



DOTT. ARCHITETTO PAOLO GRASSI – Albo di Milano n. 6668

via Turati 13 – 20063 – Cernusco sul Naviglio – MI –

tel./fax. 02.92111167 – cell. 335.495076

WEB: www.grassiarchitetture.it Email: info@grassiarchitetture.it

DIZETA COSTRUZIONI s.r.l.

Via Felice Cavallotti, n. 13 - 20093 - Cologno Monzese - MI -

CITTA' DI CERNUSCO SUL NAVIGLIO

PROVINCIA DI MILANO

PIANO ATTUATIVO

Campo della conservazione c2_2

CASCINA TORRIANA GUERRINA
STRADA PROVINCIALE S.P. 121-CERNUSCO S/N-MI

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA

TAVOLA N°:

24

SCALA : 1 : ---

DATA : APRILE 2013

AGG.:

AGG.:

AGG.:

PROT. N°:

618/13

L'OPERATORE

IL PROGETTISTA

Visti Comunali

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. INDAGINI DI CAMPAGNA	4
3. CARATTERI GEOTECNICI DEL TERRENO	6
4. CLASSIFICAZIONE SISMICA	8
4.1 Amplificazione stratigrafica e topografica.....	9
4.2 Stima della pericolosità sismica.....	10
4.3 Stabilità nei confronti della liquefazione	13
4.4 Azione sismica nell'analisi dei pendii	13
5. ANALISI DI STABILITA'	13
5.1 Analisi dello stato di fatto.....	15
5.1.1 Conclusioni sullo stato di fatto.....	18
5.2 Analisi dello stato di progetto.....	18
5.2.1 Conclusioni sullo stato di progetto.....	21
6. PROBLEMATICHE FONDAZIONALI.....	21
6.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU)	21
6.2. Verifica nei confronti dello stato limite di servizio (SLE)	24
6.3 Coefficiente di sottofondazione	26

ALLEGATI

- **ALLEGATO 1: Diagrammi prove penetrometriche**
- **ALLEGATO 2: Elaborati di calcolo analisi di stabilità**
- **ALLEGATO 3: Rilievo topografico**

1. PREMESSA

La presente relazione, commissionata dalla “Dizeta Costruzioni S.r.l.” di Cologno Monzese, rappresenta l'aggiornamento della relazione geotecnica, da noi redatta in data 28.07.2010, per quanto concerne il “Piano Attuativo Campo della Conservazione c2_2” – Cascina Torriana Guerrina.

L'area oggetto della presente relazione è ubicata all'estremità settentrionale del Comune di Cernusco sul Naviglio (Mi), lungo la Strada Provinciale S.P. 121, in prossimità dell'ambito estrattivo della cava di ghiaia e sabbia denominata “Cascina Torriana” (**Fig.1**).

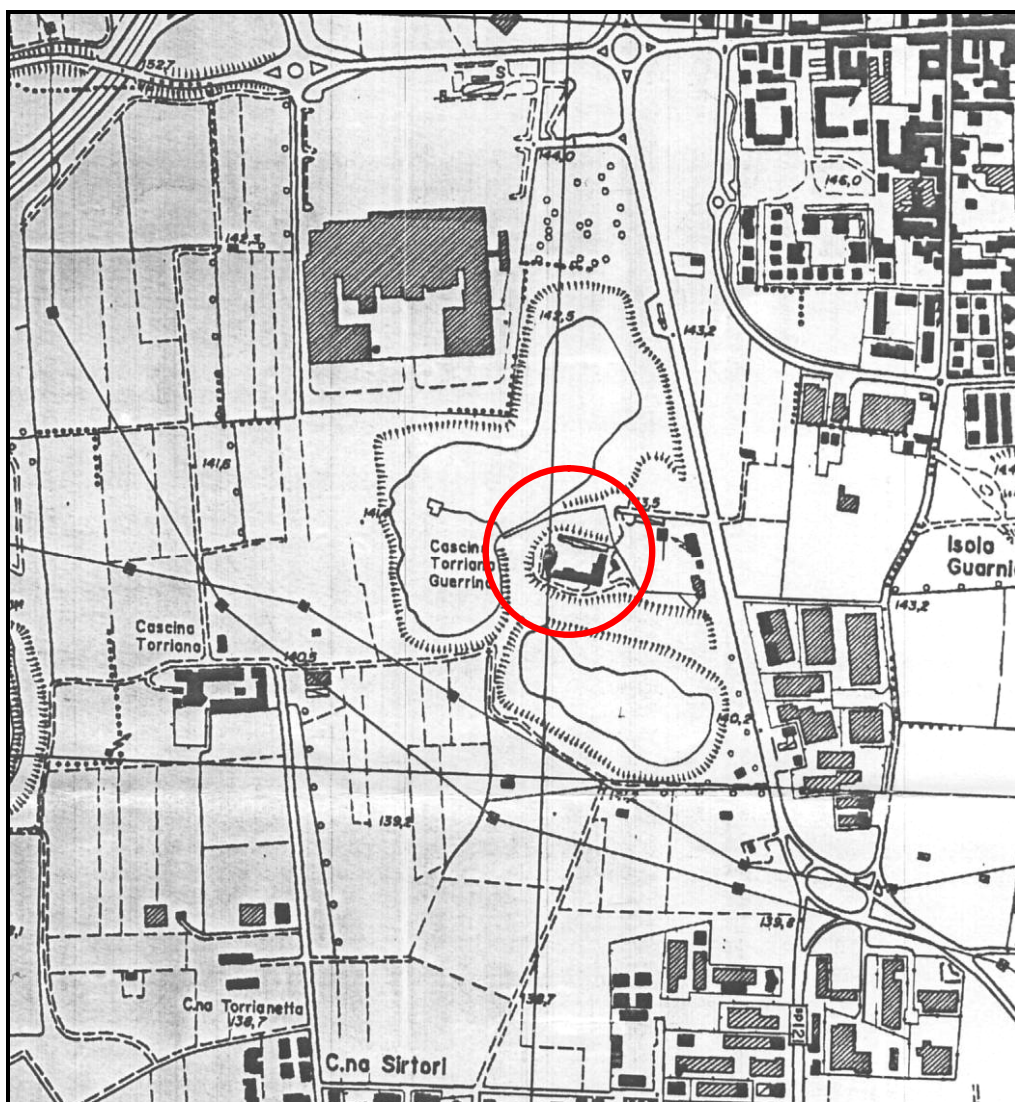


Fig. 1 - Ubicazione topografica dell'area in esame (scala 1 : 10.000)

Più a sud si trova l'area detta "ex laghetto pescatori", che costituisce il parziale riempimento di una antica attività estrattiva ed in passato ospitava un laghetto di pesca sportiva. Tale cavità fu riempita con i depositi fini (limi e argille) provenienti dalla lavorazione degli inerti della già citata attività estrattiva.

Nell'ambito del progetto di recupero morfologico-ambientale della suddetta area "ex laghetto pescatori", furono effettuate indagini approfondite (sondaggi, trincee esplorative, piezometri) sia a partire dalla quota attuale del terreno oggetto del nostro studio (circa 142 m s.l.m.), sia a quote ribassate (132 m s.l.m.).

Alla luce quindi dei numerosi dati già disponibili sulle caratteristiche litologiche della zona, in applicazione delle Norme Tecniche di Attuazione del P.G.T. di Cernusco sul Naviglio, d'accordo con la Committenza, la Ditta "S.G.B. Perforazioni Srl" di Bergamo ha eseguito una **campagna d'indagine geotecnica** consistente in **otto prove penetrometriche dinamiche continue**, realizzate con penetrometro superpesante standard tipo "Meardi".

E' stato, inoltre, effettuato il **rilievo celerimetrico di dettaglio di tre sezioni di versante**, a nord, sud e ovest, a supporto delle verifiche di stabilità espressamente richieste dal Comune di Cernusco sul Naviglio, Servizio Urbanistica (Prot. 0022649 del 22/03/2010).

La presente nota è stata redatta in conformità al **D.M. 14/01/2008** ("*Norme Tecniche per le Costruzioni*") ed alla **Circolare n.617** del 02/02/2009 ("*Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni*").

2. INDAGINI DI CAMPAGNA

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche continue, ubicate come riportato in planimetria (**Fig. 2**), è stato utilizzato un penetrometro superpesante tipo "Meardi", a stacco automatico su carrello semovente Pagani, avente le seguenti caratteristiche:

- | | |
|---|---------|
| - Punta conica: | φ 51 mm |
| - Angolo della punta: | 60° |
| - Massa battente: | 73 kg |
| - Altezza di caduta della massa battente: | 75 cm |
| - Diametro aste: | φ 34 mm |
| - Diametro rivestimenti: | φ 48 mm |

Le prove (**All.1**) hanno individuato un terreno costituito da una successione di strati caratterizzati dal graduale aumento con la profondità della resistenza all'avanzamento della punta del penetrometro; le verticali si sono tutte arrestate a profondità comprese tra 4,80 m e 6,60 m dall'attuale piano campagna, senza rinvenire la presenza di acqua.

Nel corso delle approfondite indagini svolte a sud-est dell'area di nostro interesse fu realizzato, partendo da quota 142,78 m s.l.m., il **piezometro Pz1**, che nel maggio 2008 individuò la **falda profonda** a quota **120,28 m s.l.m.**, dunque a circa **22,50 m** di profondità sotto l'attuale piano campagna.

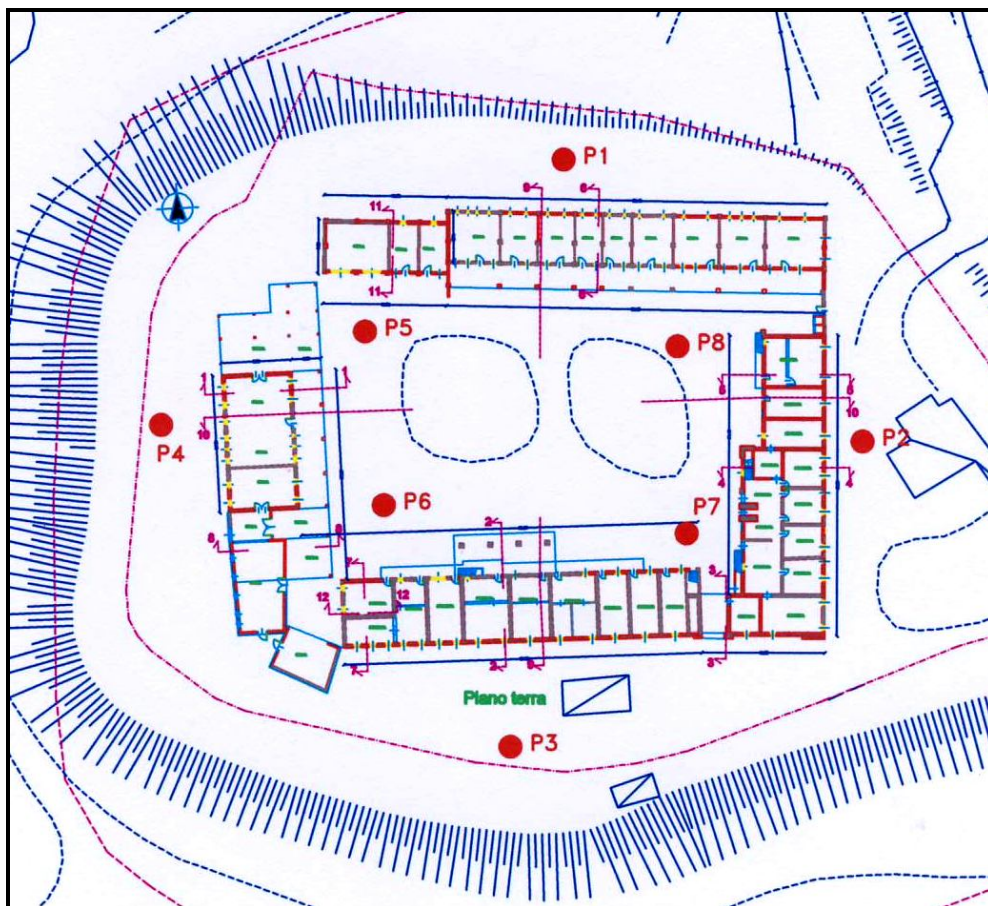


Fig. 2 - Ubicazione prove penetrometriche (scala 1 : 1.000)

Nella sottostante **Tab. 1** sono riportate le profondità raggiunte in corrispondenza delle verticali indagate; i diagrammi penetrometrici sono riportati in allegato alla presente.

Tab. 1 – Profondità indagate

Prova	Profondità (m)
P1	6,30
P2	6,00
P3	5,70
P4	6,00
P5	6,00
P6	6,60
P7	6,60
P8	4,80

I valori di "N" ottenuti in cantiere (N_{SCPT} = numero di colpi del maglio per avanzamento di 30 cm), sono stati mediati su tratti con risposta penetrometrica equivalente e corretti per renderli compatibili con i valori di N_{SPT} , cui fanno riferimento le formule empiriche normalmente utilizzate per parametrare il terreno di fondazione. Sono state sostanzialmente individuate **tre unità litostratigrafiche**, caratterizzate da differenti valori di risposta all'infissione:

- ~ la prima, non rinvenuta sulla verticale della prova P3, è compresa tra piano campagna e **3.00 m**; presenta scarsi valori di resistenza ($N_{scpt}=2\div3$ colpi/piede);
- ~ oltre tale quota N_{scpt} aumenta progressivamente con la profondità passando da valori di **10÷15 colpi/piede** (seconda unità, da 3.00 a 5.00÷6.00 m) a **20÷25 colpi/piede** (terza unità, fino a **6.00÷8.00 m**);

3. CARATTERI GEOTECNICI DEL TERRENO

La valutazione globale dei terreni presenti in zona e l'analisi dei risultati delle specifiche prove effettuate in sito ha reso possibile la **parametrazione geotecnica del sottosuolo** e la predisposizione di un modello rappresentativo del terreno.

Gli aspetti geolitologici generali dell'area, già noti e, come detto, ampiamente verificati dalle indagini effettuate nell'area posta poco più a sud, sono sostanzialmente confermati dalle specifiche prove in sito: i terreni sono di tipo **prevalentemente granulare**, costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limosa.

- ~ La densità relativa D_r (%) è stata valutata* sulla base dei valori di N_{SPT} e della pressione verticale efficace σ'_{vo} .
- ~ L'angolo di attrito efficace ϕ' (°) è stato stimato** in funzione di N_{SPT} , della percentuale di frazione fine e della densità relativa D_r .
- ~ Il modulo di compressibilità E' (MPa) è stato stimato*** in funzione dei valori della pressione geostatica verticale efficace σ'_{vo} e del grado d'addensamento dei terreni.
- ~ Il peso di volume del terreno è stato valutato per analogia con terreni simili.

Per quanto concerne il valore dei parametri di **resistenza** relativi agli orizzonti individuati, si è provveduto alla determinazione del loro *valore medio* e del *valore caratteristico* (pedice "k"), che rappresenta una stima cautelativa del parametro che influenza lo stato limite considerato, ovvero la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

-
- * Meyerhof, Bazaara, Schultze & Menzenbach.
 - ** De Mello, Sowers, Peck-Hanson & Thornburn, Hatanaka & Huchida, Meyerhof, Wolff, Schmertmann.
 - *** Tornaghi, Janbu, Schmertmann.

Per il calcolo del 5° percentile si fa ricorso a formule statistiche diverse in funzione del numero di dati disponibili, del tipo di rottura prevista (superficie grande o piccola) ma anche del parametro caratteristico da definire.

Dovendo condurre una analisi di stabilità dei pendii di seguito vengono proposti valori caratteristici ottenuti considerando un elevato volume di terreno coinvolto a collasso.

Per quanto riguarda invece il valore dei parametri per la stima delle deformazioni (moduli di compressibilità), si è scelto il valore medio anziché il 5° frattile. Per grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, la norma prevede, infatti, che si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La parametrizzazione geotecnica, per ciascuna delle unità litostratigrafiche individuata, è riportata nelle seguenti tabelle.

Tab.3 - Parametrizzazione geotecnica derivata dalle prove in situ

ORIZZONTE A (da p.c. a -3,00 m)					
Parametri	Simbolo	U.M.	medio	Deviazione standard	caratteristico
Numero colpi prova penetrometrica	N _{SCPT}	c/p	5		
Numero colpi S.P.T.	N _{SPT}	c/p	6		
Numero colpi normalizzato	N' ₆₀	c/p	10		
Peso di volume secco	γ_d	kN/m ³	18		
Angolo di attrito efficace (grandi volumi/fondazione rigida)	Φ' k	°	30,9	1,565	29,5
Modulo elastico	E'k	MPa	12,2		
Densità relativa	Dr	%	46,3		

ORIZZONTE B (da -3,00 a -5,00 m)					
Parametri	Simbolo	U.M.	medio	Deviazione standard	caratteristico
Numero colpi prova penetrometrica	N _{SCPT}	c/p	14		
Numero colpi S.P.T.	N _{SPT}	c/p	17		
Numero colpi normalizzato	N' ₆₀	c/p	19		
Peso di volume secco	γ_d	kN/m ³	19		
Angolo di attrito efficace (grandi volumi/fondazione rigida)	Φ' k	°	33,2	2,324	31,5
Modulo elastico	E'k	MPa	23,6		
Densità relativa	Dr	%	61,3		

ORIZZONTE C (oltre -5,00 m)					
Parametri	Simbolo	U.M.	medio	Deviazione standard	caratteristico
Numero colpi prova penetrometrica	N_{SCPT}	c/p	30		
Numero colpi S.P.T.	N_{SPT}	c/p	37		
Numero colpi normalizzato	N'_{60}	c/p	31		
Peso di volume secco	γ_d	kN/m ³	20		
Angolo di attrito efficace (grandi volumi/fondazione rigida)	$\Phi'k$	°	37,2	2,604	35,1
Modulo elastico	$E'k$	MPa	42,0		
Densità relativa	Dr	%	77,0		

4. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il territorio comunale di Cernusco sul Naviglio non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19/03/1982. L'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 ha poi riclassificato l'intero territorio nazionale. Si riporta di seguito la tabella nella quale, in base a tale normativa, il territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche. Ciascuna zona è individuata da diversi valori dell'accelerazione orizzontale massima su di un terreno di riferimento rigido a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Classificazione sismica secondo O.P.C.M. 3274		
Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0.15 – 0.25	0,25
3	0.05 – 0.15	0,15
4	< 0,05	0,05

In tale quadro il comune di Cernusco sul Naviglio (longitudine: 9,331; latitudine: 45,526) ricade all'interno della **zona 4** (bassa sismicità) alla quale corrisponde un valore di $a_g = 0,05$ g; ciò significa che, oltre a valutare la fattibilità geologica del progetto in rapporto ai fattori geomorfologici del sito, devono essere condotte verifiche geotecniche in prospettiva sismica, come prescritto dalle norme vigenti. L'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 ha successivamente modificato l'approccio: l'elemento primario per la valutazione delle azioni sismiche sulle costruzioni è costituito dalla "*pericolosità sismica di base*". Questa viene ancora una volta espressa in termini di massima accelerazione orizzontale a_g in condizioni di sito di riferimento rigido, ma anche da altri due parametri (F_0 e T_C^*) necessari alla determinazione degli spettri di risposta.

La “pericolosità sismica” deve inoltre essere espressa con un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che temporali (dipendenti questi ultimi dal tipo di costruzione): è dunque ora definita mediante un approccio “*sito dipendente*” e non più tramite un criterio “*zona dipendente*” e per diverse probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a seconda dello stato limite sismico che si vuole considerare.

4.1 Amplificazione stratigrafica e topografica

L'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} (e quindi l'intera forma spettrale da essa derivata), con la quale è possibile determinare l'entità dell'*azione sismica di progetto* sulle strutture, risulta pari a quella stimata in condizioni di sito di riferimento rigido, amplificata in funzione delle caratteristiche specifiche del sito considerato: in particolare se ne valutano le condizioni stratigrafiche e topografiche, ricavando rispettivamente i coefficienti di amplificazione S_s e S_t .

Il D.M. 14/01/2008 definisce 5 classi di terreni (A, B, C, D, E), identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 m e definite dai parametri indicati nell' EC 8 (velocità delle onde $V_{s,30}$, numero di colpi N_{SPT} o coesione non drenata c_u). La classificazione è riportata nella Tabella 3.2.II, dalla quale si può dedurre come il sito in esame ricada nella categoria di sottosuolo C.

Tabella 3.2.II - Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800$ m/s)

La normativa fornisce inoltre una classificazione riguardo le caratteristiche topografiche del sito: nel caso in esame la presenza di pendii con inclinazione media superiore a 15° (per quali si intende verificare la stabilità) determina l'associazione alla categoria T2:

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Cat.	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I coefficienti di amplificazione dovuti allora alla specifica configurazione geologico-geotecnica del sito considerato valgono:

$$- S_S = 1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50 = 1,50$$

$$- S_T = 1,20$$

4.2 Stima della pericolosità sismica

Secondo le prescrizioni del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per i diversi stati limite previsti in zona sismica e, quindi, per diverse probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri valutati sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore max. del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro.

Per determinare a_g , F_0 e T_c^* occorre dunque conoscere le coordinate geografiche dell'opera da verificare ed alcuni parametri forniti dal Progettista (classe d'uso C_U e vita nominale V_N) delle strutture in progetto. Si considera, sulla base di quanto previsto ai punti 2.4.1 e 2.4.2 delle NTC, una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso II.

Coordinate geografiche della località in esame			
Località	Longitudine	Latitudine	Tolleranza
Cernusco sul Naviglio, Cascina Torriana Guerrina	9,333°	45,542°	0,000° (0 km)
Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo			
ID	Longitudine	Latitudine	Distanza
11819	9,353°	45,564°	0,026 (2,879 km)
11818	9,281°	45,562°	0,041 (4,592 km)
12041	9,356°	45,514°	0,032 (3,592 km)
12040	9,285°	45,512°	0,045 (5,023 km)

I parametri per il calcolo degli spettri di risposta elastici per ciascuno dei quattro stati limite sismici previsti dalla normativa sono elencati nella **Tab.2** sottostante:

Tab.2. - Parametri sismici per i diversi stati limite

SL	P _{VR}	T _R	a _g	F ₀	T _C *	S	T _b	T _C	T _D
	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[s]	[s]	[s]
Operatività	81	30	0,021	2,547	0,179	1,8	0,111	0,332	1,684
Danno	63	50	0,027	2,535	0,200	1,8	0,119	0,357	1,709
Salv. Vita	10	475	0,059	2,622	0,283	1,8	0,150	0,451	1,837
Collasso	5	975	0,074	2,640	0,294	1,8	0,154	0,463	1,895

In particolare il coefficiente S è quello che tiene conto delle caratteristiche del sito in esame secondo quanto descritto nel precedente paragrafo: si ottiene, infatti, dal prodotto tra i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_S e di topografica S_T.

Si rappresentano di seguito gli spettri di risposta elastici, calcolati sia per la componente orizzontale dell'accelerazione che per quella verticale. Il passaggio agli *spettri di progetto*, con i quali valutare l'entità delle azioni sismiche, dovrà essere effettuato dal Progettista, applicando agli spettri elastici forniti una riduzione dipendente dalla capacità di smorzamento della specifica struttura.

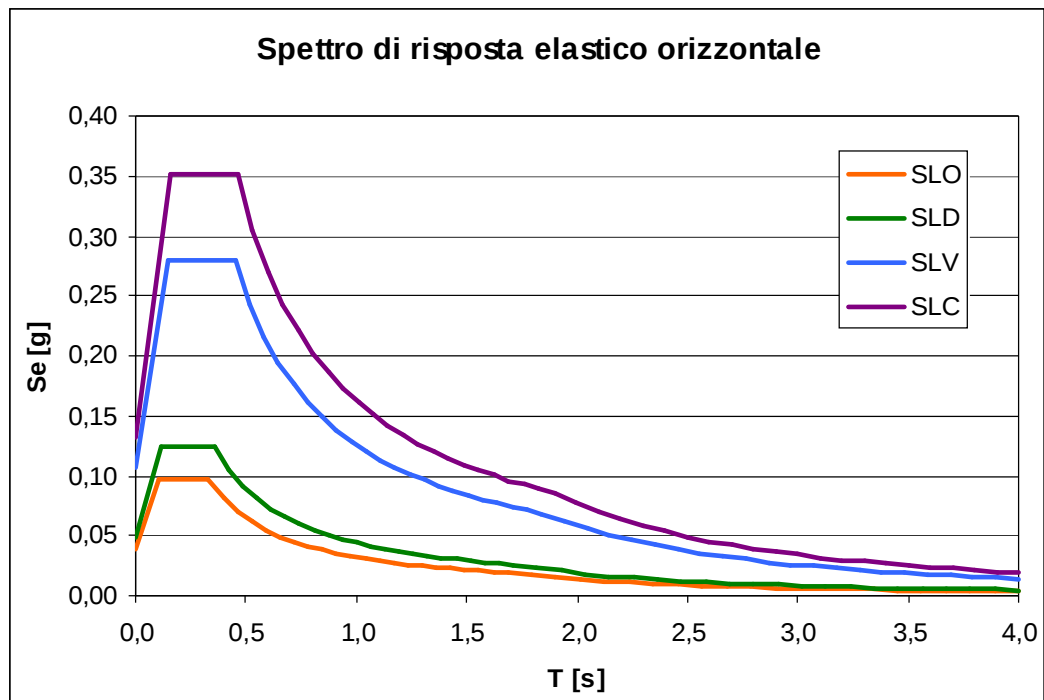


Fig. 3 - Spettri elastici orizzontali

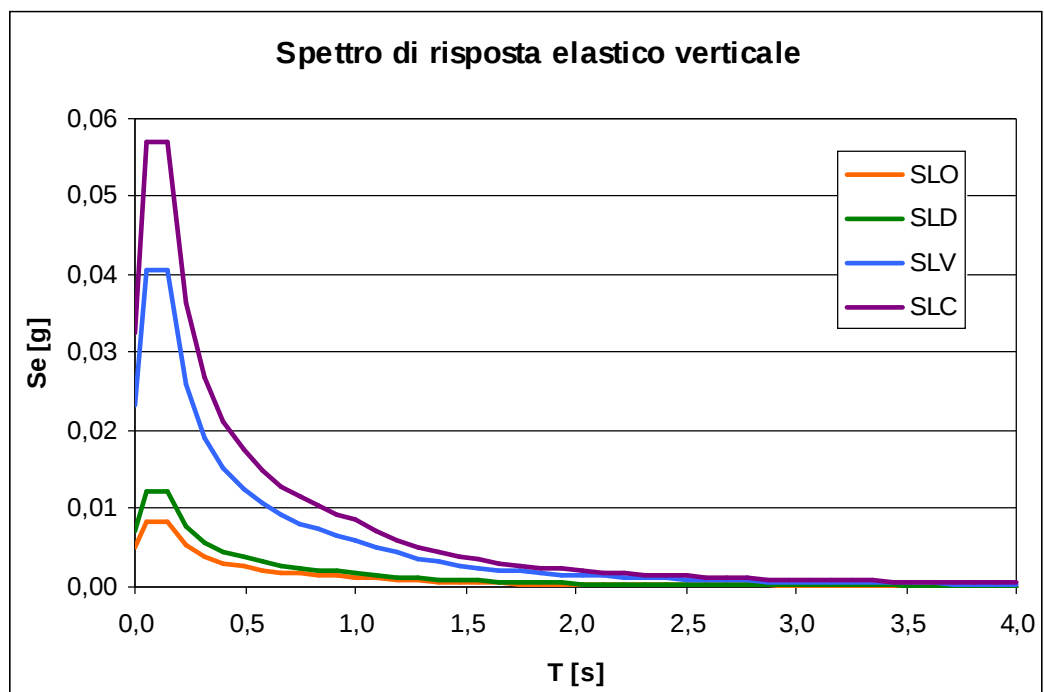


Fig. 4 - Spettri elastici verticali

4.3 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per quanto riguarda la possibilità di liquefazione del terreno di fondazione in caso di evento sismico, la verifica di stabilità per il sito considerato viene omessa in quanto risulta verificata, sulla scorta delle già citate indagini del maggio 2008 (piezometro Pz1), la circostanza 3 dell'elenco al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008:

3. *“profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali”.*

4.4 Azione sismica nell'analisi dei pendii

Le analisi di stabilità dei pendii in zona sismica possono essere condotte, secondo il paragrafo 7.11.3.5 del D.M. 14/01/2008, con metodi pseudo-statici, considerando nella modellazione del problema la presenza di un'azione sismica statica equivalente: questa è costituita dalla forza di inerzia indotta dall'accelerazione provocata dal sisma sul volume di terreno potenzialmente instabile W e viene considerata costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono essere determinate attraverso la valutazione dei coefficienti sismici, proporzionali alla massima accelerazione orizzontale a_{max} attesa al sito e al coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s (valori da Tab 7.11.I in funzione di a_g e dalla classe di sottosuolo):

- $a_{max} (SLC) = S \cdot a_g = 1.307 \text{ m/s}^2$
- $\beta_s = 0,2$

I coefficienti sismici orizzontale k_H e verticale k_V valgono rispettivamente:

- $k_H = \beta_s \frac{a_{max}}{g} = 0,0266$
- $k_V = 0,5 \cdot k_H = 0.0133$

5. ANALISI DI STABILITA'

La analisi di stabilità dei pendii presenti all'interno dell'area di intervento sono state effettuate lungo **tre direzioni nord, sud e ovest** (rispettivamente *sezione 300, 100 e 200*), come richiesto dal Comune di Cernusco sul Naviglio in seguito alla proposta del Piano di Recupero ZR. 47; nella planimetria di **Fig. 5** sono indicate le ubicazioni delle **tre sezioni analizzate (All.2)**, il cui profilo è stato determinato sulla base dei **rilievi topografici appositamente effettuati (All.3)**.

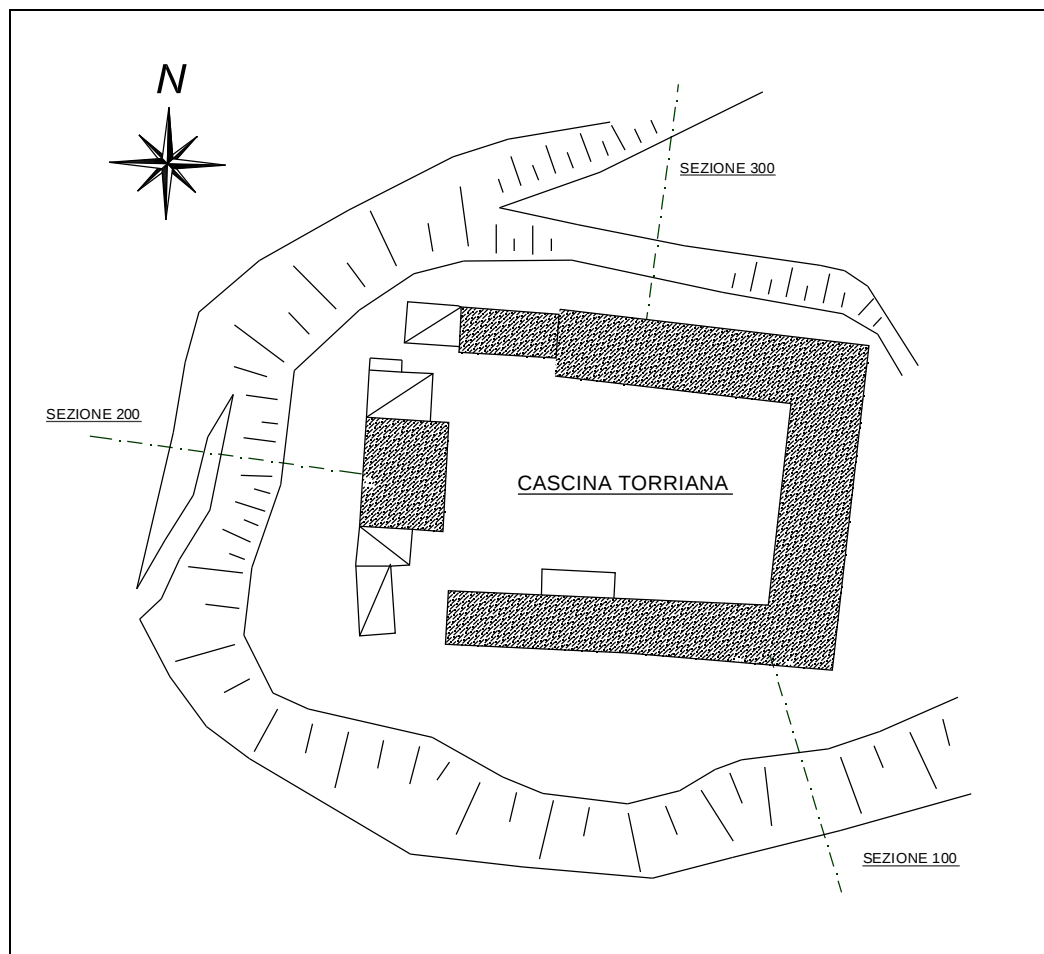


Fig.5 - Planimetria della zona d'intervento

Le **verifiche** nei confronti dell'**instabilità dei versanti**, sono state svolte secondo quanto previsto al paragrafo 6.3.4 del D.M. 14/01/2008, analizzando le superfici di scorrimento cinematicamente possibili ed individuando quella alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso, espresso attraverso un coefficiente FS calcolato come rapporto tra resistenza al taglio disponibile (valore caratteristico) e lo sforzo di taglio mobilitato lungo il profilo della curva considerata.

Le analisi sono state condotte utilizzando il **metodo di Sarma**, basato sull'equilibrio limite del terreno, che viene discretizzato in conci elementari, in corrispondenza del bordo della superficie di scorrimento.

La scelta è ricaduta su tale metodo per la possibilità di considerare qualsiasi forma per le curve di scivolamento e per la sua adattabilità all'analisi sismica: la ricerca dell'equilibrio limite avviene infatti attraverso il calcolo dell'accelerazione critica orizzontale.

5.1 Analisi dello stato di fatto

Inizialmente è stata svolta l'analisi della **situazione attuale**, al fine di valutare il grado di stabilità dei versanti utilizzando i parametri geotecnici del terreno ricavati dalle prove in situ.

La pressione di contatto scaricata sul terreno dalle fondazioni del fabbricato esistente è stata, conservativamente, stimata pari a 150 kPa, agente lungo una striscia di larghezza 1,00 m alle spalle del pendio (ipotesi di fondazioni nastriformi); si osserva comunque che, per tutte e tre le sezioni, *la posizione dell'edificio rispetto al versante è tale da non generare alcun effetto instabilizzante sulle potenziali superfici di scivolamento*.

Questo primo approccio analitico, effettuato considerando il solo contributo della resistenza a taglio per attrito del terreno, porterebbe all'individuazione di una serie di curve di scivolamento circolari passanti per i punti di discontinuità dei pendii con fattori di sicurezza $FS < 1,30$ e di alcune superfici di scorrimento corticali con $FS < 1,00$.

Quest'ultimo risultato è palesemente in contrasto con lo stato di fatto e induce a credere che il terreno sia dotato, almeno in corrispondenza della parte superficiale del pendio, di una resistenza di tipo coesivo (coesione "apparente"), dovuta sia alla vegetazione e all'effetto stabilizzante dell'apparato radicale, sia al contributo della parte granulometricamente più fine dei depositi; *l'entità di tale contributo coesivo può essere stimata, in prima approssimazione, mediante ulteriori verifiche di stabilità sui versanti, ma la durata di tale effetto non è valutabile con ragionevole certezza*.

L'osservazione dello stato di fatto permette di affermare che *i versanti attuali sono, quanto meno, in condizioni di equilibrio limite*. Tale ipotesi è confermata dalla morfologia del pendio della *sezione 200*, illustrata in **Fig. 6**: si possono in questo caso distinguere le tracce di un probabile movimento franoso superficiale (distacco e relativo accumulo a valle), verificatosi in passato, *con riposizionamento del terreno su pendenze di riposo*.

I versanti in condizioni di equilibrio al limite di stabilità sono caratterizzati da coefficienti di sicurezza unitari: adottando questa *ipotesi* per le sezioni oggetto di studio è stata svolta una *back-analysis*, ovvero una analisi a ritroso che consente, procedendo per tentativi, di trovare i parametri di resistenza "minimi" del terreno, cui corrispondono fattori di sicurezza $FS \approx 1$ per tutte le potenziali curve di scorrimento.

La *back-analysis* è stata condotta (**All.2**) considerando i valori medi degli angoli di attrito ricavati dalle prove; sulla scorta delle osservazioni e valutazioni numeriche effettuate si ritiene, infatti, che siano quelli più vicini ai valori effettivi.

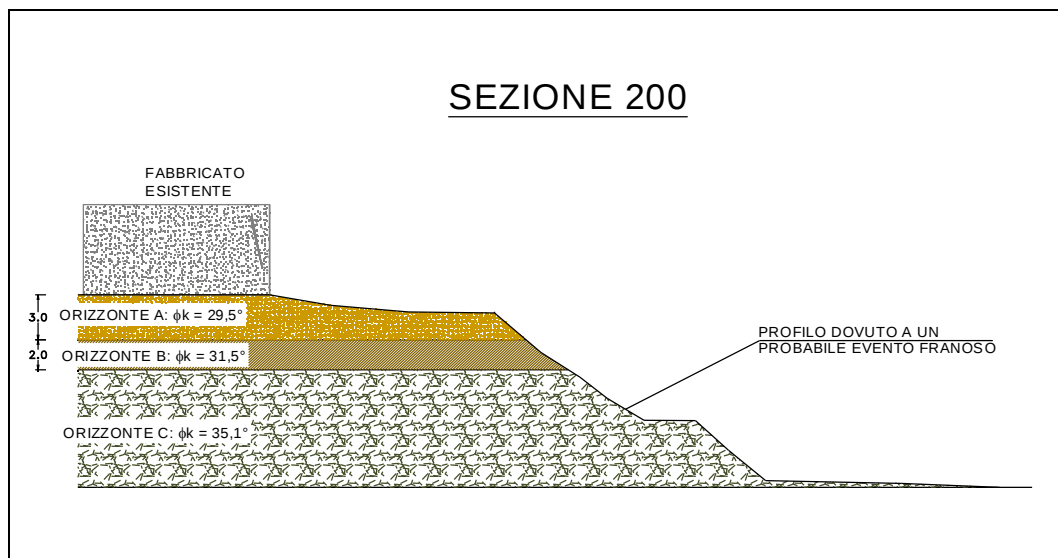


Fig. 6 - Sezione 200: stratigrafia

Con riferimento alla *sezione 100*, caratterizzata dalle maggiori pendenze (inclinazione media pari a circa 40°), l'equilibrio al limite della stabilità è garantito con le coppie di valori di attrito interno e coesione riportate nella tabella seguente:

Tab. 6. - Parametrazione Geotecnica del terreno da back-analysis

Orizzonte	Profondità (m)	φ_m (°)	c_m (kPa)	γ (kN/m ³)
A	0,0 – 3,5	30,9	0,70	18,0
B	3,5 – 5,0	33,2	0,70	19,0
C	> 5,0	37,2	1,30	20,0

γ = peso di volume naturale del terreno;

φ_m = valore medio dell'angolo di attrito interno;

c_m = valore medio della coesione

Come si può notare basta un limitato contributo coesivo a garantire la stabilità minima del pendio maggiormente acclive tra quelli rilevati. *Non è però sicuro fare affidamento su di un fattore che potrebbe ridursi nel tempo fino ad esaurirsi completamente, anche per cause esterne del tutto imprevedibili* (per esempio: piogge intense e/o prolungate, saturazione del terreno, variazioni nel regime delle pressioni interstiziali).

In base alle informazioni fin qui ricavate, sono state sviluppate ulteriori analisi di stabilità delle tre sezioni, volte ad individuare le *configurazioni alle quali tenderebbero i pendii* per riportarsi naturalmente in condizioni di stabilità in caso di *perdita totale della coesione*.

I risultati ottenuti (**All.2**), considerando cautelativamente la *sezione 100* e il solo angolo di attrito interno del terreno, mostrano che i versanti oggetto di studio risultano stabili per una inclinazione media di circa 36° (**Fig.7**).

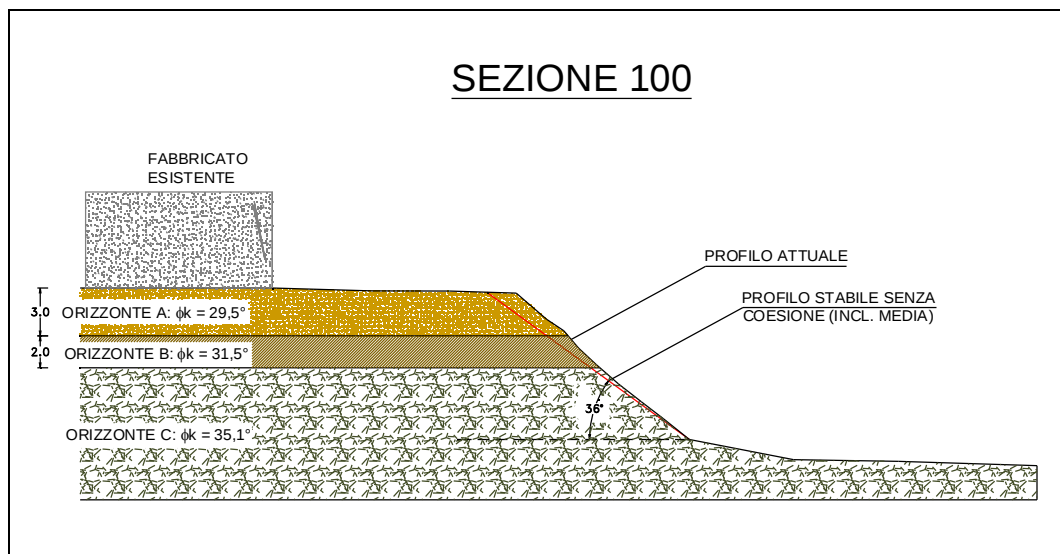


Fig. 7 - Sezione 100: stratigrafia

A conferma di ciò si osservi che l'inclinazione calcolata (36°) corrisponde all'inclinazione media del tratto superiore del versante della sezione 200 (Fig.6), molto probabilmente già interessato da movimenti franosi superficiali.

Per quanto riguarda lo sviluppo di tali eventi si può presumere che, nel caso della sezione 200 potrebbe essere coinvolta la parte inferiore del versante, mentre, vista la modesta pendenza media della sezione 300 (Fig.8) gli eventuali distacchi riguarderebbero solamente alcune limitate zone superficiali.

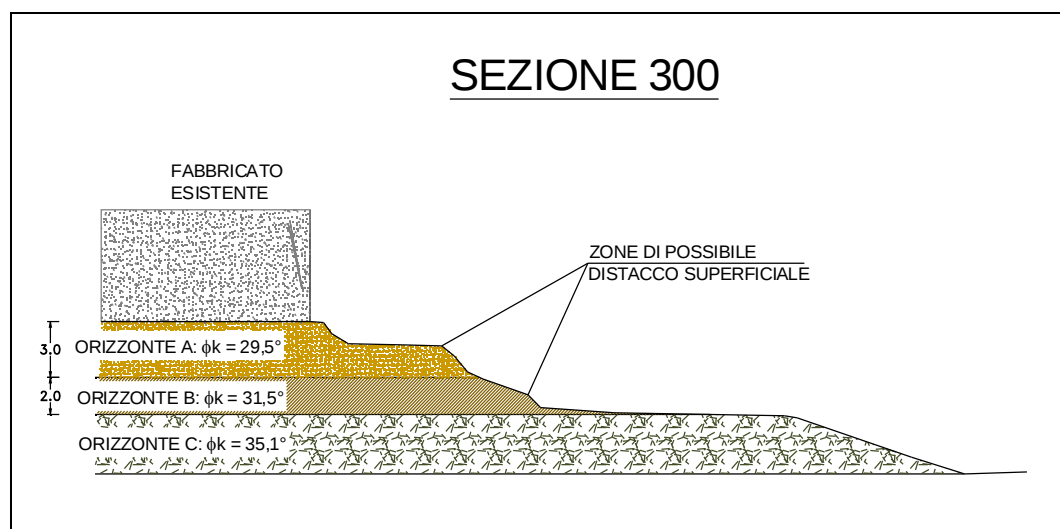


Fig. 8 - Sezione 300: stratigrafia

5.1.1 Conclusioni sullo stato di fatto

Si può concludere (Fig. 6-7-8) che *i versanti analizzati si trovano in condizioni di stabilità per quanto riguarda eventi franosi profondi; non è, invece, possibile escludere la possibilità di movimenti corticali*, anche per fattori instabilizzanti esterni (quali per esempio abbondanti e prolungate precipitazioni).

I caratteri geomorfologici generali dei versanti esistenti e le verifiche effettuate mostrano che, in tal caso, eventuali fenomeni di instabilità provocherebbero modeste rimodellazioni superficiali, verso configurazioni più stabili, senza coinvolgimento delle zone più arretrate, ove è ubicato l'edificio esistente.

5.2 Analisi dello stato di progetto

Il piano di recupero dell'area "Cascina Torriana Guerrina" prevede la ristrutturazione del manufatto esistente, da attuarsi mediante demolizione e successiva ricostruzione di un edificio che ricalcherà, per posizione e dimensioni, quello esistente.

Secondo gli elaborati grafici, messi a nostra disposizione dal Progettista Dott. Arch. Paolo Grassi, il progetto prevede la realizzazione di un piano interrato; dopo la demolizione della struttura esistente si dovrà, quindi, provvedere allo sbancamento necessario per far posto ai locali interrati, con conseguente *riduzione del carico geostatico* attuale.

Le analisi di stabilità dei versanti sono state condotte utilizzando sempre il metodo di Sarma, considerando la parametrizzazione ricavata mediante *back-analysis* (Tab.5): è stato così possibile valutare eventuali variazioni del grado di stabilità a progetto realizzato rispetto alla situazione attuale. I profili delle tre sezioni tipo sono stati analizzati tenendo conto di circa 3,50 m di sbancamento nella parte retrostante; la pressione di contatto al piano posa fondazioni (individuato ora in corrispondenza dell'orizzonte litologico B) è stata ipotizzata, conservativamente, pari a 250 kPa, agente lungo una striscia di larghezza 1,00 m (fondazione nastriforme); la configurazione di analisi, con riferimento alla sezione 100, è riportata in Fig.9.

Le analisi di stabilità svolte per le tre sezioni (i risultati sono riportati in All.2) confermano, come prevedibile, che ***il sovraccarico dovuto alla presenza dell'edificio ristrutturato, peraltro parzialmente compensato dallo scarico conseguente allo sbancamento, non influenza la stabilità dei versanti.***

Il carico, ovunque molto arretrato rispetto al ciglio del pendio (planimetria di Fig.3), non è tale, infatti, da costituire un elemento instabilizzante per le potenziali superfici di scorrimento, collocate nelle zone corticali dei versanti.

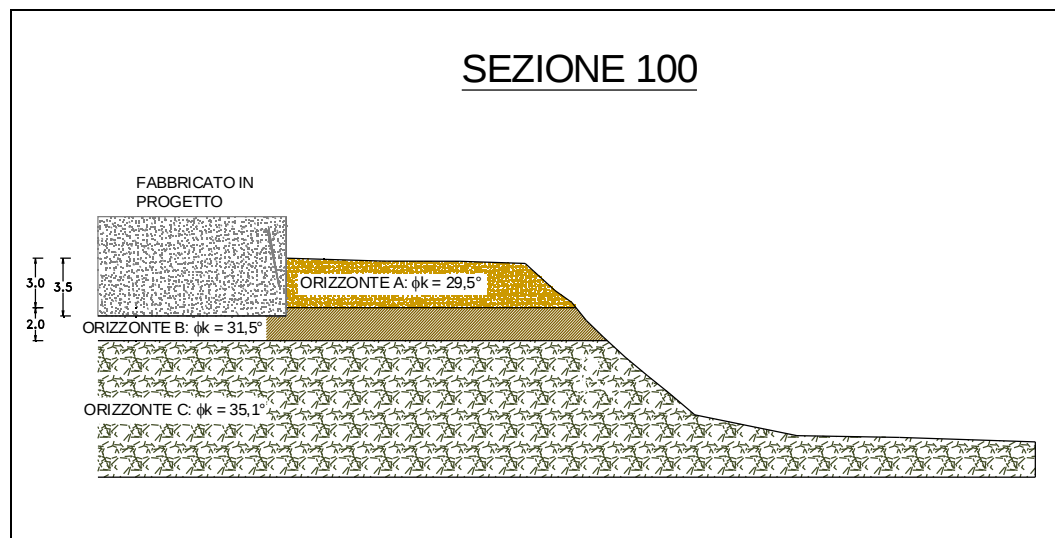


Fig. 9 - Sezione 100, stato di progetto

Nell'ambito del piano di recupero dell'area si ritiene opportuno suggerire interventi volti alla generale **rimodellazione dei versanti** secondo pendenze di sicurezza ($\leq 35^\circ \div 36^\circ$) e al **controllo dell'erosione superficiale** mediante **miglioramento delle caratteristiche geotecniche di resistenza degli strati più superficiali di terreno**.

Quest'ultimo risultato potrà essere raggiunto con interventi di basso impatto ambientale (All.2), ad esempio mediante installazione di **"Prati Armati"** (idrosemina) o **"Vetiver"** (trapianto manuale): grazie al profondo apparato radicale, tali elementi, una volta cresciuti, forniscono un notevole contributo coesivo stabilizzante per i versanti, oltre a realizzare una valida sistemazione paesaggistica.

Gli elaborati grafici messi a nostra disposizione dal Progettista Dott. Arch. Paolo Grassi consentono di rilevare altre tematiche progettuali che necessitano di approfondimento, in particolare, quelle evidenziate in **Fig.10**, dove è riportata la **sovrapposizione planimetrica** (piano terra) **tra le situazioni prima e dopo l'intervento in progetto**; la linea in rosso corrisponde al ciglio attuale del versante e, come si può osservare, parte delle sistemazioni esterne oltrepassano tale limite.

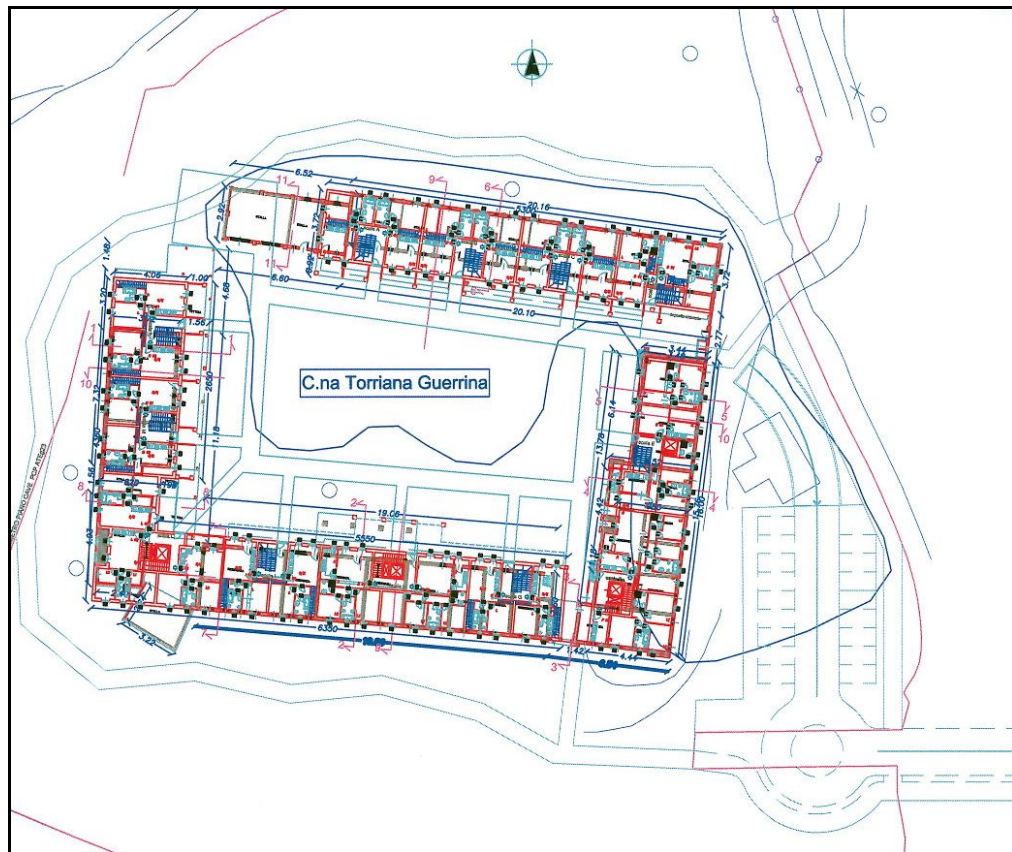


Fig. 10 - Sovrapposizione planimetria s.d.f. – s.d.p.

In particolare ciò avviene per due porzioni del giardino, collocate nelle zone nord-ovest e nord-est, e per buona parte del percorso esterno previsto attorno al nuovo edificio.

*La realizzazione di tale ipotesi progettuale esula dalle problematiche di stabilità dei pendii attuali, dovendo essere necessariamente subordinata al dimensionamento di opere che consentano di **ampliare la superficie utile sommitale**.*

Tra le possibili soluzioni si ritiene particolarmente interessante dal punto di vista sia tecnico che economico il **riutilizzo di parte del materiale scavato per la costruzione dei locali interrati** per realizzare **rilevati in terra rinforzata** mediante stesura a strati di geogriglie mono-orientate in polietilene ad alta densità (HDPE) e terreno opportunamente compattato: tale sistema consentirebbe di ottenere una **elevata resistenza al taglio** per il terreno e di realizzare **pendenze fino a 75° sull'orizzontale**.

*In alternativa si potrebbero modificare gli interventi di sistemazione esterna, riportando il percorso esterno entro il profilo attuale o abbassandolo a una quota inferiore a quella ipotizzata; in tal caso si potrebbe semplicemente **rimodellare** la morfologia del pendio secondo pendenze di sicurezza inferiori a quelle massime attuali, mettendo poi in opera sistemi di **controllo dell'erosione superficiale**.*

5.2.1 Conclusioni sullo stato di progetto

Il livello di stabilità dei versanti, nella loro configurazione attuale, risulta invariato tra la situazione attuale e quella dopo l'intervento di ristrutturazione.

Si ritiene opportuno prevedere interventi di ***rimodellazione*** del pendio secondo pendenze di sicurezza inferiori a quelle massime attuali e di **controllo dell'erosione superficiale**, per esempio insediando piante a profondo apparato radicale.

Per quanto riguarda, invece, le ipotesi di sistemazione esterna con spostamento del ciglio attuale sarà necessario realizzare opere atte ad ***ampliare la superficie utile sommitale***, utilizzando lo stesso terreno scavato per realizzare il piano interrato ed incrementandone la ***resistenza al taglio*** mediante inserimento a strati di geogriglie mono-orientate in polietilene ad alta densità ("***terre armate***").

6. PROBLEMATICHE FONDAZIONALI

6.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

Il D.M. 14/01/2008 prescrive che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'**azione** o dell'effetto dell'azione (carico imposto dalla struttura) e Rd è il valore di progetto della **resistenza** del sistema geotecnico (terreno), determinata analiticamente con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza del terreno diviso per il corrispondente coefficiente parziale γ_M , come specificato nella Tabella 6.2.II delle N.T.C..

Tabella 6.2.II

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (A1 e A2)
- per i parametri geotecnici (M1 e M2)
- per le resistenze (R1, R2 e R3)

Nelle verifiche (SLU) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, i due seguenti approcci progettuali.

APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione 1 o Unica: (A1+M1+R3)

Le combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali "γ" con

A = azioni = γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) = γ_M

R = resistenza globale del sistema = γ_R

La **resistenza di progetto Rd** è stata valutata secondo l'Approccio 2 (DA2), con la formula di *Brinch – Hansen* (1970) per il calcolo della capacità portante, che si esprime nel modo seguente:

$$R_d = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma [s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma] + c \cdot N_c [s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c] + q \cdot N_q [s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q]$$

dove:

- B = larghezza (equivalente) della fondazione (m);
- γ = peso di volume del terreno (kN/m³);
- c = coesione (kPa);
- q = sovraccarico laterale (kPa);
- N_c - N_q - N_γ = fattori di capacità portante;
- s_c - s_q - s_γ = fattori di forma;
- d_c - d_q - d_γ = fattori di profondità;
- i_c - i_q - i_γ = fattori di inclinazione del carico;
- g_c - g_q - g_γ = fattori di inclinazione del terreno.

Considerando che l'abbassamento previsto per la realizzazione del piano interrato (circa 3,50 m) comporta l'intestazione delle fondazioni in corrispondenza dell'orizzonte litologico B, caratterizzato da buone proprietà geotecniche (valori caratteristici di **Tab.3**), si assume l'ipotesi di fondazioni nastriformi, ovvero **travi rovesce**, aventi le seguenti caratteristiche:

- Larghezza "B": 1,00 - 1,50 - 2,00 – 2,50 m
- Lunghezza "L": 15,00 m
- Altezza "H": 0,5 m
- **Incasso "D": 0,5 m**

Nei diagrammi di **Fig.10** sono riportati graficamente, per diversi valori della pressione dovuta ai carichi della struttura in elevazione (valori allo SLU) e per diversi valori della larghezza delle travi di fondazione, i risultati della verifica secondo il D.M. 14/01/2008.

Si osserva che *l'incasso considerato fornisce un significativo contributo (sovraccarico laterale) nei confronti della capacità portante*: le scelte progettuali riguardanti il nuovo edificio dovranno tenere in debito conto tale aspetto, *prevedendo soluzioni che consentano l'effettiva realizzazione di tale incasso*.

Nel caso in cui invece si volesse optare per la messa in opera di un *vespaio areato a "igloo"*, quindi senza sovraccarico laterale, si dovrà contare su una ridotta resistenza al collasso per carico limite, come illustrato in **Fig.11**.

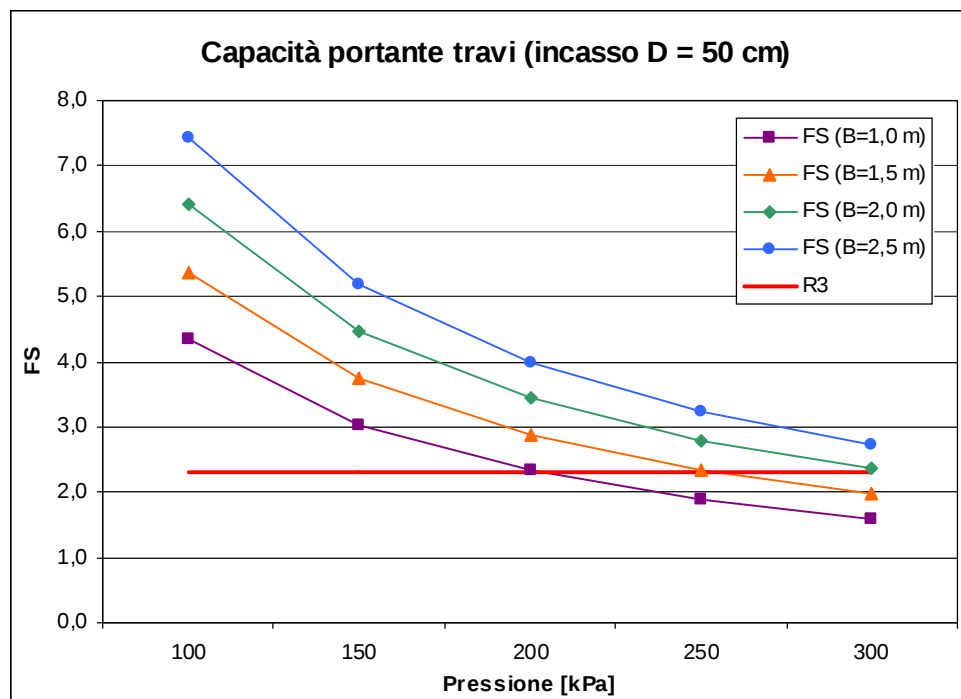


Fig. 10 - Capacità portante per fondazioni nastriformi

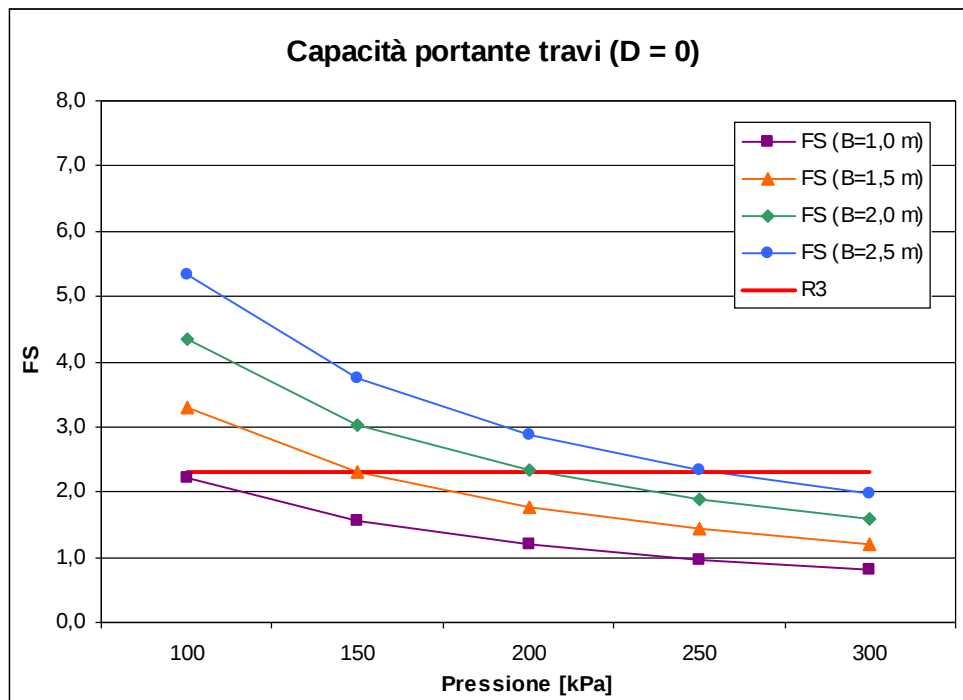


Fig. 11 - Capacità portante per fondazioni nastroforni *senza il contributo dell' incasso*

6.2. Verifica nei confronti dello stato limite di servizio (SLE)

Nella verifica agli stati limite d'esercizio (SLE) si determinano gli assestamenti del terreno associati alle pressioni di contatto imposte dalla struttura; deve essere verificato che:

$$Ed \leq Cd$$

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Cd = valore limite dell'effetto della azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura).

Poiché il terreno di fondazione è di tipo prevalentemente granulare, gli assestamenti sono stati stimati secondo il metodo di **Burland & Burbidge** (1985), sviluppato empiricamente sulla base dei risultati di prove SPT in depositi sabbiosi, ossia con la relazione:

$$w \text{ (mm)} = C_1 C_2 C_3 [(q - 2/3 \sigma'_{v,0}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

- C_1 = coefficiente correttivo (forma fondazione)
- C_2 = coefficiente correttivo (spessore strato deformabile)
- C_3 = coefficiente correttivo (effetto del tempo)
- q = carico totale applicato alla fondazione

- $\sigma'_{v,0}$ = pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa (si ipotizza 3,50 m)
- I_c = indice di compressibilità (legato al valore medio N_{SPT} lungo la profondità di influenza, dipendente dalla larghezza della fondazione)

Sono state considerate **fondazioni nastriformi** appoggiate ad una profondità di circa 3,50 m sotto il piano campagna attuale ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Larghezza “B”: 1,00 - 1,50 - 2,00 – 2,50 m
- Lunghezza “L”: 15,00 m

I cedimenti calcolati sono riassunti nei grafici seguenti (**Fig. 12 e 13**), dove sono indicati sia gli assestamenti immediati (che costituiscono la maggior parte del totale per terreni granulari) sia quelli a lungo termine (stimati a 5 anni).

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, **Terzaghi e Peck** indicano come valori limite tollerabili in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) cedimenti assoluti di **2,5 cm**.

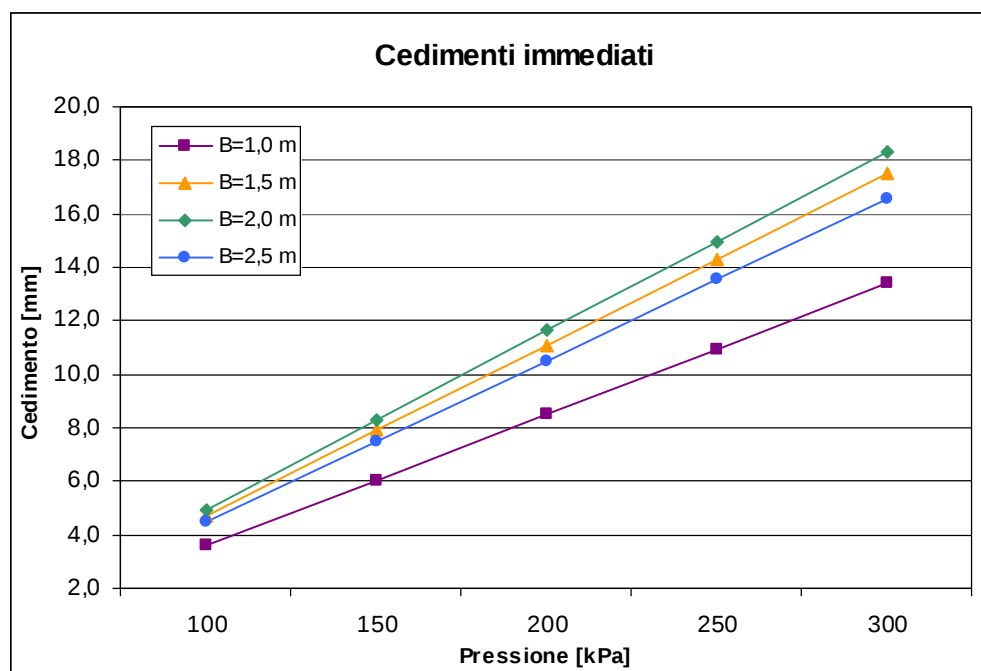


Fig. 12 - Cedimenti immediati di fondazioni nastriformi

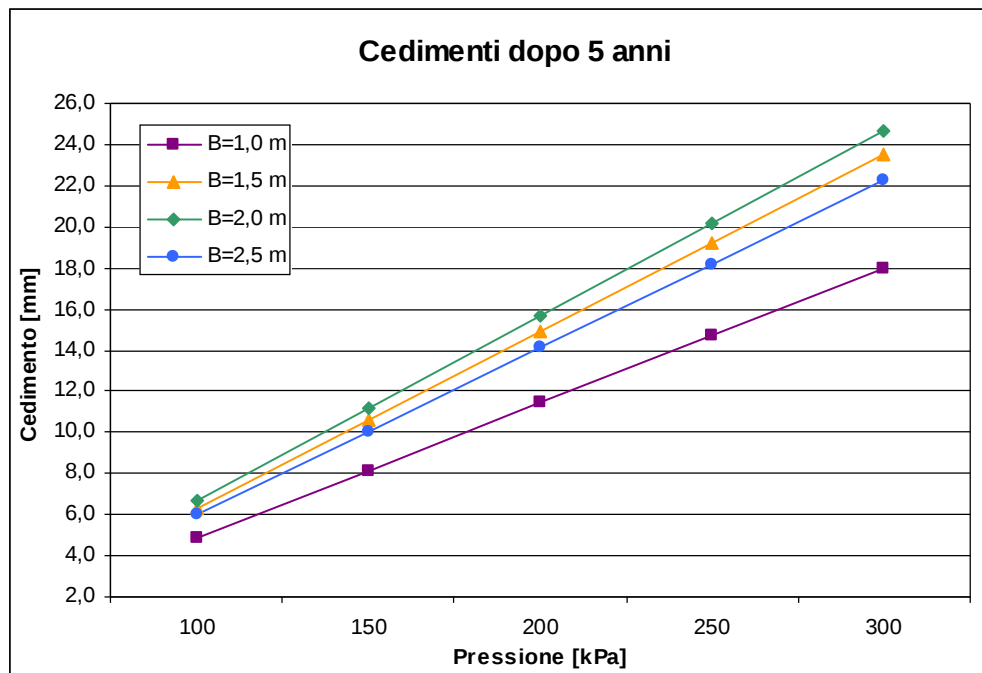


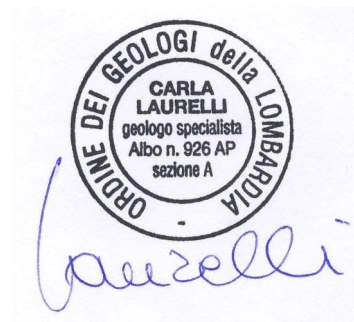
Fig. 13 - Cedimenti di fondazioni nastriformi a 5 anni

6.3 Coefficiente di sottofondazione

I programmi di calcolo strutturale prevedono normalmente l'utilizzo del modello di suolo "alla Winkler", che assimila il terreno ad un letto di molle elastiche tra loro indipendenti; si definisce *coefficiente di sottofondazione* la relazione che esiste fra la pressione di contatto (Q) in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (w):

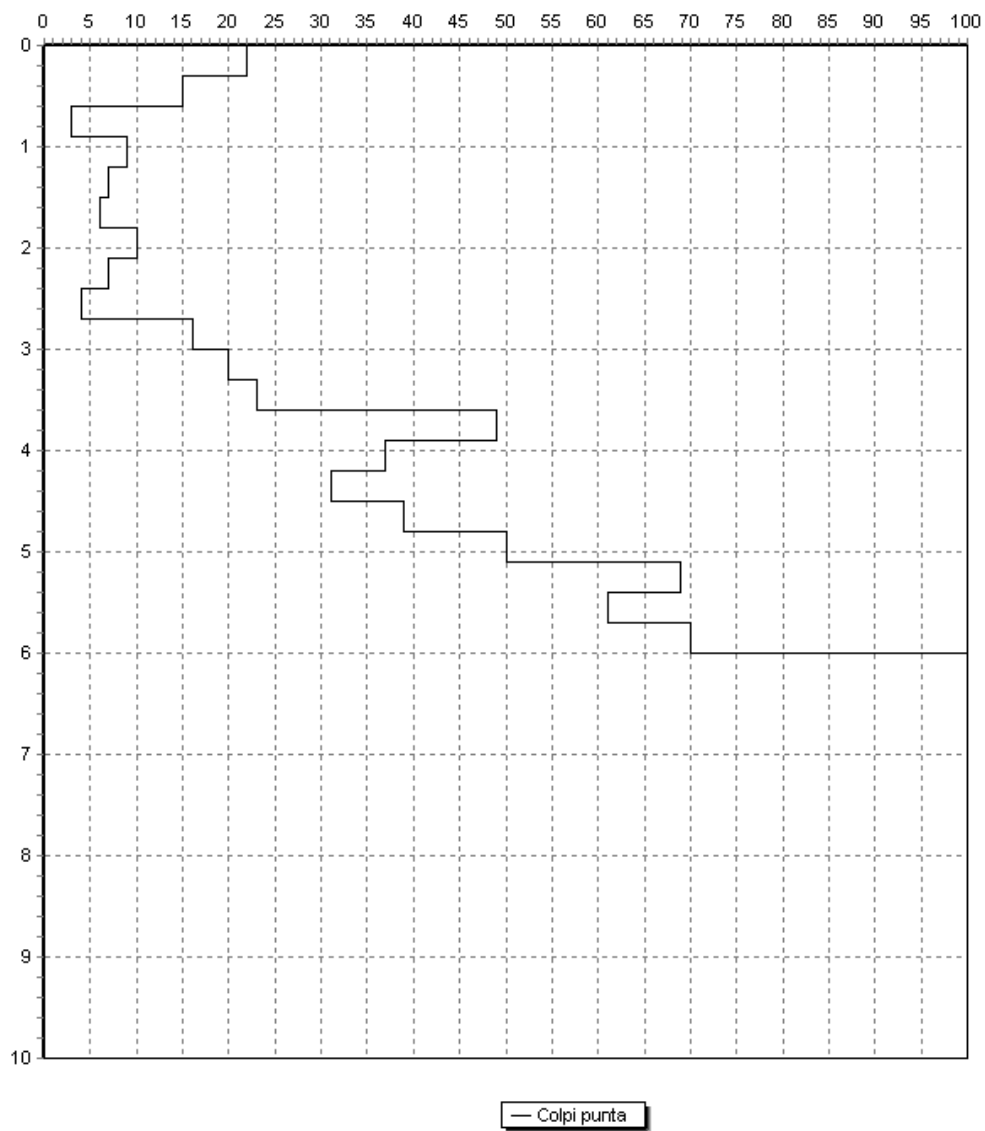
$$k = Q / w$$

Quando, come in questo caso, sono stati calcolati gli assestamenti associati alle pressioni di contatto si consiglia di applicare la formula precedente inserendo direttamente i risultati dei calcoli precedenti (Fig.12-13).

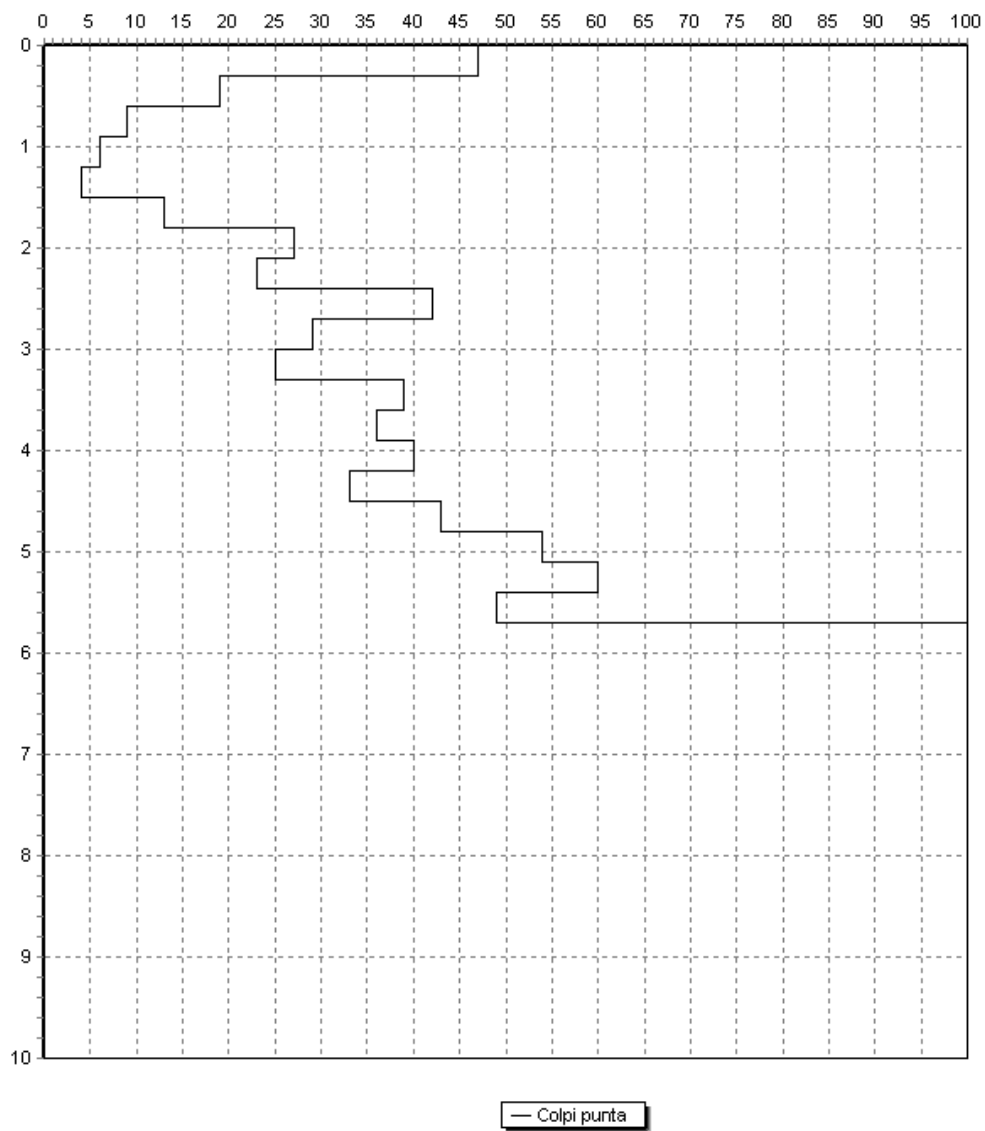


ALLEGATO 1
Diagrammi prove penetrometriche

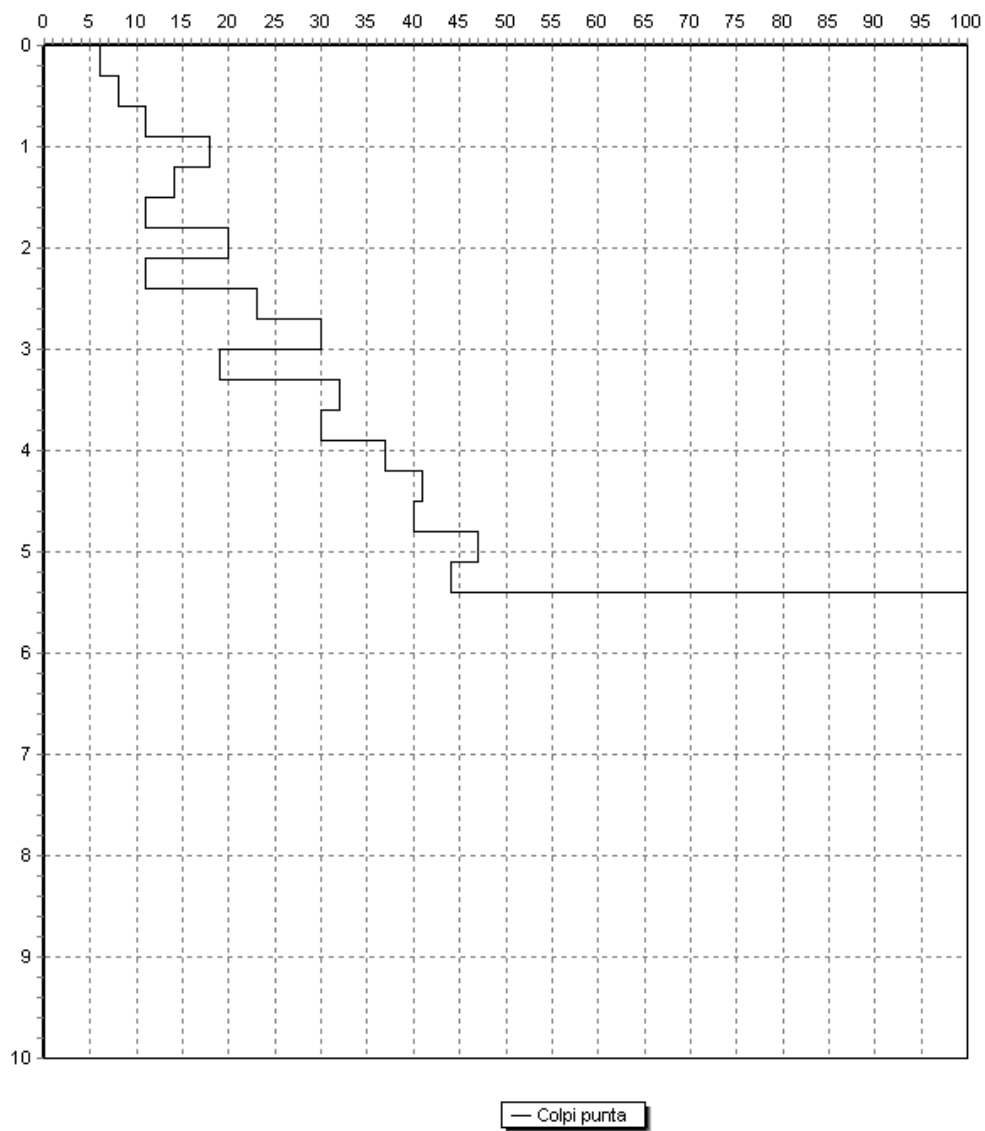
PROVA P1



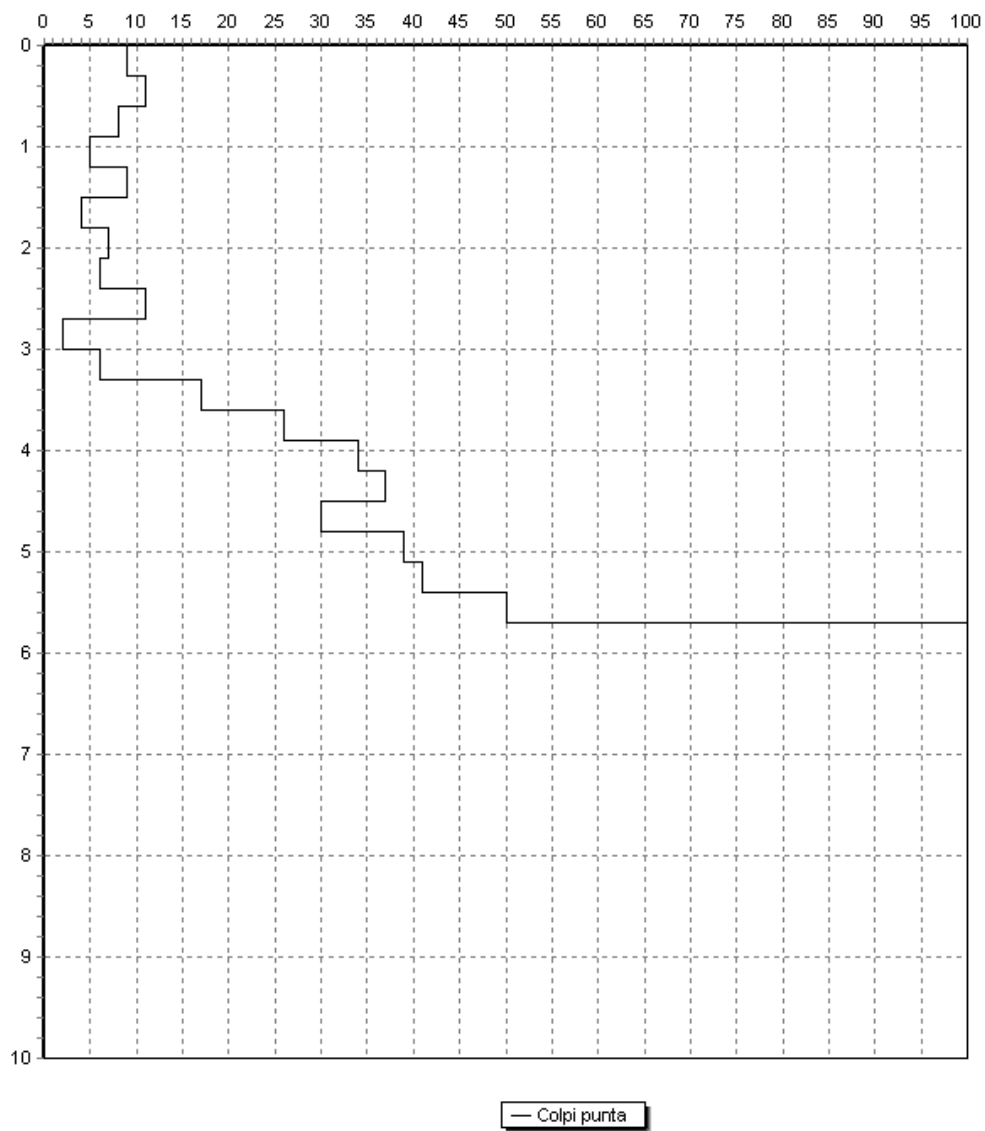
PROVA P2



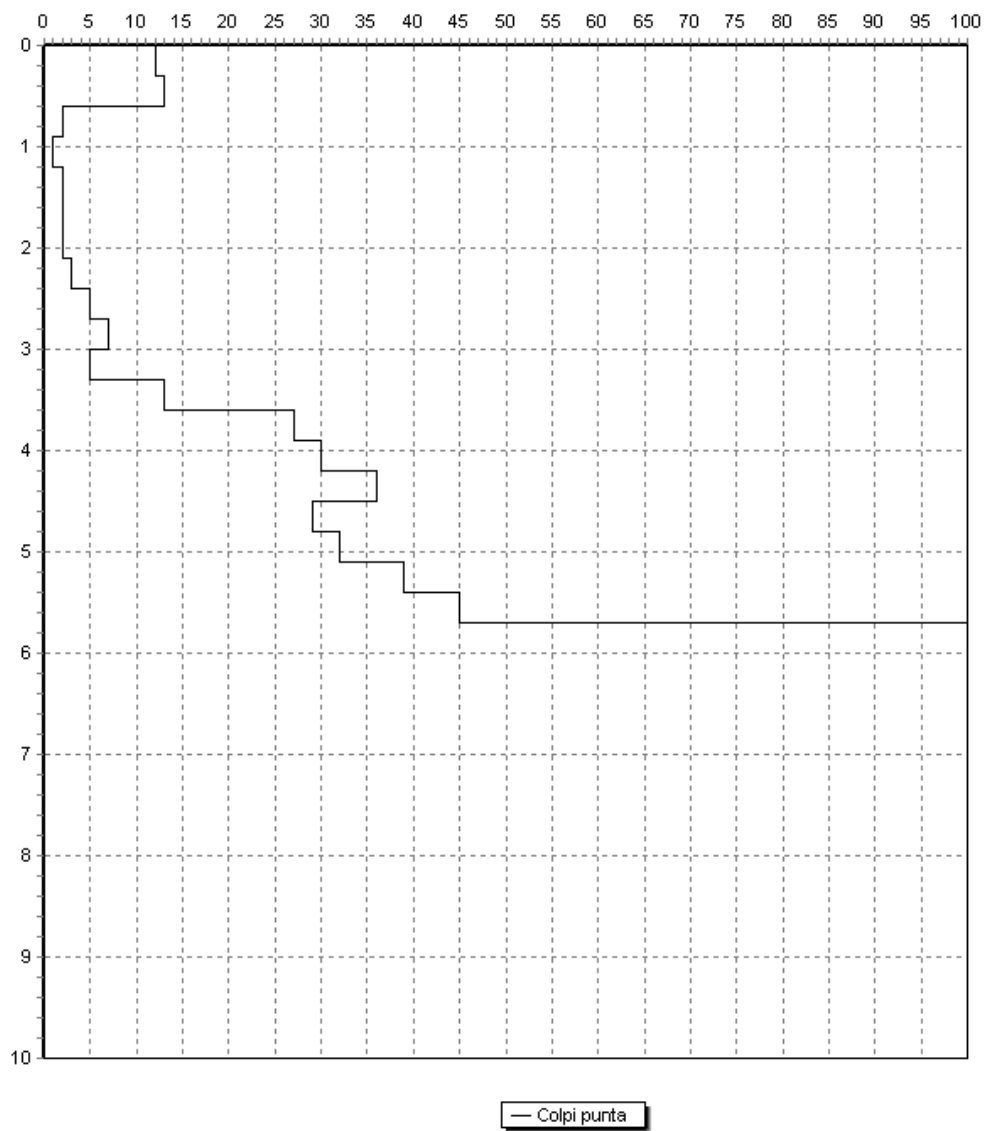
PROVA P3



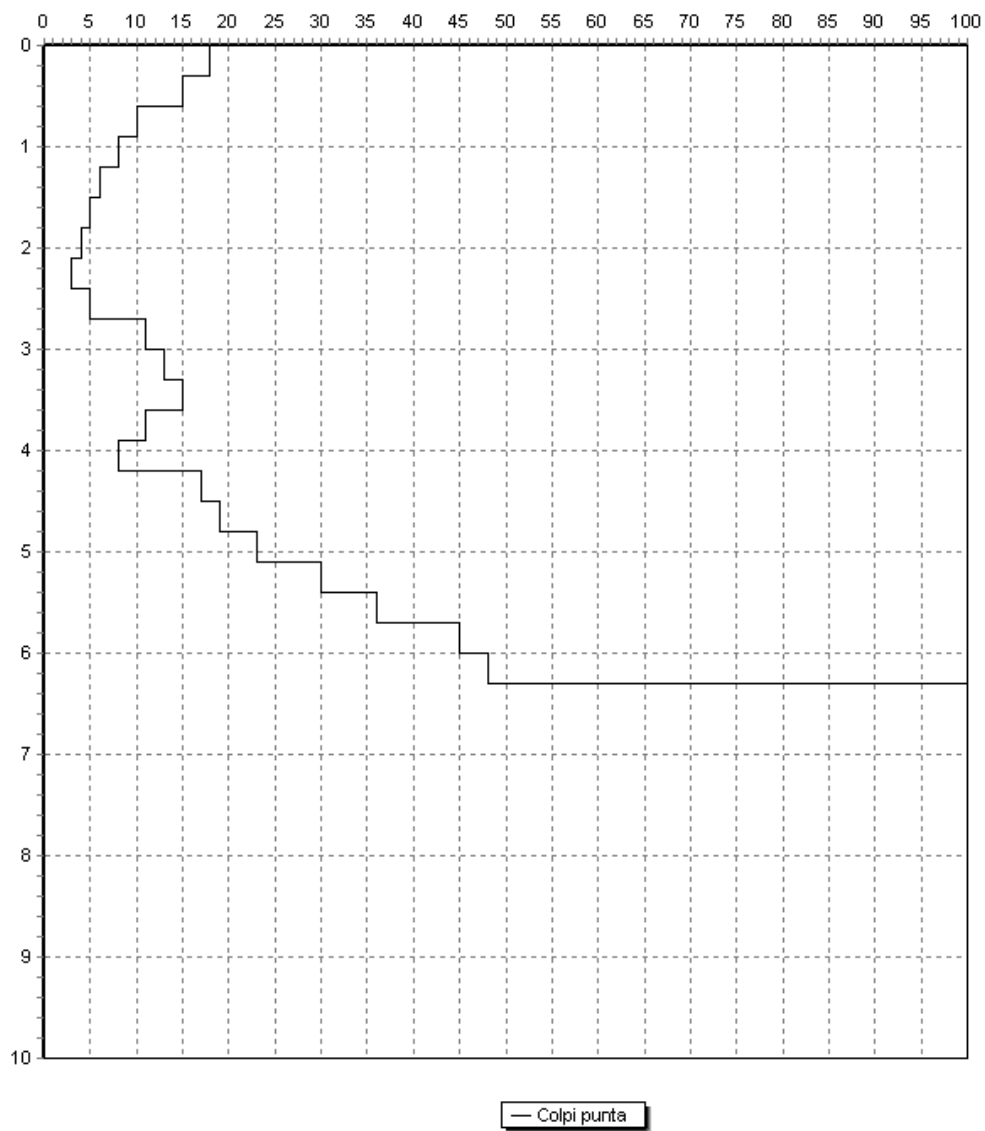
PROVA P4



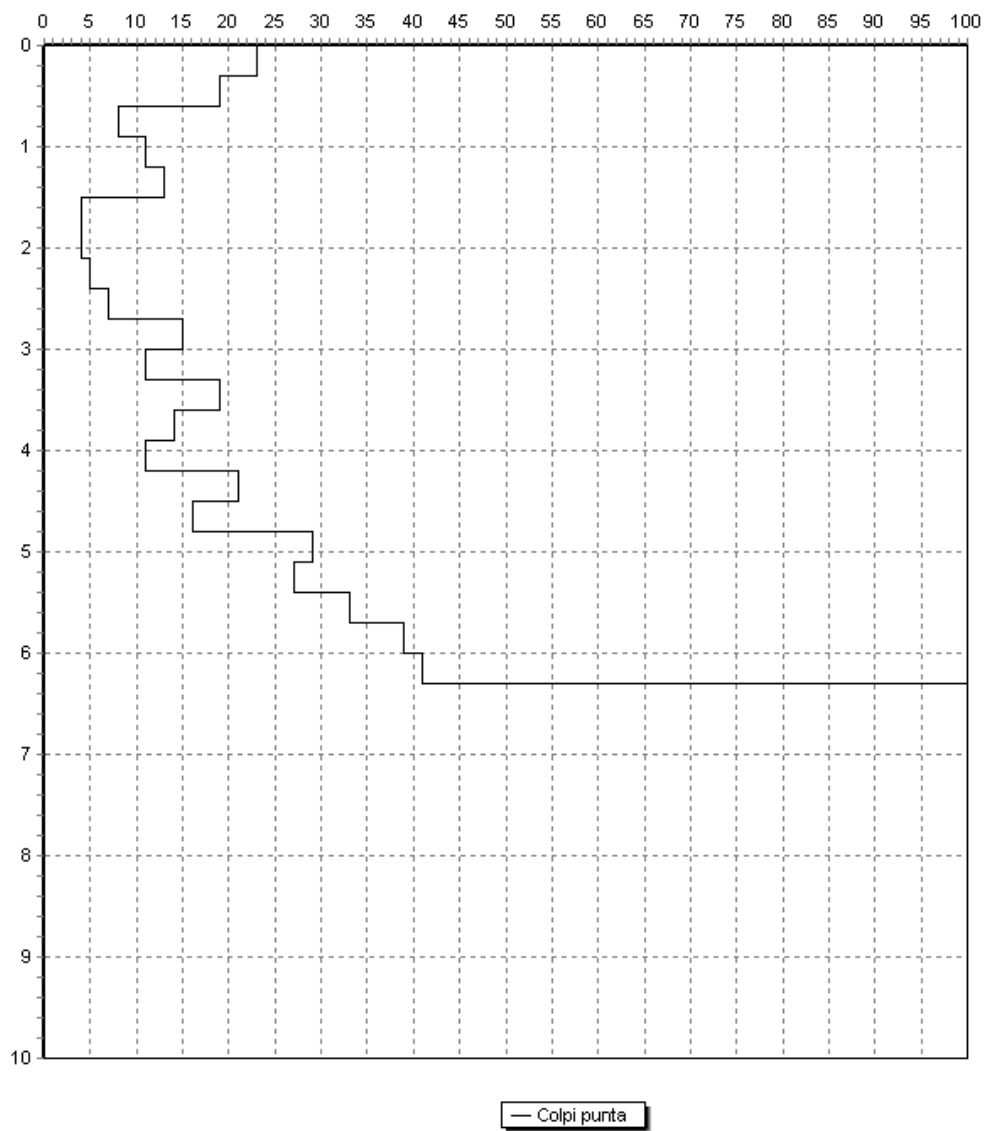
PROVA P5



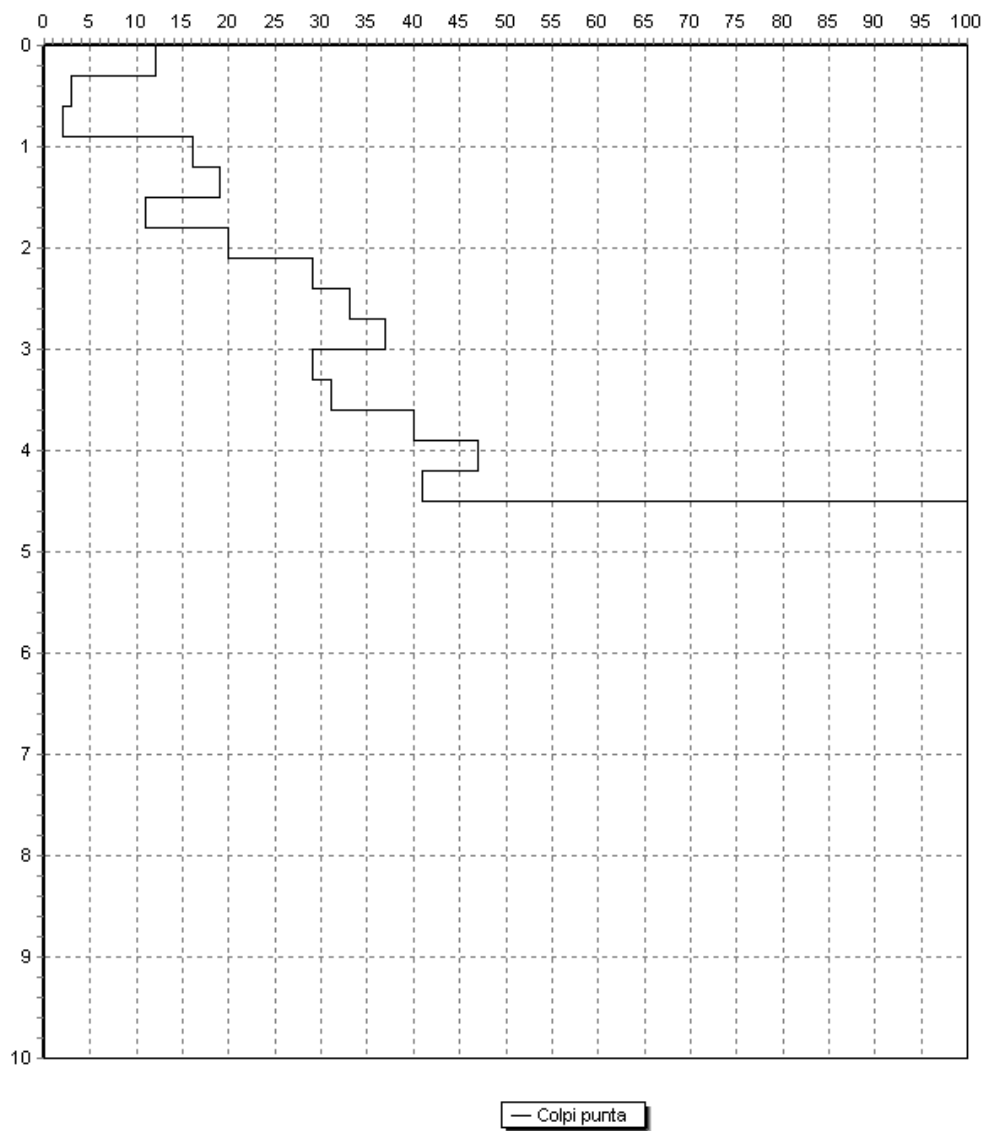
PROVA P6



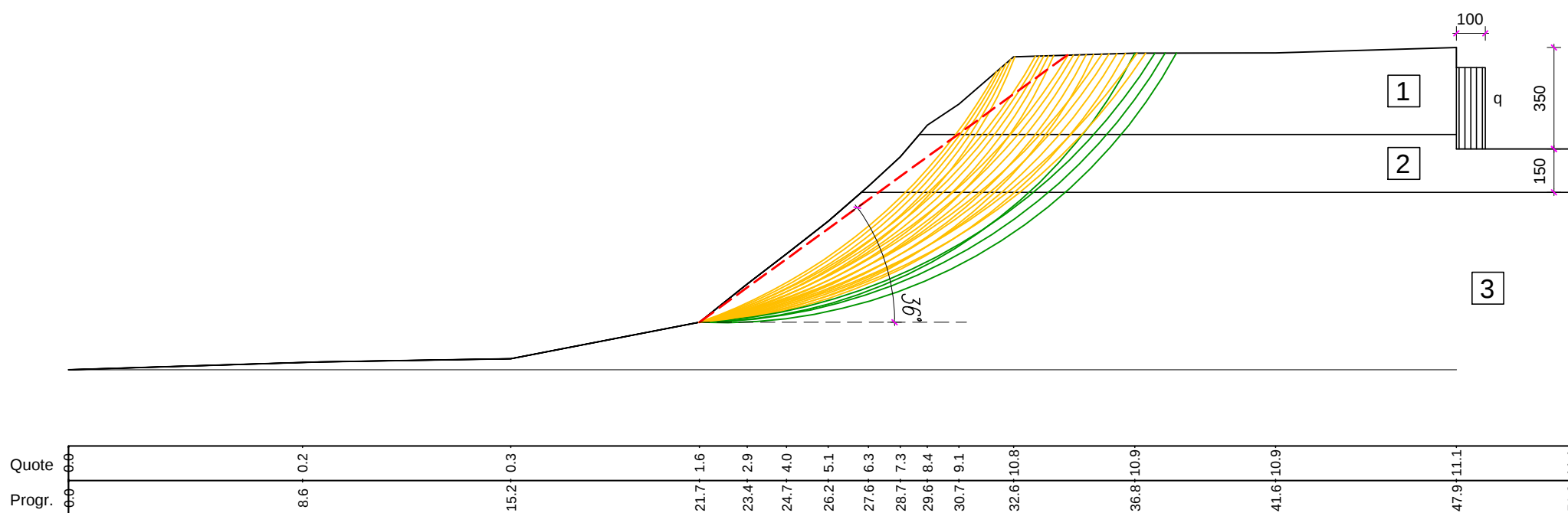
PROVA P7



PROVA P8



ALLEGATO 2
Elaborati di calcolo analisi di stabilità



CERNUSCO SUL NAVIGLIO
CASCINA TORRIANA GUERRINA

VERIFICA DI STABILITA'

SEZIONE 200
scala 1:200

PARAMETRAZIONE DA BACK-ANALYSIS

Orizzonte 1: φ [°] = 30.9 c [kN/m²] = 0.7 γ [kN/m³] = 18
Orizzonte 2: φ [°] = 33.2 c [kN/m²] = 0.7 γ [kN/m³] = 19
Orizzonte 3: φ [°] = 37.2 c [kN/m²] = 1.3 γ [kN/m³] = 20

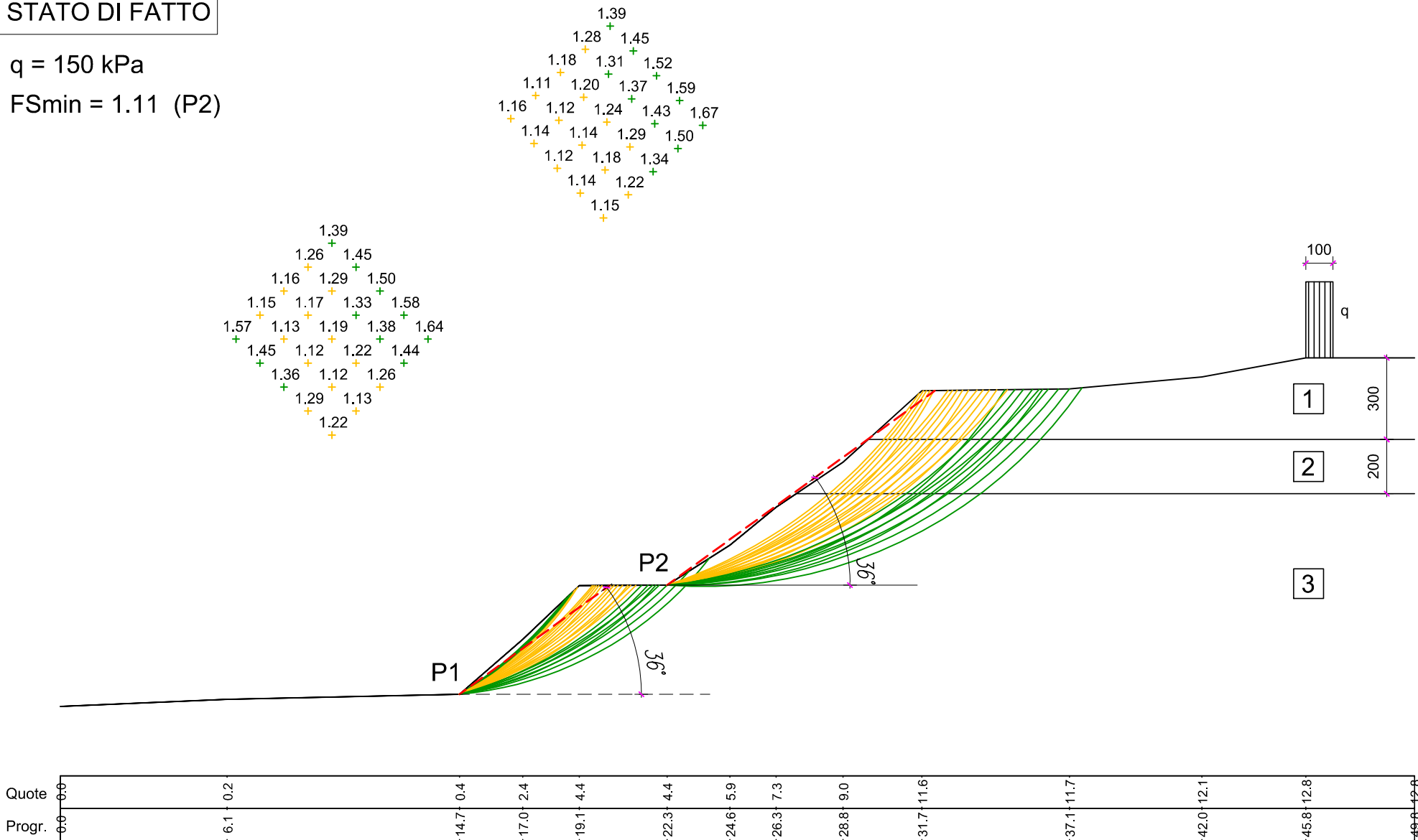
Coefficienti sismici:
- orizzontale: $k_h = 0.0266$
- verticale $k_v = 0.0133$

Metodo di analisi: metodo di Sarma

- = Superfici di scorrimento con $FS < 1.00$
- = Superfici di scorrimento con $1.00 < FS < 1.30$
- = Superfici di scorrimento con $FS > 1.30$
- = Inclinazione media del pendio che risulterebbe stabile trascurando il contributo della coesione (solo valori medi dell'angolo di attrito). In caso di frana superficiale si ritiene che il versante raggiunga una inclinazione con questa pendenza.

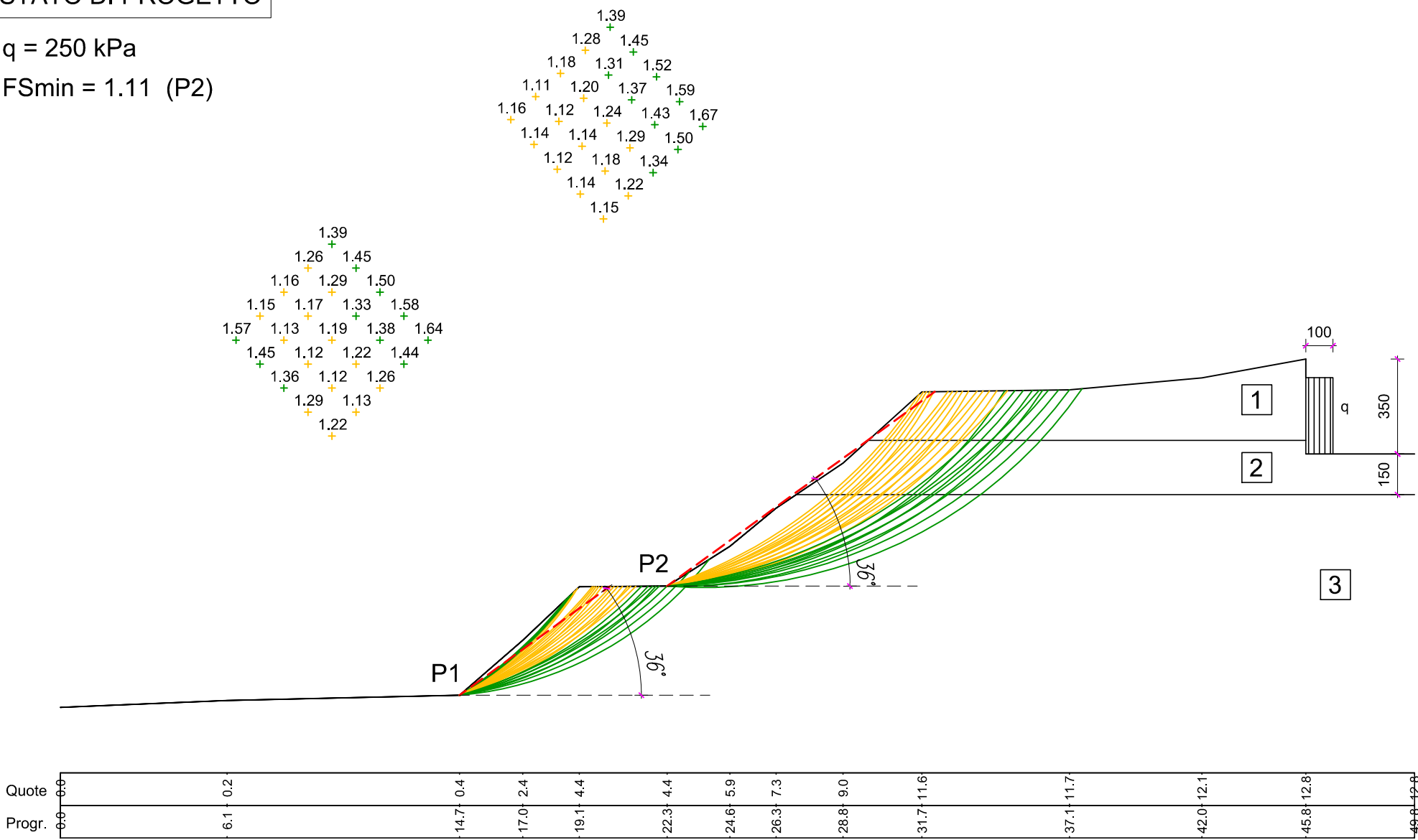
STATO DI FATTO

q = 150 kPa
FSmin = 1.11 (P2)



STATO DI PROGETTO

q = 250 kPa
FSmin = 1.11 (P2)



CERNUSCO SUL NAVIGLIO
CASCINA TORRIANA GUERRINA

VERIFICA DI STABILITA'

SEZIONE 200
scala 1:200

PARAMETRAZIONE DA BACK-ANALYSIS

Orizzonte 1: φ [°] = 30.9 c [kN/m²] = 0.7 γ [kN/m³] = 18
Orizzonte 2: φ [°] = 33.2 c [kN/m²] = 0.7 γ [kN/m³] = 19
Orizzonte 3: φ [°] = 37.2 c [kN/m²] = 1.3 γ [kN/m³] = 20

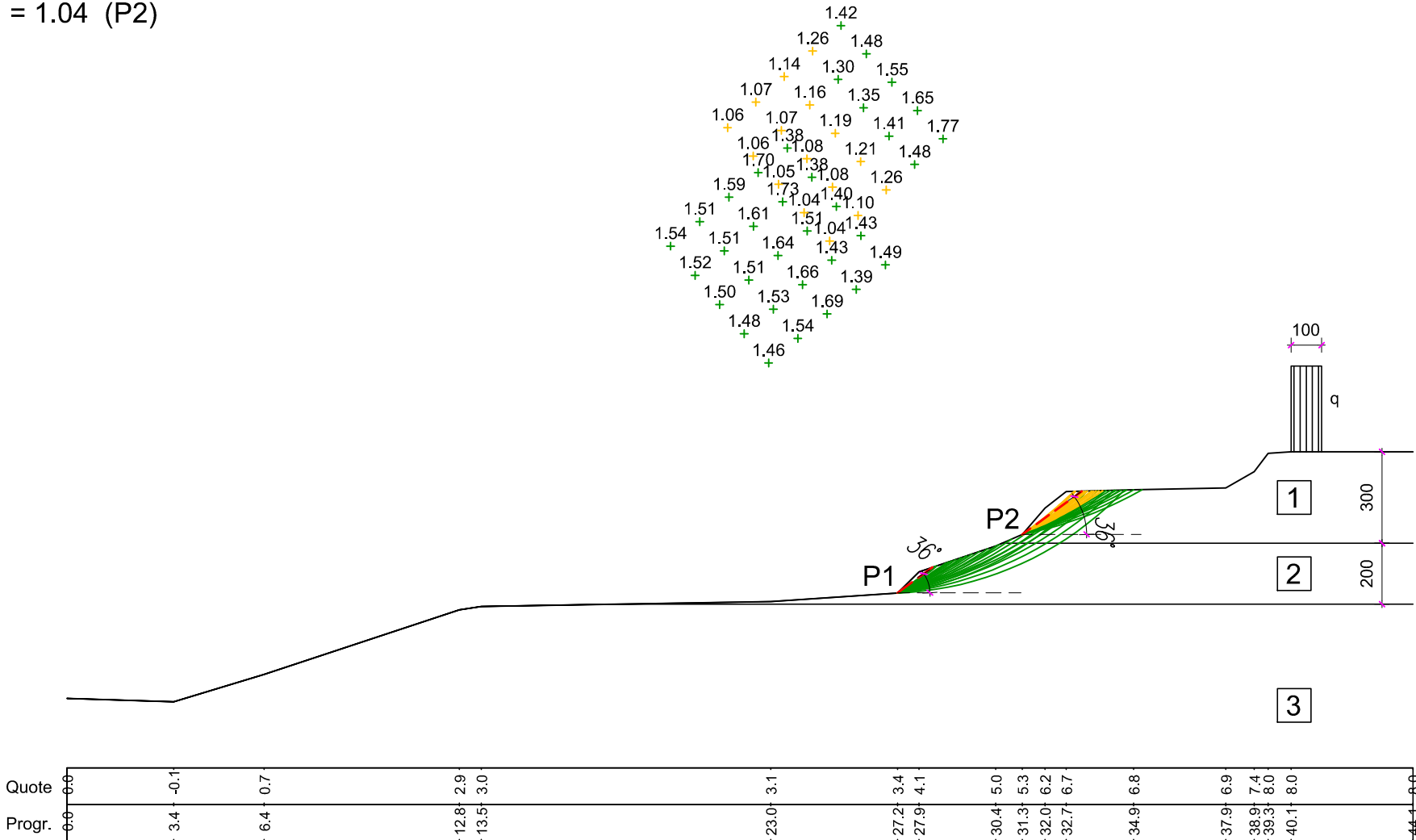
Coefficienti sismici:
- orizzontale: $k_h = 0.0266$
- verticale $k_v = 0.0133$

Metodo di analisi: metodo di Sarma

- = Superfici di scorrimento con $FS < 1.00$
- = Superfici di scorrimento con $1.00 < FS < 1.30$
- = Superfici di scorrimento con $FS > 1.30$
- = Inclinazione media del pendio che risulterebbe stabile trascurando il contributo della coesione (solo valori medi dell'angolo di attrito). In caso di frana superficiale si ritiene che il versante raggiunga una inclinazione con questa pendenza.

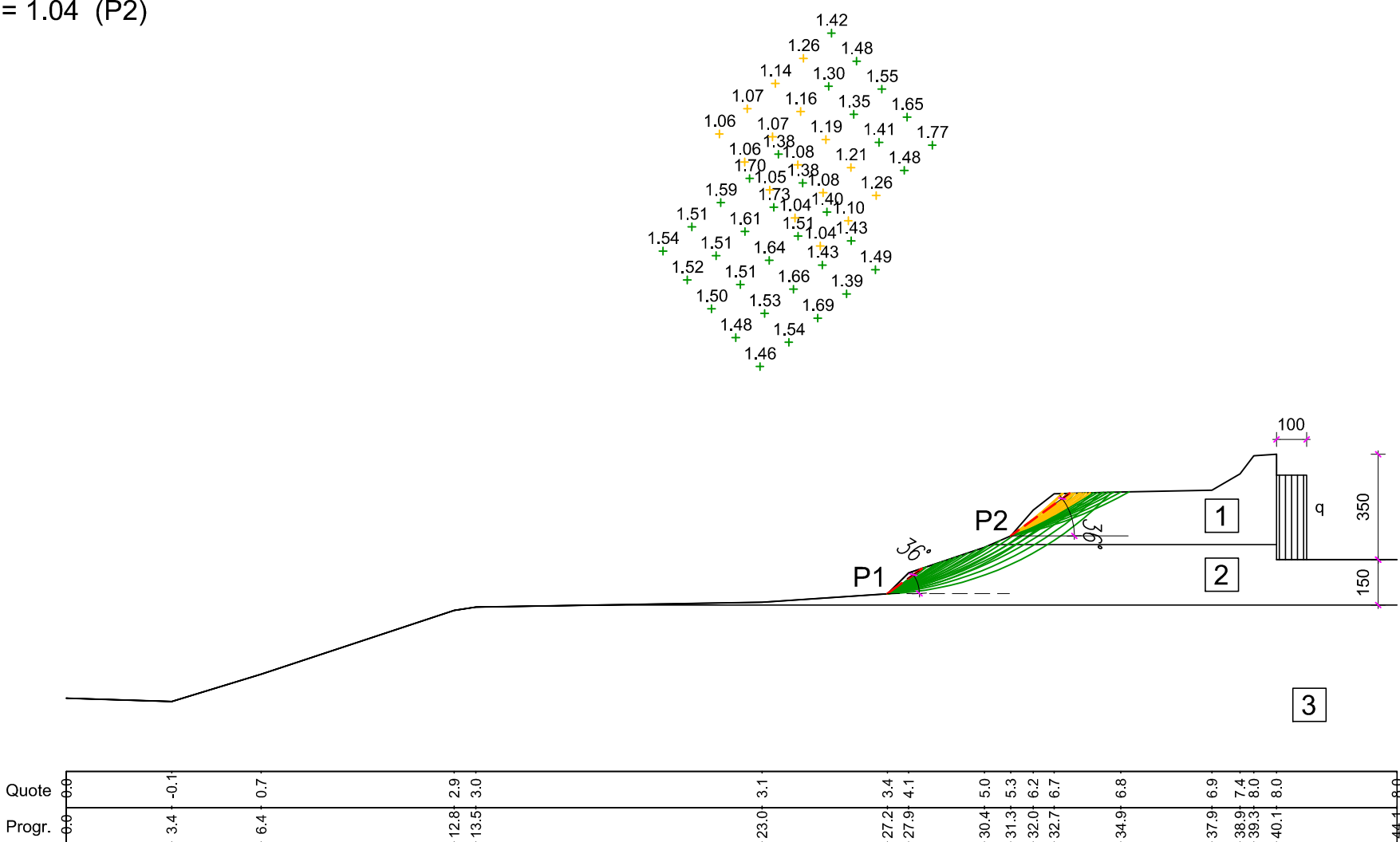
STATO DI FATTO

q = 150 kPa
FSmin = 1.04 (P2)



STATO DI PROGETTO

q = 250 kPa
FSmin = 1.04 (P2)



CERNUSCO SUL NAVIGLIO
CASCINA TORRIANA GUERRINA

PROPOSTE PROGETTUALI

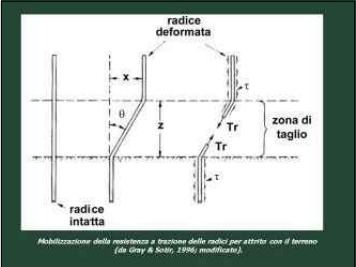
PROTEZIONE CORTICALE DEI VERSANTI - PRATI ARMATI

SEZIONE 100
scala 1:200

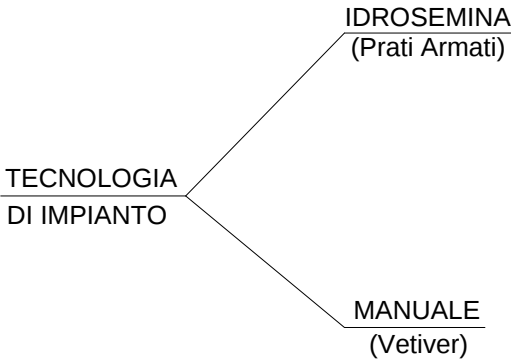
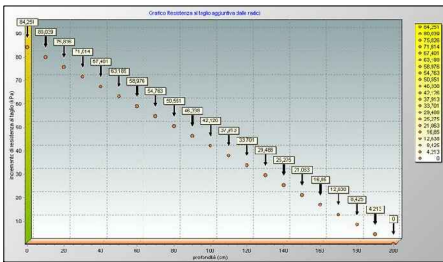
SISTEMA PRATI ARMATI



SISTEMA VETIVER

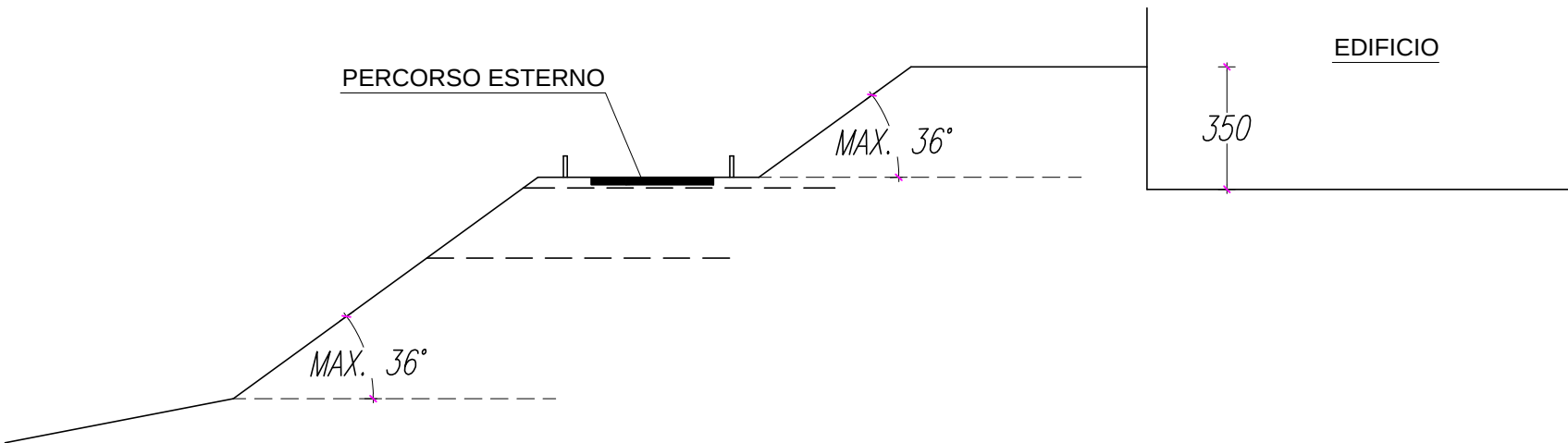


- CARATTERISTICHE PRINCIPALI
- Radici profonde che incrementano la resistenza al taglio (contributo che diminuisce con la profondità);
 - Limitano l'erosione superficiale;
 - I Prati Armati hanno effetto impermeabilizzante.



ABBASSAMENTO PISTA CICLABILE - RIMODELLAMENTO PENDIO

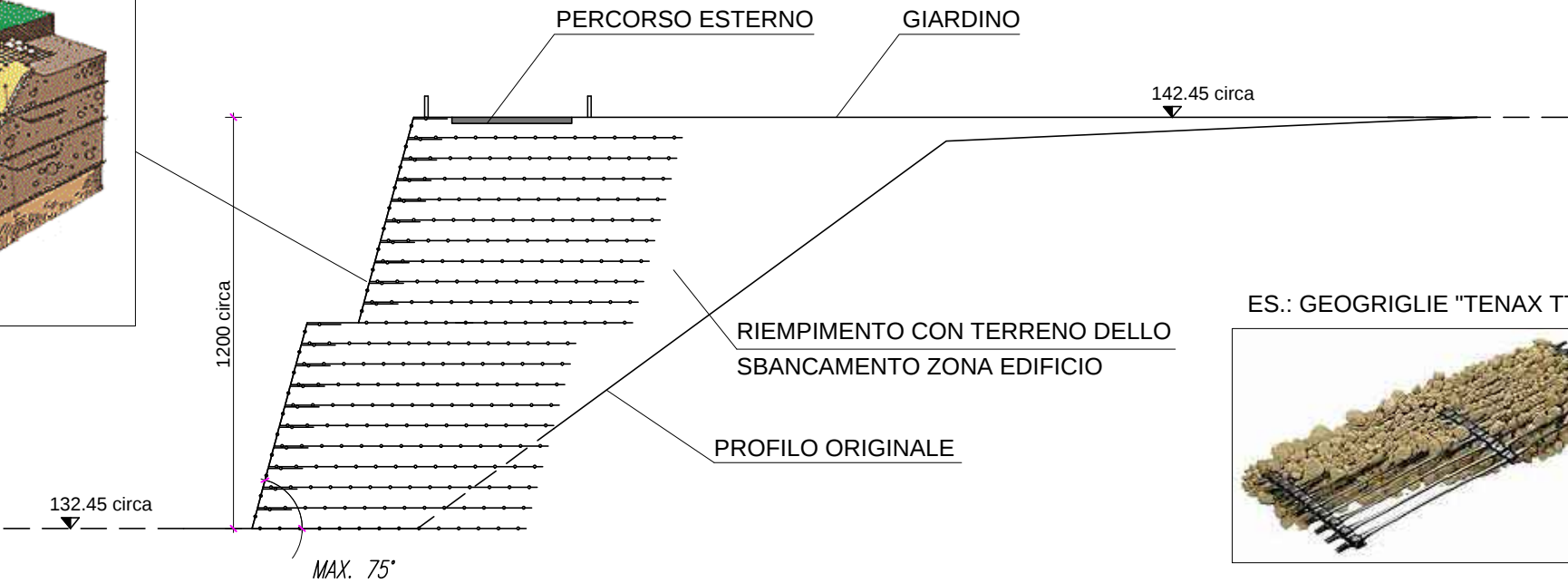
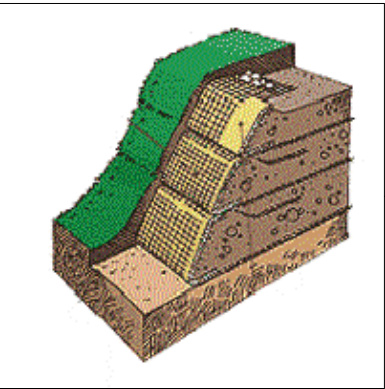
SEZIONE 100
scala 1:200



AMPLIAMENTO AREA DI INTERVENTO - TERRE ARMATE

SEZIONE 400
scala 1:200

RILEVATO IN TERRA ARMATA



- CARATTERISTICHE PRINCIPALI
- Ampliamento area di intervento;
 - Riutilizzo diretto del materiale proveniente dallo sbancamento per la realizzazione del piano interrato;
 - Possibilita' di realizzare elevate pendenze (max 75' per la messa in opera mediante casseri prefabbricati).

ES.: GEOGRIGLIE "TENAX TT SAMP"



CERNUSCO SUL NAVIGLIO
CASCINA TORRIANA GUERRINA
PLANIMETRIA (PIANO TERRA)
scala 1:500

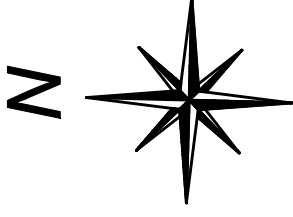
SEZIONE 400

SEZIONE 300

SEZIONE 200

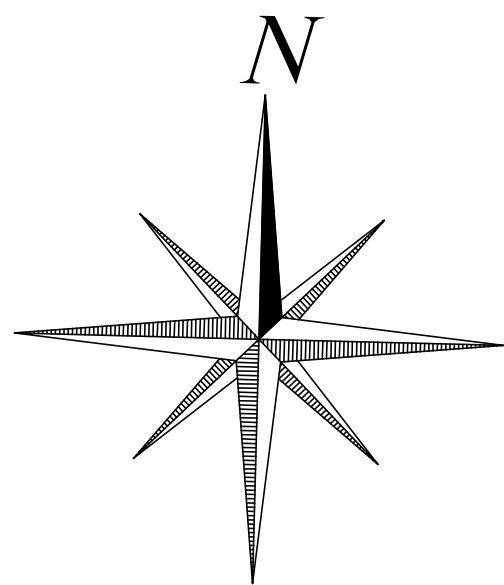
SEZIONE 100

AMBITO D'INTERVENTO
AREA DI PROPRIETA'



ALLEGATO 3
Rilievo topografico

telefono 031/536700		studio tecnico Geom. Antonio Mai		Collegio dei Geometri della Provincia di Como n. 2297	
COMMITTENTE				TECNICO DEL RILIEVO Geom. Antonio Mai	
OGGETTO RILIEVO PLANO-ALTIMETRICO DI N. 3 SEZIONI					
ELABORATI PIANTE STATO DI FATTO				SCALA DEL DISEGNO 1:200	
DATE AGG.		DISEGNATO		N. ARCHIVIO	
1					
2		DATA		SCALA PLOTTAGGIO	
3		17/06/2010		1:200	
4				1	
5		San Fermo della Battaglia via Roma n. 22		TOTALE TAVOLE 1	



SEZ. 200

201 x 129.43	202 x 129.69	203 x 129.88	204 x 131.90	205 x 133.88	206 x 133.90	207 x 135.37	208 x 136.77	209 x 138.43	210 x 141.14	211 x 141.13
--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

212 x 141.57	213 x 142.27	214 x 142.08	215 x 141.56
--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

CASCINA TORRIANA

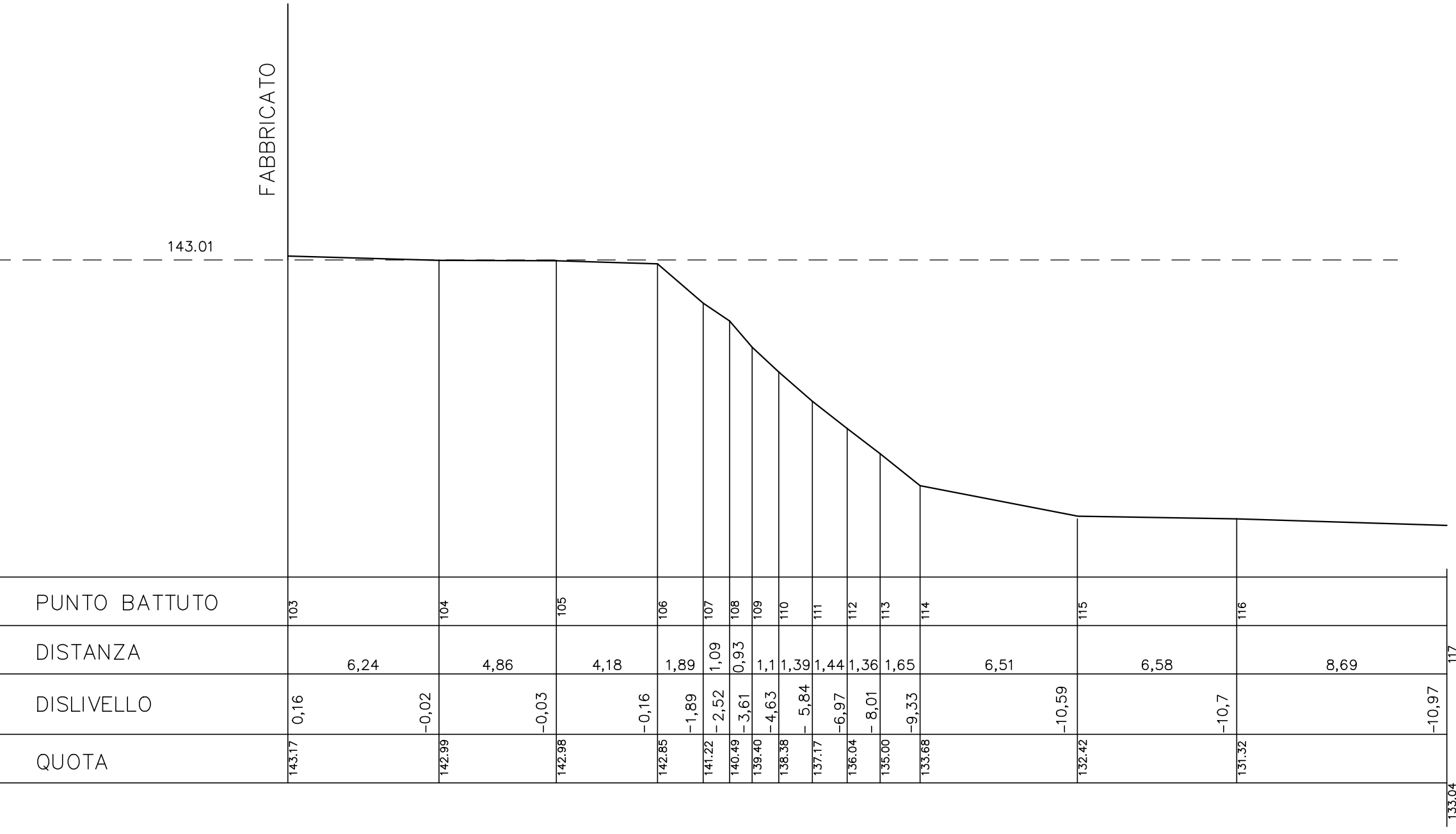
SEZ. 300

318 x 135.24	317 x 135.12	316 x 136.03	315 x 136.15	314 x 138.28	313 x 138.42	312 x 138.20	311 x 139.33	310 x 140.24	309 x 140.62	308 x 141.48	307 x 142.02	306 x 142.08	305 x 142.14	304 x 142.68	303 x 143.28	302 x 143.33
--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

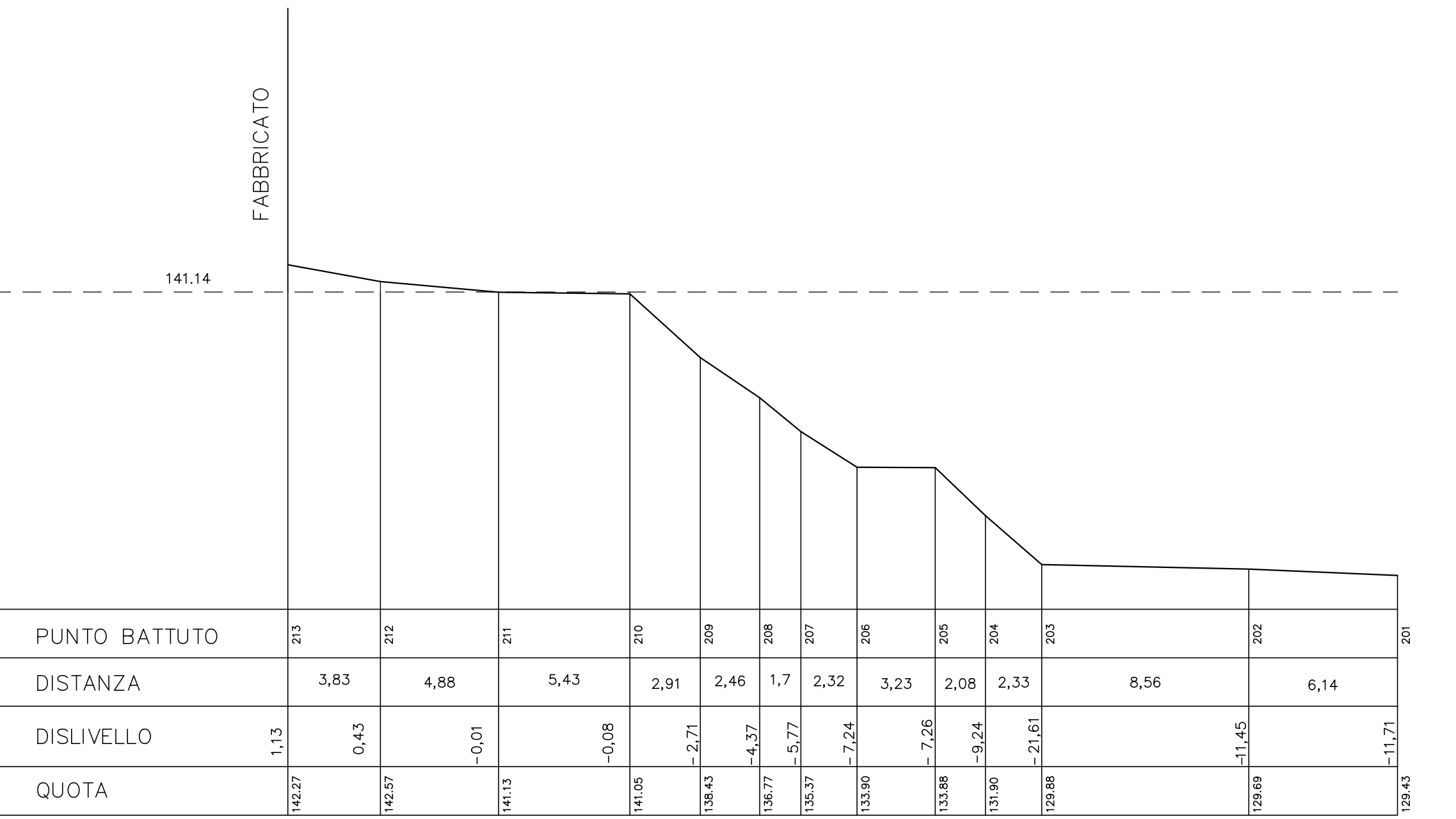
SEZ. 100

104 x 142.99	105 x 142.88	100 x 143.01	106 x 142.85	107 x 141.22	108 x 140.49	109 x 139.40	110 x 138.38	111 x 137.17	112 x 136.04	113 x 135.00	114 x 133.68	115 x 132.42	116 x 132.31	117 x 132.04
--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

SEZ. 100 STATO DI FATTO



SEZ. 200 STATO DI FATTO



SEZ. 300 STATO DI FATTO

