

COMUNE DI MONOPOLI

PROVINCIA DI BARI

RECUPERO IDROGEOLOGICO DEI SOTTOPASSI FERROVIARI

- PROGETTO ESECUTIVO - 1° stralcio
Sistemazione via Arenazza



PROGETTAZIONE:

Studio Romanazzi - Boscia e Associati S.r.l.

Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI (Direttore Tecnico)

Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA (Direttore Tecnico)

Dott. Ing. Sebanino GIOTTA

Dott. Ing. Fabio PACCAPELO

IL R.U.P.:

Geom. Marino MUOLO

ALLEGATO

Relazione geotecnica

A.4.2

AGG.

00 Elaborazione progetto esecutivo 1° stralcio
01 Rielaborazione a seguito di richiesta FF.S 18/06/2015
02 Emesso per consegna finale

DATA

Maggio 2012
Giugno 2015
Novembre 2015

SCALA

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. INDAGINI SISMICHE DI SUPERFICIE.....	2
3. INDAGINE SISMICA - REMI.....	3
4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI.....	4
5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	5
6. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	7
7. CONCLUSIONI.....	10

1. PREMESSA

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere necessarie **per la realizzazione dei manufatti di trattamento di grigliatura e dissabbiatura, ubicati in un'area a ridosso della linea ferroviaria, delle acque di prima pioggia** raccolte dalla rete di fognatura pluviale così come definite all'interno del **progetto esecutivo di 1° Stralcio di sistemazione di via Arenazza, nell'ambito delle attività di recupero idrogeologico dei sottopassi ferroviari**, ricadenti nel territorio del comune Monopoli.

Considerando le disposizioni impartite dalle norme vigenti, sono state esaminate le condizioni geologiche, idrogeologiche, geomorfologiche, geotecniche e sismiche della fascia dei terreni che viene interessata dalle opere puntuali in progetto. In particolare dall'elaborato A.4.1 "*Relazione geologica e sulle indagini sismiche*" allegata al progetto esecutivo di che trattasi, sono stati desunti i dati rinvenuti dalla campagna geognostica che è consistita nell'esecuzione di due prospezioni sismiche in Onde P e Re.Mi. (Refraction Microtremors) al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio (S) fino alla profondità di 30 metri (VS30) e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/1/2008.

Sulla scorta dei dati derivanti dalla nuova campagna geognostica, attraverso le osservazioni, l'analisi, l'interpretazione e le correlazioni dei dati rilevati, è stato possibile definire il quadro geotecnico di dettaglio e delineare la distribuzione e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dalle opere in progetto.

Il presente studio è stato eseguito secondo quanto prescritto dal **D.M. 14 Gennaio 2008 pubblicato sul S.O. della G.U. n. 30 del 4 Febbraio 2008.**

2. INDAGINI SISMICHE DI SUPERFICIE

L'indagine geosismica del tipo a rifrazione di superficie, consiste nell'inviare nel terreno un impulso sismico, tramite un'opportuna sorgente a impatto o esplosiva e nel rilevare il primo arrivo di energia, costituito da un'onda elastica diretta e da una rifratta. L'onda rifratta, emergente in superficie, è generata da interfacce rifrangenti che separano mezzi a differente velocità sismica (sismostrati), generalmente, crescente con la profondità. I primi arrivi, individuati su sismogrammi rilevati dai geofoni e registrati tramite un sismografo, sono riportati su grafici tempo-distanza (dromocrone), in seguito interpretati per ottenere informazioni sismostratigrafiche.

Per il caso in esame, la strumentazione utilizzata è consistita in un sismografo a 24 canali, della "MAE" modello A6000/S con acquisizione computerizzata dei dati e in una sorgente del tipo ad impatto verticale per la generazione di onde rilevate da 24 geofoni.

Nello specifico, sono state eseguite n.2 prospezioni sismiche a rifrazione in onde P (BS01÷BS02) di lunghezza pari rispettivamente a 37,5m (BS01) e a 25m (BS02); con distanza intergeofonica di 1,5 m e offset di 1,5m per la base BS01 e di 1,0 m e offset di 1,0 m per la base BS02.

Per le basi sono stati eseguiti 3 scoppi: gli scoppi esterni 1 e 3 ubicati a 1,5 e 1,0 metri rispettivamente dal 1° e dal 24° geofono, in posizione esterna allo stendimento; lo scoppio 2 posto al centro degli stendi menti stessi (fra il 12° e il 13° geofono).

Dai valori di velocità di propagazione delle onde P, è stato possibile ricavare la sismo struttura del sottosuolo in corrispondenza delle Basi Sismiche.

Il sottosuolo investigato è stato distinto tre sismostrati ciascuno caratterizzato da un determinato valore di velocità delle onde di compressione. Data la lunghezza degli stendimenti eseguiti, è stato possibile investigare il sottosuolo fino alla profondità media compresa fra circa 5 - 7,5 metri dalla superficie topografica.

BS01 SISMOSTRATI				
	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	412	187	0÷0,50	Massicciata stradale e materiale di riporto
2	1100	547	0,50÷2,00	Ammasso calcarenitico mediamente cementato
3	2165	1102	2,00÷7,00	Ammasso calcareo da mediamente fratturato e/o alterato a compatto

BS02 SISMOSTRATI				
	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	487	223	0÷1,00	<i>Materiale di riporto</i>
2	1236	603	1,00÷3,50	<i>Ammasso calcarenitico mediamente cementato</i>
3	2238	1123	3,50÷7,00	<i>Ammasso calcareo da mediamente fratturato e/o alterato a compatto</i>

3. INDAGINE SISMICA - REMI

Al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio (S) fino alla profondità di 30 m (V_{S30}) e quindi determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione, secondo quanto richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/1/2008 (G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – S.O. n. 30), sono stati eseguiti due profili RE.MI. ubicato come riportato nella planimetria allegata all'elaborato A.4.1 “*Relazione geologica e sulle indagini sismiche*”.

La tecnica utilizzata consente una stima accurata dell'andamento delle velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo; ciò avviene registrando semplicemente il rumore di fondo ed elaborando il segnale con un opportuno software. Pur essendo misurata la velocità delle onde superficiali (Onde di Rayleigh), tale velocità è praticamente uguale alla velocità delle Onde S (95 ÷ 97%). È così possibile definire con un'approssimazione valutabile tra il 5% e il 15%, il profilo “ V_{S30} ”.

Il valore di V_{S30} , calcolato così come previsto dalla recente normativa sismica [$V_{S30} = 30/\sum(h_i/V_{si})$ dove h_i = spessore medio in m dello strato i -esimo, V_s = velocità onde S in m/sec dello strato i -esimo] ed utilizzabile come parametro di riferimento per la classificazione dei terreni in esame, è pari a **1038-1268 m/sec**.

Pertanto il terreno di fondazione appartiene alla **categoria A** così come descritta nella tabella di cui al paragrafo 3.2.2 del D.M. 14.01.2008: “*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 metri*”.

4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI

L'osservazione delle sezioni sismostratigrafiche e delle stratigrafie dei sondaggi meccanici ha consentito di individuare un unico modello sismostratigrafico e geotecnico in relazione alla geomorfologia dei luoghi.

Considerato che la profondità di posa della fondazione è pari a circa 3,25 m dal p.c. per il comparto grigliatura e 2,50 m dal p.c. per il manufatto di dissabbiatura e tenuto conto dell'andamento orografico del terreno, si possono assumere i seguenti valori geotecnici di progetto, scelti tra quelli più cautelativi:

Tipo di terreno: ***Ammasso calcarenitico mediamente cementato***

c (coesione) = 1,5 daN/cm^q (si assume, a vantaggio di sicurezza, un valore pari a 0 daN/cm^q)

φ (angolo di attrito) = 30÷35° (si assume, a vantaggio di sicurezza, un valore pari a 30°)

γ (peso dell'unità di volume) = 1.780 daN/mc

Ed (modulo di Young dinamico) = 14.250 daN/cm^q

Es (modulo di Young statico) = 1.720 daN/cm^q

v (modulo di Poisson) = 0,34

5. VERIFICHE GEOTECNICHE

Una platea deve risultare stabile nei riguardi di un'eventuale rottura a taglio in profondità, che può risultare sia in una rottura rotazionale esemplificata dal collasso del silo di Transcona (White, 1953), oppure in una rottura verticale (o per punzonamento). Una rottura per punzonamento verticale uniforme non è particolarmente dannosa, poiché i suoi effetti si riducono semplicemente a un cedimento considerevole, le cui conseguenze possono tuttavia essere limitate attraverso un intervento sulla morfologia del terreno; comunque, poiché è poco probabile che il cedimento sia uniforme, o che possa essere previsto tale, questa modalità di rottura dovrebbe essere considerata alla stessa stregua della rottura per taglio a grande profondità.

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

Una volta noto il carico limite mediante la formula (1), il carico ammissibile si ricava dividendo successivamente quest'ultimo per un coefficiente di sicurezza pari a 2,3; nel caso di fondazioni su roccia tale valore va poi moltiplicandolo per il valore di R.Q.D. al quadrato, secondo le seguenti formule:

$$q_{amm} = q_{lim} / 2,3 \quad \text{per terreno (2)}$$

$$q_{amm} = q_{lim} \cdot RQD^2 / 2,3 \quad \text{per roccia (3)}$$

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k_s^f = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot B^3}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1-\nu^2} \quad (4)$$

dove:

E_s (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN /cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (4) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k_s^f = \frac{E_s}{B \cdot (1-\nu^2)} \quad (5)$$

6. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Il progetto in esame prevede, in sintesi, la costruzione di:

- **n. 1 manufatto di grigliatura delle acque di prima pioggia**, avente ingombro massimo di 7,00 x 3,60 m, realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera. Le acque di pioggia che raggiungono il manufatto, vengono convogliate in un primo comparto nel quale subiscono un processo di grigliatura grossolana.

Superata tale comparto, le acque meteoriche defluiscono in un canale dotato al fondo di un orifizio che devia le acque di prima pioggia al manufatto di dissabbiatura in c.a.v.; altresì, le portate eccedenti defluiscono attraverso una soglia di sfioro in una seconda vasca del manufatto in descrizione, di dimensioni interne pari a 4,50 x 1,00 m, dal quale, per mezzo di un condotto emissario, by-passano la dissabbiatura e vengono scaricate direttamente nel canale tombato della "Lama Belvedere".

La fondazione del manufatto di grigliatura è costituita da una platea avente spessore di 25 cm, delimitata da setti perimetrali di spessore pari anch'essi a 25 cm; il setto che separa la vasca di grigliatura da quella che convoglia le portate eccedenti presenta uno spessore di 20 cm e due varchi rettangolari di dimensioni interne paria a 2,20 x 2,00 m ed a 1,70 x 2,30 m. La piastra di copertura presenta anch'essa uno spessore di 25 cm e risulta munita di tre forature quadrate di dimensioni pari a 0,80 x 0,80 m, per la posa in opera dei chiusini metallici removibili in ghisa sferoidale di classe D400, necessari per le usuali operazioni tecniche di servizio e manutenzione;

- **n. 1 manufatto di dissabbiatura** monoblocco prefabbricato realizzato in C.A.V., con calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C, delle dimensioni di 5,55 x 2,10 x 2,40 (h) m, dotato di copertura carrabile e chiusini in ghisa sferoidale di classe D400, ed avente una capacità di separazione delle sabbie (aventi un diametro > 0,2mm) con una portata di trattamento di 200 l/sec, maggiore di quella strettamente necessaria.

La formula sopradescritta (1) calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine (condizioni drenate).

Di seguito si riportano i valori dei parametri geotecnici calcolati per le due tipologie di opere.

Manufatti di grigliatura

Comune di Monopoli (Ba)

Fondazione di progetto: Platea con lati $L = 8,40$ m e $B = 4,00$ m, spessore $s = 25$ cm

Fondazione di calcolo: Platea con lati $L = 2,00$ m e $B = 3,40$ m

Terreno di fondazione: = Ammasso calcarenitico mediamente cementato

Profondità di posa: circa 3,26 m dal p.c.

In funzione dei parametri geotecnici riportati ai paragrafi precedenti, assumendo cautelativamente pari a 1 i parametri di forma, si ha:

$$K_p = 3,00$$

$$N_c = 30,140$$

$$N_q = 18,401$$

$$N_g = 15,668$$

Capacità portante limite q_{lim} : 15,42 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $F_s=2,3$): **6,70 daN/cm²**

Coefficiente di sottofondo (K di Winkler): **9,7 daN/cm³**

Categoria profilo stratigrafico suolo di fondazione: “A”

Manufatto di dissabbiatura di TIPO 2

Comune di Monopoli (Ba)

Fondazione di progetto: Platea con lati $L = 5,55$ m e $B = 2,10$ m, spessore $s = 20$ cm

Fondazione di calcolo: Platea con lati $L = 5,55$ m e $B = 2,10$ m

Terreno di fondazione: = Ammasso calcarenitico mediamente fratturato

Profondità di posa: circa 2,40 m dal p.c.

In funzione dei parametri geotecnici riportati ai paragrafi precedenti, assumendo cautelativamente pari a 1 i parametri di forma, si ha:

$$K_p = 3,00$$

$$N_c = 30,140$$

$$N_q = 18,401$$

$$N_g = 15,668$$

Capacità portante limite q_{lim} : 15,60 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $F_s=2,3$): **6,80 daN/cm²**

Coefficiente di sottofondo (K di Winkler): **9,3 daN/cm³**

Categoria profilo stratigrafico suolo di fondazione: “A”

Per quanto attiene la spinta laterale dei terreni di riporto agente sulle pareti a contatto con il terrapieno esterno, sono stati utilizzati i coefficienti $K_a = 0,30$ in assenza di evento sismico ed il coefficiente $K_{as} = 0,35$ in presenza di evento sismico, così come risultante dalle formule di Mononobe-Okabe, assumendo 30° come valore dell'angolo di attrito del terreno di riporto, e così come riportato nell'Eurocodice 8 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”*. Per il calcolo della spinta sulle pareti verticali a contatto con il terrapieno esterno è stata utilizzata la formula generale:

$$p_T = k \cdot \gamma \cdot h$$

7. CONCLUSIONI

A conclusione dei dati fin qui esposti seguono le seguenti considerazioni.

Dal punto di vista litologico la superficie di sedime interessata dalle fondazioni dei manufatti di trattamento delle acque di pioggia da realizzarsi nel territorio del comune di Monopoli (n. 1 manufatto di grigliatura in calcestruzzo armato gettato in opera e n. 1 manufatto di dissabbiatura monoblocco prefabbricato realizzato in C.A.V.) è rappresentata da livelli calcarenitici mediamente fratturati.

Per le opere di progetto, si assumono, cautelativamente, i seguenti parametri geotecnici:

Manufatti di grigliatura

Capacità portante limite q_{lim} : 15,42 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $F_s=2,3$): **6,70 daN/cm²**

Coefficiente di sottofondo (K di Winkler): **9,7 daN/cm²**

Categoria profilo stratigrafico suolo di fondazione: “A”

Manufatto di dissabbiatura

Capacità portante limite q_{lim} : 15,60 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $F_s=2,3$): **6,80 daN/cm²**

Coefficiente di sottofondo (K di Winkler): **9,3 daN/cm²**

Categoria profilo stratigrafico suolo di fondazione: “A”

Le considerazioni fin qui fatte mostrano che i terreni presenti ai livelli di posa delle fondazioni, sono, per i loro caratteri geotecnici, idonei al progetto.

Non è stata intercettata alcuna falda acquifera superficiale.