



COMUNE DI PRATO

Loc. San Giusto

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO "SAN GIUSTO / GELLO"

Piano di zona S.Giusto Z.2/11

LOTTO AA

Complesso di Edilizia Residenziale Sovvenzionata per 29 alloggi
(di cui 15 da D.D.R.T. 5020/2010 - 14 da risorse di reinvestimenti) e Centro Civico

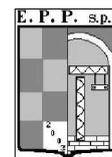
PROGETTO ARCHITETTONICO ESECUTIVO



COMMITTENTE:

E.P.P. Edilizia Pubblica Pratese

Presidente : Ing. FEDERICO MAZZONI



R.U.P. E CONSULENTE
TECNICO NORMATIVO:

Geom. FABIO CIPRIANI (Coordinatore Generale EPP spa)

SUPPORTO AL R.U.P.:

Ing. GIULIA BORDINA (Direttore Operativo EPP spa)

GEOLOGIA :

Dott. MARCO VANACORE - GEOTECNO Studio Associato - Firenze

W.02

ELABORATO:
RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

CONSEGNA PREVISTA:

26/06/2012

EFFETTIVA:

26/06/2012

SCALA:

Normativa di riferimento

- **DGR 36/R/2009** Regolamento di attuazione dell'art. 117 della LR 1/2005: *“Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico”*.
- **Decreto Ministeriale 14.01.2008** Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 7.1 (1997)** Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio
- **Eurocodice 7.3 (2002)** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito
- **Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture**
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **A.G.I. (1977)** Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche

INDICE

1. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	3
2. VOLUME SIGNIFICATIVO	4
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
4. MICROZONAZIONE SISMICA.....	5
5. PROPRIETA' GEOTECNICHE.....	7
6. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI	13
7. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (Rd).....	15
8. CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI ATTESI	17

1. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Facendo riferimento alla relazione geologica, procedendo dall'alto verso il basso è possibile riconoscere un modello stratigrafico costituito da tre orizzonti principali, schematizzati nella tabella seguente.

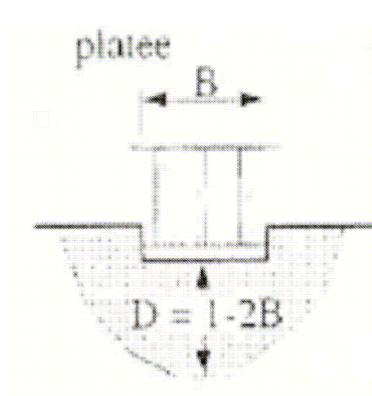
Tabella 1

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Descrizione litologica
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
1	0,0 – 4,2/6,0	<i>Alternanze decimetriche e centimetriche di limi sabbiosi, sabbie limose, e limi argillosi, color marrone.</i>
COMPORTAMENTO GRANULARE		
2	4,2/6,0 – 21,6	<i>Ghiaie e sabbie, con modesta presenza di frazione limoso-argillosa. (clasti subarrotondati, Dmed=2-3 cm, Dmax=4 cm)</i>
COMPORTAMENTO COESIVO/GRANULARE		
	21,6– 30	<i>Limi argillosi e argille limose, nocciola e marroni, mediamente consistenti, in alternanza a orizzonti decimetrici costituiti da sabbie e ghiaie in matrice limoso-argillosa</i>

Nella zona di intervento la falda freatica si attesta ad una quota assoluta di circa 29 m s.l.m (profondità di circa 16 metri dal piano di campagna).

2. VOLUME SIGNIFICATIVO

In ottemperanza alla normativa vigente, l'individuazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici necessita una attenta trattazione dei dati analitici, avvalendosi anche di considerazioni di natura statistica, previa determinazione del volume significativo di terreno interessato dalle sollecitazioni indotte dall'intervento in progetto.



Nel caso dell'intervento in esame verrà fatto ricorso a fondazioni dirette sia del tipo a platea con larghezza in pianta di circa 14 e quota di appoggio a circa $-1,0$ m dalla quota del piano campagna. Pertanto il **volume significativo si spinge fino alla profondità di 21 metri (14*1,5).**

(Da AGI, 1977)

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il comportamento meccanico dei terreni è stato indagato mediante le seguenti tipologie di indagini sia in sito che in laboratorio:

- Sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) spinto fino alla profondità di 30 m da p.c. Nel corso della perforazione sono state eseguite prove SPT in foro e prelevati n°2 campioni indisturbati da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio.
- n°3 prove penetrometriche dinamica (DPSH1-3) eseguita mediante penetrometro super pesante, spinta fino alla profondità di circa 15 m da p.c., dove sono state raggiunte le condizioni di rifiuto strumentale.
- Prova down-hole in foro di sondaggio per la determinazione delle caratteristiche geofisiche dei materiali.
- n° 4 prove penetrometriche statiche spinte fino alla condizione di rifiuto strumentale (sempre raggiunta entro una profondità massima inferiore ai 6 m, sul tetto delle ghiaie).

Si rimanda alle relazione geologica della GEOTECNO, redatta ai sensi delle NTC 2008, per la relativa documentazione.

4. MICROZONAZIONE SISMICA

<u>Tipo di costruzione</u>	= 2
<u>Classe d'uso</u>	= II
<u>Coeff.d'uso (Cu)</u>	= 1,0
<u>Vita Nominale (VN)</u>	= 50 anni



Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = 50$ anni

Categoria sismica dei terreni

C

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T = 1,0$ (T1)

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_S = 1,5$

Coordinate geografiche decimali del sito d'indagine

Latitudine: **43,869131**

Longitudine: **11,063824**

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,049	2,530	0,250
SLD	50	0,059	2,561	0,266
SLV	475	0,137	2,438	0,298
SLC	975	0,177	2,386	0,310

5. PROPRIETA' GEOTECNICHE

Per la profondità del volume significativo, sulla base del modello geologico individuato, è stato adottato un modello geotecnico con prevalente comportamento coesivo, basato sulla elaborazione dei risultati delle analisi geotecniche di laboratorio eseguite su campioni indisturbati, riassunti nelle tabelle seguenti.

RISULTATI ANALITICI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Sond	Camp	prof	W	WL	WP	γ	Cu	ϕ'	c'	Ed	Limo	Argilla	Sabbia	Ghiaia
			%			gr/cmc	kg/cm ^q	kg/cm ^q	kg/cm ^q	kg/cm ^q	%	%	%	%
S1	r1 (*)	0,75	13,24	29,9	21,1						63,8	16,4	19,4	0,3
S1	1	3,25	19,71	35,9	21,1	19,2	1,083	25,9	0,228	98				
S1	2	4,65				18,3	0,334			77	60,4	7,6	31,1	0,9
S1	r2 (*)	6,5									14,5	2,2	29	54,3
S1	r3 (*)	11,75									18,1	4,5	33,4	44

**Distribuzione dell'angolo di attrito efficace determinato mediante
prove penetrometriche dinamiche (DP) – In giallo il primo orizzonte**

Z	phi 1	phi 2	phi 3	Z	phi 1	phi 2	phi 3
0,2	26,2	25,0	22,1	8,4	33,4	33,7	31,2
0,4	25,0	22,1	22,1	8,6	33,4	34,4	33,7
0,6	20,0	29,1	22,1	8,8	32,7	30,8	35,0
0,8	23,7	31,6	20,0	9	32,7	30,0	34,0
1	27,2	31,6	23,7	9,2	36,2	36,8	33,4
1,2	28,2	30,8	27,2	9,4	34,4	38,2	32,0
1,4	26,2	29,1	27,2	9,6	33,7	33,4	34,4
1,6	26,2	29,1	27,2	9,8	32,3	32,0	36,5
1,8	26,2	28,2	27,2	10	33,7	33,7	34,4
2	26,2	29,1	29,1	10,2	33,4	35,9	32,7
2,2	25,0	30,0	28,2	10,4	32,7	32,7	31,2
2,4	22,1	31,6	28,2	10,6	32,3	28,2	31,2
2,6	23,7	31,6	28,2	10,8	34,4	32,3	30,4
2,8	23,7	30,0	27,2	11	36,2	35,6	30,0
3	23,7	30,0	25,0	11,2	36,2	35,6	31,6
3,2	22,1	29,1	25,0	11,4	34,4	34,0	34,4
3,4	22,1	27,2	26,2	11,6	35,3	32,7	32,3
3,6	22,1	26,2	26,2	11,8	33,7	31,2	32,3
3,8	20,0	27,2	27,2	12	32,7	32,7	34,0
4	20,0	29,1	26,2	12,2	32,0	32,3	32,7
4,2	20,0	29,1	26,2	12,4	33,4	32,7	35,0
4,4	20,0	29,1	27,2	12,6	33,4	34,0	33,4
4,6	22,1	30,0	28,2	12,8	33,7	36,2	33,7
4,8	22,1	32,3	39,5	13	36,2	39,2	35,9
5	22,1	36,2	42,8	13,2	36,8	39,7	35,9
5,2	25,0	30,8	38,5	13,4	37,6	37,9	39,5
5,4	25,0	30,0	30,8	13,6	37,1	34,4	33,4
5,6	26,2	37,4	29,1	13,8	36,8	32,3	32,0
5,8	26,2	41,5	30,0	14	37,6	32,3	33,4
6	29,1	35,0	30,0	14,2	37,4	30,8	32,7
6,2	27,2	33,4	27,2	14,4	33,4	30,0	32,7
6,4	30,0	31,2	27,2	14,6	32,3	30,4	32,3
6,6	27,2	29,1	28,2	14,8	33,7	32,7	34,4
6,8	28,2	26,2	28,2	15	35,0	32,3	34,0
7	26,2	30,8	30,8	15,2	36,2	33,4	33,7
		7,2	23,7	30,4	31,6		
		7,4	26,2	27,2	31,2		
		7,6	30,4	25,0	32,3		
		7,8	30,8	29,1	32,0		
		8	31,2	29,1	30,4		
		8,2	30,8	28,2	32,3		

**Distribuzione dell'angolo di attrito efficace determinato mediante
prove penetrometriche statiche (CPT) nel primo orizzonte**

m	CPT 1	CPT 2	CPT 4
0,2			
0,4	33,1	32,7	35,8
0,6	29,7	29,4	31,2
0,8	27,4	28,1	28,9
1	26,0	27,3	29,1
1,2	25,5	25,1	26,7
1,4	25,4	24,4	28,2
1,6	25,1	23,0	28,5
1,8	25,5	25,9	28,6
2	25,4	27,1	27,4
2,2	25,4	23,5	26,2
2,4	25,0	27,0	26,0
2,6	24,2	26,7	25,4
2,8	23,8	26,7	24,8
3	23,1	23,9	25,5
3,2	23,6	23,2	23,4
3,4	22,5	22,9	22,7
3,6	21,5	22,8	22,2
3,8	19,3	22,8	21,5
4	19,4	22,7	20,1
4,2	25,1	24,4	20,5
4,4	31,2	25,3	19,3
4,6	29,7	29,1	21,5
4,8	30,9	29,7	21,1
5	28,1	30,6	30,8
5,2	30,3		30,9

*(Operando a favore della sicurezza non è stata considerata la CPT 3
in quanto con caratteristiche meccaniche più elevate)*

**Distribuzione della coesione non drenata determinata mediante
prove penetrometriche statiche (CPT) nel primo orizzonte**

m	Cu CPT 1	Cu CPT 2	Cu CPT 3
0,4	1,15	1,05	2,05
0,6	0,84	0,79	1,14
0,8	0,69	0,79	0,94
1	0,64	0,84	1,24
1,2	0,69	0,64	0,89
1,4	0,79	0,64	1,44
1,6	0,83	0,53	1,73
1,8	1,03	1,13	1,98
2	1,13	1,63	1,73
2,2	1,23	0,83	1,48
2,4	1,23	1,88	1,53
2,6	1,13	1,93	1,48
2,8	1,12	2,07	1,37
3	1,02	1,22	1,72
3,2	1,22	1,12	1,17
3,4	1,02	1,12	1,07
3,6	0,87	1,17	1,02
3,8	0,56	1,21	0,91
4	0,61	1,26	0,71
4,2	2,21	1,91	0,81
4,4	8,46	2,41	0,66
4,6	6,51	5,71	1,11
4,8	8,70	6,65	1,05
5	4,95	8,55	8,80
5,2	8,35		9,35

*(Operando a favore della sicurezza non è stata considerata la CPT 3
in quanto con caratteristiche meccaniche più elevate)*

**Distribuzione del modulo edometrico determinato mediante
prove penetrometriche statiche (CPT) nel primo orizzonte**

m	CPT 1	CPT 2	CPT 3	CPT 4
0,4	58		75	103
0,6	43	53	63	58
0,8	35	40	75	48
1	33	40	118	63
1,2	35	43	185	45
1,4	40	33	183	73
1,6	43	33	190	88
1,8	53	28	233	100
2	58	58	190	88
2,2	63	83	203	75
2,4	63	43	250	78
2,6	58	95	228	75
2,8	58	98	195	70
3	53	105	188	88
3,2	63	63	193	60
3,4	53	58	98	55
3,6	45	58	100	53
3,8	30	60	118	48
4	33	63	178	38
4,2	113	65	160	43
4,4		98	193	35
4,6		123	170	58
4,8				55

Distribuzione del modulo elastico E (in giallo il primo orizzonte)

m dal p.c.	DP 1	DP 2	DP 3	S1	m dal p.c.	DP 1	DP 2	DP 3	S1
0,2	255	242	217		9	397	307	448	
0,4	242	217	217		9,2	538	564	422	
0,6	204	294	217		9,4	461	628	371	492
0,8	230	332	204		9,6	435	422	461	
1	268	332	230		9,8	384	371	551	
1,2	281	320	268		10	435	435	461	
1,4	255	294	268		10,2	422	525	397	
1,6	255	294	268		10,4	397	397	345	
1,8	255	281	268		10,6	384	281	345	
2	255	294	294		10,8	461	384	320	
2,2	242	307	281	353	11	538	512	307	
2,4	217	332	281		11,2	538	512	358	
2,6	230	332	281		11,4	461	448	461	
2,8	230	307	268		11,6	499	397	384	
3	230	307	242		11,8	435	345	384	
3,2	217	294	242		12	397	397	448	
3,4	217	268	255		12,2	371	384	397	
3,6	217	255	255		12,4	422	397	487	
3,8	204	268	268		12,6	422	448	422	
4	204	294	255		12,8	435	538	435	
4,2	204	294	255		13	538	679	525	
4,4	204	294	268		13,2	564	705	525	
4,6	217	307	281		13,4	602	615	692	
4,8	217	345	499		13,6	577	461	422	
5	217	422	589		13,8	564	384	371	
5,2	242	320	474	453	14	602	384	422	
5,4	242	307	320		14,2	589	332	397	
5,6	255	448	294		14,4	422	307	397	
5,8	255	551	307		14,6	384	320	384	
6	294	487	307		14,8	435	397	461	
6,2	268	422	268		15	487	384	448	
6,4	307	345	268		15,2	538	422	435	
6,6	268	294	281		15,4				361
		6,8	281	255	281				
		7	255	332	332				
		7,2	230	320	358				
		7,4	255	268	345				
		7,6	320	242	384				
		7,8	332	294	371				
		8	345	294	320	445			
		8,2	332	281	384				
		8,4	422	435	345				
		8,6	422	461	435				
		8,8	397	332	487				

6. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI

Primo orizzonte

Per la determinazione dei valori caratteristici (X_k) dei parametri geotecnici necessari per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), con particolare riferimento ad angolo di attrito efficace e coesione non drenata per i quali si dispone di un numero di dati atto ad essere sottoposto a trattamento statistico, si è adottata la metodologia statistica proposta da Schneider (1999) per la quale:

$$X_k = \text{media} - \frac{1}{2} \text{dev.st.}$$

Parametro	ϕ' (°)	Cu (kg/cmq)
Media	25,9	1,11
Dev.st.	3,374	0,31
Xk	24,2	0,95

Nel seguente prospetto vengono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici per il primo orizzonte, sul quale viene appoggiata la struttura di fondazione e con caratteristiche geotecniche nettamente inferiori al livello delle ghiaie e sabbie sottostante (2° orizzonte).

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Parametro	Y (gr/cmc)	ϕ' (°)	c' (kg/cmq)	Cu (kg/cmq)
Xk	1,9	24,2	0,1	0,95

dove

- Y = peso di volume
- ϕ' = angolo di attrito efficace
- c' = coesione efficace (operando a favore della sicurezza, è stata ridotta rispetto al valore determinato in laboratorio)
- Cu = coesione non drenata

Secondo orizzonte

Anche per questo livello è stato fatto riferimento alla relazione di Schneider (1999) per la determinazione dell'angolo di attrito efficace:

Parametro	ϕ' (°)
Media	32,9
Dev.st.	3,2
Xk	31,3

Nel seguente prospetto vengono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici per il secondo (ghiaie e sabbie).

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Parametro	Y (gr/cmc)	ϕ' (°)	c' (kg/cmq)
Xk	2,0	31	0

7. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (RD)

Di seguito viene riportato il calcolo della resistenza del terreno R_d agli SLU considerando i coefficienti parziali previsti dal D.M. 14/1/2008 (tabelle 6.2.II e 6.4.I di seguito riportate), approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3).

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_M γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per il calcolo è stato utilizzato il programma **LOADCAP ver.2011.8.0.427** (vedi tabulati di calcolo in allegato), assumendo una platea di fondazione rettangolare con dimensioni in pianta di m 68x14 appoggiata sui materiali del primo orizzonte.

I valori della resistenza di progetto (R_d) sono stati determinati con diversi metodi di calcolo sia in condizioni drenate che non drenate, in assenza e presenza di sisma; i relativi risultati sono riassunti nella tabella seguente.

Resistenza di progetto (kN/m²)

Assenza di sisma

	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI NON DRENATE
Autore: HANSEN (1970)	502,1	235,37
Autore: TERZAGHI (1955)	707,98	243,7
Autore: MEYERHOF (1963)	544,23	232,47
Autore: VESIC (1975)	702,49	235,37
Autore: Brinch - Hansen 1970	615,05	235,62

Sisma

Autore: HANSEN (1970)	337,58	217,84
Autore: TERZAGHI (1955)	511,54	225,44
Autore: MEYERHOF (1963)	355,86	215,19
Autore: VESIC (1975)	499,18	217,84
Autore: Brinch - Hansen 1970	406,78	218,07

8. CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI ATTESI

Le prove penetrometriche hanno evidenziato caratteristiche di compressibilità marcatamente diverse all'interno dei materiali del primo orizzonte; si è pertanto proceduto alla stima dei cedimenti attesi all'interno del primo orizzonte (orizzonte per il quale è atteso il contributo significativo) nelle seguenti ipotesi di lavoro:

$$S=(dq*H)/Ed$$

dove

S = cedimento

dq = incremento di carico (kg/cmq)

H = altezza dello strato di calcolo (20 cm)

Ed = modulo edometrico (kg/cmq)

Stanti le notevoli dimensioni della platea ed il modesto spessore dei terreni riconducibili al 1° orizzonte attesi al disotto della fondazione (mediamente circa 4 metri), l'incremento di tensione trasmesso al terreno è stato assunto come costante. I valori calcolati sono sintetizzati nella tabella seguente nella ipotesi di due diversi incrementi di carico.

Cedimenti in cm

	DQ=0,6 kg/cmq	DQ=0,8 kg/cmq
CPT 1	3,96	5,27
CPT 2	3,86	5,15
CPT 3	1,28	1,70
CPT 4	3,88	5,18
Differenziale max (cm)	2,68	3,57

dal 1967

TABULATI DEL CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO Rd

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$

(stato di deformazione piana)

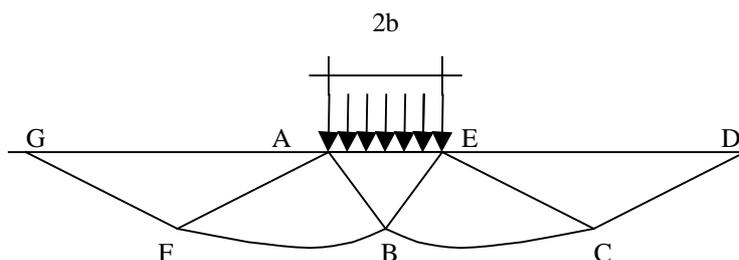
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ \mp \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ \mp \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{\text{tg}} \frac{2}{(45^\circ + \varphi/2) - 1}} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg}\phi_{rid} = 2/3 \times \text{tg}\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_j per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_{\text{■}} = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della

progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

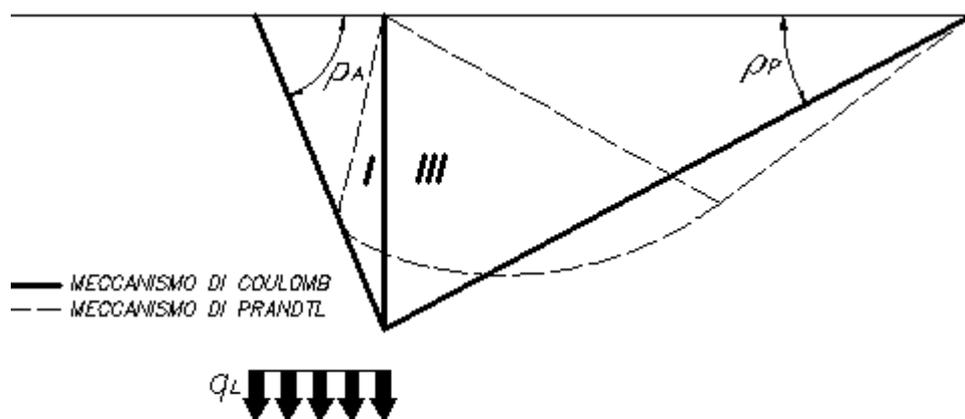
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$kh/(1-kv)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

CONDIZIONI DRENATE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	43,869131/11,063824
Larghezza fondazione	14,0 m
Lunghezza fondazione	68,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Profondità falda	16,0

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
6,0	19,0	19,0	24,2	24,2	10,0	10,0	95,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15,6	20,0	20,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	607,64 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	337,58 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 24305,68 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,81
Fattore [Nc]	19,59
Fattore [Ng]	5,94
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1154,84 kN/m ²
Resistenza di progetto	502,1 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11,65
Fattore [Nc]	23,7
Fattore [Ng]	8,8
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1628,35 kN/m ²
Resistenza di progetto	707,98 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,81
Fattore [Nc]	19,59
Fattore [Ng]	5,91
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,05
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1251,73 kN/m ²
Resistenza di progetto	544,23 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,81
Fattore [Nc]	19,59
Fattore [Ng]	9,71
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0

Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1615,73 kN/m ²
Resistenza di progetto	702,49 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,81
Fattore [Nc]	19,59
Fattore [Ng]	7,91
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [lc]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,08
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [lq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1414,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	615,05 kN/m ²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,26
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	2,84
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	607,64 kN/m ²
Resistenza di progetto	337,58 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,27
Fattore [Nc]	17,43
Fattore [Ng]	4,84
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	920,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	511,54 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,26
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	2,76
Fattore forma [Sc]	1,08
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,04
Fattore profondità [Dg]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	640,56 kN/m ²
Resistenza di progetto	355,86 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,26
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	5,22
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	898,53 kN/m ²
Resistenza di progetto	499,18 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,26
Fattore [Nc]	14,63
Fattore [Ng]	3,78
Fattore forma [Sc]	1,08
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	732,21 kN/m ²
Resistenza di progetto	406,78 kN/m ²

CONDIZIONI NON DRENATE**DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	43,869131/11,063824
Larghezza fondazione	14,0 m
Lunghezza fondazione	68,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Profondità falda	16,0

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
6,0	19,0	19,0	24,2	24,2	10,0	10,0	95,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15,6	20,0	20,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma
Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	387,34 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	215,19 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 15493,41 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	541,36 kN/m ²
Resistenza di progetto	235,37 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	560,5 kN/m ²
Resistenza di progetto	243,7 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [lc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0

Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	534,67 kN/m ²
Resistenza di progetto	232,47 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	541,36 kN/m ²
Resistenza di progetto	235,37 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	541,93 kN/m ²
Resistenza di progetto	235,62 kN/m ²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	392,11 kN/m ²
Resistenza di progetto	217,84 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	405,79 kN/m ²
Resistenza di progetto	225,44 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [lc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [lq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	387,34 kN/m ²
Resistenza di progetto	215,19 kN/m ²

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,04
Fattore profondità [Dc]	0,03
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	392,11 kN/m ²
Resistenza di progetto	217,84 kN/m ²

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	392,52 kN/m ²
Resistenza di progetto	218,07 kN/m ²

=====