

RELAZIONE TECNICA

INDICE

1	Premesse	1
2	Indagini geognostiche	3
2.1	Individuazione delle caratteristiche fisiche e geotecniche dei terreni indagati	3
2.1.1	<i>Comune di Gravellona: intervento TO-IS-07</i>	3
2.1.2	<i>Comune di Ornavasso: intervento TO-IS-05</i>	4
2.2	Individuazione delle permeabilità dei terreni	5
3	Descrizione delle opere in progetto	6
3.1	Rilevati arginali	6
3.1.1	<i>Composizione dei materiali inerti costituenti il rilevato arginale</i>	7
3.2	Muri arginali in c.a.	8
4	Verifiche relative ai rilevati arginali	10
4.1	Premesse	10
4.2	Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione	10
4.2.1	<i>Descrizione del codice di calcolo</i>	11
4.2.2	<i>Descrizione delle simulazioni</i>	13
4.2.3	<i>Verifica al sifonamento</i>	15
4.3	Verifiche di stabilità	15
4.3.1	<i>Descrizione del metodo di Bishop</i>	16
4.3.2	<i>Parametri sismici del territorio</i>	20
4.4	Risultati delle verifiche relative ai singoli tratti	25
4.4.1	<i>Ornavasso - TRATTO V2</i>	25
4.4.2	<i>Ornavasso - TRATTO V4 SUBTRATTO A E C</i>	28
4.4.3	<i>Ornavasso, Mergozzo - TRATTO V5</i>	31
4.4.4	<i>Mergozzo - TRATTO G1 SUBTRATTO A</i>	34

4.4.5	<i>Mergozzo - TRATTO G1 SUBTRATTO B</i>	37
4.4.6	<i>Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO A</i>	40
4.4.7	<i>Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO C</i>	43
4.4.8	<i>Gravellona - TRATTO G3</i>	46
4.4.9	<i>Gravellona - TRATTO G4</i>	49
4.4.10	<i>Gravellona - TRATTO G5</i>	52
5	Verifiche relative ai muri arginali	55
5.1	Premesse	55
5.2	Normativa di riferimento	55
5.3	Caratteristiche dei materiali	56
5.3.1	<i>Calcestruzzo strutturale di classe C25/30</i>	56
5.3.2	<i>Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile</i>	58
5.4	Parametri geotecnici dei terreni	58
5.5	Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione	59
5.5.1	<i>Descrizione delle simulazioni</i>	60
5.5.2	<i>Verifica al sifonamento</i>	62
5.6	Metodo di calcolo: criteri generali adottati per il calcolo del manufatto	62
5.6.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i>	63
5.6.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i>	66
5.6.3	<i>Criteri adottati per la verifica del manufatto</i>	68
5.6.4	<i>Verifica di stabilità globale</i>	69
5.7	Risultati delle verifiche relative ai singoli tratti	71
5.7.1	<i>Ornavasso - TRATTO V1</i>	71
5.7.2	<i>Ornavasso - TRATTO V3</i>	89
5.7.3	<i>Ornavasso - TRATTO V4 SUBTRATTO B</i>	107
5.7.4	<i>Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO B</i>	125

1 Premesse

La presente relazione tecnica riguarda il dimensionamento esecutivo delle strutture che costituiscono le opere di difesa dalle piene del fiume Toce, realizzate mediante arginature e muri in conglomerato cementizio armato.

Sono parte degli interventi di cui sopra, definiti di alta priorità all'interno dello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica nel tratto da Masera alla foce" redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po:

- TO-IS-05: realizzazione di una nuova linea arginale, in sponda destra, in comune di Ornavasso a protezione dell'abitato medesimo;
- TO-IS-07: realizzazione di una nuova linea arginale, in sponda destra, in comune di Gavellona Toce a protezione dell'abitato medesimo.

In particolare, per i rilevati ed i muri arginali che costituiranno le nuove linee di difesa (vedi corografia allegata alla presente relazione), sono descritte nel dettaglio:

- la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni che andranno a costituire i corpi arginali e degli strati di fondazione sui quali saranno realizzate le nuove strutture;
- le verifiche idrauliche sui moti di filtrazione che potranno generarsi nel nuovo rilevato ovvero nel terreno circostante in occasione di piene eccezionali;
- le verifiche di stabilità dei rilevati e dei muri arginali nella loro conformazione di progetto.

Per la caratterizzazione geotecnica del tratto in oggetto è stata utilizzata la campagna di indagini geognostiche eseguita dalla GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C. nel mese di

dicembre del 2004. Tale campagna, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione, è consistita nella esecuzione di n. 15 prove penetromeriche lungo la linea arginale volte all'analisi delle caratteristiche del terreno di fondazione.

2 Indagini geognostiche

Si riportata di seguito la caratterizzazione geotecnica degli strati di fondazione in corrispondenza dei rilevati e dei muri arginali da realizzare nei comuni di Ornavasso, Mergozzo e Gravellona Toce, in prossimità dello sbocco del fiume Toce nel Lago Maggiore. Tale caratterizzazione si basa su quanto emerso dalla campagna di indagini geognostiche e geotecniche svolta nel mese di dicembre del 2004 per conto della GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C. e consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche e prove di permeabilità a carico variabile.

2.1 Individuazione delle caratteristiche fisiche e geotecniche dei terreni indagati

2.1.1 Comune di Gravellona: intervento TO-IS-07

Lungo il tracciato arginale in progetto, a difesa dell'abitato di Gravellona Toce, sono state eseguite le prove penetrometriche dinamiche n° 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10. In allegato alla presente relazione vengono riportati l'ubicazione e i risultati delle suddette prove. Dalla campagna d'indagine emerge una sostanziale omogeneità sia verticale che orizzontale dei piani stratigrafici. In particolare, lungo la fascia di terreno sulla quale verrà realizzato il nuovo argine, la stratigrafia del suolo è risultata mediamente costituita dai seguenti materiali:

- un primo strato di materiali inerti dello spessore di alcune decine di centimetri, che verranno asportati con le operazioni di scotico al di sotto del rilevato di nuova costruzione;

- uno strato, sottostante al primo, dello spessore medio di circa due metri, composto da sabbie fini debolmente limose;
- uno strato più profondo, dello spessore medio di circa sei metri, composto da sabbie medio – fini;

inoltre:

- le prove 5 e 8 presentano uno strato superficiale di sabbia e ghiaia dello spessore di un metro circa.

Trattandosi di sabbie sciolte la densità relativa dei terreni sabbiosi supera di poco il 20% mentre per quelli ghiaiosi si presenta superiore al 30%. La falda, infine, si trova mediamente ad una profondità di 4 – 5 metri dalla quota di piano campagna.

2.1.2 Comune di Ornavasso: intervento TO-IS-05

Lungo il tracciato arginale in progetto, a difesa dell'abitato di Ornavasso, sono state eseguite le prove penetrometriche dinamiche n° 11, 12, 13, 14 e 15. In allegato alla presente relazione vengono riportati l'ubicazione e i risultati delle suddette prove.

Dalla campagna d'indagine emerge una sostanziale similitudine con le tipologie di terreni incontrati nelle aree d'indagine precedentemente descritte anche se i sondaggi risultano diversi tra loro. In particolare:

- La prova 11 si presenta in superficie con un livello ghiaioso sabbioso seguito da sabbie e limi sabbiosi sino alla profondità di circa 5 m. Oltre questo livello e sino a fine prova si sono individuate ghiaie sabbiose;
- Nella prova 12 i terreni superficiali sono prevalentemente sabbiosi sino a circa 7 metri, oltre sono state intercettate ghiaie sabbiose;

- Nelle prove 13 e 14 a causa della loro vicinanza ad un affluente di destra del Toce, che apporta materiale grossolano, si sono intercettati anche in superficie ghiaie e ciottoli mentre le sabbie sono in subordine;
- La prova 15 rientra invece nell'uniformità della maggior parte delle prove eseguite, infatti, in superficie prevalgono le sabbie fini debolmente limose, mentre in profondità si sono rinvenute ghiaie sabbiose.

Trattandosi di sabbie sciolte la densità relativa dei terreni sabbiosi supera di poco il 20% mentre per quelli ghiaiosi si presenta superiore al 30%.

La falda, infine, si trova mediamente ad una profondità di 4 – 4.5 metri dalla quota di piano campagna.

2.2 Individuazione delle permeabilità dei terreni

In due perforazioni penetrometriche, utilizzando la tecnica di aste e rivestimento è stato possibile eseguire due prove di permeabilità a carico variabile.

La prima prova, eseguita nella perforazione n° 3 in sponda sinistra ad una profondità compresa tra 2.80 e 4.20 metri, ha fornito per lo strato sabbioso un valore di permeabilità $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

La seconda prova, eseguita nella perforazione n° 11 in sponda destra ad una profondità compresa tra 1.60 e 1.80 metri, ha fornito per lo strato sabbioso limoso un valore di permeabilità $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

3 Descrizione delle opere in progetto

3.1 Rilevati arginali

Il rilevato arginale previsto nel presente progetto, nei comuni di Ornavasso, Gravellona Toce e Mergozzo, sarà di forma trapezoidale ed avrà entrambi i paramenti con una pendenza pari a 2 su 1. La larghezza alla base dell'argine sarà variabile in funzione dell'altezza del manufatto (differente per i vari tratti), mentre la larghezza in sommità, dove è prevista una pista di servizio in misto stabilizzato calcareo di 3.00 metri di larghezza, sarà uniforme e pari a 4.00 metri.

Solo per un breve tratto in comune di Mergozzo (subtratto A del tratto G2) è prevista una banca, lato fiume, di larghezza pari a 3.50 m ad un'altezza dal piede del rilevato di 4.00 metri.

In alcuni tratti il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). Fra le lastre in calcestruzzo ed il paramento del rilevato sarà posato uno strato di tessuto non tessuto di peso pari a 400 g/m^2 ed un foglio di polietilene dello spessore di 1-1.5 mm; le lastre saranno infine rivestite da 30 cm di strato rinverdito. Sempre nei tratti in cui sono previste le lastre sarà presente al piede dell'argine, lato fiume, anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Le lastre saranno fissate al taglione con anelli e tondi di ancoraggio e sigillate con materiale elastoplastico.

Nel subtratto A del tratto G2 del comune di Mergozzo, al posto delle lastre, sarà realizzata una mantellata in massi di cava di peso compreso tra 1200 e 1600 kg/cad. e di spessore pari a 70 cm sul paramento ed una berma, sempre in massi di cava, di peso

compreso tra 1800 e 2000 kg/cad. e di dimensioni pari a 200 x 310 cm al piede del rilevato.

Nei tratti laddove il manufatto non risulta investito direttamente dalla corrente e non necessita quindi di protezioni, il paramento sarà ricoperto con terreno vegetale di spessore pari a 30 cm, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito.

Il paramento lato campagna sarà invece sempre ricoperto con terreno vegetale di spessore pari a 30 cm. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale. Tale canaletta di scolo avrà forma trapezia con basi di dimensioni pari a 50 cm e 150 cm ed altezza di 70 cm.

3.1.1 Composizione dei materiali inerti costituenti il rilevato arginale

Gli inerti, sia naturali che di frantumazione, saranno privi di componenti nocivi (max 0.02% di cloruri e 1% solfati) e saranno costituiti esclusivamente da rocce: granitiche, gneiss, porfidi, calcari e dolomie compatte, con densità specifica apparente non inferiore a 2.40 tonnellate a m³.

Essi risulteranno raggruppati in sei classi granulometriche, con percentuali in peso determinabili, in prima approssimazione, attraverso la seguente curva:

$$p = 100 (d/D_{\max})^{1/3} \text{ con } D_{\max} = 60 \text{ mm}$$

Tale composizione percentuale potrà essere migliorata, in sede di offerta, introducendo una frazione coesiva (limi, argille-limose, argille) dell'ordine del 10-11%.

Tipologia	Pezzatura	Percentuale in peso per m ³
Sabbia fine di frantumazione	< 0.2 mm	2.0%
Sabbia di frantumazione	0.2 – 4.0 mm	8.0%

Sabbia naturale	0.2 – 4.0 mm	18.0%
Pietrischetto	4.0 – 10.0 mm	15.8%
Pietrisco	10.0 – 35.0 mm	28.5%
Pietrisco grosso	35.0 – 60.0 mm	16.5%

Tabella 3.1: composizione granulometrica degli inerti

La composizione indicativa del rilevato addensato al 90% dell'ottimale in laboratorio (prova proctor modificata) sarà la seguente:

Tipologia	Pezzatura	Peso (kN)	Percentuale
Cemento		2.00	11.2%
Sabbia frantumazione	< 0.2 mm	0.40	2.0%
Sabbia di frantumazione	0.2 – 4.0 mm	1.70	8.0%
Sabbia naturale	0.2 – 4.0 mm	3.90	18.0%
Pietrischetto	4.0 – 10.0 mm	3.40	15.8%
Pietrisco	10.0 – 35.0 mm	6.20	28.5%
Pietrisco grosso	35.0 – 50.0 mm	3.60	16.5%
		21.20	100.0%

Tabella 3.2: composizione del rilevato

3.2 Muri arginali in c.a.

Il muro arginale in c.a. previsto nei tratti V1, V3 e V4 (subtratto B) del comune di Ornavasso e nel tratto G2 (subtratto B) nel comune di Mergozzo, sarà a forma di “T” con fondazione di dimensioni pari a 2.70 x 0.60 metri e parete verticale di dimensioni pari a 2.00 x 0.40 metri per il tratto V3 e 3.00 x 0.40 metri per tutti gli altri tratti.

La struttura in elevazione sarà dotata di rivestimento in massi di cava, sia lato campagna che lato fiume, di spessore pari a 30 cm. Sulla sommità del muro arginale è prevista anche una copertina di spessore pari a 30 cm e di lunghezza pari a 1.00 metro. All'estremità della fondazione, lato fiume, è previsto un taglione in c.a. di profondità variabile a seconda dei tratti; in particolare per il tratto V1 sarà di dimensioni pari a

3.40 x 0.50 metri, mentre per i tratti V3 e V4 sarà di dimensioni pari a 2.40 x 0.50 metri. Per il tratto G2 si è invece previsto, al posto del taglione, un diaframma in c.a. di dimensioni pari a 7.40 x 0.80 metri al fine di garantire una corretta stabilità alla struttura, posta nelle vicinanze del ciglio della scarpata.

L'opera avrà il piano di appoggio ad una quota, posta al di sotto del piano campagna, variabile da circa 0.40 a 1.50 metri; la struttura in elevazione, di conseguenza, avrà un'altezza fuori terra compresa fra 1.10 e 2.90 metri.

4 Verifiche relative ai rilevati arginali

4.1 Premesse

Nel presente capitolo si riporta la descrizione dei calcoli, nonché i risultati, dell'analisi di filtrazione e delle verifiche di stabilità condotte sui rilevati arginali. Tali verifiche sono state effettuate considerando, per ciascun tratto, il rilevato avente la massima altezza rispetto al piano campagna ed attribuendo al terreno di fondazione le caratteristiche determinate dalle indagini geognostiche.

4.2 Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione

Nel presente paragrafo si descrivono le analisi dei fenomeni di filtrazione condotte tramite il software di calcolo *FLAC version 4.0* della *ITASCA Consulting Group*.

Le analisi sono state condotte considerando la configurazione geometrica di progetto dei rilevati arginali, nonché i diversi parametri fisici necessari per il suddetto svolgimento (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.). In particolare le analisi svolte hanno consentito di:

- determinare la linea di saturazione in corrispondenza delle opere in progetto al passaggio della piena di riferimento; tale linea è stata poi utilizzata per le verifiche di stabilità riportate nel seguito del capitolo;
- svolgere la verifica al sifonamento delle opere, secondo il metodo del gradiente.

4.2.1 Descrizione del codice di calcolo

Il codice *FLAC version 4.0* dell'*ITASCA Consulting Group* è un programma di calcolo alle differenze finite che consente, tra l'altro, di simulare il moto di filtrazione nel terreno.

Il programma utilizza un metodo alle differenze finite elaborato da Wilkins che consente di risolvere le equazioni differenziali in una maglia costituita da elementi quadrilateri di forma qualsiasi. *FLAC* suddivide successivamente ciascun quadrilatero (tracciando le sue diagonali) in due set di coppie di elementi triangolari per il calcolo delle grandezze desiderate. Le equazioni utilizzate per la determinazione del campo di moto sono le seguenti:

- 1 Legge di Darcy, valida in un mezzo eterogeneo poroso e anisotropo, descrive il legame fra la velocità di filtrazione ed il gradiente idraulico. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$V_i = k_{ij} \frac{\partial p}{\partial x_j}$$

dove V_i è la velocità di filtrazione nella i -esima direzione in m/s, k_{ij} il tensore di permeabilità in $\text{m}^2/\text{Pa s}$, p la pressione in Pa e x la coordinata spaziale in m.

Il singolo elemento del tensore di permeabilità, cioè il coefficiente di mobilità, è legato alla conducibilità idraulica k_H dalla relazione:

$$k = \frac{k_H}{g\rho}$$

in cui k_H è la conducibilità idraulica in m/s, g l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 e ρ la densità dell'acqua, assunta pari a 1000 kg/m^3 . Il vettore di velocità V_i può essere calcolato per un generico elemento triangolare usando la seguente espressione:

$$V_i \cong \frac{k_{ij}}{A} \sum p n_j s$$

dove \sum è la somma sui tre lati di lunghezza s del triangolo.

Considerando, ad esempio, il contributo di un lato (ab) del triangolo (abc) si ha:

$$V_1 = \frac{1}{2A} \left[-k_{11} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{12} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_1^{(b)} - x_1^{(a)}) \right]$$

$$V_2 = \frac{1}{2A} \left[-k_{11} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{12} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_1^{(b)} - x_1^{(a)}) \right]$$

analoghi contributi si possono scrivere per gli altri due lati. Viene quindi calcolata la portata liquida ad ogni singolo nodo della griglia a partire dal vettore velocità, come:

$$Q = V_i \cdot n_i s$$

dove n_i è la normale del lato del triangolo i ed s è la lunghezza del lato del triangolo;

ad esempio, la portata transitante nel nodo a sarà:

$$Q^{(a)} = \left[-V_1 (x_2^{(b)} - x_2^{(c)}) + V_2 (x_1^{(b)} - x_1^{(c)}) \right] / 2$$

dove il termine 2 al denominatore indica che la portata transitante lungo un lato del triangolo viene suddivisa tra i due nodi posti all'estremità di tale lato.

2 Equazione di continuità, espressa nella forma:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = -\frac{K_w}{nV} \left(\sum Q + \frac{\partial V}{\partial t} \right)$$

in cui n è la porosità del suolo, V il volume di suolo considerato in m^3 e K_w l'inverso della compressibilità, assunta pari a 0.5×10^{-9} Pa nel caso di acqua.

Le equazioni precedentemente riportate, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, descrivono completamente il fenomeno di filtrazione in mezzi porosi saturi ed insaturi di un fluido.

4.2.2 Descrizione delle simulazioni

L'analisi di filtrazione è stata condotta in condizioni di moto vario, effettuando simulazioni di durata pari a quella dell'onda di piena di riferimento (circa 13 ore) e assumendo prudenzialmente un livello d'acqua all'interno della golena costante e pari al livello massimo generato dal passaggio dell'evento di piena di riferimento.

A questo scopo si è presa in considerazione per ciascun tratto la sezione più critica, cioè quella in cui è maggiore il livello d'acqua rispetto al piano campagna. Poiché il profilo arginale è stato definito mantenendo un franco di un metro rispetto al livello d'acqua generato dall'onda di piena, tale sezione risulta essere quella per cui l'altezza dell'argine rispetto al piano campagna risulta maggiore. Inoltre le analisi di filtrazione sono state espletate in condizioni di permeabilità isotropa, ossia assumendo la permeabilità uniforme in tutte le direzioni.

Le simulazioni sono state effettuate senza considerare l'effetto impermeabilizzante del taglione in c.a. e delle lastre in cls di protezione del rilevato arginale; il rilevato è stato dunque considerato costituito da un unico materiale omogeneo.

Nella discretizzazione del dominio di calcolo si è tenuto conto dei vari materiali costituenti l'opera ed il terreno circostante. In particolare, per la simulazione sono stati definiti i seguenti elementi:

- rilevato arginale;
- strato sabbioso-limoso;
- strato ghiaioso-sabbioso.

Le profondità a cui si incontrano i suddetti strati del terreno di fondazione varia da tratto a tratto.

Le condizioni al contorno adottate sono state scelte rispettando la natura del fenomeno fisico ed elencate nel seguito:

- a lato fiume è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota di massimo invaso fino al piano campagna;
- a lato campagna è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota media della falda fino all'estremo inferiore del limite destro del dominio;
- pressione nulla sul contorno del rilevato e sul terreno non a contatto con l'acqua (limite superiore e destro del dominio);
- impossibilità di flusso attraverso il limite sinistro e inferiore del dominio di calcolo.

I valori di permeabilità adottati per il terreno di fondazione sono derivati dalle prospezioni ed indagini eseguite (vedi capitolo 2.2); per il materiale costituente il rilevato arginale è stato prudenzialmente adottato un valore di permeabilità pari al minore dei valori stimati attraverso le prove in sito (terreno ghiaioso-sabbioso).

Di seguito sono presentati i valori di permeabilità adottati.

ZONA	PERMEABILITÀ	
	(m ² /Pa s)	(cm ² /s)
<i>rilevato arginale</i>	4.8·10 ⁻⁸	4.7·10 ⁻²
<i>strato sabbioso-limoso</i>	2.3·10 ⁻⁸	2.3·10 ⁻²
<i>strato ghiaioso-sabbioso</i>	4.8·10 ⁻⁸	4.7·10 ⁻²

Tabella n° 4.1: Valori di permeabilità assunti nell'analisi di filtrazione

Come condizione iniziale per le simulazioni effettuate è stata ipotizzata la completa saturazione del terreno al di sotto della superficie freatica e, viceversa, saturazione nulla del terreno al di sopra di tale livello.

4.2.3 Verifica al sifonamento

Con il metodo del gradiente, la condizione di sifonamento si ha quando il gradiente idraulico raggiunge il valore critico, cioè:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

dove:

- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- γ_w = peso specifico dell'acqua.

Poiché il peso di volume del terreno saturo in esame è di 1.9 t/m³, il peso del terreno immerso risulta essere di 0.90 t/m³; pertanto il gradiente critico sarà pari a 0.90. Tale valore deve essere confrontato con il valore massimo del gradiente di fuoriuscita (quando presente) al piede, lato campagna, dell'argine. Un fattore di sicurezza dell'ordine di 4 o 5 è generalmente ritenuto sufficiente.

4.3 Verifiche di stabilità

In questo paragrafo è riportata la descrizione della metodologia utilizzata per le verifiche di stabilità relative ai rilevati arginali. Tali verifiche sono state eseguite con il metodo pseudo-statico di Bishop e considerando l'azione sismica come un insieme

di forze staticamente applicate nel baricentro dei singoli conci in cui si suddivide la porzione di terreno soggetta allo scivolamento.

4.3.1 Descrizione del metodo di Bishop

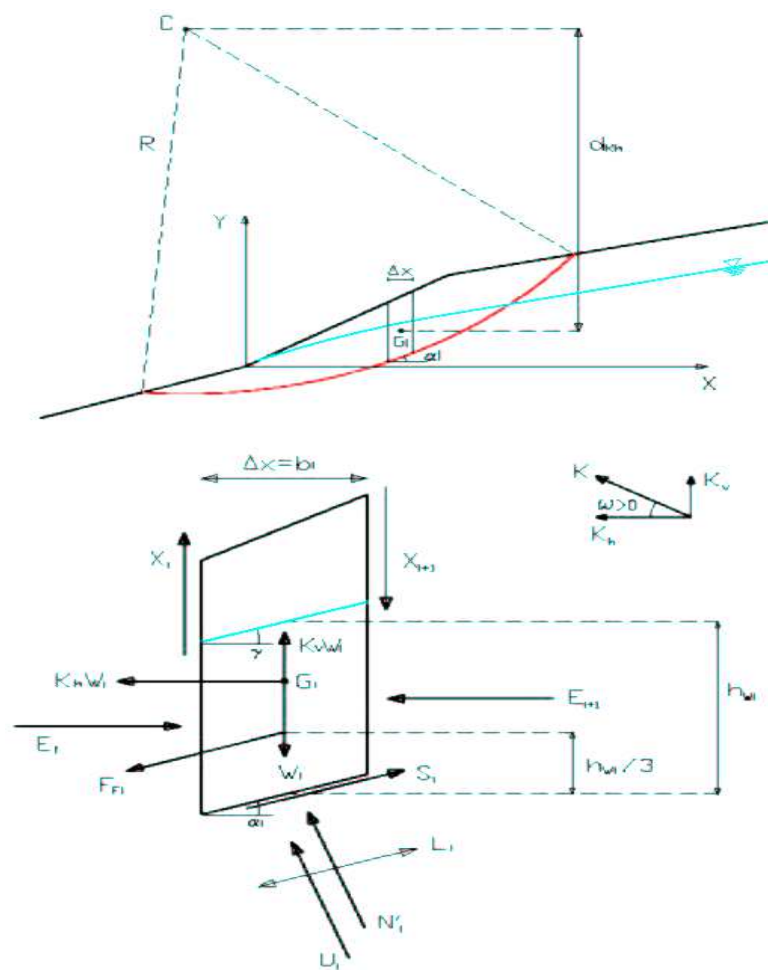


Fig. 4.1: Verifica di stabilità secondo il metodo di Bishop

Con riferimento alle figure sopra riportate, il metodo di Bishop dapprima ipotizza superfici di scorrimento circolari di raggio R , quindi suddivide in conci (delimitati verticalmente) di larghezza b il materiale coinvolto nello scivolamento. Per ciascuno dei suddetti conci si determina infine il coefficiente di sicurezza F come rapporto fra i momenti, calcolati rispetto al centro del cerchio, stabilizzanti M_S e ribaltanti M_R , cioè:

$$F = \frac{M_S}{M_R}$$

Il contributo al momento stabilizzante M_S è determinato in generale per mezzo della resistenza critica al taglio alla base, somma del contributo del peso W ortogonale alla base stessa (detratta la componente verticale dell'azione sismica) moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito interno ϕ' e della coesione c' moltiplicata per la distanza $b/\cos\alpha$ (dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale). Considerando, infine, che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u , dette $K_H W$ e $K_V W$ le componenti in direzione orizzontale e verticale dell'azione sismica, si ottiene:

$$M_S = \frac{c'b + [W(1 - K_V) - ub] \cdot \operatorname{tg} \phi'}{m(\alpha)} \cdot R$$

dove:

$$m(\alpha) = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi'}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_R di un concio è fornito dalla somma dei momenti della componente del peso W parallela alla base del concio (detratta la componente verticale dell'azione sismica) e della componente orizzontale dell'azione sismica:

$$M_R = W \left[(1 - K_V) \cdot \sin \alpha + K_H \cdot \frac{d_{K_H}}{R} \right] \cdot R$$

Sostituendo le formule dei momenti sopra riportate nell'espressione del coefficiente di sicurezza ed assumendo $d_{K_H} = R \cdot \cos \alpha_i$, si ottiene per il singolo concio:

$$F = \frac{\frac{c'b + [W(1 - K_v) - ub] \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{F}\right)}}{W[(1 - K_v) \cdot \sin \alpha + K_H \cdot \cos \alpha]}$$

Per l'intera superficie circolare di scivolamento il coefficiente di sicurezza risulta:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_i' b_i + [W_i(1 - K_v) - u_i b] \cdot \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i'}{F}\right)}}{\sum_{i=1}^n W_i [(1 - K_v) \cdot \sin \alpha_i + K_H \cdot \cos \alpha_i]}$$

in cui il pedice i si riferisce all' i -esimo concio facente parte della superficie di scivolamento.

Tale equazione, come si può facilmente dedurre, è di tipo implicito e di conseguenza deve essere risolta con un metodo iterativo. Definito un valore F_0 di primo tentativo, corrispondente ad $m_i(\alpha)$ unitario, lo si sostituisce nel membro di destra dell'equazione implicita ricavando in tal modo un nuovo valore di F . Tale valore, se diverso dal precedente, s'inserisce nuovamente nel membro di destra per ricercare un ulteriore valore di F e così via. La convergenza dell'algoritmo di risoluzione dell'equazione implicita assicura la determinazione del coefficiente di sicurezza dell'intera superficie di scivolamento.

Poiché la superficie di scorrimento più probabile è a priori incognita, il metodo va applicato ripetutamente a diverse superfici aventi centro e curvatura differenti, fino a trovare quella caratterizzata dal coefficiente di sicurezza minore.

Le verifiche di stabilità effettuate hanno preso in considerazione le seguenti condizioni di carico:

- **Rilevato immerso con sovraccarico.** Tale verifica è stata eseguita per il paramento lato fiume, considerando una distribuzione idrostatica della pressione dell'acqua e trascurando quindi le perdite dovute al moto di filtrazione. È stato inoltre considerato un sovraccarico distribuito sulla testa dell'argine pari a 1000 kg/m^2 .
- **Rilevato in condizioni sature con sovraccarico.** La presente verifica è stata effettuata per entrambi i paramenti dell'argine considerando il materiale costituente l'argine nella condizione satura. Anche in tale scenario è stato considerato un sovraccarico distribuito sulla testa dell'argine pari a 1000 kg/m^2 , mentre non è stata considerata la spinta dovuta alla presenza di acqua, lato fiume.
- **Rilevato soggetto a sisma.** La verifica con sisma in atto è stata effettuata per entrambi i paramenti del rilevato arginale. In tale scenario non è stato considerata la presenza di un carico aggiuntivo al di sopra della testa del rilevato.

Tutte le verifiche di stabilità sono state effettuate assumendo i seguenti parametri:

- coesione c' del materiale costituente il rilevato nulla;
- angolo di attrito interno del materiale costituente il rilevato ϕ' pari a 34° ;
- peso specifico del materiale costituente il rilevato secco pari a 21 kN/m^3 ;
- peso specifico del materiale costituente il rilevato saturo a 23 kN/m^3 .
- coesione c' del terreno di fondazione nulla;

I restanti parametri relativi al terreno di fondazione sono variabili, pertanto vengono riportati nei paragrafi relativi a ciascun tratto.

4.3.2 Parametri sismici del territorio

Per quanto riguarda la valutazione dell'entità del fenomeno sismico di progetto, si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”

L'analisi sismica delle strutture in oggetto è stata eseguita con il metodo pseudostatico, secondo il quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, le cui componenti orizzontali e verticali si possono esprimere come il prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici k_h e k_v .

Rifacendosi alla trattazione effettuata per la stabilità dei pendii, secondo quanto indicato al cap. 7.11.3.5 delle NTC, il coefficiente sismico verticale k_v e il coefficiente sismico orizzontale k_h possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, tabulato in funzione della categoria di sottosuolo.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

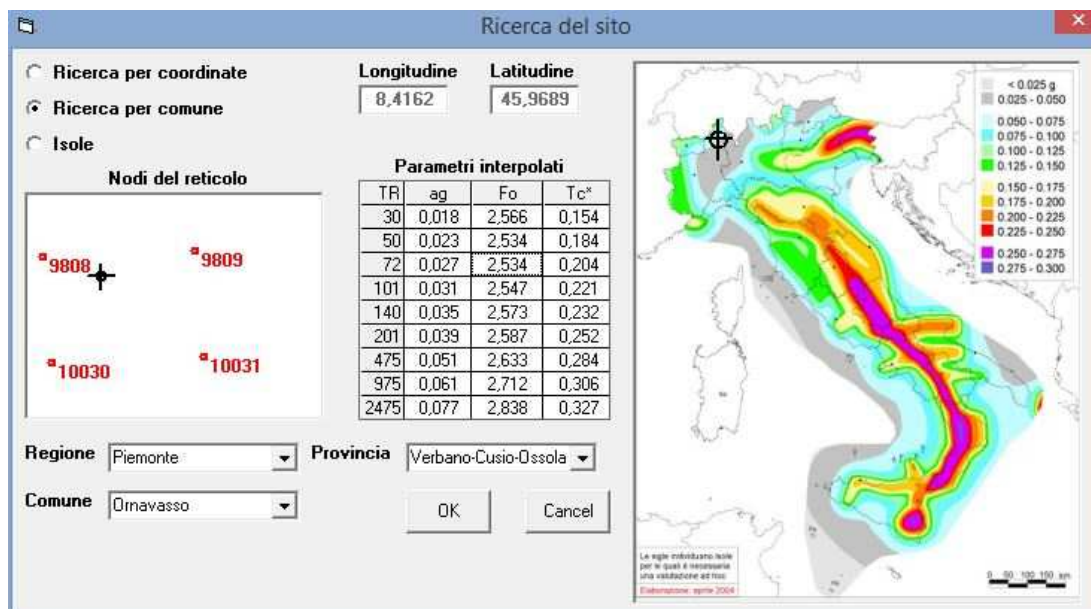
$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il comune di Ornavasso, rispetto ai comuni di Gravellona Toce e Mergozzo presenta dei parametri sismici leggermente superiori, quindi a favore di sicurezza verranno considerati solo i parametri del comune di Ornavasso, caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:



dove:

T_R = periodo di ritorno di riferimento

a_g (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 100 * 2 = 200 \text{ anni}$$

dove:

V_N = vita nominale della costruzione, pari, nel caso in esame, a 100 anni;

C_u = coefficiente d'uso, pari, nel caso di costruzione in classe IV come quella in esame, a 2.0

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		P_{VR} : Probabilità di superamento del periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

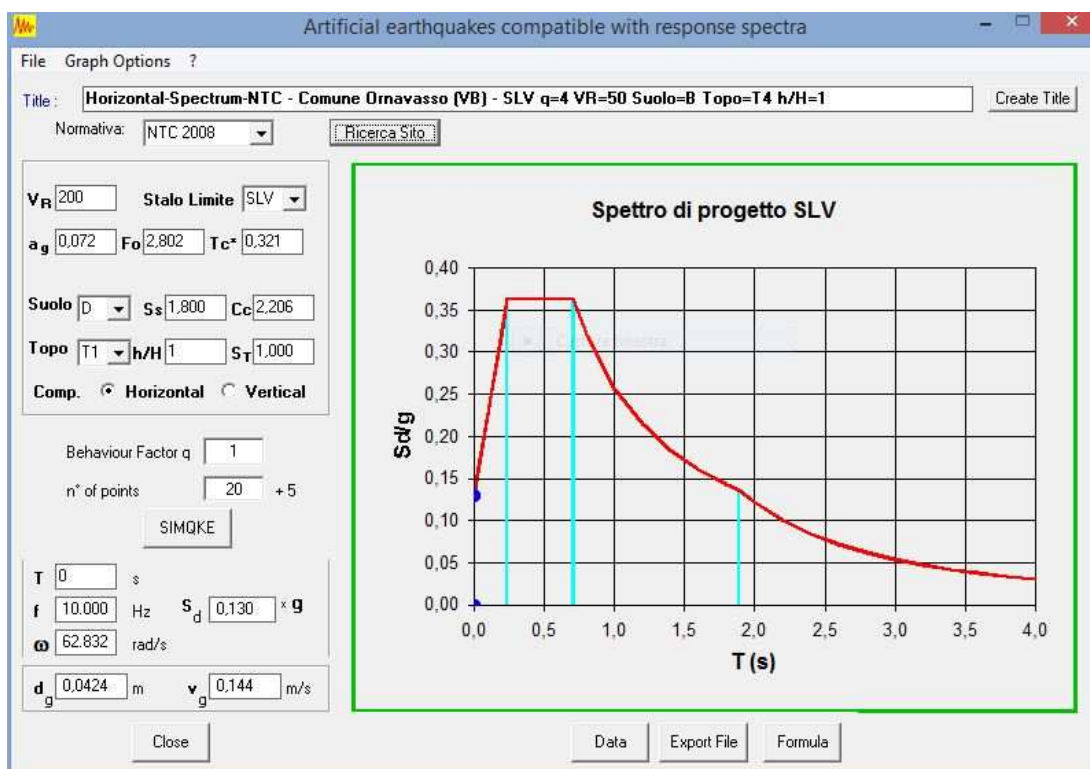
$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{1/V_R}}$$

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 50 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	120
	SLD	201
Stati limite ultimi	SLV	1898
	SLC	2475

Le verifiche in condizioni sismiche, nel caso in esame, vengono condotte allo SLV per gli stati limite ultimi. Per il periodo di ritorno 1898 anni (SLV), i parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale assumono i seguenti valori:

Stato limite	T _R (anni)	a _g (g)	F _o	T _C [*] (s)
SLV	1898	0.072	2.802	0.321



Per il calcolo dei parametri S_S e S_T si è fatto riferimento, rispettivamente, alle tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche.

Assumendo una categoria di suolo D, terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, si ha:

$$S_S = 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$$

Considerando i coefficienti SLV dei due comuni, si ha che, per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi S_S risulta:

$$S_S = 2.097$$

Poiché il valore di S_S deve risultare inferiore a 1.80 si è assunto:

$$S_S = 1.80$$

Per quanto riguarda invece le condizioni topografiche, essendo il terreno in sito caratterizzato da una superficie prevalentemente pianeggiante, si ha:

$$S_T = 1.00$$

Per il coefficiente β_m , infine, in accordo con la tabella 7.11.I delle Norme Tecniche, per suolo di categoria B,C,D e E e per $a_g(g) \leq 0.1$ si è assunto un valore pari a:

$$\beta_m = 0.20$$

In definitiva, per le verifiche di sicurezza allo SLV, i coefficienti sismici assumono i seguenti valori:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.026$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.013$$

I coefficienti sismici così calcolati sono stati utilizzati per valutare l'incremento delle singole azioni dovuto al sisma.

4.4 Risultati delle verifiche relative ai singoli tratti

Nel seguito si riportano, per ciascun tratto, una breve descrizione dell'opera in progetto, la relativa sezione tipo con il profilo di progetto ed i risultati delle verifiche compiute.

4.4.1 Ornavasso - TRATTO V2

Il rilevato arginale previsto nel tratto V2 del comune di Ornavasso (vedi figura V2-1) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 1.4 m e 4.0 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 8.6 m e 18.5 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.1.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 4 metri, larghezza alla base pari a 20 m e con un'inclinazione delle

scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 70.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 3 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 3.90 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 2.80 m e 5.40 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura V2-2 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

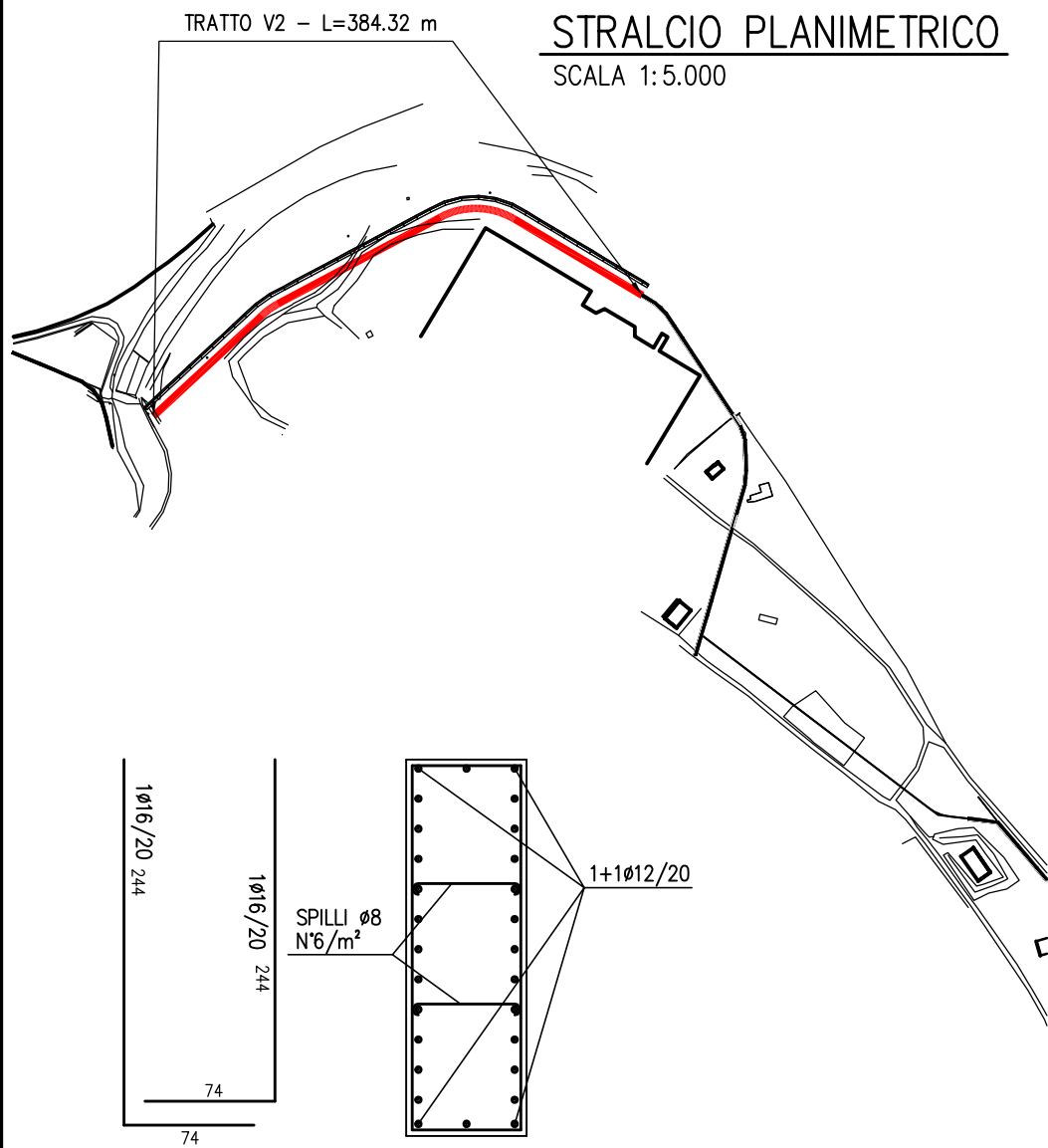
Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.1.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura V2-3 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

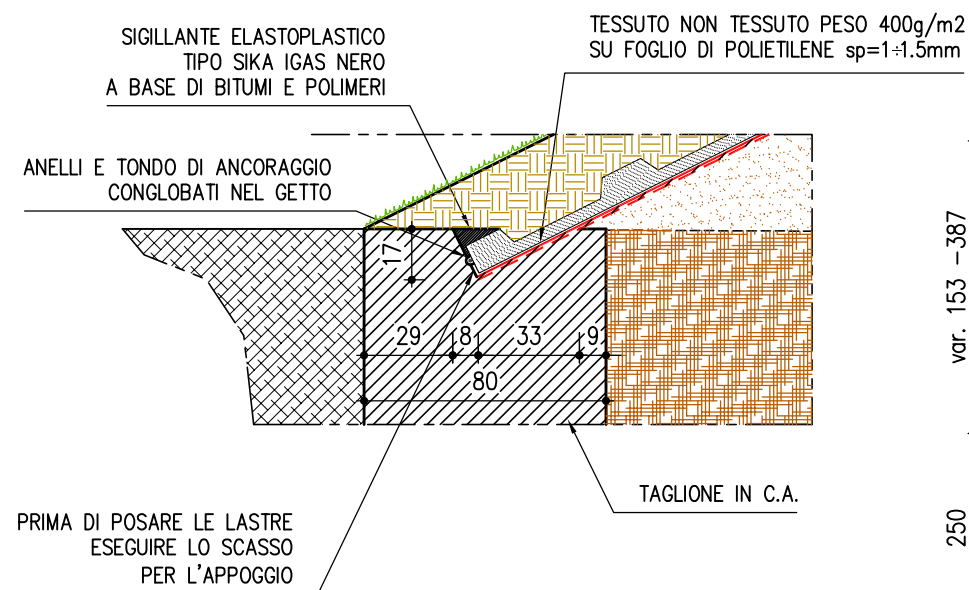
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 26.6° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.27**.



PART. ARMATURA TAGLIONE

SCALA 1:50



PART. APPOGGIO LASTRE

SCALA 1:25

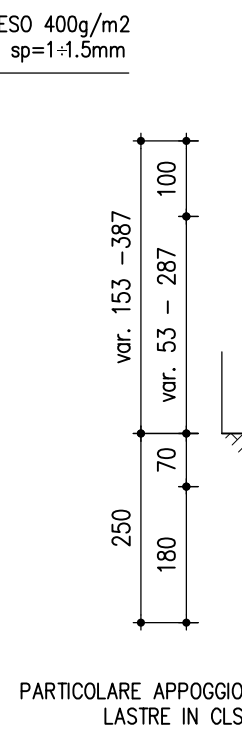
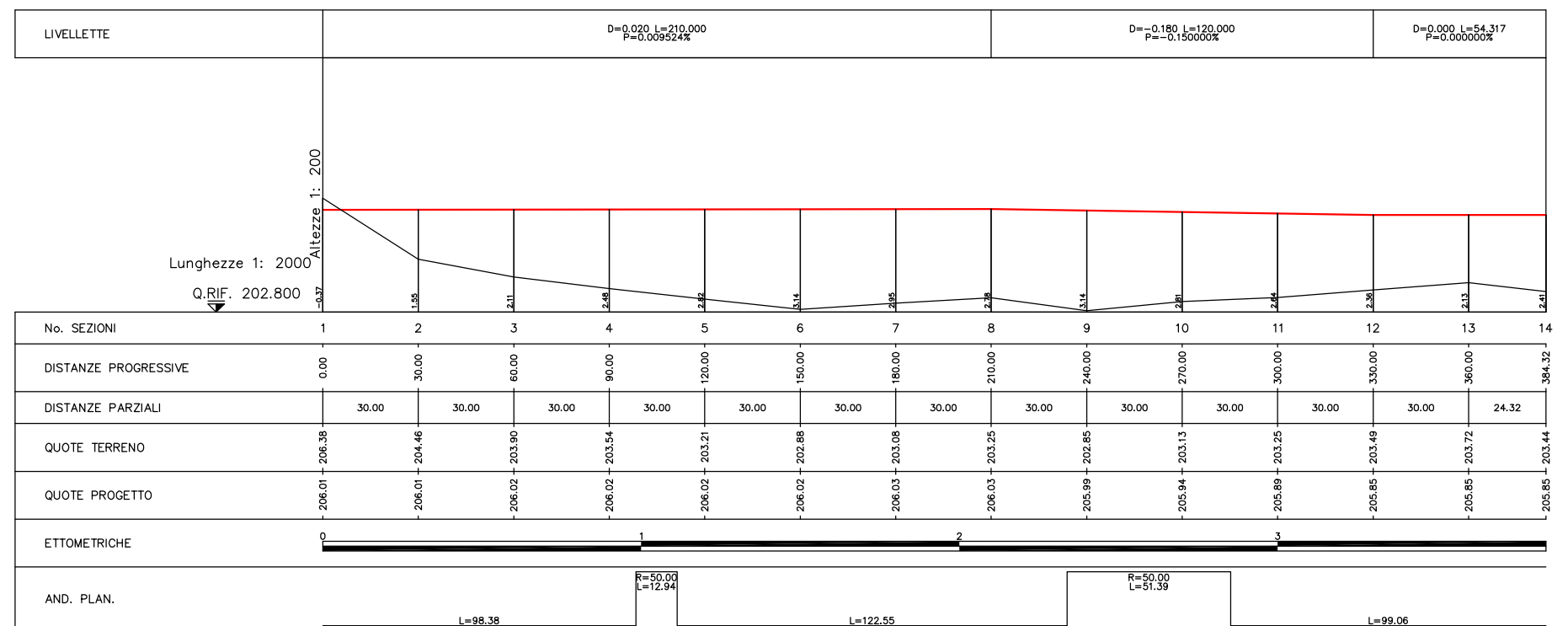


Fig.V2-1: ORNAVASSO-TRATTO V2

PROFILO LONGITUDINALE TRATTO V2

SCALA 1:200/2.000



SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO V2

SCALA 1:100

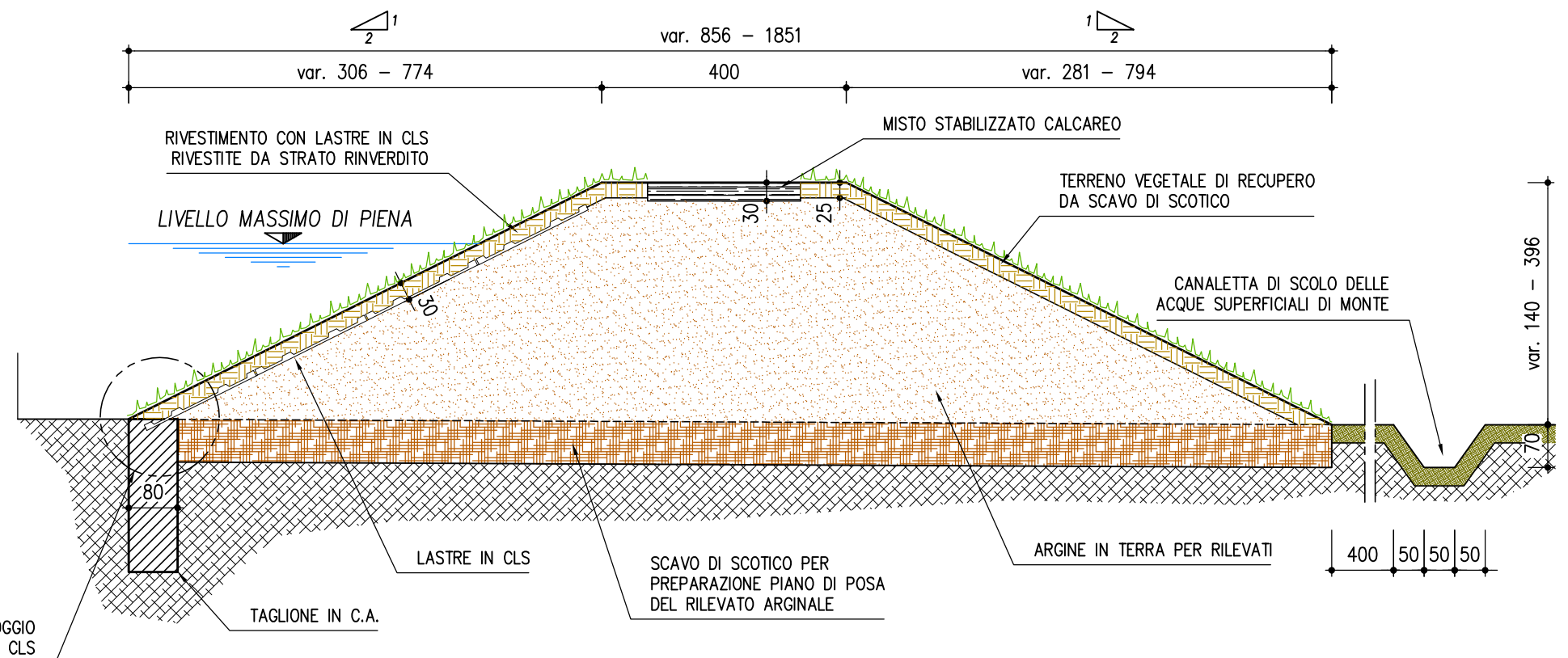


Fig.V2-2: ORNAVASSO-TRATTO V2 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

13-Jul-07 18:16

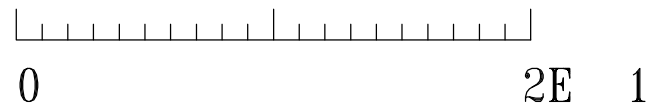
step 1459

-1.765E+01 <x< 5.765E+01

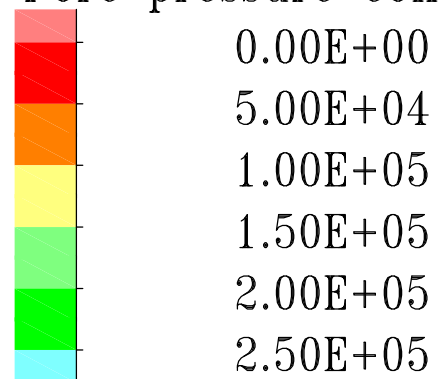
-4.815E+01 <y< 2.715E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Boundary plot



Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.521E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

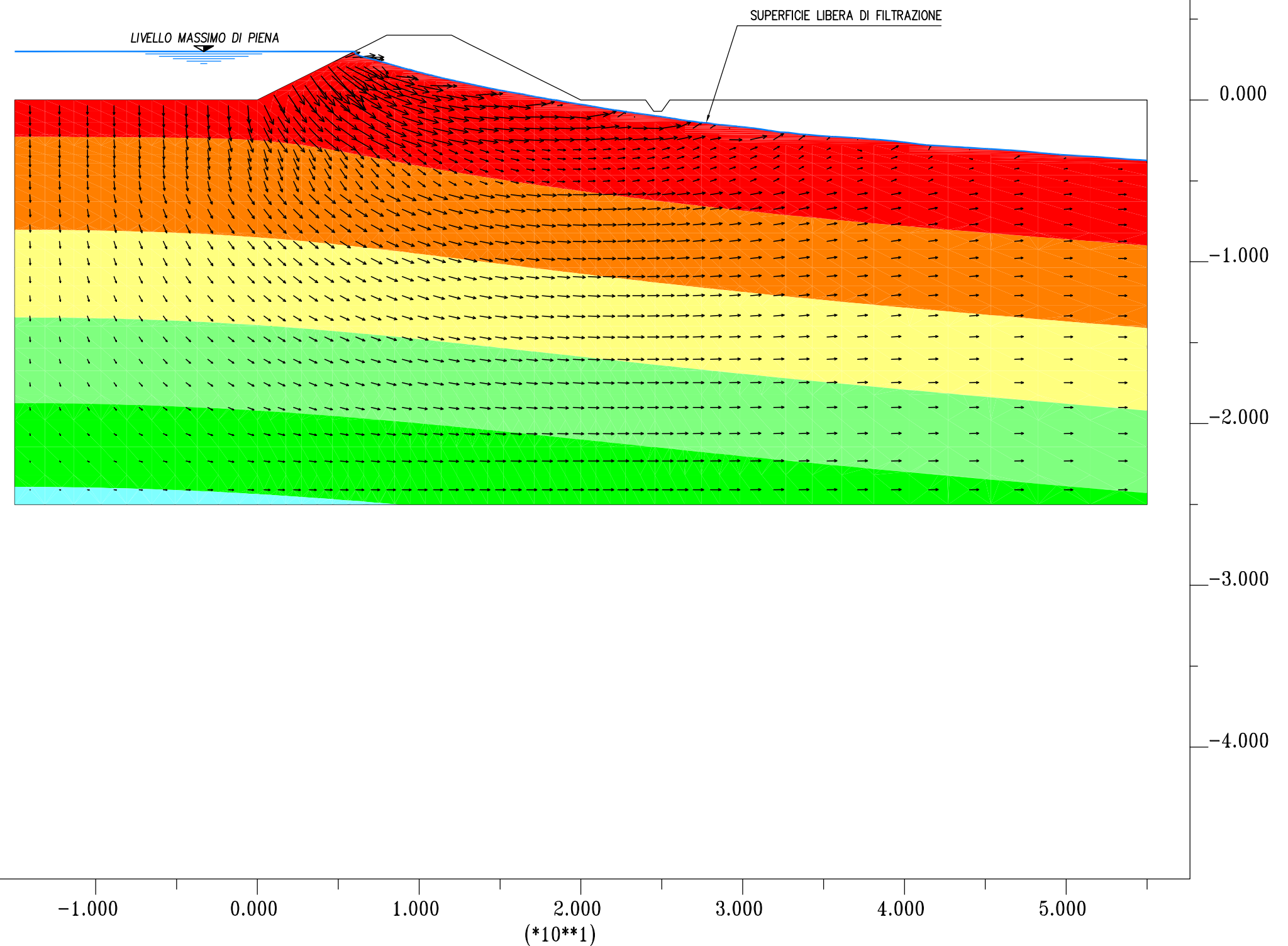
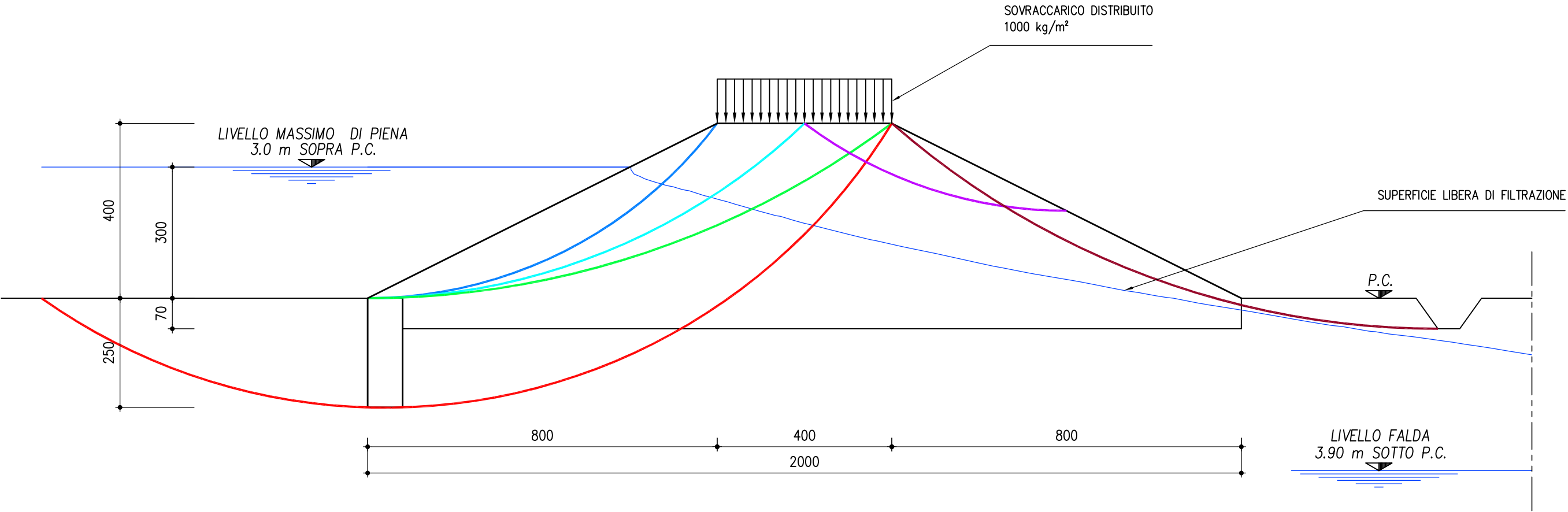


Fig.V2-3: ORNAVASSO-TRATTO V2 – CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5	6
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.40	1.47	1.75	–	–	1.67
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.51	1.61	1.99	1.94	1.82	2.11
RILEVATO SECCO + SISMA	1.27	1.41	1.64	1.57	1.63	1.57



4.4.2 Ornavasso - TRATTO V4 SUBTRATTO A E C

Il rilevato arginale previsto nei subtratti A e C del tratto V4 del comune di Ornavasso (vedi figura V4-1a) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 2.4 m e 3.0 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 13.5 m e 15.7 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto sarà privo di protezioni, con entrambi i paramenti ricoperti solo da terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbiti. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.2.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 3 metri, larghezza alla base pari a 16 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 65.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 2 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.00 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso che a partire dal piano campagna si estende fino ad una profondità di 5.40 m; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura V4-2a si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.2.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura V4-3a sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

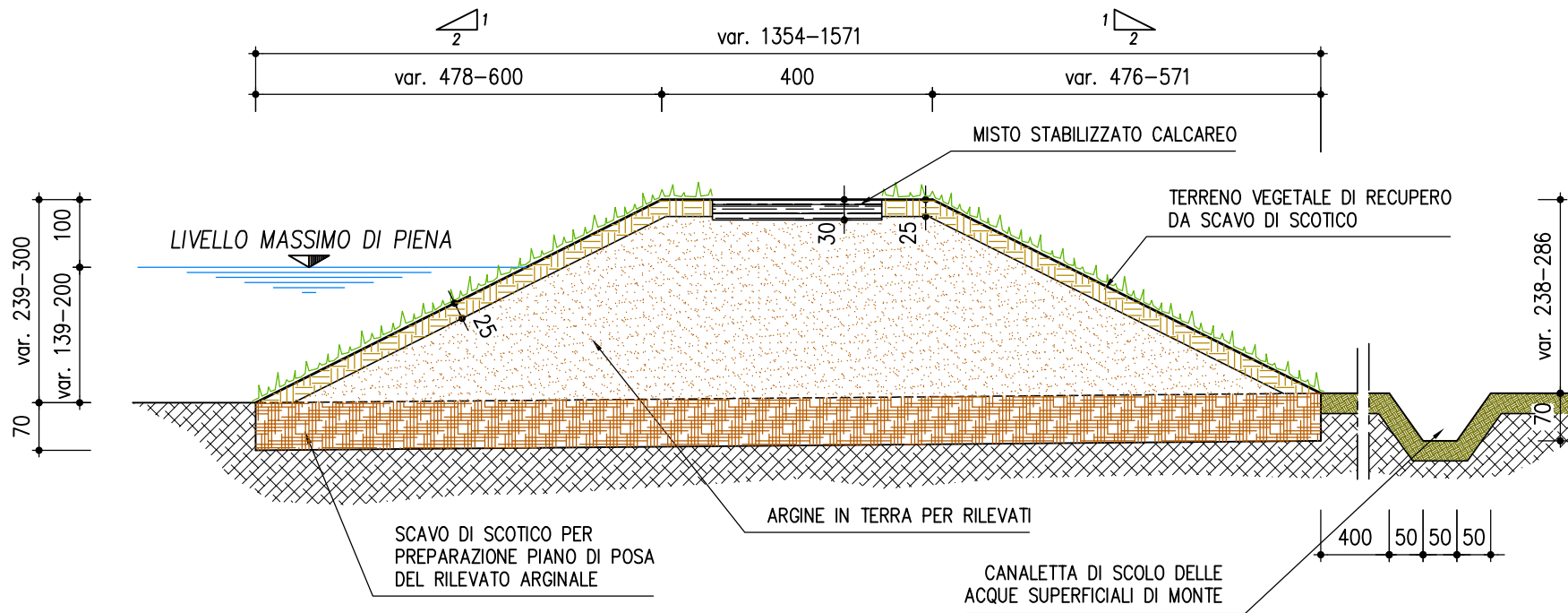
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.25**.

Fig.V4-1a: ORNAVASSO-TRATTO V4, SUBTRATTI A e C

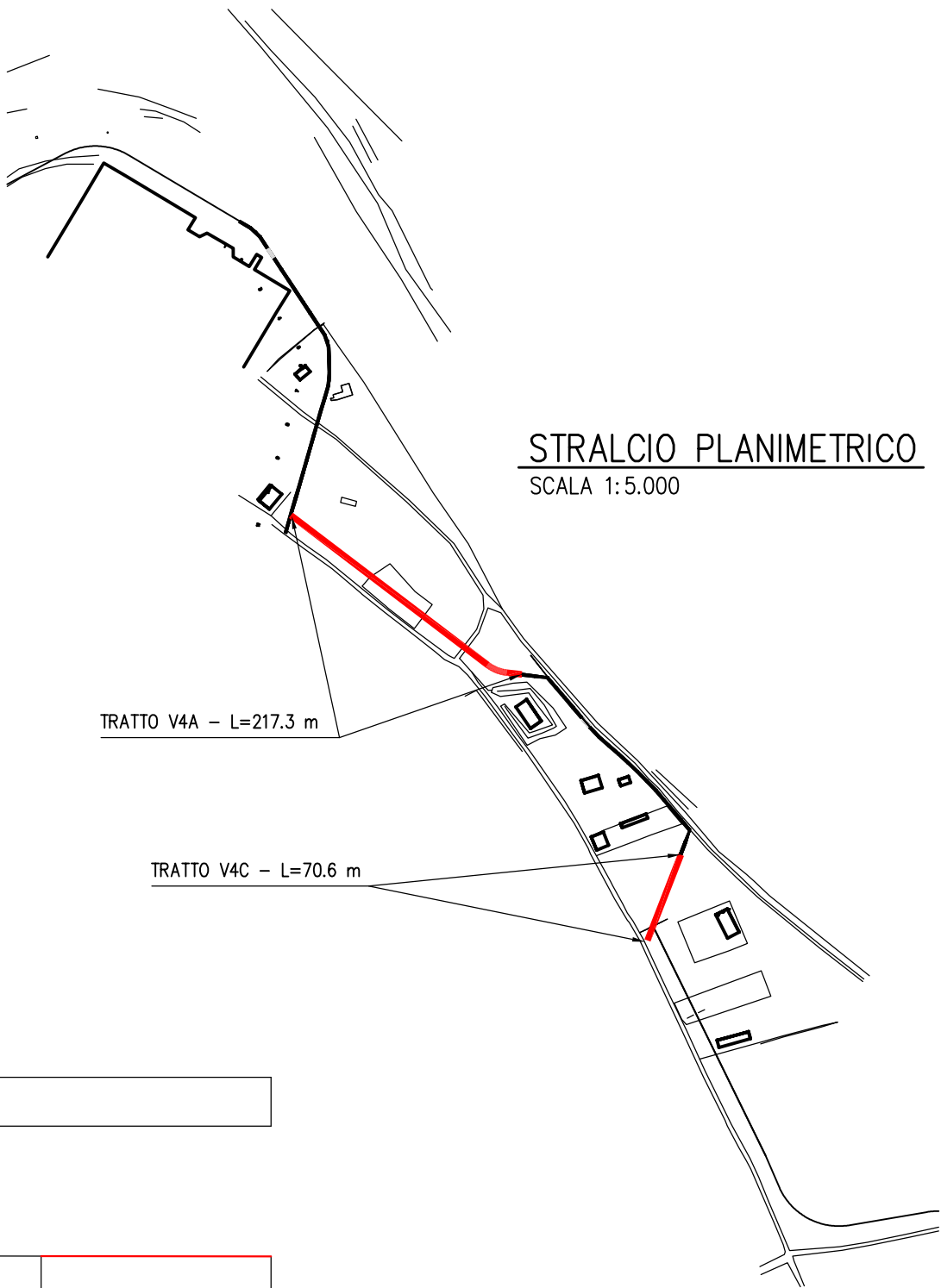
SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO V4A e V4C

SCALA 1:100



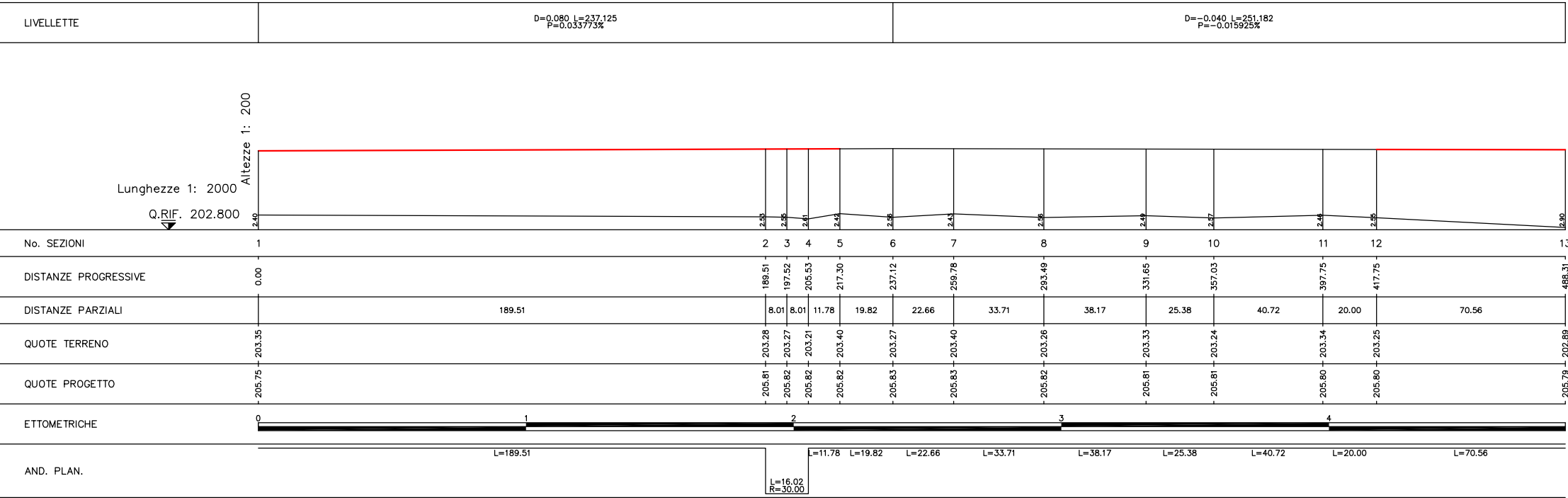
STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:5.000



PROFILO LONGITUDINALE TRATTO V4A e V4C

SCALA 1:200/2.000



FLAC (Version 4.00)

LEGEND

17-Jul-07 10:32

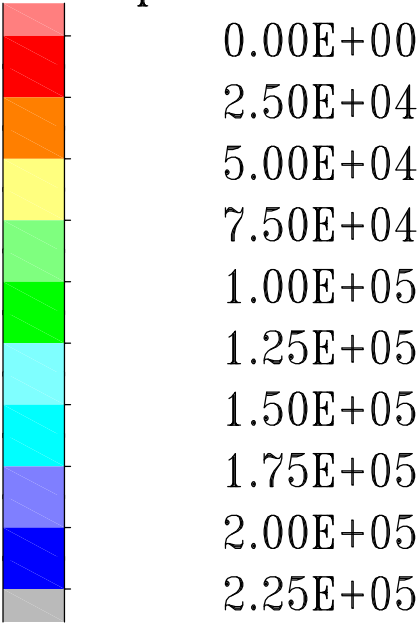
step 881

-1.823E+01 <x< 5.423E+01

-4.723E+01 <y< 2.523E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.297E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

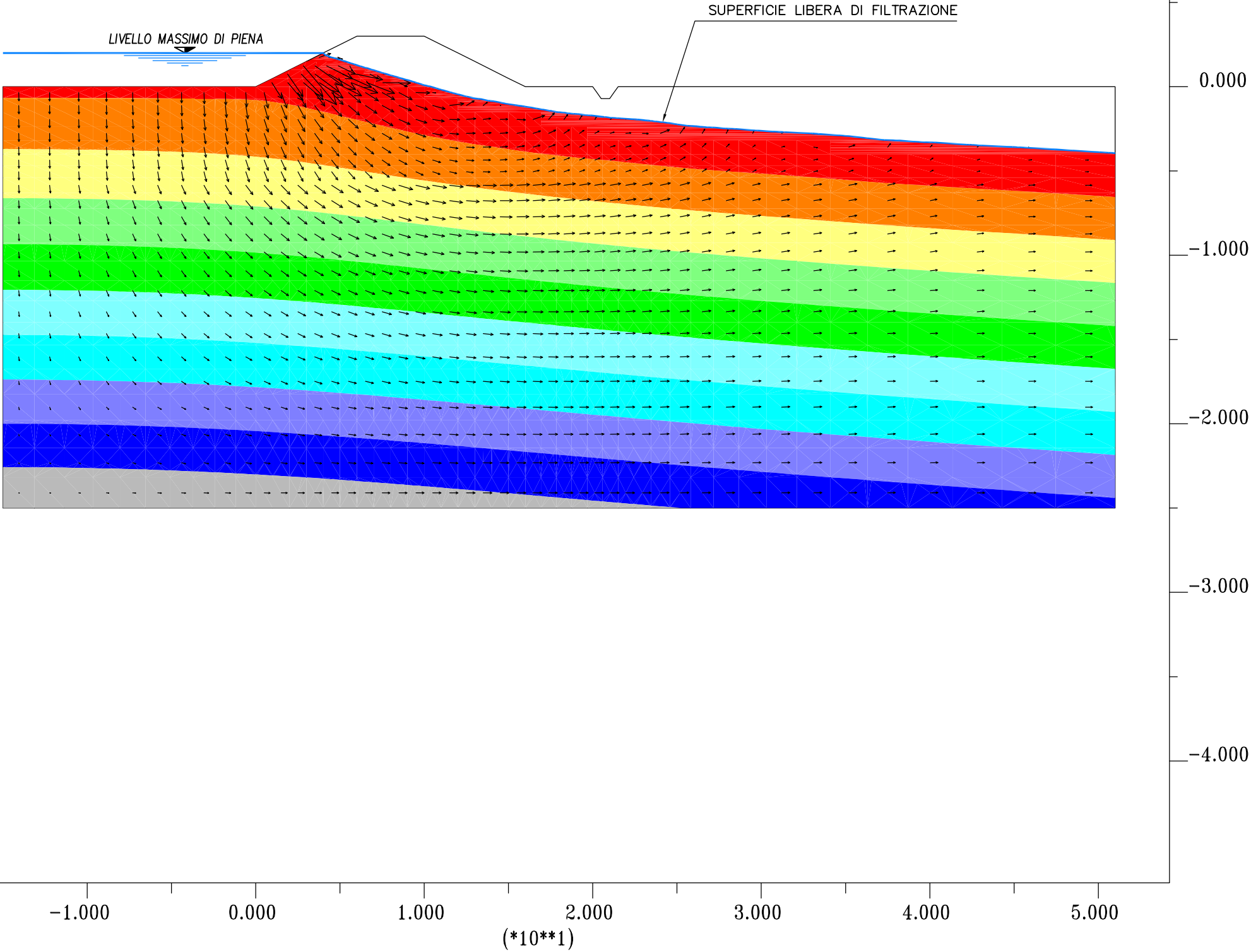
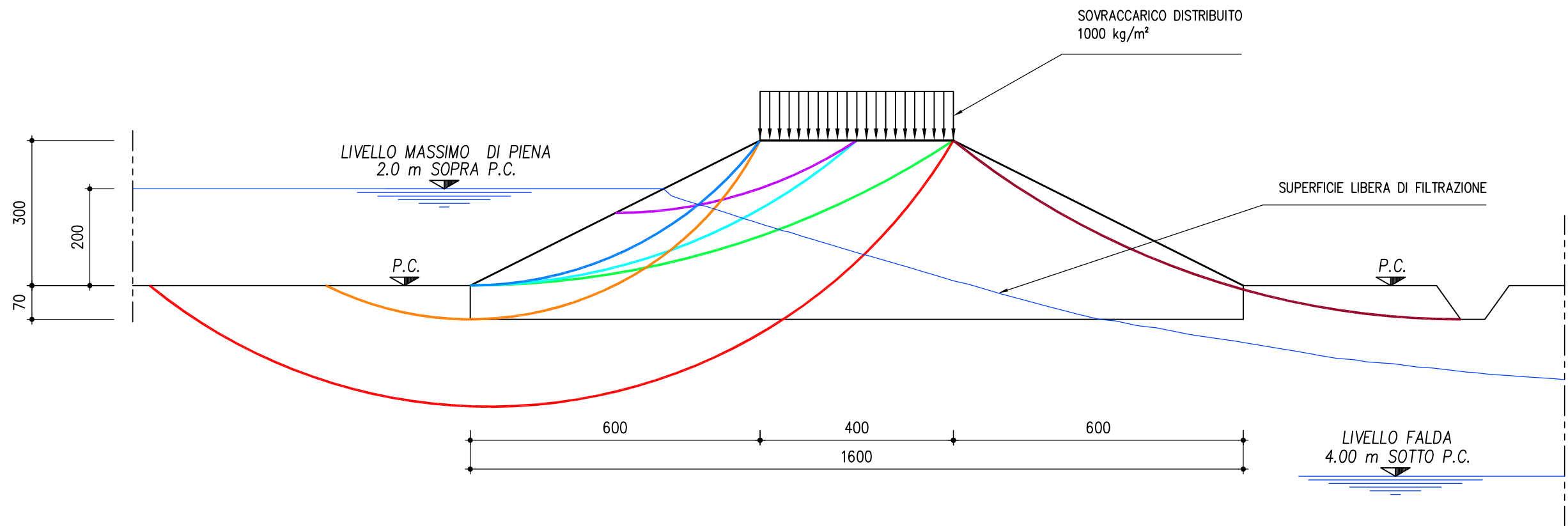


Fig.V4-3a: ORNAVASSO-TRATTO V4, SUBTRATTI A e C – CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5	6	7
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.37	1.52	1.94	1.90	–	1.84	1.46
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.48	1.67	2.11	1.97	1.90	1.92	1.88
RILEVATO SECCO + SISMA	1.25	1.48	1.69	1.59	1.48	1.57	1.41



4.4.3 Ornavasso, Mergozzo - TRATTO V5

Il rilevato arginale previsto nel tratto V5 nei comuni di Ornavasso e Mergozzo (vedi figura V5-1) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 1.2 m e 3.85 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 10.0 m e 19.0 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto sarà privo di protezioni, con entrambi i paramenti ricoperti solo da terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbiti. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.3.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 4 metri, larghezza alla base pari a 20 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 70.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 3 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.60 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 2.60 m e 5.40 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura V5-2 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.3.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura V5-3 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

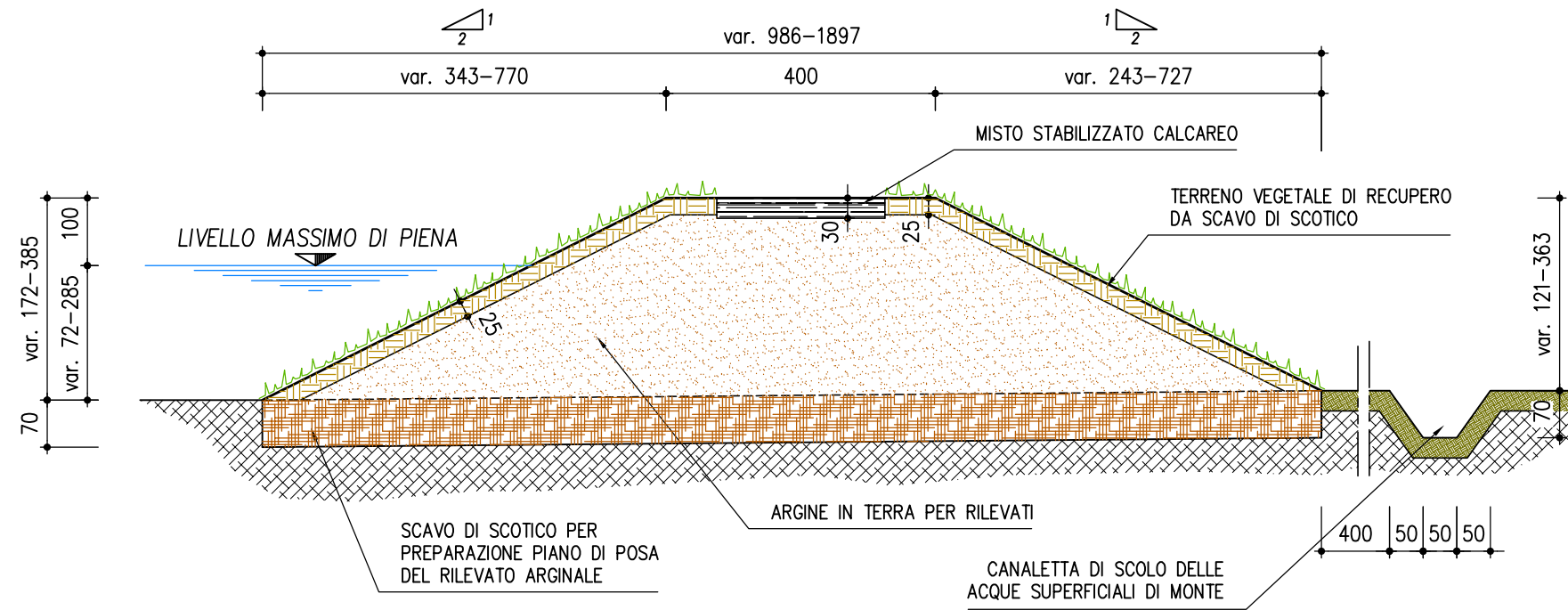
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.27**.

Fig.V5-1: ORNAVASSO MERGOZZO-TRATTO V5

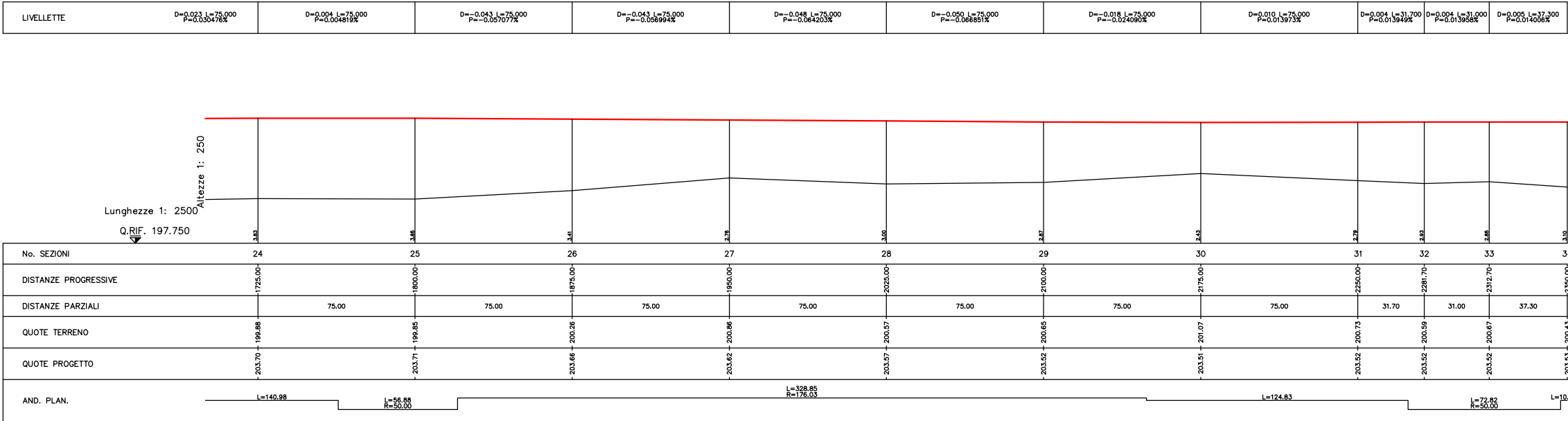
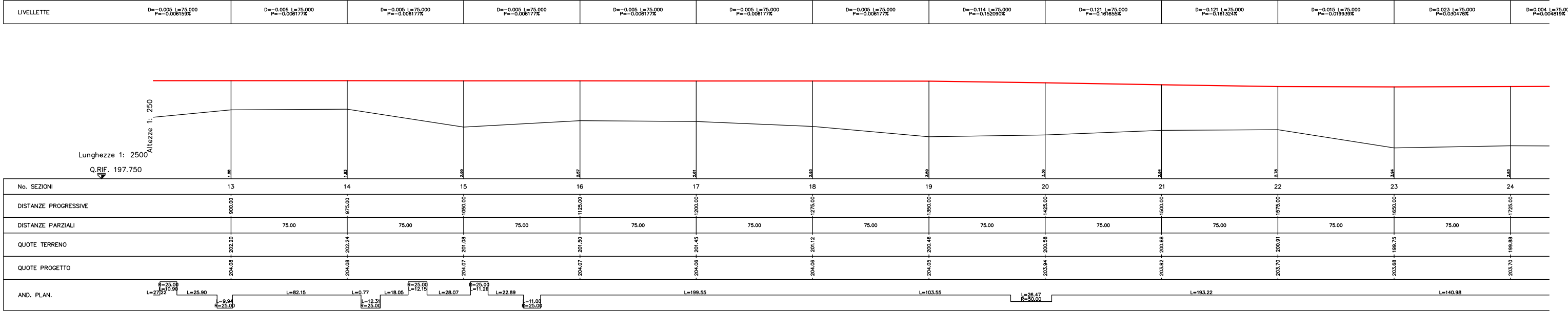
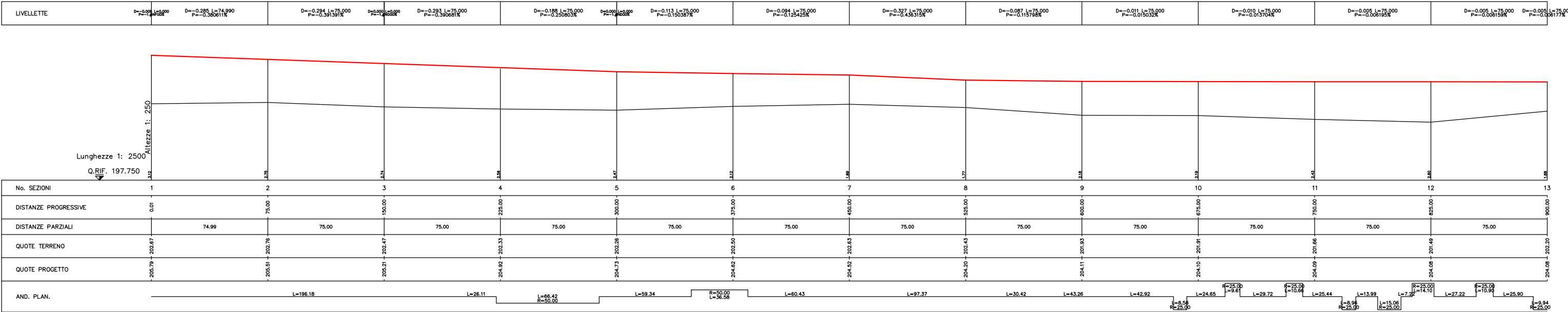
SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO V5

SCALA 1:100



TRATTO V5 - L=2350.0 m

Fig.V5-2: ORNAVASSO MERGOZZO-TRATTO V5



PROFILO LONGITUDINALE TRATTO V5
SCALA 1:250/2.500

Fig.V5-3: ORNAVASSO MERGOZZO-TRATTO V5 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

17-Jul-07 19:02

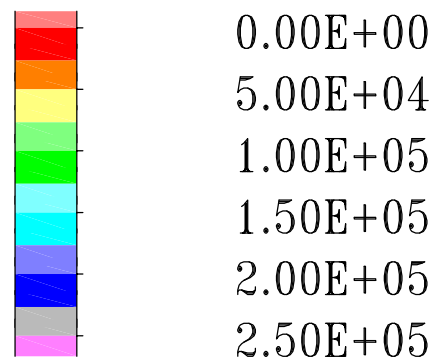
step 1459

-1.774E+01 <x< 5.774E+01

-4.824E+01 <y< 2.724E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Contour interval= 2.50E+04

Flow vectors

Max Vector = 2.705E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

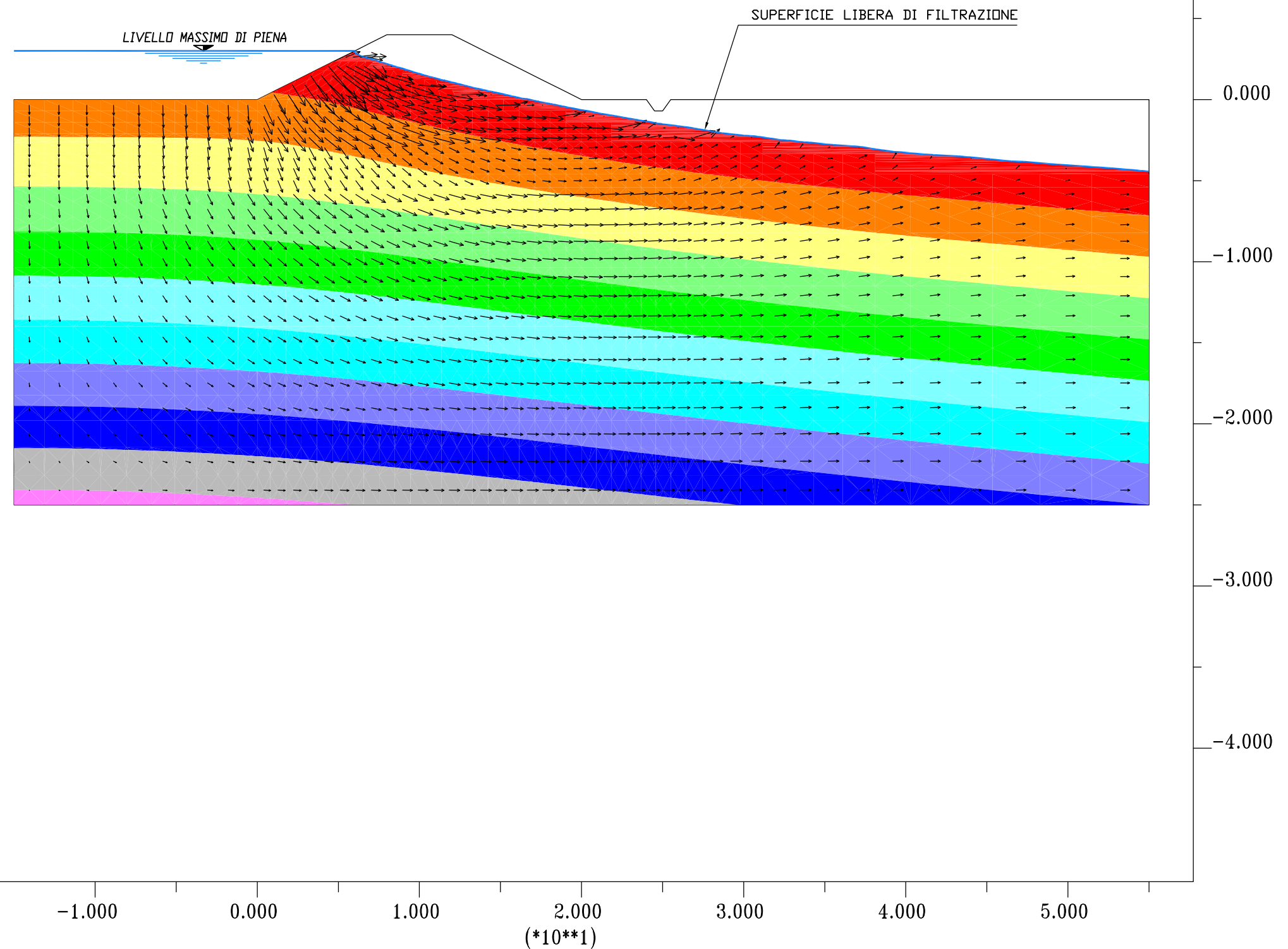
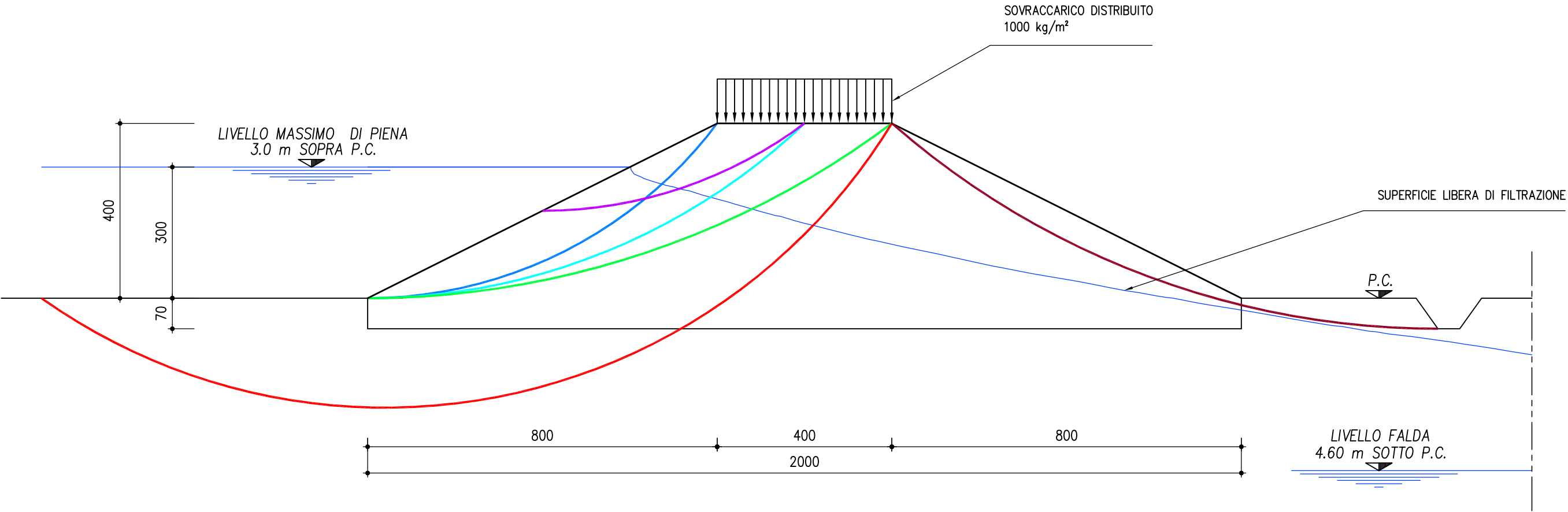


Fig.V5-4: ORNAVASSO MERGOZZO-TRATTO V5 - CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5	6
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.40	1.47	1.75	—	1.70	1.47
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.51	1.61	1.99	1.82	1.82	1.82
RILEVATO SECCO + SISMA	1.27	1.41	1.64	1.48	1.63	1.35



4.4.4 Mergozzo - TRATTO G1 SUBTRATTO A

Il rilevato arginale previsto nel subtratto A del tratto G1 del comune di Mergozzo (vedi figura G1-1a) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 1.6 m e 4.0 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 10.5 m e 15.5 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto sarà privo di protezioni, con entrambi i paramenti ricoperti solo da terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbiti. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.4.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 4 metri, larghezza alla base pari a 20 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 70.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 3 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.60 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso fino ad una profondità rispetto al piano campagna di 2.60 m; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G1-2a si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.4.2 Risultati delle verifiche di stabilità

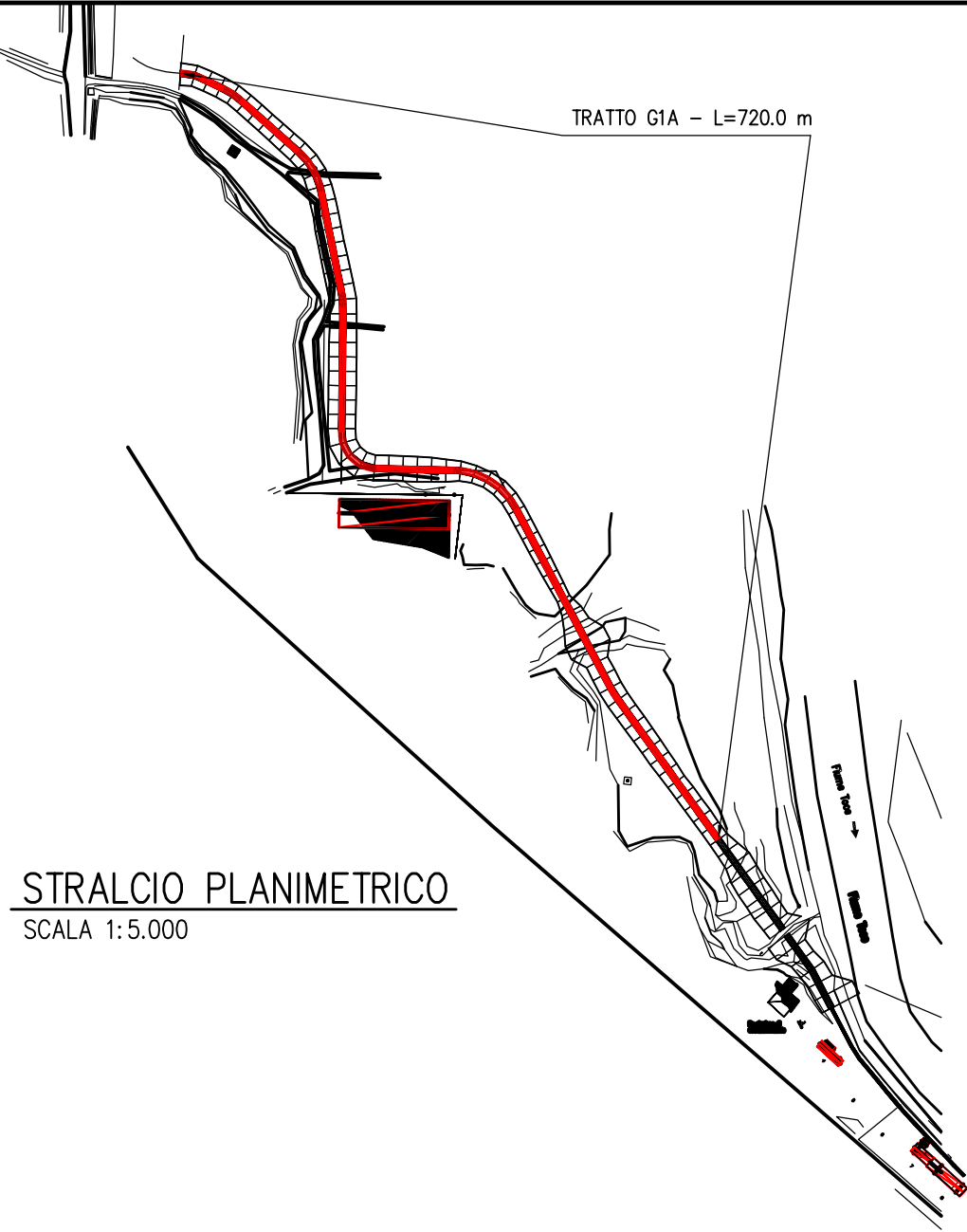
In figura G1-3a sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

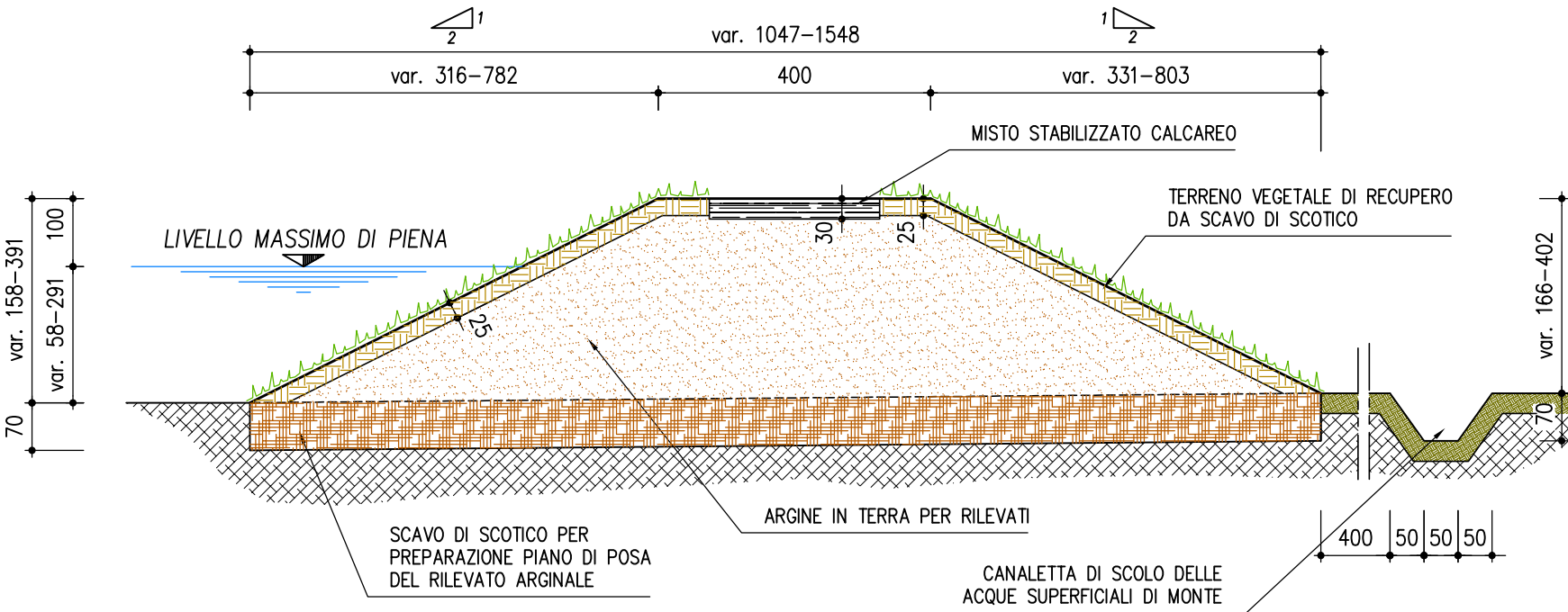
Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.27**.

Fig.G1-1a: MERGOZZO-TRATTO G1, SUBTRATTO A

STRALCIO PLANIMETRICO
SCALA 1:5.000



SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO G1, SUBTRATTO A
SCALA 1:100



PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G1, SUBTRATTO A
SCALA 1:100/1.000

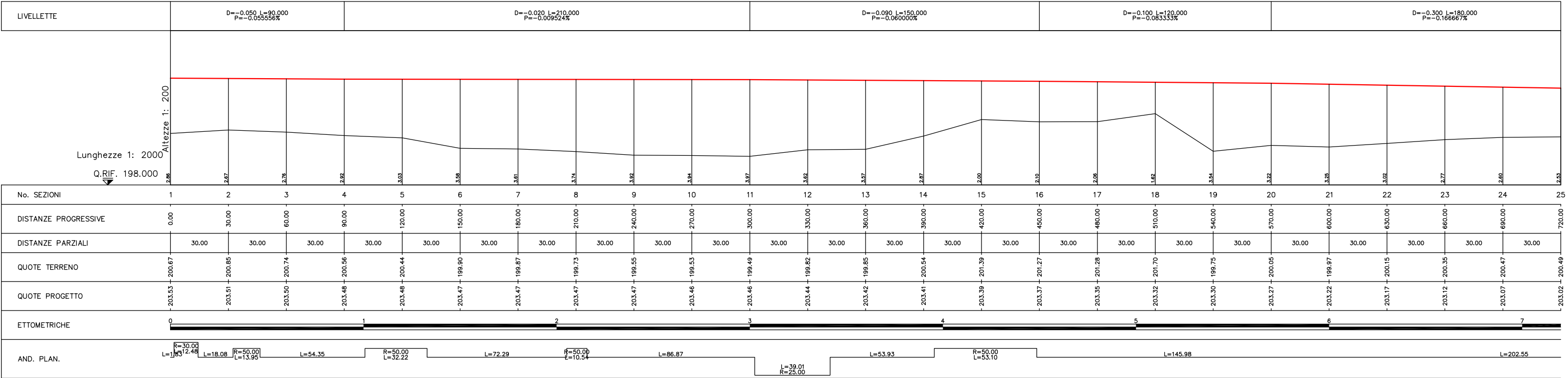


Fig.G1-2a: MERGOZZO-TRATTO G1, SUBTRATTO A - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

19-Jul-07 13:06

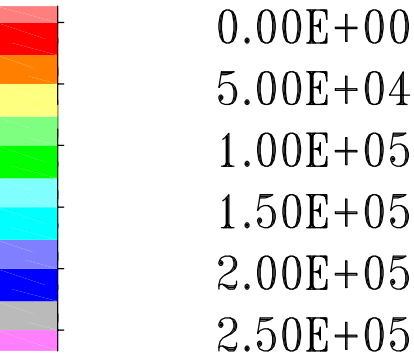
step 1459

-1.843E+01 <x< 5.843E+01

-4.893E+01 <y< 2.793E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.772E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

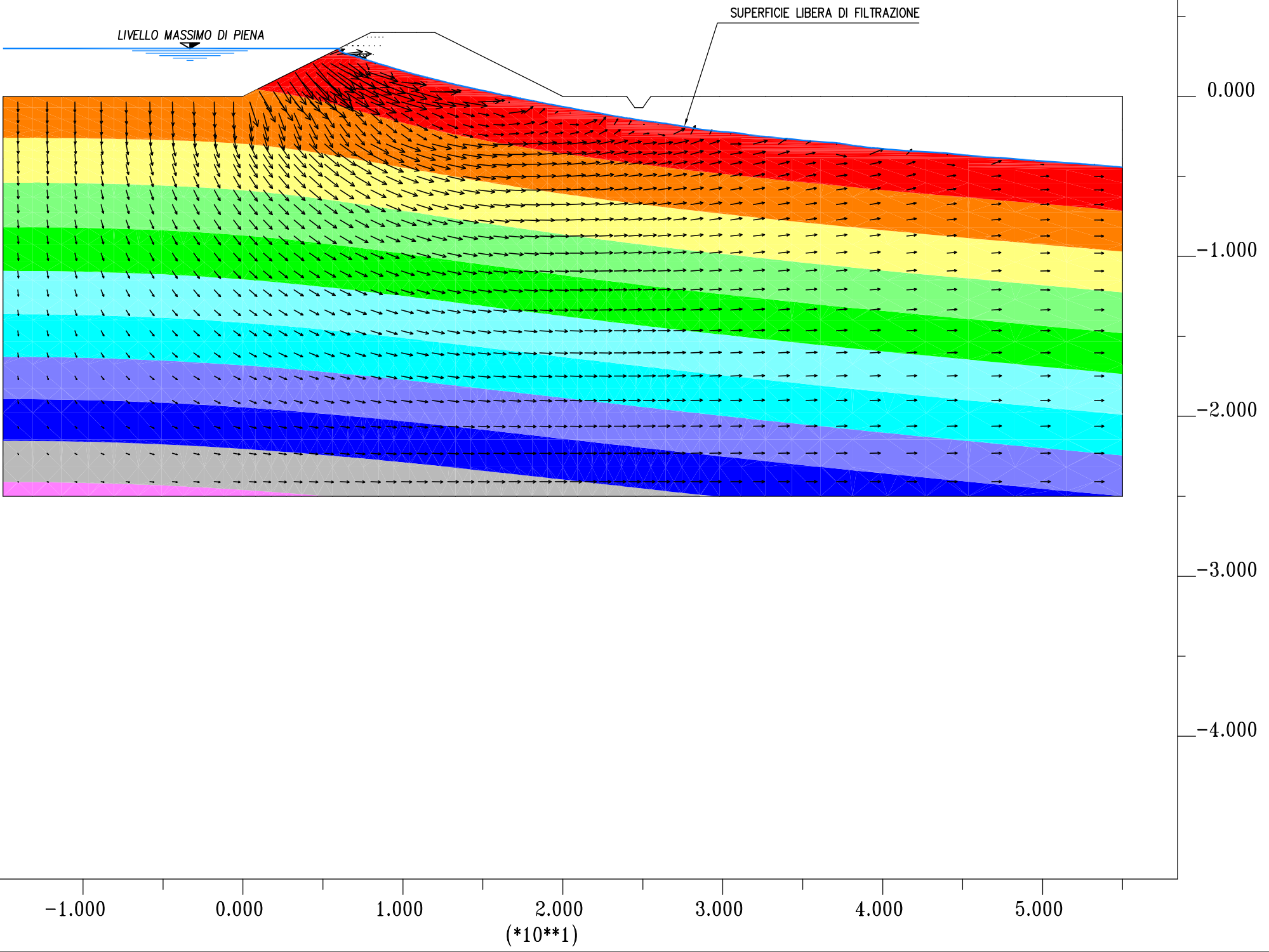
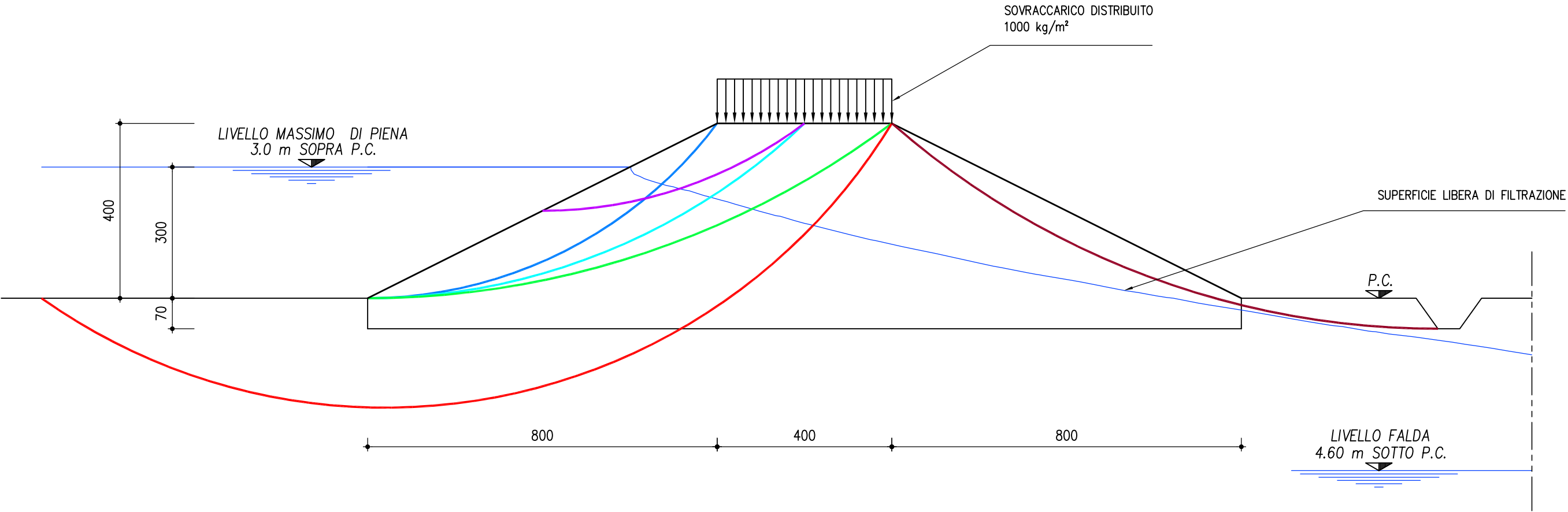


Fig.G1–3a: MERGOZZO–TRATTO G1, SUBTRATTO A – CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5	6
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.40	1.47	1.75	–	1.70	1.47
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.51	1.61	1.99	1.82	1.82	1.82
RILEVATO SECCO + SISMA	1.27	1.41	1.64	1.48	1.63	1.35



4.4.5 Mergozzo - TRATTO G1 SUBTRATTO B

Il rilevato arginale previsto nel subtratto B del tratto G1 del comune di Mergozzo (vedi figura G1-1b) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 3.5 m e 5.0 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 17.0 m e 22.2 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.5.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 5 metri, larghezza alla base pari a 24 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 85.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 4 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.10 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso fino ad una profondità rispetto al piano campagna di 1.60 m; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G1-2b si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

4.4.5.2 Risultati della verifica al sifonamento

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione da' luogo a fuoriuscite d'acqua in corrispondenza del canale di scolo; il valore massimo del gradiente al piede del canale (velocità massima nella zona maggiormente esposta ai fenomeni di sifonamento pari a 3.0×10^{-3} cm/s) risulta pari a circa 0.13, mentre il gradiente critico è pari a 0.9. Ne consegue che il fattore di sicurezza è circa pari a 7, quindi la verifica ha esito positivo.

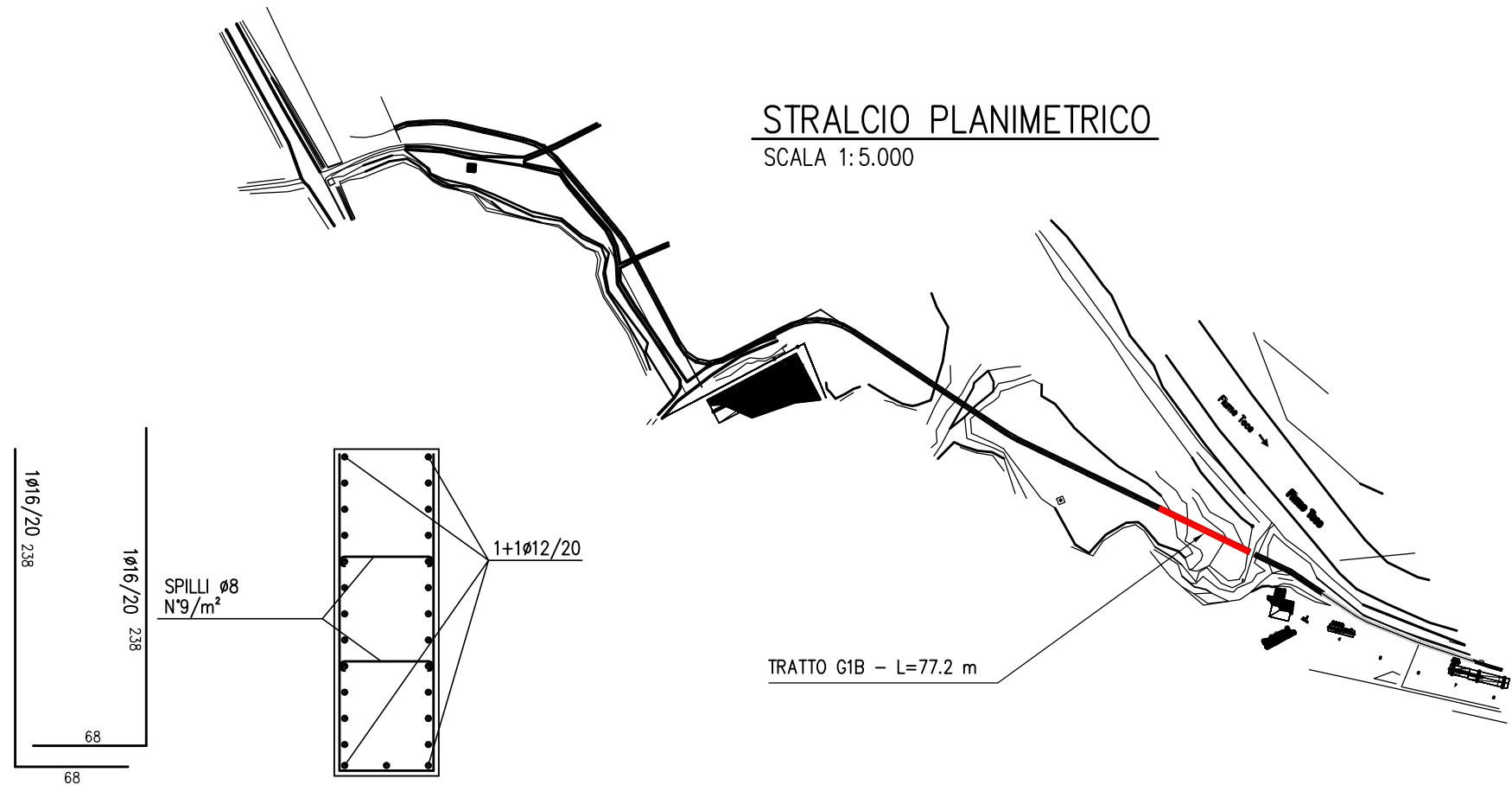
4.4.5.3 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura G1-3b sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

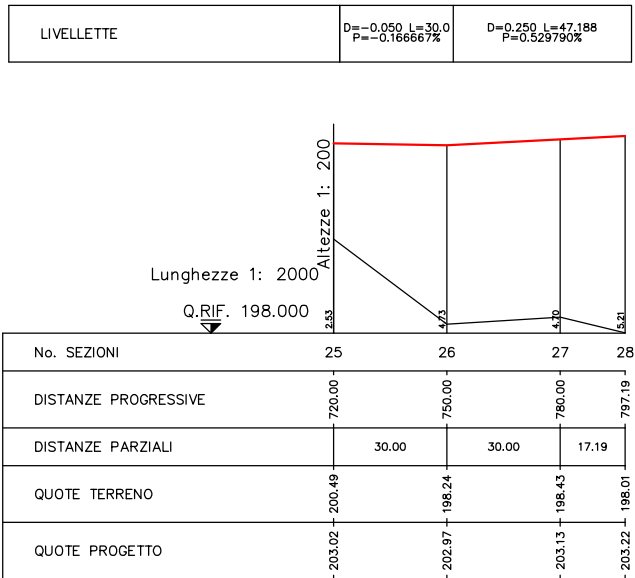
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.28**.

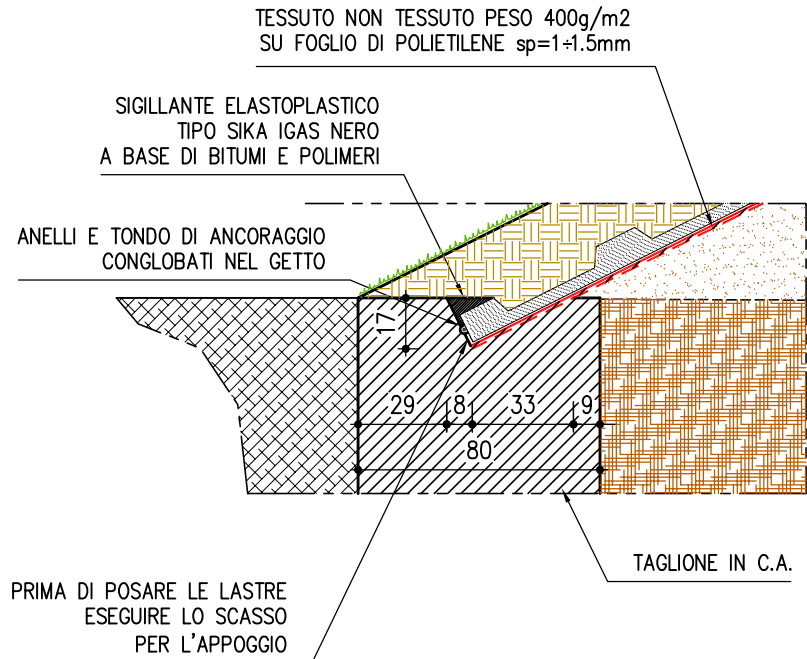
Fig.G1-1b: MERGOZZO-TRATTO G1, SUBTRATTO B



PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G1, SUBTRATTO B
SCALA 1:200/2.000



PART. ARMATURA TAGLIONE
SCALA 1:50



PART. APPOGGIO LASTRE
SCALA 1:25

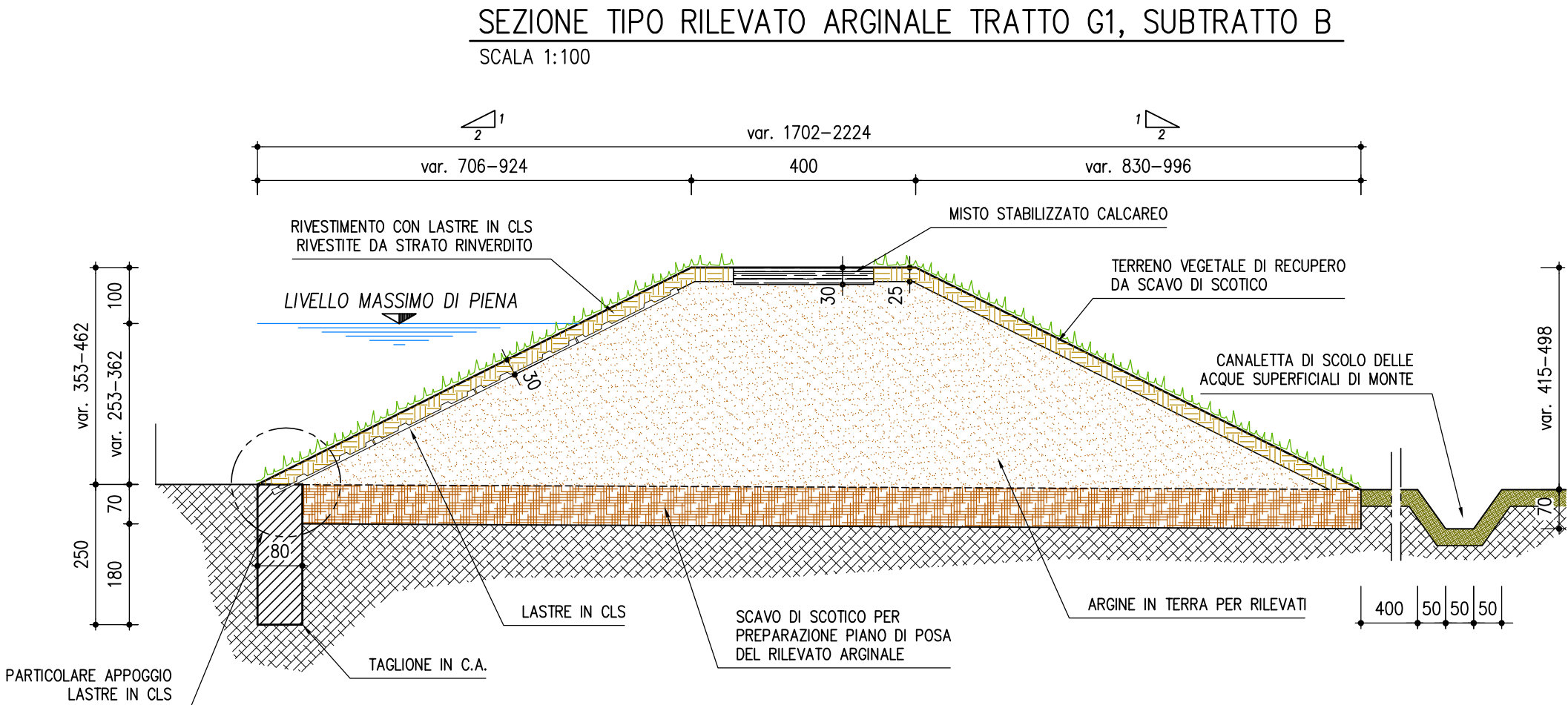


Fig.G1-2b: MERGOZZO-TRATTO G1, SUBTRATTO B - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

25-Jul-07 10:12

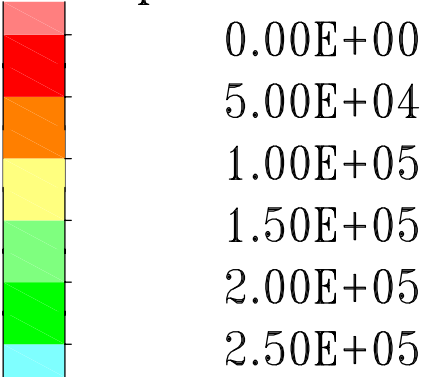
step 1861

-1.916E+01 <x< 7.416E+01

-5.666E+01 <y< 3.666E+01

Cons. Time 4.6800E+04

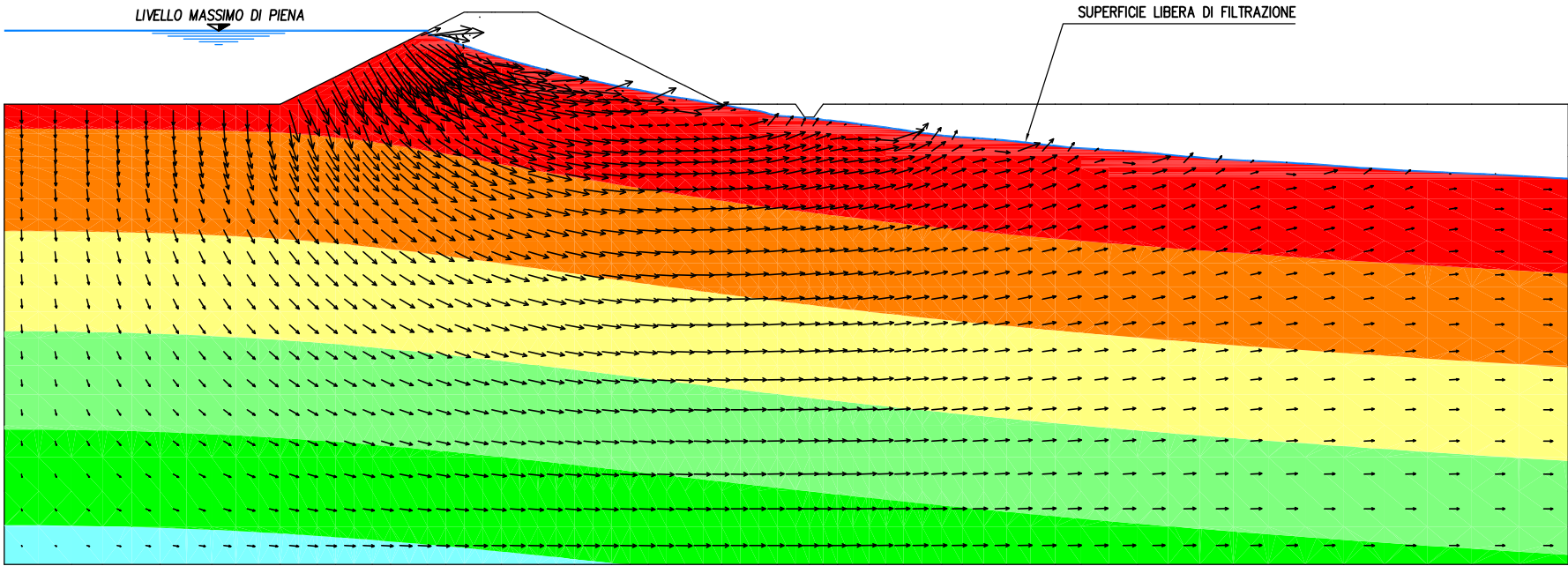
Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 3.04E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

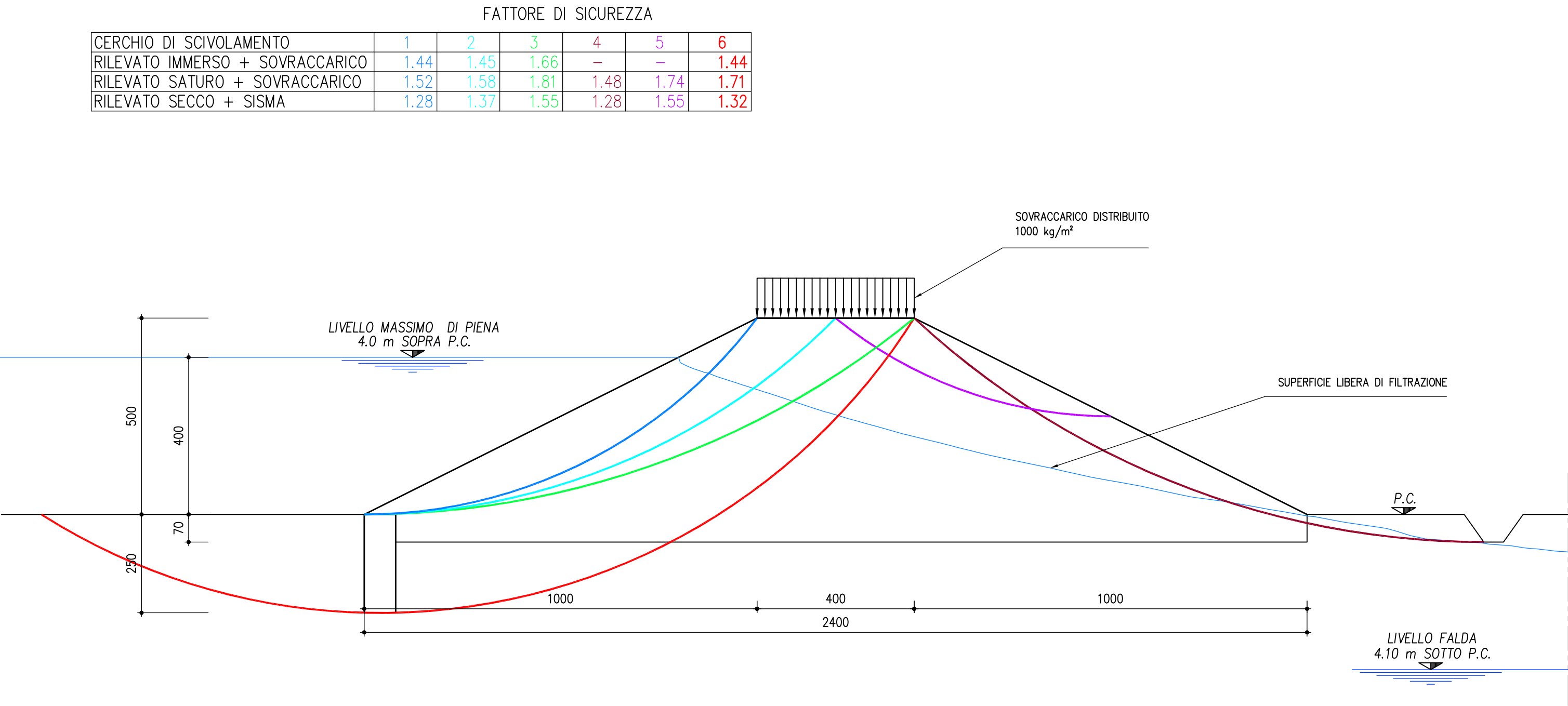


-1.000 0.000 1.000 2.000 3.000 4.000 5.000 6.000 7.000

(*10**1)

3.000
2.000
1.000
0.000
-1.000
-2.000
-3.000
-4.000
-5.000

Fig.G1–3b: MERGOZZO–TRATTO G1, SUBTRATTO B – CERCHI DI SCIVOLAMENTO
 SCALA 1:100



4.4.6 Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO A

Il rilevato arginale previsto nel subtratto A del tratto G2 del comune di Mergozzo (vedi figura G2-1a) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 8.7 m e 10.0 m circa, lato Toce e fra 2.6 m e 6.9 m circa, lato campagna. La larghezza alla base sarà compresa fra 29.5 m e 35.3 m circa, mentre quella in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri. Entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1, inoltre sarà presente, lato Toce, una banca di larghezza pari a 3.5 m ad un'altezza di 4.00 metri dal piede del rilevato.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto da una mantellata in massi di cava di peso compreso tra 1200 e 1600 kg/cad. e di spessore pari a 70 cm il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). Al piede del rilevato sarà realizzata una berma, sempre in massi di cava, di peso compreso tra 1800 e 2000 kg/cad. e di dimensioni pari a 200 x 310 cm. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito.

4.4.6.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 10 metri, larghezza alla base pari a 31.3 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 80.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 9 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.10 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso fino ad una profondità rispetto al piano campagna di 1.60 m; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G2-2a si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

4.4.6.2 Risultati della verifica al sifonamento

Come si osserva dalla suddetta figura la linea di filtrazione è prossima al piano campagna in corrispondenza del piede dell'argine; il valore massimo del gradiente (velocità massima nella zona maggiormente esposta ai fenomeni di sifonamento pari a 4.6×10^{-3} cm/s) risulta pari a circa 0.1, mentre il gradiente critico è pari a 0.9. Ne consegue che il fattore di sicurezza è circa pari a 9, quindi la verifica ha esito positivo.

4.4.6.3 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura G2-3a sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

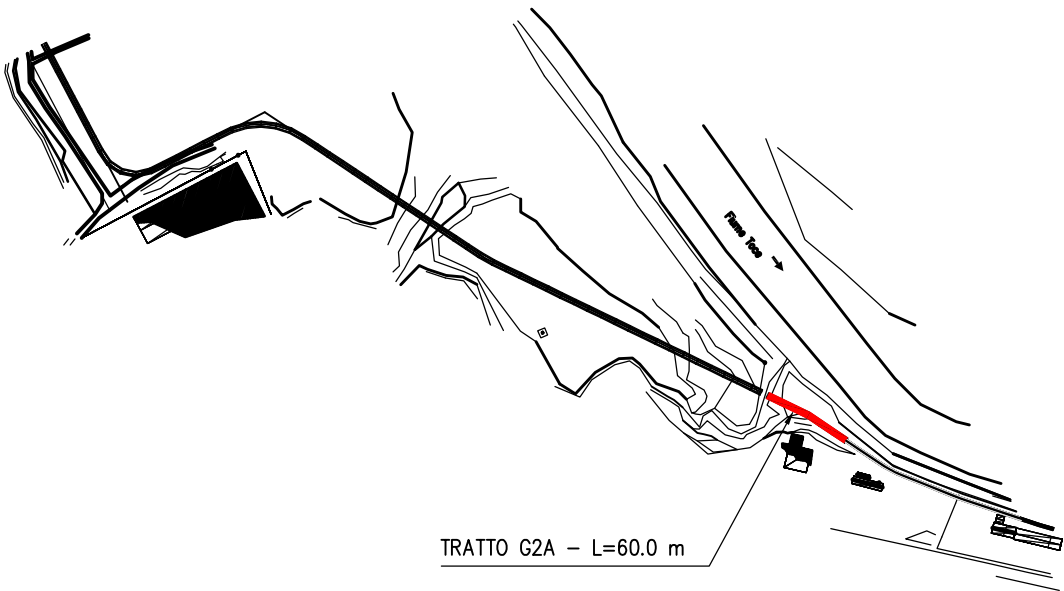
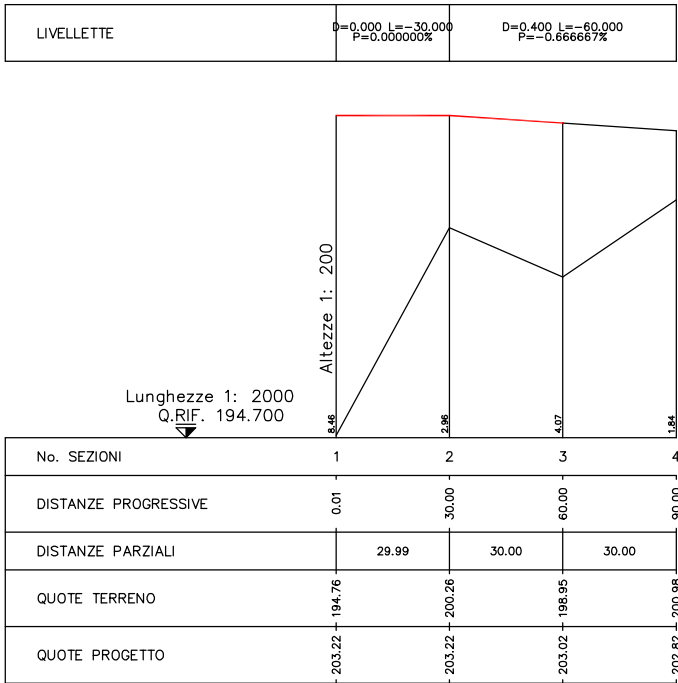
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.44**.

Fig.G2-1a: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO A

PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G2, SUBTRATTO A

SCALA 1:200/2.000



STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:2.000

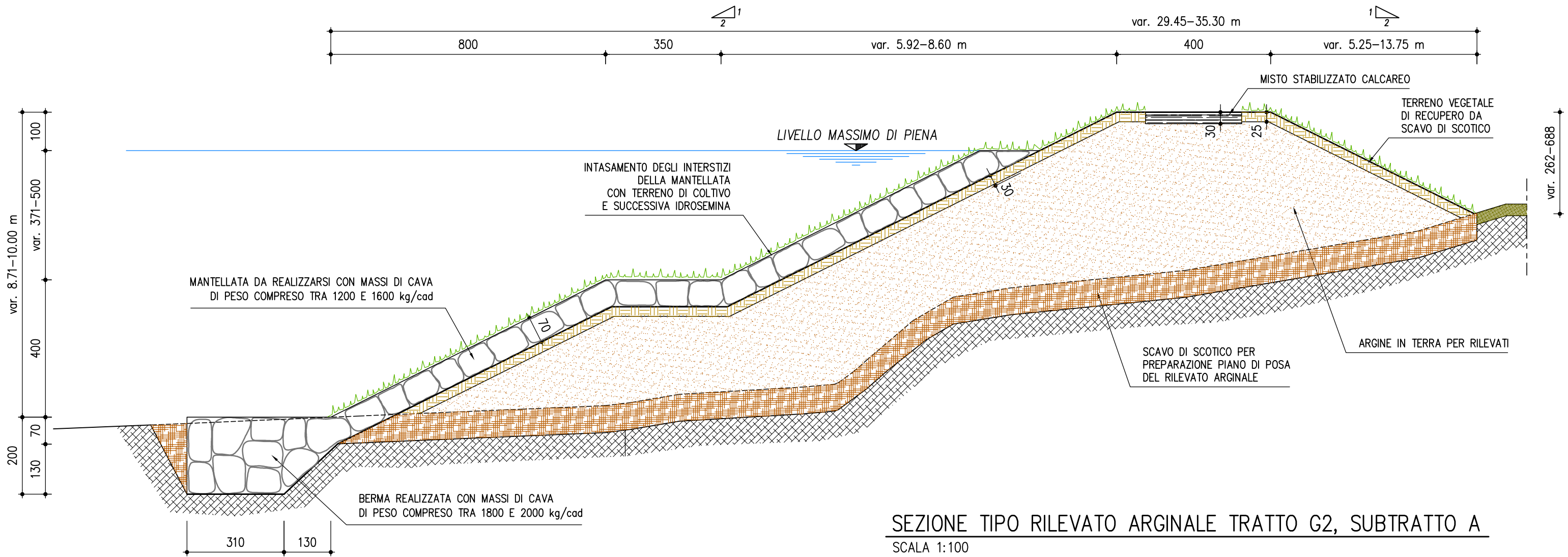


Fig.G2-2a: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO A - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

25-Jul-07 12:05

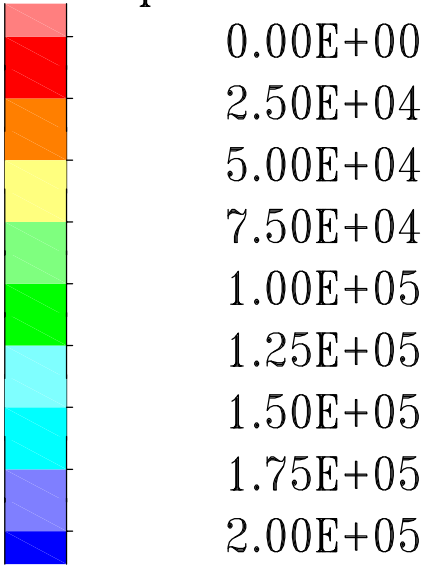
step 1104

-1.892E+01 <x< 6.892E+01

-5.212E+01 <y< 3.572E+01

Cons. Time 4.6800E+04

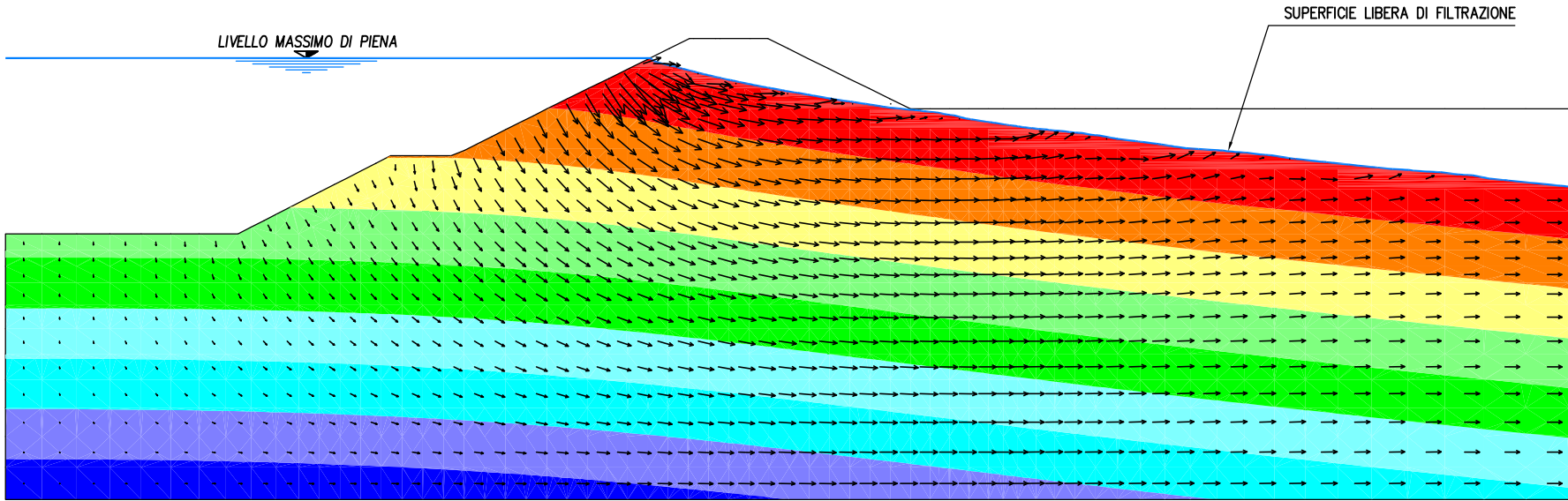
Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.20E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano



-1.000 0.000 1.000 2.000 3.000 4.000 5.000 6.000

(*10**1)

2.500

1.500

0.500

-0.500

-1.500

-2.500

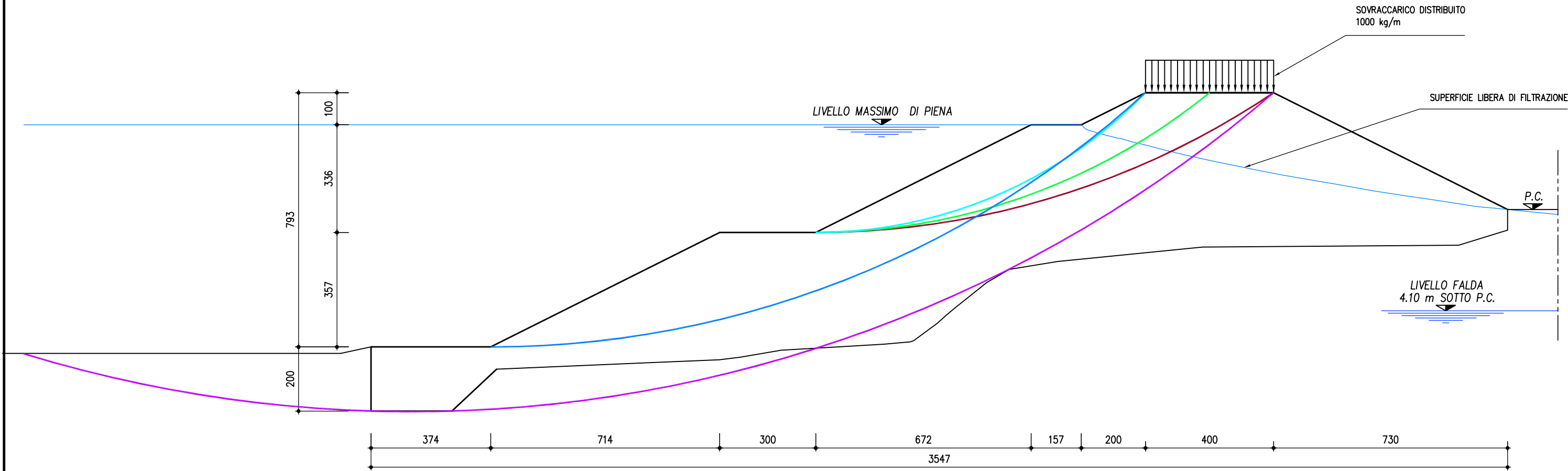
-3.500

-4.500

Fig.G2-3a: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO A - CERCHI DI SCIVOLAMENTO

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.92	1.64	1.73	1.91	1.78
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.96	1.73	1.88	2.10	1.93
RILEVATO SECCO + SISMA	1.6	1.44	1.60	1.78	1.49



4.4.7 Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO C

Il rilevato arginale previsto nel subtratto C del tratto G2 del comune di Mergozzo (vedi figura G2-1c) sarà di forma trapezoidale, con altezza a partire dal piano campagna che raggiungerà 2.20 m circa e larghezza alla base compresa fra 8.6 m e 12.5 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.7.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 2.20 metri, larghezza alla base pari a 12.5 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 63.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.0 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.10 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso al di sopra di 1.00 m e al di sotto di 5.80 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G2-2c si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.7.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura G2-3c sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico

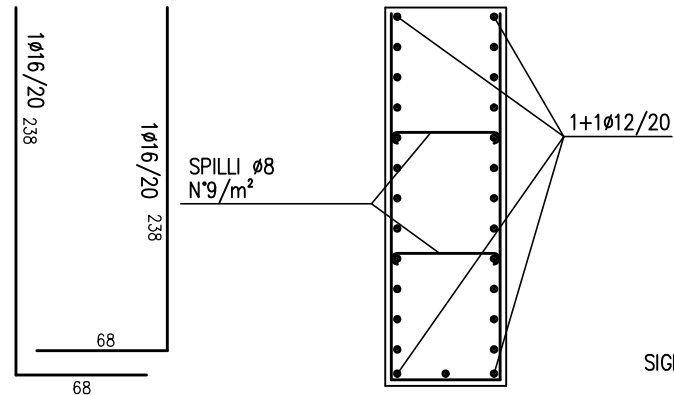
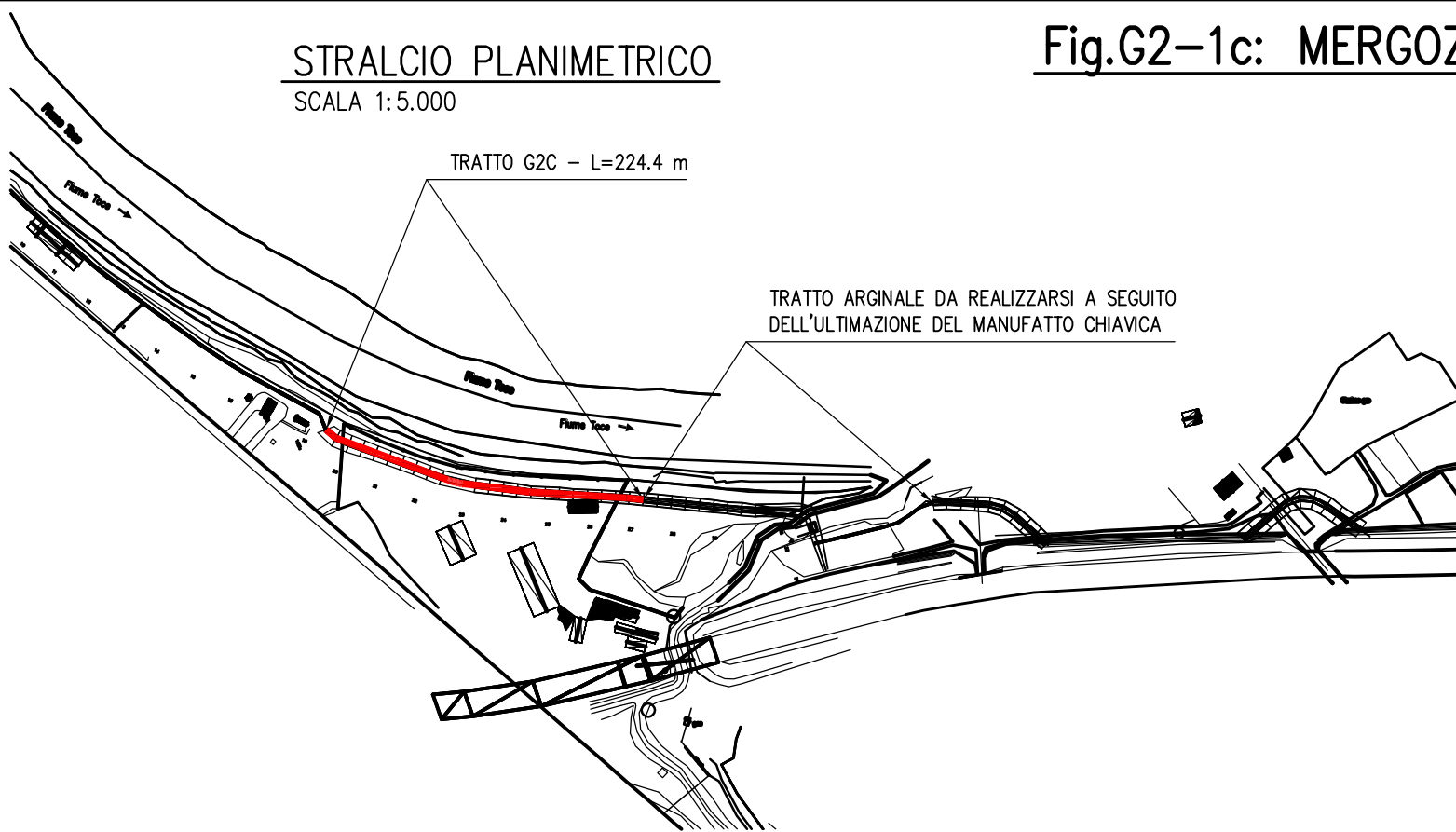
considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.26**.

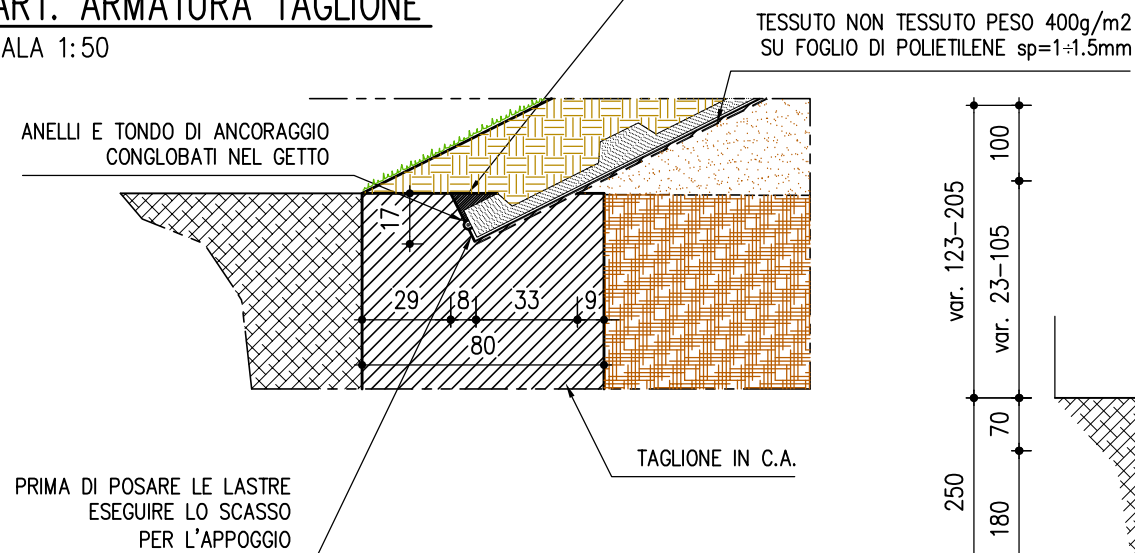
STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:5.000



PART. ARMATURA TAGLIONE

SCALA 1:50



PART. APPOGGIO LASTRE

SCALA 1:25

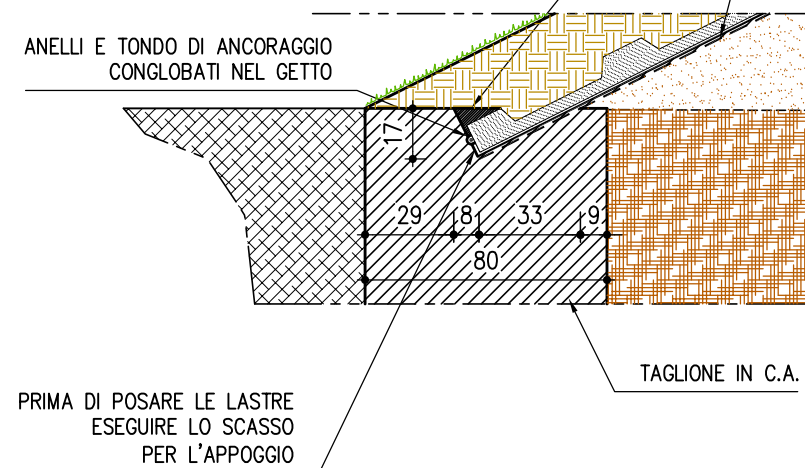
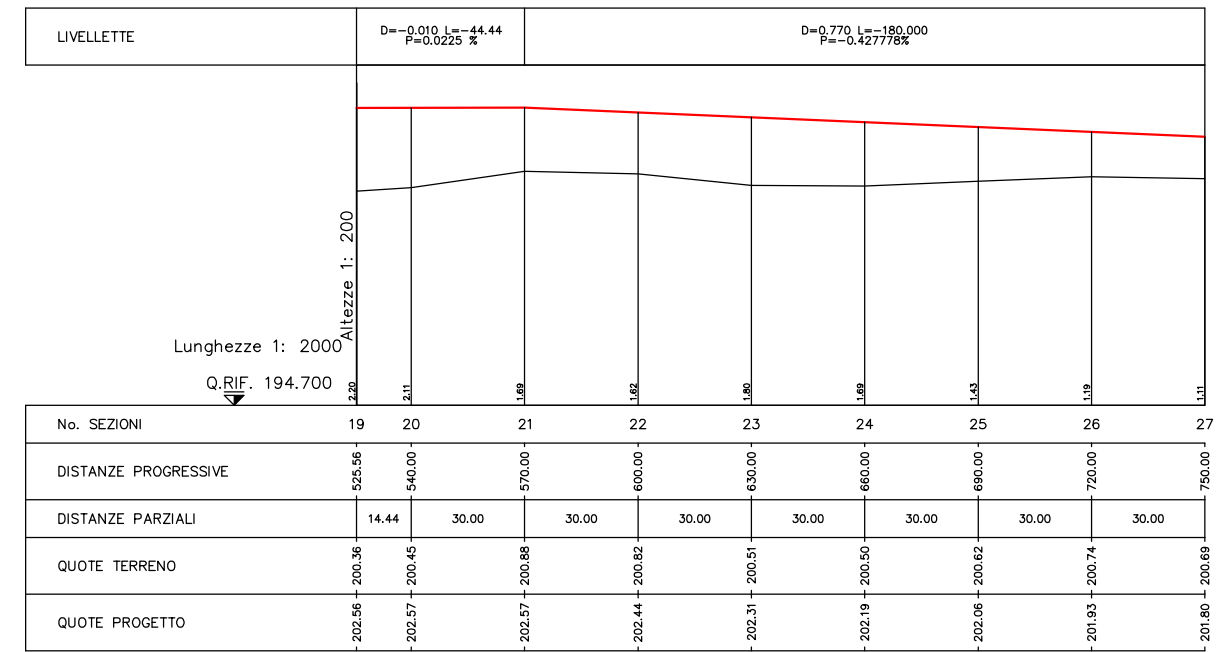


Fig.G2-1c: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO C

PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G2, SUBTRATTO C

SCALA 1:200/2.000



SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO G2, SUBTRATTO C

SCALA 1:100

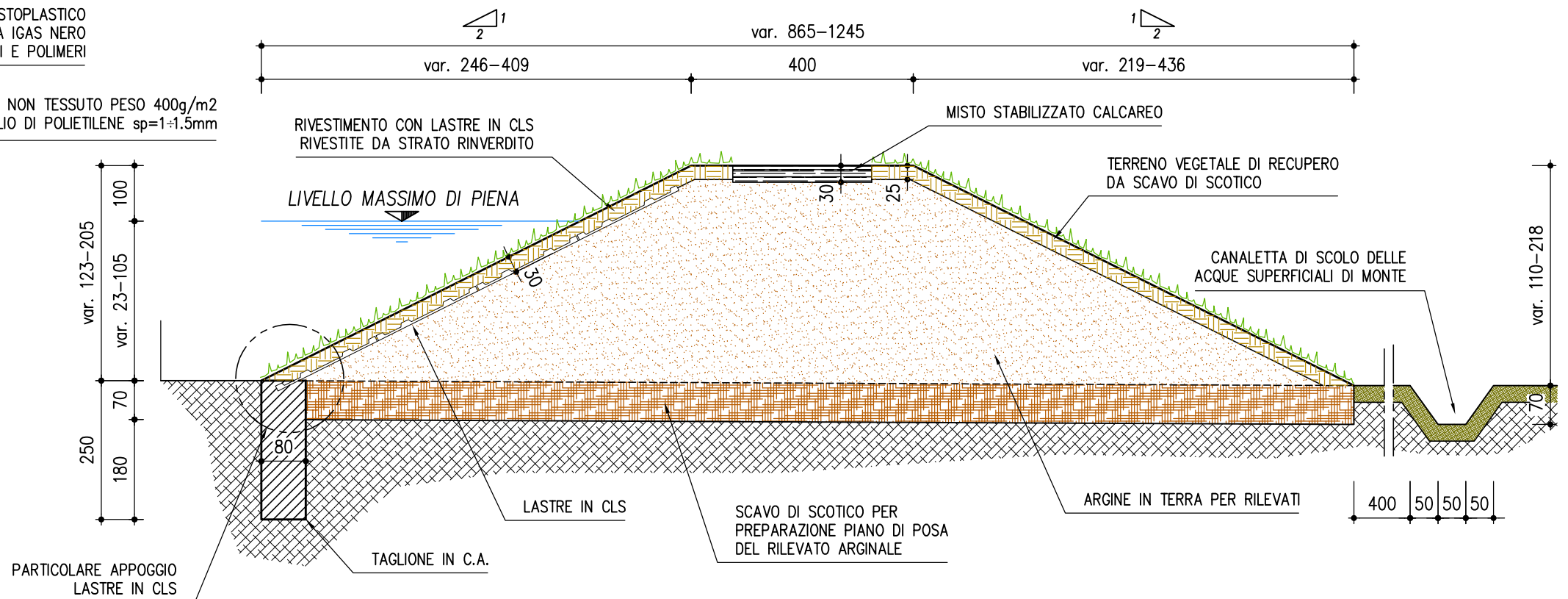


Fig.G2-2c: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO C - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

26-Jul-07 9:37

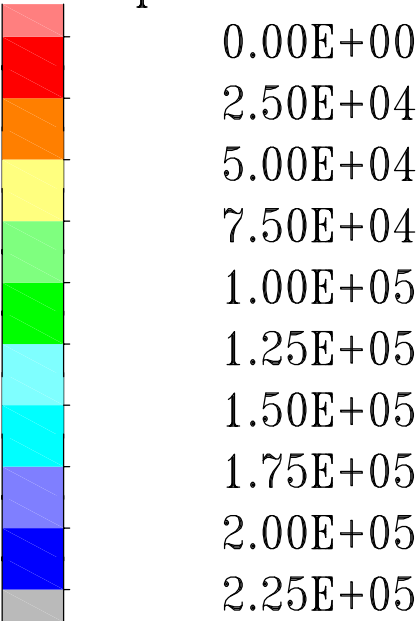
step 532

-1.808E+01 <x< 5.108E+01

-4.608E+01 <y< 2.308E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 1.984E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

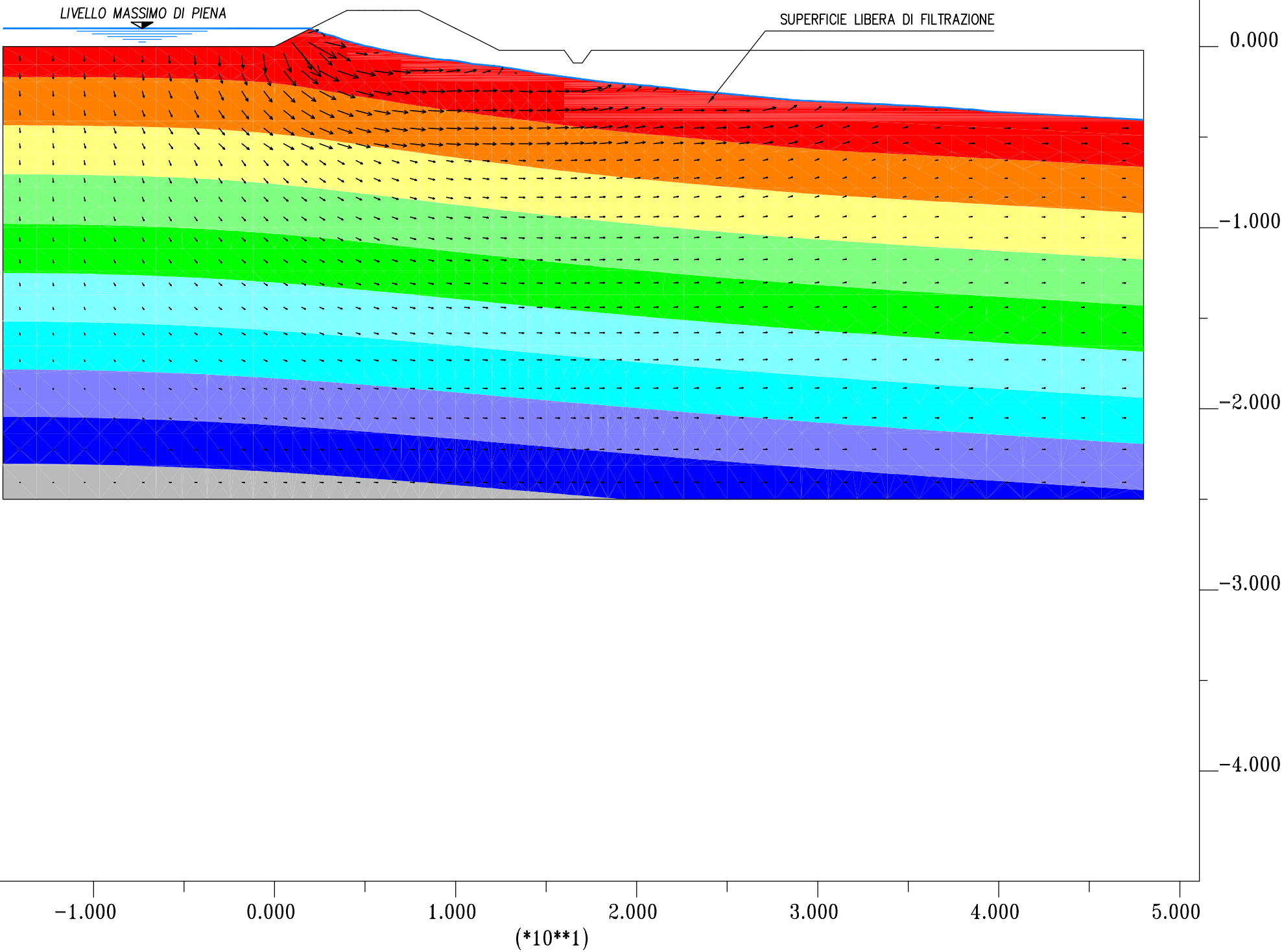
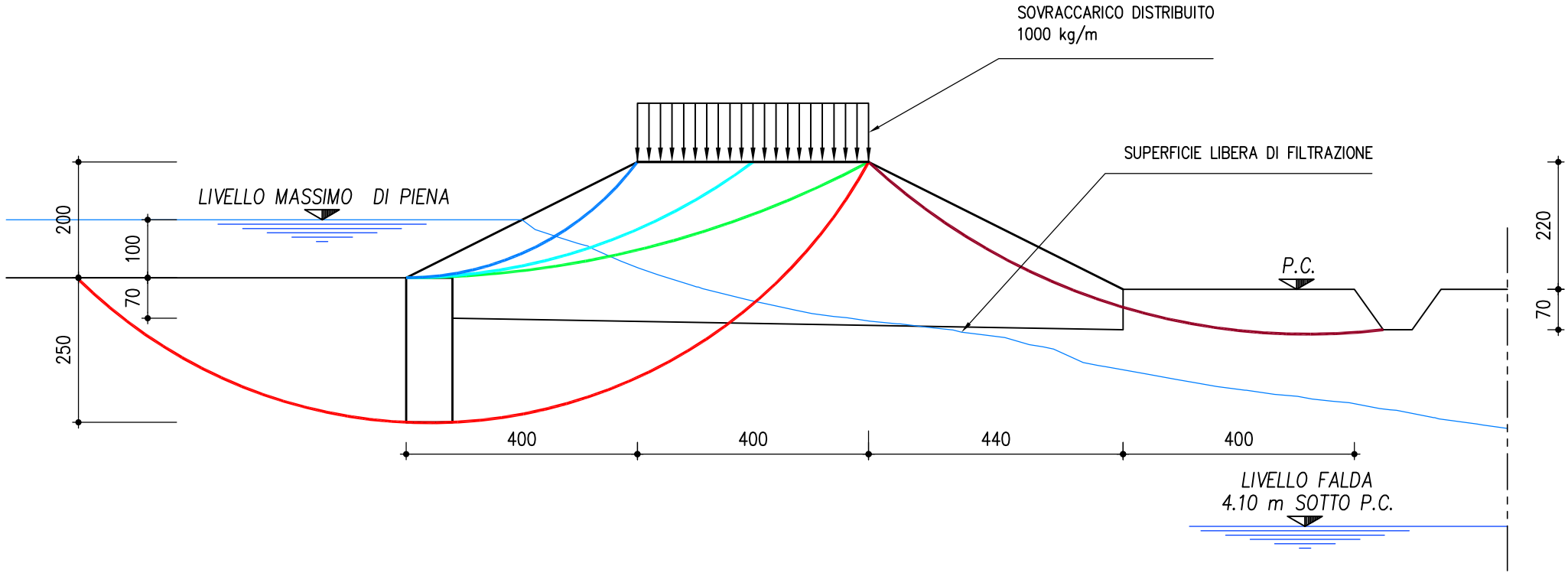


Fig.G2-3c: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO C - CERCHI DI SCIVOLAMENTO

SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.34	1.69	2.42	—	1.50
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.48	1.82	2.55	2.18	2.14
RILEVATO SECCO + SISMA	1.26	1.63	2.15	1.56	1.47



4.4.8 Gravellona - TRATTO G3

Il rilevato arginale previsto nel tratto G3 del comune di Gravellona Toce (vedi figura G3-1) sarà di forma trapezoidale, con altezza a partire dal piano campagna che raggiungerà 2.0 m circa e larghezza alla base compresa fra 6.8 m e 14.0 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.8.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 2.0 metri, larghezza alla base pari a 14 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 63.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.0 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.90 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso al di sopra di 1.00 m e al di sotto di 5.80 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G3-2 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.8.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura G3-3 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico

considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

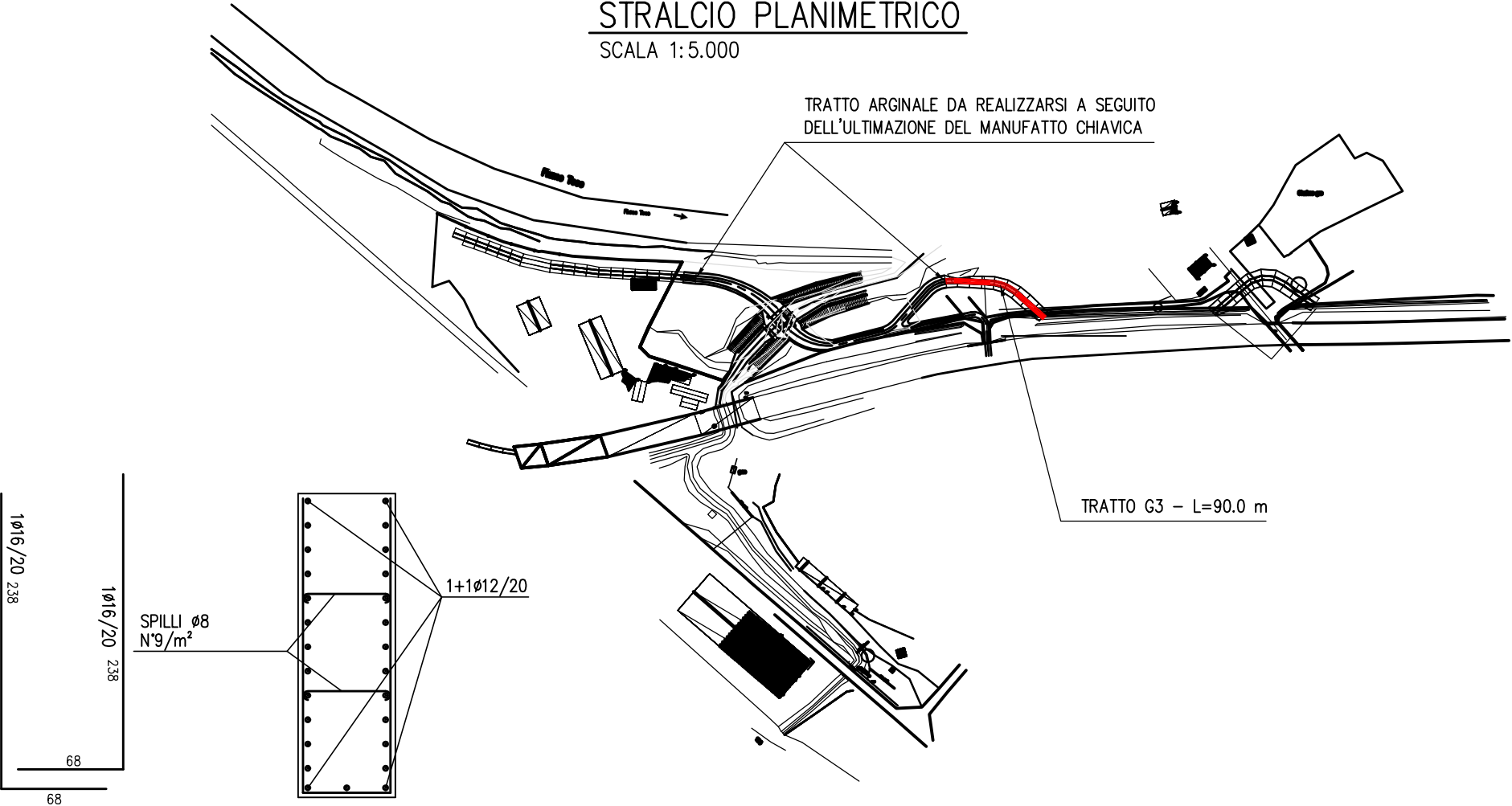
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.26**.

Fig.G3-1: GRAVELLONA-TRATTO G3

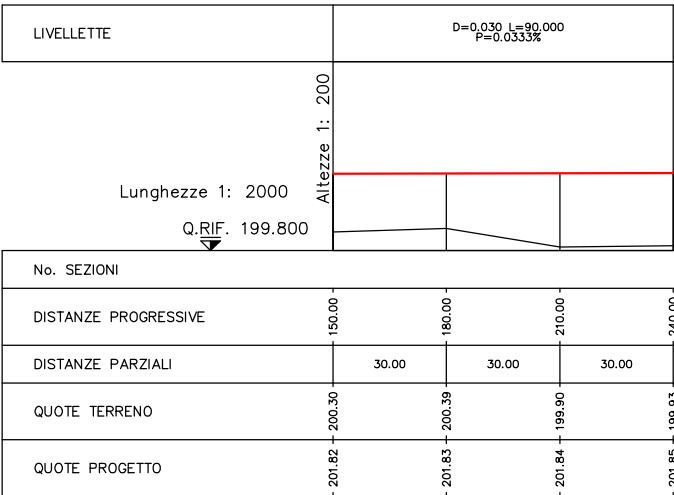
STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:5.000



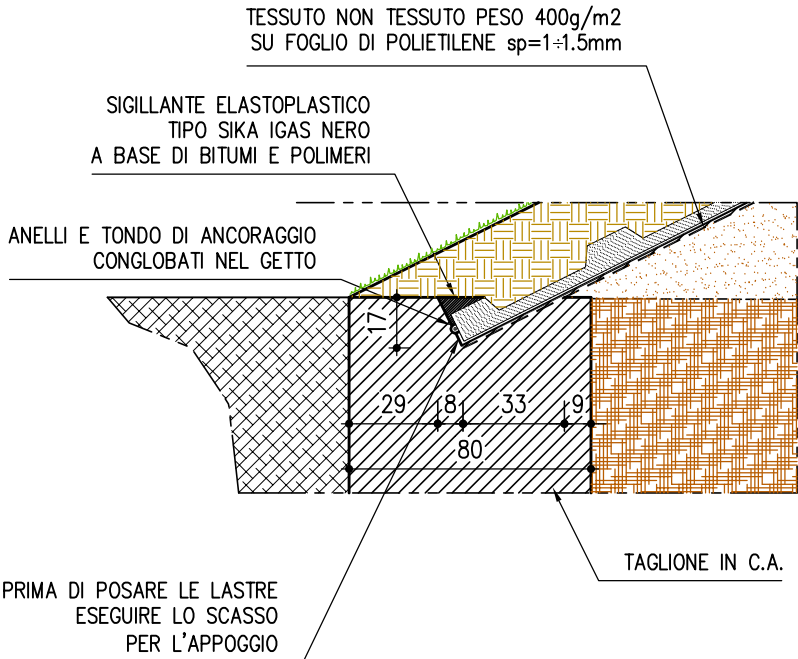
PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G3

SCALA 1:200/2.000



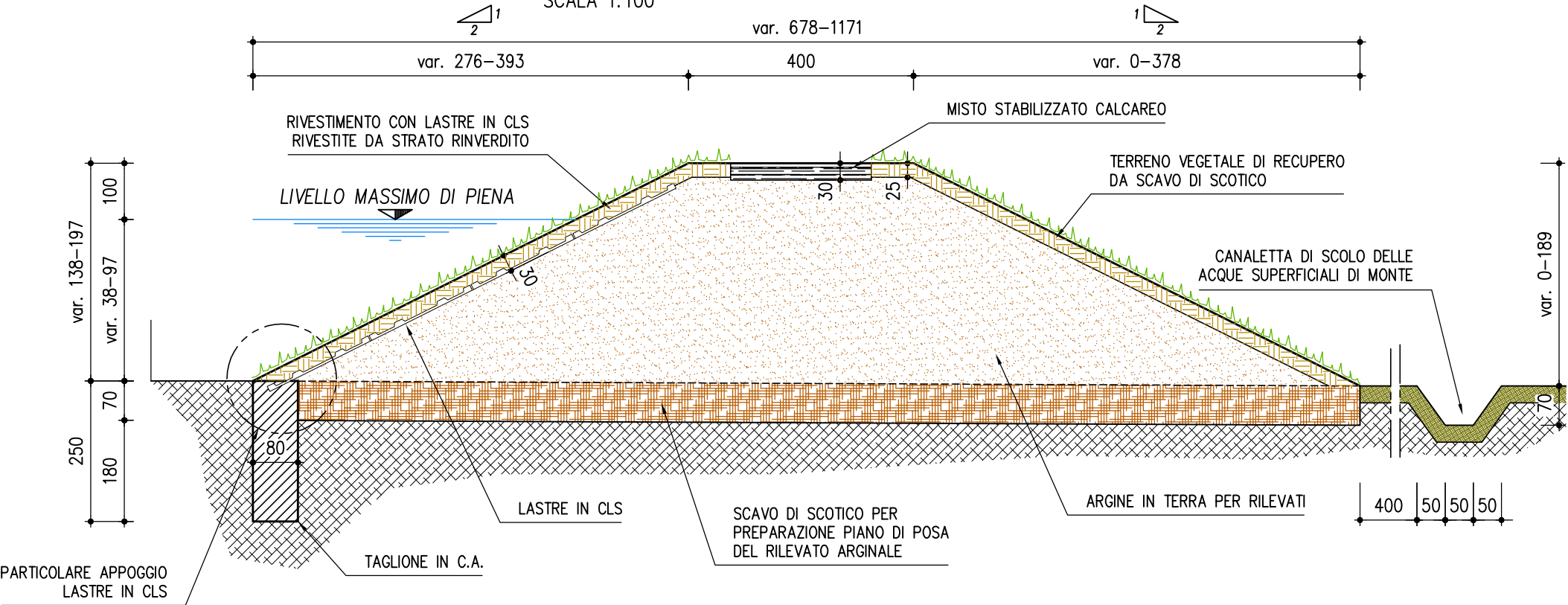
PART. ARMATURA TAGLIONE

SCALA 1:50



SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO G3

SCALA 1:100



PART. APPOGGIO LASTRE

SCALA 1:25

Fig.G3-2: GRAVELLONA-TRATTO G3 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

24-Jul-07 16:23

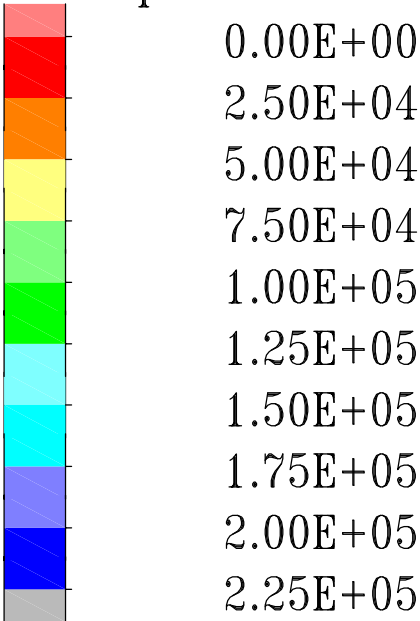
step 532

-1.808E+01 <x< 5.108E+01

-4.608E+01 <y< 2.308E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.262E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

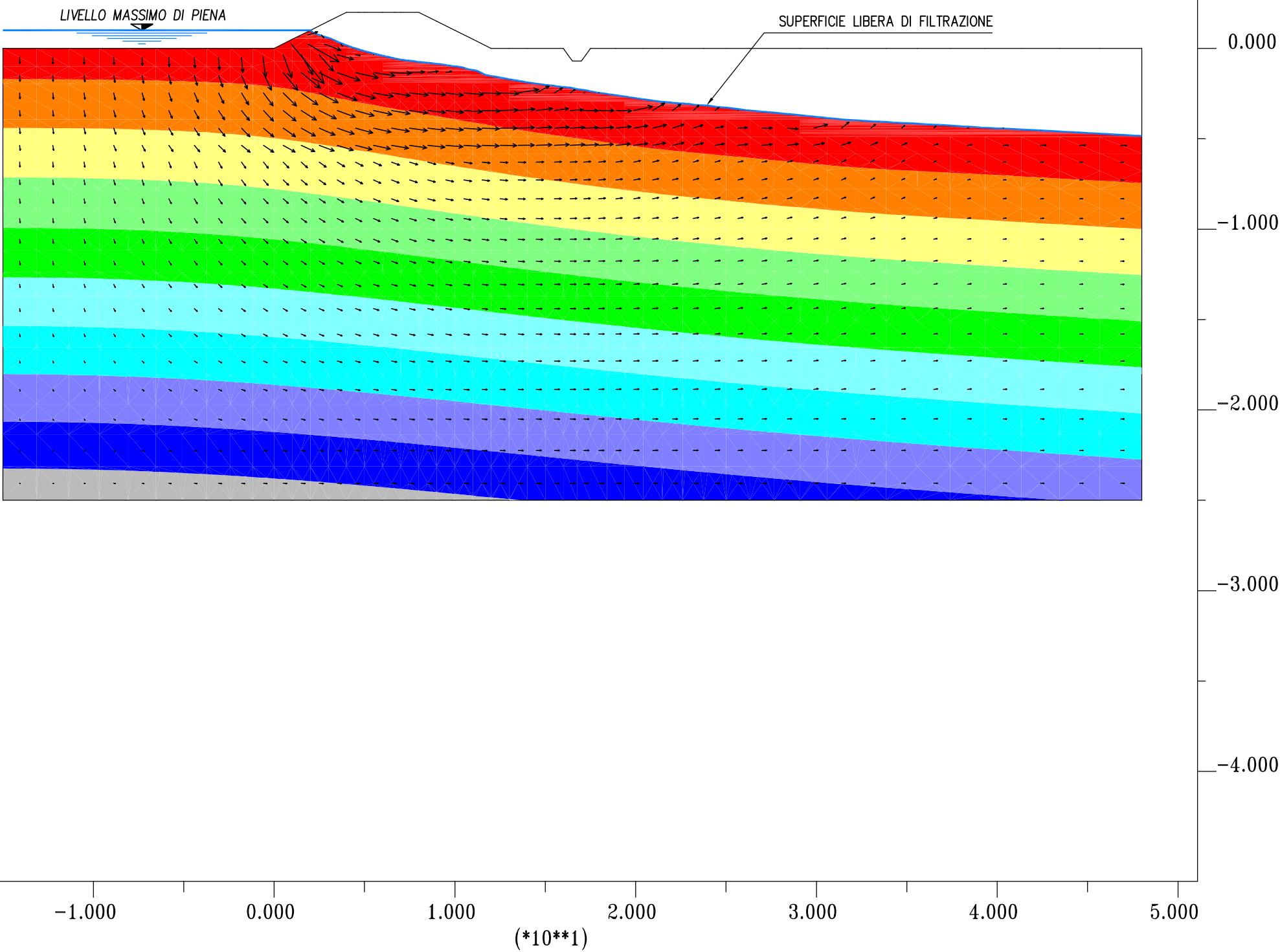
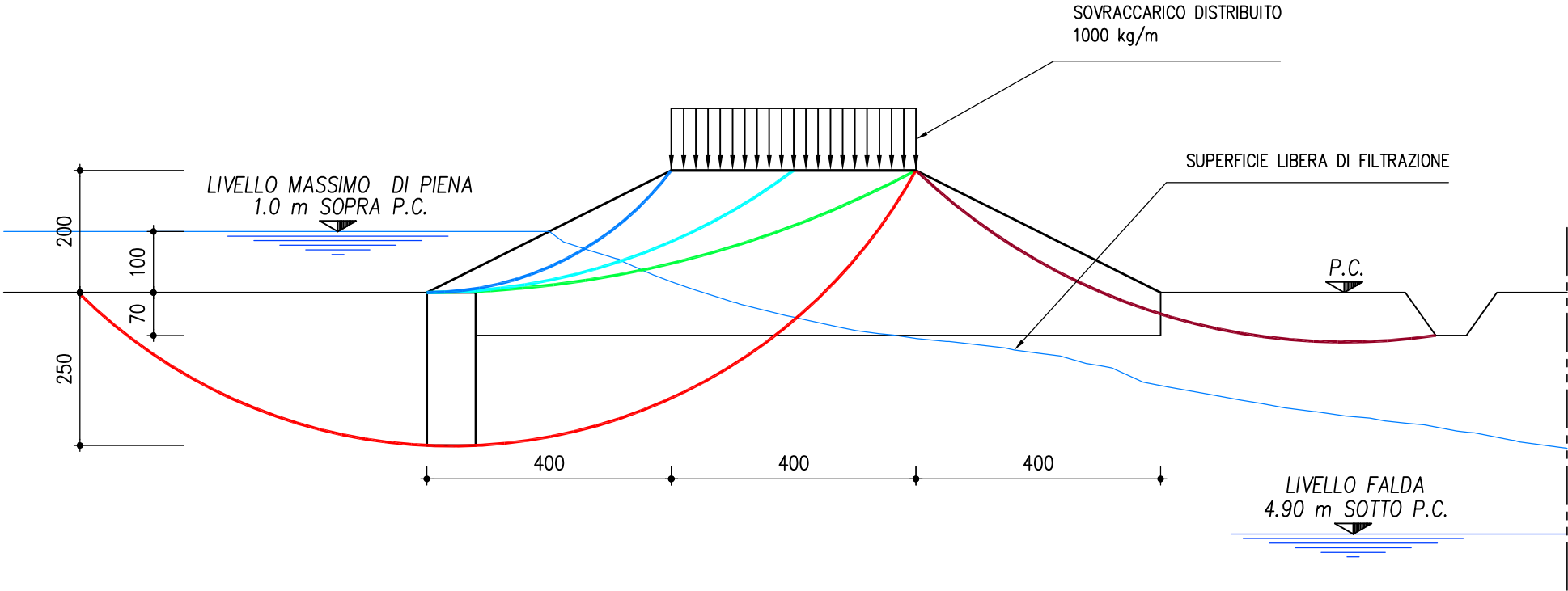


Fig.G3-3: GRAVELLONA-TRATTO G3 - CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.34	1.69	2.42	—	1.50
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.48	1.82	2.55	2.25	2.14
RILEVATO SECCO + SISMA	1.26	1.63	2.15	1.61	1.47



4.4.9 Gravellona - TRATTO G4

Il rilevato arginale previsto nel tratto G4 del comune di Gravellona Toce (vedi figura G4-1) sarà di forma trapezoidale, con altezza compresa fra 0.35 m e 2.5 m circa rispetto al piano campagna e larghezza alla base compresa fra 8.9 m e 13.9 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece ricoperto solo con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.9.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 2.5 metri, larghezza alla base pari a 14 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 65.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.5 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.90 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso al di sopra di 1.00 m e al di sotto di 5.80 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G4-2 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.9.2 Risultati delle verifiche di stabilità

In figura G4-3 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico

considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.26**.

Fig.G4-2: GRAVELLONA-TRATTO G4 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

24-Jul-07 10:23

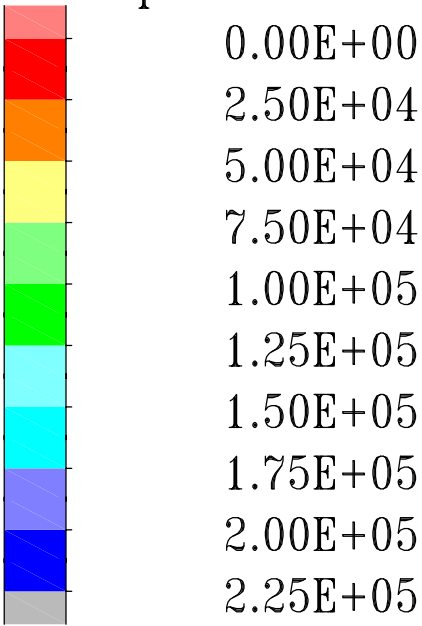
step 695

-1.818E+01 <x< 5.318E+01

-4.693E+01 <y< 2.443E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.395E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

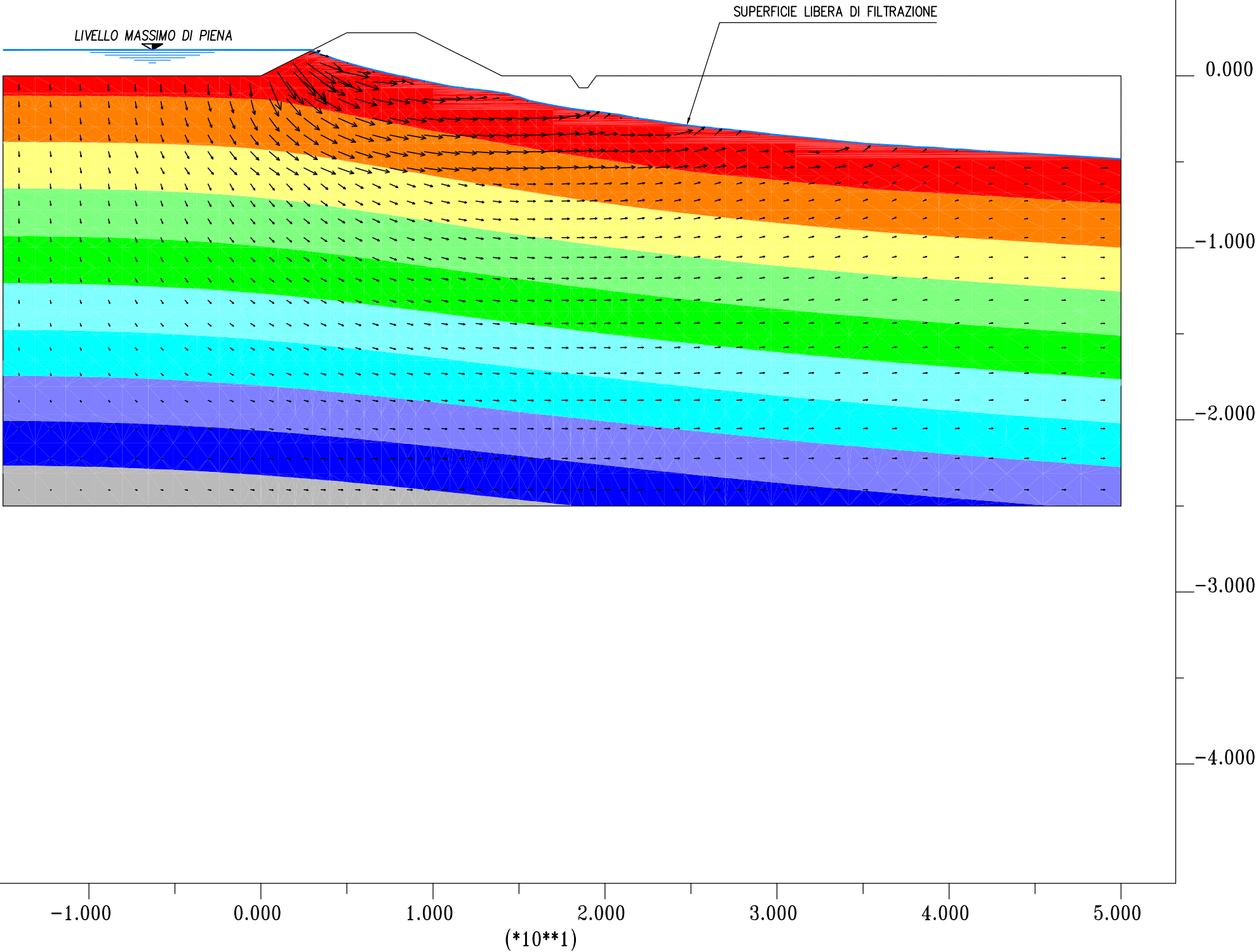
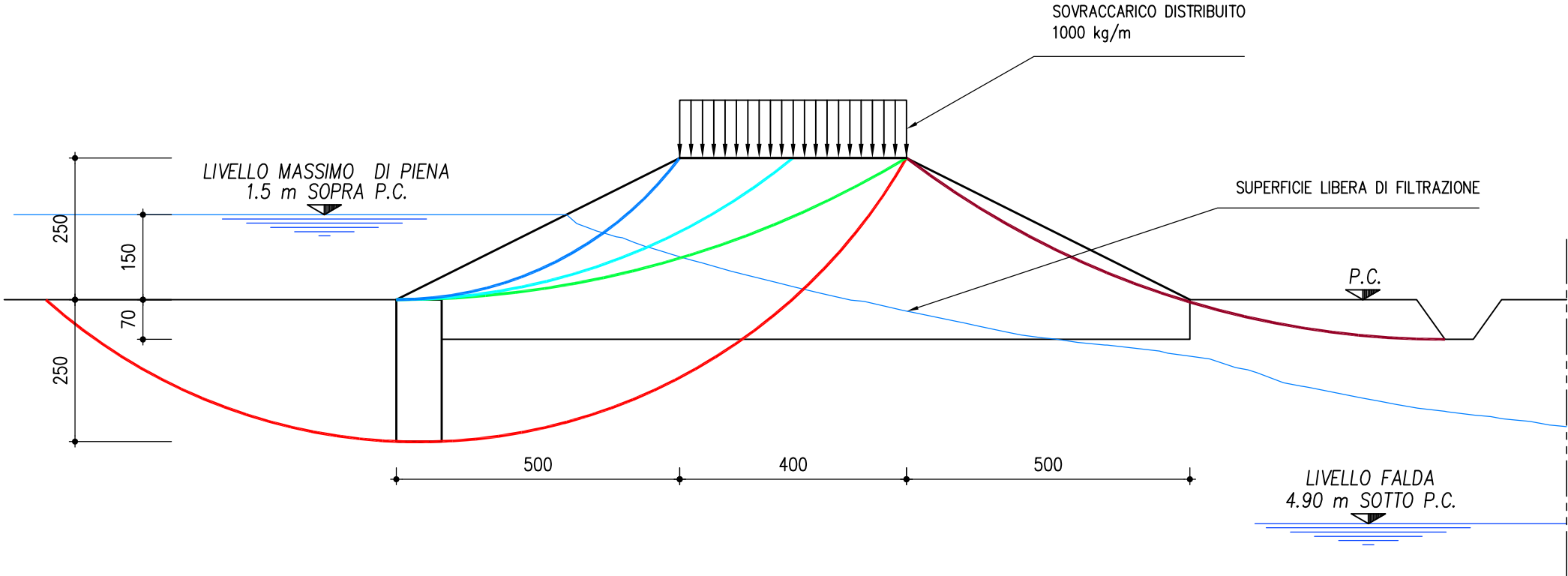


Fig.G4-3: GRAVELLONA-TRATTO G4 - CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.42	1.59	2.12	—	1.56
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.49	1.74	2.28	1.99	2.07
RILEVATO SECCO + SISMA	1.26	1.43	1.94	1.48	1.53



4.4.10 Gravellona - TRATTO G5

Il rilevato arginale previsto nel tratto G5 del comune di Gravellona Toce (vedi figura G5-1) sarà di forma trapezoidale, con altezza che a partire dal piano campagna raggiungerà circa 2.50 m e larghezza alla base compresa fra 7.0 m e 13.3 m circa. La larghezza in sommità sarà costante e pari a 4.00 metri, mentre entrambi i paramenti del rilevato avranno una pendenza pari a 2 su 1.

Il manufatto, lato fiume, sarà protetto nei confronti di eventuali fenomeni di erosione con lastre in cls il cui ciglio superiore coinciderà con la quota di massima piena (franco 1.00 metro rispetto al ciglio dell'argine). All'estremità dell'argine, lato fiume, è previsto anche un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.50 x 0.80 metri. Il paramento lato campagna sarà invece solo ricoperto con terreno vegetale, recuperato dallo scavo di scortico e inerbito. Una canaletta di raccolta ed allontanamento delle acque sarà infine posizionata, lato campagna, ad una distanza di 4.00 m dal piede del rilevato arginale.

4.4.10.1 *Risultati dell'analisi di filtrazione*

Per la simulazione della filtrazione attraverso l'argine è stata considerata una sezione di altezza pari a 2.5 metri, larghezza alla base pari a 14 m e con un'inclinazione delle scarpe di 2 su 1. Tale sezione è stata inserita in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 65.00 m e con limite inferiore posto a una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese

tra 50 e 150 cm; per il rilevato, invece, è stata utilizzata una maglia costituita da celle trapezoidali alte 50 cm e con larghezza variabile compresa tra 20 cm e un metro.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.5 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.90 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso al di sopra di 1.00 m e al di sotto di 5.80 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Per il rilevato arginale si è assunta una permeabilità pari a quella dello strato ghiaioso-sabbioso.

In figura G4-2 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

Come si osserva dalla suddetta figura la filtrazione non dà luogo a fuoriuscite d'acqua (fontanazzi) dal lato campagna; non è pertanto necessario procedere alla verifica di sifonamento.

4.4.10.2 *Risultati delle verifiche di stabilità*

In figura G5-3 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico

considerata. I parametri geotecnici utilizzati per il terreno di fondazione, derivanti dalle indagini geognostiche, sono:

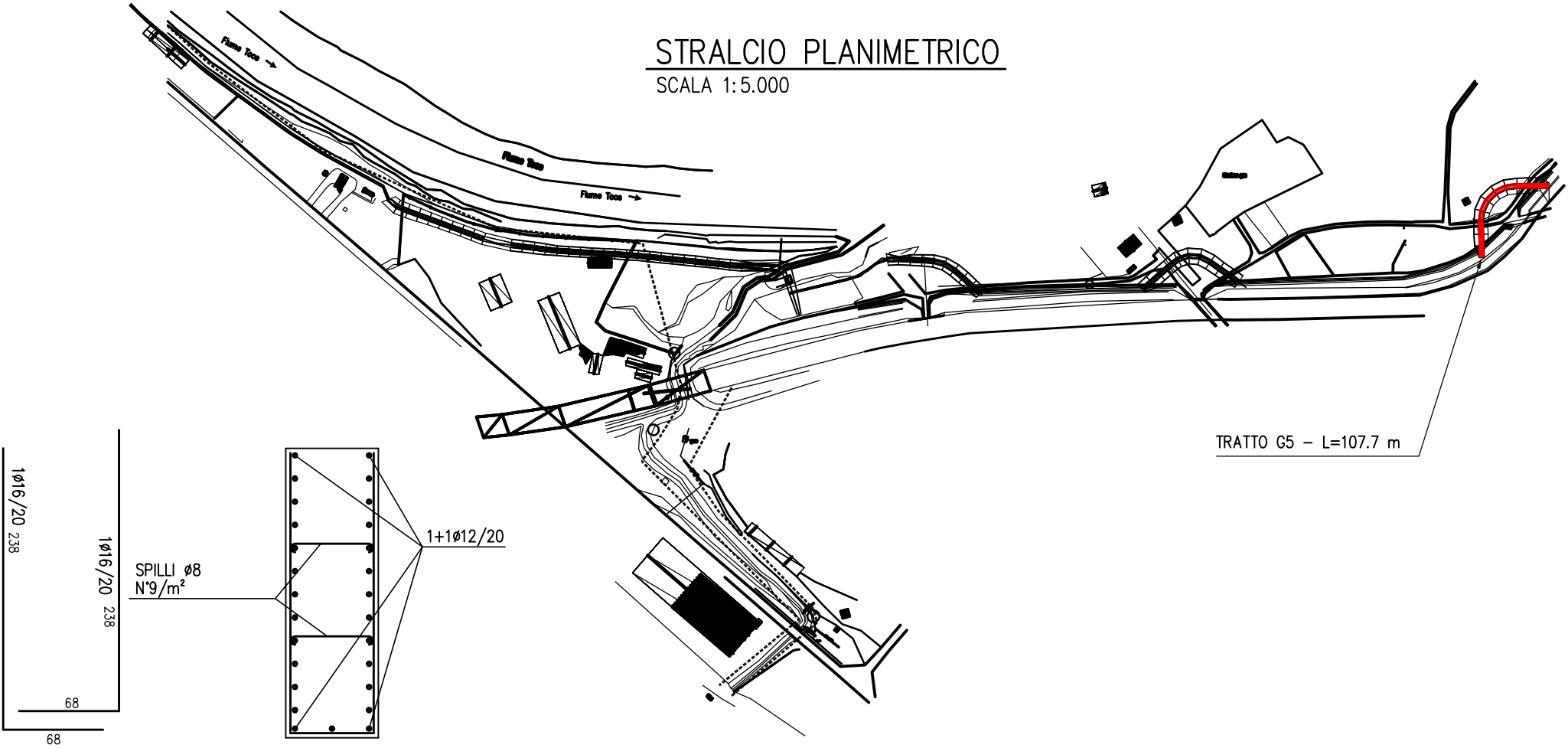
- angolo di attrito interno ϕ' pari a 21.7° ;
- peso specifico terreno secco a 14 kN/m^3 ;
- peso specifico terreno saturo a 19 kN/m^3 .

Il **coefficiente di sicurezza minimo** è risultato per la condizione di carico: rilevato secco con sisma, per il cerchio di scivolamento n. 1 pari a **1.26**.

Fig.G5-1: GRAVELLONA-TRATTO G5

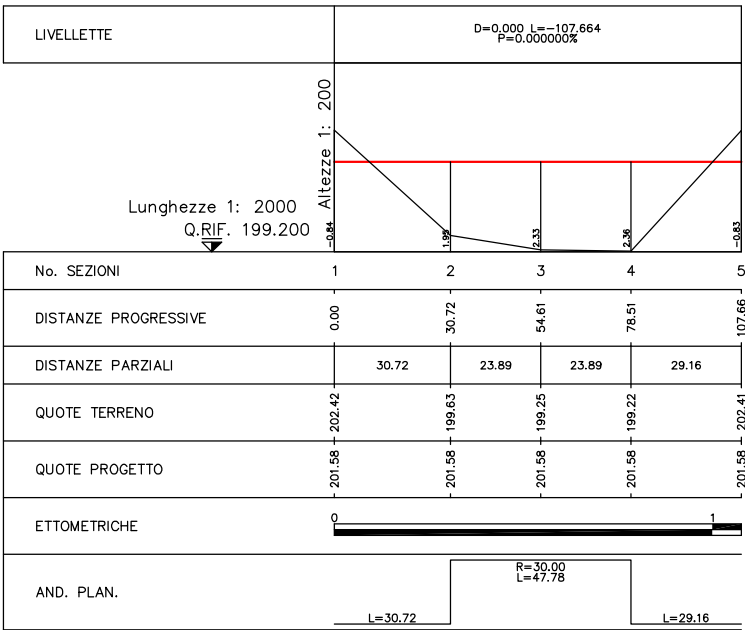
STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:5.000



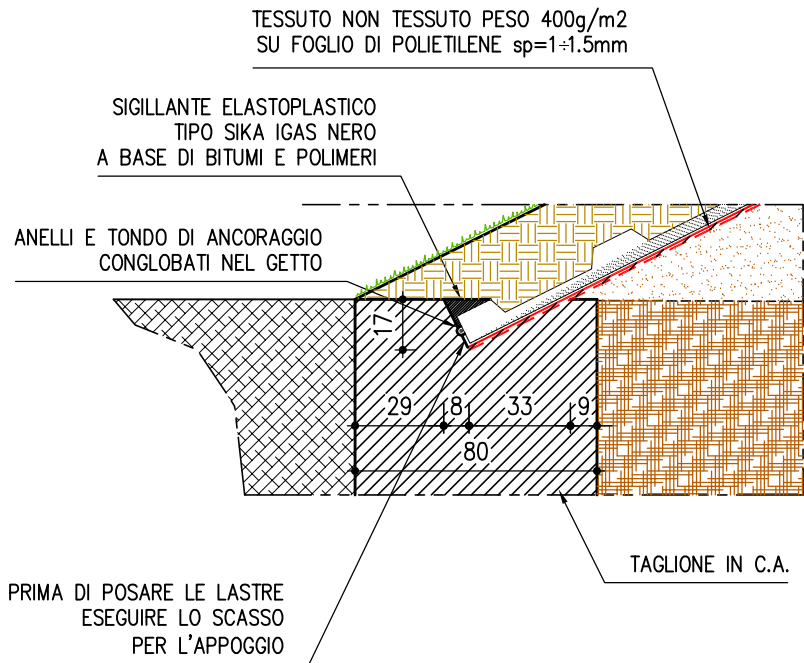
PROFILO LONGITUDINALE TRATTO G5

SCALA 1:200/2.000



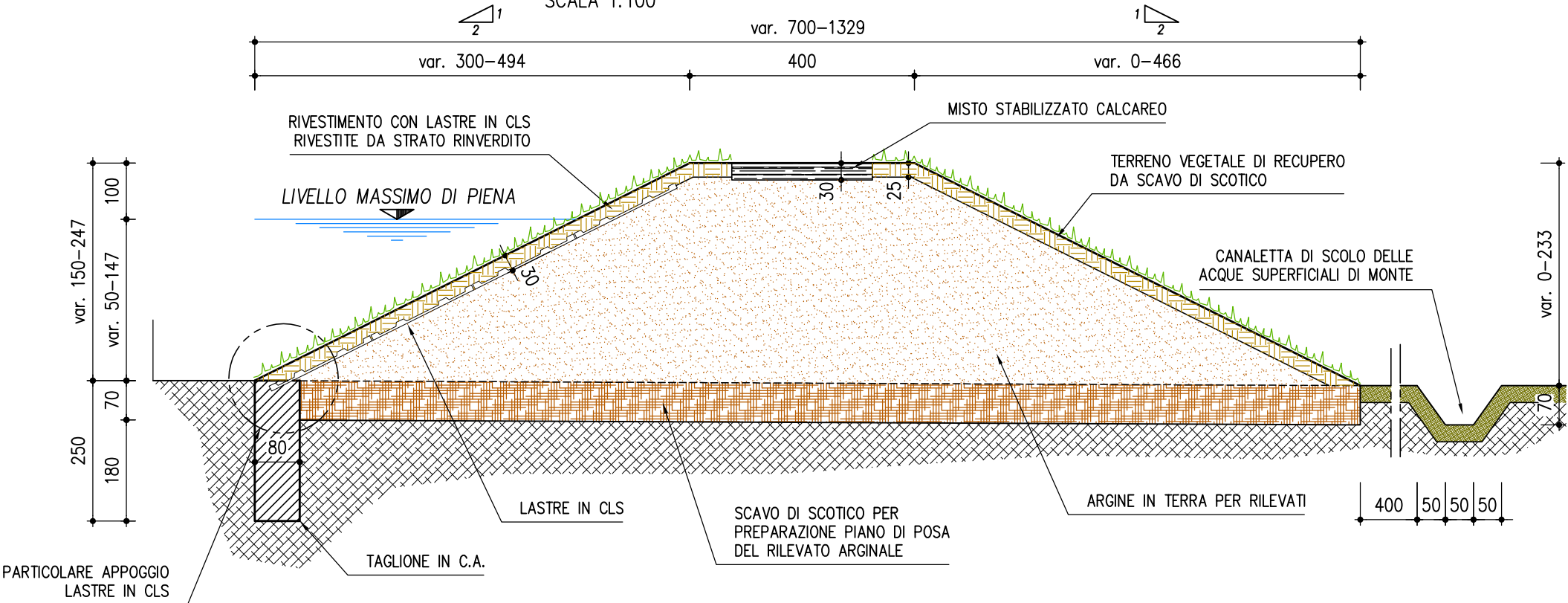
PART. ARMATURA TAGLIONE

SCALA 1:50



SEZIONE TIPO RILEVATO ARGINALE TRATTO G5

SCALA 1:100



PART. APPOGGIO LASTRE

SCALA 1:25

Fig.G5-2: GRAVELLONA-TRATTO G5 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

24-Jul-07 10:23

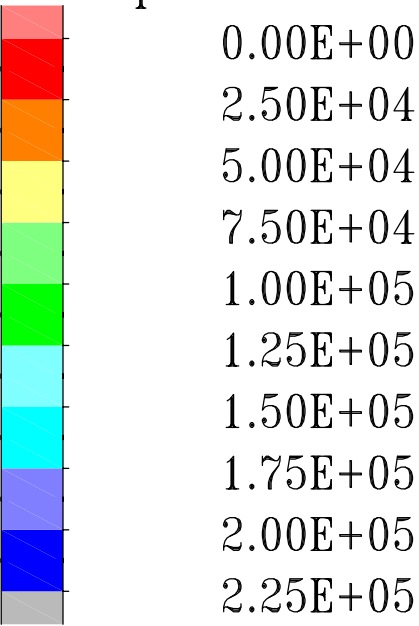
step 695

-1.818E+01 <x< 5.318E+01

-4.693E+01 <y< 2.443E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 2.395E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

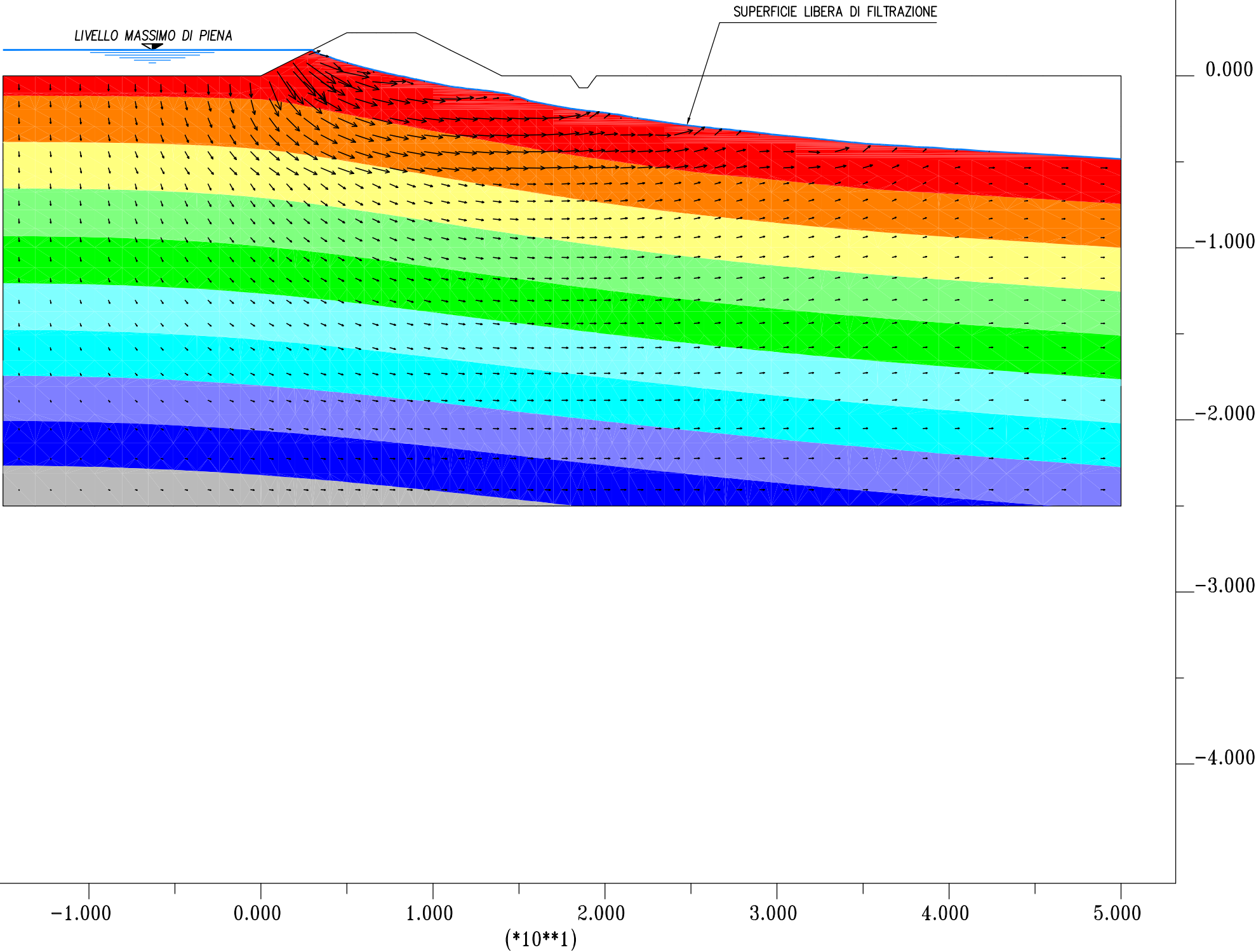
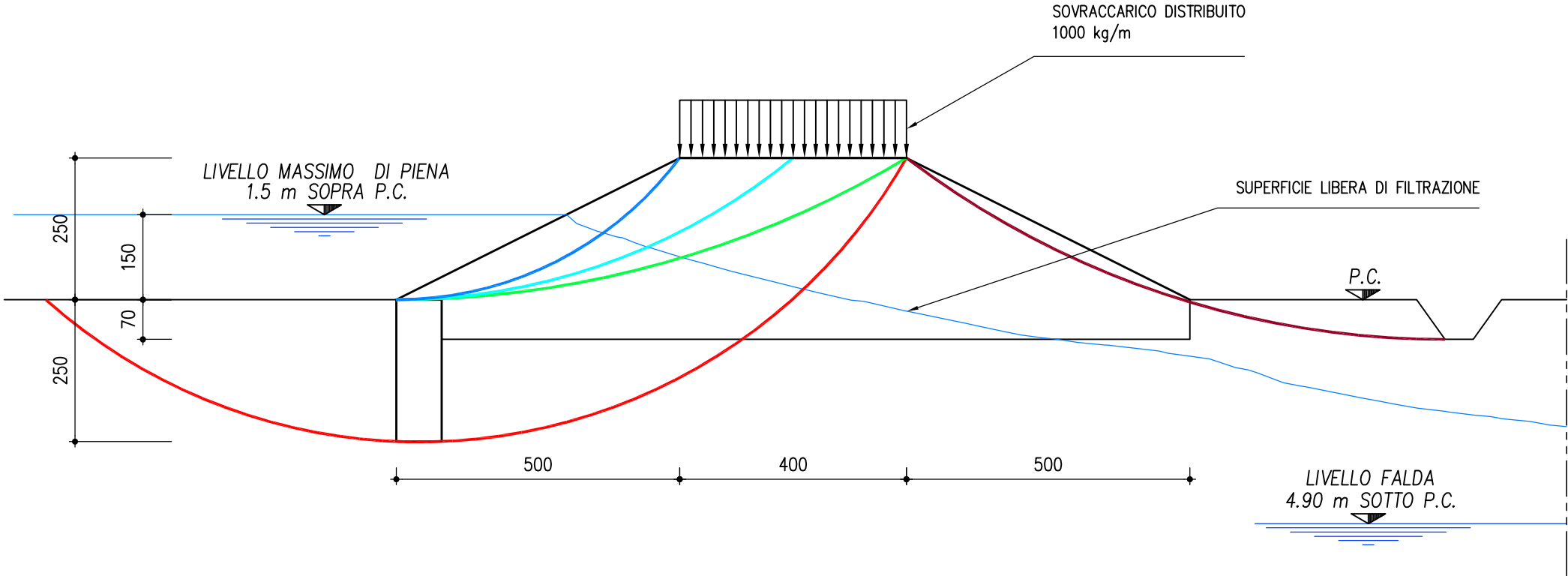


Fig.G5-3: GRAVELLONA-TRATTO G5 - CERCHI DI SCIVOLAMENTO
SCALA 1:100

FATTORE DI SICUREZZA

CERCHIO DI SCIVOLAMENTO	1	2	3	4	5
RILEVATO IMMERSO + SOVRACCARICO	1.42	1.59	2.12	—	1.56
RILEVATO SATURO + SOVRACCARICO	1.49	1.74	2.28	1.99	2.07
RILEVATO SECCO + SISMA	1.26	1.43	1.94	1.48	1.53



5 Verifiche relative ai muri arginali

5.1 Premesse

Nel presente capitolo si riporta la descrizione dei calcoli, nonché i risultati, dell'analisi di filtrazione e delle verifiche di stabilità condotte sul muro arginale. Tali verifiche sono state effettuate considerando, per ciascun tratto, la sezione più critica, cioè la sezione con minor ricoprimento, più vicina al ciglio della scarpata lato fiume e con maggiore inclinazione della stessa scarpata. Al terreno di fondazione sono state attribuite le caratteristiche determinate attraverso le indagini geognostiche.

5.2 Normativa di riferimento

La normativa a cui si è fatto riferimento per lo sviluppo delle elaborazioni è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008.

Considerata la tipologia di opera in progetto, con particolare riferimento alla sua vita nominale e alla sua classe d'uso, le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite ultimi, dimostrando cioè come le opere strutturali previste posseggano i requisiti di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Nelle pagine che seguono, per le diverse elaborazioni condotte, viene esplicitato il puntuale riferimento alle NTC e alle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni.

[1] Il dimensionamento e la verifica delle strutture è stato condotto in conformità alla Normativa Nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni del DM 14/01/2008 (NTC 2008) “Norme tecniche per le costruzioni”

- [2] Eurocodice 2 “Progetto di strutture in calcestruzzo”;
- [3] Infine si è fatto riferimento alla letteratura consolidata in materia (“Fondazioni, progetto e analisi” Joseph E. Bowles, McGraw-Hill 1991).

5.3 Caratteristiche dei materiali

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

1. Calcestruzzo strutturale di classe C25/30 (strutture di fondazione ed elevazione).
2. Acciaio saldabile in barre ad aderenza migliorata per cemento armato tipo B450C.

5.3.1 Calcestruzzo strutturale di classe C25/30

Il calcestruzzo in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni : $R_{ck} \sim 30.00 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni: $f_{ck} \sim 25.00 \text{ MPa}$.

La minima classe di resistenza prescritta per la tipologia di calcestruzzo è la C25/30,

La classe di esposizione XC2 si riferisce al calcestruzzo armato ordinario immerso in acqua o terreni non aggressivi (fondazioni e strutture di contenimento liquidi).

A partire dai valori di resistenza caratteristica del calcestruzzo cilindrica e cubica a 28 giorni, rispettivamente f_{ck} e R_{ck} , è possibile calcolare i parametri di resistenza del calcestruzzo da utilizzarsi nei calcoli.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} è pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.50} = 14.16 \text{ MPa}$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$ è un parametro che tiene conto dei fenomeni a lungo termine del calcestruzzo (viscosità)

$\gamma_c = 1.50$ è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$ è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni.

Si calcola a questo punto la resistenza caratteristica media f_{cm} con:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25.00 + 8 = 33.00 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione f_{ctm} è pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 25.00^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione f_{ctk} è pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 0.7 * 2.56 = 1.79 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di calcolo f_{ctd} è pari a:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79 / 1.5 = 1.19 \text{ MPa}$$

dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Infine si valuta il modulo elastico E_{cm} del calcestruzzo.

$$E_{cm} = 22\,000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 22000 * 3.30^{0.3} = 31\,475 \text{ N/mm}^2$$

5.3.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile

Tipo di acciaio B450C, controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk} : 450 MPa

Tensione caratteristica di rottura: f_{tk} : 540 MPa

La resistenza a snervamento di progetto f_{yd} è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove $\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio

5.4 Parametri geotecnici dei terreni

Per l'identificazione e la caratterizzazione idrogeologica e geotecnica del terreno di fondazione si è fatto riferimento, come anticipato, a quanto emerso dalla campagna di indagini geognostiche e geotecniche svolta dalla GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C. (vedi capitolo 2 della presente relazione). In base alle risultanze delle indagini si è assunto, fra 1.0 m e 5.0 m circa di profondità a partire dal piano campagna, un unico strato di terreno costituito da sabbie debolmente limose e sabbie, con caratteristiche medie rispetto alle indagini eseguite pari a:

- angolo di attrito ϕ compreso fra 21.7° e 22.5°;
- peso di volume saturo $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$;
- peso di volume secco $\gamma_d = 14.00 \text{ kN/m}^3$;
- valori di N_{SPT} inferiore a 10.

Nell'area di intervento la superficie libera della falda è stata individuata ad una profondità variabile, compresa fra 4.0 m e 5.0 m rispetto al piano campagna

5.5 Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione

Nel presente paragrafo si descrivono le analisi dei fenomeni di filtrazione condotte, come per i rilevati arginali, tramite il software di calcolo *FLAC version 4.0* della *ITASCA Consulting Group*. Anche in tale circostanza le suddette analisi, effettuate considerando la configurazione geometrica di progetto dell'opera, nonché i diversi parametri fisici necessari per il calcolo (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.), hanno consentito di:

- determinare la linea di saturazione in corrispondenza delle opere in progetto al passaggio della piena di riferimento da utilizzare per le verifiche di stabilità nel seguito riportate;
- individuare i valori di pressione dell'acqua agente sul contorno immerso della struttura in c.a.;
- svolgere la verifica al sifonamento delle opere, secondo il metodo del gradiente.

Le sopracitate analisi sono state sviluppate separatamente per ciascun tratto in cui l'intervento è suddiviso, assumendo per il terreno i parametri di permeabilità risultanti dalle indagini geognostiche. Nel prosieguo del paragrafo sono riportate le descrizioni delle simulazioni effettuate, nonché delle verifiche al sifonamento; per la descrizione dettagliata del codice di calcolo *FLAC 4.0* si rimanda al precedente capitolo 4.2.1.

5.5.1 Descrizione delle simulazioni

L'analisi di filtrazione è stata condotta in condizioni di moto vario, effettuando simulazioni di durata pari a quella dell'onda di piena di riferimento (circa 13 ore) e assumendo prudenzialmente un livello d'acqua all'interno dell'alveo costante e pari al livello massimo generato dal passaggio dell'evento di piena di riferimento.

A questo scopo si è presa in considerazione per ciascun tratto la sezione più critica, cioè quella in cui è maggiore il livello d'acqua rispetto al piano campagna e, contemporaneamente, è minore la distanza fra l'opera arginale ed il ciglio di sponda. Poiché il profilo arginale è stato definito mantenendo un franco di un metro rispetto al livello d'acqua generato dall'onda di piena, tale sezione risulta essere quella per cui l'altezza dell'argine rispetto al piano campagna risulta maggiore. Inoltre le analisi di filtrazione sono state espletate in condizioni di permeabilità isotropa, ossia assumendo la permeabilità uniforme in tutte le direzioni.

Nella discretizzazione del dominio di calcolo si è tenuto conto dei vari materiali costituenti l'opera ed il terreno circostante. In particolare, per la simulazione sono stati definiti i seguenti elementi:

- muro arginale;
- strato sabbioso-limoso;
- strato ghiaioso-sabbioso.

Le profondità a cui si incontrano i suddetti strati del terreno di fondazione varia da tratto a tratto.

Le condizioni al contorno adottate sono state scelte rispettando la natura del fenomeno fisico ed elencate nel seguito:

- a lato fiume è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota di massimo invaso fino al fondo rilevato;
- a lato campagna è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota media della falda fino all'estremo inferiore del limite destro del dominio;
- pressione nulla sul terreno non a contatto con l'acqua (limite superiore e destro del dominio);
- impossibilità di flusso attraverso il limite sinistro e inferiore del dominio di calcolo.

I valori di permeabilità adottati per il terreno di fondazione sono derivati dalle prospezioni ed indagini eseguite (vedi capitolo 2.2). Tali valori risultano:

ZONA	PERMEABILITÀ	
	(m ² /Pa s)	(cm ² /s)
<i>strato sabbioso-limoso</i>	$2.3 \cdot 10^{-8}$	$2.3 \cdot 10^{-2}$
<i>strato ghiaioso-sabbioso</i>	$4.8 \cdot 10^{-8}$	$4.7 \cdot 10^{-2}$

Tabella n° 5.1: Valori di permeabilità assunti nell'analisi di filtrazione.

Come condizione iniziale per le simulazioni effettuate è stata ipotizzata la completa saturazione del terreno al di sotto della superficie freatica e, viceversa, saturazione nulla del terreno al di sopra di tale livello.

5.5.2 Verifica al sifonamento

Con il metodo del gradiente, la condizione di sifonamento si ha quando il gradiente idraulico raggiunge il valore critico, cioè:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

dove:

- γ' = peso di volume del terreno immerso;
- γ_w = peso specifico dell'acqua.

Poiché il peso di volume del terreno saturo in esame è di 1.9 t/m³, il peso del terreno immerso risulta essere di 0.90 t/m³; pertanto il gradiente critico sarà pari a 0.90. Tale valore deve essere confrontato con il valore massimo del gradiente di fuoriuscita (quando presente) al piede, lato campagna, del muro. Un fattore di sicurezza dell'ordine di 4 o 5 è generalmente ritenuto sufficiente.

5.6 Metodo di calcolo: criteri generali adottati per il calcolo del manufatto

Le verifiche agli stati limite ultimi vengono eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati che devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno.

5.6.1 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera stessa. Per i muri di contenimento sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- a. SLU tipo geotecnica (GEO):
 - b. Scorrimento sul piano di posa;
 - c. Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - d. Ribaltamento
- e. SLU di tipo strutturale (STR):
 - f. Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 ($A2+M2+R2$).

Le verifiche tipo GEO devono essere effettuate tenendo conto del valore dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.5.1. delle NTC08, di seguito trascritte, seguendo uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: ($AI+M1+R1$)
- Combinazione 2: ($A2+M2+R2$)

Approccio 2: ($AI+M1+R3$)

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo

rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

Le verifiche tipo STR sono state eseguite secondo l'approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole	γ_{G1}	1.10	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Q1}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole	γ_{Q1}	1.50	1.50	1.30

VERIFICA	Coefficiente parziale		
	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO			
PARAMETRO	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace c'	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Ne risulta che nelle combinazioni compare sempre un unico tipo di carico, ovvero quello permanente (G_1).

La combinazione agli SLU è pertanto una sola. Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti (E_d) con le azioni resistenti (R_d) e verificando

che fosse rispettata la condizione $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$, il tutto come esplicitato negli allegati

riportati nel seguito.

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state eseguite con riferimento alle combinazioni delle azioni rara, frequente e quasi permanente.

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa è la seguente:

G_1 : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti)

G_2 : azioni dovute al peso proprio di tutti gli elementi non strutturali e ai pesi permanenti portati

Q_{ki} : azioni variabili

γ_{Gi} , γ_{Qi} : coefficienti parziali per le azioni

ψ_i : coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}G_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Rara (SLE)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione Quasi Permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

5.6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio per le diverse sezioni maggiormente sollecitate.

Verifica a fessurazione

La classe di esposizione del calcestruzzo è la XC2, si è quindi in condizioni ambientali ordinarie, l'armatura è poco sensibile alla corrosione, dalla tabella 4.1.IV delle NTC si deduce che per la verifica di fessurazione va fatto riferimento allo stato limite di apertura delle fessure, nel quale deve risultare, per classe di esposizione XC2, $w_d \leq w_2 = 0.4$ mm per la combinazione frequente e $w_d \leq w_1 = 0.3$ mm per la combinazione quasi permanente con w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure è stato ottenuto, secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\max}$, dove ε_{sm} è la deformazione unitaria delle barre di armatura e $\Delta_{s\max}$ è la distanza massima fra le fessure.

La distanza massima fra le fessure può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{s\max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

d' = copriferro

$$k_1 = 0.80 \text{ per barre ad aderenza migliorata}$$

$k_2 = 0.50$ nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

Φ = diametro delle barre di armatura tesa

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$, con b larghezza della sezione

$h_{c,eff}$ = valore minimo tra : $2.5 \cdot (h - d)$, $(h - x)/3$, $h/2$

La deformazione unitaria delle barre di armatura può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0.6$ per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

E_s = modulo elastico dell'acciaio

E_{cm} = modulo elastico del calcestruzzo

Verifica delle tensioni di esercizio

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c rispettasse le limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per quanto riguarda la combinazione frequente}$$

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \text{ per quanto riguarda la combinazione rara}$$

e che la massima tensione dell'acciaio σ_s rispettasse la limitazione:

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} \text{ per quanto riguarda la combinazione rara.}$$

5.6.3 Criteri adottati per la verifica del manufatto

Le verifiche di stabilità del muro arginale nella configurazione finale di progetto, per ciascuno dei tratti in cui è prevista la realizzazione dell'opera, sono state effettuate nell'ipotesi di transito della piena di riferimento nella quale il carico dell'acqua è stato rappresentato come carico permanente. In questo scenario il manufatto è stato considerato soggetto alle spinte a riposo del terreno di fondazione e sollecitato da una differenza di pressione sui suoi due paramenti: lato fiume, terreno immerso e spinta idrostatica dell'acqua; lato campagna, terreno secco sopra la superficie libera e terreno immerso e spinta dell'acqua sotto di essa.

Per lo scenario di calcolo previsto, in corrispondenza della fondazione, sono state eseguite le verifiche di stabilità alla traslazione, al ribaltamento e di capacità portante del terreno. Inoltre, sono state effettuate le verifiche di resistenza per il

dimensionamento delle armature e la verifica di stabilità globale del complesso terreno di fondazione-muro arginale.

Per i muri arginali non è stata verificata la condizione di carico “muro arginale soggetto a sisma” in quanto l’opera non è un’opera di sostegno ed essendo una struttura snella le spinte dovute al sisma sono trascurabili rispetto a quelle dovute alla presenza di acqua.

Le suddette verifiche sono descritte nelle pagine successive.

5.6.4 Verifica di stabilità globale

Le suddette verifiche sono state effettuate utilizzando il metodo di Bishop semplificato, con le stesse modalità adottate per le verifiche di stabilità dei rilevati arginali. Rimandando al precedente capitolo 4.3.1 per una spiegazione dettagliata della metodologia di calcolo, nella presente circostanza il fattore di sicurezza per l’intera superficie di scivolamento risulta:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_i' b_i + [W_i - u_i b] \cdot \tan \varphi_i'}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i'}{F} \right)}}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

in cui il pedice i si riferisce all’ i -esimo concio facente parte della superficie di scivolamento.

La normativa vigente rimanda al progettista la scelta del grado di sicurezza da adottare sulla base del livello di conoscenza raggiunto, dell’affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato. Il Fattore di Sicurezza è dato da:

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} > F.S.$$

La situazione limite prevede un Fattore di Sicurezza unitario; a favore di sicurezza si è scelto di utilizzare: F.S.=1.1.

Nelle verifiche che seguono mancano le componenti $K_H W$ e $K_V W$ in direzione orizzontale e verticale dell'azione sismica, nonché il sovraccarico distribuito uniformemente sulla testa del rilevato arginale. Le verifiche di stabilità effettuate hanno preso in considerazione le seguenti condizioni di carico:

- **Muro arginale e terreno di fondazione immersi.** Tale verifica è stata eseguita considerando la pressione dell'acqua derivante dall'analisi di filtrazione.
- **Terreno di fondazione in condizioni sature.** La presente verifica è stata effettuata considerando il terreno nella condizione satura.

Per i muri arginali non è stata verificata la condizione di carico “muro arginale soggetto a sisma” in quanto l'opera non è un'opera di sostegno ed essendo una struttura snella le spinte dovute al sisma sono trascurabili rispetto a quelle dovute alla presenza di acqua.

Nei calcoli sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- peso specifico del corpo murario pari a 25 kN/m³;
- coesione c' per il terreno nulla;
- peso specifico secco del materiale costituente il terreno a 14 kN/m³;
- peso specifico saturo del materiale costituente il terreno a 19 kN/m³.

5.7 Risultati delle verifiche relative ai singoli tratti

Nel seguito si riportano, per ciascun tratto, una breve descrizione dell'opera in progetto, la relativa sezione tipo con il profilo di progetto, nonché i calcoli e i risultati delle verifiche compiute.

5.7.1 Ornavasso - TRATTO V1

Il muro arginale in c.a. previsto nel tratto V1 del comune di Ornavasso (vedi figura V1-1) è a forma di "T" con fondazione di dimensioni pari a 2.70 x 0.60 metri e parete verticale di dimensioni pari a 2.00 x 0.40 metri. La struttura in elevazione è dotata di rivestimento in massi di cava, sia lato campagna che lato fiume, di spessore pari a 30 cm. Sulla sommità del muro arginale è prevista anche una copertina di spessore pari a 30 cm e di lunghezza pari a 1.00 metri (l'altezza complessiva della struttura verticale raggiunge quindi 2.30 metri).

All'estremità della fondazione, lato fiume, è previsto un taglione in c.a. di dimensioni pari a 3.40 x 0.50 metri.

L'opera avrà il piano di appoggio ad una quota, posta al di sotto del piano campagna, variabile da circa 0.40 a 1.20 metri; la struttura in elevazione, di conseguenza, avrà un'altezza fuori terra compresa fra 1.10 e 1.90 metri.

5.7.1.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione è stata inserita l'opera in progetto in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 60.00 m e con limite inferiore posto ad una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante

è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.30 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 3.90 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 2.80 m e 5.40 m di profondità dal piano campagna; il terreno rimanente risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

In figura V1-3 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

5.7.1.2 Risultati delle verifiche di stabilità globale

In figura V1-4 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico esaminata.

Nel presente tratto, in base alle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geotecniche effettuata, si è assunto per le verifiche di stabilità un unico valore dell'angolo di attrito $\phi' = 22.5^\circ$, pari all'angolo di attrito interno del materiale costituente il primo strato di terreno.

Per quanto riguarda la verifica con terreno in condizioni immerse (transito della piena di riferimento), il coefficiente di sicurezza minimo è risultato pari a 1.23.

Per quanto riguarda la verifica in condizioni sature, il coefficiente di sicurezza minimo è risultato invece pari a 1.35.

5.7.1.3 Calcolo delle sollecitazioni

Con riferimento alla sottostante figura 5.1, si riporta la procedura adottata per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro arginale, rispetto al piano di fondazione. Sono state assunte positive le azioni dirette verso il piano campagna e verso l'alto.

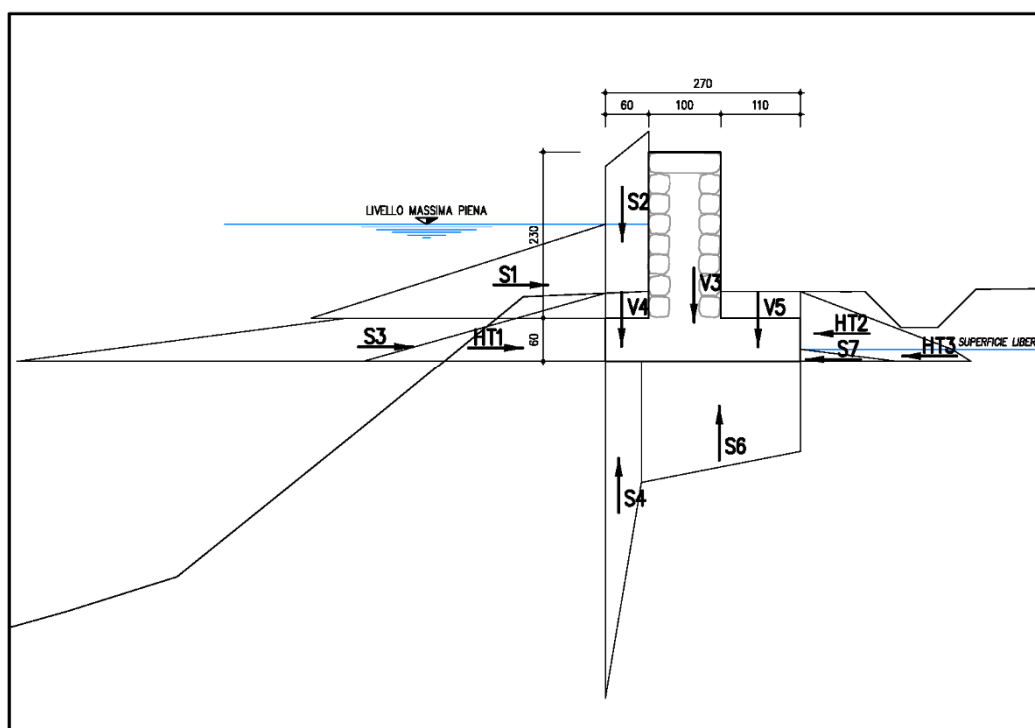


Fig. 5.1: Sollecitazioni sul muro arginale del tratto V1

In base al valore dell'angolo di attrito $\phi' = 22.5^\circ$ assunto per i calcoli di stabilità, si è determinato come coefficiente di spinta a riposo (Jaky):

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi \right) = 0.56$$

Spinte orizzontali del terreno

- lato fiume: spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (fondazione + elevazione) del manufatto: $HT1=(\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2/2 = 2.25 \text{ kN/m}$;
- lato campagna: spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2/2 = -2.56 \text{ kN/m}$;
- spinta "HT3" a riposo del terreno (immerso) sotto la superficie libera: $HT3 = K_0 \cdot h_3 \cdot (2\gamma_{\text{sec}} \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3)/2 = -1.14 \text{ kN/m}$.

Spinte dell'acqua

- spinta dell'acqua lato fiume "S1" sopra la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S1=8.45 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato fiume "S3" sotto la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S3=8.87 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato campagna "S7"; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S7 = -0.16 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell'acqua "S4" sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S4 = 5.93 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell'acqua "S6" sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S6 = 4.83 \text{ kN/m}$.

Carichi verticali esclusa la sottospinta

Corrispondono ai pesi degli elementi che insistono sul piano di fondazione (muro arginale, terreno sopra la fondazione dell'opera, acqua). Sono assunti positivi i carichi verticali diretti verso l'alto.

- Peso dell'acqua "S2" sopra la fondazione, lato Toce: S2=-7.65 kN/m;
- Peso "V3" muro in elevazione e fondazione: V3=-98.00 kN/m;
- Peso terreno "V4" sopra la fondazione, lato Toce: V4=-1.89 kN/m;
- Peso terreno "V5" sopra la fondazione, lato campagna: V5=-5.60 kN/m.

5.7.1.4 Verifica alla traslazione sul piano di posa

- Scorrimento								
GEO A1								
permanenti favorevoli γ_{G1} =		1,00			$\phi = 22,5$			
permanenti sfavorevoli γ_{G2} =		1,30						
variabili favorevoli γ_{Q1} =		0,00						
variabili sfavorevoli γ_{Q2} =		1,50						
M1								
I coefficienti γ_M sono =		1						
R3								
Il coefficiente γ_R é =		1,1						
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$				102,38	kN			
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} (S1 + S3 + HT1) - \gamma_{G1} (HT2 + HT3 + S7) =$				21,58	kN			
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$		1,97	>	1,10				

5.7.1.5 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento rispetto allo spigolo lato campagna della fondazione risulta:

- Ribaltamento							
EQU						$\phi = 22,5$	
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	0,90					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,10					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M2							
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka					$\phi'_1 = \arctg (tg\phi_1/1.25) =$	18,33	
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3} + M_{S7} + M_{HT2} + M_{HT3}) =$				156,42	kNm	
		$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1} + M_{S4} + M_{S6}) =$				35,11	kNm
		$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$				4,46	$> 1,00$

5.7.1.6 Verifica della capacità portante del terreno

Per un angolo d'attrito del terreno $\phi = 22.5^\circ$, i coefficienti N_q e N_γ risultano rispettivamente pari a 9.70 e 7.07. Segue: $q_{ult} = 265.00 \text{ kN/m}^2$ (profondità della fondazione pari a 0.97 m, larghezza della fondazione pari a 2.70 m).

- Capacità portante terreno di fondazione		
GEO A1		
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	1,00
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,30
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50
M1		
	I coefficienti γ_M sono =	1
R3		
	Il coefficiente γ_R é =	1,4

Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)

$$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma = 265 \quad \text{kN/m}^2$$

con:

$$\begin{aligned} q' &= \gamma_{sat} * d = 13,58 \quad \text{kN/m}^2 & d &= 0,97 \quad \text{m} \\ \gamma_{sat} &= 14 \quad \text{kN/m}^3 & B &= 2,70 \quad \text{m} \\ \text{per } \phi &= 22,5^\circ & L &= 1,00 \quad \text{m} \\ c' &= 0 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_c &= 20,99 & N_q &= 9,70 & N_\gamma &= 7,07 \\ s_c &= 1,00 & a &= 2,45 & \tan \phi &= 0,41 \\ K_{py} &= 30,00 & \pi &= 180^\circ & \pi &= 3,14 \\ & & & & s_\gamma &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3}) + \gamma_{G1} (M_{HT2} + M_{HT3} + M_{S7}) = 221,57 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1}) + \gamma_{G1} (M_{S4} + M_{S6}) = 35,49 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma R_y = \gamma_{G2} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) = 136,32 \quad \text{kN}$$

$$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y = 1,37 \quad \text{m}$$

$$e = (B / 2) - u = -0,02 \quad \text{m} \quad < \quad B/6 = 0,45 \quad \text{m}$$

$$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} = 0,93 \quad \text{terreni incoerenti}$$

$$R_e = 1 - 2(e / B) = 1,01 \quad \text{terreni coesivi}$$

$$q_{ult}' = q_{ult} * R_e = 268 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) = 48,80 \quad \text{kN/m}^2 \quad e < B/6$$

$$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) = 52,17 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) = 66,58 \quad \text{kN/m}^2 \quad e > B/6$$

$$q'_{ult} / \sigma_{T,max} = 5,50 > 1,40$$

I risultati mostrano come la capacità portante del terreno sia ampiamente sufficiente a sostenere le pressioni dovute alla struttura.

5.7.1.7 Verifiche di resistenza

Per la sezione al piede del muro le azioni agenti sono state calcolate considerando il peso proprio della porzione in elevazione del muro e le spinte attive agenti su di essa; per calcolare le azioni agenti sulla fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno, invece, si sono considerati il peso proprio della porzione di struttura, il peso del terreno e dei sovraccarichi gravanti su di essa (se presenti) e le pressioni sulla fondazione a contatto con il terreno, desunte dalla verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Gli schemi di calcolo sono riportati nella figura che segue.

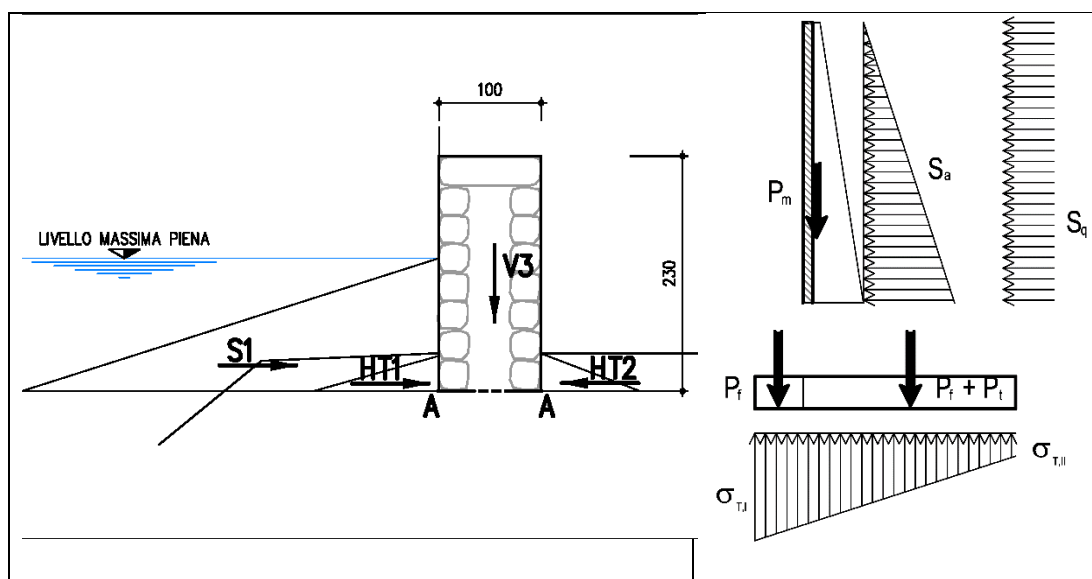


Fig. 5.2: Sollecitazioni considerate per la verifica

Si riportano di seguito i valori delle forze sollecitanti la sezione orizzontale di incastro del muro sul piede; i momenti sono calcolati rispetto al baricentro di tale sezione, positivo il verso antiorario con riferimento alla figura precedente:

- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3 = -57.50 \text{ kN/m}$;
- Spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione: $S1 = 8.45 \text{ kN/m}$;

- Spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (elevazione) del manufatto, lato fiume: $HT1 = (\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2 / 2 = 0.34 \text{ kN/m}$;
- Spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera, lato campagna: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2 / 2 = -0.53 \text{ kN/m}$;

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1,00**

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1,30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0,00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1,50**

			$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) =$	4,81	kNm	
			$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) =$	55,2	kN	
			$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) =$	11,43	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1,00**

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1,30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0,00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1,50**

VII rett	29,28	kN	bVII rett	0,30	m	MVII rett	8,78	kNm
VII triang	0,22	kN	bVII triang	0,20	m	MVII triang	0,04	kNm
			Fv	29,50	kN			
			M	8,83	kNm			

48,80		52,17	Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$					
48,80		50,80					
0,75		1,37					
0,60	1,00	1,10					

CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

A1								
permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$			1,00					
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$			1,30					
variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$			0,00					
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$			1,50					
$V_{I\text{ rett}}$ 55,88 kN			$b_{VI\text{ rett}}$ 0,55 m			$M_{VI\text{ rett}}$ 30,73 kNm		
$V_{I\text{ triang}}$ 0,76 kN			$b_{VI\text{ triang}}$ 0,73 m			$M_{VI\text{ triang}}$ 0,55 kNm		
			Fv 56,63 kN					
			M 31,29 kNm					
48,80		52,17		Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$						
48,80		50,80						
0,75		1,37						
0.60		1.00						
		1.10						

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO								
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio								
$V_{Ed} =$	11,43	kN						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)			
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)			
con:								
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm		
$d' =$	4	cm		$d =$	36	cm		

$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$		132,40	kN		
con:					
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,75	\leq	2		
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0021	\leq	0,02		
A_{SI} = armatura longitudinale tesa					
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22 daN/cm ²
$N_{Ed} =$	55,20	daN			
$A_c = b * h =$	4.000	cm ²			
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione					
$V_{Rd} =$	132,40	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	145,72 kN
con					
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,403				
$V_{Rd} =$	145,72	kN	$>$	$V_{Ed} =$	11,43 kN
Verifica a presso-flessione					
SEZIONE AL PIEDE DEL MURO					
$M_{Ed} =$	4,81	kNm			
$N_{Ed} =$	55,20	kNm			
dove:					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)
con:					
$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	36	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$					
	8,55	cm			
- Ipotesi $x < x_1$:					
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035				
$\sigma'_s < f_{yd}$		L'armatura compressa è in campo elastico			
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}		
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$	97.707	daN			
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)					
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$					
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$					
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$					
11.422	x^2	-	20.934	x	-226.289 = 0
$x =$	3,63	cm			
$x =$	3,63	cm	$<$	$x_1 =$	8,55 cm
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$	-754	daN/cm ²			
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$					
$M_{Rd} =$	115,53	kNm	$>$	$M_{Ed} =$	4,81 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	29,50	kN				
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$				176,85	kN	
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2			
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02			
A_{Sl} = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²
$N_{Ed} =$	0,00	daN				
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²				
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353					
$V_{Rd} =$	197,50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	29,50	kN

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$M_{Ed} =$	8,83	kNm				
$N_{Ed} =$	0,00	kN				
dove:						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$			8,55	cm		
- Ipotesi $x < x_1$:						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035					
$\sigma'_s < f_{yd}$			L'armatura compressa è in campo elastico			
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}			
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$				97.707	daN	

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)							
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$							
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$							
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$							
11.422	x^2	-	34.552	x	-	-295.561	= 0
x =	3,79	cm					
x =	3,79	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm	
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-398	daN/cm ²				
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$							
$M_{Rd} =$	215,05	kNm	>	$M_{Ed} =$	8,83	kNm	

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU

<u>Verifica a taglio</u>							
SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO							
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio							
$V_{Ed} =$	56,63	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							
					176,85	kN	
con:							
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2				
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02				
A_{SI} = armatura longitudinale tesa							
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²	
$N_{Ed} =$	0,00	daN					
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²					
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione							
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN	
con							
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353						
$V_{Rd} =$	197,50	kN	>	$V_{Ed} =$	56,63	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

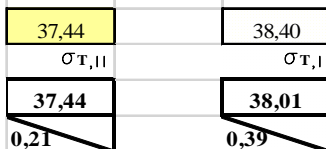
$$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) = 3,7 \text{ kNm}$$

$$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) = 55,2 \text{ kN}$$

$$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) = 8,79 \text{ kN}$$

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

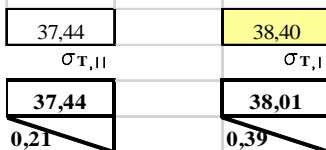
V _{II rett}	22,46	kN	b _{VII rett}	0,30	m	M _{VII rett}	6,74	kNm
V _{II triang}	0,06	kN	b _{VII triang}	0,20	m	M _{VII triang}	0,01	kNm
			F_v	22,53	kN			
			M	6,75	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

V _{I rett}	41,81	kN	b _{VI rett}	0,55	m	M _{VI rett}	23,00	kNm
V _{I triang}	0,22	kN	b _{VI triang}	0,73	m	M _{VI triang}	0,16	kNm
			F_v	42,02	kN			
			M	23,15	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

Verifica tensioni d'esercizio						
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	2,57	daN/cm ²	<	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	144,40	daN/cm ²	<	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente e quasi permanente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno									
Per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni frequente e armatura poco sensibile , la tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$, mentre per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni quasi permanente e armatura poco sensibile, imponendo $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$									
VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$									
w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure									
ϵ_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura									
Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$									
σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata									
k_t = 0,6 per carichi di breve durata o 0,4 per carichi di lunga durata									
f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls									
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$									
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$									
A_s = area dell'armatura tesa									
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura									
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$									
$k_3 = 3,4$									
d' = copriferro									
$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata									
$k_2 = 0,5$ per caso di flessione semplice									
$k_4 = 0,425$									
ϕ = diametro delle barre tese = 16 mm									
$M_{Ed} = 6,75$ kNm									
$A_{S,comp} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura compressa)									
$A_{S,tesa} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura tesa)									
con:									
$b = 100$ cm $h = 60$ cm									
$d' = 4$ cm $d = 56$ cm									
$n = 15$									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0,0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00004$									
$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} = 1,00$									
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} = 20,11$ cm ²									
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0,5}] = 10,77$ cm									
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 = 357.045$ cm ⁴									
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 128$ daN/cm ²									

$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,015	mm	\leq	0,3	mm	
<u>Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno</u>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	2,04	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	128,26	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²
<u>Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno</u>						
$M_{Ed} =$	23,15	kNm				
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$n =$	15					
$\sigma_s = k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} =$	-0,0003		$<$	$0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0,00013	
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1,00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20,11	cm ²				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0,5}] =$	10,77	cm				
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	357,045	cm ⁴				
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	440	daN/cm ²				
$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,051	mm	\leq	0,3	mm	
<u>Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno</u>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	6,98	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	439,89	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

Lo schema delle armature è allegato alla presente relazione (vedi figura V1-2), mostra l'armatura minima prevista dalla normativa vigente.

La verifica di resistenza è quindi ampiamente soddisfatta.

Fig.V1-1: ORNAVASSO-TRATTO V1

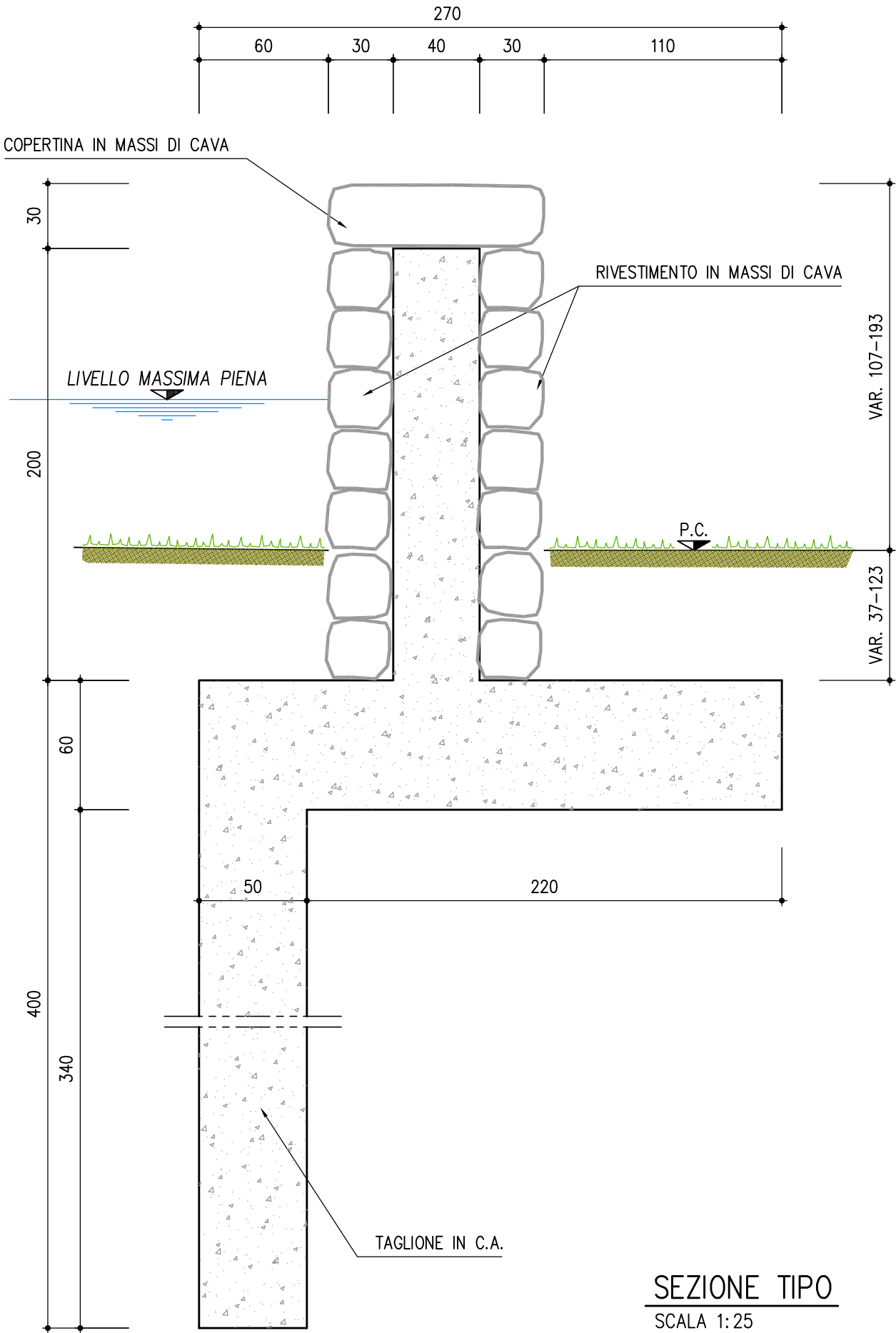
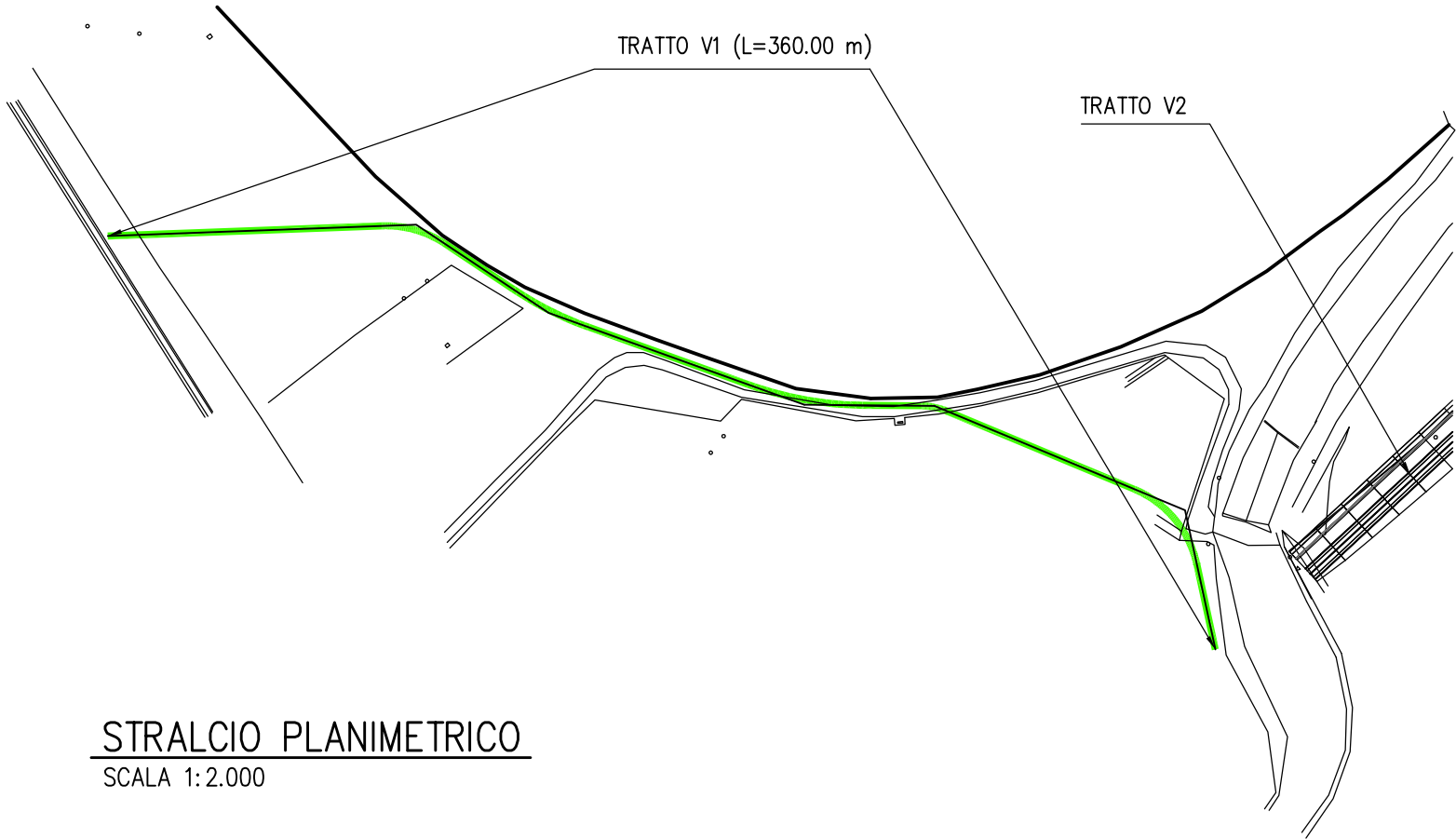
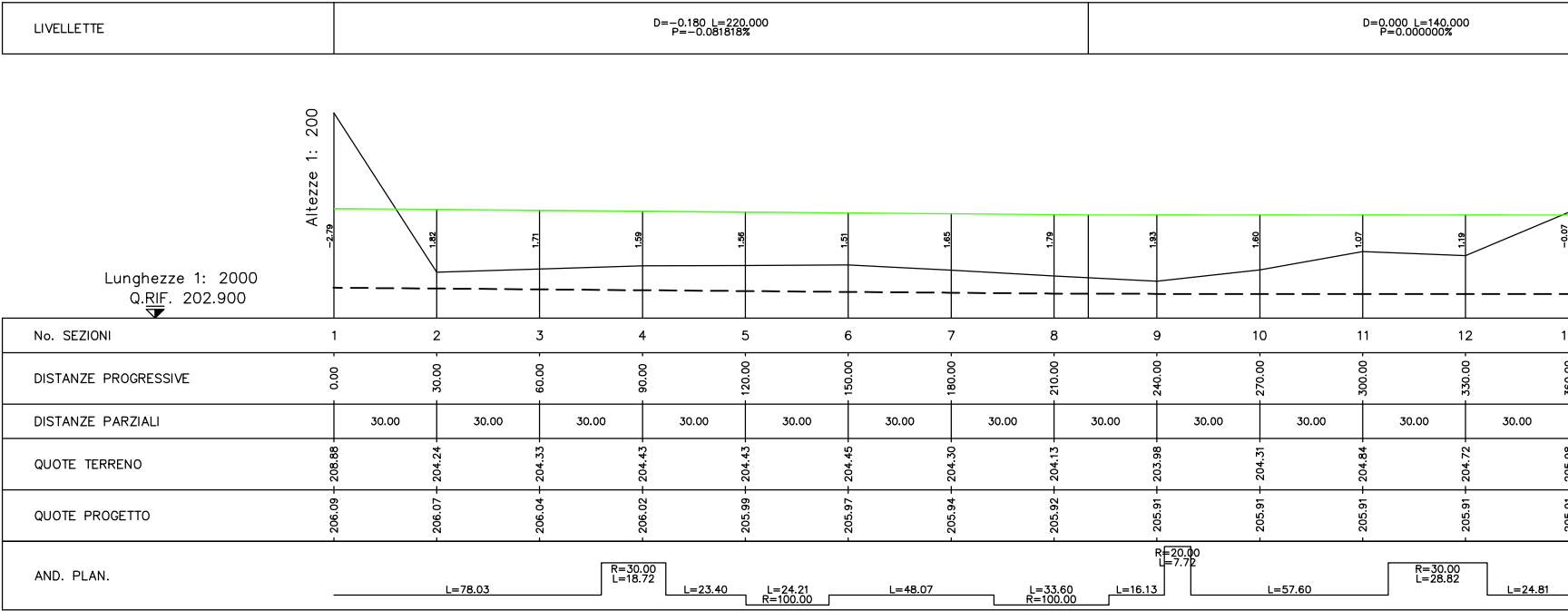
PROFILO LONGITUDINALE
SCALA 1:200/2.000

LEGENDA

PROFILO TERRENO ESISTENTE

PROFILO SOMMITA' MURO

PROFILO ESTRADOSSO FONDAZIONE



A number line diagram illustrating the addition of 90 and 40. The number line has points at 0, 90, 130, and 170. The distance from 0 to 90 is labeled 90. The distance from 90 to 130 is labeled 40. The total distance from 0 to 130 is labeled 130.



Fig.V1-3: ORNAVASSO-TRATTO V1 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

12-Jul-07 16:14

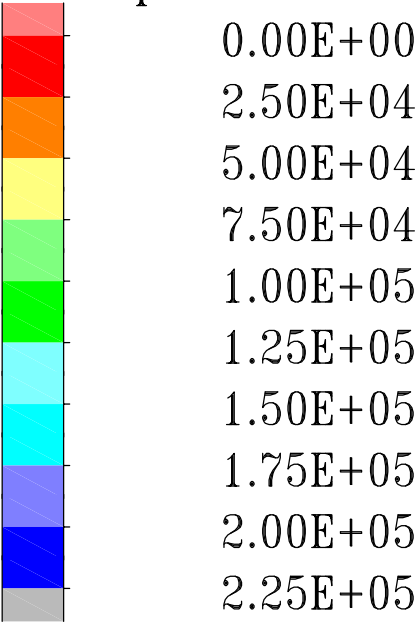
step 354

-2.434E+01 <x< 4.614E+01

-4.679E+01 <y< 2.369E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 8.713E-5

DIZETA INGEGNERIA
Milano

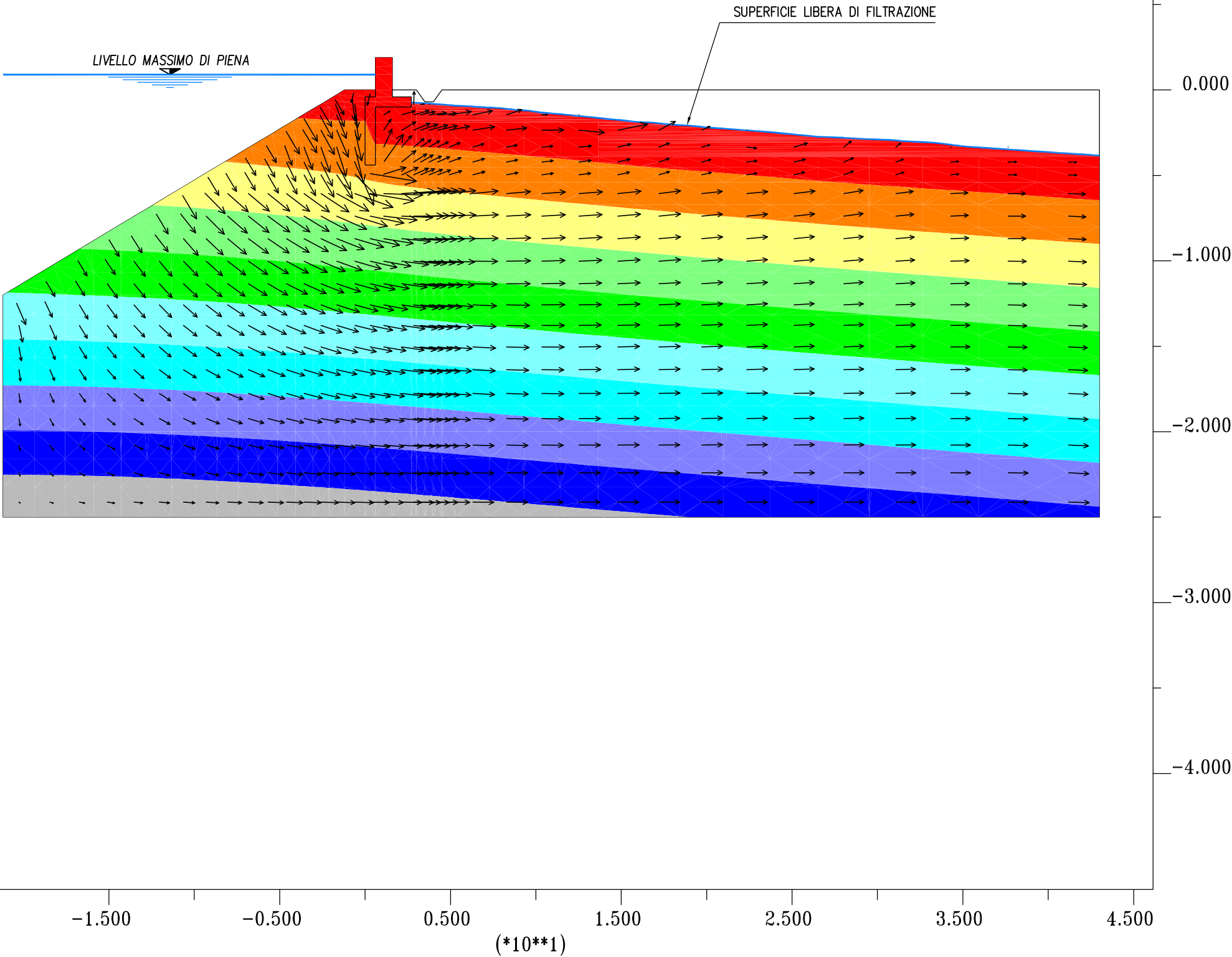
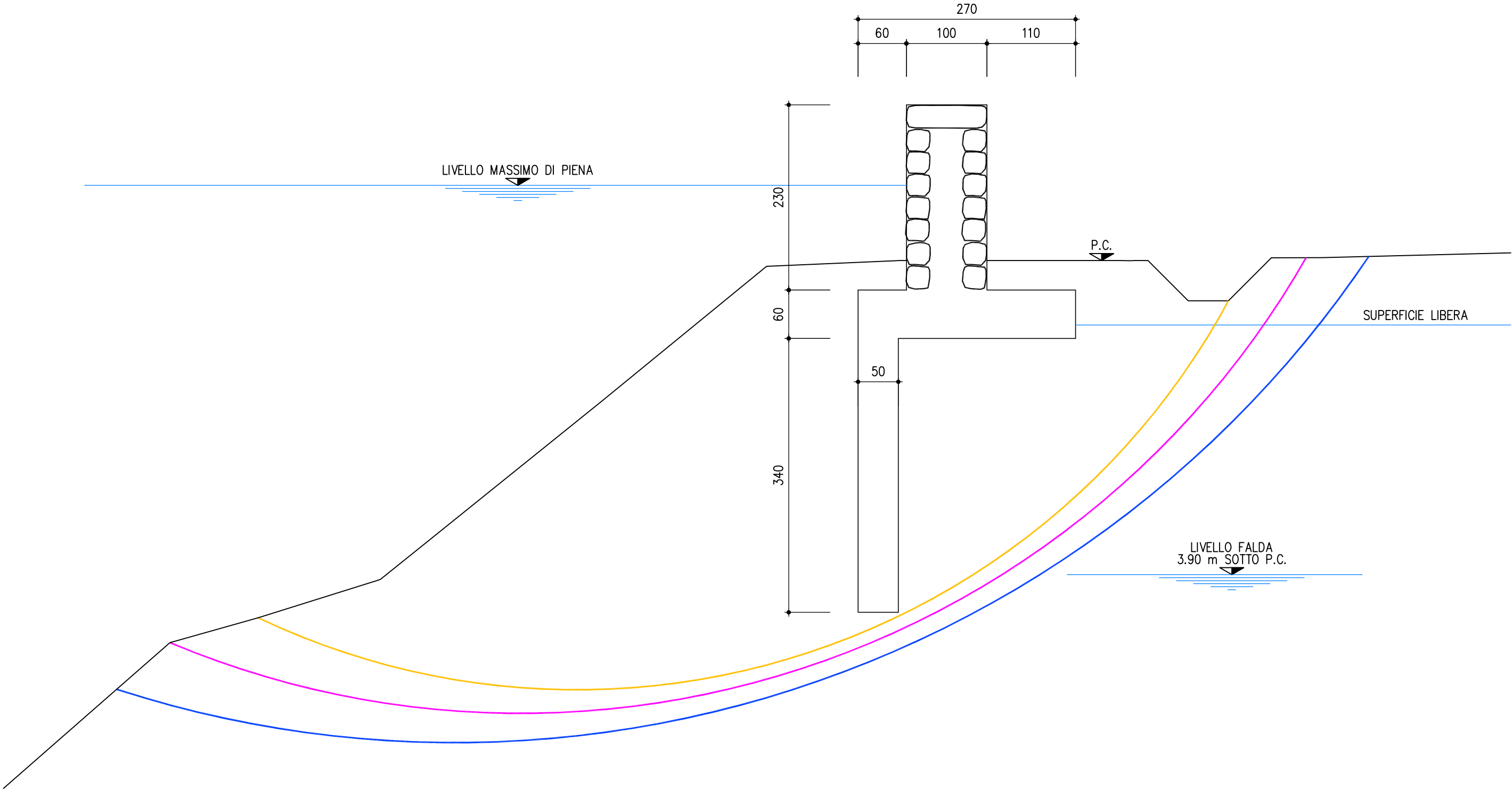


Fig.V1-4: ORNAVASSO-TRATTO V1-CERCHI DI SCIVOLAMENTO

	FATTORE DI SICUREZZA		
TERRENO IMMERSO	1.24	1.23	1.25
TERRENO SATURO	1.39	1.37	1.35



5.7.2 Ornavasso - TRATTO V3

Il muro arginale in c.a. previsto nel tratto V3 del comune di Ornavasso (vedi figura V3-1) è a forma di “T” con fondazione di dimensioni pari a 2.70 x 0.60 metri e parete verticale di dimensioni pari a 3.00 x 0.40 metri. La struttura in elevazione è dotata di rivestimento in massi di cava, sia lato campagna che lato fiume, di spessore pari a 30 cm. Sulla sommità del muro arginale è prevista anche una copertina di spessore pari a 30 cm e di lunghezza pari a 1.00 metri (l'altezza complessiva della struttura verticale raggiunge quindi 3.30 metri).

All'estremità della fondazione, lato fiume, è previsto un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.40 x 0.50 metri.

L'opera avrà il piano di appoggio ad una quota, posta al di sotto del piano campagna, variabile da circa 0.40 a 0.90 metri; la struttura in elevazione, di conseguenza, avrà un'altezza fuori terra compresa fra circa 2.40 e 2.90 metri.

5.7.2.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione è stata inserita l'opera in progetto in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 60.00 m e con limite inferiore posto ad una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 2.30 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.20 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 2.00 m e 4.20 m di profondità dal piano campagna; il terreno sottostante risulta invece composto di ghiaia e sabbia. I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato ghiaioso-sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

In figura V3-3 si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

5.7.2.2 Risultati della verifica al sifonamento

Nel caso in esame il valore massimo del gradiente al piede del rilevato (velocità massima nella zona maggiormente esposta ai fenomeni di sifonamento pari a 7.5×10^{-3} cm/s) risulta pari a circa 0.16, mentre il gradiente critico è pari a 0.9. Ne consegue che il fattore di sicurezza è circa pari a 5.6, quindi la verifica ha esito positivo.

5.7.2.3 Risultati delle verifiche di stabilità globale

In figura V3-4 sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico esaminata.

Nel presente tratto, in base alle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geotecniche effettuata, si è assunto per le verifiche di stabilità un unico valore dell'angolo di attrito $\phi' = 22.5^\circ$, pari all'angolo di attrito interno del materiale costituente il primo strato di terreno.

Per quanto riguarda la verifica con terreno in condizioni immerse (transito della piena di riferimento), il coefficiente di sicurezza minimo è risultato pari a 1.28.

Per quanto riguarda la verifica in condizioni sature, il coefficiente di sicurezza minimo è risultato invece pari a 1.39.

5.7.2.4 Calcolo delle sollecitazioni

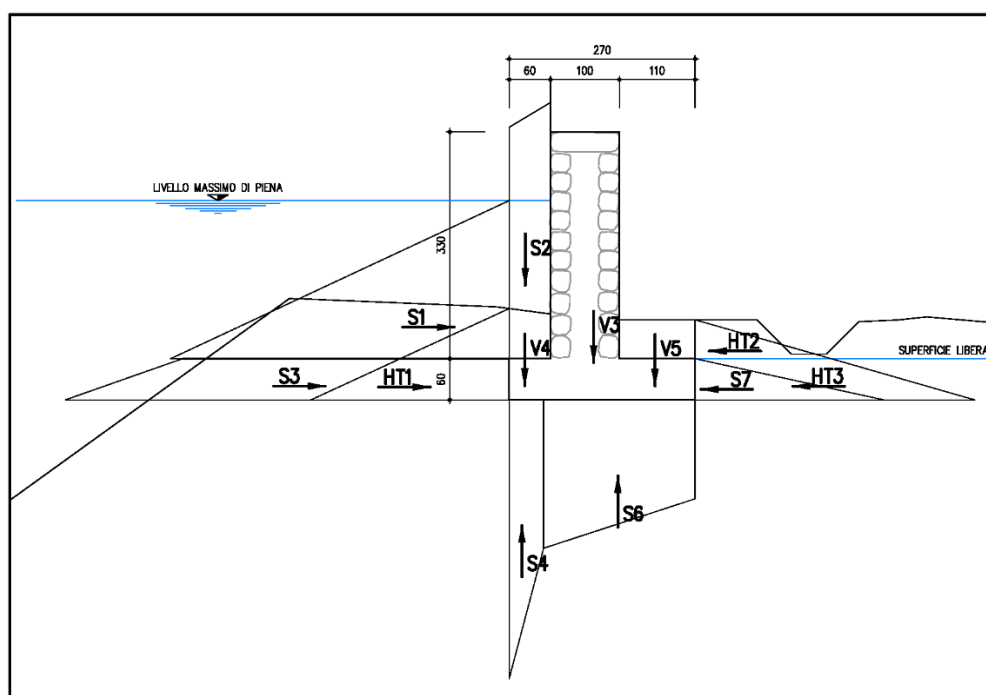


Fig. 5.4 Sollecitazioni sul muro arginale del tratto V3

Con riferimento alla soprastante figura 5.4 si riporta la procedura adottata per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro arginale, rispetto al piano di fondazione. Sono state assunte positive le azioni dirette verso il piano campagna e verso l'alto.

In base al valore dell'angolo di attrito $\phi' = 22.5^\circ$ assunto per i calcoli di stabilità, si è determinato come coefficiente di spinta a riposo (Jaky):

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi \right) = 0.56$$

Spinte orizzontali del terreno

- lato fiume: spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (fondazione + elevazione) del manufatto: $HT1 = (\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2 / 2 = 4.46 \text{ kN/m}$;
- lato campagna: spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2 / 2 = -1.28 \text{ kN/m}$;
- spinta "HT3" a riposo del terreno (immerso) sotto la superficie libera $HT3 = K_0 \cdot h_3 \cdot (2\gamma_{\text{sec}} \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3) / 2 = -3.62 \text{ kN/m}$.

Spinte dell'acqua

- spinta dell'acqua lato fiume "S1" sopra la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S1 = 25.79 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato fiume "S3" sotto la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S3 = 15.32 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato campagna "S7"; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l'analisi di filtrazione: $S7 = -1.98 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell'acqua "S4" sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S4 = 15.31 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell'acqua "S6" sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S6 = 9.61 \text{ kN/m}$.

Carichi verticali esclusa la sottospinta

Corrispondono ai pesi degli elementi che insistono sul piano di fondazione (muro arginale, terreno sopra la fondazione dell'opera, acqua). Sono assunti positivi i carichi verticali diretti verso l'alto.

- Peso dell'acqua "S2" sopra la fondazione, lato Toce: S2=-13.35 kN/m;
- Peso "V3" muro in elevazione e fondazione: V3=-123.00 kN/m;
- Peso terreno "V4" sopra la fondazione, lato Toce: V4=-3.69 kN/m;
- Peso terreno "V5" sopra la fondazione, lato campagna: V5=-8.68 kN/m.

5.7.2.5 Verifica alla traslazione sul piano di posa

- Scorrimento								
GEO A1								
	permanenti favorevoli γ_{G1} =	1,00			$\phi = 22,5$			
	permanenti sfavorevoli γ_{G2} =	1,30						
	variabili favorevoli γ_{Q1} =	0,00						
	variabili sfavorevoli γ_{Q2} =	1,50						
M1								
	I coefficienti γ_M sono =	1						
R3								
	Il coefficiente γ_R é =	1,1						
	$\Sigma R_y = \gamma_{G1} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$	123,80	kN					
	$\Sigma R_x = \gamma_{G2} (S1) - \gamma_{G1} (HT2 + HT3 + S7 + S3 + HT1) =$	46,43	kN					
	$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$	1,10	>	1,10				

5.7.2.6 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento rispetto allo spigolo lato campagna della fondazione risulta:

- Ribaltamento							
EQU						$\phi = 22,5$	
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	0,90					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,10					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M2							
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka				$\phi' = \arctg (tg\phi_i/1.25) =$	18,33		
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3} + M_{S7} + M_{HT2} + M_{HT3}) =$					211,56	kNm
		$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1} + M_{S4} + M_{S6}) =$					91,20 kNm
		$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$					2,32 > 1,00

5.7.2.7 Verifica della capacità portante del terreno

Per un angolo d'attrito del terreno $\phi = 22.5^\circ$, i coefficienti N_q e N_γ risultano rispettivamente pari a 9.70 e 7.07. Segue: $q_{ult} = 271.00 \text{ kN/m}^2$ (profondità della fondazione pari a 1.01 m, larghezza della fondazione pari a 2.70 m).

- Capacità portante terreno di fondazione							
GEO A1							
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	1,00					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,30					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M1							
	I coefficienti γ_M sono =	1					
R3							
	Il coefficiente γ_R é =	1,4					

Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)							
	$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$					271	kN/m ²
con:							
	$q' = \gamma_{sat} * d =$	14,14	kN/m ²	$d =$	1,01	m	
	$\gamma_{sat} =$	14	kN/m ³	$B =$	2,70	m	
	per $\phi =$	22,5°	0,393	$L =$	1,00	m	
	$c' =$	0	kN/m ²				
	$N_c =$	20,99		$N_q =$	9,70		$N_\gamma =$ 7,07
	$s_c =$	1,00		$a =$	2,45		$\tan\phi =$ 0,41
	$K_{py} =$	30,00		$\pi =$	180°		$\pi =$ 3,14
						$s_\gamma =$	1,00
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3}) + \gamma_{G1} (M_{HT2} + M_{HT3} + M_{S7}) =$					298,66	kNm
	$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1}) + \gamma_{G1} (M_{S4} + M_{S6}) =$					95,43	kNm
	$\Sigma R_y = \gamma_{G2} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$					168,42	kN
	$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$	1,21	m				
	$e = (B / 2) - u =$	0,14	m	<	$B/6 =$	0,45	m
	$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$	0,77	terreni incoerenti				
	$R_e = 1 - 2(e / B) =$	0,89	terreni coesivi				
	$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$	242	kN/m ²				
	$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					82,24	kN/m ²
	$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					42,51	kN/m ³
	$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$					93,05	kN/m ²
	$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$	2,94	>	1,40			

I risultati mostrano come la capacità portante del terreno sia ampiamente sufficiente a sostenere le pressioni dovute alla struttura.

5.7.2.8 Verifiche di resistenza

Per la sezione al piede del muro le azioni agenti sono state calcolate considerando il peso proprio della porzione in elevazione del muro e le spinte attive agenti su di essa; per calcolare le azioni agenti sulla fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno, invece, si sono considerati il peso proprio della porzione di struttura, il peso del terreno e dei sovraccarichi gravanti su di essa (se presenti) e le pressioni sulla fondazione a contatto con il terreno, desunte dalla verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Gli schemi di calcolo sono riportati nella figura che segue.

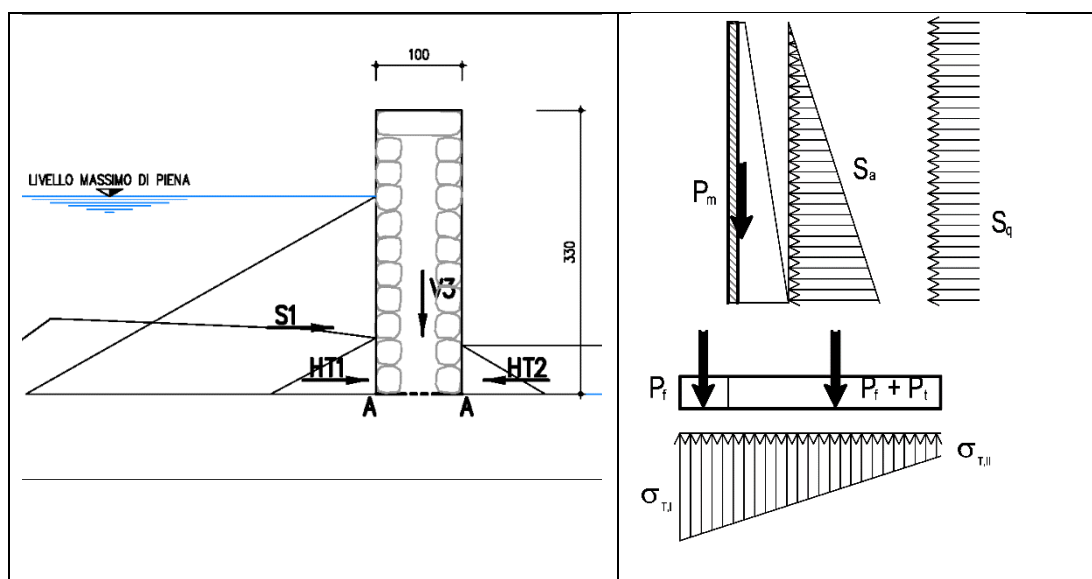


Fig. 5.2: Sollecitazioni considerate per la verifica

Si riportano di seguito i valori delle forze sollecitanti la sezione orizzontale di incastro del muro sul piede; i momenti sono calcolati rispetto al baricentro di tale sezione, positivo il verso antiorario con riferimento alla figura precedente:

- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3 = -82.50 \text{ kN/m}$;
- Spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione: $S1 = 25.79 \text{ kN/m}$;

- Spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (elevazione) del manufatto, lato fiume: $HT1 = (\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2 / 2 = 1.34 \text{ kN/m}$;
- Spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera, lato campagna: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2 / 2 = -1.28 \text{ kN/m}$;

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1,00$

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1,30$

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0,00$

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1,50$

			$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) =$	25,78	kNm	
			$N_{ED} = \gamma_{G1} (V_3) =$	82,5	kN	
			$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) =$	34,85	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1,00$

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1,30$

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0,00$

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1,50$

$V_{II \text{ rett}}$	25,51	kN	$b_{VII \text{ rett}}$	0,30	m	$M_{VII \text{ rett}}$	7,65	kNm
$V_{II \text{ triang}}$	2,65	kN	$b_{VII \text{ triang}}$	0,20	m	$M_{VII \text{ triang}}$	0,53	kNm
			Fv	28,15	kN			
			M	8,18	kNm			

42,51		82,24	Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma			
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$				
42,51		66,05				
8,83		16,19				
0,60	1,00	1,10				

CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

A1								
permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$			1,00					
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$			1,30					
variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$			0,00					
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$			1,50					
$V_{I\text{ rett}}$	72,66	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0,55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	39,96	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	8,90	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0,73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	6,53	kNm
			Fv	81,56	kN			
			M	46,49	kNm			
42,51		82,24		Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$						
42,51		66,05						
8,83		16,19						
0.60	1.00	1.10						

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU

<u>Verifica a taglio</u>								
SEZIONE AL PIEDE DEL MURO								
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio								
$V_{Ed} =$	34,85	kN						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)			
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)			
con:								
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm		
$d' =$	4	cm		$d =$	36	cm		

$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					132,40	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$		1,75	\leq	2		
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) =$		0,0021	\leq	0,02		
A_{Sl} = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$		0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22 daN/cm ²
$N_{Ed} =$		55,20	daN			
$A_c = b * h =$		4.000	cm ²			
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd} =$		132,40	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	145,72 kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$		0,403				
$V_{Rd} =$		145,72	kN	$>$	$V_{Ed} =$	34,85 kN
<u>Verifica a presso-flessione</u>						
SEZIONE AL PIEDE DEL MURO						
$M_{Ed} =$		25,78	kNm			
$N_{Ed} =$		82,50	kNm			
dove:						
$A_{S,comp} =$		5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$		5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)
con:						
$b =$		100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$		4	cm	$d =$	36	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$		8,55	cm			
- Ipotesi $x < x_1$:						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$		0,0035				
$\sigma'_s < f_{yd}$		L'armatura compressa è in campo elastico				
$\sigma_s = f_{yd} =$		3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}		
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$		97.707	daN			
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)						
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$						
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$						
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$						
11.422	x^2	-	18.204	x	-	-226.289 = 0
$x =$	3,72	cm				
$x =$	3,72	cm	$<$	$x_1 =$	8,55	cm
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-543	daN/cm ²			
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$						
$M_{Rd} =$		120,00	kNm	$>$	$M_{Ed} =$	25,78 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	28,15	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							176,85 kN
con:							
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2				
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02				
A_{Sl} = armatura longitudinale tesa							
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²	
$N_{Ed} =$	0,00	daN					
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²					
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione							
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN	
con							
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353						
$V_{Rd} =$	197,50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	28,15	kN	

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$M_{Ed} =$	8,18	kNm					
$N_{Ed} =$	0,00	kN					
dove:							
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$							
			8,55	cm			
- Ipotesi $x < x_1$:							
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035						
$\sigma'_s < f_{yd}$			L'armatura compressa è in campo elastico				
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}				
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$							97.707 daN

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)							
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$							
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$							
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$							
11.422	x^2	-	34.552	x	-	-295.561	= 0
x =	3,79	cm					
x =	3,79	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm	
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-398	daN/cm ²				
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$							
$M_{Rd} =$	215,05	kNm	>	$M_{Ed} =$	8,18	kNm	

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU

Verifica a taglio							
SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO							
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio							
$V_{Ed} =$	81,56	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							
					176,85	kN	
con:							
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2				
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02				
A_{SI} = armatura longitudinale tesa							
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²	
$N_{Ed} =$	0,00	daN					
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²					
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione							
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN	
con							
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353						
$V_{Rd} =$	197,50	kN	>	$V_{Ed} =$	81,56	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

$$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) = 20,01 \text{ kNm}$$

$$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) = 82,5 \text{ kN}$$

$$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) = 27,13 \text{ kN}$$

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

V _{II} rett	17,76	kN	b _{VII} rett	0,30	m	M _{VII} rett	5,33	kNm
V _{II} triang	2,17	kN	b _{VII} triang	0,20	m	M _{VII} triang	0,43	kNm
			F_v	19,93	kN			
			M	5,76	kNm			

29,60	62,11	Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma
$\sigma_{T,II}$	$\sigma_{T,I}$	
29,60	48,87	
7,22	13,24	
0,60	1,00	1,10

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

V _I rett	53,75	kN	b _{VI} rett	0,55	m	M _{VI} rett	29,56	kNm
V _I triang	7,28	kN	b _{VI} triang	0,73	m	M _{VI} triang	5,34	kNm
			F_v	61,04	kN			
			M	34,91	kNm			

29,60	62,11	Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma
$\sigma_{T,II}$	$\sigma_{T,I}$	
29,60	48,87	
7,22	13,24	
0,60	1,00	1,10

Verifica tensioni d'esercizio						
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	13,87	daN/cm ²	<	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	780,95	daN/cm ²	<	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente e quasi permanente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno									
Per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni frequente e armatura poco sensibile , la tabella									
4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di									
apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$, mentre per condizioni ambientali ordinarie combinazione									
delle azioni quasi permanente e armatura poco sensibile, imponendo $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$									
VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$									
w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure									
ϵ_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura									
Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$									
σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata									
$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o 0,4 per carichi di lunga durata									
f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls									
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$									
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$									
A_s = area dell'armatura tesa									
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura									
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$									
$k_3 = 3,4$									
$d' =$ copriferro									
$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata									
$k_2 = 0,5$ per caso di flessione semplice									
$k_4 = 0,425$									
ϕ = diametro delle barre tese = 16 mm									
$M_{Ed} = 5,76$ kNm									
$A_{S,comp} = 5$ $\Phi 16 =$ 10,05 cm ² (armatura compressa)									
$A_{S,tesa} = 5$ $\Phi 16 =$ 10,05 cm ² (armatura tesa)									
con:									
$b = 100$ cm $h = 60$ cm									
$d' = 4$ cm $d = 56$ cm									
$n = 15$									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0,0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00003$									
$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} = 1,00$									
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} = 20,11$ cm ²									
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0,5}] = 10,77$ cm									
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 = 357.045$ cm ⁴									
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 109$ daN/cm ²									

$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,013	mm	\leq	0,3	mm	
<u>Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno</u>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1,74	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	109,45	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²
<u>Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno</u>						
$M_{Ed} =$	34,91	kNm				
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$n =$	15					
$\sigma_s = k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} =$	-0,0002		$<$	$0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0,00019	
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1,00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20,11	cm ²				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0,5}] =$	10,77	cm				
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	357,045	cm ⁴				
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	663	daN/cm ²				
$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,077	mm	\leq	0,3	mm	
<u>Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno</u>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	10,53	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	663,35	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

Lo schema delle armature è allegato alla presente relazione (vedi figura V3-2), mostra l'armatura minima prevista dalla normativa vigente.

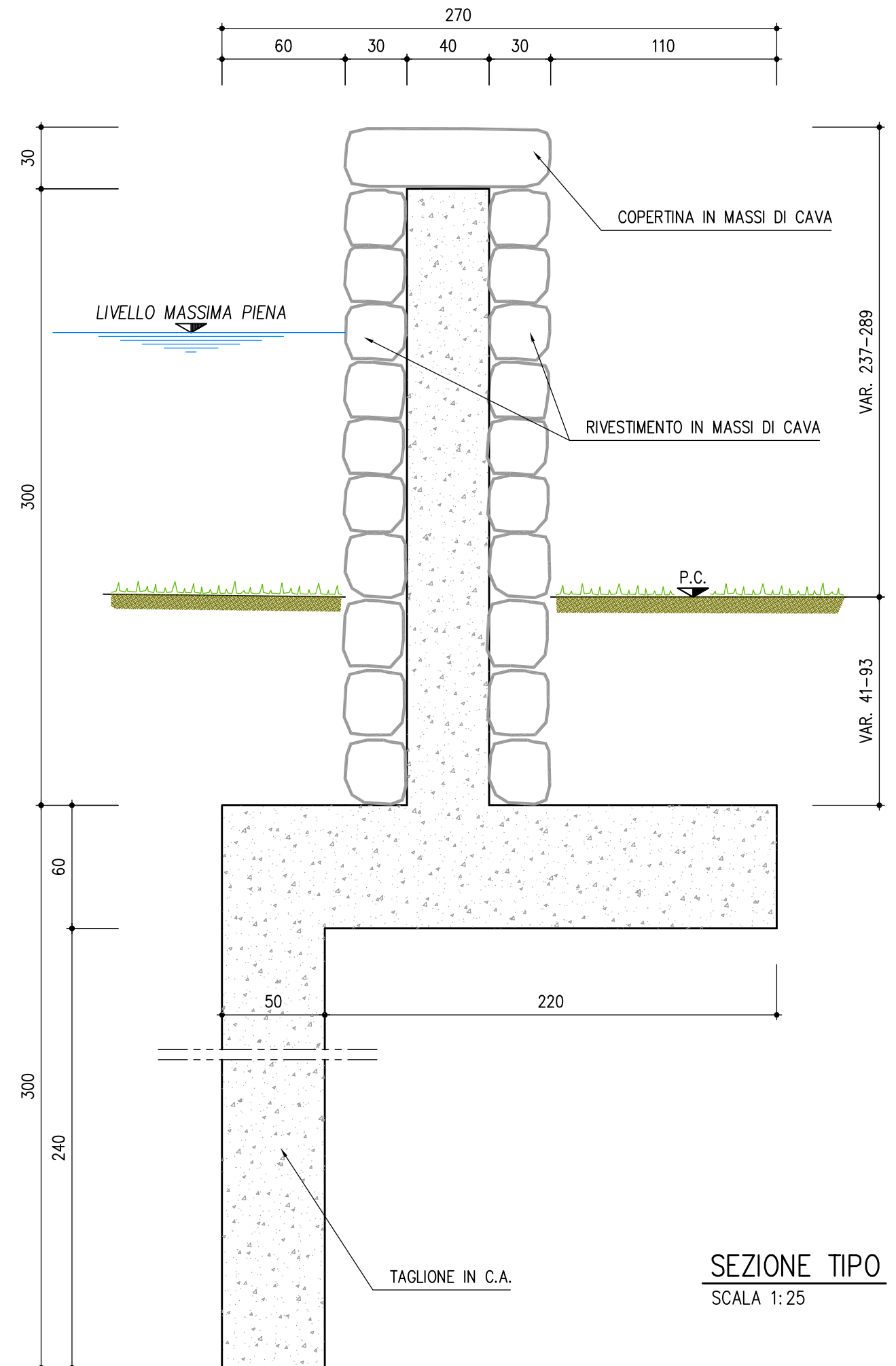
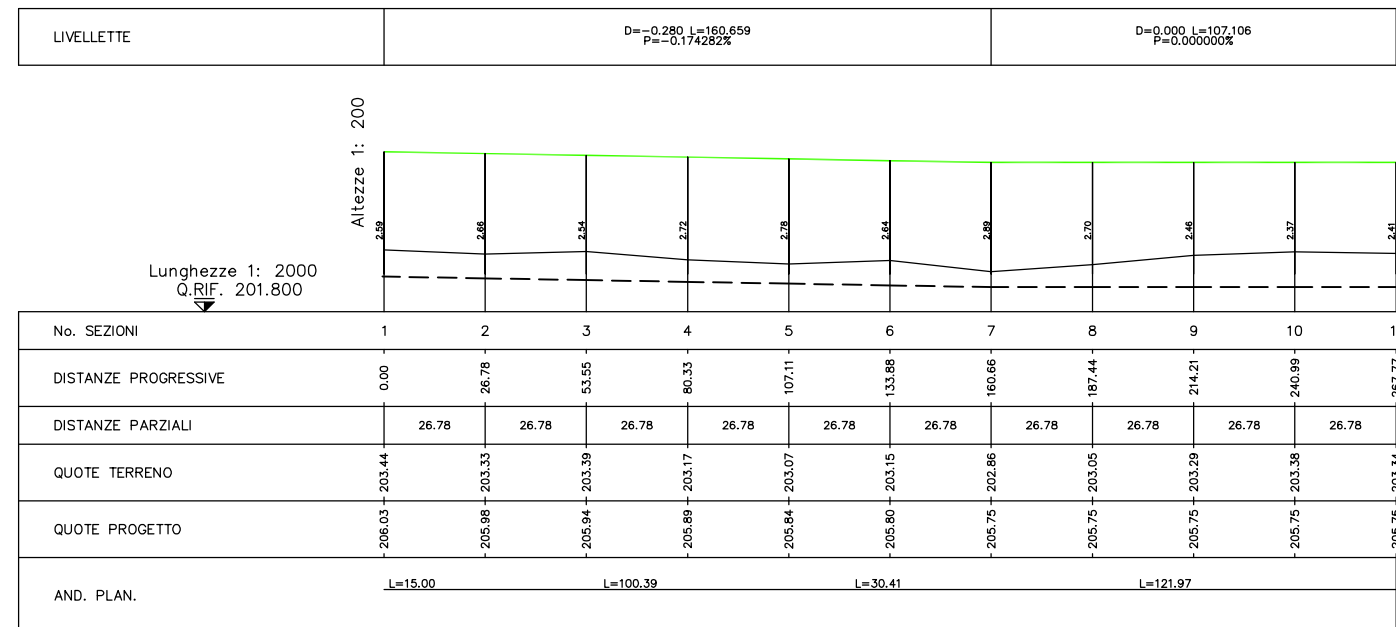
La verifica di resistenza è quindi ampiamente soddisfatta.

PROFILO LONGITUDINALE
SCALA 1:200/2.000

Fig.V3-1: ORNAVASSO-TRATTO V3

LEGENDA

- PROFILO TERRENO ESISTENTE
- PROFILO SOMMITA' MURO
- PROFILO ESTRADOSSO FONDAZIONE



A horizontal line segment is shown, divided into three parts by two vertical tick marks. The segments are labeled with their lengths: 90, 40, and 140. Above the entire segment, a dimension line indicates the total length is 270.



Fig.V3-3: ORNAVASSO-TRATTO V3 - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

19-Jul-07 15:25

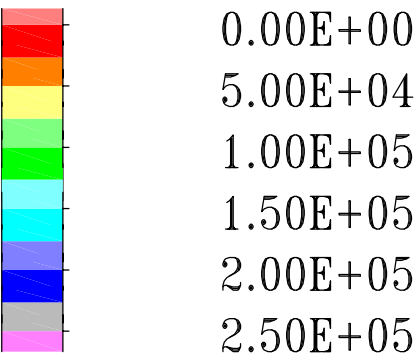
step 285

-2.178E+01 <x< 4.288E+01

-4.338E+01 <y< 2.128E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 1.291E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

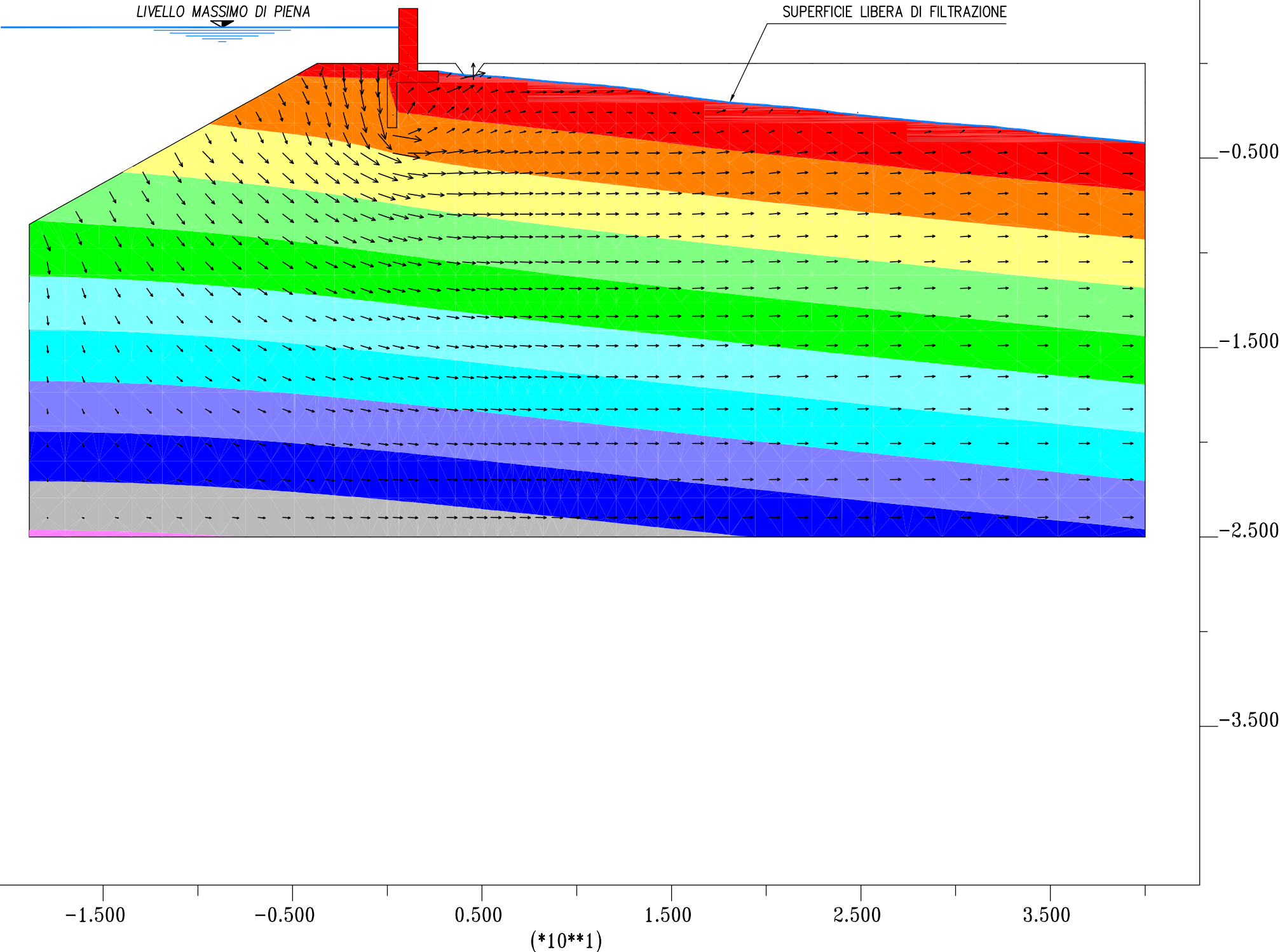
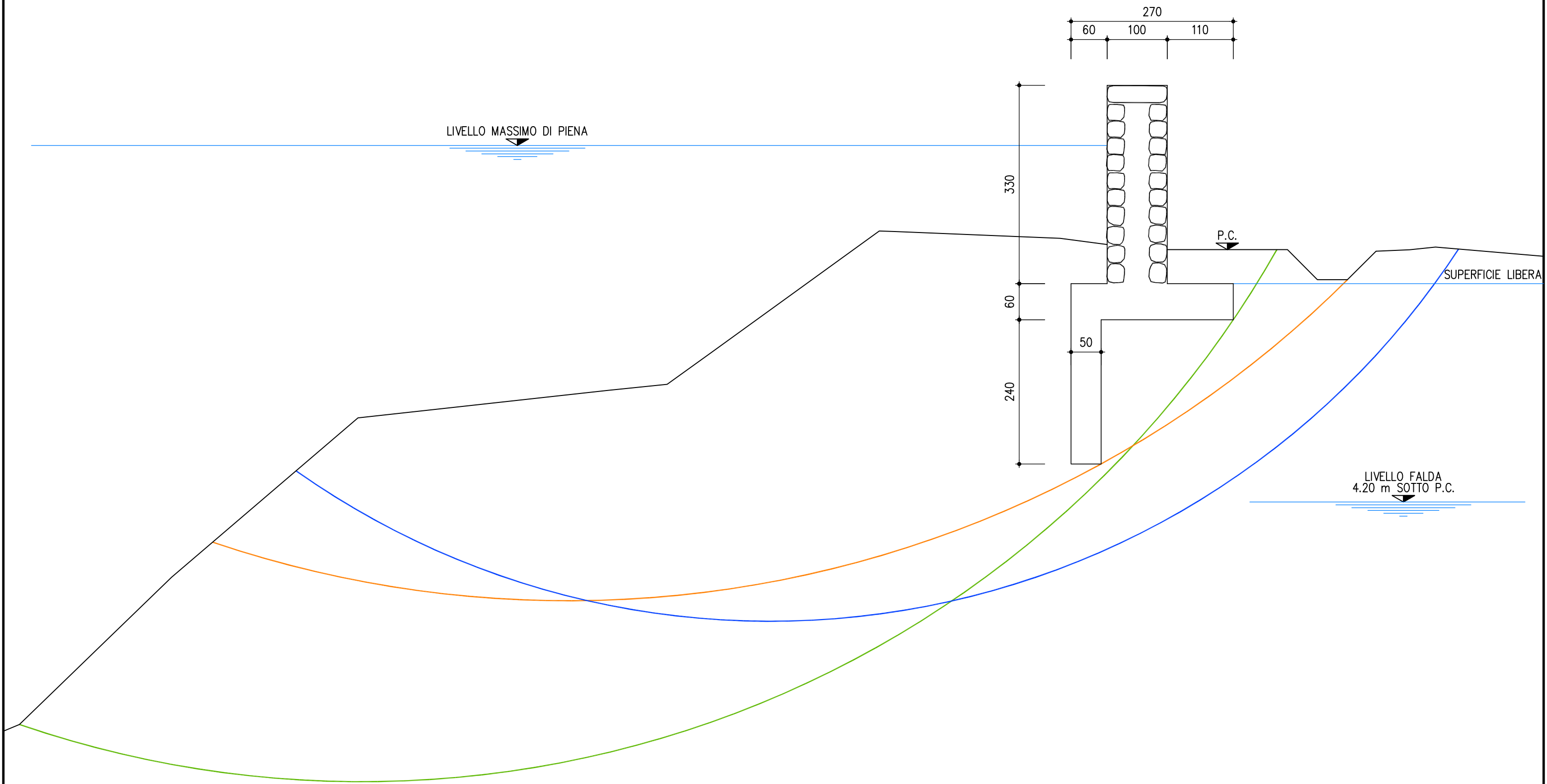


Fig.V3-4: ORNAVASSO-TRATTO V3-CERCHI DI SCIVOLAMENTO

	FATTORE DI SICUREZZA		
TERRENO IMMERSO	1.66	1.28	2.24
TERRENO SATURO	1.85	1.39	2.61



5.7.3 Ornavasso - TRATTO V4 SUBTRATTO B

Il muro arginale in c.a. previsto nel tratto V4 del comune di Ornavasso (vedi figura V4-1b) è a forma di “T” con fondazione di dimensioni pari a 2.70 x 0.60 metri e parete verticale di dimensioni pari a 3.00 x 0.40 metri. La struttura in elevazione è dotata di rivestimento in massi di cava, sia lato campagna che lato fiume, di spessore pari a 30 cm. Sulla sommità del muro arginale è prevista anche una copertina di spessore pari a 30 cm e di lunghezza pari a 1.00 metri (l'altezza complessiva della struttura verticale raggiunge quindi 3.30 metri).

All'estremità della fondazione, lato fiume, è previsto un taglione in c.a. di dimensioni pari a 2.40 x 0.50 metri.

L'opera avrà il piano di appoggio ad una quota, posta al di sotto del piano campagna, variabile da circa 0.70 a 0.90 metri; la struttura in elevazione, di conseguenza, avrà un'altezza fuori terra compresa fra circa 2.40 e 2.60 metri.

5.7.3.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione è stata inserita l'opera in progetto in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 60.00 m e con limite inferiore posto ad una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.60 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.00 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 1.00 m e 5.40 m di profondità dal piano campagna; il terreno sottostante risulta invece composto di sabbia.

I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

In figura V4-3b si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

5.7.3.2 Risultati delle verifiche di stabilità globale

In figura V4-4b sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico esaminata. È opportuno osservare che la scarpata della sponda lato fiume è stata allungata rispetto al rilievo originale, con la forma che la stessa scarpata possiede in corrispondenza del tratto V3.

Nel presente tratto, in base alle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geotecniche effettuata, si è assunto per le verifiche di stabilità un unico valore dell'angolo di attrito $\phi' = 21.7^\circ$, pari all'angolo di attrito interno del materiale costituente il primo strato di terreno.

Per quanto riguarda la verifica con terreno in condizioni immerse (transito della piena di riferimento), il coefficiente di sicurezza minimo è risultato pari a 1.31.

Per quanto riguarda la verifica in condizioni sature, il coefficiente di sicurezza minimo è risultato invece pari a 1.39.

5.7.3.3 Calcolo delle sollecitazioni

Con riferimento alla sottostante figura 5.7, si riporta la procedura adottata per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro arginale, rispetto al piano di fondazione. Sono state assunte positive le azioni dirette verso il piano campagna e verso l'alto.

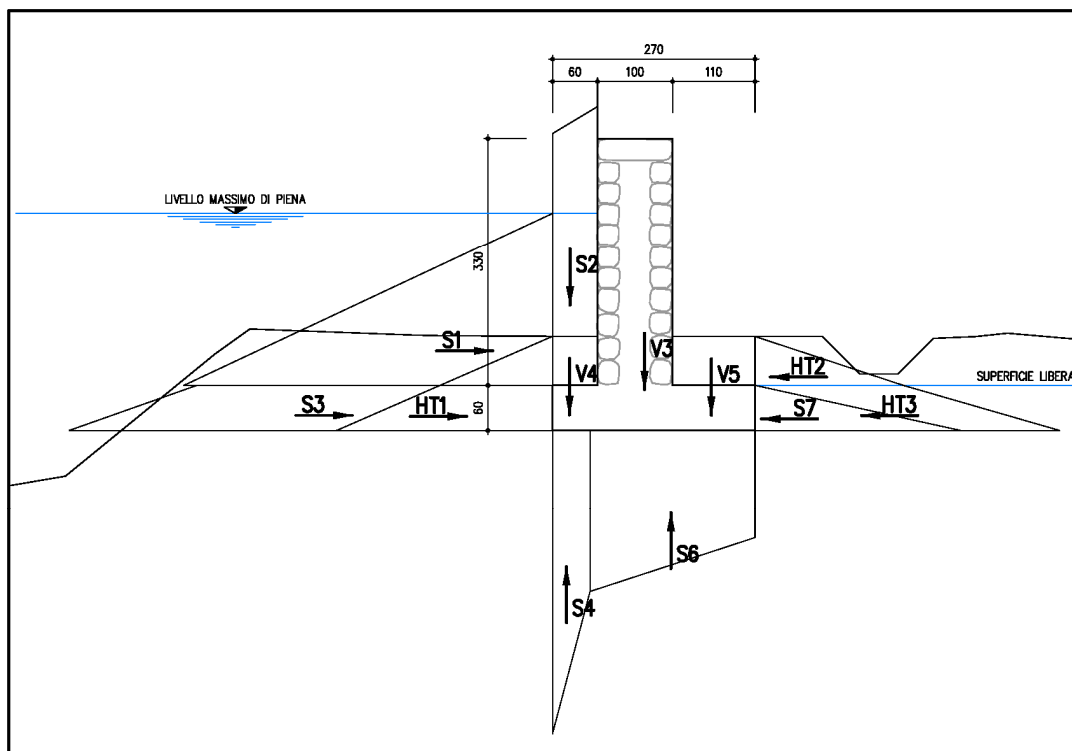


Fig. 5.7 Sollecitazioni sul muro arginale del tratto V4

In base al valore dell'angolo di attrito $\phi' = 21.7^\circ$ assunto per i calcoli di stabilità, si è determinato come coefficiente di spinta a riposo (Jaky):

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi\right) = 0.57$$

Spinte orizzontali del terreno

- lato fiume: spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (fondazione + elevazione) del manufatto: $HT1 = (\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2 / 2 = 4.58 \text{ kN/m}$;

- lato campagna: spinta “HT2” a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera: $HT2 = \gamma_{sec} \cdot K_0 \cdot h_2^2 / 2 = -1.96 \text{ kN/m}$;
- spinta “HT3” a riposo del terreno (immerso) sotto la superficie libera $HT3 = K_0 \cdot h_3 \cdot (2\gamma_{sec} \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3) / 2 = -4.50 \text{ kN/m}$.

Spinte dell'acqua

- spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S1 = 25.42 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato fiume “S3” sotto la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S3 = 15.33 \text{ kN/m}$;
- spinta dell’acqua lato campagna “S7”; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S7 = -1.39 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell’acqua “S4” sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S4 = 11.17 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell’acqua “S6” sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S6 = 10.56 \text{ kN/m}$.

Carichi verticali esclusa la sottospinta

Corrispondono ai pesi degli elementi che insistono sul piano di fondazione (muro arginale, terreno sopra la fondazione dell’opera, acqua). Sono assunti positivi i carichi verticali diretti verso l'alto.

- Peso dell’acqua “S2” sopra la fondazione, lato Toce: $S2 = -13.14 \text{ kN/m}$;
- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3 = -123.00 \text{ kN/m}$;

- Peso terreno “V4” sopra la fondazione, lato Toce: V4=-3.96 kN/m;
- Peso terreno “V5” sopra la fondazione, lato campagna: V5=-11.20 kN/m.

5.7.3.4 Verifica alla traslazione sul piano di posa

- Scorrimento								
GEO A1								
	permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$	1,00			$\phi = 21,7$			
	permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,30						
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00						
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50						
M1								
	I coefficienti γ_M sono =	1						
R3								
	Il coefficiente γ_R é =	1,1						
	$\Sigma R_y = \gamma_{G1} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$	129,57	kN					
	$\Sigma R_x = \gamma_{G2} (S1 + S3 + HT1) - \gamma_{G1} (HT2 + HT3 + S7) =$	45,11	kN					
	$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$	1,14	>	1,10				

5.7.3.5 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento rispetto allo spigolo lato campagna della fondazione risulta:

- Ribaltamento							
EQU						$\phi = 21,7$	
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	0,90					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,10					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M2							
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka					$\phi'1 = \arctg (tg\phi_1/1.25)=$	17,66	
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3} + M_{S7} + M_{HT2} + M_{HT3}) =$				213,70	kNm	
		$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1} + M_{S4} + M_{S6}) =$				87,63	kNm
			$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		2,44	>	1,00

5.7.3.6 Verifica della capacità portante del terreno

Per un angolo d'attrito del terreno $\phi = 21.7^\circ$, i coefficienti N_q e N_γ risultano rispettivamente pari a 8.90 e 6.72. Segue: $q_{ult} = 293.00 \text{ kN/m}^2$ (profondità della fondazione pari a 1.33 m, larghezza della fondazione pari a 2.70 m).

- Capacità portante terreno di fondazione							
GEO A1							
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	1,00					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,30					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M1							
	I coefficienti γ_M sono =		1				
R3							
	Il coefficiente γ_R é =		1,4				

Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)						
	$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$					293 kN/m ²
con:						
	$q' = \gamma_{sat} * d =$	18,62	kN/m ²	$d =$	1,33	m
	$\gamma_{sat} =$	14	kN/m ³	$B =$	2,70	m
	per $\phi =$	21,7°	0,379	$L =$	1,00	m
	$c' =$	0	kN/m ²			
	$N_c =$	19,86		$N_q =$	8,90	
	$s_c =$	1,00		$\tan\phi =$	0,40	
	$K_{py} =$	30,00		$\pi =$	180°	
				$\pi =$	3,14	
				$s_\gamma =$	1,00	
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3}) + \gamma_{G1} (M_{HT2} + M_{HT3} + M_{S7}) =$					299,68 kNm
	$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1}) + \gamma_{G1} (M_{S4} + M_{S6}) =$					92,05 kNm
	$\Sigma R_y = \gamma_{G2} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$					174,96 kN
	$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$	1,19	m			
	$e = (B / 2) - u =$	0,16	m	<	$B/6 =$	0,45 m
	$R_e = 1 - (e / B)^{0.5} =$	0,75	terreni incoerenti			
	$R_e = 1 - 2(e / B) =$	0,88	terreni coesivi			
	$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$	257	kN/m ²			
	$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					88,31 kN/m ²
	$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					41,29 kN/m ³
	$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$					98,29 kN/m ²
	$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$	2,91	>	1,40		

I risultati mostrano come la capacità portante del terreno sia ampiamente sufficiente a sostenere le pressioni dovute alla struttura.

5.7.3.7 Verifiche di resistenza

Per la sezione al piede del muro le azioni agenti sono state calcolate considerando il peso proprio della porzione in elevazione del muro e le spinte attive agenti su di essa; per calcolare le azioni agenti sulla fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno, invece, si sono considerati il peso proprio della porzione di struttura, il peso del terreno e dei sovraccarichi gravanti su di essa (se presenti) e le pressioni sulla fondazione a contatto con il terreno, desunte dalla verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Gli schemi di calcolo sono riportati nella figura che segue.

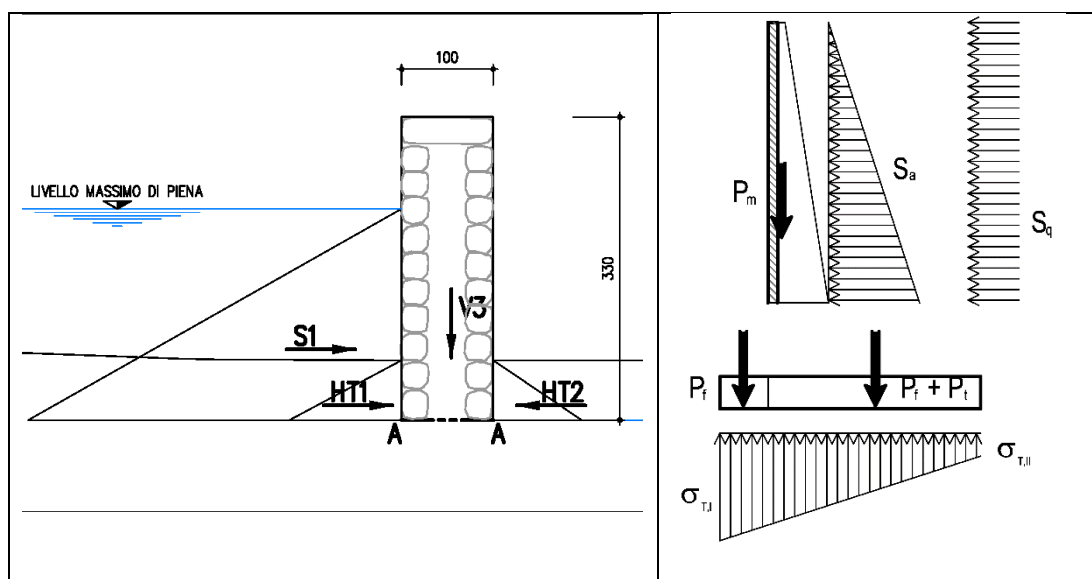


Fig. 5.2: Sollecitazioni considerate per la verifica

Si riportano di seguito i valori delle forze sollecitanti la sezione orizzontale di incastro del muro sul piede; i momenti sono calcolati rispetto al baricentro di tale sezione, positivo il verso antiorario con riferimento alla figura precedente:

- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3 = -82.50 \text{ kN/m}$;
- Spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione: $S1 = 25.42 \text{ kN/m}$;

- Spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (elevazione) del manufatto, lato fiume: $HT1=(\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2/2 = 1.39 \text{ kN/m}$;
- Spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera, lato campagna: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2/2 = -1.96 \text{ kN/m}$;

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1,00**

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1,30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0,00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1,50**

			$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) =$	25,78	kNm	
			$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) =$	82,5	kN	
			$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) =$	34,85	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1,00**

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1,30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0,00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1,50**

$V_{II \text{ rett}}$	24,77	kN	$b_{VII \text{ rett}}$	0,30	m	$M_{VII \text{ rett}}$	7,43	kNm
$V_{II \text{ triang}}$	3,13	kN	$b_{VII \text{ triang}}$	0,20	m	$M_{VII \text{ triang}}$	0,63	kNm
			Fv	27,91	kN			
			M	8,06	kNm			

41,29		88,31	Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$					
41,29		69,15					
10,45		19,16					
0,60	1,00	1,10					

CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

A1								
permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$			1,00					
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$			1,30					
variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$			0,00					
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$			1,50					
$V_{I\text{ rett}}$ 76,07 kN			$b_{VI\text{ rett}}$ 0,55 m			$M_{VI\text{ rett}}$ 41,84 kNm		
$V_{I\text{ triang}}$ 10,54 kN			$b_{VI\text{ triang}}$ 0,73 m			$M_{VI\text{ triang}}$ 7,73 kNm		
			Fv 86,61 kN					
			M 49,56 kNm					
41,29		88,31		Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$						
41,29		69,15						
10,45		19,16						
0.60		1.00		1.10				

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO							
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio							
$V_{Ed} =$	34,85	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	36	cm	

$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					132,40	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$		1,75	\leq	2		
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$		0,0021	\leq	0,02		
A_{SI} = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$		0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22 daN/cm ²
$N_{Ed} =$		55,20	daN			
$A_c = b * h =$		4.000	cm ²			
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd} =$		132,40	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	145,72 kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$		0,403				
$V_{Rd} =$		145,72	kN	>	$V_{Ed} =$	34,85 kN
Verifica a presso-flessione						
SEZIONE AL PIEDE DEL MURO						
$M_{Ed} =$		25,78	kNm			
$N_{Ed} =$		82,50	kNm			
dove:						
$A_{S,comp} =$		5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$		5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)
con:						
$b =$		100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$		4	cm	$d =$	36	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$		8,55	cm			
- Ipotesi $x < x_1$:						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$		0,0035				
$\sigma'_s < f_{yd}$		L'armatura compressa è in campo elastico				
$\sigma_s = f_{yd} =$		3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}		
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$		97.707	daN			
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)						
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$						
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$						
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$						
11.422	x^2	-	18.204	x	-	-226.289 = 0
$x =$	3,72	cm				
$x =$	3,72	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-543	daN/cm ²			
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$						
$M_{Rd} =$		120,00	kNm	>	$M_{Ed} =$	25,78 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	27,91	kN				
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$				176,85	kN	
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2			
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02			
A_{Sl} = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²
$N_{Ed} =$	0,00	daN				
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²				
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353					
$V_{Rd} =$	197,50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	27,91	kN

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$M_{Ed} =$	8,06	kNm				
$N_{Ed} =$	0,00	kN				
dove:						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$			8,55	cm		
- Ipotesi $x < x_1$:						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035					
$\sigma'_s < f_{yd}$			L'armatura compressa è in campo elastico			
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}			
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$				97.707	daN	

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)							
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$							
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$							
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$							
11.422	x^2	-	34.552	x	-	-295.561	= 0
x =	3,79	cm					
x =	3,79	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm	
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-398	daN/cm ²				
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$							
$M_{Rd} =$	215,05	kNm	>	$M_{Ed} =$	8,06	kNm	

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU

Verifica a taglio							
SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO							
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio							
$V_{Ed} =$	86,61	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							
					176,85	kN	
con:							
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2				
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02				
A_{SI} = armatura longitudinale tesa							
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²	
$N_{Ed} =$	0,00	daN					
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²					
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione							
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN	
con							
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353						
$V_{Rd} =$	197,50	kN	>	$V_{Ed} =$	86,61	kN	

Verifica a flessione							
SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO							
M _{Ed} =		49,56	kNm				
N _{Ed} =		0,00	kN				
dove:							
A _{S,comp} =		5	Φ16=	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
A _{S,tesa} =		5	Φ16=	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:							
b =		100	cm		h =	60	cm
d' =		4	cm		d =	56	cm
x ₁ = [ε _{cu} / (ε _{cu} - ε _{yd})] * d' =				8,55	cm		
- Ipotesi x < x ₁ :							
ε _c = ε _{cu} =		0,0035					
σ' _s < f _{yd}				L'armatura compressa è in campo elastico			
σ _S = f _{yd} =		3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f _{yd}			
N _{Rd1} = β ₁ * b * x ₁ * f _{cd} + (A _{S,comp} - A _{S,tesa}) * f _{yd} =				97.707	daN		
- Calcolo del momento resistente per N _{Rd} < N _{Rd1} (ovvero x < x ₁)							
β ₁ * b * x * f _{cd} + σ' _s * A _{S,comp} = A _{S,tesa} * f _{yd} + N _{Ed}							
dove: σ' _s = E _S * ε' _s = E _S * ε _{cu} * (1 - d' / x)							
β ₁ * f _{cd} * b * x ² - (N _{Ed} - ε _{cu} * E _S * A _{S,comp} + f _{yd} * A _{S,tesa}) * x - ε _{cu} * E _S * d' * A _{S,comp} = 0							
11.422	x ²	-	34.552	x	-	-295.561	= 0
x =	3,79	cm					
x =	3,79	cm	<	x ₁ =	8,55	cm	
σ' _s = E _S * ε _{cu} * (1 - d' / x) =		-398	daN/cm ²				
M _{Rd} = A _{S,tesa} * f _{yd} * (h / 2 - d') + A _{S,comp} * σ' _s * (h / 2 - d') + β ₁ * x * b * f _{cd} * (h / 2 - β ₂ * x) =							
M _{Rd} =	215,05	kNm	>	M _{Ed} =	49,56	kNm	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

$$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) = 18,83 \text{ kNm}$$

$$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) = 82,5 \text{ kN}$$

$$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) = 26,81 \text{ kN}$$

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

V _{II rett}	17,29	kN	b _{VII rett}	0,30	m	M _{VII rett}	5,19	kNm
V _{II triang}	2,56	kN	b _{VII triang}	0,20	m	M _{VII triang}	0,51	kNm
			F_v	19,84	kN			
			M	5,70	kNm			

28,81	67,17
$\sigma_{T,II}$	$\sigma_{T,I}$
28,81	51,54
8,52	15,63

Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

0,60	1,00	1,10
------	------	------

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - CONDIZIONI FREQUENTE E QUASI
PERMANENTE - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

V _{I rett}	56,70	kN	b _{VI rett}	0,55	m	M _{VI rett}	31,18	kNm
V _{I triang}	8,60	kN	b _{VI triang}	0,73	m	M _{VI triang}	6,30	kNm
			F_v	65,29	kN			
			M	37,49	kNm			

28,81	67,17
$\sigma_{T,II}$	$\sigma_{T,I}$
28,81	51,54
8,52	15,63

Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

0,60	1,00	1,10
------	------	------

Verifica tensioni d'esercizio						
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	13,75	daN/cm ²	<	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	773,93	daN/cm ²	<	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente e quasi permanente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno									
Per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni frequente e armatura poco sensibile , la tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$, mentre per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni quasi permanente e armatura poco sensibile, imponendo $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$									
VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$									
w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure									
ϵ_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura									
Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$									
σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata									
k_t = 0,6 per carichi di breve durata o 0,4 per carichi di lunga durata									
f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls									
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$									
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$									
A_s = area dell'armatura tesa									
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura									
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$									
$k_3 = 3,4$									
$d' =$ copriferro									
$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata									
$k_2 = 0,5$ per caso di flessione semplice									
$k_4 = 0,425$									
ϕ = diametro delle barre tese = 16 mm									
$M_{Ed} = 5,70$ kNm									
$A_{S,comp} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura compressa)									
$A_{S,tesa} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura tesa)									
con:									
$b = 100$ cm $h = 60$ cm									
$d' = 4$ cm $d = 56$ cm									
$n = 15$									
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0,0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00003$									
$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} = 1,00$									
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} = 20,11$ cm ²									
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0,5}] = 10,77$ cm									
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 = 357.045$ cm ⁴									
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 108$ daN/cm ²									

$\kappa_t =$	0,4						
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b =$	1000	cm ²					
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010						
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68						
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm					
$W_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} =$	0,013	mm	\leq	0,3	mm		
Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno							
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	1,72	daN/cm ²	$<$	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²	
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	108,31	daN/cm ²	$<$	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²	

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno							
$M_{Ed} =$	37,49	kNm					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$n =$	15						
$\varepsilon_{sm} =$	$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
		E_s					
					-0,0002	$< 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0,00020
$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} =$	1,00						
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} =$	20,11	cm ²					
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0,5}] =$	10,77	cm					
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 =$	357,045	cm ⁴					
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	712	daN/cm ²					
$\kappa_t =$	0,4						
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b =$	1000	cm ²					
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010						
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68						
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm					
$W_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} =$	0,083	mm	\leq	0,3	mm		
Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno							
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	11,31	daN/cm ²	$<$	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²	
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	712,38	daN/cm ²	$<$	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²	

Lo schema delle armature è allegato alla presente relazione (vedi figura V4-2), mostra l'armatura minima prevista dalla normativa vigente.

La verifica di resistenza è quindi ampiamente soddisfatta.

Fig.V4-1b: ORNAVASSO-TRATTO V4, SUBTRATTO B

PROFILO LONGITUDINALE

SCALA 1:200/2.000

LEGENDA

PROFILO TERRENO ESISTENTE

PROFILO SOMMITA' ARGINE

PROFILO SOMMITA' MURO

PROFILO ESTRADOSSO FONDAZIONE

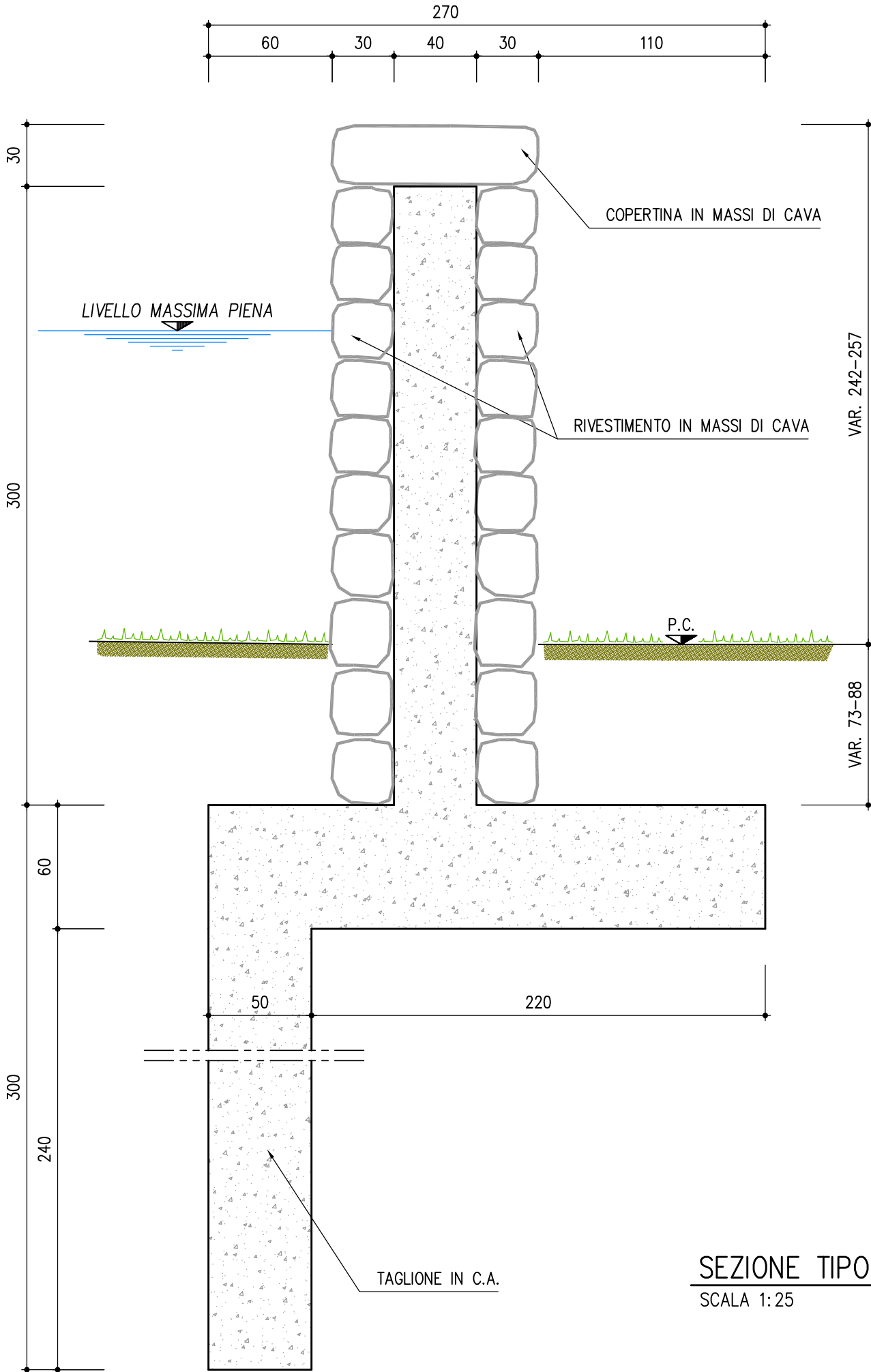
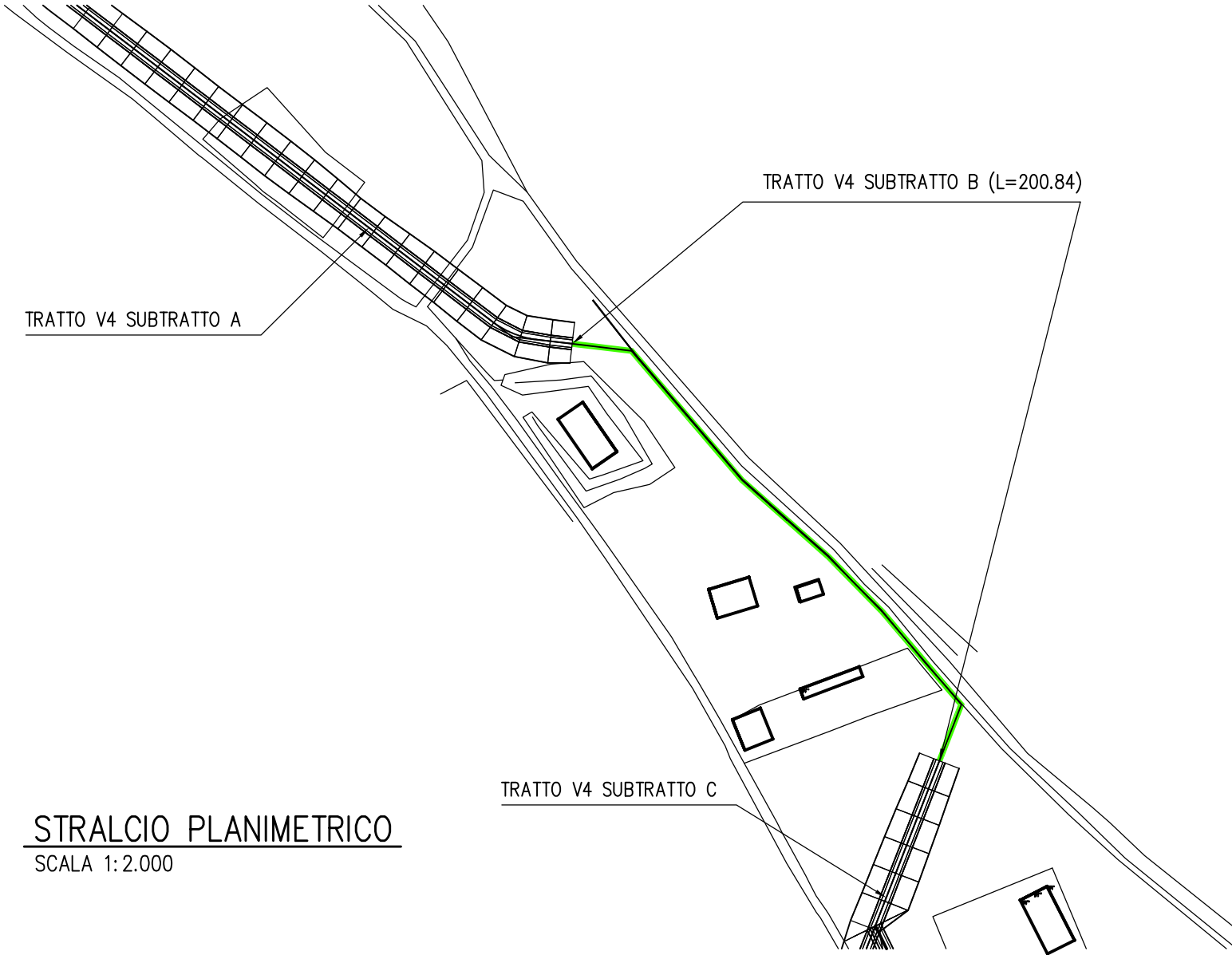
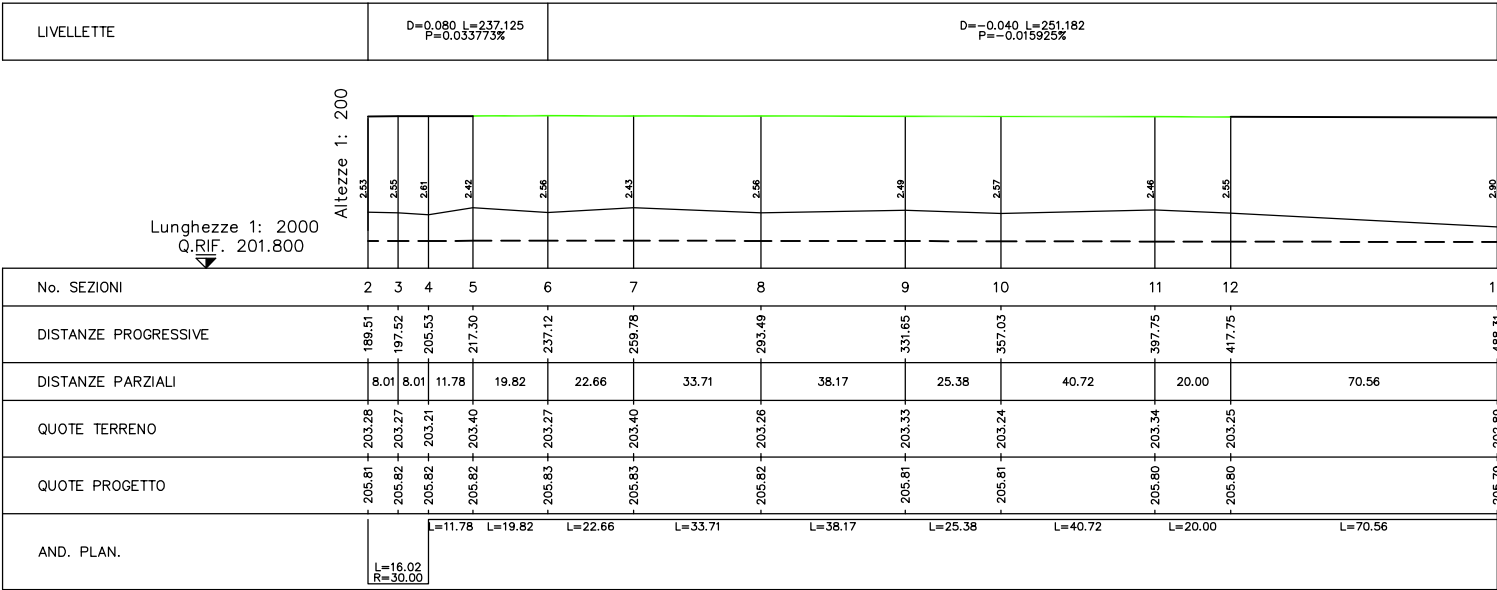


Fig.V4–2b: ORNAVASSO–TRATTO V4, SUBTRATTO B

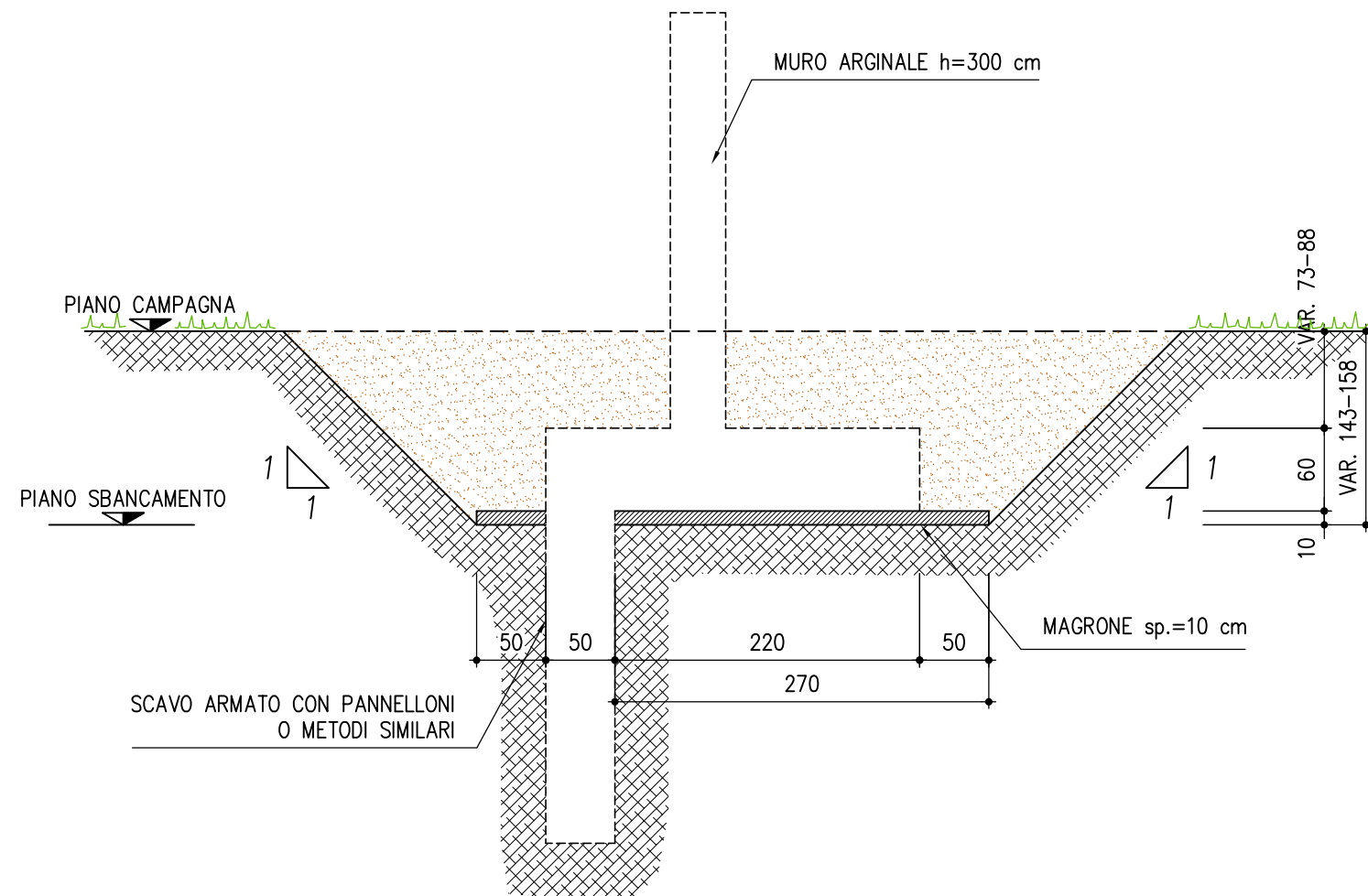
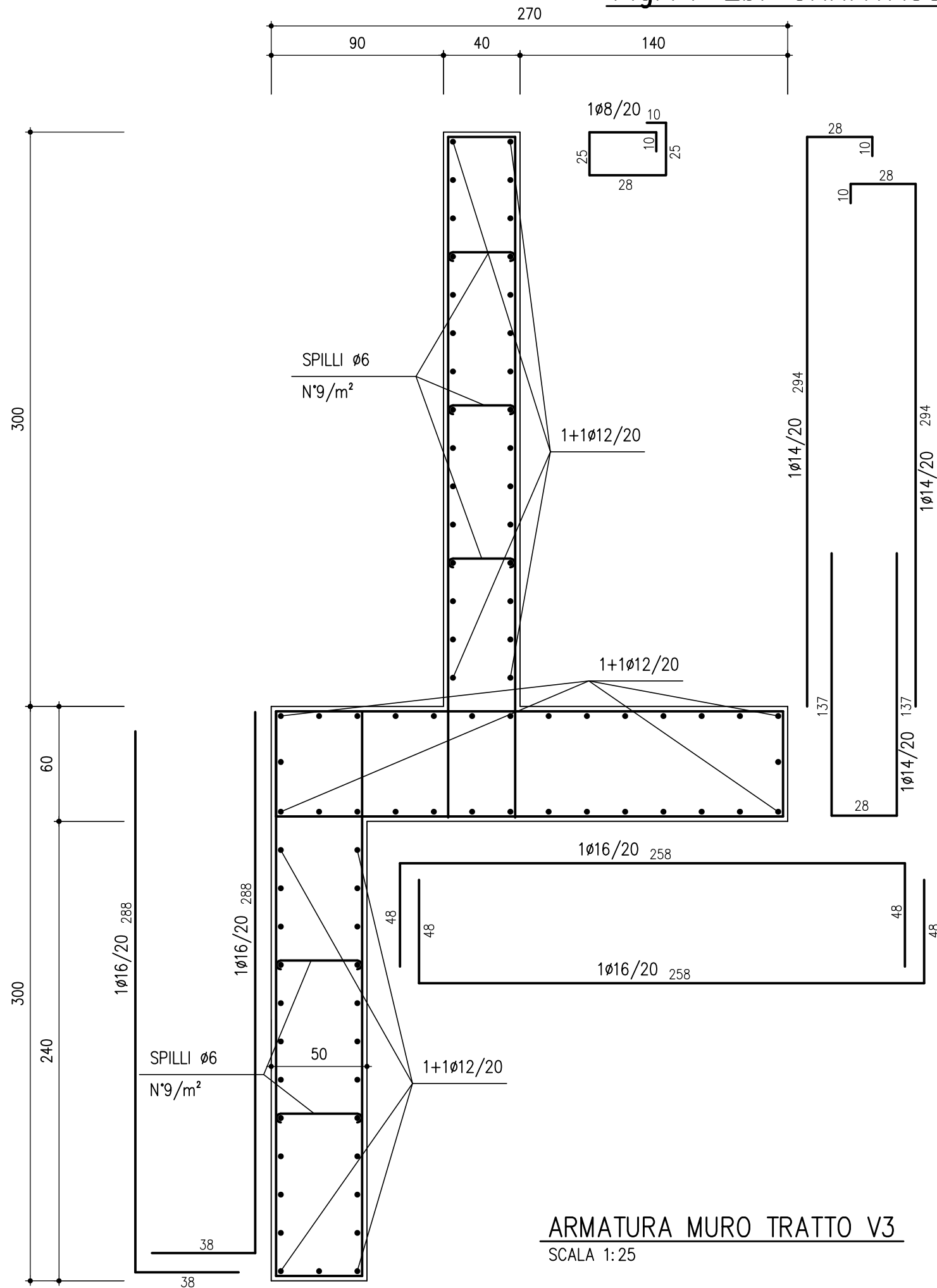


Fig.V4-3b: ORNAVASSO-TRATTO V4, SUBTRATTO B - CAMPO DI FILTRAZIONE PIENA DI RIFERIMENTO

(*10**1)

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

20-Jul-07 10:22

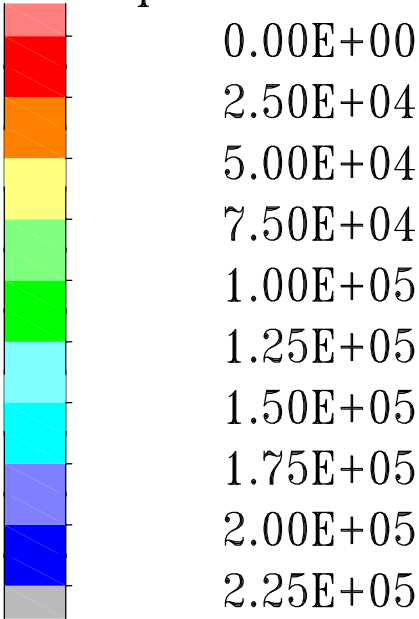
step 199

-1.717E+01 <x< 4.267E+01

-4.112E+01 <y< 1.872E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 1.312E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

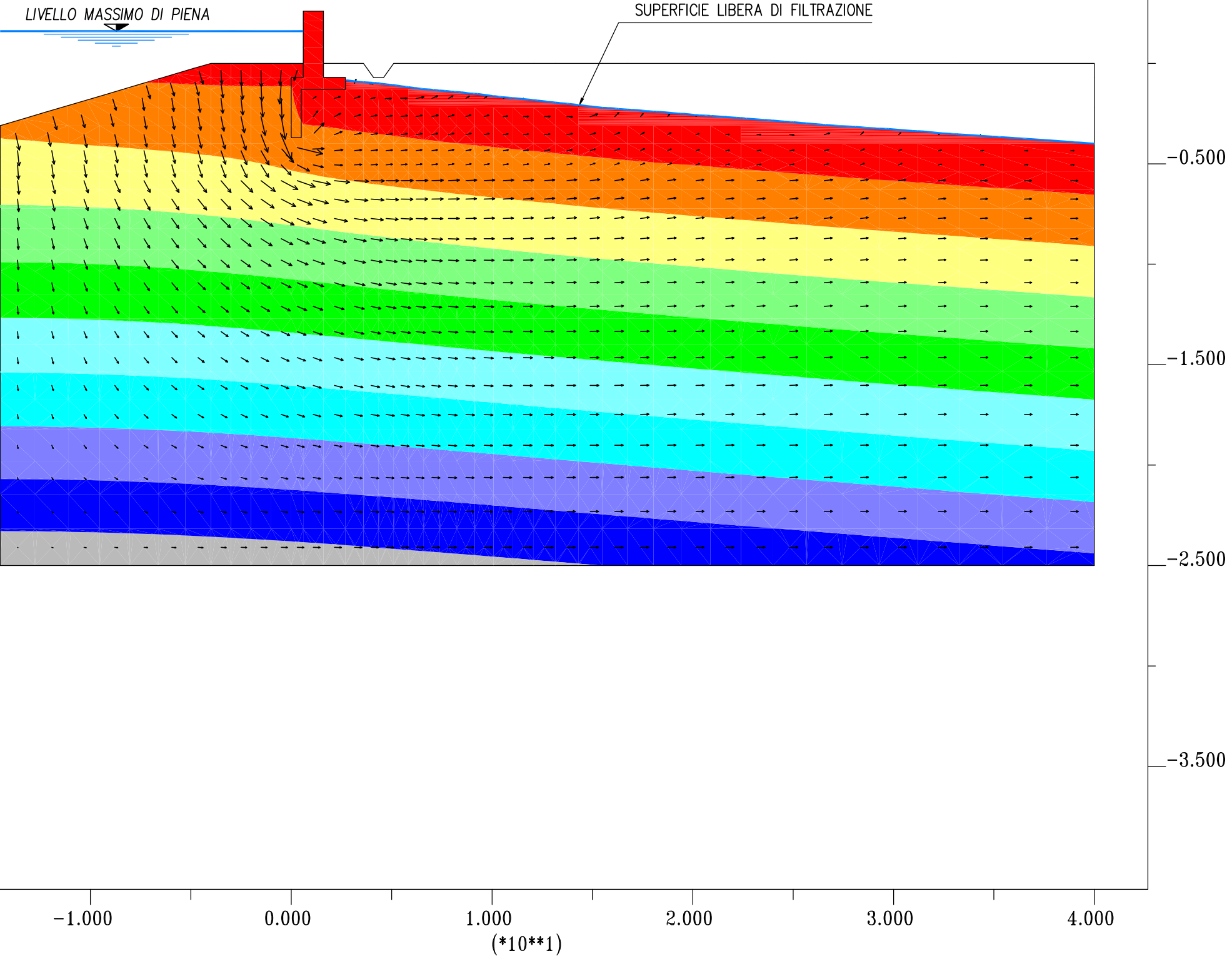
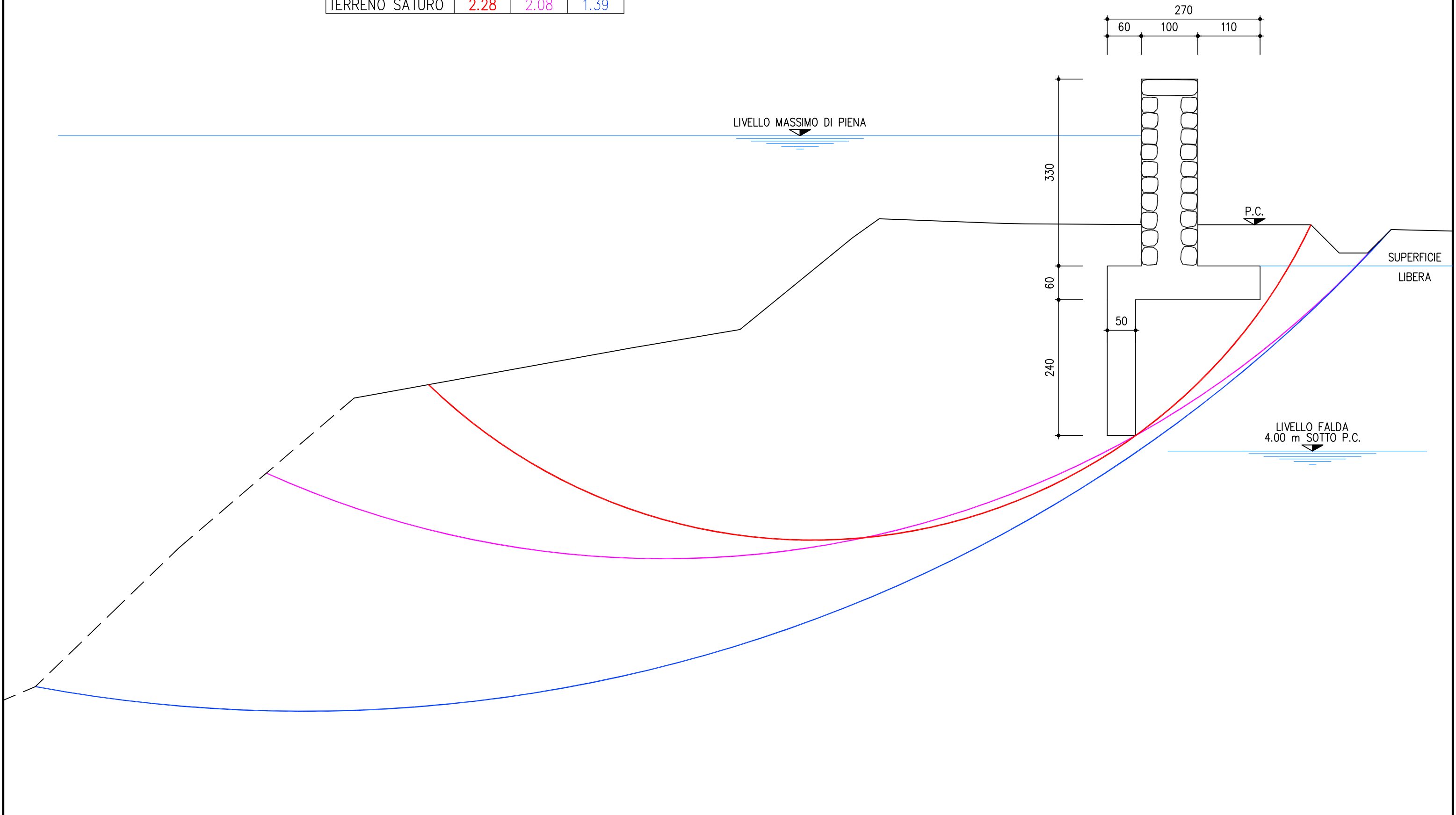


Fig.V4-4b: ORNAVASSO-TRATTO V4, SUBTRATTO B-CERCHI DI SCIVOLAMENTO

	FATTORE DI SICUREZZA		
TERRENO IMMERSO	1.80	2.39	1.31
TERRENO SATURO	2.28	2.08	1.39



5.7.4 Mergozzo - TRATTO G2 SUBTRATTO B

Il muro arginale in c.a. previsto nel tratto G2 del comune di Mergozzo (vedi figure G2-1b e G2-2b) è a forma di “T” con fondazione di dimensioni pari a 2.70 x 0.60 metri e parete verticale di dimensioni pari a 3.00 x 0.40 metri. La struttura in elevazione è dotata di rivestimento in massi di cava, sia lato campagna che lato fiume, di spessore pari a 30 cm. Sulla sommità del muro arginale è prevista anche una copertina di spessore pari a 30 cm e di lunghezza pari a 1.00 metri (l'altezza complessiva della struttura verticale raggiunge quindi 3.30 metri).

All'estremità della fondazione, lato fiume, è previsto un diaframma in c.a. di dimensioni pari a 7.40 x 0.80 metri.

L'opera tipo avrà il piano di appoggio ad una quota, posta al di sotto del piano campagna, variabile da circa 0.90 a 1.50 metri; la struttura in elevazione, di conseguenza, avrà un'altezza fuori terra compresa fra circa 1.80 e 2.40 metri. Fa eccezione il breve tratto di raccordo con il subtratto A dove l'estradosso del piano d'appoggio della struttura coincide con il piano campagna.

5.7.4.1 Risultati dell'analisi di filtrazione

Per la simulazione della filtrazione è stata inserita l'opera in progetto in un reticolo di calcolo di lunghezza complessiva pari a 60.00 m e con limite inferiore posto ad una profondità di 25 metri rispetto al piano campagna. Per descrivere il terreno sottostante è stata utilizzata una maglia di forma rettangolare con elementi di larghezza ed altezza variabile, comprese tra 50 e 150 cm.

Per il lato fiume è stato considerato una battente di 1.60 m, mentre per il lato campagna si è assunto che la falda fosse, come riportato dalle indagini geognostiche, a 4.30 metri al di sotto del piano campagna.

Per quanto il terreno di fondazione della zona in esame, in base alle indagini geognostiche, risulta uno strato sabbioso limoso compreso fra 1.00 m e 4.40 m di profondità dal piano campagna; il terreno sottostante risulta invece composto di sabbia.

I valori di permeabilità adottati per tali strati sono rispettivamente:

- strato sabbioso-limoso: $k = 2.3 \cdot 10^{-2}$ cm/s;
- strato sabbioso: $k = 4.7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

In figura G2-4b si riportano graficamente i risultati della simulazione comprendente il campo di moto, il campo delle pressioni e la superficie libera di filtrazione.

5.7.4.2 Risultati delle verifiche di stabilità globale

In figura G2-5b sono riportate le superfici di scivolamento considerate, nonché i fattori di sicurezza risultanti per ciascun cerchio e per ciascuna condizione di carico esaminata.

Nel presente tratto, in base alle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geotecniche effettuata, si è assunto per le verifiche di stabilità un unico valore dell'angolo di attrito $\phi' = 21.7^\circ$, pari all'angolo di attrito interno del materiale costituente il primo strato di terreno.

Per quanto riguarda la verifica con terreno in condizioni immerse (transito della piena di riferimento), il coefficiente di sicurezza minimo è risultato pari a 1.25.

Per quanto riguarda la verifica in condizioni sature, il coefficiente di sicurezza minimo è risultato invece pari a 1.39.

5.7.4.3 Calcolo delle sollecitazioni

Con riferimento alla sottostante figura 5.10, si riporta la procedura adottata per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro arginale, rispetto al piano di fondazione. Sono state assunte positive le azioni dirette verso il piano campagna e verso l'alto.

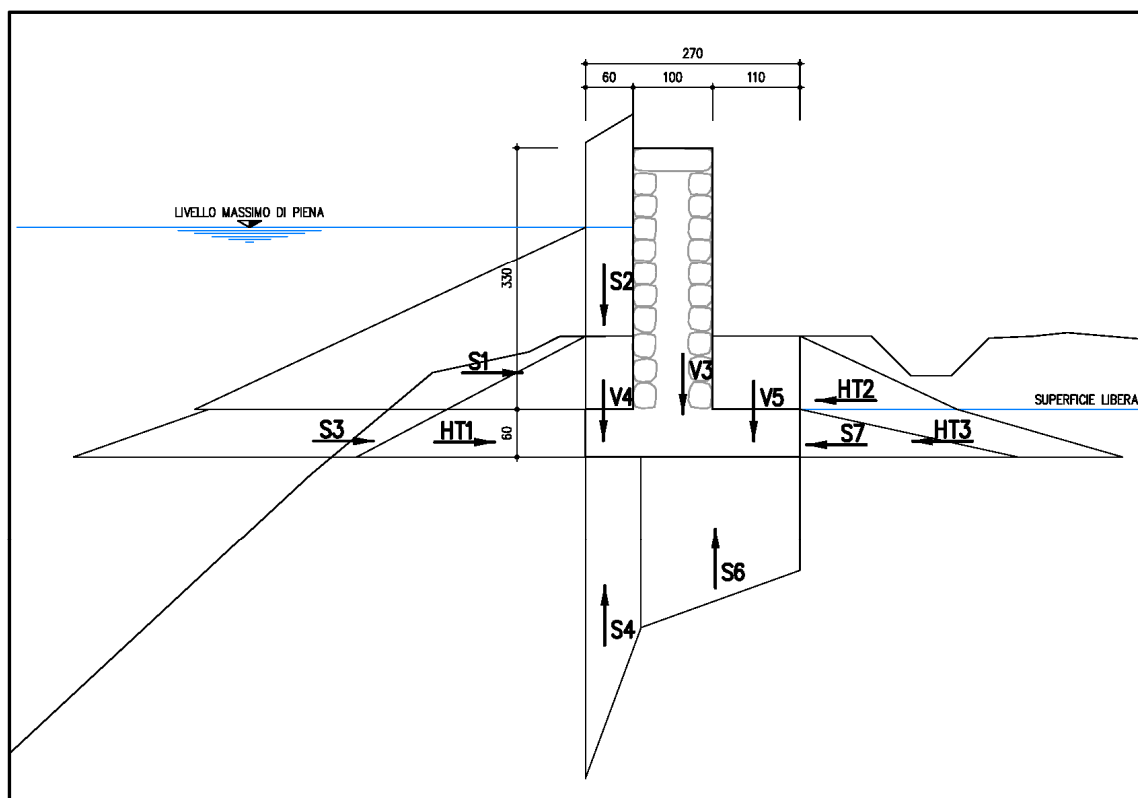


Fig. 5.10 Sollecitazioni sul muro arginale del tratto G2

In base al valore dell'angolo di attrito $\phi' = 21.7^\circ$ assunto per i calcoli di stabilità, si è determinato come coefficiente di spinta a riposo (Jaky):

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi\right) = 0.57$$

Spinte orizzontali del terreno

- lato fiume: spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (fondazione + elevazione) del manufatto: $HT1 = (\gamma' \cdot K_0) \cdot h^2 / 2 = 5.93 \text{ kN/m}$;

- lato campagna: spinta “HT2” a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera: $HT2 = \gamma_{sec} \cdot K_0 \cdot h_2^2 / 2 = -3.44 \text{ kN/m}$;
- spinta “HT3” a riposo del terreno (immerso) sotto la superficie libera $HT3 = K_0 \cdot h_3 \cdot (2\gamma_{sec} \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3) / 2 = -5.36 \text{ kN/m}$.

Spinte dell'acqua

- spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S1=25.82 \text{ kN/m}$;
- spinta dell'acqua lato fiume “S3” sotto la fondazione; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S3=15.42 \text{ kN/m}$;
- spinta dell’acqua lato campagna “S7”; distribuzione lineare fra i valori di pressione calcolati mediante l’analisi di filtrazione: $S7 = -0.84 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell’acqua “S4” sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S4 = 5.69 \text{ kN/m}$;
- sottospinta dell’acqua “S6” sotto il taglione: distribuzione lineare lungo la fondazione delle sottopressioni: $S6 = 12.88 \text{ kN/m}$.

Carichi verticali esclusa la sottospinta

Corrispondono ai pesi degli elementi che insistono sul piano di fondazione (muro arginale, terreno sopra la fondazione dell’opera, acqua). Sono assunti positivi i carichi verticali diretti verso l'alto.

- Peso dell’acqua “S2” sopra la fondazione, lato Toce: $S2=-13.46 \text{ kN/m}$;
- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3=-123.00 \text{ kN/m}$;

- Peso terreno “V4” sopra la fondazione, lato Toce: V4=-4.45 kN/m;
- Peso terreno “V5” sopra la fondazione, lato campagna: V5=-14.28 kN/m.

5.7.4.4 Verifica alla traslazione sul piano di posa

- Scorrimento							
GEO A1							
	permanententi favorevoli γ_{G1} =	1,00			$\phi = 21,7$		
	permanententi sfavorevoli γ_{G2} =	1,30					
	variabili favorevoli γ_{Q1} =	0,00					
	variabili sfavorevoli γ_{Q2} =	1,50					
M1							
	I coefficienti γ_M sono =	1					
R3							
	Il coefficiente γ_R é =	1,1					
	$\Sigma R_y = \gamma_{G1} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$				137,12	kN	
	$\Sigma R_x = \gamma_{G2} (S1 + S3 + HT1) - \gamma_{G1} (HT2 + HT3 + S7) =$				45,28	kN	
	$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x =$		1,21	>	1,10		

5.7.4.5 Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento rispetto allo spigolo lato campagna della fondazione risulta:

- Ribaltamento							
EQU						$\phi = 21,7$	
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	0,90					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,10					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M2							
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka					$\phi' = \arctg (tg \phi / 1.25) =$	17,66	
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3} + M_{S7} + M_{HT2} + M_{HT3}) =$					219,42	kNm
					$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1} + M_{S4} + M_{S6}) =$	88,71	kNm
					$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$	2,47	> 1,00

5.7.4.6 Verifica della capacità portante del terreno

Per un angolo d'attrito del terreno $\phi = 21.7^\circ$, i coefficienti N_q e N_γ risultano rispettivamente pari a 8.90 e 6.72. Segue: $q_{ult} = 316.00 \text{ kN/m}^2$ (profondità della fondazione pari a 1.52 m, larghezza della fondazione pari a 2.70 m).

- Capacità portante terreno di fondazione							
GEO A1							
	permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$	1,00					
	permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$	1,30					
	variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$	0,00					
	variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$	1,50					
M1							
	I coefficienti γ_M sono =	1					
R3							
	Il coefficiente γ_R é =	1,4					

Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)						
	$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$					316 kN/m ²
con:						
	$q' = \gamma_{sat} * d =$	21,28	kN/m ²	$d =$	1,52	m
	$\gamma_{sat} =$	14	kN/m ³	$B =$	2,70	m
	per $\phi =$	21,7°	0,379	$L =$	1,00	m
	$c' =$	0	kN/m ²			
	$N_c =$	19,86		$N_q =$	8,90	
	$s_c =$	1,00		$\tan \phi =$	0,40	
	$K_{py} =$	30,00		$\pi =$	3,14	
				$s_\gamma =$	1,00	
	$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} (M_{S2} + M_{V4} + M_{V5} + M_{V3}) + \gamma_{G1} (M_{HT2} + M_{HT3} + M_{S7}) =$					305,29 kNm
	$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{S3} + M_{HT1}) + \gamma_{G1} (M_{S4} + M_{S6}) =$					93,43 kNm
	$\Sigma R_y = \gamma_{G2} (S2 + V4 + V3 + V5) - \gamma_{G1} (S4 + S6) =$					183,83 kN
	$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$	1,15	m			
	$e = (B / 2) - u =$	0,20	m	<	$B/6 =$	0,45 m
	$R_e = 1 - (e / B)^{0.5} =$	0,73	terreni incoerenti			
	$R_e = 1 - 2(e / B) =$	0,85	terreni coesivi			
	$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$	270	kN/m ²			
	$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					97,97 kN/m ²
	$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$					38,20 kN/m ³
	$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$					106,34 kN/m ²
	$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$	2,76	>	1,40		

I risultati mostrano come la capacità portante del terreno sia ampiamente sufficiente a sostenere le pressioni dovute alla struttura.

5.7.4.7 Verifiche di resistenza

Per la sezione al piede del muro le azioni agenti sono state calcolate considerando il peso proprio della porzione in elevazione del muro e le spinte attive agenti su di essa; per calcolare le azioni agenti sulla fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno, invece, si sono considerati il peso proprio della porzione di struttura, il peso del terreno e dei sovraccarichi gravanti su di essa (se presenti) e le pressioni sulla fondazione a contatto con il terreno, desunte dalla verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Gli schemi di calcolo sono riportati nella figura che segue.

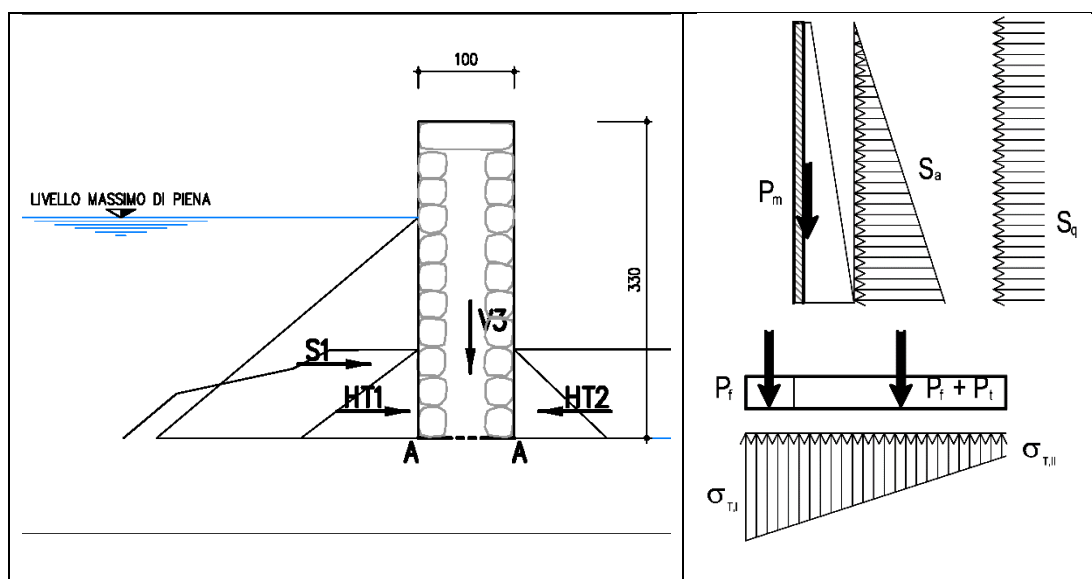


Fig. 5.2: Sollecitazioni considerate per la verifica

Si riportano di seguito i valori delle forze sollecitanti la sezione orizzontale di incastro del muro sul piede; i momenti sono calcolati rispetto al baricentro di tale sezione, positivo il verso antiorario con riferimento alla figura precedente:

- Peso “V3” muro in elevazione e fondazione: $V3 = -82.50 \text{ kN/m}$;
- Spinta dell'acqua lato fiume “S1” sopra la fondazione: $S1 = 25.82 \text{ kN/m}$;

- Spinta a riposo del terreno (immerso) lungo l'altezza h (elevazione) del manufatto, lato fiume: $HT1=(\gamma' \cdot K_0) \cdot h_1^2/2 = 2.17 \text{ kN/m}$;
- Spinta "HT2" a riposo del terreno (secco) sopra la superficie libera, lato campagna: $HT2 = \gamma_{\text{sec}} \cdot K_0 \cdot h_2^2/2 = -3.44 \text{ kN/m}$;

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:
Momenti positivi se in senso orario
Azioni orizzontali positive se verso destra
Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1,00$
 permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1,30$
 variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0,00$
 variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1,50$

			$M_{ED} = \gamma_{G2} (M_{S1} + M_{HT1}) =$	26,6	kNm	
			$N_{ED} = \gamma_{G1} (V3) =$	82,5	kN	
			$T_{ED} = \gamma_{G2} (S1 + HT1) =$	36,39	kN	

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1,00$
 permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1,30$
 variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0,00$
 variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1,50$

VII rett	22,92	kN	bVII rett	0,30	m	MVII rett	6,88	kNm
VII triang	3,98	kN	bVII triang	0,20	m	MVII triang	0,80	kNm
			Fv	26,90	kN			
			M	7,67	kNm			

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON A1+M1+R1 - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

A1								
permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$			1,00					
permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} =$			1,30					
variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$			0,00					
variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$			1,50					
$V_{I\text{ rett}}$	80,98	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0,55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	44,54	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	13,39	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0,73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	9,82	kNm
			Fv	94,37	kN			
			M	54,36	kNm			
38,20		97,97		Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma				
$\sigma_{T,II}$		$\sigma_{T,I}$						
38,20		73,62						
13,28		24,35						
0.60		1.00						
		1.10						

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO								
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio								
$V_{Ed} =$	36,39	kN						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)			
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)			
con:								
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm		
$d' =$	4	cm		$d =$	36	cm		

$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							132,40	kN
con:								
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,75	\leq	2					
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0021	\leq	0,02					
A_{SI} = armatura longitudinale tesa								
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²		
$N_{Ed} =$	55,20	daN						
$A_c = b * h =$	4.000	cm ²						
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione								
$V_{Rd} =$	132,40	kN	\leq	$(V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	145,72	kN		
con								
$V_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,403							
$V_{Rd} =$	145,72	kN	>	$V_{Ed} =$	36,39	kN		
Verifica a presso-flessione								
SEZIONE AL PIEDE DEL MURO								
$M_{Ed} =$	26,60	kNm						
$N_{Ed} =$	82,50	kNm						
dove:								
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura compressa)			
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 14 =$	7,70	cm ²	(armatura tesa)			
con:								
$b =$	100	cm		$h =$	40	cm		
$d' =$	4	cm		$d =$	36	cm		
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$								
	8,55	cm						
- Ipotesi $x < x_1$:								
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035							
$\sigma'_s < f_{yd}$			L'armatura compressa è in campo elastico					
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}					
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$							97.707	daN
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)								
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$								
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$								
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$								
11.422	x^2	-	18.204	x	-	-226.289	$= 0$	
$x =$	3,72	cm						
$x =$	3,72	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm		
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$								
	-543	daN/cm ²						
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$								
$M_{Rd} =$	120,00	kNm	>	$M_{Ed} =$	26,60	kNm		

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	26,90	kN				
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$				176,85	kN	
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2			
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02			
A_{SI} = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	$<$	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²
$N_{Ed} =$	0,00	daN				
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²				
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353					
$V_{Rd} =$	197,50	kN	$>$	$V_{Ed} =$	26,90	kN

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$M_{Ed} =$	7,67	kNm				
$N_{Ed} =$	0,00	kN				
dove:						
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$			8,55	cm		
- Ipotesi $x < x_1$:						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0,0035					
$\sigma'_s < f_{yd}$			L'armatura compressa è in campo elastico			
$\sigma_s = f_{yd} =$	3.913	daN/cm ²	L'armatura tesa lavora alla tensione f_{yd}			
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$				97.707	daN	

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)							
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$							
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$							
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$							
11.422	x^2	-	34.552	x	-	-295.561	= 0
x =	3,79	cm					
x =	3,79	cm	<	$x_1 =$	8,55	cm	
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$		-398	daN/cm ²				
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$							
$M_{Rd} =$	215,05	kNm	>	$M_{Ed} =$	7,67	kNm	

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU

Verifica a taglio							
SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO							
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio							
$V_{Ed} =$	94,37	kN					
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)		
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)		
con:							
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	60	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm	
$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$							
					176,85	kN	
con:							
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1,60	\leq	2				
$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) =$	0,0018	\leq	0,02				
A_{SI} = armatura longitudinale tesa							
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	daN/cm ²	<	$0,2 f_{cd} =$	28,22	daN/cm ²	
$N_{Ed} =$	0,00	daN					
$A_c = b * h =$	6.000	cm ²					
N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione							
$V_{Rd} =$	176,85	kN	\leq	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	197,50	kN	
con							
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0,353						
$V_{Rd} =$	197,50	kN	>	$V_{Ed} =$	94,37	kN	

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO			
---------------------------------------	--	--	--

M _{Ed} =	56,34	kNm					
-------------------	-------	-----	--	--	--	--	--

N _{Ed} =	0,00	kN				
dove:						

A=	=	5	Φ16=	10.05	cm ²	(armatura compressa)
----	---	---	------	-------	-----------------	----------------------

A_{S,comp} =	5	Φ16=	10,05		(armatura compressa)	
A_{S,tesa} =	5	Φ16=	10,05	cm ²	(armatura tesa)	

con:							
------	--	--	--	--	--	--	--

b =	100	cm		h =	60	cm	
-----	-----	----	--	-----	----	----	--

d' =	4	cm	d =	56	cm
------	---	----	-----	----	----

$s_1 - s_2 =$	0.0035							
---------------	--------	--	--	--	--	--	--	--

$\sigma'_s < f_{yd}$	L'armatura compressa è in campo elastico
----------------------	--

$\sigma_s = f_{sd} =$	3.913	daN/cm ²	<i>l'armatura tesa lavora alla tensione f_{sd}</i>		
-----------------------	-------	---------------------	---	--	--

$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S, compr} - A_{S, tesa}) * f_{yd}$		97.707	daN
--	--	--------	-----

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} \leq N_{Rd1}$ (ovvero $x \leq x_1$)		
---	--	--

$$B_1^* h^* \gamma^* f_1 + g_1^* A_0 = A_0 \gamma^* f_1 + N_1$$

$$\text{dove: } \sigma'_S = E_S * \epsilon'_S = E_S * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_S * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_S * d' * A_{S,compr} = 0$$

11.422	x^2	-	34.552	x	-	-295.561	$= 0$
--------	-------	---	--------	-----	---	----------	-------

x =	3,79	cm						
-----	------	----	--	--	--	--	--	--

$x =$	3,79	cm	$<$	$x_1 =$	8,55	cm
-------	-------------	----	-----	---------	------	----

$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{su} * (1 - d' / x) =$	-398	daN/cm ²			
--	------	---------------------	--	--	--

$$M = A \cdot f \cdot (b/2 - d') + A \cdot \sigma' \cdot (b/2 - d') + \rho \cdot x \cdot b \cdot f \cdot (b/2 - \rho \cdot x) =$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} \cdot f_{yd} \cdot (h/z - d) + A_{S,compr} \cdot \sigma_s \cdot (h/z - d) + \rho_1 \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h/z - \rho_2 \cdot \lambda) =$$

$M_{Rd} =$	215,05	kNm	$>$	$M_{Ed} =$	56,34	kNm
------------	---------------	-----	-----	------------	-------	-----

**VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione
frequente e quasi permanente)**

Verifica a fessurazione

Per condizioni ambientali **ordinarie** combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la tabella **4.1.IV delle norme Tecniche 2008** indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$, mentre per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni quasi permanente e armatura poco sensibile, imponendo $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$W_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

 ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$K_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

 f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{\text{eff}} = A_s / A_{c,\text{eff}}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b = \text{area efficace di cls teso attorno all'armatura}$$

$$\Delta_{s \max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{\text{eff}}}$$

$k_3 =$	3.4
---------	-----

d' =	copriferro
------	------------

$k_1 =$	0,8
---------	-----

per barre ad adherenza migliorata

$k_2 = 0,5$

per caso di flessione semplice

$k_4 = 0,425$

Φ = diametro delle barre tese = 14 mm

M _{Ed} =	20,46	kNm				
A _{S,comp} =	5	Φ14=	7,70	cm ²	(armatura compressa)	
A _{S,tesa} =	5	Φ14=	7,70	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
b =	100	cm		h =	40	cm
d' =	4	cm		d =	36	cm
n =	15					
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_e \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$			-0,0003	$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00023$		
γ = A _{S,comp} / A _{S,tesa} =		1,00				
A _{S,tot} = A _{S,tesa} + A _{S,comp} =		15,39	cm ²			
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$					7,57	cm
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 =$					109,248	cm ⁴
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$			799	daN/cm ²		

$K_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,008					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	44,52	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} =$	0,102	mm	\leq	0,3	mm	

Verifica tensioni d'esercizio						
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	14,19	daN/cm ²	<	$0,45 \cdot f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	798,51	daN/cm ²	<	$0,8 \cdot f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente e quasi permanente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno									
Per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni frequente e armatura poco sensibile , la tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$, mentre per condizioni ambientali ordinarie combinazione delle azioni quasi permanente e armatura poco sensibile, imponendo $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$									
VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$									
w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure									
ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura									
Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure									
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$									
σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata									
k_t = 0,6 per carichi di breve durata o 0,4 per carichi di lunga durata									
f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls									
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$									
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$									
A_s = area dell'armatura tesa									
$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura									
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$									
$k_3 = 3,4$									
$d' =$ copriferro									
$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata									
$k_2 = 0,5$ per caso di flessione semplice									
$k_4 = 0,425$									
ϕ = diametro delle barre tese = 16 mm									
$M_{Ed} = 5,38$ kNm									
$A_{s,comp} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura compressa)									
$A_{s,tesa} = 5$ $\Phi 16 = 10,05$ cm ² (armatura tesa)									
con:									
$b = 100$ cm $h = 60$ cm									
$d' = 4$ cm $d = 56$ cm									
$n = 15$									
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0,0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00003$									
$\gamma = A_{s,compr} / A_{s,tesa} = 1,00$									
$A_{s,tot} = A_{s,tesa} + A_{s,compr} = 20,11$ cm ²									
$x = (n \cdot A_{s,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{s,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0,5}] = 10,77$ cm									
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{s,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{s,compr} \cdot (x - d')^2 = 357.045$ cm ⁴									
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 102$ daN/cm ²									

$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,012	mm	\leq	0,3	mm	
Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1,62	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	102,23	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²
Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno						
$M_{Ed} =$	41,54	kNm				
$A_{s,comp} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura compressa)	
$A_{s,tesa} =$	5	$\Phi 16 =$	10,05	cm ²	(armatura tesa)	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	60	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	56	cm
$n =$	15					
$\sigma_s = k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} =$	-0,0001		$<$	$0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0,00023	
$\gamma = A_{s,comp} / A_{s,tesa} =$	1,00					
$A_{s,tot} = A_{s,tesa} + A_{s,comp} =$	20,11	cm ²				
$x = (n * A_{s,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{s,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0,5}] =$	10,77	cm				
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{s,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{s,comp} * (x - d')^2 =$	357,045	cm ⁴				
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	789	daN/cm ²				
$\kappa_t =$	0,4					
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2,5 * (h-d) * b =$	1000	cm ²				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0,010					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6,68					
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	40,66	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0,092	mm	\leq	0,3	mm	
Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	12,53	daN/cm ²	$<$	$0,45 * f_{ck} =$	112,05	daN/cm ²
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	789,33	daN/cm ²	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	3600	daN/cm ²

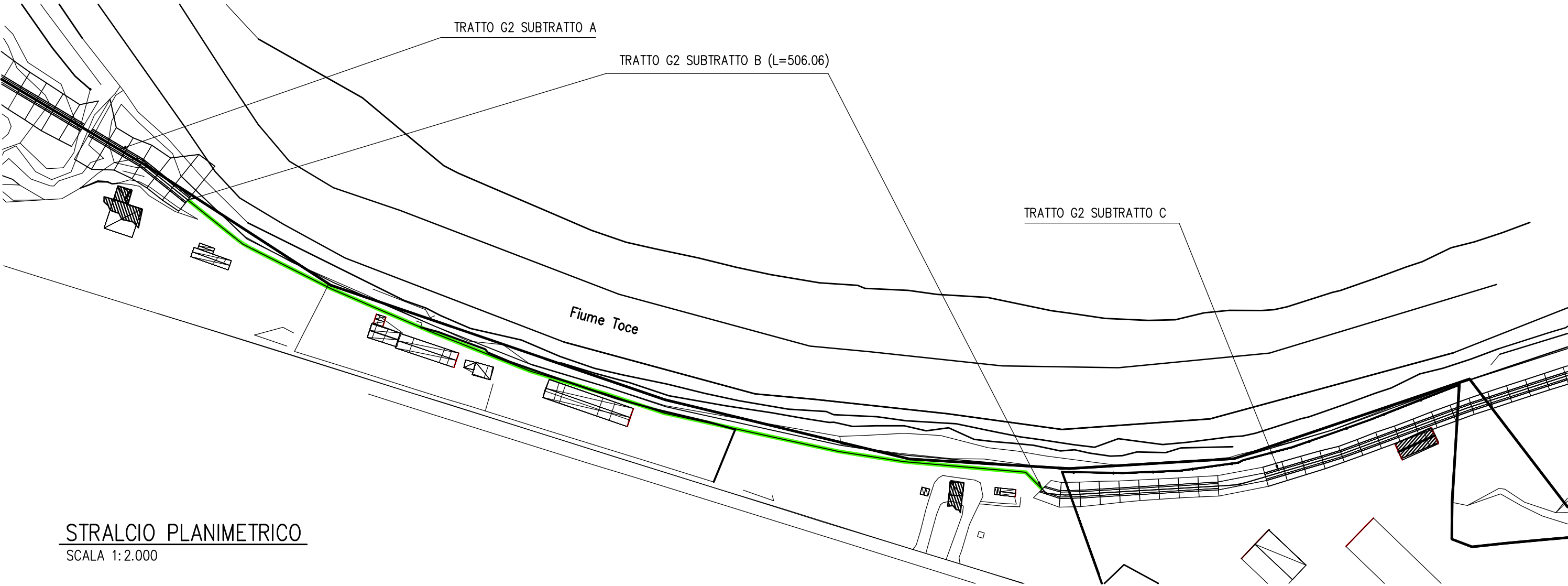
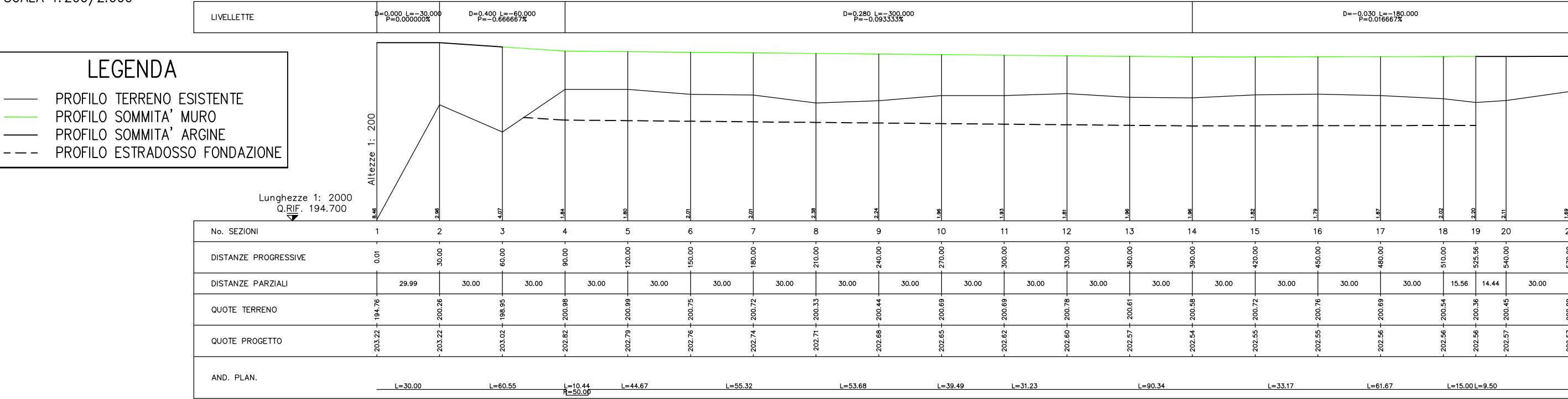
Lo schema delle armature è allegato alla presente relazione (vedi figura G2-2), mostra l'armatura minima prevista dalla normativa vigente.

La verifica di resistenza è quindi ampiamente soddisfatta.

Fig.G2-1b: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO B

PROFILO LONGITUDINALE

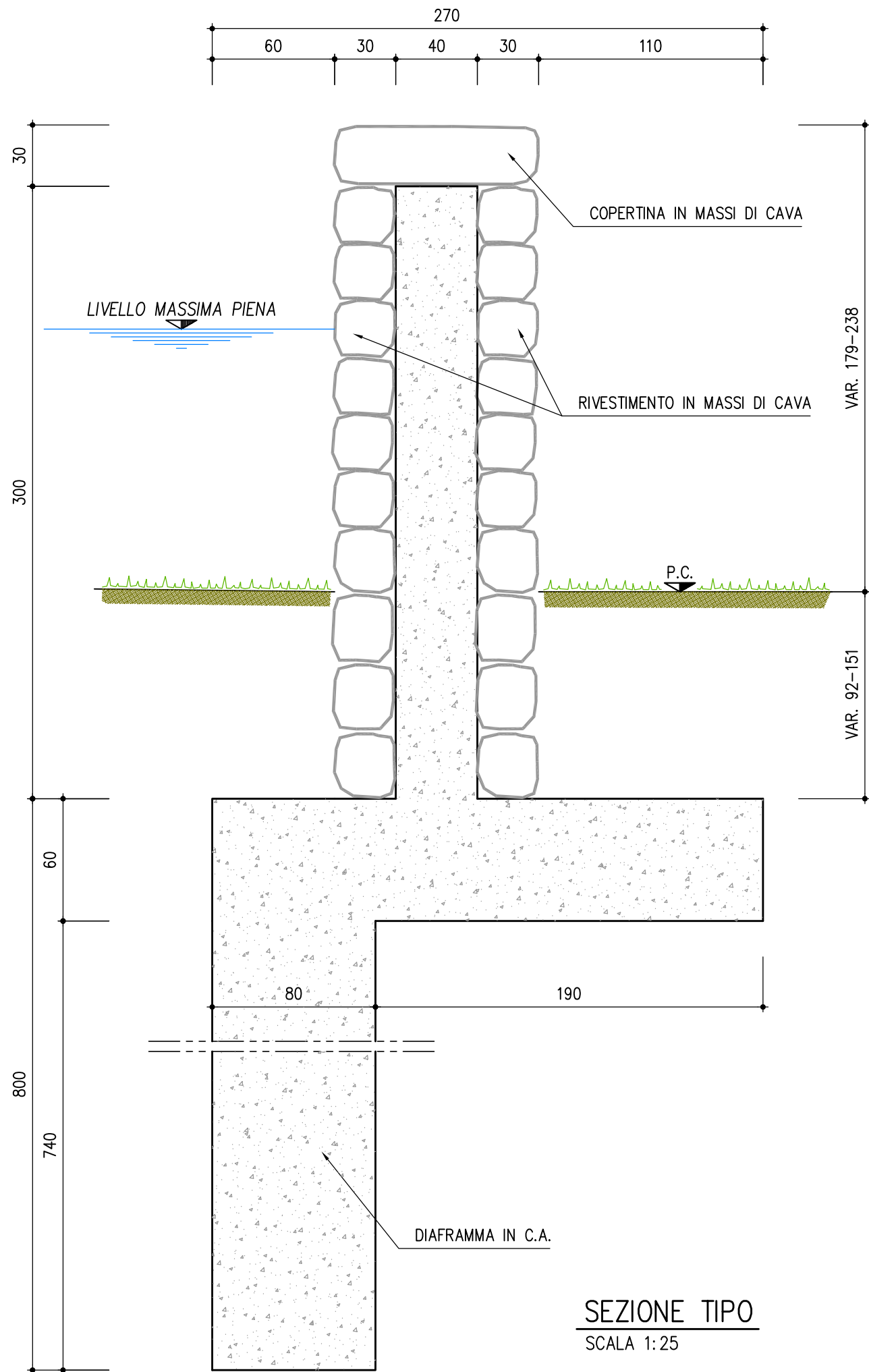
SCALA 1:200/2.000



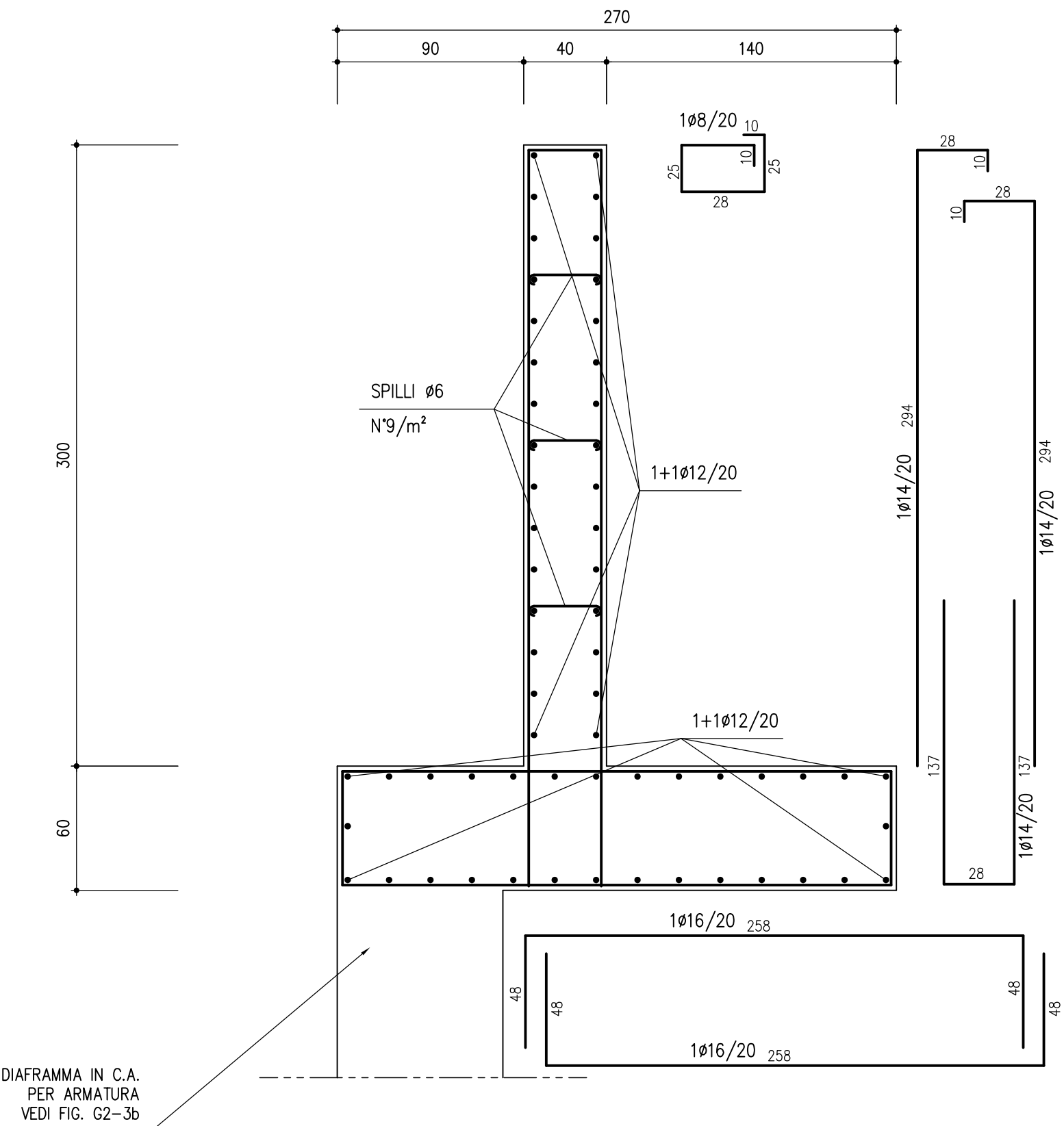
STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:2.000

Fig.G2-2b: MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO B



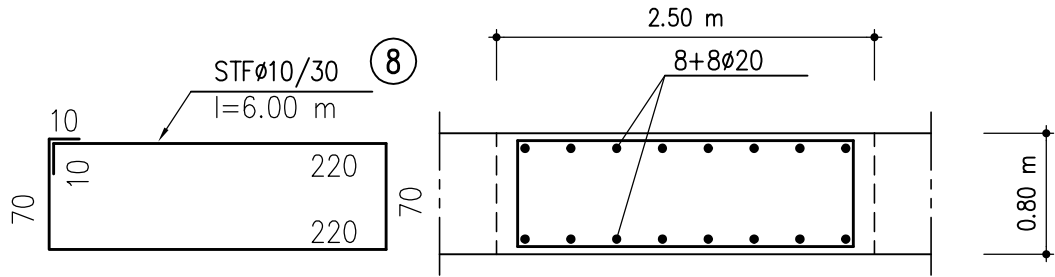
SEZIONE TIPO
SCALA 1:25



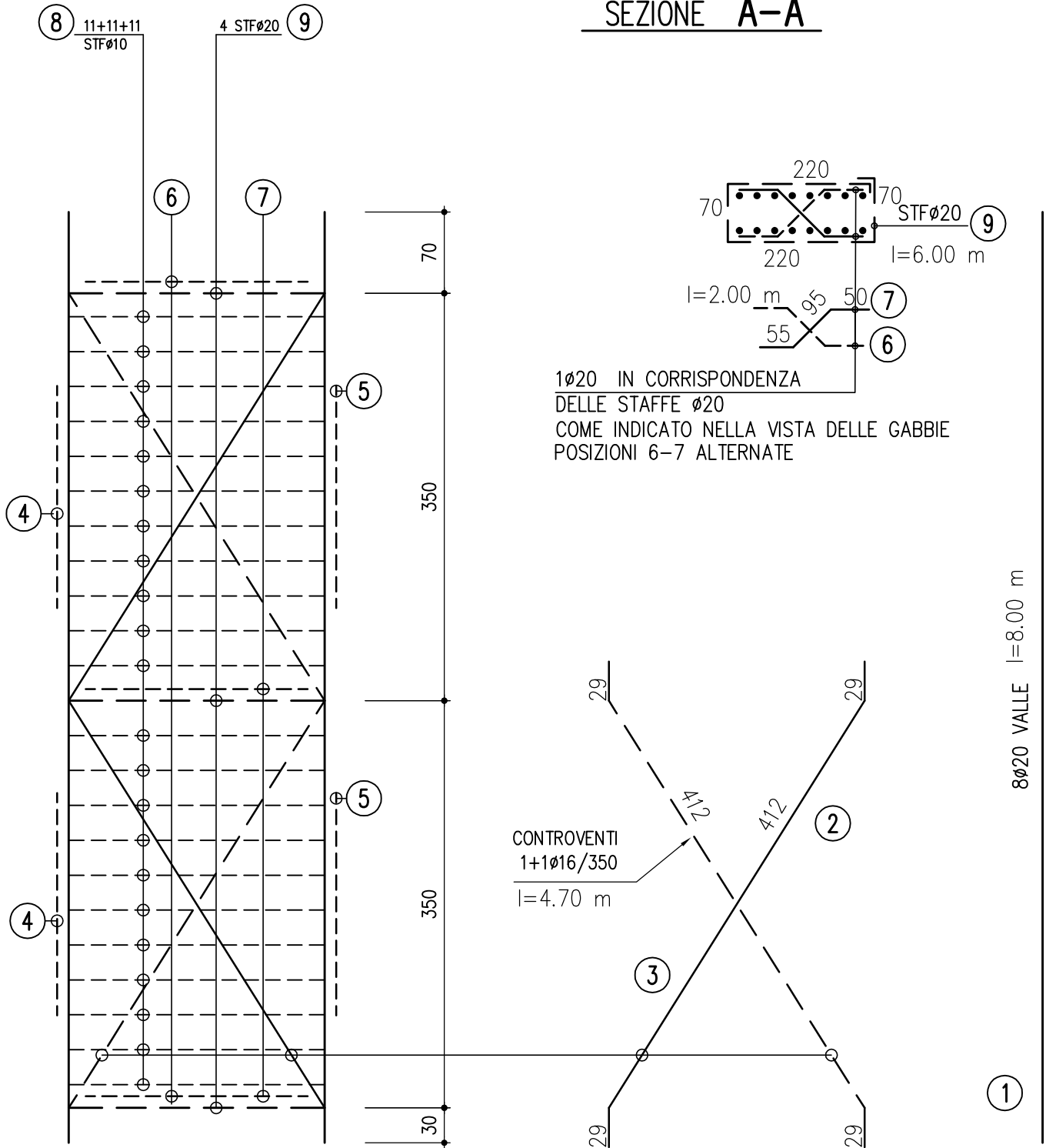
ARMATURA MURO TRATTO G2
SCALA 1:25

Fig.G2-3b: ARMATURA DIAFRAMMA MERGOZZO-TRATTO G2, SUBTRATTO B

SCALA 1:25

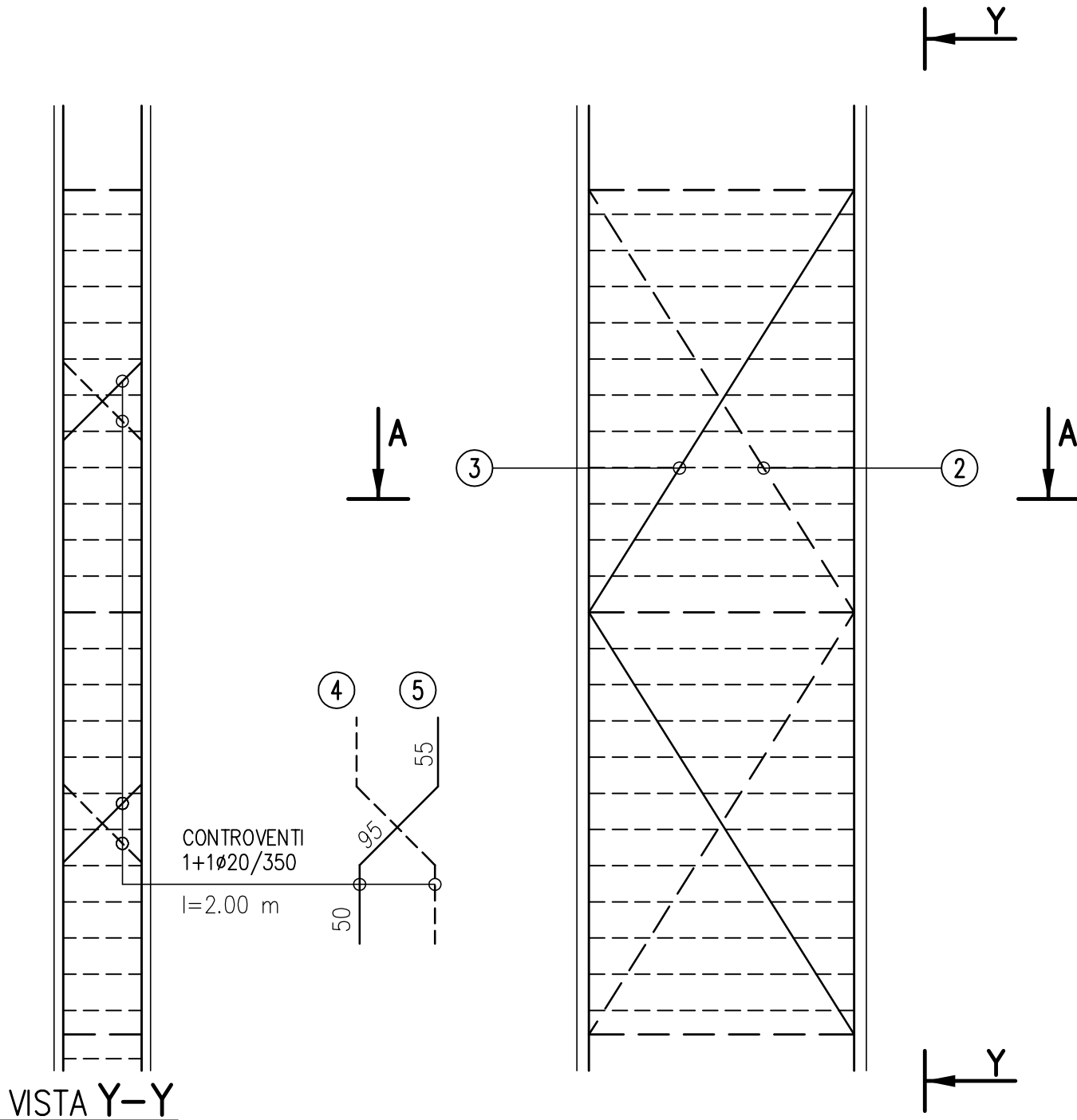


SEZIONE A-A



ARMATURA PANNELLI

Posizione	Numero ferri	Diametro ferro (mm)	Lunghezza (m)	Lunghezza totale (m)	Peso a metro lineare (kg/m)	Peso Totale (kg)
1	16	20	8.00	128.00	2.466	315.65
2	2	16	4.70	9.40	1.578	14.83
3	2	16	4.70	9.40	1.578	14.83
4	2	20	2.00	4.00	2.466	9.87
5	2	20	2.00	4.00	2.466	9.87
6	2	20	2.00	4.00	2.466	9.87
7	2	20	2.00	4.00	2.466	9.87
8	22	10	6.00	132.00	0.617	81.44
9	3	20	6.00	18.00	2.466	44.39
10	8	20	4.05	32.40	2.466	79.90
Totale						590.52



FLAC (Version 4.00)

LEGEND

20-Jul-07 12:17

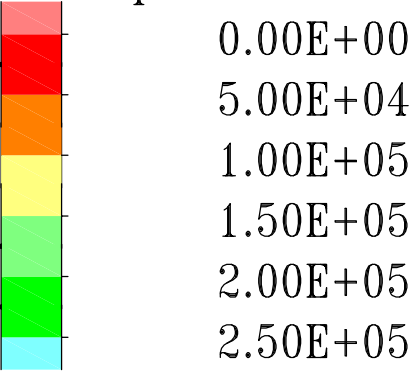
step 179

-2.147E+01 <x< 4.287E+01

-4.347E+01 <y< 2.087E+01

Cons. Time 4.6800E+04

Pore pressure contours



Flow vectors

Max Vector = 1.790E-04

DIZETA INGEGNERIA
Milano

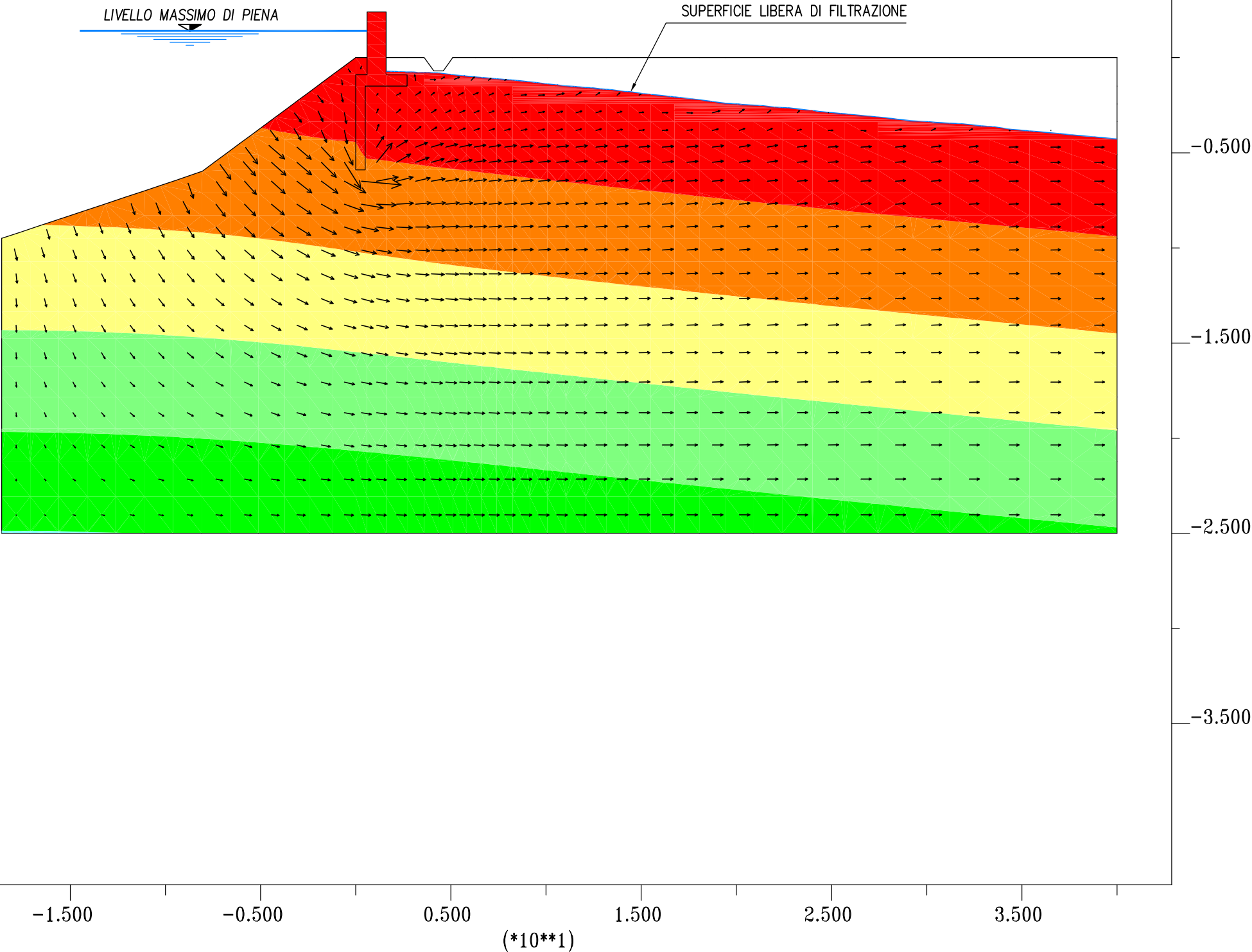
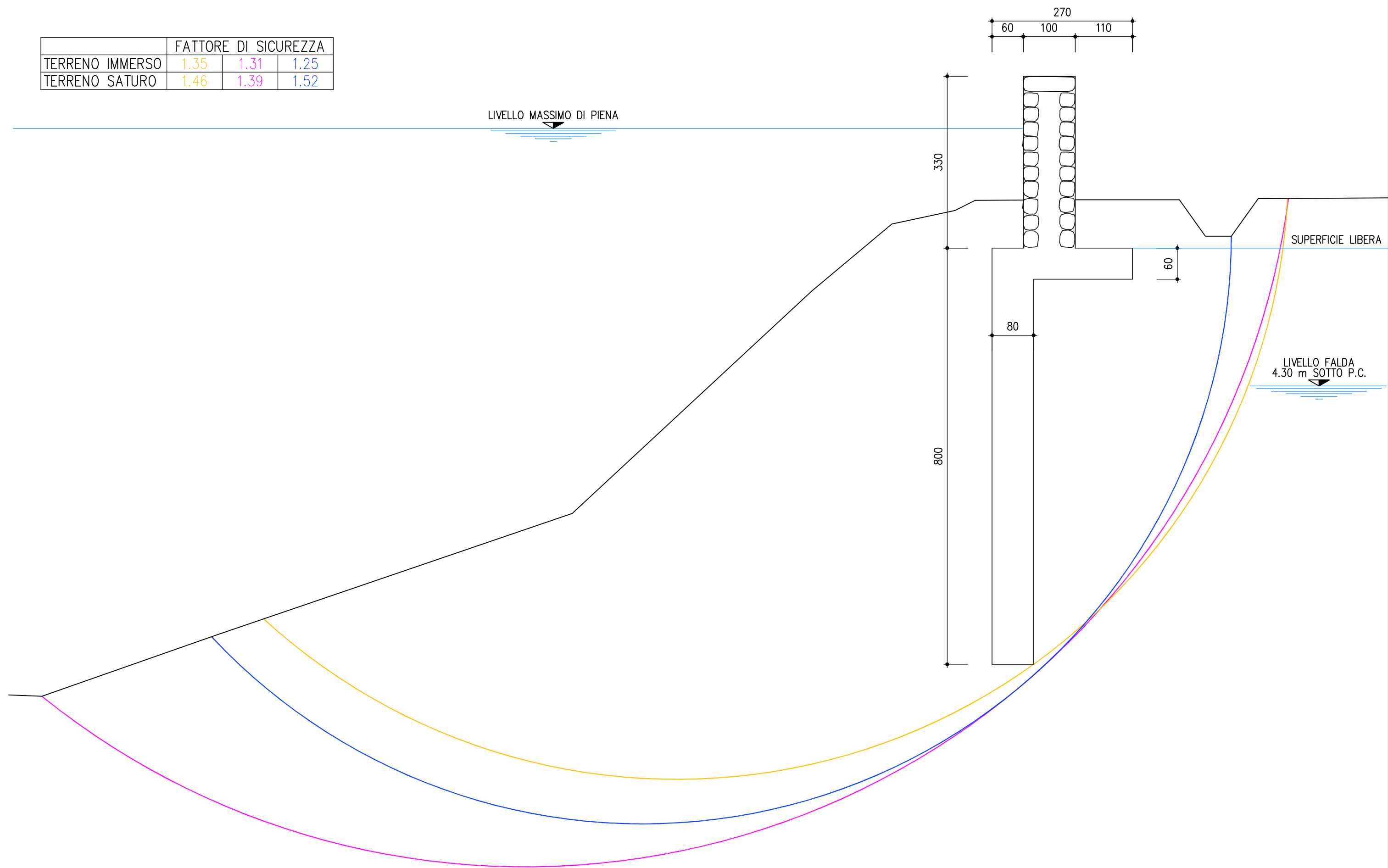


Fig.G2-5b: MERGOZZO-TRATTO G2 SUBTRATTO B-CERCHI DI SCIVOLAMENTO

	FATTORE DI SICUREZZA		
TERRENO IMMERSO	1.35	1.31	1.25
TERRENO SATURO	1.46	1.39	1.52



GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146
E mail. gheos-fs@libero.it
P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

DIZETA INGEGNERIA

STUDIO ASSOCIATO

Via BASSINI MILANO

**LAVORI DI ARGINATURA SUL
TORRENTE TOCE IN VALDOSSOLA**

**CAMPAGNA DI INDAGINI
GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE**

GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146
E mail. gheos-fs@libero.it
P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

LAVORI DI ARGINATURA SUL TORRENTE TOCE IN VALDOSSOLA

CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE

1 PREMESSE

Con la presente relazione si espongono i risultati delle indagini eseguite per la progettazione delle arginature del torrente TOCE da Gravellona sino a Nord di Ornavasso e in località Mergozzo.

2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA IN ESAME

Le zone di indagine sono ubicate nel fondo valle del torrente TOCE sempre in prossimità del tracciato del torrente.

Geologicamente parlando i terreni che formano il fondo valle sono di natura alluvionale e litologicamente costituiti da sabbie medio fini a volte debolmente limose, soprattutto in superficie, con scarsi ciottoli di ghiaia sparsi,

I depositi in alveo attivo sono pure loro di prevalente natura sabbiosa medio fine con più abbondanti ghiaie e grossi ciottoli soprattutto in corrispondenza ai punti di immissione dei torrenti affluenti nel Toce.

L'idrogeologia della zona è logicamente influenzata dal TOCE e dai suoi affluenti, si è in presenza infatti di una falda di sub alveo che al momento delle indagini aveva un livello compreso tra 4 e 5 metri da piano campagna.

3 INDAGINI ESEGUITE

Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di alcune prove penetrometriche dinamiche lungo il tracciato degli argini in progetto ed alcune prove nell'alveo del TOCE nelle zone di probabile prelievo del materiale da utilizzare per i rilevati.

Più precisamente si sono eseguite le prove 1, 2 e 3 in sponda sinistra in località Mergozzo, le prove 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 in sponda destra nelle località Gravellona e Ornavasso.

Le altre prove, 17 e 18 in alveo in località Angola d'Ossola, la prova 16 non è stato possibile eseguirla a causa della impossibilità di raggiungere il greto del TOCE.

Di queste prove sono forniti gli stralci planimetrici con l'ubicazione delle prove, i certificati costituiti dal numero dei colpi del maglio, dal grafico delle prove, dalla elaborazione statistica comprensiva di interpretazione litologica.

In due perforazioni penetrometriche, utilizzando la tecnica di aste e rivestimento è stato possibile eseguire due prove di permeabilità a carico variabile.

La prima prova ha interessato lo strato sabbioso debolmente limoso individuato tra la profondità di 0.80 e 4.00 metri nella prova 3 di sponda sinistra più precisamente tra le profondità di 2.80 e 4.20, la prova di permeabilità ha fornito il dato di

$K = 4,7 \times 10$ alla meno 2 cm al secondo quadrato

La seconda prova ha interessato lo strato sabbioso limoso individuato tra la profondità di 1.20 e 2.60 metri nella prova 11 di sponda destra più precisamente tra le profondità di 1.60 e 1.80, la prova di permeabilità ha fornito il dato di

$K = 2.3 \times 10$ alla meno 2 cm al secondo quadrato

Ambedue i valori indicano una discreta permeabilità caratteristica delle sabbie fini, questi valori possono essere estesi a tutta le zone investigate.

Nella zona di esecuzione della prova 18 eseguita in alveo per stabilire la consistenza del materiale per l'esecuzione dei rilevati arginali, si è prelevato un campione di sabbia da sottoporre a prova di compattazione Proctor modificata, i certificati della prova saranno forniti dal laboratorio al più presto.

San Zenone Po 10/12/2004

4 INDIVIDUAZIONE DELLE CARATTERISTICHE FISICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI INDAGATI.

4.1 Zona delle prove 17 e 18

Le prove 17 e 18 sono state eseguite in alveo del Toce e nelle zone di prelievo dei rilevati arginali,

I terreni di prevalente natura sabbiosa, sono caratterizzati da una granulometria medio-fine e da una densità relativa non superiore al 20%.

I terreni sabbio-ghiaiosi sono altrettanto sciolti e con densità relativa di circa 40%, entrambe le litologie risultano adatte alla esecuzione dei rilevati arginali per la presenza di sabbia fine, risulterà importante procedere alla stesura del materiale a strati e procedere alla compattazione con rullo vibrante di adeguato peso.

4.2 Zona di Mergozzo

In questa zona si sono eseguite le prove 1, 2 e 3, sostanzialmente queste sono molto simili dimostrando una notevole omogeneità sia verticale che orizzontale e presentano un livello di falda compreso tra 4 e 5,40 metri.

Le litologie, trascurando i primo decimetri superficiali, sono essenzialmente sabbiose fini con una piccola percentuale di limo negli strati più prossimi a piano campagna, da circa 2.00 metri e sino alle profondità investigate vi sono sabbie medio- fini.

La densità relativa di questi terreni supera di poco il 20% trattandosi di sabbie sciolte.

4.3 Zona di Gravellona Toce

In questa zona si sono eseguite le prove 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10, sostanzialmente queste sono molto simili dimostrando una notevole omogeneità sia verticale che orizzontale e presentano un livello di falda compreso tra 4 e 5 metri, alcune prove presentano un livello superficiale sabbio-ghiaioso (prove 5 e 8), o un livello sempre superficiale limoso sabbioso..

Le litologie, trascurando i primo decimetri superficiali, sono essenzialmente sabbiose fini con una piccola percentuale di limo negli strati più prossimi a piano campagna, oltre i due metri di profondità e sino alla profondità di circa 8 vi sono sabbie medio- fini, di seguito si sono individuate litologie prevalentemente ghiaiose.

La densità relativa dei terreni sabbiosi supera di poco il 20% mentre i terreni ghiaiosi la densità si presenta superiore al 30%.

4.4 Zona di Ornavasso

In questa zona si sono eseguite le prove 11, 12, 13, 14 e 15, queste si presentano diverse tra loro anche se sostanzialmente si può definirle simili alle precedenti.

La prova 11 in superficie si presenta con un livello ghiaioso sabbioso seguito da sabbie e limi sabbiosi sino alla profondità di circa 5 metri, oltre questo livello e sino a fine prova si sono individuate ghiaie sabbiose.

Nella prova 12 i terreni superficiali sono prevalentemente sabbiosi sino a circa 7 metri, oltre sono state intercettate ghiaie sabbiose.

Nelle prove 13 e 14 a causa della loro vicinanza ad un affluente di destra del Toce che apporta materiale grossolano, si sono intercettati anche in superficie ghiaie e ciottoli mentre le sabbie sono in subordine.

La prova 15 rientra invece nella uniformità della maggior parte delle prove eseguite, infatti in superficie prevalgono le sabbie fini debolmente limose mentre in profondità si sono rinvenute ghiaie sabbiose.

La densità relativa dei terreni sabbiosi supera di poco il 20% mentre i terreni ghiaiosi la densità si presenta superiore al 30%.

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 EML.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 EML.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,66 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,489$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE PROVE 1,2 e 3



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,40 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	1	10,5	---	1	5,20 - 5,40	3	21,8	---	6
0,40 - 0,60	1	9,6	---	2	5,40 - 5,60	2	13,7	---	7
0,60 - 0,80	4	38,6	---	2	5,60 - 5,80	2	13,7	---	7
0,80 - 1,00	5	48,2	---	2	5,80 - 6,00	2	13,7	---	7
1,00 - 1,20	5	48,2	---	2	6,00 - 6,20	3	20,5	---	7
1,20 - 1,40	4	38,6	---	2	6,20 - 6,40	4	27,3	---	7
1,40 - 1,60	1	8,9	---	3	6,40 - 6,60	3	19,4	---	8
1,60 - 1,80	2	17,8	---	3	6,60 - 6,80	4	25,8	---	8
1,80 - 2,00	3	26,7	---	3	6,80 - 7,00	6	38,7	---	8
2,00 - 2,20	2	17,8	---	3	7,00 - 7,20	5	32,3	---	8
2,20 - 2,40	4	35,6	---	3	7,20 - 7,40	5	32,3	---	8
2,40 - 2,60	3	24,8	---	4	7,40 - 7,60	3	18,4	---	9
2,60 - 2,80	3	24,8	---	4	7,60 - 7,80	3	18,4	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	4	24,5	---	9
3,00 - 3,20	1	8,3	---	4	8,00 - 8,20	3	18,4	---	9
3,20 - 3,40	1	8,3	---	4	8,20 - 8,40	3	18,4	---	9
3,40 - 3,60	5	38,7	---	5	8,40 - 8,60	4	23,3	---	10
3,60 - 3,80	2	15,5	---	5	8,60 - 8,80	3	17,5	---	10
3,80 - 4,00	3	23,2	---	5	8,80 - 9,00	2	11,6	---	10
4,00 - 4,20	2	15,5	---	5	9,00 - 9,20	4	23,3	---	10
4,20 - 4,40	1	7,7	---	5	9,20 - 9,40	4	23,3	---	10
4,40 - 4,60	2	14,5	---	6	9,40 - 9,60	3	16,6	---	11
4,60 - 4,80	4	29,0	---	6	9,60 - 9,80	4	22,2	---	11
4,80 - 5,00	2	14,5	---	6	9,80 - 10,00	4	22,2	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi-Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

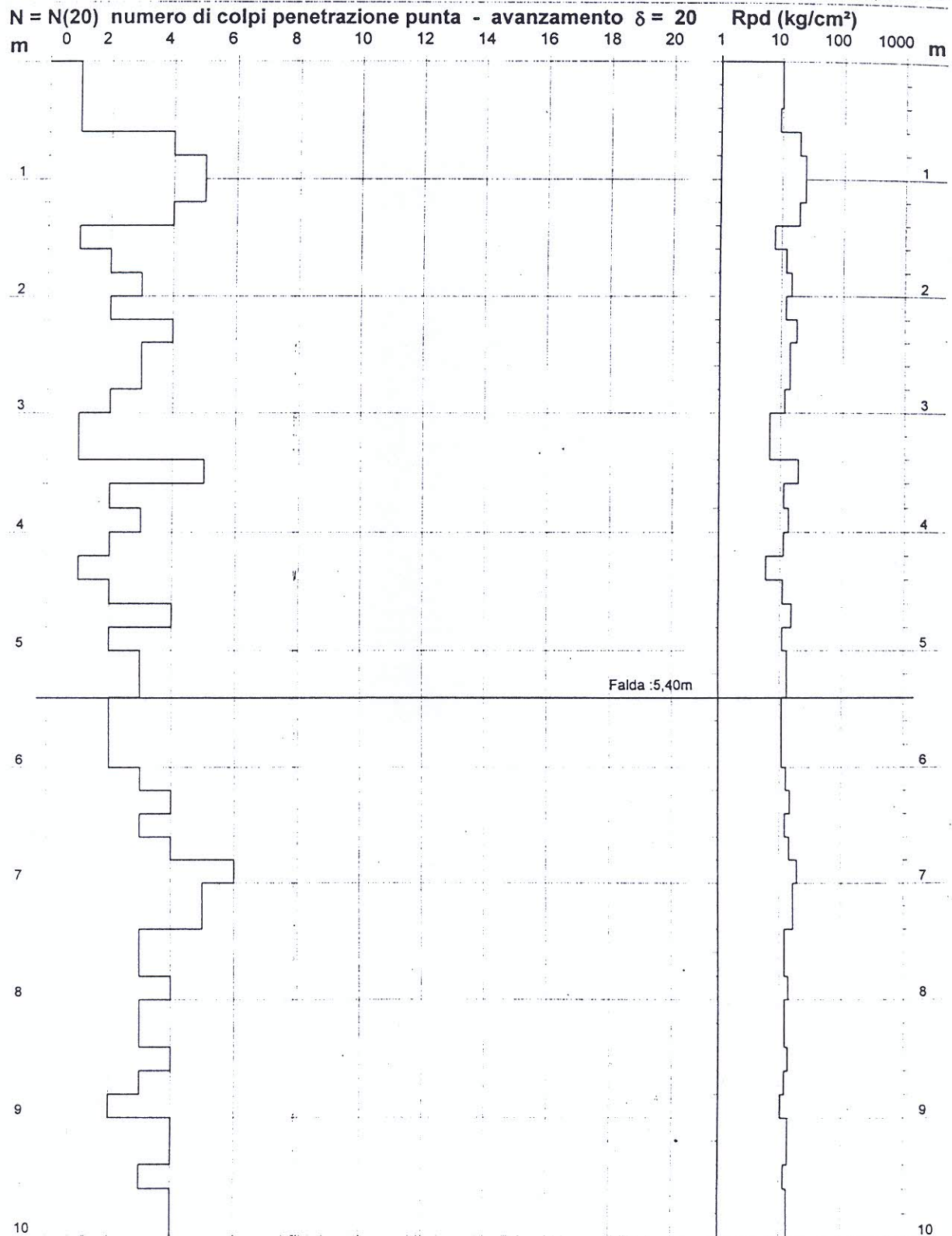
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,40 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C
- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm
- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 1

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,40 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,60	N	1,0	1	1	1,0	—	—	—	1	1,49	1
		Rpd	10,2	10	11	9,9	—	—	—	10		
2	0,60 1,40	N	4,5	4	5	4,3	—	—	—	4	1,49	6
		Rpd	43,4	39	48	41,0	—	—	—	39		
3	1,40 6,00	N	2,4	1	5	1,7	1,0	1,4	3,4	2	1,49	3
		Rpd	18,8	8	39	13,3	8,4	10,4	27,2	16		
4	6,00 10,00	N	3,7	2	6	2,9	—	2,8	4,6	4	1,49	6
		Rpd	22,7	12	39	17,2	6,3	16,4	29,0	25		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.60	Limo debolmente Argilloso	1	3.8	18.9	199	1.84	1.34	—	—	—	—
2	0.60 1.40	Sabbia Limosa	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
3	1.40 6.00	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	6.00 10.00	Sabbia	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	4	42,0	---	1	5,20 - 5,40	4	29,0	---	6
0,40 - 0,60	4	38,6	---	2	5,40 - 5,60	4	27,3	---	7
0,60 - 0,80	5	48,2	---	2	5,60 - 5,80	5	34,2	---	7
0,80 - 1,00	3	28,9	---	2	5,80 - 6,00	4	27,3	---	7
1,00 - 1,20	2	19,3	---	2	6,00 - 6,20	3	20,5	---	7
1,20 - 1,40	3	28,9	---	2	6,20 - 6,40	3	20,5	---	7
1,40 - 1,60	3	26,7	---	3	6,40 - 6,60	6	38,7	---	8
1,60 - 1,80	1	8,9	---	3	6,60 - 6,80	6	38,7	---	8
1,80 - 2,00	2	17,8	---	3	6,80 - 7,00	5	32,3	---	8
2,00 - 2,20	2	17,8	---	3	7,00 - 7,20	4	25,8	---	8
2,20 - 2,40	3	26,7	---	3	7,20 - 7,40	2	12,9	---	8
2,40 - 2,60	4	33,1	---	4	7,40 - 7,60	2	12,2	---	9
2,60 - 2,80	4	33,1	---	4	7,60 - 7,80	3	18,4	---	9
2,80 - 3,00	3	24,8	---	4	7,80 - 8,00	2	12,2	---	9
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	8,00 - 8,20	2	12,2	---	9
3,20 - 3,40	2	16,6	---	4	8,20 - 8,40	2	12,2	---	9
3,40 - 3,60	3	23,2	---	5	8,40 - 8,60	2	11,6	---	10
3,60 - 3,80	3	23,2	---	5	8,60 - 8,80	2	11,6	---	10
3,80 - 4,00	4	30,9	---	5	8,80 - 9,00	2	11,6	---	10
4,00 - 4,20	4	30,9	---	5	9,00 - 9,20	2	11,6	---	10
4,20 - 4,40	3	23,2	---	5	9,20 - 9,40	3	17,5	---	10
4,40 - 4,60	4	29,0	---	6	9,40 - 9,60	3	16,6	---	11
4,60 - 4,80	4	29,0	---	6	9,60 - 9,80	3	16,6	---	11
4,80 - 5,00	5	36,3	---	6	9,80 - 10,00	3	16,6	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi-Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

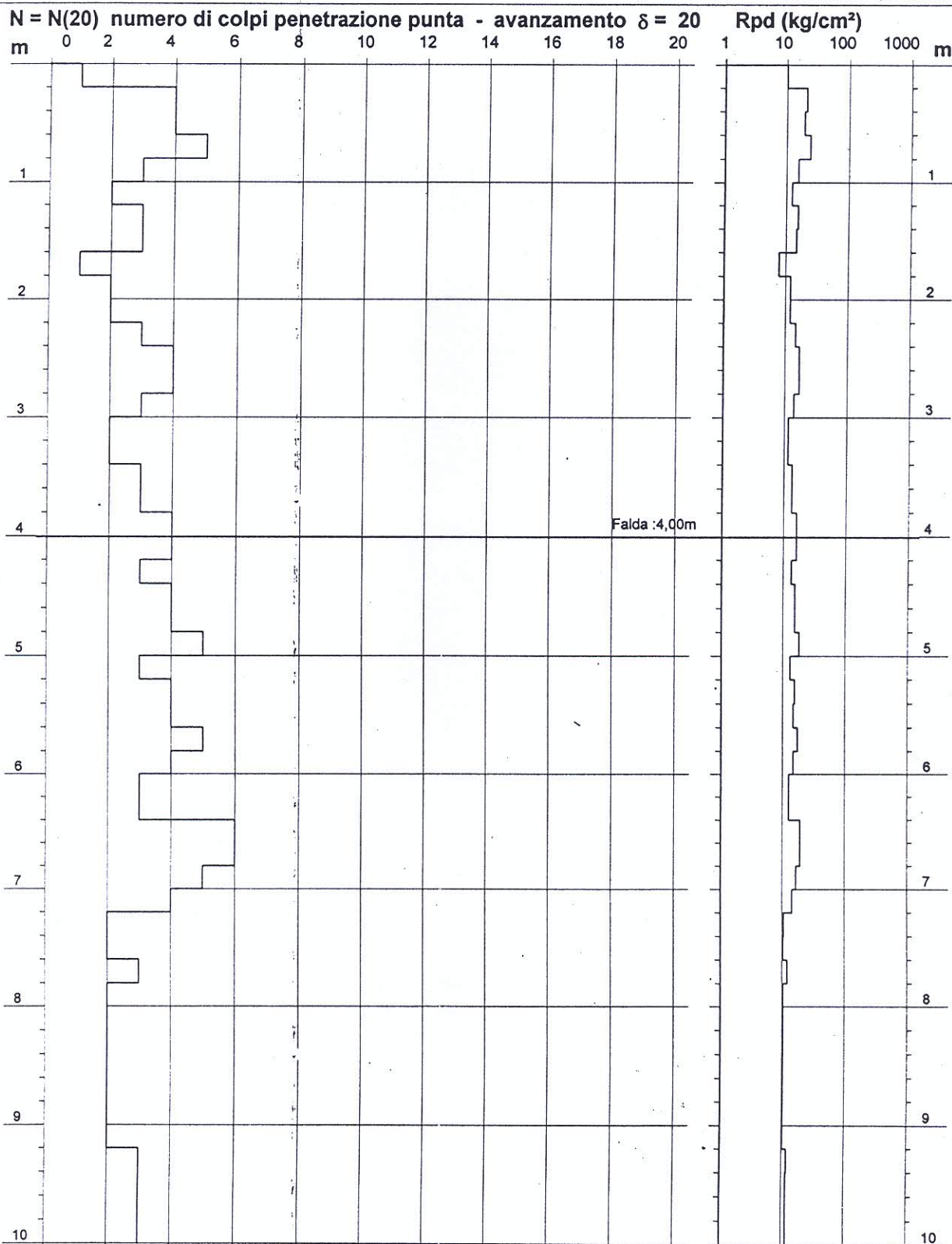
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 2

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	2,5	1	4	1,8	—	—	—	2	1,49	3
		Rpd	26,3	11	42	18,4	—	—	—	21		
2	0,40 1,60	N	3,3	2	5	2,7	1,0	2,3	4,4	3	1,49	4
		Rpd	31,8	19	48	25,5	10,1	21,6	41,9	29		
3	1,60 7,40	N	3,5	1	6	2,3	1,2	2,3	4,7	4	1,49	6
		Rpd	25,9	9	39	17,4	7,6	18,3	33,4	30		
4	7,40 10,00	N	2,4	2	3	2,2	—	1,9	2,9	2	1,49	3
		Rpd	13,9	12	18	12,8	2,7	11,3	16,6	12		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Limo debolmente Argilloso	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
2	0.40 1.60	Sabbia Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
3	1.60 7.40	Sabbia	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
4	7.40 10.00	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 3

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	8	84,1	---	1	5,20 - 5,40	4	29,0	---	6
0,40 - 0,60	4	38,6	---	2	5,40 - 5,60	6	41,0	---	7
0,60 - 0,80	4	38,6	---	2	5,60 - 5,80	5	34,2	---	7
0,80 - 1,00	2	19,3	---	2	5,80 - 6,00	5	34,2	---	7
1,00 - 1,20	2	19,3	---	2	6,00 - 6,20	5	34,2	---	7
1,20 - 1,40	2	19,3	---	2	6,20 - 6,40	4	27,3	---	7
1,40 - 1,60	2	17,8	---	3	6,40 - 6,60	4	25,8	---	8
1,60 - 1,80	2	17,8	---	3	6,60 - 6,80	4	25,8	---	8
1,80 - 2,00	2	17,8	---	3	6,80 - 7,00	4	25,8	---	8
2,00 - 2,20	2	17,8	---	3	7,00 - 7,20	5	32,3	---	8
2,20 - 2,40	2	17,8	---	3	7,20 - 7,40	4	25,8	---	8
2,40 - 2,60	3	24,8	---	4	7,40 - 7,60	2	12,2	---	9
2,60 - 2,80	2	16,6	---	4	7,60 - 7,80	2	12,2	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	3	18,4	---	9
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	8,00 - 8,20	2	12,2	---	9
3,20 - 3,40	2	16,6	---	4	8,20 - 8,40	2	12,2	---	9
3,40 - 3,60	3	23,2	---	5	8,40 - 8,60	2	11,6	---	10
3,60 - 3,80	2	15,5	---	5	8,60 - 8,80	2	11,6	---	10
3,80 - 4,00	2	15,5	---	5	8,80 - 9,00	2	11,6	---	10
4,00 - 4,20	4	30,9	---	5	9,00 - 9,20	2	11,6	---	10
4,20 - 4,40	4	30,9	---	5	9,20 - 9,40	3	17,5	---	10
4,40 - 4,60	4	29,0	---	6	9,40 - 9,60	3	16,6	---	11
4,60 - 4,80	4	29,0	---	6	9,60 - 9,80	3	16,6	---	11
4,80 - 5,00	3	21,8	---	6	9,80 - 10,00	3	16,6	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

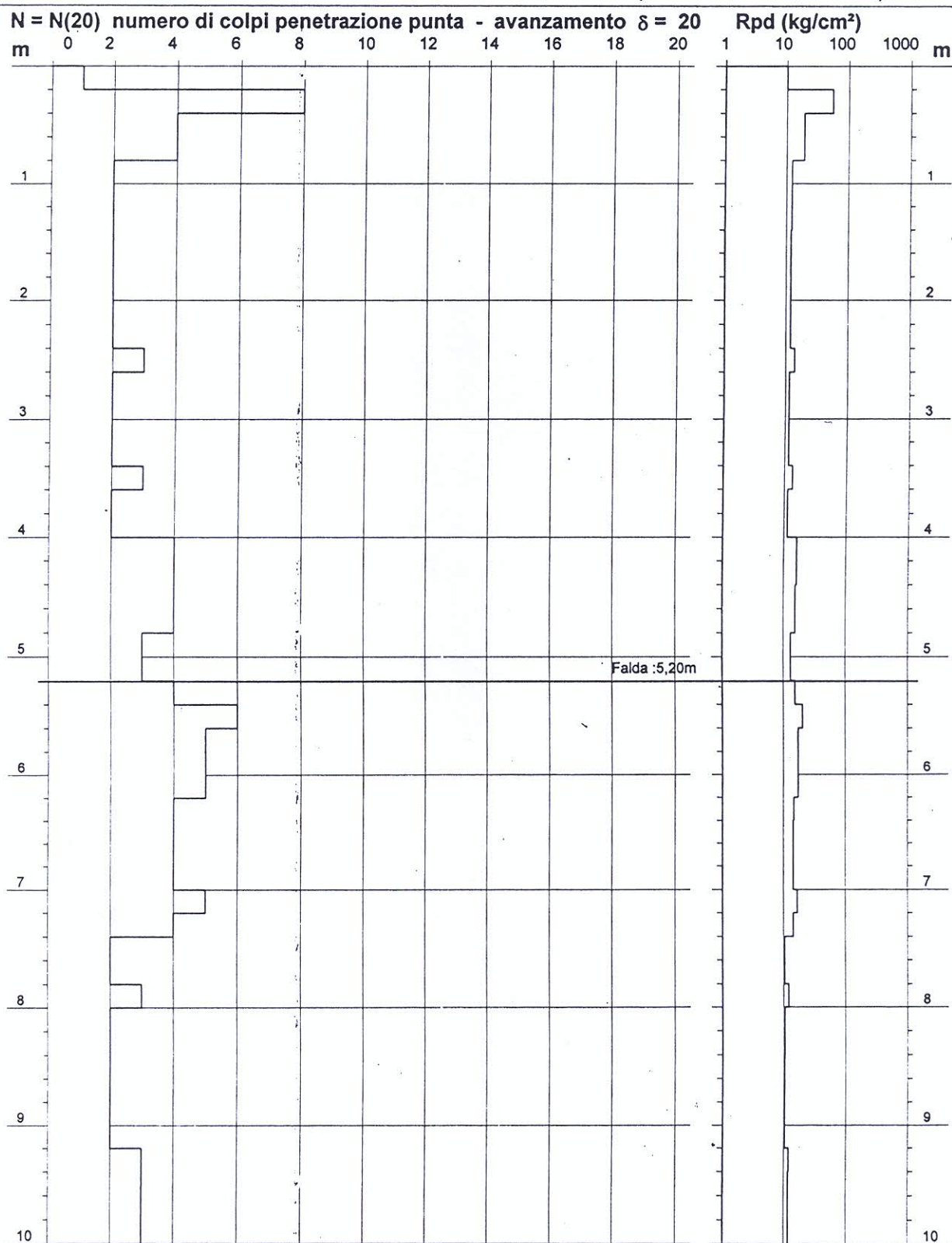
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 3

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 3

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	—	—	—	0	0,00	0

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

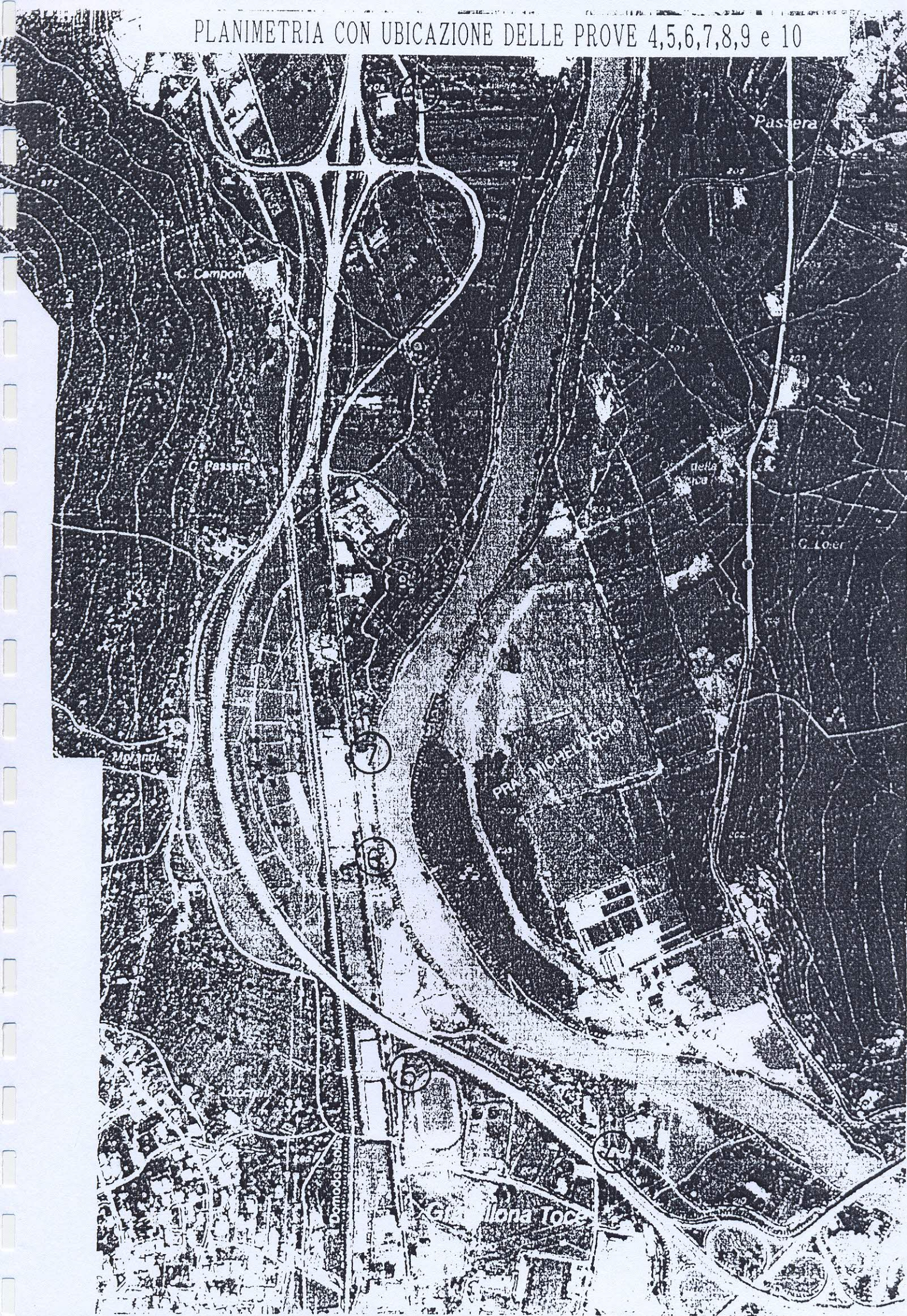
Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20	Materiàli inerti	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.20 0.80	Limo debolmente Sabbioso	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
3	0.80 4.00	Sabbia debolmente Limosa	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	4.00 7.40	Sabbia	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
5	7.40 10.00	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE PROVE 4,5,6,7,8,9 e 10



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 4

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	2	21,0	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	6	63,0	---	1	5,20 - 5,40	3	21,8	---	6
0,40 - 0,60	4	38,6	---	2	5,40 - 5,60	2	13,7	---	7
0,60 - 0,80	3	28,9	---	2	5,60 - 5,80	2	13,7	---	7
0,80 - 1,00	3	28,9	---	2	5,80 - 6,00	2	13,7	---	7
1,00 - 1,20	2	19,3	---	2	6,00 - 6,20	3	20,5	---	7
1,20 - 1,40	2	19,3	---	2	6,20 - 6,40	3	20,5	---	7
1,40 - 1,60	3	26,7	---	3	6,40 - 6,60	2	12,9	---	8
1,60 - 1,80	1	8,9	---	3	6,60 - 6,80	2	12,9	---	8
1,80 - 2,00	1	8,9	---	3	6,80 - 7,00	3	19,4	---	8
2,00 - 2,20	2	17,8	---	3	7,00 - 7,20	4	25,8	---	8
2,20 - 2,40	2	17,8	---	3	7,20 - 7,40	4	25,8	---	8
2,40 - 2,60	3	24,8	---	4	7,40 - 7,60	4	24,5	---	9
2,60 - 2,80	2	16,6	---	4	7,60 - 7,80	3	18,4	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	3	18,4	---	9
3,00 - 3,20	1	8,3	---	4	8,00 - 8,20	4	24,5	---	9
3,20 - 3,40	1	8,3	---	4	8,20 - 8,40	4	24,5	---	9
3,40 - 3,60	2	15,5	---	5	8,40 - 8,60	4	23,3	---	10
3,60 - 3,80	2	15,5	---	5	8,60 - 8,80	5	29,1	---	10
3,80 - 4,00	2	15,5	---	5	8,80 - 9,00	6	34,9	---	10
4,00 - 4,20	4	30,9	---	5	9,00 - 9,20	3	17,5	---	10
4,20 - 4,40	4	30,9	---	5	9,20 - 9,40	3	17,5	---	10
4,40 - 4,60	5	36,3	---	6	9,40 - 9,60	2	11,1	---	11
4,60 - 4,80	4	29,0	---	6	9,60 - 9,80	3	16,6	---	11
4,80 - 5,00	4	29,0	---	6	9,80 - 10,00	2	11,1	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm
- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

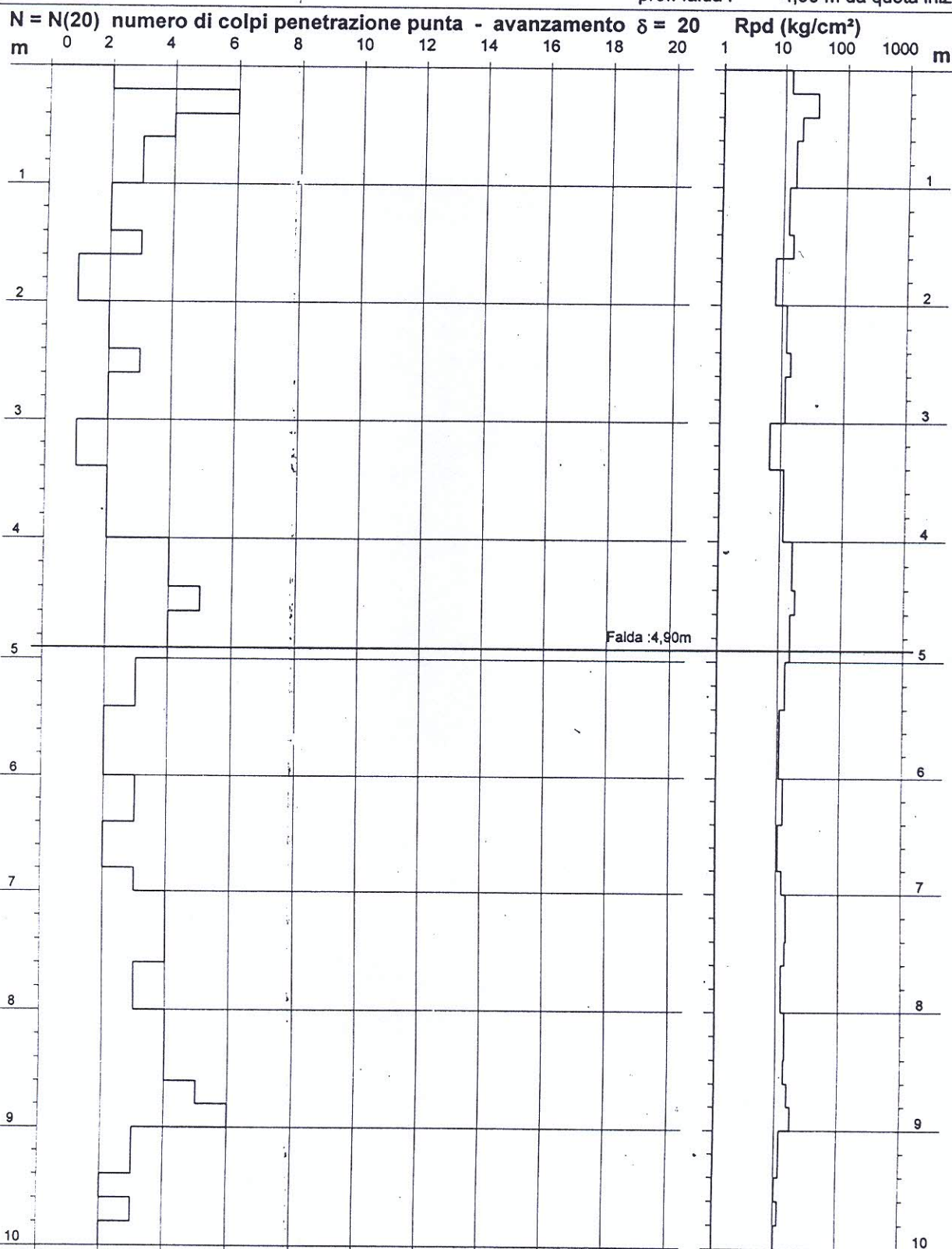
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 4

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 4

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	—	—	—	0	0,00	0

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20	Materiali inerti	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.20 1.00	Limo Argilloso deb.Sabbioso	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
3	1.00 4.00	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	4.00 5.40	Sabbia	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
5	5.40 10.00	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 5

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,85 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	31,5	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	4	42,0	---	1	5,20 - 5,40	4	29,0	---	6
0,40 - 0,60	7	67,5	---	2	5,40 - 5,60	3	20,5	---	7
0,60 - 0,80	11	106,1	---	2	5,60 - 5,80	4	27,3	---	7
0,80 - 1,00	12	115,7	---	2	5,80 - 6,00	4	27,3	---	7
1,00 - 1,20	8	77,1	---	2	6,00 - 6,20	4	27,3	---	7
1,20 - 1,40	7	67,5	---	2	6,20 - 6,40	3	20,5	---	7
1,40 - 1,60	6	53,5	---	3	6,40 - 6,60	2	12,9	---	8
1,60 - 1,80	6	53,5	---	3	6,60 - 6,80	2	12,9	---	8
1,80 - 2,00	3	26,7	---	3	6,80 - 7,00	4	25,8	---	8
2,00 - 2,20	4	35,6	---	3	7,00 - 7,20	2	12,9	---	8
2,20 - 2,40	3	26,7	---	3	7,20 - 7,40	3	19,4	---	8
2,40 - 2,60	2	16,6	---	4	7,40 - 7,60	3	18,4	---	9
2,60 - 2,80	2	16,6	---	4	7,60 - 7,80	3	18,4	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	4	24,5	---	9
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	8,00 - 8,20	4	24,5	---	9
3,20 - 3,40	1	8,3	---	4	8,20 - 8,40	4	24,5	---	9
3,40 - 3,60	2	15,5	---	5	8,40 - 8,60	5	29,1	---	10
3,60 - 3,80	3	23,2	---	5	8,60 - 8,80	7	40,7	---	10
3,80 - 4,00	3	23,2	---	5	8,80 - 9,00	9	52,4	---	10
4,00 - 4,20	2	15,5	---	5	9,00 - 9,20	5	29,1	---	10
4,20 - 4,40	3	23,2	---	5	9,20 - 9,40	5	29,1	---	10
4,40 - 4,60	4	29,0	---	6	9,40 - 9,60	6	33,3	---	11
4,60 - 4,80	3	21,8	---	6	9,60 - 9,80	7	38,8	---	11
4,80 - 5,00	3	21,8	---	6	9,80 - 10,00	7	38,8	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm
- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

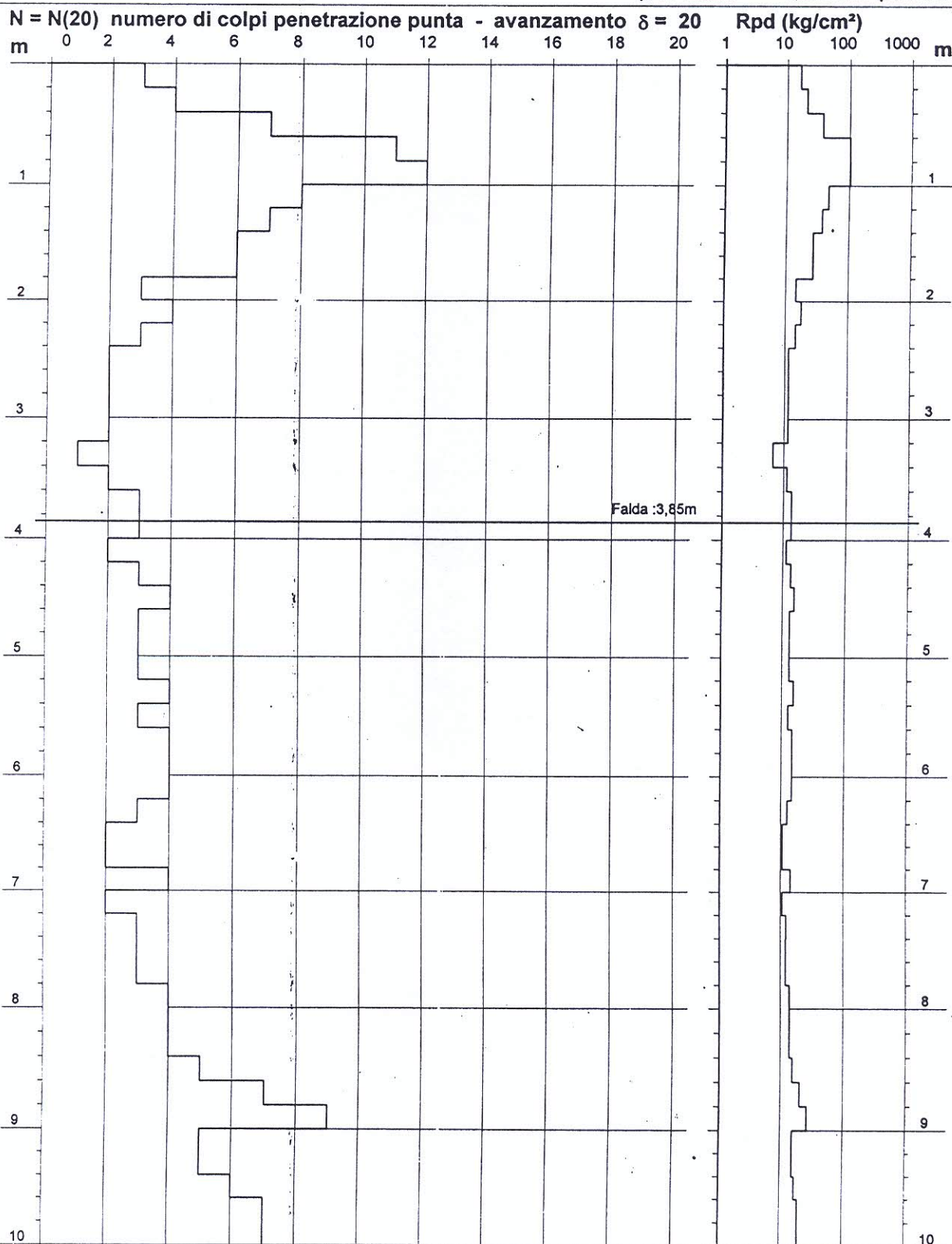
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 5

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,85 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 5

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,85 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	3,5	3	4	3,3	—	—	—	4	1,49	6
		Rpd	36,8	32	42	34,1	—	—	—	42		
2	0,40 1,80	N	8,1	6	12	7,1	2,4	5,7	10,6	8	1,49	12
		Rpd	77,3	54	116	65,4	24,6	52,7	101,9	76		
3	1,80 7,80	N	2,9	1	4	1,9	—	2,0	3,7	3	1,49	4
		Rpd	21,0	8	36	14,7	6,1	14,9	27,2	22		
4	7,80 10,00	N	5,7	4	9	4,9	1,6	4,1	7,3	6	1,49	9
		Rpd	33,1	25	52	28,8	8,7	24,4	41,9	35		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Materiali inerti	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
2	0.40 1.80	Ghiaia media e Sabbia fine	12	38.0	28.4	284	1.94	1.52	—	—	—	—
3	1.80 7.80	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
4	7.80 10.00	Sabbia	9	31.7	26.6	261	1.92	1.48	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 6

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	—	1	5,00 - 5,20	4	29,0	—	6
0,20 - 0,40	5	52,5	—	1	5,20 - 5,40	4	29,0	—	6
0,40 - 0,60	4	38,6	—	2	5,40 - 5,60	3	20,5	—	7
0,60 - 0,80	3	28,9	—	2	5,60 - 5,80	3	20,5	—	7
0,80 - 1,00	2	19,3	—	2	5,80 - 6,00	2	13,7	—	7
1,00 - 1,20	2	19,3	—	2	6,00 - 6,20	2	13,7	—	7
1,20 - 1,40	2	19,3	—	2	6,20 - 6,40	2	13,7	—	7
1,40 - 1,60	1	8,9	—	3	6,40 - 6,60	1	6,5	—	8
1,60 - 1,80	1	8,9	—	3	6,60 - 6,80	2	12,9	—	8
1,80 - 2,00	1	8,9	—	3	6,80 - 7,00	1	6,5	—	8
2,00 - 2,20	1	8,9	—	3	7,00 - 7,20	1	6,5	—	8
2,20 - 2,40	1	8,9	—	3	7,20 - 7,40	2	12,9	—	8
2,40 - 2,60	2	16,6	—	4	7,40 - 7,60	2	12,2	—	9
2,60 - 2,80	2	16,6	—	4	7,60 - 7,80	2	12,2	—	9
2,80 - 3,00	2	16,6	—	4	7,80 - 8,00	2	12,2	—	9
3,00 - 3,20	2	16,6	—	4	8,00 - 8,20	2	12,2	—	9
3,20 - 3,40	2	16,6	—	4	8,20 - 8,40	6	36,7	—	9
3,40 - 3,60	2	15,5	—	5	8,40 - 8,60	3	17,5	—	10
3,60 - 3,80	2	15,5	—	5	8,60 - 8,80	8	46,5	—	10
3,80 - 4,00	2	15,5	—	5	8,80 - 9,00	6	34,9	—	10
4,00 - 4,20	2	15,5	—	5	9,00 - 9,20	4	23,3	—	10
4,20 - 4,40	2	15,5	—	5	9,20 - 9,40	4	23,3	—	10
4,40 - 4,60	3	21,8	—	6	9,40 - 9,60	3	16,6	—	11
4,60 - 4,80	3	21,8	—	6	9,60 - 9,80	6	33,3	—	11
4,80 - 5,00	3	21,8	—	6	9,80 - 10,00	4	22,2	—	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

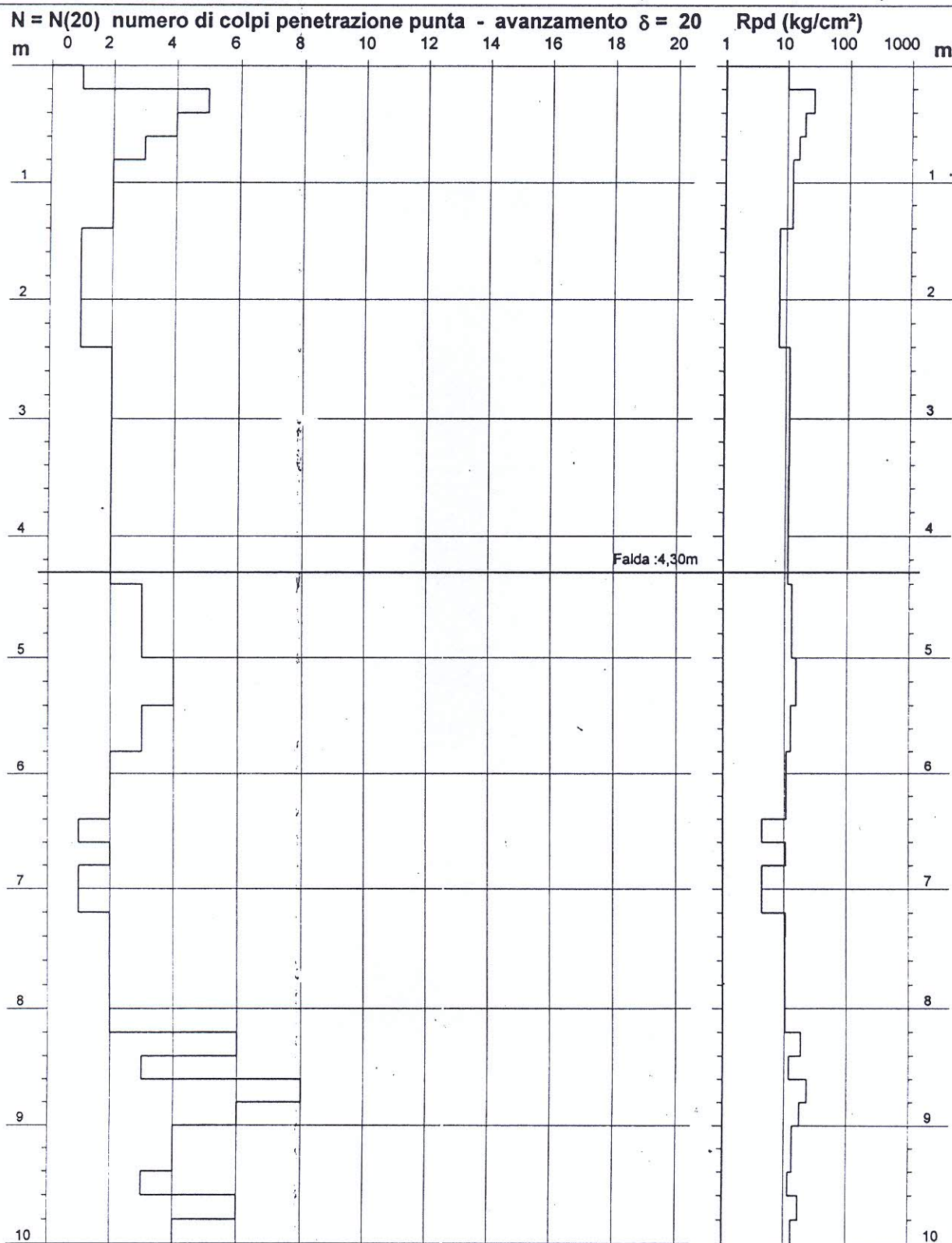
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 6

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,30 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 6

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,30 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	---	---	---	0	0,00	0

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
---	0.00 0.20	Materiali inerti	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.20 0.80	Limo Sabbioso	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	---	---	---	---
3	0.80 4.40	Sabbia debolmente Limosa	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	---	---	---	---
4	4.40 8.20	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	---	---	---	---
5	8.20 10.00	Ghiaia media e Sabbia fine	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	---	---	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 7

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,10 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	—	1	5,00 - 5,20	5	36,3	—	6
0,20 - 0,40	8	84,1	—	1	5,20 - 5,40	4	29,0	—	6
0,40 - 0,60	7	67,5	—	2	5,40 - 5,60	4	27,3	—	7
0,60 - 0,80	7	67,5	—	2	5,60 - 5,80	3	20,5	—	7
0,80 - 1,00	8	77,1	—	2	5,80 - 6,00	2	13,7	—	7
1,00 - 1,20	4	38,6	—	2	6,00 - 6,20	2	13,7	—	7
1,20 - 1,40	5	48,2	—	2	6,20 - 6,40	2	13,7	—	7
1,40 - 1,60	4	35,6	—	3	6,40 - 6,60	2	12,9	—	8
1,60 - 1,80	3	26,7	—	3	6,60 - 6,80	3	19,4	—	8
1,80 - 2,00	2	17,8	—	3	6,80 - 7,00	4	25,8	—	8
2,00 - 2,20	2	17,8	—	3	7,00 - 7,20	4	25,8	—	8
2,20 - 2,40	2	17,8	—	3	7,20 - 7,40	3	19,4	—	8
2,40 - 2,60	3	24,8	—	4	7,40 - 7,60	4	24,5	—	9
2,60 - 2,80	2	16,6	—	4	7,60 - 7,80	4	24,5	—	9
2,80 - 3,00	2	16,6	—	4	7,80 - 8,00	4	24,5	—	9
3,00 - 3,20	1	8,3	—	4	8,00 - 8,20	7	42,8	—	9
3,20 - 3,40	1	8,3	—	4	8,20 - 8,40	6	36,7	—	9
3,40 - 3,60	2	15,5	—	5	8,40 - 8,60	6	34,9	—	10
3,60 - 3,80	2	15,5	—	5	8,60 - 8,80	4	23,3	—	10
3,80 - 4,00	2	15,5	—	5	8,80 - 9,00	4	23,3	—	10
4,00 - 4,20	4	30,9	—	5	9,00 - 9,20	5	29,1	—	10
4,20 - 4,40	4	30,9	—	5	9,20 - 9,40	5	29,1	—	10
4,40 - 4,60	5	36,3	—	6	9,40 - 9,60	4	22,2	—	11
4,60 - 4,80	6	43,5	—	6	9,60 - 9,80	4	22,2	—	11
4,80 - 5,00	6	43,5	—	6	9,80 - 10,00	4	22,2	—	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

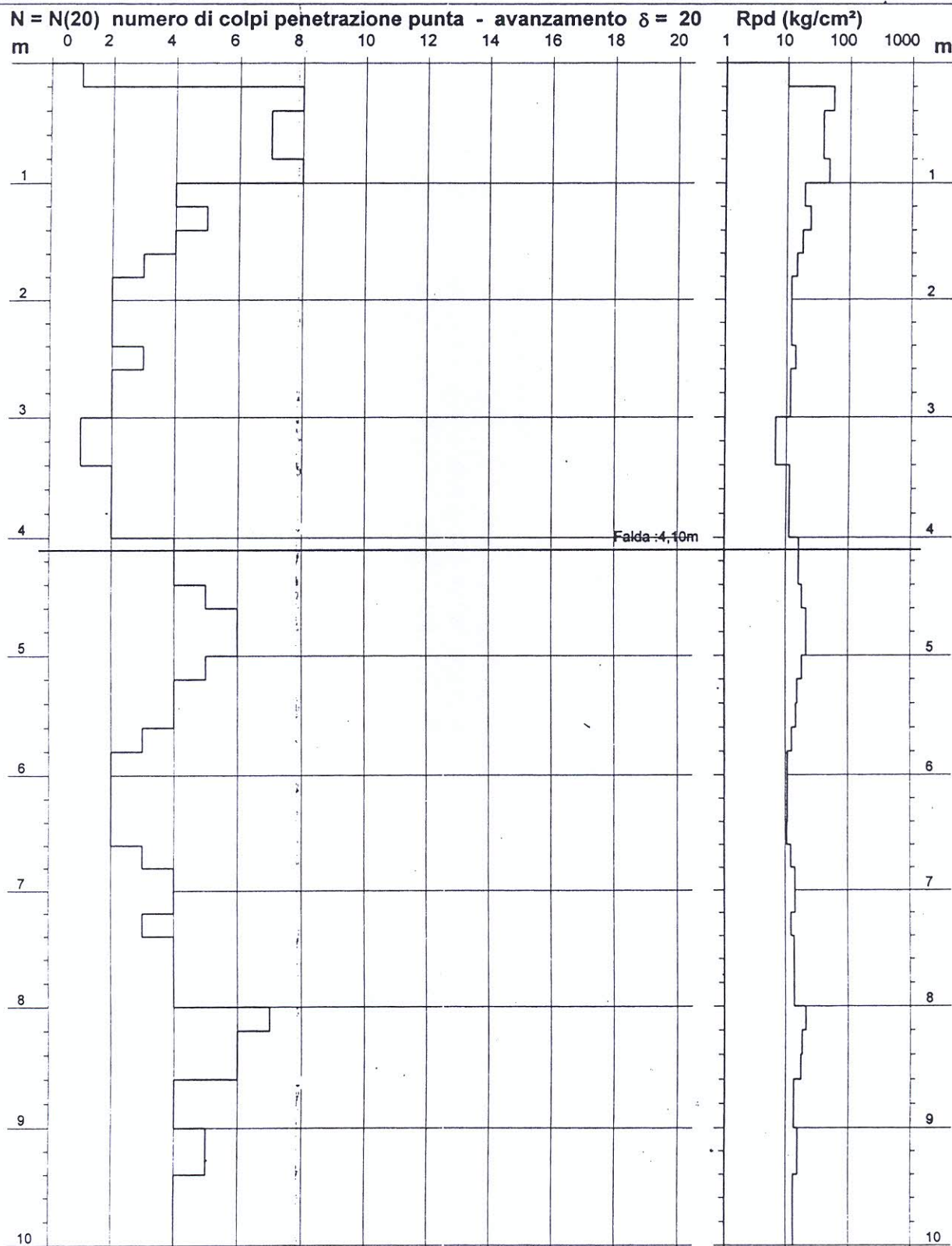
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 7

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,10 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 7

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,10 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	½(M+min)	s	M-s	M+s			
0	0.00 0.20		0.0	0	0	0.0	—	—	—	4	1.49	6

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20	Materiali inerti	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
2	0.20 1.60	Limo Sabbioso	9	31.7	26.6	261	1.92	1.48	—	—	—	—
3	1.60 4.20	Sabbia	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	4.20 5.80	Sabbia	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	—	—	—	—
5	5.80 10.00	Sabbia	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 8

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	4	42,0	—	1	5,00 - 5,20	5	36,3	—	6
0,20 - 0,40	16	168,1	—	1	5,20 - 5,40	4	29,0	—	6
0,40 - 0,60	8	77,1	—	2	5,40 - 5,60	4	27,3	—	7
0,60 - 0,80	4	38,6	—	2	5,60 - 5,80	2	13,7	—	7
0,80 - 1,00	2	19,3	—	2	5,80 - 6,00	3	20,5	—	7
1,00 - 1,20	2	19,3	—	2	6,00 - 6,20	2	13,7	—	7
1,20 - 1,40	2	19,3	—	2	6,20 - 6,40	2	13,7	—	7
1,40 - 1,60	2	17,8	—	3	6,40 - 6,60	3	19,4	—	8
1,60 - 1,80	2	17,8	—	3	6,60 - 6,80	5	32,3	—	8
1,80 - 2,00	2	17,8	—	3	6,80 - 7,00	7	45,2	—	8
2,00 - 2,20	2	17,8	—	3	7,00 - 7,20	6	38,7	—	8
2,20 - 2,40	2	17,8	—	3	7,20 - 7,40	5	32,3	—	8
2,40 - 2,60	3	24,8	—	4	7,40 - 7,60	4	24,5	—	9
2,60 - 2,80	3	24,8	—	4	7,60 - 7,80	3	18,4	—	9
2,80 - 3,00	3	24,8	—	4	7,80 - 8,00	2	12,2	—	9
3,00 - 3,20	3	24,8	—	4	8,00 - 8,20	3	18,4	—	9
3,20 - 3,40	3	24,8	—	4	8,20 - 8,40	4	24,5	—	9
3,40 - 3,60	3	23,2	—	5	8,40 - 8,60	6	34,9	—	10
3,60 - 3,80	5	38,7	—	5	8,60 - 8,80	6	34,9	—	10
3,80 - 4,00	5	38,7	—	5	8,80 - 9,00	5	29,1	—	10
4,00 - 4,20	4	30,9	—	5	9,00 - 9,20	7	40,7	—	10
4,20 - 4,40	4	30,9	—	5	9,20 - 9,40	4	23,3	—	10
4,40 - 4,60	4	29,0	—	6	9,40 - 9,60	3	16,6	—	11
4,60 - 4,80	4	29,0	—	6	9,60 - 9,80	3	16,6	—	11
4,80 - 5,00	5	36,3	—	6	9,80 - 10,00	4	22,2	—	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi-Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

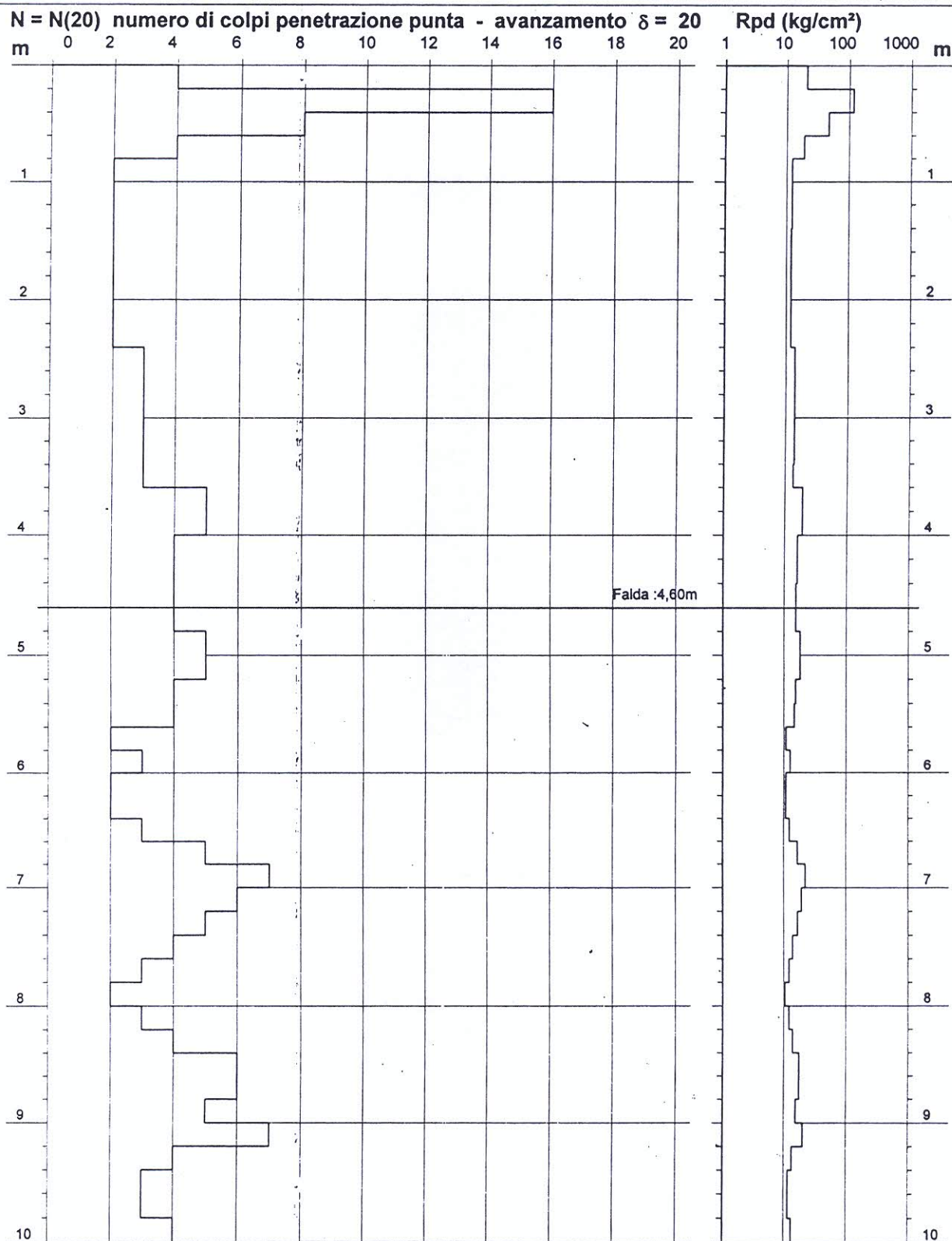
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 8

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA

n° 8

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	—	—	—	0	0,00	0

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.20 0.80		12	38.0	28.4	284	1.94	1.52	—	—	—	—
3	0.80 3.60		3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	3.60 5.60		6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
5	5.60 6.60		3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
6	6.60 10.00		6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 9

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	2	21,0	---	1	5,00 - 5,20	5	36,3	---	6
0,20 - 0,40	4	42,0	---	1	5,20 - 5,40	6	43,5	---	6
0,40 - 0,60	4	38,6	---	2	5,40 - 5,60	6	41,0	---	7
0,60 - 0,80	2	19,3	---	2	5,60 - 5,80	4	27,3	---	7
0,80 - 1,00	2	19,3	---	2	5,80 - 6,00	3	20,5	---	7
1,00 - 1,20	1	9,6	---	2	6,00 - 6,20	3	20,5	---	7
1,20 - 1,40	2	19,3	---	2	6,20 - 6,40	5	34,2	---	7
1,40 - 1,60	2	17,8	---	3	6,40 - 6,60	5	32,3	---	8
1,60 - 1,80	2	17,8	---	3	6,60 - 6,80	4	25,8	---	8
1,80 - 2,00	1	8,9	---	3	6,80 - 7,00	4	25,8	---	8
2,00 - 2,20	1	8,9	---	3	7,00 - 7,20	3	19,4	---	8
2,20 - 2,40	1	8,9	---	3	7,20 - 7,40	3	19,4	---	8
2,40 - 2,60	2	16,6	---	4	7,40 - 7,60	4	24,5	---	9
2,60 - 2,80	3	24,8	---	4	7,60 - 7,80	4	24,5	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	5	30,6	---	9
3,00 - 3,20	3	24,8	---	4	8,00 - 8,20	5	30,6	---	9
3,20 - 3,40	3	24,8	---	4	8,20 - 8,40	5	30,6	---	9
3,40 - 3,60	4	30,9	---	5	8,40 - 8,60	7	40,7	---	10
3,60 - 3,80	4	30,9	---	5	8,60 - 8,80	4	23,3	---	10
3,80 - 4,00	3	23,2	---	5	8,80 - 9,00	5	29,1	---	10
4,00 - 4,20	3	23,2	---	5	9,00 - 9,20	6	34,9	---	10
4,20 - 4,40	3	23,2	---	5	9,20 - 9,40	5	29,1	---	10
4,40 - 4,60	2	14,5	---	6	9,40 - 9,60	4	22,2	---	11
4,60 - 4,80	2	14,5	---	6	9,60 - 9,80	5	27,7	---	11
4,80 - 5,00	7	50,8	---	6	9,80 - 10,00	7	38,8	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

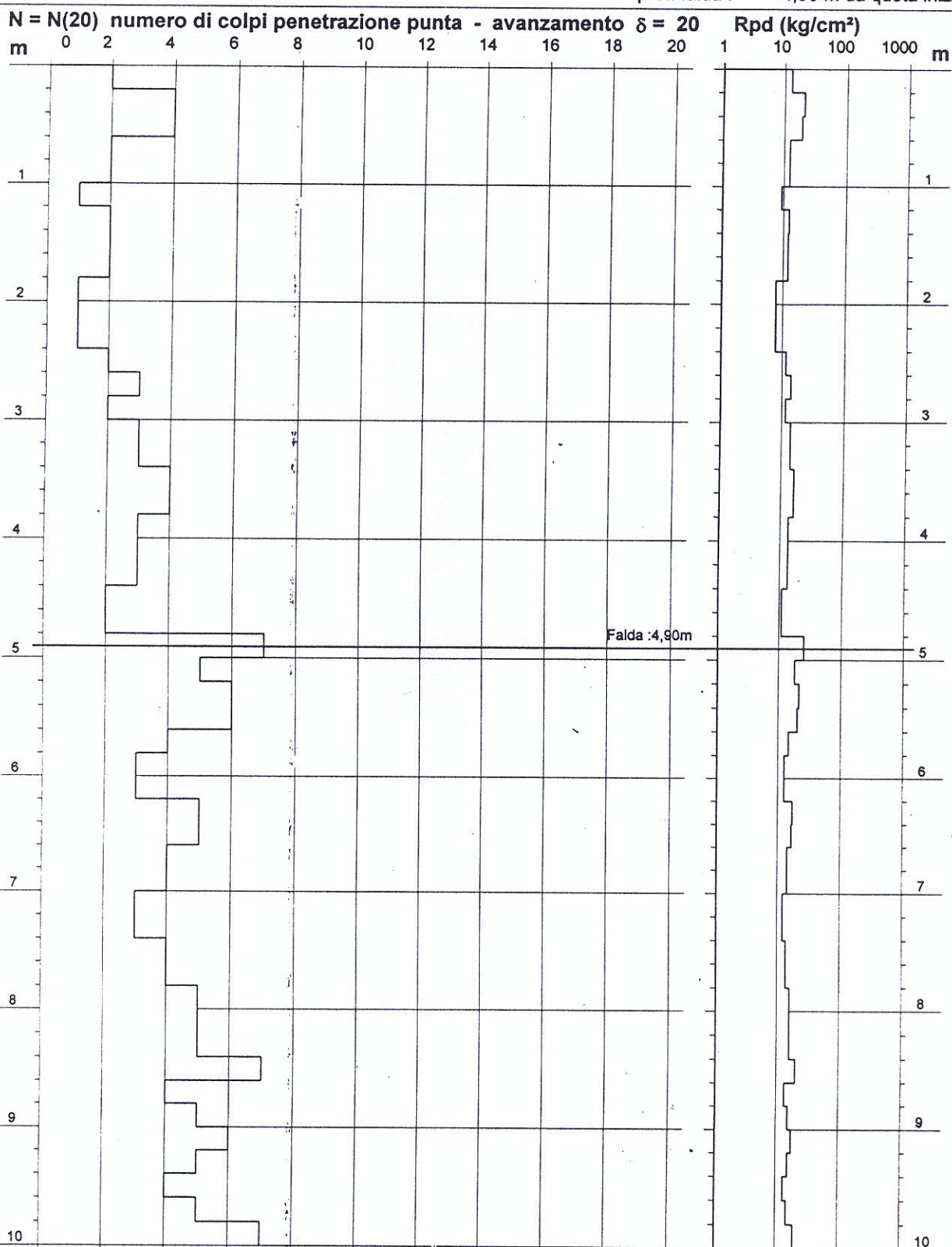
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 9

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA

n° 9

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,90 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	—	—	—	2	1,49	3

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20	Materiali inerti	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.20 0.60	Limo debolmente Sabbioso	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
3	0.60 2.60	Sabbia debolmente Limosa	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	2.60 4.80	Sabbia	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
5	4.80 10.00	Sabbia	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 10

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	---	1	5,00 - 5,20	4	29,0	---	6
0,20 - 0,40	1	10,5	---	1	5,20 - 5,40	6	43,5	---	6
0,40 - 0,60	1	9,6	---	2	5,40 - 5,60	6	41,0	---	7
0,60 - 0,80	2	19,3	---	2	5,60 - 5,80	4	27,3	---	7
0,80 - 1,00	1	9,6	---	2	5,80 - 6,00	3	20,5	---	7
1,00 - 1,20	1	9,6	---	2	6,00 - 6,20	4	27,3	---	7
1,20 - 1,40	2	19,3	---	2	6,20 - 6,40	5	34,2	---	7
1,40 - 1,60	1	8,9	---	3	6,40 - 6,60	6	38,7	---	8
1,60 - 1,80	1	8,9	---	3	6,60 - 6,80	5	32,3	---	8
1,80 - 2,00	1	8,9	---	3	6,80 - 7,00	4	25,8	---	8
2,00 - 2,20	2	17,8	---	3	7,00 - 7,20	6	38,7	---	8
2,20 - 2,40	2	17,8	---	3	7,20 - 7,40	7	45,2	---	8
2,40 - 2,60	2	16,6	---	4	7,40 - 7,60	6	36,7	---	9
2,60 - 2,80	2	16,6	---	4	7,60 - 7,80	6	36,7	---	9
2,80 - 3,00	4	33,1	---	4	7,80 - 8,00	6	36,7	---	9
3,00 - 3,20	4	33,1	---	4	8,00 - 8,20	4	24,5	---	9
3,20 - 3,40	6	49,7	---	4	8,20 - 8,40	4	24,5	---	9
3,40 - 3,60	7	54,1	---	5	8,40 - 8,60	7	40,7	---	10
3,60 - 3,80	6	46,4	---	5	8,60 - 8,80	6	34,9	---	10
3,80 - 4,00	5	38,7	---	5	8,80 - 9,00	5	29,1	---	10
4,00 - 4,20	4	30,9	---	5	9,00 - 9,20	4	23,3	---	10
4,20 - 4,40	4	30,9	---	5	9,20 - 9,40	4	23,3	---	10
4,40 - 4,60	2	14,5	---	6	9,40 - 9,60	5	27,7	---	11
4,60 - 4,80	3	21,8	---	6	9,60 - 9,80	6	33,3	---	11
4,80 - 5,00	2	14,5	---	6	9,80 - 10,00	7	38,8	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm
- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

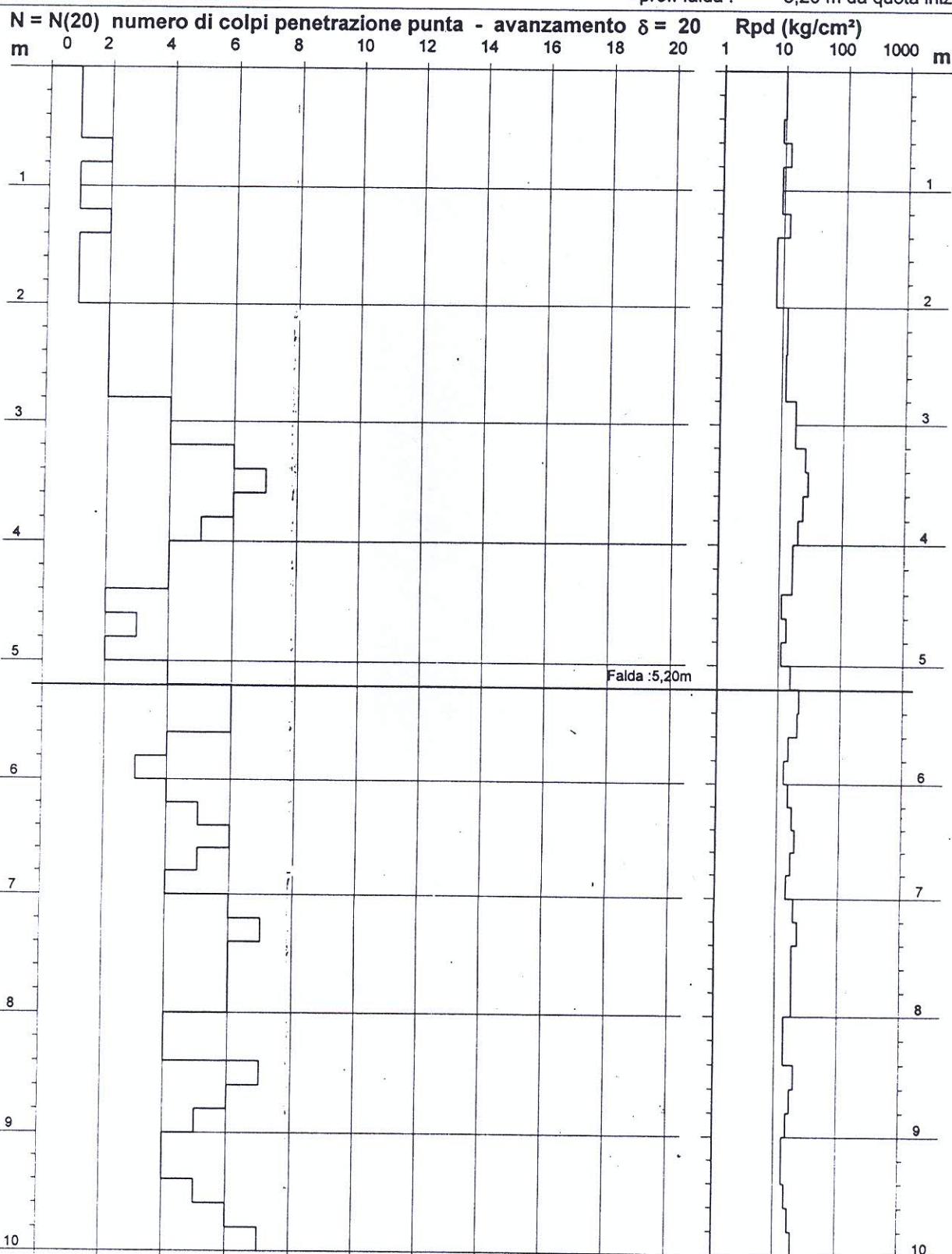
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 10

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 10

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 5,20 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 2,00	N	1,2	1	2	1,1	—	—	1,6	1	1,49	1
		Rpd	11,5	9	19	10,2	4,1	7,4	15,7	10		
2	2,00 3,20	N	2,7	2	4	2,3	1,0	1,6	3,7	3	1,49	4
		Rpd	22,5	17	33	19,5	8,2	14,3	30,8	25		
3	3,20 10,00	N	5,0	2	7	3,5	1,4	3,6	6,4	5	1,49	7
		Rpd	32,8	15	54	23,7	9,5	23,4	42,3	33		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 2.00	Limo debolmente Argilloso	1	3.8	18.9	199	1.84	1.34	—	—	—	—
2	2.00 3.20	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
3	3.20 10.00	Sabbia	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace

e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata

E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato

W% = contenuto d'acqua

Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE PROVE 11,12,13,14 e 15



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 11

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	11	115,6	----	1	5,00 - 5,20	1	7,3	----	6
0,20 - 0,40	10	105,1	----	1	5,20 - 5,40	1	7,3	----	6
0,40 - 0,60	13	125,4	----	2	5,40 - 5,60	4	27,3	----	7
0,60 - 0,80	14	135,0	----	2	5,60 - 5,80	4	27,3	----	7
0,80 - 1,00	9	86,8	----	2	5,80 - 6,00	4	27,3	----	7
1,00 - 1,20	7	67,5	----	2	6,00 - 6,20	4	27,3	----	7
1,20 - 1,40	5	48,2	----	2	6,20 - 6,40	6	41,0	----	7
1,40 - 1,60	4	35,6	----	3	6,40 - 6,60	5	32,3	----	8
1,60 - 1,80	4	35,6	----	3	6,60 - 6,80	6	38,7	----	8
1,80 - 2,00	6	53,5	----	3	6,80 - 7,00	6	38,7	----	8
2,00 - 2,20	5	44,6	----	3	7,00 - 7,20	7	45,2	----	8
2,20 - 2,40	5	44,6	----	3	7,20 - 7,40	8	51,7	----	8
2,40 - 2,60	3	24,8	----	4	7,40 - 7,60	7	42,8	----	9
2,60 - 2,80	1	8,3	----	4	7,60 - 7,80	7	42,8	----	9
2,80 - 3,00	2	16,6	----	4	7,80 - 8,00	9	55,1	----	9
3,00 - 3,20	2	16,6	----	4	8,00 - 8,20	12	73,5	----	9
3,20 - 3,40	2	16,6	----	4	8,20 - 8,40	10	61,2	----	9
3,40 - 3,60	1	7,7	----	5	8,40 - 8,60	10	58,2	----	10
3,60 - 3,80	1	7,7	----	5	8,60 - 8,80	9	52,4	----	10
3,80 - 4,00	1	7,7	----	5	8,80 - 9,00	10	58,2	----	10
4,00 - 4,20	2	15,5	----	5	9,00 - 9,20	4	23,3	----	10
4,20 - 4,40	1	7,7	----	5	9,20 - 9,40	5	29,1	----	10
4,40 - 4,60	1	7,3	----	6	9,40 - 9,60	5	27,7	----	11
4,60 - 4,80	1	7,3	----	6	9,60 - 9,80	7	38,8	----	11
4,80 - 5,00	2	14,5	----	6	9,80 - 10,00	7	38,8	----	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

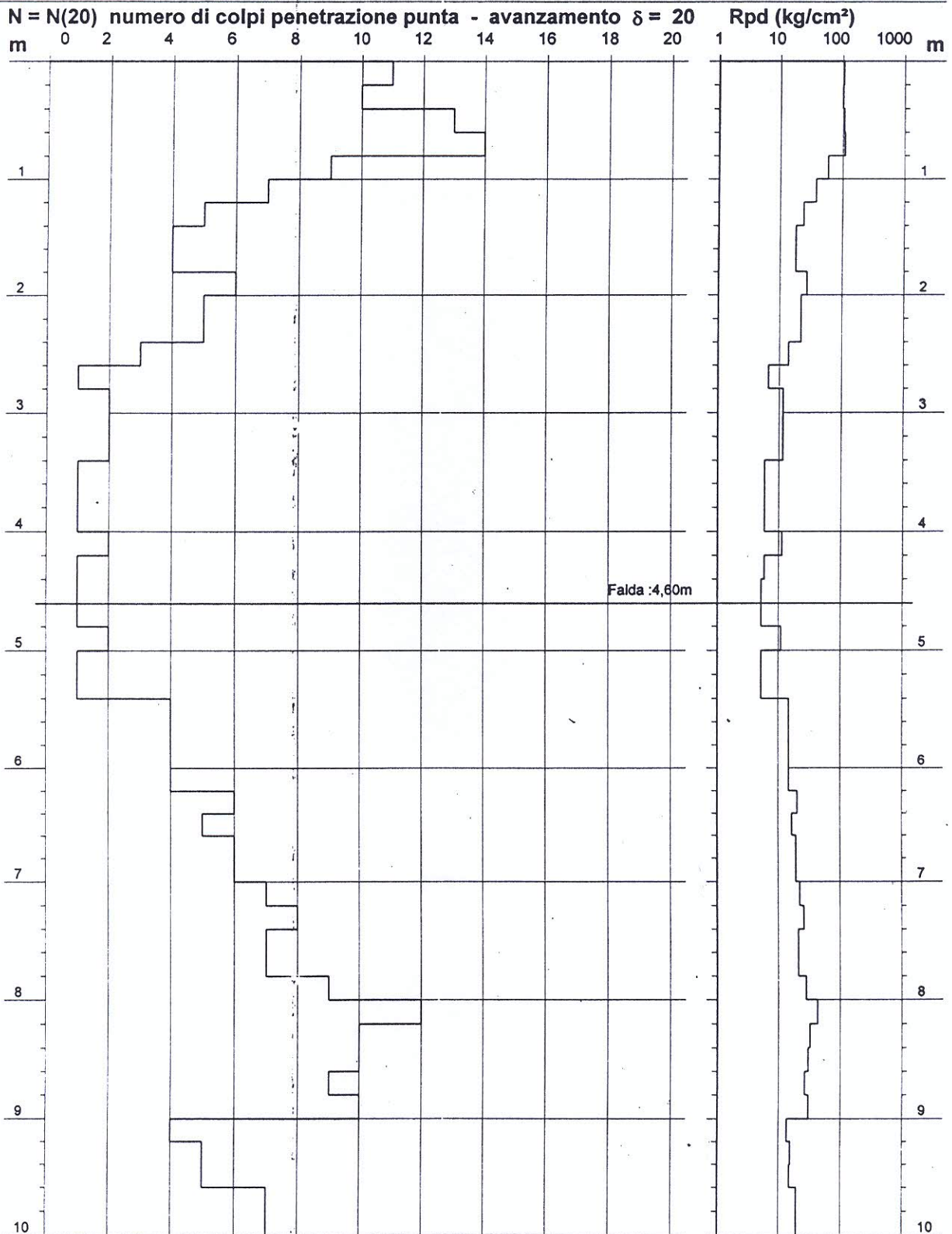
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 11

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi-Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA

n° 11

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,60 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
0	0,00 0,20		0,0	0	0	0,0	—	—	—	0	0,00	0

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)

β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
—	0.00 0.20	Materiali inerti	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.20 1.20	Ghiaia media e Sabbia fine	16	44.0	30.5	315	1.97	1.55	—	—	—	—
3	1.20 2.60	Sabbia	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	—	—	—	—
4	2.60 5.40	Limo debolmente Sabbioso	1	3.8	18.9	199	1.84	1.34	—	—	—	—
5	5.40 10.00	Ghiaia media e Sabbia fine	10	35.0	27.2	268	1.93	1.50	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 12

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	4	42,0	---	1	5,00 - 5,20	1	7,3	---	6
0,20 - 0,40	4	42,0	---	1	5,20 - 5,40	2	14,5	---	6
0,40 - 0,60	6	57,9	---	2	5,40 - 5,60	4	27,3	---	7
0,60 - 0,80	4	38,6	---	2	5,60 - 5,80	4	27,3	---	7
0,80 - 1,00	3	28,9	---	2	5,80 - 6,00	5	34,2	---	7
1,00 - 1,20	3	28,9	---	2	6,00 - 6,20	5	34,2	---	7
1,20 - 1,40	2	19,3	---	2	6,20 - 6,40	4	27,3	---	7
1,40 - 1,60	2	17,8	---	3	6,40 - 6,60	6	38,7	---	8
1,60 - 1,80	4	35,6	---	3	6,60 - 6,80	5	32,3	---	8
1,80 - 2,00	3	26,7	---	3	6,80 - 7,00	5	32,3	---	8
2,00 - 2,20	3	26,7	---	3	7,00 - 7,20	8	51,7	---	8
2,20 - 2,40	3	26,7	---	3	7,20 - 7,40	11	71,0	---	8
2,40 - 2,60	2	16,6	---	4	7,40 - 7,60	9	55,1	---	9
2,60 - 2,80	2	16,6	---	4	7,60 - 7,80	9	55,1	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	10	61,2	---	9
3,00 - 3,20	3	24,8	---	4	8,00 - 8,20	9	55,1	---	9
3,20 - 3,40	2	16,6	---	4	8,20 - 8,40	8	49,0	---	9
3,40 - 3,60	2	15,5	---	5	8,40 - 8,60	10	58,2	---	10
3,60 - 3,80	2	15,5	---	5	8,60 - 8,80	12	69,8	---	10
3,80 - 4,00	2	15,5	---	5	8,80 - 9,00	11	64,0	---	10
4,00 - 4,20	1	7,7	---	5	9,00 - 9,20	8	46,5	---	10
4,20 - 4,40	2	15,5	---	5	9,20 - 9,40	8	46,5	---	10
4,40 - 4,60	2	14,5	---	6	9,40 - 9,60	12	66,5	---	11
4,60 - 4,80	2	14,5	---	6	9,60 - 9,80	13	72,1	---	11
4,80 - 5,00	1	7,3	---	6	9,80 - 10,00	10	55,4	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

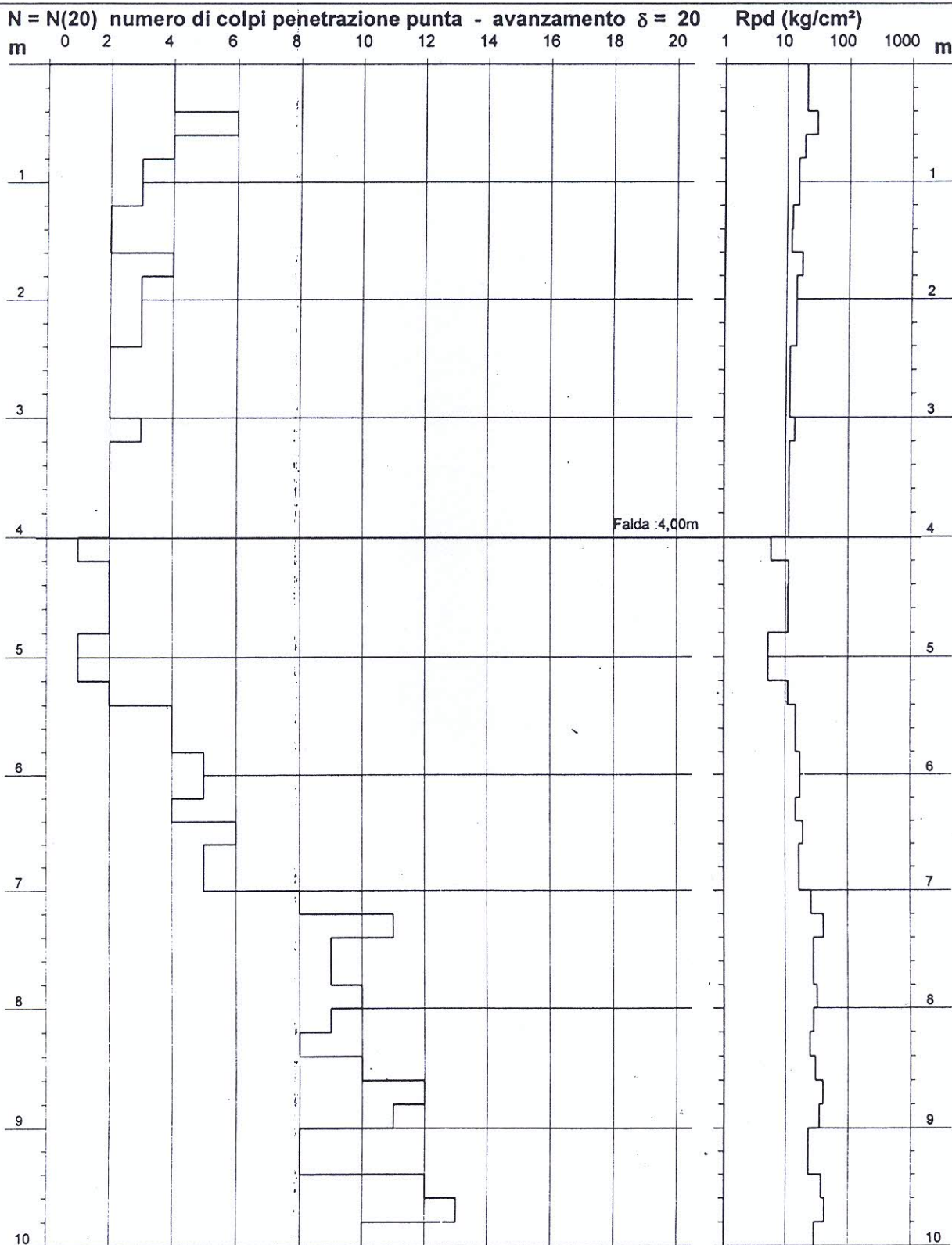
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 12

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 12

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,00 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	4,0	4	4	4,0	—	—	—	4	1,49	6
		Rpd	42,0	42	42	42,0	—	—	—	42		
2	0,40 1,00	N	4,3	3	6	3,7	—	—	—	4	1,49	6
		Rpd	41,8	29	58	35,4	—	—	—	39		
3	1,00 5,40	N	2,2	1	4	1,6	—	1,4	2,9	2	1,49	3
		Rpd	18,2	7	36	12,7	7,3	10,9	25,5	17		
4	5,40 7,00	N	4,8	4	6	4,4	—	4,0	5,5	5	1,49	7
		Rpd	31,7	27	39	29,5	4,1	27,6	35,8	33		
5	7,00 10,00	N	9,9	8	13	8,9	1,6	8,2	11,5	10	1,49	15
		Rpd	58,5	47	72	52,5	8,6	49,9	67,1	59		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Materiali inerti	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
2	0.40 1.00	Limo debolmente Sabbioso	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
3	1.00 5.40	Sabbia debolmente Limosa	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
4	5.40 7.00	Sabbia	7	25.0	25.2	245	1.90	1.45	—	—	—	—
5	7.00 10.00	Ghiaia media e Sabbia fine	15	42.5	30.0	307	1.96	1.54	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 13

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,20 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	4	42,0	---	1	5,00 - 5,20	9	65,3	---	6
0,20 - 0,40	5	52,5	---	1	5,20 - 5,40	11	79,8	---	6
0,40 - 0,60	7	67,5	---	2	5,40 - 5,60	14	95,7	---	7
0,60 - 0,80	7	67,5	---	2	5,60 - 5,80	12	82,0	---	7
0,80 - 1,00	8	77,1	---	2	5,80 - 6,00	8	54,7	---	7
1,00 - 1,20	7	67,5	---	2	6,00 - 6,20	7	47,8	---	7
1,20 - 1,40	9	86,8	---	2	6,20 - 6,40	7	47,8	---	7
1,40 - 1,60	5	44,6	---	3	6,40 - 6,60	4	25,8	---	8
1,60 - 1,80	7	62,4	---	3	6,60 - 6,80	4	25,8	---	8
1,80 - 2,00	7	62,4	---	3	6,80 - 7,00	4	25,8	---	8
2,00 - 2,20	4	35,6	---	3	7,00 - 7,20	4	25,8	---	8
2,20 - 2,40	4	35,6	---	3	7,20 - 7,40	6	38,7	---	8
2,40 - 2,60	3	24,8	---	4	7,40 - 7,60	6	36,7	---	9
2,60 - 2,80	3	24,8	---	4	7,60 - 7,80	5	30,6	---	9
2,80 - 3,00	2	16,6	---	4	7,80 - 8,00	4	24,5	---	9
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	8,00 - 8,20	4	24,5	---	9
3,20 - 3,40	3	24,8	---	4	8,20 - 8,40	7	42,8	---	9
3,40 - 3,60	3	23,2	---	5	8,40 - 8,60	7	40,7	---	10
3,60 - 3,80	2	15,5	---	5	8,60 - 8,80	6	34,9	---	10
3,80 - 4,00	2	15,5	---	5	8,80 - 9,00	6	34,9	---	10
4,00 - 4,20	3	23,2	---	5	9,00 - 9,20	5	29,1	---	10
4,20 - 4,40	6	46,4	---	5	9,20 - 9,40	4	23,3	---	10
4,40 - 4,60	6	43,5	---	6	9,40 - 9,60	7	38,8	---	11
4,60 - 4,80	7	50,8	---	6	9,60 - 9,80	9	49,9	---	11
4,80 - 5,00	8	58,1	---	6	9,80 - 10,00	9	49,9	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

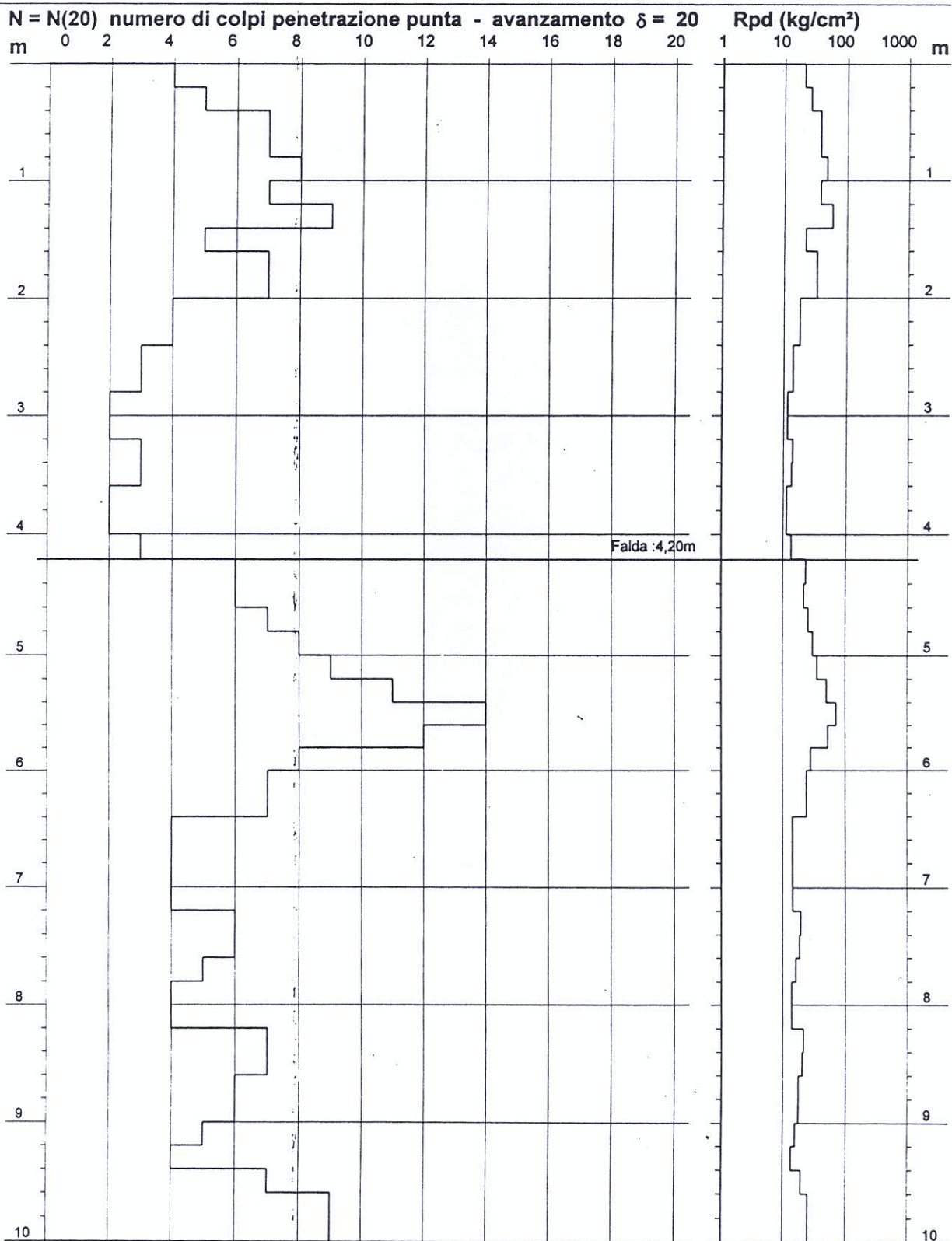
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 13

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,20 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 13

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,20 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	4,5	4	5	4,3	—	—	—	4	1,49	6
		Rpd	47,3	42	53	44,7	—	—	—	42		
2	0,40 2,00	N	7,1	5	9	6,1	1,1	6,0	8,3	7	1,49	10
		Rpd	67,0	45	87	55,8	12,2	54,8	79,2	66		
3	2,00 4,20	N	2,8	2	4	2,4	—	2,1	3,6	3	1,49	4
		Rpd	23,3	16	36	19,4	7,2	16,1	30,5	25		
4	4,20 6,40	N	8,6	6	14	7,3	2,6	6,0	11,3	9	1,49	13
		Rpd	61,1	44	96	52,3	17,4	43,7	78,5	64		
5	6,40 10,00	N	5,6	4	9	4,8	1,7	3,9	7,3	6	1,49	9
		Rpd	33,5	23	50	28,4	8,7	24,8	42,1	36		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Materiali inerti	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
2	0.40 2.00	Ghiaia media e Sabbia fine	10	35.0	27.2	268	1.93	1.50	—	—	—	—
3	2.00 4.20	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
4	4.20 6.40	Ghiaia media e Sabbia fine	13	39.5	29.0	292	1.95	1.53	—	—	—	—
5	6.40 10.00	Sabbia	9	31.7	26.6	261	1.92	1.48	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 14

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,90 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	8	84,1	---	1	5,00 - 5,20	3	21,8	---	6
0,20 - 0,40	8	84,1	---	1	5,20 - 5,40	3	21,8	---	6
0,40 - 0,60	7	67,5	---	2	5,40 - 5,60	11	75,2	---	7
0,60 - 0,80	6	57,9	---	2	5,60 - 5,80	10	68,3	---	7
0,80 - 1,00	6	57,9	---	2	5,80 - 6,00	9	61,5	---	7
1,00 - 1,20	4	38,6	---	2	6,00 - 6,20	9	61,5	---	7
1,20 - 1,40	5	48,2	---	2	6,20 - 6,40	6	41,0	---	7
1,40 - 1,60	7	62,4	---	3	6,40 - 6,60	4	25,8	---	8
1,60 - 1,80	4	35,6	---	3	6,60 - 6,80	4	25,8	---	8
1,80 - 2,00	7	62,4	---	3	6,80 - 7,00	5	32,3	---	8
2,00 - 2,20	7	62,4	---	3	7,00 - 7,20	5	32,3	---	8
2,20 - 2,40	4	35,6	---	3	7,20 - 7,40	5	32,3	---	8
2,40 - 2,60	5	41,4	---	4	7,40 - 7,60	4	24,5	---	9
2,60 - 2,80	5	41,4	---	4	7,60 - 7,80	4	24,5	---	9
2,80 - 3,00	3	24,8	---	4	7,80 - 8,00	3	18,4	---	9
3,00 - 3,20	2	16,6	---	4	8,00 - 8,20	7	42,8	---	9
3,20 - 3,40	2	16,6	---	4	8,20 - 8,40	7	42,8	---	9
3,40 - 3,60	4	30,9	---	5	8,40 - 8,60	7	40,7	---	10
3,60 - 3,80	4	30,9	---	5	8,60 - 8,80	8	46,5	---	10
3,80 - 4,00	3	23,2	---	5	8,80 - 9,00	8	46,5	---	10
4,00 - 4,20	3	23,2	---	5	9,00 - 9,20	6	34,9	---	10
4,20 - 4,40	2	15,5	---	5	9,20 - 9,40	4	23,3	---	10
4,40 - 4,60	2	14,5	---	6	9,40 - 9,60	7	38,8	---	11
4,60 - 4,80	4	29,0	---	6	9,60 - 9,80	11	61,0	---	11
4,80 - 5,00	3	21,8	---	6	9,80 - 10,00	9	49,9	---	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

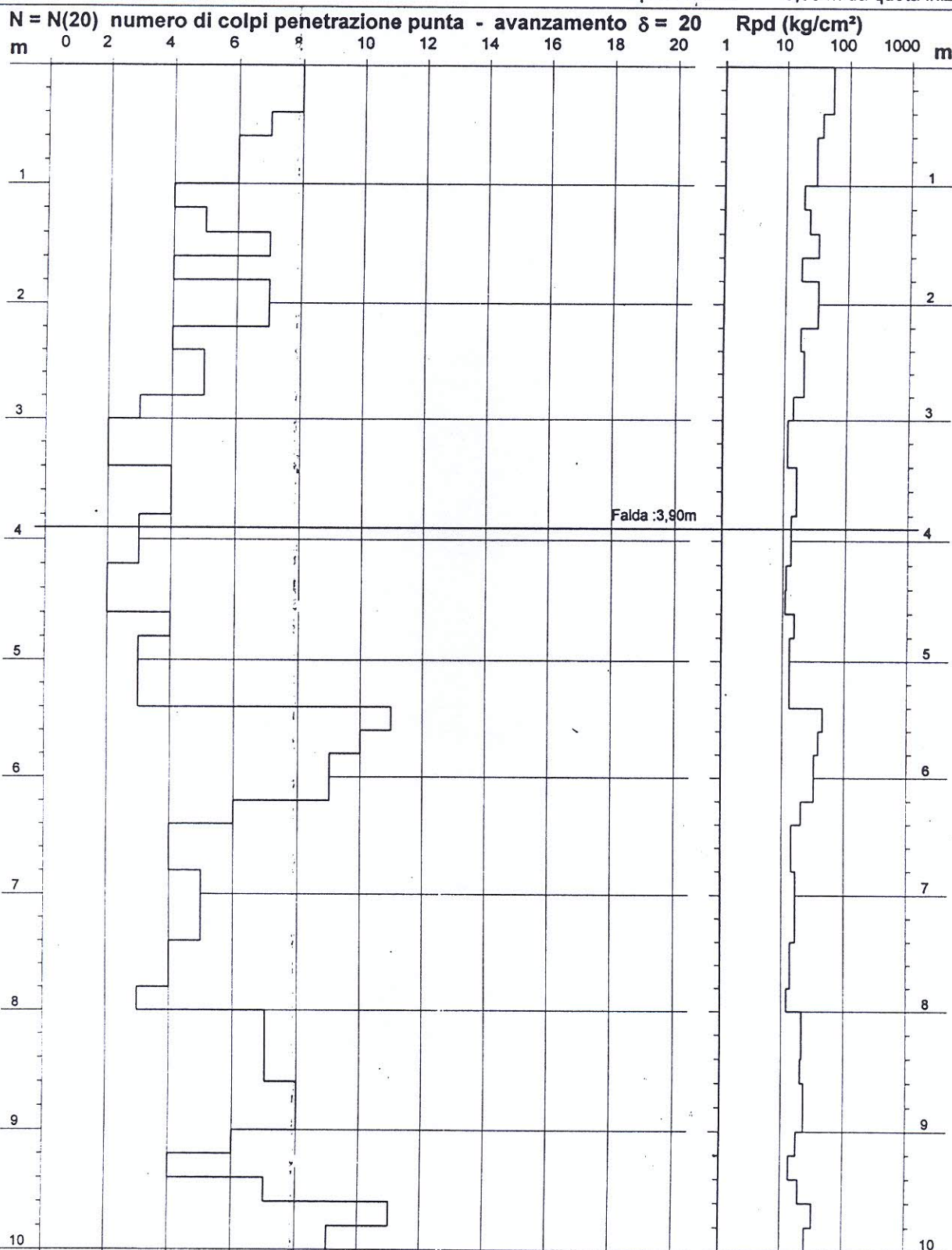
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 14

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,90 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EMLC

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 14

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 3,90 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	8,0	8	8	8,0	—	—	—	8	1,49	12
		Rpd	84,1	84	84	84,1	—	—	—	84		
2	0,40 2,80	N	5,6	4	7	4,8	1,2	4,3	6,8	6	1,49	9
		Rpd	50,9	36	68	43,3	12,0	39,0	62,9	55		
3	2,80 5,40	N	2,9	2	4	2,5	—	2,2	3,7	3	1,49	4
		Rpd	22,4	15	31	18,4	5,6	16,8	28,0	23		
4	5,40 10,00	N	6,7	3	11	4,8	2,4	4,2	9,1	7	1,49	10
		Rpd	41,3	18	75	29,8	15,7	25,7	57,0	43		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta t = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Limo Argilloso deb.Sabbioso	12	38.0	28.4	284	1.94	1.52	—	—	—	—
2	0.40 2.80	Ghiaia media e Sabbia fine	9	31.7	26.6	261	1.92	1.48	—	—	—	—
3	2.80 5.40	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
4	5.40 10.00	Sabbia	10	35.0	27.2	268	1.93	1.50	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 15

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,50 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	1	10,5	—	1	5,00 - 5,20	5	36,3	—	6
0,20 - 0,40	2	21,0	—	1	5,20 - 5,40	7	50,8	—	6
0,40 - 0,60	1	9,6	—	2	5,40 - 5,60	9	61,5	—	7
0,60 - 0,80	1	9,6	—	2	5,60 - 5,80	9	61,5	—	7
0,80 - 1,00	2	19,3	—	2	5,80 - 6,00	7	47,8	—	7
1,00 - 1,20	2	19,3	—	2	6,00 - 6,20	5	34,2	—	7
1,20 - 1,40	4	38,6	—	2	6,20 - 6,40	5	34,2	—	7
1,40 - 1,60	4	35,6	—	3	6,40 - 6,60	7	45,2	—	8
1,60 - 1,80	3	26,7	—	3	6,60 - 6,80	7	45,2	—	8
1,80 - 2,00	3	26,7	—	3	6,80 - 7,00	4	25,8	—	8
2,00 - 2,20	4	35,6	—	3	7,00 - 7,20	4	25,8	—	8
2,20 - 2,40	2	17,8	—	3	7,20 - 7,40	6	38,7	—	8
2,40 - 2,60	2	16,6	—	4	7,40 - 7,60	6	36,7	—	9
2,60 - 2,80	4	33,1	—	4	7,60 - 7,80	5	30,6	—	9
2,80 - 3,00	4	33,1	—	4	7,80 - 8,00	5	30,6	—	9
3,00 - 3,20	3	24,8	—	4	8,00 - 8,20	4	24,5	—	9
3,20 - 3,40	3	24,8	—	4	8,20 - 8,40	4	24,5	—	9
3,40 - 3,60	4	30,9	—	5	8,40 - 8,60	4	23,3	—	10
3,60 - 3,80	3	23,2	—	5	8,60 - 8,80	3	17,5	—	10
3,80 - 4,00	3	23,2	—	5	8,80 - 9,00	3	17,5	—	10
4,00 - 4,20	2	15,5	—	5	9,00 - 9,20	4	23,3	—	10
4,20 - 4,40	4	30,9	—	5	9,20 - 9,40	7	40,7	—	10
4,40 - 4,60	4	29,0	—	6	9,40 - 9,60	9	49,9	—	11
4,60 - 4,80	5	36,3	—	6	9,60 - 9,80	9	49,9	—	11
4,80 - 5,00	6	43,5	—	6	9,80 - 10,00	11	61,0	—	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

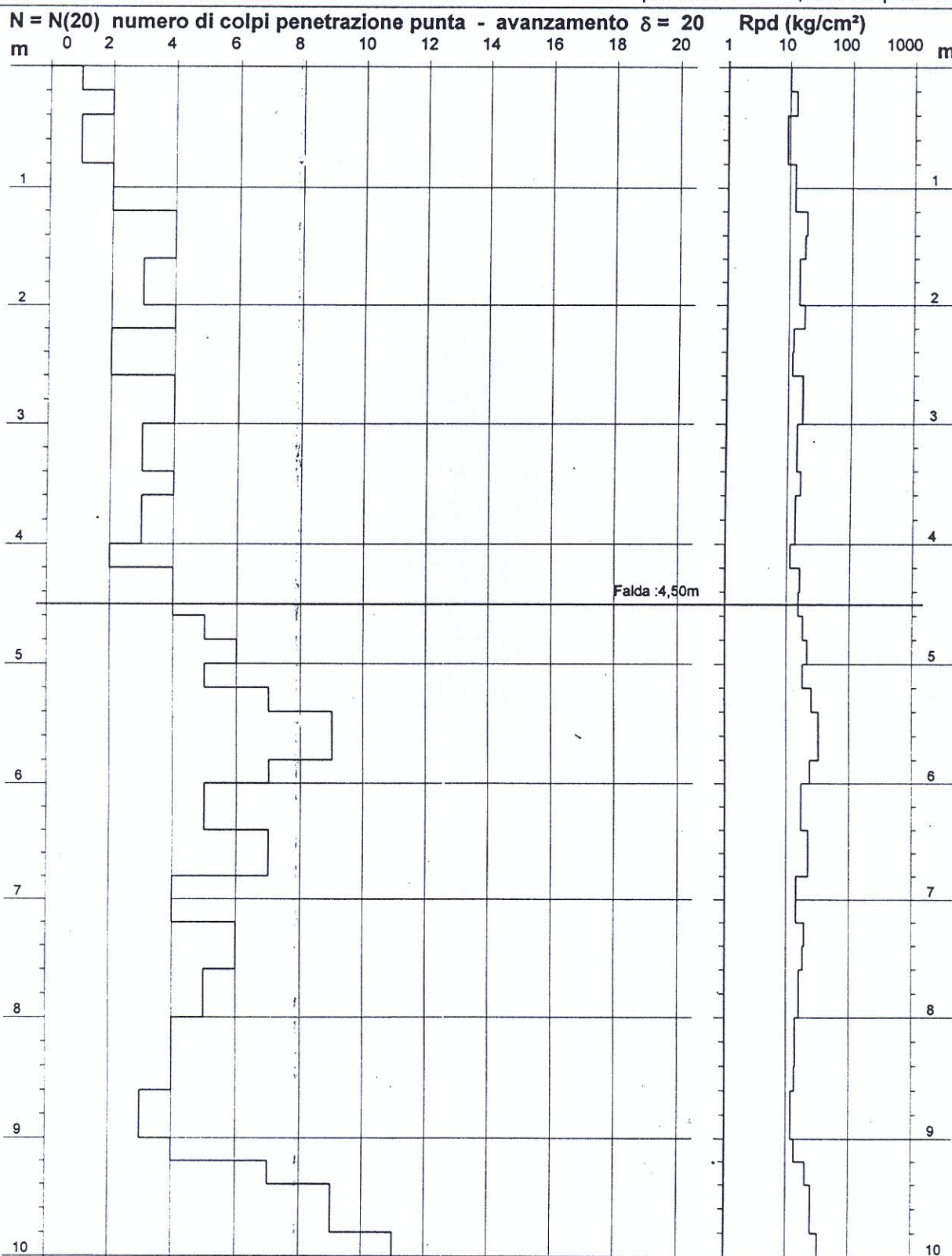
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 15

Scala 1: 50

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,50 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : TG 63-100 EML.C

- M (massa battente)= 63,50 kg - H (altezza caduta)= 0,75 m - A (area punta)= 20,43 cm² - D(diam. punta)= 51,00 mm

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : SI

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 15

- indagine : DZ INGEGNERIA
- cantiere : VALDOSSOLA
- località : VALLE DEL TOCE
- note :

- data : 09/12/2004
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4,50 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 0,40	N	1,5	1	2	1,3	—	—	—	2	1,49	3
		Rpd	15,8	11	21	13,1	—	—	—	21		
2	0,40 1,20	N	1,5	1	2	1,3	—	—	—	2	1,49	3
		Rpd	14,5	10	19	12,1	—	—	—	19		
3	1,20 4,60	N	3,3	2	4	2,6	—	2,5	4,1	3	1,49	4
		Rpd	27,4	16	39	21,5	6,9	20,6	34,3	25		
4	4,60 8,20	N	5,9	4	9	4,9	1,5	4,4	7,4	6	1,49	9
		Rpd	39,4	25	62	31,9	11,1	28,3	50,5	40		
5	8,20 9,40	N	4,2	3	7	3,6	1,5	2,7	5,6	4	1,49	6
		Rpd	24,4	18	41	20,9	8,5	15,9	33,0	23		
6	9,40 10,00	N	9,7	9	11	9,3	—	—	—	10	1,49	15
		Rpd	53,6	50	61	51,7	—	—	—	55		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta = 1,49$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 20$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 0.40	Limo debolmente Argilloso	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
2	0.40 1.20	Limo	3	11.3	21.7	214	1.86	1.38	—	—	—	—
3	1.20 4.60	Sabbia debolmente Limosa	4	15.0	22.7	222	1.87	1.39	—	—	—	—
4	4.60 8.20	Sabbia	9	31.7	26.6	261	1.92	1.48	—	—	—	—
5	8.20 9.40	Sabbia debolmente Limosa	6	21.7	24.5	238	1.89	1.43	—	—	—	—
6	9.40 10.00	Ghiaia media e Sabbia fine	15	42.5	30.0	307	1.96	1.54	—	—	—	—

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146
E mail. gheos-fs@libero.it
P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

DIZETA INGEGNERIA

STUDIO ASSOCIATO

Via BASSINI MILANO

LAVORI DI ARGINATURA SUL

TORRENTE TOCE IN VALDOSSOLA

PROVE DI LABORATORIO

GEOTECNICO

GHEOS s.a.s. di Sacchi G. & C.
Via Molino 54/A 27010 San Zenone Po (PV)
Tel. 0382 79326 - 335 5493146
E mail. gheos-fs@libero.it
P:IVA 01753420189. Reg.Imp.7727/1998

LAVORI DI ARGINATURA SUL TORRENTE TOCE IN VALDOSSOLA

PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

L'indagine eseguita prevedeva il prelievo di un campione di terreno in alveo da sottoporre a prova di compattazione Proctor Modificata, circa 50 kg di sabbia sono stati prelevati, alla profondità di circa 80 - 100 cm, nei pressi della prova penetrometrica n° 18.

Il prelievo è stato effettuato in questo tratto di torrente perché il deposito torrentizio indagato rappresenta, in volume, l'area più rilevante ove prelevare il materiale per la costruzione degli argini.

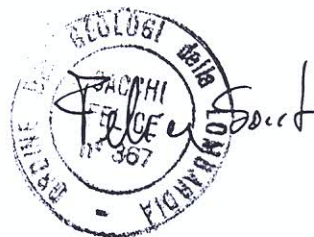
Del campione, essiccato e successivamente passato al setaccio al n° 4 in presenza di acqua, viene preso la parte passante, messo in una fustella per strati successivi, viene compattato tramite un pestello di dimensioni fisse che cade sempre da una altezza fissa,.

Per ogni strato compattato si misura il contenuto in acqua ed il peso del campione secco, questo lo si ripete per valori umidità crescenti del 2% ed i dati attenuti messi in grafico danno l'umidità ottimale del terreno alla massima compattazione teorica.

Nel nostri caso il valore ottenuto indica una umidità del 10 % preciso.

In allegato il certificato di laboratorio.

San Zenone Po 10/12/2004



EXAMINA



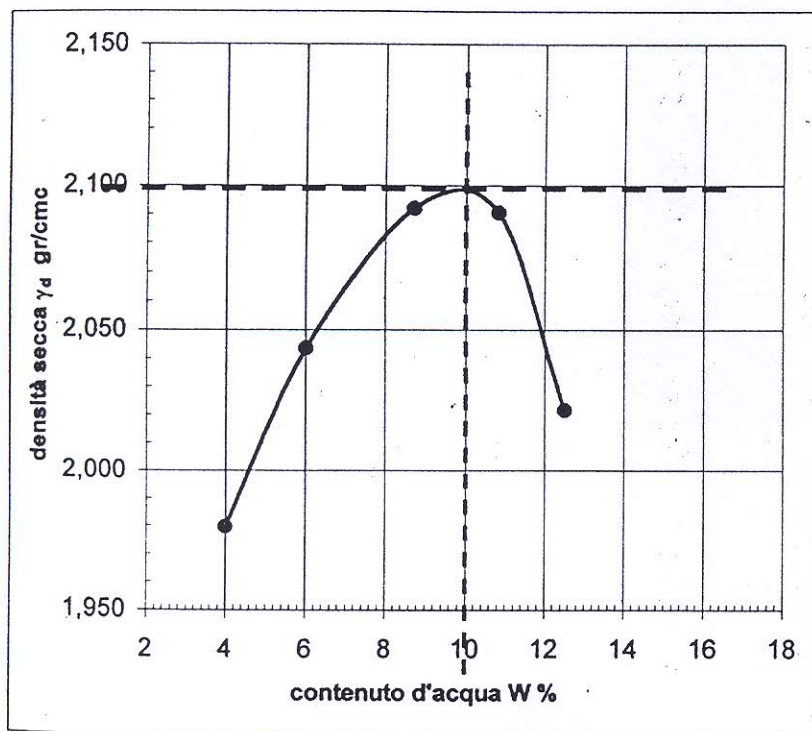
EXAMINA s.a.s.
L.go Dora Colletta 113/10
10153 Torino
tel e fax 011/2475839
e-mail examinatorino@tin.it

PROVA DI COSTIPAMENTO PROCTOR MODIFICATO (ASTM D 1557)

Committente: GHEOS s.a.s.

Prova: 1
Data: 21/12/04

n. campione		1	1	2	3	5
peso umido + fustella	(g)	9642	9870	10100	10190	10100
peso fustella	(g)	5269	5269	5269	5269	5269
densità umida	(g/cmc)	2,059	2,166	2,274	2,317	2,274
peso lordo umido	(g)	589,72	455,91	578,31	514,28	546,87
peso lordo secco	(g)	567,11	430,21	532,10	464,21	486,31
tara	(g)	2,33	2,35	2,31	2,30	2,37
contenuto d'acqua	(%)	4,00	6,01	8,72	10,84	12,51
densità secca	(g/cmc)	1,980	2,043	2,092	2,090	2,022



CARATTERISTICHE DEL TERRENO

% passante n°4 (4,75 mm) % 100

CARATTERISTICHE DELLA PROVA

Altezza fustella cm 12
Diametro fustella cm 15,24
Volume fustella cmc 2124
Numero strati 5
Numero colpi per strato 56
Peso del pestello kg 4,54
Altezza di caduta cm 45,7
Energia di compattazione kJ/mc 2682
Diametro max granuli mm < 4,75

Valori prova

Densità umida g/cmc 2,310
Densità secca g/cmc 2,100
Contenuto d'acqua % 10,00

Note:

Esecuzione
dott. S. Santoro

Approvazione
dott. geol. U. Della Pierre

EXAMINA s.a.s.