

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE FABBRICATI TECNOLOGICI

Fabbricato tecnologico GA NORD km 26+718

Relazione geotecnica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N M 0 Z 1 0 D 2 6 R B F A 1 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018

File: NM0Z10D26RBFA120001A

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	3
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	3
2.4	SOFTWARE	3
3.	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO.....	4
3.1	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	4
3.2	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE	5
4.	SCHEMA DI CALCOLO.....	7
4.1	EQUAZIONE GENERALE DI CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	8
4.1.1	<i>Fattori di forma e di profondità.....</i>	9
4.1.2	<i>Eccentricità e inclinazione del carico.....</i>	9
4.1.3	<i>Inclinazione della base e del piano campagna</i>	10
4.1.4	<i>Scelta dei parametri di resistenza del terreno</i>	12
4.1.5	<i>Analisi in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate).....</i>	12
4.1.6	<i>Effetto della compressibilità del terreno di fondazione</i>	14
4.1.7	<i>Capacità portante di fondazioni su terreni stratificati.....</i>	14
5.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	16
6.	Verifica agli stati limite ultimi (SLU)	16
6.1	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO	16

1. PREMESSA

Nell’ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.



Nel presente documento sono riportati i criteri di calcolo e le verifiche geotecniche del fabbricato GA NORD, posto alla progressiva PK 26+718 della linea suddetta, che sarà realizzato in prima fase.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- 1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- 2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- 3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- 4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- 5] Relazione geotecnica generale (NM0Z10D26GEOC0001001A)

2.3 BIBLIOGRAFIA

- 6] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- 7] Lancellotta R. (2007), “Lower Bound approach for seismic passive earth resistance”, Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- 8] Mueller-Breslau (1906), “Erddruck an Stuetzmannern” Kroener.
- 9] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- 10] NAVFAC (1982), “Foundations and earth Structures. Design manual 7.2”. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- 11] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- 12] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE

- 13] -

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.
	NMOZ	10	D 26	RBFA1200 001	A	4 di 19

3. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2008 e successiva circolare esplicativa.

3.1 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. rif 1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \text{ (Eq. 6.2.1 del Doc. rif 1)}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Tabella 3-1. Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NMOZ	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

Tabella 3-2. Coefficienti parziali sui terreni (M1 e M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. rif 1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \text{ (Eq. 6.2.7 del Doc. rif 1)}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

3.2 ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE

Per le fondazioni superficiali si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento del piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite significativo in base alle caratteristiche e alle problematiche specifiche dell'opera in esame.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno deve essere condotta secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo uno di due approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

- Approccio 2:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II.

I coefficienti parziali γ_R da applicare al valore caratteristico R_k per ottenere il valore di progetto R_d , sono quelli riportati nella Tabella 6.4.I. e riportati nella tabella seguente:

Tabella 3-3 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

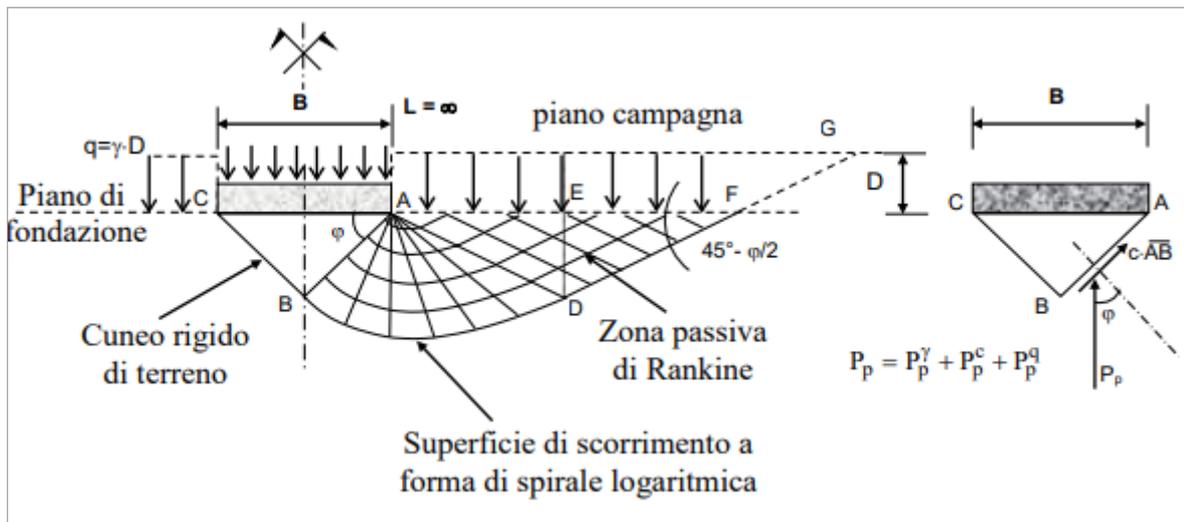
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

4. SCHEMA DI CALCOLO

Per la determinazione del carico limite si farà riferimento alla teoria di Terzaghi, secondo lo schema di calcolo di seguito descritto.

Il meccanismo di rottura di Terzaghi ipotizza la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo φ rispetto all'orizzontale, e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa.

Figura 4-1 – Schema di Terzaghi per il calcolo della capacità portante



È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG (Figura 4-1) della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio. Con riferimento allo schema di Figura 4-1, relativi al caso di una fondazione nastriforme, è possibile evidenziare che il carico limite dipende, oltre che dalla larghezza della fondazione, B, e dall'angolo di resistenza al taglio, φ , del terreno:

- dalla coesione, c;
- dal peso proprio del terreno, γ , interno alla superficie di scorrimento;
- dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna, è dato da $q = \gamma \cdot D$.

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale, ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi di:

- (1) coesione e attrito interno di un terreno privo di peso e di sovraccarichi;
- (2) attrito interno di un terreno privo di peso ma sottoposto all'azione di un sovraccarico q;

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

(3) attrito interno di un terreno dotato di peso e privo di sovraccarico.

Ogni componente viene calcolata supponendo che la superficie di scorrimento corrisponda alle condizioni previste per quel particolare caso. Poiché le superfici differiscono fra loro e dalla superficie del terreno reale, il risultato è approssimato. L'errore comunque è piccolo e a favore della sicurezza.

La soluzione, per fondazione nastroforme con carico verticale centrato, è espressa nella forma:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad [1]$$

dove N_{γ} , N_c , N_q sono quantità adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata. Per i fattori N_c ed N_q , relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre per il fattore N_{γ} , che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, la cui determinazione richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni, esistono solo formule empiriche approssimanti. Confrontando le equazioni proposte da vari autori per il calcolo dei fattori di capacità portante si osserva un accordo quasi unanime per i fattori N_c e N_q , mentre per il fattore N_{γ} sono state proposte soluzioni diverse. Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \phi} \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad [2]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi \quad [3]$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q - 1) \cdot tg \phi \quad [4]$$

Il valore dei fattori di capacità portante cresce molto rapidamente con l'angolo di resistenza al taglio. È pertanto molto più importante, per una stima corretta della capacità portante, la scelta dell'angolo di resistenza al taglio che non l'utilizzo di una o l'altra delle equazioni proposte dai vari Autori.

4.1 EQUAZIONE GENERALE DI CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Nelle applicazioni pratiche, per la stima della capacità portante di fondazioni superficiali, si utilizza la seguente equazione generale, proposta da Vesic (1975):

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \quad [5]$$

Relazione geotecnica	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NMOZ	10	D 26	RBFA1200 001	A	9 di 19

In cui, si è indicato con:

- s_c, s_q, s_γ , i fattori di forma;
- d_c, d_q, d_γ , i fattori di profondità;
- i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ , i fattori di inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_γ , i fattori di inclinazione del piano campagna;
- B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.

4.1.1 Fattori di forma e di profondità

L'equazione originale di Terzaghi è ottenuta con riferimento ad una striscia indefinita di carico, in modo da poter considerare il problema piano. Le fondazioni reali hanno invece, spesso, dimensioni in pianta confrontabili, e quindi la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo. Si può tener conto, in modo semi empirico, della tridimensionalità del problema di capacità portante attraverso i fattori di forma, il cui valore può essere calcolato con le formule indicate in **Tabella 4-1**

Tabella 4-1 - Fattori di forma (Vesic, 1975)

<i>Forma della fondazione</i>	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

I fattori s_c ed s_q , rispettivamente associati alla coesione e al sovraccarico latitante, sono maggiori di 1 poiché anche il terreno alle estremità longitudinali della fondazione contribuisce alla capacità portante, mentre il fattore s_γ , associato al peso proprio del terreno di fondazione, è minore di 1 a causa del minore confinamento del terreno alle estremità. Se si vuole mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna (segmento FG della Figura 4-1), si possono utilizzare i fattori di profondità indicati in Tabella 4-2. Tuttavia, poiché il terreno sovrastante il piano di fondazione è molto spesso un terreno di riporto o comunque con caratteristiche meccaniche scadenti e inferiori a quelle del terreno di fondazione, l'uso dei fattori di profondità deve essere fatto con cautela.

4.1.2 Eccentricità e inclinazione del carico

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

Molto spesso le fondazioni superficiali devono sostenere carichi eccentrici e/o inclinati. Per tenere conto della riduzione di capacità portante dovuta all'eccentricità del carico si fa l'ipotesi che la struttura di fondazione sia rigida e che il terreno di appoggio sia costituito da elementi indipendenti (ovvero incapaci di trasmettere sforzi di taglio), a comportamento elastico lineare-perfettamente plastico non resistente a trazione. Si consideri dapprima il caso bidimensionale della fondazione nastriforme di larghezza B con carico limite verticale eccentrico, Q_{lim} . La sezione pressoinflessa, non resistente a trazione, completamente plasticizzata, ha asse neutro a distanza $B' = B - 2e$ dal bordo compresso dell'area di carico (**Figura 4-2**). Il carico verticale limite eccentrico $Q_{lim} = q_{lim} B'$ risulta inferiore al carico verticale limite centrato sia perché è inferiore la pressione limite q_{lim} , che deve essere calcolata con l'Eq. [1] ma utilizzando la larghezza ridotta B' .

Figura 4-2 – Schema di calcolo per fondazione nastriforme con carico eccentrico

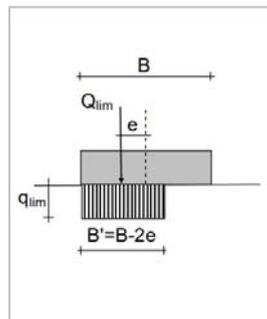
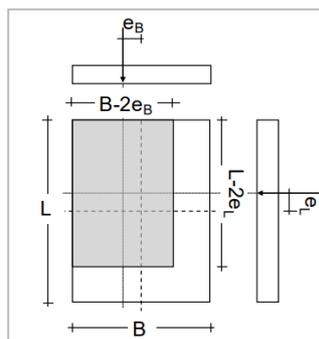


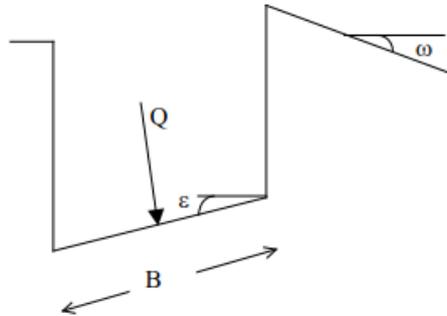
Figura 4-3 – Schema di calcolo per fondazione rettangolare con carico doppiamente eccentrico



4.1.3 Inclinazione della base e del piano campagna

Se la struttura trasmette carichi permanenti sensibilmente inclinati può essere talvolta conveniente realizzare il piano di posa della fondazione con un'inclinazione ϵ rispetto all'orizzontale (**Figura 4-4**).

Figura 4-4 - Piano di posa e/o piano campagna inclinato



In tal caso la capacità portante nella direzione ortogonale al piano di posa può essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di posa indicati in Tabella 4-4.

Se il piano campagna è inclinato di un angolo ω rispetto all'orizzontale, la capacità portante può essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di campagna indicati in Tabella 4-4.

Tabella 4-2- Fattori di profondità (Vesic, 1975)

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1
$\phi > 0$		$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$
sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$

Tabella 4-3- Fattori di inclinazione del carico (Vesic, 1975)

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla saturo in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

Tabella 4-4- Fattori di inclinazione del piano di posa ($\varepsilon < \pi/4$) (Hansen, 1970)

b_c	b_q	b_γ
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Tabella 4-5- Fattori di inclinazione del piano campagna ($\omega < \pi/4$) ($\omega < \phi$) (Hansen, 1970)

g_c	g_q	g_γ
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

4.1.4 Scelta dei parametri di resistenza del terreno

Il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono com'è noto dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

Nel caso dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), caratterizzati da valori elevati della permeabilità ($k \geq 10^{-5}$ m/s), l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali; pertanto, l'analisi è sempre condotta con riferimento alle condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci.

4.1.5 Analisi in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate)

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.
	NM0Z	10	D 26	RBFA1200 001	A	13 di 19

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni efficaci, la resistenza del terreno è definita mediante i parametri c' e φ' (il criterio di rottura è espresso nella forma $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$) e i vari termini e fattori della relazione generale [5], devono essere calcolati con riferimento a questi parametri.

In presenza di falda si deve tener conto dell'azione dell'acqua, sia nella determinazione del carico effettivamente trasmesso dalla fondazione al terreno sia nel calcolo della q_{lim} . In particolare, nel calcolo del carico trasmesso dalla fondazione al terreno deve essere considerata la sottospinta dell'acqua agente sulla porzione di fondazione immersa, mentre il carico limite deve essere valutato in termini di pressioni efficaci. In particolare, riferendosi per semplicità alla relazione di Terzaghi, si ha:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_2 \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q \quad [6]$$

dove q' rappresenta il valore della pressione efficace agente alla profondità del piano di posa della fondazione e γ'_2 il peso di volume immerso del terreno presente sotto la fondazione. Nel calcolo dei fattori di capacità portante viene utilizzato il valore di φ' del terreno presente sotto la fondazione. Ipotizzando la presenza di falda in quiete, i casi possibili sono 4:

- a) Il pelo libero della falda si trova a profondità maggiore di $D + B$. In questo caso la presenza della falda può essere trascurata.
- b) Il pelo libero della falda coincide con il piano di posa della fondazione (

Figura 4-5 a). In questo caso $q' = \gamma_1 D$, essendo γ_1 il peso di volume medio, umido o saturo, del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione.

- c) **Il pelo libero della falda si trova a quota al di sopra del piano di posa della fondazione (**

Figura 4-5 b).

In questo caso $q' = \gamma_1(D - a) + \gamma'_1 a$, essendo rispettivamente γ_1 il peso di volume medio umido o saturo e γ'_1 il peso di volume immerso del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione.

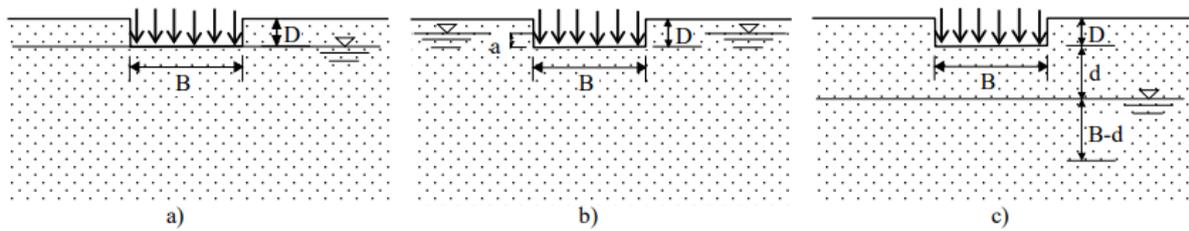
- d) **Il pelo libero della falda si trova a quota $d < B$ sotto il piano di posa della fondazione (**

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE					
	Relazione geotecnica	COMMESSA NM0Z	LOTTO 10	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO RBFA1200 001	REV. A

Figura 4-5 c)

In questo caso $q' = \gamma_1 D$, mentre il termine $\gamma_1' B$ diventa $\gamma_2 + \gamma_2' (B - d)$

Figura 4-5 - Posizioni della falda: a) coincidente con l'intradosso della fondazione; b) sopra l'intradosso della fondazione; c) sotto l'intradosso della fondazione



4.1.6 Effetto della compressibilità del terreno di fondazione

Le soluzioni teoriche per la determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali con il metodo all'equilibrio limite si riferiscono al meccanismo di rottura generale e assumono che il terreno non si deformi ma che i blocchi che identificano il cinematiso di rottura (Figura 4-1) abbiano moto rigido. Quando tale ipotesi è lontana dall'essere verificata, ovvero per terreni molto compressibili, argille molli e sabbie sciolte, il meccanismo di rottura è locale o per punzonamento. Un metodo approssimato semplice, suggerito da Terzaghi, per tenere conto dell'effetto della compressibilità del terreno di fondazione sulla capacità portante consiste nel ridurre di 1/3 i parametri di resistenza al taglio, ovvero nell'assumere come dati di progetto i valori:

$$c^* = 0,67 c$$

$$\tan\varphi^* = 0,67 \tan\varphi$$

per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali su sabbie mediamente addensate o sciolte ($DR < 0,67$) Vesic (1975) propose di utilizzare un valore di calcolo ridotto dell'angolo di resistenza al taglio, secondo l'equazione:

$$\tan\varphi^* = (0,67 + D_R - 0,75 \cdot D_R^2) \cdot \tan\varphi$$

4.1.7 Capacità portante di fondazioni su terreni stratificati

La determinazione della capacità portante di fondazioni su terreni stratificati è un problema di non facile soluzione, per il quale non esistono quindi trattazioni teoriche di semplice impiego. Se l'importanza dell'opera non è tale da giustificare l'uso di metodi numerici avanzati (per esempio metodi agli elementi finiti), si ricorre generalmente all'applicazione di schemi e formule approssimate. In presenza di terreni stratificati, se lo

**PROGETTO DEFINITIVO****POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA****QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA****FASE 1 – QUADRUPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE**

Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	10	D 26	RBFA1200 001	A	15 di 19

spessore misurato dal piano di fondazione dello strato di terreno su cui appoggia la fondazione è maggiore di B, il terreno può considerarsi omogeneo.

Nel caso in cui non sia verificata questa condizione, nei calcoli, si è mediato il valore resistenza dei terreni interessati, prescindendo dagli spessori coinvolti.

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno in sito si rimanda alla “*Relazione geotecnica generale*”

L’opera in esame ricade nella zona omogenea “17” che presenta le seguenti caratteristiche:

Tabella 5-1: Riepilogo parametri del terreno per la Zona omogenea “17”

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	$\phi' [^\circ]$		$\phi' [^\circ]$ laborator	$\phi' [^\circ]$ scelto	E'_{op} [MPa]	
						max	min			max	min
17	PNMP21P06	da 0 a 10m	Sg	21	18	29	23		23	11	3
		da 10m a 30m	S	21	18	30	30		30	51	28

La falda è posta a 7.2 m dal p.c.

6. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le azioni di calcolo sono state desunte dalle relazioni dei fabbricati tecnologici.

6.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

La verifica è condotta secondo l’approccio 2 (A1+M1+R3).

Le azioni utilizzate sono quelle derivanti dalla combinazione $SLU_{TOT_fond_A1}$: *Combinazione involuppo delle $SLU_i_fond_A1$; ciascuna delle $SLU_i_fond_A1$ definisce una combinazione di carico fondamentale (SLU) in cui le azioni sono moltiplicate per i coefficienti parziali riportati nella colonna A1 STR della Tabella 2.6.1 delle NTC 2008.*

Dati geometrici

B	Lunghezza totale fondazione	6.30	m
L	Larghezza totale fondazione	33.90	m
H	Altezza della fondazione	1.25	m
ϵ	Inclinazione del piano di posa della fondazione	0	°
h_r	Altezza terreno dal p.c. ai lati della fondazione	0	m
ω	Inclinazione del p.c.	0	°

Parametri caratteristici del terreno

ϕ'	Angolo di attrito del terreno di fondazione	26	°
γ	Peso per unità di volume del terreno di fondazione	21.5	kN/m ³
δ	Angolo di attrito terra-fondazione	26	
c'	Coesione efficace	0	kN/m ²

Parametri caratteristici del terreno (ridotti con coefficienti M1)

$\gamma_c'(M1)$	Coefficiente parziale di c' per la condizione M1	1	-
$c'(M1)$	Coesione efficace per la condizione M1	0	kN/m ²

c_u	Coesione non drenata	0	kN/m ²
γ_{cu} (M1)	Coefficiente parziale di c _u per la condizione M1	1	-
c_u (M1)	Coesione non drenata per la condizione M1	0	kN/m ²
tan(δ)	Coefficiente d'attrito terra-fondazione	0.494	-
γ_δ (=γ_{φ'}) (M1)	Coefficiente parziale di tanφ' per la condizione M1	1	-
tan(δ) (M1)	Coefficiente d'attrito terra-fondazione per la condizione M1	0.494	-
tan(φ')	Tang. dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fond.	0.494	-
φ' (M1)	Angolo d'attrito del terreno di fond. per la condizione M1	0.459	rad
tan(φ') M1	Tang. ang. di resist. al taglio terr. di fond. per la cond. M1	0.494	-

Fattori di capacità portante e relativi coefficienti correttivi

N_q	1° Fattore di capacità portante	12.21	-
N_c	2° Fattore di capacità portante	22.70	-
N_γ	3° Fattore di capacità portante	13.04	-
N	Carico assiale, riferito a baricentro fondazione, >0 verso il basso	14151	kN
T// B	Taglio long. alla struttura, riferito a baric. fond.	172	kN
T// L	Taglio trasv. alla struttura, riferito a baric. fond.	31	kN
M attorno all'asse // a L	Momento attorno asse y, riferito a baric. fond.,	555	kNm
M attorno all'asse // a B	Momento attorno asse x, riferito a baric. fond.	9960	kNm
e_B	Eccentricità del carico in fondazione in direzione longitudinale	0.039	m
e_L	Eccentricità del carico in fondazione in direzione trasversale	0.704	m
B'	Lunghezza ridotta della fondazione	6.22	m
L'	Prof. ridotta della fondazione	32.49	m
s_q	1° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.05	-
s_c	2° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.10	-
s_γ	3° Fattore corrett. che tiene conto della forma della fond.	1.05	-
D	Approfond. del piano di posa (altezza fond.+ricopr. a valle)	1.25	m
d_q	1° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.06	-
d_c	2° Fattore che tiene conto dell' approfond. del piano di posa	1.07	-
m	$(2+B'/L')/(1+B'/L')$	1.84	-
i_q	1° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	0.98	-
i_c	2° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	0.98	-
i_γ	3° Fattore che tiene conto dell' inclinaz. del carico in fond.	0.97	-
b_q	1° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	-
b_c	2° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	-
b_γ	3° Fatt. che tiene conto dell' incl. piano di posa della fond.	1	-
g_q	1° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	-
g_c	2° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	-
g_γ	3° Fattore che tiene conto dell' inclin. del terreno a valle	1	-

Calcoli teoria di Rankine

γ₁	γ del terreno al disopra del piano di fondazione	21.5	kN/m ³
γ₂	γ del terreno di fondazione	21.5	kN/m ³
h_w	Altezza della falda da intrad. fond., positiva se sta verso l'alto	-6.0	m

γ_1'	γ del terr. a valle che tiene conto della event. pres. della falda	21.48	kN/m ³
H'	Prof. del cuneo al di sotto della fond. in regime di spinta attiva	4.57	m
γ_2'	γ del terr. di fond. che tiene conto della event. pres. della falda	21.48	kN/m ³

Calcolo del carico limite di progetto - R_d

q_{lim}	Carico limite (A1+M1)	1240.48	kN/m ²
Q_{lim}	Carico limite risultante sull'area efficace	250766	kN
$\gamma_R (R3)$	Coefficiente parziale di resistenza R3	2.3	-
R_d	Carico limite ridotto con coefficiente parziale R3 (A1+M1+R3)	109029	kN/m ²
N	Carico assiale agente per la verifica	14151	kN
r	Tasso di sfruttamento	0.130	-
$R_d > N$	VERIFICA SODDISFATTA		