoli. Sono stati individuati gli episodi di massima pioggia giornaliera, mensile, annuale e i dati relativi agli episodi di massima intensità e durata.

3) SMALTIMENTO DELLE ACQUE BIANCHE AL SUOLO

Lo scarico delle acque bianche all'interno del suolo viene solitamente finalizzato a modificare le caratteristiche di quantità (portate e/o volumi) dei reflui per effetto dello stoccaggio sul suolo, in modo tale da garantire un'efficace modalità di smaltimento. Le modalità atte alla moderazione della portata circolante all'interno della rete drenante possono avvenire secondo tecniche costruttive profondamente diverse che portano tuttavia a risultati analoghi.

Il sistema utilizzato nel caso oggetto di studio è caratterizzato dalla messa in opera di pozzi perdenti dotati di pareti forate attraverso le quali le acque bianche si infiltrano nel sottosuolo.

La posizione e le dimensioni degli stessi sono conseguenti allo studio della distribuzione dei punti di raccolta e del nuovo sistema di canalizzazione integrati con la rete di smaltimento attraverso pozzi perdenti pre-esistenti.

Il sistema nel suo complesso è in ogni caso studiato in modo che la rete di drenaggio funzioni quale collettore delle acque bianche e l'eventuale eccesso di acqua non smaltibile - per saturazione - dal pozzo competente venga convogliato con un sistema di "troppo pieno" al pozzo perdente successivo.

Ad ulteriore garanzia dell'efficacia del sistema disperdente ogni pozzo perdente è completato da una corona circolare di ghiaia di granulometria grossolana che incrementa la capacità di allontanamento delle acque e protetto attraverso la stesa di telo di geotessile dall'intasamento progressivo per infiltrazione di materiali fini dal terreno circostante.

4) CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ANELLI DI DISPERSIONE

Gli anelli di dispersione sono manufatti modulari prefabbricati in calcestruzzo adatti a formare fosse puntuali di infiltrazione dell'acqua di pioggia nel sottosuolo, in tal modo, con un collegamento diretto alla superficie impermeabile, l'acqua può essere parzialmente immagazzinata e infiltrata lentamente nel sub-strato permeabile.

La sovrapposizione di diversi anelli di dispersione costituisce il nucleo di un pozzo perdente, un sistema compatto ed economico per disconnettere le acque di deflusso superficiale dalla fognatura convenzionale, originate da superfici fortemente impermeabili.

Il calcolo di dimensionamento è stato condotto sulla base del foglio di lavoro ATV-DVWK-A 138 del "Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH" di Hannover.

L'equazione base del metodo è:

$$V = ((A_U + A_S) \cdot 10^{-7} \cdot t_{D(n)} - A_S \cdot k_F / 2) \cdot D \cdot 60 \cdot f_Z \quad [1]$$

essendo :

V = volume di dispersione richiesto (m³)

A_U = superficie impermeabile (m²)

A_S = superficie disperdente (m²)

t_{D(n)} = precipitazione massima (l/s*ha)

D = durata della precipitazione massima (min)

f_Z = coefficiente di sicurezza

La relazione [1], fissato il tipo di terreno ove viene collocato il pozzo di dispersione, deve essere utilizzata più volte fino ad individuare il valore della durata D dell'evento di pioggia che massimizza il valore V.

Per determinare la superficie impermeabile A_U, ovvero la superficie teorica di raccolta acqua, al netto delle infiltrazioni ed evaporazioni, che convoglia tutta l'acqua all'anello di dispersione è necessario effettuare una media pesata per tipologie di superficie attraverso opportuni coefficienti di deflusso Ψ_M.

In presenza, come nel presente caso, di m superfici A_i, ciascuna dotata di un coefficiente di deflusso Ψ_{Mi}, il valore A_U è stato determinato con la seguente sommatoria estesa da 1 ad m:

$$A_u = \sum A_i \cdot \Psi_{Mi}$$

I valori dei coefficienti di deflusso sono stati individuati sulla base della seguente tabella:

tipologia di superficie	Ψ_M
strade e piazze in asfalto o cls senza fughe	0.90
strade e piazze in massello con fughe strette	0.75
Piazze e strade in ghiaia pressata	0.60
Piazze e strade in massello con fughe larghe	0.50
Piazze e strade in ghiaia non pressata	0.30
Piazze e strade in masselli autobloccanti e masselli drenanti	0.25
Piazze e strade in acciottolato erboso	0.15
Coperture pendenti in acciaio, cls impermeabile o vetro	0.95
Coperture pendenti in ardesia o materiale isolante	0.90
Coperture pendenti meno di 3 ° in acciaio, cls o vetro	0.93
Coperture pendenti meno di 3° in ardesia o materiale isolante	0.90
Coperture pendenti meno di 3 ° in ghiaia	0.70
Tetti verdi fino a 15° con spessore humus <10cm	0.50
Tetti verdi fino a 15° con spessore humus >10cm	0.30

Per terreno drenante si intende la composizione di terreno ove viene collocato l'anello di dispersione (terreno "esterno" al filtro di geotessile). La resa idraulica del terreno viene valutata attraverso il coefficiente k_F , ovvero il coefficiente di permeabilità della zona satura (m/s), i cui valori indicativi sono i seguenti:

terreno	k_F (m/s)
sabbia grossa e pietrisco	0.0001
sabbia fine	0.00001
Terreno vegetale	0.00001
Sabbia, ghiaia, pietrisco misti a limo	0.000005
Argilla e limo	0.000001

Nel caso specifico il valore di coefficiente di permeabilità utilizzato è stato desunto dalle prove di permeabilità effettuate preliminarmente alla progettazione ed indicate nella relazione tecnica a firma del Dott. Geol. Mario Naldi in un valore medio pari a 10^{-3} m/s.

Per profondità del tubo di entrata si intende la profondità a cui verrà installato il tubo che convoglia verso l'anello le acque meteoriche, questo varia in funzione del tracciato della rete di smaltimento ed è specifico per ogni ramo di canalizzazione, come indicato nell'elaborato grafico 08EA relativo allo smaltimento delle acque meteoriche. In ogni caso detto valore non potrà mai essere inferiore a 50 cm per scongiurare la formazione di ghiaccio.

Il diametro interno del perdente è riferito alle misure commerciali:

50	80	100	125	150	200	250
----	----	-----	-----	-----	-----	-----

Ogni anello è usualmente commercializzato con misura in altezza pari a 50 cm, indipendentemente dal diametro, e presenta uno spessore minimo legato al sistema produttivo. Ai fini della stima della superficie di dispersione A_S si è fatto riferimento ai seguenti spessori usualmente in commercio:

misure commerciali elementi disperdenti									
diametro interno		spessore		diametro lordo		altezza anello	superficie disperdente		
Dint		sp.		Dest		h	AS (1 anello)		
50	cm				cm	50	cm	0	mq
80	cm	12	104	cm	cm		1.63362818	mq	
100	cm	14	128	cm	cm		2.010619298	mq	
125	cm	16	157	cm	cm		2.466150233	mq	
150	cm	18	186	cm	cm		2.921681168	mq	
200	cm	20	240	cm	cm		3.769911184	mq	

In via cautelativa non è stata considerata la superficie orizzontale di appoggio dell'anello perdente in quanto sensibile ai depositi di fango che nel tempo riducono la capacità di infiltrazione.

L'anello di dispersione deve in ogni caso essere circondato di uno strato di ghiaione drenante il cui spessore indicativo è dell'ordine dei 50 cm, a garanzia dell'efficienza nel tempo della capacità disperdente dell'anello si interpone tra il ghiaione ed il terreno circostante un telo di geotessile per impedire l'accesso di materiale fine. Inferiormente al perdente va predisposto uno strato di ghiaione costipato e pressato che sopporti il carico degli anelli di dispersione ed i carichi soprastanti.

Il calcolo idraulico effettuato stima l'altezza utile dei perdenti, ovvero quella necessaria al sistema drenante per smaltire l'acqua, somma dei moduli (anelli di dispersione) posti tra il tubo di ingresso ed il ghiaione di appoggio del perdente. E' in ogni caso un multiplo di 50 cm, in conformità con i prodotti reperibili commercialmente.

5) POZZI DISPERDENTI IN PROGETTO

Sulla base dei tracciati della rete di drenaggio, tenendo conto della suddivisione obbligata dell'area di intervento in tre lotti distinti e delle pre-esistenze (evidenziate nell'elaborato grafico 08EA alla dicitura PPn – pozzo perdente esistente), applicando la procedura di calcolo di cui sopra con i seguenti parametri relativi alle superfici di raccolta Ai

Tipologia superficie	n.	Superfici parziali mq	superficie tot mq	Coeff. Di deflusso	Ai mq
edifici					
TIPO "A"	1	30.4896	514.6934	0.95	488.9587
TIPO "B"	2	43.4928			
TIPO "C"	2	64.3003			
TIPO "D"	4	37.0176			
TIPO "FM"	1	33.5616			
Vasche con terreno					
Vasca 1	1	23.0861	254.8347	0	0
Vasca 2	1	95.4098			
Vasca 3	1	91.0589			
Vasca 4	1	23.7545			
Vasca trapezia lotto 1	2	6.1089			
Vasca trapezia lotto 2	2	4.6529			
Viali con ghiaia			185.3717	0.3	55.61151
Coperture – tombe di famiglia			348.0809	0.9	313.2728
Loculi/cellette esistenti			314.0333	0.9	282.6300
Nuove pavimentazioni					
Lotto1		498.1547	1739.956	0.9	1565.9680
Lotto 2		508.0393			
Lotto 3		733.7698			
			tot		2706.4400

Si è concluso essere necessario inserire a progetto i seguenti manufatti:

- n. 5 nuovi pozzi perdenti di diametro 200cm di due tipologie:
 - tipo "A" costituito da 5 anelli disperdenti (nei lotti 1 e 2);
 - tipo "B" costituito da 6 anelli disperdenti (nel lotto 3)

6) VERIFICHE GEOTECNICHE

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto concerne l'inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del Dott. Pettinau redatta a supporto della progettazione di cui si riassumono a seguire le parti salienti.

L'acquisizione diretta dei dati di campagna è avvenuta nel settembre 2011 attraverso l'esecuzione di n. 1 sondaggio a carotaggio continuo e in n. 4 prove SCPT (Standard Cone Penetration Test) realizzate contestualmente alle perforazioni.

La stratigrafia dedotta dalla campagna geognostica è la seguente:

Profondità	Litotipo
0 ÷ -0.95	Riporto costituito da sabbia media limosa e rara ghiaia poligenica sub arrotondata diametro massimo 2 cm e resti lateritici sfatti
-0.95 ÷ -1.9	Limo sabbioso consistente debolmente umido con rari ciottoli di color nocciola oca e screziature rossastre e verdastre
-1.9 ÷ -2.4	Sabbia media grossolana limosa bruno rossastra
-2.4 ÷ -3.00	Ghiaia etero metrica limoso-sabbiosa con ciottoli diametro massimo 4 cm color grigio
-3.00 ÷ -5.58	Ghiaia etero metrica diametro massimo 6 cm con rari ciottoli massimo 10 cm poligenica sub arrotondata con sabbia media grossolana grigiastra debolmente limosa (da 5 m a 5.4 da p.c.) poco addensata umida
-5.58 ÷ -8.00	Ghiaia etero metrica diametro massimo 8 cm poligenica sub arrotondata con sabbia media grossolana limosa nocciola poco addensata umida

In sintesi si tratta di depositi detritici eterogenei ed eterometrici.

I parametri geotecnici relativi ai diversi strati possono essere così sintetizzati:

Profondità	ϕ'	Dr	γ
0 ÷ -0.95	21°	7	1.7
-0.95 ÷ -1.9	22°	15	1.7
-1.9 ÷ -2.4	30°	37	1.8
>-2.4	36°	60	1.9 ÷ 2

Si è rilevata la presenza della falda a quota ~ -6.00 da p.c.

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione sismica si è fatto riferimento alle risultanze della prospezione geofisica MASW.

I parametri sismici si possono così riassumere:

latitudine	45.118587 °
longitudine	7.737520 °
Classe d'uso	III
Vita nominale	75 anni
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
Coefficiente cu	1.5

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, in funzione dei seguenti parametri:

ag	Accelerazione orizzontale massima di sito
F0	Valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T*c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per il calcolo dei parametri di cui sopra sono stati considerati:

Stati Limite		PVR	Periodo di ritorno (anni)	ag(g)	F0	T*C (sec)
SLE	SLO	81%	45	0.026	2.602	0.184
	SLD	63%	75	0.031	2.649	0.205
SLU	SLV	10%	712	0.056	2.777	0.282
	SLC	5%	1462	0.066	2.837	0.295

In cui :

SLE = stadi limite di esercizio
SLO = stato limite di operatività
SLD = stato limite di danno
SLU = stadi limite ultimi
SLV = stato limite di salvaguardia della vita
SLC = stato limite di prevenzione del collasso

Coefficienti sismici

	Ss (-)	Cc (-)	St (-)	Kh (-)	Kv (-)	Amax (M/s ²)	Beta (-)
SLO	1.200	1.540	1.000	0.006	0.003	0.305	0.200
SLD	1.200	1.510	1.000	0.007	0.004	0.366	0.200
SLV	1.200	1.420	1.000	0.014	0.007	0.663	0.200
SLC	1.200	1.400	1.000	0.016	0.008	0.773	0.200

CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

a) Parametri geotecnici - Valori caratteristici:

Una volta determinati i valori medi dei parametri di resistenza e deformabilità degli strati individuati, in ottemperanza al D.M: 14/01/2008 sono stati successivamente calcolati, secondo un approccio statistico (frattile 5%) i valori caratteristici (xk) dei parametri geotecnici, le relazioni analitiche impiegate sono le seguenti:

$$(a) \quad \mu = t(n-1)(s/(n-1))^{1/2} + x$$

dove:

T (n-1)= student 2 code

μ = media popolazione

X= media campione

$$(b) \quad Xk = X_m - 1,645 (\sigma / n^{1/2})$$

dove:

Xk= valore caratteristico dei parametri di resistenza (Φ);

X m= valore medio dei parametri di resistenza;

1.645 = coefficiente valido per il 5% percentile di una distribuzione gaussiana;

σ = CV*Xm= deviazione standard., con Cv= coefficiente di variabilità

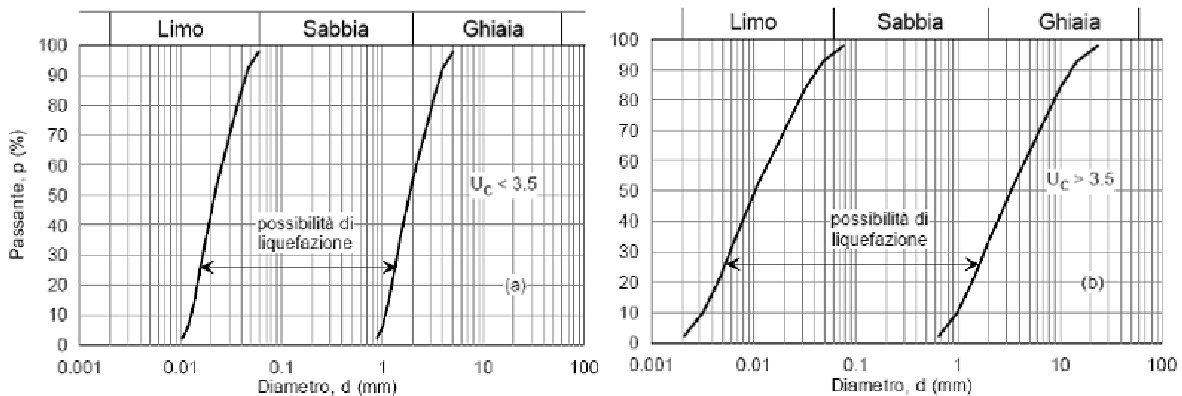
Alla base del calcolo sono stati assunti, quali presupposti fondamentali :

- media "campione" ;
- grandi volumi di rottura (fondazioni dirette con lato corto B relativamente grande);
- angolo d'attrito interno (ϕ) caratterizzato da distribuzione statistica "normale" modulo di deformazione (E) e coesione caratterizzati da distribuzione log normale

b) Pericolo liquefazione

Secondo la normativa del DM.LL.PP 14/01/2008 (§ 7.11.4.3.2) la verifica a “liquefazione” può essere omessa qualora si realizzano almeno una delle seguente condizioni:

- 1) Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiori a 5;
- 2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in situazioni di campo libero minori di 0.1g;
- 3) Profondità media della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub orizzontale e fondazioni superficiali;
- 4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$, dove $(n1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche normalizzate ad una tensione efficace verticale di 100 KPa.
- 5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura (b) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c > 3,5$.



Non si è proceduto alla verifica della suscettibilità alla liquefazione poiché, nello specifico caso, si rientra con certezza in tutti i casi di cui sopra.

VERIFICA DELLA SICUREZZA DELLE PRESTAZIONI

I calcoli di verifica delle prestazioni attese sono stati condotti, per una fondazione costituita da una platea parallelepipedica con lati B e L rispettivamente pari a :

Edificio tipo	B (m)	L (m)
A	4.84	9.14
B	5.08	11.48
C	5.08	16.58
D	4.84	10.84
FM	4.84	9.94

profondità d'imbasamento a – 0.80 m a partire dal piano campagna

CAPACITA' PORTANTE

a) Pressione ammissibile (SLU)

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

- $E_d \leq R_d$

Dove:

- E_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione;
- R_d è la resistenza del sistema geotecnico (terreno)

Il carico limite per fondazioni dirette (R/A') è stato stimato, sulla base della soluzione analitica EC8 (Brinch – Hansen) che, per terreni granulari (condizioni drenate), è espressa nella seguente forma:

$$R/A' = q_{LIM} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

q_{LIM}	portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio
γ	peso di volume del terreno sotto il piano di imposta della fondazione
c'	coesione non drenata
N_γ, N_c, N_q	fattori di capacità portante (Vesic, 1975)
s_γ, s_c, s_q	fattori di forma della fondazione
i_γ, i_c, i_q	fattori correttivi per inclinazione del carico
b_γ, b_c, b_q	fattori correttivi per inclinazione della base di fondazione
g_γ, g_c, g_q	fattori correttivi per inclinazione del piano campagna
d_c, d_q	fattori legati all'approfondimento della fondazione

peso di volume del terreno	γ	=	17	kN/m^3
larghezza della fondazione	B	=	4.84	m
			5.08	
			5.08	
			4.84	
			4.84	
lunghezza della fondazione	L	=	9.14	m
			11.48	
			16.58	
			10.84	
			9.94	
profondità rispetto al piano campagna	D	=	0.8	m
fattore di capacità portante (in funzione dell'angolo di attrito)	$N_\gamma(\varphi=21^\circ)$	=	6.2	
fattore di capacità portante (in funzione dell'angolo di attrito)	$N_q(\varphi=21^\circ)$	=	7.07	
fattore di capacità portante (in funzione dell'angolo di attrito)	$N_q(\varphi=21^\circ)$		15.82	
fattore di forma	s_γ	=	1.11	
			1.09	
			1.064	
			1.094	
			1.1	
fattore di forma	s_q	=	1.11	
			1.09	
			1.064	
			1.094	
			1.1	
fattore di forma	s_c	=	1.22	
			1.19	
			1.129	
			1.19	
			1.206	
fattore che tiene conto dell'approfondimento	d_q	=	1.05	
			1.049	
			1.049	
			1.05	
			1.05	
fattore che tiene conto dell'approfondimento	d_c	=	1.06	
			1.057	
			1.057	
			1.06	
			1.06	

essendo

$$s_y = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

nel caso $D/B \leq 1$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot (1 - \operatorname{sen}\varphi)^2$$

L'effetto dell'azione sismica sul carico limite della fondazione è conteggiato introducendo, sui tre termini della capacità portante, i fattori parziali z di correzione così determinati:

- $z_q = (1 - k_h / \operatorname{tg}\varphi)^{0,35}$
- $z_c = 1 - 0,32K_h$
- $Z_y = Z_q$

Dove, $K_h = S_a g / g$ è il coefficiente sismico orizzontale calcolato in funzione dell'accelerazione massima al suolo a_g / g e della categoria di profilo.

Conformemente alla normativa del DM 14/01/ 2008, le verifiche per fondazioni superficiali devono essere condotte secondo almeno uno degli approcci di calcolo indicati per gli SLU nei sistemi geotecnici, ovvero:

- Approccio DA-1
- Combinazione A1+M1+R2
- Combinazione A2+M2+R2
- Approccio DA-2
- Combinazione A1+M1+R3

- carico permanente sfavorevole (G - daN)=

A	B	C	D	FM
204600	269750	389550	242700	222500

- (peso proprio della struttura + 250 daN/mq/loculo)
- carico variabile sfavorevole (Qk)
- (neve 1.627 kN/m²) con Abbazia di Stura in Zona I alpina - Torino as >200 m s.l.m.) con
($a_s = 301 \text{ m s.l.m.}$)
 $q_k = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] \text{ kN/m}^2 = 1.627 \text{ kN/m}^2$

A	B	C	D	FM
72.00	94.92	137.088	85.394	78.304

Su tali basi, il calcolo è stato eseguito sia in condizioni statiche che dinamiche (azione sismica) secondo l'approccio DA -1 (STR-GEO), assumendo quali dati di input:

- Azioni comprensive dei coefficienti amplificativi di normativa (cfr tabella seguente).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

- valori di progetto (x_d) dei parametri geotecnici equivalenti ai valori caratteristici (x_k) in quanto, secondo l'approccio DA-2 i coefficienti parziali (M1) sono pari all'unità (cfr. tabella seguente).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{nk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

- la resistenza globale del sistema R_d è ridotta tramite i coefficienti R della tabella seguente:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

1. Condizioni statiche. Approccio DA-2 Combinazione 1 (GEO) = A1+M1+R3

Il calcolo dell'azione di progetto viene eseguito con la seguente relazione:

$$E_d = (G \cdot \gamma_{G1} + Q_k \cdot \gamma_{Qi}) = (G \cdot 1,3 + Q \cdot 1,5) =$$

A	B	C	D	FM	coeff
204600	269750	389550	242700	222500	1.3
72.00	94.92	137.088	85.394	78.304	1.5
266087	350781	506617	315577	289376	

La disequazione $R_d > E_d$ risulta verificata per tutte le tipologie di edificio

2. Condizioni dinamiche. Approccio DA-2 Combinazione 1 (GEO - STR) = A1+M1+R3

Il calcolo dell'azione di progetto in presenza di sisma viene eseguito con la seguente combinazione dei carichi :

$E_d = E + (G + \psi_{21} Q_k)$, dove :

$E = (G + \psi_{2j} Q_k) * K_v$,

con

- $K_v = 0.010$.
- $\psi_{2j} = 0.0$ (neve).

La disequazione $R_d > E_d$ risulta verificata per tutte le tipologie di edificio

CEDIMENTI (SLE)

Non risulta possibile stimare i cedimenti correlati ai carichi precedentemente calcolati attraverso correlazioni tra caratteristiche geotecniche e valori di capacità portante. E' ragionevole supporre che i cedimenti a breve e lungo termine siano di modesta entità e comunque compatibili con le strutture in progetto.

7) CONCLUSIONI

L'efficacia del sistema di smaltimento delle acque deve essere salvaguardato attraverso una attenta manutenzione e il **contributo dei pozzi perdenti esistenti deve essere garantito da operazioni di pulizia dei medesimi con asportazione del materiale depositatosi negli anni di utilizzo.**

I terreni interessati dalle opere in progetto risultano in grado di sostenere i carichi previsti senza dare luogo a cedimenti apprezzabili. La falda è ad una quota tale da non interferire con le fondazioni delle costruzioni.

In fase di edificazione è necessario verificare la rispondenza della situazione puntuale messa in luce dagli scavi con quella ipotizzata sulla base delle indagini geognostiche effettuate.

Torino, 09/03/2012

I progettisti

.....

.....