FERROVIE APPULO LUCANE S.r.l.

Corso Italia n.8 - 70123 BARI - P. IVA 05538100727

RINNOVO DELLA TRATTA SAN NICOLA - AVIGLIANO LUCANIA DELLA LINEA F.A.L. BARI - ALTAMURA - POTENZA

- PROGETTO DEFINITIVO -

Em./Rev.	Data	Red./Dis.	Verificato	Approvato	Descrizione
5					
4					
3					
2					
1					
0					

C.U.P.

C.I.G.

Titolo della Tavola

RELAZIONE GEOTECNICA

TAVOLA

R.03

Scala

-

Progettazione:

Committente:

FERROVIE APPULO LUCANE S.R.L.

INDICE

1. PREMESSA 3

2. NORME DI RIFERIMENTO 5

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI SULLA TRATTA 7

3.1. Adeguamento sede con inserimento sentiero pedonale 7

3.2. Sistemazione tratti con abbassamenti della sede 7

3.3. Trattamento delle scarpate dei tratti in trincea 8

3.4. ATTRAVERSAMENTI FERROVIARI IN CORRISPONDENZA DI IMPLUVI 9

3.5. MURI DI SOSTEGNO 9

4. DESCRIZIONE SINTETICA DELLA GEOLOGIA DELLA ZONA 9

5. DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIE FONDALI OPERATE 19

1. PREMESSA

Oggetto della presente Relazione Geotecnica sono "Lavori di rinnovo del binario con modifica geometrica del tracciato e interventi sulle principali opere d'arte della tratta San Nicola-Avigliano Lucania della linea Bari-Altamura-Potenza"

La presente relazione riguarda la geotecnica delle opere civili da realizzare e/o consolidare.

Le opere previste in progetto sono le seguenti: TRATTA DA

SAN NICOLA a AVIGLIANO LUCANIA

RIPRISTINO CUNETTE

Dalla progressiva 81+254.67 alla progressiva 81+359.16
Dalla progressiva 81+478.76 alla progressiva 81+507.27
Dalla progressiva 82+463.41 alla progressiva 82+578.88
Dalla progressiva 82+945.05 alla progressiva 83+204.22
Dalla progressiva 83+556.94 alla progressiva 83+688.66
Dietro i muri
Dalla progressiva 81+507.27 alla progressiva 81+535.85
Dalla progressiva 82+359.78 alla progressiva 82+425.92

CANALETTE TRAPEZOIDALI 180/90X60

Dalla progressiva 80+772.83 alla progressiva 80+806.41 in sx
Dalla progressiva 81+086.80 alla progressiva 81+119.69 in sx
Dalla progressiva 81+254.67 alla progressiva 81+310.01 in sx
Dalla progressiva 81+342.00 alla progressiva 81+377.56 in dx
Dalla progressiva 81+658.08 alla progressiva 81+688.29 in dx
Dalla progressiva 81+703.62 alla progressiva 81+734.06 in dx
Dalla progressiva 81+761.39 alla progressiva 81+822.29 in dx
Dalla progressiva 81+940.76 alla progressiva 81+958.05 in dx
Dalla progressiva 81+985.86 alla progressiva 82+028.30 in sx
Dalla progressiva 82+056.61 alla progressiva 82+070.28 in sx
Dalla progressiva 82+099.63 alla progressiva 82+256.56 in sx
Dalla progressiva 82+330.29 alla progressiva 82+344.10 in dx
Dalla progressiva 82+359.78 alla progressiva 82+440.92 in sx
Dalla progressiva 82+440.92 alla progressiva 82+463.41 in dx
Dalla progressiva 82+463.41 alla progressiva 82+500.20 in sx
Dalla progressiva 82+578.88 alla progressiva 82+644.03 in sx
Dalla progressiva 82+692.20 alla progressiva 82+772.04 in dx
Dalla progressiva 82+877.71 alla progressiva 82+897.46 in sx

Dalla progressiva 82+928.23 alla progressiva 82+945.05 in dx
Dalla progressiva 82+961.98 alla progressiva 83+056.38 in sx
Dalla progressiva 83+143.54 alla progressiva 83+189.47 in sx
Dalla progressiva 83+204.22 alla progressiva 83+220.80 in dx
Dalla progressiva 83+234.87 alla progressiva 83+310.41 in sx
Dalla progressiva 83+403.18 alla progressiva 83+464.78 in sx
Dalla progressiva 83+527.18 alla progressiva 83+688.66 in sx
Dalla progressiva 83+688.66 alla progressiva 83+869.78 in dx
Dalla progressiva 83+769.18 alla progressiva 83+869.68 in sx
Dalla progressiva 83+997.36 alla progressiva 84+391.46 in sx
Dalla progressiva 84+062.77 alla progressiva 84+209.19 in dx
Dalla progressiva 85+102.31 alla progressiva 85+134.32 in sx

CANALETTE TIPO C2 70X40X80

Dalla progressiva 80+806.41 alla progressiva 80+848.28 in dx
Dalla progressiva 81+230.33 alla progressiva 81+254.67 in dx
Dalla progressiva 81+310.01 alla progressiva 81+342 in dx

CANALETTE TIPO C1 80X60X100

Dalla progressiva 80+921.84 alla progressiva 81+086.80 in dx
Dalla progressiva 81+493.73 alla progressiva 81+614.79 in sx
Dalla progressiva 81+629.68 alla progressiva 81+658.30 in sx
Dalla progressiva 82+028.30 alla progressiva 82+056.61 in sx
Dalla progressiva 82+500.20 alla progressiva 82+578.88 in sx
Dalla progressiva 82+562.57 alla progressiva 82+614.05 in dx
Dalla progressiva 82+786.65 alla progressiva 82+804.05 in sx e in dx
Dalla progressiva 83+234.87 alla progressiva 83+310.41 in dx
Dalla progressiva 83+371.74 alla progressiva 83+511.09 in dx
Dalla progressiva 83+556.94 alla progressiva 83+580.07 in dx

CUNETTE ALLA FRANCESE 70X25X200

Dalla progressiva 81+837.32 alla progressiva 81+940.76
Dalla progressiva 82+070.28 alla progressiva 82+282.19

GABBIONI IN RETE METALLICA

Sottosede per allargamento della stessa
Dalla progressiva 80+848.28 alla 80+879.40
Dalla progressiva 81+119.69 alla progressiva 81+230.33
Dalla progressiva 81+746.76 alla progressiva 81+761.39

Dalla progressiva 81+958.05 alla progressiva 82+070.28
Dalla progressiva 82+248.93 alla progressiva 82+282.19
Dalla progressiva 83+886.96 alla progressiva 83+980.86
Per sostegno delle scarpate
Dalla progressiva 81+254.67 alla progressiva 81+359.16
Dalla progressiva 81+478.76 alla progressiva 81+507.27
Dalla progressiva 82+463.41 alla progressiva 82+578.88
Dalla progressiva 82+945.05 alla progressiva 83+204.22
Dalla progressiva 83+556.94 alla progressiva 83+688.66

MURI DI SOSTEGNO

Dalla Progressiva 81+507.27 alla progressiva 81+535.85
Dalla Progressiva 82+359.78 alla progressiva 82+453.81
Dalla Progressiva 84+884.21 alla progressiva 85+087.30 in sx
Dalla Progressiva 84+993.01 alla progressiva 85+087.30 in sx

Consolidamento viadotto in muratura sito nell'agro del Comune Avigliano Lucania, sul Torrente Tiera, costituito da 3 arcate a tutto sesto aventi ognuna m 8 di luce.

Ponticello L=2,00 m al Km 84+548;

Ponticello L=3,00 m al km 83+721;

Ponticello L=3,00 m al km 83+927.

Muro di Controripa lato Sx da Km 74+755 a km 74+879

I lavori verranno realizzati con l'interruzione totale della linea.

2. NORME DI RIFERIMENTO

1. Norma Vel. n.1 del 1.12.98;
2. Decreto Ministeriale del Ministro delle Infrastrutture del 14.1.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
3. Specifica RFI DTC INC SP IFS 002 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria;
4. Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari;
5. Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 005 A - Specifica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia;
6. Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 006 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere

civili ferroviarie;

7. Istruzione 44 C Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni;
8. Istruzione 44 M Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle strutture metalliche per ponti ferroviari e cavalca ferrovia;
9. Istruzione 44 S Specifica tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari.
10. Istruzione 44 V Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI SULLA TRATTA

Di seguito si riporta una sintetica descrizione dei più importanti interventi previsti nel progetto definitivo:

3.1. Adeguamento sede con inserimento sentiero pedonale

Il progetto prevede la modifica dell'altimetria del tracciato per coordinare l'andamento planimetrico con quello altimetrico, evitando quindi le sovrapposizioni dei raccordi.
Il progetto, inoltre, prevede una risagomatura della sede ferroviaria in modo da creare la sede per l'inserimento di un sentiero pedonale, finalizzato a garantire la sicurezza del personale che vigila e lavora lungo la linea ferroviaria.
Il sentiero pedonale da ricavare sulla sede esistente, risente molto delle disponibilità di area ferroviaria nonché dei vincoli fisici lungo il suo sviluppo, pertanto sarà realizzato sul lato dx, modificando opportunamente le condizioni locali, pur garantendo la continuità (anche tramite attraversamenti localizzati e discretizzati lungo la sede ferroviaria allargamenti specifici sui ponticelli).

3.2. Sistemazione tratti con abbassamenti della sede

Il risanamento sarà integrale, cioè con l'integrale eliminazione della massicciata ferroviaria e del sub-ballast in quanto l'intera linea è inquinata da fanghiglia e comunque il supporto ha ceduto (creando dei tratti con abbassamenti); a tal fine sarà realizzato un intervento di ricostruzione della sede (piano di formazione), attraverso una bonifica della sottostruttura ferroviaria, e quindi la ricostruzione di una più idonea sottostruttura ferroviaria.

Fig.1 – Evidente inquinamento della massicciata

E' chiaro che, il solo intervento di bonifica della massicciata e realizzazione rifacimento del super compattato non risolve il problema bensì lo rimanda alle prossime precipitazioni meteoriche, pertanto è stata prevista lungo tutta la linea, la regimentazione delle acque meteoriche al fine di evitare il ristagno nei pressi della massicciata.

Come in tutti i lavori di revisione generale all'armamento è prevista la pulizia di cunette e fossi di guardia, laddove questi non sono stati sostituiti da nuovi e adeguati canali per l'allontanamento delle acque.

3.3. Trattamento delle scarpate dei tratti in trincea, rilevato o per l'allargamento della sede con gabbionate in filo metallico doppio-ritorto

Alcuni tratti della linea necessitano di stabilizzazione delle scarpate laterali mediante l'inserimento di gabbionate metalliche.

I gabbioni sono elementi scatolari realizzati in rete metallica doppia torsione con maglia esagonale con caratteristiche meccaniche in linea con quanto previsto dalle UNI-EN 10223-3, saranno certificati CE e in conformità alle "Linee guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione" emesse dal Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. – Servizio Tecnico Centrale.

I gabbioni dovranno essere posti in opera previo riempimento in cantiere con pietre al fine di creare una struttura flessibile, permeabile e monolitica come possono essere i muri di sostegno, i rivestimenti spondali di fiumi, le briglie e gli interventi per il controllo dell'erosione.

Il filo utilizzato nella produzione dei Gabbioni (a basso tenore di carbonio) può essere rivestito, con Galfan (lega eutettica di Zinco Alluminio – 5%) ed in molti casi con uno strato aggiuntivo di materiale plastico, in relazione alle caratteristiche di durata dell'opera e del grado di aggressività ambientale.

Al fine di irrobustire la struttura, tutti i bordi dovranno essere rinforzati con un filo avente un diametro maggiore rispetto a quello utilizzato per la rete.

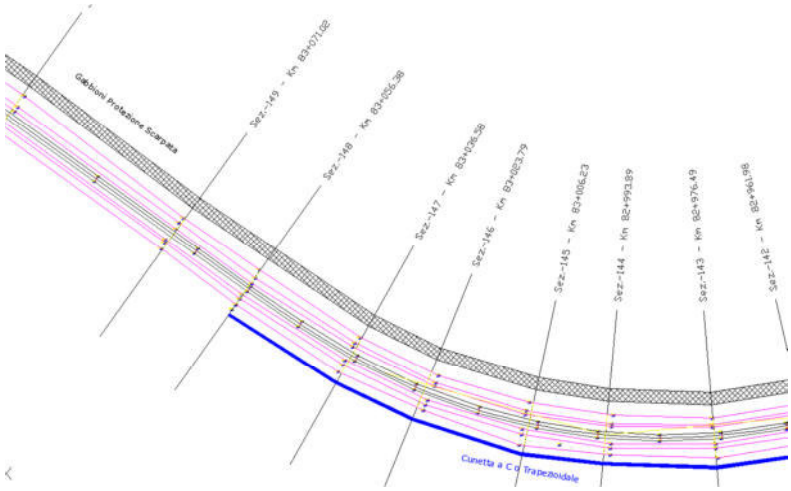


Fig. 2 - luoghi tipici dove sono previsti le gabbionate

Fig. 3 - Sezione a mezza costa con lato valle instabile, da stabilizzare con gabbionate

3.4. ATTRAVERSAMENTI FERROVIARI IN CORRISPONDENZA DI IMPLUVI

Nel progetto definitivo è prevista la completa sistemazione degli attraversamenti idraulici, in corrispondenza di impluvi, con l'inserimento di tubi Armco finsider all'interno dei nuovi pozzetti in c.a..

3.5. MURI DI SOSTEGNO

Nel progetto definitivo è stata progettata la sistemazione dei muri di sostegno esistenti con rifacimento della copertina e scarifica con ripresa dei giunti e mediante anche lo 'scuci e cuci'. Inoltre per alcuni tratti di muro completamente dissestati è previsto il rifacimento con una struttura in c.a.. Al piede del muro è prevista una cunetta in c.a. per il deflusso delle acque meteoriche.

4. DESCRIZIONE SINTETICA DELLA GEOLOGIA DELLA ZONA

L'area di intervento ricade in corrispondenza del tratto ferroviario FAL appartenente al Comune di Avigliano Lucania (PZ), compreso tra la progressiva Km 80+726 e Km 85+198.

Indagini effettuate - Dopo diversi sopralluoghi nelle aree interessate si è scelto di prendere in considerazione come metodi investigativi indiretti sia quello geoelettrico che quello sismico di superficie e in foro articolandolo nelle seguenti quantità:

n. 6 prospezioni geoelettriche 2D, (T.E.1÷T.E.6), mediante l'impiego delle configurazioni dipolo-dipolo assiale e Wenner, tutte di lunghezza pari a 69 m;

n. 6 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie in onde P, (BS01÷BS06), tutte di lunghezza pari a 62.5 m

n. 6 prospezioni di sismica passiva secondo la tecnica RE.MI., (RE.MI.01÷RE.MI.06), eseguite in corrispondenza di ciascuna base sismica e tutte di lunghezza pari a 57.5m;

n. 1 prospezione sismica a rifrazione in foro in onde P del tipo cross-hole, (CH1) mediante l'utilizzo di due perfori denominati S2 ed S1, di cui il primo impiegato come foro sorgente mentre il secondo come foro ricevitore, entrambi sono posti ad una distanza di 15m.

AV
FYR
FYN
CPA
PDO
TLV
S. Nicola
Macchia Capra
Lazzi Le Spilli
Cicoblecchia
Sorg.ia Regina
Fonte dell'Olio
Fonte Pozzelli
Fonte Zupolicchio
Masseria Potenza
Masseria De Bonis
Masseria Tantaro
Masseria Venere
Masseria Inchiesa
Masseria Chiangali
Masseria Cardillo
Masseria Malgna
Masseria Pafundi
Masseria Avigliano
Masseria Lucania
Masseria Cuccaro
Masseria Lapiera
Masseria Pietragalla
Masseria Pozzolo
Masseria Scarano
Masseria Cupolicchio
Masseria Lavellotta
Masseria Limitone
Masseria Ciarlo
Masseria Ciarlo
Masseria Ciarlo

di intervento:

Come indicato in tabella, le indagini RE.MI. 01 e RE.MI.03 hanno consentito di stimare un valore di 360m/s<VS30<800m/s, calcolandolo a partire dal piano campagna; pertanto, per questi due casi il sottosuolo investigato rientra nella categoria di fondazione di classe "B" .

Mentre nel caso dei profili RE.MI.02, RE.MI.04, RE.MI.05, RE.MI.06, il valore di VS30 calcolato sempre a partire dal piano di indagine è risultato essere 180m/s<VS30<360m/s, da cui ne consegue una categoria di suolo di fondazione di tipo "C".

Le categorie di suolo stimate in corrispondenza del tratto del tracciato ferroviario FAL oggetto di questa campagna di indagini sono di seguito definite come dalla Norme Tecniche delle Costruzioni 2008.

Tabella 3.2. II e 3.2.III - Categoria di sottosuolo	
Categoria	**Descrizione**
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$ > 50 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$> 250 KPa nei terreni a grana fina)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15<$N_{SPT,30}$ <50 nei terreni a grana grossa e 70 < $c_{u,30}$ KPa nei terreni a grana fina)
D	Depositi d terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$<15 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$ <70 KPa nei terreni a grana fina)

Fig. 5 - Categorie sottosuolo NTC2008

BASE SISMICA 01 - STIMA DEI MODULI DINAMICI			
	Sismo strato 1	Sismo strato 2	Sismo strato 3
Velocità onde P (m/s):	**348**	**795**	**1454**
Velocità onde S (m/s):	**150**	**264**	**453**
Modulo di Poisson:	0.39	0.44	0.45
Densità naturale (g_{nat} in gr/cm^3):	1.34	1.64	1.91
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	**1.00**	**2.10**	**6.90**
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Mpa o Nmm^2)	82	323	1113
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Mpa o Nmm^2)	29	112	385
(Modulo di rigidità)			
MOD. di BULK (K) (Mpa o Nmm^2):	119	869	3450
(mod. di incompress. di volume)			
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Mpa o Nmm^2)	10	39	134
(Rzhevsky et alii, 1971)			
MOD. di TAGLIO STRATICO (G_{din} in Mpa o Nmm^2)	4	13	46
(Modulo di rigidità)			
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm^2)	161.90	1038.78	4040.79
(da velocità onde P e densità) $g*v_p^2$ (valido per le terre)			
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm^2)	192.74	1247.75	4864.07
Eed = E * [(1-ni) / (1-ni-2*ni^2)] (relazione di NAVIER)			
RMR Bieniawsky (valido solo per le rocce da E s tatico)	**NA**	**18**	**39**
F (angolo di attrito in °)	**NA**	**28**	**30**
C (coesione in kg/cm^2)	**NA**	**0.9**	**2.0**
Rigidità Sismica (Tonn/m^2*sec)	**201**	**434**	**866**
Frequenza dello Strato	**38**	**31**	**16**
Periodo dello Strato	**0.03**	**0.03**	**0.06**
B (Larghezza Fondazione in cm)	**100**	**100**	**100**
K (Coeff. di Winkler in Kg/cm^3)	**1.17**	**4.90**	**17.05**
K (Coeff. di Winkler in N/cm^3)	**11.44**	**48.02**	**167.23**

BASE SISMICA 02 - STIMA DEI MODULI DINAMICI

	Sismo strato 1	Sismo strato 2
Velocità onde P (m/s):	**385**	**1122**
Velocità onde S (m/s):	**139**	**342**
Modulo di Poisson:	0.43	0.45
Densità naturale (g_{nat} in gr/cm^3):	1.37	1.79
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	**4.75**	**7.25**
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Mpa o Nmm^2)	74	595
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Mpa o Nmm^2)	26	205
(Modulo di rigidità)		
MOD. di BULK (K) (Mpa o Nmm^2):	165	1938
(mod. di incompres s. di volume)		
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Mpa o Nmm^2)	9	72
(Rzhevsky et alii, 1971)		
MOD. di TAGLIO STRATICO (G_{din} in Mpa o Nmm^2)	3	25
(Modulo di rigidità)		
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm^2)	203.23	2255.17
(da velocità onde P e densità) $g*v_p^2$ (valido per le terre)		
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm^2)	241.64	2712.59
Eed = E * [(1-ni) / (1-ni-2*ni^2)] (relazione di NAVIER)		
RMR Bieniawsky (valido s olo per le rocce da E statico)	**NA**	**28**
F (angolo di attrito in °)	**NA**	**29**
C (coesione in kg/cm^2)	**NA**	**1.4**
Rigidità Sismica (Tonn/m^2*sec)	**191**	**613**
Frequenza dello Strato	**7**	**12**
Periodo dello Strato	**0.14**	**0.08**
B (Larghezza Fondazione in cm)	**100**	**100**
K (Coeff. di Winkler in Kg/cm^3)	**1.10**	**9.14**
K (Coeff. di Winkler in N/cm^3)	**10.74**	**89.68**

Le prove sono state eseguite sui campioni prelevati dai depositi di color grigio-verdastri, molto consistenti ed aventi delle intercalazioni di strato che si presentavano addirittura di consistenza litoide; in realtà queste formazioni flyscoidi sono molto simili a quel riscontrabili nel territorio del sub-appennino ove le argilliti si presentano con strutture generalmente complesse evidenziando delle scaglie di consistenza litoide (si parla di marna o marna-calcarea) che si dispongono con strutture iso-orientate (con immersione sub-orizzontale) e spesso con giaciture assolutamente caotiche.
Nella fattispecie dei campioni di terreno testati in questa sperimentazione, è stato rilevato ed annotato nelle descrizioni litologiche macroscopiche di laboratorio, l'esistenza di piani interessati dalla presenza di livelletti di color biancastro che potrebbero essere materiali di origine calcitica o addirittura talco.
Una particolarità di questi depositi è quella di avere un'estrema eterogeneità nel comportamento meccanico a seconda, appunto, della giacitura delle scaglie ed a seconda delle prove meccaniche (taglio diretto con o senza residuo e/o taglio triassiale) che su di essi si vanno ad eseguire.
Tipico comportamento riscontrabile è quello di avere una sovrastima dei parametri meccanici (c e Ø) nelle prove di taglio diretto ed un abbattimento degli stessi nelle prove di compressione triassiale e nel taglio diretto con residuo.
Questo fenomeno è legato alla metodologia di prova eseguita; infatti nel taglio diretto, imponendo la rottura su un piano predefinito, capita che le scaglie, magari orientate in una direzione pseudo-perpendicolare al piano di scorrimento, vadano ad ostacolare l'avanzamento della parte superiore del provino rispetto a quella inferiore, causando un aumento della forza di taglio (quindi della tensione tangenziale) fino alla rottura delle scaglie marnose. Questo implica una sovrastima delle tensioni quindi dei parametri.
Nelle prove di taglio diretto con residuo avviene invece che la parte di picco è notevole (come il caso precedente) ma una volta superato il picco, nella fase dei passaggi ripetuti successivi al picco, le scaglie vanno a disporsi lungo la direzione dello scorrimento imposto quindi a iso-orientarsi nella stessa direzione, generando così un notevole abbattimento dei parametri.
Facendo un'interpretazione mediata derivante dai parametri meccanici fornite dalle diverse tipologie di prove eseguite, si potrebbe assumere in definitiva:
Ø' = 13-18° c' = 10-30 kPa
Ø' res < 10° c' res = 0 kPa
Per quanto riguarda l'interpretazione di altri parametri utilizzabili nella modellazione geotecniche dei terreni (moduli edometrici, elastici statici e dinamici etc.) si rimanda ai certificati.

5. DESCRIZIONE DELLE TIPOLOGIE FONDALI OPERATE

In funzione dei parametri geotecnici sintetizzati al punto 4 sono state effettuate le scelte e le verifiche delle fondazioni delle varie opere.

Per le opere minori non è stato necessario effettuare consolidamenti dell'ammasso roccioso. Sono state utilizzate fondazioni dirette. Le verifiche geotecniche sono riportate nelle singole relazioni di calcolo.

Per il ponte in muratura al km 84+703 le verifiche dello stato attuale, anche senza condizioni sismiche, hanno evidenziato coefficienti di sicurezza minori dell'unità.

Pertanto è stato progettato un intervento di adeguamento delle fondazioni consistente in:

- Cerchiaggio della fondazione esistente mediante cordolo armato come da progetto definitivo;
- Sottofondazione con micropali tubifix valvolati per iniezione e riqualificazione del terreno esistente;
- Cerchiaggio dei primi metri delle pile in elevazione fino a raggiungere una sezione resistente della pila stessa compatibile con le sollecitazioni.

Nel seguito sono calcolate le azioni sull'intera fondazione della pila del ponte e le verifiche degli stessi effettuati con il codice di calcolo API++ di Aztec srl. con sede a Casole Bruzio (Cs).

Le sollecitazioni derivanti dal calcolo dell'intera struttura sulla pila maggiormente sollecitata sono le seguenti:

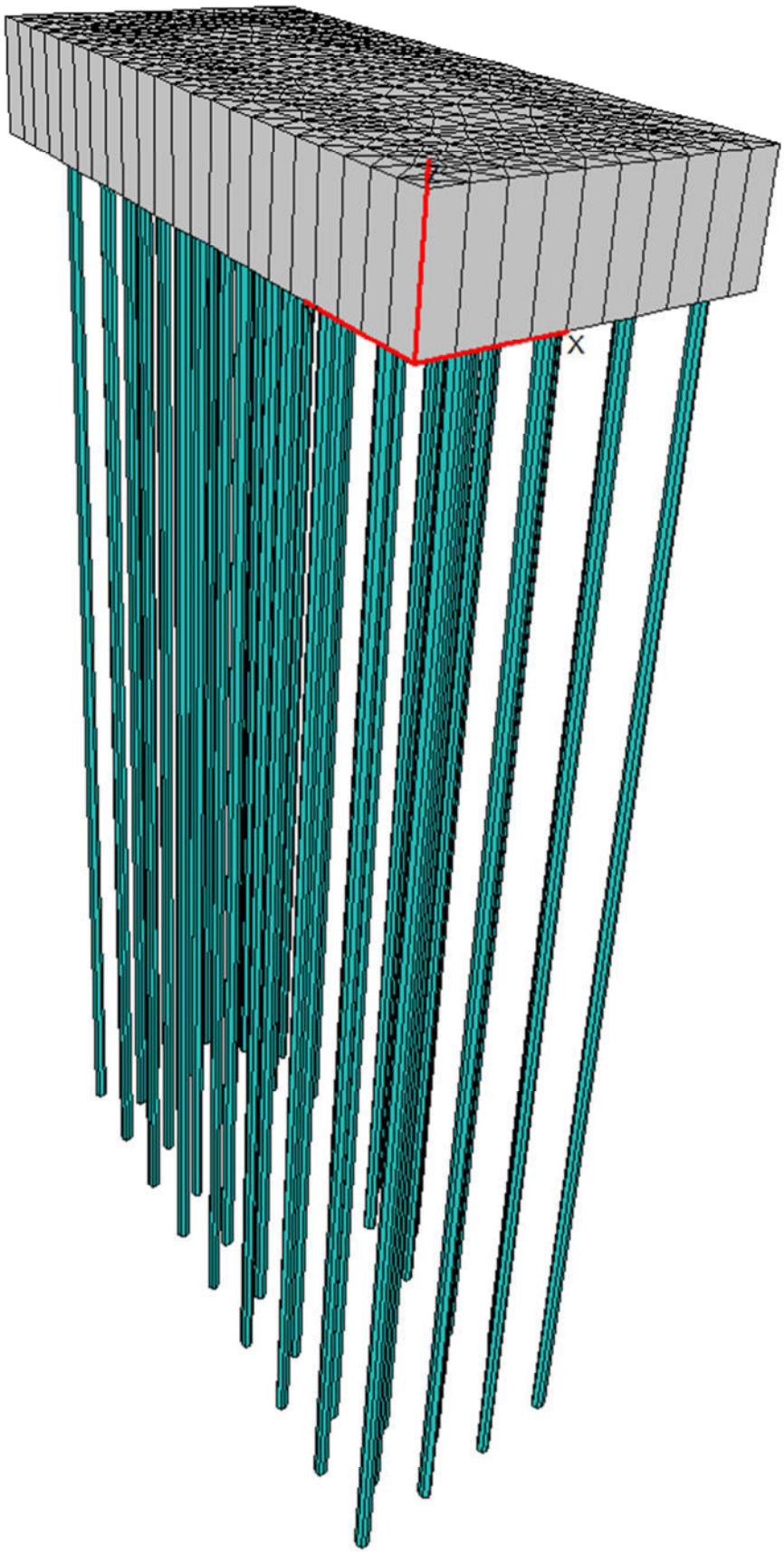
N 9.707,20 kN
Tx 79,12 kN
Ty 40,92 kN
Mx 633,42 kN*m
My 108,30 kN*m

Progetto: Fondazione pila ponte km 84+703 (tratta Avigliano Lucania-San Nicola) su micropali
Committente: FAL
Comune: Avigliano Lucania

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilitàdei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

MODELLO DELLA FONDAZIONE



Metodi di analisi

Calcolo - Analisi ad elementi finiti

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM).La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi.Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli sono lo spostamento verticale w e le rotazione intorno agli assi x e y, ϕx e ϕx, legati allo spostamento w tramite relazioni

$$\phi x = -dw/dy$$
$$\phi y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento $\mathbf{k_e}$ ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento $\mathbf{p_e}$.
La fase di assemblaggio consente di ottenere la ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura **K** ed il vettore dei carichi nodali **p**. La soluzione del sistema

$$\mathbf{K\,u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali **u**.
Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x, M_y ed M_{xy}.
Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo *k* ed all'area dell'elemento.
I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica.Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti *u* e *v* nel piano XY.L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x, σ_y e τ_{xy} Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x, N_y e N_{xy}.
Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ¤ e la coesione *c*. Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.
La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_\perp - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

$Q_\perp$ portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e $Q_\perp$ sono calcolate in modo indipendente fra loro.
Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta ¤$_p$ ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l.

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, *c* è la coesione, *q* è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, *D* è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.
Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.
K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \text{integrale}_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb
$\tau_a = c_a + \sigma_h tg\delta$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, *z* è la generica quota a partire dalla testa del palo, *L* e *P* sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica *K* espressa in $Kg/cm^2/cm$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando no si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.