



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

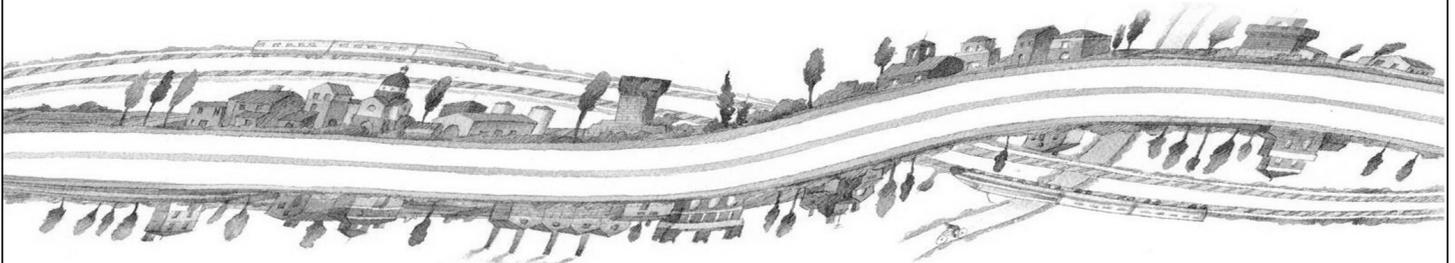
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA

GEOTECNICA

SVINCOLO DI FERRARA SUD

RELAZIONE GEOTECNICA SVINCOLO DI FERRARA SUD



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: _
0477	PD	0	S06	S0000	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1. NORMATIVE	4
2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	4
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	5
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO	7
4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	8
5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI	10
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
8. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	16
8.1. FABBRICATI DI SERVIZIO CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE	19
8.1.1. Fondazione di larghezza B = 1.20 m e approfondimento D = 1.00 m.....	19
8.1.1.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini.....	19
8.1.1.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata	20
8.1.1.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata.....	21
8.1.1.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica	22
8.1.2. Fondazione di larghezza B = 1.80 m e approfondimento D = 1.00 m.....	23
8.1.2.1 Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini.....	23
8.1.2.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata	24
8.1.2.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata.....	25
8.1.2.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica	26
8.2. MANUFATTO SCATOLARE IN C.A. – CUNICOLO IMPIANTI	27
8.2.1. Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini	27
8.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata.....	28
8.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata	29
8.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	30
8.3. PENSILINA CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE	31
8.3.1. Carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini	31
8.3.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata.....	32
8.3.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata	33
8.3.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	34
9. PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO TRA TERRENO E FONDAZIONE.....	35

9.1. FABBRICATI DI SERVIZIO CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE	36
9.1.1. Fondazione di larghezza B = 1.20 m e approfondimento D = 1.00 m.....	36
9.1.2. Fondazione di larghezza B = 1.80 m e approfondimento D = 1.00 m.....	39
9.2. MANUFATTO SCATOLARE IN C.A. – CUNICOLO IMPIANTI.....	41
9.3. PENSILINA CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE	44
10. COSTANTE DI SOTTOFONDO	47
11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	48
11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.....	49
11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	50
11.2.1. $H_{ril} = 6.00$ m.....	50
11.2.2. $H_{ril} = 8.00$ m.....	52
11.2.3. $H_{ril} = 9.50$ m.....	54
12. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO	56
13. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE	57
14. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	58
15. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....	59
15.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	59
15.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE	59
15.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI	60
15.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	60
15.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	61
15.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	63

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra le analisi geotecniche con riferimento allo Svincolo di Ferrara Sud.

In particolare, nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- normativa e documentazione di riferimento per la caratterizzazione geotecnica;
- descrizione dei dati geognostici disponibili;
- caratterizzazione stratigrafica dei terreni lungo il tracciato;
- definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica;
- definizione dei parametri geotecnici per le unità geotecniche individuate;
- calcolo della capacità portante per:
 - le fondazioni dei fabbricati di servizio ipotizzati con strutture a telaio in c.a. con fondazioni dirette a travi rovesce;
 - il cunicolo impianti realizzato con struttura scatolare in c.a.;
 - le fondazioni della pensilina costituite da travi rovesce;
- verifiche di stabilità dei rilevati;
- valutazione dei cedimenti dei rilevati;
- 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. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- LUNNE T., CHRISTOFFERSEN H.P. (1985) – "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands" – Norwegian Geotechnical Institute, 1985, Publication n. 156.
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M. (1997) – "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" – Blackie Academic & Profesional.
- P.K. ROBERTSON (2009) – "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach" – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, 1337-1355.
- "Soil behaviour in earthquake geotechnics"; Ishihara K.; 1996 Oxford science publications.
- "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche"; Crespellani T., Facciorusso J.; 2010, Dario Flaccovio Editore.
- "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests", Yokota K., Imai T., Konno M., 1981; OYO Technical report.
- "The behaviour of Drammen clay under cyclic loading", Eekelen H.A.M. Van, Potts D.M., 1978
- "Post-cyclic degradation of strength and stiffness for low plasticity silt", Yasuhara K., Murakami S.M., Song B., Yokokawa S., Hyde A.F.L., 2003

2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO

Nell'ambito delle attività di progettazione, a corredo della presente relazione sono state elaborate le cartografie tematiche di seguito elencate:

- Relazione geotecnica generale - Cod. PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01
- Criteri generali per le verifiche geotecniche - PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02.
- Asse autostradale - Planimetria ubicazione indagini geognostiche in sito - Tav. 14/14 - scala 1:5.000
Cod. PD_0_A00_A0000_0_GT_PG_14;
- Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 7/7 - scala 1:10.000
Cod. PD_0_A00_A0000_0_GT_CT_07;
- Profilo geotecnico Svincolo Autostazione Ferrara sud - scala 1:5000
Cod. PD_0_S06_S0000_0_GT_FT_01.

Ai fini del presente studio, si è fatto inoltre riferimento ai seguenti documenti, inerenti le indagini in sito ed in laboratorio di progetto definitivo:

- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Relazione illustrativa
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_RG_00;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Sondaggi geognostici
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_01;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove penetrometriche statiche CPTU
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_02;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Pozzetti esplorativi e prove di Carico su piastra
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_03;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove con cono sismico SCPT
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_04;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove sismiche Cross-Hole
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_IG_00;
- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 - Prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi geognostici
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_01;

- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 - Prove di laboratorio su campioni prelevati da pozzetti esplorativi
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_02;
- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 – Analisi chimiche su campioni idrici
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_03.



3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO

Per la indagini geognostiche di riferimento si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 ed al capitolo 7.

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Il profilo geologico-geotecnico, ottenuto dall'interpretazione delle indagini geognostiche, è riportato nell'elaborato Profilo geotecnico Svincolo Autostazione Ferrara sud (Cod. PD_0_S06_S0000_0_GT_FT_01).

L'intera profondità indagata lungo tutta la tratta autostradale è caratterizzata dalla presenza di depositi di piana alluvionale che sono stati suddivisi nelle 6 unità stratigrafiche descritte in seguito:

- **Rilevati antropici**
- **Unità R**

Terreno vegetale e/o suoli agrari, sovraconsolidati per essiccamento. Localmente terreni di riporto.

- **Unità 1**

Argille, argille limose e debolmente limose o sabbiose, limi, limi argillosi e debolmente argillosi o sabbiosi, di colore nocciola, marrone, grigio e nerastro. Localmente sono presenti striature rossastre e ocra, venature nerastre per presenza di frustoli carboniosi e resti torbosi, e concrezioni calcaree millimetriche (calcinelli). L'unità si presenta da moderatamente consistente a consistente. I primi metri dal piano campagna appaiono talvolta sovraconsolidati per essiccamento. Resistenza alla punta media 1÷3 MPa.

- **Unità 2**

Limi sabbiosi e sabbie limose, talora debolmente argillose di colore nocciola, marrone e grigio. Resistenza alla punta media 3÷8 MPa.

- **Unità 3**

Sabbie fini, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio, da poco a mediamente addensate. Intercalate all'unità 3 si rinvengono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 8÷10 MPa, $D_r \leq 50\%$.

- **Unità 4**

Sabbie medie, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane. Si presentano da mediamente addensate ad addensate. Intercalate all'unità 4 si rinvengono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 10÷15 MPa, $D_r = 50\% \div 70\%$.

- **Unità 5**

Sabbie medie, talora debolmente limose, di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane talora ghiaiose. Le sabbie presentano generalmente un buon grado di

addensamento. Intercalate all'unità 5 si rinvencono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media >15 MPa, $D_r \geq 70\%$.

- **Unità 6**

Argille poco consistenti, di colore grigio scuro e nero con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti. Localmente si rinvencono livelli di torba di spessore decimetrico.

5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI

Per la definizione dei livelli piezometrici si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01 ed al capitolo 7.

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto concerne i criteri utilizzati nella caratterizzazione geotecnica si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano le schede di caratterizzazione geotecnica per lo svincolo, con riferimento alla autostazione ed alle rampe.

OPERA:	Autostazione di Ferrara Sud
---------------	------------------------------------

Q_{rif} = 10.00 m s.l.m.

TABELLA 7-1: 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 445	Imprefond - 2011	10.09	50.0	C (10)

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

TABELLA 7-2: 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 7-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) ($Q_{ref} = 10.0$ m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	$\varphi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	E' (MPa)	M (MPa)
0.0÷1.4	2	0.50	18.8	28-30	-	-	6.0	8.0
1.4÷3.0	1		18.5	23-25	3-7	45-70	3.3	4.5
3.0÷5.0	1		18.5	23-25	3-7	27-47	2.6	3.5
5.0÷7.6	2		18.8	28-30	-	-	7.8	10.5
7.6÷16.0	1		18.5	23-25	3-7	45-65	3.7	5.0
16.0-17.0	6		16.0			30-35	3.4	4.6
17.0÷18.0	2		18.8	28-30	-	-	10.9	14.7
18.0÷19.0	1		18.5	23-25	3-7	50-100	6.7-	9.0
19.0÷20.0	2		18.8	28-30	-	-	11.4	15.3

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 (MPa);

M = valore del modulo edometrico.

OPERA: SVINCOLO DI FERRARA SUD – RAMPE

Q_{rif} = 9.70 m s.l.m.

TABELLA 7-4: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
BH443	Imprefond - 2011	9.200	50.0	C(15)
BH444	Imprefond - 2011	9.697	50.0	C(5)
CPTU470	Imprefond - 2011	9.320	40.0	-
CPTU471	Imprefond - 2011	8.993	40.0	-

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

TABELLA 7-5: 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 7-6: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q _{ref} 9.70 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÷16.0	1	1.2	18.5	23-25	3-7	25-45	2601-6687	3500-9000
16.0÷19.0	4		19.0	30-33	0	-	35000	-
19.0÷23.0	1		18.5	23-25	3-7	54	6687	9000
23.0÷25.0	3		19.0	30-33	0	-	29160	-
25.0÷35.0	1		18.5	23-25	3-7	63	6687-8910	9000-11992
35.0÷37.0	5		19.5	31-34	0	-	50000	-
37.0÷38.0	1		18.5	23-25	3-7	70	9029	12152
38.0÷39.0	5		19.5	31-34	0	-	50000	-
Da 39.0	1		18.5	23-25	3-7	>72	>9212	>12398

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 condotte su acque e terreni, per quanto concerne le classi di esposizioni del calcestruzzo non si riscontrano criticità in merito all'attacco chimico nel suolo naturale e nell'acqua del terreno.

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

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale 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 8-1):

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

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.

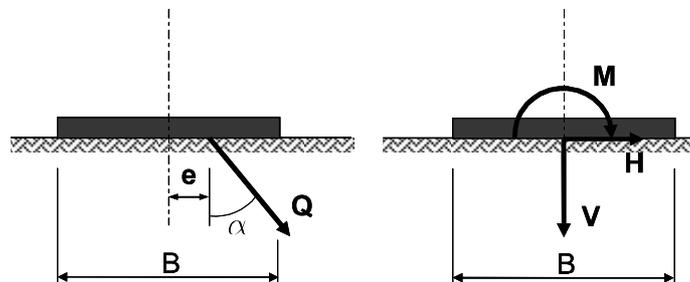


FIGURA 8-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

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-A "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. 6.2.11 del 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 indicate nella seguente tabella.

TABELLA 8-1: CONDIZIONI GEOMETRICHE ANALIZZATE

EDIFICIO/MANUFATTO	TIPO DI FONDAZIONE	Geometria analizzata	
		Dimensioni fondazione	Approfondimento D [m]
FABBRICATI DI SERVIZIO	Superficiale nastriforme	B = 1.2 m	1.0
		B = 1.8 m	1.0
CUNICOLO IMPIANTI	Superficiale nastriforme	B = 5.0 m	2.5
PENSILINA	Superficiale nastriforme	B = 3.5 m	2.5

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.

8.1. FABBRICATI DI SERVIZIO CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo sono state considerate le 2 seguenti condizioni geometriche:

- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 1.20$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 1.00$ m;
- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 1.80$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 1.00$ m.

8.1.1. Fondazione di larghezza $B = 1.20$ m e approfondimento $D = 1.00$ m

8.1.1.1 Carichi limite finalizzati 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. In particolare:

- 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);
- M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

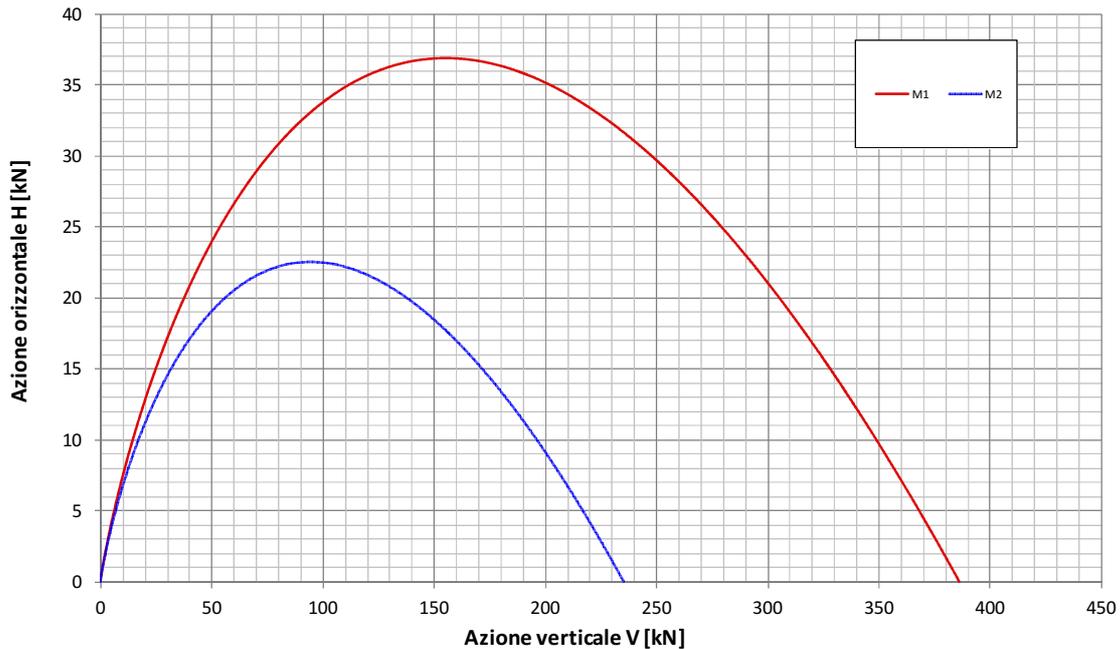
TABELLA 8-2: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	386	475	475
$H_{max,M1}$ [kN]	-	66	66
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	51	51
$V_{max,M2}$ [kN]	235	345	345
$H_{max,M2}$ [kN]	-	47	47
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	36	36

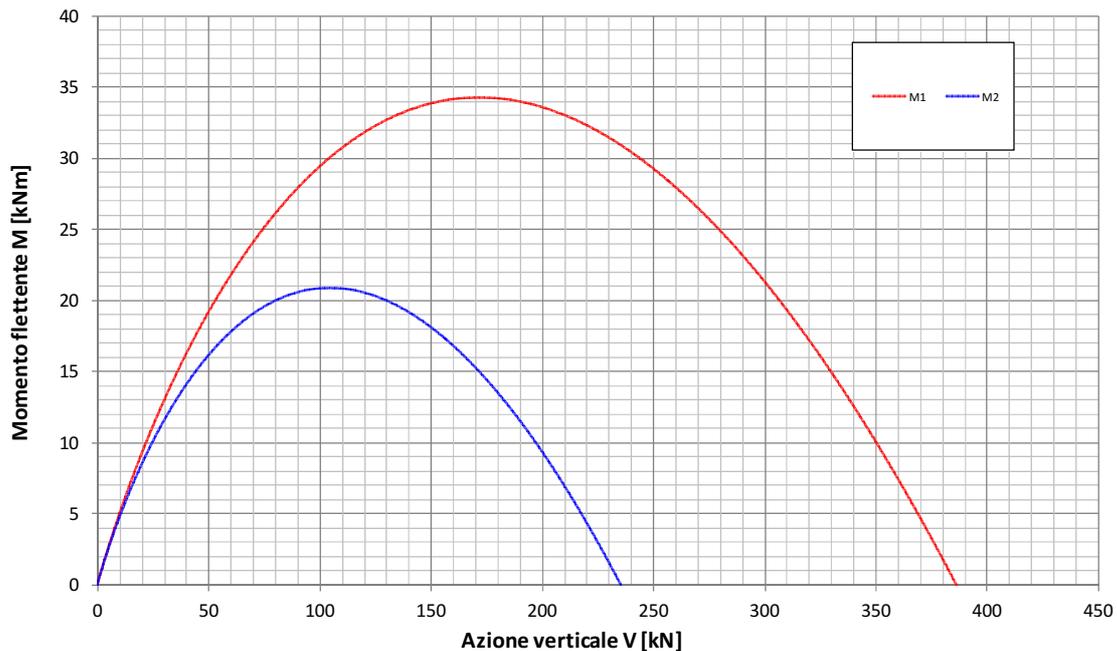
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.1.1.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)

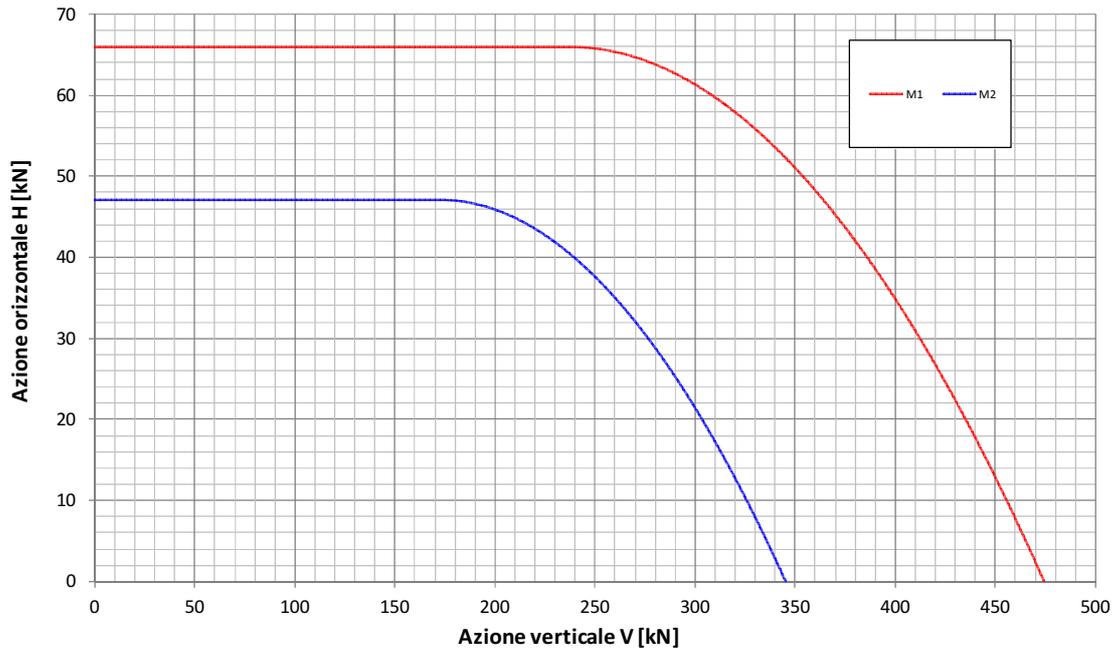


Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)

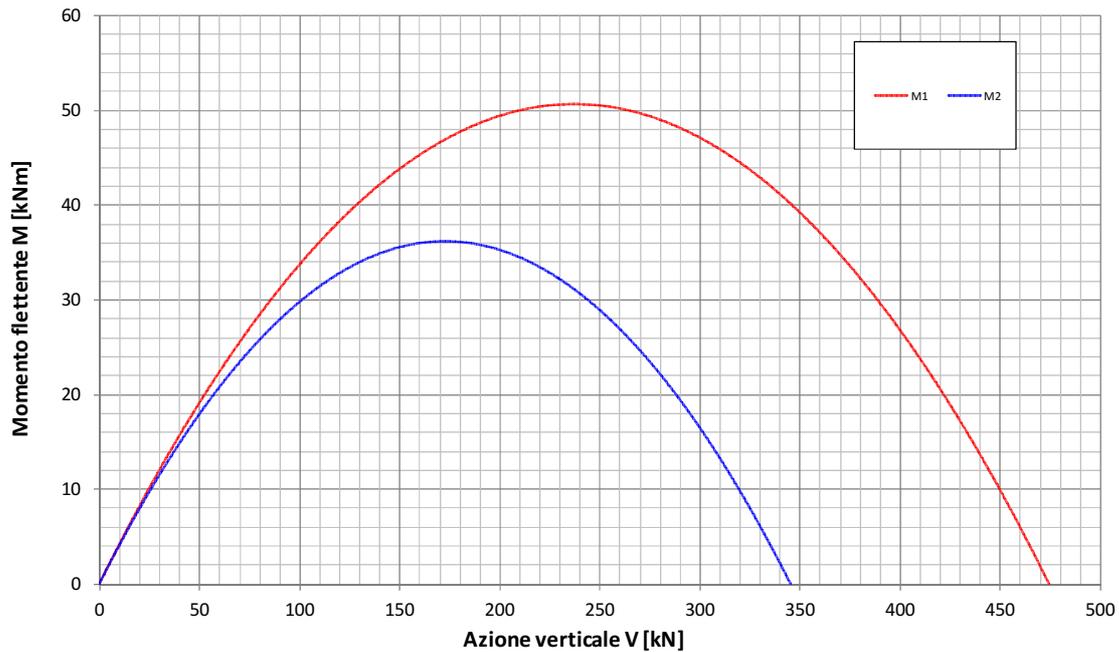


8.1.1.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)

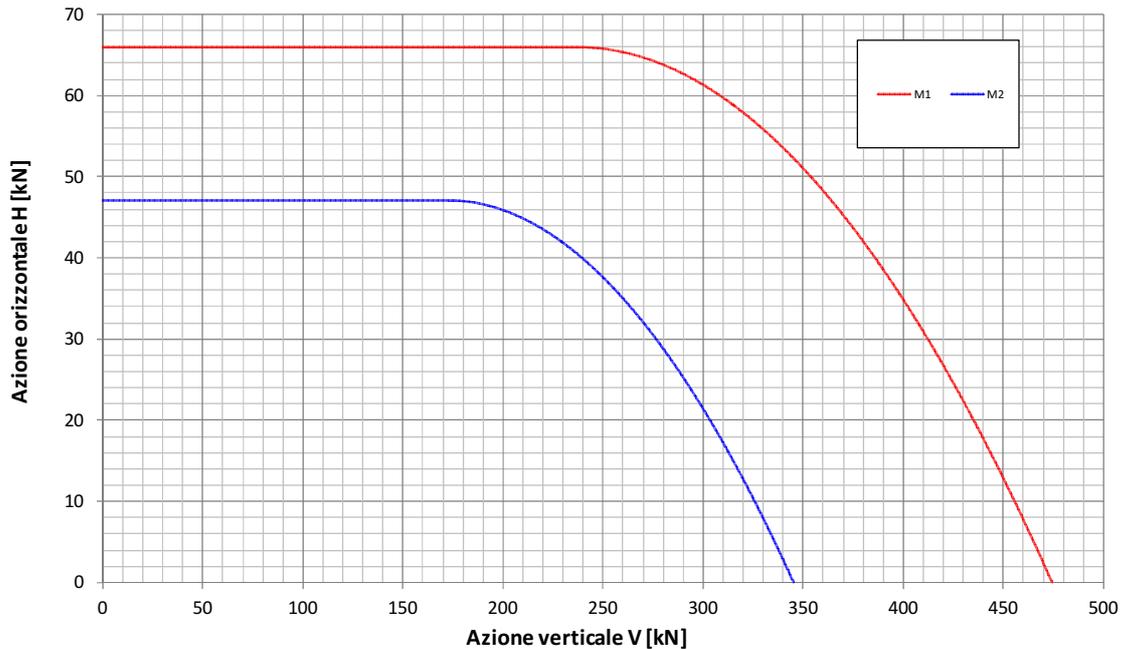


Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)

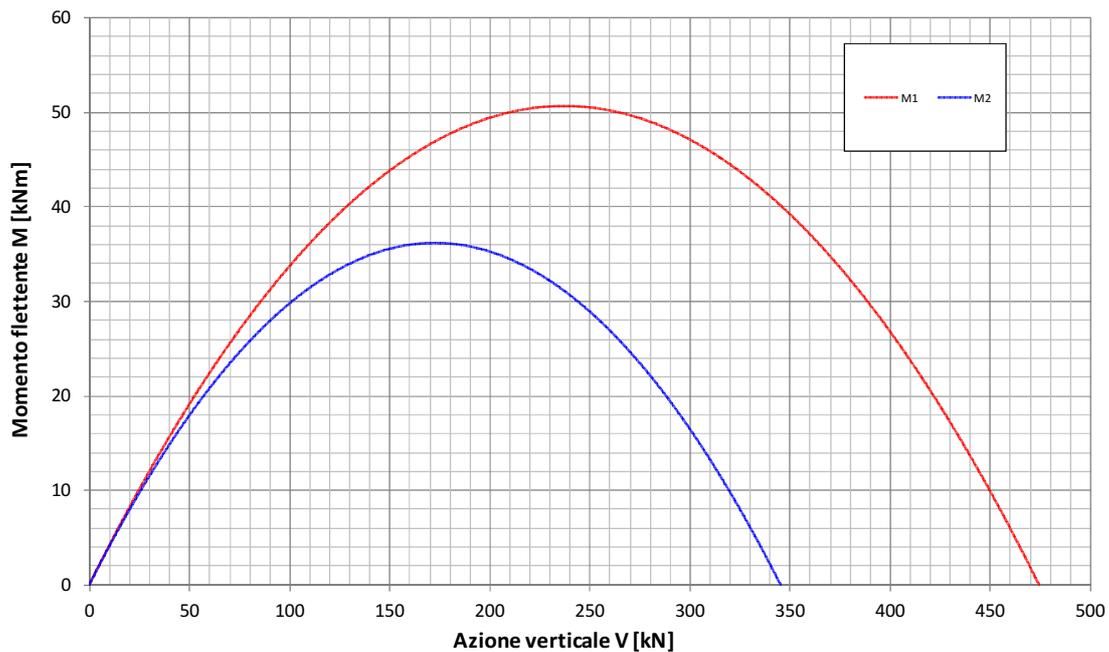


8.1.1.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



Fondazione B=1.2 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



8.1.2. Fondazione di larghezza B = 1.80 m e approfondimento D = 1.00 m

8.1.2.1 Carichi limite finalizzati 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. In particolare:

- 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);
- M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

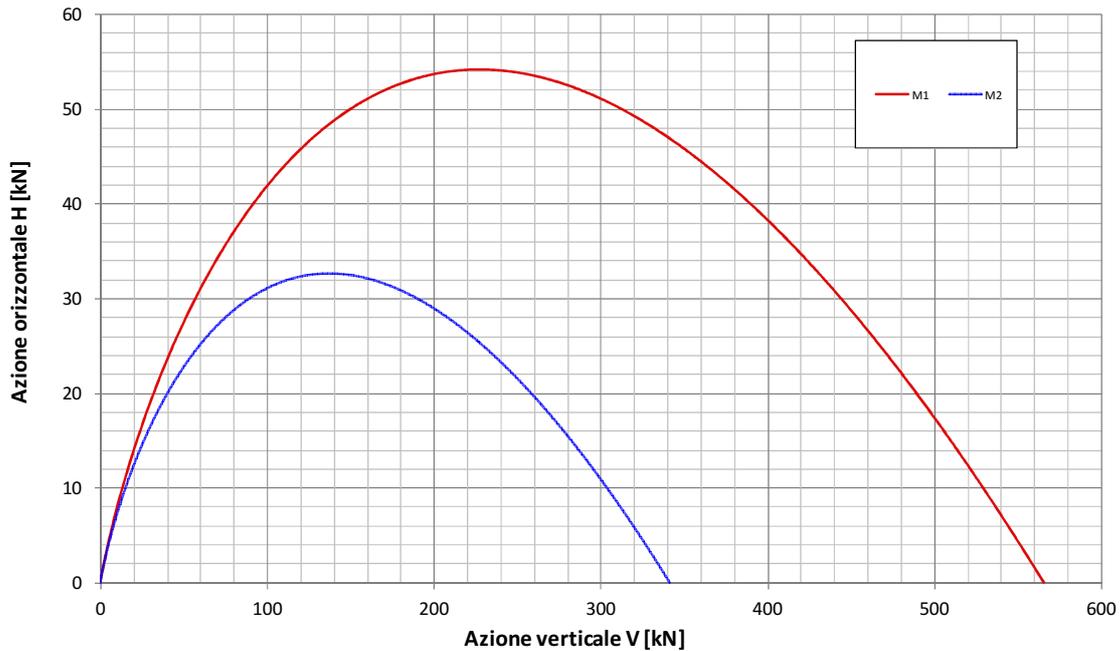
TABELLA 8-3: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	566	655	655
$H_{max,M1}$ [kN]	-	99	99
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	114	114
$V_{max,M2}$ [kN]	341	478	478
$H_{max,M2}$ [kN]	-	71	71
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	81	81

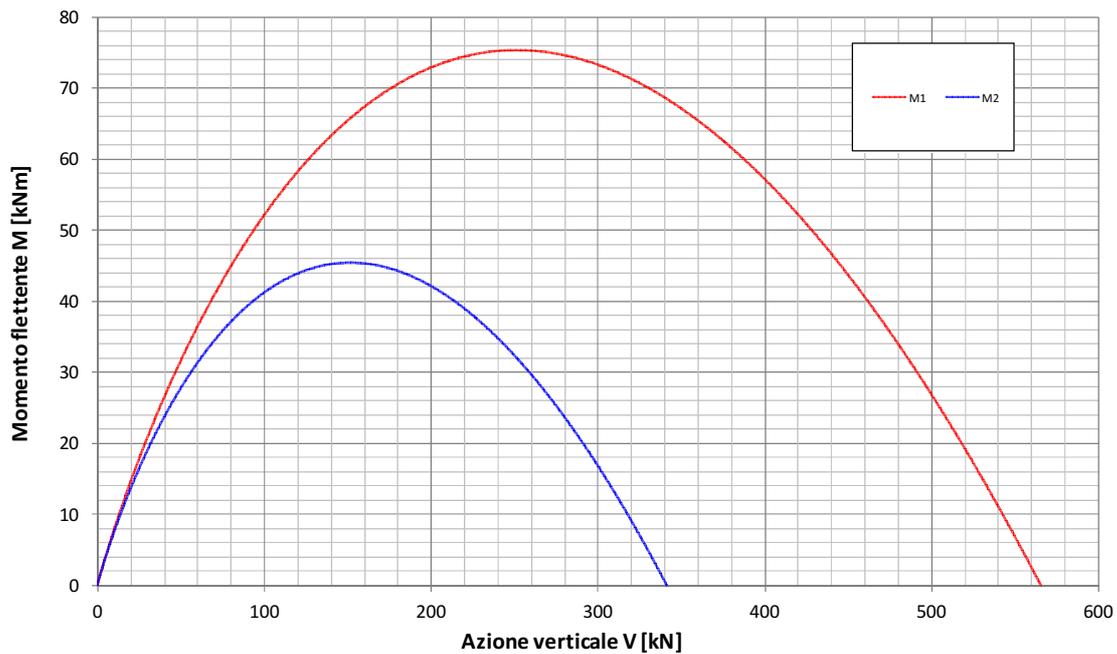
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.1.2.2 Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)

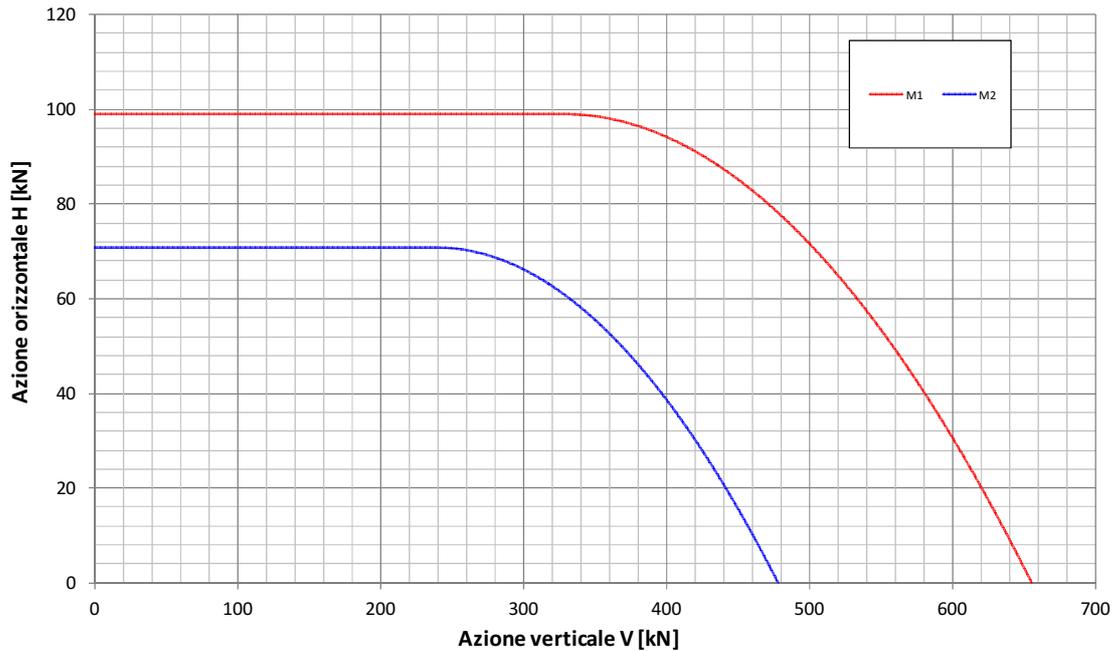


Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)

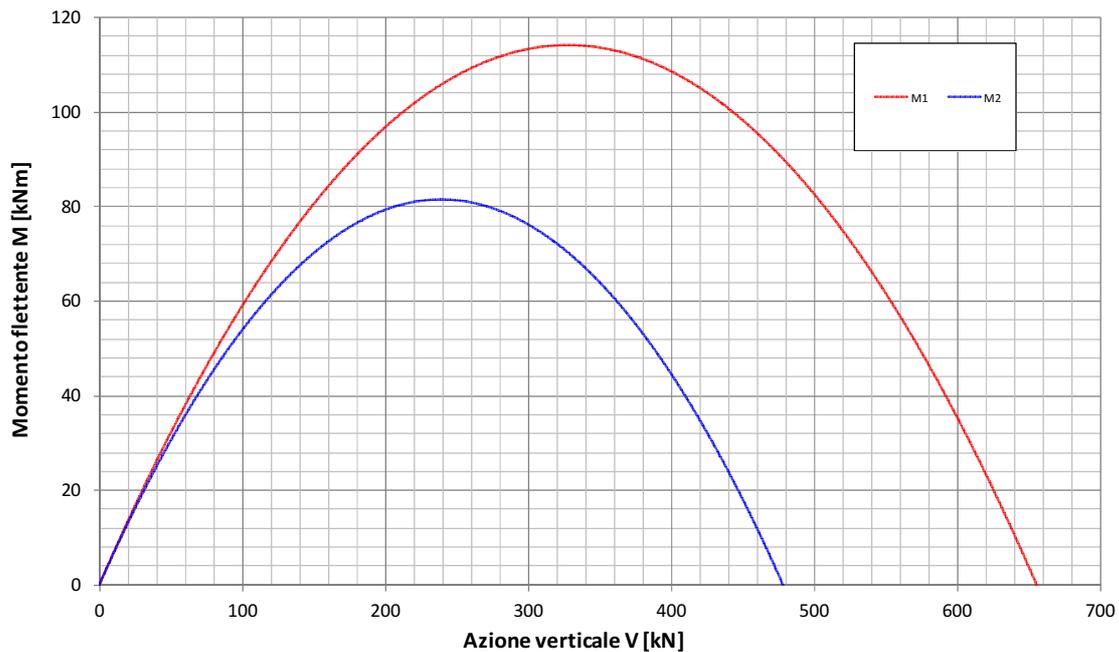


8.1.2.3 Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)

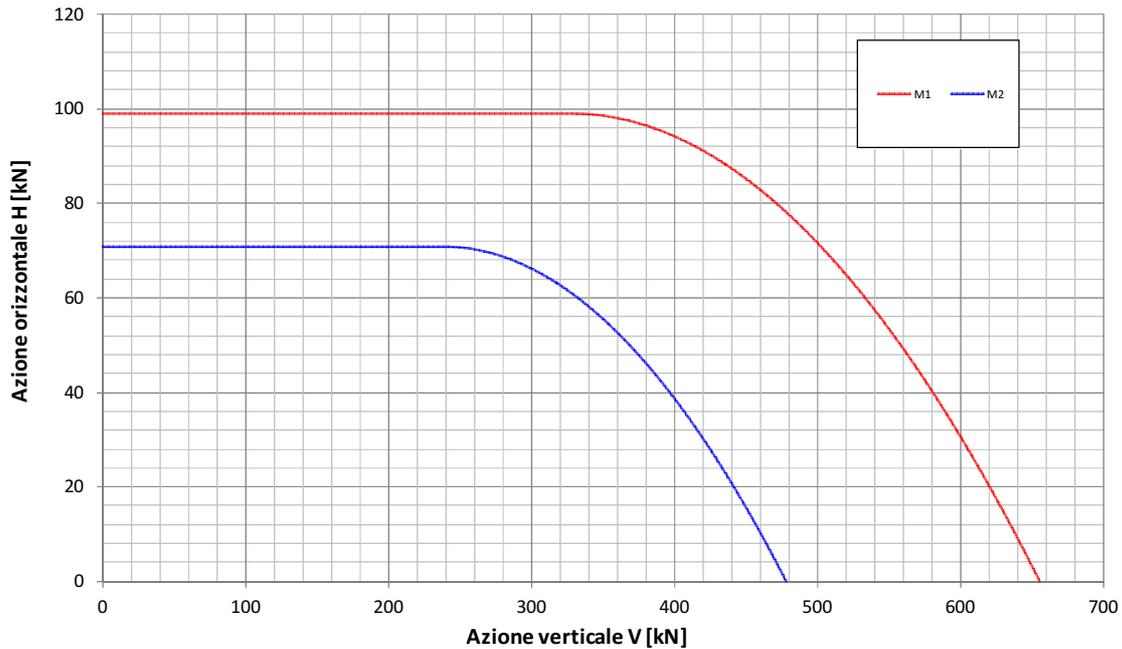


Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)

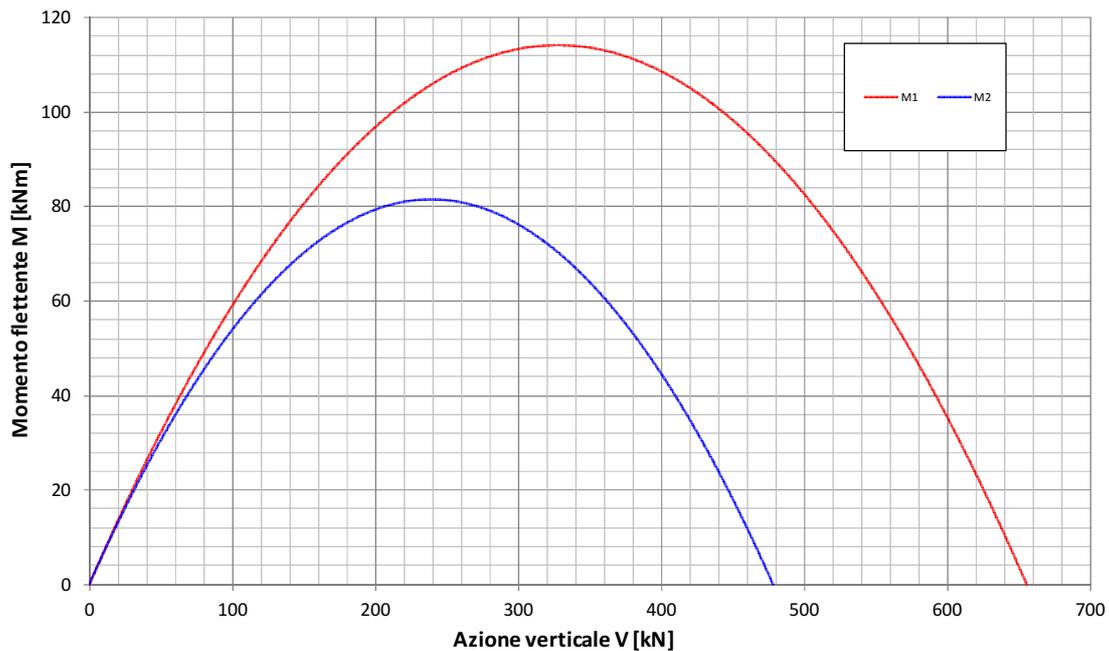


8.1.2.4 Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)



Fondazione B=1.8 m - Approfondimento D=1.0 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



8.2. MANUFATTO SCATOLARE IN C.A. – CUNICOLO IMPIANTI

Nell'ambito dei fabbricati dell'autostazione è prevista la realizzazione di un cunicolo scatolare in c.a. adibito all'alloggiamento degli impianti. Tale manufatto ha dimensioni in pianta 5.00 m x 80.00 m (BxL).

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo è stata considerata una fondazione nastriforme di larghezza $B = 5.00$ m con approfondimento del piano di posa $D=2.50$ m.

8.2.1. Carichi limite finalizzati 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. In particolare:

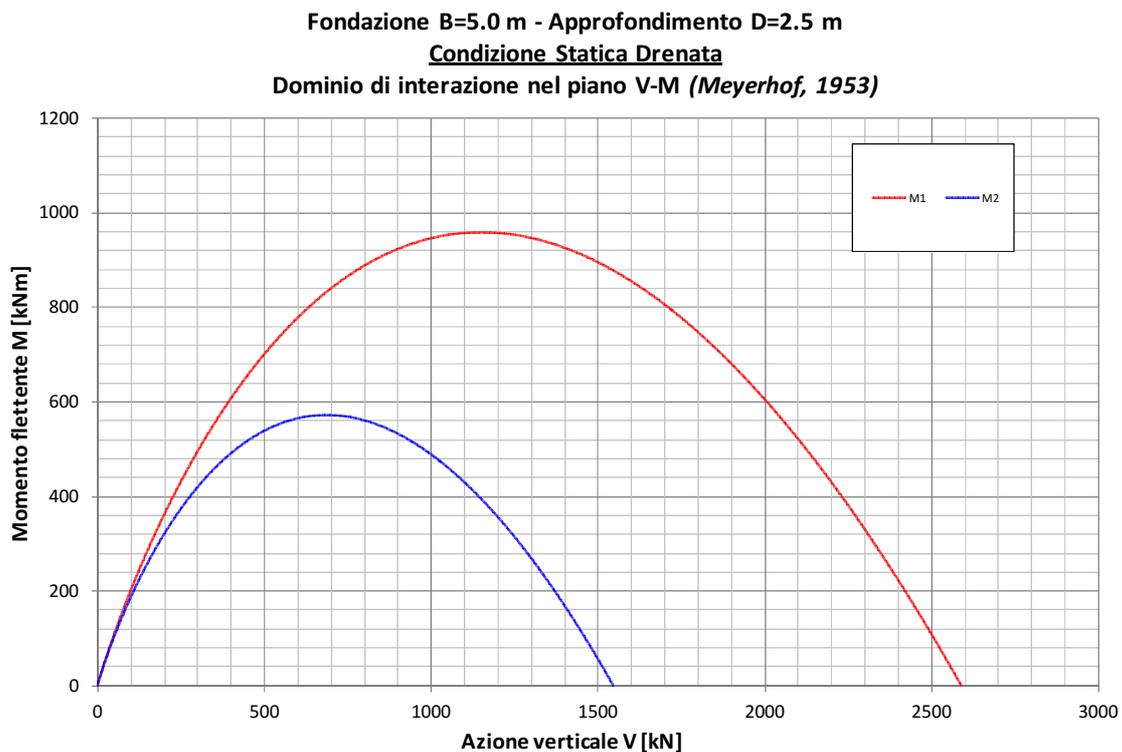
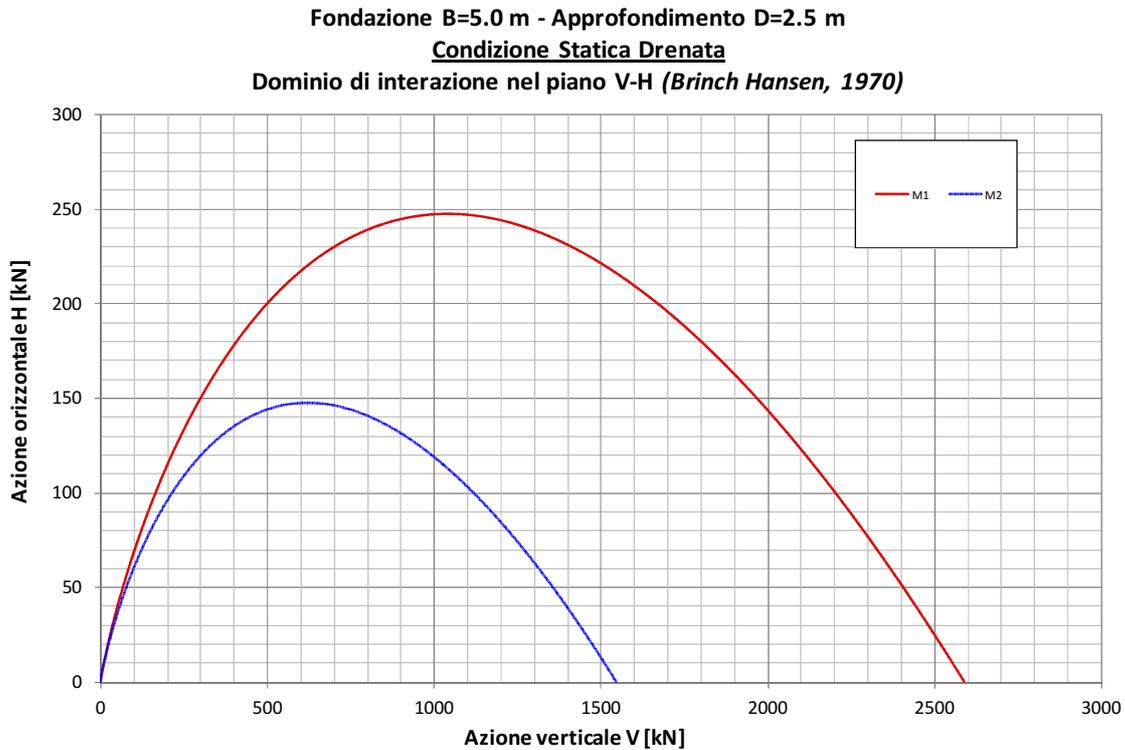
- V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato;
- H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate);
- M_{max} rappresenta il momento flettente limite in corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 8-4: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	2587	1311	1311
$H_{max,M1}$ [kN]	-	175	175
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	560	560
$V_{max,M2}$ [kN]	1545	1002	1002
$H_{max,M2}$ [kN]	-	125	125
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	400	400

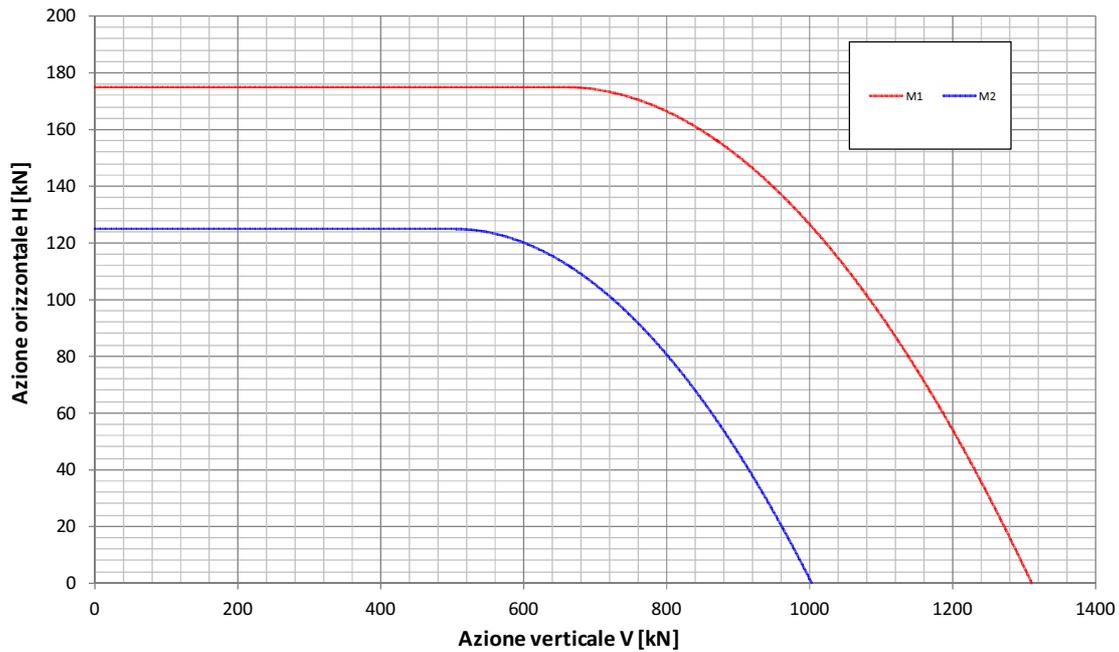
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.2.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

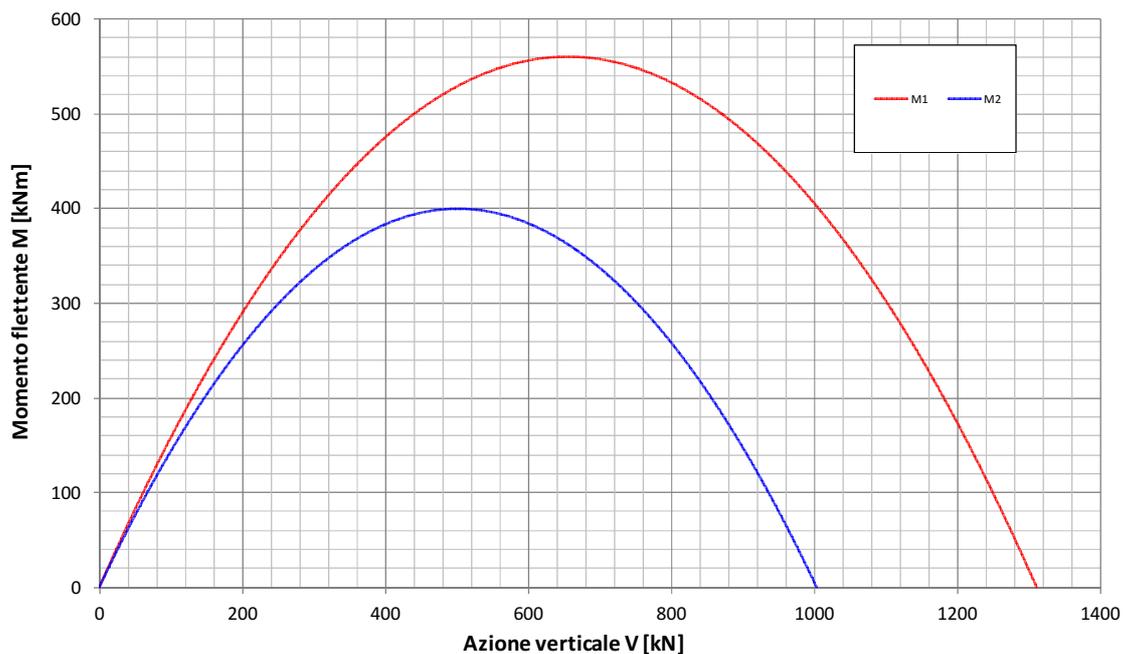


8.2.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=5.0 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

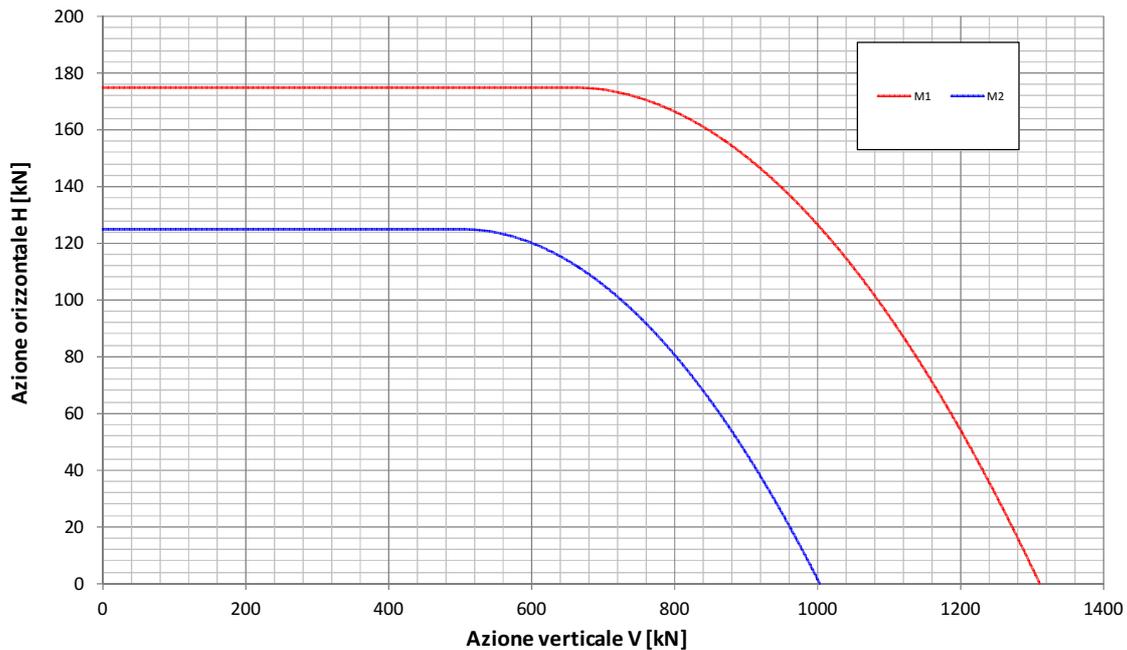


Fondazione B=5.0 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

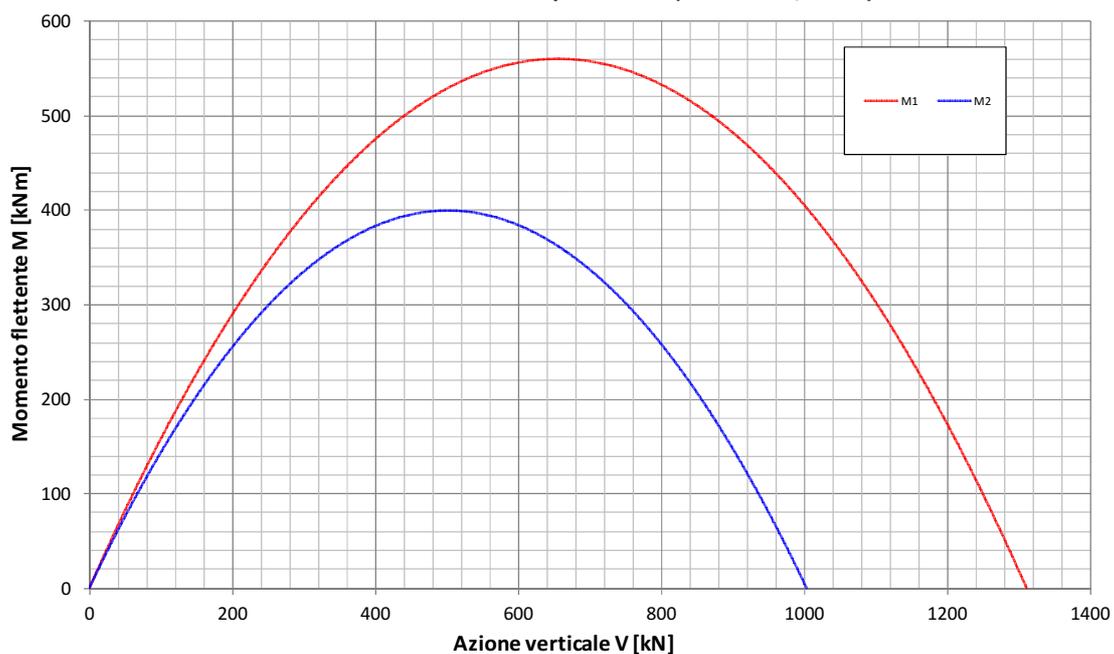


8.2.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=5.0 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=5.0 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



8.3. PENSILINA CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo è stata considerata la seguente condizione geometrica:

- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 3.50$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 2.50$ m.

8.3.1. Carichi limite finalizzati 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. In particolare:

- 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);
- M_{max} rappresenta il momento flettente limite in corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

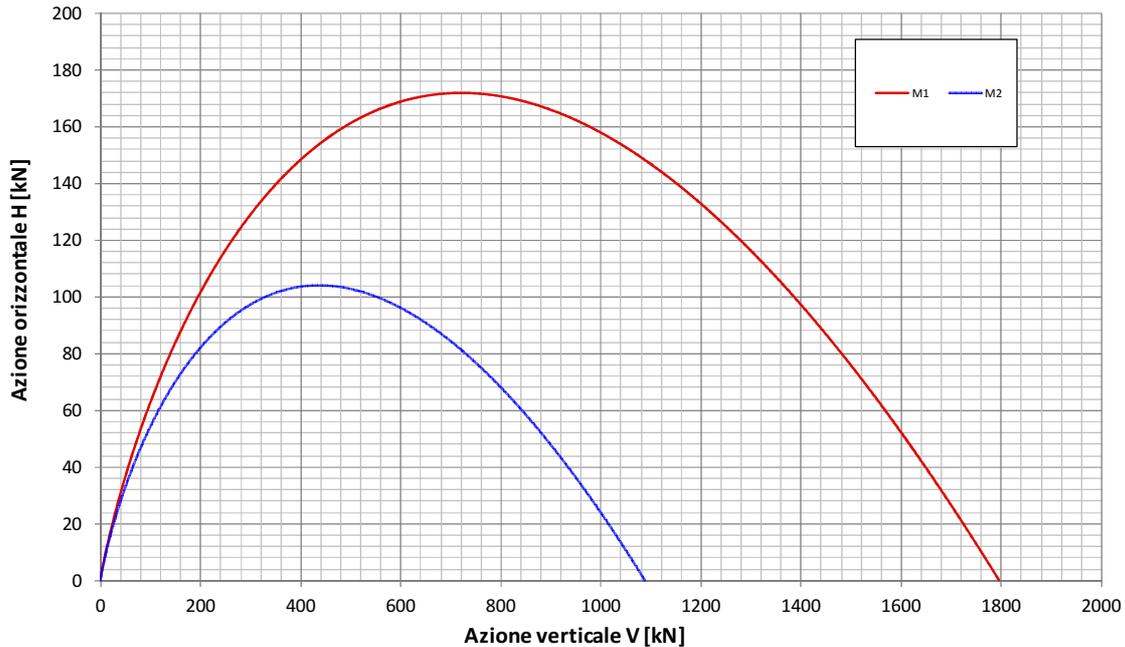
TABELLA 8-5: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	1796	971	971
$H_{max,M1}$ [kN]	-	123	123
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	274	274
$V_{max,M2}$ [kN]	1088	740	740
$H_{max,M2}$ [kN]	-	88	88
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	196	196

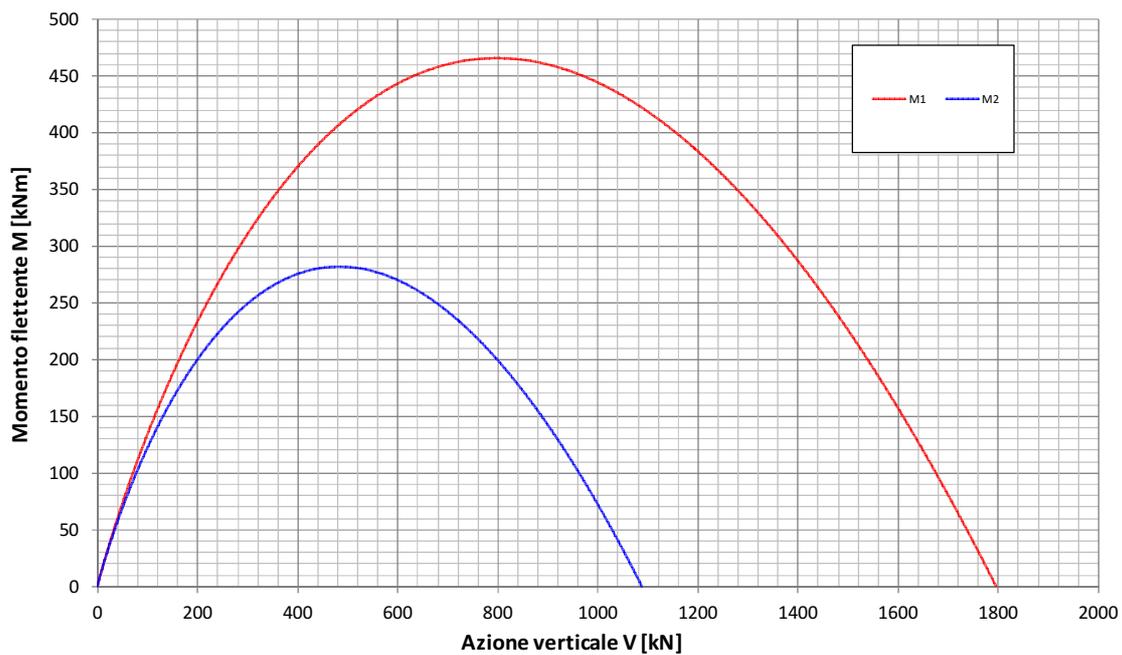
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

8.3.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica Drenata

Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)

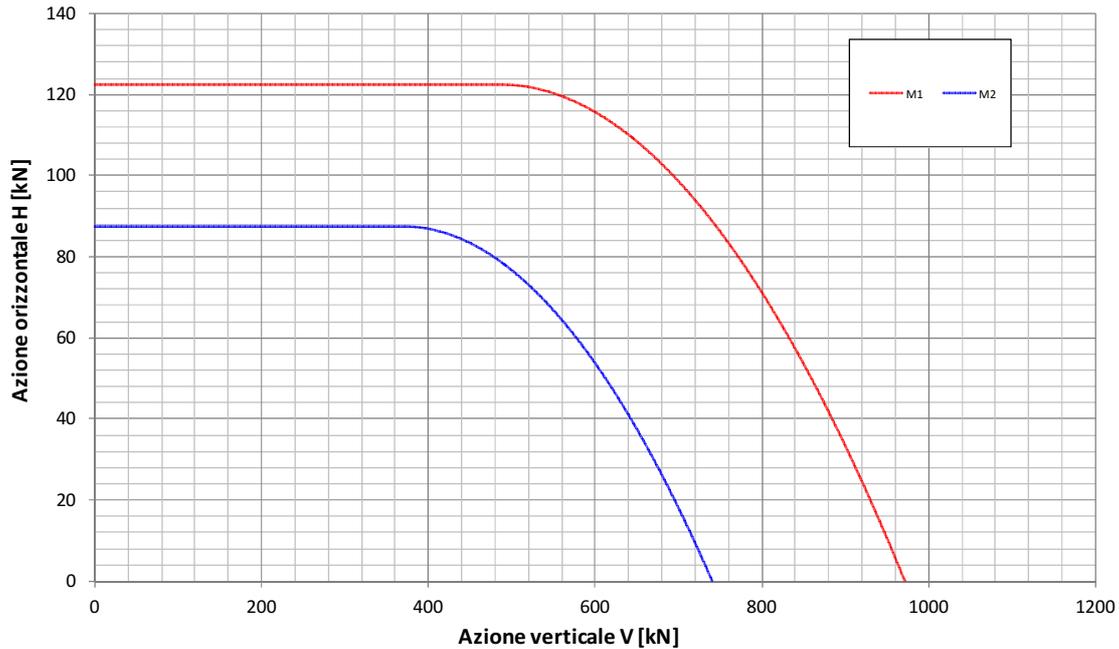


Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)

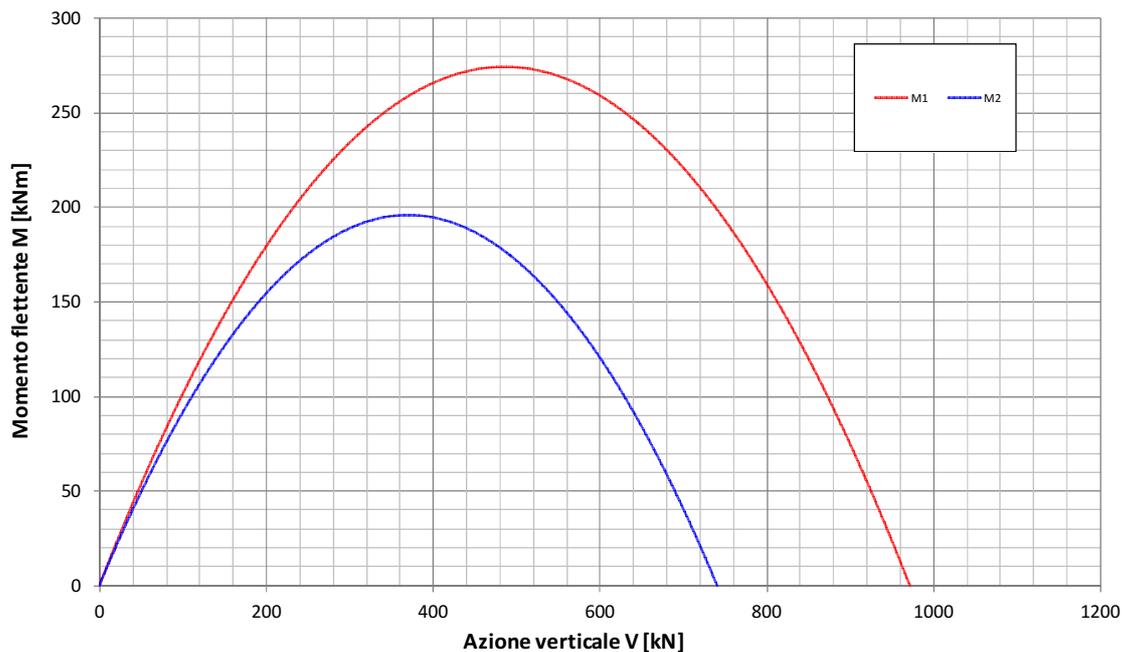


8.3.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica non drenata

Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

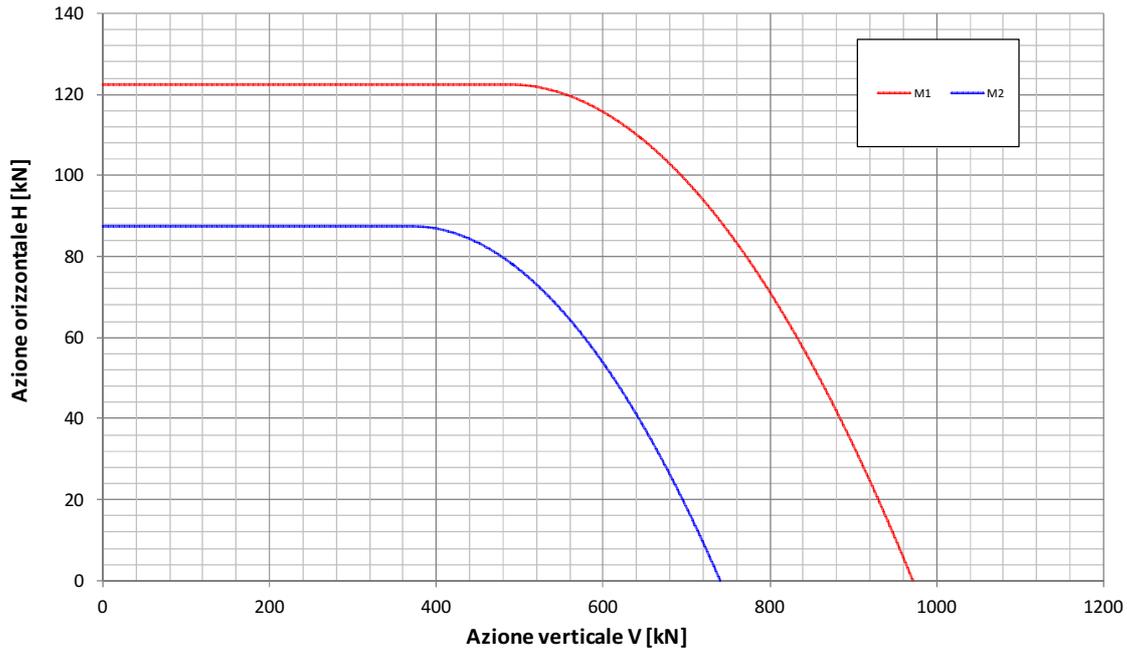


Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

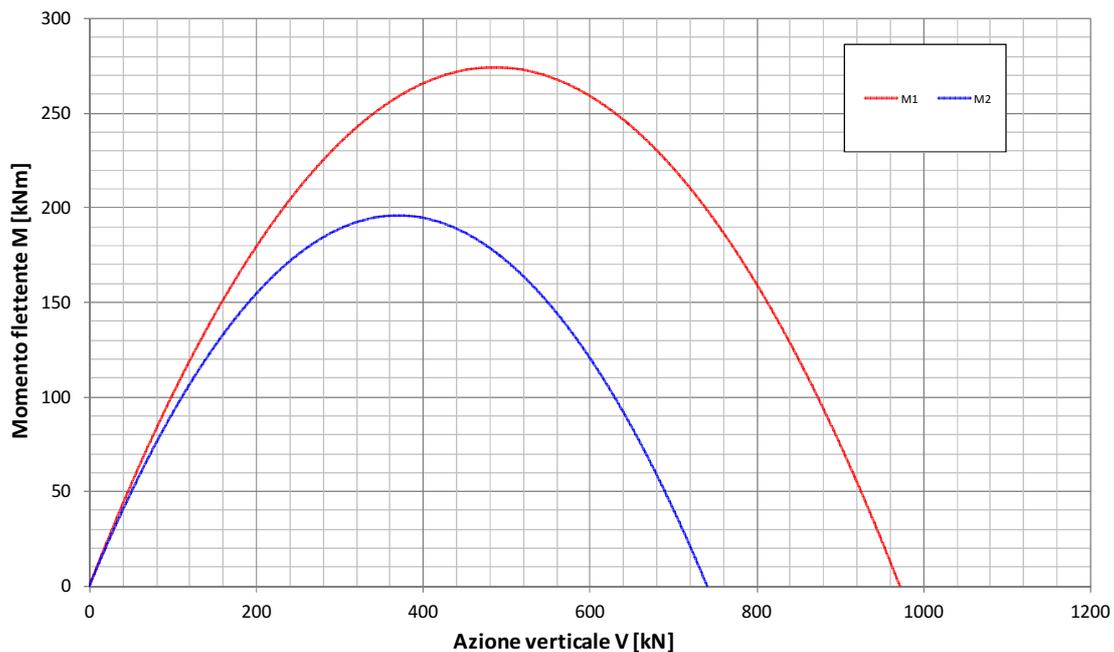


8.3.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=3.5 m - Approfondimento D=2.5 m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



9. PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO TRA TERRENO E FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano i risultati dei calcoli per la determinazione della pressione limite di progetto a seconda del rapporto tra la risultante delle azioni orizzontali (H) e la risultante delle azioni verticali (V); si trascurano, in quanto non noti, gli eventuali momenti flettenti e, di conseguenza, gli effetti dell'eccentricità del carico.

Tali risultati sono validi solo nel caso in cui la risultante del carico sia centrata ovvero applicata in corrispondenza del baricentro della fondazione (condizione di assenza di momento flettente). Al fine di effettuare la verifica di capacità portante in modo rigoroso, il progettista strutturale potrà ricorrere alla metodologia illustrata al capitolo 8.

Il calcolo è stato condotto secondo il seguente approccio con riferimento al DM 14/01/2008 Par.6.4.2:

- Approccio 1: combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R2;

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).

Per tener conto della dipendenza della verifica dall'inclinazione del carico, il calcolo è stato condotto ipotizzando che H possa assumere i seguenti valori:

- nel calcolo statico:
 - $H = 0\% V$;
 - $H = 10\% V$;
 - $H = 20\% V$;
- nel calcolo sismico:
 - $H = 10\% V$;
 - $H = 20\% V$;
 - $H = 30\% V$.

Per valori di H compresi negli intervalli suddetti si ritiene ammissibile determinare la pressione di contatto limite mediante interpolazione.

9.1. FABBRICATI DI SERVIZIO CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo sono state considerate le 2 seguenti condizioni geometriche:

- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 1.20$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 1.00$ m;
- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 1.80$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 1.00$ m.

9.1.1. Fondazione di larghezza $B = 1.20$ m e approfondimento $D = 1.00$ m

In Tabella 9-1 e Tabella 9-2 e nel corrispondente grafico di Figura 9-1 si riportano i risultati del calcolo in condizione statica.

TABELLA 9-1: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 1.20$ M – $D = 1.00$ M – CONDIZIONE STATICA DRENATA

Statica drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-drenata}$ [kPa]
0	322	109
10	252	85
20	194	65

TABELLA 9-2: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 1.20$ M – $D = 1.00$ M – CONDIZIONE STATICA NON DRENATA

Statica non drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-non\ drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-non\ drenata}$ [kPa]
0	395	160
10	384	154
20	372	146

B=1.20 m - Approfondimento D=1.00m - Condizione Statica

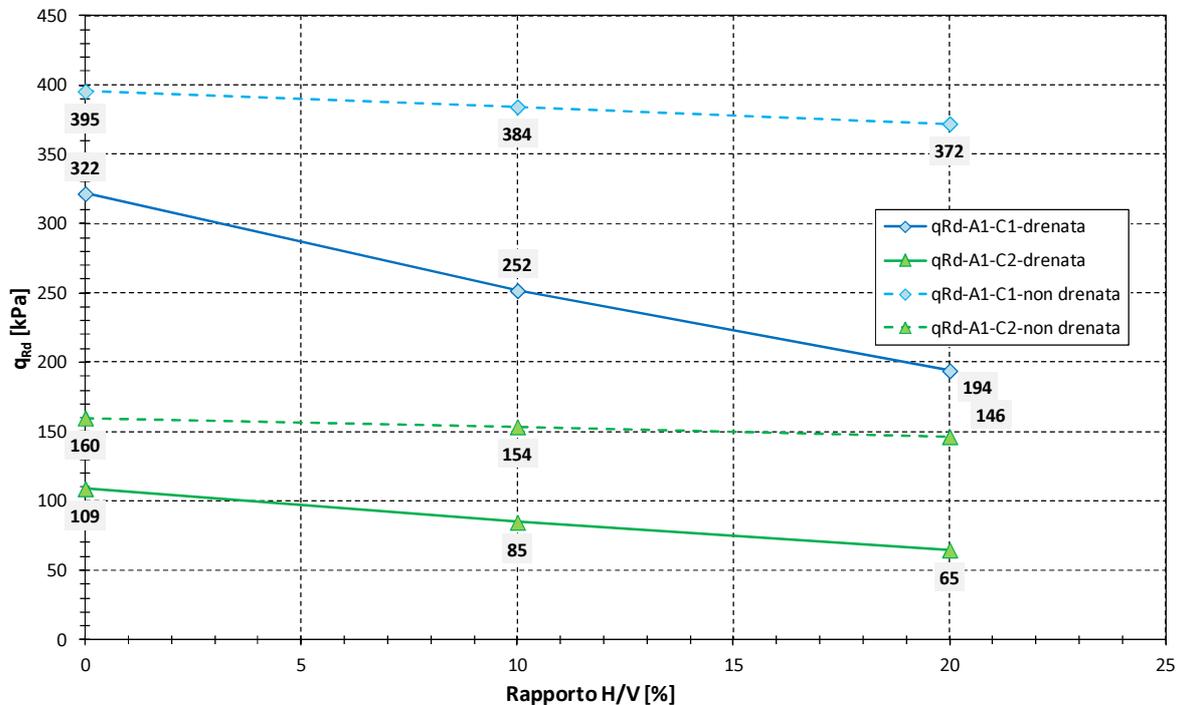


FIGURA 9-1: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 1.20 M – D = 1.00 M – CONDIZIONE STATICA

In Tabella 9-3 e nel corrispondente grafico di Figura 9-2 si riportano i risultati del calcolo in condizione sismica.

TABELLA 9-3: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 1.20 M – D = 1.00 M – CONDIZIONE SISMICA

Sismica non drenata		
H/V [%]	q _{Rd} -A1-C1-non drenata [kPa]	q _{Rd} -A1-C2-non drenata [kPa]
10	384	154
20	372	146
30	358	138

B=1.20 m - Approfondimento D=1.00m - Condizione Sismica

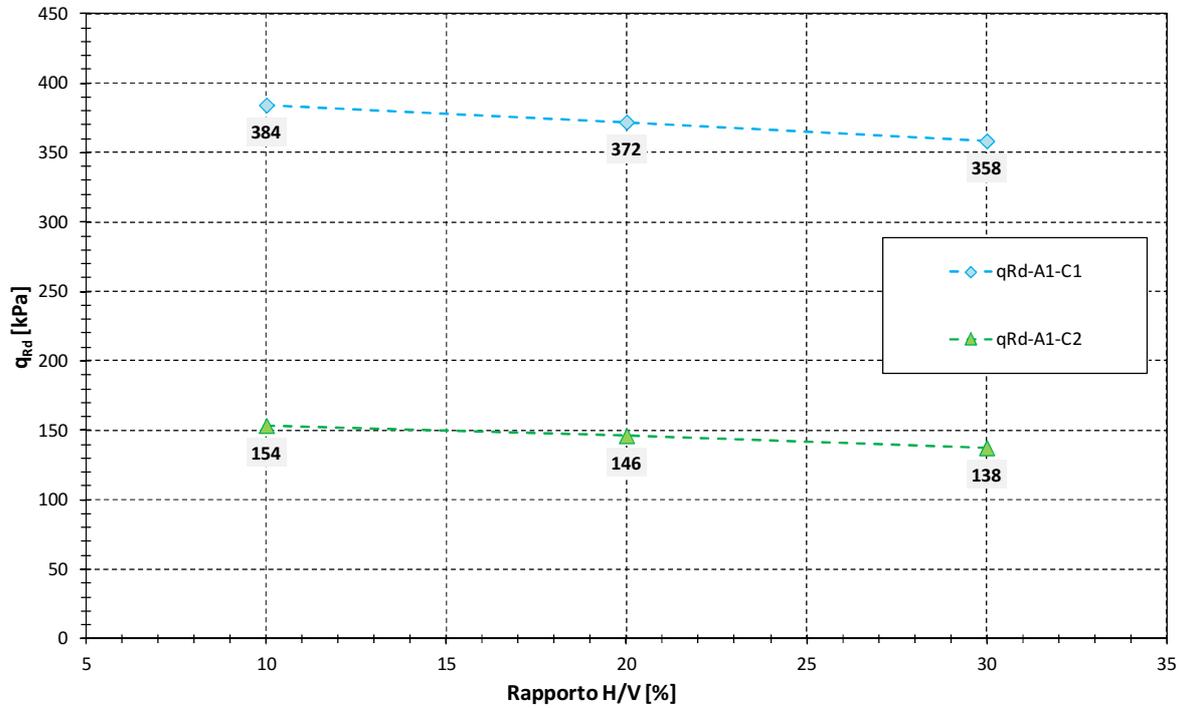


FIGURA 9-2: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 1.20 M – D = 1.00 M – CONDIZIONE SISMICA

9.1.2. Fondazione di larghezza $B = 1.80$ m e approfondimento $D = 1.00$ m

In Tabella 9-4 e Tabella 9-5 e nel corrispondente grafico di Figura 9-3 si riportano i risultati del calcolo in condizione statica.

TABELLA 9-4: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 1.80$ m – $D = 1.00$ m – CONDIZIONE STATICA DRENATA

Statica drenata		
T/N [%]	$q_{Rd-A1-C1-drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-drenata}$ [kPa]
0	314	105
10	249	83
20	194	64

TABELLA 9-5: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 1.80$ m – $D = 1.00$ m – CONDIZIONE STATICA NON DRENATA

Statica non drenata		
T/N [%]	$q_{Rd-A1-C1-non drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-non drenata}$ [kPa]
0	364	147
10	357	143
20	349	139

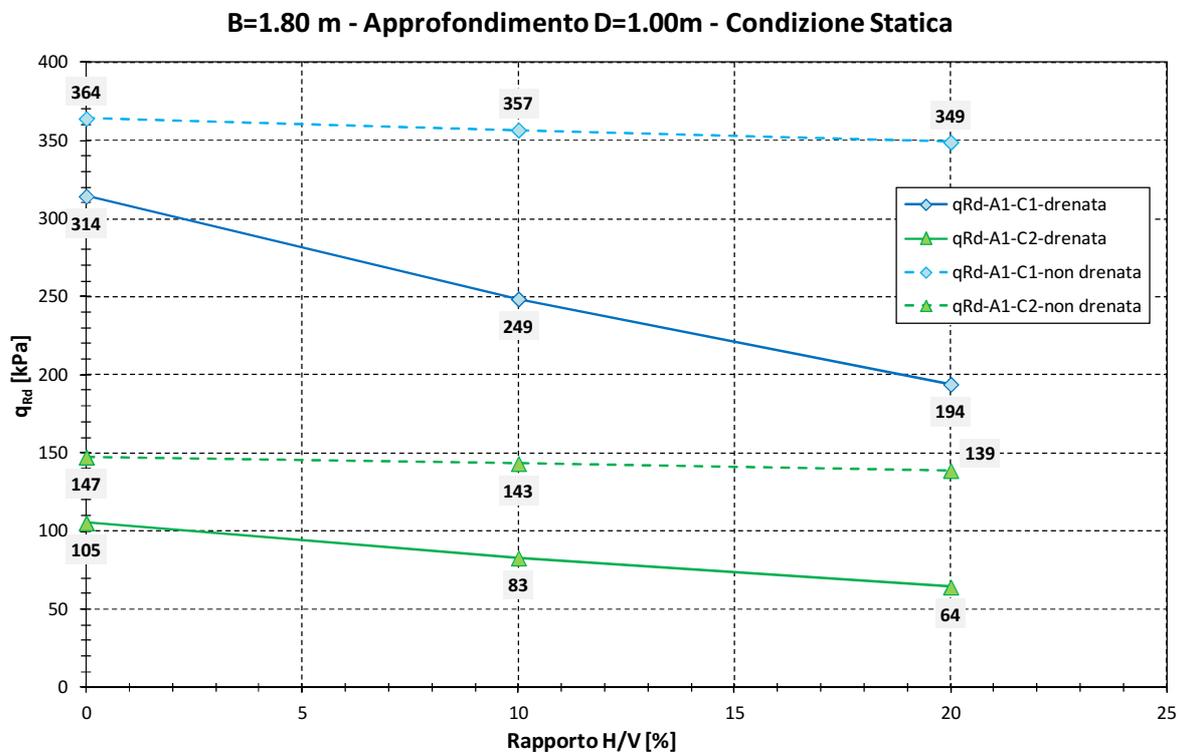


FIGURA 9-3: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 1.80$ m – $D = 1.00$ m – CONDIZIONE STATICA

In Tabella 9-6 e nel corrispondente grafico di Figura 9-4 si riportano i risultati del calcolo in condizione sismica.

TABELLA 9-6: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 1.80 M – D = 1.00 M – CONDIZIONE SISMICA

Sismica non drenata		
T/N [%]	q _{Rd-A1-C1-non drenata} [kPa]	q _{Rd-A1-C2-non drenata} [kPa]
10	357	143
20	349	139
30	341	134

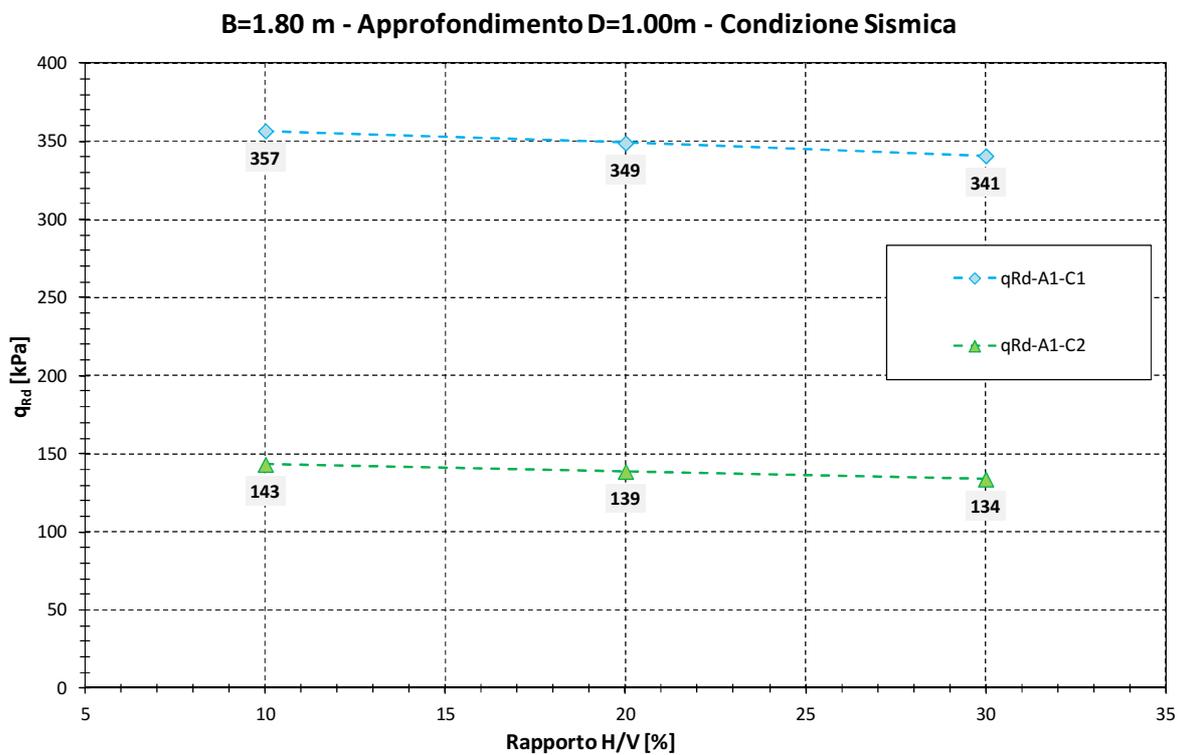


FIGURA 9-4: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 1.80 M – D = 1.00 M – CONDIZIONE SISMICA

9.2. MANUFATTO SCATOLARE IN C.A. – CUNICOLO IMPIANTI

Nell'ambito dei fabbricati dell'autostazione è prevista la realizzazione di un cunicolo scatolare in c.a. adibito all'alloggiamento degli impianti. Tale manufatto ha dimensioni in pianta 5.00 m x 80.00 m (BxL).

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo è stata considerata una fondazione nastriforme di larghezza $B = 5.00$ m con approfondimento del piano di posa $D=2.50$ m.

IN

TABELLA 9-7 E IN

Tabella 9-8 e nel corrispondente grafico di Figura 9-5 si riportano i risultati del calcolo in condizione statica.

TABELLA 9-7: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 5.00 M – D = 2.50 M – CONDIZIONE STATICA NON DRENATA

Statica drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-drenata}$ [kPa]
0	517	172
10	432	143
20	358	119

TABELLA 9-8: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 5.00 M – D = 2.50 M – CONDIZIONE STATICA NON DRENATA

Statica non drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-non\ drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-non\ drenata}$ [kPa]
0	262	111
10	260	110
20	257	108

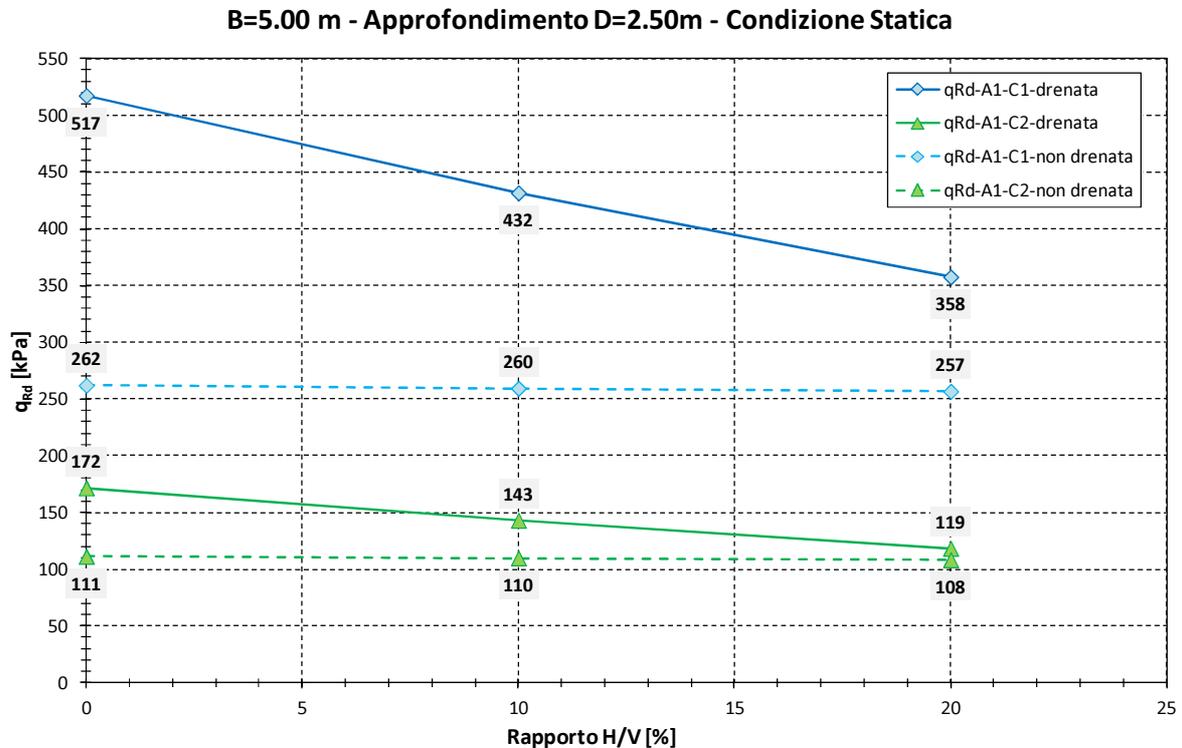


FIGURA 9-5: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 5.00 M – D = 2.50 M – CONDIZIONE STATICA

In Tabella 9-9 e nel corrispondente grafico di Figura 9-6 si riportano i risultati del calcolo in condizione sismica.

TABELLA 9-9: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 5.00 M – D = 2.50 M – CONDIZIONE SISMICA

Sismica non drenata		
H/V [%]	q _{Rd-A1-C1-non drenata} [kPa]	q _{Rd-A1-C2-non drenata} [kPa]
10	260	110
20	257	108
30	254	107

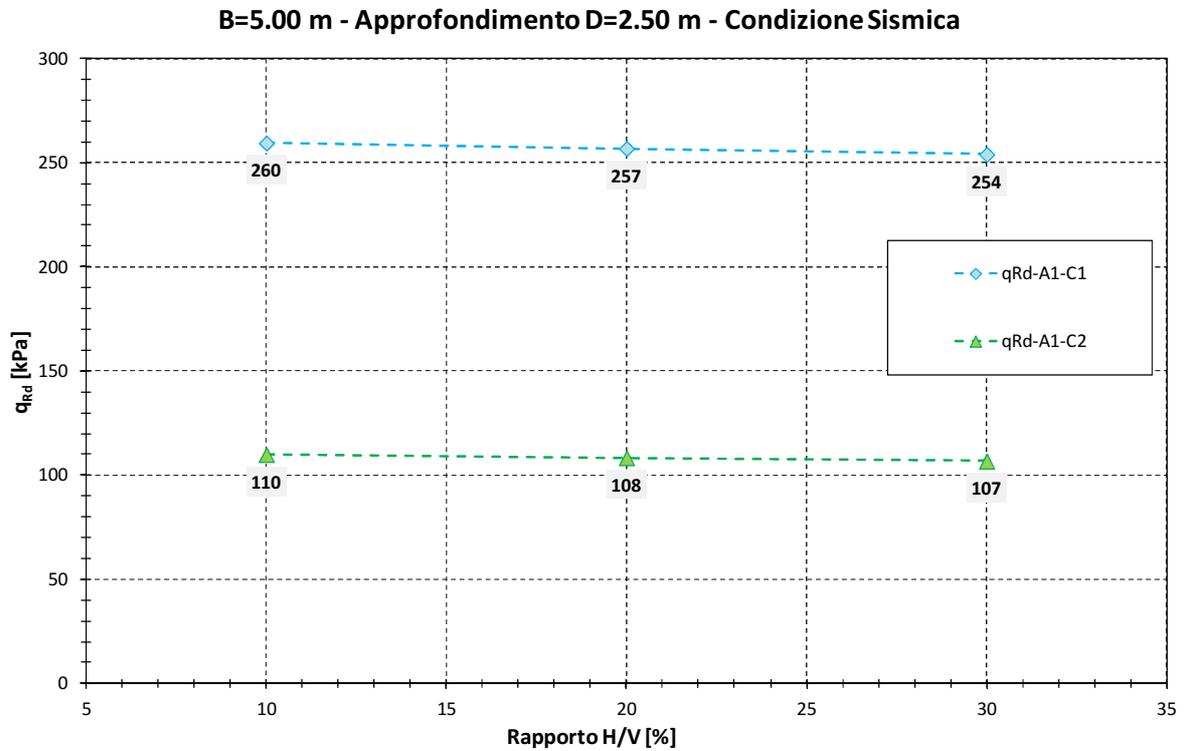


FIGURA 9-6: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 5.00 m – D = 2.50 m – CONDIZIONE SISMICA

9.3. PENSILINA CON FONDAZIONI DIRETTE A TRAVI ROVESCE

Con riferimento a quanto indicato in Tabella 8-1 nel calcolo è stata considerata la seguente condizione geometrica:

- Fondazione nastriforme di larghezza $B = 3.50$ m e approfondimento del piano di posa della fondazione $D = 2.50$ m.

In Tabella 9-10 e Tabella 9-11 e nel corrispondente grafico di Figura 9-7 si riportano i risultati del calcolo in condizione statica.

TABELLA 9-10: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 3.5$ M – $D = 2.5$ M – CONDIZIONE STATICA DRENATA

Statica drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-drenata}$ [kPa]
0	513	173
10	420	141
20	341	114

TABELLA 9-11: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – $B = 3.5$ M – $D = 2.5$ M – CONDIZIONE STATICA NON DRENATA

Statica non drenata		
H/V [%]	$q_{Rd-A1-C1-non\ drenata}$ [kPa]	$q_{Rd-A1-C2-non\ drenata}$ [kPa]
0	278	117
10	274	115
20	270	113

B=3.50 m - Approfondimento D=2.50m - Condizione Statica

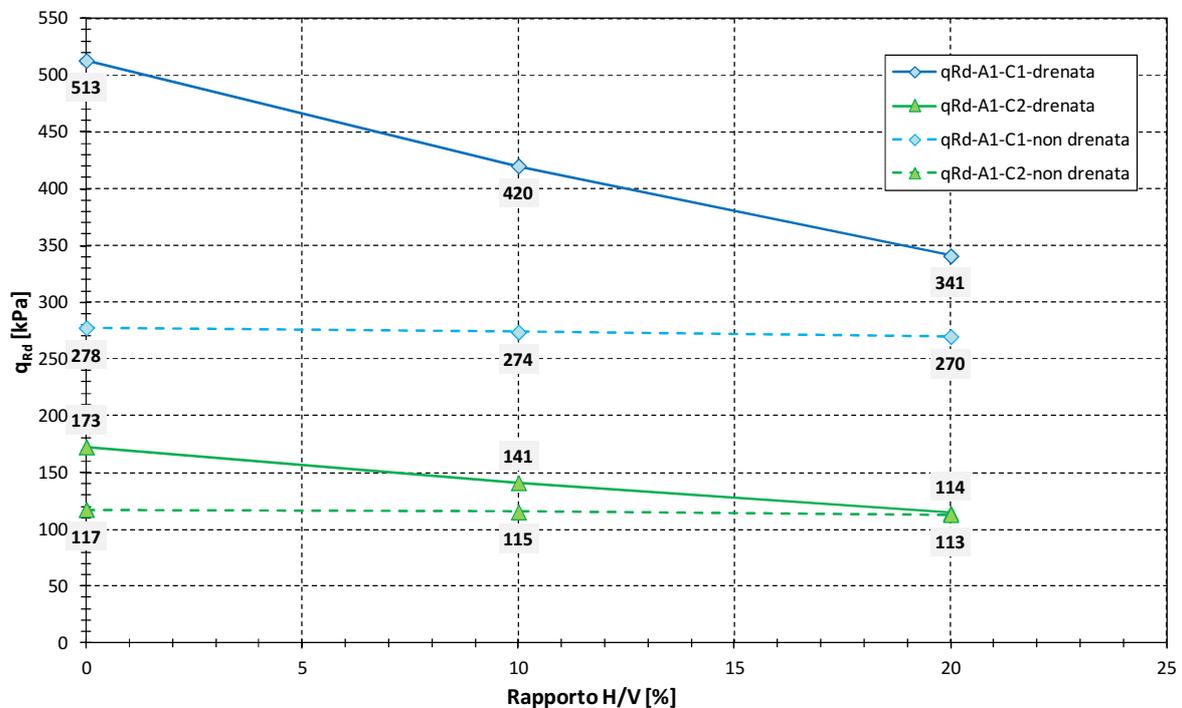


FIGURA 9-7: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 3.5 M – D = 2.5 M – CONDIZIONE STATICA

In Tabella 9-12 e nel corrispondente grafico di Figura 9-8 si riportano i risultati del calcolo in condizione sismica.

TABELLA 9-12: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 3.5 M – D = 2.5 M – CONDIZIONE SISMICA

Sismica non drenata		
H/V [%]	q _{Rd-A1-C1-non drenata} [kPa]	q _{Rd-A1-C2-non drenata} [kPa]
10	274	115
20	270	113
30	266	111

B=3.50 m - Approfondimento D=2.50 m - Condizione Sismica

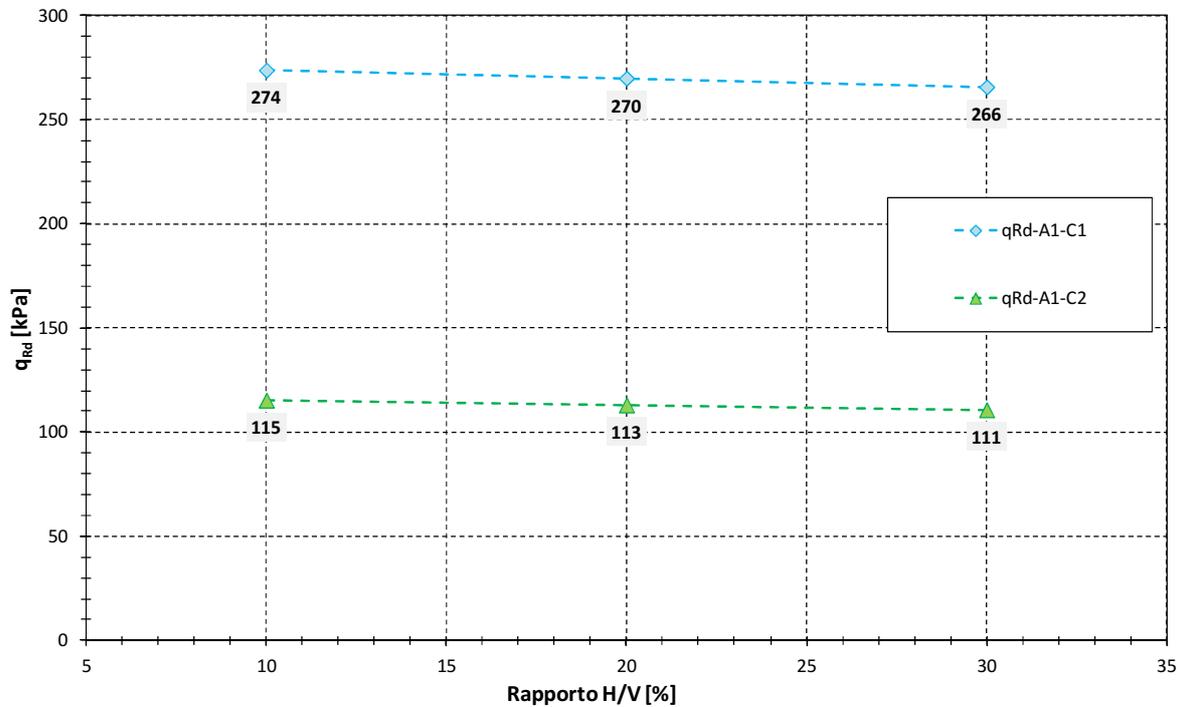


FIGURA 9-8: PRESSIONE DI CONTATTO LIMITE DI PROGETTO – B = 3.5 M – D = 2.5 M – CONDIZIONE SISMICA

10. 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 strutturale adottata.

11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Nel presente capitolo saranno riportate separatamente:

- le analisi relative alla stabilità delle scarpate dei rilevati;
- le analisi relative alla stabilità globale dei rilevati.

Per quanto concerne i criteri adottati per tali verifiche e le condizioni di analisi si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata nella seguente tabella, nella quale per ogni unità litostratigrafica individuata sono indicati i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche.

TABELLA 11-1: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				c' _k [kPa]	φ' _k [°]	c _{uk-in} [kPa]	c _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	c _{ud-in} [kPa]	c _{ud-fin} [kPa]
0.0	3.0	1	18.5	5	24	57.5	57.5	4	19.6	41	41
3.0	10.0	1	18.5	5	24	35	50	4	19.6	25	36
10.0	16.0	1	18.5	5	24	55	55	4	19.6	39	39
16.0	19.0	4	19.0	-	31	-	-	-	25.7	-	-
19.0	23.0	1	18.5	5	24	80	80	4	19.6	57	57
23.0	25.0	3	19.0	-	31	-	-	-	25.7	-	-
25.0	30.0	1	18.5	5	24	80	80	4	19.6	57	57

Nelle elaborazioni è stato assunto cautelativamente il livello di falda pari a 0.50 m da p.c.

Per completezza in aggiunta a tali parametri si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce e per il terreno vegetale adottato per il rivestimento delle scarpate.

TABELLA 11-2: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.

Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	c_{uk} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]	c_{ud} [kPa]
Materiale da rilevato	19.5	15	28	200.00	12	23.04	142.90
Terreno vegetale	18.5	5	24	-	4	19.61	

Con riferimento ai seguenti parametri per la determinazione di a_g :

- Vita nominale V_N : 100 anni;
- Classe d'uso: IV;
- Coefficiente d'uso C_U : 2.0;
- Periodo di riferimento V_R : 200 anni.

si riassumono nella seguente tabella, per ciascuna zona omogenea, i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità ottenuti a partire dai massimi valori di a_g in corrispondenza dei comuni interessati dalla specifica zona omogenea.

TABELLA 11-3: COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.

Comune	Categoria sottosuolo	a_g	S_s	S_T	a_{max}	β_s	k_h	k_v
<i>Ferrara</i>	D	0.239	1.509	1.000	0.361	0.28	0.10108	± 0.05054

11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO

La geometria assunta per il corpo rilevato risulta analoga alla geometria dei rilevati autostradali in termini di pendenza delle scarpate e inserimento di banche intermedie ovvero:

- rilevati di altezza $H_{ril} \leq 6.00$ m: pendenza delle scarpate pari a 2/3;
- rilevati di altezza $6.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 9.50$ m:
 - pendenza delle scarpate pari a 2/3;
 - larghezza banca pari a 2.00 m a 6.00 m dalla sommità del rilevato.

Inoltre tenuto conto che, per la viabilità interferita oggetto della presente trattazione:

- la larghezza della piattaforma risulta inferiore rispetto a quella dell'asse autostradale;
- il valore del periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica, $V_R = 200$ anni risulta il medesimo di quello dell'asse autostradale

si ritiene che le verifiche di stabilità del corpo rilevato siano soddisfatte in quanto risultano tali le verifiche di stabilità del corpo rilevato dell'asse autostradale. Per tali verifiche geotecniche si rimanda al documento PD_0_A00_00000_0_GT_RB_03 "Relazione di verifiche geotecniche".

11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

Sulla base delle altezze massime di rilevato individuate in corrispondenza dei rami di svincolo è stata analizzata la stabilità globale; in questo caso, le superfici di scorrimento interessano anche gli strati di terreno al di sotto del rilevato e consentono di definire la necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato. Nella seguente tabella si riassumono le altezze analizzate.

TABELLA 11-4: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER CIASCUNA ZONA OMOGENEA.

H_{ril} [m]	Nota
6.00	<i>Massima altezza di rilevato senza banca e senza geogriglie</i>
8.00	<i>Altezza di rilevato intermedia con banca e con geogriglie</i>
9.50	<i>Massima altezza di rilevato</i>

11.2.1. H_{ril} = 6.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

TABELLA 11-5: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE H_{RIL} = 6.00 m.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	1.805	1.263	1.198	1.272

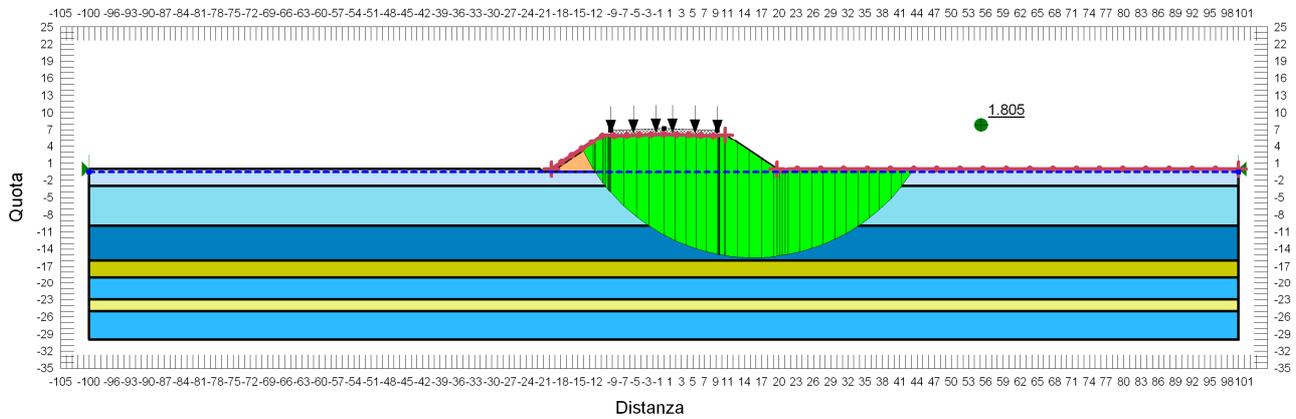


FIGURA 11-1: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

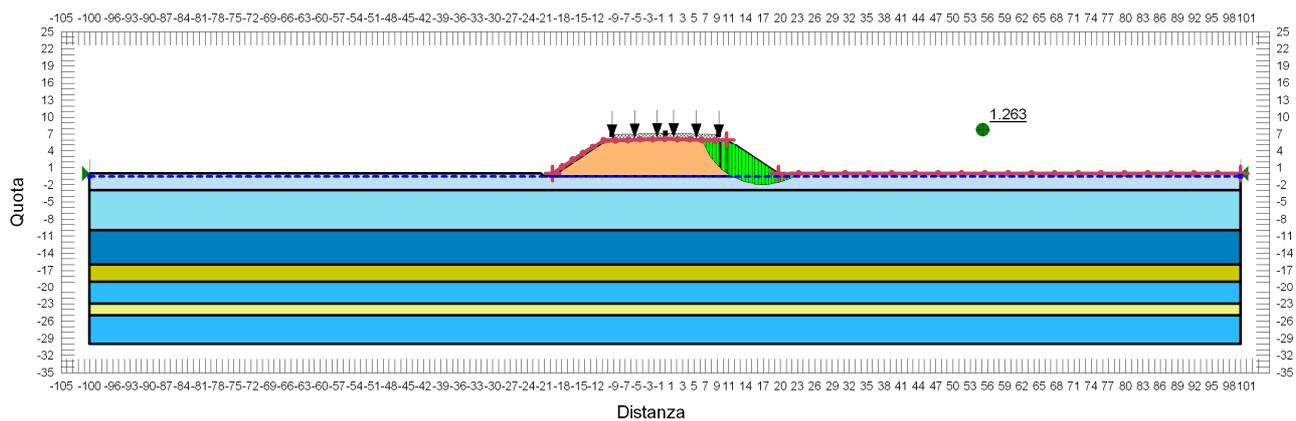


FIGURA 11-2: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

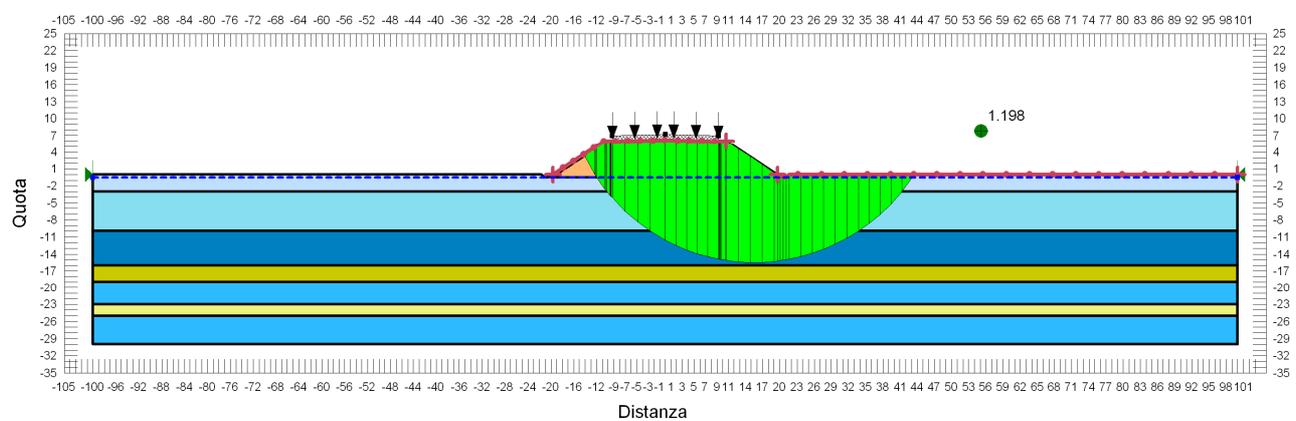


FIGURA 11-3: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

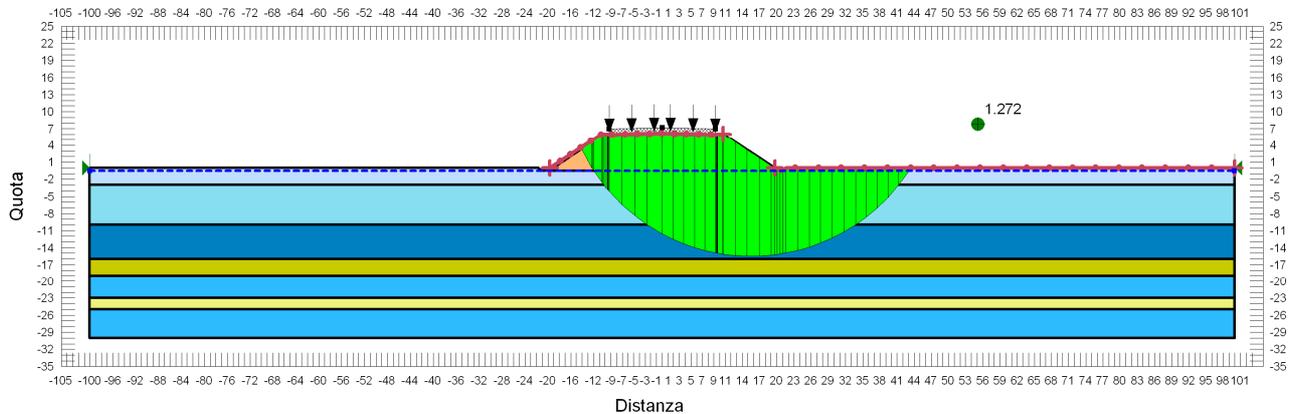


FIGURA 11-4: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.2. $H_{ril} = 8.00$ m

Per i rilevati di altezza superiore a 6.00 m sono state introdotte alla base del rilevato geogriglie di rinforzo. Per rilevati aventi altezza compresa tra 6.00 m e 8.00 m tali geogriglie devono avere resistenza ultima a trazione pari a 400 kN in corrispondenza di un allungamento $\epsilon=10\%$.

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 8.00 m.

TABELLA 11-6: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE $H_{RIL} = 8.00$ M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=8.00 m	1.698	2.720	1.102	1.180

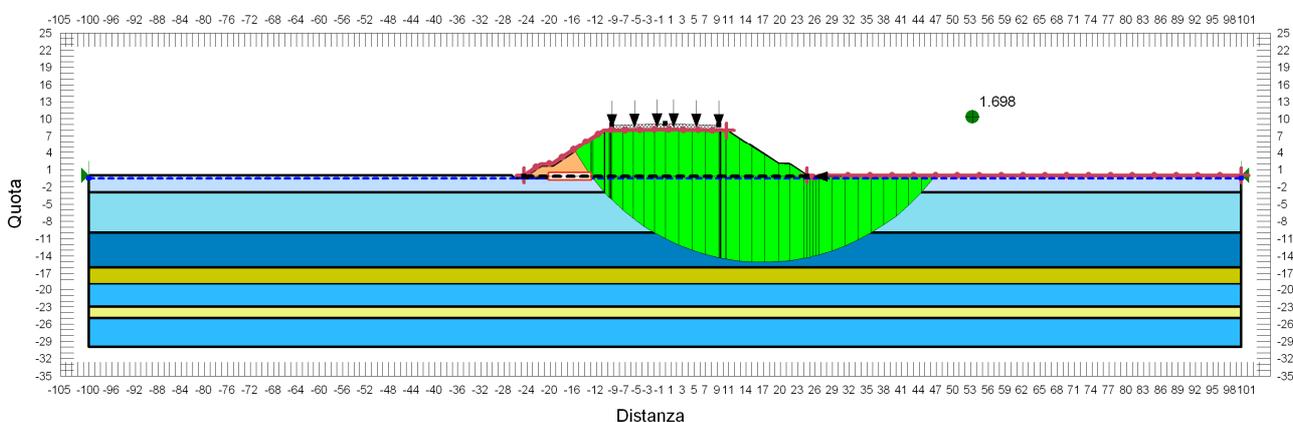


FIGURA 11-5: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

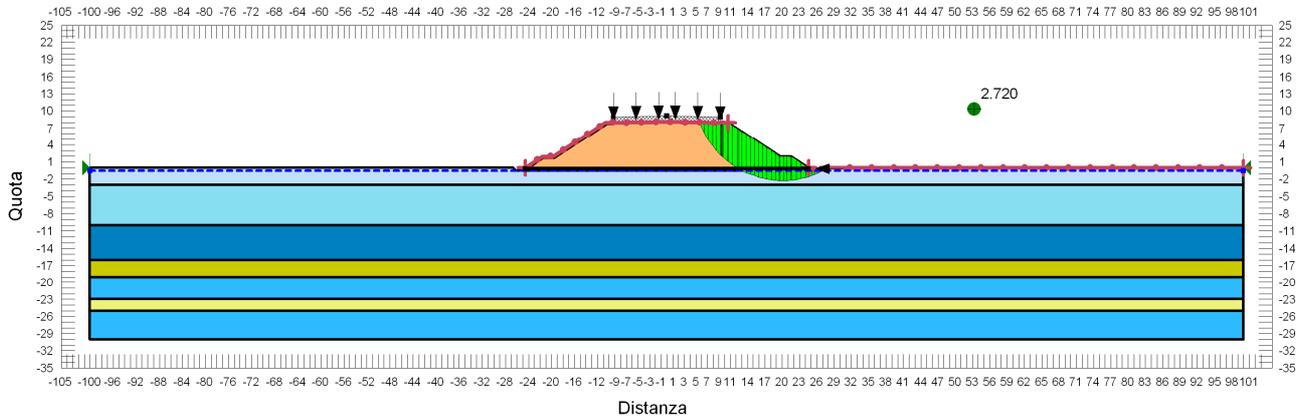


FIGURA 11-6: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

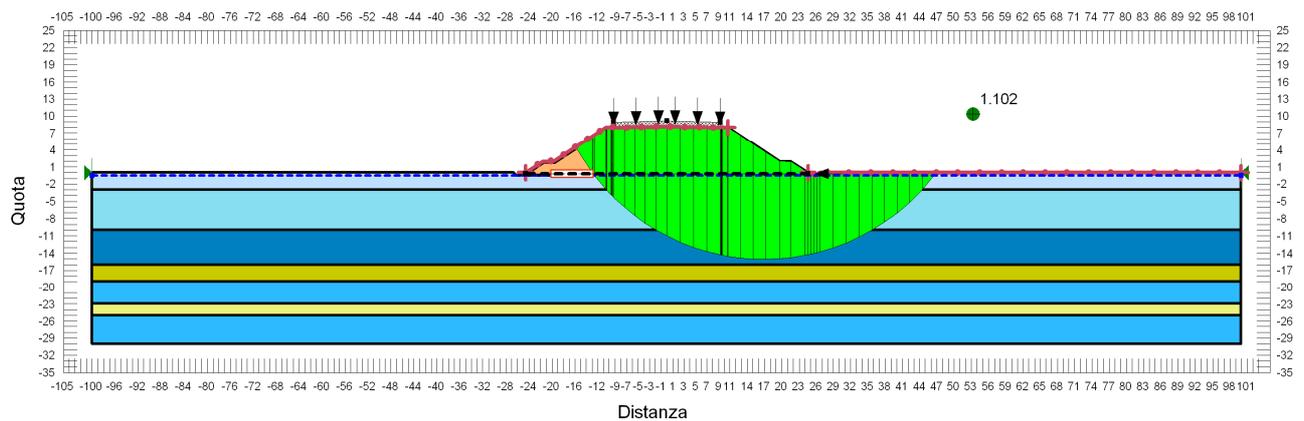


FIGURA 11-7: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

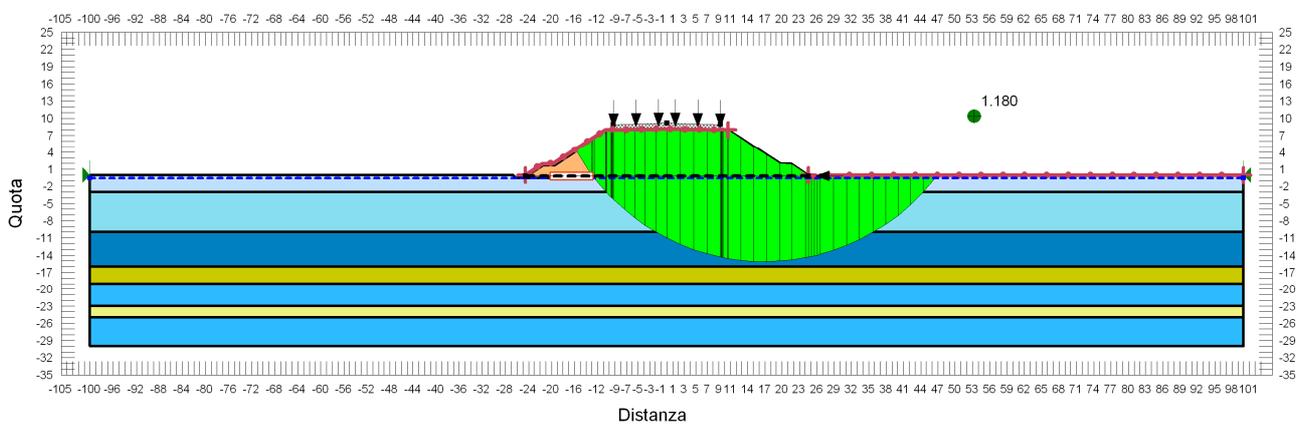


FIGURA 11-8: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=8.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.3. $H_{ril} = 9.50$ m

Per i rilevati di altezza superiore a 6.00 m sono state introdotte alla base del rilevato geogriglie di rinforzo. Per rilevati aventi altezza compresa tra 8.00 m e 9.50 m tali geogriglie devono avere resistenza ultima a trazione pari a 900 kN in corrispondenza di un allungamento $\epsilon=10\%$.

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 9.50 m.

TABELLA 11-7: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE $H_{RIL} = 9.50$ M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=9.50 m	1.659	3.621	1.100	1.191

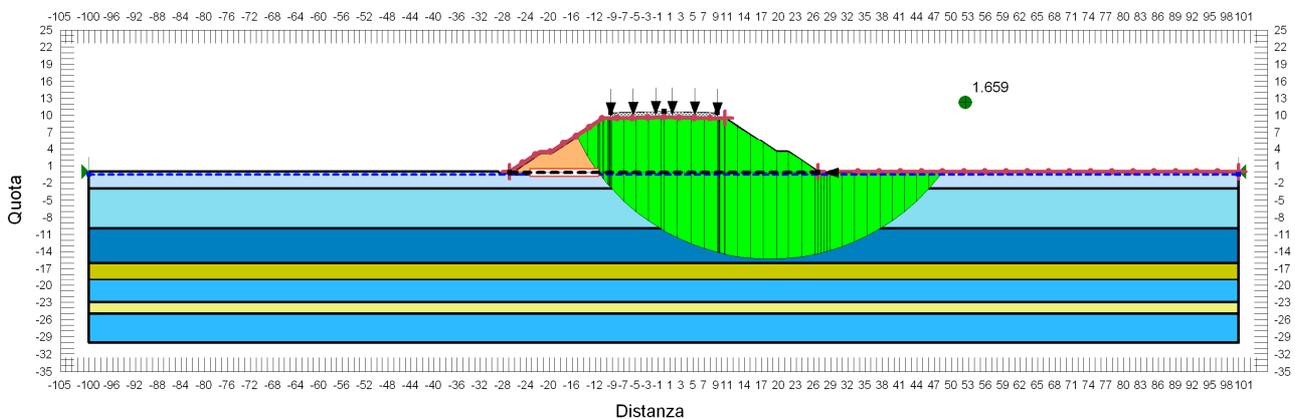


FIGURA 11-9: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=9.50 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

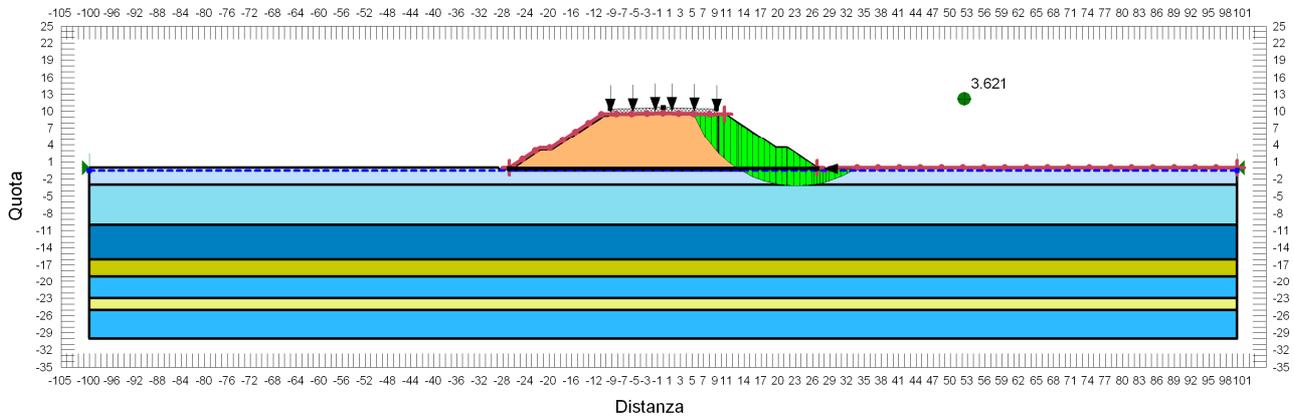


FIGURA 11-10: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=9.50 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

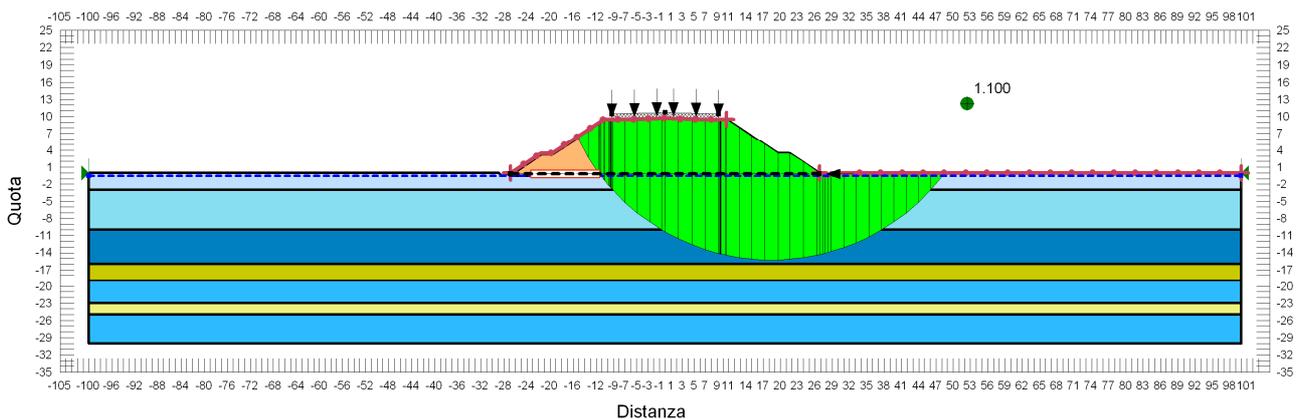


FIGURA 11-11: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=9.50 M - CONDIZIONE SISMA+.

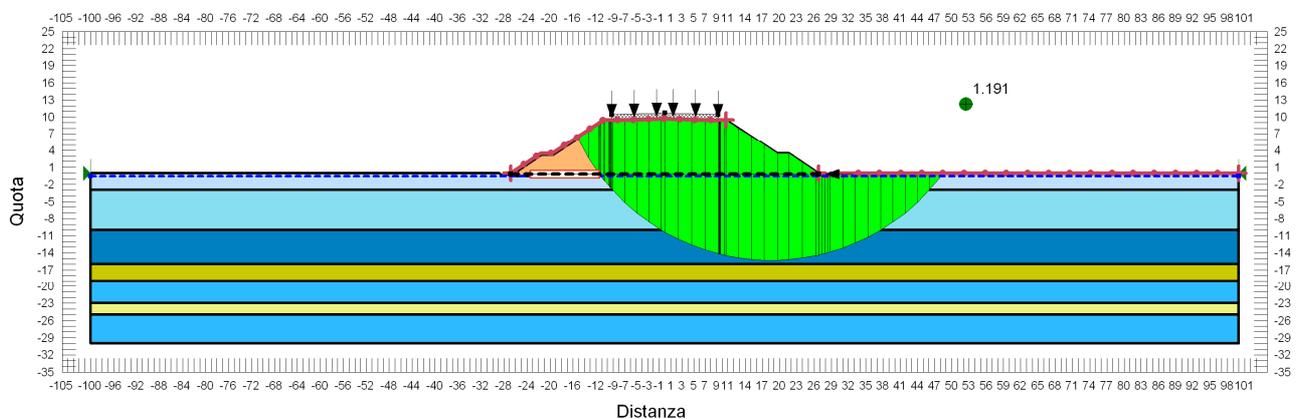


FIGURA 11-12: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=9.50 M - CONDIZIONE SISMA-.

12. STIMA DEI CEDIMENTI E LORO EVOLUZIONE NEL TEMPO

Per la valutazione dei cedimenti e i livelli prestazionali si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03.

In particolare gli interventi previsti sono riassunti nella seguente tabella.

TABELLA 12-1: INTERVENTI RILEVATI CORRENTI.

Interventi Previsti					
	Intervento previsto	Lato maglia quadrata [m]	Lunghezza dreni da piano campagna [m]	Tempo di costruzione	Tempo attesa
S06	Hrilevato \leq 2.50 non sono previsti dreni a nastro	-	-	10 gg/metro	6 mesi
	2.50 < Hrilevato \leq 4.00 sono previsti dreni a nastro	4.0	21	10 gg/metro	16 mesi
	4.00 < Hrilevato \leq 6.00 sono previsti dreni a nastro	3.5	25	10 gg/metro	16 mesi
	6.00 < Hrilevato \leq 8.00 sono previsti dreni a nastro	3.5	25	10 gg/metro	20 mesi
	8.00 < Hrilevato \leq 9.50 sono previsti dreni a nastro	3.5	30	10 gg/metro	24 mesi

13. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda al documento PD_0_V29_V0000_0_GT_RB_01.

In particolare gli interventi previsti sono riassunti nella seguente tabella.

TABELLA 13-1: INTERVENTI SPALLE OPERE D'ARTE.

Opera d'arte	Tipologia opera	Tipologia Spalla	$H_{RIL, max}$ [m]	Tipologia dreni	L_d (valutata da piano campagna) [m]	i_d [m]	$H_{precarico}$ [m]	T_c (Tempo di costruzione)	T_a (Tempo di attesa: fine esecuzione rilevato - esecuzione della spalla)
SCV7	Svincolo Ferrara Sud	Iperstatico	passante (2 file di pali)	11.5	dreni in sabbia	45.0	2.5	3.0	10 gg/metro 12 mesi

14. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Per tali verifiche si rimanda al doc. PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03 – Asse autostradale, Relazione di verifiche geotecniche.

15. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

15.1. 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".

15.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

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

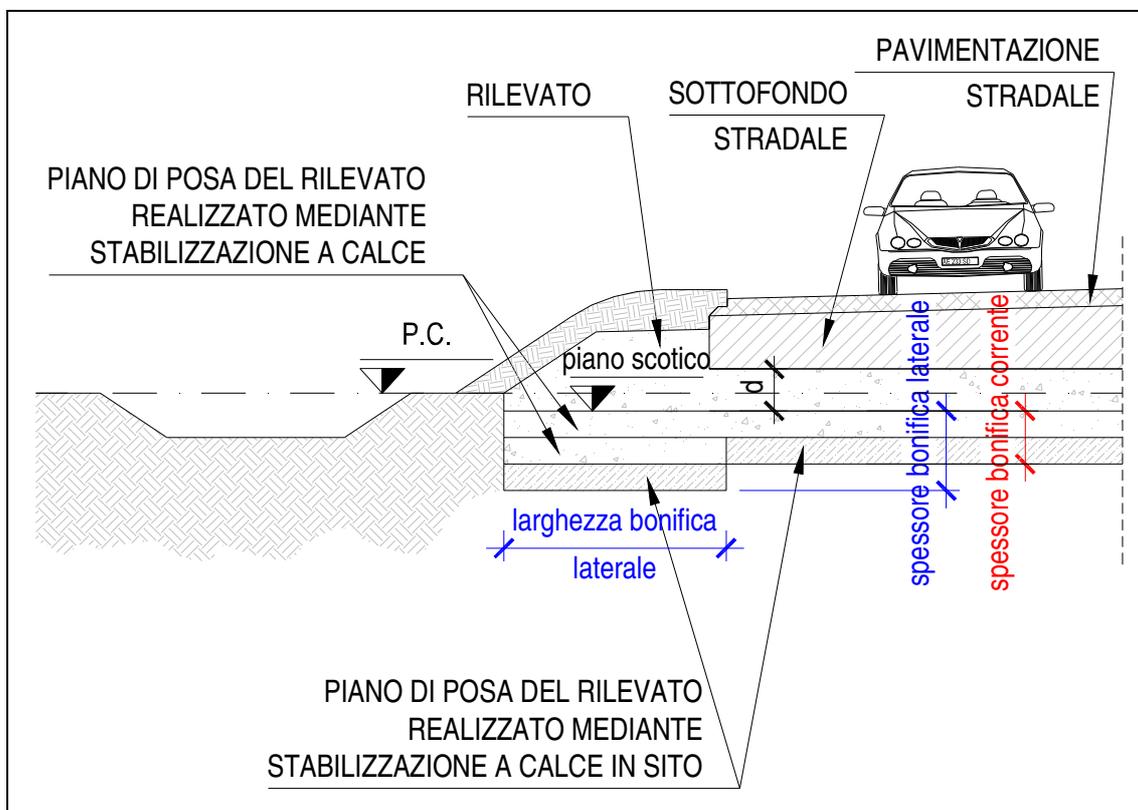


FIGURA 15-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

15.3. 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 15-1: 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

15.4. 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 634 ÷ 636 (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 15-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.

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

15.5. 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 15-1).

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 15-3: 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 15-2
> 1	0.3	0.6	2.5	Figura 15-3

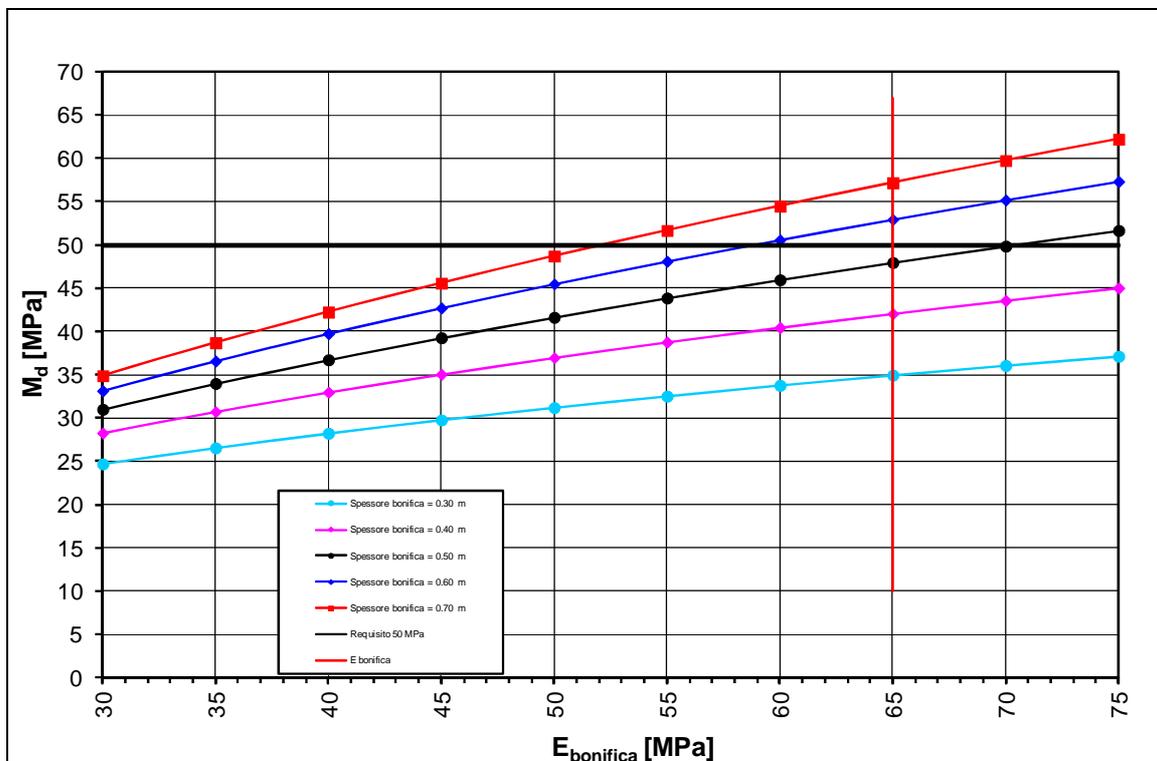


FIGURA 15-2: HRIL ≤ 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

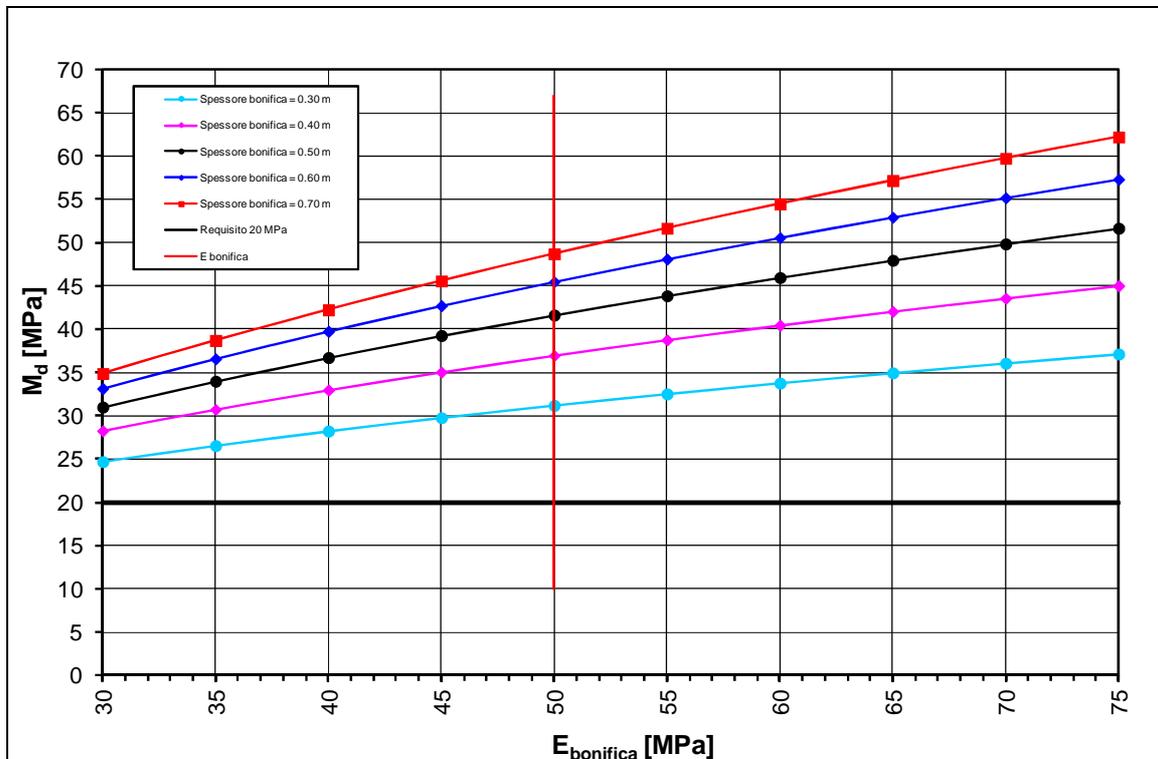


FIGURA 15-3: HRIL > 1M – DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

15.6. 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 15-4: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
/	/	3.0