

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto Funzionale Brescia-Verona
PROGETTO DEFINITIVO**

**STRADA DI COLLEGAMENTO
GHEDI BORGOSATOLLO
RELAZIONE GEOTECNICA**

IL PROGETTISTA INTEGRATORE

saipem spa
Tommaso Tarantè

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'Albo
degli Ingegneri della Provincia di Milano
al n. A23763 - Sez. A Settori:
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione

Tel. 02.52020511 Fax: 02.52020309
CF. e P.IVA: 00825700137

IL PROGETTISTA

saipem spa
Tommaso Tarantè

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'Albo
degli Ingegneri della Provincia di Milano
al n. A23763 - Sez. A Settori:
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione

Tel. 02.52020511 Fax: 02.52020309
CF. e P.IVA: 00825700137

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	R	H	N	V	1	6	0	X	0	0	1	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio Cepav due Project Director (Ing. E. Lombardi)
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.	31.03.14		31.03.14	LAZZARI	31.03.14	
									Data: _____

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31/03/14

Doc. N.: 03717_02.doc



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP.: F81H9100000008

INDICE

1.	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
2.	INDAGINI ESEGUITE	4
3.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	5
4.	CONDIZIONI DELLA FALDA.....	6
5.	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	7
6.	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	8
7.	SOLUZIONI PROGETTUALI.....	10
7.1	SCATOLARI IDRAULICI E SOTTOPASSO AGRICOLO 6x6	10
7.2	PONTICELLO SUL TORRENTE GARZA	11
8.	RILEVATI STRADALI.....	14
8.1	STABILITÀ	14
8.2	PIANI DI POSA.....	14
9.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	15

Figure: 1÷25

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 03717_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RHN160X001

Rev.
0

Foglio
3 di 33

1. **BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA**

L'opera in oggetto consente il collegamento della SP77 con la SP24. La strada si sviluppa a raso. Le opere previste sono ponti/scatolari per il superamento dei corsi d'acqua interferiti.

L'opera ricade nei comuni di Borgosatollo, Castenedolo e Montirone; essa viene a collocarsi in un'area pressoché pianeggiante (quote del piano campagna indicativamente variabili da +110 m s.l.m.m. a +119 m s.l.m.m. lungo lo sviluppo dell'opera).

2. INDAGINI ESEGUITE

I sondaggi e i pozzetti ubicati nei pressi dell'opera in esame e presi in considerazione per la caratterizzazione geotecnica del sito sono riportati nella **Tabella 1**.

Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Tabella 1

Sondaggio o Pozzetto (Denomin.)	Campagna d'indagine (1992-2002-2004)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾
5SN026	2004	+116.03	30.0	TA (3m→30m)
5SS005	2004	+113.00	30.0	-
5PZ063	2004	+114.66	3.0	-
5PZ065	2004	+109.85	2.7	-

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato

3. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

La stratigrafia del sondaggio preso in considerazione mostra al di sotto di uno strato superficiale di riporto la presenza di ghiaie in matrice sabbioso-limosa e sabbia limose.

Nei primi 5.1 m di profondità dal p.c. vale quanto indicato nella **tabella 2**.

Tabella 2

Prova	Profondità da p.c. (m)	Descrizione
5SN026	0.0 – 1.7	Terreno agrario: limo sabbioso con inclusi ghiaiosi
5SS005	0.0 – 0.4	Terreno agrario: limo sabbioso
	0.4 – 2.0	Riporto: ghiaia in matrice sabbiosa con laterizi
	2.0 – 5.1	Riporto: limo sabbioso con laterizi
5PZ063	0.0 – 0.4	Terreno agrario: limo con ghiaia e resti vegetali
	0.4 – 0.9	Riporto: limo sabbioso ghiaioso
5PZ065	0.0 – 0.4	Terreno agrario: limo con ghiaia e resti vegetali

4. CONDIZIONI DELLA FALDA

Nella **tabella 3** si riportano le soggiacenze della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometro (vedi la **tabella 1**).

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono state eseguite misure che indicano la presenza di falda a profondità variabili da 3.0 a 5.8m dal p.c. locale.

Data la presenza nella zona di fontanili e di emergenza di falda nelle aree interessate da attività estrattive, risulta ragionevole assumere la presenza di falda a modesta profondità dal p.c.

Tabella 3

Sondaggio (Denomin.)	Quota Bocca foro (m s.l.m.m.)	Soggiacenza (m da boccaforo)	Quota assoluta (m s.l.m.m.)
5SN026	+116.03	4.60÷5.50 ⁽¹⁾	110.53÷111.43 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ = N° 9 letture da Giugno 2004 a Febbraio 2005.

5. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base della descrizione stratigrafica riportata nel **capitolo 3** si assume la stratigrafia di progetto riportata nella **tabella 3**.

Tabella 3

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	N _{SPT} (colpi/30cm)
1	0.0	1.7	Terreno agrario	-
2	1.7	5.1	Terreno di riporto: limo sabbioso	27
3	5.1	40.0	Ghiaie in matrice sabbioso-limosa	34÷76, rifiuto
Profondità della falda: 1-2 m da p.c. (+112.0 m s.l.m.m.)				

Per le opere provvisorie del sottopasso alla pk 0+634.39 si potrà considerare la quota della falda pari a 109.00m s.l.m..

6. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Risultando i terreni in esame prevalentemente a grana grossa le caratteristiche geotecniche dei terreni sono valutate sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT (**fig.1**) e delle analisi granulometriche effettuate sui campioni rimaneggiati (**figg.2÷6**), in accordo con quanto indicato nei **Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche** (Doc.ref.**IN0500DE2RPGE0005001**); le **figg.7÷10** ne riportano l'andamento con la profondità.

I parametri da introdurre nelle analisi di dimensionamento e verifica delle fondazioni (spalle, pile, opere di sostegno definitive e provvisorie) e dei rilevati, secondo quanto riportato nei documenti relativi ai criteri di calcolo delle varie opere (Doc.ref. **IN0500DE2RPGE0005002-003-004-005-006**), sono riassunte nella **tabella 4**

Tabella 4

Parametri	Strato 2	Strato 3
γ (kN/m ³)	18.5	19
D_r (%)	-	30÷65
ϕ_p (°) ⁽¹⁾	28	37
$\phi_{operativo}$ (°) ⁽²⁾	28	36
$c'_{operativo}$ (kPa)	-	-
ϕ_{cv} (°) ⁽³⁾	28	35
N_{SPT} (colpi/30cm) ⁽⁴⁾	-	45
$c_{U,operativa}$ (kPa)	-	-
k_o	0.5	0.5
GSC	1	1
v_s (m/s) ⁽⁵⁾	150	220÷400 ⁽⁷⁾
G_0 (kPa) ⁽⁶⁾	30000÷40000	$250000 \cdot \left(\frac{p}{100}\right)^{0.6}$

Simbologia:

γ = Peso di volume;

D_r = Densità relativa;

ϕ_p = Angolo di attrito di picco;

$\phi_{operativo}$ = Angolo di attrito operativo;

$c'_{operativo}$ (kPa) = Coesione operativa;

ϕ_{CV} = Angolo di attrito a volume costante;

N_{SPT} = Risultato della prova penetrometrica dinamica SPT;

k_0 = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;

GSC = Grado di sovraconsolidazione meccanico;

v_S = Velocità delle onde S;

G_0 = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

Note:

(1) = Per le verifiche di capacità portante delle fondazioni dirette con la procedura iterativa (vedi [Doc.ref.IN0500DE2RPGE0005002](#)).

(2) = Per la valutazione delle spinte delle terre sulle opere di sostegno, per le verifiche di stabilità globale e per le verifiche di capacità portante delle fondazioni profonde.

(3) = Per le verifiche allo scorrimento e per quelle di capacità portante delle fondazioni dirette con la procedura semplificata (vedi [Doc.ref.IN0500DE2RPGE0005002](#)).

(4) = Per le verifiche di capacità portante delle fondazioni profonde e per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette.

(5) = Velocità delle onde S determinata in base ai valori N_{SPT} (in accordo a Ohta & Goto)

$$(6) = p' = \frac{1+2 \cdot k}{3} \cdot \sigma_v'$$

σ_v' = pressione verticale efficace corrente (kPa);

k = coefficiente di spinta orizzontale corrente.

In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:

- $G=1/10 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \Rightarrow$ rilevati
- $G=(1/5 \div 1/3) \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \Rightarrow$ fondazioni dirette e opere di sostegno.

(7) = Valori crescenti con la profondità



7. SOLUZIONI PROGETTUALI

7.1 Scatolari idraulici e sottopasso agricolo 6x6

In relazione alla presenza di livelli di falda posti a quote prossime al p.c., gli scavi verranno realizzati in presenza di paratie “impermeabili”, puntellate se necessario. Dopo l'esecuzione delle paratie e prima di procedere con gli scavi, verrà realizzato un tampone di fondo con colonne di jet-grouting compenstrate, di lunghezza tale da soddisfare le verifiche di instabilità del fondo scavo e comunque intestate nella formazione ghiaioso-sabbiosa, in accordo a quanto riportato in **Criteria di dimensionamento e verifica delle opere di sostegno (doc.ref.IN0500DE2RPGE0005004)**.

La tipologia delle paratie “impermeabili” dipenderà dalle lunghezze necessarie a garantire la stabilità; fino a lunghezze di infissione dal p.c. dell'ordine di 10÷12 m si potrà ricorrere a palancole metalliche.

Nel dimensionamento e verifica dell'opera per il tampone di fondo si potranno adottare i seguenti parametri:

- $\gamma = 19\div 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume
- $\varphi' = 50^\circ$ = angolo di attrito
- $c' = 200 \text{ kPa}$ = coesione
- $E' = 750 \text{ MPa}$ = modulo di Young
- $\nu' = 0.25$ = rapporto di Poisson.

Il dimensionamento e la verifica delle opere provvisorie dovrà essere condotto comunque in accordo anche con quanto riportato in:

- **Relazione di calcolo del Tipologico opere provvisorie per scavi standard H=3.7 (doc.ref.IN0500DE2CLRG000X001);**
- **Tipologico opere provvisorie per scavi standard H=3.7 – Terreno tipo 1 (doc.ref.IN0500DE2PXRG000X001).**

Le fondazioni del manufatto di attraversamento potranno essere del tipo diretto. Poiché localmente possono essere rinvenuti strati a grana fine (vedi **tabella 2**), sarà necessaria una bonifica.

Nei tratti interessati dalle paratie e dal tampone, la bonifica potrà consistere nella asportazione del materiale di scadenti caratteristiche fino al raggiungimento del tetto del tampone e nella sua sostituzione con materiale a grana grossa. In alternativa si potrà prolungare il 50% delle colonne di jet-grouting, con una maglia a quinconce, fino al piano di imposta di progetto. I bonifici saranno realizzati all'asciutto.

Le fondazioni del manufatto di attraversamento potranno essere del tipo diretto. Le rigidezze delle molle alla Winkler alla base dello scatolare potranno essere stimate sulla base di quanto riportato negli abachi delle **figg.6÷8** o cautelativamente assumere valori di $K_w = 4000\div5000 \text{ kN/m}^3$. Si rileva che nelle **figg.6÷8** in ordinate è rappresentata la pressione media $N/B \cdot L$, essendo N il carico assiale e L e B le dimensioni reali della fondazione; in considerazione della presenza, nei tratti sotto falda, del trattamento colonnare con jet-grouting e della eventuale bonifica del materiale presente tra il piano di imposta della fondazione e l'estradosso del tampone di fondo (o, in alternativa, del prolungamento del 50% delle colonne), e, nei tratti fuori falda, della eventuale bonifica con materiale granulare compattato, gli abachi delle **figg.1÷3** sono stati generati tenendo conto delle caratteristiche deformative dello Strato 3.

7.2 Ponticello sul torrente Garza

Per il superamento del corso d'acqua l'opera sarà costituita da un ponticello a una luce poggiante su fondazioni dirette.

In relazione alla presenza di livelli di falda posti a quote prossime al p.c., gli scavi verranno realizzati in presenza di paratie "impermeabili", puntellate se necessario. Dopo l'esecuzione delle paratie e prima di procedere con gli scavi, verrà realizzato un tampone di fondo con colonne di jet-grouting compenstrate, di lunghezza tale da soddisfare le verifiche di instabilità del fondo scavo e comunque intestate nella formazione ghiaioso-sabbiosa, in accordo a quanto riportato in **Criteri di dimensionamento e verifica delle opere di sostegno (doc.ref.IN0500DE2RPGE0005004)**.

La tipologia delle paratie "impermeabili" dipenderà dalle lunghezze necessarie a garantire la stabilità; fino a lunghezze di infissione dal p.c. dell'ordine di 10÷12 m si potrà ricorrere a palancole metalliche. Si rileva che, data la presenza del tampone di fondo anche le palancole metalliche dovranno essere considerate a perdere.

Nel dimensionamento e verifica dell'opera per il tampone di fondo si potranno adottare i seguenti parametri:

- $\gamma = 19\div20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume
- $\varphi' = 50^\circ$ = angolo di attrito
- $c' = 200 \text{ kPa}$ = coesione
- $E' = 750 \text{ MPa}$ = modulo di Young
- $\nu' = 0.25$ = rapporto di Poisson.

Il dimensionamento e la verifica delle opere provvisoriale dovrà essere condotto comunque in accordo anche con quanto riportato in:



- **Relazione di calcolo del Tipologico opere provvisionali per scavi standard H=3.7** (doc.ref.**IN0500DE2CLRG000X001**);
- **Tipologico opere provvisionali per scavi standard H=3.7 – Terreno tipo 1** (doc.ref.**IN0500DE2PXR000X001**).

Le fondazioni del manufatto di attraversamento potranno essere del tipo diretto. Poiché localmente possono essere rinvenuti strati a grana fine (vedi **tabella 2**), sarà necessaria una bonifica.

Nei tratti interessati dalle paratie e dal tampone, la bonifica potrà consistere nella asportazione del materiale di scadenti caratteristiche fino al raggiungimento del tetto del tampone e nella sua sostituzione con materiale a grana grossa. In alternativa si potrà prolungare il 50% delle colonne di jet-grouting, con una maglia a quinconce, fino al piano di imposta di progetto. I bonifici saranno realizzati all'asciutto.

Le fondazioni delle spalle dovranno essere dimensionate in modo tale da garantire:

- (1) Tensioni medie di compressione sul terreno non superiori a 400 kPa.
- (2) Che la situazione di massima eccentricità non parzializzi la sezione a contatto con il terreno (risultante all'interno del nocciolo d'inerzia).
- (3) Il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza per la capacità portante, condotte in accordo a quanto riportato nel documento relativo ai criteri di calcolo delle fondazioni dirette; in prima approssimazione si potrà fare riferimento agli abachi di **figg.9÷14**. Imponendo un carico assiale ammissibile massimo $N_{max} = 400 \times L \times B$ (essendo B = dimensione della fondazione nella direzione di verifica (B) ove sono diretti i carichi orizzontali H_B ed i momenti M_B ed L = dimensione della fondazione ortogonale a B), ciascuna figura fornisce in funzione di H_B/N_{max} , L/B ed e/e^* (e^* = valore di eccentricità massimo possibile per mantenere la sezione tutta compressa) il fattore di sicurezza FS in funzione della dimensione della fondazione nella direzione di verifica; da normativa si dovrà scegliere un valore della dimensione della fondazione nella direzione di verifica tale da avere sempre e comunque $FS \geq 3.0$. Si rileva che gli abachi suddetti si riferiscono a condizioni di carico ove le forze orizzontali (H_L) ed i momenti (M_L) ortogonali alla direzione di verifica siano piccoli rispetto a quelli nella direzione di verifica (H_B e M_B).
- (4) Cedimenti verticali, rotazioni e spostamenti orizzontali a quota appoggio impalcato compatibili con quanto prescritto da Italferr; i valori suddetti possono essere dedotti da quelli ricavati dagli abachi di **figg.15÷23**, riferiti alla quota intradosso plinto di fondazione. Si rileva che nelle **figg.15÷17** in ordinate è rappresentata la pressione media $N/B \cdot L$, essendo N il carico assiale e L e B le dimensioni reali della fondazione; in considerazione della presenza, nei tratti sotto falda, del trattamento colonnare con jet-grouting e della eventuale bonifica del materiale presente tra il piano di imposta della fondazione e l'estradosso del tampone di fondo (o, in

alternativa, del prolungamento del 50% delle colonne), e, nei tratti fuori falda, della eventuale bonifica con materiale granulare compattato, gli abachi delle **figg.15÷17** sono stati generati tenendo conto, cautelativamente, delle caratteristiche deformative dello Strato 3.

(5) Il soddisfacimento delle verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento, ove appropriato.

Fondazioni su pali

Il ricorso a fondazioni su pali trivellati di grande diametro avverrà solo in caso di eccessive dimensioni delle fondazioni dirette o di particolari vincoli di natura non geotecnica.

Per i pali di fondazione si potrà fare riferimento alle curve di capacità portante del palo singolo riportate nella **fig.24** (palo trivellato \varnothing 1000mm) e nella **fig.25** (palo trivellato \varnothing 1200mm).

La lunghezza utile dei pali non dovrà comunque essere inferiore a 10 D.

I moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960) saranno definiti in accordo con quanto riportato nelle **Analisi geotecniche tipologiche** delle **Palificate non soggette a scalzamento** (doc.ref.**IN0500DE2RBRG00050030**).

8. RILEVATI STRADALI

8.1 Stabilità

Come indicato al capitolo 1 la circonvallazione in oggetto è prevista a raso, ovverosia su rilevati di altezza estremamente modesta.

Con i presupposti sopra indicati, tenuto conto delle buone caratteristiche dei terreni di fondazione, i coefficienti di sicurezza nei confronti di fenomeni di instabilità, sia in condizioni statiche che sismiche, risultano superiori a quelli minimi prescritti dalla Normativa vigente ($FS \geq 1.3$).

8.2 Piani di posa

In relazione alle caratteristiche granulometriche dei materiali degli strati più superficiali (vedi la **tabella 2**) è presumibile che i moduli di elasticità misurabili in prove di carico su piastra in corrispondenza del p.c. locale soddisfino i requisiti previsti nei capitolati (vedi la relazione tipologica [Piani di posa dei rilevati ferroviari e stradali, doc.ref.IN0500DE2RBRG0005010](#)).

Sotto tali presupposti si prevederà la sola asportazione del terreno agrario per uno spessore di 0.5 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 03717_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RHN160X001

Rev.
0

Foglio
15 di 33

9. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

In relazione:

- Alle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di fondazione,
- Alla morfologia dell'area,
- Ai livelli di sismicità di progetto,

sulla base dei risultati di specifici studi, si può ritenere che gli effetti prodotti dal terremoto in termini sia di sviluppo di pressioni interstiziali che di cedimenti siano trascurabili.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 03717_02

Progetto
IN05

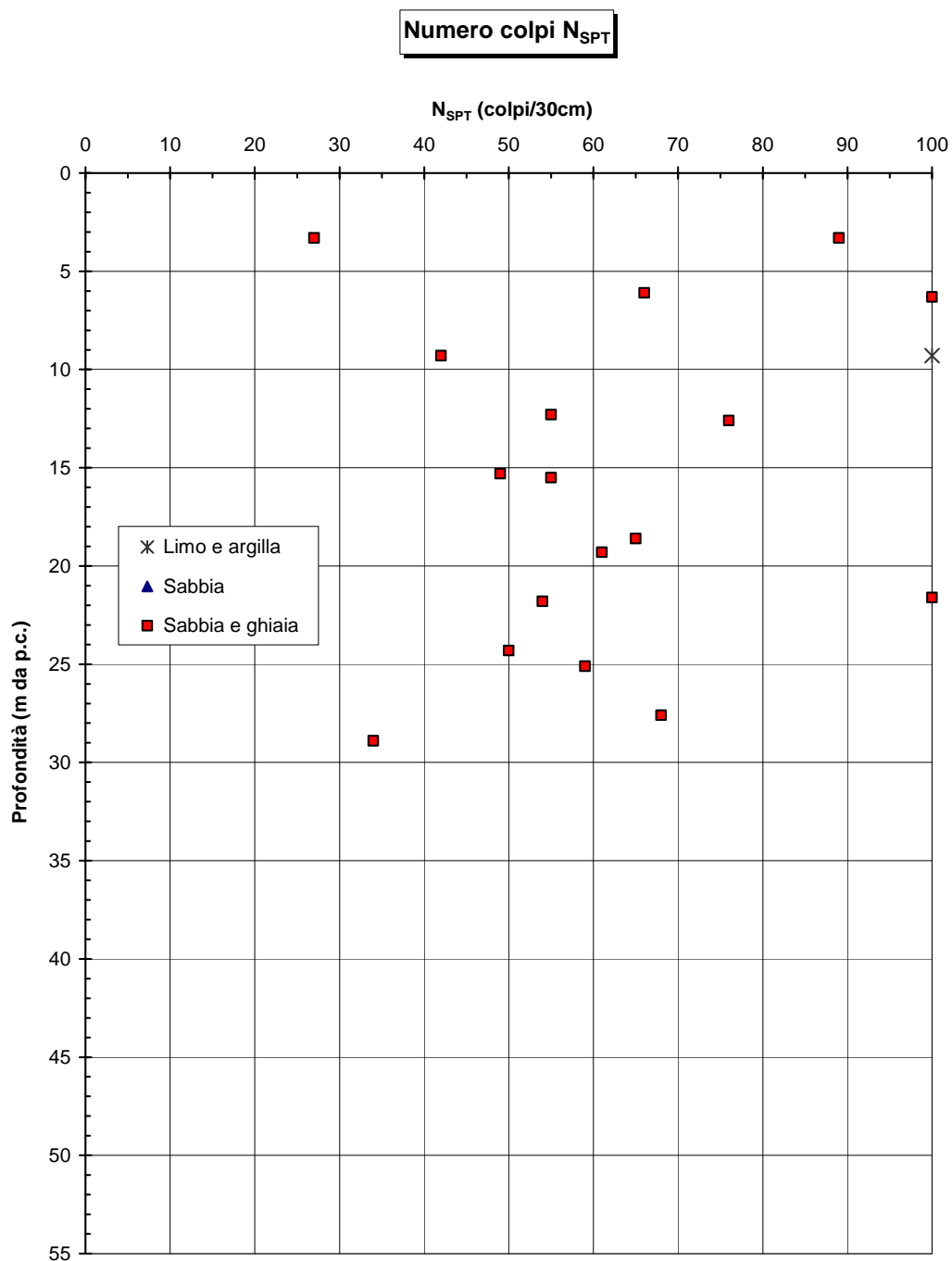
Lotto
00

Codifica Documento
DE2RHNV160X001

Rev.
0

Foglio
16 di 33

FIGURE

Figura 1: Andamento con la profondità di N_{SPT}

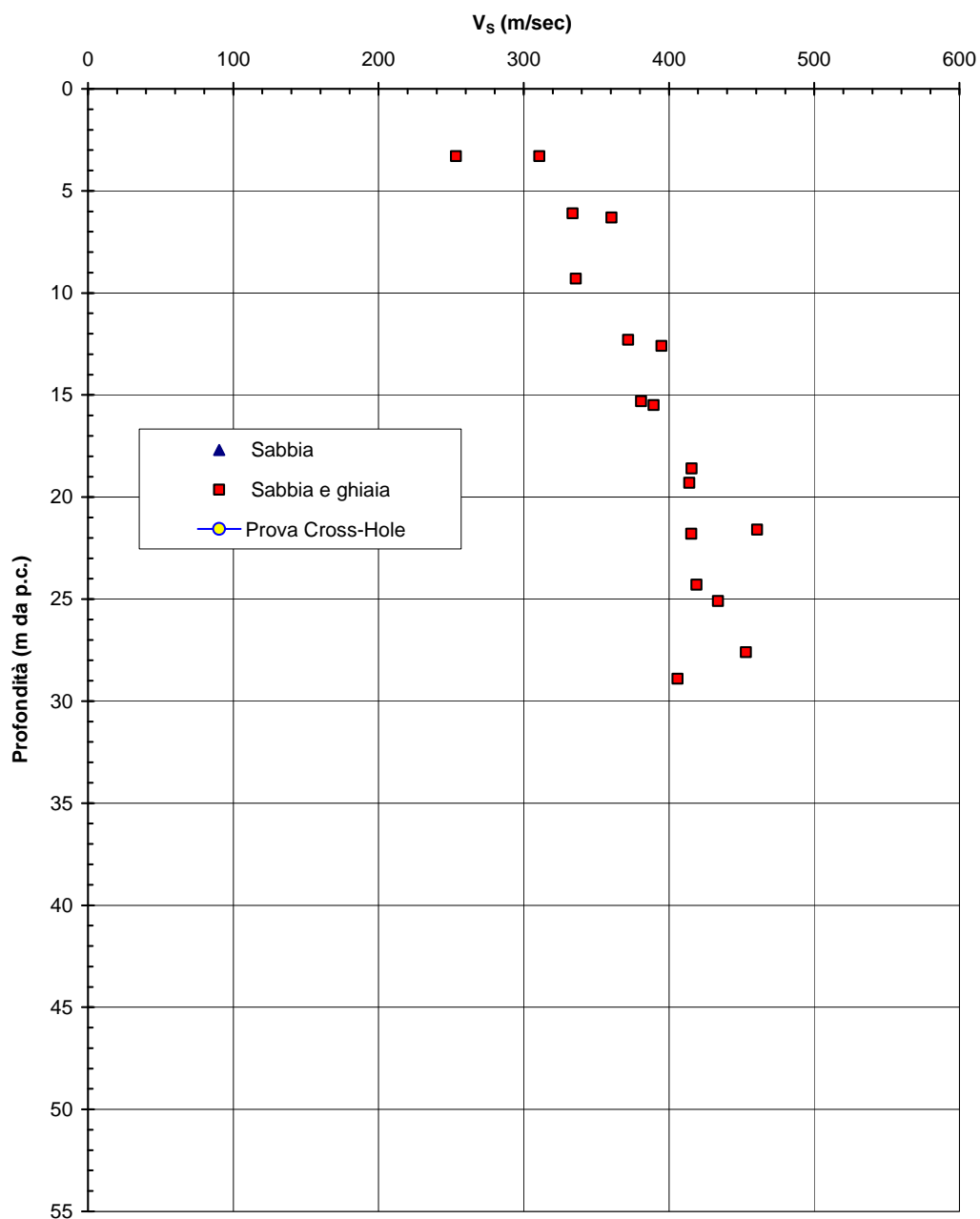
Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

Figura 2: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio

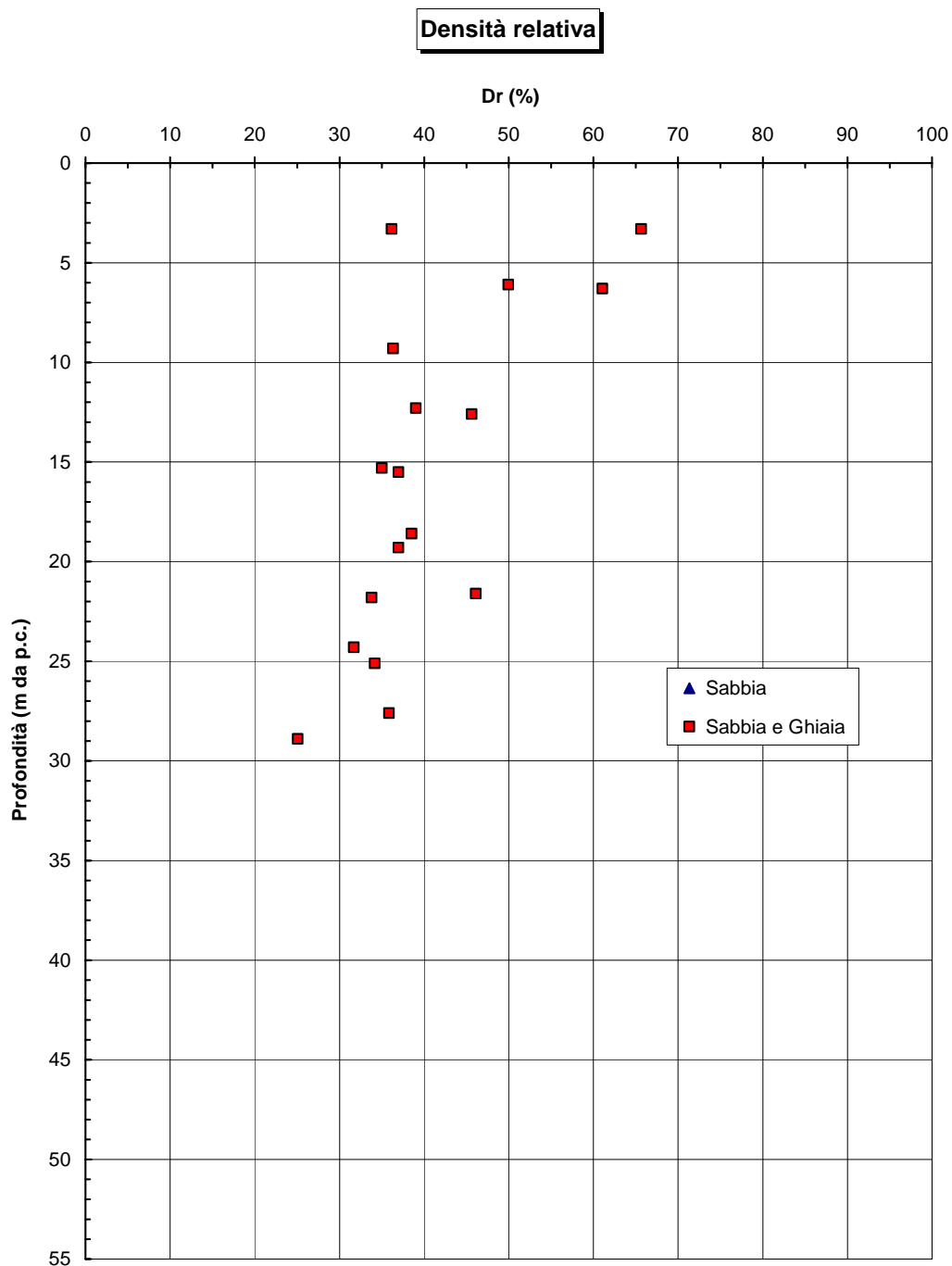
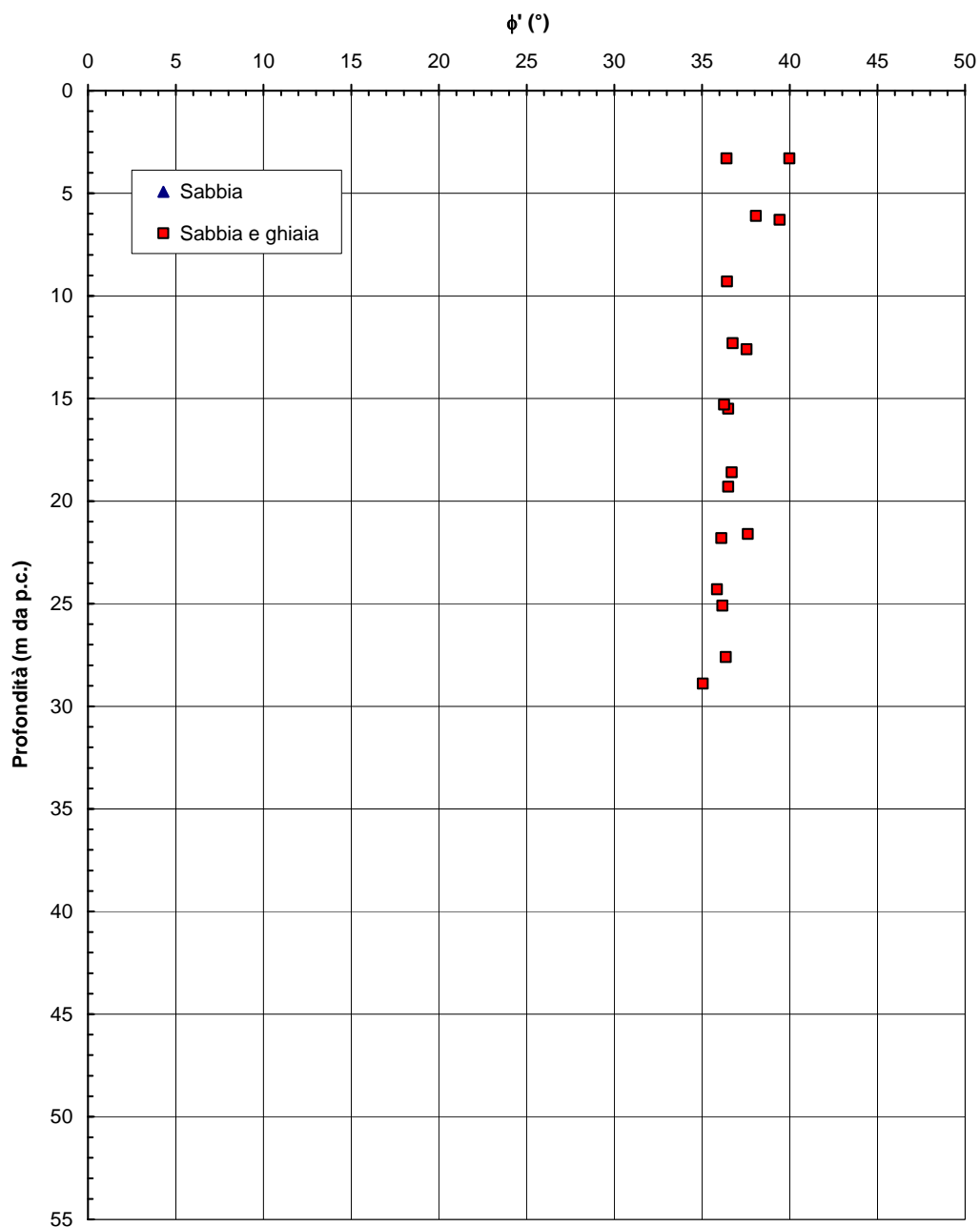
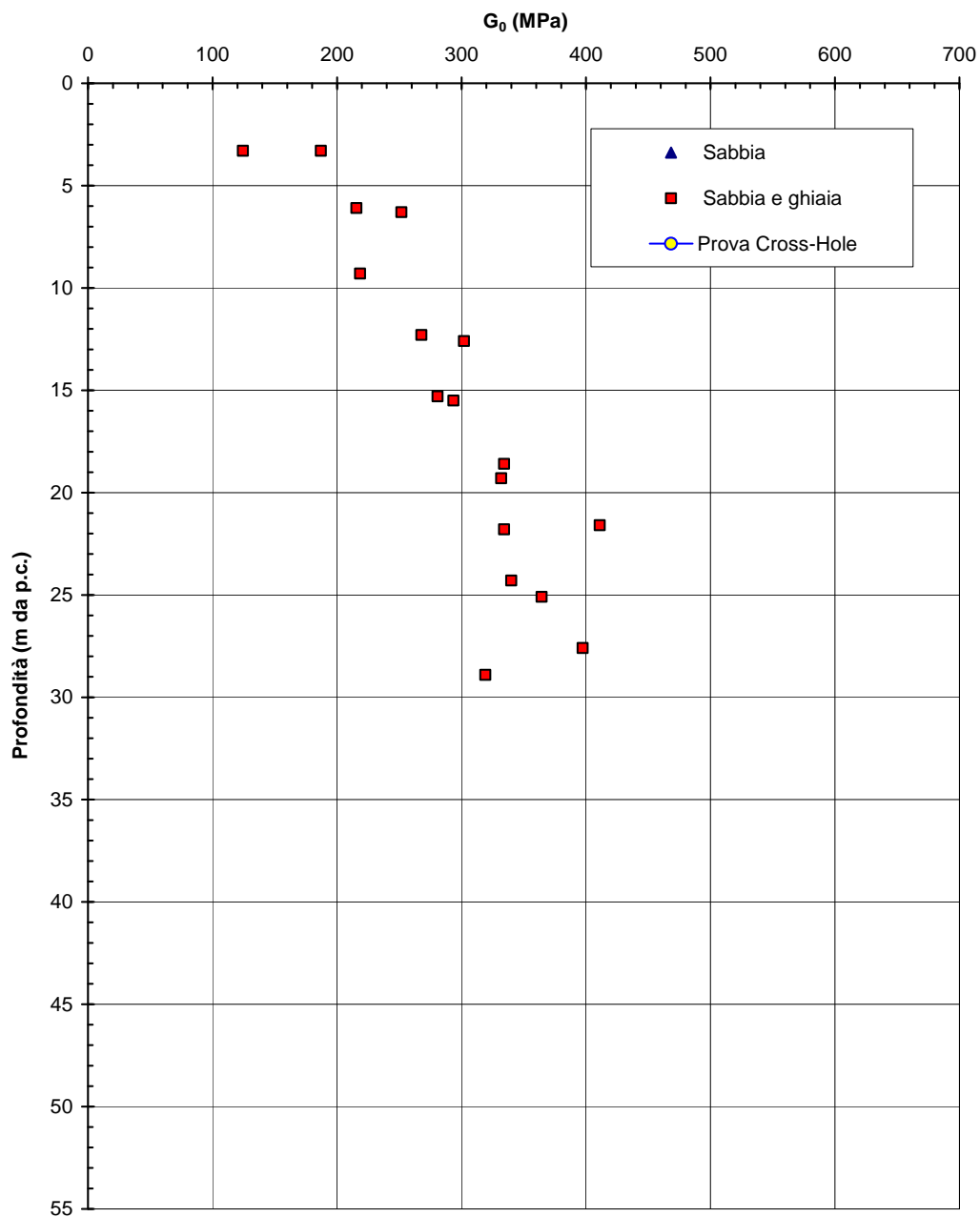


Figura 3: Andamento con la profondità della densità relativa ricavata dall'interpretazione dei risultati delle prove N_{SPT}

Angolo di attrito (Bolton, 1986)**Figura 4: Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio**

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)**Figura 5: Andamento con la profondità del modulo iniziale G_0**

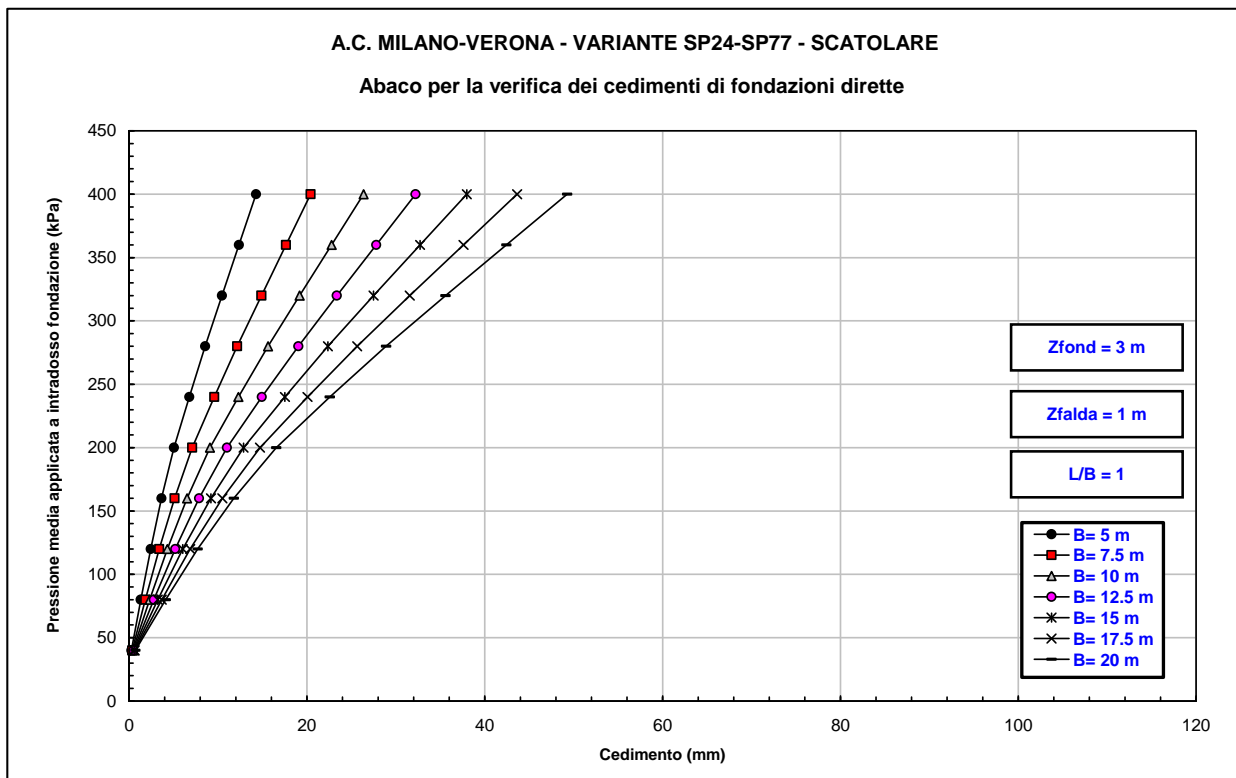


Figura 6

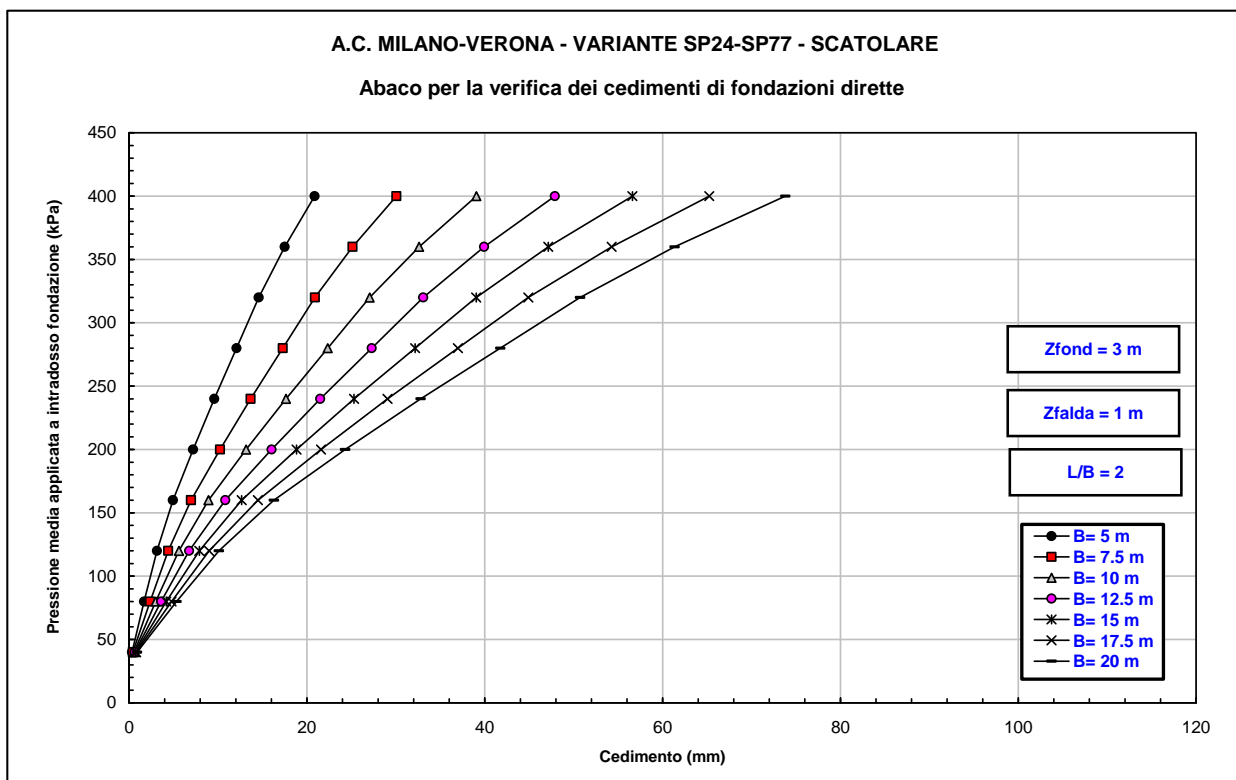
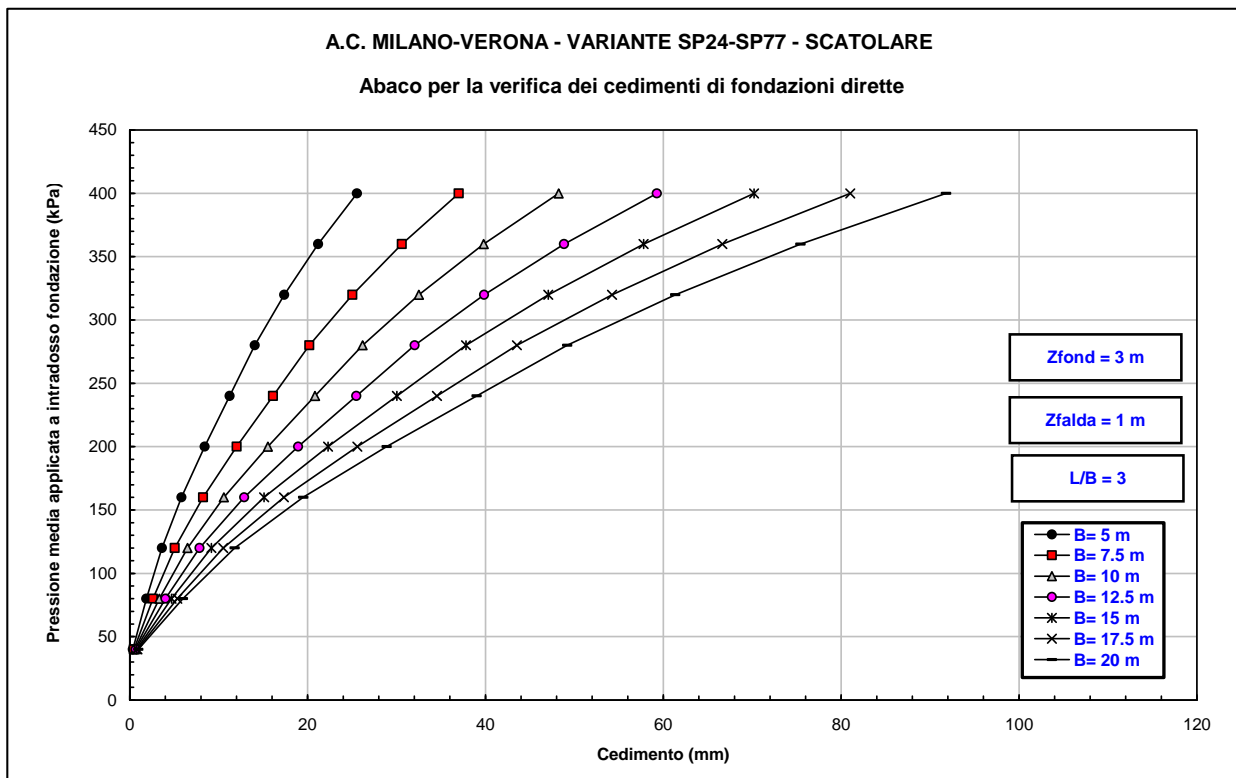


Figura 7



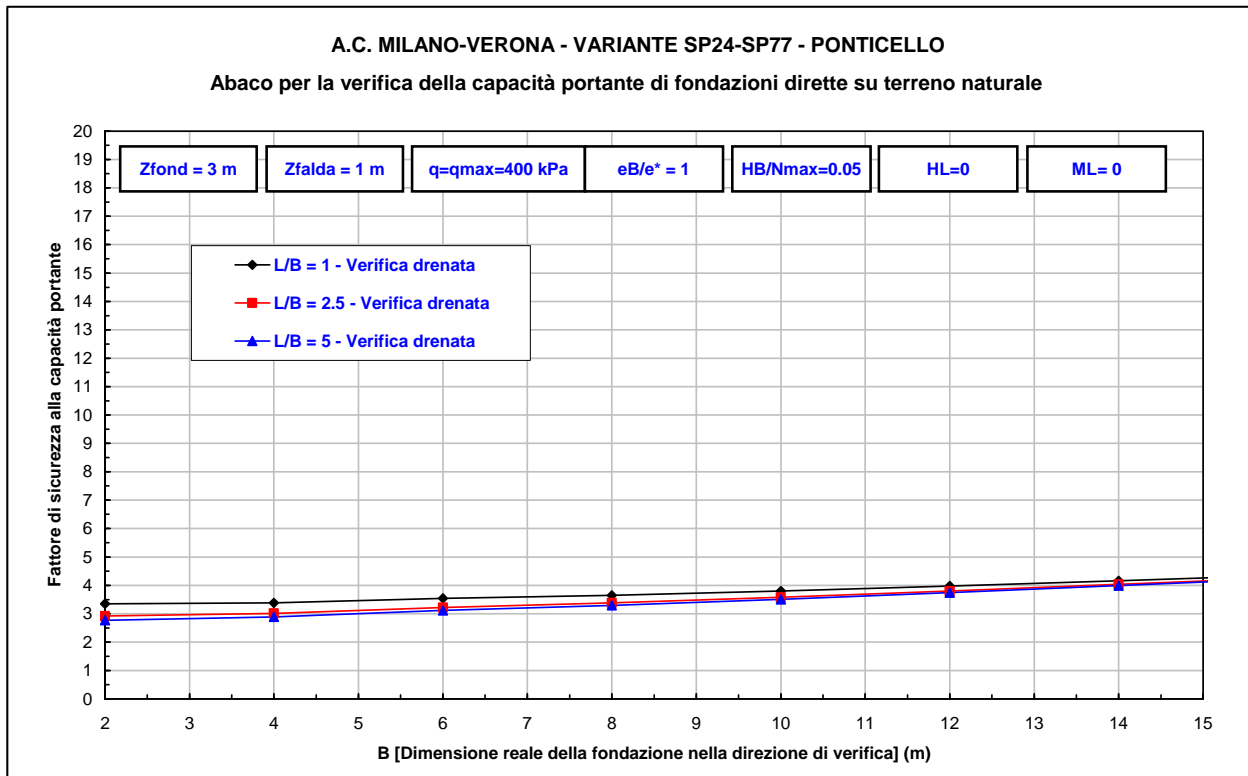


Figura 9

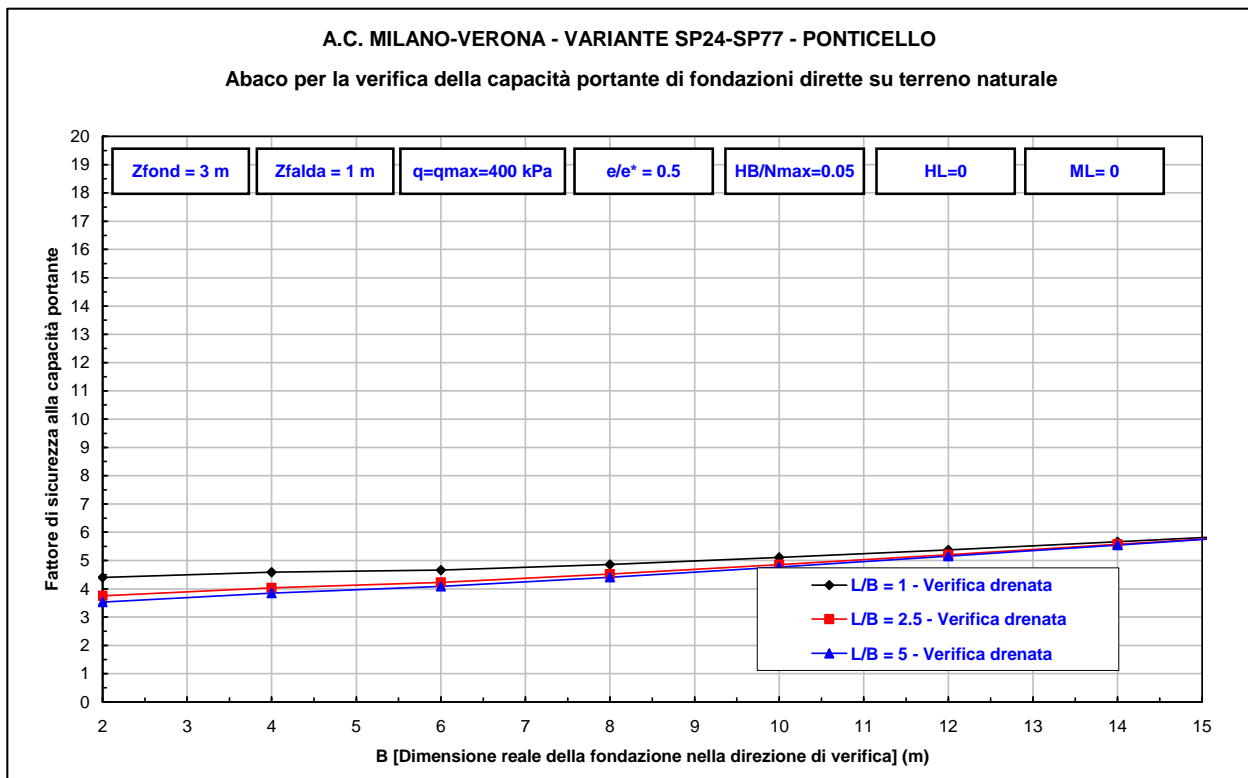


Figura 10

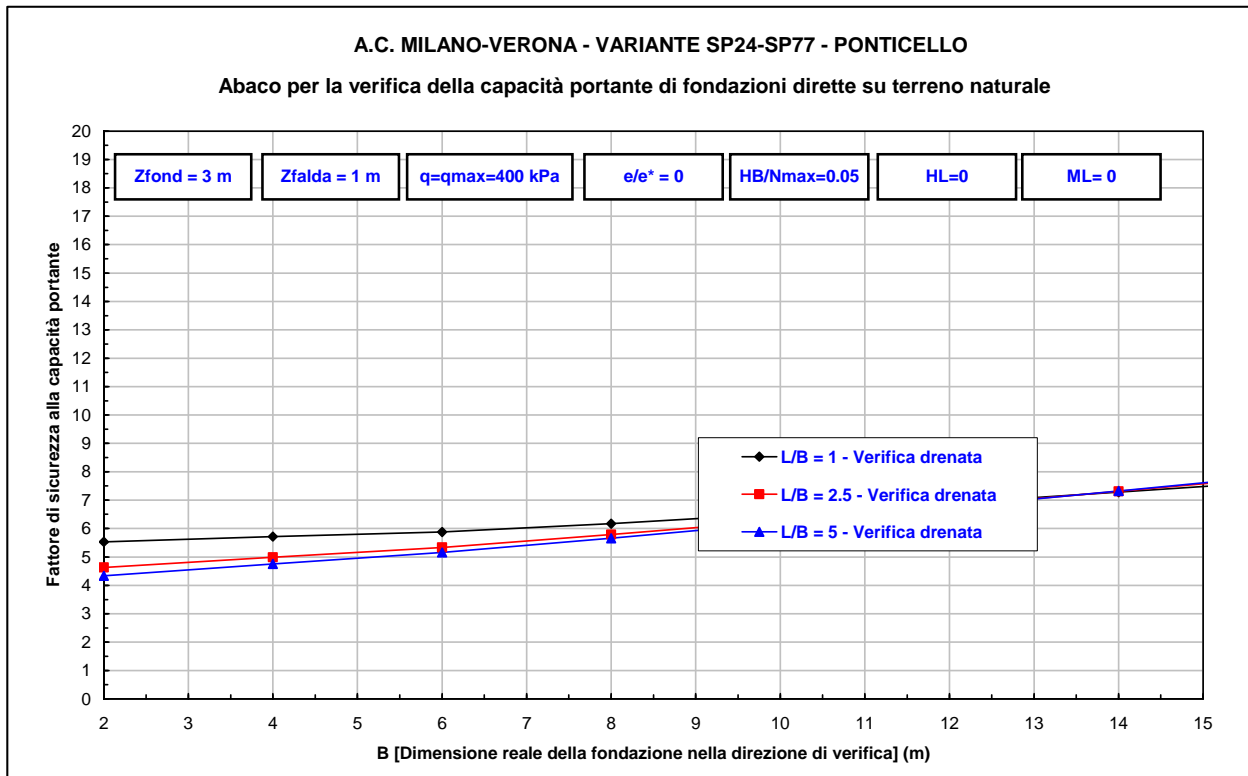


Figura 11

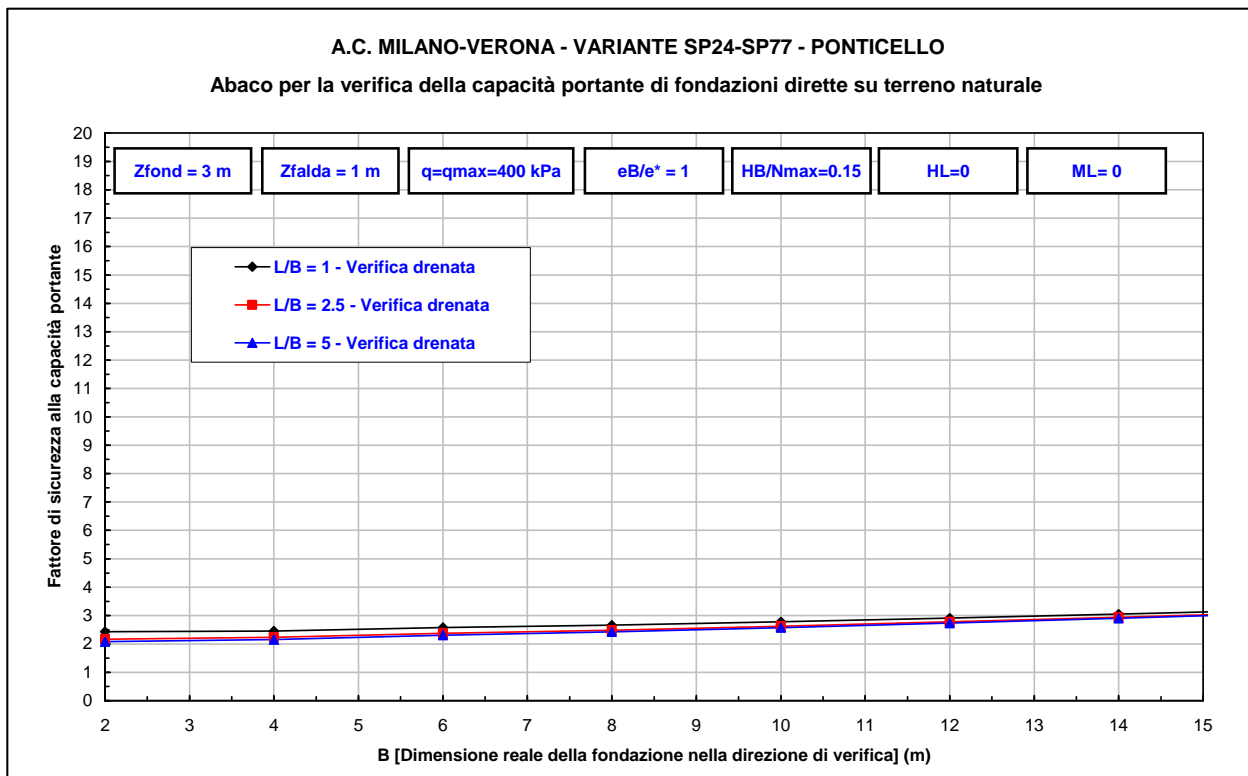


Figura 12

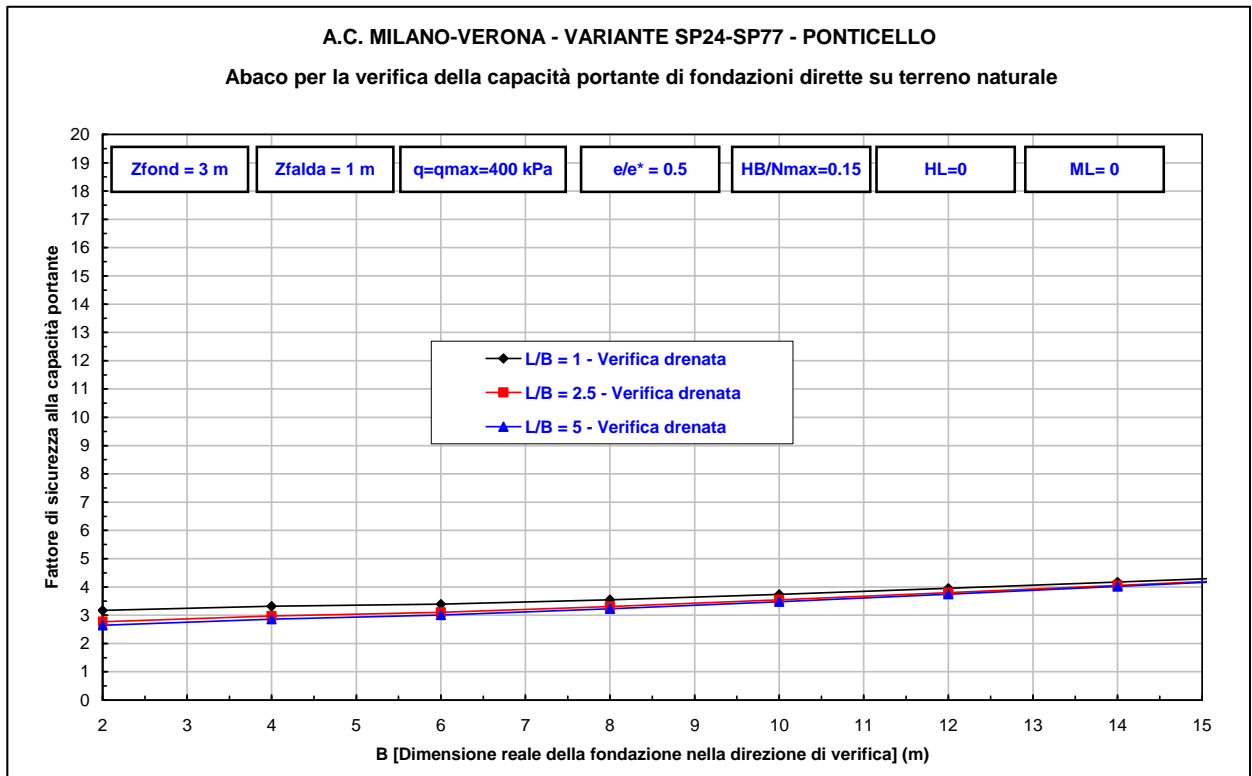


Figura 13

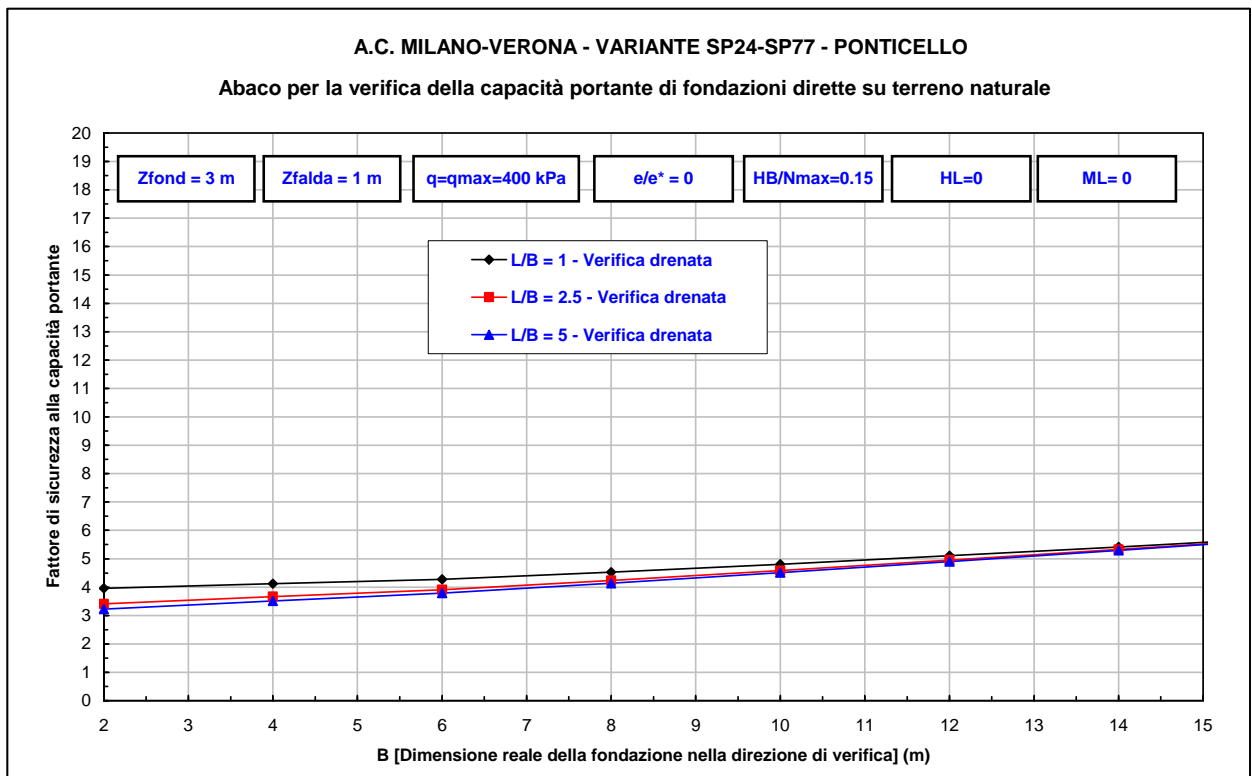


Figura 14

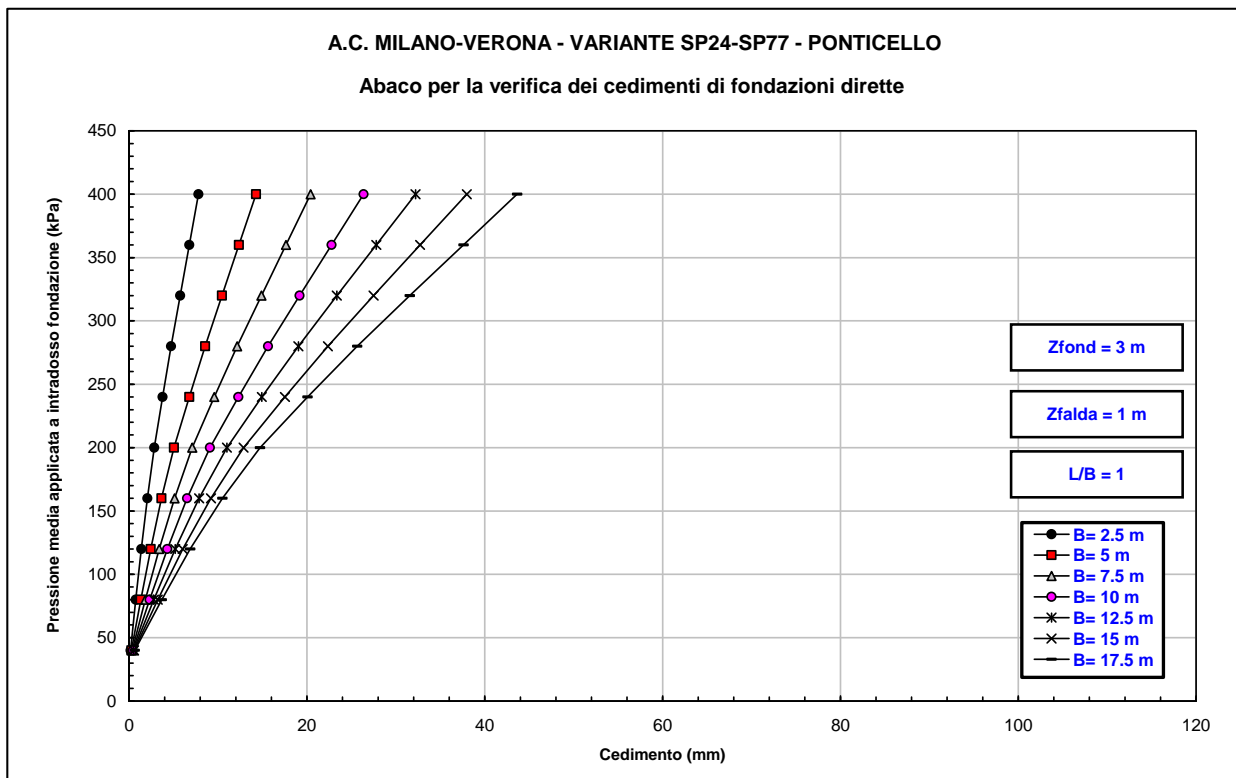


Figura 15

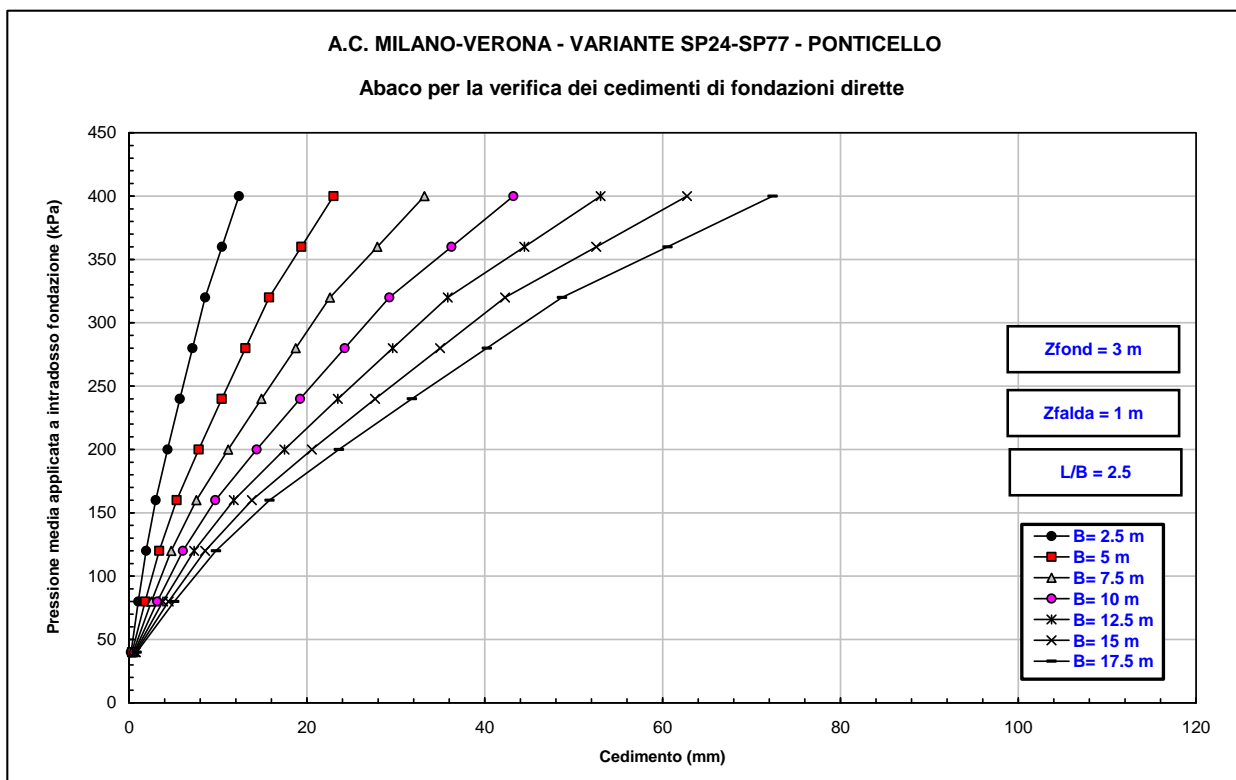


Figura 16

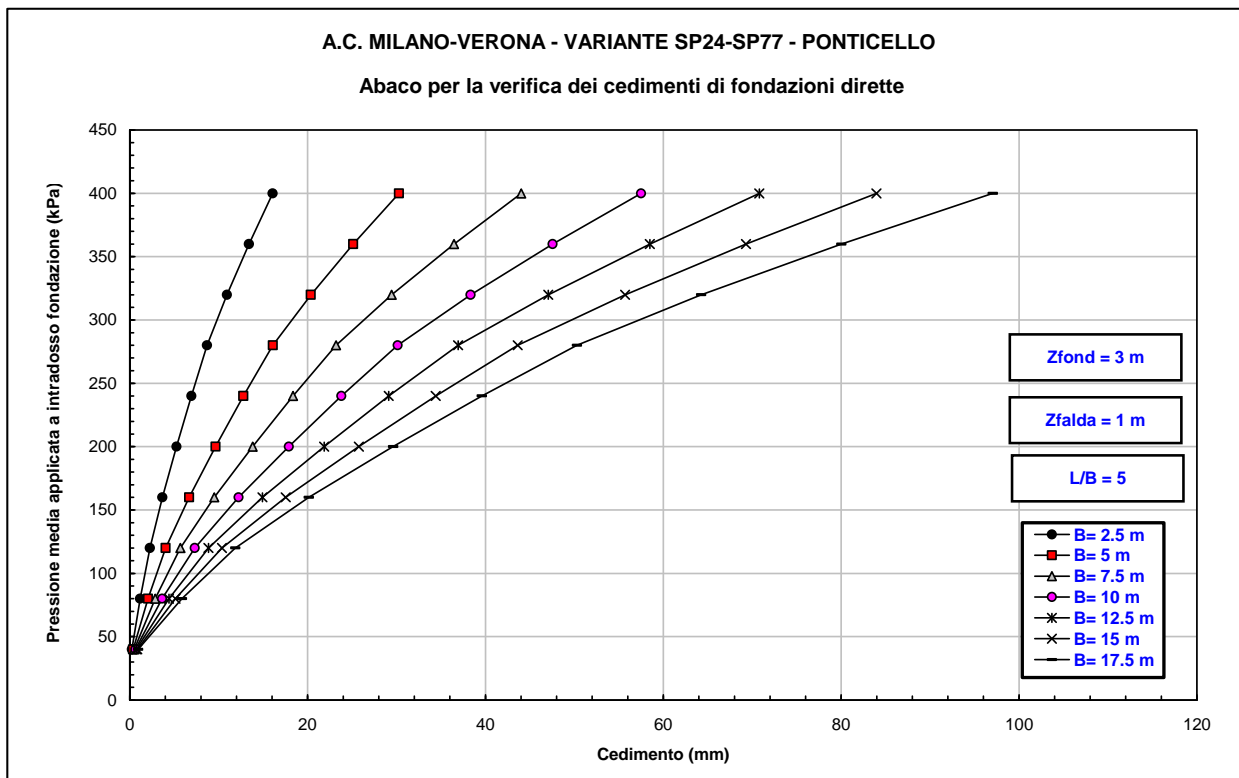


Figura 17

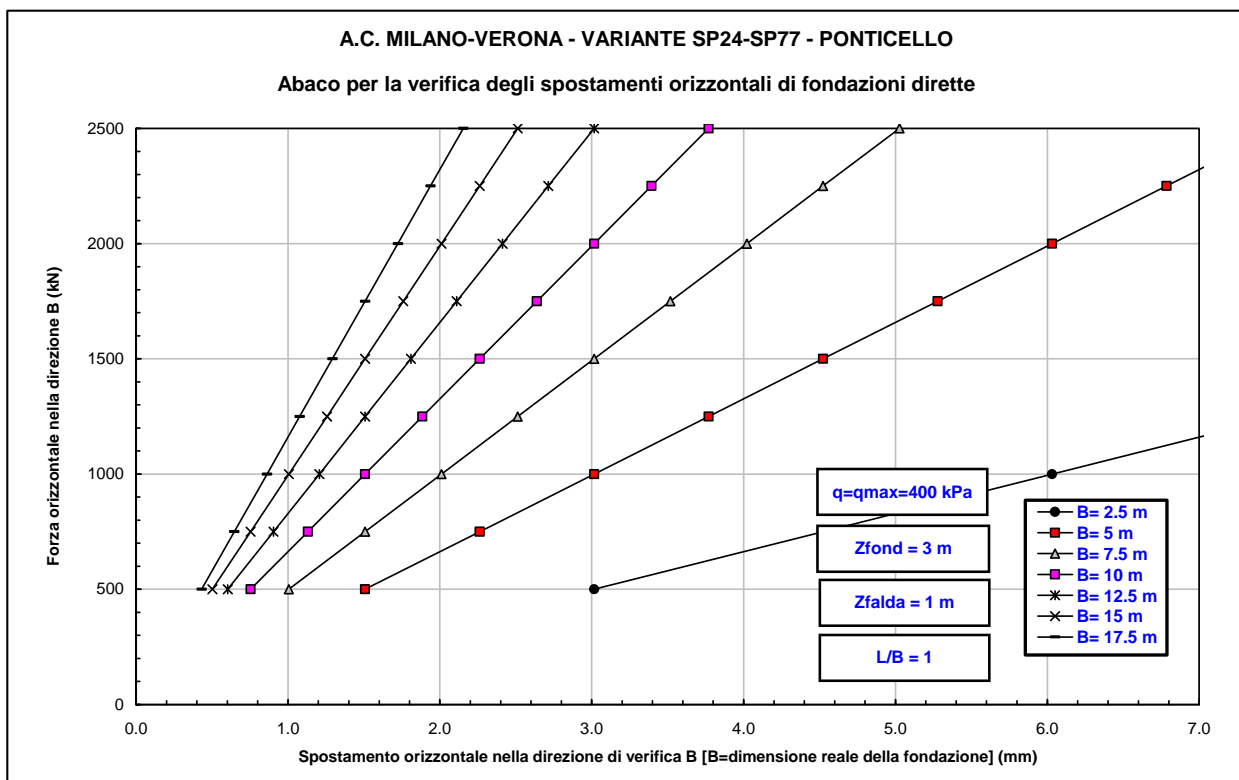


Figura 18

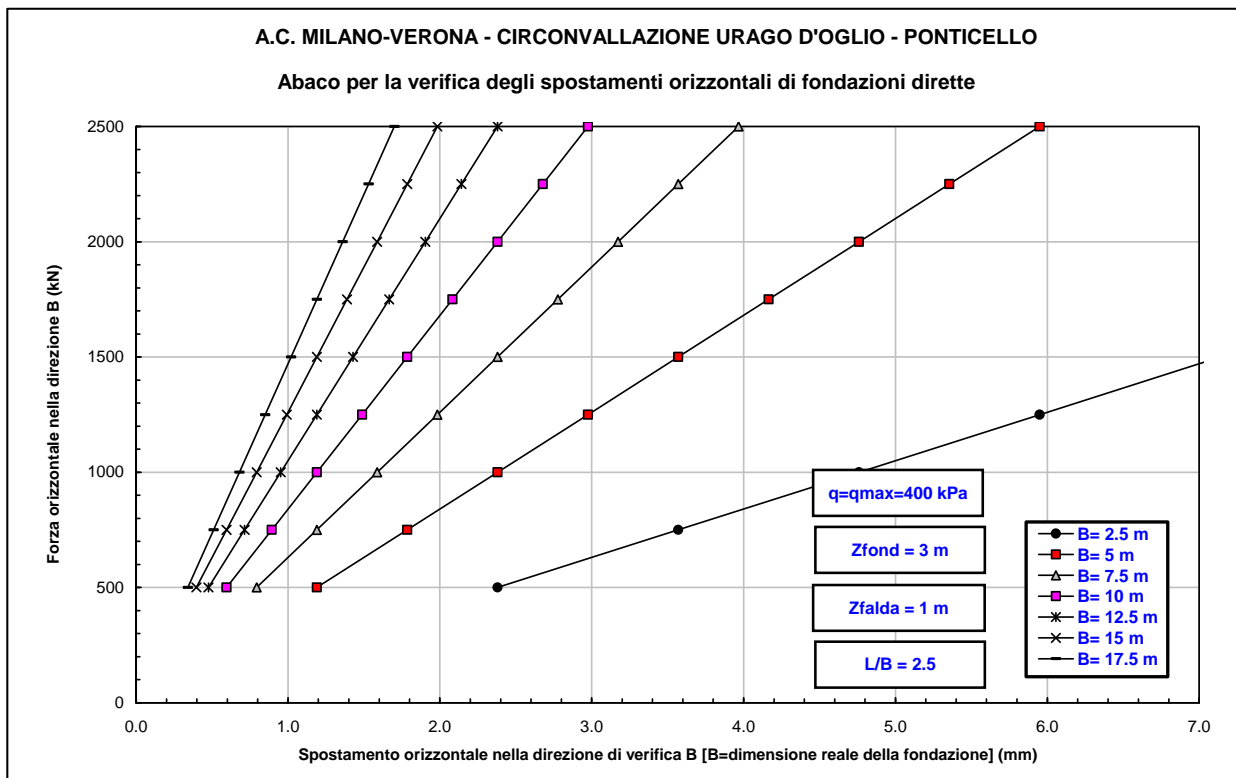


Figura 19

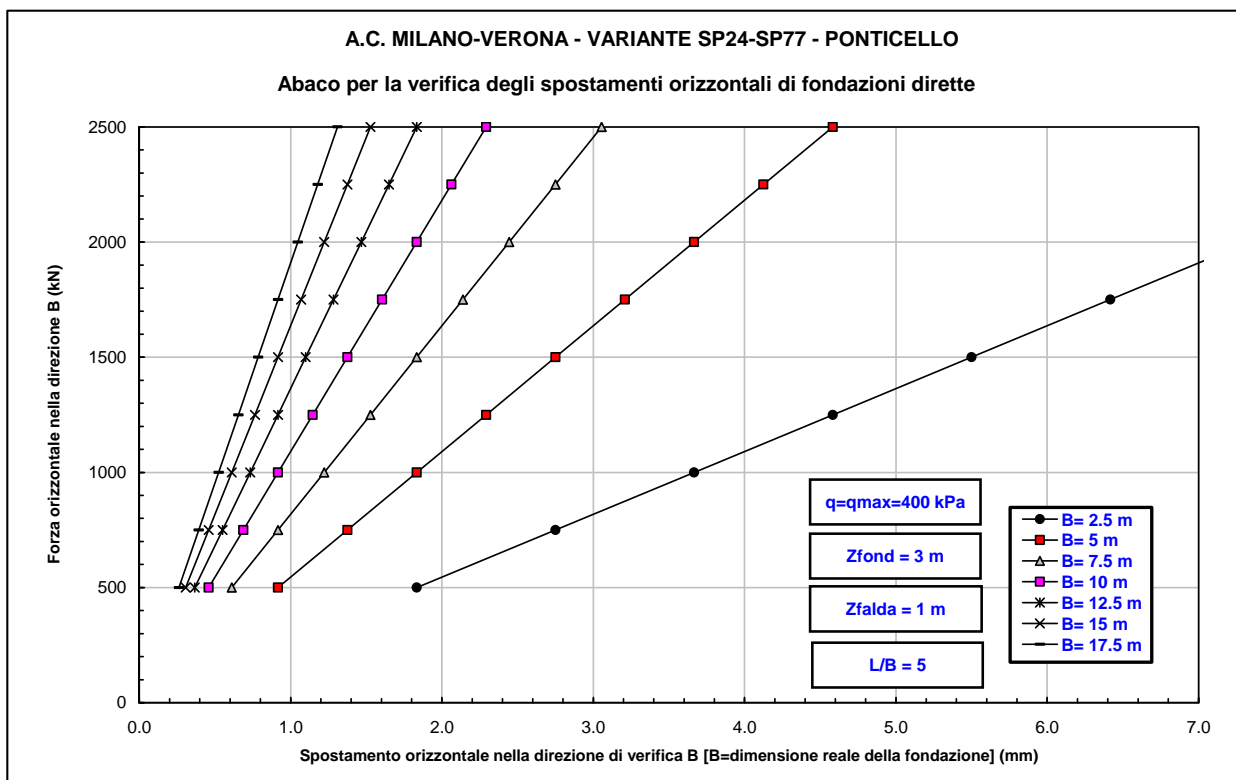


Figura 20

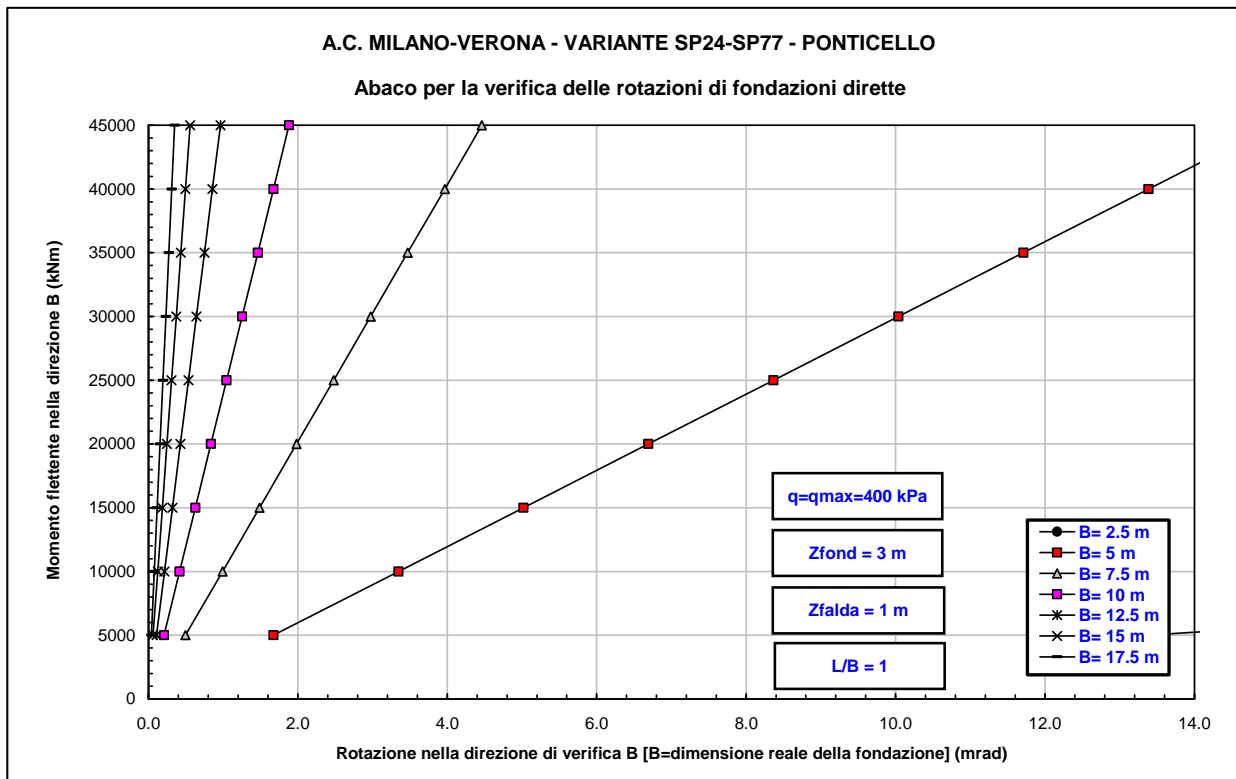


Figura 21

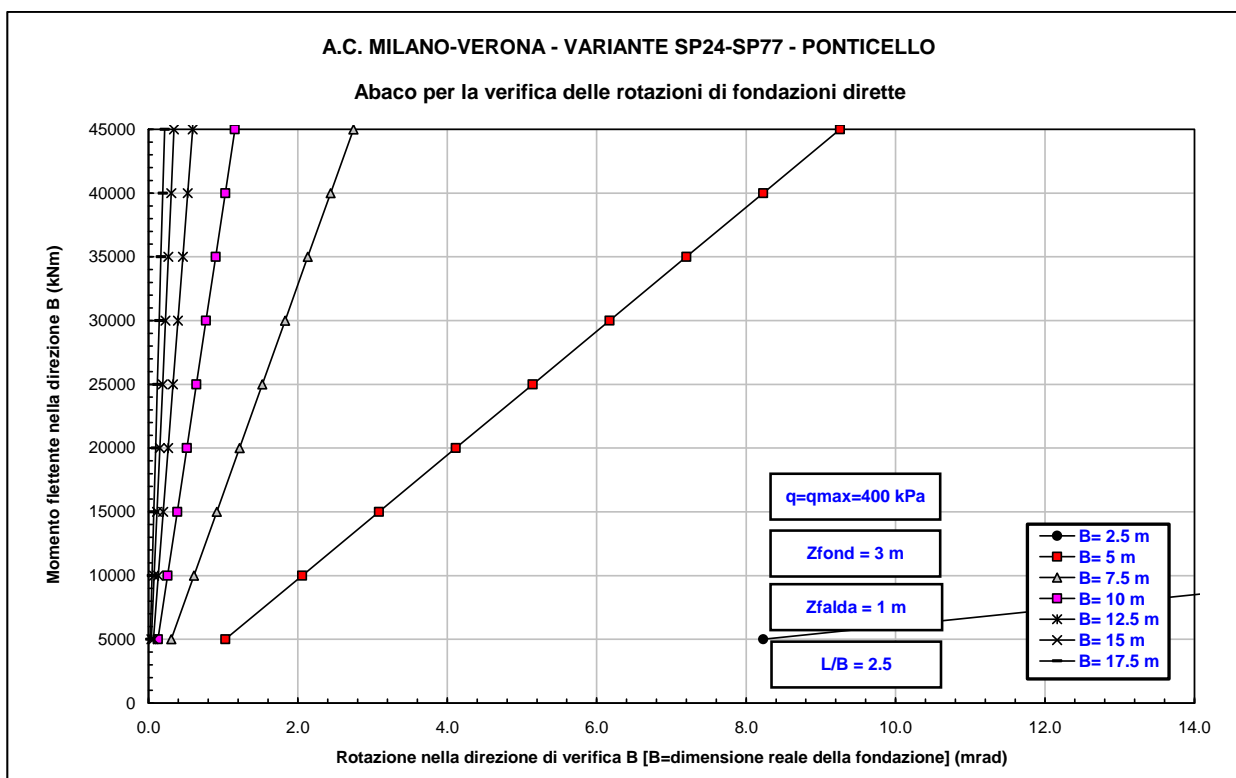
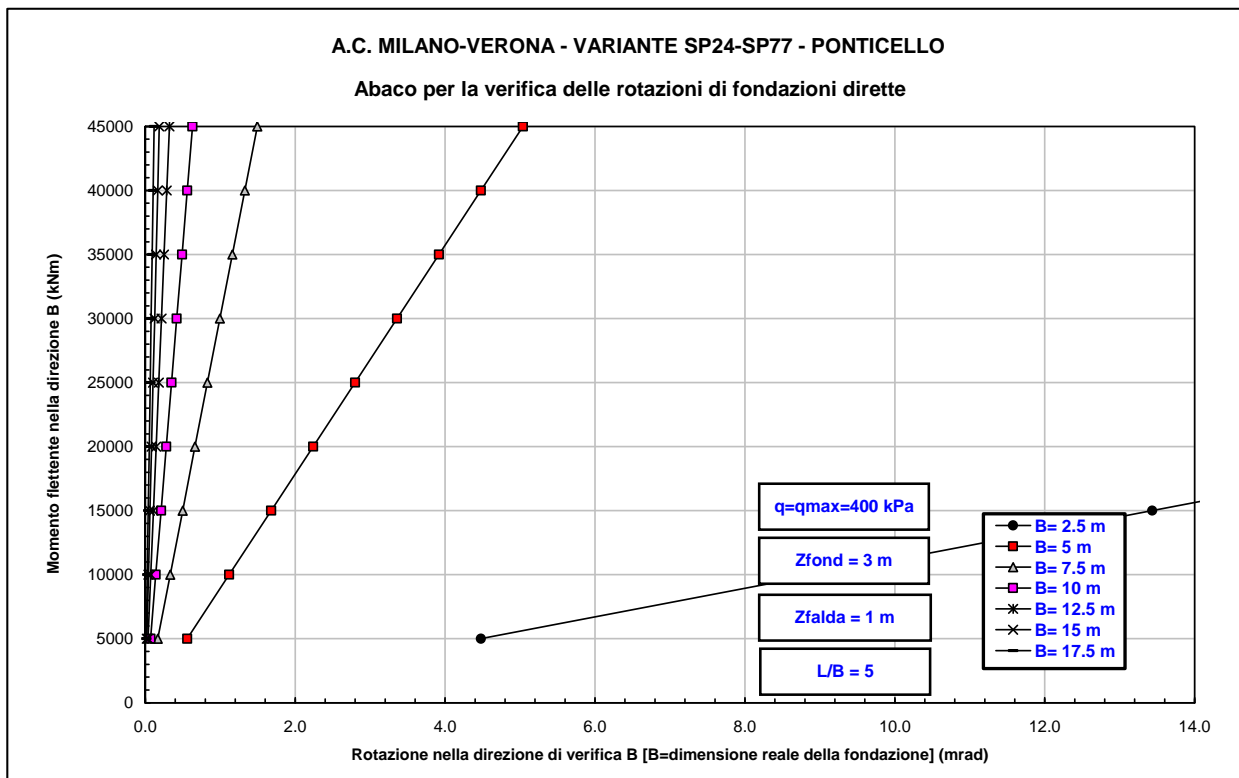


Figura 22



A.C. MILANO-VERONA - VARIANTE SP24-SP77 - PONTICELLO GARZA

PALO TRIVELLATO D=1 m

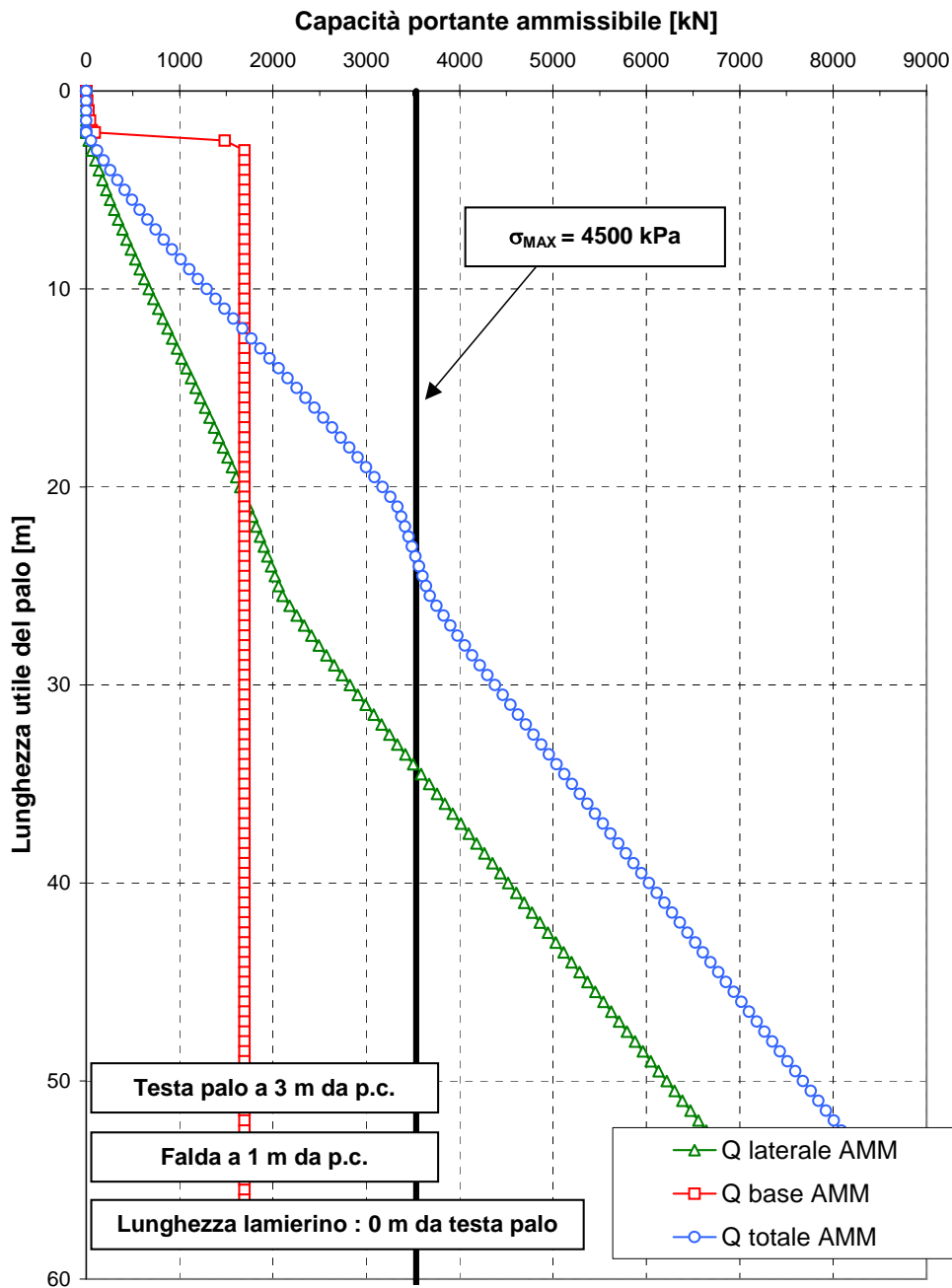


Figura 24: Capacità portante palo D=1000mm (palo non scalzabile)

A.C. MILANO-VERONA - VARIANTE SP24-SP77 - PONTICELLO GARZA

PALO TRIVELLATO D=1.2 m

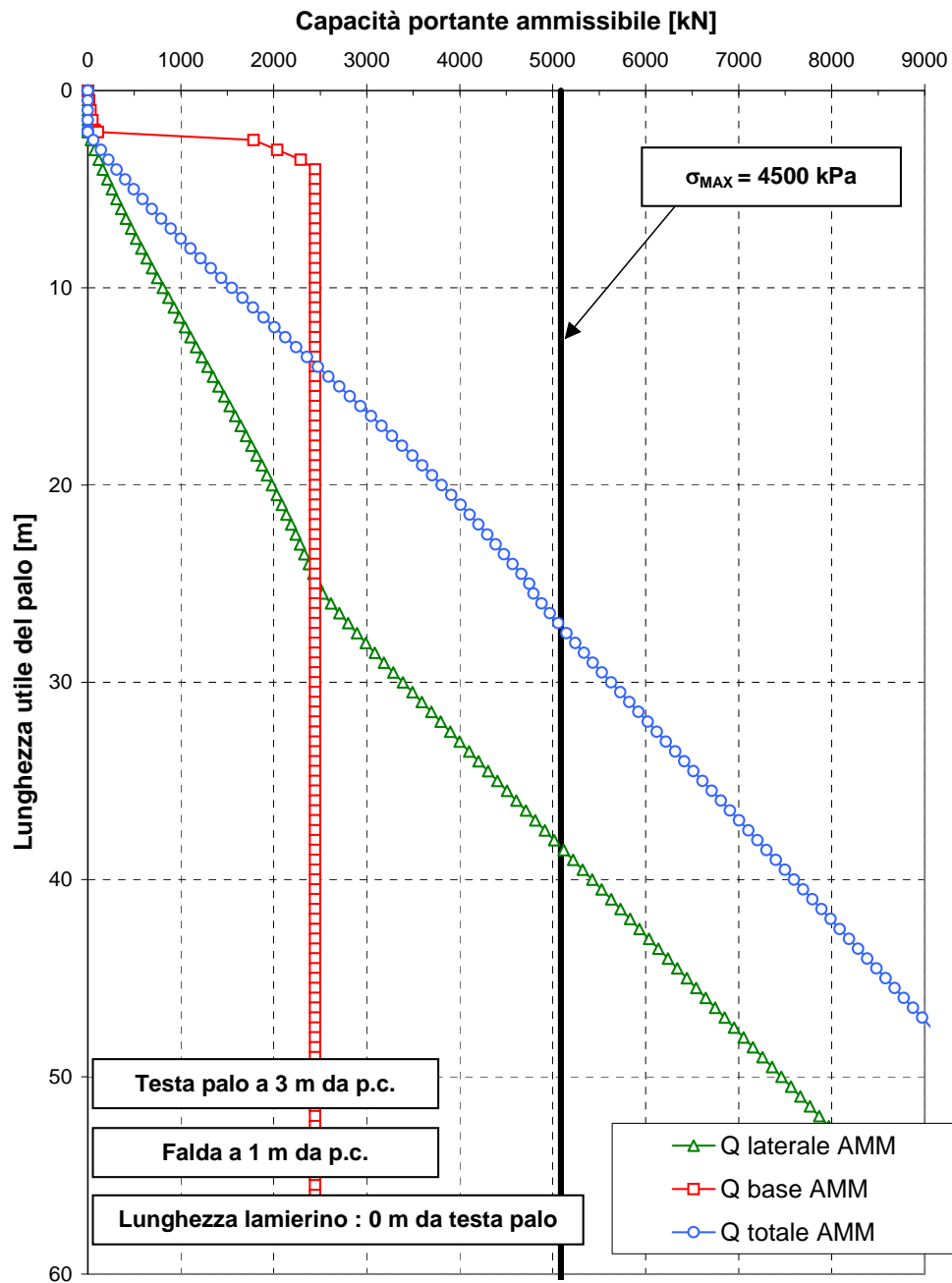


Figura 25: Capacità portante palo D=1200mm (palo non scalzabile)