



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

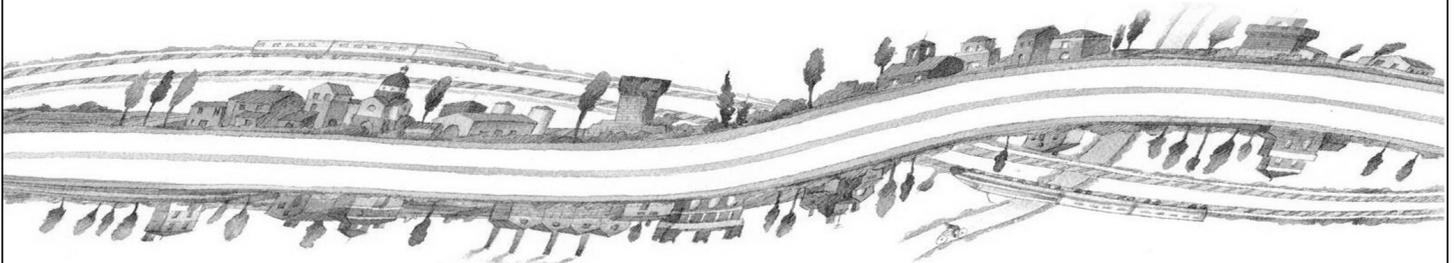
PROGETTO DEFINITIVO

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

GEOTECNICA

VIABILITA' INTERFERITE

RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOVIA VIA RIOLO



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: _
0582	PD	0	V38	V0000	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
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	3
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	4
4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	6
4.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 11.70$ M E APPROFONDIMENTO $D = 5.5$ M.....	8
4.1.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini.....	8
4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	9
4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata	10
4.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	11
4.2. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.50$ M E APPROFONDIMENTO $D = 5.5$ M.....	12
4.2.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini.....	12
4.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	13
4.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata	14
4.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	15
4.3. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.70$ M E APPROFONDIMENTO $D = 9.30$ M.....	16
4.3.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini.....	16
4.3.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	17
4.3.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata	18
4.3.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	19
5. COSTANTE DI SOTTOFONDO	20
6. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....	21
6.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	21
6.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE	21
6.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI	22
6.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	22
6.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	23
6.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	26

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 il calcolo della capacità portante per il Sottovia Via Riolo.

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 per le 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, indicazione del livello di falda, della categoria di sottosuolo e delle condizioni ambientali per l'individuazione dell'ambiente chimico;
- verifica di capacità portante mediante i diagrammi di interazione per le fondazioni superficiali (§ 6.4.2. del DM 14/01/2008);
- criteri per la determinazione della costante di sottofondo;
- definizione degli spessori di bonifica.

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

- 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;
- Gourvenec S., Steinepreis M. (2007); "Undrained limit states of shallow foundations acting in consort"; *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 7(3): 194-205;
- Brinch Hansen J. (1970); "A revised and extended formula for bearing capacity"; *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Denmark, 98: 5-11;
- Meyerof, G.G. (1953); "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads"; *3^d ICSMFE*, vol. 1, pp. 440-445.

2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO

I principali elaborati di progetto definitivo di riferimento per il presente elaborato sono i seguenti:

- PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale"
- PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

OPERA:	SOTTOVIA VIA RIOLO
---------------	---------------------------

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
BH604	Imprefond - 2011	12.539	50.0	C(18)
BH605	Imprefond - 2011	12.668	50.0	TA(4-10)
CPTU609	Imprefond - 2011	12.515	36.5	-
CPTU610	Imprefond - 2011	12.821	40.0	-
CPTU611	Imprefond - 2011	12.681	40.1	-

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÷3.0	2	0.5	19.0	29-32	-	40	3537-4107	4760-5528
3.0÷17.0	1		18.6	22-23	2-4	40	3700	5000
17.0÷19.0	3		19.5	31	0	-	25000	-
19.0÷28.0	1		18.6	22-23	2-4	1.2z+32	5795-7133	7800-9600
28.0÷29.0	6		15.5	16-20	-	3.8z	28.5-32.0	267z+333
29.0÷33.0	1		18.6	22-23	2-4	1.2z+32	7281-7876	9800-10600
33.0÷34.0	4		20.5	30	0	-	30000	-
34.0÷39.0	1		18.6	22-23	2-4	1.2z+32	8024-8767	10800-11800
39.0÷41.0	2		19.0	29-32	-	2z+20	10955-11335	14744-15256
Da 41.0	1		18.6	22-23	2-4	1.2z+32	>9065	>12200

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda di progetto;

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.

La categoria di sottosuolo che è possibile assumere per le elaborazioni è **D**.

Sulla base delle risultanze delle analisi chimiche sono emerse criticità in merito all'attacco chimico nel suolo naturale e nell'acqua del terreno, ai sensi della UNI EN 206-1 e della UNI 11104. Le condizioni ambientali risultano aggressive con classe di esposizione XA2.

4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale nastriforme di larghezza B può essere affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati Q può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale V , orizzontale H e dal momento M , così definite (Figura 4-1):

$$V = Q \cdot \cos\alpha \quad H = Q \cdot \sin\alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos\alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico (V, M, H) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.

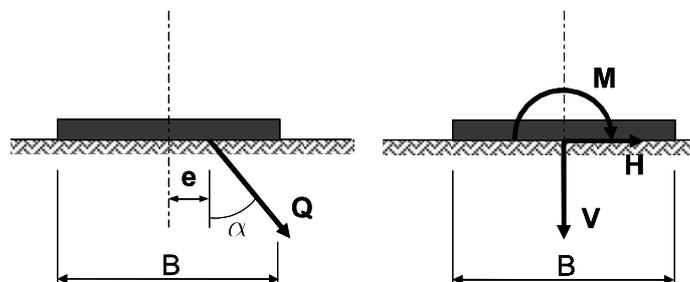


FIGURA 4-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate riportate in dettaglio nel documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti γ_M riportati in Tab. 6.2.II e decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

	Approfondimento D [m]	Larghezza fondazione B [m]
VST31	5.5	11.7
	5.5	15.5
	9.3	15.7

Nei seguenti paragrafi sono riportati i diagrammi di interazione per le condizioni precedentemente descritte.

Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, il progettista dovrà seguire la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori γ_A , γ_M e γ_R contemplate da normativa:

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , H_{ED} , M_{ED});
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} sia inferiore al valore di $V_{max} = V_{RD}$ fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale H_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per la quale si fornisce l'equazione:

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left(1 - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{1/5} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{array} \right. \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente M_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left(1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , M_{ED} , H_{ED}) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left(\frac{H_{ED}}{H_{RD}}\right)^2 + \left(\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti γ_R riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:

($V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di capacità portante

($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

4.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA B = 11.70 M E APPROFONDIMENTO D = 5.5 M

4.1.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini

Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 4-1: CARICHI LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$	8647	4055	4055
$H_{max,M1}$	-	468	468
$M_{max,M1}$	-	3504	3504
$V_{max,M2}$	5304	3238	3238
$H_{max,M2}$	-	334	334
$M_{max,M2}$	-	2503	2503

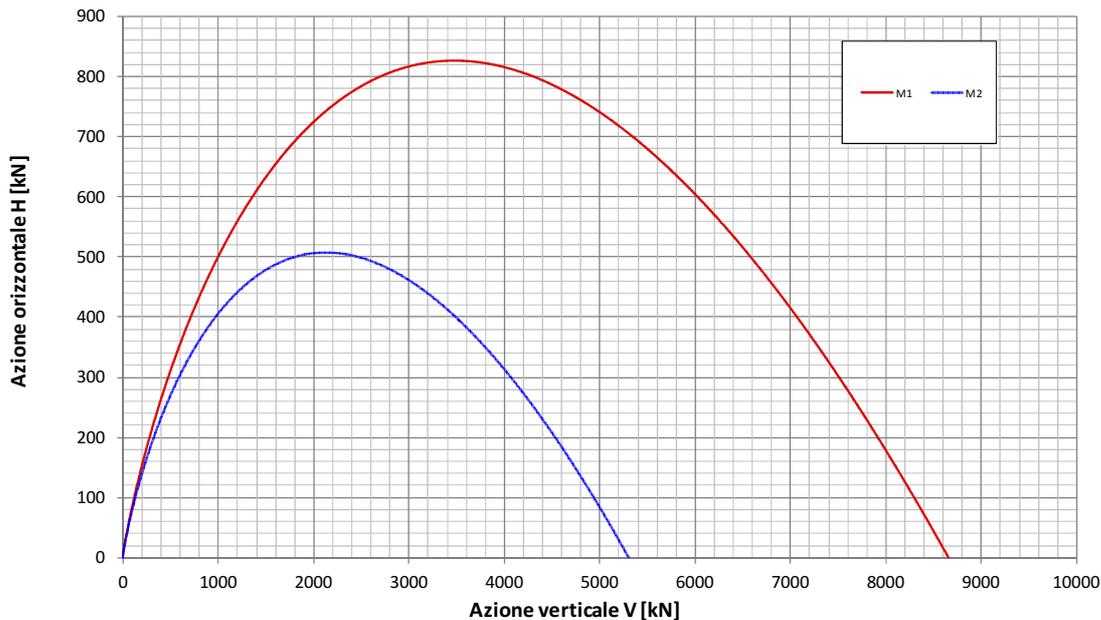
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m

Condizione Statica Drenata

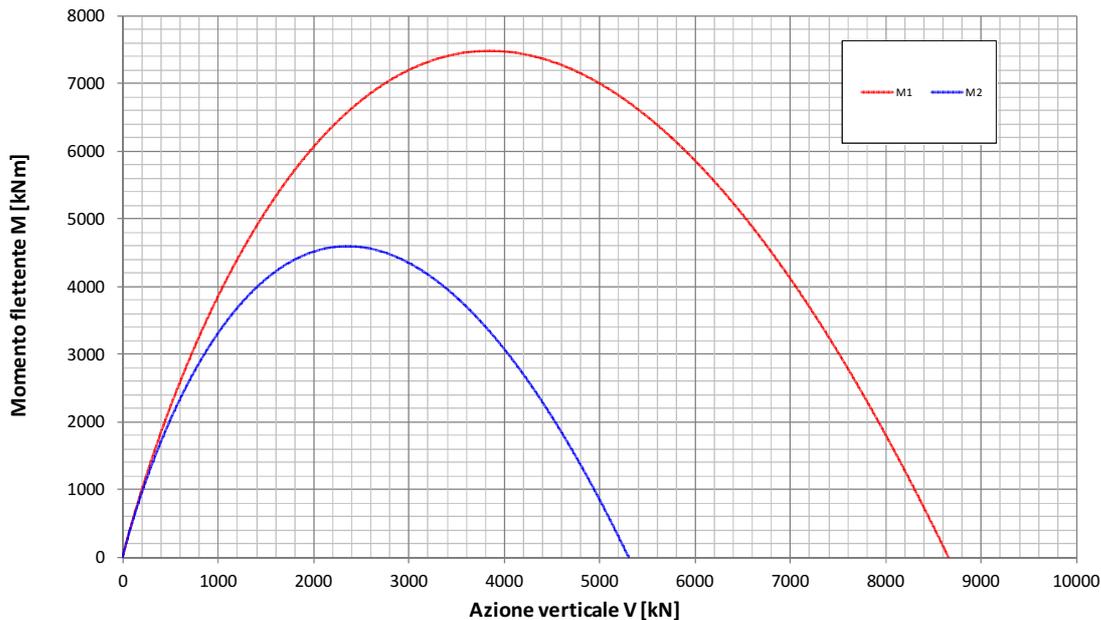
Domínio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)



Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m

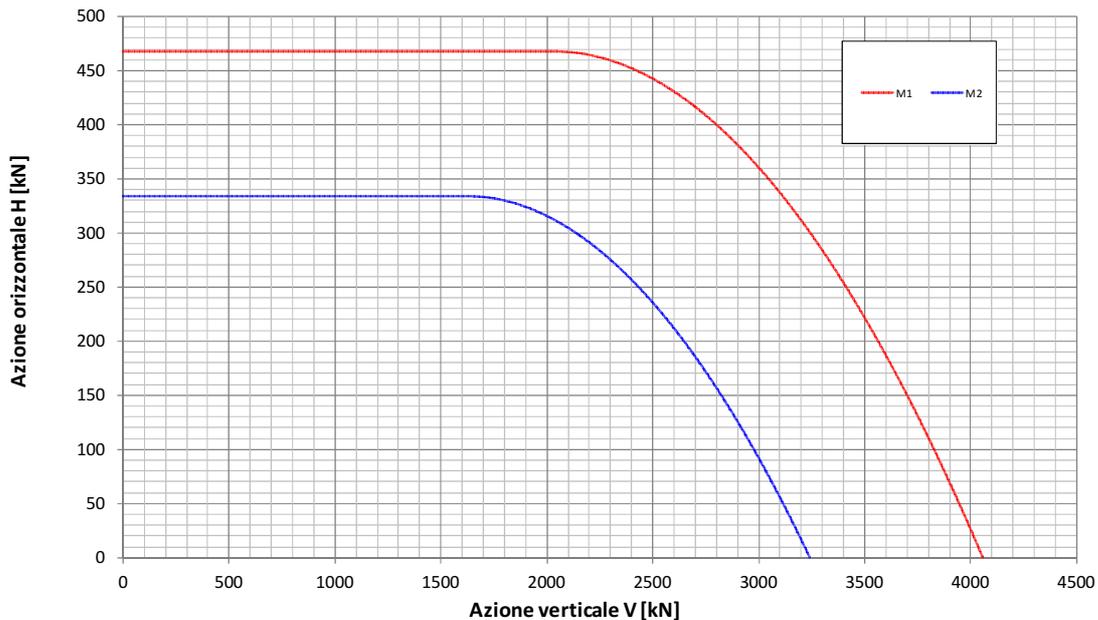
Condizione Statica Drenata

Domínio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)

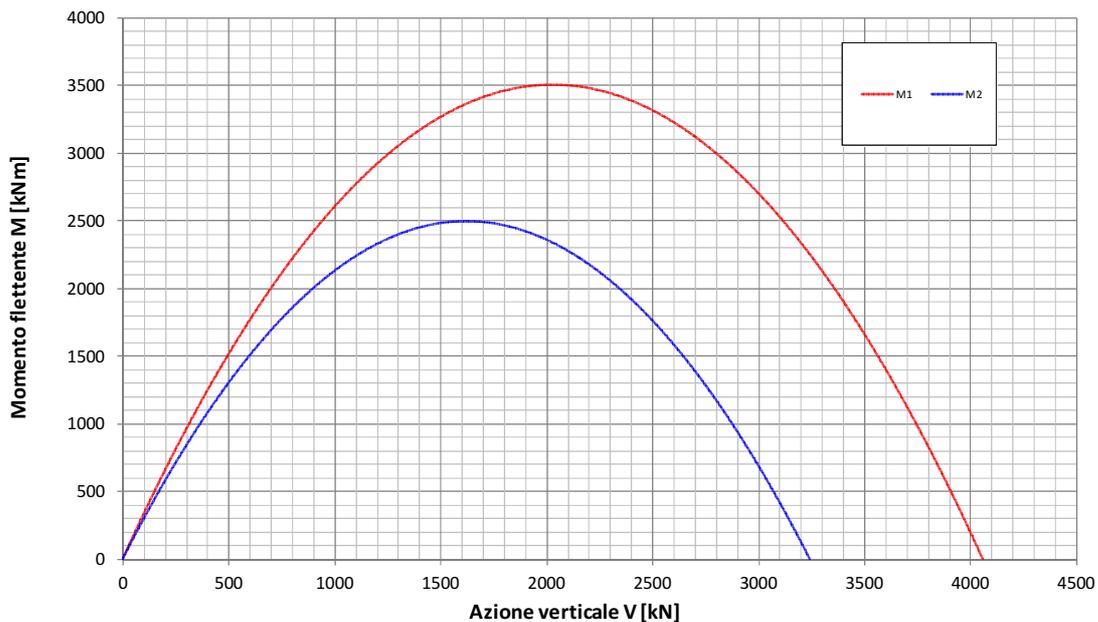


4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

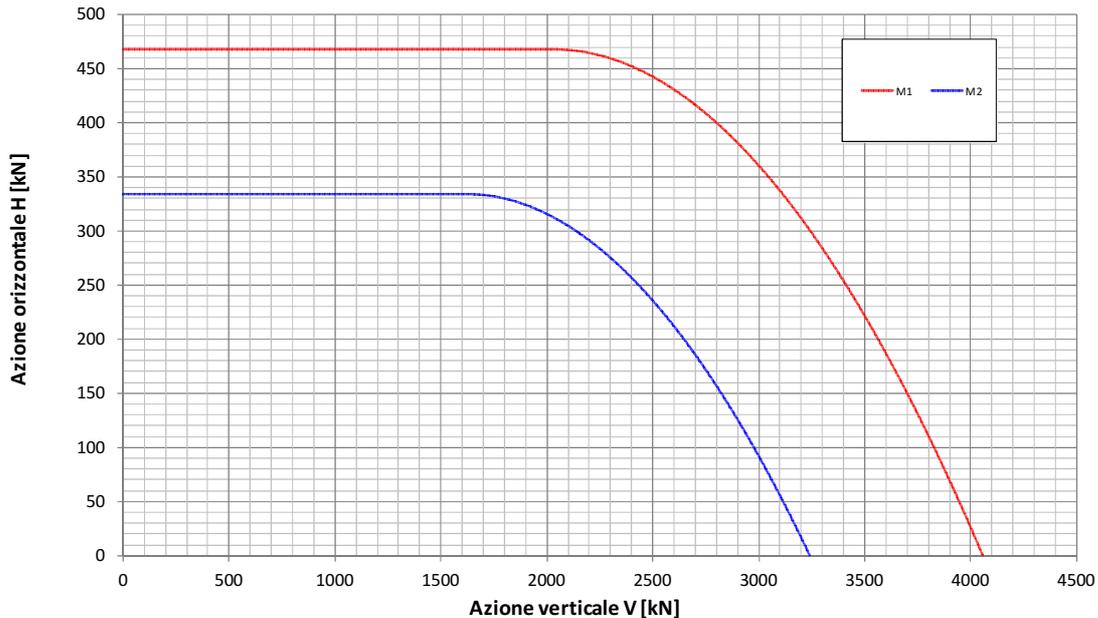


Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

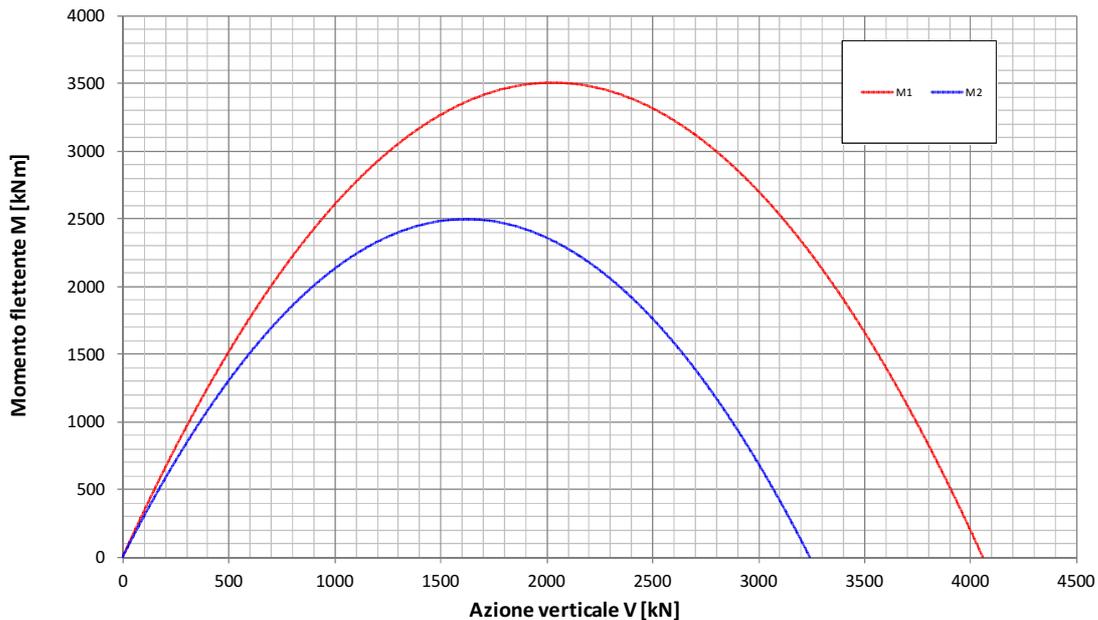


4.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



4.2. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.50$ M E APPROFONDIMENTO $D = 5.5$ M

4.2.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini

Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 4-2: CARICHI LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$	11954	5225	5225
$H_{max,M1}$	-	620	620
$M_{max,M1}$	-	6150	6150
$V_{max,M2}$	7227	4185	4185
$H_{max,M2}$	-	443	443
$M_{max,M2}$	-	4393	4393

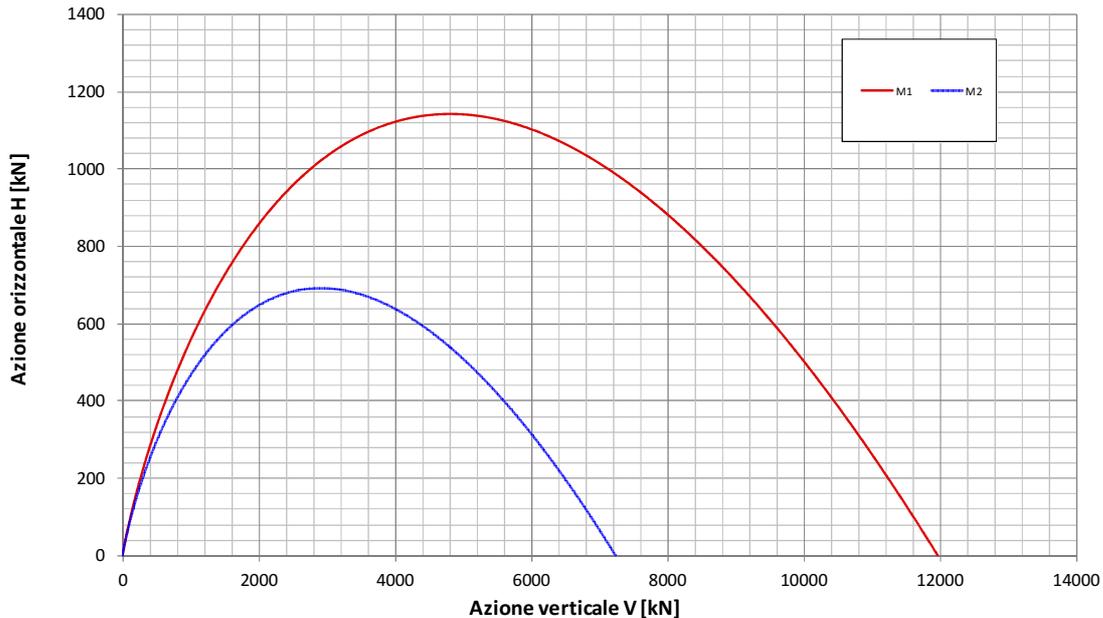
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

4.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m

Condizione Statica Drenata

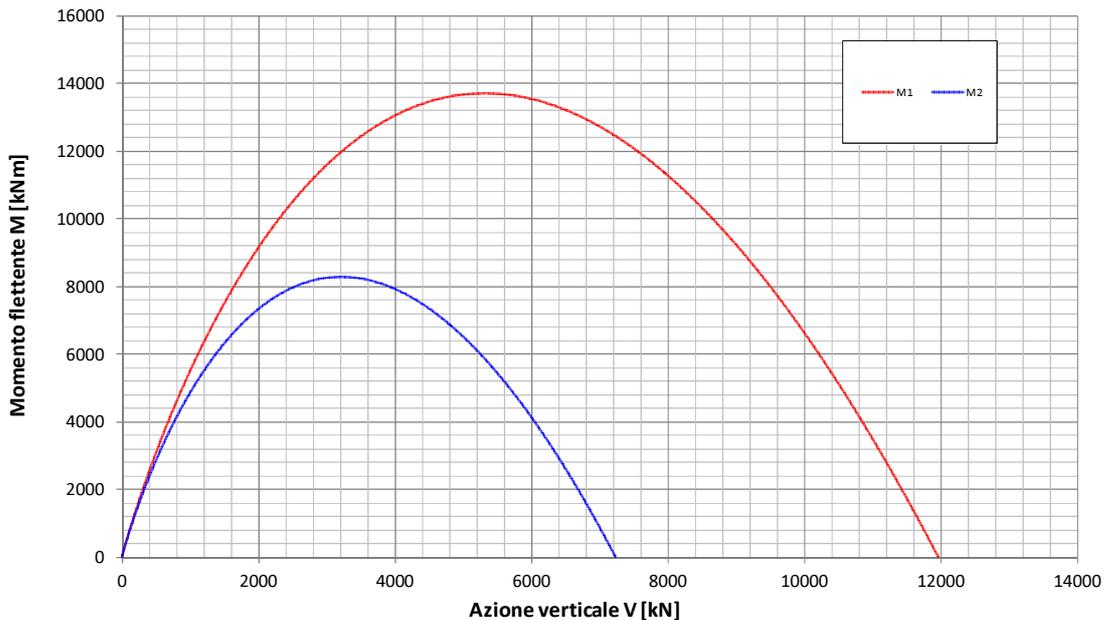
Dominio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)



Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m

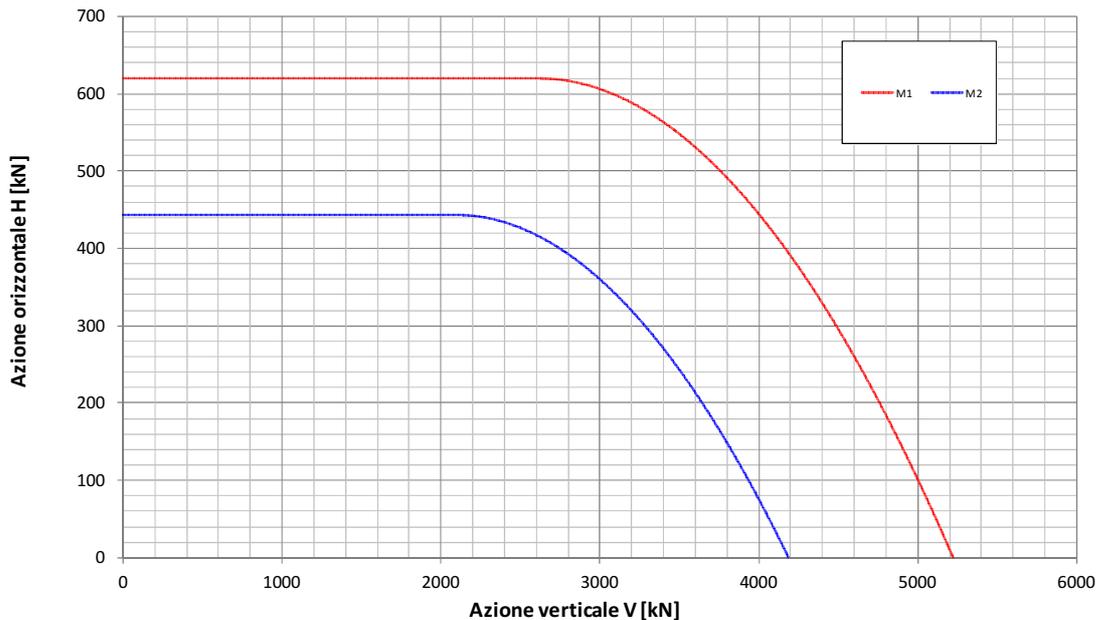
Condizione Statica Drenata

Dominio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)

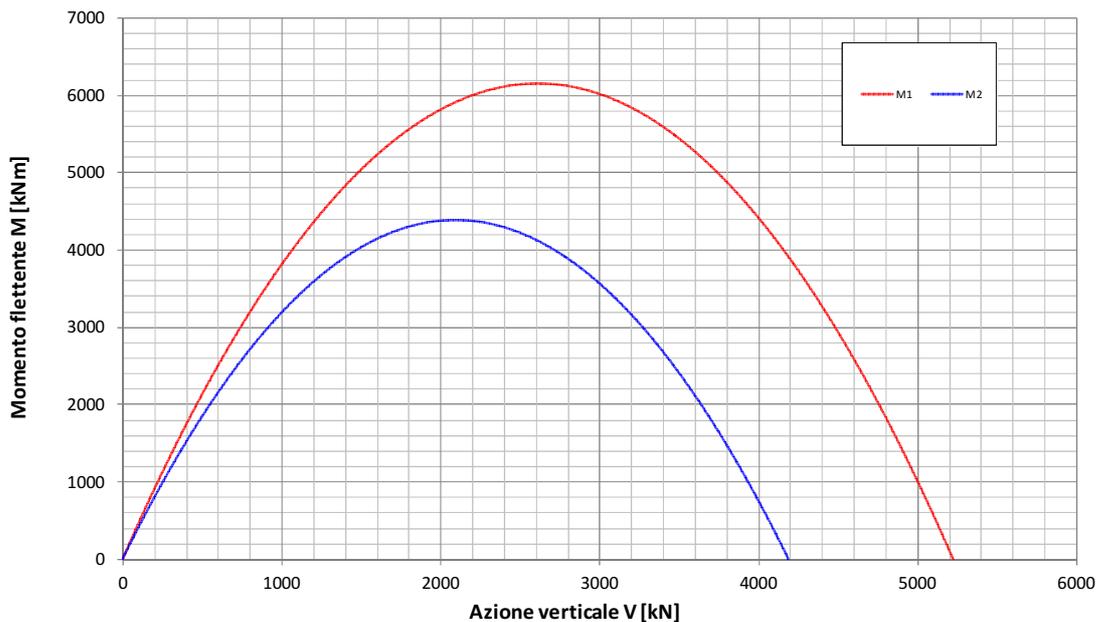


4.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

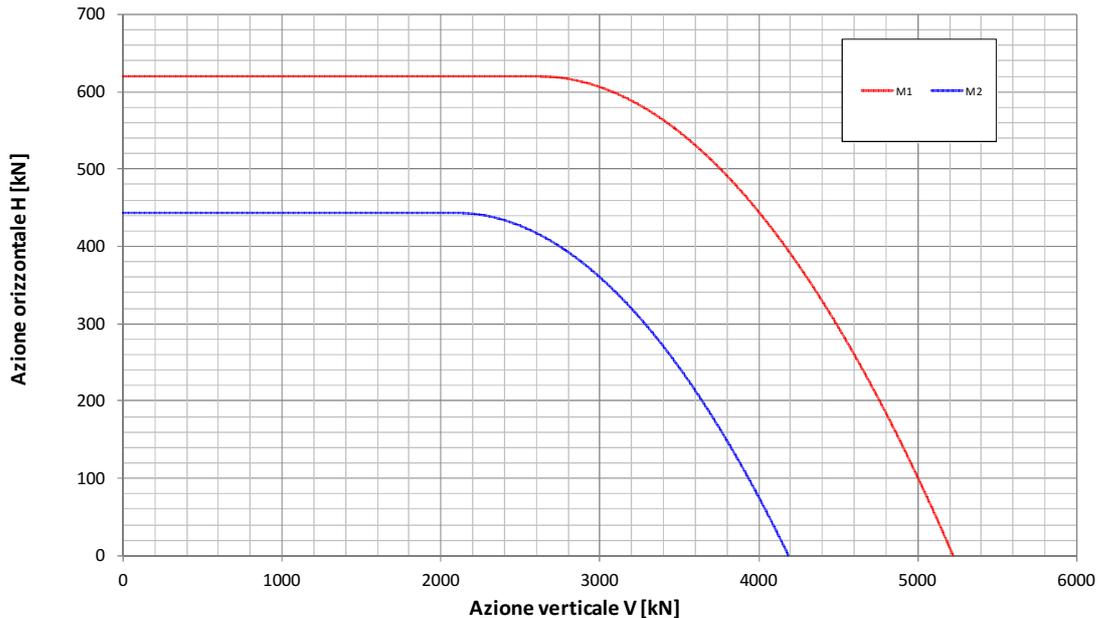


Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

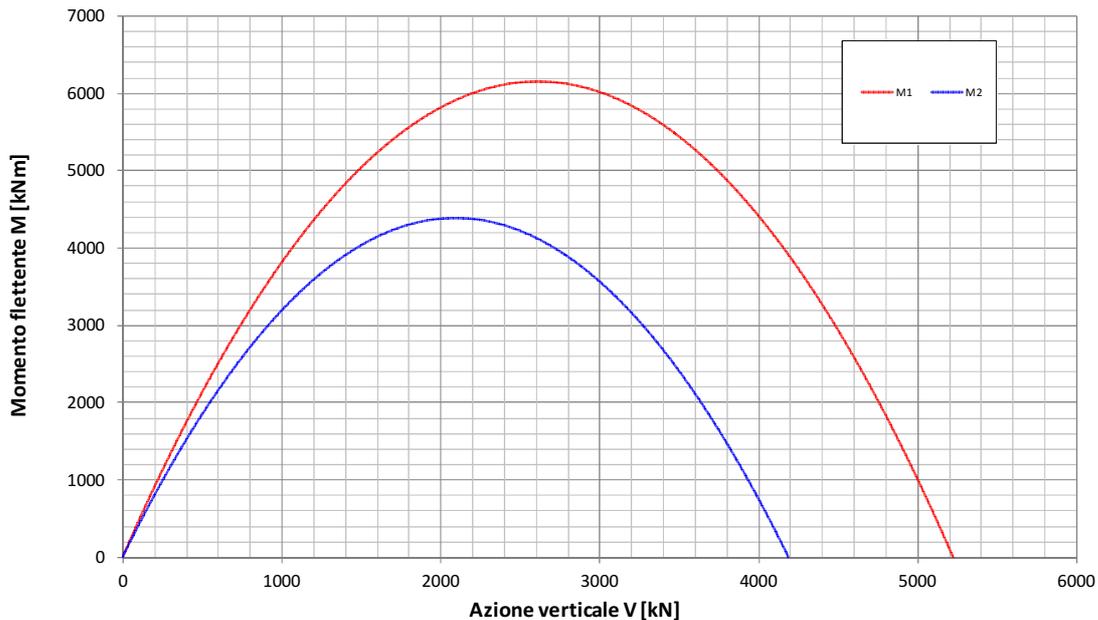


4.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=15.5m - Approfondimento D=5.5m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



4.3. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.70$ M E APPROFONDIMENTO $D = 9.30$ M

4.3.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini

Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 4-3: CARICHI LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$	17745	6709	6709
$H_{max,M1}$	-	628	628
$M_{max,M1}$	-	6310	6310
$V_{max,M2}$	11019	5568	5568
$H_{max,M2}$	-	449	449
$M_{max,M2}$	-	4507	4507

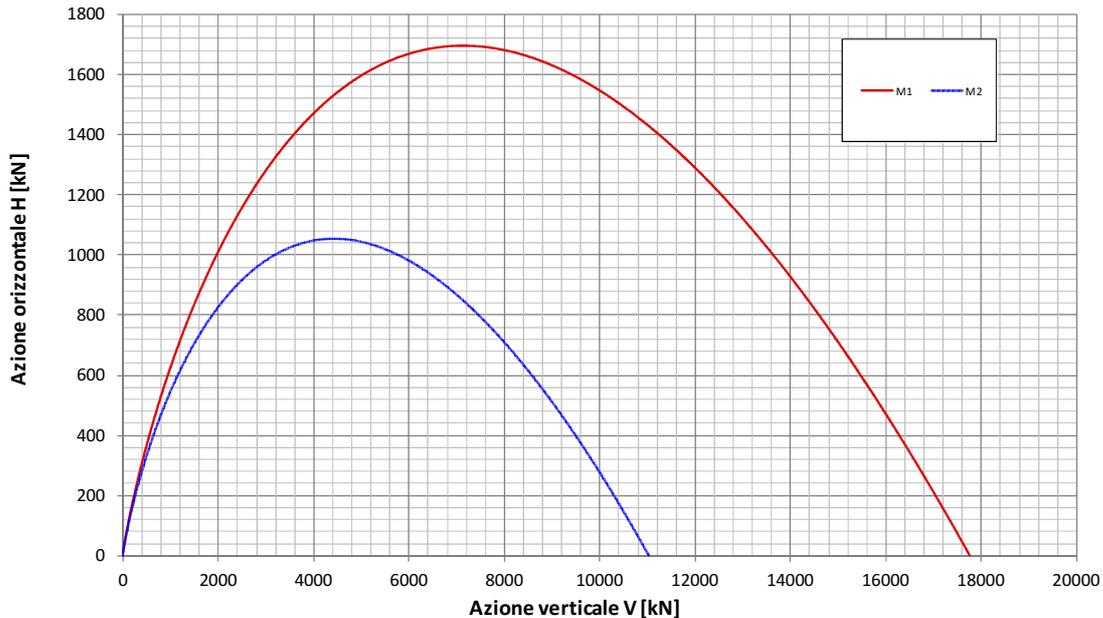
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

4.3.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m

Condizione Statica Drenata

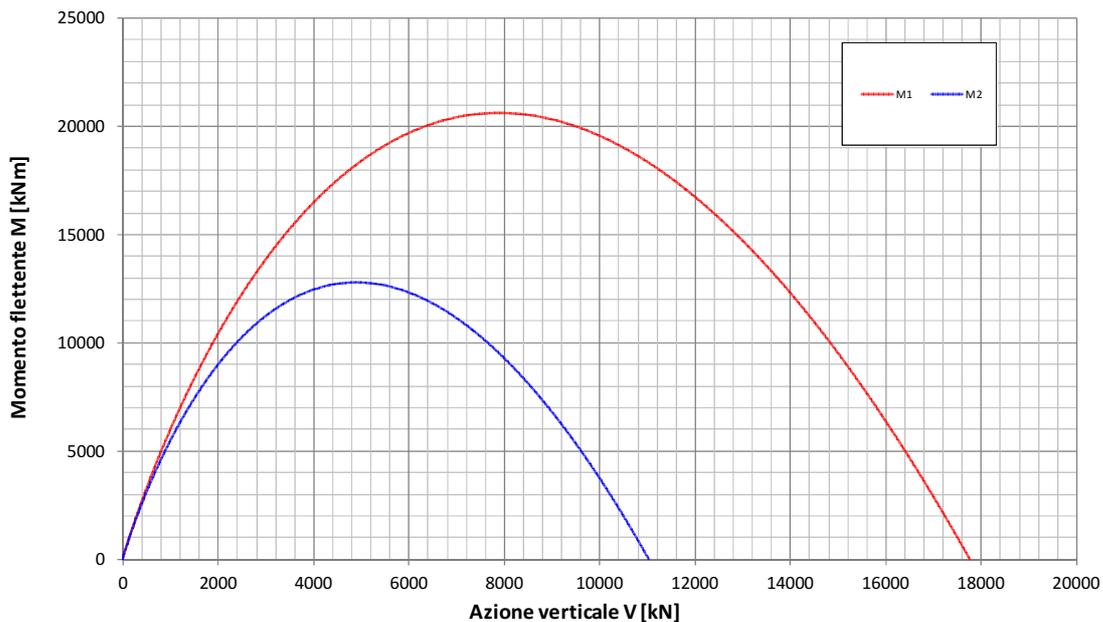
Domínio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)



Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m

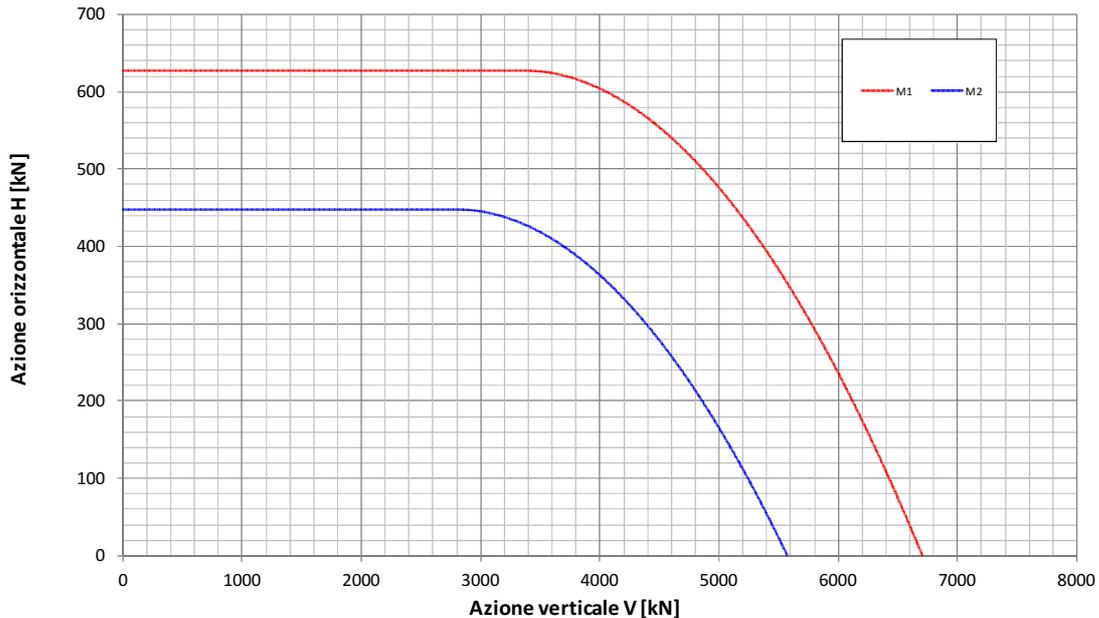
Condizione Statica Drenata

Domínio di interazione nel piano V-M (Meyerhof, 1953)

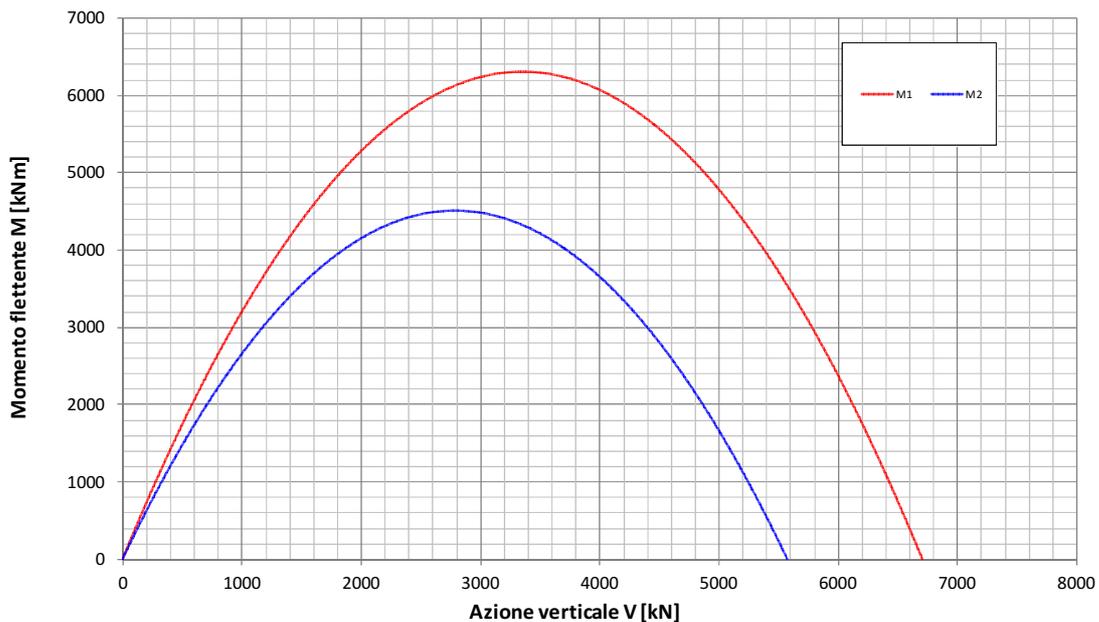


4.3.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m
Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)

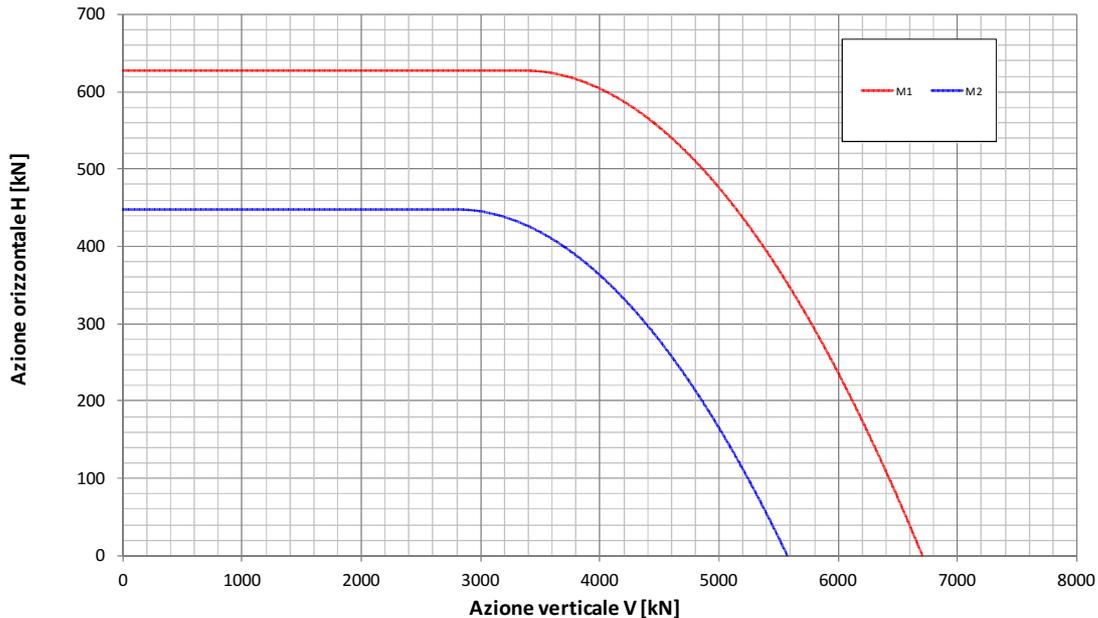


Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m
Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)

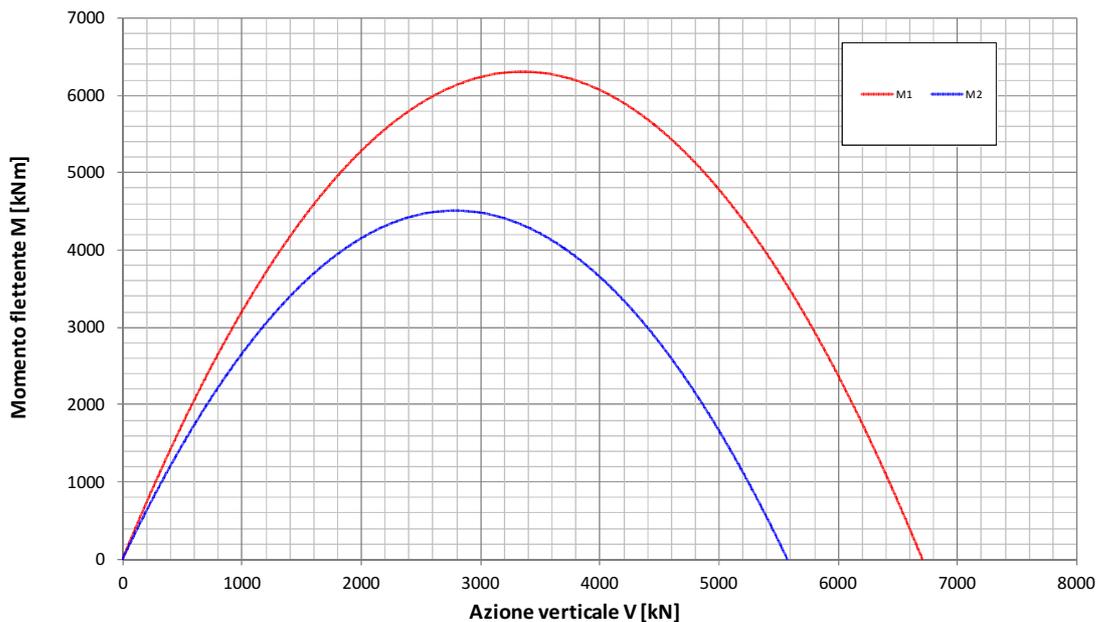


4.3.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m
Condizione Sismica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=9.3m
Condizione Sismica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



5. COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il terreno di fondazione può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.

Con riferimento a quanto riportato in "VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni", la determinazione della costante di sottofondo del terreno al fine di una schematizzazione del piano di posa della struttura mediante molle può avvenire mediante la seguente formula:

$$k = \frac{M}{B}$$

dove:

- M: modulo edometrico del terreno di fondazione;
- B: larghezza della fondazione inerente alla modellazione adottata.

6. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

6.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

Per quanto concerne i criteri per la definizione del piano di posa dei rilevati/trincee si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

6.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

Lo schema generale delle bonifiche effettuate al piano di posa dei rilevati è riportato nella figura seguente.

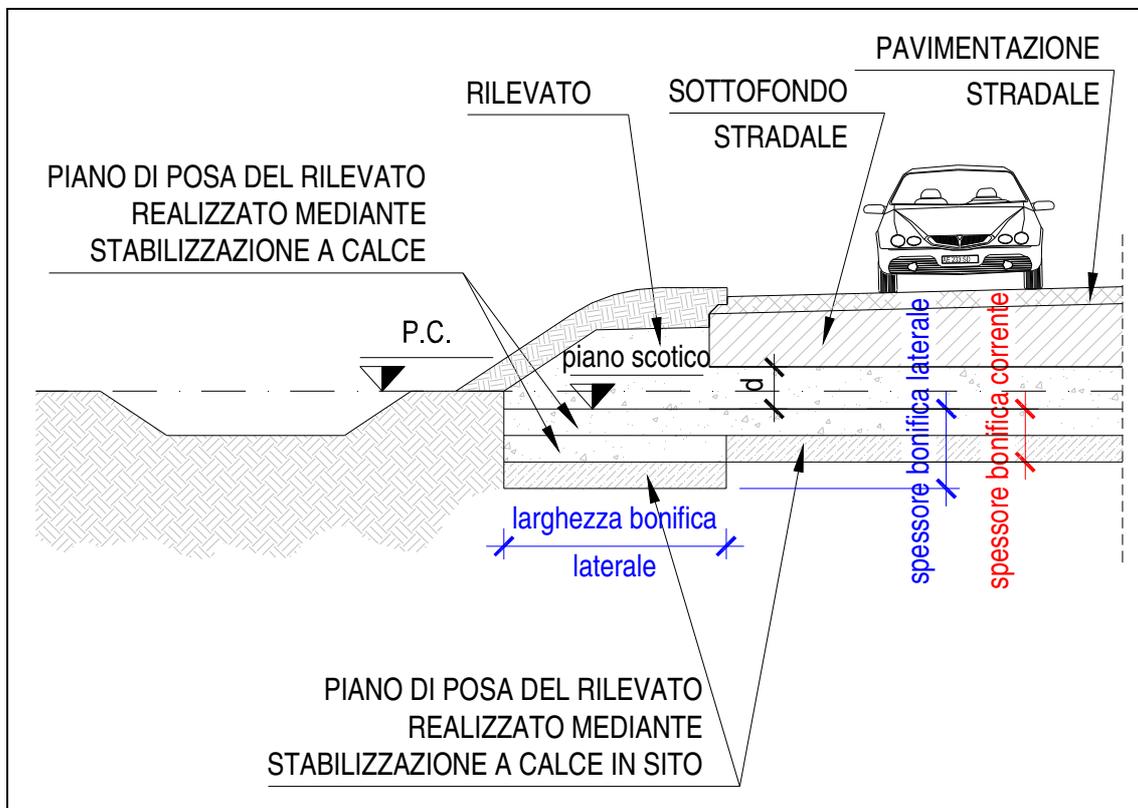


FIGURA 6-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

6.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nella tabella seguente sono riportati, per il singolo tratto individuato sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione/sottofondo stradale – piano di posa rilevato:

- le altezze di rilevato di riferimento;
- il livello prestazionale in termini di valore del modulo di deformazione su piastra M_d richiesto in funzione della distanza "d" considerata.

TABELLA 6-1: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

Altezza rilevato [m]	d [m]	$M_{d\text{-richiesto}}$ [MPa]
≤ 1	0.0	50.0
> 1	1.0	20.0

6.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica vengono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo $E_1 = 30.0 \div 75.0$ MPa.

Pozzetti esplorativi di riferimento: PZ 608 e 609 (vedi elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale").

Per la determinazione del modulo elastico E_0 attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto principalmente riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d condotte nella campagna di indagine di progetto definitivo in corrispondenza della viabilità oggetto del presente documento.

Tale modulo $E_0 = E_{PLT}$ è ricavato sulla base del modulo di deformazione su piastra dei pozzetti di riferimento secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Nella tabella seguente è riportato, in base all'altezza del rilevato, il modulo elastico $E_0 = E_{PLT}$ assunto nelle elaborazioni.

TABELLA 6-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.

Altezza rilevato [m]	$E_{PLT} = E_0$ [MPa]
≤ 1	5.3
> 1	6.0

6.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO

Al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico (da 30.0 MPa a 75 MPa) sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente M_d misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato, definite secondo il criterio di Burmister.

Tale range di modulo elastico della bonifica si ritiene compatibile con terreno stabilizzato a calce.

I risultati delle analisi vengono riassunti nella tabella seguente in termini di:

- spessore corrente dello strato di bonifica;

da assumere al fine di raggiungere il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato; per ogni tratto è inoltre indicato il riferimento alla figura che mostra l'analisi condotta con il criterio di Burmister.

Viene inoltre indicato:

- lo spessore di bonifica ai lati del piano di posa del rilevato che risulta, in genere, approfondito rispetto alla bonifica corrente e la relativa larghezza (vedi schema riportato in Figura 6-1).

Il modulo elastico della bonifica indicato nelle analisi è quello necessario a garantire il livello prestazionale richiesto; i valori indicati si ritengono compatibili con terreno stabilizzato a calce.

TABELLA 6-3: SPESSORI DI BONIFICA LUNGO IL TRACCIATO.

Altezza rilevato [m]	Spessore bonifica corrente [m]	Spessore bonifica laterale [m]	Larghezza bonifica laterale [m]	Analisi di Burmister
≤ 1	0.6	0.6	0.0	Figura 6-2
> 1	0.3	0.6	2.5	Figura 6-3

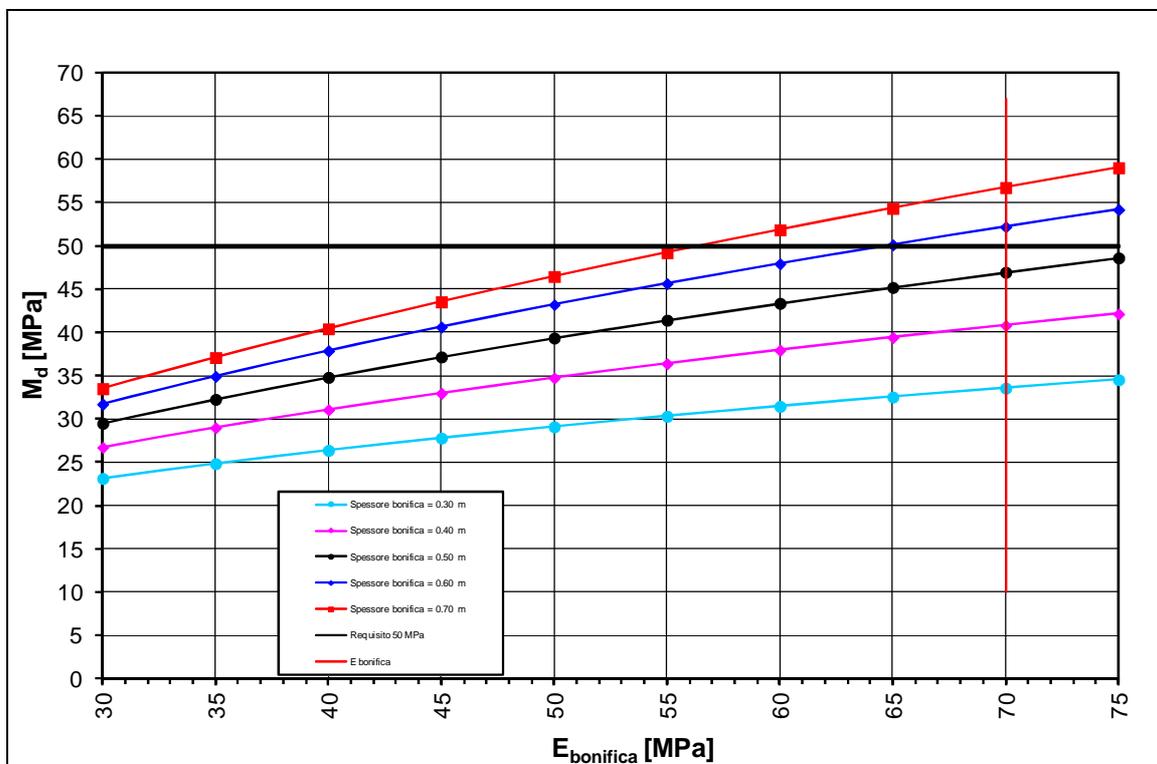


FIGURA 6-2: HRIL ≤ 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

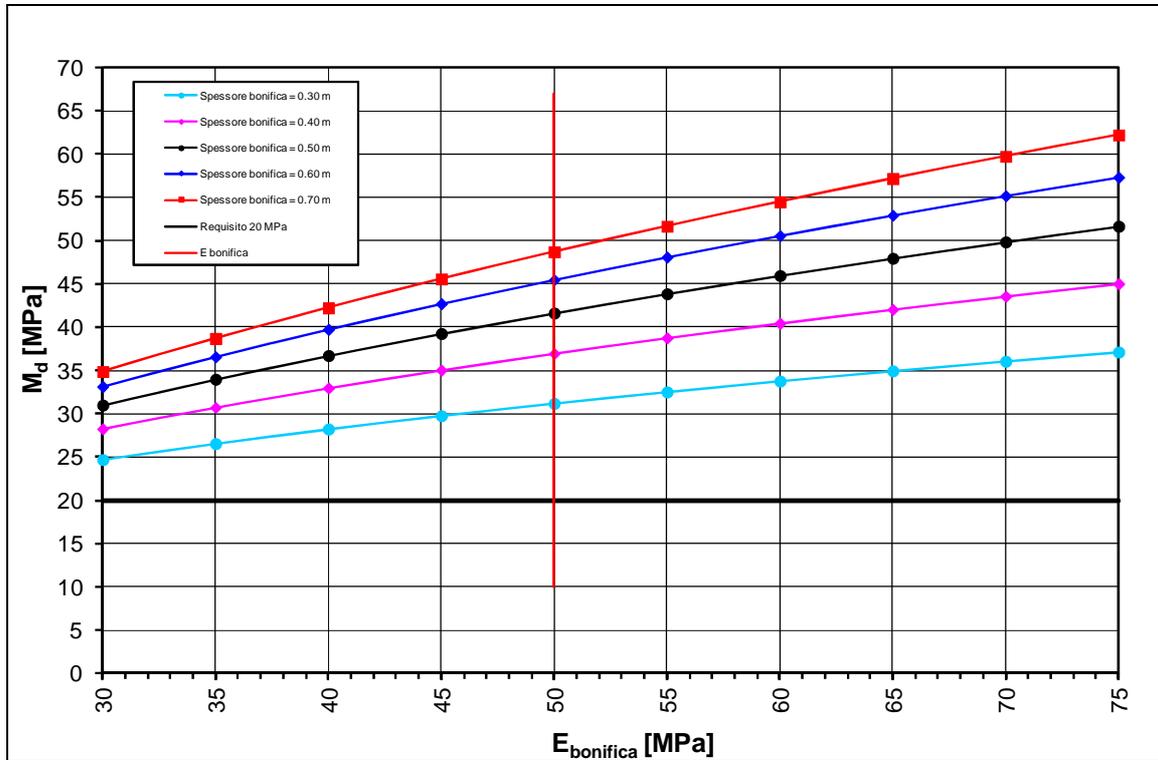


FIGURA 6-3: HRIL > 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

6.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE

A seguito dell'analisi dei certificati di laboratorio inerenti lo studio delle miscele terreno naturale + calce (CaO) (vedi elaborati inerenti le indagini di laboratorio riportati nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 "Relazione geotecnica generale"), è stata verificata la sostanziale idoneità dei terreni presenti al piano di posa dei rilevati ad essere stabilizzati a calce.

Nella tabella seguente sono riportati:

- la percentuale di calce da adottare nelle miscele terreno naturale + calce (CaO) per la formazione del piano di posa dei rilevati/trincee (bonifiche);
- le pk di inizio e fine di riferimento per la singola percentuale di calce.

TABELLA 6-4: INDICAZIONI IN MERITO ALLA %CAO DA ADOTTARE NELLA STABILIZZAZIONE.

pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
/	/	2.0