



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

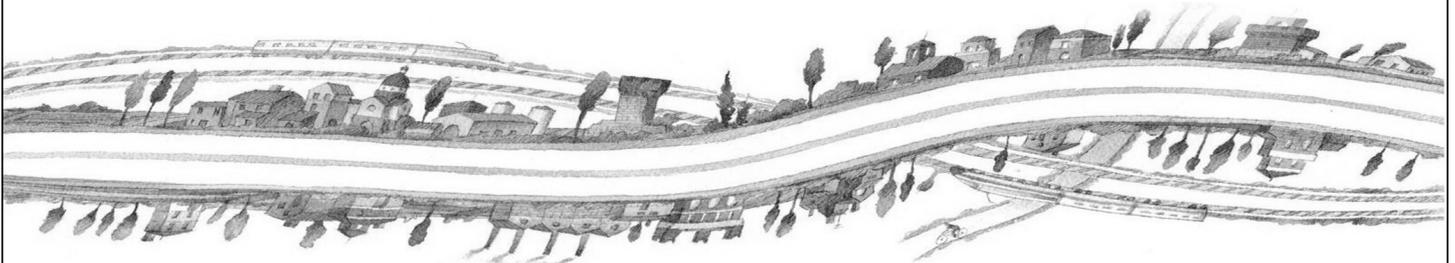
CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' DI ADDUZIONE AL SISTEMA AUTOSTRADALE
D04-08 (EX 1FE) RACCORDO BONDENO - CENTO - AUTOSTRADA CISPADANA
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA**

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO VIA DEGLI OROLOGI



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: _
5259	PD	0	D05	DST01	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1. NORMATIVE	3
2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	4
4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	6
4.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 11.70$ M E APPROFONDIMENTO $D = 2.45$ 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
5. COSTANTE DI SOTTOFONDO	12

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 i manufatti scatolari costituenti gli attraversamenti in sottovia.

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.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVE

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

2.2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- FRANK R., "Calcul des fondations superficielles et profondes", Techniques de l'Ingénieur (TI), Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées ;
- JOSEPH E. BOWLES (1992) – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill, Giugno 1992;
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna;
- VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni;
- Gourvenec S., Steinepreis M. (2007); "Undrained limit states of shallow foundations acting in consort"; *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 7(3): 194-205;
- Brinch Hansen J. (1970); "A revised and extended formula for bearing capacity"; *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Denmark, 98: 5-11;
- Meyerof, G.G. (1953); "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads"; *3^d ICSMFE*, vol. 1, pp. 440-445.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

OPERA:	SOTTOVIA VIA DEGLI OROLOGI
---------------	-----------------------------------

Q_{rif} = 10.15 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
BH542	Imprefond - 2011	10.433	40.0	TA(3-12)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto 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 $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 3-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 10.15 m s.l.m.)	Unità -	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	$\varphi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	E' (kPa)	M (kPa)
0.0±18.0	1	0.50	18.6	22-23	2-4	40-55	3700-5624	5000-7600

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

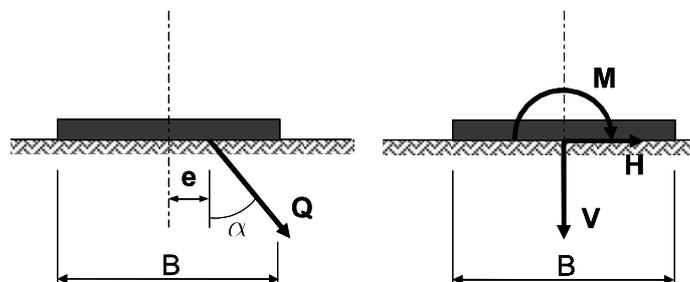


FIGURA 4-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

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

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

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

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

	Approfondimento D [m]	Larghezza fondazione B [m]
DST01	2.45	11.70

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA B = 11.70 M E APPROFONDIMENTO D = 2.45 M

4.1.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini

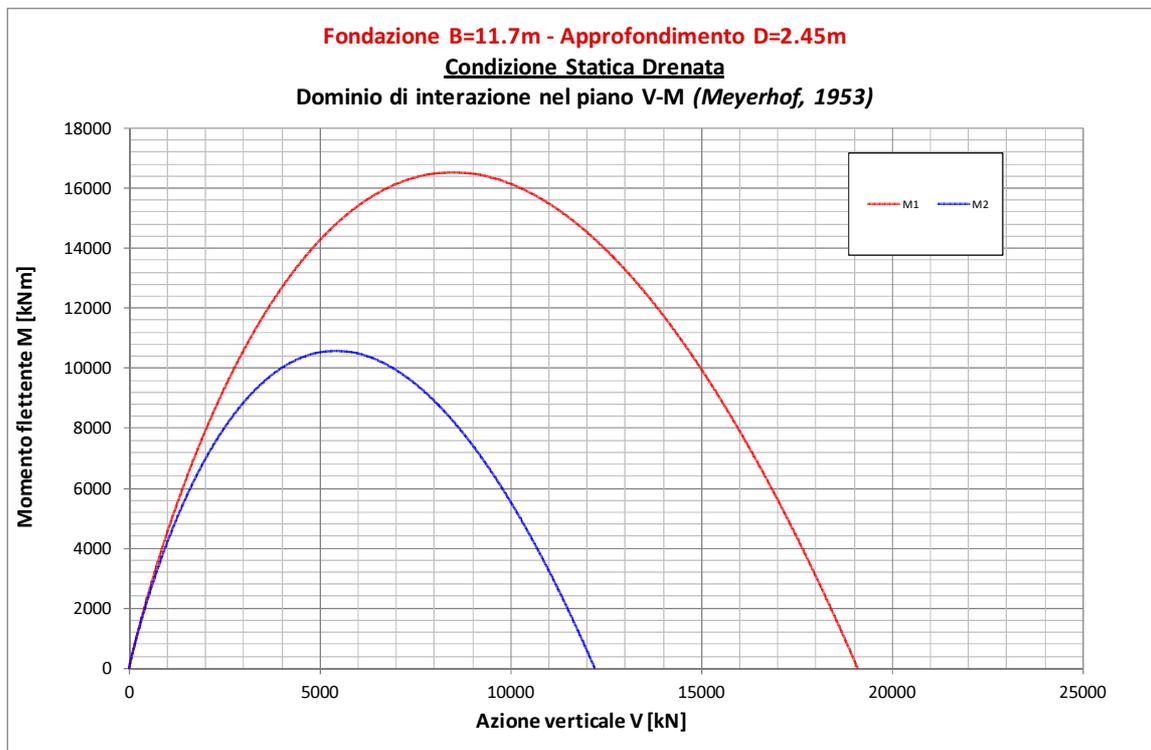
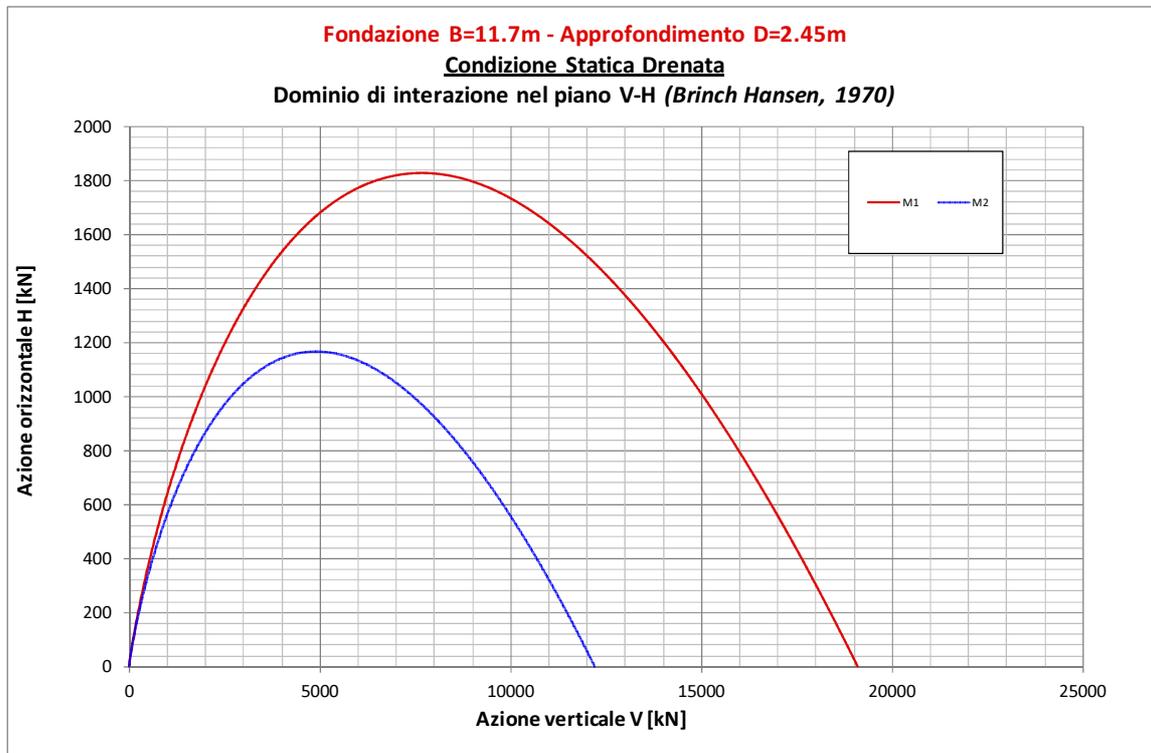
Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} 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

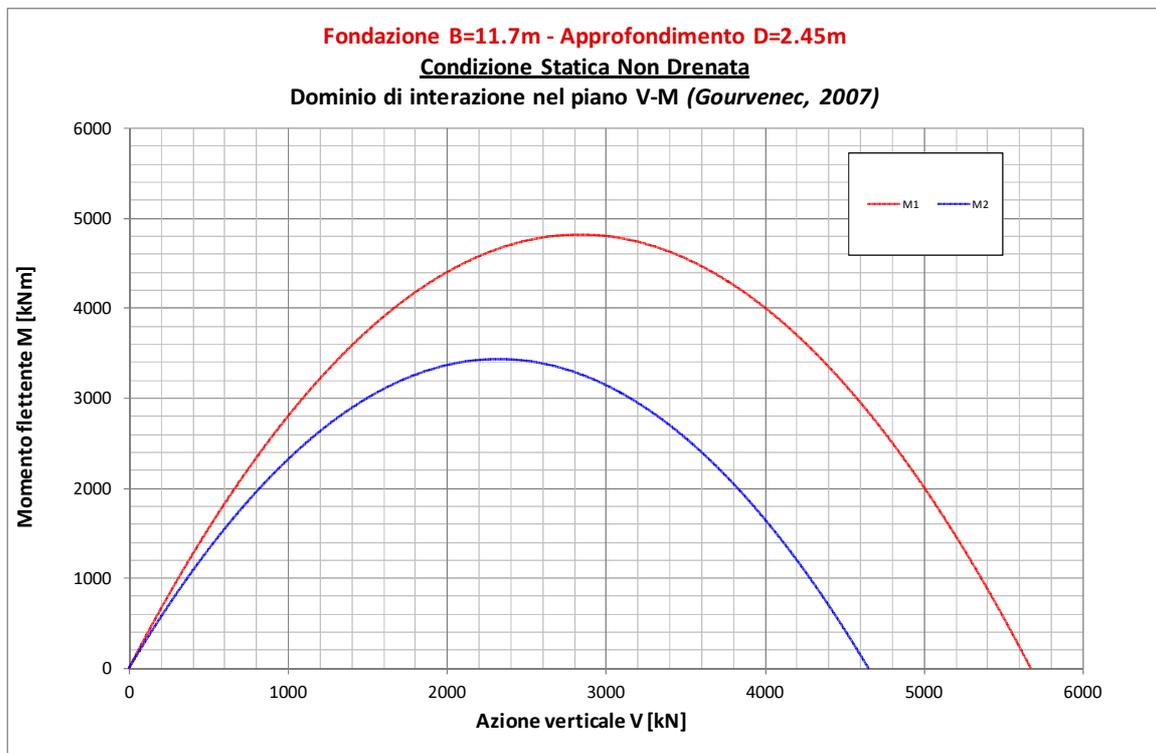
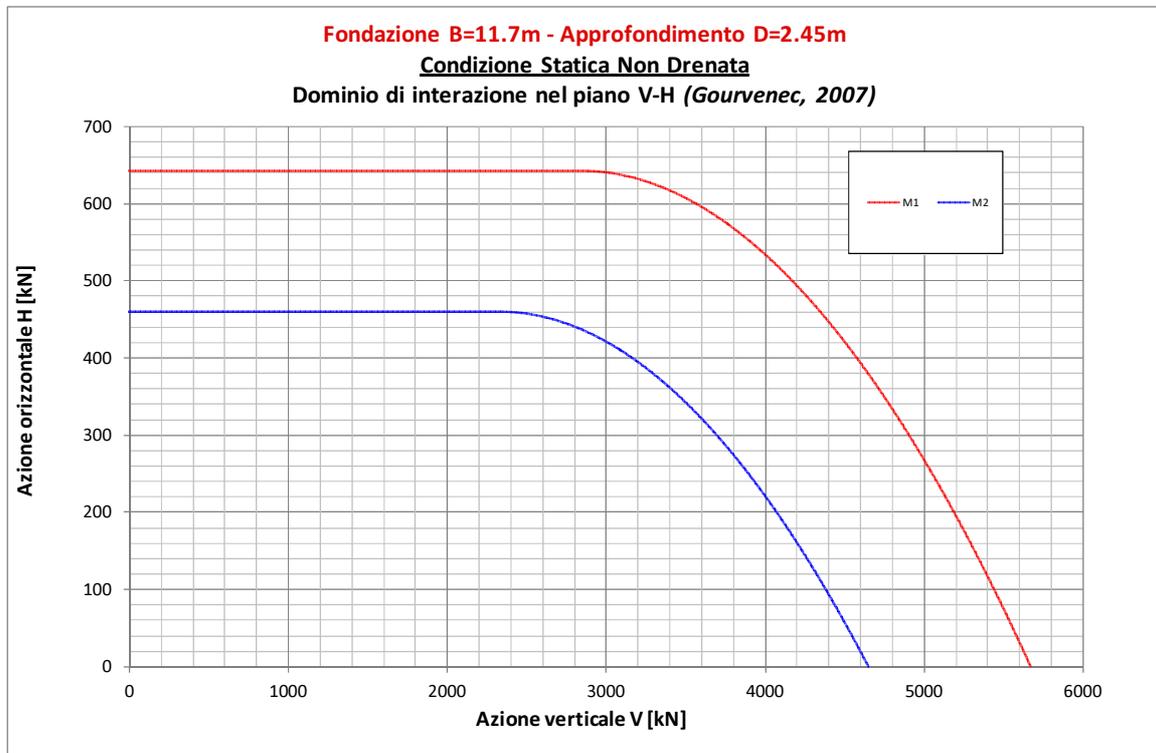
	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	19088	5669	5669
$H_{max,M1}$ [kN]	-	644	644
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	4819	4819
$V_{max,M2}$ [kN]	12196	4645	4645
$H_{max,M2}$ [kN]	-	460	460
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	3442	3442

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

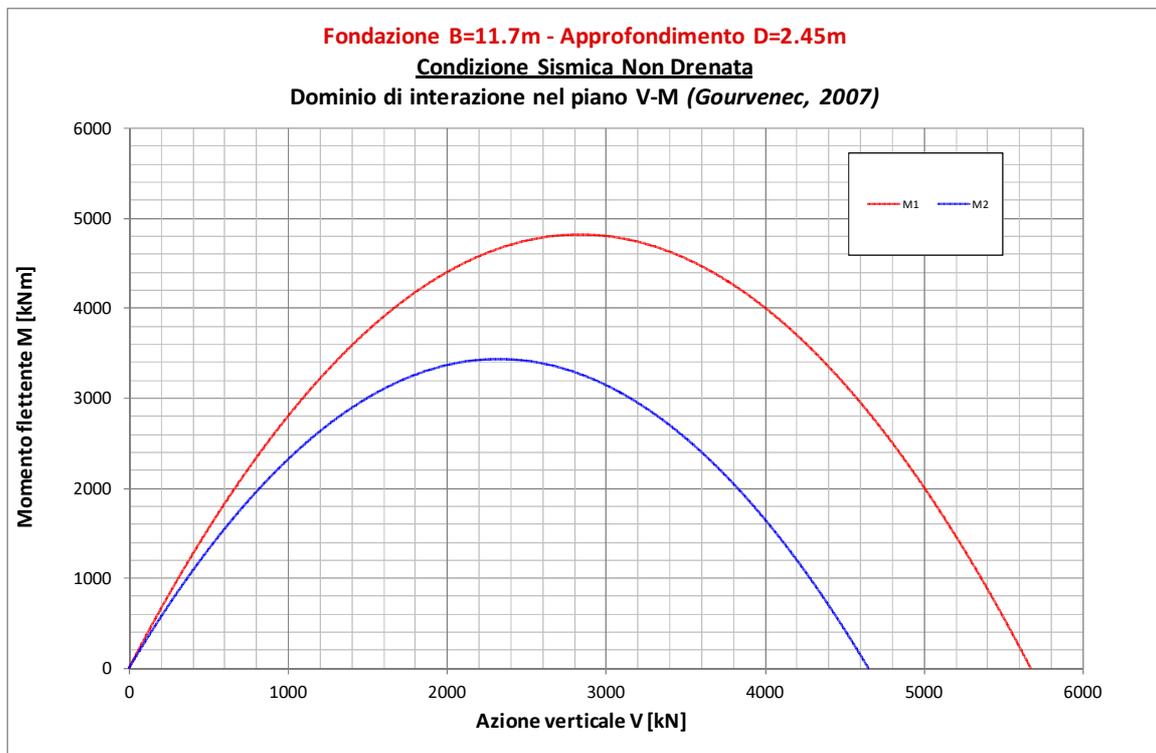
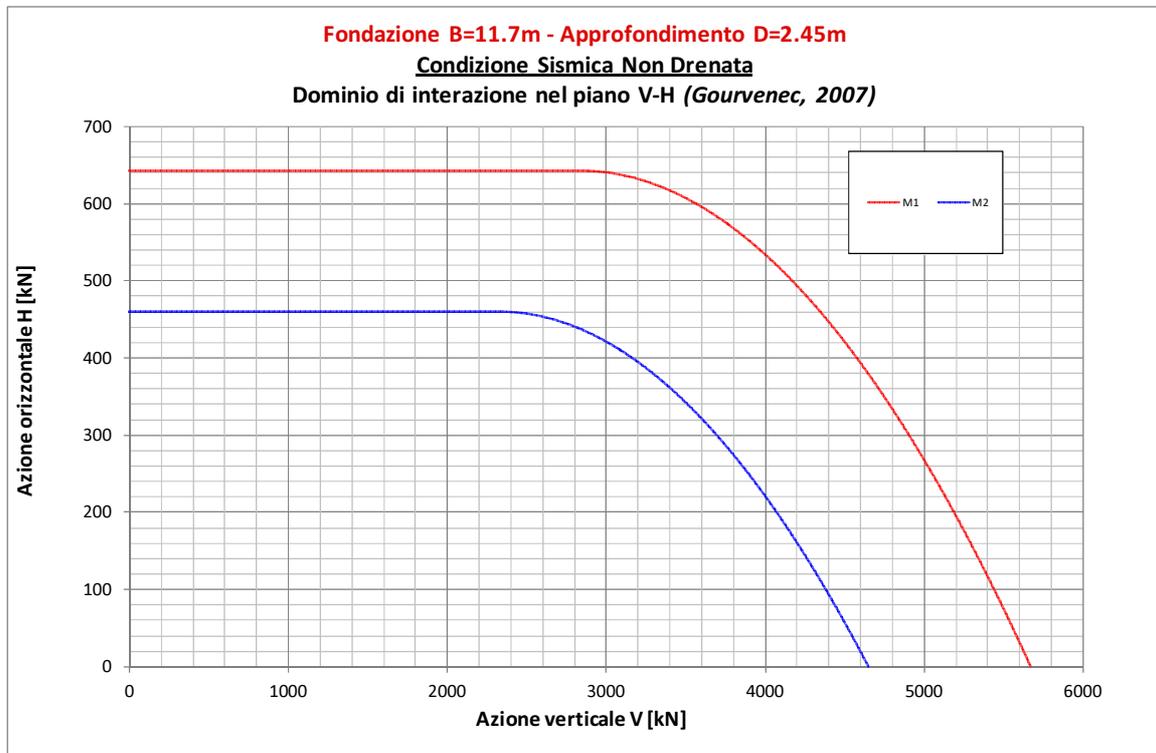
4.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata



4.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata



4.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica



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.