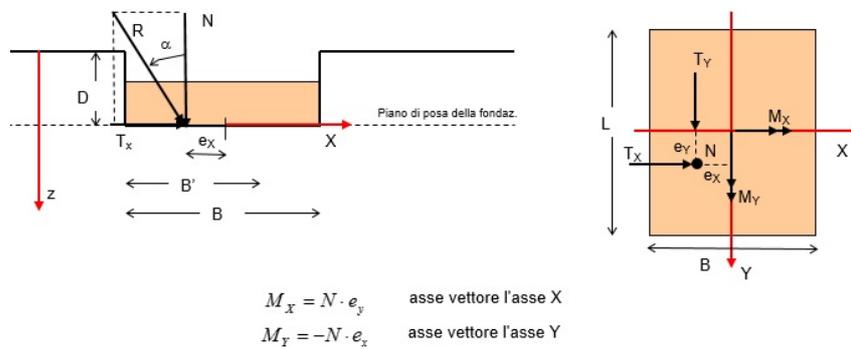


CaricoLim.Az

*Software per le verifiche geotecniche e il calcolo dei cedimenti delle
fondazioni superficiali e delle tensioni indotte nel sottosuolo*

(versione 8.0)



Manuale d'uso

Autore

Ing. *Ciro Azzara*

Via E. Majorana, 8 – 90035 Marineo (PA)

Cell. 348 1514947

e-mail: ing.azzara@libero.it azzara.ciro@gmail.com

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	AVVIO DEL SOFTWARE.....	5
3	INPUT.....	7
3.1	Sistema di riferimento	8
3.2	Dati Generali.....	8
3.2.1	Unità di misura.....	9
3.2.2	Condizioni di rottura	10
3.2.3	Normativa di riferimento.....	10
3.2.4	Tipo di analisi	12
3.2.5	Azione sismica.....	12
3.2.6	Dati sulla costruzione.....	12
3.2.7	Tipo di terreno di fondazione	12
3.3	Menù GEOMETRIA	13
3.3.1	Fondazione.....	13
3.3.2	Stratigrafia	14
3.4	Menù MATERIALI.....	14
3.4.1	Terreni.....	14
3.4.2	Contatto fondazione-terreno	15
3.4.3	Parametri deformabilità terreni	15
3.5	Menù CARICHI ESTERNI.....	16
3.5.1	Azione sismica.....	16
3.5.2	Combinazioni di carico fondamentali e/o sismiche (SLU)	18
3.5.3	Combinazioni di carico fondamentali e/o sismiche (SLE).....	20
3.6	TENSIONI SOTTOSUOLO	21
3.7	CEDIMENTI	22
3.7.1	Cedimenti nelle fondazioni rigide.....	23
3.8	IMPOSTAZIONI.....	24
4	CALCOLO	25
5	OUTPUT (MENÙ VISUALIZZA).....	26
5.1	Carico limite verticale e orizzontale.....	26
5.2	Cedimenti.....	27
5.3	Tensioni indotte nel sottosuolo.....	29
6	LICENZA D'USO E RESTRIZIONI DEL SOFTWARE.....	29
	APPENDICE 1 – Valori indicativi proprietà fisico-meccaniche terreni	31

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 3 di 64
--	----------------------	--------------

APPENDICE 2 – Conversione unità di misura	33
APPENDICE 3 – Gestione errori e requisiti di sistema	33
APPENDICE 4 – Novità ultime versioni del software	35
APPENDICE 5 – Esempi svolti	37
Esempio 1 – Carico limite.....	37
Esempio 2 – Carico limite.....	41
Esempio 3 – Carico limite e scorrimento sul piano di posa	43
Esempio 4 – Carico limite e scorrimento sul piano di posa	48
Esempio 5 – Verifiche geotecniche in condizioni sismiche	53
Esempio 6 – Tensioni indotte nel sottosuolo	55
Esempio 7 – Cedimenti terreni a grana fina	57
Esempio 8 – Cedimenti terreni a grana fina	58
Esempio 9 – Cedimenti terreni a grana fina	61
Esempio 10 – Cedimenti terreno stratificato	62
Bibliografia	64

1 INTRODUZIONE

Il presente applicativo, sviluppato in ambiente Microsoft Excel^{®1}, effettua le **verifiche geotecniche** relative alle fondazioni superficiali, il **calcolo dei cedimenti** e il **calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo** da carichi esterni applicati sul piano limite (ad esempio da un rilevato stradale).

Possono essere calcolate fondazioni aventi base di impronta **nastriforme** (fondazioni indefinite), **rettangolare**, **quadrata** e **circolare**.

Il software effettua, in conformità alle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (nel seguito anche NTC) di cui al **DM 17/01/2018**, sia le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) che quelle agli stati limite di esercizio (SLE), anche in condizioni sismiche. Le verifiche possono essere eseguite anche in conformità alle normative precedenti di cui al **D.M. 11/03/1988** e al **D.M. 14/01/2008**.

È possibile considerare la **presenza di pressioni neutre** (falda in quiete, fondazione sott'acqua, acqua in moto di filtrazione permanente) con calcolo sia in **condizioni di rottura drenate** che in **condizione di rottura non drenate**.

I piani di campagna e di posa della fondazione possono essere anche **inclinati**. Il terreno di fondazione può anche essere **stratificato**.

Le verifiche geotecniche che possono essere svolte (SLU di tipo geotecnico) sono:

- *collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;*
- *collasso per scorrimento sul piano di posa della fondazione.*

La teoria implementata nel software per il calcolo del carico limite del complesso terreno-fondazione è quella principale di **Prandtl-Terzaghi** (1920, 1943) con le successive integrazioni/correzioni di **Meyerhof**, **Brinch-Hansen** e **Vesic**.

Le verifiche allo SLE consistono nel *calcolo dei cedimenti* e nel *calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo*. Con le NTC del 2008 e del 2018 le verifiche allo SLE in condizioni sismiche vengono effettuate calcolando il carico limite del complesso fondazione-terreno soggetto alle corrispondenti azioni.

I metodi per il calcolo dei cedimenti implementati sono:

- **Teoria della Elasticità**
- **Metodo Edometrico** (o di Terzaghi)
- **Metodo di Skempton e Bjerrum**
- **Metodo di Schmertmann** (terreni a grana grossa)
- **Metodo di Burland e Burbridge** (terreni a grana grossa).

¹ Per l'utilizzo di *CaricoLim.Az* è necessario che l'utente disponga del software Microsoft Excel[®] con regolare licenza d'uso.

Come per ogni software tecnico, l'utente di *CaricoLim.Az* deve essere un tecnico dotato di buona padronanza della materia di che tratta (Geotecnica, Tecnica delle Fondazioni) e deve conoscere i metodi e i principi teorici a base delle verifiche; è sempre necessario che l'utente verifichi l'attendibilità dei risultati ottenuti.

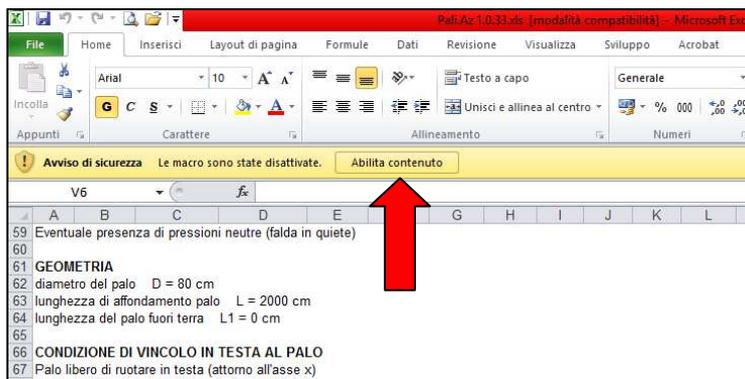
L'applicativo, il cui utilizzo è estremamente semplice ed intuitivo, è molto indicato ai fini didattici oltre che per scopi professionali.

2 AVVIO DEL SOFTWARE

Il file contenente l'applicativo si **installa** come uno comune file e può essere allocato in qualsiasi cartella.

Per il funzionamento del software occorre che alla sua apertura le **macro** ivi inserite vengano attivate. Se compare l'*Avviso di sicurezza* di cui all'immagine seguente occorre premere sul pulsante "*Abilita contenuto*".

Se non compare la schermata di presentazione del programma di cui alla Fig. 1 (il che vuol dire che le macro non si sono attivate), occorre impostare il livello di protezione delle macro a "medio" o "basso". Per fare ciò occorre:



✓ se si utilizza Microsoft Excel 1997, 2000, 2003: scegliere il menù *Strumenti*, quindi *Macro*, *Protezione* e scegliere il livello di protezione: se si sceglie

"media" occorre premere il bottone "attiva macro" quando si aprirà l'applicativo *CaricoLim.Az*;

✓ se si utilizza Microsoft Excel 2007/2010/2013 o successivo: occorre mantenere il file come *Cartella di lavoro di Excel 97-2003* e visualizzare il menù **Sviluppo** con la seguente procedura:

- con Excel 2007: fare clic sul pulsante in alto a sinistra **Microsoft Office** e quindi su **Opzioni di Excel**, scegliere **Impostazioni generali** e quindi selezionare la casella di controllo **Mostra scheda Sviluppo sulla barra multifunzione**;
- con Excel 2010/2013: fare clic sul pulsante in alto a sinistra **Microsoft Office** e quindi su **Opzioni di Excel**, scegliere **Personalizza barra multifunzione** e spuntare, nell'elenco *Schede principali*, la voce *Sviluppo*.

Successivamente dal menù Sviluppo scegliere **Protezione macro** => **Impostazioni macro** => scegliere **Attiva tutte le macro** o **Disattiva tutte le macro con notifica**, quindi chiudere e riaprire *CaricoLim.Az*. Nella barra dei menù in alto a destra si formerà il menù "*Componenti aggiuntivi*" che comprenderà i menù personalizzati di *CaricoLim.Az*.

Il software funziona perfettamente ma ha una durata limitata nel tempo. Per eliminare la limitazione temporale occorre **attivarlo** dal menù INFORMAZIONI SU inserendo il codice di attivazione fornito dall'autore. A tale scopo l'utente deve preventivamente comunicare all'autore il **codice HD** che viene visualizzato nel menù INFORMAZIONI SU, tenendo conto che alle volte detto codice è preceduto da un segno meno "-". Il codice di attivazione è riferito al solo PC su cui è stato installato il software e sui cui quindi si è letto il codice HD. Ad attivazione avvenuta è possibile inserire il titolare della licenza d'uso.

Il software non attivato è comunque funzionante per un certo periodo di tempo e per un determinato numero di volte ma **non può essere utilizzato per scopi professionali** (il tabulato di calcolo e ogni altro riferimento al software non possono essere allegati a progetti sia pubblici che privati).

Avviato il software appare la seguente schermata di presentazione in cui è indicato, tra l'altro, il titolare della licenza d'uso.

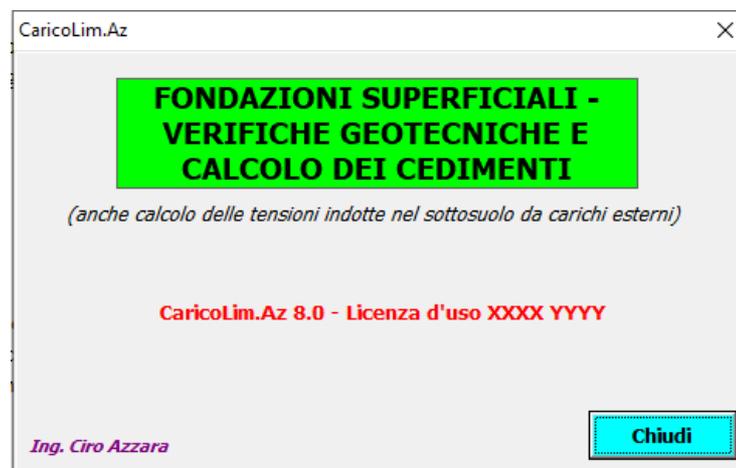


Fig. 1 Schermata di presentazione del software

Chiusa la schermata di presentazione, l'area di lavoro di *CaricoLim.Az* si presenta come segue (notare la barra menù personalizzata, che in Excel 2007/2010/2013 e successivi è sotto il menù "**Componenti aggiuntivi**"):

CaricoLim.Az 8.0 - CALCOLO GEOTECNICO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI
(Verifiche al Carico Limite, allo Scorrimento sul piano di posa e calcolo dei cedimenti)

N.B. Se non viene creata automaticamente la barra dei menù di **CaricoLim.Az**, attivare le macro di Excel scegliendo l'opzione "bassa" o "media" in menù Strumenti > Macro > Protezione; fatta tale operazione riaprire il file (scegliendo "attiva macro" se viene richiesto).

6
7
8 **PROGETTO/LAVORI**
9
10
11 **COMMITTENTE**

Il **menù FILE** contiene i comandi per:

- effettuare un nuovo calcolo: vengono cancellati tutti i dati riferiti al precedente calcolo, previo avviso di conferma;
- salvare il calcolo con le modifiche apportate;
- salvare le modifiche in un altro file (Salva con nome...), da allocare ovunque si vuole;
- effettuare l'anteprima di stampa;
- stampare il tabulato di calcolo e i disegni;
- impostare l'area di stampa;
- cancellare l'area di stampa precedentemente impostata.

3 INPUT

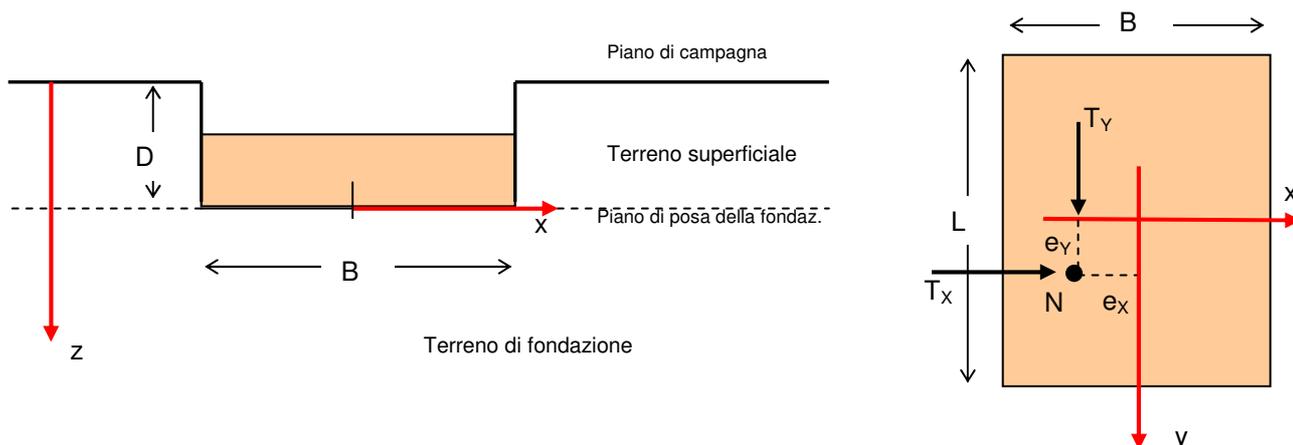
Per i dati di input rappresentati da numeri decimali usare il carattere virgola “,”. Durante la fase di inserimento dei dati di input è opportuno effettuare ogni tanto il

“salvataggio” degli stessi per mezzo del menù FILE o premendo il relativo pulsante



3.1 Sistema di riferimento

Si assume un sistema di riferimento xyz come indicato in figura:



- asse z avente direzione verticale (positivo verso il basso) e origine nel piano di campagna;
- assi x e y appartenenti al piano di posa della fondazione, origine nel baricentro dell'area in pianta della fondazione, asse x parallelo alla direzione B (positivo verso destra), asse y parallelo alla direzione L (verso positivo uscente dal piano del disegno).

Nel caso di fondazione indefinita ($L = \infty$) il sistema di riferimento si riduce ai soli assi x e z.

3.2 Dati Generali

Permette di inserire i dati generali sul calcolo da effettuare.

Il nominativo indicato nel campo “Progettista/Tecnico” viene riportato in calce alla relazione di calcolo.

DATI GENERALI

Progetto/Lavori

Committente

Comune

Progettista/Tecnico: Ing. XXX XXX

Direttore Lavori

Impresa esecutrice

Luogo e data esecuzione calcoli

Annotazioni

Sistema per le unità di misura

Sistema Tecnico (kg, m)

Sistema Internazionale (N, m)

Normativa di riferimento

D.M. 11/03/1988

D.M. 14/01/2008 (Stati Limite)

D.M. 17/01/2018 (Stati Limite)

Tipo di analisi/verifiche

verifiche SLU (carico limite e scorrimento sul piano di posa)

verifiche SLE (cedimenti e carico limite)

verifiche SLE (calcolo tensioni indotte nel sottosuolo)

2 n° strati (1 x terr. omogeneo)

Conzioni di rottura

Condizioni DRENATE (terreni a grana grossa o media; terreni a grana fina e verifica a lungo termine)

presenza di falda in quiete o moto di filtrazione

Condizioni NON DRENATE (terreni a grana fina saturo)

effettua anche verifica a lungo termine in condizioni drenate

considera l'azione sismica

Dati costruzione

50 Vita nominale di progetto (anni)

Classe II Classe d'uso della costruzione

1 Coeff. d'uso (valore da NTC: 1,0)

Tipo terreno fondaz. (calcolo cedimenti)

a grana fina a grana grossa

Buttons: Annulla, Salva e chiudi

3.2.1 UNITÀ DI MISURA

Per le unità di misura si può adottare sia il Sistema Tecnico che il Sistema Internazionale.

Con il Sistema Tecnico le dimensioni geometriche (dimensioni fondazioni, coordinate punti, cedimenti) sono misurate in **m** e suoi multipli e sottomultipli, gli

angoli in gradi sessagesimali ($^{\circ}$), i pesi dell'unità di volume (o pesi specifici) in **kg/mc**, la coesione in **kg/mq**, il carico uniformemente ripartito per unità di lunghezza in **kg/m**, il carico ripartito per unità di superficie in **kg/mq**, i carichi esterni concentrati e il carico limite complessivo in **kg**, il carico limite unitario, i moduli elastici e il carico penetrometrico di punta in **kg/cm^q**, le tensioni indotte nel sottosuolo in **kg/mq**.

Con il Sistema Internazionale le dimensioni geometriche sono misurate in **m** e suoi multipli e sottomultipli, gli angoli in gradi sessagesimali ($^{\circ}$), il peso dell'unità di volume in **kN/mc**, la coesione in **kN/mq (= kPa)**, il carico uniformemente ripartito per unità di lunghezza in **kN/m**, il carico ripartito per unità di superficie in **kN/mq**, i carichi esterni concentrati e il carico limite complessivo in **kN**, il carico limite unitario, i moduli elastici e il carico penetrometrico di punta in **daN/cm^q**, le tensioni indotte nel sottosuolo in **kN/mq**.

grandezza	u.m.	
	Sistema Tecnico	Sistema Internazionale
Calcoli generali e geotecnici		
dimensioni geometriche, lunghezze, coordinate [L]	m	m
aree sezioni	m ²	m ²
volumi	m ³	m ³
forze concentrate, carico limite complessivo, sforzi normali e di taglio [F]	kg	kN
momenti flettenti, coppie	Kg m	kN m
carichi distribuiti per unità di lunghezza	kg/m	kN/m
carichi distribuiti per unità di superficie, coesione terreno, tensioni indotte nel sottosuolo	kg/m ²	kN/m ² =kPa
carico limite unitario, moduli elastici del terreno, carico penetrometrico di punta	kg/cm ²	daN/cm ²
pesi specifici materiali e terreni	kg/m ³	kN/m ³
tempi [T]	sec	sec
velocità e accelerazioni	m/s m/s ²	m/s m/s ²

Attenzione: quando si varia dal pannello DATI GENERALI il sistema di unità di misura (ad esempio da S.T. a S.I.) con i dati di input già inseriti, ricordarsi di cambiare i valori dei vari parametri di input per adeguarli alle nuove unità di misura; occorre in particolare adeguare i valori dei pesi dell'unità di volume e delle coesioni dei terreni, i valori dei carichi esterni, quelli dei moduli elastici e della resistenza penetrometrica di punta. Ad esempio, il valore del peso dell'unità di volume del terreno superficiale nel sistema tecnico di 1800 kg/mc diventa, nel sistema internazionale, 18 kN/mc.

3.2.2 CONDIZIONI DI ROTTURA

Il calcolo di verifica al carico limite e allo scorrimento può essere fatto **in condizioni drenate** o **in condizione non drenate**. Le prime si hanno nei terreni a grana grossa o media, quali sabbie e ghiaie, a prescindere dalla velocità di applicazione dei carichi e dalla presenza di falda in quiete o in moto di filtrazione; dette condizioni si verificano anche nei terreni a grana fina, quali limi e argille sature, con verifica a lungo termine o con applicazione lenta dei carichi. Le seconde si hanno nei terreni a grana fina a breve e medio termine. Quando ricorrono le condizioni non drenate l'utente può scegliere se fare anche il calcolo a lungo termine in condizioni drenate, spuntando la relativa casella.

3.2.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo può essere fatto secondo la normativa vigente o secondo le normative previgenti, anche quella che prevedeva il calcolo "alle tensioni ammissibili".

Le principali differenze tra le tre normative di riferimento vertono su:

- calcolo dell'azione sismica;
- metodo per le verifiche di sicurezza geotecniche e strutturali (Stati Limite Ultimi o Tensioni Ammissibili) e per le verifiche sotto le condizioni di esercizio (Stati Limite di Esercizio).

Con le NTC del 2018 e con quelle del 2008 si adotta, per le verifiche di sicurezza o di stabilità, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R). La scelta appropriata di tali coefficienti parziali, i cui valori sono fissati dalla norma, individua i cosiddetti **Approccio 1** e **Approccio 2**, utilizzati per la progettazione geotecnica con le NTC 2008. L'approccio progettuale 1 comprende due combinazioni di coefficienti (combinazione 1: A1+M1+R1; combinazione 2: A2+M2+R2). L'approccio 2 invece è costituito dall'unica combinazione A1+M1+R3 ed è l'approccio previsto dalle NTC 2018.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni (A), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

I coefficienti parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici (M), stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

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

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

Da osservare che i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) previsti dalla NTC 2018 sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC 2008. I coefficienti R sono coefficiente parziali di sicurezza γ_R da applicare alle resistenze globali del sistema geotecnico.

Nella seguente tabella vengono indicati i coefficienti parziali (A, M, R) utilizzati per le singole verifiche geotecniche che interessano le fondazioni superficiali:

Verifica	NTC 2008		NTC 2018	
	combinaz. statiche	combinaz. sismiche	combinaz. statiche	combinaz. sismiche
Scorrimento	<u>Approccio 1:</u> A1+M1+R1(1,00) A2+M2+R2(1,10) <u>Approccio 2:</u> A1+M1+R3(1,10)	<u>Approccio 1:</u> A0+M1+R1(1,00) A0+M2+R2(1,10) <u>Approccio 2:</u> A0+M1+R3(1,10)	A1+M1+R3(1,10)	A0+M1+R3(1,10)
Carico limite	<u>Approccio 1:</u> A1+M1+R1(1,00) A2+M2+R2(1,80) <u>Approccio 2:</u> A1+M1+R3(2,30)	<u>Approccio 1:</u> A0+M1+R1(1,00) A0+M2+R2(1,80) <u>Approccio 2:</u> A0+M1+R3(2,30)	A1+M1+R3(2,30)	A0+M1+R3(2,30) N.B. R3(1,8) se si rispetta il paragr. 7.11.5.3.1 delle NTC
Resistenza del terreno di valle	R1(1,00) R2(1,10) R3(1,30)	R1(1,00) R2(1,10) R3(1,30)	R3(1,30)	R3(1,30)

A0 = azioni permanenti e accidentali non amplificate

Tra parentesi il coefficiente parziale di sicurezza R sulla singola verifica.

Con la normativa di cui al D.M. 11/03/1988 si adotta, invece, per le verifiche di sicurezza il **metodo alle Tensioni Ammissibili**. Le azioni non vengono amplificate, i

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 12 di 64
---	----------------------	---------------

parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti (si utilizzano i valori caratteristici) e si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi delle verifiche geotecniche i seguenti valori:

- verifica allo scorrimento: 1,3
- verifica al carico limite del complesso fondazione – terreno: 3

3.2.4 TIPO DI ANALISI

Possono effettuarsi sia le verifiche allo SLU (collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno, collasso per scorrimento sul piano di posa della fondazione) per le combinazioni di carico allo SLU (anche in condizioni sismiche), che le verifiche allo SLE (calcolo dei cedimenti e/o delle tensioni indotte nel sottosuolo) con le combinazioni di carico allo SLE (anche in condizioni sismiche).

Occorre precisare il **numero di strati** di terreni presenti (fino a un massimo di sei strati). In genere sono presenti almeno due strati, quello superficiale, sopra il piano di posa della fondazione ($D>0$), e quello di fondazione. Nel caso di terreno omogeneo occorre inserire il valore uno.

3.2.5 AZIONE SISMICA

Se se vuole considerare nelle verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio l'azione sismica, occorre spuntare la relativa voce. Questo consente di inserire le combinazioni di carico sismiche (effetti inerziali), derivanti dal calcolo in condizioni sismiche della sovrastruttura, e di valutare gli effetti cinematici sul sottosuolo mediante il metodo di Paolucci e Pecker (1997).

3.2.6 DATI SULLA COSTRUZIONE

Con il calcolo secondo le NTC occorre indicare la **Vita nominale di progetto** (non minore di 5 anni) dell'opera di fondazione, la **Classe d'uso** e il **Coefficiente d'uso**; per quest'ultimo il software evidenzia il valore indicato dalla norma a seconda della classe d'uso prescelta.

Con le NTC 2018, per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adottano coefficienti d'uso anche superiori a 2 in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal superamento degli stati limite.

I parametri in oggetto hanno effetto nel calcolo delle azioni sismiche di progetto.

3.2.7 TIPO DI TERRENO DI FONDAZIONE

La scelta del tipo di terreno di fondazione (terreni a grana fina: argilla, limi; terreni a grana grossa: sabbie, ghiaie) è necessaria quando si fa il calcolo dei cedimenti.

3.3 Menù GEOMETRIA

3.3.1 FONDAZIONE

Permette di inserire i dati geometrici sulla fondazione e sulla eventuale presenza di pressioni neutre.

Occorre inserire:

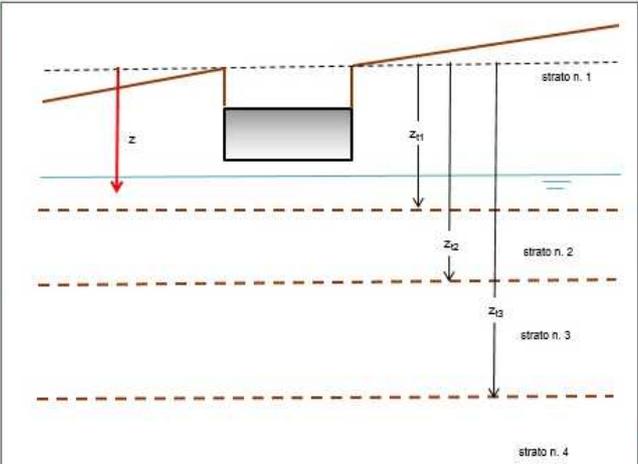
- la forma in pianta della fondazione (l'ipotesi di fondazione indefinita o nastriforme o a striscia è valida quando il rapporto L/B , con L lunghezza della fondazione, è maggiore di 10)
- la larghezza B della fondazione
- la lunghezza $L > 0$ della fondazione (solo per fondazioni rettangolari)
- l'affondamento $D (\geq 0)$ del piano di posa della fondazione rispetto al piano di campagna
- l'altezza $H_f (> 0)$ della fondazione (dato non obbligatorio; serve unicamente a calcolare la sottospinta S_w dell'acqua in presenza di pressioni neutre sul piano di posa della fondazione)
- l'angolo di inclinazione del piano di campagna a destra della fondazione i_m (in genere tale angolo è nullo) con valori positivi se antiorario, come in figura
- l'angolo di inclinazione del piano di campagna a sinistra della fondazione i_v (in genere tale angolo è nullo) con valori positivi se antiorario, come in figura
- l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione $\alpha \geq 0$ (in genere tale angolo è nullo)

L'affondamento H_w della falda rispetto al piano di campagna è minore di zero quando la falda è sopra il piano di campagna (**fondazione sott'acqua**), maggiore di zero nel caso opposto (falda sotto il piano di campagna). Per i terreni a grana fina H_w in genere è minore o uguale a zero (terreno saturo con eventuale tirante idrico superficiale).

Se si è in presenza di moto di filtrazione monodimensionale dal basso verso l'alto occorre precisare il valore della corrispondente cadente i .

3.3.2 STRATIGRAFIA

GEOMETRIA STRATIGRAFIA



strato n° 1

strato n° 2

strato n° 3

strato n° 4

strato n° 5

z_t = profondità del profilo di base dello strato

Gli strati sono numerati dall'alto verso il basso. Per l'ultimo strato si considera il profilo di base a profondità infinita

Annulla **Salva e chiudi**

Nel caso di terreno stratigrafico è necessario specificare la profondità z_t del profilo topografico di base del generico strato. Gli strati sono numerati a partire da uno dall'alto verso il basso. Per l'ultimo strato si considera il profilo topografico di base a profondità infinita.

Nel caso in cui la stratigrafia reale è rappresentata da poligonali, le profondità z_t da inserire sono quelle in corrispondenza della verticale assiale della fondazione.

3.4 Menù MATERIALI

3.4.1 TERRENI

Permette di inserire le caratteristiche fisico - meccaniche di ogni strato di terreno presente.

I dati dei terreni (valori caratteristici) sono quelli che derivano dalla interpretazione dei dati raccolti con le indagini in sito e/o con le prove di laboratorio.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI (STRATIGRAFIA)

Parametri geotecnici terreni (valori caratteristici)

Descrizione strato

Peso dell'unità di volume g (kN/mc)

Peso dell'unità di volume saturo g_{sat} (kN/mc)

Angolo di resistenza al taglio drenato f' (°)

Coesione drenata c' (kN/mq)

Coesione non drenata c_u (kN/mq)

N° str.	descriz	g	g_{sat}	f'	c'	c_u
1	strato superficiale	17	17	30	0	0
2	strato di fondazione	18	21	38	0	0

Carica >> **Modifica** **Elimina**

Annulla **Salva e chiudi**

Se un terreno è saturo il peso dell'unità di volume coincide con il peso dell'unità di volume saturo. Se invece è presente la falda occorre inserire i rispettivi valori, che in genere sono diversi, per il terreno sopra la falda e per quello interessato dalla falda.

La coesione non drenata è disattiva per calcolo in condizioni drenate.

3.4.2 CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO

Permette di inserire le proprietà sulla superficie di contatto fondazione-terreno (verifica a scorrimento), per la verifica allo scorrimento sul piano di posa in condizione drenate.

Nel caso di fondazione in calcestruzzo gettato in opera possono essere inseriti l'angolo di resistenza al taglio drenato ϕ' e la coesione drenata c' del terreno a contatto con la fondazione. Negli altri casi un'aliquota compresa tra 2/3 e 1.

Da osservare che nel caso di calcolo in condizioni non drenate, il software utilizza l'angolo di attrito nullo ($\phi_u=0$) e l'adesione pari alla coesione non drenata c_u del terreno a contatto con la fondazione.

3.4.3 PARAMETRI DEFORMABILITA' TERRENI

	ν	E	E_0	G	OCR	e_0	C_c	C_s	A
	0,2	500	625	208,33	0	0	0	0	0
	0,2	60	75	25	0	0	0	0	0
	0,2	1000	1250	416,67	0	0	0	0	0

Permette di inserire i parametri di deformabilità dei terreni. Tali parametri, che variano a seconda della teoria utilizzata per il calcolo dei cedimenti (v. menù CEDIMENTI), in genere discendono da prove di laboratorio eseguiti su campioni indisturbati (prova di compressione edometrica, prove di compressione triassiale ecc.). In appendice sono riportati alcuni valori, del tutto orientativi, di tali parametri al variare del tipo di terreno.

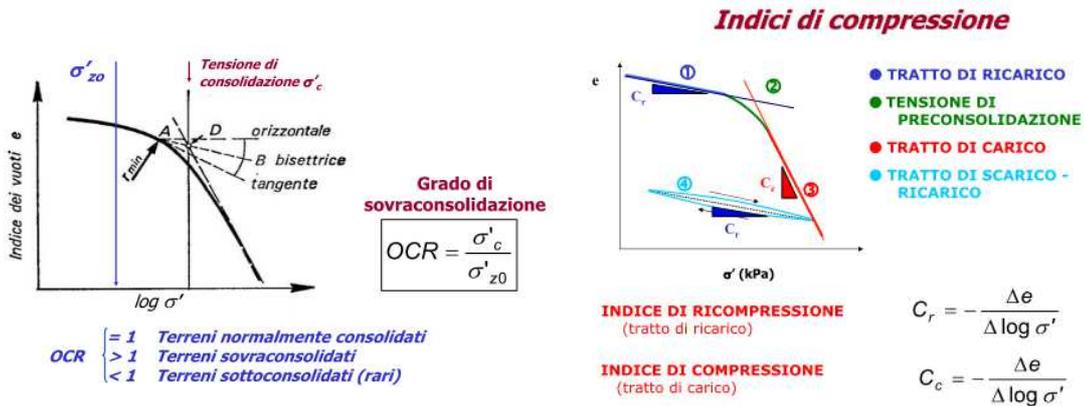
I moduli E_0 e G possono essere impostati dall'utente oppure calcolati con **C** in base alle seguenti formule della teoria delle elasticità (ν coefficiente di Poisson):

$$E_0 = \frac{3 \cdot E}{2 \cdot (1 + \nu)} \qquad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

L'indice dei vuoti iniziale e_0 (prima dell'applicazione dei carichi che producono il cedimento), l'indice di compressibilità C_c e l'indice di rigonfiamento C_s descrivono analiticamente la *curva di compressione edometrica* che caratterizza lo stato di

terreno. Come è noto tale curva nel piano semilogaritmo ha l'andamento di una retta o di una bilatera a seconda se il terreno è normalmente consolidato o sovraconsolidato. Occorre quindi conoscere:

- per i terreni normalmente consolidati (grado di sovraconsolidazione $OCR=1$), l'indice dei vuoti iniziale e_0 e l'indice di compressibilità C_c (pendenza della retta rossa) rappresentativi dello strato (dati ottenuti in laboratorio su campione prelevato ad una certa profondità, preferibilmente a metà altezza dello strato)



- per i terreni sovra-consolidati ($OCR>1$), oltre ai parametri e_0 e C_c , l'indice di rigonfiamento o di ricomprensione C_s (tratto blu di ricarico)².

Si fa osservare che se sono presenti strati diversi, ad esempio sabbia soprastante uno strato di argilla normal-consolidata, e si vuole imputare il cedimento (calcolato con il metodo edometrico) solo allo strato di argilla, basta assumere $C_c=0$ (terreno incomprimibile, retta rossa orizzontale) per lo strato di sabbia per escluderlo dalla partecipazione al cedimento.

I metodi di calcolo dei cedimenti sono esplicitati nella **Relazione di calcolo** che viene generata dal software attivato. Si rinvia agli esempi in appendice e nel Manuale di Validazione per maggiori dettagli.

3.5 Menù CARICHI ESTERNI

3.5.1 AZIONE SISMICA

Nel caso in cui sono presenti combinazioni di carico sismiche (v. paragrafo successivo) occorre inserire i coefficienti sismici o i dati che servono al loro calcolo.

² Alle volte sono noti i rapporti di ricomprensione RR e di compressione CR . Poiché essi sono dati dalle seguenti espressioni

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \qquad RR = \frac{C_r}{1 + e_0}$$

è possibile calcolare, ai soli fini della determinazione dei cedimenti, C_c e C_r fissando un valore arbitrario di e_0 .

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Coefficienti sismici

calcolati dal software
 inputati dal progettista coeff. sismico orizzontale cH coeff. sismico verticale cV

Parametri per il calcolo dei coefficienti sismici

9 Grado di sismicità S

Localizzazione sito di costruzione

ricadente sulla penisola o nelle isole di Sicilia, Ischia, Procida, Capri
 11,33 Longitudine (angolo sessadecimale) coordinate geografiche del Comune di:
 43,72 Latitudine (angolo sessadecimale)

isole: Arcipelago Toscano, Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zonnone
 isole: Ventotene, Santo Stefano
 isole: Ustica, Tremiti
 isole: Alicudi, Filicudi
 isole: Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina

categoria di sottosuolo
 B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti

categoria topografica
 T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i <= 15^\circ$

Valori dei coefficienti sismici
orizzontale =
verticale =

N.B. Sezione da compilare necessariamente in presenza di combinazioni sismiche che rendono necessarie le verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Annulla Salva e chiudi

Se si è scelto (in DATI GENERALI) il D.M. 14/01/2008 o il D.M. 17/01/2018³ (NTC) occorre precisare:

- la **localizzazione del sito** di costruzione;
- la **categoria di sottosuolo**;
- la **categoria topografica**.

Per i siti ricadenti sulla penisola o nelle isole di Sicilia, Ischia, Procida e Capri, la localizzazione avviene mediante le coordinate Latitudine e Longitudine (espresse in gradi sessadecimali). Le coordinate geografiche si ricavano dalla cartografia di progetto oppure mediante Internet (es. con Google Maps o con Google Earth).

Per le altre isole italiane basta precisare il gruppo a cui appartiene il sito di costruzione.

Il software contiene al suo interno l'archivio dei parametri sismici (a_g , F_0 , T^*_c) del *reticolo Italiano di riferimento* composto da 10751 punti (pericolosità sismica di base dell'INGV di cui all'allegato B alle NTC). Nel caso di sito non coincidente con un nodo del reticolo il software effettua automaticamente l'interpolazione (*interpolazione geografica*) con i dati sismici dei quattro nodi più vicini al sito di costruzione, il tutto in conformità alla procedura indicata in allegato A alla NTC. Analogamente, qualora nelle tabelle dell'allegato B alle NTC non si rinviene il periodo di ritorno T_R corrispondente all'azione sismica da prendere in considerazione, il valore del generico parametro sismico (a_g , F_0 , T^*_c) ad esso corrispondente viene ricavato per

³ Con le NTC è stata introdotta la stima della risposta sismica locale con il criterio del "sito dipendente" e non più tramite il criterio della "zona dipendente".

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 18 di 64
---	----------------------	---------------

interpolazione (*interpolazione temporale*), a partire dai dati relativi ai T_R indicati nelle stesse tabelle, utilizzando l'espressione (2) dell'allegato A alle NTC.

Se, invece, si è scelto il D.M. 11/03/1988 occorre inserire l'unico parametro **Grado di sismicità** S relativo al sito. I coefficienti sismici si calcolano semplicemente con le seguenti relazioni:

$$C_H = \frac{S-2}{100} \quad C_V = 0$$

dove S vale:

$S = 12$ per le zone di 1^a categoria ($C_H=0,10$);

$S = 9$ per le zone di 2^a categoria ($C_H=0,07$);

$S = 6$ per le zone di 3^a categoria ($C_H=0,04$).

3.5.2 COMBINAZIONI DI CARICO FONDAMENTALI E/O SISMICHE (SLU)

In questo pannello si inseriscono le combinazioni di carico, sia quelle fondamentali (non sismiche) che quelle sismiche, derivanti dal calcolo della sovrastruttura, ai fini delle verifiche geotecniche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa della fondazione.

Il carico applicato nel piano di posa della fondazione è definito dalle componenti o caratteristiche di sollecitazioni N^4 , T_x e T_y lungo le direzioni rispettivamente z , x e y . Il carico verticale N può avere una eccentricità sia lungo B (e_x) che lungo L ⁵ (e_y) che genera, rispetto all'origine del sistema di riferimento, i momenti flettenti M_x e M_y .

Da osservare che nel caso di piano di fondazione inclinato, le componenti N , T_x , T_y ecc. devono essere riferite alla normale al piano di posa e lungo gli assi appartenenti al piano di posa (sistema di riferimento z , x , y ruotato).

⁴ Il carico N deve comprendere anche il peso della fondazione e del terreno gravante sulle ali della trave di fondazione.

⁵ Si pensi ad es. ai carichi (caratteristiche di sollecitazione) trasmessi dai pilastri degli edifici alla fondazione: oltre alla componente verticale (sforzo normale) e quelle orizzontali (sforzi di taglio), sono presenti i momenti flettenti M_x e M_y nelle due direzioni. Le componenti N , M_x e M_y sono equivalenti alla stessa forza N pensata eccentrica rispetto all'origine degli assi.

COMBINAZIONI DI CARICO CHE AGISCONO SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE-COMBINAZ. FONDAMENTALI E/O SISMICHE

Valori caratteristici (non amplificati), comprensivi del peso proprio della fondazione

Nome o num. combinaz.

combinazione sismica

componente verticale N (kN/m)

componente orizzontale Tx (kN/m)

componente orizzontale Ty (kN/m)

momento Mx (kN) $e_y = 0$

momento My (kN) $e_x = 0$

descriz/N°	sism?	permanenti G				variabili Q								
		N	Tx	Ty	Mx	My	N	Tx	Ty	Mx	My			
Comb1	NO													

$M_x = N \cdot e_y$ asse vettore l'asse X

$M_y = -N \cdot e_x$ asse vettore l'asse Y

Valgono le relazioni⁶:

$$M_x = N \cdot e_y \quad \text{asse vettore l'asse } x$$

$$M_y = -N \cdot e_x \quad \text{asse vettore l'asse } y$$

Nell'esempio in figura si ha $e_x < 0$, $e_y > 0$, $T_x > 0$, $T_y > 0$, $N > 0$, $M_x > 0$, $M_y > 0$

Il segno delle componenti del carico segue quello del sistema di riferimento assunto. L'eccentricità del carico N deve essere tale da non superare l'impronta della fondazione (la verifica al carico limite non sarebbe mai soddisfatta).

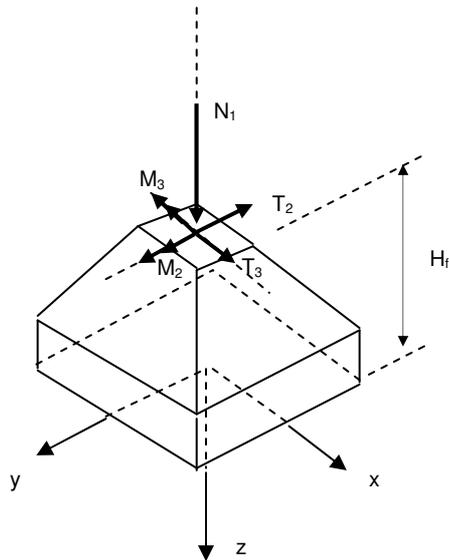
I valori del carico sono quelli **caratteristici** (non amplificati). Ognuna delle cinque componenti del carico agente può avere la componente permanente e quella variabile. La distinzione è necessaria in quanto i coefficienti di amplificazione delle azioni previsti dalle NTC sono diversificati. In genere si può considerare il solo carico agente permanente.

Per ogni combinazione è necessario dare un identificativo (nome o numero). Qualora si voglia calcolare il carico limite in assenza di azioni esterne applicate (in questo caso non si ottiene il coefficiente di sicurezza al carico limite, essendo mancante il carico esterno applicato), occorre definire una sola combinazione di carico a cui dare un nome qualunque (es. Comb1) e non inserire valori nelle celle delle componenti dei carichi.

Spesso accade che si disponga delle caratteristiche di sollecitazione al piede del pilastro/colonna che spicca dalla fondazione. Si ribadisce che il carico da considerare in *CaricoLim.Az* è quello che agisce sul piano di posa della fondazione. Supponendo

⁶ Come già detto, le componenti del carico assumono segno positivo o negativo se concordi o meno con il verso positivo degli assi x,y,z. Ad es. il momento M_y è positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse y (regola della mano destra). Anche le eccentricità e_x ed e_y hanno segno.

ad es. di avere un plinto di fondazione e che le componenti di sollecitazione nelle tre direzioni ortogonali 123 siano N_1 , T_2 , T_3 , M_2 , M_3 (in figura sono indicati i versi positivi), indicando con H_f l'altezza del plinto e fissato il sistema di riferimento xyz di *CaricoLim.Az*, i dati da caricare nel software sono dati da:



$$N = N_1 + P_p$$

$$T_x = T_3$$

$$T_y = - T_2$$

$$M_y = M_2 - T_3 H_f$$

$$M_x = - M_3 - T_2 H_f$$

dove P_p è il peso proprio del plinto di fondazione

Per le combinazioni di carico sismiche occorre spuntare la relativa casella e inserire le pertinenti componenti N , T_x , T_y , M_x e M_y . Il software effettua l'analisi sismica del complesso fondazione – terreno di fondazione con il **metodo di Paolucci & Pecker** (v. Relazione di calcolo), per il quale è necessario l'input/calcolo dei coefficienti sismici.

3.5.3 COMBINAZIONI DI CARICO FONDAMENTALI E/O SISMICHE (SLE)

In questo pannello si inseriscono le combinazioni di carico allo SLE, sia quelle fondamentali (non sismiche) che quelle sismiche, derivanti dal calcolo della sovrastruttura, ai fini del calcolo dei cedimenti del piano di posa della fondazione e delle altre verifiche in condizioni di esercizio.

L'input è analogo a quello visto per le combinazioni di carico allo SLU.

3.7 CEDIMENTI

Il presente menù si attiva quando si sceglie di effettuare le verifiche agli SLE con calcolo dei cedimenti. Per i **terreni a grana fina** il pannello di input è il seguente:

CALCOLO DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONE SU TERRENI A ...

Metodo di calcolo

- Teoria della Elasticità
- Metodo Edometrico (o di Terzaghi)
- Metodo di Skempton e Bjerrum

Geometria

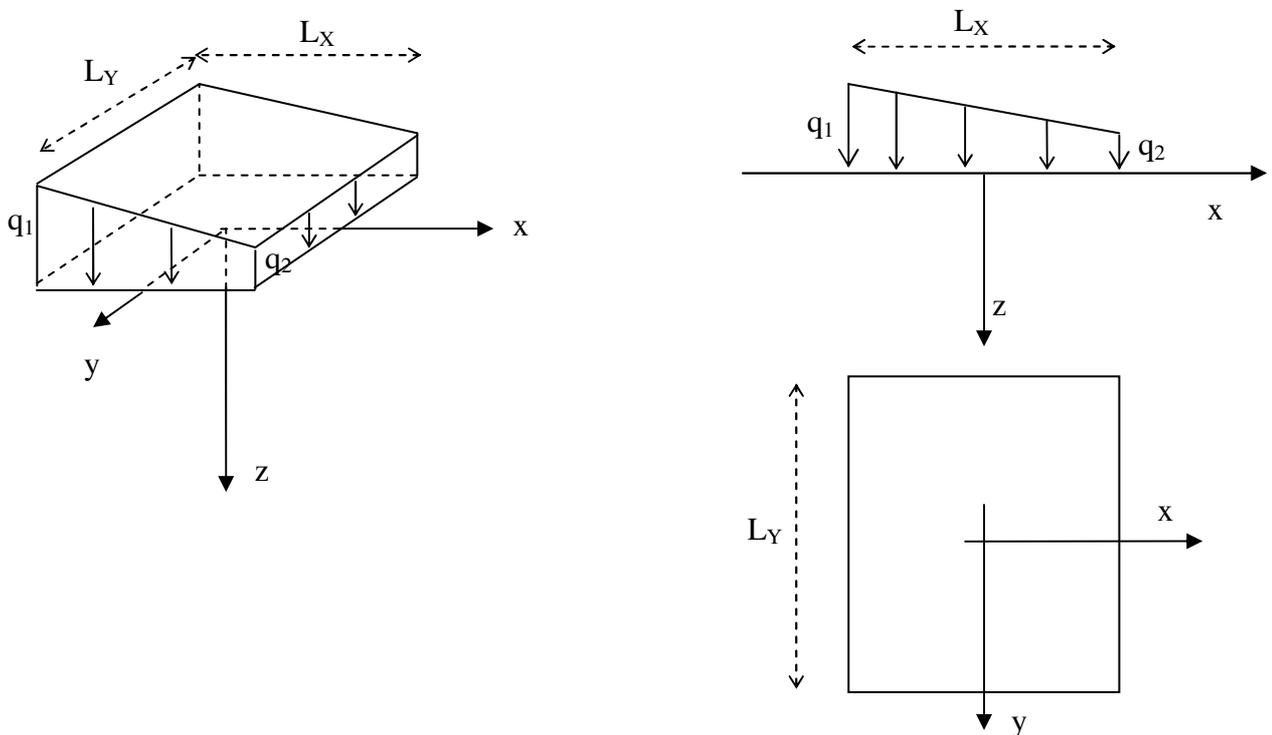
coordinate del punto del piano di posa di cui si calcola il cedimento

x (m) y (m)

profondità H strato deformabile (m) (dal p.p. fondazione)

n° di strati in cui dividere H

Come già detto, il sistema di riferimento xyz è del tipo che prevede l'origine nel baricentro dell'area di carico e l'asse z verticale diretto verso il basso:



È possibile calcolare il cedimento per qualunque punto appartenente al piano di posa della fondazione (il punto può anche essere esterno all'area di impronta della fondazione). Per calcolare il cedimento nel baricentro della fondazione occorre impostare $x=y=0$.

La profondità dello strato deformabile H alle volte è nota in quanto ad una certa profondità si trova uno strato molto meno deformabile che quindi non partecipa al cedimento. Quando H non è nota (terreno omogeneo) si può fissare una profondità tra 3 e 10 volte la dimensione B della fondazione. Ad esempio col metodo edometrico molti autori consigliano di fissare la profondità H in corrispondenza della quale l'incremento di tensione verticale dovuto ai carichi trasmessi dalla fondazione al terreno è pari al 10-20% della pressione effettiva litostatica preesistente.

All'aumentare del numero di strati in cui dividere H migliora la stima del cedimento ma può aumentare il tempo per l'esecuzione dei calcoli.

Per i **terreni a grana grossa** in pannello di input è il seguente.

Col **metodo di Schmertmann**, di ogni strato in cui si suddivide il sottosuolo entro la profondità significativa occorre precisare spessore e resistenza penetrometrica di punta. Gli strati partono dal piano di posa della fondazione (che può non coincidere con il piano di campagna).

Col **metodo di Burland e Burbridge** occorre specificare il valore medio dell'indice della prova SPT. I valori

direttamente misurati dell'indice $N_{SPT} = N_2 + N_3$ vengono corretti (correzione di Terzaghi e Peck), nei seguenti casi, per tener conto della composizione granulometrica:

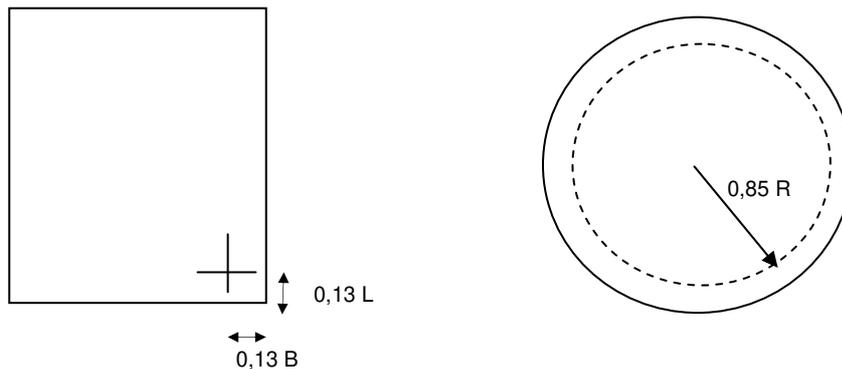
- per sabbie molto fini o limose sotto falda $N' = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$,
- per ghiaie o sabbie ghiaiose $N' = 1,25 N_{SPT}$

Se i valori di N_{SPT} (o del valore corretto N') crescono o sono pressoché costanti con la profondità, la media N_m da inserire come input è calcolata entro la profondità di influenza $Z_{in} = B^{0,763}$, altrimenti entro una profondità pari a 2B.

3.7.1 CEDIMENTI NELLE FONDAZIONI RIGIDE

I metodi classici per il calcolo dei cedimenti danno risultati soddisfacenti nel caso di fondazione "flessibile" nelle quali la distribuzione delle pressioni sul piano di posa

effettivamente è molto vicina a quella lineare (costante o a trapezio). Se la fondazione è rigida, per determinare il cedimento costante di un punto appartenente all'area di posa della fondazione basta calcolare, con i metodi classici visti, il cedimento nei cosiddetti "punti caratteristici", così definiti per il fatto che il cedimento delle fondazioni flessibili in tali punti è uguale al cedimento costante della fondazione rigida. L'ubicazione dei punti caratteristici è la seguente:



3.8 IMPOSTAZIONI

SCELTE DI CALCOLO

Verifiche al Carico limite e allo Scorrimento sul piano di posa

Approccio 1 Approccio 2

considera la presenza di attrito sul piano di posa della fondazione

fattore carico limite Ngam Vesic (preferibile)

fattori forma fondazione espressioni di Terzaghi-Meyerhof

fattori di profondità trascura effetti (preferibile)

fattori inclinazione carico espressioni di Vesic (1975)

considera, nella verifica allo scorrimento sul p.p., il contributo della spinta passiva del terreno di altezza D percentuale (max 50%)

altre impostazioni

Peso dell'unità di volume dell'acqua (kN/mc) 9,81 imposta

Annulla **Salva e chiudi**

Il presente pannello si riferisce a scelte che incidono sulle singole verifiche. Se la normativa di riferimento scelta sono le NTC 2008 occorre decidere l'Approccio progettuale da adottare nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Per il calcolo dei fattori del carico limite vengono utilizzate le espressioni classiche in forma chiusa riportate nella **Relazione di**

calcolo facente parte della documentazione allegata al software. Per il fattore del carico limite N_γ sono implementate le seguenti quattro formule:

$$\text{Meyerhof (1963)} \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg}(1,4 \cdot \varphi_2)$$

$$\text{Hansen (1970)} \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi_2$$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 25 di 64
---	----------------------	---------------

$$\text{Vesic (1973)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg } \varphi_2$$

$$\text{Eurocodice 7} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg } \varphi_2$$

La più utilizzata nella pratica tecnica è la formula di Vesic.

Quando si considera la presenza di attrito sul piano di posa della fondazione (in genere, a favore di sicurezza, tale contributo si trascura) si utilizzano le seguenti espressioni per il calcolo dei fattori del carico limite (Terzaghi, 1943):

$$N_q = \frac{e^{(1,5 \cdot \pi - \varphi_2) \cdot \text{tg } \varphi_2}}{2 \cdot \cos^2 \cdot (45^\circ + \frac{\varphi_2}{2})} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \varphi_2} \quad N_\gamma = (k_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi_2} - 1) \cdot \text{tg}(1,4 \cdot \varphi_2)$$

Il calcolo dei fattori di forma (fondazione non indefinita) f_c , f_q e f_γ è possibile usare o le espressioni più accreditate (Vesic, 1975) o le espressioni di Terzaghi-Meyerhof.

I fattori d_c , d_q , d_γ che tengono conto della resistenza del terreno superficiale (in genere a favore di sicurezza è bene trascurare tale effetto, anche perché il terreno soprastante il piano di posa della fondazione è spesso un terreno di riporto o comunque con caratteristiche meccaniche scadenti e inferiori a quelle del terreno di fondazione) possono essere calcolati con le espressioni (Meyerhof, 1963) o di Vesic (1975).

I fattori i_c , i_q , i_γ che tengono conto della inclinazione del carico R, detti *fattori di inclinazione del carico*, sono calcolabili con le espressioni (Meyerhof, 1956) o con le espressioni di Vesic (1975).

Quando ritenuto opportuno è possibile considerare, nella verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione, il contributo stabilizzante dato dalla spinta passiva del terreno di altezza D.

Il parametro "*n° suddivisioni area di carico distribuito*" è utilizzato dal software per calcolare lo stato tensionale nel sottosuolo e i cedimenti prodotti da carichi distribuiti applicati sul piano di campagna. Serve a ricondurre il carico distribuito in carichi concentrati elementari. Più alto si imposta il parametro più accurato è il calcolo, ma ciò può comportare dilatazione dei tempi di calcolo senza particolari miglioramenti nei risultati. In genere è sufficiente impostare il valore minimo di 50.

4 CALCOLO

Finita la fase di input è possibile avviare il calcolo premendo il relativo pulsante. Il calcolo si può ripetere tutte le volte che si vuole, ad es. variando singoli parametri di input.

Durante la fase di calcolo il programma controlla la compatibilità dei dati introdotti segnalando eventuali errori che comportano l'interruzione del calcolo. Si precisa

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 26 di 64
---	----------------------	---------------

comunque che il programma si limita a verificare le incongruenze geometriche che non permettano l'elaborazione; non segnala eventuali errori del progettista sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali né altri tipi di errori.

Si segnala che in alcuni casi particolari di calcolo dei cedimenti, tenuto conto dei molteplici calcoli che si effettuano anche per determinare le tensioni indotte nel sottosuolo e costruire i relativi grafici, i tempi di esecuzione possono essere dell'ordine della decina di minuti.

Le metodologie e le teorie di calcolo implementate nel software sono riportate nella **Relazione di calcolo** che corredata il software.

5 OUTPUT (Menù VISUALIZZA)

Il menù VISUALIZZA permette la visualizzazione:

1. dei risultati numerici (**Tabulato di calcolo**), come meglio precisato ai paragrafi 5.1, 5.2 e 5.3
2. del disegno dello schema della fondazione (sezione trasversale) con indicazione, nei calcoli dei cedimenti in terreni a grana fina, delle tensioni litostatiche e degli incrementi di tensione verticale prodotti dai carichi che la fondazione trasmette al terreno
3. del grafico delle tensioni verticali prima e dopo l'applicazione dei carichi (attivo quando si calcolano i cedimenti in terreni a grana fina)
4. del grafico degli incrementi delle tensioni normali σ_x , σ_y , σ_z lungo la verticale passante per il punto P in cui si calcola lo stato tensionale (calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo)
5. del grafico dell'incremento della tensione verticale σ_z lungo l'orizzontale parallela al piano xz e passante per il punto P in cui si calcola lo stato tensionale (calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo)
6. della **Relazione di calcolo**, in formato .doc modificabile, contenente anche le teorie ed i metodi implementati in *CaricoLim.Az*, a cui allegare il Tabulato di calcolo. Il progettista/tecnico apporterà alla Relazione di calcolo le modifiche e le integrazioni dipendenti dal caso in studio, con particolare riferimento alle parti evidenziate in giallo.

5.1 Carico limite verticale e orizzontale

L'applicativo fornisce i seguenti risultati:

- a) se la normativa di riferimento sono le NTC 2008 o le NTC 2018, **azioni di progetto** e **parametri geotecnici di progetto** dedotti dai corrispondenti valori caratteristici

ai quali vengono applicati i coefficienti parziali fissati dalla normativa (gruppo A e gruppo M)

- b) fattori del carico limite N_c, N_q, N_γ , fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ , fattori della resistenza del terreno superficiale o di profondità d_c, d_q, d_γ , fattori di forma della fondazione f_c, f_q, f_γ , fattori di inclinazione del piano di posa della fonazione $\alpha_c, \alpha_q, \alpha_\gamma$, fattori di inclinazione del piano di campagna p_c, p_q, p_γ , fattori per l'analisi sismica z_c, z_q, z_γ
- c) sottospinta S_w
- d) Carico limite unitario q_{lim} (o carico unitario di rottura) del complesso fondazione – terreno di fondazione (da cui si può derivare il carico ammissibile fissato il coefficiente di sicurezza)
- e) Carico limite Q_{lim} (o carico di rottura) del complesso fondazione-terreno di fondazione
- f) Carico limite orizzontale T_{lim}
- g) **Esito verifica di sicurezza** al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa della fondazione.

Si ricorda che i valori dei fattori del carico limite crescono rapidamente con φ_2 (angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione). Qualora la verifica al carico limite non risulti soddisfatta si può provare ad agire sui parametri geometrici della fondazione (B, L, D).

L'esito negativo delle verifiche di sicurezza viene messo in risalto con carattere grassetto e colore rosso. Pertanto se nel tabulato di calcolo non risultano scritte di colore rosso tutte le verifiche sono soddisfatte.

5.2 Cedimenti

Vengono riportati i principali parametri di output relativi al metodo di calcolo prescelto.

Nel caso di applicazione della Teoria della Elasticità i risultati sono riportati in tabelle come quelle a seguire:

calcolo del cedimento immediato w_0

n°	Hstr (m)	z (m)	sxo	syo	szo	uo	wo
1	1	3,5	99,28	120,69	142,12	120,7	0,0021
2	1	4,5	40,72	84,38	128,12	84,41	0,0044
3	1	5,5	17,02	61,36	105,84	61,41	0,0044
4	1	6,5	8,04	47,17	86,48	47,23	0,0039
5	1	7,5	4,29	37,95	71,86	38,03	0,0034
6	1	8,5	2,51	31,6	60,99	31,7	0,0029
7	1	9,5	1,59	27	52,76	27,12	0,0026
8	1	10,5	1,06	23,52	46,39	23,66	0,0023
9	1	11,5	0,74	20,81	41,33	20,96	0,002

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 28 di 64
---	----------------------	---------------

10 1 12,5 0,54 18,63 37,24 18,8 0,0018
 $w_0 = 0,0299 \text{ m (2,99 cm)}$

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	sxf	syf	szf	uf	wf
1	1	3,5	97,83	25,58	142,12	0	0,0118
2	1	4,5	39,29	18,29	128,12	0	0,0111
3	1	5,5	15,6	13,66	105,84	0	0,0094
4	1	6,5	6,64	10,79	86,48	0	0,0077
5	1	7,5	2,9	8,92	71,86	0	0,0064
6	1	8,5	1,14	7,62	60,99	0	0,0055
7	1	9,5	0,22	6,67	52,76	0	0,0047
8	1	10,5	-0,29	5,94	46,39	0	0,0042
9	1	11,5	-0,59	5,37	41,33	0	0,0037
10	1	12,5	-0,78	4,91	37,24	0	0,0033

$w_f = 0,0678 \text{ m (6,78 cm)}$

Sono indicati:

- lo spessore (costante) degli strati in cui si suddivide il banco deformabile di altezza H
- l'affondamento z del baricentro di ogni strato misurato dal piano di campagna
- gli incrementi di tensione normale totali **sxo**, **syo**, **szo** (rispettivamente σ_{x0} , σ_{y0} , σ_{z0}) sulle facce di normale x, y, z alla quota del baricentro di ogni strato all'istante t=0 di applicazione dei carichi
- l'incremento di pressione neutra **uo** (u_0) alla quota del baricentro di ogni strato all'istante t=0 di applicazione dei carichi
- il cedimento (in m e in cm) che si ha nel generico strato all'istante t=0 di applicazione dei carichi;
- il cedimento iniziale w_0 cercato, somma dei cedimenti relativi ad ogni strato.

Per il cedimento finale w_f i simboli hanno analogo significato riferiti però al tempo $t = \infty$ in cui le sovrappressioni neutre si sono esaurite e i carichi esterni si sono trasferiti unicamente allo scheletro solido.

Nel caso di applicazione del Metodo Edometrico o di Skempton e Bjerrum i risultati sono riportati in tabelle tipo la seguente:

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed	Eed	szf/s'zo
1	1	3,5	66,5	142,12	0,83098	0,73167	0,05424	26,2	2,14
2	1	4,5	85,5	128,12	0,80915	0,72962	0,04396	29,1	1,5
3	1	5,5	99,6	105,84	0,7959	0,73301	0,03502	30,2	1,06
4	1	6,5	108,78	86,48	0,78823	0,73742	0,02841	30,4	0,79
5	1	7,5	117,98	71,86	0,78119	0,73987	0,0232	31	0,61
6	1	8,5	127,16	60,99	0,77467	0,74064	0,01918	31,8	0,48
7	1	9,5	136,35	52,76	0,76861	0,7402	0,01606	32,8	0,39
8	1	10,5	145,54	46,39	0,76295	0,73891	0,01363	34	0,32
9	1	11,5	154,74	41,33	0,75763	0,73706	0,0117	35,3	0,27

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 30 di 64
--	----------------------	---------------

L'autore si riserva di apportare modifiche al software e alla documentazione a corredo senza preavviso.

Per potere utilizzare l'applicativo è indispensabile che l'utente disponga ed abbia già installato sul proprio computer il programma Excel® della Microsoft, non fornito dall'autore e senza il quale questo software non può essere utilizzato.

L'autore garantisce che l'applicativo funziona in conformità con il presente manuale d'uso e che esso non contiene virus.

L'uso dell'applicativo è subordinato alla conoscenza dei problemi ingegneristici di che tratta (si presume che l'uso dell'applicativo avvenga da parte di persone qualificate). È stato curato in gran parte il controllo dei dati inseriti.

La verifica dell'idoneità, l'uso e la gestione dell'applicativo sono responsabilità esclusiva dell'utente. L'autore non garantisce che le funzioni contenute nell'applicativo siano idonee a soddisfare le esigenze dell'utente né garantisce che i difetti riscontrati nell'applicativo vengano corretti. Non garantisce altresì circa i danni od i benefici ottenuti dalla utilizzazione del software.

L'autore è espressamente sollevato da ogni responsabilità per qualsiasi danno, diretto od indiretto, di ogni genere e specie derivante dall'uso del software compreso, tra l'altro, quello improprio, erroneo o fraudolento. L'intero rischio circa la qualità e le prestazioni dell'applicativo è a carico dell'utente ed i risultati devono essere verificati personalmente.

In nessun caso il limite di responsabilità a carico dell'autore potrà superare l'importo per l'acquisto dell'applicativo.

Per tutto quanto sopra non indicato, il presente contratto è regolato dalle leggi sul copyright, sul diritto d'autore e dalle altre leggi nazionali applicabili. Per qualsiasi controversia fra le parti sarà competente in via esclusiva il Foro di Palermo.

APPENDICE 1 – Valori indicativi proprietà fisico-meccaniche terreni

Peso dell'unità di volume (espressi in kg/m³)

Terreno	γ_t
Ghiaia asciutta	1800-2000
Ghiaia umida	1900-2100
Sabbia asciutta compatta	1700-2000
Sabbia umida compatta	1900-2100
Sabbia asciutta sciolta	1500-1800
Sabbia umida sciolta	1600-1900
Argilla sabbiosa	1800-2200
Argilla dura	2000-2100
Argilla semisolida	1900-1950
Argilla molle	1800-1850

Angoli di resistenza al taglio (espressi in °)

Terreno	ϕ'
Ghiaia compatta	35
Ghiaia sciolta	33-35
Sabbia compatta	35-45
Sabbia sciolta	25-35
Marna sabbiosa	22-29
Marna grassa	16-22
Argilla grassa	5-30
Argilla sabbiosa	16-28
Limo	20-27

Coesione (espressi in kg/m²)

Terreno	c'
Argilla sabbiosa	2000
Argilla molle	1000
Argilla plastica	2500
Argilla semisolida	5000
Argilla solida	10000
Argilla tenace	2000-10000
Limo compatto	1000

Modulo elastico E (espressi in kg/cm² = daN/cm²)

Terreno	E
Argilla molto molle	20-150
Argilla molle	50-250
Argilla media	150-500
Argilla dura	500-1000
Argilla sabbiosa	250-2500
Limo	20-200
Sabbia limosa	50-200
Sabbia sciolta	100-250

Sabbia compatta	500-800
Sabbia e ghiaia sciolta	500-1500
Sabbia e ghiaia compatte	1000-2000

Per il **modulo di Young in condizioni non drenate** E_o spesso si fa riferimento a correlazioni empiriche. Nella seguente tabella vi sono riportati valori orientativi del rapporto tra E_o e la resistenza al taglio non drenata c_u ottenuta con prove triassiali non drenate (I_p indice di plasticità):

OCR (grado di sovra consolidazione)	E_o/c_u		
	$I_p < 30$	$30 < I_p < 50$	$I_p > 50$
< 3	800	400	200
3÷5	500	300	150
> 5	300	200	100

Coefficiente di Poisson

Il coefficiente di Poisson assume più frequentemente nei terreni valori compresi tra 0,2 e 0,3.

Terreno	E_{ed}
Argilla satura	0,4-0,5
Argilla non satura	0,1-0,3
Argilla sabbiosa	0,2-0,3
Sabbia	0,2-0,3
Limi	0,3-0,35

Modulo di compressione edometrica E_{ed} (espressi in kg/cm^2)

Terreno	E_{ed}
Sabbia e ghiaia ben assortiti	1000-2000
Sabbia molto compatta	300-400
Sabbia poco compatta	100-200
Limi	100-150
Limi con alto contenuto d'acqua	10-50

Coefficiente A di Skempton

Terreno	A
Argille sabbiose fortemente preconsolidate	0,0-0,3
Argille preconsolidate	0,3-0,6
Argille normalmente consolidate	0,6-0,9
Argille sensibili	0,9-1,2

APPENDICE 2 – Conversione unità di misura

Forze

$$1 \text{ N} = 1/9,81 \text{ kg} = 0,102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ kN} = 1000 \text{ N} = 102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ kg} = 9,81 \text{ N}$$

Pressione/tensione

$$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$$

$$1 \text{ kPa} = 1.000 \text{ Pa} = 1 \text{ kN/m}^2$$

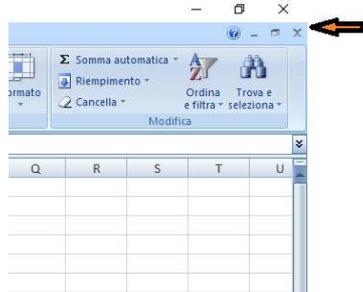
$$1 \text{ MPa} = 1.000.000 \text{ Pa} = 1.000 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 (10.000 \text{ kg/m}^2) = 9,81 \text{ N/cm}^2$$

$$1 \text{ daN/cm}^2 = 10 \text{ N/cm}^2 = 100.000 \text{ N/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$$

APPENDICE 3 – Gestione errori e requisiti di sistema

Tipo di errore	Soluzione
<p>Non vengono calcolati i coefficienti sismici o altri parametri - errore di run-time 13 (<i>Tipo non corrispondente</i>)</p>	<p>È necessario verificare che venga usato, di sistema operativo, come separatore decimale la virgola e come separatore di migliaia il punto. Se l'utente utilizza l'impostazione inversa, infatti, i parametri sismici e altri eventuali dati non vengono calcolati. Per verificare i separatori andare in Opzioni Internazionali e della lingua del Pannello di controllo di Windows.</p> <p>Se il problema persiste, aprire Excel 2007 (nelle precedenti versioni cercare il menù Opzioni), fare clic sul pulsante Microsoft Office  (in alto a sinistra), quindi su Opzioni di Excel. In Opzioni di modifica nella categoria Impostazioni avanzate selezionare la casella di controllo Utilizza separatori di sistema.</p>
<p>Non si apre la Relazione di calcolo dal menù Visualizza</p>	<p>Controllare che il modello (file .doc) della relazione di calcolo sia presente nella stessa cartella che contiene il software e che abbia il nome di "Relazione di calcolo CaricoLim.Az".</p> <p>Se il problema persiste, esso può dipendere dalla versione e dai componenti installati del pacchetto Office di Microsoft nel pc dell'utente.</p> <p>In ogni caso la Relazione di calcolo che si genera premendo nel relativo link del software è la stessa di</p>

	<p>quella in formato .doc che viene inviata all'utente al momento dell'acquisto. Pertanto, anche se non si apre dal link del software CaricoLim.Az, si può lo stesso utilizzarla accedendo direttamente al file Word.</p>
<p>Messaggio di errore 1004</p> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px;"> <p>Microsoft Visual Basic</p> <p>Errore di run-time '1004':</p> <p>Impossibile spostare lo stato attivo sul controllo perché è invisibile, non attivato o di un tipo che non può ricevere lo stato attivo.</p> <p style="text-align: center;"> <input type="button" value="Continua"/> <input type="button" value="Fine"/> <input type="button" value="Debug"/> <input <="" p="" type="button" value="?"/> </p></div>	<p>Questo tipo di errore si può verificare alla prima installazione. In genere basta chiudere e riaprire il file.</p> <p>Controllare anche se gli identificativi delle colonne dei fogli di Excel sono rappresentati da numeri. Se è così, occorre ripristinare la configurazione di default in cui le colonne sono identificate con le lettere A, B, C, (File>Opzioni>Formule> togliere la spunta in <i>Stile di riferimento R1C1</i>).</p>
<p>Alla chiusura del software viene richiesta una password di Visual Basic</p>	<p>La password non va inserita e si deve cliccare sul bottone chiudi per diverse volte consecutive. Per evitare la richiesta di password si provi a chiudere prima il file e poi Excel (con riferimento alle due X in alto a destra, cliccare prima sulla X inferiore e poi su quella superiore):</p> 

Requisiti di sistema

Microsoft Excel® 2019, 2016, 2013, 2010, 2007, 2003, 2000, 1997 o Office 365 con Excel, o versioni successive.

Microsoft Windows® 10, 8.1, 8, Windows 7, Vista, XP SP3, Server 2008, Server 2003, o versioni successive. Su sistema operativo **Apple macOS** è necessaria una virtual machine (per esempio *BootCamp* o *Desktop Parallels*) che consenta di eseguire Windows e Microsoft Excel

256 MB RAM (Raccomandati: 512 MB RAM o più)

Hard Disk: almeno 100 MB di spazio libero.

<p>CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)</p>	<p>Manuale d'uso</p>	<p>Pag. 35 di 64</p>
---	-----------------------------	----------------------

APPENDICE 4 – Novità ultime versioni del software

Versione 6.0

- ✓ **Calcolo dei cedimenti**, sia per terreni a grana fina (Teoria della Elasticità, Metodo Edometrico o di Terzaghi, Metodo di Skempton e Bjerrum) che per terreni a grana grossa (Metodo di Schmertmann, Metodo di Burland e Burbridge);
- ✓ **Calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo** da carichi esterni applicati sul piano limite o di posa della fondazione (Teoria della Elasticità con soluzione di Boussinesq e applicazione del Principio di sovrapposizione degli effetti);
- ✓ **Calcolo delle tensioni litostatiche;**
- ✓ Aggiunta di **disegni e grafici di output.**

Versione 6.1

- ✓ possibilità di inserire la **componente variabile del carico** che arriva sul piano di posa della fondazione: questo ha riflessi sui coefficienti parziali di amplificazione delle azioni che, secondo le NTC, hanno valore diversificato tra componente permanente e componente variabile delle azioni;
- ✓ analisi e **verifiche in condizioni sismiche** per mezzo del metodo di Paolucci & Pecker (1997). A tal fine è stato introdotto una schermata per caricare le azioni della combinazione sismica (analisi della soprastruttura) e una schermata per inserire i dati per il calcolo dei coefficienti sismici che compaiono nella formule del metodo di verifica citato.

Versione 7.0

- ✓ **aggiornamento alle NTC 2018;**
- ✓ nessun limite sul numero di **combinazioni di carico** che possono essere calcolate (prima era possibile inserire due sole combinazioni di carico, una non sismica e l'altra sismica);
- ✓ possibilità di introdurre, nelle verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, **parametri geotecnici al contatto fondazione-terreno** diversi dai parametri geotecnici dei terreni di fondazione;
- ✓ possibilità di inserire i **coefficienti sismici** anziché farli calcolare al software;
- ✓ **Relazione di calcolo** generata in automatico dal software, in versione modificabile .doc;
- ✓ modifiche all'**interfaccia utente.**

Versione 8.0

- ✓ **terreno stratificato**, sia per il calcolo del carico limite che dei cedimenti
- ✓ **piano di posa della fondazione inclinato**

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 36 di 64
--	----------------------	---------------

- ✓ **piano di campagna inclinato**
- ✓ **verifiche allo SLE per diverse combinazioni di carico, anche sismiche** (prima era prevista una sola combinazione di carico statica)
- ✓ **implementazioni ulteriori formule** per il calcolo dei fattori del carico limite, dei fattori di forma, dei fattori di profondità e dei fattori di inclinazione del carico
- ✓ **manuale di Validazione** del software.

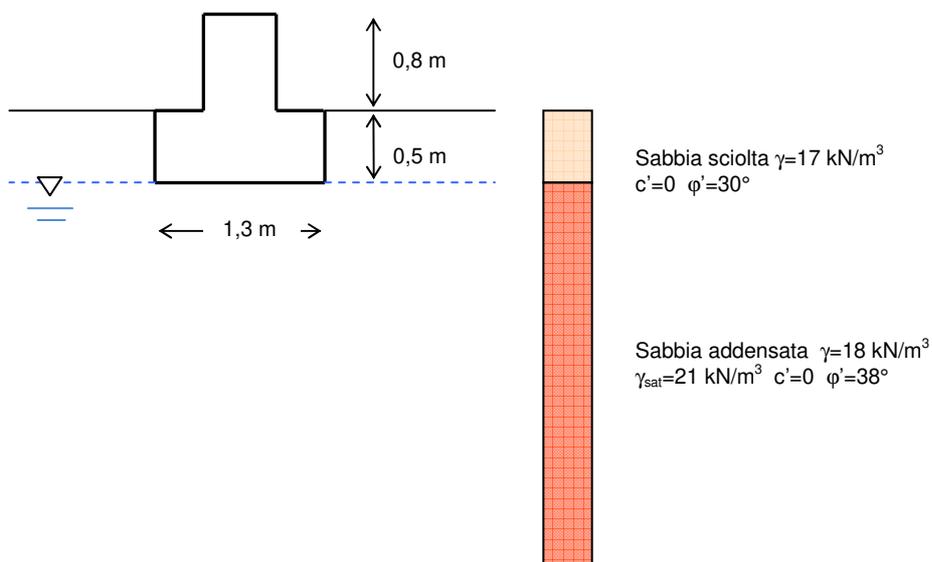
APPENDICE 5 – Esempi svolti

Nel documento di Validazione che correda il software vengono effettuati dei confronti tra i risultati ottenuti con il software *CaricoLim.Az* e quelli ottenuti manualmente e/o riscontrabili in letteratura tecnica e/o utilizzando altri software di comprovata affidabilità. La taratura dei vari algoritmi di calcolo implementati nel software, al fine di dimostrare l'attendibilità dei risultati, è una operazione fondamentale che va a tutela e garanzia dell'utente finale ed è espressamente prevista dalle NTC di cui al D.M. 14/01/2008 e D.M. 17/01/2018 (capitolo 10).

Nel seguito sono riportati altri esempi al fine di dare ulteriori indicazioni sull'uso del software.

ESEMPIO 1 – CARICO LIMITE

In un'area pianeggiante, su un terreno sabbioso mediamente addensato deve essere realizzata la trave di fondazione con sezione a T rovescia collocata a 0,5 m dal piano di campagna. È lecita l'ipotesi di fondazione nastroforme. È presente la falda freatica il cui pelo libero coincide con il piano di posa della fondazione ($H_w=0,5$ m). Sono presenti due strati (terreno superficiale con $z_t=0,5$ m e terreno di fondazione). Non essendo applicato alcun carico esterno occorre definire una sola combinazione di carico (chiamandola es. Comb1) con valori nulli del carico applicato.



CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 38 di 64
--	----------------------	---------------

I risultati sul calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno, assumendo come normativa di riferimento il D.M. 1988 (condizioni drenate) e N_γ di Vesic, sono⁷:

COMBINAZIONE DI CARICO NON SISMICA

Fattori del carico limite

$N_c = 61,35$
 $N_q = 48,93$
 $N_{\gamma} = 78,02$
 fatt. inclinaz. carico $i_c = 1,00$
 fatt. inclinaz. carico $i_q = 1,00$
 fatt. inclinaz. carico $i_{\gamma} = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_c = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_q = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_{\gamma} = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_c = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_q = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_{\gamma} = 1,00$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 9,83 \text{ daN/cm}^2$
 Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 1.278,47 \text{ kN/m}$
 Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN/m}$
 Carico applicato, $Q = 0,00 \text{ kN/m}$
 Verifica al carico limite soddisfatta
 $(Q \leq Q_{lim}/g_{Q_{lim}})$

Nello stesso caso con la falda posta a 10 metri di profondità dal piano di campagna i risultati sono:

COMBINAZIONE DI CARICO NON SISMICA

Fattori del carico limite

$N_c = 61,35$
 $N_q = 48,93$
 $N_{\gamma} = 78,02$
 fatt. inclinaz. carico $i_c = 1,00$
 fatt. inclinaz. carico $i_q = 1,00$
 fatt. inclinaz. carico $i_{\gamma} = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_c = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_q = 1,00$
 fatt. resist. terr. superf. $d_{\gamma} = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_c = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_q = 1,00$
 fatt. forma fondaz. $f_{\gamma} = 1,00$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 13,29 \text{ daN/cm}^2$
 Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 1.727,46 \text{ kN/m}$
 Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN/m}$
 Carico applicato, $Q = 0,00 \text{ kN/m}$

⁷ Per l'effettuazione del calcolo è necessario, come detto in precedenza, impostare una combinazione di carico (nominandola es. "Comb1") senza inserire valori nelle componenti di carico N, T, M.

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 39 di 64
--	----------------------	---------------

Effettuando i calcoli con il D.M. 2008, con l'Approccio 1, si ottiene (falda a 0,5 m dal p.c.)

Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=0,00$ kN/m
componente orizzontale, $T_{xd}=0,00$ kN/m
eccentricità lungo x, $e_x=0,000$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_{i1}=30^\circ$
angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=38^\circ$
adesione al contatto fondazione terreno, $A_{d1}=0$ kN/mq

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x (resistenza caratt.), $T_{lim}=0,00$ kN/m
Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN/m
Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/g_{Scorr}+S_{pt}/g_{Spt}=0,00$ kN/m
Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd}\leq R_d$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=17$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_{i1}=30^\circ$
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=18$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_{i2}=38^\circ$
coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 61,352$
 $N_q = 48,933$
 $N_{\gamma} = 78,024$
fatt. inclinaz. carico, $i_c=1$
fatt. inclinaz. carico, $i_q=1$
fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$
fatt. forma fondazione, $f_c=1$
fatt. forma fondazione, $f_q=1$
fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $pq=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p\gamma=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,3$ m

Carico limite unitario, $q_{lim}=13,29$ daN/cm²

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=1.727,46$ kN/m

Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=1.727,46$ kN/m

Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m

Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=0,00$ kN/m

Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=0,00$ kN/m

componente orizzontale, $T_{xd}=0,00$ kN/m

eccentricità lungo x, $e_x=0,000$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i1=24,8^\circ$

angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=38^\circ$

adesione al contatto fondazione terreno, $Ades_1=0$ kN/m²

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x (resistenza caratt.), $T_{lim}=0,00$ kN/m

Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN/m

Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/g_{Scorr}+S_{pt}/g_{Spt}=0,00$ kN/m

Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd} \leq R_d$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=17$ kN/m³

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i1=24,8^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=18$ kN/m³

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_i2=32^\circ$

coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/m²

Fattori del carico limite

$N_c = 35,51$

$N_q = 23,195$

$N_{\gamma} = 30,245$

fatt. inclinaz. carico, $i_c=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_q=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$
fatt. forma fondazione, $f_c=1$
fatt. forma fondazione, $f_q=1$
fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

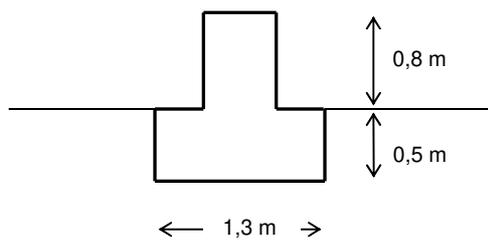
Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,3$ m
Carico limite unitario, $q_{lim}=5,51$ daN/cm²
Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=716,32$ kN/m
Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=397,96$ kN/m
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m
Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=0,00$ kN/m
Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)

ESEMPIO 2 – CARICO LIMITE

Determinare il carico limite nelle stesse condizioni di cui all'esempio 1 in cui il terreno sia costituito da un'argilla satura poco consistente (verifica a breve termine, in condizioni non drenate, e a lungo termine. Si ha $N_{str}=1$ (terreno omogeneo).

Non essendo applicato alcun carico esterno occorre definire una sola combinazione di carico (chiamandola es. Comb1) con valori nulli del carico applicato.



Terreno argilloso poco consistente
 $\gamma_{sat}=20$ kN/m³ $\phi'=30^\circ$ $c'=10$ kPa
 $c_u=50$ kPa

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 42 di 64
--	----------------------	---------------

I risultati (D.M. 1988) sono (essendo il terreno saturo occorre impostare $H_w=0$):

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Verifica a breve termine in condizioni non drenate

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=20$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi1=0^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=20$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $Fi2=0^\circ$

coesione terreno di fondazione, $C_2=50$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 5,142$

$N_q = 1$

$N_{\gamma} = 0$

fatt. inclinaz. carico, $i_c=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_q=1$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$

fatt. forma fondazione, $f_c=1$

fatt. forma fondazione, $f_q=1$

fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,3$ m

Carico limite unitario, $q_{lim}=2,67$ daN/cm²

Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=347,20$ kN/m

Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=115,73$ kN/m

Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=0,00$ kN/m

Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Verifica a lungo termine in condizioni drenate

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=10,19$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi1=30^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=10,19$ kN/mc

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 43 di 64
--	----------------------	---------------

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\text{Fi}2=30^\circ$

coesione terreno di fondazione, $\text{C}2=10 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$\text{Nc} = 30,14$

$\text{Nq} = 18,401$

$\text{Ngamma} = 22,402$

fatt. inclinaz. carico, $\text{ic}=1$

fatt. inclinaz. carico, $\text{iq}=1$

fatt. inclinaz. carico, $\text{igamma}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $\text{dc}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $\text{dq}=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $\text{dgamma}=1$

fatt. forma fondazione, $\text{fc}=1$

fatt. forma fondazione, $\text{fq}=1$

fatt. forma fondazione, $\text{fgamma}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $\text{ac}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $\text{aq}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $\text{agamma}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $\text{pc}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $\text{pq}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $\text{pgamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $\text{B}'=1,3 \text{ m}$

Carico limite unitario, $\text{qlim}=5,44 \text{ daN/cm}^2$

Sottospinta, $\text{Sw}=6,38 \text{ kN/m}$

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $\text{Qlim}=\text{Rk}=706,59 \text{ kN/m}$

Resistenza di progetto, $\text{Rd}=\text{Rk}/\text{gQlim}=235,53 \text{ kN/m}$

Carico applicato (azione di progetto), $\text{Ed}=\text{Nd}-\text{Sw}=-6,38 \text{ kN/m}$

Verifica al carico limite soddisfatta ($\text{Ed} \leq \text{Rd}$)

ESEMPIO 3 – CARICO LIMITE E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Effettuare le verifiche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa, con entrambe le normative di cui al DM 2008 e al DM 1988, per il seguente plinto di fondazione a base quadrata di lato 3 m poggiate su terreno omogeneo ($\text{N}_{\text{strati}}=1$) a grana grossa (condizioni drenate). È presente la falda a profondità di 3 m dal p.c. Il carico permanente sul piano di posa della fondazione è dato dalle seguenti componenti (il segno segue il verso del sistema di riferimento xyz):

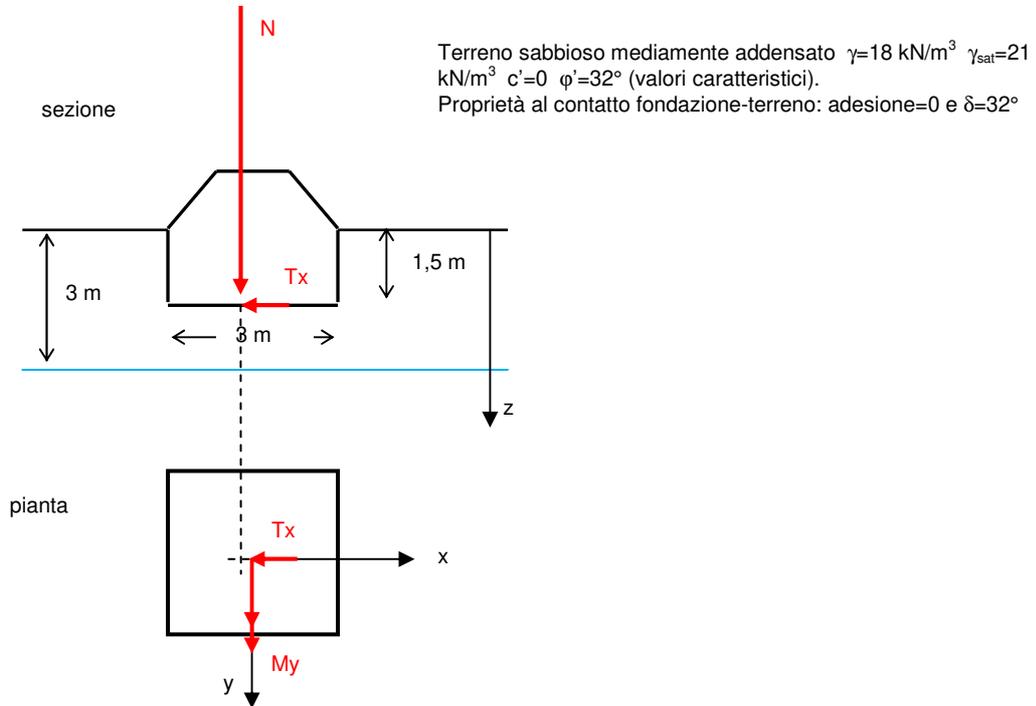
$$\text{N} = 350 \text{ kN}$$

$$\text{T}_x = -20 \text{ kN}$$

$$\text{T}_y = 0 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 50 \text{ kNm}$$



L'eccentricità lungo x del carico risulta pari a $e_x = -M_y/N = -0,143 \text{ m}$ (infatti il punto di applicazione di N cade nel semiasse negativo di x). Lungo y si ha invece $e_y = M_x/N = 0$.

I risultati sul calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno con la normativa D.M. 1988 sono (calcolo dei fattori di forma con le "Espressioni più accreditate"):

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=350,00 \text{ kN}$

componente orizzontale, $T_{xd}=-20,00 \text{ kN}$

componente orizzontale, $T_{yd}=0,00 \text{ kN}$

eccentricità lungo x, $e_x=-0,143 \text{ m}$

eccentricità lungo y, $e_y=0,000 \text{ m}$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i=32^\circ$

angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=32^\circ$

adesione al contatto fondazione terreno, $A_{des1}=0 \text{ kN/mq}$

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x o y (resistenza caratt.), $T_{lim}=218,70 \text{ kN}$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 45 di 64
--	----------------------	---------------

Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $Spt=0,00$ kN

Resistenza di progetto, $Rd=Tlim/gScorr+Spt/gSpt=168,23$ kN

Sottospinta, $Sw=0,00$ kN

Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($Txd \leq Rd$)

Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $Rd/Txd=8,41$

Verifica allo scorrim. in direz. y sul piano di posa soddisfatta ($Tyd \leq Rd$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g1=18$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi1=32^\circ$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g2=14,595$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $Fi2=32^\circ$

coesione terreno di fondazione, $C2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$Nc = 35,49$

$Nq = 23,177$

$Ngamma = 30,215$

fatt. inclinaz. carico, $ic=0,929$

fatt. inclinaz. carico, $iq=0,929$

fatt. inclinaz. carico, $igamma=0,806$

fatt. resist. terr. superficiale, $dc=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $dq=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $dgamma=1$

fatt. forma fondazione, $fc=1,653$

fatt. forma fondazione, $fq=1,625$

fatt. forma fondazione, $fgamma=0,6$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $ac=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $aq=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $agamma=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $pc=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $pq=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $pgamma=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=2,71$ m

Carico limite unitario, $qlim=12,34$ daN/cm²

Sottospinta, $Sw=0,00$ kN

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Qlim=Rk=10.045,69$ kN

Resistenza di progetto, $Rd=Rk/gQlim=3.348,56$ kN

Carico applicato (azione di progetto), $Ed=Nd-Sw=350,00$ kN

Verifica al carico limite soddisfatta ($Ed \leq Rd$)

Coeff. di sicurezza al carico limite, $Rd/Ed=9,57$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 46 di 64
--	----------------------	---------------

Effettuando i calcoli con il D.M. 2008 si ottiene (n.b. inserire per i parametri simili valori a piacere; essi non influenzano il calcolo non essendo presenti combinazioni di carico sismiche):

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=455,00$ kN
componente orizzontale, $T_{xd}=-26,00$ kN
componente orizzontale, $T_{yd}=0,00$ kN
eccentricità lungo x, $e_x=-0,110$ m
eccentricità lungo y, $e_y=0,000$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i1=32^\circ$
angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=32^\circ$
adesione al contatto fondazione terreno, $A_{d1}=0$ kN/mq

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x o y (resistenza caratt.), $T_{lim}=284,32$ kN
Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN
Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/g_{Scorr}+S_{pt}/g_{Spt}=284,32$ kN
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN
Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd}\leq R_d$)
Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $R_d/T_{xd}=10,94$
Verifica allo scorrim. in direz. y sul piano di posa soddisfatta ($T_{yd}\leq R_d$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=18$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i1=32^\circ$
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=14,595$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_i2=32^\circ$
coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 35,49$
 $N_q = 23,177$
 $N_{\gamma} = 30,215$
fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,929$
fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,929$
fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=0,806$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 47 di 64
--	----------------------	---------------

fatt. forma fondazione, $f_c=1,653$
fatt. forma fondazione, $f_q=1,625$
fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=0,6$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=2,78$ m
Carico limite unitario, $q_{lim}=12,41$ daN/cm²
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN
Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=10.348,36$ kN
Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=10.348,36$ kN
Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=455,00$ kN
Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)
Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=22,74$

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=350,00$ kN
componente orizzontale, $T_{xd}=-20,00$ kN
componente orizzontale, $T_{yd}=0,00$ kN
eccentricità lungo x, $e_x=-0,143$ m
eccentricità lungo y, $e_y=0,000$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $\phi_1=26,6^\circ$
angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=32^\circ$
adesione al contatto fondazione terreno, $Ades_1=0$ kN/m²

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x o y (resistenza caratt.), $T_{lim}=218,70$ kN
Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN
Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/gScorr+S_{pt}/gS_{pt}=198,82$ kN
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN
Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd} \leq R_d$)
Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $R_d/T_{xd}=9,94$
Verifica allo scorrim. in direz. y sul piano di posa soddisfatta ($T_{yd} \leq R_d$)

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=18$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi_1=26,6^\circ$
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=14,595$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $Fi_2=26,6^\circ$
coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

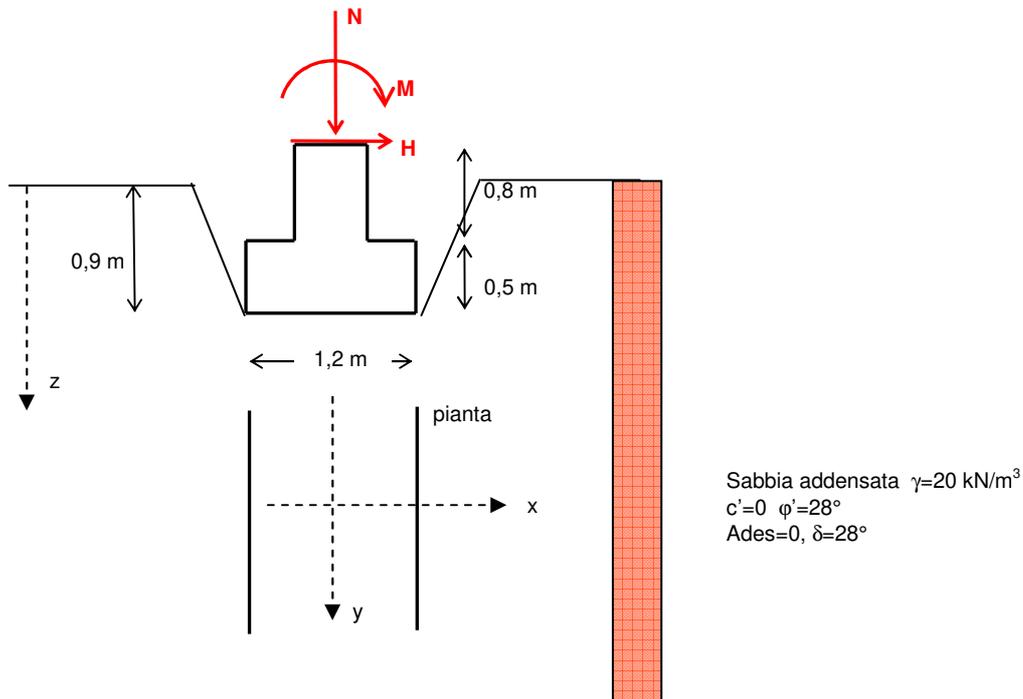
$N_c = 23,18$
 $N_q = 12,588$
 $N_{\gamma} = 13,585$
fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,929$
fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,929$
fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=0,769$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$
fatt. forma fondazione, $f_c=1,543$
fatt. forma fondazione, $f_q=1,5$
fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=0,6$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=2,71$ m
Carico limite unitario, $q_{lim}=5,98$ daN/cm²
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN
Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=4.865,51$ kN
Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=2.703,06$ kN
Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=350,00$ kN
Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d \leq R_d$)
Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=7,72$

ESEMPIO 4 – CARICO LIMITE E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Sia data una trave di fondazione rovescia, su un terreno omogeneo sabbioso mediamente addensato, da collocare a 0,9 m dal piano di campagna. È lecita l'ipotesi di fondazione nastriforme ($L=\infty$). È assente la falda freatica. I carichi trasmessi dalla sovrastruttura, di tipo permanente, siano $N=120$ kN/m, $M=10,8$ kN*m/m, $H=9,6$ kN/m.



Si trascura il peso proprio della fondazione e si suppongono i carichi direttamente applicati al piano di posa della fondazione.

Effettuare le verifiche geotecniche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa con le due normative del 1988 e del 2008.

Fissato il sistema di riferimento xyz previsto in *CaricoLim.Az*, i carichi da inserire nel pannello *Combinazioni di carico fondamentali e/o sismiche (SLU)* sono:

Comb1: $N=120 \text{ kN/m}$ $T_x = 9,6 \text{ kN/m}$ $M_y = -10,8 \text{ kN}^*\text{m/m}$

Assumendo come normativa di riferimento il D.M. 1988 si ottengono i seguenti principali risultati:

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=120,00 \text{ kN/m}$

componente orizzontale, $T_{xd}=9,60 \text{ kN/m}$

eccentricità lungo x, $e_x=0,090 \text{ m}$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_i1=28^\circ$

angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=28^\circ$

adesione al contatto fondazione terreno, $Ades_1=0 \text{ kN/mq}$

Carico limite orizzontale e verifica

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 50 di 64
--	----------------------	---------------

Carico limite orizzontale complessivo lungo x (resistenza caratt.), $T_{lim}=63,81$ kN/m
 Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN/m
 Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/g_{Scorr}+S_{pt}/g_{Spt}=49,08$ kN/m
 Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m
 Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd}\leq R_d$)
 Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $R_d/T_{xd}=5,11$

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=20$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_{i1}=28^\circ$
 peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=20$ kN/mc
 angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_{i2}=28^\circ$
 coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 25,803$
 $N_q = 14,72$
 $N_{gamma} = 16,717$
 fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,901$
 fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,901$
 fatt. inclinaz. carico, $i_{gamma}=0,7$
 fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$
 fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$
 fatt. resist. terr. superficiale, $d_{gamma}=1$
 fatt. forma fondazione, $f_c=1$
 fatt. forma fondazione, $f_q=1$
 fatt. forma fondazione, $f_{gamma}=1$
 fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$
 fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$
 fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{gamma}=1$
 fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$
 fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$
 fatt. inclinazione piano campagna, $p_{gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,02$ m
 Carico limite unitario, $q_{lim}=3,58$ daN/cm²
 Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m
 Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=365,23$ kN/m
 Resistenza di progetto, $R_d=R_k/g_{Q_{lim}}=121,74$ kN/m
 Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=120,00$ kN/m
 Verifica al carico limite soddisfatta ($E_d\leq R_d$)
 Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=1,01$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 51 di 64
--	----------------------	---------------

Effettuando i calcoli con il D.M. 2008 – approccio 1, si ottiene:

COMBINAZ. DI CARICO FONDAMENTALE: Comb1

Approccio 1 - Combinazione 1
(A1+M1+R1)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $N_d=156,00$ kN/m
componente orizzontale, $T_{xd}=12,48$ kN/m
eccentricità lungo x, $e_x=0,069$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_{i1}=28^\circ$
angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta_1=28^\circ$
adesione al contatto fondazione terreno, $A_{des1}=0$ kN/mq

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x (resistenza caratt.), $T_{lim}=82,95$ kN/m
Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $S_{pt}=0,00$ kN/m
Resistenza di progetto, $R_d=T_{lim}/g_{Scorr}+S_{pt}/g_{Spt}=82,95$ kN/m
Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m
Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($T_{xd}\leq R_d$)
Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $R_d/T_{xd}=6,65$

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g_1=20$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $F_{i1}=28^\circ$
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g_2=20$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_{i2}=28^\circ$
coesione terreno di fondazione, $C_2=0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 25,803$
 $N_q = 14,72$
 $N_{\gamma} = 16,717$
fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,901$
fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,901$
fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=0,7$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$
fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$
fatt. forma fondazione, $f_c=1$
fatt. forma fondazione, $f_q=1$
fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 52 di 64
--	----------------------	---------------

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $aq=1$
fatt. inclinazione piano posa fondazione, $agamma=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $pc=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $pq=1$
fatt. inclinazione piano campagna, $pgamma=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,06$ m
Carico limite unitario, $qlim=3,63$ daN/cm²
Sottospinta, $Sw=0,00$ kN/m
Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Qlim=Rk=385,26$ kN/m
Resistenza di progetto, $Rd=Rk/gQlim=385,26$ kN/m
Carico applicato (azione di progetto), $Ed=Nd-Sw=156,00$ kN/m
Verifica al carico limite soddisfatta ($Ed \leq Rd$)
Coeff. di sicurezza al carico limite, $Rd/Ed=2,47$

Approccio 1 - Combinazione 2
(A2+M2+R2)

AZIONI DI PROGETTO

componente verticale, $Nd=120,00$ kN/m
componente orizzontale, $Txd=9,60$ kN/m
eccentricità lungo x, $ex=0,090$ m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi1=23^\circ$
angolo di attrito al contatto fondazione-terreno, $\Delta 1=28^\circ$
adesione al contatto fondazione terreno, $Ades1=0$ kN/m²

Carico limite orizzontale e verifica

Carico limite orizzontale complessivo lungo x (resistenza caratt.), $Tlim=63,81$ kN/m
Spinta passiva del terreno superficiale di altezza D (resistenza caratt.), $Spt=0,00$ kN/m
Resistenza di progetto, $Rd=Tlim/gScorr+Spt/gSpt=58,00$ kN/m
Sottospinta, $Sw=0,00$ kN/m
Verifica allo scorrimento in direz. x sul piano di posa soddisfatta ($Txd \leq Rd$)
Coeff. di sicurezza allo scorrimento lungo x, $Rd/Txd=6,04$

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Parametri geotecnici di progetto

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g1=20$ kN/m³
angolo di resistenza al taglio terreno superficiale, $Fi1=23^\circ$
peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g2=20$ kN/m³
angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $Fi2=23^\circ$
coesione terreno di fondazione, $C2=0$ kN/m²

Fattori del carico limite

$Nc = 18,102$

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 53 di 64
--	----------------------	---------------

$N_q = 8,7$

$N_{\gamma} = 8,252$

fatt. inclinaz. carico, $i_c=0,901$

fatt. inclinaz. carico, $i_q=0,901$

fatt. inclinaz. carico, $i_{\gamma}=0,642$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_c=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_q=1$

fatt. resist. terr. superficiale, $d_{\gamma}=1$

fatt. forma fondazione, $f_c=1$

fatt. forma fondazione, $f_q=1$

fatt. forma fondazione, $f_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_c=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_q=1$

fatt. inclinazione piano posa fondazione, $a_{\gamma}=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_c=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_q=1$

fatt. inclinazione piano campagna, $p_{\gamma}=1$

Carico limite e verifica

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,02$ m

Carico limite unitario, $q_{lim}=1,95$ daN/cm²

Sottospinta, $S_w=0,00$ kN/m

Carico limite complessivo (resistenza caratteristica), $Q_{lim}=R_k=199,06$ kN/m

Resistenza di progetto, $R_d=R_k/gQ_{lim}=110,59$ kN/m

Carico applicato (azione di progetto), $E_d=N_d-S_w=120,00$ kN/m

Attenzione, verifica al carico limite non soddisfatta ($E_d > R_d$)

Coeff. di sicurezza al carico limite, $R_d/E_d=0,92$

ESEMPIO 5 – VERIFICHE GEOTECNICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Sia dato un plinto di fondazione quadrato 2x2 m, da realizzare su un terreno sabbioso mediamente addensato alla profondità di 1 m dal piano di campagna. È assente la falda freatica. I carichi trasmessi dalla sovrastruttura per la combinazione di carico fondamentale (non sismica) sono:

Comb1

permanente $N_p=400$ kN

variabile $N_v=150$ kN

permanente $T_{xp}=55$ kN

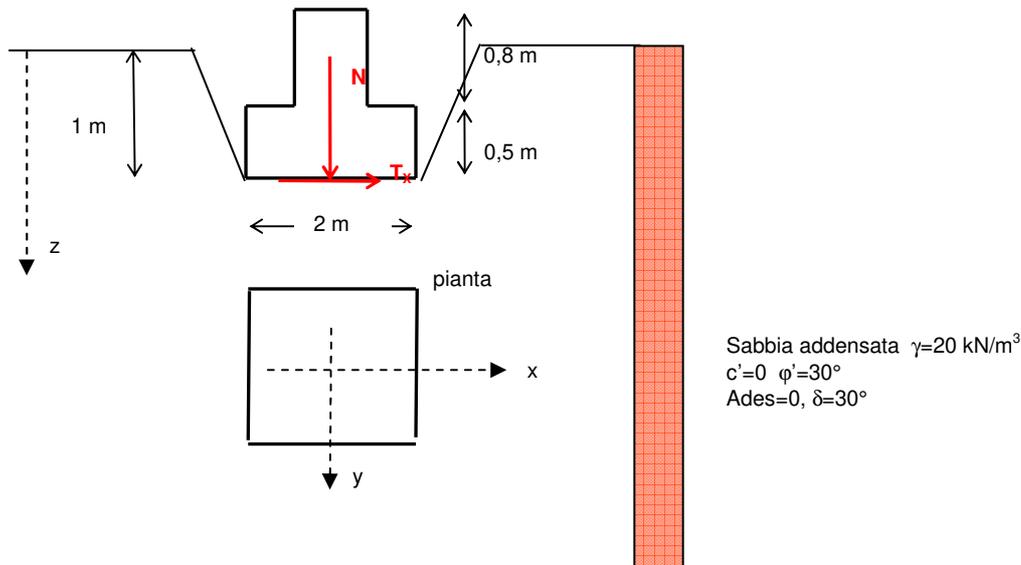
variabile $T_{xv}=15$ kN

I carichi trasmessi dalla sovrastruttura per la combinazione di carico sismica sono:

Comb2-Sism

$$N = 300 \text{ kN}$$

$$T_x = 140 \text{ kN}$$



Effettuare le verifiche geotecniche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa con tutte le tre normative del 1988 del 2008 e del 2018 (NTC).

Le verifiche geotecniche vanno condotte sia per la combinazione di carico fondamentale (Comb1) che per quella sismica (Comb2-Sism). Allo scopo di calcolare la risposta sismica locale si precisa che il sito di costruzione è localizzato dalle seguenti coordinate geografiche:

$$\text{latitudine} = 43^\circ,72 \quad \text{longitudine} = 11^\circ,33$$

Gli altri parametri che incidono sulla risposta sismica sono:

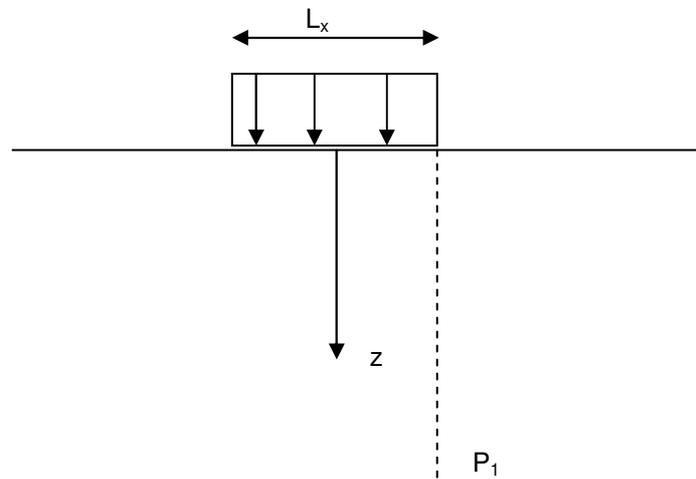
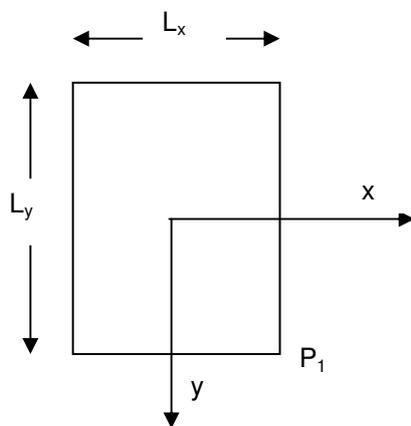
- ✓ vita nominale dell'opera = 50 anni
- ✓ classe d'uso dell'opera = IV
- ✓ coefficiente d'uso = 2
- ✓ categoria di sottosuolo = B
- ✓ categoria topografica = T1 (superficie pianeggiante)
- ✓ fattori di forma: "Espressioni più accreditate"
- ✓ (per la normativa 1988) Grado di sismicità = 9

Inseriti i dati nel software si ottengono i risultati sintetizzati nella seguente tabella:

Normativa	Condizioni statiche		Condizioni dinamiche	
	Verifica al carico limite	Verifica allo scorrimento sul p.p.	Verifica al carico limite	Verifica allo scorrimento sul p.p.
DM 11/03/1988	$q_{lim} = 6,45 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 2.581,03 \text{ kN}$ $E_d=550 \text{ kN}$	$T_{lim} = 317,54 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 70,00 \text{ kN}$	$q_{lim}=2,96 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 1.185,35 \text{ kN}$ $E_d=300 \text{ kN}$	$T_{lim} = 173,21 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 140,00 \text{ kN}$
DM 14/01/2008 approccio progettuale 1	Combinazione 1: A1+M1+R1			
	$q_{lim} = 6,47 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 2.587,34 \text{ kN}$ $E_d=745 \text{ kN}$	$T_{lim} = 430,13 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 94,00 \text{ kN}$	$q_{lim} = 3,01 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 1.204,09 \text{ kN}$ $E_d=300 \text{ kN}$	$T_{lim} = 173,21 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 140,00 \text{ kN}$
	Combinazione 2: A2+M2+R2			
	$q_{lim} = 3,23 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 1.291,11 \text{ kN}$ $E_d=595 \text{ kN}$	$T_{lim} = 343,52 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 74,50 \text{ kN}$	$q_{lim} = 1,53 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 612,69 \text{ kN}$ $E_d=300 \text{ kN}$	$T_{lim} = 173,21 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 140,00 \text{ kN}$
DM 14/01/2008 approccio progettuale 2 A1+M1+R3	$q_{lim} = 6,47 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 2.587,34 \text{ kN}$ $E_d=745 \text{ kN}$	$T_{lim} = 430,13 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 94,00 \text{ kN}$	$q_{lim} = 3,01 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 1.204,09 \text{ kN}$ $E_d=300 \text{ kN}$	$T_{lim} = 173,21 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 140,00 \text{ kN}$
DM 17/01/2018	$q_{lim} = 6,47 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 2.587,34 \text{ kN}$ $E_d=745 \text{ kN}$	$T_{lim} = 430,13 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 94,00 \text{ kN}$	$q_{lim} = 2,96 \text{ daN/cm}^2$ $Q_{lim} = 1.182,06 \text{ kN}$ $E_d=300 \text{ kN}$	$T_{lim} = 173,21 \text{ kN}$ $T_{Xd} = 140,00 \text{ kN}$

ESEMPIO 6 – TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO

Calcolare lo stato tensionale nel punto P_1 del sottosuolo che giace sulla verticale passante per lo spigolo del rettangolo di carico segnato in figura ($L_x = 3 \text{ m}$; $L_y = 5 \text{ m}$):



$x_p = 1,5 \text{ m}$; $y_p = 2,5 \text{ m}$; $z_p = 10 \text{ m}$

Il carico uniformemente distribuito è pari a $q = 2.000 \text{ kg/mq}$, mentre il coefficiente di Poisson si assume pari a 0,1.

Utilizzando gli abachi presenti in letteratura ([3] Jappelli R. (1984) – Corso di Geotecnica, Tavole sinottiche - Università di Palermo) si ha:

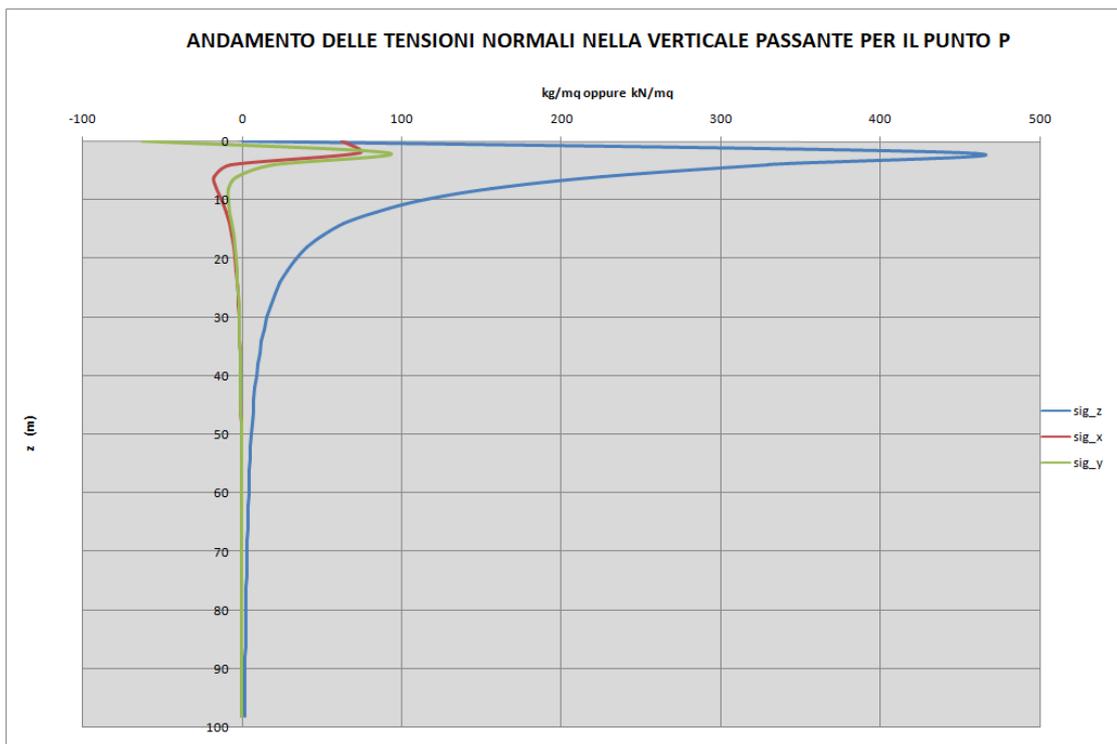
$$m=Lx/z_p=0,3 \quad n=Ly/z_p=0,5 \quad f(m,n)=0,056 \text{ e quindi } \sigma_z=f q=0,056*2000=112 \text{ kg/m}^2$$

I risultati che si ottengono, dopo qualche decina di secondi, con il software sono i seguenti:

CALCOLO DELLE (SOVRA)TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO

stato tensionale nel punto

sig_x = -12,67 kg/mq
 sig_y = -8,95 kg/mq
 sig_z = 111,86 kg/mq
 t_xy = -13,63 kg/mq
 t_xz = 16,22 kg/mq
 t_yz = 25,47 kg/mq



Come si può vedere, i risultati corrispondono esattamente con quelli che si ottengono utilizzando gli abachi presenti in letteratura. Il software inoltre consente di ottenere lo stato tensionale **completo** (tensioni normali σ_x σ_y σ_z e tangenziali τ_{xy} τ_{xz} τ_{yz}), e non solo la tensione verticale σ_z . In più, è immediato il calcolo dello stato tensionale anche per punti che si trovano all'esterno all'area di carico; ad es. per il punto P₂ avente coordinate $x_p = 4,5 \text{ m}$; $y_p = 7,5 \text{ m}$; $z_p = 10 \text{ m}$, si ottiene:

stato tensionale nel punto

$\sigma_x = 0,85 \text{ kg/mq}$
 $\sigma_y = 8,52 \text{ kg/mq}$
 $\sigma_z = 35,75 \text{ kg/mq}$
 $t_{xy} = -71,86 \text{ kg/mq}$
 $t_{xz} = 15,74 \text{ kg/mq}$
 $t_{yz} = 25,29 \text{ kg/mq}$

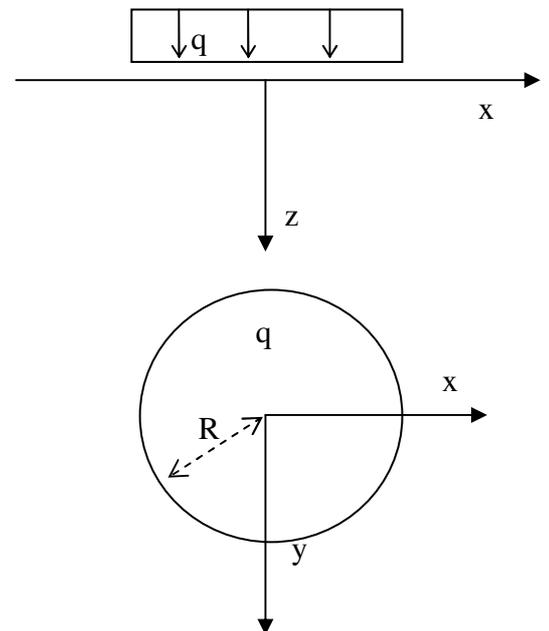
Nel caso di striscia indefinita e punto avente coordinate $x_p = 1,5 \text{ m}$; $z_p = 10 \text{ m}$ si ottiene:

stato tensionale nel punto

$\sigma_x = -7,34 \text{ kg/mq}$
 $\sigma_y = 51,14 \text{ kg/mq}$
 $\sigma_z = 360,72 \text{ kg/mq}$
 $t_{xy} = 0 \text{ kg/mq}$
 $t_{xz} = 52,56 \text{ kg/mq}$
 $t_{yz} = 0 \text{ kg/mq}$

ESEMPIO 7 – CEDIMENTI TERRENI A GRANA FINA

Stimare il cedimento del punto centrale della fondazione circolare indicata in figura poggianti su argilla saturata normalmente consolidata ($OCR=1$):



DATI:

$q = 100 \text{ kPa}$

$B = 2 R = 1,8 \text{ m}$

$x_p=0$, $y_p=0$ coordinate del punto appartenente al piano di posa della fondazione di cui si cerca il cedimento

$H = 20 \text{ m}$ (altezza del banco di argilla che partecipa al cedimento; al di sotto si trova uno strato di maggiore rigidità)

$\gamma = \gamma_{\text{sat}} = 18,3 \text{ kN/mc}$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. Ciro Azzara)	Manuale d'uso	Pag. 58 di 64
---	----------------------	---------------

$C_c = 0,15$ (indice di compressibilità del banco di argilla)

$e_0 = 0,8$ (indice dei vuoti prima dell'applicazione dei carichi, riferito ad un campione rappresentativo del banco di argilla prelevato a metà profondità).

Per le condizioni di rottura da precisare in Dati Generali scegliere le condizioni drenate in presenza di falda (terreno saturo $H_w=0$ $\gamma_w=9,81$ kN/m³).

Il carico q equivale ad un carico N centrato pari a $N = q A = 254,47$ kN che viene inserito nel software (una sola combinazione di carico).

Si calcola il cedimento con il metodo edometrico (si assume pari a 20 il numero degli strati in cui dividere H). I risultati sono:

calcolo del cedimento finale w_f

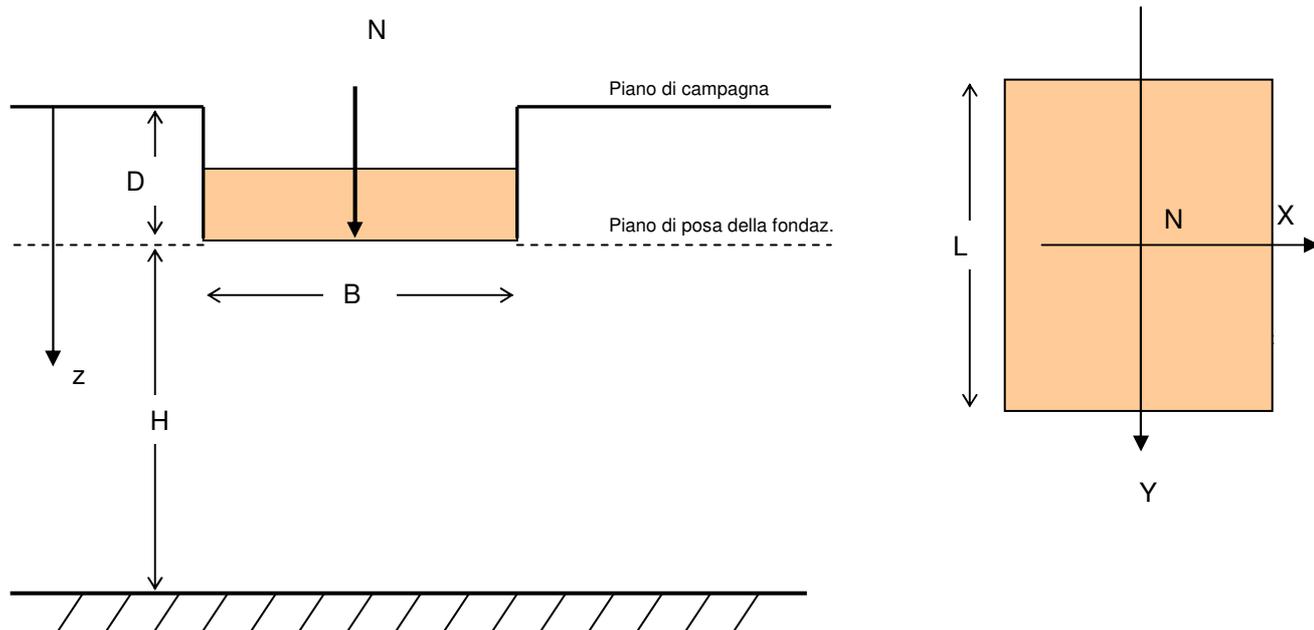
n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed (m)	Eed	szf/s'zo
1	1	0,5	4,24	88,56	0,99515	0,7942	0,10072	8,8	20,86
2	1	1,5	12,74	36,95	0,92359	0,8349	0,0461	8	2,9
3	1	2,5	21,22	16,71	0,89031	0,85249	0,02001	8,3	0,79
4	1	3,5	29,72	9,16	0,86839	0,85089	0,00937	9,8	0,31
5	1	4,5	38,2	5,71	0,85202	0,84294	0,0049	11,7	0,15
6	1	5,5	46,7	3,89	0,83895	0,83374	0,00283	13,7	0,08
7	1	6,5	55,18	2,81	0,82806	0,82483	0,00177	15,9	0,05
8	1	7,5	63,68	2,12	0,81874	0,81661	0,00117	18,1	0,03
9	1	8,5	72,17	1,66	0,81059	0,80911	0,00082	20,3	0,02
10	1	9,5	80,66	1,33	0,80334	0,80227	0,00059	22,5	0,02
11	1	10,5	89,14	1,09	0,79682	0,79603	0,00044	24,7	0,01
12	1	11,5	97,64	0,91	0,7909	0,79029	0,00034	27	0,01
13	1	12,5	106,12	0,77	0,78546	0,78499	0,00026	29,2	0,01
14	1	13,5	114,62	0,66	0,78045	0,78007	0,00021	31,4	0,01
15	1	14,5	123,1	0,58	0,77579	0,77549	0,00017	33,6	0
16	1	15,5	131,6	0,5	0,77145	0,7712	0,00014	35,9	0
17	1	16,5	140,08	0,44	0,76738	0,76717	0,00012	38,1	0
18	1	17,5	148,57	0,4	0,76354	0,76337	0,0001	40,3	0
19	1	18,5	157,06	0,35	0,75992	0,75978	0,00008	42,5	0
20	1	19,5	165,56	0,32	0,75649	0,75637	0,00007	44,7	0

$w_f = 0,1902$ m (19,02 cm)

Il cedimento finale, coincidente nel metodo edometrico con il cedimento di consolidazione (quello immediato è nullo), è quindi pari a **19,02 cm**.

ESEMPIO 8 – CEDIMENTI TERRENI A GRANA FINA

Stimare il cedimento del punto centrale della fondazione rettangolare indicata in figura poggiante su argilla satura ($H_w=0$) normalmente consolidata:



DATI:

$B = 6 \text{ m}$; $L = 9 \text{ m}$; $D = 3 \text{ m}$

$x_p=0$, $y_p=0$ coordinate del punto appartenente al piano di posa della fondazione di cui si cerca il cedimento

$q = 30 \text{ kPa}$ (equivalente ad un carico centrato $N=30 \times 9 \times 6=1.620 \text{ kN}$)

$H = 9 \text{ m}$ (altezza del banco di argilla che partecipa al cedimento; al di sotto si trova uno strato di maggiore rigidità)

$\gamma = \gamma_{\text{sat}} = 17,7 \text{ kN/mc}$ (argilla omogenea)

$C_c = 0,22$ (indice di compressibilità del banco di argilla)

$e_0 = 0,7$ (indice dei vuoti prima dell'applicazione dei carichi, riferito ad un campione rappresentativo del banco di argilla prelevato a metà profondità).

$E_0 = 7.000 \text{ kPa} = 70 \text{ daN/cm}^2$ (modulo elastico non drenato)

coeff. di Poisson $\nu = 0,1$

$A = 0,8$ (coefficiente di Skempton)

Si calcolano i cedimenti prima con il metodo edometrico (si assume pari a 5 il numero degli strati in cui dividere H). I risultati sono:

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione media trasmessa dalla fondazione al terreno, $q=30 \text{ kN/m}^2$

tensione efficace verticale litostatica alla profondità del piano di posa fondaz. = $23,67 \text{ kN/m}^2$

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. <i>Ciro Azzara</i>)	Manuale d'uso	Pag. 60 di 64
---	----------------------	---------------

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno, $q_n=6,33$ kN/mq

calcolo del cedimento immediato w_o

$w_o = 0$ m (0 cm)

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed	Eed	szf/s'zo
1	1,8	3,9	30,77	6,25	0,76248	0,74481	0,01805	6,2	0,2
2	1,8	5,7	44,97	5,16	0,72622	0,71585	0,01082	8,6	0,11
3	1,8	7,5	59,18	3,67	0,7	0,69425	0,00609	10,9	0,06
4	1,8	9,3	73,38	2,55	0,67945	0,67618	0,0035	13,1	0,03
5	1,8	11,1	87,58	1,82	0,66254	0,66058	0,00212	15,4	0,02

$w_f = 0,0406$ m (4,06 cm)

Il cedimento finale è quindi pari a **4,06 cm**.

Se calcoliamo il cedimento dello spigolo dell'area di carico che ha coordinate $x_p = 3,0$ m, $y_p = 4,5$ m si ottiene un cedimento finale di **1,34 cm**:

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed	Eed	szf/s'zo
1	1,8	3,9	30,77	1,58	0,76248	0,7577	0,00489	5,8	0,05
2	1,8	5,7	44,97	1,52	0,72622	0,72304	0,00332	8,3	0,03
3	1,8	7,5	59,18	1,38	0,7	0,6978	0,00233	10,7	0,02
4	1,8	9,3	73,38	1,19	0,67945	0,67791	0,00165	13	0,02
5	1,8	11,1	87,58	1,01	0,66254	0,66145	0,00118	15,3	0,01

$w_f = 0,0134$ m (1,34 cm)

Si calcola ora il cedimento in asse alla fondazione con il metodo di Skempton e Bjerrum

calcolo del cedimento immediato w_o

n°	Hstr (m)	z (m)	sxo	syo	szo	uo	wo
1	1,8	3,9	4,01	4,49	6,25	4,92	0,0005
2	1,8	5,7	1,29	1,9	5,16	2,78	0,0009
3	1,8	7,5	0,43	0,77	3,67	1,62	0,0008
4	1,8	9,3	0,17	0,33	2,55	1,02	0,0006
5	1,8	11,1	0,08	0,16	1,82	0,68	0,0004

$w_o = 0,0033$ m (0,33 cm)

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed	Eed	szf/s'zo
1	1,8	3,9	30,77	6,25	0,76248	0,74481	0,01805	6,2	0,2
2	1,8	5,7	44,97	5,16	0,72622	0,71585	0,01082	8,6	0,11
3	1,8	7,5	59,18	3,67	0,7	0,69425	0,00609	10,9	0,06
4	1,8	9,3	73,38	2,55	0,67945	0,67618	0,0035	13,1	0,03
5	1,8	11,1	87,58	1,82	0,66254	0,66058	0,00212	15,4	0,02

coefficiente beta = 0,8615
cedimento di consolidazione
cedimento finale

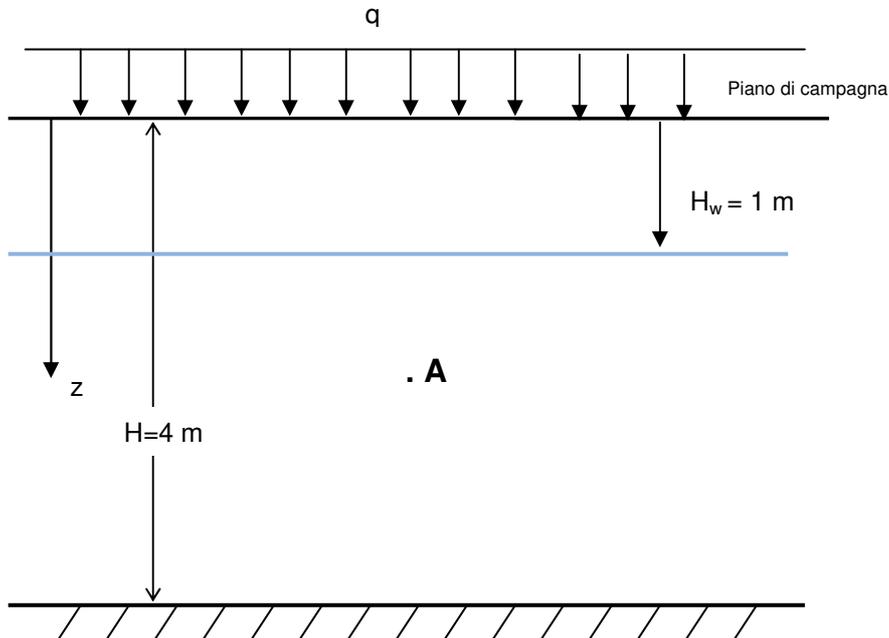
wed = 0,0406 m (4,06 cm)

wc = 0,035 m (3,5 cm)

wf = 0,0382 m (**3,82 cm**)

ESEMPIO 9 – CEDIMENTI TERRENI A GRANA FINA

Su un deposito di terreno costituito da uno strato di 4 m di argilla sovra-consolidata su sabbia compatta viene applicato un sovraccarico $q=100$ kPa. Il piano di campagna è orizzontale e l'impronta del carico può essere assunta infinitamente estesa. La falda si trova a 1 m sotto il piano di campagna. Dalla mezzeria dello strato di argilla (punto A) è stato prelevato un campione indisturbato su cui è stata eseguita una prova di compressione edometrica. L'indice dei vuoti iniziale e_0 del terreno è uguale a 0,535, il grado di sovra-consolidazione $OCR=25$, l'indice di ricomprensione o di rigonfiamento $C_s=0,007$, l'indice di compressione $C_c=0,176$. Il peso dell'unità di volume del terreno si può assumere costante e pari a $\gamma=\gamma_{sat}=20$ kN/m³. Assumendo l'ipotesi che la deformazione verticale dello strato di argilla sia uniforme e pari a quella del punto A, si calcoli il valore del cedimento edometrico.



Per la risoluzione con *CaricoLim.Az* si può simulare l'area di carico infinitamente estesa assumendo una fondazione indefinita (striscia) avente larghezza B molto maggiore di H . Si assume $B=100 \cdot H = 400$ m. Il carico centrato permanente da inserire come input è di $N = q B = 100 \cdot 400 = 40.000$ kN/m. L'ipotesi che la deformazione

verticale dello strato di argilla sia uniforme e pari a quella del punto A si traduce nell'assumere pari a 1 il numero degli strati in cui dividere H.

I valori degli altri dati da inserire sono:

$D = 0$ m; $H_f = 0$; $H_w = 1$;

$x_p = 0$ coordinate del punto appartenente al piano di posa della fondazione di cui si cerca il cedimento

I risultati forniti dal software sono:

CALCOLO DEI CEDIMENTI (terreni a grana fina)

pressione trasmessa dalla fondazione al terreno $q = 100$ kN/mq

calcolo del cedimento finale w_f

n°	Hstr (m)	z (m)	s'zo	szf	e0	e1	wed	Eed	szf/s'zo
1	4	2	30,19	99,47	0,535	0,53057	0,01155	344,6	3,29

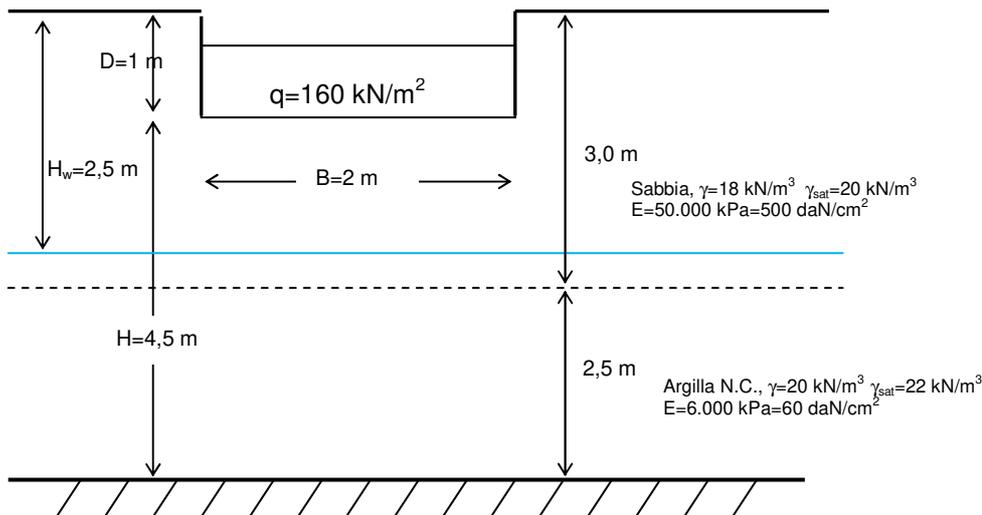
$w_f = 0,0115$ m (**1,15 cm**)

Se volessimo determinare il valore massimo del carico q che può essere applicato affinché il cedimento finale non superi i 3 cm si può procedere a tentativi assumendo diversi valori di $N = q \cdot B = q \cdot 400$. Si ottiene $N = 298.300$ kN/m da cui si ricava:

$$q_{\max} = 745,75 \text{ kPa}$$

ESEMPIO 10 – CEDIMENTI TERRENO STRATIFICATO

Stimare, con il metodo della elasticità, il cedimento del punto centrale della fondazione nastroforme indicata in figura, soggetta a un carico uniformemente distribuito $q = 160$ kN/m², poggiate su un terreno stratificato con falda a profondità $H_w = 2,5$ m:



ALTRI DATI:

numero di strati = 2 ($z_{t1} = 3,0$ m)

CaricoLim.Az 8.0 (Ing. <i>Ciro Azzara</i>)	Manuale d'uso	Pag. 63 di 64
---	----------------------	---------------

$x_p=0$ coordinate del punto appartenente al piano di posa della fondazione di cui si cerca il cedimento

$q = 160$ kPa (equivalente ad un carico centrato $N=160 \times 2=320$ KN/m)

$H = 4,5$ m (altezza del banco di terreno che partecipa al cedimento; al di sotto si trova lo strato roccioso di maggiore rigidità)

coeff. di Poisson $\nu = 0,2$

Lanciato il calcolo con *CaricoLim.Az*, i risultati sono:

-cedimento immediato, $w_0=1,63$ cm

-cedimento di consolidazione, $w_c=1,15$ cm

-cedimento finale, $w_f=2,78$ cm

CaricoLim.Az 8.0 <i>(Ing. Ciro Azzara)</i>	Manuale d'uso	Pag. 64 di 64
--	----------------------	---------------

Bibliografia

- [1] Cestelli Guidi C. (1975) – *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni* – Hoepli, Milano.
- [2] Croce A. (1980) – *Appunti di Geotecnica* – L'Ateneo, Napoli
- [3] Jappelli R. (1984) – *Corso di Geotecnica, Tavole sinottiche* - Università di Palermo
- [4] Bowles, J.E. (1988) - *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill
- [5] Viggiani C. (1996) - *Fondazioni*. CUEN, Napoli
- [6] DM 11/03/1988 – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii 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;*
- [7] Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988, n. 30483 – *Legge 2 febbraio 1974 – D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii 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. Istruzioni per l'applicazione.*
- [8] D.M. 14/01/2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*
- [9] Circ. 02/02/2009, n. 617 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*
- [10] D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*
- [11] Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*

Data revisione Manuale d'uso: **Novembre 2021**