






COMUNI di SANTERAMO IN COLLE e ALTAMURA

Proponente	EMERA s.r.l. Largo Augusto n°3 - 20122 Milano (MI)		 Società controllata al 100% da BayWa r.e. Italia srl Largo Augusto n°3 - 20122 Milano (MI)		
Coordinamento	SOLARIS ENGINEERING S.R.L. Via le Trieste snc - 74025 Marina di Ginosa (TA) Tel. 099/8277406 e-mail: info@solarisengineering.it		Progettazione Civile - Elettrica	STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA Ing. Roberto Montemurro Via Giuseppe Di Vittorio n.24 - 74016 Massafra (TA) Tel. +39 3505796290 e-mail: ing.roberto.montemurro@gmail.com	
Studio Ambientale e Paesaggistico	SOLARIS ENGINEERING S.R.L. Via le Trieste snc - 74025 Marina di Ginosa (TA) Tel. 099/8277406 e-mail: info@solarisengineering.it		Studio Acustico	STUDIO GIORDANO Ing. Daniele Giordano Via Armando Favia n.1 - 70100 Bari (BA) Tel. +39 3333613637 e-mail: studioinggiordano@gmail.com	
Studio Inidienza Ambientale Flora fauna ed ecosistema	TECNOVIA S.R.L. Piazza Fiera n.1 - 39100 Bolzano (BZ) Tel. 0471/282823 e-mail: info@tecnovia.it		Studio Geologico-Geotecnico	GEOLOGIA TECNICA & AMBIENTALE Dott. Geologo Francesco Sozio Via Nazario Sauro n.6 - 74013 Ginosa (TA) Tel. +39 3479831826 e-mail: francosozio@tiscali.it	
Progettazione Civile - Elettrica	MATE SYSTEM S.R.L. Via Papa Pio XII n.8 - 70020 Cassano delle Murge (BA) Tel. 080/5746758 e-mail: info@matesystemsrl.it		Studio Idrologico-Ibraulico	GEOLOGIA TECNICA & AMBIENTALE Dott. Geologo Francesco Sozio Via Nazario Sauro n.6 - 74013 Ginosa (TA) Tel. +39 3479831826 e-mail: francosozio@tiscali.it	
Studio Agronomico	STUDIO FRANCESCO PIGNATARO Via Carlo Levi snc - 74013 Ginosa (TA) Tel. 099/8294585 e-mail: segreteriastudiopignataro@gmail.com		Progettazione Strutturale	STUDIO INGEGNERIA Ing. Vito Giovanni Dell'Aere Via Pietro Micca n.21 - 74012 Crispiano (TA) Tel. +39 3280019436 e-mail: ing.dellaere@gmail.com	
Opera	Progetto per la realizzazione di un impianto per produzione d' energia elettrica da fonte solare fotovoltaica di potenza di picco pari a 44,01 MWp e potenza di immissione pari a 42,00 MW su tracker ad inseguimento monoassiale (nord-sud) nei Comuni di Santeramo in Colle ed Altamura (Zona Industriale "lesce") e delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto nel Comune di Matera.				
Oggetto	Folder: Relazioni e documenti del progetto definitivo dell'impianto		Sez. A		
	Nome Elaborato: G4KMY67_Relazione_Geotecnica_02.pdf		Codice Elaborato: A13		
	Descrizione Elaborato: Relazione geotecnica delle opere di progetto				
00	Settembre 2021	Riscontro alla nota di integrazione dell'Ufficio Energia n.8721 del 06/08/2021	G.V. Dell'Aere	R. Montemurro	Emera S.r.l.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione
Scala:		Codice Pratica: G4KMY67			
Formato: A4					

1. Dati generali e anagrafica

Ubicazione impianto

Nome Impianto	EMERA
Comune	Santeramo in Colle (BA) Altamura (BA)
CAP	70029 – Santeramo in Colle 70022 - Altamura
Indirizzo	Zona Industriale “Iesce”
Coordinate Geografiche (gradi decimali)	Lat. 40.748338° - Long. 16.667778°

Catasto dei terreni – Area di impianto

<u>Santeramo in Colle</u>	
Foglio	84 10-15-27-41-59-60-61-62-63-64-65-66-67-68-69-76-78- 81-82-83-84-85-86-87-88-89-91-92-95-96-97-98-228-229- 230-231-304-306-307-332-333-337-339-340-341-477- 478-872-873
Particelle	
Foglio	85 77-78-79-80-81-103-130-131-132-133-146-147-148-192- 194-196-198-200-285
Particelle	
<u>Altamura</u>	
Foglio	276
Particelle	28-50-122-159-160-176

Catasto dei terreni – Stazione Elettrica di Trasformazione

<u>Santeramo in Colle</u>	
Foglio	103 329-331-499-544-546-547 (Opere comuni per la connessione); 499 (Stazione Elettrica di Trasformazione 150/33 kV)
Particelle	
CTR	Regione Puglia

Proponente

Ragione Sociale	EMERA S.r.l.
Indirizzo	Largo Augusto n.3, 20122 Milano (MI)
P.IVA	11169110969

Terreni

Destinazione urbanistica	Santeramo in Colle – Zone “D3” per attività industriali Altamura – Zone “D1” per attività industriali artigianali
Estensione area	Circa 69,8914 ha
Estensione area di progetto	Circa 62,0000 ha

Caratteristiche dell’impianto

Potenza di picco complessiva DC	44010,00 kWp
Potenza AC complessiva richiesta in immissione	42000,00 kW
Potenza unitaria singolo modulo fotovoltaico	450 Wp
Numero di moduli fotovoltaici (tot)	97800
Numero di moduli per stringa	25
Numero di stringhe (tot)	3912
Numero di inverter	338
Numero di sottocampi	34
Numero di cabine di trasformazione	34
Potenza trasformatori BT/MT in resina	800-1000-1250-1600 kVA
Tipologia di strutture di sostegno	Ad inseguimento monoassiale
Posa delle strutture di sostegno	Direttamente infisse nel terreno

Layout impianto

Interasse tra le strutture	4,12 m
Distanza di rispetto da confine	5,00 m

Staff e professionisti coinvolti

Progetto a cura di	Solaris Engineering S.r.l.
Project Manager	Ing. Roberto Montemurro
Redattore documento	Ing. Vito Giovanni Dell’Aere

2. Premessa:

La presente relazione integra quanto già depositato in sede di presentazione di Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (P.A.U.R.) in data 05/03/2021, al fine di ottemperare alla richiesta di integrazione dell'Ufficio Energia Regione Puglia, nota prot. A00_159/2021.08.06 n.8712 ricevuta a mazzo PEC in data 09/08/2021.

In dettaglio, il punto 3) della sopracitata nota richiede di integrare la Relazione Geotecnica del progetto definitivo con le seguenti informazioni:

"... deve essere redatta in conformità all'art. 26 comma 1, lett. d) del D.P.R. n. 207/2010. Pertanto, si rileva che la relazione è priva delle verifiche geotecniche riguardanti le opere del progetto (strutture di fondazione dei moduli fotovoltaici, delle cabine elettriche, della sottostazione elettrica utente, del sistema di sbarre in parallelo, eventuali strutture di fondazione di completamento dello stallo, ecc.), condotte ai sensi della normativa di settore vigente (NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa)."

A tal proposito si produce la presente relazione, denominata G4KMY67 RelazioneGeotecnica 02 che integra la Relazione Geotecnica già depositata in sede di presentazione del P.A.U.R. e che presenta i seguenti contenuti:

- a) Relazione geotecnica delle fondazioni delle cabine di trasformazione MT/bt di impianto;
- b) Relazione geotecnica delle fondazioni della cabina elettrica di monitoraggio di impianto;
- c) Relazione geotecnica delle fondazioni della cabina elettrica generale MT di impianto;
- d) Relazione geotecnica delle fondazioni delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici;
- e) Relazione geotecnica delle fondazioni della recinzione perimetrale di impianto;
- f) Relazione geotecnica delle fondazioni dei pali per i servizi ausiliari perimetrali (TVCC, antintrusione, illuminazione);
- g) Relazione geotecnica delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche unipolari di Alta Tensione in SSE Utente;
- h) Relazione geotecnica delle fondazioni dei colonnini portasbarre di Alta Tensione in SSE Utente e di raccolta;
- i) Relazione geotecnica delle fondazioni dei sezionatori tripolari di Alta Tensione in SSE Utente e di raccolta;
- j) Relazione geotecnica delle fondazioni degli interruttori tripolari di Alta Tensione in SSE Utente.
- k) Relazione geotecnica delle fondazioni dei locali tecnici in SSE Utente.
- l) Relazione geotecnica delle fondazioni del trasformatore AT/MT in SSE Utente.

Taranto, Settembre 2021

Il Tecnico
Ing. Vito Giovanni Dell'Aere



RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI CABINE DI TRASFORMAZIONE MT/bt

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996"
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo"
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali"
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riporta la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- **Base** larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Altezza** altezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Lung. Elem.** dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- **Lung. Travata** nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- **Dia. Eq.** diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- **Spessore** spessore dell'elemento
- **Superficie** superficie dell'elemento

- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Qres P ammissibile) termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 16	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 17	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	10.000	248.000	20.000	344.000	344.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3552 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0897 + 0.5532 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1325 / 0.6428 = 0,206 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 2292.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLlim = 0.0 / 2287.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-8664.5	-0.0650	-0.0650
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-17662.3	-0.1325	-0.1325

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3552 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0762 + 0.4241 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.5003 = 0,172 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 1121.5 / 3022.9 = 0,371 Ok (Cmb. n. 026)

TL / TLlim = 1097.6 / 3018.7 = 0,364 Ok (Cmb. n. 005)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	336.5	-1097.6	-11463.8	-0.0860	-0.0860
021	SLV A1	Si	0.000	0.000	1121.5	-329.3	-11463.8	-0.0860	-0.0860
026	SLV A1	Si	0.000	0.000	-1121.5	-329.3	-11463.8	-0.0860	-0.0860

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3552 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0829 + 0.4864 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.5693 = 0,151 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 557.0 / 3022.9 = 0,184 Ok (Cmb. n. 054)

TL / TLlim = 544.8 / 3018.7 = 0,180 Ok (Cmb. n. 038)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
038	SLD	Si	0.000	0.000	-167.1	-544.8	-11463.8	-0.0860	-0.0860
053	SLD	Si	0.000	0.000	557.0	-163.4	-11463.8	-0.0860	-0.0860
054	SLD	Si	0.000	0.000	-557.0	-163.4	-11463.8	-0.0860	-0.0860

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI CABINA ELETTRICA DI MONITORAGGIO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996"
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo"
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali"
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riporta la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- **Base** larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Altezza** altezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Lung. Elem.** dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- **Lung. Travata** nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- **Dia. Eq.** diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- **Spessore** spessore dell'elemento
- **Superficie** superficie dell'elemento

- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Qres P ammissibile) termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 16	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 17	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 21	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 24	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1

Platea n. 25	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 28	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 29	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 31	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 32	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 33	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 34	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 35	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 36	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 37	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 38	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 40	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 41	Platea	001	10.000	71.898	20.000	4060.000	4	1
Platea n. 42	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 44	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 45	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 46	Platea	001	10.000	89.099	20.000	6235.000	4	1
Platea n. 47	Platea	001	10.000	89.099	20.000	6235.000	4	1
Platea n. 48	Platea	001	10.000	89.099	20.000	6235.000	4	1
Platea n. 49	Platea	001	10.000	89.099	20.000	6235.000	4	1
Platea n. 50	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.	
n.			cm	cm	cm	cm	cm	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	10.000	320.000	20.000	600.000	600.000	

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0839 + 0.7667 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1325 / 0.8506 = 0,156 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 5150.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLlim = 0.0 / 5134.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-19500.0	-0.0650	-0.0650
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-39750.0	-0.1325	-0.1325

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0706 + 0.5808 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.6514 = 0,132 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 2565.0 / 6795.7 = 0,377 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLlim = 2481.9 / 6783.6 = 0,366 Ok (Cmb. n. 022)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	2565.0	744.6	-25800.0	-0.0860	-0.0860
022	SLV A1	Si	0.000	0.000	769.5	-2481.9	-25800.0	-0.0860	-0.0860

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0772 + 0.6703 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.7475 = 0,115 Ok (Cmb. n. 042)

TB / TBlim = 1274.2 / 6795.7 = 0,188 Ok (Cmb. n. 042)

TL / TLLim = 1231.8 / 6783.6 = 0,182 Ok (Cmb. n. 053)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
042	SLD	Si	0.000	0.000	1274.2	-369.5	-25800.0	-0.0860	-0.0860
053	SLD	Si	0.000	0.000	382.3	1231.8	-25800.0	-0.0860	-0.0860

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI CABINA ELETTRICA GENERALE DI IMPIANTO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996"
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo"
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali"
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riporta la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- **Base** larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Altezza** altezza della sezione trasversale dell'elemento
- **Lung. Elem.** dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- **Lung. Travata** nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- **Dia. Eq.** diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- **Spessore** spessore dell'elemento
- **Superficie** superficie dell'elemento

- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Qres P ammissibile) termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 16	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 17	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 21	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 24	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1

Platea n. 25	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 28	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 29	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 31	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 32	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 33	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 34	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 35	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 36	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 37	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 38	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 40	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 41	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 42	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 44	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 45	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 46	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 47	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 48	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 49	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 50	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 51	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 52	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 53	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 54	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 55	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 56	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 57	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 58	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 59	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 60	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 61	Platea	001	10.000	69.375	20.000	3780.000	4	1
Platea n. 62	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 63	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 64	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 65	Platea	001	10.000	85.972	20.000	5805.000	4	1
Platea n. 66	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 67	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 68	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 69	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 70	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 71	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 72	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 73	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 74	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 75	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 76	Platea	001	10.000	74.336	20.000	4340.000	4	1
Platea n. 77	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 78	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 79	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1
Platea n. 80	Platea	001	10.000	92.120	20.000	6665.000	4	1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	10.000	320.000	20.000	960.000	960.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_R di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0781 + 0.8447 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1325 / 0.9228 = 0,144 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 8240.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLim = 0.0 / 8204.7 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-31200.0	-0.0650	-0.0650
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-63600.0	-0.1325	-0.1325

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0648 + 0.6298 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.6946 = 0,124 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 4179.6 / 10873.1 = 0,384 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLim = 4082.2 / 10845.5 = 0,376 Ok (Cmb. n. 026)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	4179.6	1224.7	-41280.0	-0.0860	-0.0860
026	SLV A1	Si	0.000	0.000	1253.9	-4082.2	-41280.0	-0.0860	-0.0860

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.4531 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0714 + 0.7329 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0860 / 0.8043 = 0,107 Ok (Cmb. n. 037)

TB / TBlim = 2076.6 / 10873.1 = 0,191 Ok (Cmb. n. 037)

TL / TLim = 2025.8 / 10845.5 = 0,187 Ok (Cmb. n. 053)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
037	SLD	Si	0.000	0.000	2076.6	607.7	-41280.0	-0.0860	-0.0860
053	SLD	Si	0.000	0.000	623.0	2025.8	-41280.0	-0.0860	-0.0860

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI FOTOVOLTAICI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_c = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_p \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T$$
$$= \frac{Q_L}{\eta_L} + W_p \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- Q_c resistenza a compressione del palo
- Q_T resistenza a trazione del palo
- Q_p carico limite verticale alla punta del palo

- Q_L carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$ attrito negativo agente sul palo
- W_P peso totale del palo
- η_{II} coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- η_A coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " Q_P " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " Q_L " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_P = A_P \cdot (q_P \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- A_P superficie portante efficace della punta del palo
- q_P pressione del terreno presente alla punta del palo
- c coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata $c = c_u$)
- N_q^*, N_c^* fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ_{cor} del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Meyerhof per base poggiate su terreni sciolti (1951)

- se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} & N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \\ s_q &= 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) && (\text{fattori di forma}) \\ d_q &= 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

- se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= 1.00 & N_c &= \pi + 2 \\ s_q &= 1.00 & s_c &= 1.20 && (\text{fattori di forma}) \\ d_q &= 1.00 & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

Formulazione di Hansen per base poggiate su terreni sciolti (1970)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg}(\phi) \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad \text{(fattori di forma)}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\phi))^2 \cdot \theta \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

dove: se $\frac{L}{D} \leq 1 \Rightarrow \theta = \frac{L}{D}$, se $\frac{L}{D} > 1 \Rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{L}{D}\right)$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q = 1.00 \quad N_c = \pi + 2$$

$$s_q = 1.00 \quad s_c = 1.20 \quad \text{(fattori di forma)}$$

$$d_q = 1.00 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

Formulazione di Zeevaert per base poggiate su terreni sciolti (1972)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\phi)}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{\left(\frac{3 \cdot \pi}{2} + \phi\right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Berezantzev per base poggiate su terreni sciolti (1970)

Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano della punta del palo. Inoltre considera il cilindro di terreno coassiale al palo (avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento) in parte sostenuto da tensioni tangenziali dal rimanente terreno presente lungo la superficie laterale del cilindro. Conseguentemente il valore della pressione presente alla punta del palo è inferiore alla corrispondente pressione litostatica ed è influenzata dal rapporto tra la profondità alla quale è posta la punta "L" del palo e il diametro "D" dello stesso. Quindi il valore di N_q è influenzato da questo effetto "Silo". I valori che l'autore propone sono:

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

Valori di N_q^* per pali di diametro fino a 80.0 cm.

L/Δ	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.07	2.18	3.15	4.72	7.15	10.73	15.85	22.95	32.62	45.56	62.69	85.18	114.53	152.71	202.32	266.82	350.86	460.79	605.36
12	1.04	1.77	2.46	3.64	5.52	8.42	12.71	18.85	27.44	39.21	55.07	76.20	104.13	140.81	188.86	251.72	334.05	442.17	584.82
20	1.03	1.63	2.20	3.20	4.82	7.38	11.22	16.82	24.76	35.79	50.83	71.06	98.01	133.65	180.59	242.29	323.39	430.21	571.48
28	1.03	1.54	2.05	2.93	4.40	6.72	10.26	15.48	22.96	33.43	47.84	67.37	93.54	128.35	174.39	235.13	315.21	420.95	561.08
36	1.02	1.49	1.94	2.75	4.10	6.26	9.57	14.49	21.60	31.64	45.53	64.48	90.00	124.10	169.36	229.27	308.46	413.26	552.38
50	1.02	1.42	1.82	2.53	3.74	5.68	8.70	13.23	19.84	29.27	42.45	60.56	85.14	118.18	162.30	220.95	298.80	402.16	539.74
75	1.02	1.35	1.69	2.30	3.33	5.02	7.69	11.74	17.73	26.37	38.58	55.55	78.82	110.38	152.84	209.67	285.53	386.74	522.01
100	1.01	1.31	1.61	2.14	3.07	4.60	7.02	10.74	16.28	24.34	35.84	51.95	74.19	104.56	145.68	201.02	275.23	374.64	507.95
200	1.01	1.22	1.44	1.84	2.54	3.71	5.60	8.56	13.05	19.73	29.43	43.30	62.82	89.95	127.29	178.30	247.63	341.59	468.90
500	1.01	1.14	1.29	1.55	2.02	2.82	4.14	6.24	9.50	14.45	21.83	32.64	48.25	70.49	101.85	145.69	206.57	290.75	406.87

Valori di N_q^* per pali di diametro maggiore a 80.0 cm.

L/Δ	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.16	3.09	3.95	5.04	6.44	8.22	10.50	13.41	17.12	21.87	27.92	35.65	45.53	58.14	74.24	94.80	121.05	154.57	197.38
12	1.21	3.14	3.98	5.05	6.42	8.14	10.34	13.13	16.68	21.18	26.90	34.17	43.41	55.15	70.07	89.03	113.13	143.77	182.72
20	1.26	3.18	4.01	5.06	6.39	8.06	10.18	12.85	16.23	20.49	25.88	32.69	41.29	52.16	65.89	83.26	105.21	132.97	168.06
28	1.30	3.22	4.04	5.07	6.36	7.99	10.02	12.57	15.78	19.81	24.86	31.20	39.17	49.16	61.72	77.49	97.29	122.16	153.40
36	1.35	3.27	4.07	5.08	6.34	7.91	9.86	12.30	15.33	19.12	23.84	29.72	37.04	46.17	57.55	71.72	89.38	111.36	138.75
44	1.39	3.31	4.10	5.09	6.31	7.83	9.70	12.02	14.88	18.43	22.81	28.23	34.92	43.18	53.38	65.95	81.46	100.56	124.09
52	1.44	3.35	4.14	5.10	6.29	7.75	9.54	11.74	14.44	17.74	21.79	26.75	32.80	40.19	49.21	60.18	73.54	89.76	109.43
56	1.46	3.37	4.15	5.10	6.27	7.71	9.46	11.60	14.21	17.40	21.28	26.00	31.74	38.70	47.12	57.30	69.58	84.36	102.10

60	1.49	3.39	4.17	5.11	6.26	7.67	9.38	11.46	13.99	17.06	20.77	25.26	30.68	37.20	45.03	54.42	65.62	78.96	94.77
65	1.51	3.42	4.19	5.12	6.25	7.62	9.28	11.29	13.71	16.63	20.13	24.33	29.35	35.33	42.43	50.81	60.67	72.21	85.61

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Vesic per base poggiate su terreni sciolti (1975)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}(\phi)} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 + \text{sen}(\phi)}{3 \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \quad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \quad I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \text{tg}(\phi))}$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- E_t modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo
- ν coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo
- α coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo (cioè $\alpha \neq 1$) il coefficiente di riduzione " α " assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \quad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\phi); \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Formulazione di Janbu per base poggiate su terreni sciolti (1976)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = (\text{tg}(\phi) + \sqrt{1 + \text{tg}^2(\phi)})^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$\vartheta = 60 + 0.45 \cdot Dr \quad \text{dove "Dr" è la densità relativa del terreno.}$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 5.74$$

Formulazione di Terzaghi per base poggiate su roccia (1943)

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \text{tg}(\phi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \frac{3}{2} \cdot \pi + 1$$

$$s_q = 1.00 \quad s_c = 1.30 \quad (\text{fattori di forma})$$

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q \quad N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz per base poggiate su roccia (1968)

$$\begin{aligned}
N_q &= \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) & N_c &= 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \\
s_q &= 1.00 & s_c &= 1.30 & & \text{(fattori di forma)} \\
N_q^* &= \text{RQD}^2 \cdot N_q \cdot s_q & N_c^* &= \text{RQD}^2 \cdot N_c \cdot s_c
\end{aligned}$$

CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot \text{tg}(\delta)) \cdot P_{\text{lat}} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- χ_a adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- σ_h tensione orizzontale alla generica profondità "z"
- δ angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- P_{lat} perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- L sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " c_a " è correlata alla coesione " c " nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " c_u " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " ψ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove: } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$

$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " c " in N/cm², il coefficiente d'adesione " ψ " può assumere i seguenti valori:

Caquot-Kerisel (consigliato per pali trivellati)

$$\psi = \frac{100 + c_*^2}{100 + 7 \cdot c_*^2}$$

Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$$

$$\text{se } c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$$

Whitaker-Cooke (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 2.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 2.50 < c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.80$$

$$\text{se } 5.00 < c_* \leq 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } c_* > 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

Woodward (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } 8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.50$$

$$\text{se } 12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

$$\text{se } c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.30$$

Viggiani e altri (consigliato per pali infissi)

se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 1.00$
se $5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.70$
se $10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.50$
se $15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.40$
se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.30$

Il valore della tensione orizzontale " σ_h " è correlato al valore della pressione verticale " σ_v " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " K_s " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " K_s " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Il programma permette di scegliere tra differenti teorie per il calcolo di K_s .

Opzione 1:

Metodo "Tomlinson (1971)"

K_s può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo " K_0 " fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva " K_p "; i valori proposti sono:

pali trivellati: $K_s = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$

pali infissi: $K_s =$ variabile da: $K_p = 1 + \text{tg}^2(\phi)$ in sommità fino a $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$ alla punta

Opzione 2:

Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile tra 2/3 e 1

pali infissi: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile da 3/4, per compattazione del terreno trascurabile, fino a 2, nel caso di compattazione significativa.

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " δ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

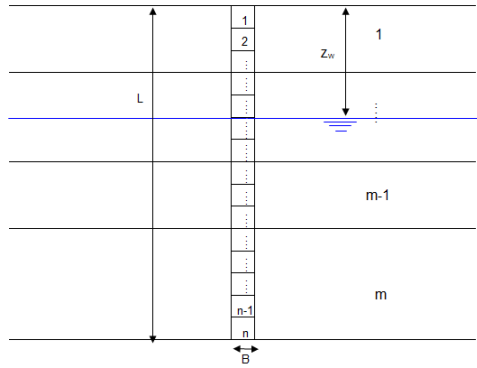
$$\delta = \text{arctg}(\text{tg}(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \text{arctg}\left(\frac{3}{4} \cdot \text{tg}(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

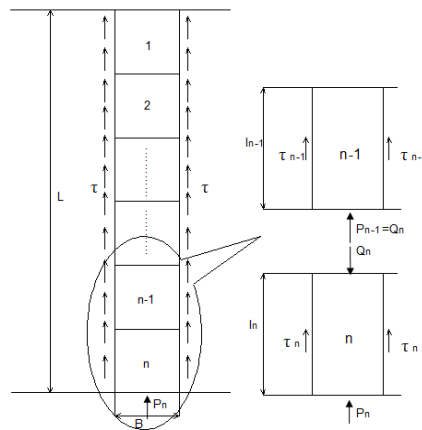
Per la determinazione del comportamento del palo singolo sottoposto a carichi applicati alla sommità, si fa riferimento all'approccio semiempirico delle curve di trasferimento (Coyle e Reese (1966)). Il metodo delle curve di trasferimento è basato su dati provenienti da prove di carico su pali strumentati; elaborando tali dati è possibile costruire le curve di trasferimento che legano la tensione tangenziale mobilitata all'interfaccia palo-terreno lungo un concio del palo con lo spostamento relativo.

La curva di trasferimento si ottiene con una procedura che prevede i seguenti passi:

1. Suddivisione del palo in n conci



- Definizione della resistenza limite del palo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche del terreno. In presenza di terreno stratificato la resistenza sarà uguale alla sommatoria delle resistenze limite di ogni strato di terreno attraversato dal palo.
- Si assegna all'estremità inferiore del palo (concio n) un cedimento W_p .
- Si considera la curva di trasferimento appropriata (carico alla punta-cedimento) in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di terreno presente e, noto il cedimento W_p , si ricava il carico alla punta P_n .



- Si ipotizza che il cedimento alla base del concio W_p sia uguale al cedimento W_n che si verifica a metà del concio ($W_p = W_n$).
- Con il valore di W_n si entra nell'appropriata curva di trasferimento (carico laterale-cedimento) e, nota la resistenza tangenziale limite, si ricava la tensione tangenziale mobilizzata.
- Il carico Q_n agente sulla sommità del concio n-esimo è dato da:

$$Q_n = P_n + \tau_n \pi B l$$

Dove:

$$l = \frac{L}{n}$$

8. Si calcola l'abbassamento elastico in corrispondenza della metà del concio n

$$V_n = \frac{Q_n + P_n}{2} \frac{2l}{\pi B^2 E_p}$$

9. Si somma il valore calcolato di V_n con il valore di cedimento W_p ipotizzato inizialmente:

$$W_n' = V_n + W_p$$

10. Se il valore W_n' differisce in maniera significativa dal valore di W_n si riparte da passo 3 entrando nella curva di trasferimento con il valore di W_n' .

11. Quando si ottiene la giusta convergenza si passa a considerare il concio (n-1) e così via fino ad arrivare alla testa del palo.

Il risultato di questa procedura è una curva carico-cedimento con la quale è possibile ricavare i cedimenti sulla base del carico applicato.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- X elem. ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem. ordinata nel riferimento globale dell'elemento
- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa
- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)
- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)
- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo

- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Torsionale sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

Valori di calcolo per le fondazioni profonde

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)

- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- S. Tagl. sollecitazione tagliante agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliante agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

PARAMETRI DI CALCOLO

Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale

Per elementi con micropali: Portanza di punta e laterale

Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:

Per terreni sciolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Per terreni lapidei: Terzaghi

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si

Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale Ks: Tomlinson

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50

Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali infissi:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1

- Coeff. M1 per c' (statico): 1

- Coeff. M1 per C_u (statico): 1

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1

- Coeff. M1 per C_u sismico): 1

- Coeff. R3 base: 1,15

- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15

- Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25

Fattore di correlazione: 1,70

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -150,0 cm	150,0 cm	001 / Limo sabbioso	Assente
2	da -150,0 a -250,0 cm	100,0 cm	002 / Sabbia calcarenitica	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Limo sabbioso**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,840 E-3	1,860 E-3	18,000	0,030	1171,544	2700,000	60,0	0,409	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia calcarenitica**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,700 E-3	1,950 E-3	25,000	0,120	2598,417	4500,000	60,0	0,366	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.	Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
-1586,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	1	001	15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'																			
n.	cm	cm																			
1	0,0	0,0																			

Elemento: 2 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.	Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
-2190,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	2	001	15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'																			
n.	cm	cm																			
1	0,0	0,0																			

Elemento: 3 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.	Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
-378,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	3	001	15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'																			
n.	cm	cm																			
1	0,0	0,0																			

Elemento: 9 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.	Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
-2794,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	9	001	15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'																			
n.	cm	cm																			
1	0,0	0,0																			

Elemento: 11 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.	Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
-3398,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	11	001	15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'																			
n.	cm	cm																			
1	0,0	0,0																			

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 12 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
-3801,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	12	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 13 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
1586,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	13	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 14 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
2190,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	14	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 21 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
2794,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	21	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 23 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
3398,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	23	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 24 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
3801,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	24	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
-------------	----------------	----------------

n. cm cm
1 0,0 0,0

Elemento: 27 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	27	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm			codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 28 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
378,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	28	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm			codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 29 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
982,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	29	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm			codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 32 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
-982,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	32	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm			codice	codice
15,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3881.7	-14195.7	0,273	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3881.7	22.4	691.1	-79580.0	975.7

Elemento: 2 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3882.2	-14195.7	0,273	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3882.2	16.5	690.9	-79560.0	1220.4

Elemento: 3 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3250.8	-14195.7	0,229	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3250.8	639.2	597.6	-69810.0	10790.0

Elemento: 9 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3936.7	-14195.7	0,277	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3936.7	93.7	714.6	-81120.0	2896.3

Elemento: 11 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3314.5	-14195.7	0,233	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3314.5	-549.4	595.6	-67180.0	-7631.3

Elemento: 12 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-2148.6	-14195.7	0,151	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-2148.6	38.5	370.4	-44860.0	2373.6

Elemento: 13 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3881.7	-14195.7	0,273	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3881.7	-22.4	691.1	-79580.0	-975.7

Elemento: 14 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3882.2	-14195.7	0,273	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3882.2	-16.5	690.9	-79560.0	-1220.4

Elemento: 21 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3936.7	-14195.7	0,277	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3936.7	-93.7	714.6	-81120.0	-2896.3

Elemento: 23 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3314.5	-14195.7	0,233	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3314.5	549.4	595.6	-67180.0	7631.3

Elemento: 24 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-2148.6	-14195.7	0,151	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-2148.6	-38.5	370.4	-44860.0	-2373.6

Elemento: 27 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-2163.2	-14195.7	0,152	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-2163.2	0.0	336.5	-38070.0	0.0

Elemento: 28 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3250.8	-14195.7	0,229	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3250.8	0.0	0.0	0.0	0.0

002 SLU STR No -3250.8 -639.2 597.6 -69810.0 -10790.0

Elemento: 29 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3940.7	-14195.7	0,278	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3940.7	59.5	713.4	-81170.0	746.0

Elemento: 32 - Palo singolo

$N_q = 278.795$, $\sigma_{punta} = 0.361$, $\phi = 32.5$, $N_c = 436.051$, $c_{punta} = 0.120$

Port. lat. = 893.2 daN, Port. punta = 27032.2 daN, P.P.Palo = 88.4 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
002	SLU STR	1	0.000	0.000	-3940.7	-14195.7	0,278	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
002	SLU STR	No	-3940.7	-59.5	713.4	-81170.0	-746.0

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2599.0	0.222

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2599.0	15.0	460.7	-53050.0	652.8

Elemento: 2 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2599.3	0.222

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2599.3	11.0	460.6	-53040.0	816.5

Elemento: 3 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2176.9	0.190

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2176.9	427.6	398.4	-46540.0	7221.1

Elemento: 9 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2635.8	0.223

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2635.8	62.7	476.4	-54080.0	1937.8

Elemento: 11 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
-------------	------	---------	---------	---	----------

n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2219.5	0.194		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2219.5	-367.6	397.1	-44790.0	-5105.8

Elemento: 12 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-1439.5	0.126		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-1439.5	25.8	246.9	-29910.0	1588.1

Elemento: 13 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2599.0	0.222		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2599.0	-15.0	460.7	-53050.0	-652.8

Elemento: 14 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2599.3	0.222		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2599.3	-11.0	460.6	-53040.0	-816.5

Elemento: 21 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2635.8	0.223		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2635.8	-62.7	476.4	-54080.0	-1937.8

Elemento: 23 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2219.5	0.194		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2219.5	367.6	397.1	-44790.0	5105.8

Elemento: 24 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-1439.5	0.126		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-1439.5	-25.8	246.9	-29910.0	-1588.1

Elemento: 27 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert		
n.	n.	cm	cm	daN	cm		
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-1449.1	0.127		
Sollecitazioni:							
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm

074	SLE rare	No	-1449.1	0.0	224.3	-25380.0	0.0
-----	----------	----	---------	-----	-------	----------	-----

Elemento: 28 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2176.9	0.190

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2176.9	-427.6	398.4	-46540.0	-7221.1

Elemento: 29 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2638.4	0.223

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2638.4	39.8	475.6	-54110.0	499.1

Elemento: 32 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
074 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-2638.4	0.223

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
074	SLE rare	No	-2638.4	-39.8	475.6	-54110.0	-499.1

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI RECINZIONE DI PROTEZIONE PERIMETRALE IMPIANTO FOTOVOLTAICO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_c = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_p \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T$$
$$= \frac{Q_L}{\eta_L} + W_p \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- Q_c resistenza a compressione del palo
- Q_T resistenza a trazione del palo
- Q_p carico limite verticale alla punta del palo

- Q_L carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$ attrito negativo agente sul palo
- W_P peso totale del palo
- η_{II} coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- η_A coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " Q_P " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " Q_L " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_P = A_P \cdot (q_P \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- A_P superficie portante efficace della punta del palo
- q_P pressione del terreno presente alla punta del palo
- c coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata $c = c_u$)
- N_q^*, N_c^* fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ_{cor} del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Meyerhof per base poggiate su terreni sciolti (1951)

- se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$\begin{aligned}
 N_q &= \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} & N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \\
 s_q &= 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) && (\text{fattori di forma}) \\
 d_q &= 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\
 N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c
 \end{aligned}$$

- se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$\begin{aligned}
 N_q &= 1.00 & N_c &= \pi + 2 \\
 s_q &= 1.00 & s_c &= 1.20 && (\text{fattori di forma}) \\
 d_q &= 1.00 & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\
 N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c
 \end{aligned}$$

Formulazione di Hansen per base poggiate su terreni sciolti (1970)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg}(\phi) \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad \text{(fattori di forma)}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\phi))^2 \cdot \theta \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

dove: se $\frac{L}{D} \leq 1 \Rightarrow \theta = \frac{L}{D}$, se $\frac{L}{D} > 1 \Rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{L}{D}\right)$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q = 1.00 \quad N_c = \pi + 2$$

$$s_q = 1.00 \quad s_c = 1.20 \quad \text{(fattori di forma)}$$

$$d_q = 1.00 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

Formulazione di Zeevaert per base poggiate su terreni sciolti (1972)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\phi)}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{\left(\frac{3 \cdot \pi}{2} + \phi\right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Berezantzev per base poggiate su terreni sciolti (1970)

Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano della punta del palo. Inoltre considera il cilindro di terreno coassiale al palo (avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento) in parte sostenuto da tensioni tangenziali dal rimanente terreno presente lungo la superficie laterale del cilindro. Conseguentemente il valore della pressione presente alla punta del palo è inferiore alla corrispondente pressione litostatica ed è influenzata dal rapporto tra la profondità alla quale è posta la punta "L" del palo e il diametro "D" dello stesso. Quindi il valore di N_q è influenzato da questo effetto "Silo". I valori che l'autore propone sono:

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

Valori di N_q^* per pali di diametro fino a 80.0 cm.

L/Δ	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.07	2.18	3.15	4.72	7.15	10.73	15.85	22.95	32.62	45.56	62.69	85.18	114.53	152.71	202.32	266.82	350.86	460.79	605.36
12	1.04	1.77	2.46	3.64	5.52	8.42	12.71	18.85	27.44	39.21	55.07	76.20	104.13	140.81	188.86	251.72	334.05	442.17	584.82
20	1.03	1.63	2.20	3.20	4.82	7.38	11.22	16.82	24.76	35.79	50.83	71.06	98.01	133.65	180.59	242.29	323.39	430.21	571.48
28	1.03	1.54	2.05	2.93	4.40	6.72	10.26	15.48	22.96	33.43	47.84	67.37	93.54	128.35	174.39	235.13	315.21	420.95	561.08
36	1.02	1.49	1.94	2.75	4.10	6.26	9.57	14.49	21.60	31.64	45.53	64.48	90.00	124.10	169.36	229.27	308.46	413.26	552.38
50	1.02	1.42	1.82	2.53	3.74	5.68	8.70	13.23	19.84	29.27	42.45	60.56	85.14	118.18	162.30	220.95	298.80	402.16	539.74
75	1.02	1.35	1.69	2.30	3.33	5.02	7.69	11.74	17.73	26.37	38.58	55.55	78.82	110.38	152.84	209.67	285.53	386.74	522.01
100	1.01	1.31	1.61	2.14	3.07	4.60	7.02	10.74	16.28	24.34	35.84	51.95	74.19	104.56	145.68	201.02	275.23	374.64	507.95
200	1.01	1.22	1.44	1.84	2.54	3.71	5.60	8.56	13.05	19.73	29.43	43.30	62.82	89.95	127.29	178.30	247.63	341.59	468.90
500	1.01	1.14	1.29	1.55	2.02	2.82	4.14	6.24	9.50	14.45	21.83	32.64	48.25	70.49	101.85	145.69	206.57	290.75	406.87

Valori di N_q^* per pali di diametro maggiore a 80.0 cm.

L/Δ	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.16	3.09	3.95	5.04	6.44	8.22	10.50	13.41	17.12	21.87	27.92	35.65	45.53	58.14	74.24	94.80	121.05	154.57	197.38
12	1.21	3.14	3.98	5.05	6.42	8.14	10.34	13.13	16.68	21.18	26.90	34.17	43.41	55.15	70.07	89.03	113.13	143.77	182.72
20	1.26	3.18	4.01	5.06	6.39	8.06	10.18	12.85	16.23	20.49	25.88	32.69	41.29	52.16	65.89	83.26	105.21	132.97	168.06
28	1.30	3.22	4.04	5.07	6.36	7.99	10.02	12.57	15.78	19.81	24.86	31.20	39.17	49.16	61.72	77.49	97.29	122.16	153.40
36	1.35	3.27	4.07	5.08	6.34	7.91	9.86	12.30	15.33	19.12	23.84	29.72	37.04	46.17	57.55	71.72	89.38	111.36	138.75
44	1.39	3.31	4.10	5.09	6.31	7.83	9.70	12.02	14.88	18.43	22.81	28.23	34.92	43.18	53.38	65.95	81.46	100.56	124.09
52	1.44	3.35	4.14	5.10	6.29	7.75	9.54	11.74	14.44	17.74	21.79	26.75	32.80	40.19	49.21	60.18	73.54	89.76	109.43
56	1.46	3.37	4.15	5.10	6.27	7.71	9.46	11.60	14.21	17.40	21.28	26.00	31.74	38.70	47.12	57.30	69.58	84.36	102.10

60	1.49	3.39	4.17	5.11	6.26	7.67	9.38	11.46	13.99	17.06	20.77	25.26	30.68	37.20	45.03	54.42	65.62	78.96	94.77
65	1.51	3.42	4.19	5.12	6.25	7.62	9.28	11.29	13.71	16.63	20.13	24.33	29.35	35.33	42.43	50.81	60.67	72.21	85.61

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Vesic per base poggiate su terreni sciolti (1975)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}(\phi)} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 + \text{sen}(\phi)}{3 \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \quad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \quad I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \text{tg}(\phi))}$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- E_t modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo
- ν coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo
- α coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo (cioè $\alpha \neq 1$) il coefficiente di riduzione " α " assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \quad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\phi); \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Formulazione di Janbu per base poggiate su terreni sciolti (1976)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = (\text{tg}(\phi) + \sqrt{1 + \text{tg}^2(\phi)})^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$\vartheta = 60 + 0.45 \cdot Dr \quad \text{dove "Dr" è la densità relativa del terreno.}$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 5.74$$

Formulazione di Terzaghi per base poggiate su roccia (1943)

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \text{tg}(\phi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \frac{3}{2} \cdot \pi + 1$$

$$s_q = 1.00 \quad s_c = 1.30 \quad (\text{fattori di forma})$$

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q \quad N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz per base poggiate su roccia (1968)

$$\begin{aligned}
N_q &= \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) & N_c &= 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \\
s_q &= 1.00 & s_c &= 1.30 & & \text{(fattori di forma)} \\
N_q^* &= \text{RQD}^2 \cdot N_q \cdot s_q & N_c^* &= \text{RQD}^2 \cdot N_c \cdot s_c
\end{aligned}$$

CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot \text{tg}(\delta)) \cdot P_{\text{lat}} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- χ_a adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- σ_h tensione orizzontale alla generica profondità "z"
- δ angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- P_{lat} perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- L sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " c_a " è correlata alla coesione " c " nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " c_u " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " ψ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove: } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$

$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " c " in N/cm², il coefficiente d'adesione " ψ " può assumere i seguenti valori:

Caquot-Kerisel (consigliato per pali trivellati)

$$\psi = \frac{100 + c_*^2}{100 + 7 \cdot c_*^2}$$

Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$$

$$\text{se } c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$$

Whitaker-Cooke (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 2.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 2.50 < c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.80$$

$$\text{se } 5.00 < c_* \leq 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } c_* > 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

Woodward (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } 8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.50$$

$$\text{se } 12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

$$\text{se } c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.30$$

Viggiani e altri (consigliato per pali infissi)

se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 1.00$
se $5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.70$
se $10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.50$
se $15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.40$
se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2$	\Rightarrow	$\psi = 0.30$

Il valore della tensione orizzontale " σ_h " è correlato al valore della pressione verticale " σ_v " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " K_s " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " K_s " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Il programma permette di scegliere tra differenti teorie per il calcolo di K_s .

Opzione 1:

Metodo "Tomlinson (1971)"

K_s può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo " K_0 " fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva " K_p "; i valori proposti sono:

pali trivellati: $K_s = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$

pali infissi: $K_s =$ variabile da: $K_p = 1 + \text{tg}^2(\phi)$ in sommità fino a $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$ alla punta

Opzione 2:

Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile tra 2/3 e 1

pali infissi: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile da 3/4, per compattazione del terreno trascurabile, fino a 2, nel caso di compattazione significativa.

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " δ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

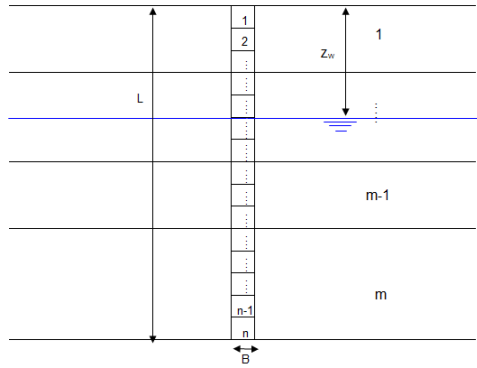
$$\delta = \text{arctg}(\text{tg}(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \text{arctg}\left(\frac{3}{4} \cdot \text{tg}(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

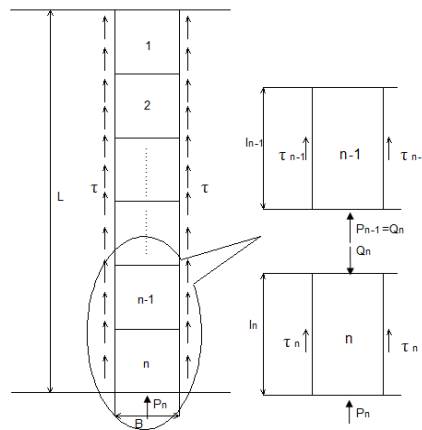
Per la determinazione del comportamento del palo singolo sottoposto a carichi applicati alla sommità, si fa riferimento all'approccio semiempirico delle curve di trasferimento (Coyle e Reese (1966)). Il metodo delle curve di trasferimento è basato su dati provenienti da prove di carico su pali strumentati; elaborando tali dati è possibile costruire le curve di trasferimento che legano la tensione tangenziale mobilitata all'interfaccia palo-terreno lungo un concio del palo con lo spostamento relativo.

La curva di trasferimento si ottiene con una procedura che prevede i seguenti passi:

1. Suddivisione del palo in n conci



2. Definizione della resistenza limite del palo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche del terreno. In presenza di terreno stratificato la resistenza sarà uguale alla sommatoria delle resistenze limite di ogni strato di terreno attraversato dal palo.
3. Si assegna all'estremità inferiore del palo (concio n) un cedimento W_p .
4. Si considera la curva di trasferimento appropriata (carico alla punta-cedimento) in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di terreno presente e, noto il cedimento W_p , si ricava il carico alla punta P_n .



5. Si ipotizza che il cedimento alla base del concio W_p sia uguale al cedimento W_n che si verifica a metà del concio ($W_p = W_n$).
6. Con il valore di W_n si entra nell'appropriata curva di trasferimento (carico laterale-cedimento) e, nota la resistenza tangenziale limite, si ricava la tensione tangenziale mobilizzata.
7. Il carico Q_n agente sulla sommità del concio n-esimo è dato da:

$$Q_n = P_n + \tau_n \pi B l$$

Dove:

$$l = \frac{L}{n}$$

8. Si calcola l'abbassamento elastico in corrispondenza della metà del concio n

$$V_n = \frac{Q_n + P_n}{2} \frac{2l}{\pi B^2 E_p}$$

9. Si somma il valore calcolato di V_n con il valore di cedimento W_p ipotizzato inizialmente:

$$W_n' = V_n + W_p$$

10. Se il valore W_n' differisce in maniera significativa dal valore di W_n si riparte da passo 3 entrando nella curva di trasferimento con il valore di W_n' .

11. Quando si ottiene la giusta convergenza si passa a considerare il concio (n-1) e così via fino ad arrivare alla testa del palo.

Il risultato di questa procedura è una curva carico-cedimento con la quale è possibile ricavare i cedimenti sulla base del carico applicato.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- X elem. ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem. ordinata nel riferimento globale dell'elemento
- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa
- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)
- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)
- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo

- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Torsionale sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

Valori di calcolo per le fondazioni profonde

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)

- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- S. Tagl. sollecitazione tagliante agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliante agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

PARAMETRI DI CALCOLO

Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:

Per elementi con pali: Solo portanza di punta

Per elementi con micropali: Solo portanza di punta

Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:

Per terreni sciolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Per terreni lapidei: Terzaghi

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si

Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale Ks: Tomlinson

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50

Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali infissi:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1

- Coeff. M1 per c' (statico): 1

- Coeff. M1 per C_u (statico): 1

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1

- Coeff. M1 per C_u sismico): 1

- Coeff. R3 base: 1,15

- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15

- Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25

Fattore di correlazione: 1,70

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -150,0 cm	150,0 cm	001 / Limo sabbioso	Assente
2	da -150,0 a -250,0 cm	100,0 cm	002 / Sabbia calcarenitica	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Limo sabbioso**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,840 E-3	1,860 E-3	18,000	0,030	1171,544	2700,000	60,0	0,409	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia calcarenitica**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,700 E-3	1,950 E-3	25,000	0,120	2598,417	4500,000	60,0	0,366	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	1	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 3 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	3	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 5 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
400,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	5	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 7 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
600,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	7	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0
Palo	Asc. X'	Ord. Y'												
n.	cm	cm												
1	0,0	0,0												

Elemento: 9 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.					Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.					codice	codice
800,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	9	001					0	0; 0; 0
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

Elemento: 11 - Palo singolo - Tipologia pali: infissi

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
1000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	11	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice
8,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0

Palo	Asc. X'	Ord. Y'
n.	cm	cm
1	0,0	0,0

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

$N_q = 190.002$, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, $N_c = 340.969$, $c_{punta} = 0.030$

Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 3 - Palo singolo

$N_q = 190.002$, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, $N_c = 340.969$, $c_{punta} = 0.030$

Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 5 - Palo singolo

$N_q = 190.002$, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, $N_c = 340.969$, $c_{punta} = 0.030$

Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 7 - Palo singolo

$N_q = 190.002$, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, $N_c = 340.969$, $c_{punta} = 0.030$

Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 9 - Palo singolo

Nq = 190.002, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, Nc = 340.969, c punta = 0.030
 Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 11 - Palo singolo

Nq = 190.002, $\sigma_{punta} = 0.184$, $\phi = 29.0$, Nc = 340.969, c punta = 0.030
 Port. punta = 2271.5 daN, P.P.Palo = 12.6 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-27.9	-1149.3	0,024	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-27.9	0.0	0.0	0.0	0.0

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 3 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 5 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 7 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 9 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 11 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
137 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-21.5	0.010

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
137	SLE rare	No	-21.5	0.0	0.0	0.0	0.0

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI PALI SERVIZI PERIMETRALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale "Δσ_v". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	25,000	0,000	577,426	1000,000	60,0	0,366	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base	Altezza	Lung.Elem.	Lung.Trav.
			cm	cm	cm	cm	cm
Plinto n. 1	Plinto	001	70.000	50.000	60.000	50.000	50.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Elemento: Plinto n. 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1966 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.9599 + 0.1003 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.9200 / 1.0601 = 0,868 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 254.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLim = 36.0 / 220.9 = 0,163 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	14.880	0.0	36.0	-508.1	0.0000	-0.6700
002	SLU STR	No	0.000	19.343	0.0	36.0	-390.8	0.0000	-0.9200

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1966 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.9392 + 0.0702 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3200 / 1.0094 = 0,317 Ok (Cmb. n. 019)

TB / TBlim = 41.1 / 195.8 = 0,210 Ok (Cmb. n. 019)

TL / TLim = 41.1 / 195.8 = 0,210 Ok (Cmb. n. 003)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
003	SLV A1	Si	2.058	6.861	12.3	41.1	-390.8	0.0000	-0.3200
019	SLV A1	Si	6.861	2.058	41.1	12.3	-390.8	0.0000	-0.3200

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1966 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.9987 + 0.0886 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2600 / 1.0874 = 0,239 Ok (Cmb. n. 051)

TB / TBlim = 26.5 / 195.8 = 0,135 Ok (Cmb. n. 051)

TL / TLim = 26.5 / 195.8 = 0,135 Ok (Cmb. n. 035)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
035	SLD	Si	1.294	4.313	8.0	26.5	-390.8	-0.0512	-0.2600
051	SLD	Si	4.313	1.294	26.5	8.0	-390.8	-0.0512	-0.2600

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI APPARECCHIATURE UNIPOLARI ALTA TENSIONE IN SSE UTENTE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale "Δσ_v". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base	Altezza	Lung.Elem.	Lung.Trav.
			cm	cm	cm	cm	cm
Plinto n. 1	Plinto	001	60.000	140.000	60.000	140.000	140.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Elemento: Plinto n. 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2984 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.6576 + 0.2696 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3000 / 0.9272 = 0,324 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 1423.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLlim = 0.0 / 1423.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-4348.5	-0.2200	-0.2200
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-5848.5	-0.3000	-0.3000

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2984 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.5425 + 0.1718 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3100 / 0.7144 = 0,434 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 498.7 / 1304.8 = 0,382 Ok (Cmb. n. 021)

TL / TLim = 498.7 / 1304.8 = 0,382 Ok (Cmb. n. 005)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	2.559	8.529	149.6	498.7	-4145.0	-0.1100	-0.3100
021	SLV A1	Si	8.529	2.559	498.7	149.6	-4145.0	-0.1100	-0.3100

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2984 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.5890 + 0.2083 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2700 / 0.7973 = 0,339 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 293.5 / 1304.8 = 0,225 Ok (Cmb. n. 053)

TL / TLim = 293.5 / 1304.8 = 0,225 Ok (Cmb. n. 037)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
037	SLD	Si	1.506	5.019	88.0	293.5	-4145.0	-0.1500	-0.2700
053	SLD	Si	5.019	1.506	293.5	88.0	-4145.0	-0.1500	-0.2700

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI PLINTO PORTASBARRE ALTA TENSIONE IN SSE UTENTE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(\frac{0.6 \cdot B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale "Δσ_v". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base	Altezza	Lung.Elem.	Lung.Trav.
			cm	cm	cm	cm	cm
Plinto n. 1	Plinto	001	100.000	160.000	60.000	160.000	160.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Elemento: Plinto n. 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3976 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.1557 + 0.3081 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2700 / 1.4638 = 0,184 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 1770.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLim = 0.0 / 1770.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-5518.5	-0.2200	-0.2200
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-7018.5	-0.2700	-0.2700

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3976 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.9589 + 0.2030 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2700 / 1.1619 = 0,232 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 590.4 / 1572.0 = 0,376 Ok (Cmb. n. 021)

TL / TLim = 590.4 / 1572.0 = 0,376 Ok (Cmb. n. 005)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	2.420	8.068	177.1	590.4	-5045.0	-0.1200	-0.2700
021	SLV A1	Si	8.068	2.420	590.4	177.1	-5045.0	-0.1200	-0.2700

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3976 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.0417 + 0.2442 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2400 / 1.2859 = 0,187 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 337.4 / 1572.0 = 0,215 Ok (Cmb. n. 053)

TL / TLim = 337.4 / 1572.0 = 0,215 Ok (Cmb. n. 037)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
037	SLD	Si	1.383	4.611	101.2	337.4	-5045.0	-0.1500	-0.2400
053	SLD	Si	4.611	1.383	337.4	101.2	-5045.0	-0.1500	-0.2400

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI SEZIONATORE TRIPOLARE ALTA TENSIONE IN SSE UTENTE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(\frac{0.6 \cdot B}{L} - 4.4 \right) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson " ν ", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	15.000	87.039	30.000	5950.000	4	1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	15.000	112.000	30.000	384.000	384.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di

combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1793 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1191 + 0.3175 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1698 / 0.4366 = 0,389 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 1767.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLim = 0.0 / 1733.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-6552.0	-0.0975	-0.0975
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-11052.0	-0.1611	-0.1698

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1793 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0976 + 0.2328 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1135 / 0.3304 = 0,344 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 787.5 / 1989.5 = 0,396 Ok (Cmb. n. 018)

TL / TLim = 785.8 / 1963.1 = 0,400 Ok (Cmb. n. 022)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	787.5	235.7	-7440.0	-0.1089	-0.1135
018	SLV A1	Si	0.000	0.000	787.5	-235.7	-7440.0	-0.1089	-0.1135
022	SLV A1	Si	0.000	0.000	236.2	-785.8	-7440.0	-0.1089	-0.1135

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1793 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1080 + 0.2725 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1135 / 0.3805 = 0,298 Ok (Cmb. n. 037)

TB / TBlim = 398.6 / 1989.5 = 0,200 Ok (Cmb. n. 046)

TL / TLim = 396.5 / 1963.1 = 0,202 Ok (Cmb. n. 057)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
037	SLD	Si	0.000	0.000	398.6	119.0	-7440.0	-0.1089	-0.1135
046	SLD	Si	0.000	0.000	398.6	-119.0	-7440.0	-0.1089	-0.1135
057	SLD	Si	0.000	0.000	119.6	396.5	-7440.0	-0.1089	-0.1135

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI FONDAZIONE INTERRUETTORE TRIPOLARE ALTA TENSIONE IN SSE UTENTE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1 -** "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1 -** "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5 -** "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B$ $L_{rid} = L - 2 \cdot e_L$ dove e_B, e_L sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_S \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD . In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;}$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.}$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu}}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot D - 1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai

fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento

- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel

- caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
 - Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
 - TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
 - TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
 - TLLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
 - TL / TLLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
 - Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	15.000	107.047	30.000	9000.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	15.000	107.047	30.000	9000.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	15.000	107.047	30.000	9000.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	15.000	107.047	30.000	9000.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	15.000	118.345	30.000	11000.000	4	1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	15.000	160.000	30.000	496.000	496.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto

determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2446 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1190 + 0.4472 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.1419 / 0.5663 = 0,251 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 3234.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / Tllim = 0.0 / 3192.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-12090.0	-0.0975	-0.0975
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-16590.0	-0.1283	-0.1419

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2446 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0979 + 0.3294 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0987 / 0.4274 = 0,231 Ok (Cmb. n. 005)

TB / TBlim = 1228.5 / 3118.1 = 0,394 Ok (Cmb. n. 005)

TL / Tllim = 1226.1 / 3085.5 = 0,397 Ok (Cmb. n. 022)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	1228.5	367.8	-11700.0	-0.0914	-0.0987
022	SLV A1	Si	0.000	0.000	368.6	-1226.1	-11700.0	-0.0914	-0.0987

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2446 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1082 + 0.3854 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.0987 / 0.4936 = 0,200 Ok (Cmb. n. 049)

TB / TBlim = 615.0 / 3118.1 = 0,197 Ok (Cmb. n. 049)

TL / Tllim = 612.2 / 3085.5 = 0,198 Ok (Cmb. n. 054)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
049	SLD	Si	0.000	0.000	615.0	183.6	-11700.0	-0.0914	-0.0987
054	SLD	Si	0.000	0.000	184.5	-612.2	-11700.0	-0.0914	-0.0987

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI DEI LOCALI TECNICI IN STAZIONE ELETTRICA DI TRASFORMAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{0.75 \cdot \pi - \varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale "Δσ_v". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione (6 < Ca < 10): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione (5 < Delta < 10): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.699	4	1
Platea n. 2	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1
Platea n. 3	Platea	001	170.000	99.494	20.000	7774.737	4	1
Platea n. 4	Platea	001	170.000	107.026	20.000	8996.405	4	1
Platea n. 5	Platea	001	170.000	81.871	20.000	5264.474	4	1
Platea n. 6	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.743	4	1
Platea n. 7	Platea	001	170.000	115.408	20.000	10460.800	4	1
Platea n. 8	Platea	001	170.000	120.144	20.000	11336.870	4	1
Platea n. 9	Platea	001	170.000	106.520	20.000	8911.482	4	1
Platea n. 10	Platea	001	170.000	113.342	20.000	10089.550	4	1
Platea n. 11	Platea	001	170.000	113.162	20.000	10057.540	4	1
Platea n. 12	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.700	4	1
Platea n. 13	Platea	001	170.000	118.915	20.000	11106.220	4	1
Platea n. 14	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.700	4	1
Platea n. 15	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.740	4	1
Platea n. 16	Platea	001	170.000	117.587	20.000	10859.520	4	1
Platea n. 17	Platea	001	170.000	117.323	20.000	10810.800	4	1
Platea n. 18	Platea	001	170.000	81.871	20.000	5264.474	4	1
Platea n. 19	Platea	001	170.000	115.123	20.000	10409.100	4	1
Platea n. 20	Platea	001	170.000	118.291	20.000	10989.800	4	1
Platea n. 21	Platea	001	170.000	117.926	20.000	10922.240	4	1
Platea n. 22	Platea	001	170.000	117.045	20.000	10759.510	4	1
Platea n. 23	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.706	4	1
Platea n. 24	Platea	001	170.000	118.422	20.000	11014.220	4	1
Platea n. 25	Platea	001	170.000	106.256	20.000	8867.388	4	1
Platea n. 26	Platea	001	170.000	117.323	20.000	10810.800	4	1
Platea n. 27	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.743	4	1
Platea n. 28	Platea	001	170.000	99.402	20.000	7760.290	4	1
Platea n. 29	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1

Platea n. 30	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.697	4	1
Platea n. 31	Platea	001	170.000	117.045	20.000	10759.510	4	1
Platea n. 32	Platea	001	170.000	118.291	20.000	10989.800	4	1
Platea n. 33	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.742	4	1
Platea n. 34	Platea	001	170.000	118.034	20.000	10942.100	4	1
Platea n. 35	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.697	4	1
Platea n. 36	Platea	001	170.000	115.123	20.000	10409.100	4	1
Platea n. 37	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.724	4	1
Platea n. 38	Platea	001	170.000	115.095	20.000	10404.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	170.000	81.871	20.000	5264.474	4	1
Platea n. 40	Platea	001	170.000	115.123	20.000	10409.100	4	1
Platea n. 41	Platea	001	170.000	81.872	20.000	5264.517	4	1
Platea n. 42	Platea	001	170.000	113.535	20.000	10124.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	170.000	117.045	20.000	10759.510	4	1
Platea n. 44	Platea	001	170.000	118.034	20.000	10942.100	4	1
Platea n. 45	Platea	001	170.000	118.915	20.000	11106.220	4	1
Platea n. 46	Platea	001	170.000	119.931	20.000	11296.710	4	1
Platea n. 47	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.700	4	1
Platea n. 48	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.742	4	1
Platea n. 49	Platea	001	170.000	119.806	20.000	11273.250	4	1
Platea n. 50	Platea	001	170.000	101.627	20.000	8111.578	4	1
Platea n. 51	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.742	4	1
Platea n. 52	Platea	001	170.000	81.872	20.000	5264.516	4	1
Platea n. 53	Platea	001	170.000	115.408	20.000	10460.800	4	1
Platea n. 54	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.699	4	1
Platea n. 55	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1
Platea n. 56	Platea	001	170.000	115.095	20.000	10404.000	4	1
Platea n. 57	Platea	001	170.000	118.291	20.000	10989.800	4	1
Platea n. 58	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1
Platea n. 59	Platea	001	170.000	117.685	20.000	10877.580	4	1
Platea n. 60	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.742	4	1
Platea n. 61	Platea	001	170.000	81.871	20.000	5264.476	4	1
Platea n. 62	Platea	001	170.000	81.872	20.000	5264.516	4	1
Platea n. 63	Platea	001	170.000	102.350	20.000	8227.412	4	1
Platea n. 64	Platea	001	170.000	118.916	20.000	11106.220	4	1
Platea n. 65	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.700	4	1
Platea n. 66	Platea	001	170.000	112.864	20.000	10004.600	4	1
Platea n. 67	Platea	001	170.000	112.765	20.000	9987.063	4	1
Platea n. 68	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.706	4	1
Platea n. 69	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.706	4	1
Platea n. 70	Platea	001	170.000	115.408	20.000	10460.800	4	1
Platea n. 71	Platea	001	170.000	117.351	20.000	10816.000	4	1
Platea n. 72	Platea	001	170.000	115.408	20.000	10460.800	4	1
Platea n. 73	Platea	001	170.000	117.045	20.000	10759.510	4	1
Platea n. 74	Platea	001	170.000	96.003	20.000	7238.655	4	1
Platea n. 75	Platea	001	170.000	81.872	20.000	5264.517	4	1
Platea n. 76	Platea	001	170.000	123.556	20.000	11989.880	4	1
Platea n. 77	Platea	001	170.000	82.670	20.000	5367.727	4	1
Platea n. 78	Platea	001	170.000	81.872	20.000	5264.516	4	1
Platea n. 79	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.743	4	1
Platea n. 80	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.740	4	1
Platea n. 81	Platea	001	170.000	106.288	20.000	8872.811	4	1
Platea n. 82	Platea	001	170.000	82.671	20.000	5367.742	4	1
Platea n. 83	Platea	001	170.000	71.452	20.000	4009.803	3	1
Platea n. 84	Platea	001	170.000	70.642	20.000	3919.398	3	1
Platea n. 285	Platea	001	170.000	81.871	20.000	5264.476	4	1
Platea n. 286	Platea	001	170.000	96.506	20.000	7314.691	4	1
Platea n. 287	Platea	001	170.000	120.423	20.000	11389.590	4	1
Platea n. 288	Platea	001	170.000	120.659	20.000	11434.210	4	1
Platea n. 289	Platea	001	170.000	118.129	20.000	10959.890	4	1
Platea n. 290	Platea	001	170.000	118.291	20.000	10989.800	4	1
Platea n. 291	Platea	001	170.000	118.034	20.000	10942.100	4	1
Platea n. 292	Platea	001	170.000	118.916	20.000	11106.220	4	1
Platea n. 293	Platea	001	170.000	118.422	20.000	11014.220	4	1
Platea n. 294	Platea	001	170.000	117.351	20.000	10816.000	4	1
Platea n. 295	Platea	001	170.000	121.305	20.000	11557.010	4	1
Platea n. 296	Platea	001	170.000	122.880	20.000	11859.010	4	1
Platea n. 297	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.706	4	1
Platea n. 298	Platea	001	170.000	113.436	20.000	10106.340	4	1
Platea n. 299	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1
Platea n. 300	Platea	001	170.000	113.750	20.000	10162.280	4	1
Platea n. 301	Platea	001	170.000	113.165	20.000	10058.090	4	1

Platea n.	302	Platea	001	170.000	115.123	20.000	10409.100	4	1
Platea n.	303	Platea	001	170.000	77.364	20.000	4700.707	4	1
Platea n.	304	Platea	001	170.000	118.034	20.000	10942.100	4	1
Elemento n.		Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.	
Macro n.	1	Macro-Platea	001	170.000	416.057	20.000	1320.000	1320.000	

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8717 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.4747 + 1.0741 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3630 / 2.5488 = 0,142 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 42384.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLlim = 0.0 / 32469.1 = 0,000 Ok (Cmb. n. 003)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	-0.013	0.004	0.0	0.0	-160401.3	-0.0598	-0.2955
002	SLU STR	No	-0.010	0.005	0.0	0.0	-218324.1	-0.1273	-0.3630
003	SLU STR	No	-0.013	0.004	0.0	0.0	-123385.6	-0.0460	-0.2273

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8717 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.4157 + 0.9769 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3021 / 2.3927 = 0,126 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 4287.3 / 40709.1 = 0,105 Ok (Cmb. n. 009)

TL / TLlim = 4996.2 / 40553.3 = 0,123 Ok (Cmb. n. 028)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
009	SLV A1	Si	14.505	3.272	4287.3	1498.6	-154276.8	-0.0819	-0.2760
021	SLV A1	Si	4.347	10.896	1286.1	4996.2	-154278.2	-0.0820	-0.3021
028	SLV A1	Si	-4.368	-10.886	-1285.8	-4996.2	-154276.9	-0.0820	-0.2996

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8717 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.4392 + 1.0152 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2877 / 2.4545 = 0,117 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 2470.3 / 40709.2 = 0,061 Ok (Cmb. n. 041)

TL / TLlim = 3001.1 / 40553.4 = 0,074 Ok (Cmb. n. 060)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
041	SLD	Si	8.563	2.111	2470.3	900.2	-154277.2	-0.0820	-0.2712
053	SLD	Si	2.563	7.025	741.0	3001.1	-154278.0	-0.0820	-0.2877
060	SLD	Si	-2.584	-7.015	-740.9	-3001.1	-154277.4	-0.0820	-0.2862

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI DEL TRASFORMATORE ELEVATORE AT/MT 150/33 kV

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{0.75 \cdot \pi - \varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è

confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale "Δσ_v". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga

nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TB_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TL_{lim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione (6 < Ca < 10): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione (5 < Delta < 10): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
 Numero strati: 1
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Terreno tipo	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Terreno tipo**
 Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,800 E-3	23,000	0,000	537,388	1000,000	60,0	0,379	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 81	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 82	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 83	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 84	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 85	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 86	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 88	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 89	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 106	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 107	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 108	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 109	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 110	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1
Platea n. 111	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 112	Platea	001	235.000	69.099	20.000	3750.000	4	1
Platea n. 113	Platea	001	235.000	73.127	20.000	4200.000	4	1

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9451 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.3964 + 0.8633 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6964 / 3.2597 = 0,214 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 54693.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

TL / TLim = 0.0 / 62163.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-236581.2	-0.5787	-0.6964
004	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-207905.6	-0.5070	-0.6158

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9451 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.1953 + 0.6889 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.5633 / 2.8842 = 0,195 Ok (Cmb. n. 035)

TB / TBlim = 8194.7 / 40907.4 = 0,200 Ok (Cmb. n. 021)

TL / TLim = 7517.2 / 40866.0 = 0,184 Ok (Cmb. n. 017)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
017	SLV A1	Si	4.632	-14.603	2458.4	-7517.2	-155489.6	-0.3520	-0.5299
021	SLV A1	Si	15.439	-4.381	8194.7	-2255.2	-155489.6	-0.3536	-0.5585
035	SLV A1	Si	15.439	4.381	8194.7	2255.2	-155489.6	-0.3549	-0.5633

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9451 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.2777 + 0.7573 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.5174 / 3.0350 = 0,170 Ok (Cmb. n. 057)

TB / TBlim = 4803.9 / 40907.4 = 0,117 Ok (Cmb. n. 053)

TL / TLim = 4395.5 / 40866.0 = 0,108 Ok (Cmb. n. 047)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
047	SLD	Si	2.742	8.711	1441.2	4395.5	-155489.6	-0.3664	-0.4980
053	SLD	Si	9.139	-2.613	4803.9	-1318.7	-155489.6	-0.3688	-0.5146
057	SLD	Si	9.139	-2.613	4803.9	-1318.7	-155489.6	-0.3696	-0.5174