



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

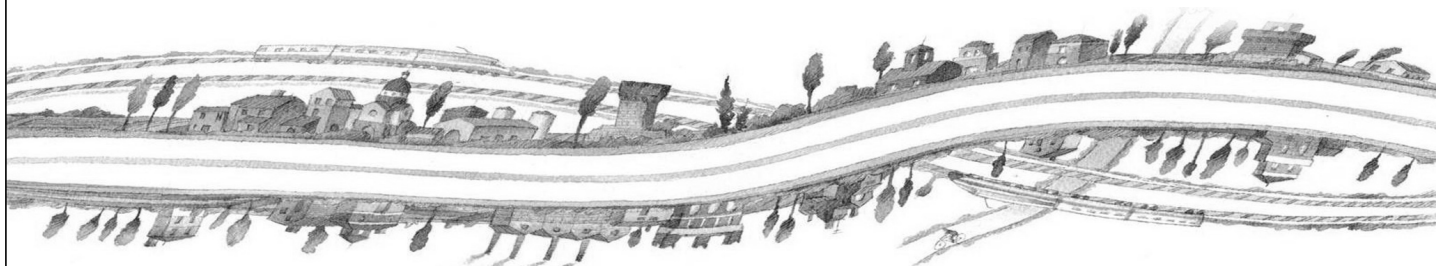
PROGETTO DEFINITIVO

ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

VIADOTTI AUTOSTRADALI

RELAZIONE GEOTECNICA VIADOTTO SU S.P. N.°43 MAESTRA GRANDE

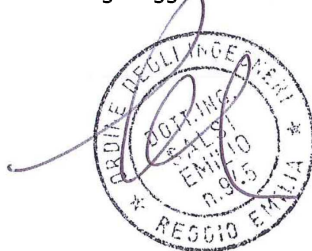


IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi
Albo Ing. Ravenna n°342

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Boschi	G. Marchi	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
0433	PD	0	A36	AVI05	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1. NORMATIVE	3
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
4. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	6
5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI	13
6. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI	16
7. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	23
7.1. TERRENI COESIVI	23
7.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri	23
7.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri	24
7.2. TERRENI INCOERENTI	26
7.2.1. Sabbia sciolta	26
7.2.2. Sabbia densa	26
8. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	27
9. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	28
10. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO	29
10.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI	29
10.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE	29
10.3. RIGIDENZE ASSIALI E TRASVERSALI	30

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra gli aspetti geotecnici inerenti l'opera di linea AVI05 – Viadotto S.P.43 Maestra Grande.

Per ulteriori chiarimenti in merito ai criteri generali adottati per l'esecuzione delle verifiche geotecniche si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche con particolare riferimento all'opera in oggetto:

- normativa di riferimento per le verifiche geotecniche;
- caratterizzazione geotecnica;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi assiali;
- capacità portante del palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni lungo il palo singolo soggetto a carichi trasversali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi assiali;
- capacità portante dei pali in gruppo soggetti a carichi trasversali;
- andamento delle sollecitazioni nei pali in gruppo soggetto a carichi trasversali;
- comportamento dei pali in esercizio.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVE

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD_0_000_00000_0_GE_KT_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984;
- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna;
- FRANK R., "Calcul des fondations superficielles et profondes", Techniques de l'Ingénieur (TI), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées ;
- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna;
- VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice;
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) – "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc. ;
- U.S. Departement of Trasportation, Federal Highway Administration – "Drilled shafts: Construction procedures and design methods" – Publication No. FHWA-IF-99-025.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto.

OPERA:	VIADOTTO S.P.43 MAESTRA GRANDE
Progressiva km:	

Q_{rif} = 12.50 m s.l.m.

TABELLA 3-1: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH 535	Imprefond - 2011	12.492	50.0	C(20)
BH 536	Imprefond - 2011	12.927	50.0	TA(10-20)
SCPT 560	Imprefond - 2011	12.692	30.0	-
CPTU 561	Imprefond - 2011	12.884	37.8	-
PPU 11	Intergeo - 2006	-	30.0	-
P 401	Intergeo - 2006	-	40.0	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).

TABELLA 3-2: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con D _r <50%
4	Sabbia con 50%<D _r <70%
5	Sabbia con D _r >70%
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 3-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 12.50 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (kPa)	M (kPa)
0.0÷20.0	1	0.50	18.5	21-23	2-5	30-60	2600-8950	3500-12000
20.0÷25.0	3		20.5	31-34	0	-	25000	-
Da 25.0	1		18.5	21-23	2-5	60	>9700	>13000

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);
 z_w = profondità di falda di progetto da p.c.;
 γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);
 (*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);
 c' = valore della coesione efficace (kPa);
 C_u = valore della coesione non drenata (kPa);
 E' = modulo di Young (kPa);
 M = valore del modulo edometrico.

Con riferimento ai primi 30.0 m da piano campagna, la prova SCPT560 indica $V_{s,30} = 183$ m/s; di conseguenza, la categoria di sottosuolo che è possibile assumere per le elaborazioni è **D**.

Al fine di valutare i fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica si considerano, quali verticali indagate, le prove indicate in Tabella 3-1.

4. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e di trazione, con riferimento a pali trivellati ϕ 1000 e ϕ 1200.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Poulos, Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in compressione ed in trazione in funzione della lunghezza degli stessi, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo alla quota di riferimento.

A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1000mm

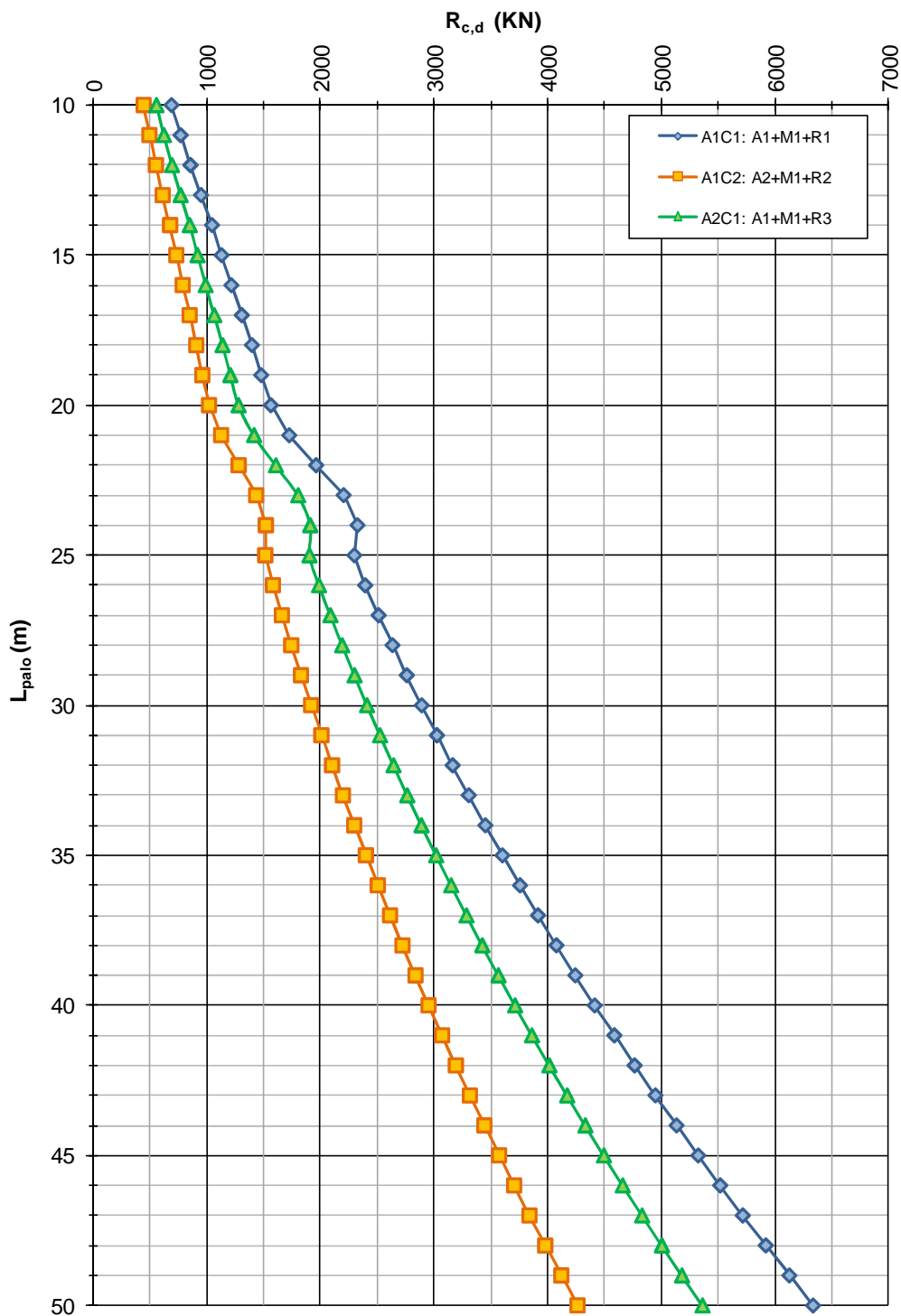


FIGURA 4-1: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 1000mm

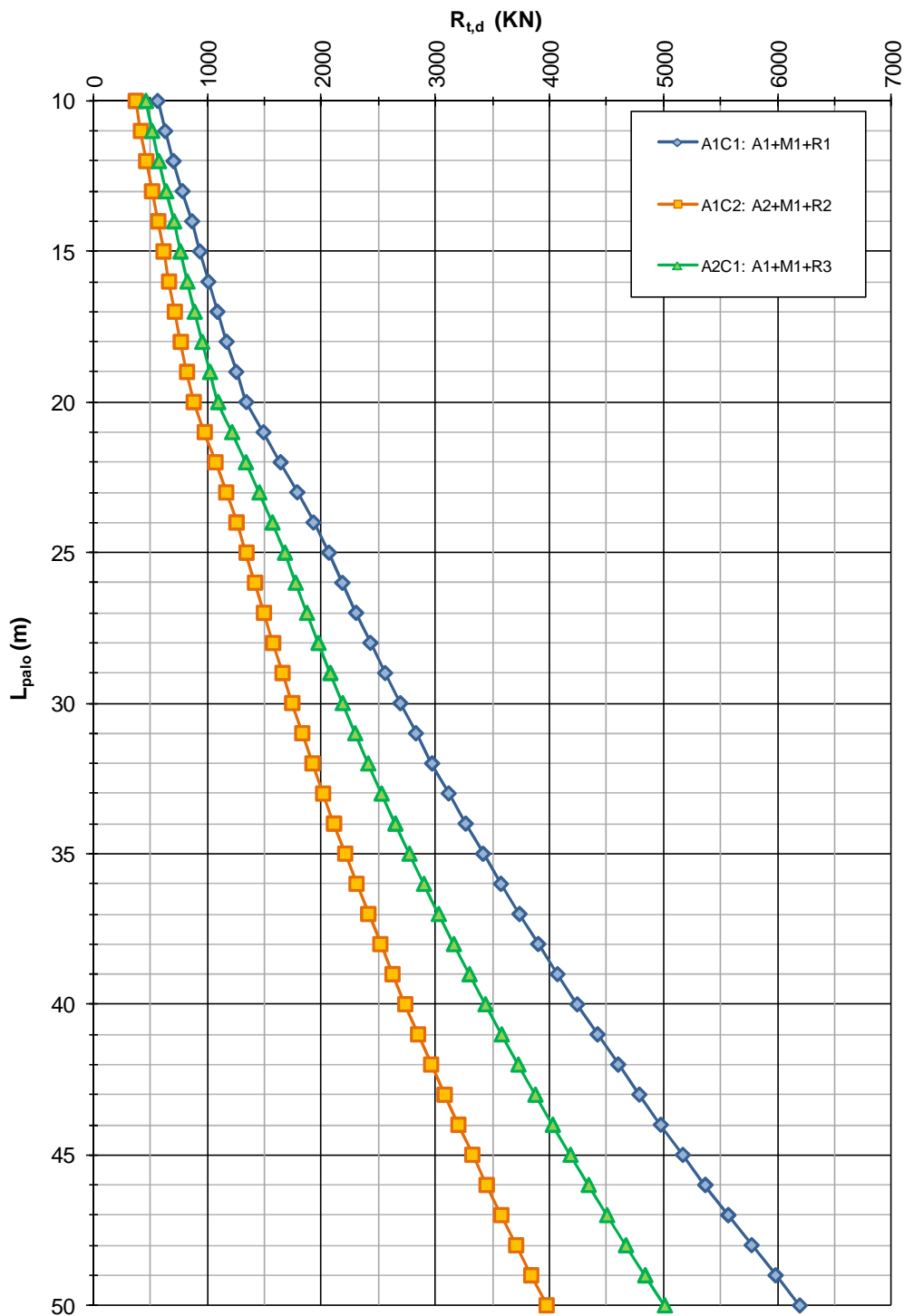


FIGURA 4-2: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm

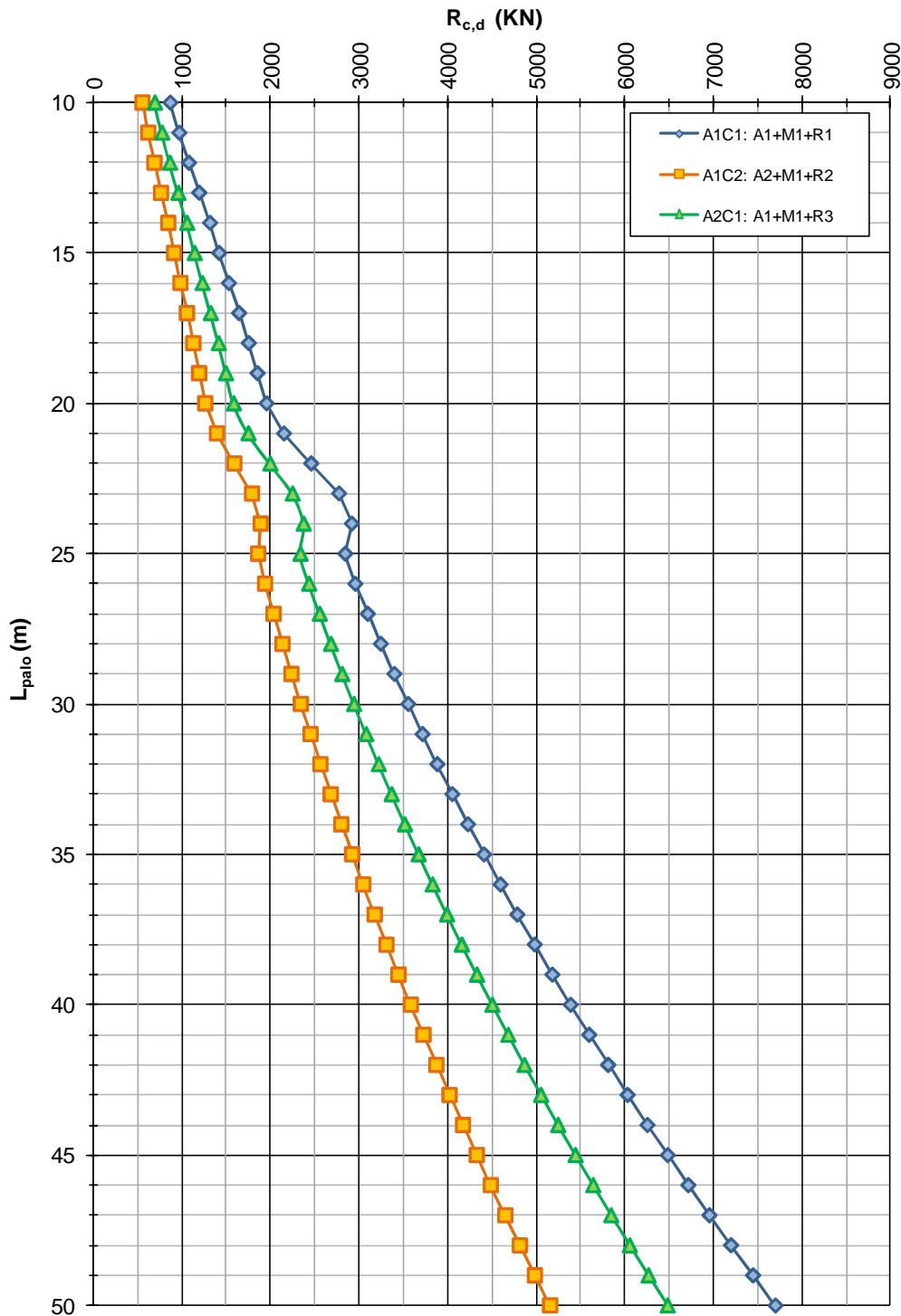


FIGURA 4-3: CAPACITÀ PORTANTE A COMPRESSIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a trazione - Pali trivellati ϕ 1200mm

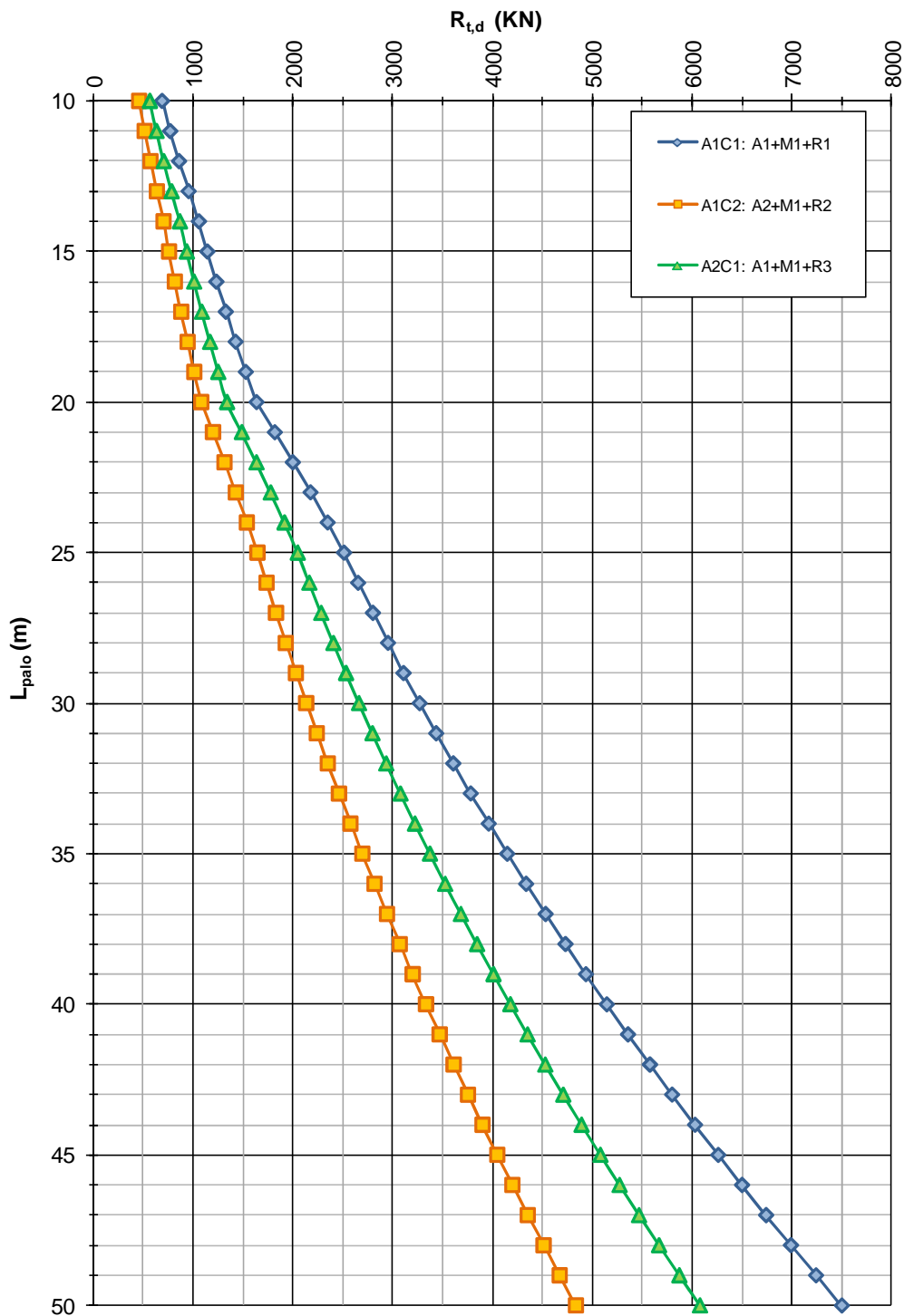


FIGURA 4-4: CAPACITÀ PORTANTE A TRAZIONE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

Pali trivellati ϕ 1000

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]			Rigidezza assiale K_w [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
1.00	194.18	118.03	148.46	55.76	36.91	45.71	7539.82
2.00	246.98	152.89	192.19	111.53	73.83	91.42	15079.64
3.00	299.79	187.76	235.93	167.29	110.74	137.13	22619.47
4.00	352.59	222.62	279.67	223.05	147.65	182.84	30159.29
5.00	405.40	257.49	323.41	278.82	184.57	228.55	37699.11
6.00	458.20	292.36	367.14	334.58	221.48	274.26	45238.93
7.00	511.01	327.22	410.88	390.34	258.40	319.97	52778.76
8.00	563.81	362.09	454.62	446.11	295.31	365.68	60318.58
9.00	616.62	396.95	498.35	501.87	332.22	411.39	67858.40
10.00	690.18	444.58	558.17	563.08	372.54	461.46	76215.04
11.00	770.79	496.95	623.96	630.15	416.52	516.22	85451.32
12.00	857.26	553.36	694.85	703.09	464.17	575.67	95567.25
13.00	949.60	613.82	770.84	781.89	515.48	639.81	106562.82
14.00	1047.80	678.32	851.92	866.56	570.46	708.64	118438.04
15.00	1130.61	732.21	919.63	935.83	615.82	765.16	128004.19
16.00	1217.81	789.12	991.15	1009.50	663.92	825.19	138230.08
17.00	1309.42	849.08	1066.50	1087.57	714.78	888.75	149115.70
18.00	1397.96	907.51	1139.95	1168.46	767.40	954.56	160425.43
19.00	1479.31	962.07	1208.51	1252.78	822.16	1023.11	172247.63
20.00	1564.67	1019.38	1280.56	1341.09	879.42	1094.87	184670.67
21.00	1726.15	1127.92	1417.18	1492.97	976.40	1217.46	206626.97
22.00	1963.42	1280.79	1609.61	1642.30	1071.80	1338.03	228202.96
23.00	2204.88	1435.77	1804.70	1788.20	1165.04	1455.85	249262.83
24.00	2326.96	1520.09	1910.81	1929.77	1255.59	1570.21	269674.02
25.00	2297.85	1514.95	1904.25	2066.16	1342.89	1680.42	289307.01
26.00	2394.28	1581.69	1988.20	2183.22	1418.12	1775.17	306041.88
27.00	2512.40	1661.60	2088.73	2304.29	1495.85	1873.12	323377.58
28.00	2634.51	1744.27	2192.74	2429.37	1576.08	1974.28	341314.11
29.00	2760.63	1829.69	2300.23	2558.45	1658.82	2078.64	359851.47
30.00	2890.76	1917.89	2411.20	2691.53	1744.06	2186.21	378989.66
31.00	3024.89	2008.84	2525.66	2828.62	1831.80	2296.98	398728.68
32.00	3163.03	2102.56	2643.60	2969.72	1922.05	2410.96	419068.53
33.00	3305.18	2199.04	2765.02	3114.82	2014.80	2528.14	440009.21
34.00	3451.33	2298.28	2889.93	3263.93	2110.05	2648.53	461550.71
35.00	3601.48	2400.28	3018.32	3417.04	2207.81	2772.12	483693.05
36.00	3755.64	2505.05	3150.19	3574.16	2308.07	2898.91	506436.22
37.00	3913.81	2612.58	3285.55	3735.29	2410.84	3028.91	529780.22
38.00	4075.98	2722.87	3424.39	3900.42	2516.10	3162.12	553725.04
39.00	4242.16	2835.92	3566.71	4069.55	2623.87	3298.52	578270.70
40.00	4412.34	2951.74	3712.51	4242.69	2734.15	3438.14	603417.18
41.00	4586.53	3070.32	3861.80	4419.84	2846.93	3580.95	629164.50
42.00	4764.72	3191.66	4014.57	4600.99	2962.21	3726.97	655512.64
43.00	4946.92	3315.76	4170.83	4786.15	3079.99	3876.20	682461.62
44.00	5133.12	3442.63	4330.56	4975.31	3200.28	4028.63	710011.42
45.00	5323.34	3572.26	4493.78	5168.48	3323.08	4184.26	738162.06
46.00	5517.55	3704.65	4660.49	5365.66	3448.37	4343.10	766913.52
47.00	5715.77	3839.80	4830.67	5566.83	3576.17	4505.15	796265.81
48.00	5918.00	3977.72	5004.34	5772.02	3706.47	4670.39	826218.94
49.00	6124.23	4118.40	5181.50	5981.21	3839.28	4838.85	856772.89
50.00	6334.47	4261.84	5362.13	6194.41	3974.59	5010.50	887927.67

Pali trivellati ϕ 1200

Profondità [m]	Capacità Portante di Progetto a Compressione $R_{c,d}$ [kN]			Capacità Portante di Progetto a Trazione $R_{t,d}$ [kN]			Rigidezza assiale K_w [kN/m]
	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	A1C1: A1+M1+R1	A1C2: A2+M1+R2	A2C1: A1+M1+R3	
1.00	267.55	161.64	203.29	68.24	45.62	56.17	9047.79
2.00	331.53	203.52	255.78	136.47	91.23	112.34	18095.57
3.00	395.50	245.41	308.27	204.71	136.85	168.52	27143.36
4.00	459.48	287.30	360.76	272.94	182.46	224.69	36191.15
5.00	523.45	329.19	413.25	341.18	228.08	280.86	45238.93
6.00	587.43	371.07	465.75	409.41	273.70	337.03	54286.72
7.00	651.40	412.96	518.24	477.65	319.31	393.20	63334.51
8.00	715.38	454.85	570.73	545.88	364.93	449.37	72382.29
9.00	779.35	496.74	623.22	614.12	410.54	505.55	81430.08
10.00	871.92	556.10	697.73	688.89	460.24	566.94	91458.05
11.00	973.22	621.32	779.62	770.70	514.34	633.97	102541.58
12.00	1081.55	691.39	867.62	859.54	572.84	706.63	114680.70
13.00	1196.92	766.32	961.74	955.42	635.73	784.92	127875.39
14.00	1319.33	846.09	1061.99	1058.34	703.03	868.84	142125.65
15.00	1423.27	913.13	1146.17	1142.79	758.77	937.98	153605.03
16.00	1532.48	983.81	1234.94	1232.51	817.82	1011.34	165876.09
17.00	1646.97	1058.13	1328.30	1327.51	880.16	1088.93	178938.83
18.00	1756.38	1129.80	1418.32	1425.91	944.63	1169.23	192510.51
19.00	1854.61	1195.31	1500.61	1528.40	1011.66	1252.80	206697.16
20.00	1957.65	1264.14	1587.07	1635.70	1081.69	1340.23	221604.80
21.00	2155.05	1396.21	1753.25	1819.27	1199.39	1488.67	247952.36
22.00	2462.20	1592.53	2000.33	1999.79	1315.18	1634.67	273843.56
23.00	2776.21	1792.46	2251.97	2176.19	1428.40	1777.37	299115.40
24.00	2919.34	1891.36	2376.36	2347.40	1538.37	1915.92	323608.82
25.00	2846.01	1862.29	2339.61	2512.38	1644.46	2049.49	347168.41
26.00	2958.10	1939.94	2437.22	2654.17	1736.05	2164.51	367250.25
27.00	3100.44	2035.87	2557.85	2800.77	1830.64	2283.37	388053.09
28.00	3247.59	2135.12	2682.67	2952.18	1928.24	2406.08	409576.93
29.00	3399.55	2237.68	2811.67	3108.40	2028.84	2532.64	431821.76
30.00	3556.31	2343.56	2944.84	3269.42	2132.45	2663.04	454787.59
31.00	3717.88	2452.75	3082.20	3435.25	2239.06	2797.28	478474.41
32.00	3884.26	2565.26	3223.73	3605.89	2348.68	2935.38	502882.23
33.00	4055.44	2681.09	3369.45	3781.33	2461.30	3077.31	528011.05
34.00	4231.43	2800.22	3519.34	3961.58	2576.93	3223.10	553860.86
35.00	4412.22	2922.68	3673.42	4146.63	2695.55	3372.72	580431.66
36.00	4597.83	3048.44	3831.67	4336.50	2817.19	3526.20	607723.46
37.00	4788.23	3177.53	3994.10	4531.16	2941.82	3683.52	635736.26
38.00	4983.45	3309.93	4160.72	4730.64	3069.46	3844.68	664470.05
39.00	5183.47	3445.64	4331.51	4934.92	3200.11	4009.69	693924.84
40.00	5388.30	3584.67	4506.48	5144.01	3333.76	4178.54	724100.62
41.00	5597.94	3727.01	4685.63	5357.91	3470.41	4351.24	754997.40
42.00	5812.38	3872.66	4868.97	5576.61	3610.07	4527.79	786615.17
43.00	6031.63	4021.64	5056.48	5800.12	3752.73	4708.18	818953.94
44.00	6255.68	4173.92	5248.17	6028.43	3898.40	4892.41	852013.71
45.00	6484.54	4329.53	5444.04	6261.55	4047.07	5080.49	885794.47
46.00	6718.21	4488.44	5644.09	6499.48	4198.74	5272.42	920296.22
47.00	6956.69	4650.68	5848.32	6742.22	4353.42	5468.19	955518.98
48.00	7199.97	4816.22	6056.73	6989.76	4511.10	5667.81	991462.72
49.00	7448.06	4985.08	6269.32	7242.11	4671.79	5871.27	1028127.47
50.00	7700.95	5157.26	6486.09	7499.26	4835.48	6078.58	1065513.20

5. CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI TRASVERSALI

Nel seguito si riportano i calcoli di capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi trasversali, con riferimento a pali trivellati ϕ 1000 e ϕ 1200.

Il calcolo viene condotto secondo i seguenti approcci con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.3:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M1+R2;
- Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

e con riferimento alla seguente bibliografia:

- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984);
- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Frank R. - Calcul des fondations superficielles et profondes – Techniques de l'ingénieur (IT) – Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées
- Poulus H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

I grafici sottostanti riportano le resistenze di progetto dei pali in funzione del momento resistente della sezione, i calcoli sono stati svolti considerando la testa del palo incastrata alla quota di riferimento.

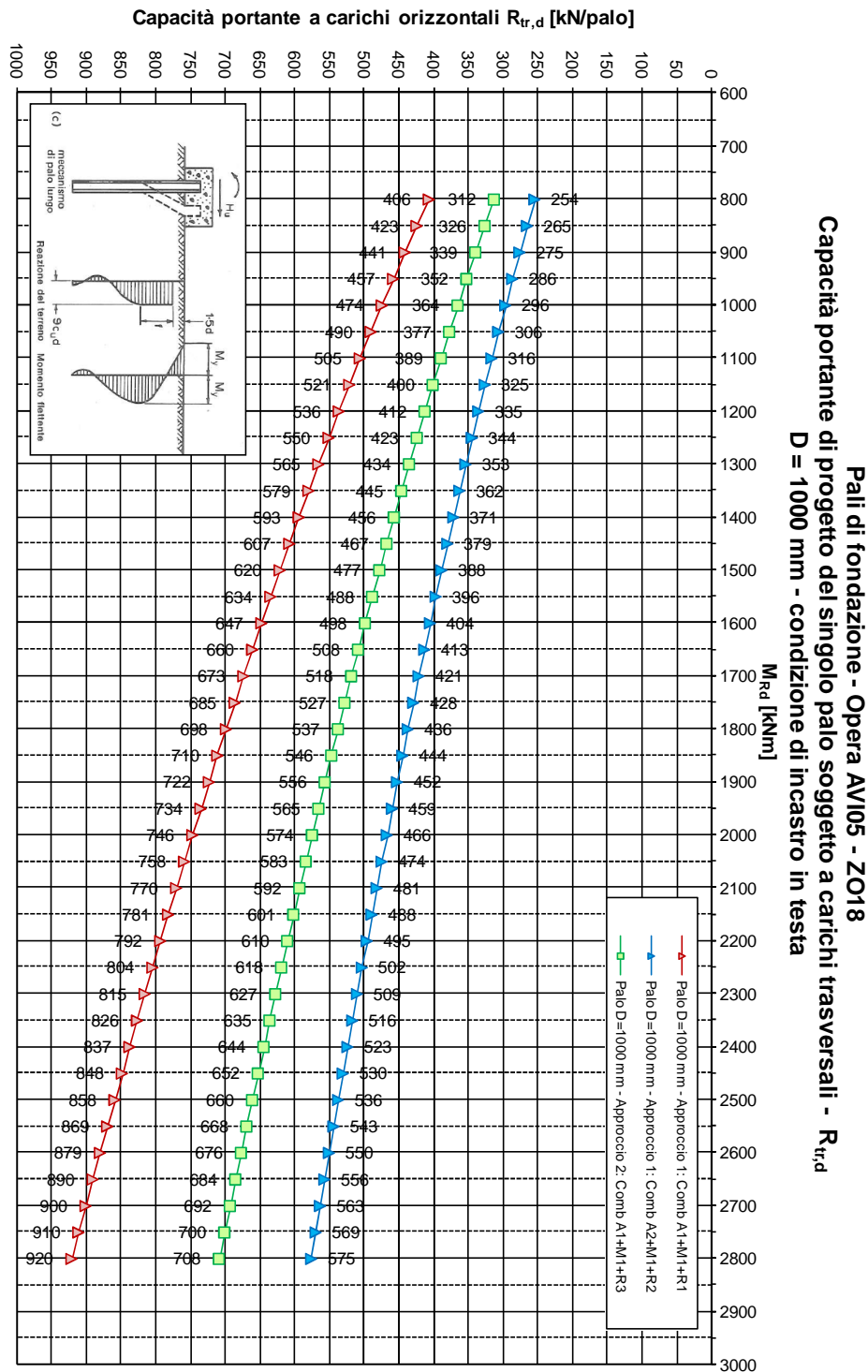


FIGURA 5-1: CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

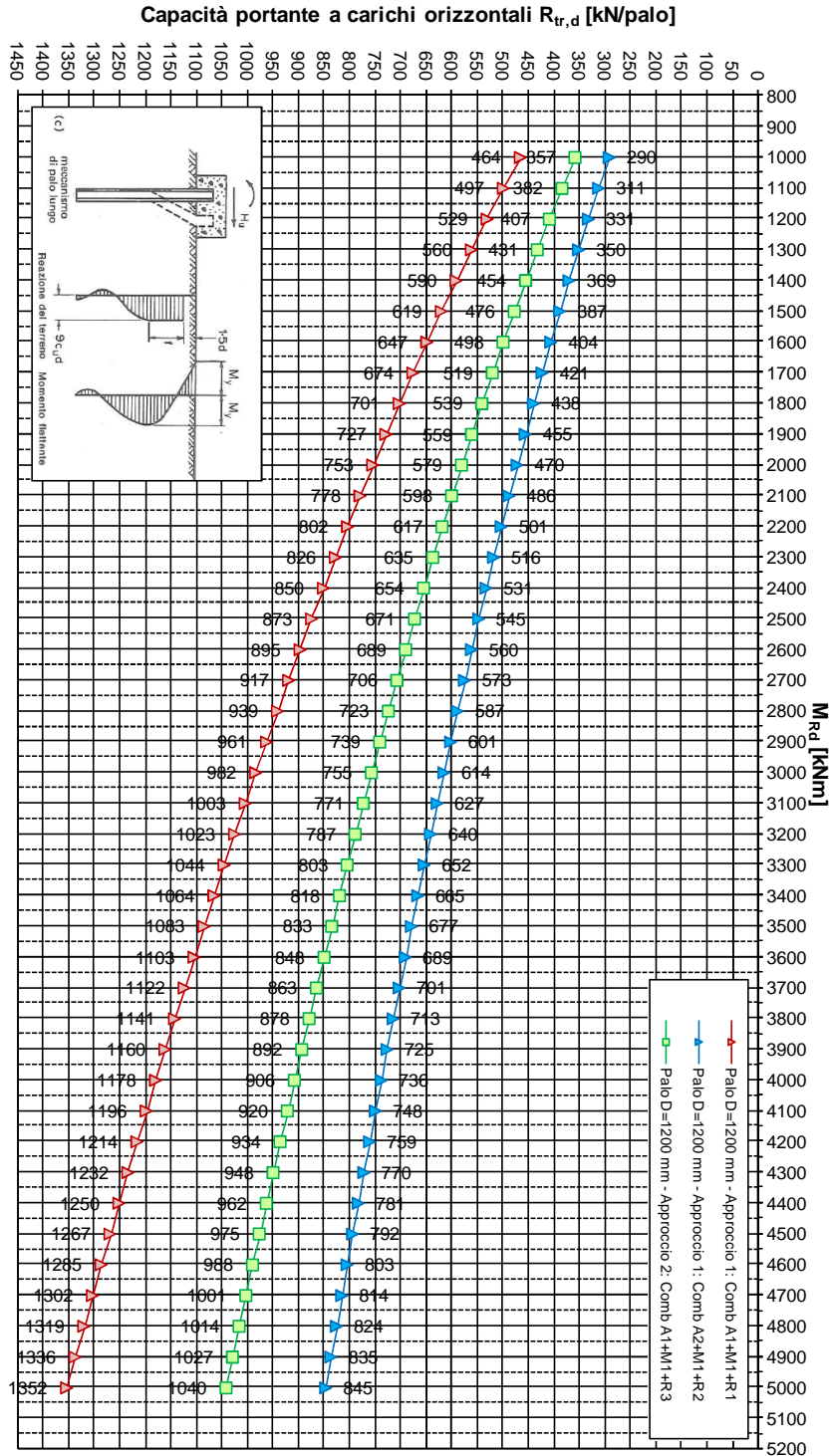


FIGURA 5-2: CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

6. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI

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

Il calcolo viene condotto con riferimento alla seguente bibliografia:

- Viggiani C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni
- Poulos H.G., Davis E.H. – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Libreria Dario Flaccovio Editrice.

La valutazione delle sollecitazioni lungo il palo singolo caricato da una forza orizzontale (H) viene effettuata secondo la teoria sopracitata per un modulo unitario (1000 kN).

Le grandezze così calcolate, in ragione della linearità del metodo, potranno essere combinate linearmente a seconda delle azioni di progetto.

Di seguito si riportano i grafici di momento flettente, taglio, spostamento e rotazione per i pali trivellati ϕ 1000 e ϕ 1200. A seguire si riportano i tabulati di derivazione dei grafici stessi.

Pali di fondazione da p.c. - Opera AVI05 - ZO18
Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1000 mm - condizione di incastro in testa

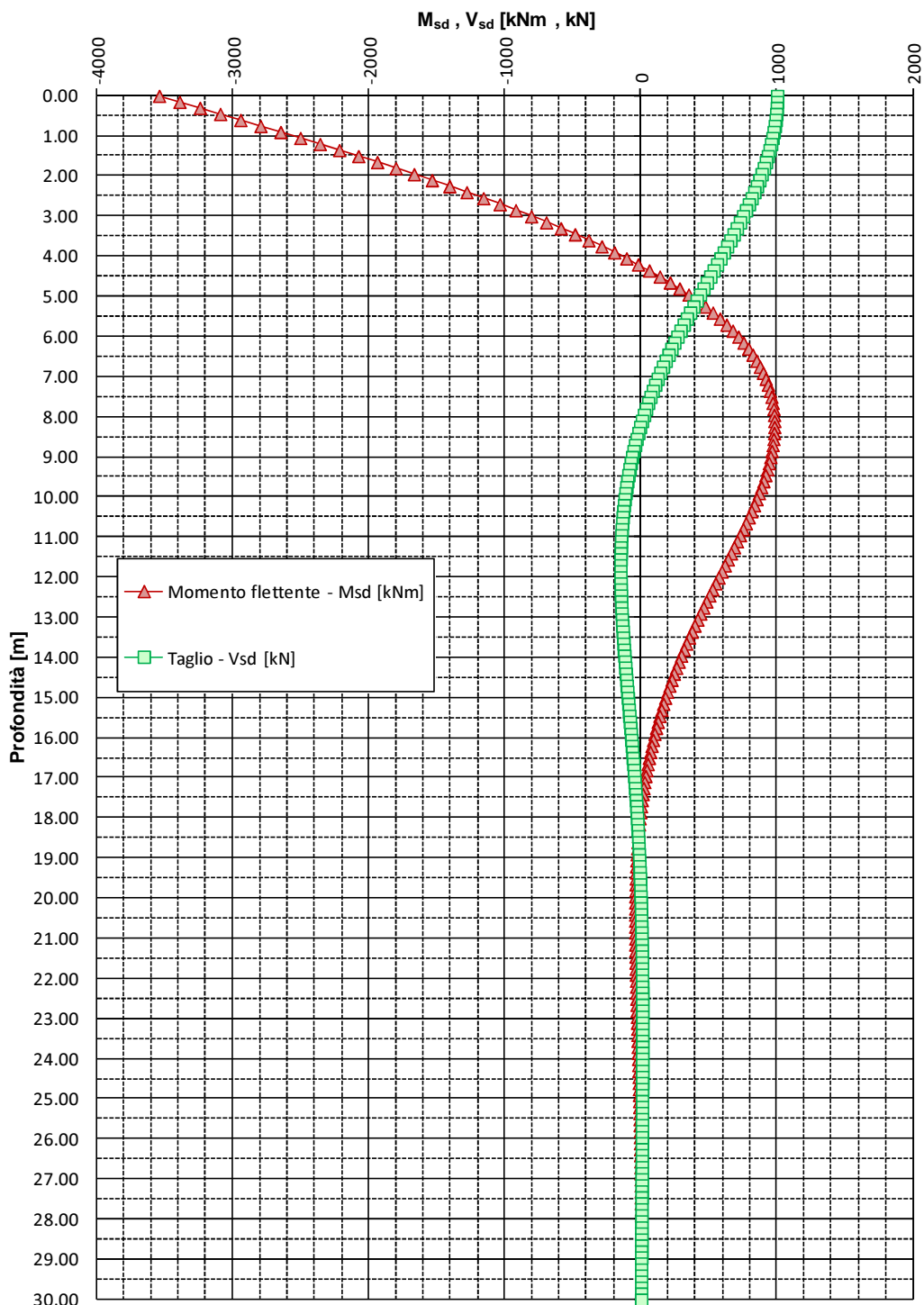


FIGURA 6-1: ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTE E TAGLIANTE – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

Pali di fondazione da p.c. - Opera AVI05 - Z018
Diagrammi di spostamento e rotazione per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1000 mm - condizione di incastro in testa

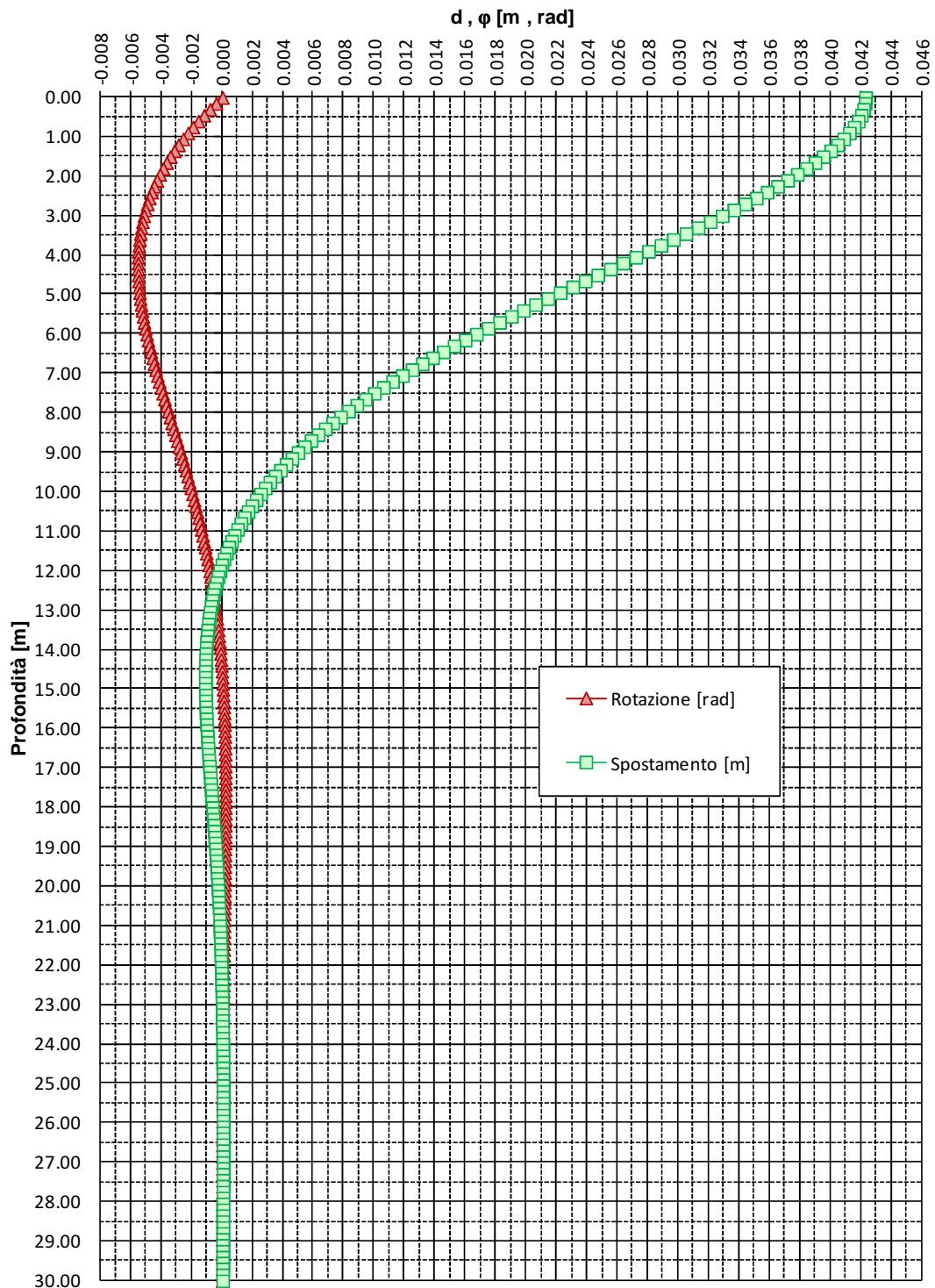


FIGURA 6-2: SPOSTAMENTI E ROTAZIONI – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

Pali di fondazione da p.c. - Opera AVI05 - ZO18
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa

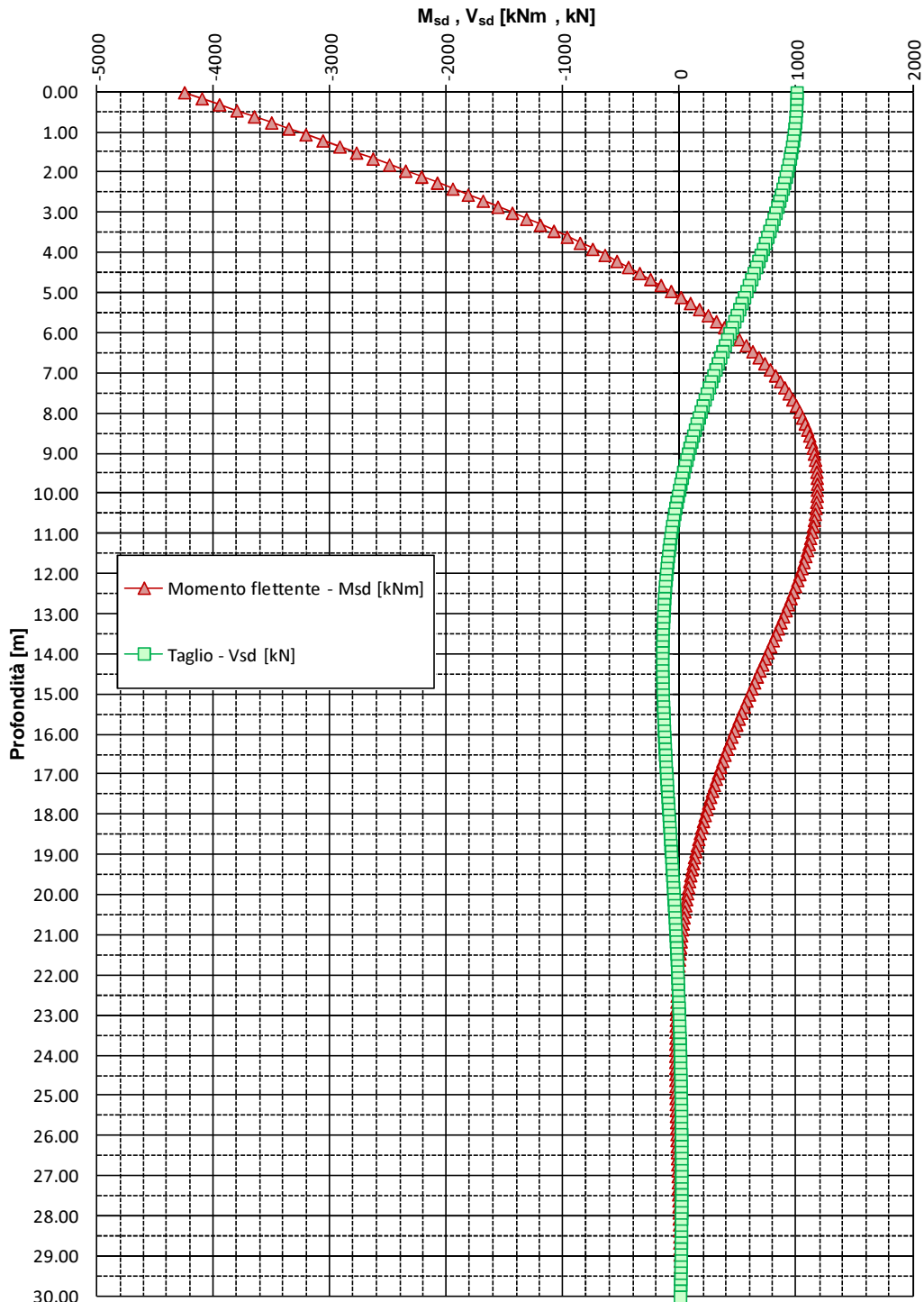


FIGURA 6-3: ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTE E TAGLIANTE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

Pali di fondazione da p.c. - Opera AVI05 - Z018
Diagrammi di spostamento e rotazione per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



FIGURA 6-4: SPOSTAMENTI E ROTAZIONI – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

7. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

Il carico limite $Q_{lim,N}$ di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del singolo palo per il numero N dei pali del gruppo.

Si pone:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Tale carico limite viene confrontato in fase progettuale con l'azione verticale P totale agente sulla palificata (ipotesi di palificata soggetta a solo carico verticale e quindi distribuzione uniforme del carico P sui pali).

In realtà, l'eventuale presenza di azioni flessionali in testa palificata determina una non omogeneità degli sforzi assiali agenti sul singolo palo; di conseguenza, il soddisfacimento della verifica di capacità portante del gruppo di pali NON implica il soddisfacimento della verifica di capacità portante del singolo palo.

7.1. TERRENI COESIVI

7.1.1. Pali con interasse superiore a 3 diametri

L'efficienza per terreni coesivi è pari a:

- $E_v=1$ per interasse dei pali di 8 diametri;
- $E_v=0.7$ per interasse dei pali di 3 diametri;
- $0.7 < E_v < 1$ per interasse dei pali compreso fra 3 e 8 diametri.

Per un gruppo costituito da " m " file di pali con " n " pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E_v = 1 - \frac{2 \cdot \arctg(d/i)}{\pi} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

in cui:

- d = diametro del palo;
- i = minimo interasse dei pali;
- m = numero di file di pali;
- n = numero di pali per singola fila.

7.1.2. Pali con interasse inferiore a 3 diametri

La portanza del gruppo viene calcolata in accordo al criterio proposto da Terzaghi & Peck (1967):

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_c \cdot C_u$$

dove:

B, h = dimensioni in pianta della fondazione equivalente (Figura 7-1);

τ_i = tensione tangenziale dello strato i-esimo, in prima approssimazione è possibile assumere tale parametro costante e pari a $R_{t,d}/A_{lat}$ con $R_{t,d}$ è la resistenza a trazione (ovvero la laterale) del palo all'approccio considerato e A_{lat} è l'area laterale del palo;

L_i = altezza dello strato i-esimo (Figura 7-1);

C_u = coesione alla base del blocco;

N_c = fattore di capacità portante adimensionale desunto dalla Tabella 7-1 sulla base dei rapporti h/B e L/B

Nel caso di gruppo di pali soggetto a sforzi di trazione, la portanza di base non dovrà essere considerata.

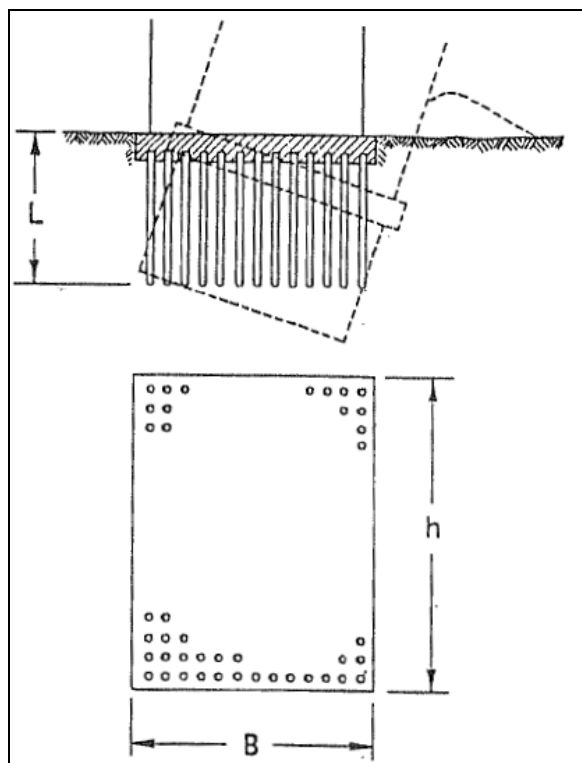


FIGURA 7-1: SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO PER EFFETTO DELLA PALIFICATA QUALE BLOCCO IN TERRENI COESIVI (TERZAGHI & PECK, 1967)

TABELLA 7-1: COEFFICIENTE N_c PER DETERMINAZIONE PORTANZA DEL GRUPPO (AGI, 1984)

L/B	N_c	
	$h/B=1$	$h/B \geq 10$
0.25	6.7	5.6
0.50	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.50	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
≥ 4	9.0	7.5

7.2. TERRENI INCOERENTI

Per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente, l'efficienza del gruppo di pali dipende, oltre che dall'interasse dei pali, anche dallo stato di addensamento del materiale.

7.2.1. Sabbia sciolta

In genere l'efficienza di un gruppo di pali in sabbie sciolte è superiore all'unità; in sede di progettazione verrà assunta efficienza $E_v = 1$.

7.2.2. Sabbia densa

Il coefficiente di efficienza varia fra $E_v = 0.7$ per interasse dei pali da 3 a 6 diametri a $E_v = 1.0$ per interasse pari a 8.

8. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Per quanto riguarda il comportamento dei pali in gruppo, il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5.

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per pali ad interasse 3 diametri si ritiene possibile considerare $E_H = 0.8$; per pali ad interasse 2.5 diametri si ritiene possibile considerare $E_H = 0.7$. Nel caso particolare invece di pali disposti in singola fila soggetti ad un'azione ortogonale all'allineamento è possibile considerare $E_H = 1.0$.

9. ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 9-1 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 9-2 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

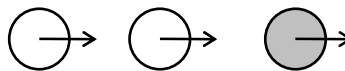


FIGURA 9-1: SCHEMA A – PALI IN LINEA

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

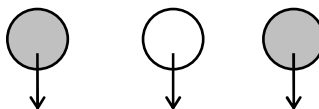


FIGURA 9-2: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Con riferimento alle geometrie in genere adottate per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo possono essere considerati dell'ordine del 10-20%.

Per ulteriori dettagli sulle metodologie di analisi si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

10. COMPORTAMENTO DEI PALI IN ESERCIZIO

10.1. CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

Per quanto riguarda i presumibili cedimenti dei pali per i carichi di esercizio si osserva quanto segue:

- i carichi di esercizio sono in genere inferiori alla capacità portante limite laterale;
- la mobilitazione dell'adesione laterale limite avviene per spostamenti relativi dell'ordine di 5÷10 mm (vedi Raccomandazioni AGI);

pertanto è lecito attendersi cedimenti dei pali singoli sotto il massimo carico di esercizio dell'ordine di $\delta = 5\div 6$ mm.

10.2. CEDIMENTO DEI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICO ASSIALE

L'amplificazione del cedimento per effetto gruppo è funzione:

- del numero di pali della palificata (n);
- della configurazione geometrica del gruppo (s = interasse pali; L = lunghezza pali).

Per la determinazione del coefficiente amplificativo dei cedimenti per effetto gruppo (E_G) si fa riferimento alla correlazione suggerita da Mandolini, Russo, Viggiani, basata sul confronto parametrico di evidenze sperimentali (Figura 10-1) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.39 R^{-1.25}$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{ns}{L}} \text{ con:}$$

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

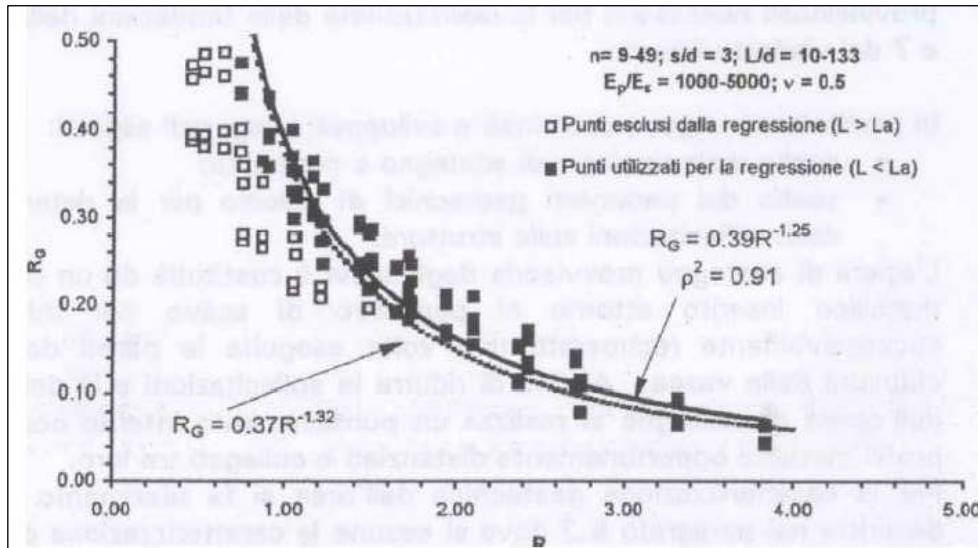


FIGURA 10-1: AMPLIFICAZIONE DEL CEDIMENTO PER EFFETTO GRUPPO

Ad esempio:

- $n = 9, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.37 \Rightarrow E_G = 3.35 \Rightarrow \delta_G \cong 18.4 \text{ mm};$
- $n = 8, s = 3.6 \text{ m}, L = 30.0 \text{ m} \Rightarrow R_G = 0.40 \Rightarrow E_G = 3.20 \Rightarrow \delta_G \cong 17.6 \text{ mm}.$

10.3. RIGIDENZE ASSIALI E TRASVERSALI

Alla luce delle considerazioni esposte al § 10.1, la rigidezza del palo in direzione verticale viene stimata ipotizzando che la portata limite laterale venga mobilitata per uno spostamento di 10 mm.

I grafici a seguire riportano i valori di rigidezza verticale dei pali al variare della lunghezza degli stessi. I tabulati di derivazione dei grafici sono stati riportati precedentemente al § 4 congiuntamente ai tabulati di capacità portante verticale.

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18

NTC del 14/01/2008

Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 1000mm

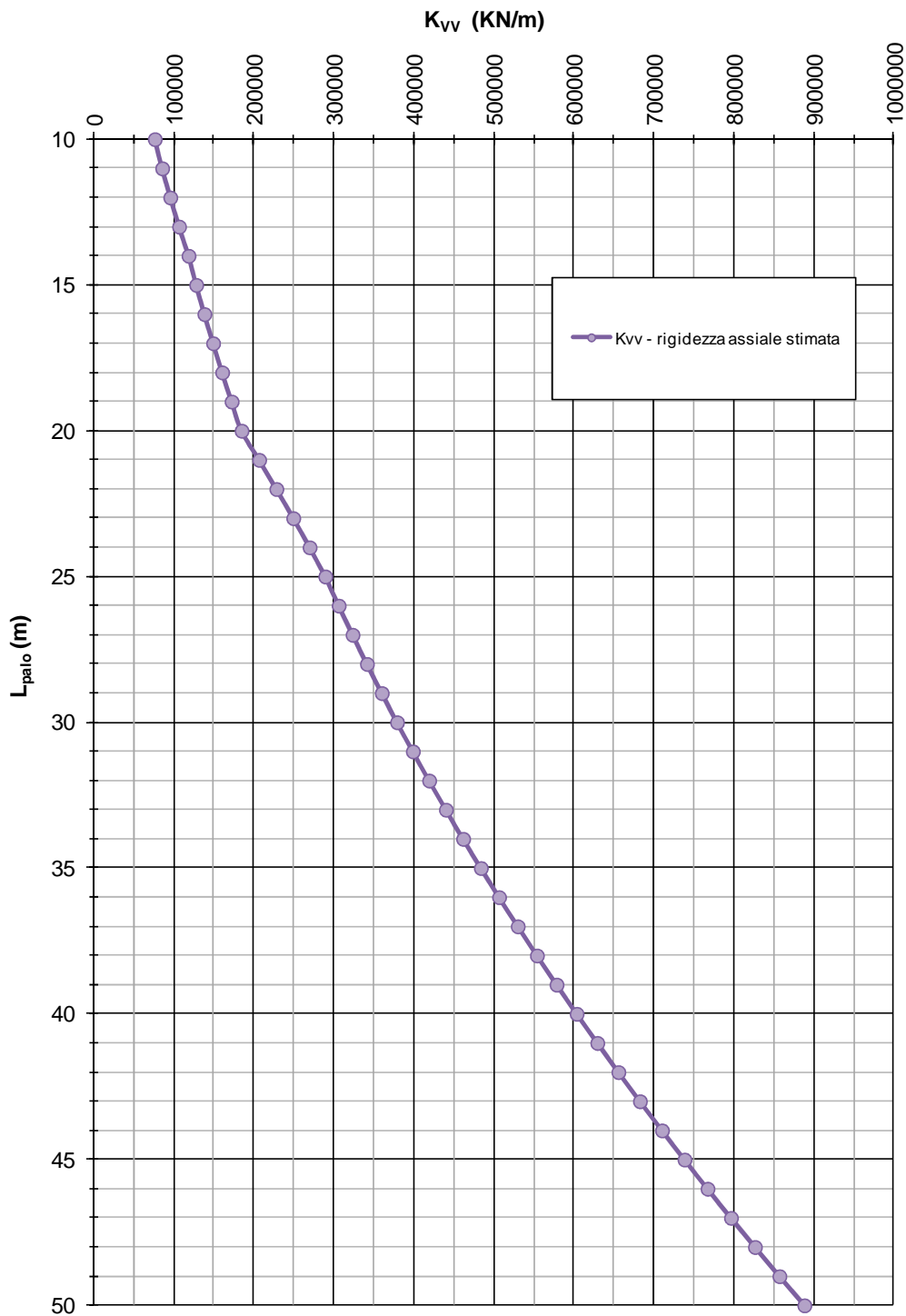


FIGURA 10-2: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1000

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18

NTC del 14/01/2008

Rigidezza assiale - Pali trivellati ϕ 1200mm

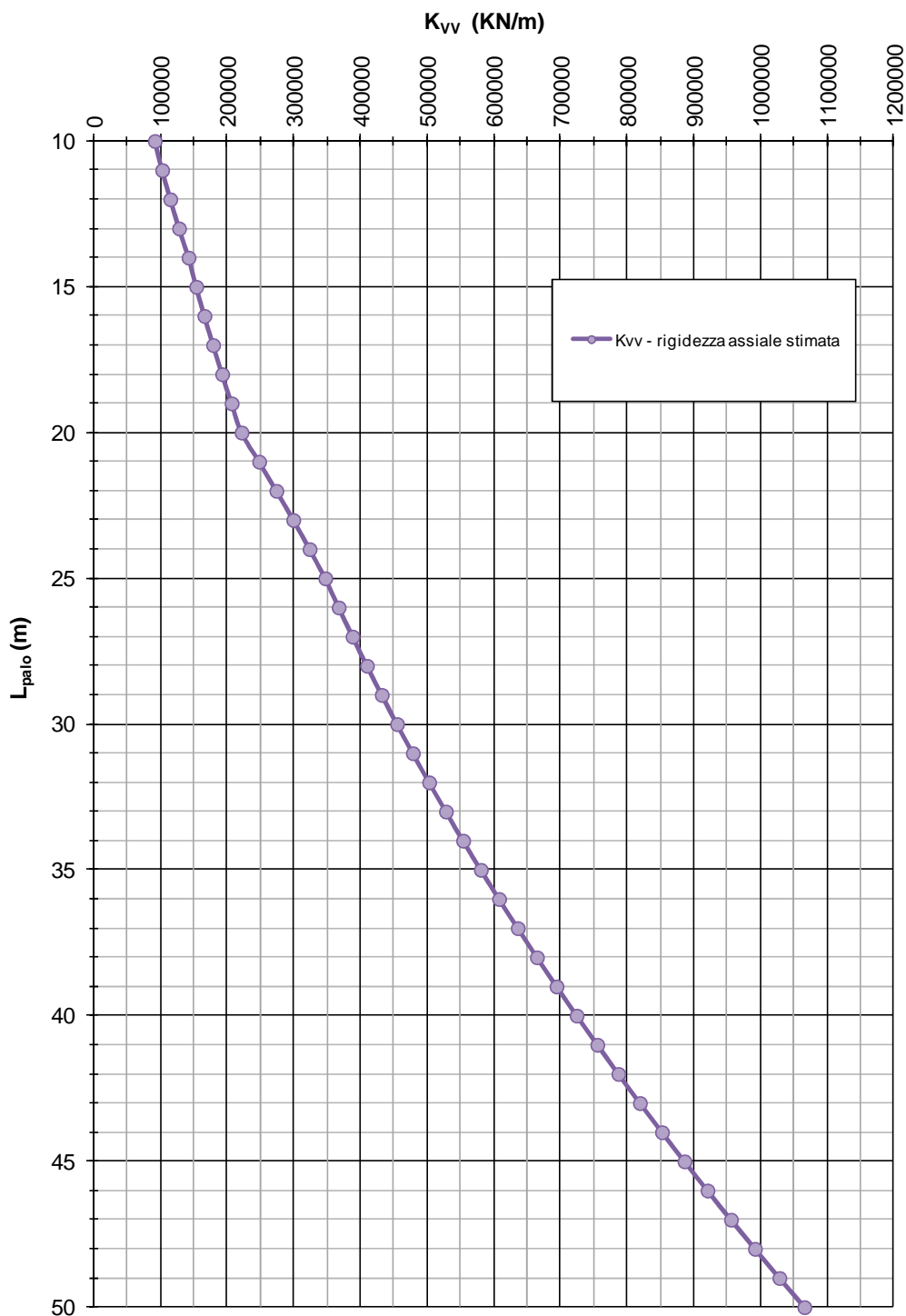


FIGURA 10-3: RIGIDEZZA VERTICALE – PALI TRIVELLATI ϕ 1200

Di seguito inoltre si riportano i valori della costante di Matlock e Reese utilizzata per il calcolo della sollecitazione e gli elementi della matrice di rigidità di testa-palo calcolati secondo la formulazione fornita nell'Appendice C dell'Eurocodice 8 – Parte 5 per terreni con $E=E_s \cdot z/d$.

Pali ϕ 1000

<i>Costante di Matlock e Reese</i>		
$K_{MR} =$	1 500	kN/m ³
<i>Rigidezze statiche alla testa dei pali</i>		
$K_{HH} =$	27 029	kN/m
$K_{MM} =$	500 819	kNm
$K_{HM} =$	-87 019	kN
Calcolo svolto secondo le indicazioni riportate in Appendice C dell'Eurocodice 8 - Parte 5		

Pali ϕ 1200

<i>Costante di Matlock e Reese</i>		
$K_{MR} =$	1 250	kN/m ³
<i>Rigidezze statiche alla testa dei pali</i>		
$K_{HH} =$	32 438	kN/m
$K_{MM} =$	865 443	kNm
$K_{HM} =$	-125 316	kN
Calcolo svolto secondo le indicazioni riportate in Appendice C dell'Eurocodice 8 - Parte 5		