



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

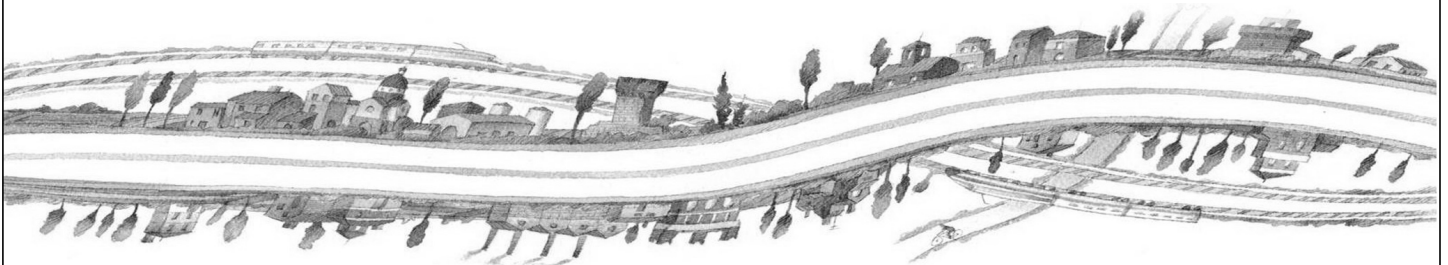
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

VIABILITA' INTERFERITE

RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOVIA VIA PIOPPE



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: _
0570	PD	0	V25	V0000	0	GT	RB	01	A	



## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
2.1. NORMATIVE .....	3
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	3
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO .....	3
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>4</b>
<b>4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....</b>	<b>6</b>
4.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 11.7$ M E APPROFONDIMENTO $D = 8.2$ 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 $B = 15.4$ M E APPROFONDIMENTO $D = 8.2$ 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 $B = 15.7$ M E APPROFONDIMENTO $D = 10.8$ 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
<b>5. COSTANTE DI SOTTOFONDO .....</b>	<b>20</b>
<b>6. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....</b>	<b>21</b>
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 .....	25

## **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 Pioppe.

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;
- determinazione del trattamento del piano di posa dei rilevati.

## 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<sup>d</sup> 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 PIOPPE

**Q<sub>rif</sub> = 15.90 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 208	Imprefond - 2011	15.780	40.0	C (20.0)
BH 209	Imprefond - 2011	15.886	40.0	C (7.50)
CPTU 213	Imprefond - 2011	15.591	39.20	-
CPTU 214	Imprefond - 2011	16.014	38.20	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);  
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto cieco+filtrante).  
CH (...) = cross-hole (profondità)

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 <sub>r</sub> <50%
4	Sabbia con 50%<D <sub>r</sub> <70%
5	Sabbia con D <sub>r</sub> >70%
6	Torba/Argilla organica

**TABELLA 3-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA**

Profondità (m da p.c.) ( $Q_{ref}$ 15.90 m s.l.m.)	Unità -	$z_w$ (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	$E'$ (MPa)	$M$ (MPa)
0.0÷4.4	2	0.5	19.4	28-32	-	-	12.0	-
4.4÷8.0	1		19.6	20-22	4-6	60-70	4.1	5.5
8.0÷11.0	3		19.7	32-34	-	-	14.0	-
11.0÷16.0	4		20.0	32-35	-	-	40.0	-
16.0÷20.0	5		20.0	32-35	-	-	60.0	-

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

$z_w$  = profondità falda di progetto;

$\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);

(\*) = 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.

$\varphi'$  = 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 (MPa);

$M$  = valore del modulo edometrico.

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

Sulla base delle risultanza 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 XA1.

## 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.

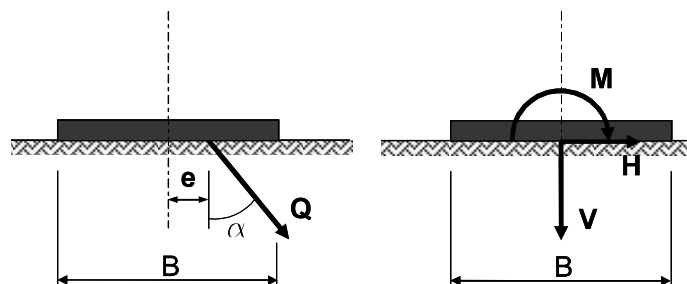


FIGURA 4-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

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  $\gamma_M$  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]
VST30	8.2	11.7
	8.2	15.4
	10.8	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  $\gamma_A$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  relativi alle verifiche di capacità portante

( $V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$ ) adottando i coefficienti  $\gamma_R$  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 = 11.7 M E APPROFONDIMENTO D = 8.2 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
$V_{max,M1}$	12703	6876	6876
$H_{max,M1}$	-	761	761
$M_{max,M1}$	-	5695	5695
$V_{max,M2}$	8009	5446	5446
$H_{max,M2}$	-	543	543
$M_{max,M2}$	-	4068	4068

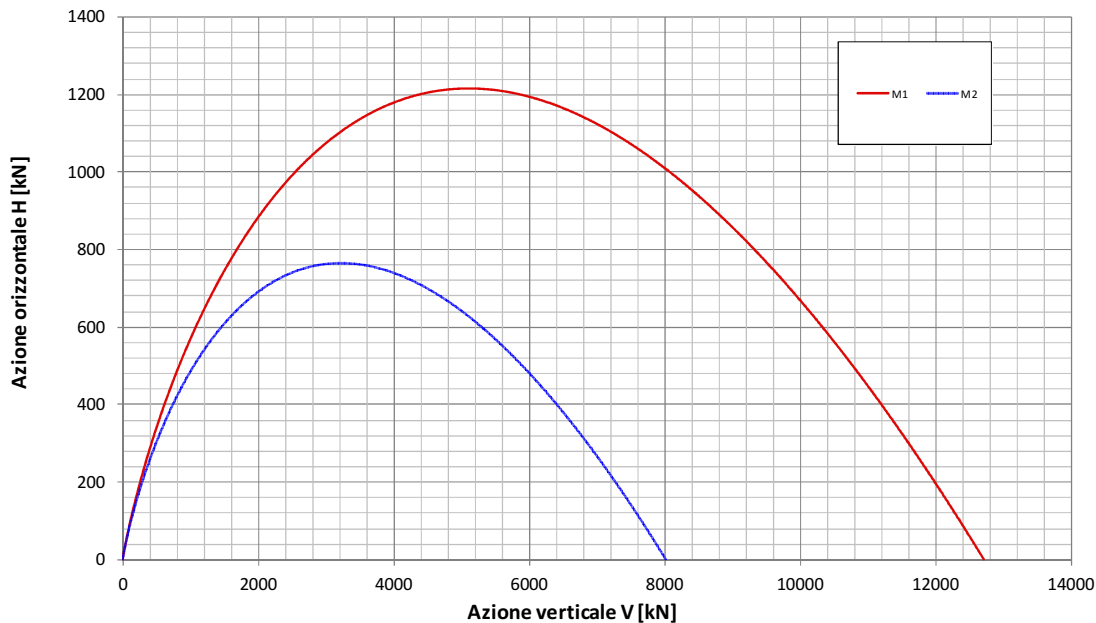
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

## 4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m

Condizione Statica Drenata

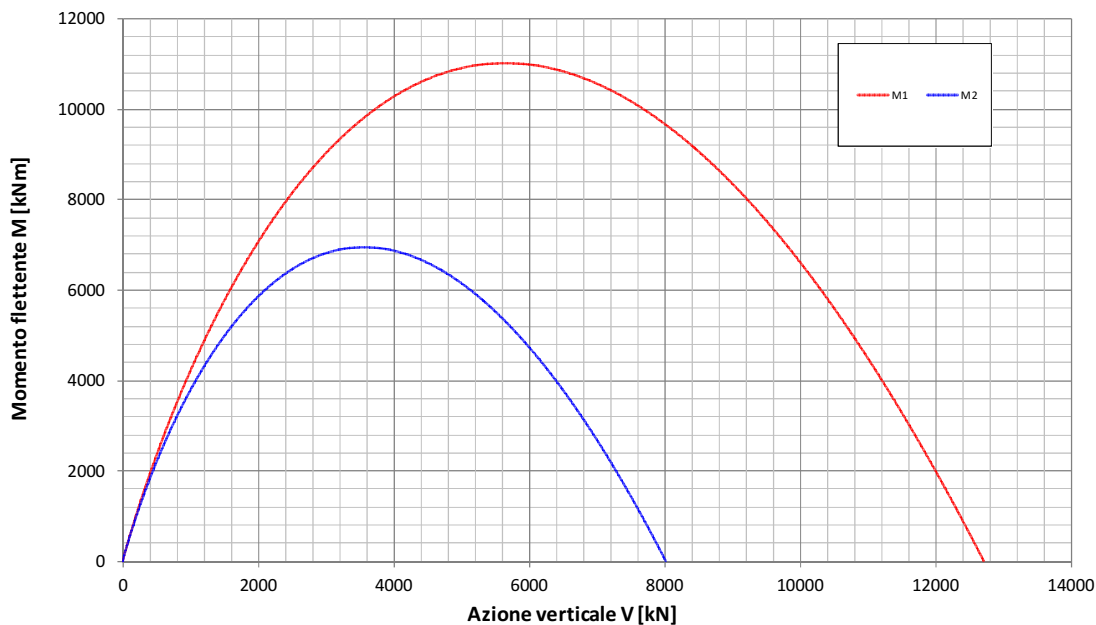
Dominio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)



Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m

Condizione Statica Drenata

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

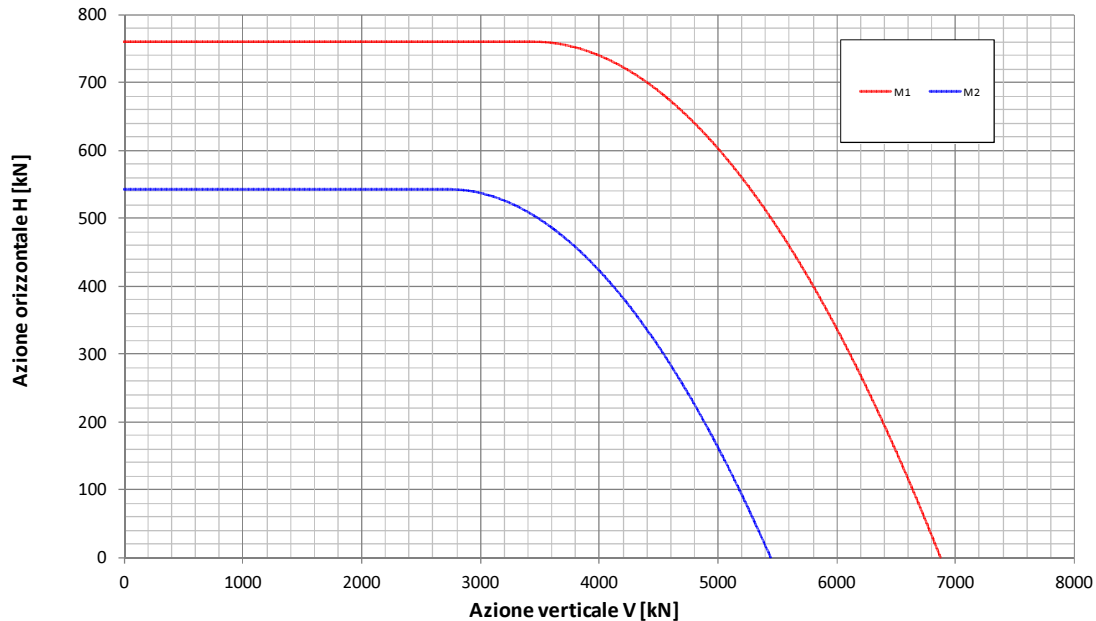


### 4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m

Condizione Statica Non Drenata

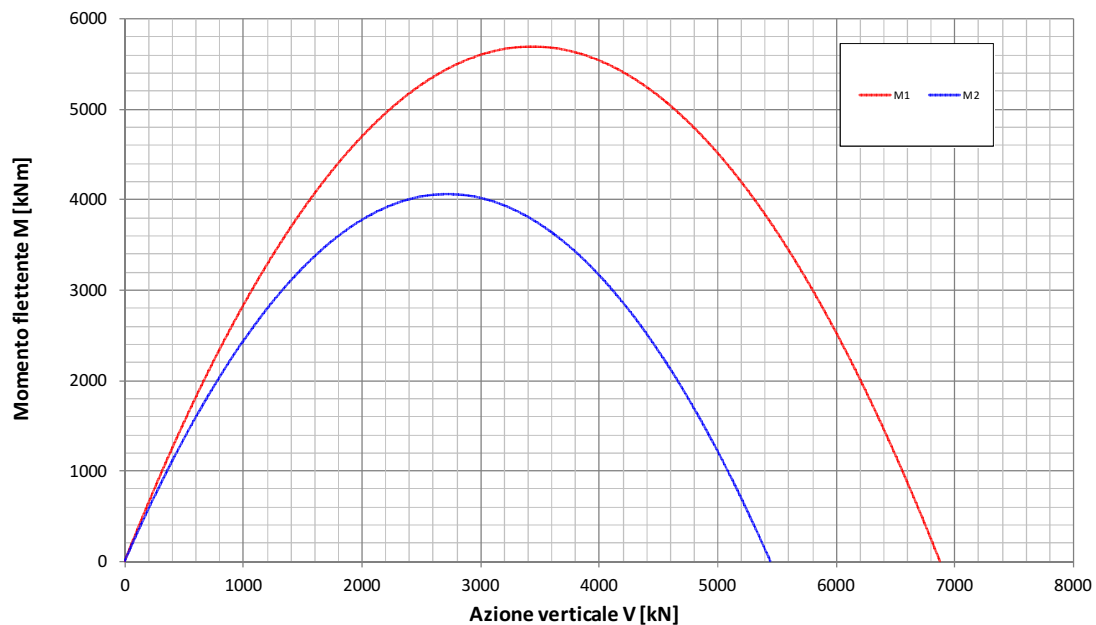
Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m

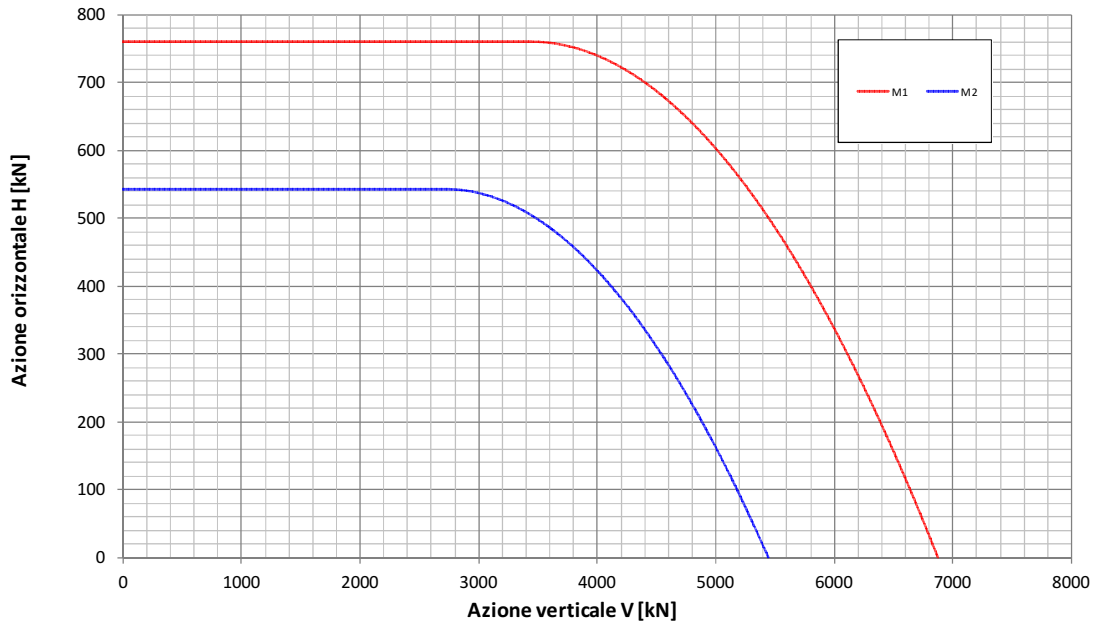
Condizione Statica Non Drenata

Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

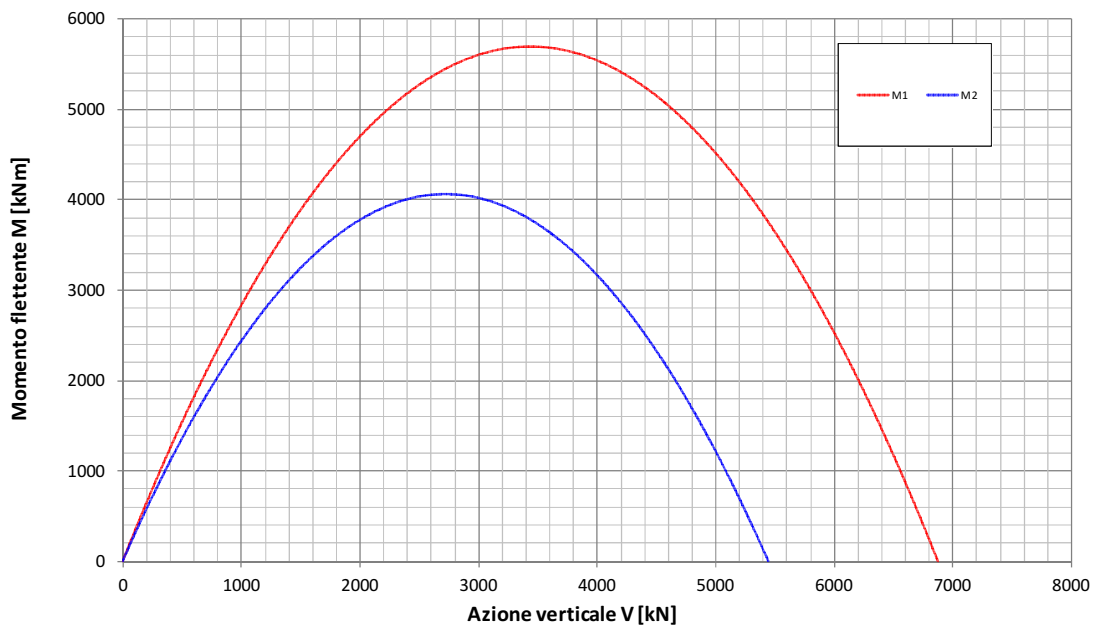


#### 4.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m  
Condizione Sismica Non Drenata  
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



Fondazione B=11.7m - Approfondimento D=8.2m  
Condizione Sismica Non Drenata  
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



## 4.2. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.4$ M E APPROFONDIMENTO $D = 8.2$ 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
$V_{max,M1}$	16867	8703	8703
$H_{max,M1}$	-	1001	1001
$M_{max,M1}$	-	9866	9866
$V_{max,M2}$	10518	6920	6920
$H_{max,M2}$	-	715	715
$M_{max,M2}$	-	7047	7047

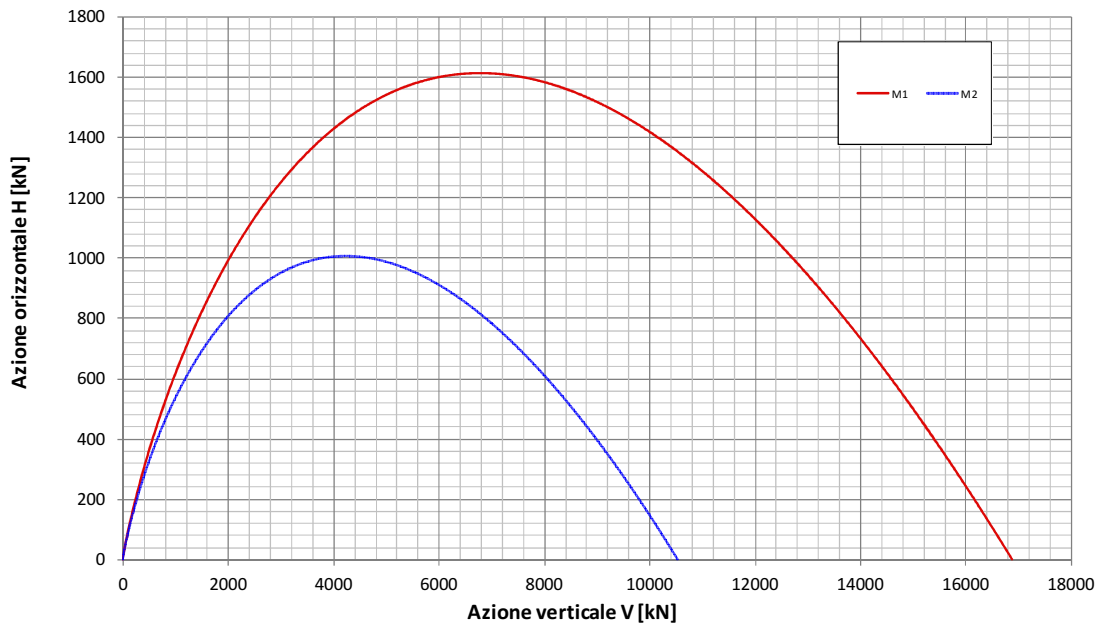
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

## 4.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m

Condizione Statica Drenata

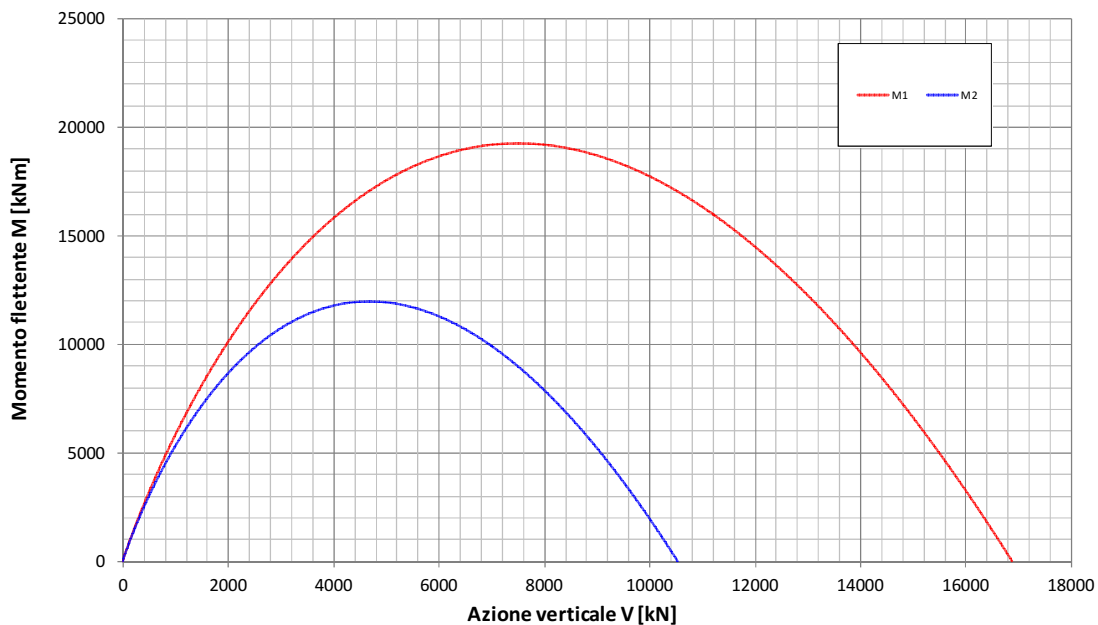
Dominio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)



Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m

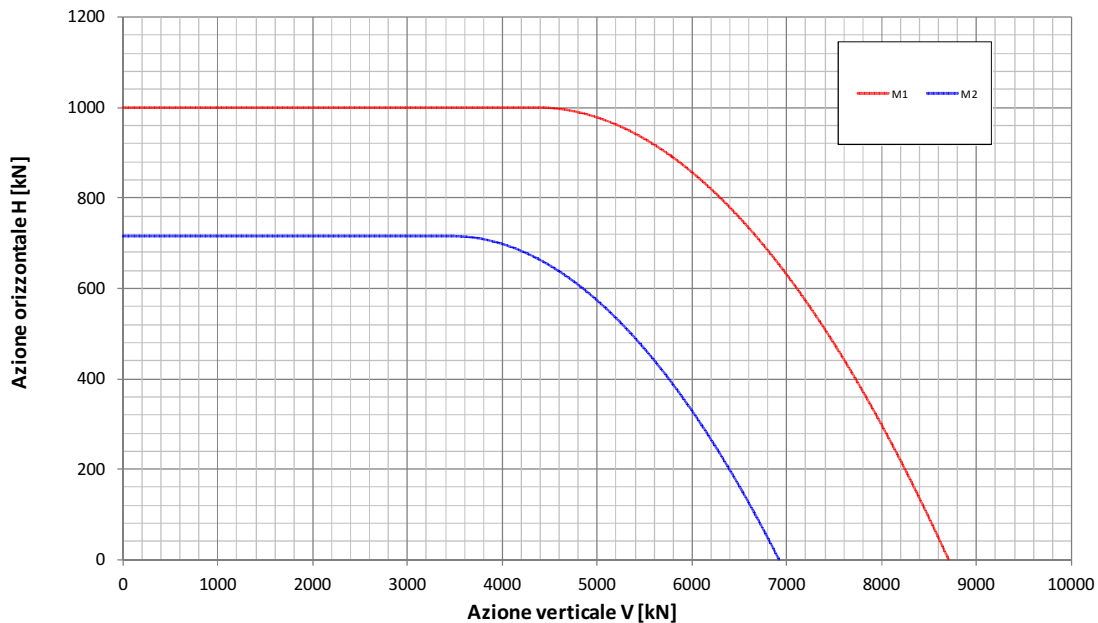
Condizione Statica Drenata

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

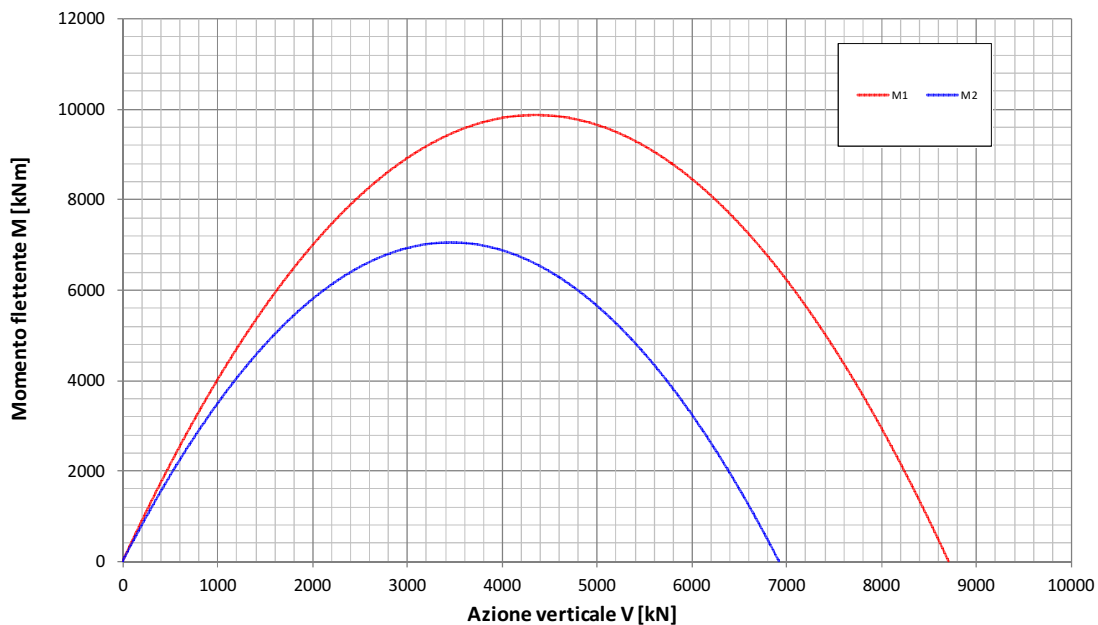


## 4.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

**Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)**



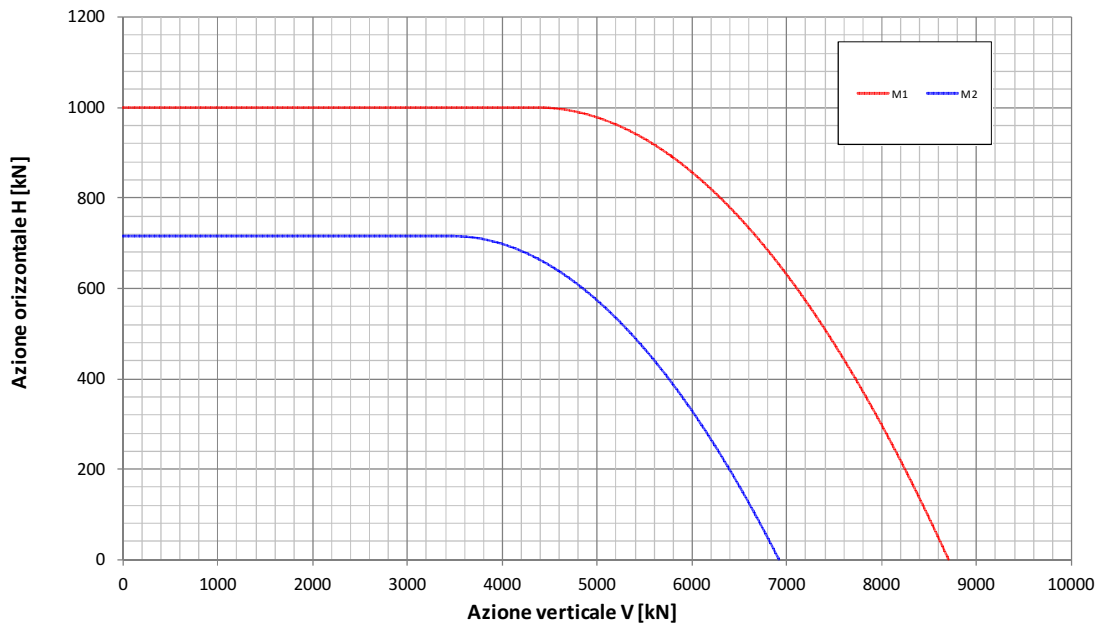
**Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)**



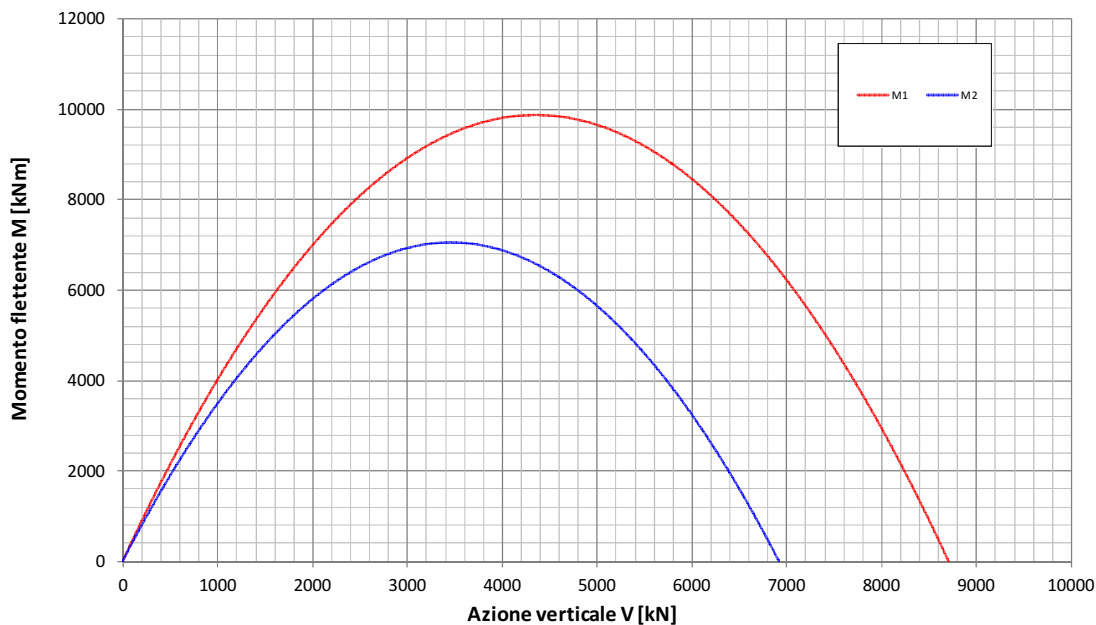


#### 4.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

**Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)**



**Fondazione B=15.4m - Approfondimento D=8.2m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)**



### 4.3. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 15.7$ M E APPROFONDIMENTO $D = 10.8$ 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
$V_{max,M1}$	21532	9995	9995
$H_{max,M1}$	-	1021	1021
$M_{max,M1}$	-	10254	10254
$V_{max,M2}$	13584	8084	8084
$H_{max,M2}$	-	729	729
$M_{max,M2}$	-	7324	7324

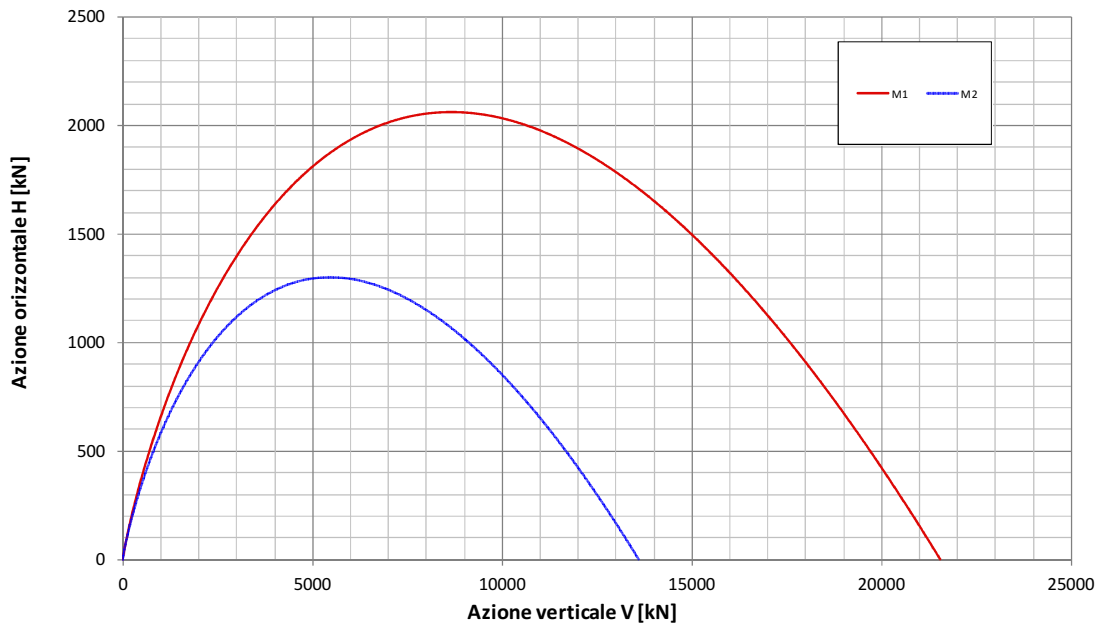
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

### 4.3.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**

**Condizione Statica Drenata**

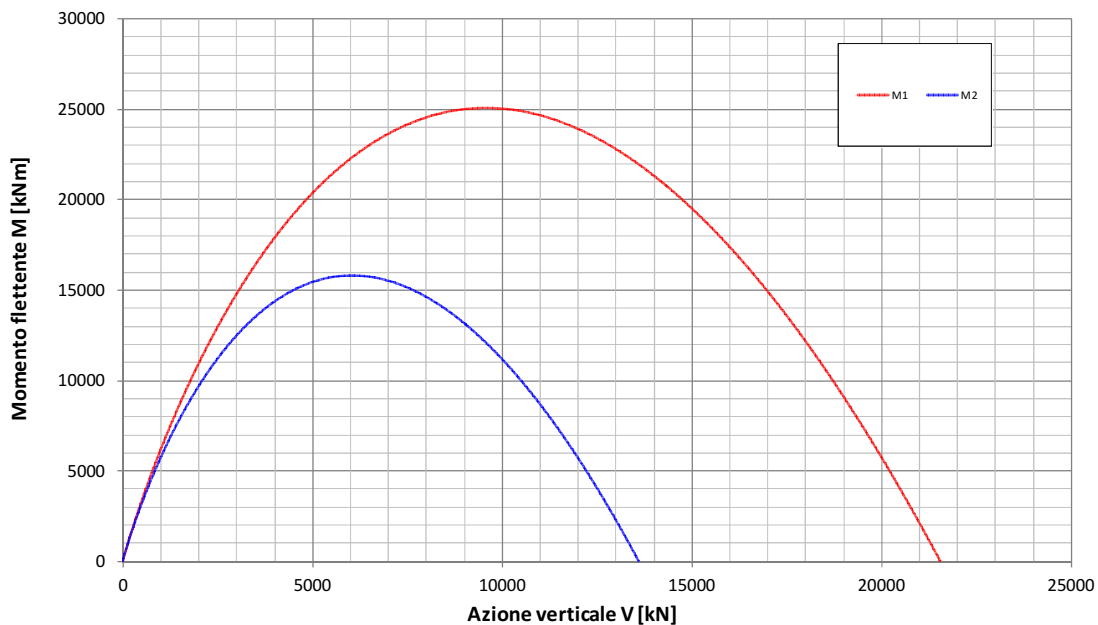
**Domínio di interazione nel piano V-H (Brinch Hansen, 1970)**



**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**

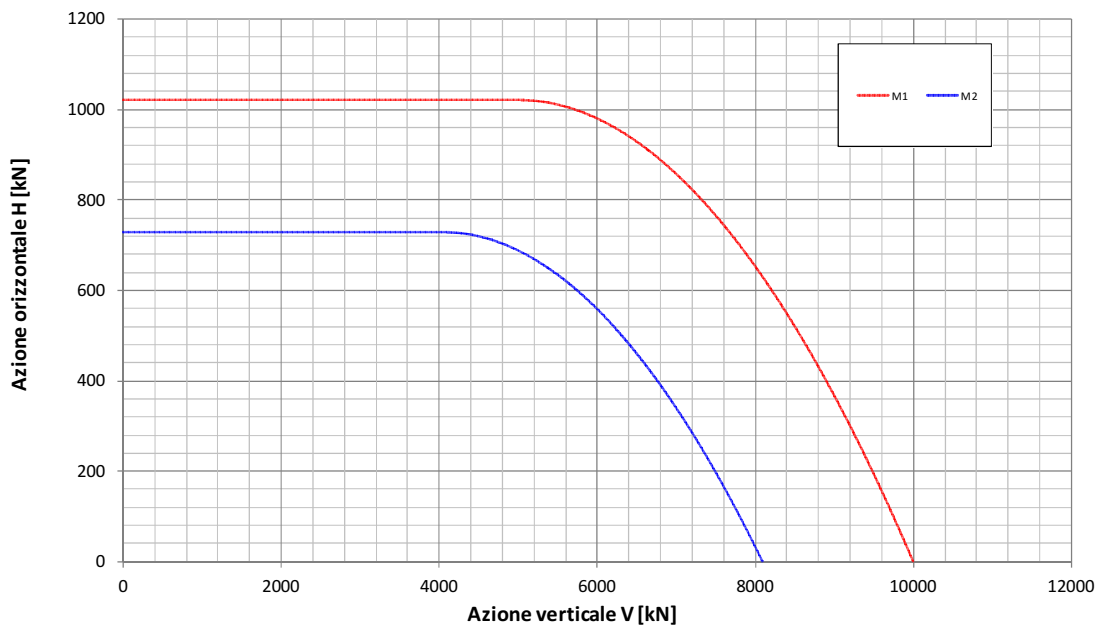
**Condizione Statica Drenata**

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

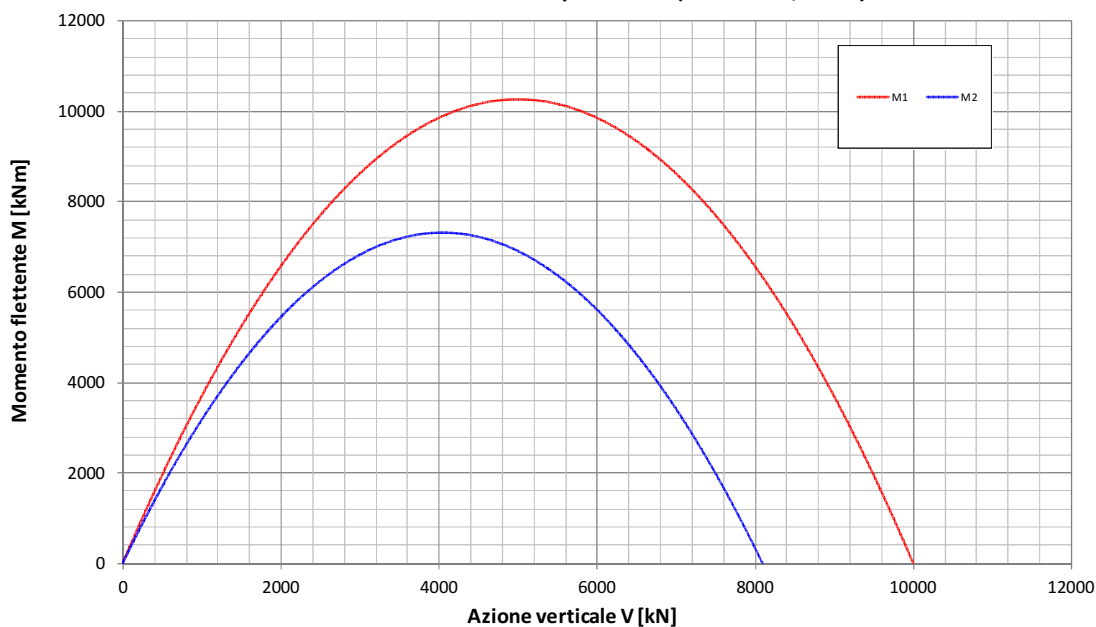


**4.3.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata**

**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

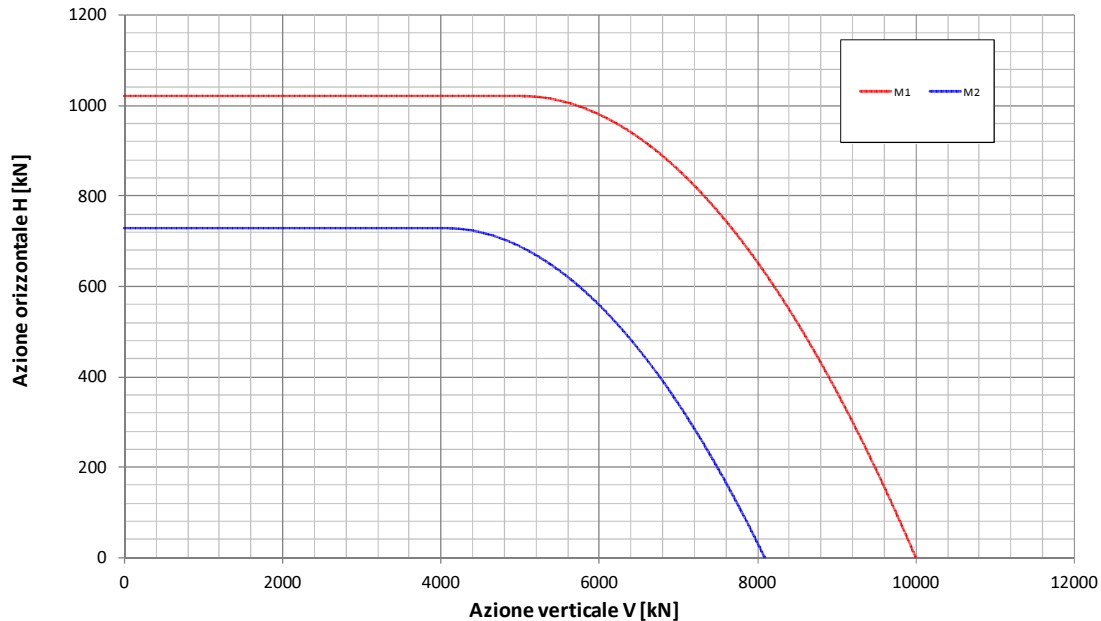


**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**  
**Condizione Statica Non Drenata**  
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

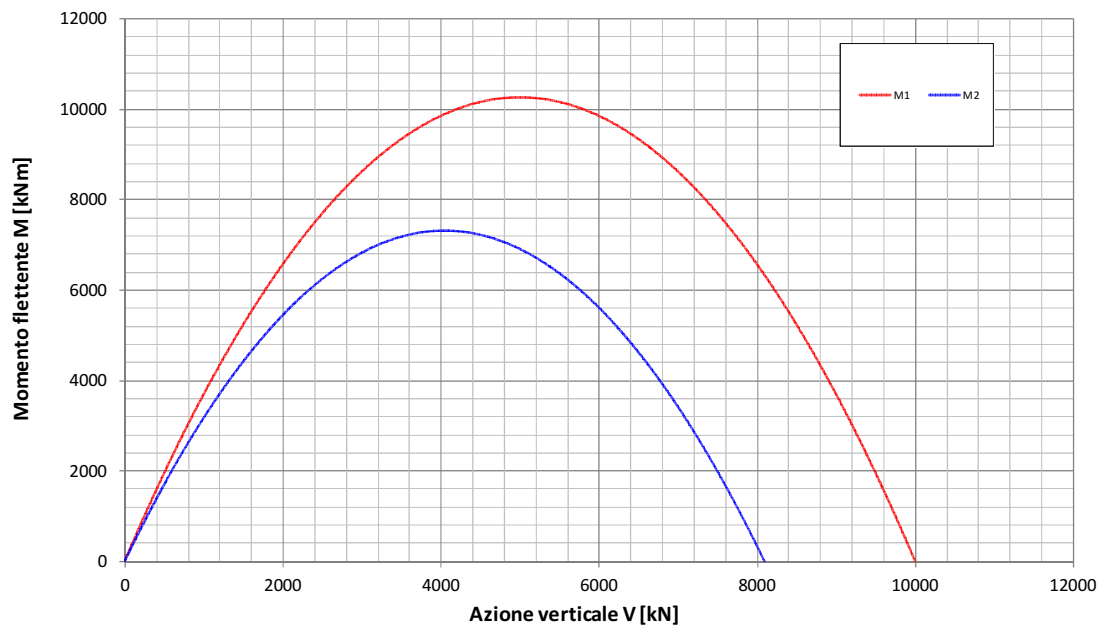


### 4.3.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**  
**Condizione Sismica Non Drenata**  
**Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)**



**Fondazione B=15.7m - Approfondimento D=10.8m**  
**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.

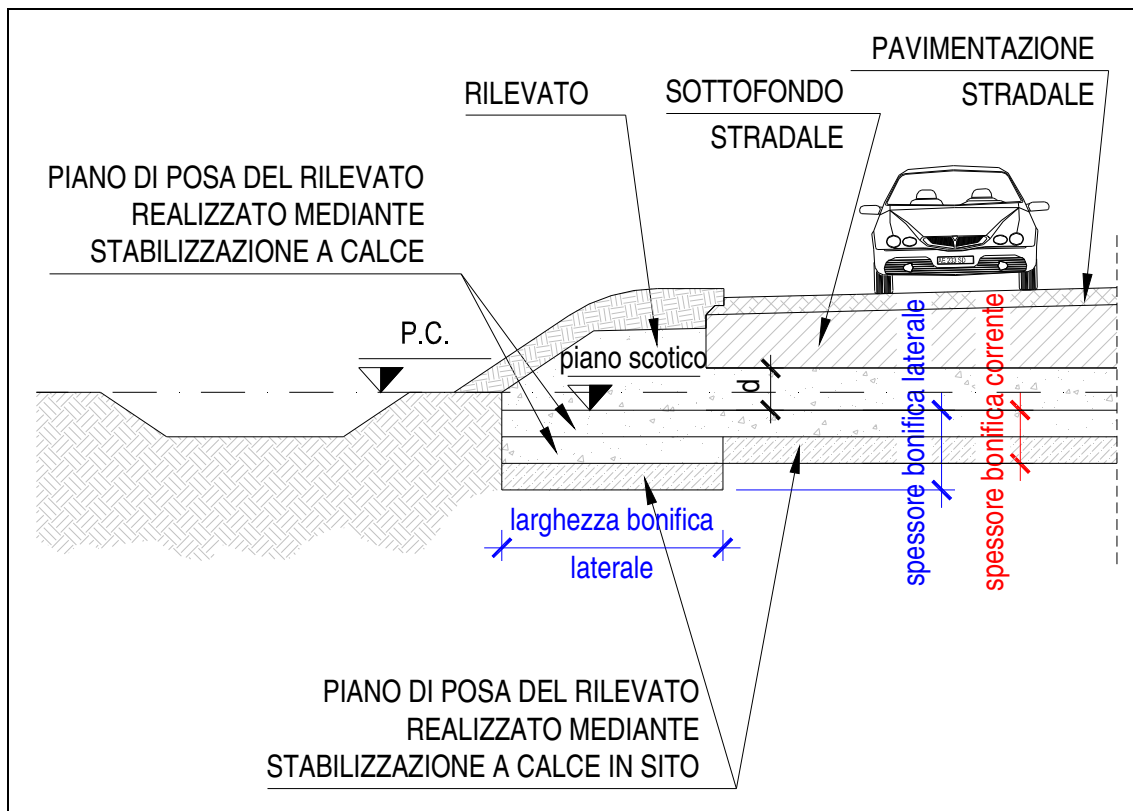


FIGURA 6-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

### 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]
$\leq 1$	0.0	50.0

### 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 207 e 208 (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	4.3

## 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.

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	0.7	0.7	0.0	Figura 6-2

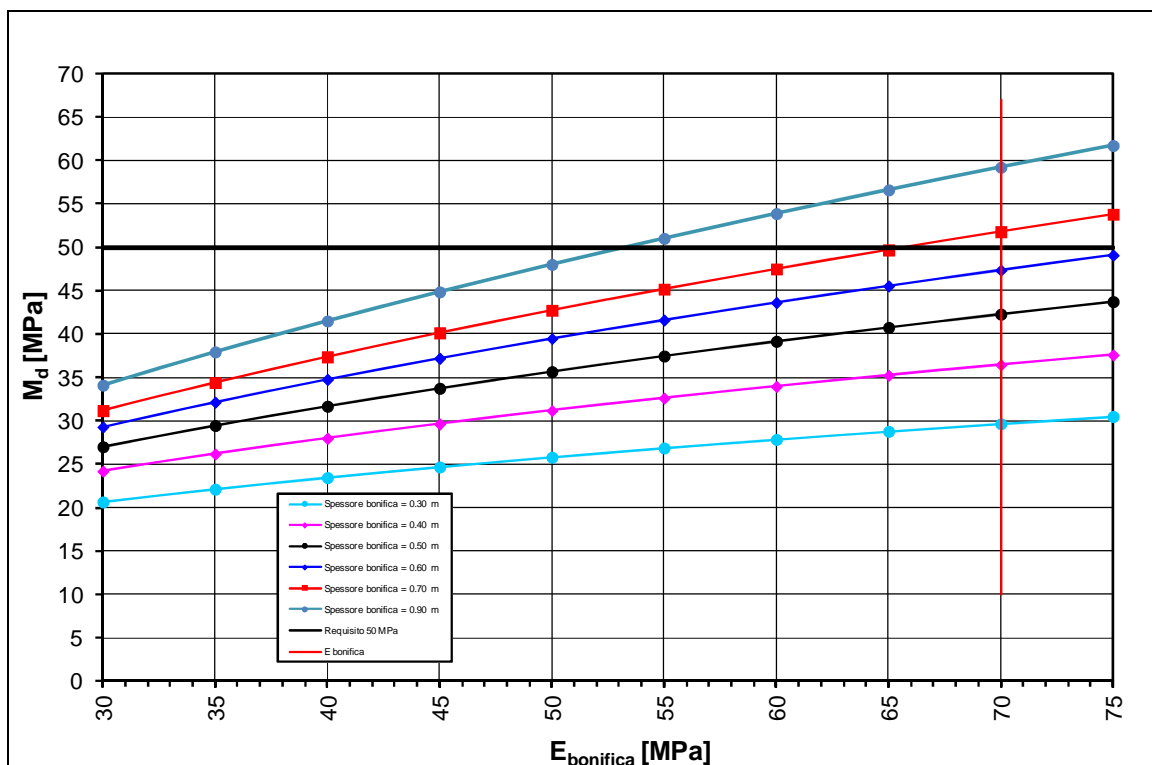


FIGURA 6-2: HRIL ≤ 1m – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

## 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 dei 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
/	/	3.5