


LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NELL'AREA R.M.E. IN CORRISPONDENZA DELLA CONFLUENZA DEL TORRENTE CENISCHIA E DEL FIUME DORA RIPARIA NEL TRATTO CITTADINO DEL COMUNE DI SUSÀ (TO-E-1243)

PROGETTO ESECUTIVO

00	09/2015	Prima emissione	CE	NP	MB
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
RELAZIONE GEOTECNICA					
I PROGETTISTI:		HANNO COLLABORATO:		SCALA:	
Dott. Ing. Marco Belicchi		Dott. Ing. Cecilia Benassi		DRS 3.04	
Dott. Ing. Michele Ferrari		Dott. Ing. Elena Bocciarelli			
Dott. Ing. Nicola Pessarelli		Dott. Ing. Daniele Mori			
		<i>Topografia:</i> Staf S.r.l. Parma <i>Geologia</i> Dott. Geol. Felice Sacchi <i>Geotecnica:</i> Dott. Ing. Achille Jasoni			
 STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43121 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022				Settembre 2015	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO.....	3
2.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	3
3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	4
3.1 ACCIAIO PER MICROPALI S 275 H (INTERVENTO A1).....	4
3.2 ACCIAIO PER MICROPALI S 355 H (INTERVENTO B E C).....	4
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
4.1 TERRENO IN SITU.....	5
5. CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE	18
5.1 CAPACITÀ PORTANTE	18
5.2 CALCOLO AZIONI ORIZZONTALI	20
6. INTERVENTO B (DI PRESIDIO DELLA FONDAZIONE DEL MURO ESISTENTE): METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO	22
6.1 BREVE DESCRIZIONE.....	22
6.2 METODOLOGIA	23
7. RISULTATI E VERIFICHE	27
7.1 INTERVENTO A	27
7.2 INTERVENTO B1	29
7.2.1 Micropali a presidio della fondazione del muro esistente	29
7.2.2 Consolidamento a tergo del muro esistente	33

ALLEGATI:

- 1) Risultati grafici delle verifiche di stabilità del rilevato arginale
- 2) Intervento B: Output numerico verifica di stabilità del rilevato arginale

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica si colloca all'interno del progetto definitivo “*Lavori di sistemazione idraulica per la mitigazione del rischio idrogeologico nell'area R.M.E. in corrispondenza della confluenza del torrente Cenischia e del fiume Dora Riparia nel tratto cittadino del comune di Susa*”.

La descrizione dettagliata delle opere in progetto è riportata nella “Relazione generale”, elaborato DRS 3.01.

Nella presente relazione, redatta ai sensi dell'Art. 29 del D.P.R. 207/2010, vengono esposti:

- la caratterizzazione geotecnica;
- criteri di calcolo per le elaborazioni geotecniche eseguite (calcolo di capacità portante e calcolo alle azioni orizzontali);
- criteri di calcolo per la verifica di stabilità dei rilevati necessari per il dimensionamento delle opere al piede del muro esistente;
- risultati e verifiche.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI CALCOLO

Nel presente elaborato si farà riferimento alla seguente normativa.

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, G.U. n.105 8 maggio 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i..
- D.M. 14/01/2008: “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

2.1 Documentazione di riferimento

Per la stesura del presente elaborato si è considerato come base la “Relazione geologica ed indagini geognostiche” DRS 3.03 redatta dal Dott. Geologo Felice Sacchi in data Giugno 2006.

Tale documento nel seguito per comodità di stesura, ove richiamato, verrà identificato come Relazione Geologica.

3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

3.1 Acciaio per micropali S 275 H (Intervento A1)

Secondo la tabella 11.3.X delle NTC – 08 per i laminati a caldo con profili a sezione cava le caratteristiche sono le seguenti ($t < 40\text{mm}$):

Tensione caratteristica a snervamento f_{yk}	275 Mpa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	430 MPa
Modulo di elasticità E_s	210 000 MPa
Deformazione $\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$	

3.2 Acciaio per micropali S 355 H (Intervento B e C)

Secondo la tabella 11.3.X delle NTC – 08 per i laminati a caldo con profili a sezione cava le caratteristiche sono le seguenti ($t < 40\text{mm}$):

Tensione caratteristica a snervamento f_{yk}	355 Mpa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	510 MPa
Modulo di elasticità E_s	210 000 MPa
Deformazione $\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$	

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Terreno in situ

Nel dettaglio, le indagini eseguite durante la campagna di indagini della primavera 2013 sono:

- 1 sondaggio a rotazione a carotaggio continuo di lunghezza pari a 30.0 m;
- 6 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro superpesante automatico statico TG63/200;
- 3 tomografie elettriche;
- 5 linee sismiche;
- 3 MASW.

Tali indagini sono state eseguite sia in sponda destra che in sponda sinistra.

Per la loro ubicazione si faccia riferimento alla *Planimetria generale con ubicazioni indagini* della “Relazione geologica ed indagini geognostiche” DRS 2.03.

Attraverso il sondaggio 1, intercettante terreni di natura incoerente e grossolana, è stato possibile indentificare la stratigrafia del terreno che ha fatto da target all'interpretazione delle prove penetrometriche.

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche è stata eseguita la caratterizzazione geotecnica in maniera indiretta adottando la metodologia correntemente in uso in ambito geotecnico: si è passato dai valori di N_{20} ai valori di N_{spt} utilizzati correntemente per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

La stima di N_{spt} ottenuti dal numero di colpi N_{20} afferenti alla prova penetrometrica dinamica superpesante è stata eseguita tramite la relazione:

$$N_{spt} = C_f * N_{20}$$

dove:

$$C_f = (M_1 * H_1 * PL_1 * AP_1) / (M_2 * H_2 * PL_2 * AP_2)$$

per la quale il significato delle varie grandezze è il seguente:

- M: peso del maglio
- H: corsa di caduta del maglio;

- PL: passo di lettura;
- Ap: area punta.

L'indice 1 si riferisce alle grandezze della prova N_{spt} standard mentre quelle con indice 2 al penetrometro dinamico utilizzato.

Di seguito, per completezza, si riportano i dati del penetrometro standard:

M: 63.5 kg

H: 75 cm;

PL: 20 cm;

Ap: 20.4 cmq.

In questo caso si ha:

$C_f = 1.33$.

Dall'andamento di N_{spt} in funzione della profondità, sempre in modo indiretto, si sono ottenuti, per i terreni coesivi, i valori di resistenza alla punta del penetrometro statico q_c e da essi, infine, i valori di coesione non drenata C_u .

In sintesi, per i terreni COESIVI

$$q_c = (2.0 \div 3.0) N_{SPT} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$C_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_c$$

in cui per il fattore N_c si possono assumere i valori in accordo alle indicazioni proposte da *Bjerrum* (1972).

Per i terreni INCOERENTI:

la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio per i terreni incoerenti può essere ottenuta in generale mediante:

- interpretazione delle prove SPT;
- interpretazione di prove penetrometriche statiche.

La determinazione da prove SPT può essere eseguita sfruttando le seguenti correlazioni:

- in funzione della densità relativa ottenibile da NSPT e σ'_v (*Schmertmann*, 1977);
- direttamente in funzione di NSPT e σ'_v (*De Mello*, 1971).
- *Bolton*, 1986.

Dalle prove CPT si può ottenere il valore di ϕ' mediante:

- q_c ed FR (Searle, 1979);
- in funzione della densità relativa ottenibile da q_c e σ'_v (Schmertmann, 1977);
- in funzione di q_c e σ'_v (Durgunoglu & Mitchell, 1975 - Robertson e Campanella, 1983).

In questo caso particolare è stata effettuata la caratterizzazione utilizzando i valori di N_{spt} ottenuti in maniera indiretta dalle prove SCPT.

I valori di densità relativa possono essere determinati, in via generale, tramite:

- le prove penetrometriche statiche in funzione di q_c e σ'_v (Jamolkowski, Ladd, Germaine, Lancellotta, 1985);
- le prove SPT (Standard Penetration Test) in funzione di NSPT (Skempton, 1986).

In questo caso particolare, si è ottenuta dai valori di NSPT (Skempton, 1986) conseguite in maniera indiretta dalle prove SCPT.

Il procedimento è stato eseguito sia per la sponda sinistra che per quella destra idraulica considerando la totalità delle indagini presenti.

I risultati sono rappresentati nei grafici da Figura 4.1 a Figura 4.8.

In riferimento alla stratigrafia si può evidenziare quanto segue:

- tutte le prove sono state eseguite di fatto in corrispondenza del piano campagna della sponda;
- i primi tre metri (coincidenti di fatto con il rilevato di sponda) sono caratterizzati dalla presenza di materiale limoso/argilloso avente coesione sia drenata che non drenata;
- al di sotto di tale spessore vi è la presenza di un potente strato di natura grossolana come ricavabile dal log stratigrafico di S1 (eseguito in sponda destra in prossimità della prova SCPT04) riportato in Figura 4.9.

Sulla base dell'esperienza degli scriventi su terreni analoghi, la caratterizzazione geotecnica è stata effettuata considerando per le unità con caratteristiche geomeccaniche peggiori gli spessori maggiori.

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici di caratterizzazione per le unità considerate nelle elaborazioni eseguite.

Tabella 4.1: Susa – stratigrafia di calcolo

Unità	Prof. [m]	Parametri geotecnici				
		γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	DESCRIZIONE
1	da 0.00 a 3.00	19	24 ÷ 26	15	100	Materiale coesivo
2	Oltre 3.00	20	41 ÷ 45	---	---	Ghiaia in matrice sabbiosa

Le unità sopra descritte sono da intendersi per profondità a partire dal piano di esecuzione delle indagini.

La falda nelle elaborazioni è stata posta cautelativamente a 6.00 m dal piano di esecuzione delle indagini.

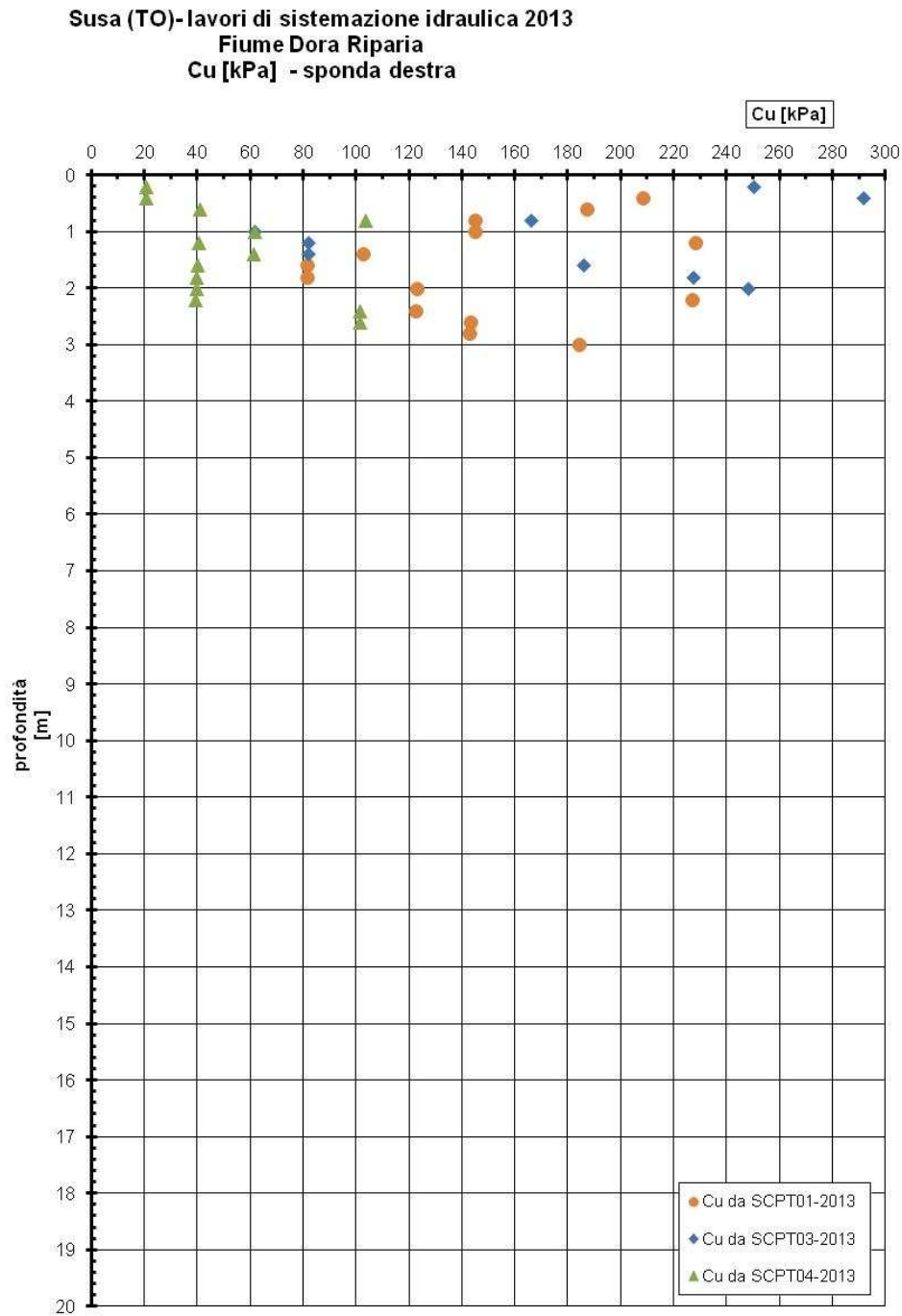


Figura 4.1: Susa – sponda destra: coesione non drenata

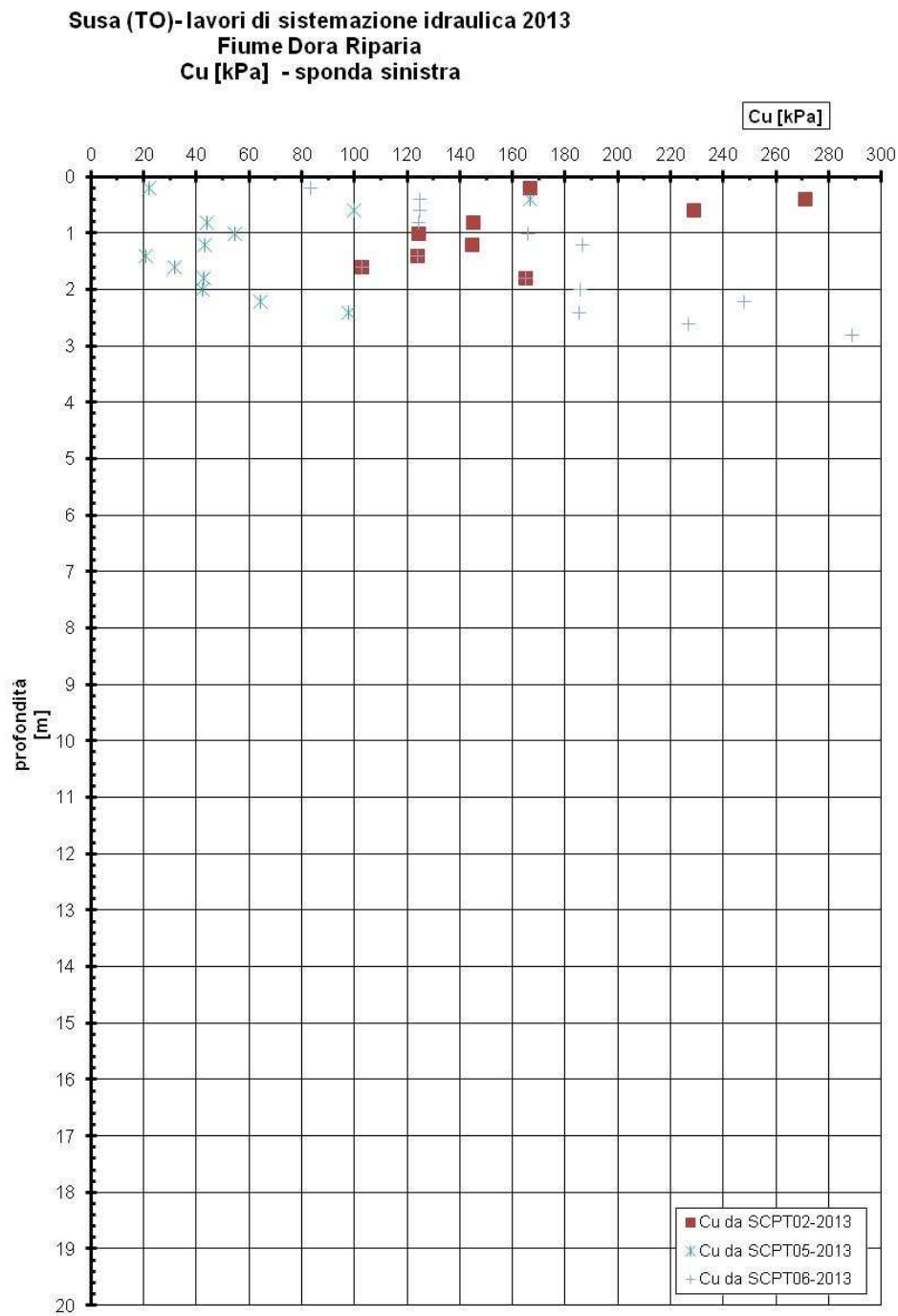


Figura 4.2: Susa – sponda sinistra: coesione non drenata

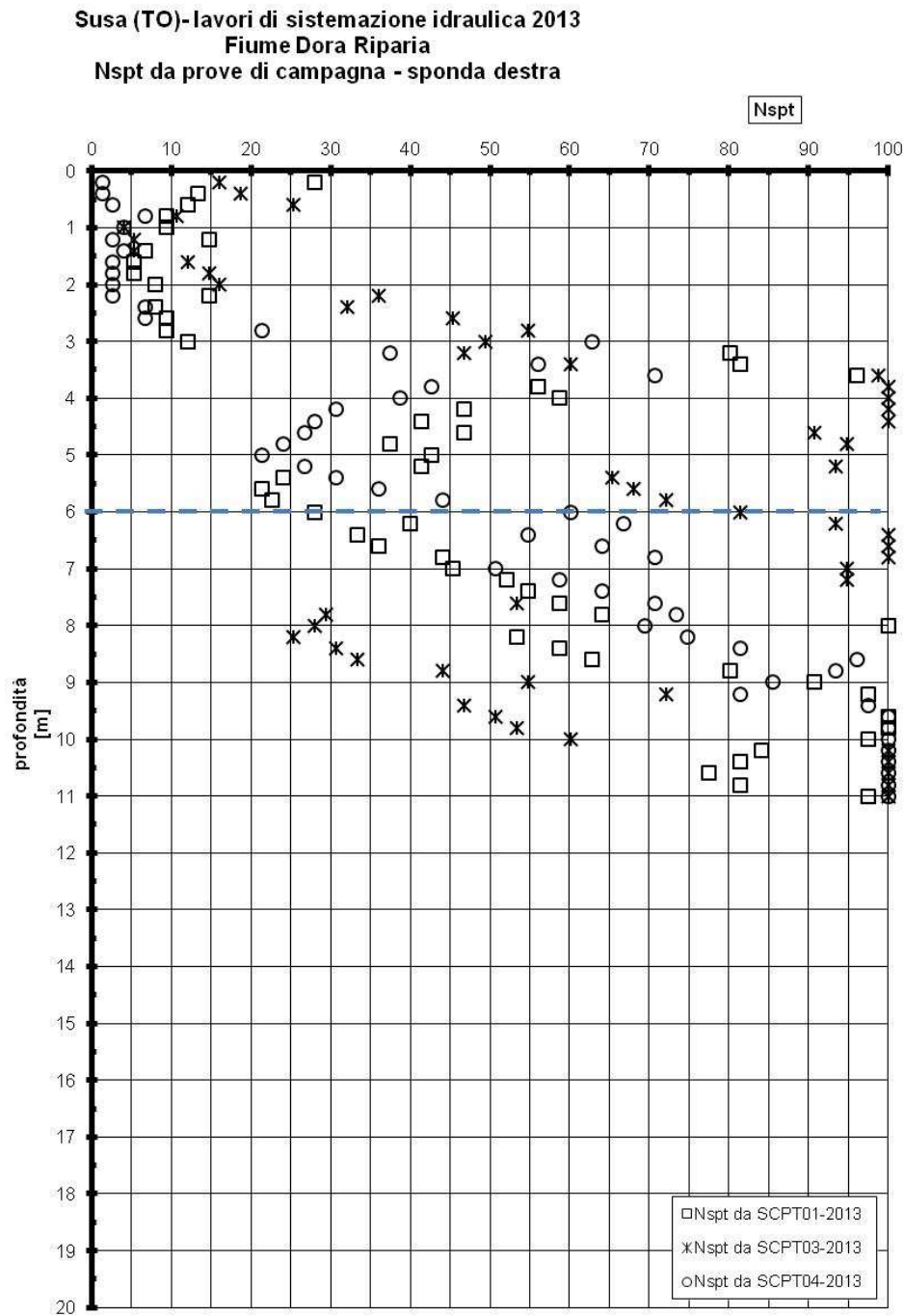


Figura 4.3: Susa – sponda destra: Nspt

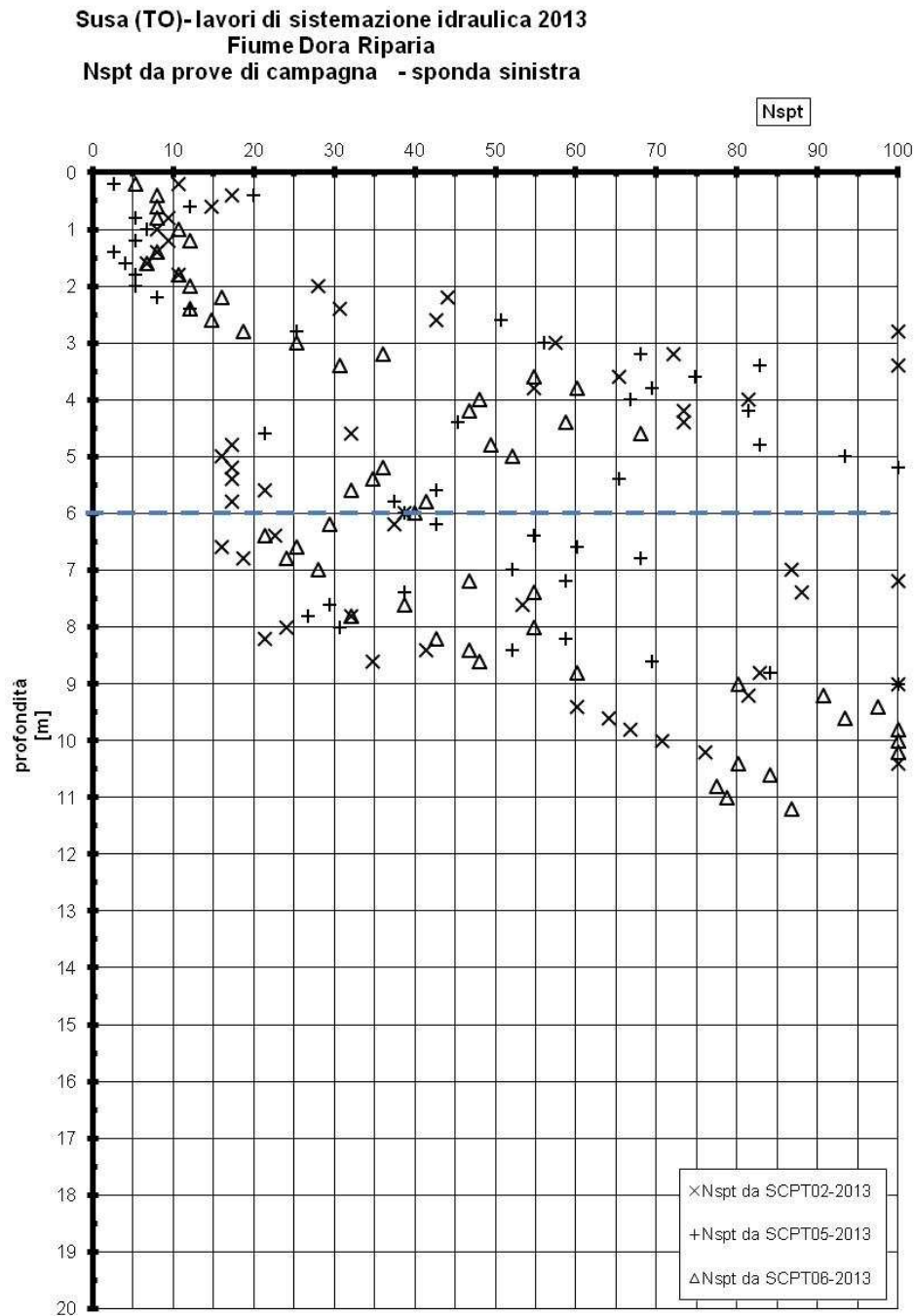


Figura 4.4: Susa – sponda sinistra: Nspt

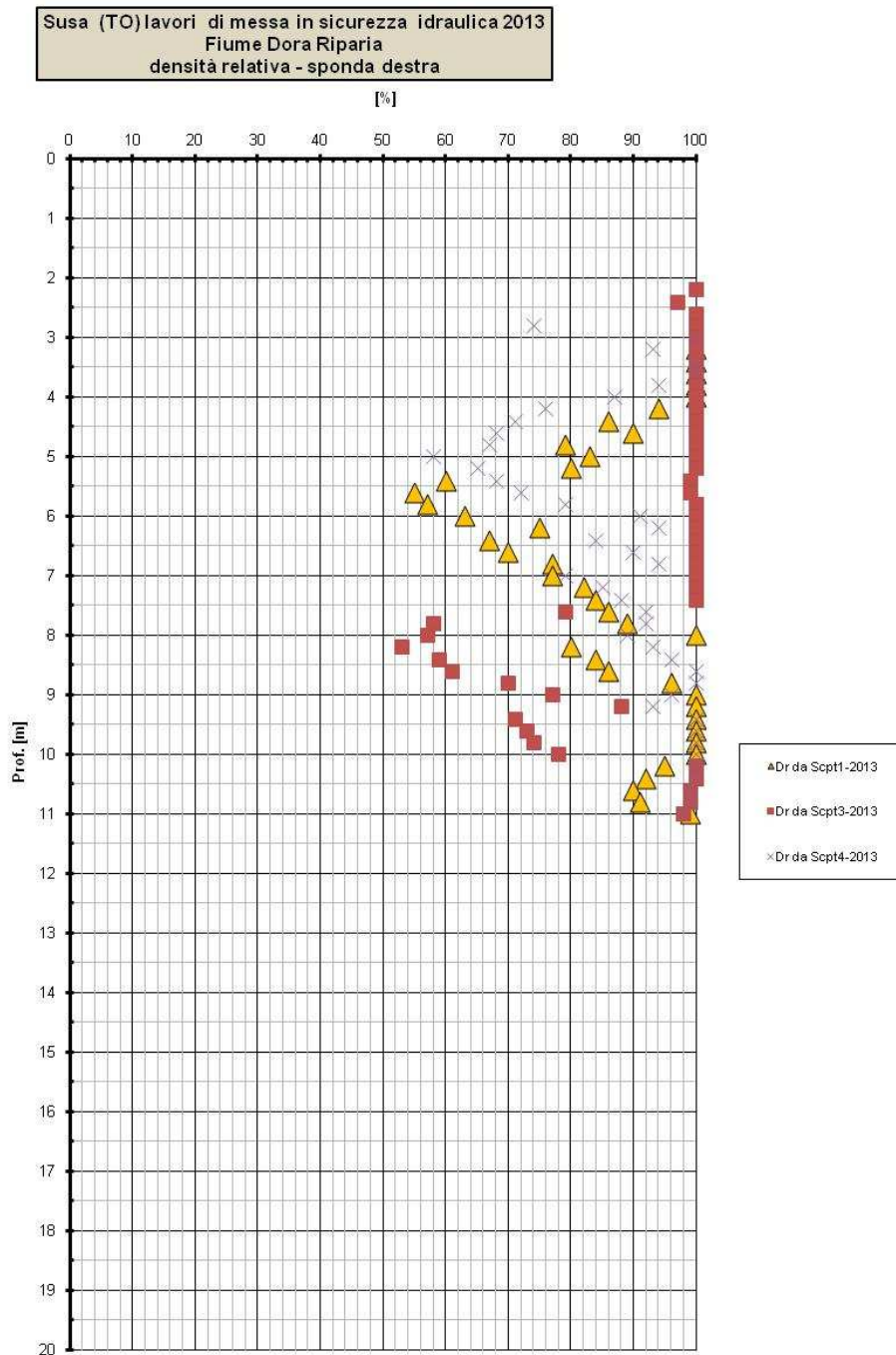


Figura 4.5: Susa – sponda destra: DR

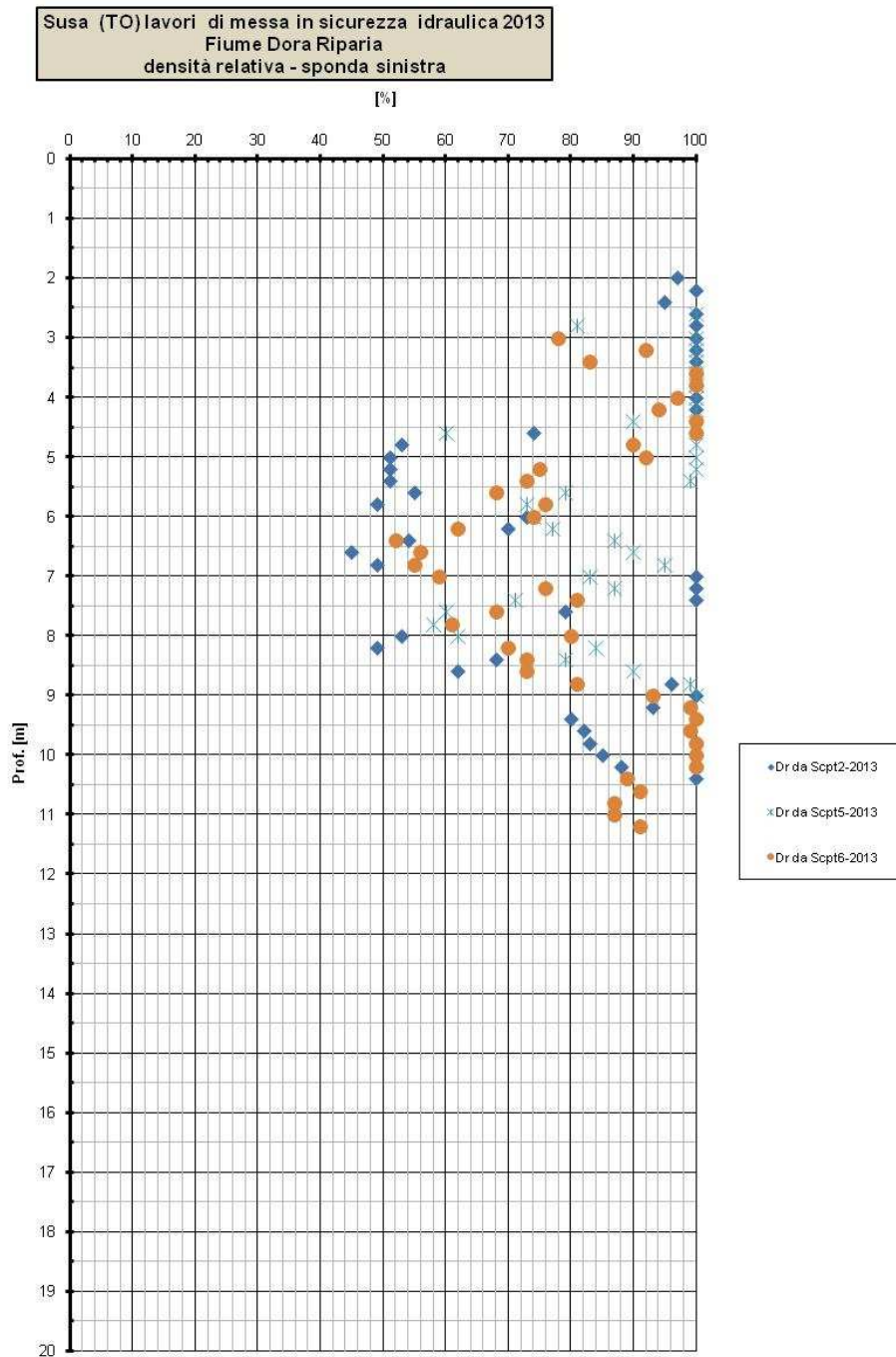


Figura 4.6: Susa – sponda sinistra: DR

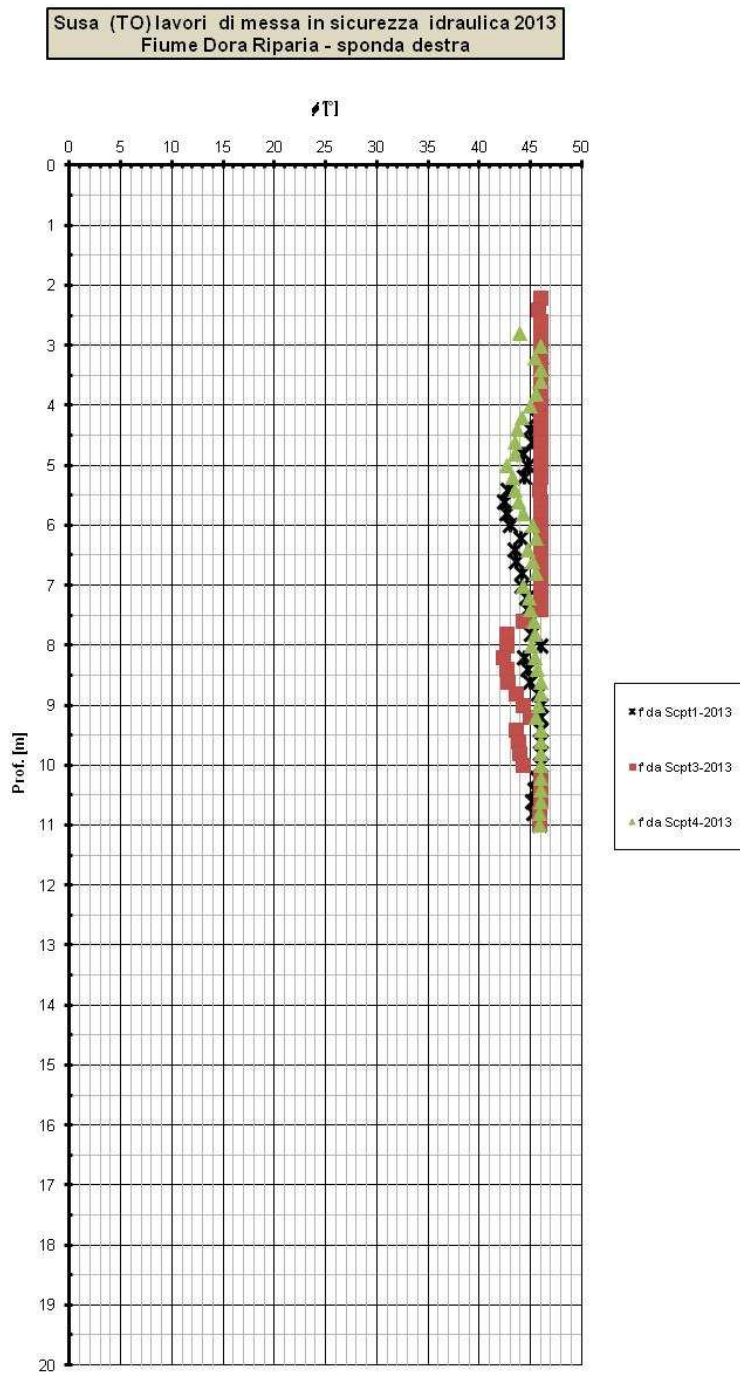


Figura 4.7: Susa – sponda destra:angolo di attrito

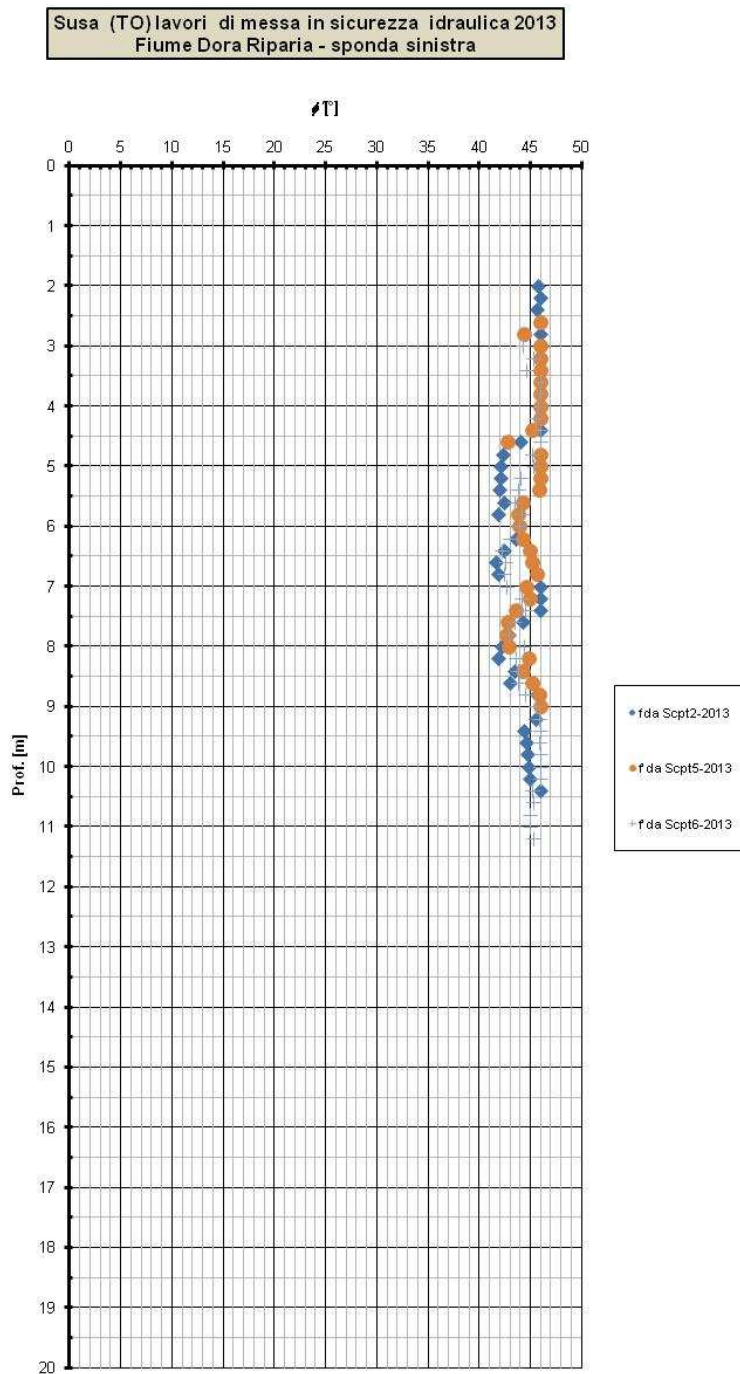


Figura 4.8: Susa – sponda sinistra:angolo di attrito

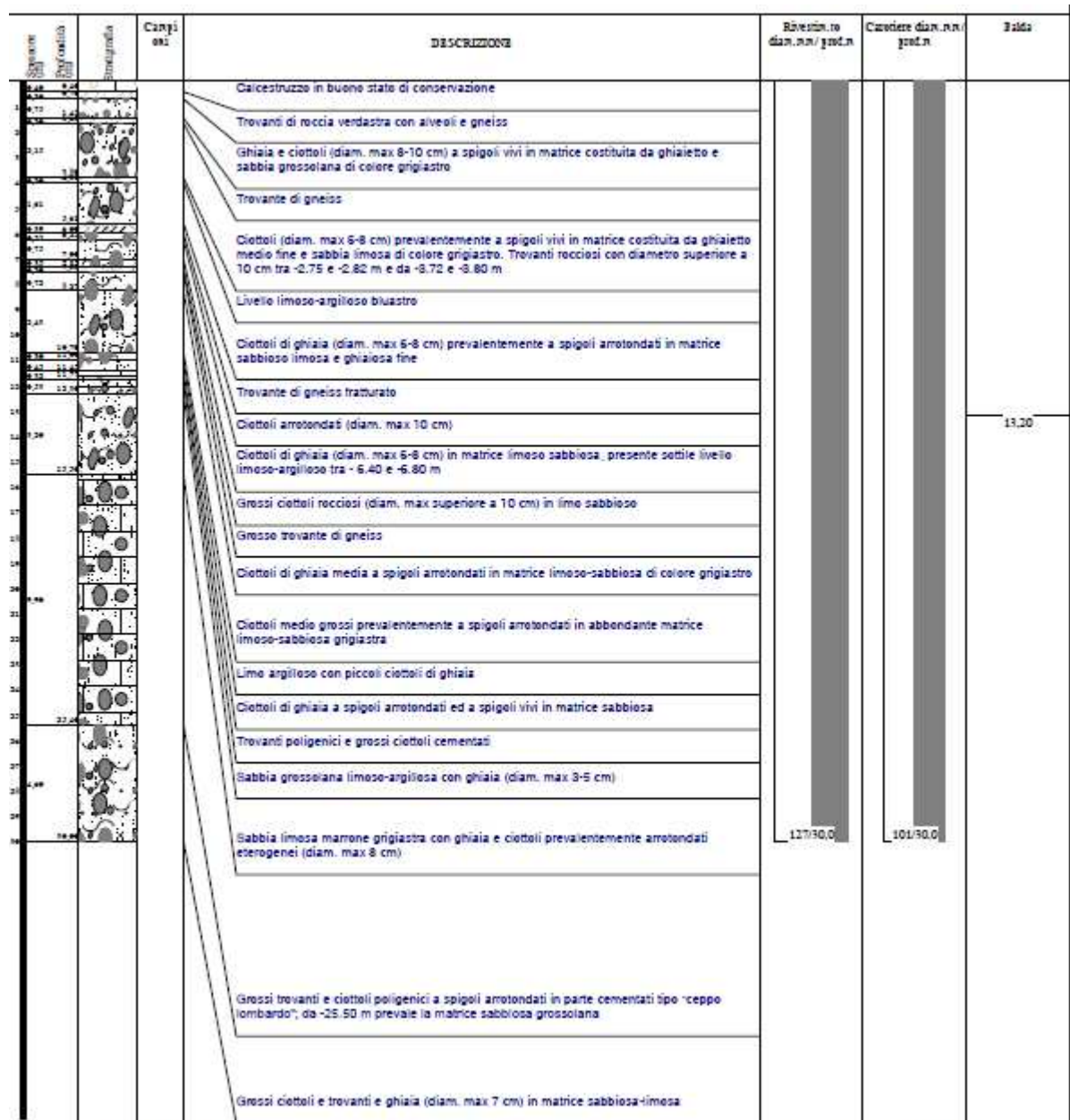


Figura 4.9: Susa – sponda destra: S1-2013

5. CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE

5.1 Capacità portante

Il calcolo della capacità portante dei micropali è stato eseguito con riferimento ai metodi correntemente in uso e ampiamente sperimentati relativi ai pali di fondazione (si veda in particolare "A.G.I. 1984, Raccomandazioni sui pali di fondazione").

Il terreno è stato schematizzato secondo la stratigrafia illustrata nella Tabella 4.1.

Il calcolo è stato condotto secondo la Nuova Normativa (NTC 2008) considerando l'Approccio 2.

APPROCCIO 2: A1 + M1 + R3.

La portata utile (P_{ut}) è stata ottenuta dalla seguente formula:

$$P_{ut} = (P_{tot} - W_p) / F.S.,$$

con: P_{tot} = portata limite ultima del palo,
 W_p = peso proprio del palo,
 $F.S.$ = coefficiente di sicurezza, pari a 1.5 secondo la nuova normativa che tiene in conto il numero delle indagini eseguiti nel sito.0

Il peso proprio del palo è stato moltiplicato per 1.3, coefficiente parziale per la combinazione A1 delle azioni e per l'effetto delle stesse (Tabella 6.2.I delle NTC 2008).

La portata limite ultima del palo (P_{tot}) è data dalla somma:

$$P_{tot} = (P_l / FS_{laterale}) + (P_b / FS_{base}),$$

con: P_l = portata ultima per attrito laterale,
 P_b = portata ultima di base;
 FS_{lat} = coefficiente di sicurezza, pari a 1.15 per compressione e 1.25 per quanto riguarda la trazione;
 FS_b = coefficiente di sicurezza, pari a 1.35.

La valutazione di capacità portante limite laterale per lo strato i-esimo viene eseguita con riferimento alla seguente formulazione:

$$Q_{lim,i} = l_i \cdot \pi \cdot D \cdot v \cdot \tau_{lim,i}$$

essendo:

- l_i = lunghezza del micropalo all'interno dello strato i-esimo;
 D = diametro nominale di perforazione;
 v = coeff. maggiorativo di D per tener conto delle iniezioni (variabile in funzione del tipo di terreno);
 $\tau_{k,i}$ = aderenza unitaria caratteristica dello strato i-esimo.

I valori dell'adesione vengono a loro volta determinati in accordo alle esperienze disponibili in letteratura (in particolare *"Une méthode pour le calcul des tirants et de micropieux injectés"*, Bustamante-Doix – 1985).

Si sono adottate le adesioni limite riportate nel seguito rispettivamente per le unità individuate, nel caso di micropalo "normale" iniettato a gravità (IGU).

- IGU – unità 1 $v_{\tau k} \approx 55$ kPa.
IGU – unità 2 $v_{\tau k} \approx 220$ kPa. (da 3.00 a 7.00 m di profondità).
IGU – unità 2 $v_{\tau k} \approx 360$ kPa. (oltre i 7.00 m di profondità).

I valori della portata ultima del terreno alla base del palo vengono a loro volta determinati:

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_v,$$

con:

- N_q = fattore adimensionale (funzione di ϕ' ; in questo caso si sono adottati i valori suggeriti da *Berezantsev*, 1965),
 σ'_v = pressione verticale efficace al livello della base del palo.

Per le elaborazioni è stato considerato il seguente diametro di perforazione:

$$\varnothing = 140 \text{ mm.}$$

La testa dei micropali è stata posta cautelativamente a piano campagna.

5.2 **Calcolo azioni orizzontali**

Il comportamento del palo soggetto ai carichi trasversali al proprio asse (forze orizzontali e momenti flettenti) può essere rappresentato dalla teoria elastica di *Matlock e Reese* (1960).

Il metodo schematizza il terreno con una serie di molle elastiche indipendenti, normali all'asse del palo, con modulo di reazione:

$$E_s = \frac{P_h}{u}, \quad [F \cdot L^{-2}];$$

dove:

P_h = forza di reazione orizzontale terreno-palo per unità di lunghezza del palo;

u = spostamento orizzontale del palo.

In relazione alle caratteristiche del terreno circostante i pali, si è assunta una espressione del modulo di reazione crescente linearmente con la profondità (z) del tipo:

$$E_s = E_0 + k \cdot z.$$

La stima dei valori di E_0 e k è stata eseguita, in funzione delle caratteristiche meccaniche e di deformabilità del terreno negli strati superficiali e del diametro del palo (*Terzaghi, 1955; Davisson, 1970; Broms, 1978; Elson, 1984*).

In particolare per il sito in esame si sono adottati i seguenti valori:

$$E_0 = 0 \text{ kPa};$$

$$k = 18000 \text{ kN/m}^3,$$

Si definisce lunghezza elastica del palo la quantità:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EJ}{K_n}} \quad [L];$$

dove: EJ = rigidezza flessionale del palo.

Nell'ambito della teoria citata si possono esprimere i legami fra sollecitazioni e deformazioni, in sommità del palo, nella forma:

$$\begin{bmatrix} u \\ \phi \end{bmatrix} = \frac{T}{EJ} \cdot \begin{bmatrix} A_u \cdot T^2 & B_u \cdot T \\ A_\phi \cdot T & B_\phi \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} L \\ rad \end{bmatrix};$$

dove:

u è lo spostamento orizzontale della sezione di sommità del palo;

ϕ è la rotazione della sezione di sommità del palo;

A_u , B_u , A_ϕ e B_ϕ sono coefficienti adimensionali funzioni del tipo di legge che definisce il modulo di reazione e della snellezza z_{\max} .

$$z_{\max} = \frac{L}{T}, \quad [-];$$

con: L = lunghezza di infissione del palo.

E' stato utilizzato il programma MAP che permette di condurre l'analisi statica spaziale di una palificata collegata da un plinto rigido.

Il solutore è elastico lineare.

In soluzione vengono fornite:

- le componenti di deformazione del plinto nel sistema di riferimento globale;
- le componenti di sollecitazioni per tutti i pali: in sommità (ove sono massime).

6. INTERVENTO B (DI PRESIDIO DELLA FONDAZIONE DEL MURO ESISTENTE): METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO

6.1 Breve descrizione

L'intervento di presidio al piede delle fondazioni come indicato sugli elaborati progettuali è da attuarsi sia in sponda destra che in sponda sinistra.

Essi sono rappresentati nelle figure seguenti:

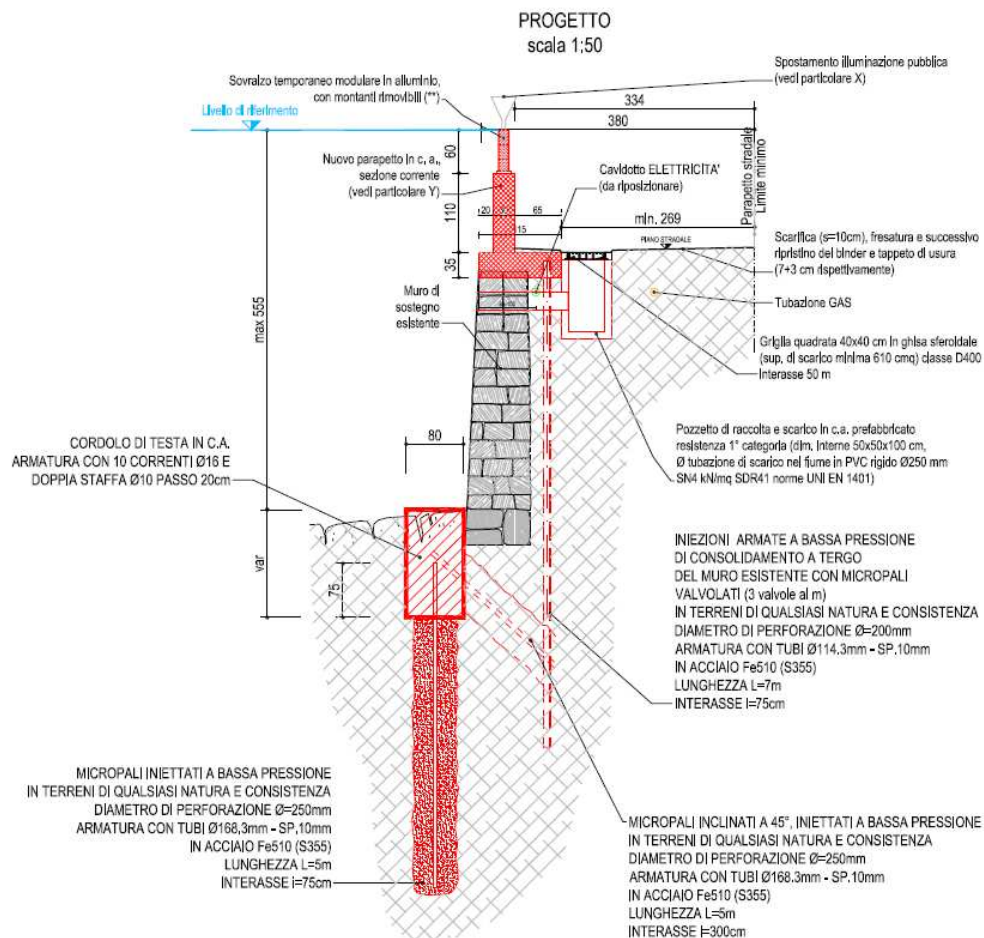


Figura 6.1: Susa – intervento B1 sponda destra

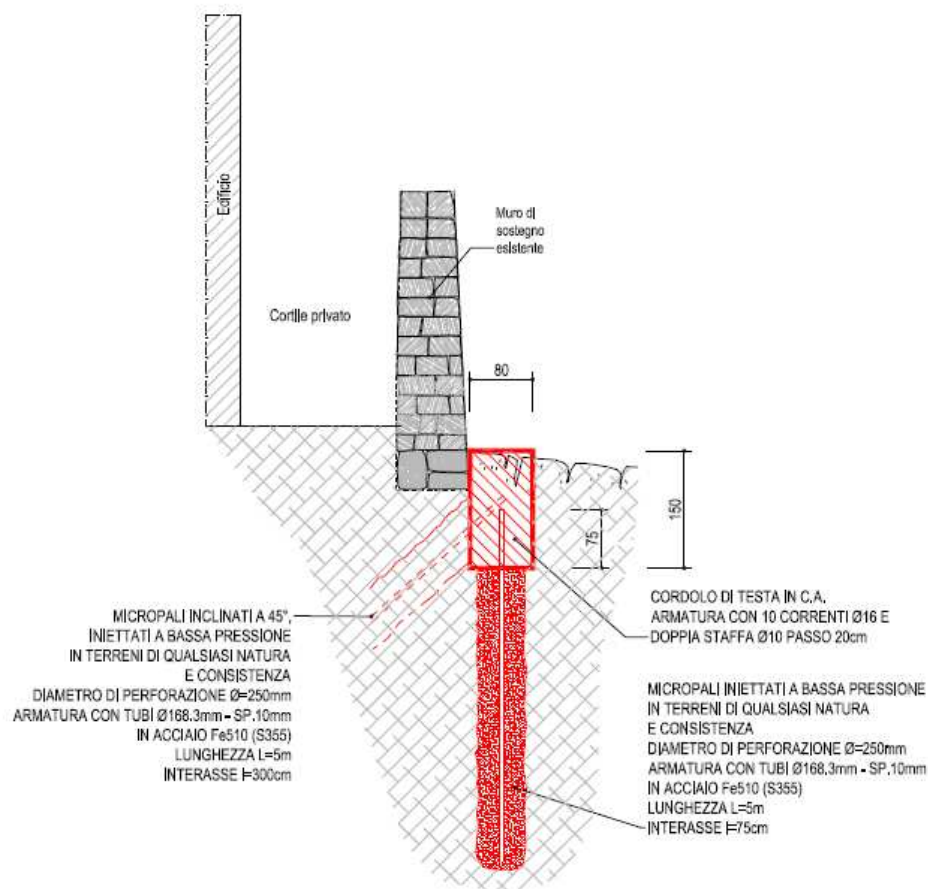


Figura 6.2: Susa – intervento B2 sponda sinistra

6.2 Metodologia

La sezione tipologica verificata è la sezione di sponda destra.

Si vuole evidenziare quanto segue:

- la sponda nelle condizioni attuali non presenta criticità nei confronti della stabilità, non sono presenti situazioni visibili tali che ne precludano l'integrità. Di conseguenza, l'opera al piede è da intendersi come presidio ulteriore al muro esistente nel caso di un eventuale abbassamento del fondo alveo.

La verifica di stabilità è stata condotta con la presenza della berlinese di micropali. Nella schematizzazione di calcolo per la determinazione della spinta del terreno F si è introdotto, nella stessa posizione occupata dai micropali nell'opera, una striscia di terreno di coesione fittizia c^* , così da ottenere:

$$F = c^* \cdot \varnothing \cdot (2)^{0.5}$$

dove:

\emptyset = diametro perforazione del micropalo;

$(2)^{0.5}$ = coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'inclinazione della eventuale superficie di scivolamento che taglia la striscia di terreno avente coesione fittizia c^* .

La verifica strutturale alle sollecitazioni taglianti e flessionali è condotta sul tubolare metallico, applicando, a favore di sicurezza, la spinta del terreno in testa al micropalo.

Per quanto riguarda la stabilità dei rilevati, si deve far riferimento a quanto contenuto al Par. 6.8.6 delle NTC 2008 e al Par. 6.8.6.2 della circolare esplicativa.

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.4.2.1 le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2 + M2 + R2).

dove i coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I della stessa Norma.

Si evidenzia che i coefficienti A2 sono moltiplicativi delle azioni e i coefficienti M2 ed R2 sono rispettivamente riduttivi dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

Inoltre, al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile viene applicato il coefficiente riportato nella colonna GEO della Tabella 2.6.I delle NTC-08 ($\gamma_{G1} = 1.0$).

In generale, secondo la teoria degli stati limite si ha che:

$$R_d = R_k / \gamma_d$$

dove:

R_d : resistenza di progetto;

R_k : resistenza caratteristica (parametri geotecnici caratteristici);

γ_d : coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno.

Considerando che il coefficiente γ_R deve essere applicato alla resistenza globale del sistema e siccome essa dipende di fatto dalla resistenza di progetto, si ha, nel caso specifico delle verifiche di stabilità:

$$R_d = [(1/\gamma_R) * (R_k / \gamma_d)];$$

per cui ai valori caratteristici dei parametri geotecnici si applicano entrambi i coefficienti riduttivi.

Il valore del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale deve quindi risultare sempre superiore al valore di 1.0.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma denominato "STABL5", redatto a cura di *J.R. Carpenter, School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, Indiana, 1986*, in grado di generare, in modo casuale, superfici di scorrimento e determinarne il coefficiente di sicurezza.

Il programma costituisce un aggiornamento delle precedenti versioni denominate STABL (*R.A. Siegel, 1975*) e STABL4 (*C.W. Lovell, S.S. Sharma, J.R. Carpenter, 1984*) implementate nella stessa Università e largamente utilizzate sia nella ricerca che in campo progettuale

In particolare STABL5 permette di tenere conto di terreni variamente stratificati, del regime delle pressioni interstiziali, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (safety factor, simbolo S.F.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo i seguenti tre possibili criteri:

1. **Bishop semplificato**, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricercato con riferimento ad una condizione di equilibrio alla rotazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice circolare;
2. **Janbu semplificato**, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricavato con riferimento ad una condizione di equilibrio alla traslazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice qualsiasi;
3. **Spencer**, con il quale il coefficiente di sicurezza viene ricavato con riferimento contemporaneamente ad una condizione di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione partendo da superfici di scorrimento a direttrice qualsiasi.

Il criterio di rottura adottato per il terreno è quello classico di *Mohr-Coulomb*.

Normalmente la valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un grande numero di superfici con un algoritmo pseudo – casuale, facendo alcune ipotesi semplificative circa la loro forma geometrica rispettando però, per quanto possibile, le condizioni reali nei riguardi delle sollecitazioni esterne, delle caratteristiche fisiche dei terreni, delle eventuali evidenze fisiche (nicchie di distacco ed accumuli al piede).

Nel caso specifico la verifica è stata eseguita per superfici circolari utilizzando il criterio di *Bishop* semplificato.

E' stato considerato un sovraccarico pari a 20 kPa (che poi è stato moltiplicato per 1.3)

7. RISULTATI E VERIFICHE

7.1 Intervento A

Esso è descritto di seguito:

$\varnothing_{\text{perforazione}}$	= 160 mm;
$\varnothing_{\text{tubo}}$	= 114.3 mm;
spessore	= 10.0 mm;
interasse sulla fila	= 100 cm;
interasse tra le file	= 80 cm,
L_{tubo}	= 7.00 m.

Sulla base della metodologia di calcolo descritta in precedenza, per la lunghezza di palo indicata si ha il seguente valore di resistenza:

$$P_{\text{tot,compress}} = 279 \text{ kN.}$$

Di seguito sono riassunte le componenti delle sollecitazioni dei micropali considerati, tenendo conto delle azioni esterne globali trasmesse da una striscia di muro lunga un metro:

Cond. di carico	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1	52	23	34

Sollecitazioni in Sommità ai Singoli Pali (riferimento locale)

palo	F_{zp} kN	F_{xp} kN	M_{xp} kN m	F_{yp} kN	M_{yp} kN m	M_{zp} kN m
1	56.23	6.78	-2.44	1.65	-1.15	.00
2	25.14	9.43	-3.92	.00	-.23	.00
3	-29.38	6.78	-2.44	-1.65	.69	.00

Considerando i valori contenuti nella tabella precedente e quelli della capacità portante di progetto riportati in precedenza si ha sempre per ogni singolo palo:

$$R_d (\text{portata verticale di progetto}) > E_d (\text{azione sul singolo palo})$$

Caratteristiche tubolare scelto:

- $\varnothing_{\text{tubo}} = 114.3 \text{ mm};$
- spessore = 10.0 mm.

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5} = 0.92$$

$$A_v = (2A)/\pi = 2087 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente a taglio})$$

Determinazione classe della sezione:

$$(d/t) = 11.43$$

Ora dalla tabella 4.2.III del NTC2008 considerando che il valore indicato in precedenza è sempre minore di 50, 70, $90\varepsilon^2$ e considerando che di fatto trattasi di un palo di fondazione, la classe della sezione viene assunta pari alla 3 (sezioni moderatamente snelle).

Determinazione taglio resistente

In questo caso specifico non si ha il fenomeno della torsione e l'espressione del taglio resistente è la seguente:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad (\text{tabella 4.2.V delle NTC - 08})$$

da cui si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 316 \text{ kN.}$$

Tale valore va ora confrontato con il valore di $V_{\max} = V_{E,d}$.

Si può notare come la seguente disequazione sia soddisfatta:

$$V_{E,d} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}.$$

Per cui si può trascurare l'effetto del taglio sulla resistenza a flessione.

Verifica Pressoflessione retta - biassiale

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso – flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche

elastiche, facendo quindi riferimento alla tensione ideale la cui espressione è riportata nel seguito confrontandola con la tensione di snervamento ridotta del coefficiente di sicurezza γ_{M0} pari a 1.05:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2_x + 3\tau^2_{xy}} < (f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Utilizzando le sollecitazioni indicate precedentemente per il singolo micropalo le singole tensioni dovuta allo stato flessionale e di sforzo normale e a quello tagliante sono le seguenti:

σ	67.93	MPa
τ	5.46	MPa

Che opportunamente combinate generano un valore di tensione ideale pari a:

σ_{id}	= 68.58	[MPa]
---------------	---------	-------

minore di 261.9 MPa valore di tensione limite per l'acciaio S 275 H.

Il tubolare risulta quindi verificato.

7.2 Intervento B1

7.2.1 Micropali a presidio della fondazione del muro esistente

Esso è descritto di seguito:

$\varnothing_{\text{perforazione}}$	= 250 mm;
$\varnothing_{\text{tubo}}$	= 168.3 mm;
spessore	= 10.0 mm;
interasse tra le file	= 75 cm,
L_{tubo}	= 5.00 m.

Lo schema di dimensionamento per la determinazione di F (spinta del terreno) è riportato in Figura 7.1.

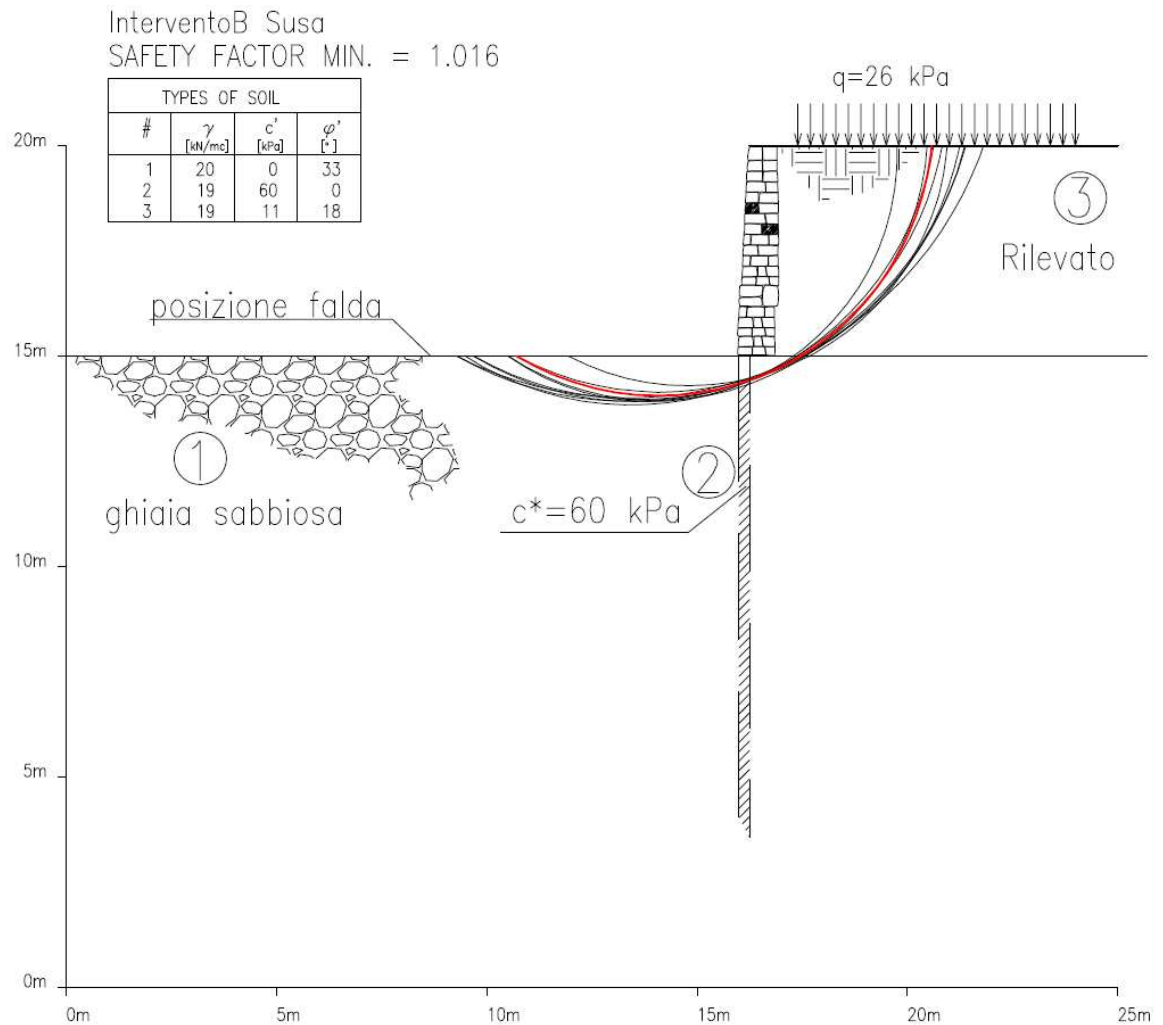


Figura 7.1: Susa – intervento B sponda destra (non in scala)

Con il valore di c^* indicato nella figura precedente per un diametro di perforazione pari a 250 mm ed un interasse tra i micropali di 0.75 m si ottiene il seguente valore della forza **F** (a micropalo):

✓ $F_B = 16 \text{ kN}$.

Con tale valore applicato in testo è stato condotto lo studio alle azioni orizzontali tramite il metodo di *Matlock* e *Reese* ottenendo i seguenti diagrammi dell'azione tagliante e flessionale per un micropalo di lunghezza 5.0 m.

Susà (TO) - intervento B sistemazione idraulica -

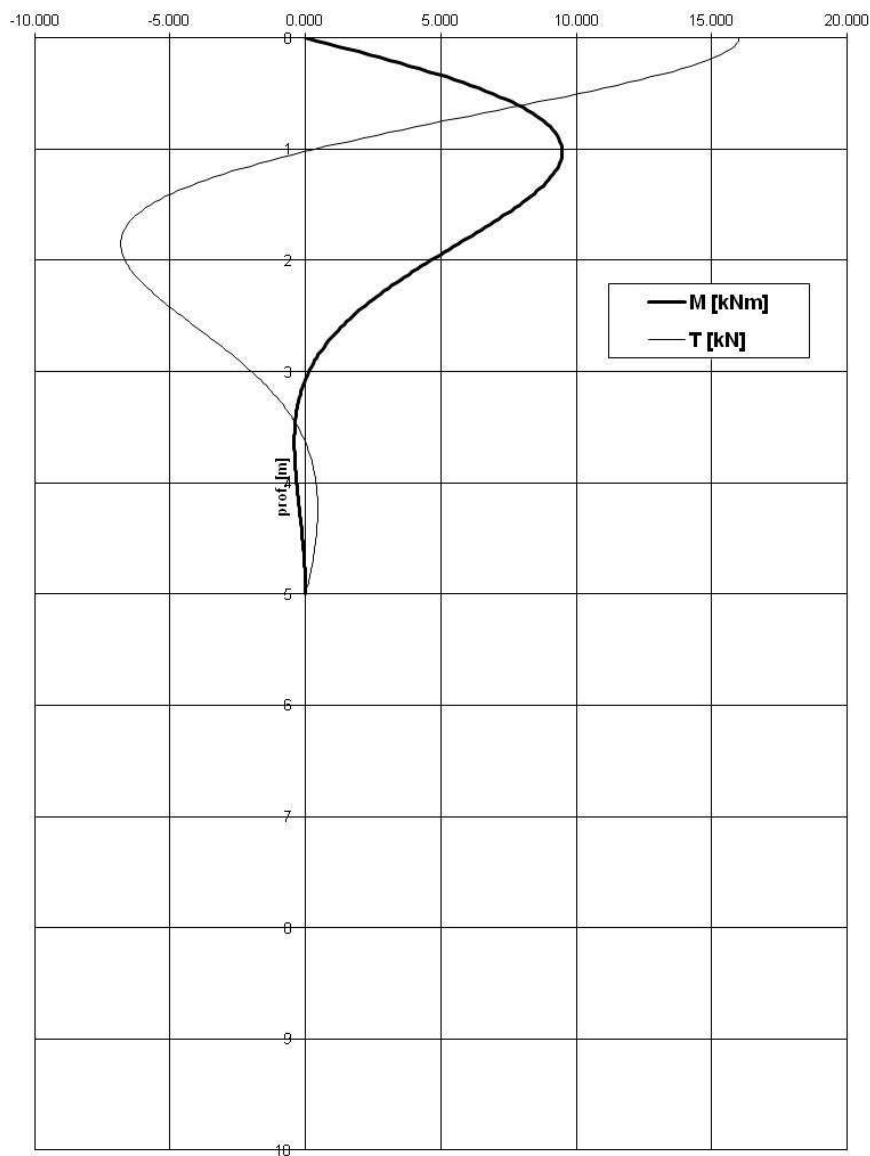


Figura 7.2: Susà – intervento B sponda destra andamento sollecitazioni taglienti e flessionali

Caratteristiche tubolare scelto:

- $\varnothing_{\text{tubo}} = 168.3 \text{ mm};$
- spessore = 10.0 mm.

$$\varepsilon = (235/f_y k)^{0.5} = 0.812$$

$$A_v = (2A)/\pi = 3168 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente a taglio})$$

Determinazione classe della sezione:

$$(d/t) = 16.83$$

Ora dalla tabella 4.2.III del NTC2008 considerando che il valore indicato in precedenza è sempre minore di 50, 70, 90e² e considerando che di fatto trattasi di un palo di fondazione, la classe della sezione viene assunta essere pari alla 3 (sezioni moderatamente snelle).

Determinazione taglio resistente

In questo caso specifico ove il fenomeno della Torsione non esiste l'espressione del taglio resistente è la seguente:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad (\text{tabella 4.2.V delle NTC - 08}).$$

da cui si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 618 \text{ kN.}$$

Tale valore va ora confrontato con il valore di $V_{max} = V_{E,d}$.

Si può notare come la seguente disequazione sia soddisfatta:

$$V_{E,d} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}.$$

Per cui si può trascurare l'effetto del taglio sulla resistenza a flessione.

Verifica Pressoflessione retta - biassiale

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso – flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche facendo quindi riferimento alla tensione ideale la cui espressione è riportata nel seguito:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

Utilizzando le sollecitazioni indicate precedentemente per il singolo micropalo le singole tensioni dovuta allo stato flessionale e di sforzo normale e a quello tagliante sono le seguenti:

σ	61.45	MPa
τ	6.42	MPa

Che opportunamente combinate generano un valore di tensione ideale pari a:

$$\sigma_{id} = 62.44 \text{ [MPa]}$$

minore di 338.1 MPa valore di tensione limite per l'acciaio S 355 H.

Il tubolare risulta quindi verificato.

7.2.2 Consolidamento a tergo del muro esistente

Nel caso del micropalo per il consolidamento del terreno a tergo della sezione del muro B1, esso è descritto di seguito:

$\varnothing_{\text{perforazione}}$	= 200 mm;
$\varnothing_{\text{tubo}}$	= 114.3 mm;
spessore	= 10.0 mm;
interasse sulla fila	= 0.75 cm;
L_{tubo}	= 7.00 m.

$$A_v = (2A)/\pi = 2087 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente a taglio})$$

Determinazione classe della sezione:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.81$$

$$(d/t) = 11.43$$

Ora dalla tabella 4.2.III del NTC2008 considerando che il valore indicato in precedenza è sempre minore di 50, 70, 90 ε^2 e considerando che di fatto trattasi di un palo di fondazione, la classe della sezione viene assunta essere pari alla 3 (sezioni moderatamente snelle).

Determinazione taglio resistente

Il taglio resistente si determina con la seguente formulazione:

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad (\text{tabella 4.2.V delle NTC - 08}):$$

$$A_v = (2A)/\pi = 2088 \text{ mm}^2$$

da cui si ottiene:

$$V_{c,Rd} = 316 \text{ kN.}$$

Tale valore va ora confrontato con il valore di $V_{max} = V_{E,d}$ pari a 150 kN

Si può notare come la seguente disequazione sia soddisfatta:

$$V_{E,d} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}.$$

Per cui si può trascurare l'effetto del taglio sulla resistenza a flessione.

Verifica Pressoflessione retta - biassiale

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso – flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche, facendo quindi riferimento alla tensione ideale la cui espressione è riportata nel seguito:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

Utilizzando le sollecitazioni indicate precedentemente per il singolo micropalo le singole tensioni dovuta allo stato flessionale e di sforzo normale e a quello tagliante sono le seguenti:

σ	53.69 Mpa
τ	91.46 Mpa

Che opportunamente combinate generano un valore di tensione ideale pari a:

σ_{id}	167.27 Mpa
---------------	-------------------

minore di 338.1 MPa valore di tensione limite per l'acciaio S 355 H.

Il tubolare risulta quindi verificato.

Verifica a trazione

Di seguito si riporta la verifica a trazione della sezione in acciaio che si esplica sotto l'azione dell'urto da traffico veicolare attraverso l'equilibrio dei momenti rispetto al punto O di rotazione lato fiume:

$$M_{sd} = 202.5 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = -(M_{sd} / 0.95) = 213 \text{ kN}$$

La resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{rd} = A f_{yk} / \gamma_0$$

con A area della sezione in acciaio pari a 3280 mm², risulta pari a 1108 kN.

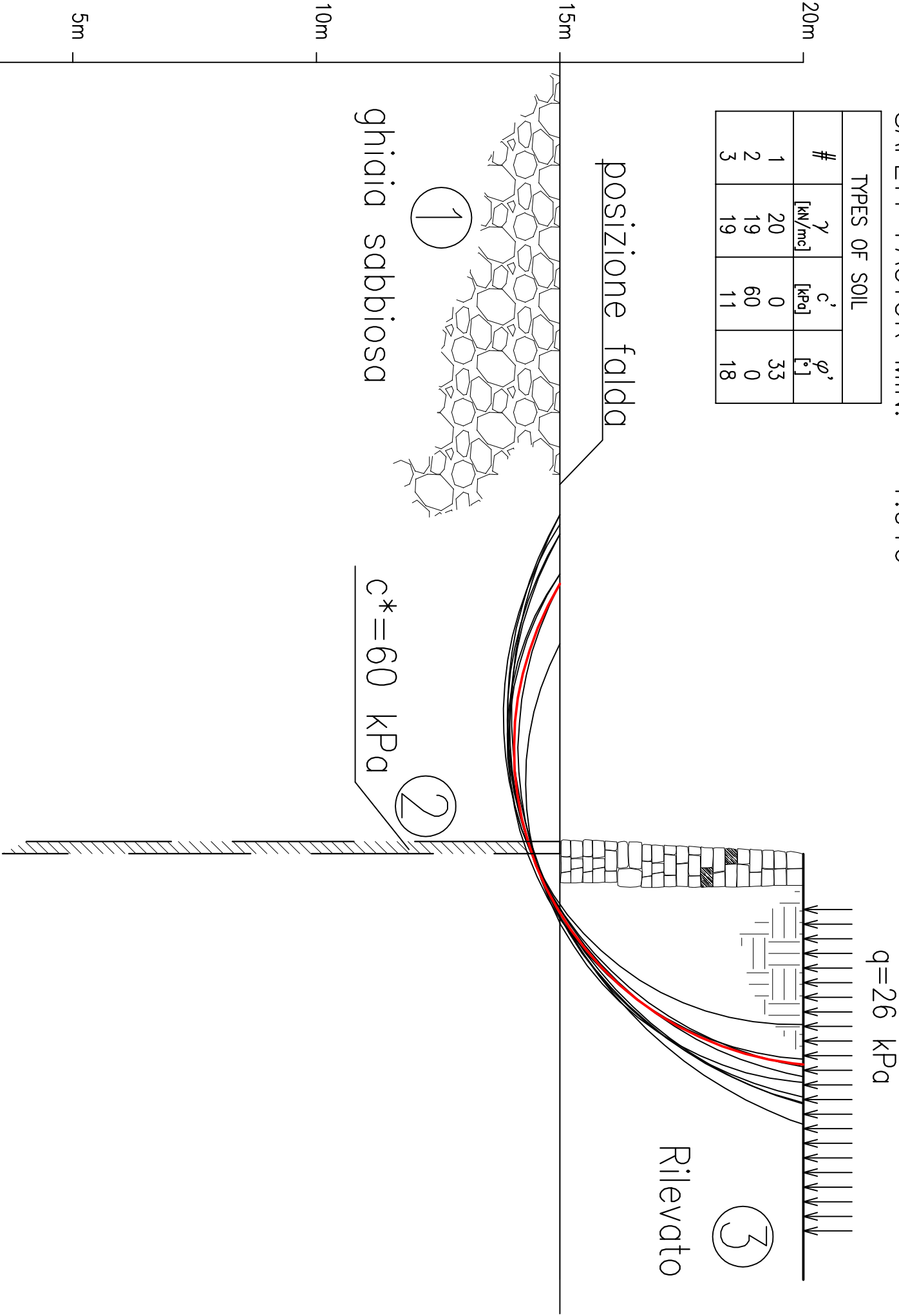
$$\frac{N_{ed}}{N_{t,Rd}} = 0.19 \leq 1$$

risulta verificata.

ALLEGATO 1 : Risultati grafici delle verifiche di stabilità del rilevato arginale

InterventoB Susa
SAFETY FACTOR MIN. = 1.016

TYPES OF SOIL			
#	γ [kN/mc]	c^* [kPa]	φ^* [°]
1	20	0	33
2	19	60	0
3	19	11	18



**ALLEGATO 2 : intervento B sponda destra: Output numerico verifica di stabilità del
rilevato arginale**

--SLOPE STABILITY ANALYSIS--
SIMPLIFIED JANBU, SIMPLIFIED BISHOP
OR SPENCERS METHOD OF SLICES

PROBLEM DESCRIPTION :

InterventoB Susa

BOUNDARY COORDINATES

4 TOP BOUNDARIES
5 TOTAL BOUNDARIES

BOUNDARY NO.	X-LEFT (M)	Y-LEFT (M)	X-RIGHT (M)	Y-RIGHT (M)	SOIL TYPE BELOW BND
1	.00	15.00	16.00	15.00	1
2	16.00	15.00	16.25	15.00	2
3	16.25	15.00	16.26	20.00	3
4	16.26	20.00	25.00	20.00	3
5	16.25	15.00	25.00	15.00	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

3 TYPE(S) OF SOIL

SOIL TYPE NO.	TOTAL UNIT WT. (KN/M3)	SATURATED UNIT WT. (KN/M3)	COHESION INTERCEPT (KPA)	FRICTION ANGLE (DEG)	PORE PRESSURE PARAMETER	PRESSURE CONSTANT (KPA)	PIEZOMETRIC SURFACE NO.
1	20.0	20.0	.0	33.0	.00	.0	1
2	19.0	19.0	60.0	.0	.00	.0	1
3	19.0	19.0	11.0	18.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

UNIT WEIGHT OF WATER = 9.81

PIEZOMETRIC SURFACE NO. 1 SPECIFIED BY 4 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-WATER (M)	Y-WATER (M)
1	.00	15.00
2	16.00	15.00
3	16.25	15.00
4	25.70	15.00

BOUNDARY LOAD(S)

1 LOAD(S) SPECIFIED

LOAD NO.	X-LEFT (M)	X-RIGHT (M)	INTENSITY (KPA)	DEFLECTION (DEG)
1	17.40	24.00	26.0	.0

NOTE - INTENSITY IS SPECIFIED AS A UNIFORMLY DISTRIBUTED
FORCE ACTING ON A HORIZONTALLY PROJECTED SURFACE.

A CRITICAL FAILURE SURFACE SEARCHING METHOD, USING A RANDOM
TECHNIQUE FOR GENERATING CIRCULAR SURFACES, HAS BEEN SPECIFIED.

2500 TRIAL SURFACES HAVE BEEN GENERATED.

50 SURFACES INITIATE FROM EACH OF 50 POINTS EQUALLY SPACED
ALONG THE GROUND SURFACE BETWEEN X = 5.00 M
AND X = 15.00 M

EACH SURFACE TERMINATES BETWEEN X = 17.00 M
AND X = 24.00 M

UNLESS FURTHER LIMITATIONS WERE IMPOSED, THE MINIMUM ELEVATION
AT WHICH A SURFACE EXTENDS IS Y = .00 M

.50 FT. LINE SEGMENTS DEFINE EACH TRIAL FAILURE SURFACE.

FOLLOWING ARE DISPLAYED THE TEN MOST CRITICAL OF THE TRIAL
FAILURE SURFACES EXAMINED. THEY ARE ORDERED - MOST CRITICAL
FIRST.

* * * SAFETY FACTORS ARE CALCULATED BY THE MODIFIED BISHOP METHOD * * *.

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 28 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	10.71	15.00
2	11.15	14.76
3	11.61	14.55
4	12.08	14.38
5	12.56	14.24
6	13.05	14.14
7	13.54	14.08
8	14.04	14.06
9	14.54	14.07
10	15.04	14.13
11	15.53	14.22
12	16.01	14.35
13	16.49	14.51
14	16.94	14.71
15	17.38	14.95
16	17.81	15.22
17	18.20	15.52
18	18.58	15.85
19	18.93	16.21
20	19.25	16.59
21	19.54	17.00
22	19.80	17.43
23	20.02	17.88
24	20.21	18.34
25	20.36	18.81
26	20.48	19.30
27	20.56	19.79
28	20.58	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 14.1 ; Y = 20.6 AND RADIUS, 6.5

*** 1.016 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 29 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	10.71	15.00
2	11.16	14.78
3	11.63	14.59
4	12.10	14.43
5	12.59	14.31
6	13.08	14.22
7	13.57	14.17
8	14.07	14.14
9	14.57	14.16
10	15.07	14.21
11	15.57	14.29
12	16.05	14.40
13	16.53	14.55
14	16.99	14.73
15	17.45	14.95
16	17.88	15.19
17	18.30	15.46
18	18.70	15.77
19	19.08	16.09
20	19.43	16.45
21	19.76	16.82
22	20.06	17.22
23	20.34	17.64
24	20.58	18.08
25	20.79	18.53
26	20.97	19.00

27 21.12 19.47
28 21.24 19.96
29 21.24 20.00

CIRCLE CENTER AT X = 14.1 ; Y = 21.4 AND RADIUS, 7.3

*** 1.021 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 27 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	10.51	15.00
2	10.93	14.73
3	11.37	14.49
4	11.83	14.30
5	12.31	14.14
6	12.79	14.03
7	13.29	13.95
8	13.79	13.92
9	14.29	13.93
10	14.78	13.99
11	15.27	14.08
12	15.76	14.22
13	16.22	14.40
14	16.67	14.62
15	17.10	14.87
16	17.51	15.16
17	17.89	15.49
18	18.24	15.85
19	18.56	16.23
20	18.85	16.64
21	19.10	17.07
22	19.31	17.53
23	19.48	17.99
24	19.61	18.48
25	19.70	18.97
26	19.75	19.47
27	19.76	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.9 ; Y = 19.8 AND RADIUS, 5.9

*** 1.027 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 30 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	9.69	15.00
2	10.13	14.75
3	10.58	14.54
4	11.05	14.35
5	11.52	14.20
6	12.01	14.08
7	12.50	13.99
8	13.00	13.94
9	13.50	13.92
10	14.00	13.93
11	14.49	13.98
12	14.99	14.06
13	15.47	14.18
14	15.95	14.32
15	16.42	14.50
16	16.87	14.71
17	17.31	14.95
18	17.73	15.22
19	18.14	15.52
20	18.52	15.84
21	18.88	16.19
22	19.21	16.56
23	19.52	16.95
24	19.80	17.36
25	20.06	17.80
26	20.28	18.24
27	20.47	18.70
28	20.63	19.18
29	20.76	19.66
30	20.83	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.5 ; Y = 21.3 AND RADIUS, 7.4

*** 1.029 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 26 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	11.94	15.00
2	12.39	14.79
3	12.86	14.61
4	13.34	14.47
5	13.83	14.37
6	14.33	14.31
7	14.83	14.30
8	15.33	14.32
9	15.82	14.38
10	16.31	14.48
11	16.79	14.62
12	17.26	14.81
13	17.71	15.02
14	18.14	15.28
15	18.55	15.56
16	18.93	15.88
17	19.29	16.23
18	19.62	16.61
19	19.91	17.01
20	20.18	17.44
21	20.40	17.88
22	20.59	18.34
23	20.75	18.82
24	20.86	19.31
25	20.93	19.80
26	20.95	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 14.8 ; Y = 20.5 AND RADIUS, 6.2

*** 1.035 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 28 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	10.51	15.00
2	10.94	14.74
3	11.39	14.52
4	11.85	14.33
5	12.33	14.18
6	12.81	14.06
7	13.31	13.99
8	13.81	13.95
9	14.31	13.95
10	14.80	13.99
11	15.30	14.07
12	15.78	14.18
13	16.26	14.34
14	16.72	14.53
15	17.17	14.75
16	17.60	15.01
17	18.00	15.31
18	18.38	15.63
19	18.74	15.98
20	19.07	16.36
21	19.37	16.76
22	19.63	17.18
23	19.86	17.62
24	20.06	18.08
25	20.22	18.56
26	20.34	19.04
27	20.43	19.53
28	20.47	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 14.0 ; Y = 20.4 AND RADIUS, 6.4

*** 1.039 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 31 COORDINATE POINTS

POINT	X-SURF	Y-SURF
-------	--------	--------

NO.	(M)	(M)
1	9.69	15.00
2	10.14	14.77
3	10.59	14.56
4	11.06	14.39
5	11.54	14.24
6	12.03	14.13
7	12.52	14.05
8	13.02	13.99
9	13.52	13.97
10	14.02	13.98
11	14.52	14.02
12	15.01	14.09
13	15.50	14.19
14	15.98	14.33
15	16.45	14.49
16	16.92	14.68
17	17.37	14.90
18	17.80	15.15
19	18.22	15.42
20	18.62	15.72
21	19.00	16.05
22	19.36	16.40
23	19.69	16.77
24	20.01	17.16
25	20.29	17.56
26	20.56	17.99
27	20.79	18.43
28	21.00	18.89
29	21.18	19.35
30	21.32	19.83
31	21.37	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.6 ; Y = 22.0 AND RADIUS, 8.0

*** 1.039 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 30 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	9.49	15.00
2	9.92	14.74
3	10.37	14.52
4	10.83	14.32
5	11.30	14.16
6	11.78	14.03
7	12.27	13.93
8	12.77	13.87
9	13.27	13.84
10	13.77	13.85
11	14.27	13.89
12	14.76	13.96
13	15.25	14.07
14	15.73	14.21
15	16.20	14.39
16	16.65	14.59
17	17.09	14.83
18	17.52	15.10
19	17.92	15.39
20	18.30	15.71
21	18.66	16.06
22	19.00	16.43
23	19.31	16.82
24	19.59	17.24
25	19.84	17.67
26	20.06	18.12
27	20.25	18.58
28	20.41	19.05
29	20.54	19.54
30	20.63	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.4 ; Y = 21.1 AND RADIUS, 7.3

*** 1.040 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 32 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	9.29	15.00
2	9.73	14.77

3	10.18	14.56
4	10.65	14.38
5	11.13	14.24
6	11.61	14.11
7	12.11	14.02
8	12.60	13.96
9	13.10	13.93
10	13.60	13.93
11	14.10	13.96
12	14.60	14.02
13	15.09	14.10
14	15.58	14.22
15	16.05	14.37
16	16.52	14.54
17	16.98	14.75
18	17.42	14.98
19	17.85	15.23
20	18.27	15.51
21	18.66	15.82
22	19.04	16.15
23	19.39	16.50
24	19.73	16.87
25	20.04	17.26
26	20.33	17.67
27	20.59	18.09
28	20.83	18.53
29	21.04	18.99
30	21.22	19.45
31	21.37	19.93
32	21.39	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.4 ; Y = 22.3 AND RADIUS, 8.3

*** 1.041 ***

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 32 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (M)	Y-SURF (M)
1	9.29	15.00
2	9.74	14.78
3	10.20	14.59
4	10.67	14.43
5	11.15	14.29
6	11.64	14.18
7	12.13	14.09
8	12.63	14.04
9	13.13	14.01
10	13.63	14.01
11	14.13	14.04
12	14.62	14.09
13	15.12	14.18
14	15.60	14.29
15	16.09	14.43
16	16.56	14.59
17	17.02	14.78
18	17.47	15.00
19	17.91	15.24
20	18.33	15.50
21	18.74	15.79
22	19.13	16.10
23	19.50	16.44
24	19.86	16.79
25	20.19	17.16
26	20.51	17.55
27	20.80	17.96
28	21.06	18.38
29	21.31	18.82
30	21.52	19.27
31	21.72	19.73
32	21.81	20.00

CIRCLE CENTER AT X = 13.4 ; Y = 22.9 AND RADIUS, 8.9

*** 1.041 ***

Y A X I S M

