

Muri di sostegno flessibili con paramento in pietra nello svincolo stradale di Pasiano di Pordenone

Tassi T.

F&M Ingegneria SpA, Mirano (Ve), Italy

Russo L. E., Simini A.

Huesker Srl, Trieste, Italy

SOMMARIO: Lo svincolo stradale tra la S.P. 9 e la S.P. 35 in località Visinale nel comune di Pasiano di Pordenone (PN), si inserisce nell'ambito dei lavori di realizzazione della "Nuova viabilità dell'area del mobile e asse Bannia – Fiume Veneto – Azzano X – Pasiano". La mancanza di spazio disponibile richiedeva la realizzazione di muri di sostegno verticali lungo le varie rampe stradali che conformano lo svincolo. A causa delle scarse caratteristiche geotecniche dei terreni in sito, erano previsti assestamenti rilevanti al di sotto dei rilevati stradali, i quali si dovevano sviluppare gradualmente nel tempo. I rilevati sono stati realizzati mediante stabilizzazione a calce per poter riutilizzare interamente i terreni presenti in sito. Per far fronte alle problematiche legate alla verticalità dei muri, agli assestamenti globali e differenziali, nonché alla alcalinità dei terreni stabilizzati a calce ($\text{pH} > 12,5$), sono stati adottati muri di sostegno flessibili in terra rinforzata, rivestiti con paramento in pietra ingabbiata in rete elettrosaldata zincata e rinforzati con geogriglie in PVA.

Parole chiave: muro di sostegno, terra rinforzata, geogriglia, stabilizzati a calce, polivinilalcol

1 INTRODUZIONE

Lo svincolo stradale tra la S.P. 35 "Opitergina" e la S.P. 9 "di Pasiano" in località Visinale si inserisce nell'ambito dei lavori di realizzazione della "Nuova viabilità dell'area del mobile e asse Bannia – Fiume Veneto – Azzano X – Pasiano".

L'ambito d'intervento ricade nel territorio comunale di Pasiano di Pordenone in prossimità del distretto del mobile del Livenza caratterizzato da una forte specializzazione produttiva nel settore dell'arredo legno e della componentistica collegata. Lo svincolo oggetto di riqualificazione si trova in posizione centrale a tale sistema insediativo.

La mancanza di spazio disponibile, dovuta principalmente alla presenza di fabbricati nei dintorni che non potevano essere espropriati né demoliti, richiedeva la realizzazione di muri di sostegno verticali disposti ai lati delle varie rampe stradali che conformano lo svincolo.

Le indagini geognostiche condotte in sito hanno rilevato la presenza di terreni alluvionali di natura limo argillosa con alternanze di strati sabbiosi e torbosi. A causa delle scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni stessi, erano pertanto attesi assestamenti rilevanti al di sotto dei rilevati stradali. La realizzazione di muri di sostegno rigidi sarebbe stata possibile solamente mediante importanti interventi di consolidamento dei terreni o con fondazioni

di tipo profondo. D'altra parte, la verticalità richiesta ai muri impediva la realizzazione delle tradizionali terre rinforzate a paramento rinverdibile poiché, anche se sono strutture flessibili in grado di assorbire gli assestamenti, l'elevata pendenza del paramento avrebbe impedito il rinverdimento completo del fronte.

Per poter riutilizzare interamente il materiale presente in sito per la realizzazione dei nuovi rilevati stradali, si è resa inoltre necessaria la stabilizzazione di tali materiali a calce.

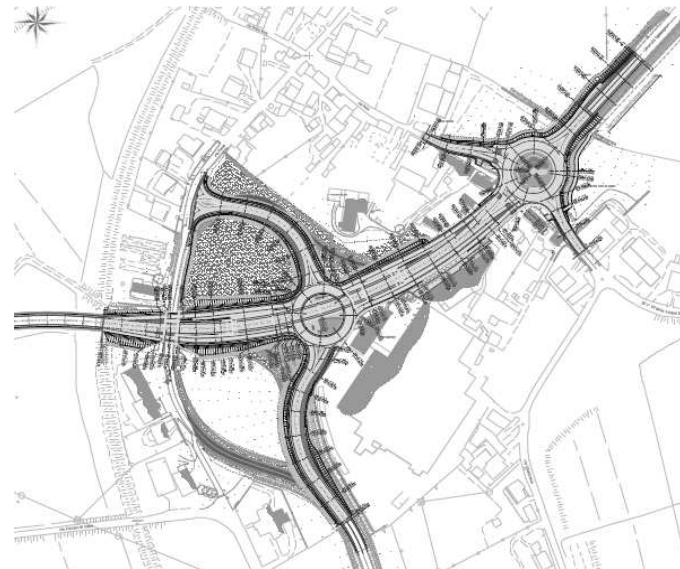


Figura 1. Planimetria dello svincolo.

Per far fronte a tutte queste problematiche la soluzione adottata è stata quella di un muro di sostegno denominato Muralex®. Questo muro di sostegno consiste in una terra rinforzata con geogriglie alla quale si applica, in un secondo momento, un paramento di pietra sciolta ingabbiata in una rete elettrosaldata zincata. Le spalle dei ponti sono invece state realizzate in cemento armato e fondate su pali.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera consiste in uno svincolo a livelli sfalsati con geometria a "diamante" con rotatoria sottostante l'opera di scavalco per lo smistamento dei vari flussi.

Analogamente anche l'intersezione ad est viene risolta con l'introduzione di una rotatoria, così da sfruttare la maggior fluidità che essa garantisce per ridurre i forti condizionamenti tra due intersezioni così ravvicinate.

La puntuale definizione delle caratteristiche dell'opera di progetto è stata effettuata nel pieno rispetto degli stringenti vincoli normativi, geometrici e funzionali che hanno fortemente condizionato la soluzione.

L'intervento in particolare è stato caratterizzato dalla realizzazione delle seguenti opere:

- Nuovo viadotto di lunghezza 140 m,
- Ampliamento del sottopasso esistente;
- Realizzazione di rilevati e rampe di svincolo in terra rinforzata;
- Allargamento di parte del rilevato esistente (lato fiume Meduna);

I rilevati hanno altezza variabile sia per l'andamento della livelletta stradale sia per la variabilità della quota di fondazione.

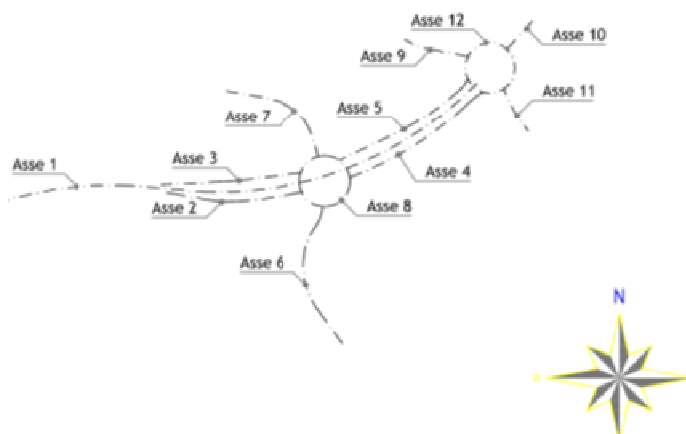


Figura 2. Legenda assi stradali.

Per quanto riguarda il progetto generale, nella presente memoria è presa in esame la problematica legata alla realizzazione dei muri di sostegno laterali ai rilevati e alle loro fondazioni. Quindi, le tematiche inerenti la realizzazione del viadotto, delle spalle, ecc., esulano dallo scopo di questo lavoro.

2.1 Caratteristiche dei terreni

I terreni di fondazione sono stati sondati fino alla profondità di -40 m dal piano campagna mediante sondaggi a carotaggio continuo con prelievo a diverse profondità di campioni indisturbati e rimaneggiati, prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e con punta meccanica (CPT) e prova penetrometrica e sismica con piezocono (SCTPU).

Il sottosuolo è costituito prevalentemente da depositi alluvionali recenti di bassa pianura caratterizzati dalla presenza di terreni a granulometria fine quali argille, limi e sabbie. Le indagini geognostiche effettuate, hanno evidenziato una situazione stratigrafica caratterizzata da una marcata eterogeneità e la presenza di ampie zone costituite da terreni di origine coesiva molto scadenti

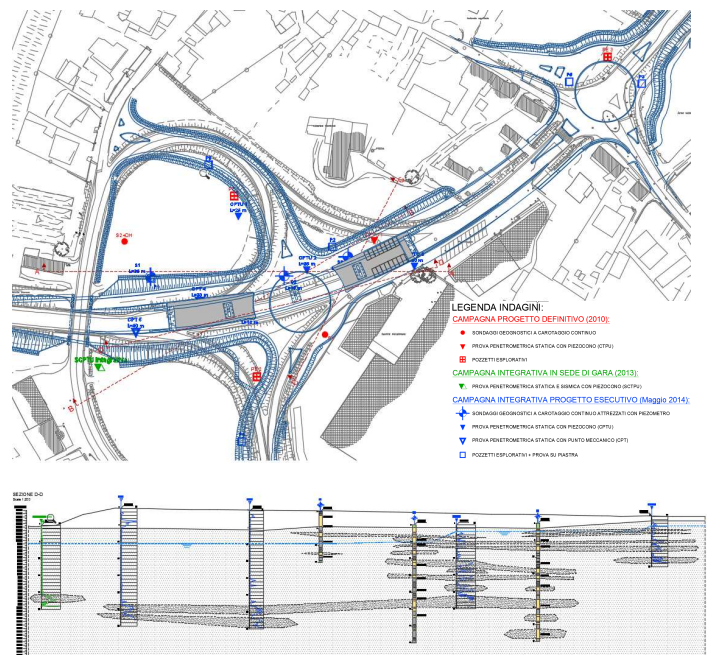


Figura 3. Planimetria indagini geognostiche e profilo litostratigrafico

In particolare, nell'area più occidentale verso il fiume Meduna, è stata rilevata la presenza, fino a circa 20 m di profondità dal piano campagna di un potente banco coesivo dalle caratteristiche scadenti costituito da limi argillosi e argille limose normalconsolidate con valori della resistenza alla punta q_c compresi tra 0,2 MPa e 1 MPa, indice di plasticità IP generalmente compreso tra 10 e 25% e permeabilità determinata da prove edometriche $k = 3E-10$ m/s .

Più in profondità, sono state rilevate sabbie limose addensate di spessore variabile tra 4 e 5 m, con valori di resistenza di punta q_c (prove CPT e CPTU) compresi tra 6 e 15 MPa.

La definizione delle caratteristiche meccaniche e deformative degli orizzonti granulari, è stata effettuata a partire dai risultati derivanti dalle analisi granulometriche sui campioni rimaneggiati e attraverso i risultati delle prove penetrometriche statiche continue (CPTU) mediante l'utilizzo di correlazioni empiriche presenti nella letteratura tecnica di riferimento.

Per la definizione delle caratteristiche degli orizzonti coesivi si è fatto invece fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni rimaneggiati; in particolare sono state eseguite le seguenti analisi: granulometrie complete, determinazione dei limiti di Atterberg, prove edometriche per la determinazione delle caratteristiche deformative e della permeabilità, prove ad espansione laterale libera e prove triassiali non consolidate e non drenate per definire la resistenza al taglio non drenata e prove triassiali e di taglio diretto per la determinazione dell'angolo d'attrito e della coesione in condizioni drenate. Si riporta di seguito in Tabella 1 il modello geotecnico di riferimento del settore occidentale desunto dalla totalità delle prove effettuate.

Tabella 1. Modello geotecnico di riferimento

Prof. (m l.m.m)	Terreno	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E/Ed (MPa)
P.c./13,5	Riporto	19	35	0		20
13,5/11,7	Limi/Argille	19	25	10	40	7
11,7/7,0	Limi/Argille	19	25	10	29	7
7,0/3,0	Limi/Argille	19	25	10	28	7
3,0/-1,5	Limi/Argille	19	25	10	35	7
-1,5/-7,4	Limi/Argille	19	25	10	48	7
-7,4/-1,5	Sabbie lim.	19	32			20

2.2 Fondazioni

In funzione alle caratteristiche dei terreni e alle sollecitazioni agenti in fase di progettazione sono stati previsti cedimenti verticali compresi tra i 15 cm e i 30 cm.

Lo stato tensionale e deformativo nei rilevati e nei sottostanti terreni di fondazione, è stato valutato mediante analisi agli elementi finiti nell'ipotesi di stato piano di deformazione, essendo gli spostamenti e le deformazioni nella direzione perpendicolare alla sezione trascurabili.

Nelle analisi i terreni sono stati schematizzati con modelli elastoplastico incrudenti (Hardening Soil Model) mentre le geogriglie di rinforzo con elementi tipo "Truss" in grado di sopportare solo sollecitazioni di trazione.

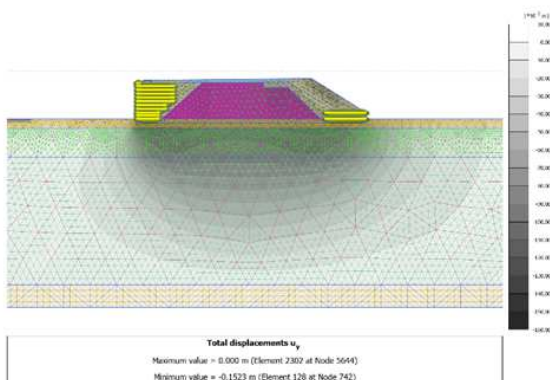


Figura 4. Stima cedimenti verticali mediante analisi FEM

Per far fronte al problema degli assestamenti, le spalle del viadotto e le strutture del sottopasso in allargamento sono state fondate su pali in c.a., mentre per quanto concerne i rilevati sono state adottate diverse tecniche di fondazione in base alle condizioni geotecniche locali dei terreni di sottofondo.

In corrispondenza della zona del sottopasso, i terreni di fondazione dei rilevati in allargamento sono stati consolidati mediante la realizzazione di colonne in sabbia incapsulata con geotessile tubolare Ringtrac® (GEC: Geotextile Encased Column) di 200 kN/m di resistenza nella direzione anulare, avente 60 cm di diametro per 22 metri di profondità, disposte a quinconce con interasse 2.5 m.

Tale soluzione, ha consentito di ottenere sia un miglioramento delle caratteristiche del terreno, sia di agire come elemento portante di fondazione su terreni scadenti in grado di ridurre i cedimenti e di conseguenza l'interferenza con l'adiacente sottopasso esistente. I cedimenti indotti, senza la realizzazione delle colonne in sabbia, avrebbero generato fenomeni di attrito negativo non compatibili con le strutture di fondazione già esistenti.

Sulla testa di queste colonne sono stati posati due geosintetici di rinforzo: un geotessile Robutec® 400/25 in PVA di 400 kN/m nel senso perpendicolare all'asse del rilevato e, ortogonalmente, una geogriglia Fortrac® di 400 kN/m in PVA. La funzione di questi due geosintetici era triplice: rinforzo antipunzonamento, rinforzo per aumentare la sicurezza alla stabilità globale, strato separatore e filtrante tra terreno di fondazione e quello del rilevato.

In altre zone sono stati utilizzati dreni verticali prefabbricati disposti su maglia a quinconce di lato 2 m con la funzione di ridurre a circa 3 mesi i tempi di consolidazione, rendendoli compatibili con le fasi realizzative dell'opera.

2.3 Terre rinforzate e muro di sostegno con paramento in Pietra

I muri di sostegno da realizzare ai lati dei rilevati dovevano essenzialmente possedere le seguenti caratteristiche:

- avere un paramento pressoché verticale a causa della mancanza di spazio disponibile
- essere flessibili in modo di poter assorbire gli assestamenti globali e differenziali onde evitare la realizzazione di fondazioni indirette
- avere resistenza all'ambiente altamente alcalino (pH>12,5) del terreno di riempimento stabilizzato a calce dei rilevati
- Velocità di esecuzione e rapida agibilità in modo da non rallentare le altre lavorazioni

Per queste ragioni è stata adottata una tipologia di muro di sostegno consistente nella realizzazione di una terra rinforzata con geogriglie di rinforzo sulla quale si applica un paramento in pietra sciolta trattenuta da una rete elettrosaldata zincata.

nali geogriglie in poliestere ($\epsilon < 6\%$), nonché limitati allungamenti viscosi quando sottoposte a carichi permanenti nel tempo (basso creep).

Nel caso di muri verticali, questa caratteristica prestazionale risulta particolarmente rilevante in quanto un'armatura con elevato modulo di rigidità e basso creep permette di limitare deformazioni eccessive della struttura che porterebbero alla perdita di verticalità del muro nel tempo. La deformazione per creep a 120 anni della geogriglia caricata al 50 % del suo carico nominale di rottura (circa la tensione di progetto) è inferiore al 0,5% (Fig. 5). Per eseguire i muri di sostegno sono state utilizzate geogriglie di 80 kN/m in PVA, (Tabella II). Le geogriglie, di lunghezza di rinforzo variabile per ogni sezione tipo di muro, sono state posizionate con un interasse verticale di 0,50 m.

Tabella 2. Proprietà della geogriglia in PVA

Massa areica (g/m ²)	375
Apertura maglia (mm)	20x30
Resistenza min alla trazione long/trasv (kN/m)	80/25
Deformazione longitudinale alla tensione nominale (%)	< 6
Tensione di progetto diminuita per effetto creep a 120 anni (kN/m)	56,34
Resistenza di progetto a lungo termine (kN/m)	42,98
Intervallo di resistenza chimica (pH)	2-13

3 STABILITÀ INTERNA ED ESTERNA DEL MURO

Le sezioni prese in esame per la verifica di stabilità presentano altezze di 3,0 m; 5,0 m; 7,0 m. Sono stati utilizzati software specializzati per effettuare le verifiche di stabilità considerando superfici di scivolamento circolari (Bishop) e poligonali (Janbu modificato), applicando i fattori di sicurezza per le azioni e per i parametri geotecnici del terreno, nonché le combinazioni di carico, in accordo con la NTC del 2008

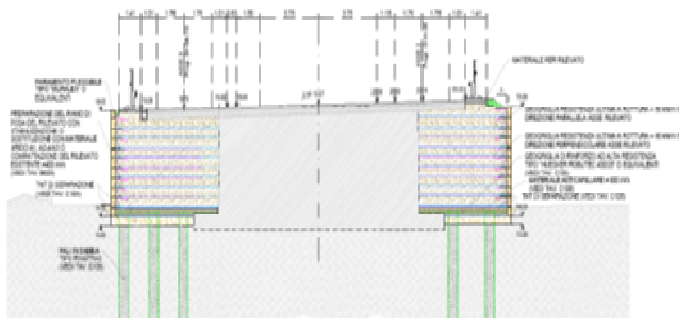


Figura 8. Sezione del rilevato con muri laterali con paramento in pietra fondati su colonne incapsulate in geotessile GEC

Quindi, per il dimensionamento delle geogriglie, sono state effettuate le verifiche di stabilità interna e composte delle terre rinforzate, vale a dire, sono state analizzate le superfici di scivolamento che intercettano totalmente o parzialmente il corpo rinforzato del rilevato. Il dimensionamento dei rinforzi consen-

te di verificare che la resistenza e la lunghezza delle geogriglie siano sufficienti ad impedire il collasso, rispettivamente, per rottura o per sfilamento.

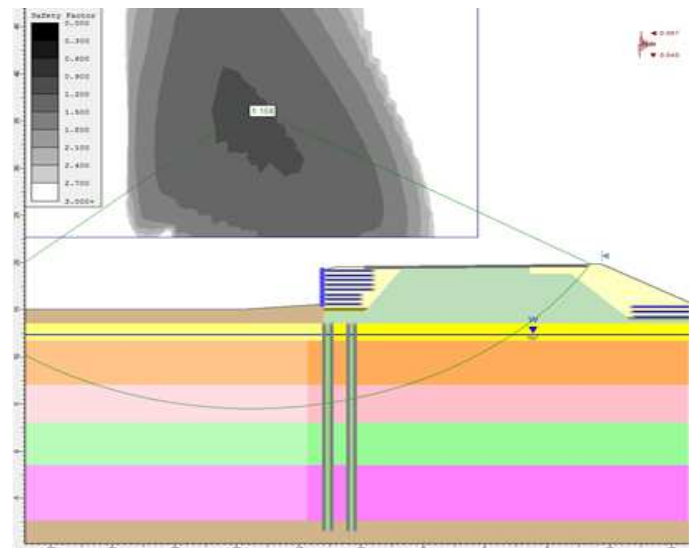


Figura 9. Verifica di stabilità globale secondo Bishop

Per quanto riguarda la verifica di stabilità esterna, il dimensionamento prevedeva la verifica allo scorrimento alla base e quella della capacità portante, valutata in termini di rottura generale e locale.

La stabilità globale delle terre rinforzate è stata determinata ricorrendo ai classici metodi della stabilità dei pendii. Nel caso delle opere in terra rinforzata, le condizioni di rottura vengono valutate verificando la superficie di scorrimento posta al di fuori del volume di terreno rinforzato. Nelle sezioni dove le terre rinforzate erano fondate su colonne in sabbia incapsulate con geotessili tubolari (GEC) e geosintetici di rinforzo alla base, le verifiche di stabilità sono state realizzate tenendo in considerazione la presenza di questi elementi strutturali, schematizzando le colonne come elementi di terreno equivalente.

4 PROGETTO ED ESECUZIONE

La geometria molto variabile delle rampe dello svincolo, sia per quanto riguarda la forma, le altezze e le quote del piano di fondazione, richiedeva un grado di adattabilità elevato da parte delle strutture di sostegno.

Inoltre, il cronoprogramma dei lavori prevedeva la costruzione parziale di alcuni muri, l'interruzione in corso d'opera di alcune lavorazioni, la continua agilità del rilevato e la ripresa dei lavori in fasi successive. Durante tutte queste operazioni i muri dovevano essere in grado di assestarsi e deformarsi, senza compromettere la loro stabilità né funzionalità. Anche per queste ragioni la scelta di realizzare l'opera di sostegno con il metodo delle terre rinforzate si è dimostrata particolarmente adatta.

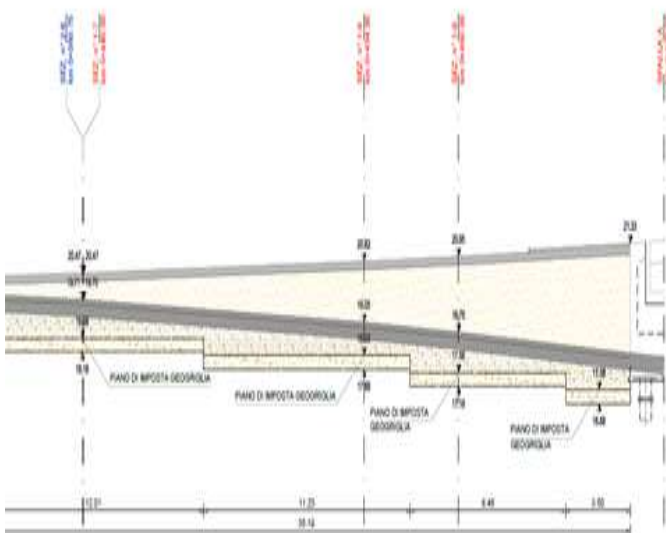


Figura 10. Prospetto Sud, asse 2

Alcuni tratti dei muri hanno quote di fondazione variabili, e quindi richiedevano la gradonatura del piano d'imposta (Figura 10).

Si è proceduto costruendo le terre rinforzate in continuità fino alla quota massima. In seguito, le lavorazioni venivano interrotte per attendere gli assestamenti delle stesse fino all'esaurimento dei cedimenti. In una seconda fase si è poi proceduto con la realizzazione del paramento sul fronte (Figura 11e Figura 12). Con questa tecnica si evita quindi che paramento sia soggetto alle deformazioni ed alle sollecitazioni generate dagli assestamenti, problematica a cui sono normalmente sottoposti i paramenti di altri tipi di strutture di sostegno.



Figura 11. Fasi di riempimento del paramento in pietra



Figura 12. Vista di un muro ultimato. Prospetto Sud asse 2

In corrispondenza della zona di attacco tra il muro di sostegno sud est del sottopasso alto 6,70 m e la spalla del ponte è stato osservato un assestamento differenziale totale di circa 9 cm. In questo caso la maggior parte dei cedimenti si sono verificati durante la fase di costruzione della terra rinforzata: nella prima settimana si è infatti registrato un assestamento di circa 7 cm.



Figura 13 – Muro in fase realizzativa



Figura 14 - Aspetto finale di un tratto di muro ad altezza variabile

Le reti elettrosaldate zincate sono state applicate fissandole con piastre e bulloni in modo da lasciare un'intercapedine di circa 25 cm.

Per il riempimento sono stati scelti sassi di colorazione tendente al beige. Il riempimento è stato effettuato dall'alto con un escavatore.

Nella configurazione finale dei muri, i primi strati di terra rinforzata rimanevano interrati. Quindi il paramento in pietra è stato realizzato solo sulla zona che rimaneva esposta del muro, con un ulteriore vantaggio in termini economici.

In alcuni tratti, il paramento in pietra è stato utilizzato per mascherare i cordoli in c.a. in sommità, laterali alla sede stradale.



Figura 15- Vista di un muro di approccio al ponte con altezza e piano di fondazione a quote variabili

5 BIBLIOGRAFIA

- Benedetti, A. et al, 2011 *Impiego del muro segmentale Rockwood® lungo il Passante di Mestre*, Convegno Nazionale di Geotecnica, Napoli 2011
- Alexiew e Hangen (2012) *Design and construction of high bermless geogrid walls in a problematic mountainous seismic region in Bulgaria*, 5th European Geosynthetics Congress, Valencia 2012
- Bishop, A.W. (1955) *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*, Geotechnique, 5 (1), 7-17
- British Standard BS 8006-1:2010. *Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills*. BSI Standards Publications
- Colleselli, F. et al 2006 - *Road ramps reinforced with geosynthetics in substitution of a traditional design solution* - 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama 2006
- D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni* - Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008
- EBGEO 2010 *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcement*, DGGT Ernst & Sohn, Essen/Berlin, Deutschland
- FHWA. 2001. *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines*. FHWA-NHI-00-043
- Russo L. E. e Fantini P., 2005 - *Analisi della tensione di progetto a lungo termine dei geosintetici impiegati nei rilevati rinforzati*, XVIII Convegno Nazionale sui Geosintetici, Bologna 2005
- TRI. 2000. *Installation damage testing of Huesker Geosynthetics*
- TRI. 2002. *Creep and creep-rupture behaviour of Fortrac® M (PVA) products*

6 RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'impresa appaltante Polese Spa, la ditta costruttrice Green System, e l'ing. Valentino Ferraro per la loro preziosissima collaborazione.

ABSTRACT

FLEXIBLE RETAINING WALLS WITH STONE FACING IN THE ROAD JUNCTION OF PASIANO DI PORDENONE

Keywords: retaining wall, steep reinforced slope, geogrid, lime stabilization, polyvinylalcohol

The road junction between the S.P. 9 and the S.P. 35 in Visinale located in the municipality of Pasiano di Pordenone (PN), was designed to regulate the growing volume of traffic circulating in that intersection.

The lack of available space, mainly due to the presence of buildings in the surrounding area that could not be expropriated or demolished, required the realization of vertical retaining walls settled at the sides of the various road ramps which form the junction.

The subgrade layers on which the whole work has been founded are natural silty clays with alternation of sand and peat layers. Due to the poor geotechnical characteristics of these soils, relevant settlements were expected below the road embankments. For this reason, the realization of rigid retaining walls made with reinforced concrete would have been possible only if they were founded on piles as, precisely, the bridge abutments. were founded. On the other hand, the verticality of the walls prevented the realization of the traditional reinforced slopes with green facing since, although they are flexible structures that can absorb settlements, the high slope of the facing would have prevented the complete growing of vegetation.

Another problem that had to be evaluated when choosing the design solution was that, due to the difficulty of finding an inert material to construct the road embankment, it was decided to use lime stabilized soils as filling material.

To address these issues, the solution adopted was a particular retaining wall system that consists of a steep reinforced soil using geogrids on which the facing is applied at a later time, made with a loose stone layer confined by a galvanized steel mesh.