



COMUNE DI CASTEGGIO  
Provincia di Pavia



Regione  
Lombardia

---

## INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RIPRISTINO SPONDALE DEL RIO RILE CORSO D'ACQUA APPARTENENTE AL RETICOLO IDRICO MINORE (RIM)

---

### PROGETTO DEFINITIVO

---

PROGETTISTA

Dott. Ing. Giuseppe Barbero

Ordine degli Ingegneri di Pavia n°1340

---



---

### RELAZIONE GEOLOGICA (R3)

DGR IX/2616 del 30/11/2011

### RELAZIONE GEOLOGICA (R1)

Paragrafi 6.1.2 e 6.2.1 D.M. 17/01/2018 (NTC) – DGR X/5001/2016

### RELAZIONE GEOTECNICA (R2)

Paragrafo 6.2.2 D.M. 17/01/2018 (NTC) - DGR X/5001/2016

---

Dott. Geologo Giorgio NEGRINI

Iscrizione Ordine Geologi della Lombardia n°585/AP

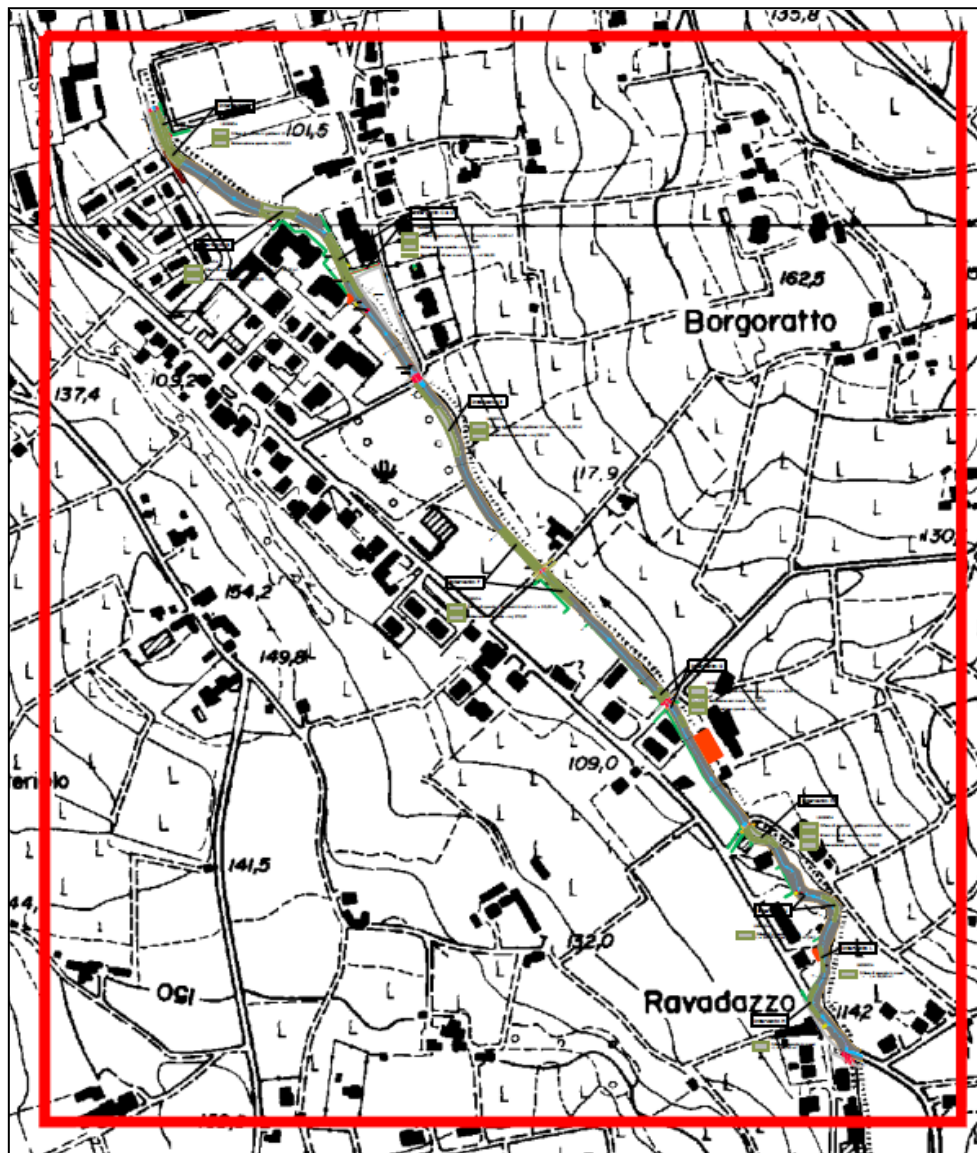
## S O M M A R I O

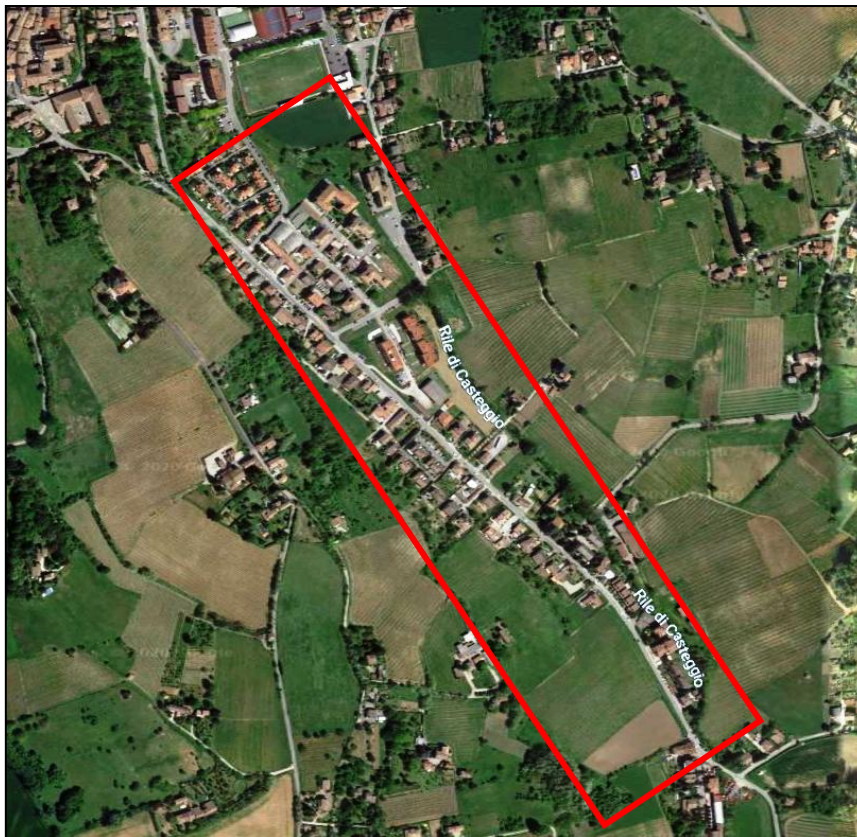
1. FINALITA E CONTENUTI DEL PRESENTE RAPPORTO, NORMATIVE DI RIFERIMENTO	Pag.1
2. PIANIFICAZIONE GEOLOGICA COMUNALE,	Pag.5
3. MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	Pag. 7
4. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT E PROVA SISMICA DI RIFERIMENTO	Pag.10
5. ANALISI SISMICA	Pag. 29
5.1 Azione sismica di riferimento, accelerazione massima attesa su suolo rigido	
5.2 Accelerazione massima attesa in sito con il “Metodo Semplificato” NTC	
6. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	Pag.32
7. INDICAZIONI GEOTECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE GABIONATE	Pag.33
8. FATTIBILITA GEOLOGICA E GEOTECNICA DELL'INTERVENTO EDILIZIO	Pag.38
INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI GEOTECNICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI	

---

## 1. FINALITA' E CONTENUTI DEL PRESENTE RAPPORTO, NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il presente rapporto è finalizzato a valutare la fattibilità geologica generale del progetto denominato *“Interventi di manutenzione e ripristino spondale del rio Rile”* elaborato dall'Ing. Giuseppe Barbero e di definire i dati geotecnici per la progettazione esecutiva delle difese spondali in gabbioni metallici. Il Rio Rile è un corso d'acqua appartenente al Reticolo Idrico Minore “RIM” identificato con la sigla CLAST\_002 e l'Autorità Idraulica è il Comune di Casteggio. Gli interventi di sistemazione idraulica interessano il tratto compreso tra località Ravadazzo e l'inizio del tratto tombinato di attraversamento dell'abitato di Casteggio (zona campo da calcio via Bussolino).





Seppur di modesta rilevanza tecnica, il progetto prevede l'esecuzione di ***“opere di opere di sostegno”*** di cui al paragrafo 6.1.1 del **D.M. 17 gennaio 2018** *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”* (indicato nel seguito come NTC) rappresentate da strutture flessibili in gabbioni metallici con funzione di difesa spondale. Pertanto ai sensi delle “NTC” deve essere redatta specifica Relazione Geologica (punto 6.2.1) e specifica Relazione Geotecnica (punto 6.2.2). In merito alla caratterizzazione geotecnica, vista la tipologia e le caratteristiche sia dell'intervento nel suo complesso che delle strutture di sostegno, sussistono le condizioni per applicare le semplificazioni previste dalle “NTC” al punto 6.2.2 per gli *“interventi di modesta rilevanza”* ovvero la *“progettazione geotecnica può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate”*. Pertanto in accordo con il Progettista per la definizione del *“modello geotecnico”* si sono utilizzate indagini pregresse come si dirà in seguito. Tutto ciò premesso il presente rapporto rappresenta, riunendolo in un unico elaborato, la «Relazione Geologica» “R1” e la «Relazione Geotecnica» “R2” prescritte dalle NTC. Inoltre comprendendo l'analisi della pericolosità sismica di base del sito, costituisce anche le “Relazioni specialistiche” per il “Progetto strutturale esecutivo” di cui al capitolo C10 della Circolare LL.PP. n°7/2019, *“Istruzioni per l'applicazione delle NTC”*.



Per quanto riguarda la **DGR 2616/2011** si osserva che le prescrizioni contenute devono essere attuate in fase di “pianificazione” a cura dell’estensore dello studio geologico del “PGT”, e non da chi progetta il singolo intervento. In altre parole, in generale, il Professionista che si occupano del singolo intervento edilizio deve sostanzialmente verificare che l’intervento proposto sia “fattibile” sviluppando le indagini e le verifiche che sono esplicitamente richieste dalle NTA del “PGT” per la classe di fattibilità geologica e di pericolosità sismica che l’estensore dello studio geologico del “PGT”, proprio secondo la DGR 2616/2011, ha previsto per l’area dove ricade l’intervento. Si è quindi seguito tale criterio.

Il comune di Casteggio nella **DGR X/2129 del 11 luglio 2014** “*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia*” è inserito in “**zona sismica 3**” che individua gli ambiti caratterizzati da una sismicità di grado “*basso*”.

La **legge 14 giugno 2019, n°55** (*Sbocca cantieri*) ha introdotto nuove disposizioni nella normativa statale sulla disciplina delle costruzioni in zone sismiche con la modifica all’Art.94 del DPR 380/2001 (Testo Unico in Materia Edilizia) aggiungendo l’Art. 94 bis. **L’Art. 94 bis del DPR 380/2001** distingue gli interventi strutturali in zone sismiche a seconda della relativa rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità, suddividendoli in interventi in tre macro-categorie «*rilevanti*», di «*minore rilevanza*» e «*privi di rilevanza*», in funzione delle caratteristiche di pericolosità sismica del territorio (zona sismica e relativa PGA), della tipologia di intervento e delle caratteristiche funzionali dell’edificio o della struttura. Nel recente **Decreto 30 aprile 2020** sono state approvate le “*Linee guida*” per individuare gli interventi di cui al citato Art.94 bis ed in particolare di quelli “*privi di rilevanza*”, quelli di tipologia non usuale e quelle varianti di carattere non sostanziale non soggette a deposito. Le “*Linee guida*” hanno il compito di fornire i criteri di carattere generale sulla base dei quali le regioni potranno redigere la specifica elencazione che assegni le diverse tipologie di interventi ad una specifica macro-categoria, uniformandosi a principi validi sull'intero territorio nazionale, pur nel rispetto delle peculiarità e delle specificità che caratterizzano l’area regionale. Le novità normative introdotte sopra richiamate rendono pertanto necessario l’aggiornamento delle procedure regionali per la gestione delle istanze sismiche, disciplinate dalla **DGR 30 marzo 2016, n. X/5001** «*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)*».

A oggi la suddetta normativa regionale non ha ancora recepito il Decreto 30 aprile 2020; la normativa più recente è infatti la **Circolare esplicativa 28 gennaio 2020, n°1** *“Profili applicativi in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche, di cui alla l.r. 33/2015, a seguito dell’entrata in vigore della legge 156/2019, della l.r. 21/2019 e della d.g.r. XI/2584/2019”*, le cui finalità in attesa appunto della emanazione delle *“Linee guida”* erano quelle di fornire alcune considerazioni in merito ad aspetti della disciplina sismica, quale mero orientamento applicativo per le amministrazioni comunali e a carattere informativo per gli operatori del settore e per gli altri soggetti interessati.

In conclusione dopo aver richiamato i riferimenti normativi di recente emanazione, **l’intervento in progetto ai fini della procedura amministrativa sismica può configurarsi tra quelli di “minore rilevanza” nei riguardi dell’incolumità pubblica** quindi con *“Comunicazione di deposito sismico”* (rif. Circ. Reg. 1/2020) e pertanto il presente rapporto è da intendersi anche come *“Relazione geologica e geotecnica”* ai sensi della DGR X/5001/2016 *“Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica”*. Pertanto saranno prodotte le asseverazioni di congruità dei contenuti ai requisiti del punto 6.2.1 delle NTC (Modulo 9) e di congruità dei contenuti ai requisiti del punto 6.2.2 delle NTC (Modulo 10).

Per la definizione del **“modello geologico”** si è fatto riferimento alla *“Componente geologica, idrogeologica e sismica”* del “PGT” del comune di Casteggio, alla Carta Geologica Foglio 59 Pavia a scala 1:100.000 e ad altri studi geologici ed idrogeologici di vari Autori. Il **“modello geologico”** fornisce indicazioni sui caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e in generale informazioni sulla pericolosità geologica dell’ambito territoriale con cui il progetto interagisce, al fine di valutare compiutamente le interazioni fra il contesto geologico e l’opera di progetto.

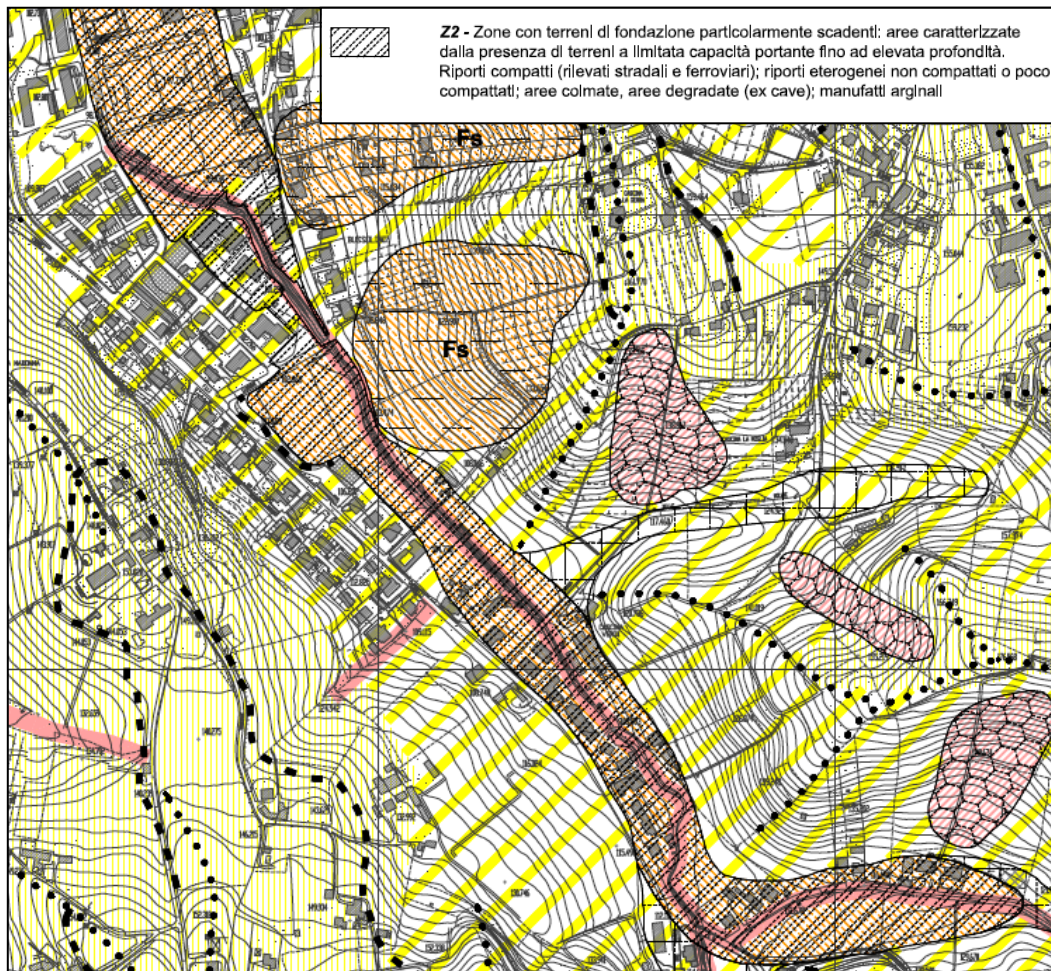
Il **“modello geotecnico del sottosuolo”**, è stato definito utilizzando i dati di numerose prove penetrometriche statiche CPT eseguite in adiacente al tratto di corso d’acqua oggetto di intervento e riportate nella componente geologica del “PGT”. Per la definizione della categoria di sottosuolo (A, B, C,...) ai sensi delle NTC, si è fatto riferimento ai risultati di una prova sismica *“MASW”* eseguita in corrispondenza del campo da calcio di via Bussolino riportata nell’aggiornamento 2016 della sopra citata componente geologica.

## 2. PIANIFICAZIONE GEOLOGICA COMUNALE

Nella “Componente geologica, idrogeologica e sismica” del PGT del comune di Casteggio ed in particolare nella “Carta di Fattibilità Geologica”, l’alveo del rio Rile e la relativa fascia di rispetto di 4 e 10 m come previste dal R.D. 523/1904, ricadono in Classe 4 (Fattibilità gravi limitazioni) sottoclasse 4b; la zona perimetrale esterna alla fascia di rispetto idraulico ricade per buona parte in Classe 3 (fattibilità con consistenti limitazioni) sottoclasse 3D attribuita alle “Aree caratterizzate dalla presenza sino a profondità comprese tra 8 e 12 metri dal p.c. di terreni a limitata capacità portante: limi e argille soffici, con valori di  $R_p$  misurati inferiori a 10 kg / cmq e caratterizzate nel complesso da condizioni geotecniche sfavorevoli alla fattibilità di futuri interventi edificatori” e per un breve tratto in Classe 2 (fattibilità con modeste limitazioni) sottoclasse 2A attribuite alle “Aree pianeggianti o sub-pianeggianti ascrivibili ai depositi alluvionali di fondovalle del torrente Coppa, del torrente Rile e del Fosso Nuovo Riale San Zeno: stabili, non inondabili e situate a distanza di sicurezza da orli di scarpata di erosione fluviale”. Nello studio geologico del “PGT” è stata definita per tutto il territorio comunale, la pericolosità sismica con un approccio di tipo “qualitativo” utilizzando gli scenari “PSL” indicati nella tabella 1 dell’Allegato 5 alla DGR/XI/2616/2011 sotto riportata. Lo scenario “PSL” per tutto il tratto del rio Rile interessato dai lavori in progetto è **Z2a** “Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti”.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio $H > 10$ m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

## Carta fattibilità geologica



### CLASSE 4B

LA SOTTOCLASSE 4B COMPRENDE:



- I LAGHI ARTIFICIALI E LE RELATIVE SCARPATE;
- LE ARGINATURE PRINCIPALI DEL TORRENTE COPPA;
- UNA FASCIA DI RISPETTO DI 4,00 METRI AL PERIMETRO DI TUTTI I LAGHI ARTIFICIALI MISURATA DAL PIEDE ESTERNO DELLA SCARPATA DI SPONDA (IN CASO DI SPONDA IN RILEVATO) OVVERO DEL CIGLIO SPONDALE;
- UNA FASCIA DI RISPETTO DI 4,00 METRI MISURATA, IN ASSENZA DI ARGINI ARTIFICIALI IN RILEVATO, DALLA SOMMITÀ DELLA SPONDA INCISA DI TUTTI I CORSI D'ACQUA FACENTI PARTE DEL RETICOLO IDRICO MINORE, COSÌ COME DEFINITO AI SENSI DELLA D.G.R. 25.01.02 N°77868 E DELLA D.G.R. N°713950.

### CLASSE 3D



AREE IN CUI SONO PRESENTI DISSESTI FRANOSI STABILIZZATI (FS). AREE CARATTERIZZATE DALLA PRESENZA SINO A PROFONDITÀ COMPRESA TRA 8 E 12 METRI DAL P.C. DI TERRENI A LIMITATA CAPACITÀ PORTANTE: LIMI E ARGILLE SOFFICI, CON VALORI DI  $R_p$  MISURATI INFERIORI A 10 Kg / cmq E CARATTERIZZATE NEL COMPLESSO DA CONDIZIONI GEOTECNICHE SFAVOREVOLI ALLA FATTIBILITÀ DI FUTURI INTERVENTI EDIFICATORI.

### CLASSE 2A

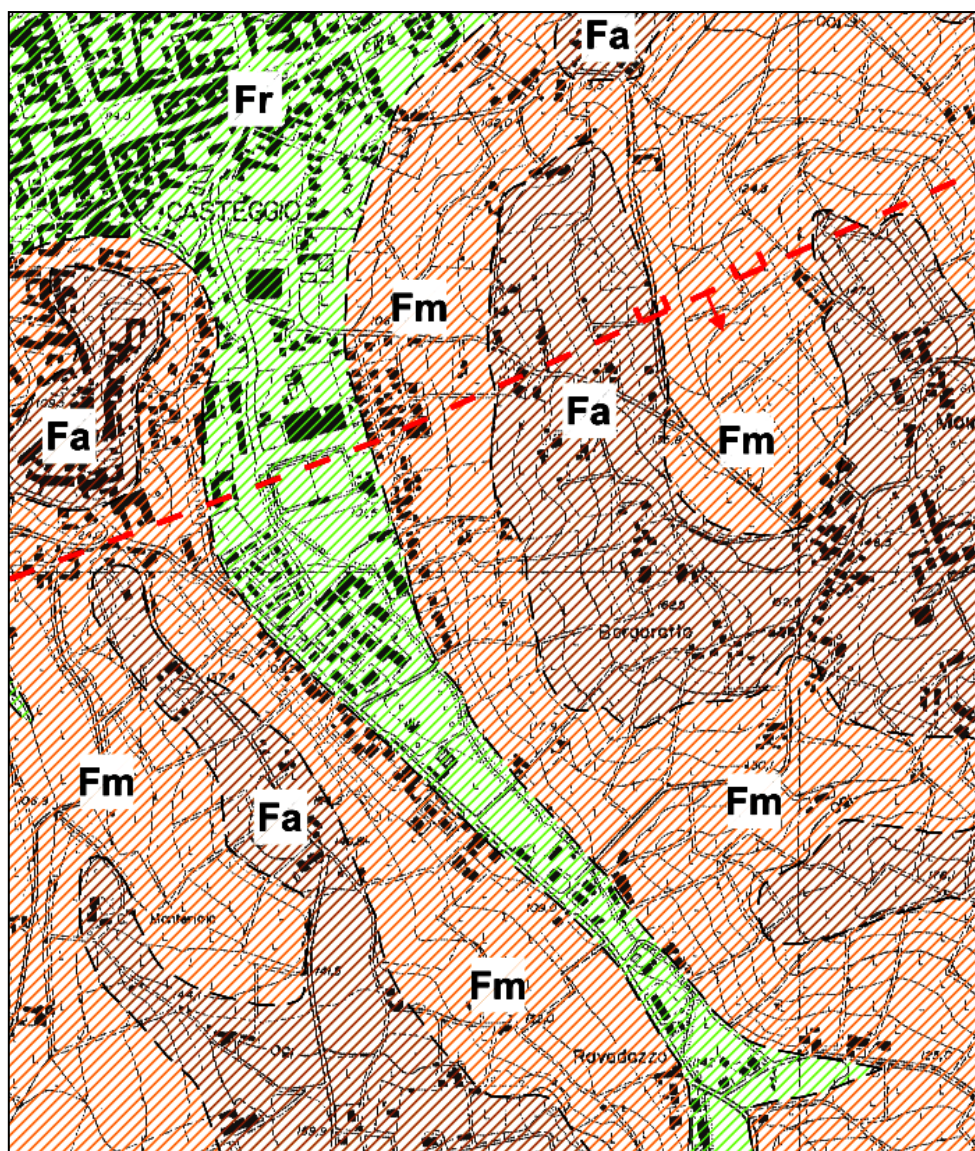


VERSANTI COLLINARI STABILI NON INTERESSATI DA FENOMENI DI DISSESTO IDROGEOLOGICO, MODELLATI ALL'INTERNO DI FORMAZIONI CONTINENTALI O MARINE, CRINALI MORFOLOGICI, RIPIANI TERRAZZATI DA SUB-PIANEGGIANTI A PIANEGGIANTI, PENDII POCO ACCLIVI, CARATTERIZZATI DA PENDENZE DA BASSE A MEDIE ( $10^\circ < \alpha < 30^\circ$ ). AREE PIANEGGIANTI O SUB-PIANEGGIANTI ASCRIVIBILI AI DEPOSITI ALLUVIONALI DI FONDOVALLE DEL TORRENTE COPPA, DEL TORRENTE RILE E DEL FOSSO NUOVO RIALE SAN ZENO: STABILI, NON INONDABILI E SITUATE A DISTANZA DI SICUREZZA DA ORLI DI SCARPATA DI EROSIONE FLUVIALE. AREE PIANEGGIANTI O SUB-PIANEGGIANTI ASCRIVIBILI AL "LIVELLO FONDAMENTALE DELLA PIANURA PADANA" O PIANO GENERALE TERRAZZATO (DEPOSITI ALLUVIONALI DEL FLUVIALE RECENTE), COMPREDENTI PARTE DEL CONOIDE ALLUVIONALE DEL TORRENTE COPPA E PARTE DEL RELATIVO DOSSO FLUVIALE, NELLA ZONA A NORD DELLA TANGENZIALE DI CASTEGGIO. STABILI, NON INONDABILI.



### 3. MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geologico il Rio Rile è impostato nei depositi alluvionali quaternari indicati come “*Fluviale Recente*” Fr nella Carta geologica della “Componente geologica” del Piano di Governo del Territorio comunale di Casteggio “PGT” (area colore verde nella figura sottostante). I suddetti depositi sono costituiti, nella porzione più superficiale (alveo attivo) essenzialmente da terreni a “*grana fine*” limosi argillosi.



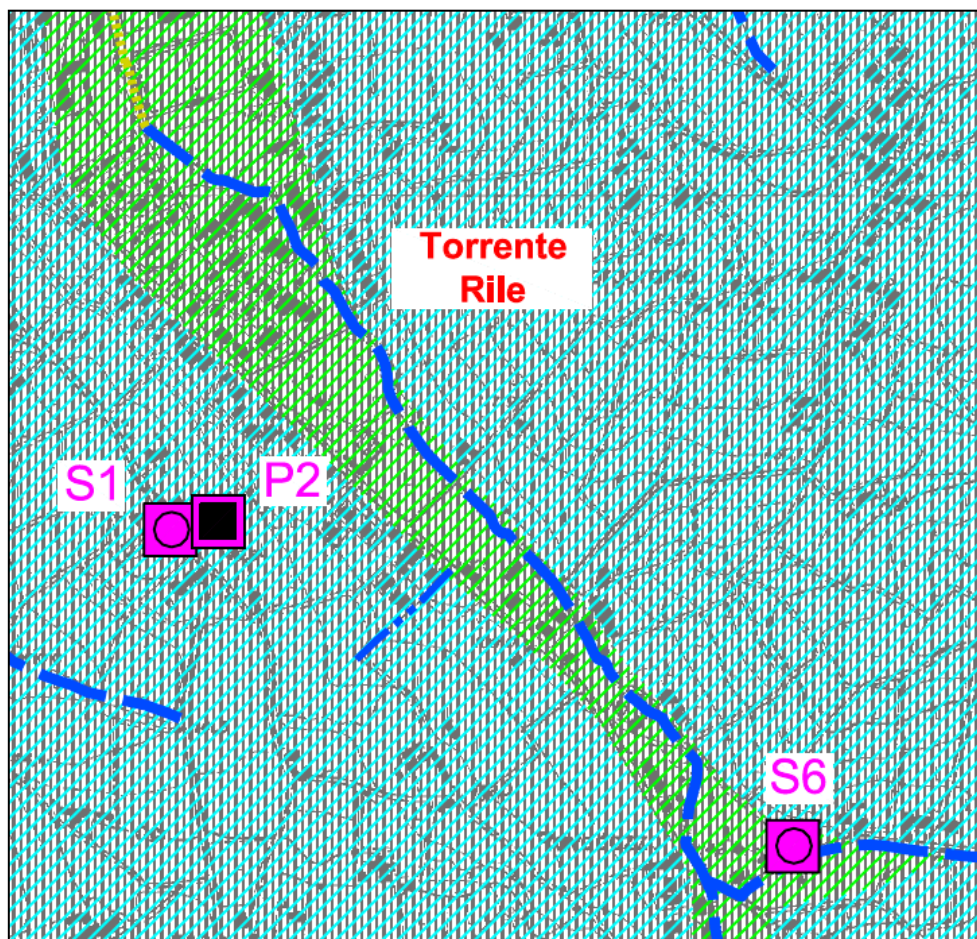
**FLUVIALE RECENTE** (*Pleistocene superiore-Wurm*)

QUESTI DEPOSITI COSTITUISCONO LA “SUPERFICIE PRINCIPALE DELLA PIANURA PADANA” A SUD DEL PO, O PIANO GENERALE TERRAZZATO (P.G.T.).

RISULTANO COSTITUITI DA DEPOSITI DI ETÀ DIVERSA, DIFFICILMENTE SEPARABILI TRA LORO SIA DAL PUNTO DI VISTA MORFOLOGICO CHE LITOLOGICO. SONO DATI DA ARGILLE E LIMI PREVALENTI ALLA SOMMITÀ DELLA SUCCSSIONE (“LIMI DI STANCA”), LIMI SABBIOSI, SABBIE POCO ALTERATE, LOCALMENTE GHIAIE E CIOTTOLI CON ALTERAZIONE NOTEVOLE.



Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, nella componente geologica del “PGT”, viene indicata per la zona di fondovalle del rio Rile, una permeabilità “medio-bassa” e grado di protezione idrogeologica dell’acquifero sfruttato ad uso idropotabile al di fuori delle aree urbane (U) “medio”. Considerando che la successione litostratigrafica tipo è rappresentata da terreni limosi argillosi poco permeabile con intercalazioni discontinue di strati limosi sabbiosi anche con ciottoli/ghiaia, con spessore molto variabile che si appoggiano sul substrato marino impermeabile, negli intervalli poroso-permeabili limosi-sabbiosi-ghiaiosi, è presente una falda acquifera di modesta entità.

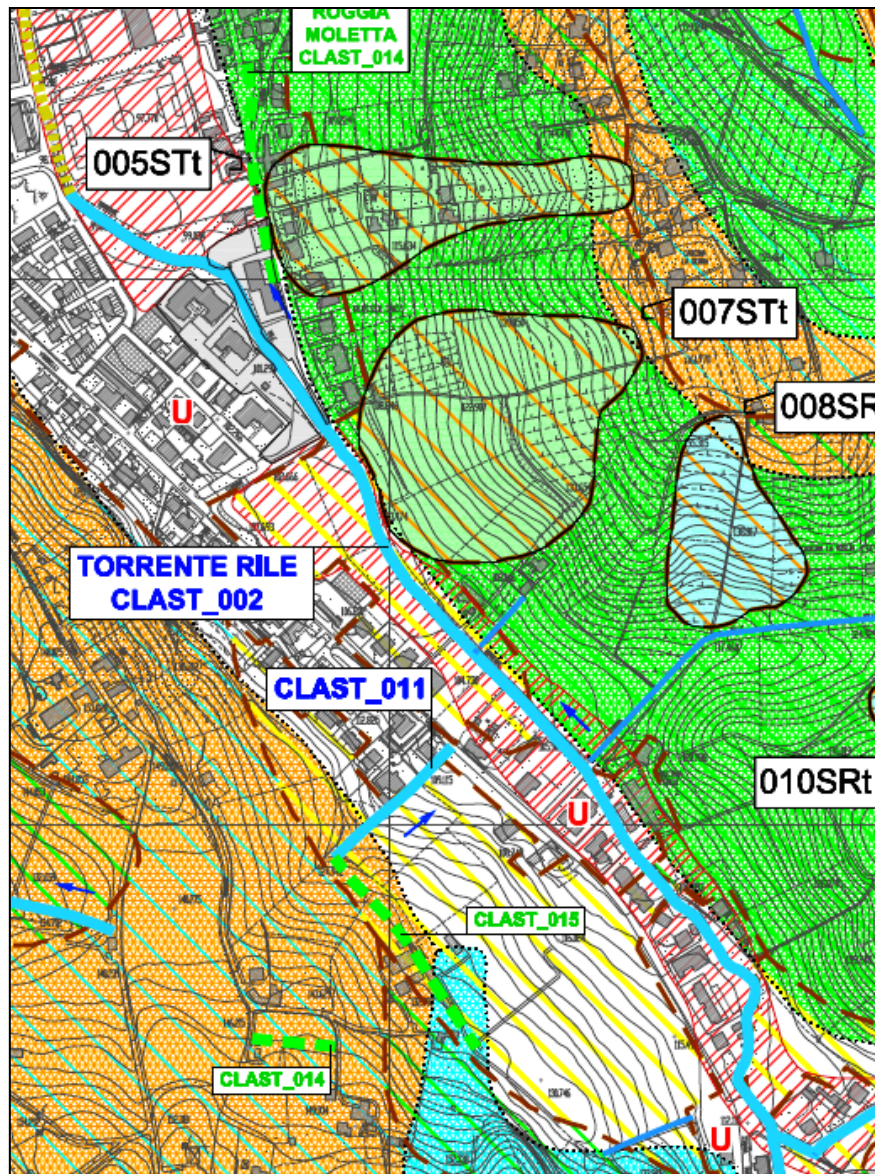
**PERMEABILITA'****MEDIO-BASSA**

Marne di Monte Lumello, Marne di Monte Piano.  
La quasi totalità dei depositi ascrivibili al fluviale Recente.

**BASSA O NULLA**

Argille di Lugagnano; formazione della Marne di Sant'Agata Fossili; Mèlange di Baiso (Complesso Indifferenziato). Presenza di un substrato a dominante argilloso - marnoso poco permeabile o praticamente impermeabile, in cui è particolarmente sviluppato il dissesto idrogeologico.  
Deposit continentali del fluviale Medio e del fluviale Antico.





AREE CARATTERIZZATE DALLA PRESENZA SINO A PROFONDITA' COMPRESA TRA 8 E 12 METRI DAL P.C. DI TERRENI A LIMITATA CAPACITA' PORTANTE: LIMI E ARGILLE SOFFICI, CON VALORI DI RP MISURATI INFERIORI A 10 Kg / cmq

**GRADO DI PROTEZIONE IDROGEOLOGICA**  
**DELL'ACQUIFERO SFRUTTATO AD USO IDROPOTABILE (SETTORE PIANEGGIANTE)**  
**E DI QUELLO SUPERFICIALE (SETTORE COLLINARE)**



**GRADO DI PROTEZIONE MEDIO**

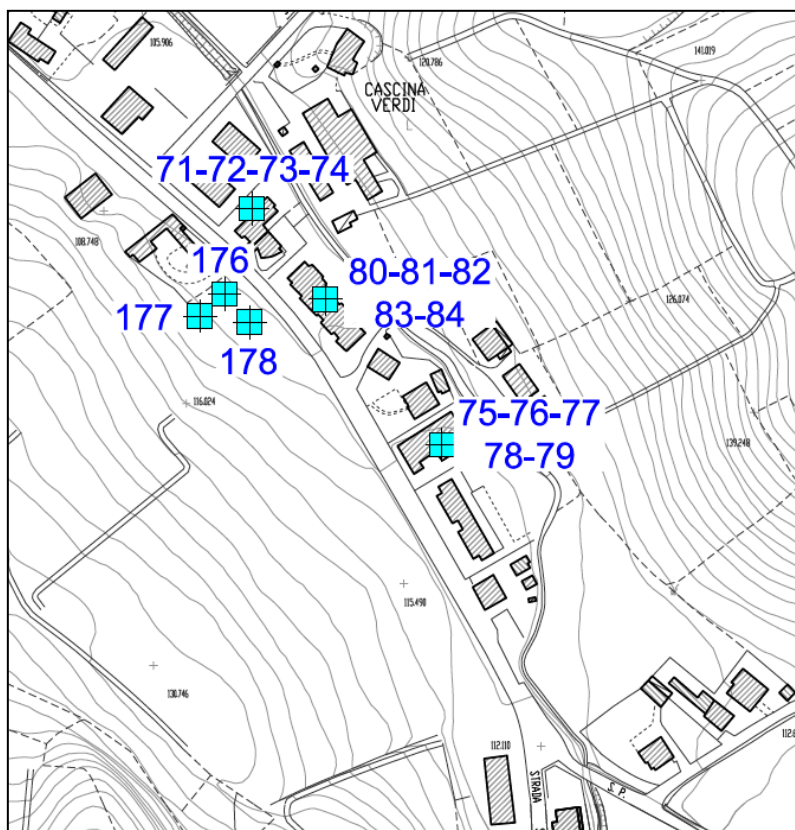
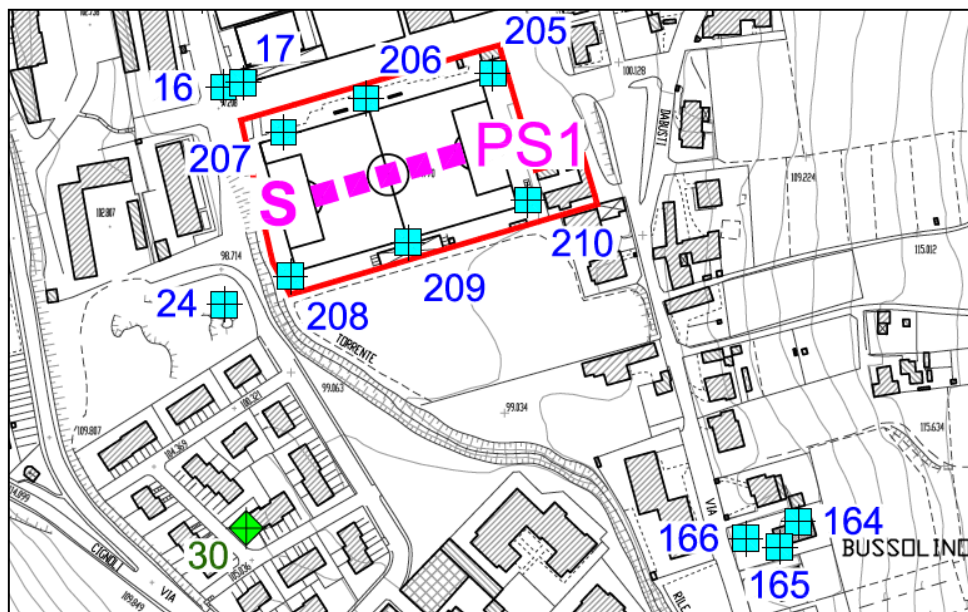
Coltre eluvio - colluviale associata alla formazione Gessoso - Scalfiera a media permeabilità. Settori pianeggianti (fluviale Recente) con coltre di copertura semipermeabile associata alla presenza a ridotta profondità di orizzonti mediamente permeabili, dati da sabbie limose o limose - argillose. Settori collinari (fluviale Medio e Antico) con coltre di copertura semipermeabile. Superfici antiche e ondulate poste a diretto contatto con la parte collinare appenninica. Aree di fondovalle del torrente Rile e del fosso Nuovo Rile San Zeno. Corrispondenti alle Unità Cartografiche n°15 e n°16 della Tav.2 "Carta Pedologica".



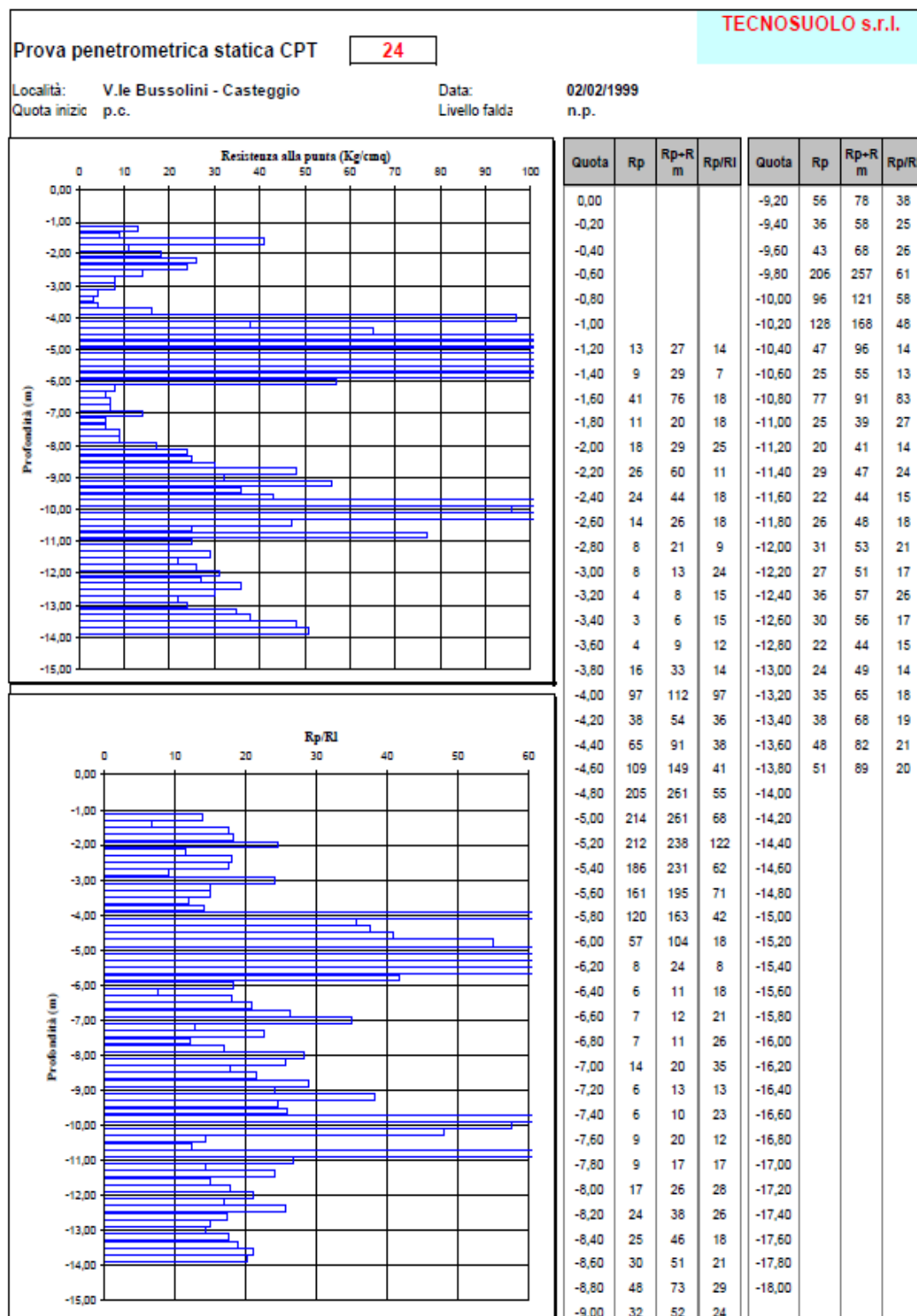
**AREE URBANE**

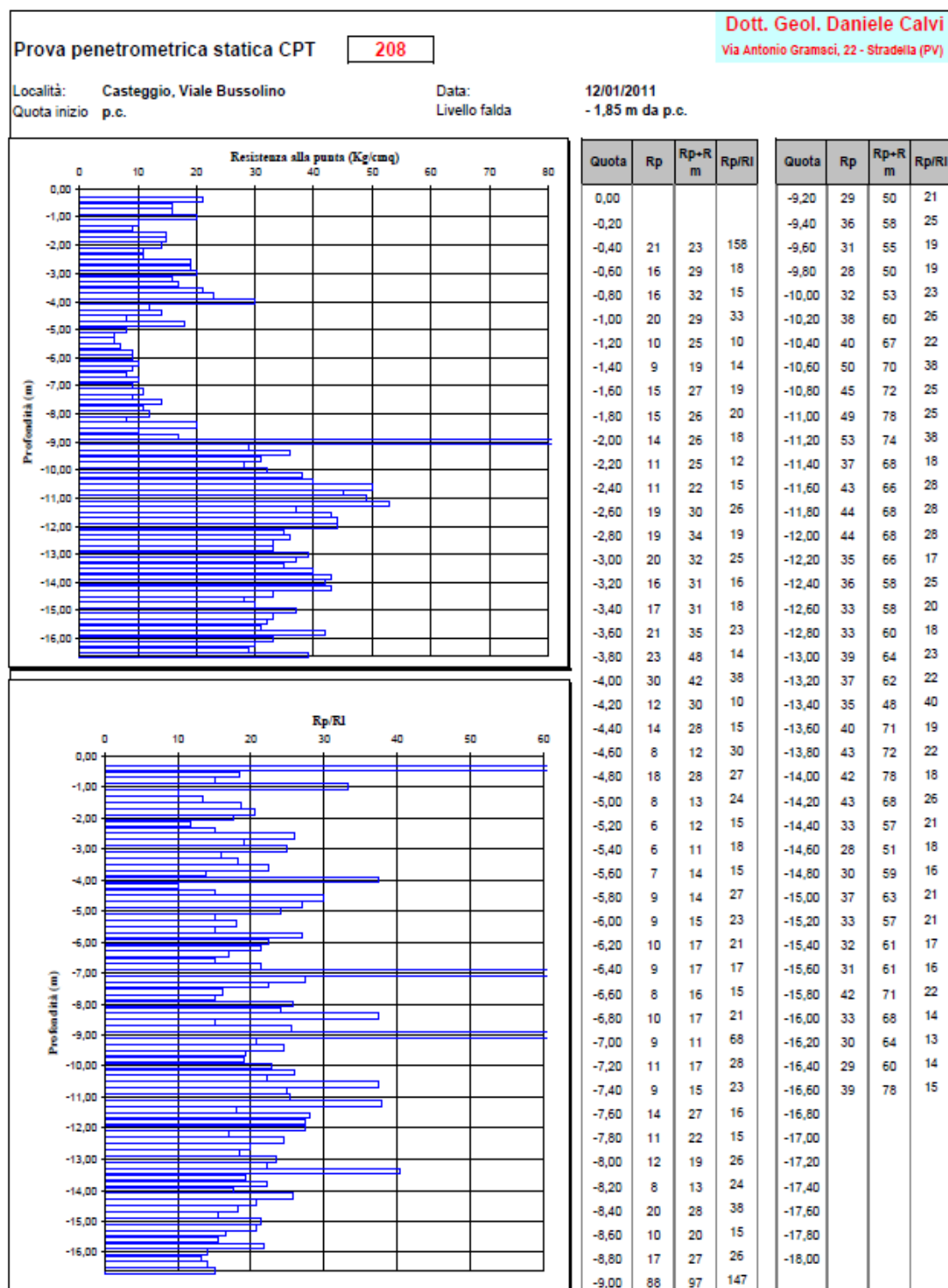
#### 4. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT E PROVA SISMICA DI RIFERIMENTO

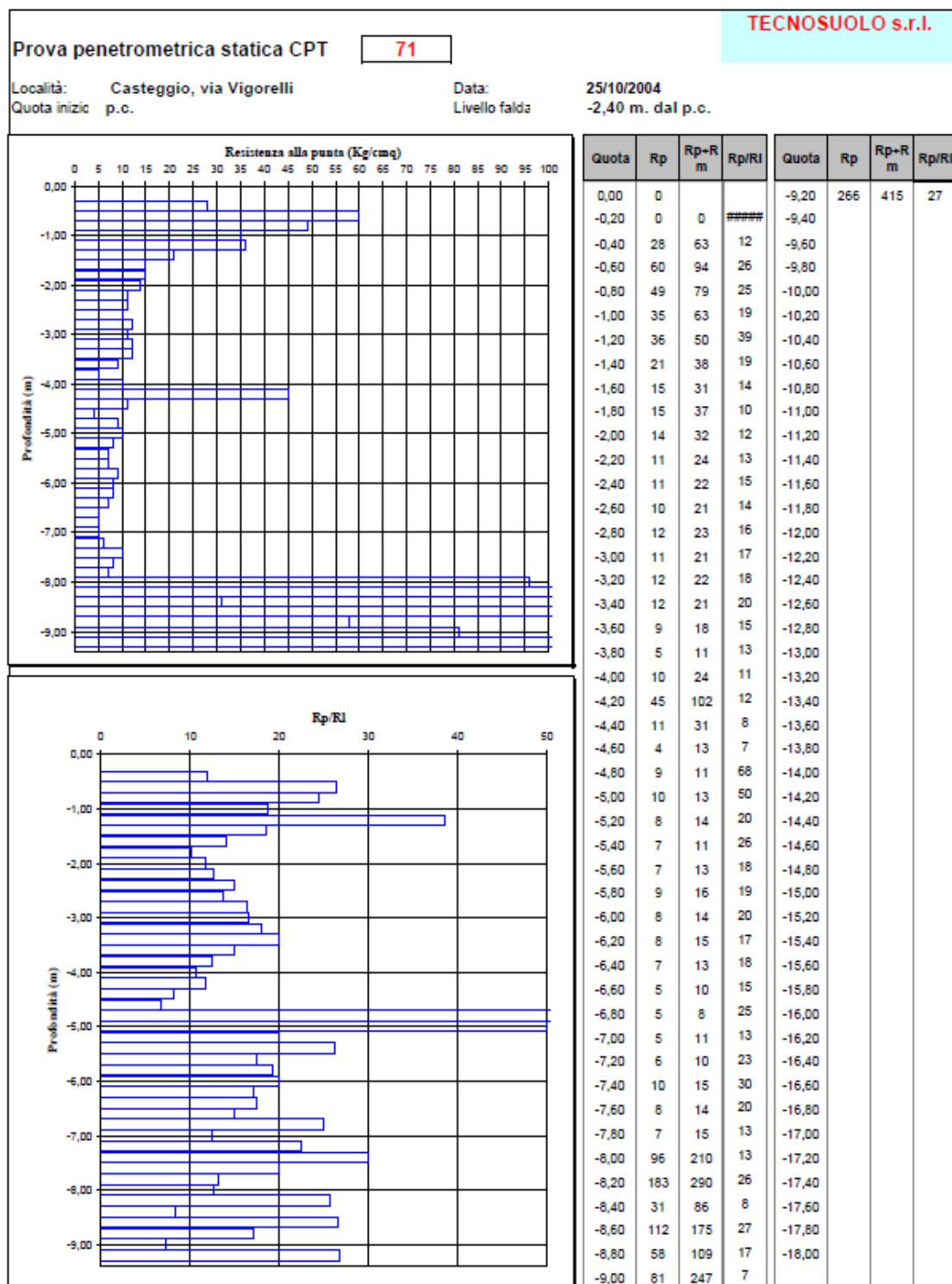
Si riportano di seguito l'ubicazione e i grafici della resistenza alla punta  $q_c$  ( $R_p$ ) delle prove penetrometriche statiche CPT (*Cone Penetration Test*) di riferimento.

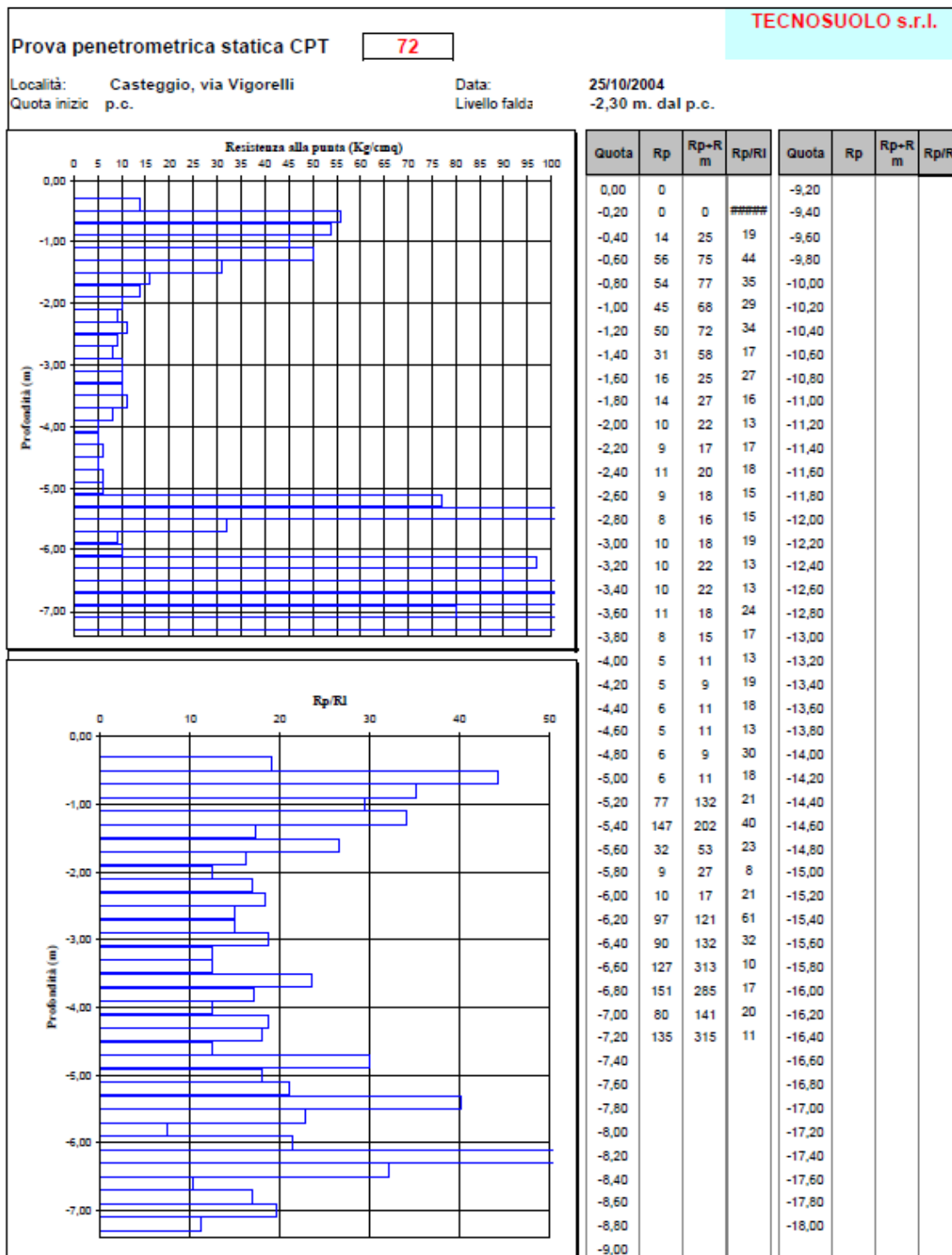




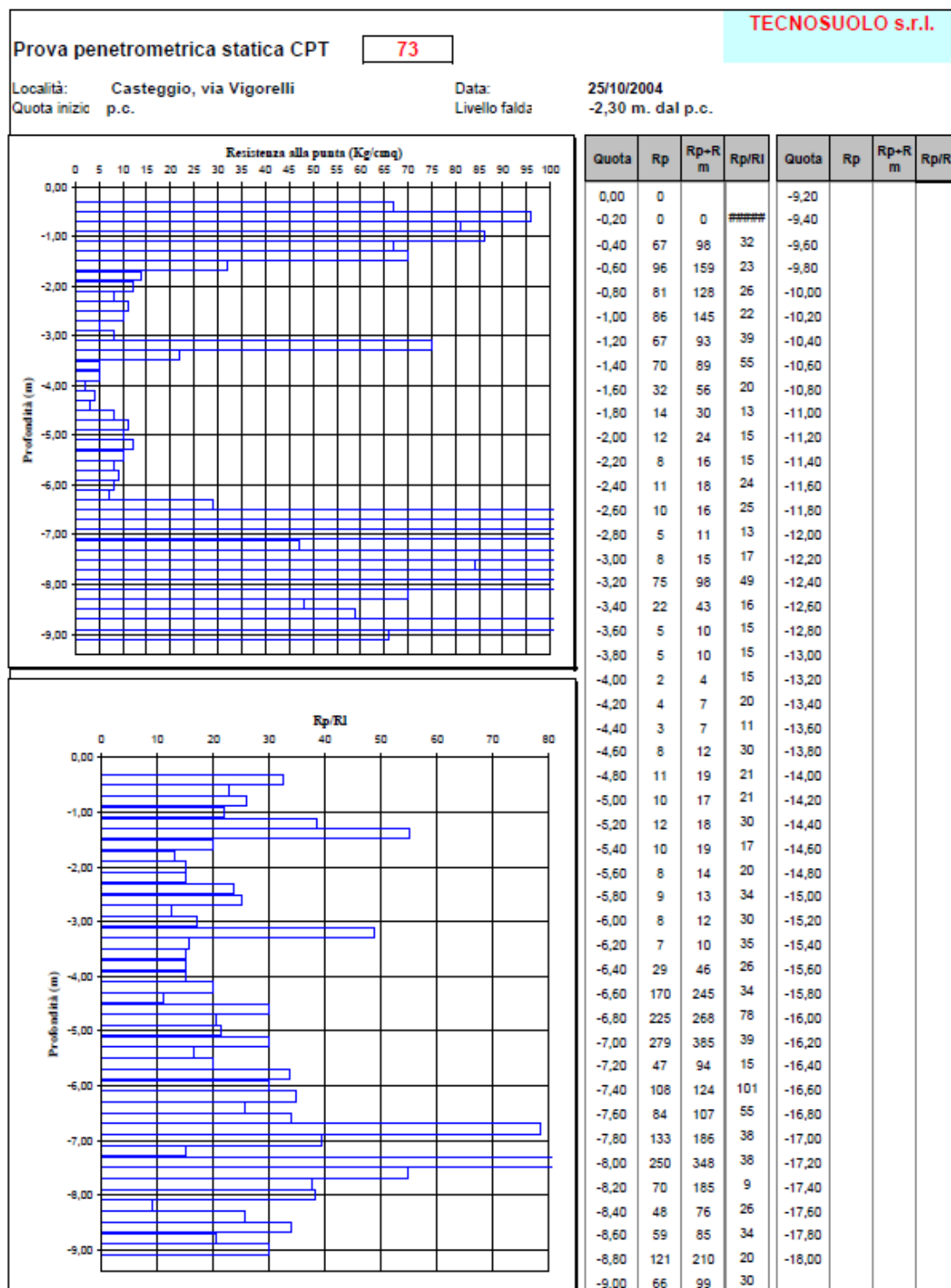


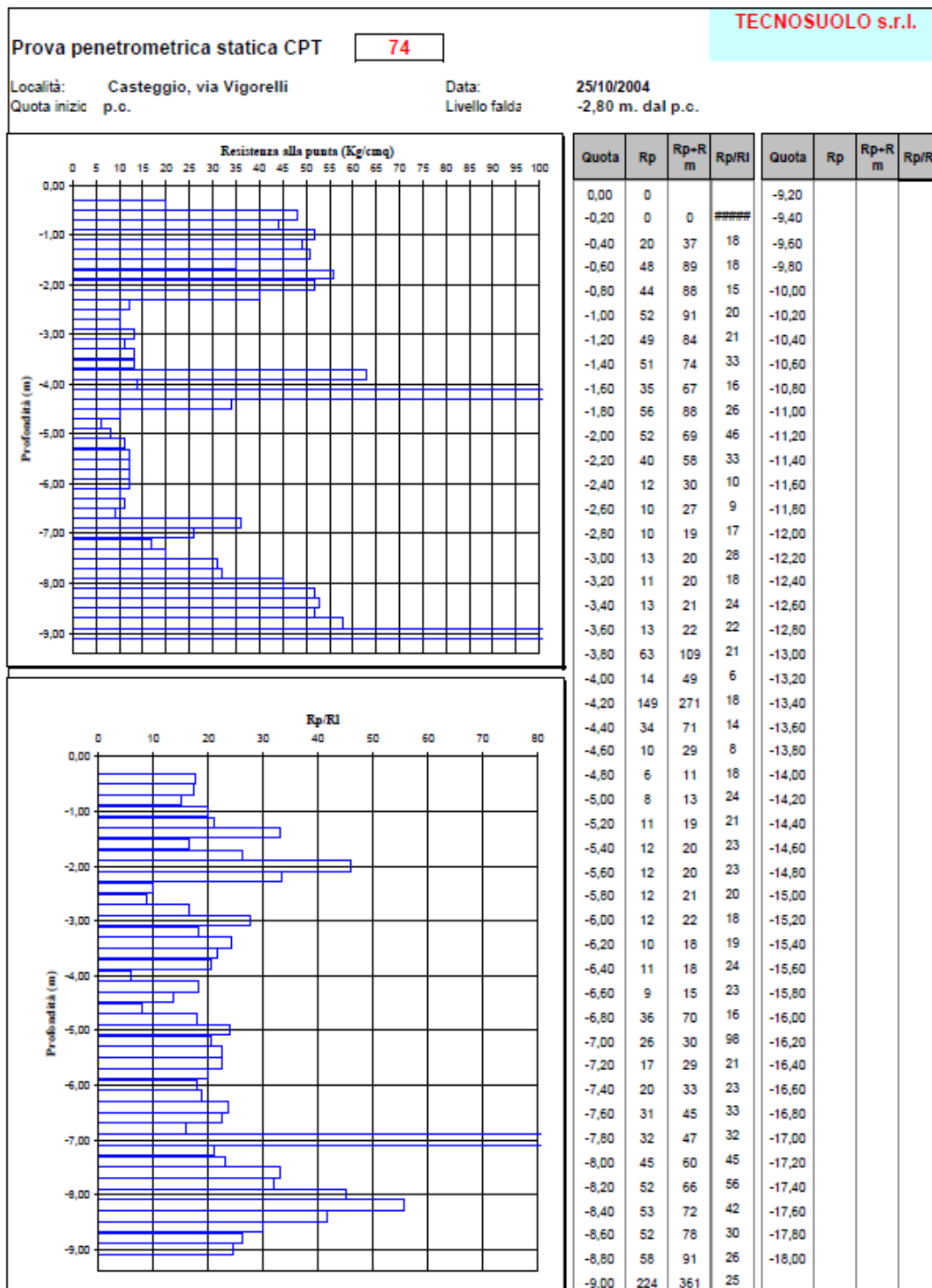


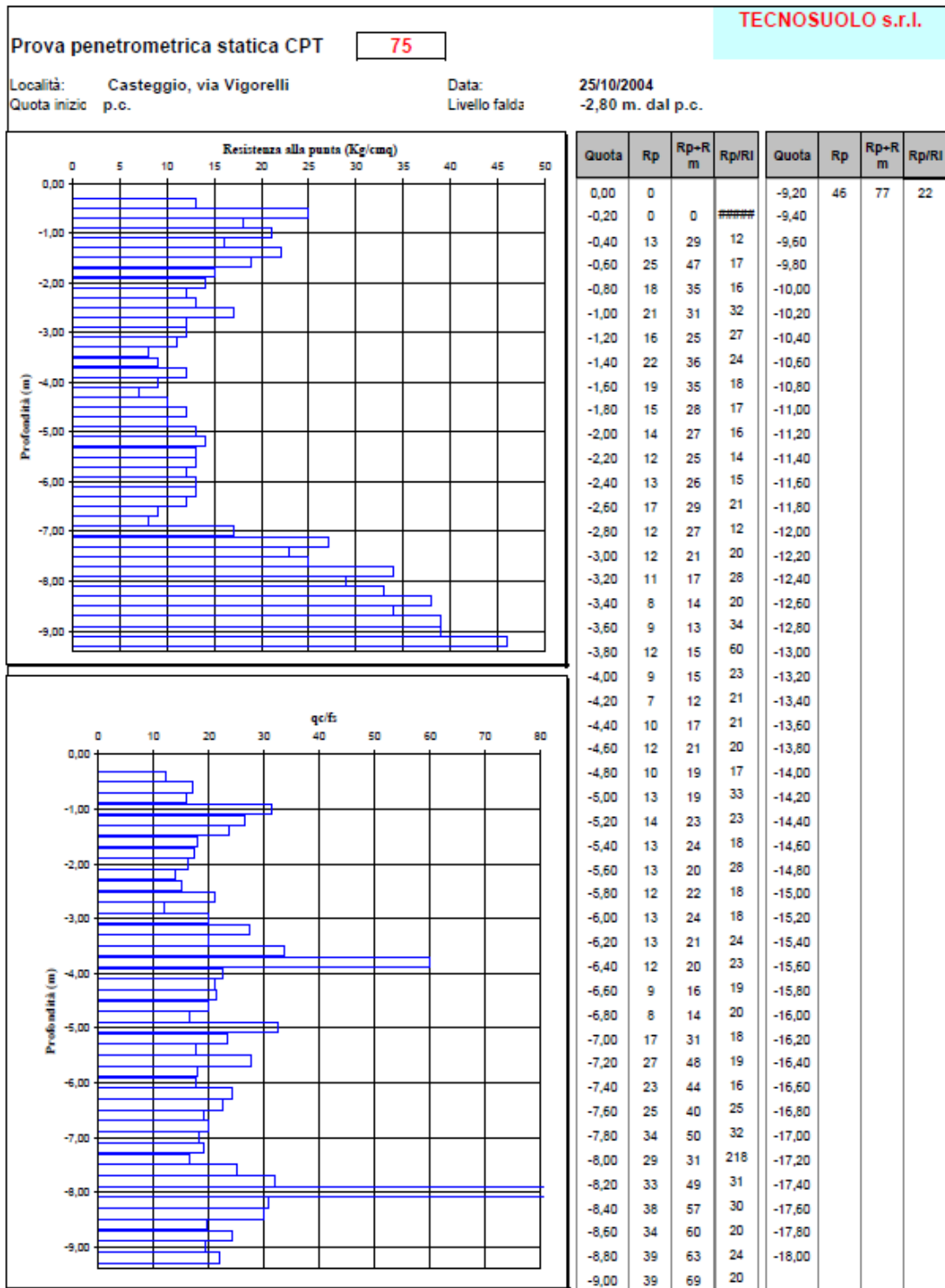


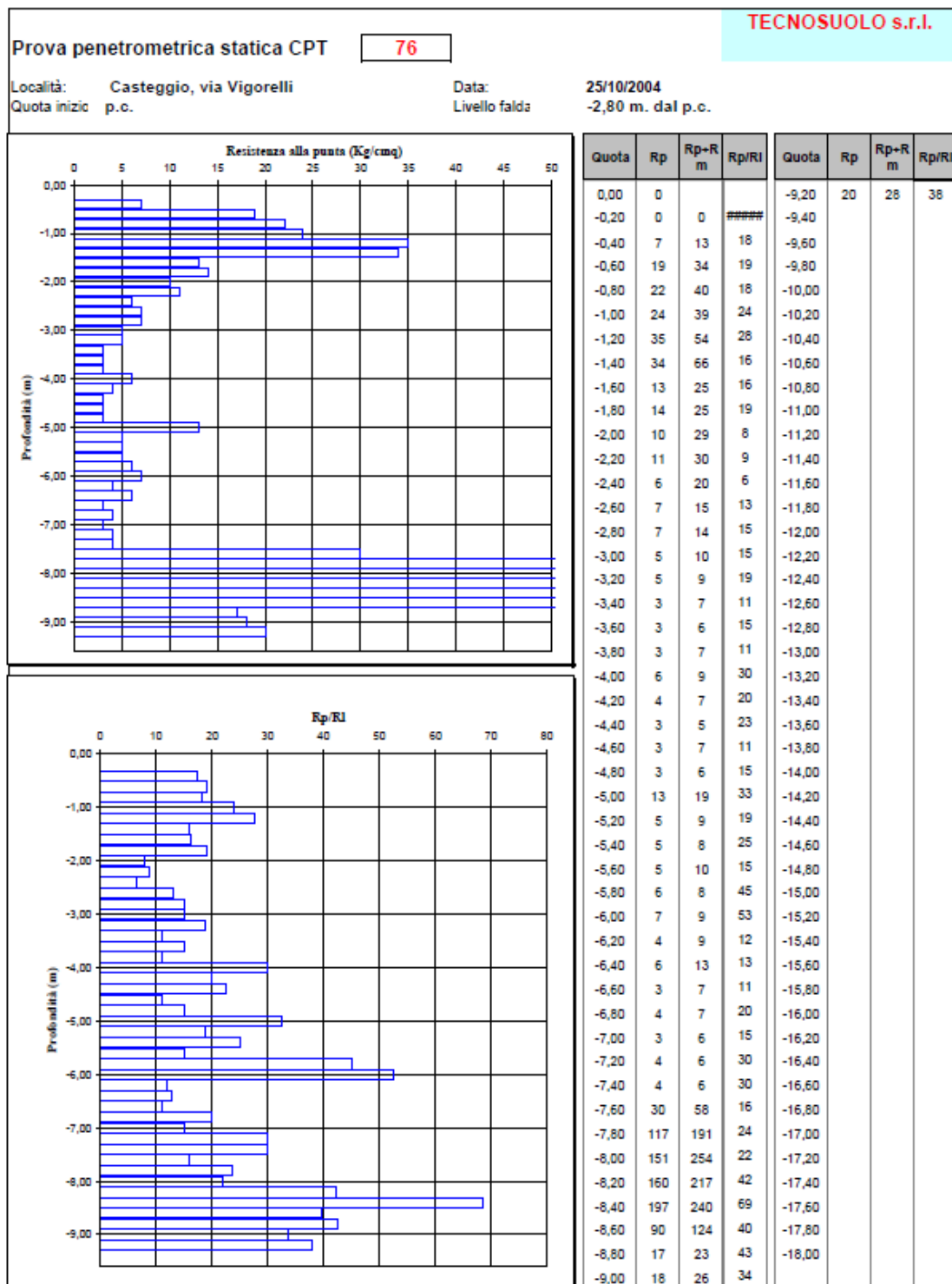




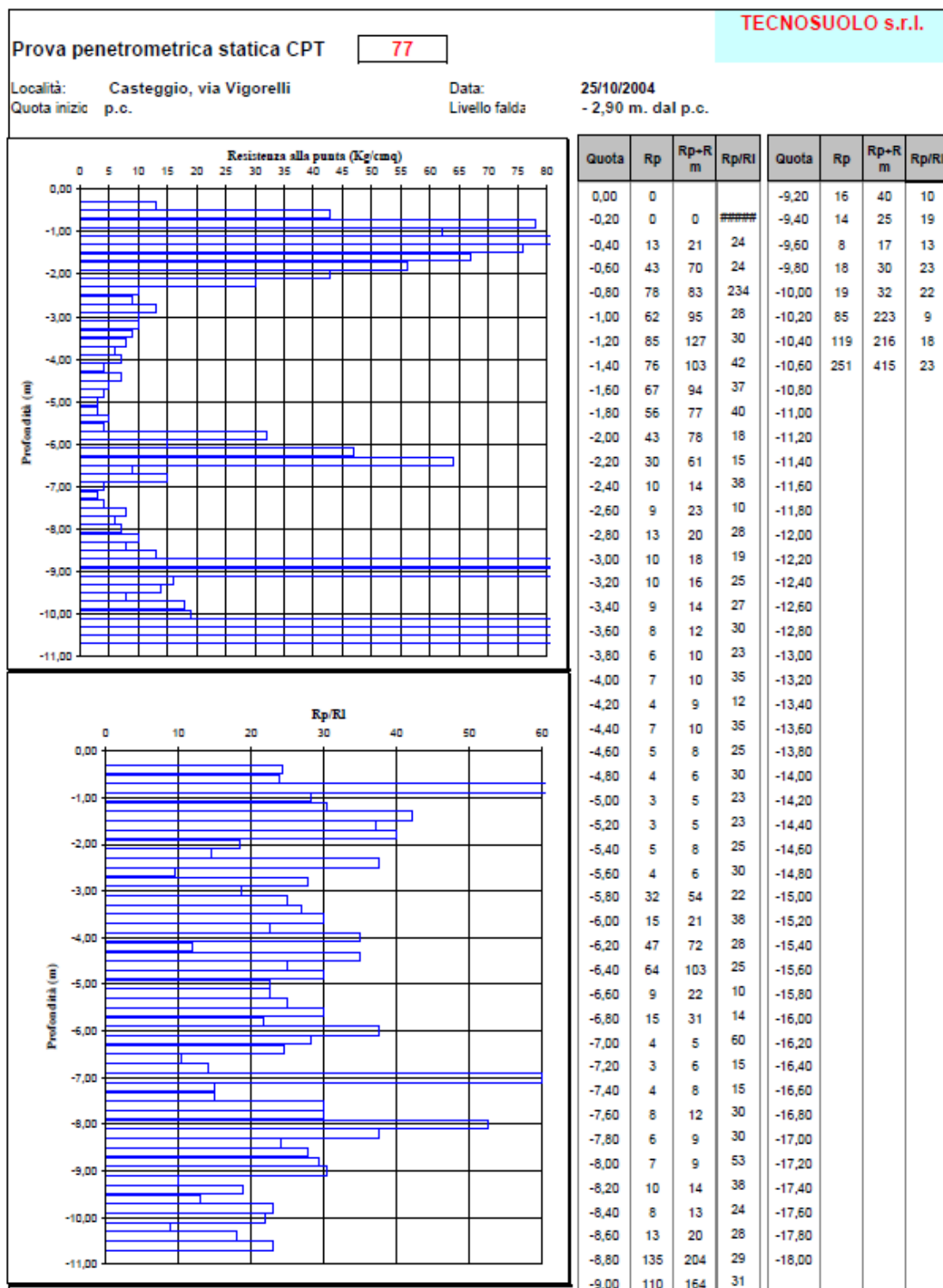


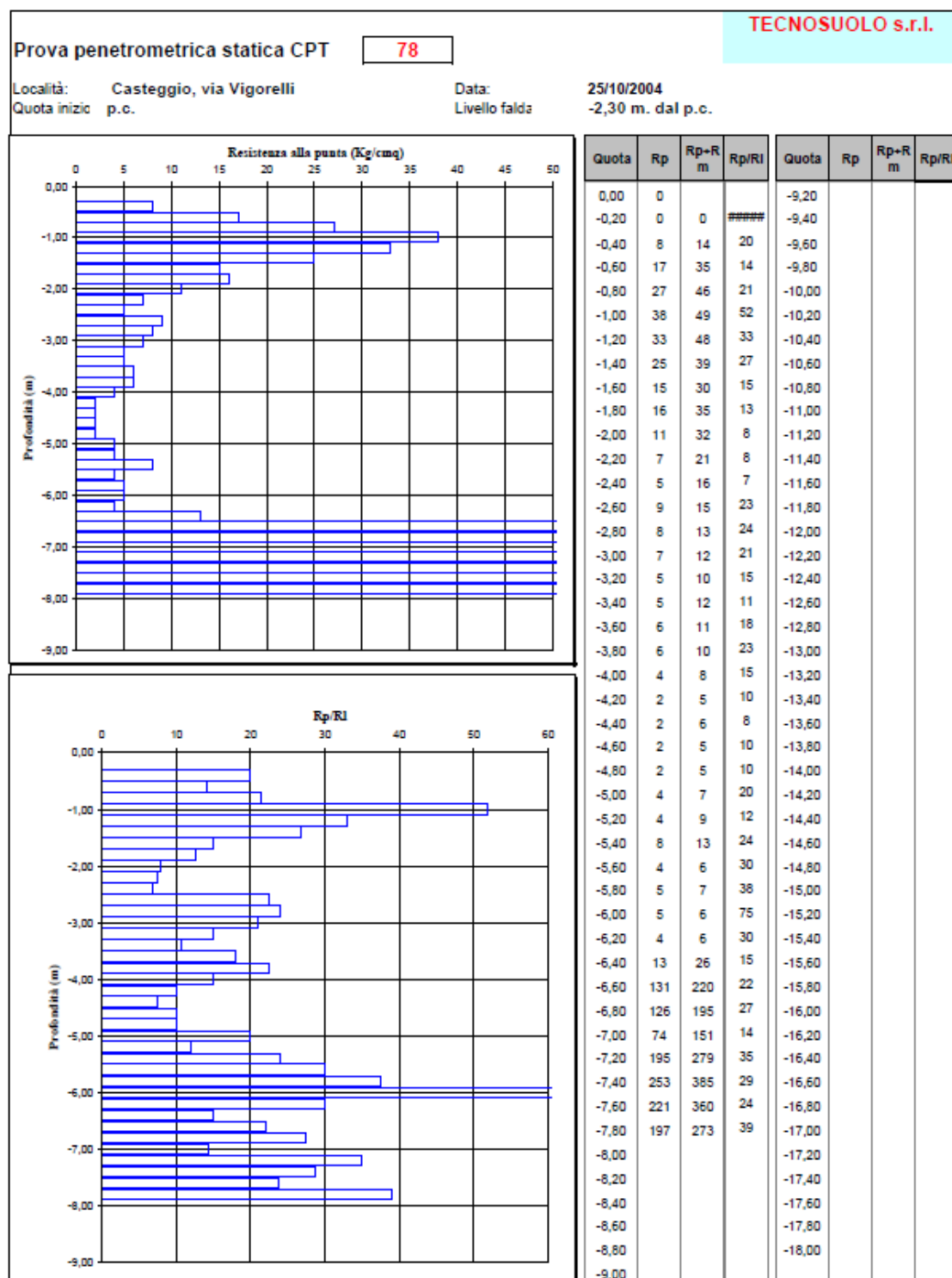


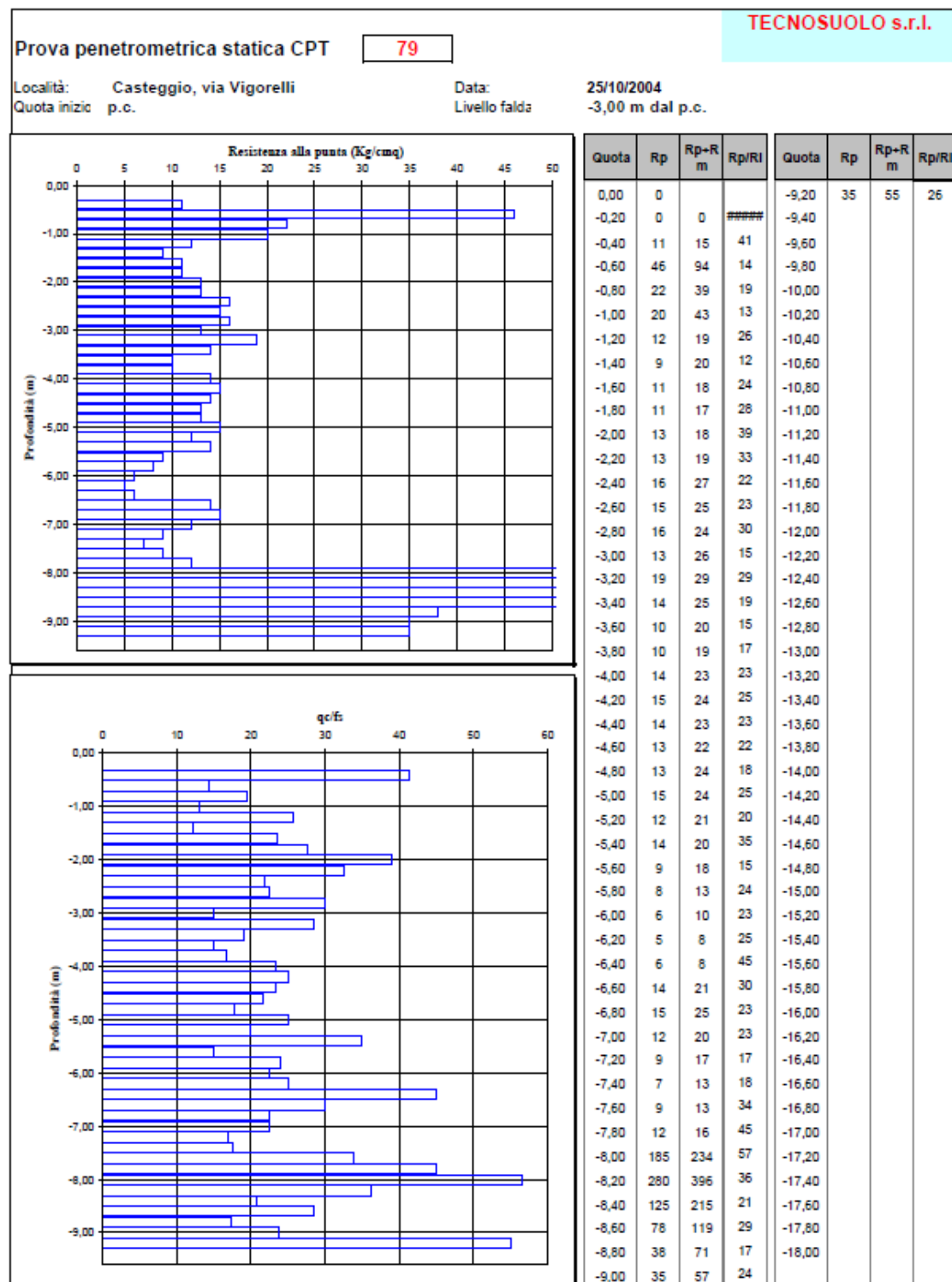


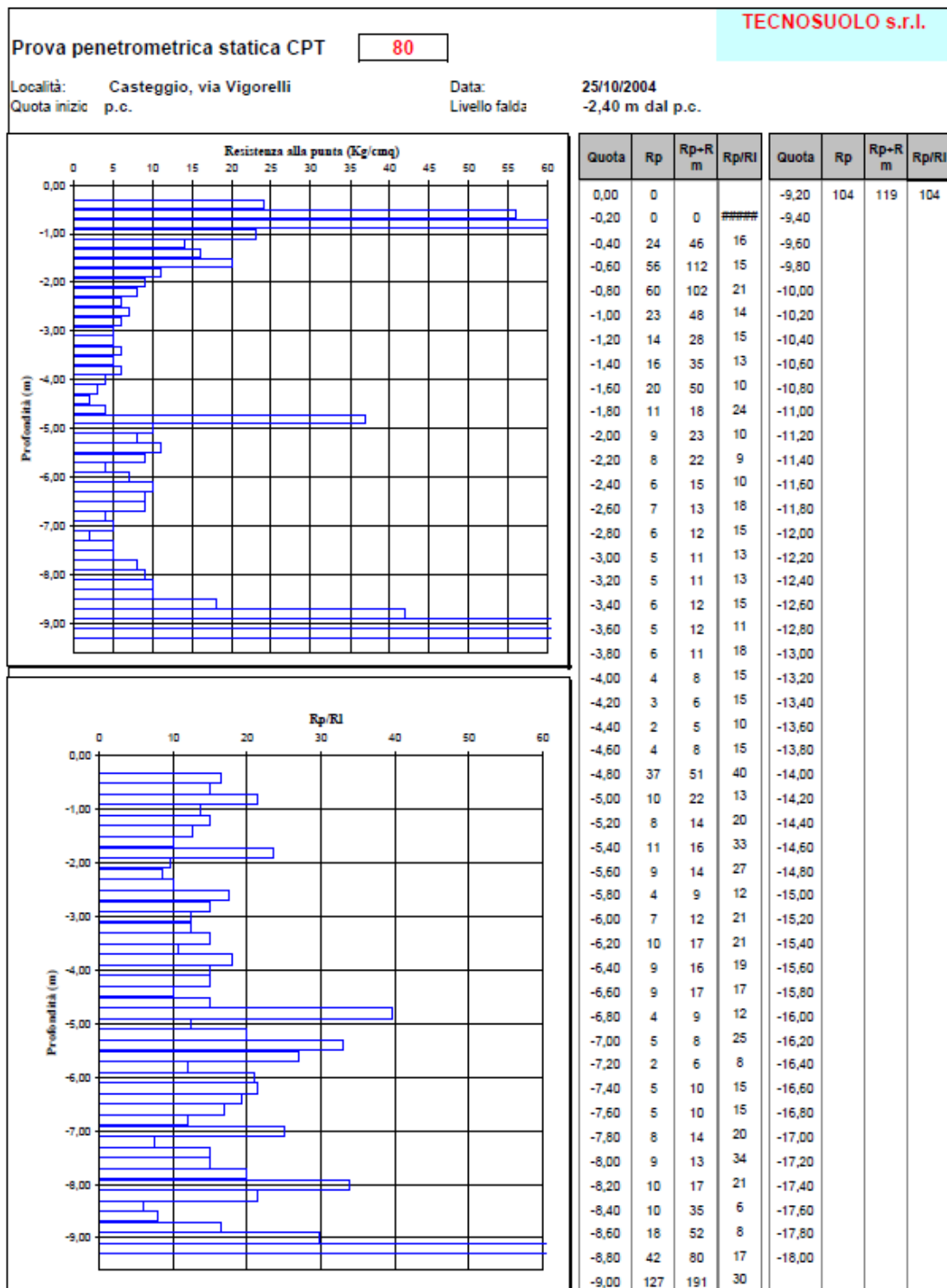




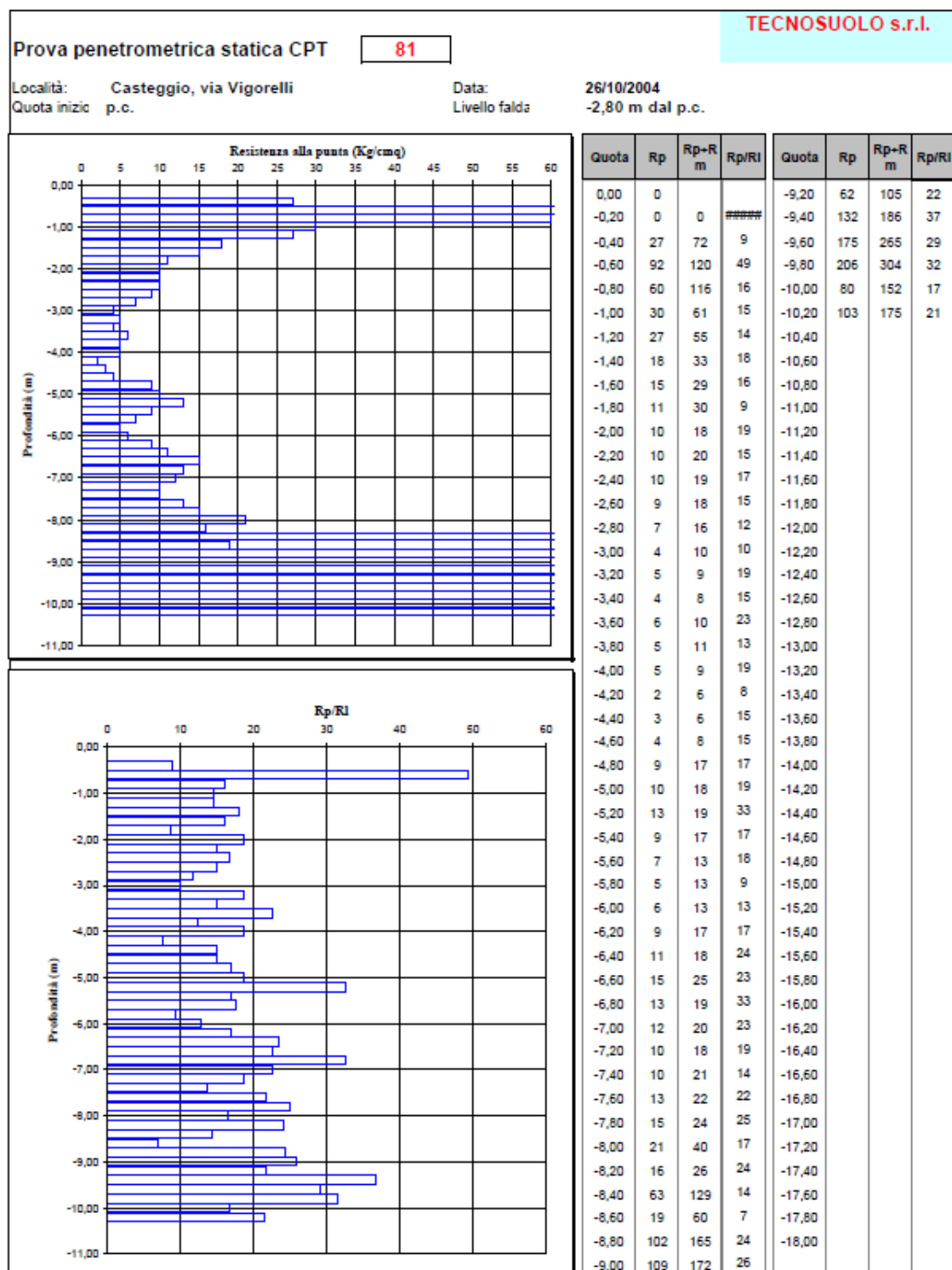


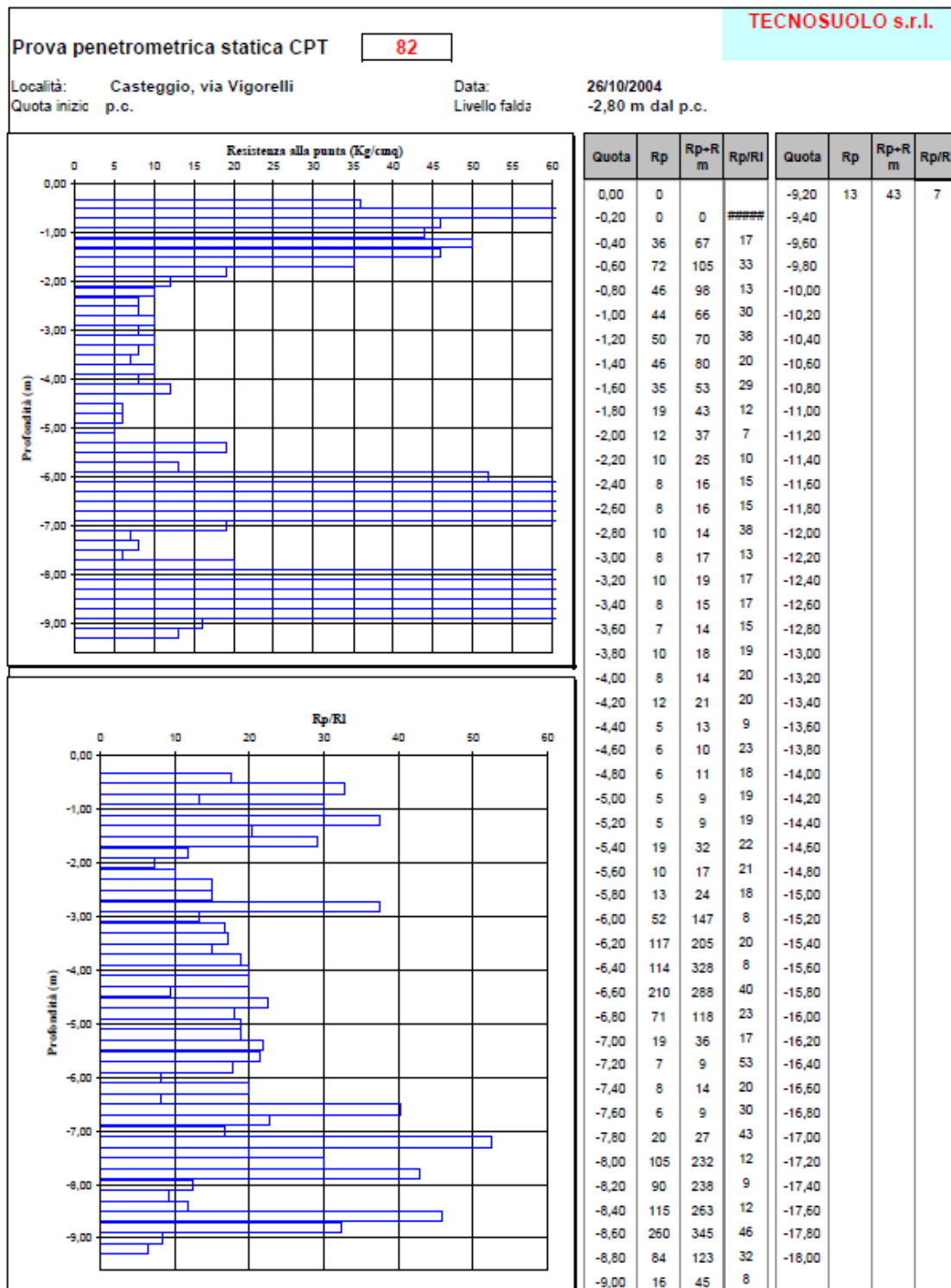


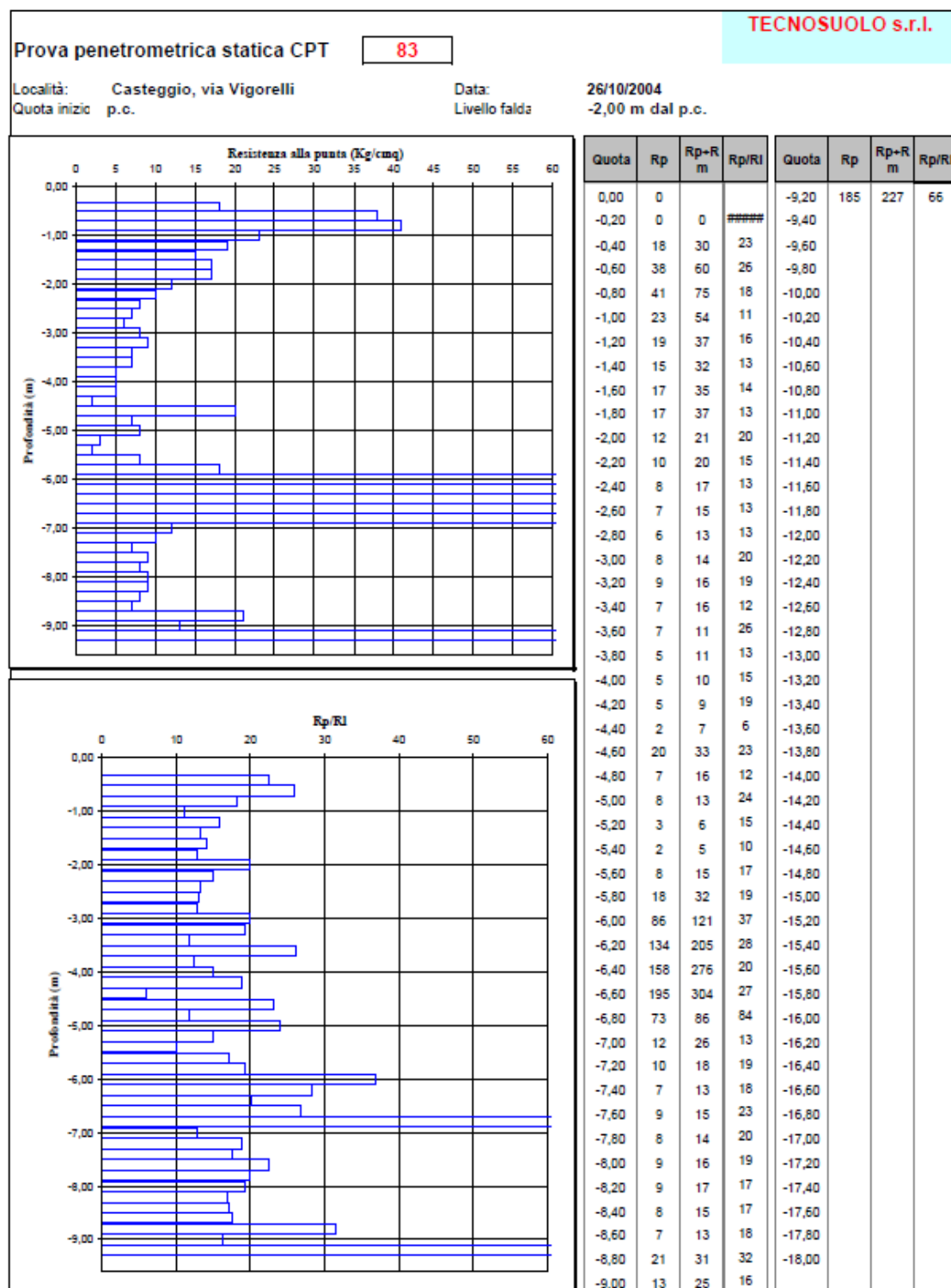


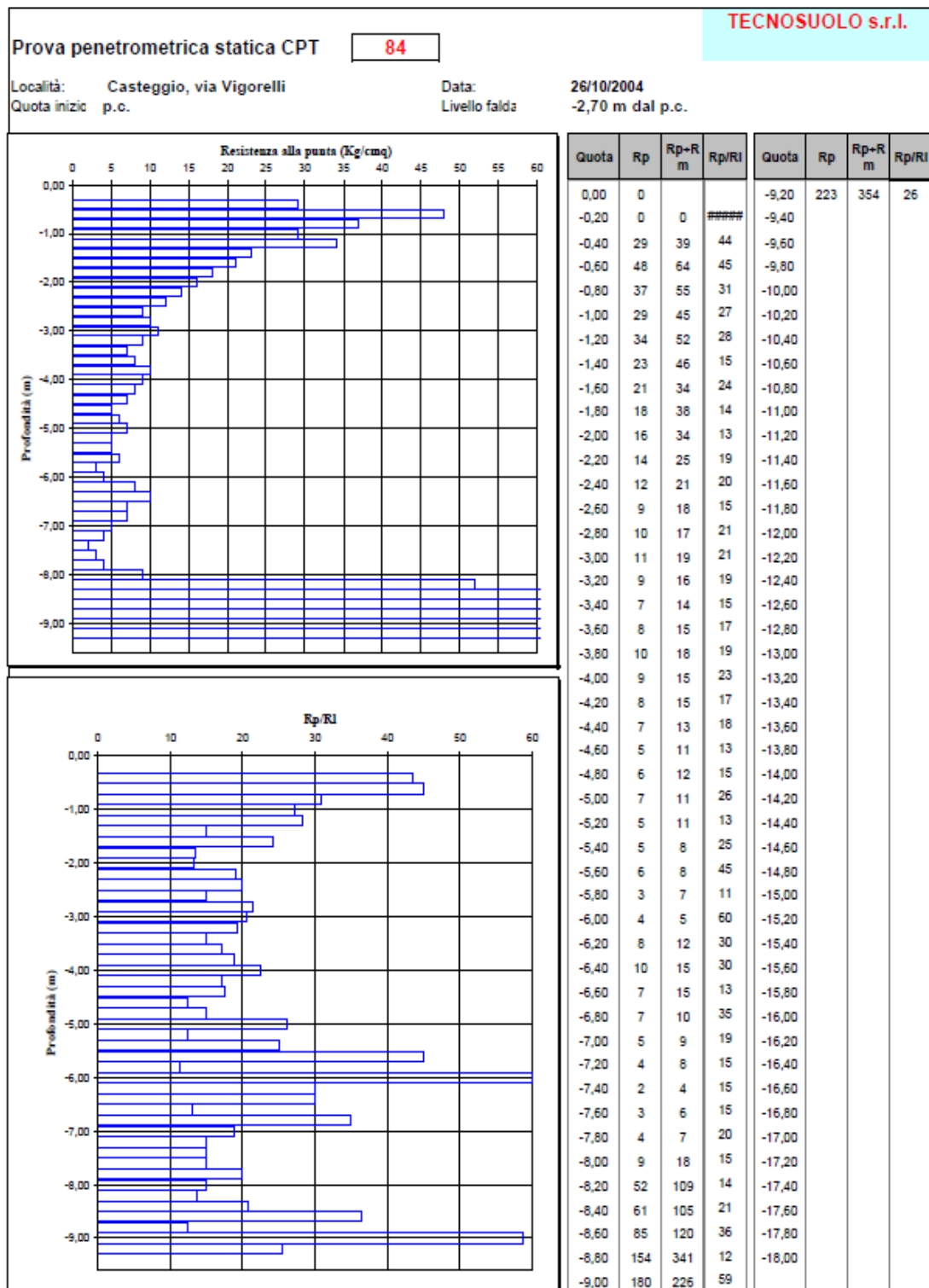




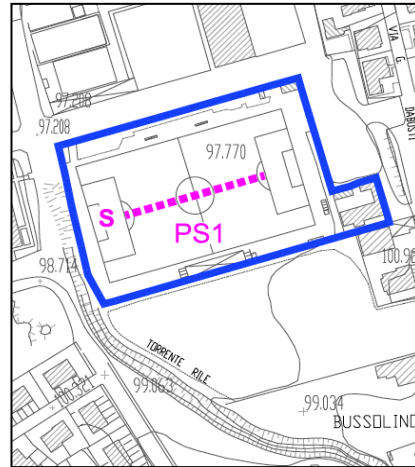




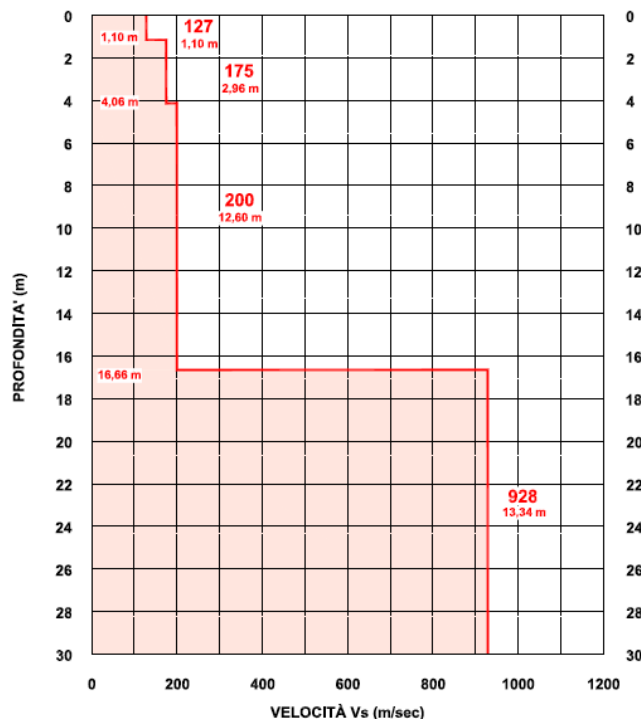




Nell'ambito dell'aggiornamento 2016 della componente geologica del PGT sono state eseguite in diverse zone del territorio comunale specifiche prove sismiche "MASW". Per la caratterizzazione del fondovalle del rio Rile si è presa come riferimento la prova "PS1" eseguita in corrispondenza del campo da calcio di Via Bussolino nella formazione geologica del "Fluviale recente".



I dati sismici acquisiti con la prova "MASW" ed elaborati, hanno consentito di determinare il profilo di velocità delle onde di taglio "S" fino a 30 m dal p.c. sotto riportato.



La definizione della categoria di sottosuolo (A, B, C, ecc.), che permette l'utilizzo dell'approccio semplificato ai sensi delle NTC, si compie in base alle caratteristiche litostratigrafiche e ai valori della velocità equivalente  $V_{s,eq}$  di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  fino alla profondità del "substrato sismico" definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec.



Per depositi con profondità del “*substrato sismico*” superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ovvero considerando le proprietà degli strati di terreno fino a 30 m di profondità. Avendo individuato il “*substrato sismico*” a 16,66 m di profondità, la categoria di sottosuolo è stata definita con la seguente relazione

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti fino 16,66 m di profondità. Utilizzando la formula sopra riportata e poiché le NTC stabiliscono che per fondazioni dirette la classificazione deve riguardare i terreni al di sotto del piano di posa della fondazione, prevedendo una quota di imposta minima dei muri di sostegno a 1 m di profondità dal p.c., il valore  $V_{S,eq}$  è il seguente

$$V_{S,eq} = 208 \text{ m/sec}$$

Visto il valore  $V_{S,eq}$  con riferimento alla Tab. 3.2.II delle NTC, il sottosuolo del sito in esame è classificato di **Categoria E** “*terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D con profondità del substrato non superiore a 30 m*”.

Utilizzando tale prova è stata eseguita l’analisi del 2° Livello dell’Allegato 5 della DGR 2616/2011 che permette di valutare gli effetti di amplificazione sismica di tipo litologico (stratigrafico) tramite l’utilizzo di opportune schede di valutazione litologica e ricavare il **fattore di amplificazione del sito “Fa”**. Il valore “Fa” confrontato con i valori soglia comunale indicati dalla Regione Lombardia consente di stabilire se sussiste una compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito. Per intervallo di periodo 0,1-0,5 s “Fa” **calcolato risulta superiore al valore soglia comunale**, pertanto non eseguendo verifiche più approfondite, **la categoria di sottosuolo da utilizzare per l’applicazione del metodo semplificato delle NTC è la Categoria D** “*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/sec*”

## 5. ANALISI SISMICA

### 5.1 Azione sismica di riferimento e accelerazione massima attesa su suolo rigido

Le NTC ai fini della definizione delle azioni sismiche sulle strutture, superano il concetto della classificazione sismica del territorio in zone, e prevedono che l'azione sismica di riferimento sia definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate. Le zone sismiche 1, 2, 3, 4 hanno quindi significato solo da un punto di vista amministrativo. Le NTC stabiliscono il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si valutano in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ ) su suolo di categoria A e del corrispondente spettro di risposta elastico  $S_e(T)$  con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . La probabilità  $P_{VR}$  di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella Tab. 3.2.1 delle NTC

STATO LIMITE		$P_{VR}$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

SLO Stato limite di operatività

SLD Stato limite del danno

SLV Stato limite di salvaguardia della vita

SLC Stato limite di prevenzione del collasso

$V_R$  è determinato come prodotto della vita nominale della costruzione  $V_N$  (Tab. 2.4.I. NTC) e del coefficiente d'uso  $C_U$  (Tab. 2.4.II NTC). Nel caso in cui  $V_R$  assuma un valore  $\leq 35$  si pone comunque pari a 35. La vita nominale  $V_N$  di un determinato tipo di costruzione è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore  $C_U$  dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda "l'importanza" della struttura e varia al variare della classe d'uso della costruzione secondo le quattro classi indicate al paragrafo 2.4.2 delle NTC. Il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma si determina con la relazione sotto riportata ottenendo per i vari stati limite, le espressioni  $T_R$  in funzione di  $V_R$  indicate nella Tab. C.3.2.1. Circolare 2019.

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

Le forme spettrali  $S_e(T)$  per il periodo di ritorno  $T_R$  sono ricavate a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:  $a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito,  $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale e  $T_c^*$  che rappresenta il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Nell'Allegato B sono riportati i valori dei tre parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ , per 10751 nodi di un reticolo di riferimento, riferiti a 9 valori del tempo di ritorno  $T_R$  (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni). I punti di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine.

Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  d'interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la relazione indicata dalla normativa.

Utilizzando il foglio di calcolo "*Spettri-NTC.ver.1.03*" realizzato dal Consiglio Superiore LL.PP., in corrispondenza del sito in esame identificato dalle coordinate ED50 Latitudine 45,008027 - Longitudine 9,133833 per interpolazione dei valori di griglia, si ricavano i seguenti valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  su suolo rigido per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.

$T_R$ [anni]	$P_{VR}$ [%]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	81	0,025	2,490	0,195
50	63	0,033	2,513	0,213
72	50	0,038	2,538	0,226
101	39	0,045	2,482	0,246
140	30	0,052	2,482	0,256
201	22	0,061	2,491	0,266
475 (PGA)	10	0,089	2,446	0,274
975	5	0,118	2,451	0,278
2475	2	0,165	2,457	0,283

Considerando i seguenti valori: **Vita nominale  $V_N = 50$  anni** (*Opere con livelli di prestazioni ordinari* Tab. 2.4.I NTC), **Classe d'uso IV** (*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche,.....* - Paragrafo 2.4.2 NTC) e **Coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 2** (Tab. 2.4.II NTC) il periodo di riferimento  $V_R$  è pari a 100 anni. Per  $V_R = 50$  anni si ottengono i periodi di ritorno  $T_R$  associati agli stati limite di riferimento (rif. Tab. C.3.2.I CIRC) e quindi i seguenti valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  su suolo rigido per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun stato limite.

Classe d'uso IV		$V_R = 100$ anni		$C_u = 2$	
STATO LIMITE		$T_R$ [Anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
Stati limite di esercizio	SLO	60	<b>0,036</b>	2,526	0,220
	SLD	101	<b>0,045</b>	2,483	0,246
Stati limite ultimi	SLV	949	<b>0,117</b>	2,451	0,278
	SLC	1950	<b>0,152</b>	2,456	0,282

## 5.2 Accelerazione massima attesa in sito con il “Metodo Semplificato” NTC

Per valutare l'effetto della risposta sismica locale, ossia la modifica dell'azione sismica indotta dalle caratteristiche stratigrafiche locali e topografiche, viene utilizzato il “Metodo Semplificato” proposto dalle NTC che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. In particolare, si adottano opportuni coefficienti moltiplicativi in funzione della categoria stratigrafica e topografica, riassunti nel fattore di sito “S”, dove “ $S_s$ ” tiene conto della categoria di sottosuolo, e “ $S_T$ ” della superficie topografica  $S = S_s \times S_T$ . Considerando la categoria di sottosuolo “D” il coefficiente di amplificazione stratigrafica “ $S_s$ ”, viene calcolato con la

relazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle NTC con valori nell'intervallo  $1 \leq S_s \leq 1.8$ , pertanto utilizzando il limite superiore, per tutti gli stati limite il coefficiente “ $S_s$ ” è pari a 1.8. Per quanto riguarda il coefficiente topografico “ $S_T$ ” le aree dove verranno realizzare le difese spondali sono pianeggianti quindi configurabile di categoria “T1” (Tabella 3.2.III delle NTC) e il valore “ $S_T$ ” conseguente è pari a 1 (Tabella 3.2.V delle NTC). L'accelerazione massima di riferimento del sito “ $a_{max}$ ” è data dal prodotto tra l'accelerazione orizzontale massima del sito “ $a_g$  su suolo rigido” e il coefficiente “S” sopra definito



$$a_{\max}(\text{sito}) = a_g \cdot S = a_g \cdot 1.8 \cdot 1 = a_g \cdot 2,16$$

L'accelerazione massima del sito riferita alle condizioni litostratigrafiche e morfologiche locali (categoria di sottosuolo "D", configurazione topografica "T1") considerando un valore  $a_{g475} = 0.089$  è la seguente

$$a_{\max}(\text{sito}) = 0.16g = 1.57 \text{ m/sec}^2$$

Nella tabella sottostante l'accelerazione massima  $a_{\max}$  riferita agli stati limite di riferimento

Classe d'uso IV		$V_R = 100$ anni		$C_u = 2$	
STATO LIMITE		$T_R$ [Anni]	$a_g$ [g]	$a_{\max}$ [g]	$a_{\max}$ [m/sec <sup>2</sup> ]
Stati limite di esercizio	SLO	60	0,036	<b>0,0648</b>	0,636
	SLD	101	0,045	<b>0,0810</b>	0,795
Stati limite ultimi	SLV	949	0,117	<b>0,2106</b>	2,066
	SLC	1950	0,152	<b>0,2736</b>	2,684

## 6. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In relazione al "*modello geologico*" dell'area descritto al paragrafo 3, sulla base dei valori ottenuti con le prove penetrometriche statiche CPT di riferimento ed alla velocità delle onde sismiche di taglio  $V_s$ , riportate al paragrafo 4, il "*modello geotecnico*" del sottosuolo delle zone di imposta delle strutture di difesa sponale è rappresentato da **terreni a "grana fine"** (limi e argille), **di scarsa consistenza con locali e discontinue intercalazioni a varie profondità di strati più consistenti.**

I valori caratteristici (e prudenziali) dei parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei suddetti terreni sono riportati nella tabella sottostante dove: " $\gamma$ " peso di volume, " $S_u$ " coesione non drenata, " $\phi$ ", angolo d'attrito, " $c'$ " coesione effettiva e " $M$ ", modulo di deformazione edometrico.

$\gamma_k$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$S_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$M$ [KN/m <sup>2</sup> ]
19	40	24	0	5000

## 7. INDICAZIONI GEOTECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE GABBIONATE

Come noto le gabbionate sono opere di sostegno modulari formate da elementi a forma di parallelepipedo in rete a doppia torsione riempite con pietrame. La struttura modulare è realizzata con tecniche costruttive semplici e rapide e la rete metallica è costituita da filo di acciaio protetto con zincatura forte o con lega di zinco-alluminio (galfan) ricoperto da una guaina in PVC, atto ad aumentare la resistenza alla corrosione. I materiali più comunemente usati per il riempimento dei gabbioni sono i ciottoli. Data la pezzatura del materiale lapideo di riempimento, le strutture in gabbioni si presentano altamente permeabili all'acqua inibendo la formazione di pericolose spinte idrostatiche in grado di minacciare la stabilità della struttura stessa, per tale ragione, generalmente non occorre prevedere sistemi di drenaggio. Le strutture in gabbioni sono estremamente elastiche e flessibili, nel senso che sono in grado di sopportare deformazioni e cedimenti differenziali senza che ne venga compromessa la stabilità e la funzionalità.

Al fine della loro progettazione, **le strutture di sostegno in gabbioni vengono assimilate a classici muri a gravità**. L'opera di sostegno in gabbioni si dimensiona, dunque, verificando la sua stabilità nei confronti di cinatismi di rotazione e slittamento, nel rispetto dei margini di sicurezza fissati da normativa e abitualmente accettati nella pratica professionale. Viene spesso trascurata, a favore della sicurezza la spinta passiva della terra agente a valle del muro.

Con riferimento alle "NTC" **le verifiche agli stati limite ultimi SLU di tipo geotecnico** dei muri di sostegno che riguardano: *scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e ribaltamento*, devono essere condotte con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo "A1", che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno "M1" sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3 della Tabella 6.5.1 delle NTC. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento.

La verifica della *stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno* deve invece essere eseguita secondo la combinazione (A2+M2+R2) tenendo conto per parametri geotecnici, dei coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.II e utilizzando  $R2 = 1.1$  ovvero il valore previsto per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (Tab.6.8.1).

Tab. 6.5.I Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale "R3"
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.4$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$

Tab. 6.2.II Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Tutto ciò premesso visto che le gabbionate costituiscono delle difese spondali la **profondità di imposta dovrà risultare non inferiore a 1 m rispetto al fondo alveo**. Trattandosi di *"terreni a grana fine"*. Premesso che la verifica di capacità portante, consiste nel confronto tra la tensione ammissibile e lo sforzo dovuto alla somma delle componenti verticali delle forze agenti sull'area efficace equivalente del "gabbione di base",. Il calcolo della tensione limite ed ammissibile dovrà essere eseguito sia a "breve termine" (in condizioni di sforzi totali) che a "lungo termine" (in condizioni di sforzi effettivi) utilizzando i parametri geotecnici riportati al paragrafo 6 considerando l'inclinazione della risultante alla base del muro. Oltre al rispetto delle verifiche di capacità portante e di ribaltamento, il dimensionamento della fondazione dovrà essere effettuato in modo tale da limitare i valori di eccentricità del carico verticale. A tale proposito si consiglia di adottare la regola che il carico assiale non si scosti rispetto al baricentro della fondazione di una quantità superiore a  $B/6$ , essendo B la dimensione della fondazione nella direzione di verifica. In tutte le verifiche si consiglia a favore di sicurezza di non tener conto del contributo stabilizzante dovuto alla resistenza passiva lato valle nel tratto soprastante la quota intradosso fondazione.

Per quanto riguarda la verifica allo scivolamento in condizioni non drenate e drenate si potrà assumere rispettivamente un valore dell'adesione/aderenza di 20 kN/m<sup>2</sup> e un angolo di attrito fondazione-terreno pari a 20°.

Il terreno retrostante alla gabbionata (terreno spingente) sarà costituito anche da materiale a “grana fine di riporto” proveniente dagli scavi. Quindi i parametri geotecnici per la valutazione della spinta delle terre e per le verifiche di stabilità dovranno tenere conto del suddetto terreno e delle sue ridotte proprietà geotecniche. Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si potrà utilizzare la nota relazione di *Mueller-Breslau* riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa risulta molto contenuta e a favore di sicurezza. Per il calcolo della resistenza passiva va osservato che i metodi basati sull'equilibrio limite globale, inquadrabili nell'ambito del teorema cinematico, conducono a stime che rappresentano un limite superiore della soluzione esatta e pertanto sono da considerare non cautelative, soprattutto se basate sull'assunzione di superfici di scorrimento piana, come ipotizzato nella teoria di Coulomb. Si consiglia quindi di rifarsi ad analisi riconducibili al teorema statico e utilizzare soluzioni che ipotizzano l'uso di superfici di scivolamento curvilinee quale quella di *Sokolowski, 1965* o quella proposta da *Lancellotta, 2002* sotto riportata valida per p.c. orizzontale in condizioni statiche.

$$k_p = \left[ \frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi} \left( \cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2.9 \tan \phi \delta} \quad 2.9 = \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) + \delta$$

Nella valutazione della spinta attiva e passiva si tiene in conto dell'attrito terreno-gabbione per mezzo di un angolo ( $\delta$ ) il cui valore di riferimento (cautelativo e prudenziale) è pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno. Trattandosi in parte anche di “terreno di riporto a grana fine” come detto precedentemente, la resistenza al taglio dipenderà dal grado di compattazione, in ogni modo si consiglia di utilizzare prudenzialmente un valore non superiore a 23÷24° e coesione effettiva  $c' = 0$ . Il coefficiente di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche (contributo statico + sismico) potrà essere determinata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* con presenza di filtrazione e assumendo  $\delta/\phi = 0$  o comunque un valore non superiore a  $\phi/2$ , e come coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  il valore ottenuto con la seguente relazione (rif. 7.11.6.2.1 NTC)



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

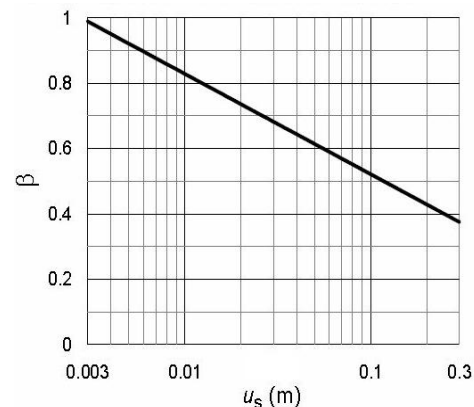
$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

$\beta$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito =  $0,16g = 1.57 \text{ m/sec}^2$

Il coefficiente  $\beta_m$  dell'accelerazione massima attesa in sito è pari a 0,38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0,47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio SLD. Nei muri di sostegno non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. I valori del coefficiente  $\beta_m$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma sotto riportato in funzione del

massimo spostamento permanente  $u_s$  che l'opera può tollerare. Per la verifica al ribaltamento il valore  $\beta_m$  deve essere incrementato del 50%.



Per quanto riguarda la **verifica di stabilità interna** essa risulta necessaria per controllare che gli sforzi normali  $\sigma_i$  e tangenziali  $\tau_i$  indotti all'interno della gabbionata devono risultare inferiori ai corrispondenti valori ammissibili  $\sigma_{i,amm}$  e  $\tau_{i,amm}$ , in modo tale da scongiurare la possibilità di registrare deformazioni eccessive in grado di minare la stabilità dell'opera. I valori degli sforzi  $\sigma_{i,amm}$  e  $\tau_{i,amm}$  sono deducibili da formule di natura empirica:

$$\sigma_{i, amm} = 5 \gamma_{gabbioni} - 3$$

$$\tau_{i, amm} = N \cdot \tan \varphi + C_{gabbioni}$$

$\gamma_{gabbioni}$  peso di volume del riempimento [ $\text{t/m}^3$ ]; N somma di tutte le forze normali al piano di base dell'opera agenti sulla gabbionata;  $\varphi$  angolo d'attrito interno fittizio valutato attraverso la formula empirica  $\varphi = 25 \gamma_{gabbioni} - 10^\circ$ ;  $C_{gabbioni}$  coesione fittizia, imputabile alla rete metallica che si stima attraverso la formula empirica,  $C_{gab} = 0.03 \cdot Pu - 0.05$ , dove "Pu" è il peso di rete metallica presente in un metro cubo di opera [ $\text{Kg/m}^3$ ].

“Pu” può essere ricavato dalle tabelle riportate di seguito, dove è deducibile il peso approssimato dei vari gabbioni in funzione del tipo di maglia, del diametro del filo utilizzato, dalla presenza o meno di diaframmi, ecc.

Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 6x8								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg		Diaframmi		
				Senza diaframmi	Con diaframmi			
				Filo	Filo			
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm	Ø 2,7 mm	n		
1,5	1	0,5	0,75	11,3	-	-		
2	1	0,5	1,00	13,3	15,6	1		
3	1	0,5	1,50	19,0	22,5	1		
1,5	1	1	1,50	15,3	-	2		
2	1	1	2,00	18,60	21,5	3		
1	1	1	1,00	13,0	-	4		
3	1	1	3,00	25,8	29,2	-		
Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 8x10								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg				Diaframmi
				Senza diaframmi		Con diaframmi		
				Filo	Filo	Filo	Filo	
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	n
1,5	1	0,5	0,75	9,5	11,5	-	-	-
2	1	0,5	1,00	11,4	14,6	12,6	15,5	1
3	1	0,5	1,50	16,0	20,0	17,5	21,5	2
4	1	0,5	2,00	20,7	26,0	23,0	28,0	3
1,5	1	1	1,50	12,8	16,1	-	-	-
2	1	1	2,00	15,3	19,3	17,0	21,0	1
1	1	1	1,00	10,5	12,5	-	-	-
3	1	1	3,00	21,3	26,8	24,5	30,0	2
4	1	1	4,00	26,3	34,0	31,5	39,0	3
Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio plastificati Maglia cm 8x10								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg		Diaframmi		
				Senza diaframmi	Con diaframmi			
				Filo	Filo			
m	m	m	m³	Ø 2,7 mm	Ø 2,7 mm	n		
1,5	1	0,5	0,75	11,3	-	-		
2	1	0,5	1,00	13,6	14,8	1		
2,5	1	0,5	1,25	16,4	17,7	1		
3	1	0,5	1,50	18,7	21,0	2		
4	1	0,5	2,00	22,5	26,0	3		
5	1	0,5	2,50	27,0	32,2	4		
1,5	1	1	1,50	15,3	-	-		
2	1	1	2,00	18,2	20,0	1		
2,5	1	1	2,50	20,4	23,1	1		
3	1	1	3,00	24,3	28,4	2		
4	1	1	4,00	31,2	37,0	3		

## 8. FATTIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA DELL'INTERVENTO EDILIZIO

### INDICAZIONI E RACCOMANDAZIONI GEOTECNICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI

Sulla base di quanto illustrato e descritto nel presente rapporto l'intervento denominato *"Interventi di manutenzione e ripristino spondale del rio Rile"* elaborato dall'Ing. Giuseppe Barbero è fattibile ed ammissibile per la classe di fattibilità geologica che l'estensore dello studio geologico del "PGT", secondo la DGR 2616/2011, ha indicato per l'area dove ricade il suddetto intervento. Le opere previste consentono di incrementare la sicurezza idraulica del rio Rile. In relazione alle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo non sussistono problemi di stabilità in termini di liquefazione dei terreni in caso di eventi sismici. I parametri sismici di riferimento del sito sono i seguenti: categoria di sottosuolo "D", accelerazione massima del sito  $a_{max} = 0.16g$  ( $1.57 \text{ m/sec}^2$ ) riferita alle condizioni litostratigrafiche e morfologiche locali e considerando un valore  $a_{g475} = 0.089g$ . Sulla di quanto sopra, costituendo il presente elaborato documento idoneo ai fini delle richieste delle necessarie autorizzazioni, **si può ritenere l'intervento previsto nel progetto dell'Ing. Giuseppe Barbero compatibile con l'assetto geologico e idrogeologico dell'area utilizzando i dati indicati nel presente report e attuando le raccomandazioni geotecniche di seguito riportate** che dovranno essere opportunamente considerate sia in fase di progettazione esecutiva che in corso d'opera. Le previste "gabbionate" dovranno essere realizzate immediatamente dopo lo scavo di sbancamento preliminare eventualmente per "tratti successivi" evitando di lasciare anche per breve tempo scarpate non sostenute soprattutto nei tratti confinanti con strutture di vario genere (muri di recinzioni, fabbricati). In merito alla progettazione esecutiva ed alla successiva realizzazione dei muri in gabbioni si rimanda a quanto indicato al precedente paragrafo 7, ricordando che la profondità di imposta del "primo ordine di gabbioni" dovrà risultare non inferiore a 1 m rispetto al fondo alveo. Essendo l'incarico dello scrivente limitato alla sola redazione del presente report specialistico finalizzata alla progettazione definitiva, nel caso in cui, in corso d'opera, dovessero insorgere problematiche geotecniche o in generale dubbi "geologici" in merito alla esecuzione delle opere, il "D.L." se lo riterrà necessario potrà richiedere l'ispezione/consulenza dello scrivente.

Luglio, 2020

Dott. Geologo Giorgio NEGRINI

Iscrizione Ordine Geologi della Lombardia 585-AP