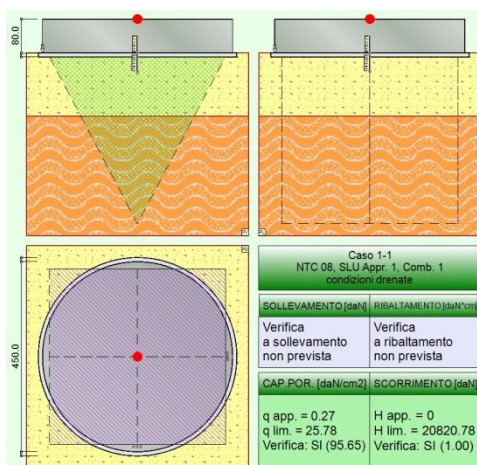




**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo



## MANUALE UTENTE

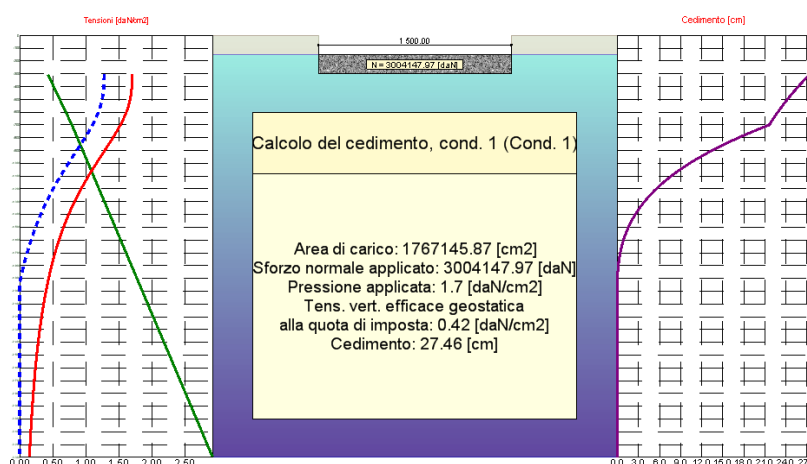




**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## CEDOEDO



## MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>IS CEDOEDO</b>		<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
1.2.1	Prove edometriche	3
1.2.1.1	Preconsolidazione	4
1.2.1.2	Compressibilità	5
1.2.2	Calcolo della tensione verticale	6
1.2.2.1	Calcolo dell’incremento di pressione dovuto al carico	6
1.2.2.2	Calcolo della pressione geostatica e del carico unitario netto	7
1.2.3	Calcolo del cedimento	7
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>8</b>
<b>1.4</b>	<b>Inserimento dei dati</b>	<b>9</b>
<b>1.5</b>	<b>Scelta del metodo di calcolo</b>	<b>9</b>
<b>1.6</b>	<b>Risultati del calcolo</b>	<b>9</b>



# IS CedoEdo

## 1.1 Introduzione

**IS CedoEdo** è il modulo per il calcolo dei cedimenti edometrici.

Il programma segue il metodo monodimensionale proposto da Terzaghi (1943), utilizzato soprattutto nel caso di terreni coesivi. Per le argille tenere si ottiene il cedimento di consolidazione, mentre quello immediato è un ulteriore 10% di questa stima. Nel caso di argille consistenti si ottiene il cedimento totale e quello immediato risulta compreso tra 1/3 e 2/3 del valore stimato.

Viene considerata una fondazione di impronta rettangolare avente dimensioni da assegnare e carico uniformemente distribuito; quindi il programma valuta i cedimenti edometrici in un terreno la cui stratigrafia è definita dall'utente.

Il calcolo può essere effettuato utilizzando il coefficiente di compressibilità del terreno oppure gli indici o i rapporti di compressione e di ricomprensione.

## 1.2 Teoria

Per valutare i cedimenti di fondazioni in terreni coesivi si ricorre usualmente al metodo monodimensionale di Terzaghi (1943), che consiste nel suddividere il cuneo di terreno interessato dall'incremento di carico in una serie di strisce, nel calcolare la deformazione verticale al centro di ogni striscia, ed infine del sommare i valori così ottenuti per ottenere il cedimento totale.

Questo approccio, di natura prevalentemente empirica, è caratterizzato da una notevole semplicità di impiego e da un'elevata affidabilità, tanto da essere largamente diffuso nella pratica.

Il procedimento si articola principalmente in due fasi, la valutazione delle tensioni verticali indotte al di sotto della fondazione, ed il calcolo del cedimento alle varie quote con riferimento ai parametri di deformabilità del terreno ricavati da prove edometriche.

L'intera procedura può essere riassunta in forma schematica come segue:

- si calcola il valore del "carico unitario netto"  $q(z)$ , come differenza fra l'incremento di tensione verticale dovuto alla fondazione alla generica quota  $z$  e la tensione geostatica corrispondente alla quota di imposta della stessa. Il valore numerico di  $q(z)$  è lo stesso sia in tensioni efficaci che in tensioni totali.
- si divide il volume di terreno interessato dalla compressione, dovuta alla fondazione, in una serie di "strisce" di altezza  $h_i$ .
- In mezzeria di ciascuna striscia, date le caratteristiche di deformabilità del terreno (ricavate in condizioni monodimensionali, edometriche), il valore della tensione efficace geostatica e di quella di preconsolidazione, si calcola la deformazione corrispondente ad un incremento di carico pari a  $q(z)$ .
- La deformazione ottenuta al centro di ciascuna striscia viene moltiplicata per l'altezza della stessa per ottenere il valore del cedimento corrispondente.
- Si sommano i cedimenti di tutte le strisce considerate per ottenere il cedimento totale.

### 1.2.1 Prove edometriche

Una prova edometrica consiste nella riproduzione in ambiente controllato delle condizioni di consolidazione monodimensionale. Un provino di terreno, di dimensioni contenute, è contenuto da un anello rigido che ne impedisce le deformazioni laterali, e confinato superiormente ed inferiormente fra due

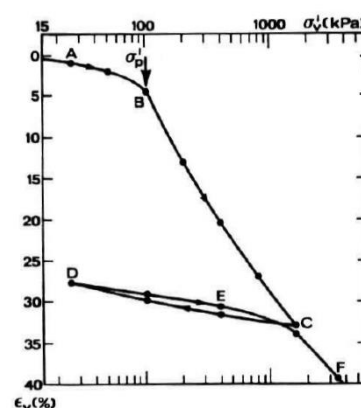
pietre porose. Vengono applicati degli incrementi di carico verticali con progressione geometrica, attendendo il raggiungimento della tensione di consolidazione fra un gradino ed il successivo. Soprattutto nel caso di terreni scarsamente permeabili, lo sviluppo delle deformazioni conseguenti all'incremento di carico richiede un tempo considerevole, di solito non inferiore alle 24 ore, durante le quali si misura l'evoluzione delle deformazioni verticali.

Le curve tracciate descrivono l'andamento dei cedimenti nel tempo, in genere sono distinte in due tratti, corrispondenti al processo di consolidazione primaria (espulsione dell'acqua dai pori) e secondaria.

La curva sforzi – deformazioni complessiva del provino, cioè riassuntiva dei risultati ottenuti per tutti i gradini di carico, è costruita considerando la deformazione corrispondente al solo cedimento primario.

Genericamente, in tale curva si distinguono diversi tratti caratteristici del comportamento meccanico dei terreni:

- Un tratto di ricomprensione, caratterizzato da modesta compressibilità e comportamento elastico non lineare (tratto AB in figura).
- Un tratto di compressione, caratterizzato da compressibilità notevolmente maggiore e comportamento prevalentemente plastico (tratto BC in figura).
- Eventuali tratti di scarico – ricarico, evidenti solo se durante la prova si è proceduto ad eseguire una sequenza di gradini con carichi via via decrescenti (tratto CD e DE in figura).



### 1.2.1.1 Preconsolidazione

Un'importante indicazione del comportamento del terreno, ricavabile dalla curva sforzi – deformazioni precedentemente descritta, consiste nel valore della pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$ , corrispondente al livello di tensione verticale a cui si registra un netto cambiamento nel comportamento del terreno.

Il raggiungimento di  $\sigma'_p$  segna il passaggio dal campo delle “piccole” deformazioni a quello di deformazioni decisamente maggiori e di natura prevalentemente plastica, perciò la corretta stima del valore di  $\sigma'_p$  e della situazione iniziale del terreno ( $\sigma'_{v0}$ ), ha grande influenza sulla previsione dei cedimenti che può sviluppare una struttura.

Confrontando il valore di  $\sigma'_p$  con la tensione verticale efficace attualmente presente  $\sigma'_{v0}$ , è possibile definire il grado di sovraconsolidazione del terreno, definito come:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Un terreno si dice sovraconsolidato se il valore di OCR che gli compete è maggiore di 1, mentre un valore pari all'unità indica che il terreno è normalconsolidato.

### 1.2.1.2 Compressibilità

La curva sforzi deformazioni complessiva mette in luce il legame fra la tensione verticale imposta al provino, nei vari gradini di carico, e la deformazione verticale, stimata come variazione di altezza rispetto al valore iniziale. Spesso a quest'ultima grandezza si sostituisce la variazione dell'indice dei vuoti, cui è legata da una relazione semplice per via del fatto che le deformazioni laterali sono impedito.

Considerando che l'indice dei vuoti è definito dal rapporto fra il volume dei vuoti (acqua + aria), rispetto a quello della fase solida, si ottengono le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \Rightarrow V_s = \frac{V}{1+e}$$

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = (1+e_0) \frac{H-H_0}{H_0} = (1+e_0) \frac{-\Delta H}{H_0} \Rightarrow \frac{\Delta H}{H_0} = -\frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1+e_0}$$

Il rapporto fra sforzi e deformazioni, nel piano  $\varepsilon_v - \sigma'_v$ , può essere espresso nei modi seguenti:

- coefficiente di compressibilità  $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v}$
- indice di compressibilità  $a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}$
- modulo di deformazione edometrica  $M = \frac{1}{m_v} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v}$

Il valore di  $m_v$  dipende da  $\sigma_v$ , perché il legame sforzi deformazioni non è lineare. Per questo motivo, per il calcolo della deformazione, è necessario utilizzare il valore di  $m_v$  corrispondente al livello tensionale raggiunto.

Una notevole semplificazione si ottiene riportando la curva sforzi deformazioni in un piano semilogaritmico ( $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$  oppure  $e - \log \sigma'_v$ ), in cui si evidenzia come il tratto precedente al raggiungimento della  $\sigma'_p$  (ricomprensione) e quello successivo (compressione) siano approssimabili con due segmenti rettilinei, di cui è possibile misurare l'inclinazione. Analogamente è possibile procedere per i tratti di scarico e ricarico (rigonfiamento).

Si definiscono in tal modo il seguenti parametri, nel piano  $e - \log \sigma'_v$ :

- indice di ricomprensione  $c_r = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$
- indice di compressione  $c_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$
- indice di rigonfiamento  $c_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$

ed i seguenti, nel piano  $\varepsilon_v - \log \sigma'_v$ :

- rapporto di ricomprensione  $RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_r}{1 + e_0}$
- rapporto di compressione  $CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_c}{1 + e_0}$
- rapporto di rigonfiamento  $SR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log(\sigma'_v)} = \frac{c_s}{1 + e_0}$

Diversamente da  $m_v$ , il cui valore ha validità locale, cioè in un ristretto intorno del valore tensionale per cui è calcolato, per via dell'andamento marcatamente non lineare della curva sforzi deformazioni nel piano  $\varepsilon_v - \sigma'_v$ , il valore degli "indici" e dei "rapporti" può essere assunto costante per significativi intervalli di tensione. Questo semplifica il calcolo delle deformazione conseguente ad un incremento di tensione imposto. Si possono ancora ricavare le seguenti relazioni:

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v} = \frac{d\varepsilon_v}{d(\log \sigma'_v)} \frac{d(\log \sigma'_v)}{d\sigma'_v} = CR \frac{d(\log \sigma'_v)}{d\sigma'_v} = CR \frac{d\left(\frac{\ln \sigma'_v}{\ln 10}\right)}{d\sigma'_v} =$$

$$= \frac{CR}{2.3} \frac{1}{\sigma'_v} \frac{d\sigma'_v}{d\sigma'_v} = 0.435 \frac{CR}{\sigma'_v} = 0.435 \frac{c_c}{\sigma'_v (1 + e_0)}$$

## 1.2.2 Calcolo della tensione verticale

### 1.2.2.1 Calcolo dell'incremento di pressione dovuto al carico

Il calcolo dell'incremento di tensione verticale dovuta ad una fondazione rettangolare viene eseguito ricorrendo alla teoria dell'elasticità, con riferimento alla soluzione data da Boussinesq (1885).

In particolare, è possibile ricavare il valore della tensione verticale, indotta al di sotto di uno spigolo di un'area di carico rettangolare caricata uniformemente, facendo riferimento alla formula seguente:

$$\sigma_{q,z} = \frac{q}{2\pi} \left[ \arctg \left( \frac{ab}{z\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right) + \left( \frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \frac{abz}{\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right]$$

$a, b$  con  $a < b$ , sono le dimensioni della piastra di carico

$q$  è il valore del carico distribuito

Facendo ricorso alla sovrapposizione degli effetti, è possibile valutare la tensione verticale al di sotto di un punto qualunque della fondazione.

Nel caso di fondazione circolare, si ricorre alla seguente formulazione:

$$\sigma_{q,z} = q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + \left( \frac{R}{z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

$R$  è il raggio della piastra di carico

$q$  è il valore del carico distribuito

In entrambi i casi (fondazione rettangolare o circolare), il programma valuta l'incremento di carico lungo la verticale al centro della fondazione, cioè nella posizione più sfavorevole.

### 1.2.2.2 Calcolo della pressione geostatica e del carico unitario netto

Il calcolo della tensione verticale geostatica totale alla quota  $z$  viene eseguito sommando i pesi di volume degli strati di terreno sovrastanti. Viene sempre utilizzato il peso di volume secco del terreno, salvo per i tratti sotto falda, per cui si utilizza il peso di volume del terreno saturo. La pressione verticale geostatica efficace è ottenuta sottraendo la pressione idrostatica dalla pressione verticale geostatica totale.

Il carico unitario netto, cioè l'aumento di tensione verticale efficace, è definito come la differenza fra l'incremento di pressione alla quota  $z$ , dovuto al carico, e la pressione verticale geostatica efficace alla quota di imposta del carico (piano di posa della fondazione).

$$q'(z) = \sigma'_{q,z} - \sigma'_{v0,zfond}$$

La tensione verticale di preconsolidazione, è calcolata moltiplicando la tensione verticale efficace geostatica per il grado di preconsolidazione (OCR) del terreno.

### 1.2.3 Calcolo del cedimento

Per un strato di terreno di modesto spessore, in cui siano noti la tensione geostatica attuale  $\sigma'_{v0}$ , il valore di OCR (e quindi di  $\sigma'_p$ ), ed i parametri di deformabilità, (indici o rapporti di compressione), è possibile calcolare la variazione di altezza conseguente all'applicazione di un sovraccarico verticale  $\Delta\sigma'_v$  distinguendo fra i tre seguenti casi:

- Strato sovraconsolidato per cui  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- Strato sovraconsolidato per cui  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \left( RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right)$$

- Strato normalconsolidato  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

Il cedimento totale di uno strato è dato dalla sommatoria degli abbassamenti degli “straterelli” in cui è suddiviso.

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows<sup>®</sup> e quando IS CedoEdo viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 1.1.

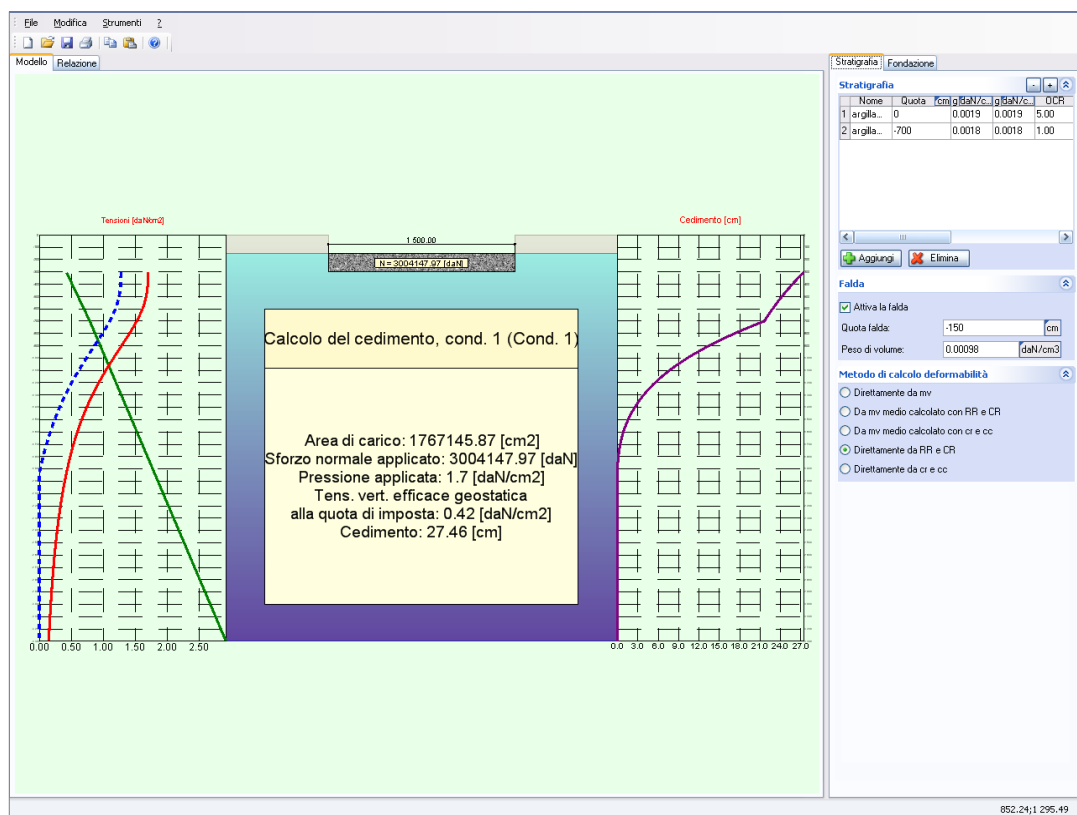


Figura 1. 1 Pagina principale di IS Cedo Edo

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il

click trascinando il mouse permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

## 1.4 Inserimento dei dati

Per quanto riguarda l'inserimento dei dati occorre indicare il numero di stati presenti e per ciascuno di essi fornire una breve descrizione, il peso per unità di volume secco e saturo, il grado di sovraconsolidazione OCR.

Se è presente la falda bisogna spuntare la casella accanto alla scritta "Falda attiva alla quota:" ed indicare accanto la quota corrispondente.

Sempre nel pannello laterale, si trova la parte dedicata alla fondazione ed al carico, di cui occorre indicare:

**Quota piano di posa:** quota a cui si trova la base della fondazione

**Tipo e dimensioni della fondazione.**

**Nome della condizione di carico.**

**Forza verticale della condizione di carico (N):** entità della tensione normale

## 1.5 Scelta del metodo di calcolo

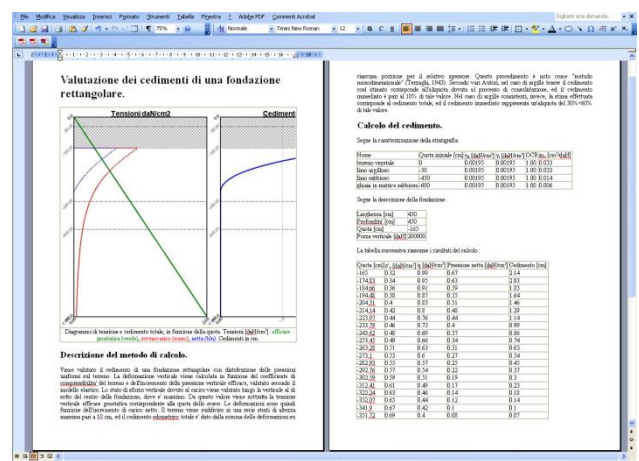
Per scegliere il metodo con cui effettuare il calcolo bisogna spuntare la casella accanto ad una delle cinque proposte:

1. Da coefficiente di compressibilità  $m_v$
2. Da  $m_v$  medio calcolato con RR e CR
3. Da  $m_v$  medio calcolato con  $c_r$  e  $c_c$
4. Da rapporto di ricompressione  $RR$  e rapporto di compressione  $CR$
5. Da indice di ricompressione  $c_r$  ed indice di compressione  $c_c$

Nel primo caso si assume che la compressibilità del terreno sia indipendente dallo stato tensionale, ipotesi che nella maggiorparte dei casi conduce ad un'eccessiva approssimazione nei risultati, se non si sceglie opportunamente il valore tenendo conto dell'intervallo tensionale significativo per il problema in esame. Le scelte restanti valutano invece la compressibilità del terreno in funzione dello stato tensionale, utilizzando gli "indici" o "rapporti" di compressione.

## 1.6 Risultati del calcolo

Ultimato l'inserimento dei dati si 'possono visualizzare i risultati, ossia i cedimenti edometrici della fondazione superficiale. Questi vengono rappresentati sull'immagine principale in funzione della profondità accanto all'andamento delle tensioni.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS CedoEdo** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.

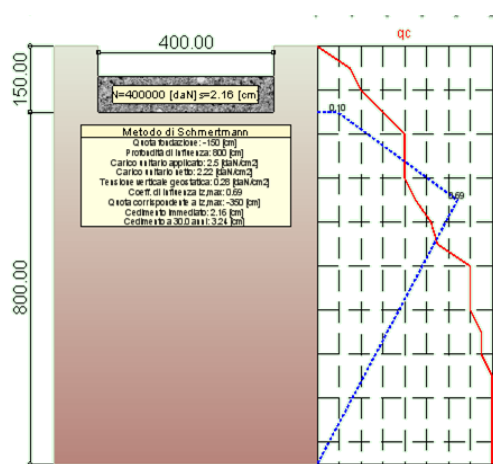




**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## CEDOGRAN



## MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS CEDOGRAN</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
1.2.1	Metodo di Burland e Burbidge (1985)	3
1.2.2	Metodo di Schmertmann (1970, 1978)	5
1.2.3	Metodo di Berardi e Lancellotta (1991)	7
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>9</b>
1.3.1	Caratteristiche del terreno	10
1.3.2	Dati prove penetrometriche	10
1.3.3	Caratteristiche della fondazione e sollecitazioni	10
1.3.4	Scelta del metodo di calcolo	11
1.3.5	Risultati del calcolo	11

# 1 IS CedoGran

## 1.1 Introduzione

IS CedoGran è il modulo per il calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali su terreni sabbiosi usando le correlazioni di Burland e Burbidge, di Schmertmann e di Berardi e Lancellotta.

Poiché non è possibile prelevare campioni indisturbati di terreni granulari, su cui eseguire prove di laboratorio, si ricorre ai risultati di indagini eseguite in sito, in particolare di prove penetrometriche dinamiche S.P.T. o di prove penetrometriche statiche C.P.T.

## 1.2 Teoria

### 1.2.1 Metodo di Burland e Burbidge (1985)

Tale metodo è ritenuto uno dei più affidabili poiché si basa sullo studio statistico di oltre 200 casi che hanno permesso di correlare un indice di compressibilità  $I_c$  al numero di colpi  $N_{SPT}$  (ricavato da prove penetrometriche dinamiche). Il cedimento viene valutato moltiplicando il carico applicato per lo spessore della zona di influenza e per l'indice di compressibilità del terreno:

$$s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

$q'$  = carico uniformemente ripartito in superficie

$B^{0.7}$  = profondità di influenza dei cedimenti, con  $B$  = larghezza della fondazione

$I_c$  = indice di compressibilità

Secondo gli Autori, l'espressione da utilizzare per il calcolo dell'indice di compressibilità è la seguente:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{SPT}^{1.4}}$$

L'espressione generale, da applicare nel caso di una fondazione quadrata, assume forme diverse secondo che il terreno sia normalconsolidato oppure sovraconsolidato. Assumendo che la compressibilità nel tratto di ricarico sia pari ad un terzo di quella vergine, si hanno i seguenti casi:

- Terreno virtualmente normalconsolidato, per cui  $q' \leq \sigma'_{v0}$  (solo tratto "vergine"):

$$s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

- Terreno virtualmente normalconsolidato, per cui  $q' > \sigma'_{v0}$  (tratto "di ricarico" e "vergine"):

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

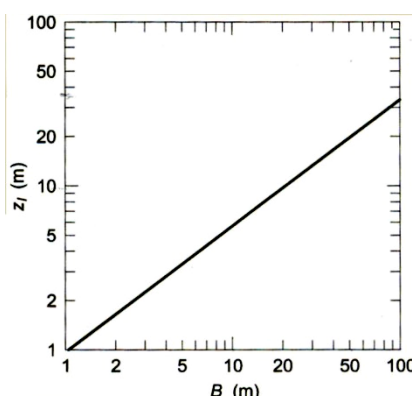
- Terreno sovraconsolidato per cui  $q' \leq \sigma'_{vp}$  (solo tratto "di ricarico"):

$$s = q' \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3}$$

- Terreno sovraconsolidato per cui  $q' > \sigma'_{vp}$  (tratto "di ricarico" e "vergine")

$$s = \sigma'_{vp} \cdot B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vp}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

Il numero di colpi  $N_{SPT}$  che compare nell'espressione dell'indice di compressibilità, è la media aritmetica dei valori compresi in una profondità di influenza  $z_I$ , ricavabile in funzione della larghezza della base della fondazione, tramite il grafico riportato in Figura 2.1, se  $N_{SPT}$  è costante o aumenta con la profondità.



**Figura 2. 1** Profondità di influenza (Burland e Burbidge, 1985)

Nel caso in cui, invece, il valore di  $N_{SPT}$  diminuisca con la profondità si dovrà assumere  $z_I$  pari a  $2B$ .

Nel caso di sabbie fini o limose sotto falda, è opportuno correggere il valore di  $N_{SPT}$  di calcolo secondo l'espressione  $N = 15 + \frac{N - 15}{2}$ , se  $N > 15$  (Terzaghi e Peck, 1948).

Il valore del cedimento calcolato deve ancora essere corretto tramite tre fattori:

- $f_s$ : la formula generale vale per fondazioni quadrate, nel caso di fondazioni rettangolari si applica il seguente coefficiente (con  $L/B > 1$ ):

$$f_s = \left( \frac{\frac{1.25L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 > 1$$

- $f_H$ : se lo spessore  $H$  dello stato comprimibile è inferiore alla profondità di influenza  $z_I$ , si applica il seguente coefficiente (con  $z_I/H > 1$ ):

$$f_H = \frac{H}{z_I} \left( 2 - \frac{H}{z_I} \right) < 1$$

- $f_t$ : tiene conto degli effetti differiti del tempo, gli autori suggeriscono di stimare il cedimento corrispondente ad un periodo  $t$  maggiore di 3 anni:

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \left( \frac{t}{3} \right)$$

in cui i valori di  $R$  ed  $R_3$  dipendono dalla natura dei carichi applicati (statici o ciclici).

Lo studio statistico svolto dagli Autori presenta una certa dispersione, dovuta in parte al fatto che è impossibile descrivere la compressibilità delle sabbie col solo ausilio di una prova SPT, e soprattutto al fatto che i depositi sabbiosi sono caratterizzati da una certa variabilità spaziale. Per questo motivo, il risultato del calcolo può essere assunto come valore medio, mentre il cedimento massimo può essere assunto 1.5 volte maggiore.

### 1.2.2 Metodo di Schmertmann (1970, 1978)

Questo metodo necessita dei risultati delle prove penetrometriche statiche C.P.T. e si basa sull'assunzione, dimostrata da analisi teoriche non lineari e da misure di spostamenti effettuate a diverse profondità, che l'andamento della deformazione lungo la verticale baricentrica sia simile a quella della teoria dell'elasticità. Si ha quindi:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta q}{E} I_z$$

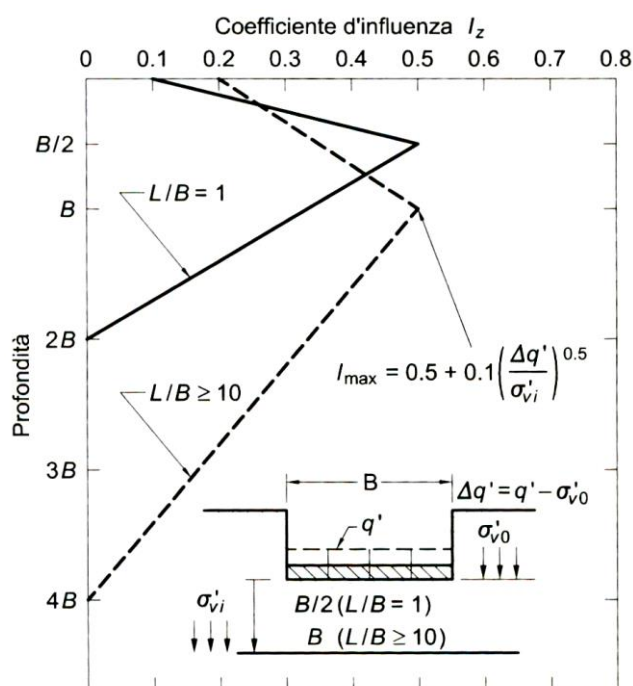
In cui:

$z$  : profondità generica

$E$  : modulo elastico del terreno, pari a 2.5 volte la resistenza alla punta  $q_c$  (ricavata dal penetrometro statico) nel caso assialsimmetrico (fondazione circolare) e 3.5 volte  $q_c$  in condizioni di deformazione piana (fondazione nastriforme).

$\Delta q$ : carico unitario netto, dato dalla differenza tra la pressione esercitata alla base della fondazione e la pressione verticale geostatica alla quota del piano di posa.

$I_z$  : coefficiente di influenza, ricavabile in base al grafico in Figura 2.2, e variabile con la quota.



**Figura 2. 2** Coefficiente di influenza per il calcolo dei cedimenti (Schmertmann, 1978)

All'interno della profondità di influenza, il terreno viene suddiviso in strati di modesto spessore, al centro dei quali vengono valutate la tensione verticale efficace, la resistenza alla punta e quindi il coefficiente di influenza. L'equazione per il calcolo del cedimento totale assume la forma di una sommatoria lungo questi "straterelli", secondo la seguente espressione:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q' \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i$$

In cui:

$\Delta q'$ : carico unitario netto =  $q' - \sigma'_{v0}$

$\Delta z_i$ : spessore dell'i-esimo strato

$C_1$  e  $C_2$ : coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa della fondazione e delle deformazioni differite nel tempo:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \right) \geq 0.5$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{t}{0.1} \right)$$

Per i depositi di sabbie sovraconsolidate, il metodo illustrato da risultati molto conservativi, perché il modulo elastico del terreno può essere notevolmente superiore a quello suggerito dagli Autori. Per questo motivo, si può assumere un cedimento pari alla metà di quello calcolato, ottenendo peraltro un valore ancora conservativo.

### 1.2.3 Metodo di Berardi e Lancellotta (1991)

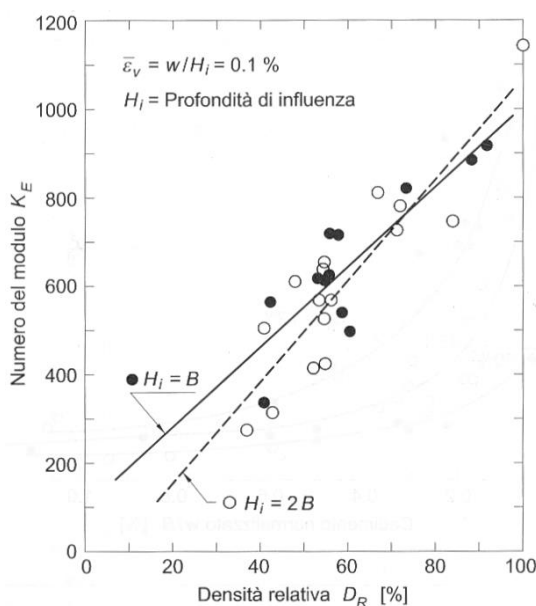
Berardi e Lancellotta hanno osservato che il metodo di calcolo proposto da Burland e Burbidge (1985), assume che l'indice di compressibilità sia indipendente dallo stato di sforzo e deformativo del terreno. Nell'espressione  $s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$ , infatti,  $I_c$  dipende solo da  $N$ . Dopo aver riesaminato i casi raccolti da Burland e Burbidge, Berardi e Lancellotta hanno proposto di utilizzare la formula del cedimento fornita dalla teoria dell'elasticità, assegnando al modulo elastico un valore funzione dello stato tensionale:

$$s = \frac{q}{E'} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

$$E' = K_E \cdot p_a \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} + 0.5 \cdot \Delta\sigma'_{v0}}{p_a}}$$

in cui  $B$  è la base della fondazione,  $\sigma'_{v0}$  e  $\Delta\sigma'_{v0}$  sono valutate a metà della zona attiva  $H_i$ , e  $K_E$  è detto numero del modulo. L'altezza della zona attiva  $H_i$  è assunta pari alla base  $B$  della fondazione. L'incremento di tensione verticale  $\Delta\sigma'_{v0}$  è calcolato con la formula dell'elasticità, in funzione del carico unitario netto applicato sul piano di posa, al centro della fondazione.

Il numero del modulo  $K_E$ , corrispondente ad un rapporto  $s/B$  uguale a 0.1%, si può leggere dal seguente diagramma, in funzione della densità relativa del deposito sabbioso:



Da  $K_{E(0.1)}$  si può ricavare  $E_{(0.1)}$  con la relazione sopra riportata, ed infine ricavare il cedimento con la seguente espressione:

$$s = B \cdot \left[ \frac{125 \cdot q \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E'_{(0.1)}} \right]^{\frac{10}{3}}$$

In cui  $q$  è il carico unitario netto applicato al piano di posa,  $\nu$  è posto pari a 0.15, ed il coefficiente di influenza  $I$  è ricavato dalle soluzioni ottenute da Egorov (1958), relative ai cedimenti prodotti da aree di carico rigide su mezzo elastico di spessore finito, pari all'altezza della zona attiva  $H_i$ .

La densità relativa, necessaria per ricavare il numero del modulo  $K_e$ , si può ottenere dal valore medio dei risultati di prove penetrometriche all'interno della zona attiva  $H_i$ :

- Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Si può utilizzare la correlazione di Skempton (1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT}$$

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{(sabbie fini)} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} & \text{(sabbie grosse)} \end{cases}$$

- Prove penetrometriche statiche (CPT)

Si può utilizzare la correlazione di Jamiolkowski (1985):

$$D_R = -98 + 66 \cdot \log_{10} \left( \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$$



### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata, avviene, inoltre, in modo uguale per tutte le metodologie di calcolo disponibili. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows<sup>®</sup> e quando **IS CedoGran** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 2.3.

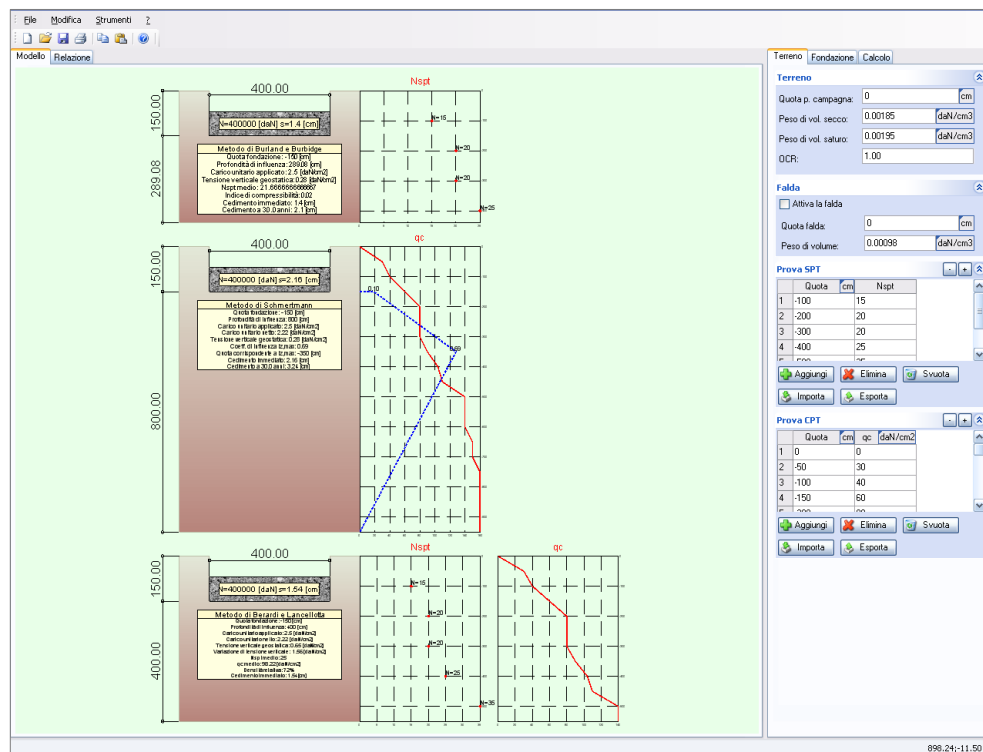


Figura 2. 3 Pagina di apertura di IS CedoGran

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Caratteristiche del terreno

Le caratteristiche del terreno devono essere introdotte nel pannello laterale al di sotto della linguetta "Terreno" e si tratta di:

**Quota p. campagna:** quota del piano campagna

**Peso di vol. secco:** peso di volume secco

**Peso di vol. saturo:** peso di volume saturo

**OCR:** grado di sovraconsolidazione

Se si seleziona la casella accanto ad "Attiva falda" bisogna inserire:

**Quota falda:** quota a cui si trova la falda

**Peso di volume:** peso di volume della falda stessa

### 1.3.2 Dati prove penetrometriche

I risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche vengono inseriti come i dati precedenti nel pannello laterale al di sotto della linguetta "Terreno". Per la prova penetrometrica dinamica S.P.T. sono richiesti le quote ed il numero di colpi  $N_{SPT}$  ad esse corrispondenti. Per la prova penetrometrica statica C.P.T., invece, occorre inserire le quote ed il valore della resistenza alla punta  $q_c$ .

Il programma si apre con alcuni valori di  $N_{SPT}$  e di  $q_c$  a titolo di esempio, questi possono essere modificati digitando i nuovi valori all'interno della tabella e si può aumentare o diminuire il numero di sondaggi eseguiti rispettivamente dai pulsanti "Aggiungi" ed "Elimina".

	Quota	cm	Nspt
1	-100	15	
2	-200	20	
3	-300	20	
4	-400	25	
5	-500	30	

NB. Nel caso il programma venga lanciato direttamente dal CAD 3D di Dolmen il programma leggerà la prova salvata come predefinita. In ogni istante è possibile esportare o importare dagli appositi programmi DB-SPT o DB-CPT qualsiasi prova e rivedere in tempo reale i nuovi risultati

### 1.3.3 Caratteristiche della fondazione e sollecitazioni

I dati inerenti le caratteristiche della fondazione devono essere inseriti nel pannello laterale sotto la linguetta caratterizzata dalla voce "Fondazione" e si tratta di:

**X centrale:** origine del sistema di riferimento

**Quota piano posa:** quota della base della fondazione

**Base:** larghezza della fondazione

**Lunghezza:** profondità della fondazione

Nel riquadro "Sollecitazioni" possono essere inserite diverse condizioni di carico.

	Nome	N daN	Me
1	Cond. 1	400000	

### 1.3.4 Scelta del metodo di calcolo

La scelta del metodo di calcolo si effettua dal pannello laterale al di sotto della linguetta "Opzioni". Si può scegliere di utilizzare uno o più metodi tra Burland e Burbridge, Schmertmann e Berardi e Lancellotta.

Per Burland e Burbridge bisogna scegliere se tenere in conto tutti e tre i coefficienti correttivi  $f_s$ ,  $f_H$  e  $f_t$  e, per quest'ultimo, indicare il periodo di tempo a cui deve essere riferito e se si hanno carichi ciclici.

Se si sceglie di effettuare il calcolo con Schmertmann occorre indicare nel pannello laterale se applicare il coefficiente  $C_2$  e il numero di anni per calcolo di  $C_2$ , il passo di calcolo ed il coefficiente riduttore del cedimento per sabbie sovraconsolidate.

Per il metodo di Berardi e Lancellotta, occorre scegliere se valutare la  $D_R$  da correlazioni con la prova SPT, CPT o da una media delle due.

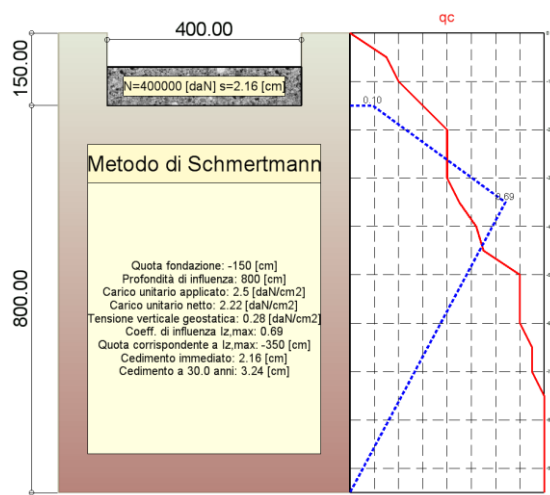


Figura 2. 4 Rappresentazione metodo di Schmertmann

### 1.3.5 Risultati del calcolo

Una volta introdotti tutti i dati chiesti dal programma è possibile leggere i risultati ottenuti, che vengono scritti nell'immagine centrale, al di sotto del disegno della fondazione, insieme ad alcuni dati generali.

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS CedoGran** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati

Calcolo

**Opzioni di calcolo**

☐ Interpolare dati delle prove se mancanti

☐ Verifica ced. max immediato: 4 cm

☐ Verifica ced. max lungo termine: 7 cm

**Metodo di Burland e Burbridge (SPT)**

☒ Attiva questo metodo: Burland e Burbridge (SPT)

☒ Applica coefficiente  $F_s$

☐ Applica coefficiente  $F_H$

Spessore dello strato comprimibile per  $F_H$ : 400 cm

☒ Applica coefficiente  $F_t$

Numero di anni per il calcolo di  $F_t$ : 30 y

☐ Formula per carichi ciclici

☐ Applica correzione  $N_{spt}$  di Terzaghi e Peck per sabbie fini o limose

☐ Specifica prof. influenza 400 cm

**Metodo di Schmertmann (CPT)**

☒ Attiva questo metodo: Schmertmann (CPT)

Passo di calcolo: 10 cm

☒ Applica coefficiente  $C_2$

Numero di anni per il calcolo di  $C_2$ : 30 y

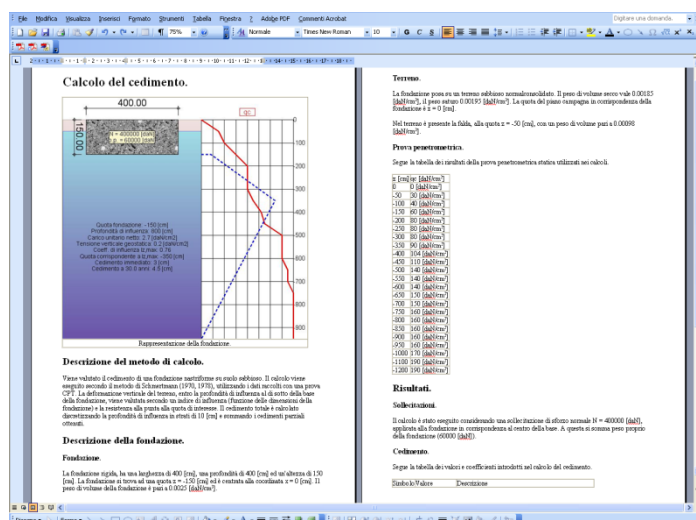
Coefficiente riduttore del cedimento per sabbie sovraconsolidate: 2

**Metodo di Berardi e Lancellotta (SPT e CPT)**

☒ Attiva questo metodo: Berardi e Lancellotta (SPT e CPT)

Calcola  $D_R$  come media dei due metodi

Metodo di Skempton (SPT): sabbie fini



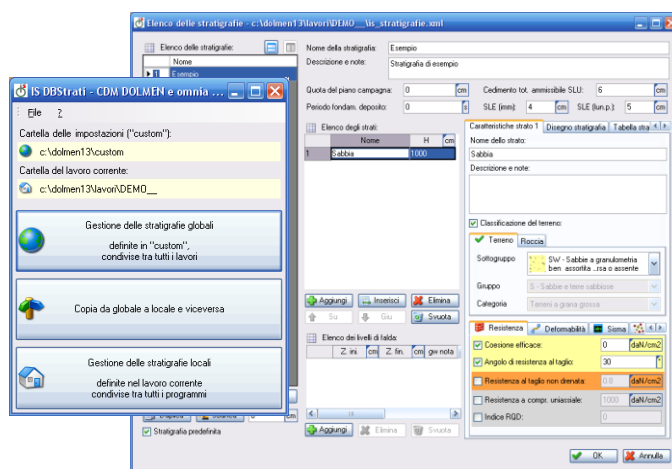
inerenti il terreno e la fondazione, i sondaggi e alla falda, viene indicato il metodo scelto ed il cedimento immediato e nel tempo ottenuti.



**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## DBSTRATI - DBPROVE



# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>IS DB STRATI, DB SPT, DB CPT</b>	<b>3</b>
<b>1 INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>2 UTILIZZO DEL PROGRAMMA</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Creazione/modifica file</b>	<b>4</b>
2.1.1 Stratigrafia	4
2.1.2 SPT	5
2.1.3 CPT	6
<b>2.2 Utilizzo dei file</b>	<b>7</b>
2.2.1 Elenco programmi	7
<b>2.3 Ricerca file in intere cartelle</b>	<b>7</b>

# IS DB Strati, DB SPT, DB CPT

## 1 Introduzione

I programmi denominati "DB" (DataBase) sono una serie di programmi preposti alla creazione ed alla condivisione (tramite esportazione ed importazione) di stratigrafie, di prove SPT e CPT.

Sono programmi autonomi ed i loro file possono essere condivisi fra i vari lavori Dolmen presenti; i programmi geotecnici IS sono in grado di importare ed esportare i file di questi programmi.

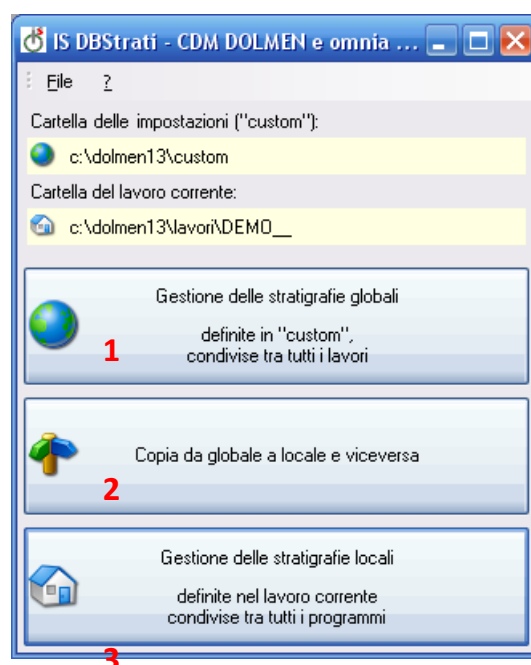
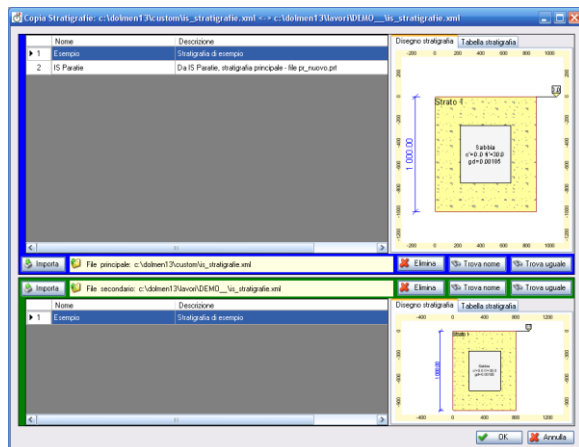
## 2 Utilizzo del programma



Dal pannello principale DOLMEN i 3 programmi posso essere lanciati dall'apposito tasto di avvio; come prima schermata verrà chiesto se gestire i file presenti nell'archivio Globale, oppure se si vuole trasferire i file da Globale o Locale e viceversa o infine se si vuole gestire i file presenti in Locale nel lavoro corrente:



**1:** gestione delle stratigrafie (o CPT o SPT) globali, cioè presenti nella cartella Custom dell'installazione di Dolmen.

**2:** trasferimento/copia dei file dalla gestione globale alla locale e viceversa.

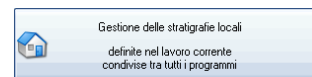


Vengono rappresentati nella schermata in alto (blu) i file relativi alla gestione globale (cartella Custom dell'installazione corrente di Dolmen) e nella schermata in basso (verde) i file relativi alla gestione locale; tramite i tasti  **Importa** ed  **Importa** copio i file da una finestra all'altra (i programmi geotecnici IS importeranno i file presenti nella gestione Locale).

**3:** gestione delle stratigrafie (o CPT o SPT) locali, cioè presenti nella cartella di lavoro corrente

## 2.1 Creazione/modifica file

Per poter visualizzare e modificare i file disponibili nel lavoro corrente premiamo il tasto dalle Gestione Locale.



### 2.1.1 Stratigrafia

**1** : Elenco delle stratigrafie definite. Tramite i tasti in calce posso:

- Aggiungi: aggiungere una nuova stratigrafia
- Elimina: eliminare quella selezionata
- Svuota: eliminare tutte le stratigrafie
- Duplica: duplicare la stratigrafia selezionata
- Sbanca: duplicare la stratigrafia selezionata sbancando (scavando) di una certa quantità
- rendere **predefinita** la stratigrafia corrente mediante il segno di spunta

**2** : dati relativi alla stratigrafia

- nome della stratigrafia
- descrizione e note
- quota piano di campagna: quota dalla quale partiranno gli strati di questa stratigrafia
- massimi valori di cedimenti ammissibili

**3** : elenco degli strati; creo l'elenco degli strati indicando spessore (H) e nome dell'iesimo strato

**4** : elenco delle falde presenti con relativa quota piezometrica

**5** : nome dello strato selezionato e relativa descrizione



**6** : scelta del sottogruppo del terreno dello strato selezionato

**7** : inserimento delle caratteristiche del terreno:

occorre inserire tutti i dati di cui si dispone; i file di DB-Strati verranno letti da tutti i programmi geotecnici e questi ultimi leggeranno solo i dati necessari per le verifiche che eseguiranno. Se non si dispone di un dato non si mette il segno di spunta sul parametro

**Resistenza**

- ☒ Coesione efficace: 0 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Angolo di resistenza al taglio: 30
- ☒ Resistenza al taglio non drenata: 0.8 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Resistenza a compr. uniaxiale: 1000 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Indice RQD: 0

**Deformabilità**

- ☒ Modulo elastico drenato: 250 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Modulo di taglio drenato: 100 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Coeff. di Poisson drenato: 0.25
- ☒ Modulo elastico non drenato: 300 daN/cm<sup>2</sup>
- ☒ Modulo di taglio non drenato: 100 daN/cm<sup>2</sup>

**Sisma**

- ☒ Velocità delle onde di taglio: 300 m/s
- ☒ Soggetto a liquefazione? ☐ Si ☒ No

**Tessitura**

- ☒ Densità relativa [%]: 50
- ☒ Diametro al 50% di passante: 0.03 cm
- ☒ Limite liquido [%]: 39
- ☒ Limite plastico [%]: 27

**Altro**

- ☒ Peso di volume secco: 0.0018 daN/cm<sup>3</sup>
- ☒ Peso di volume saturo: 0.0018 daN/cm<sup>3</sup>
- ☒ Grado di preconsolidazione OCR: 1
- ☒ Coeff. di conducibilità idraulica: 0.5 cm/s

## 2.1.2 SPT

**Elenco delle prove SPT**

Nome della prova: Esempio

Descrizione e note: Prova SPT di esempio

**Dati della prova:**

	z	cm	Nspt
1	0	5	
2	-150	6	
3	-300	12	
4	-450	15	
5	-600	20	
6	-750	28	
7	-1000	30	
8	-1150	32	

**Tipo di strumento (punta):** Campionatore (scarpa tagliente)

Diametro della punta: 5.1 cm

Penetrazione dello strumento: 30 cm

Massa del maglio: 63.5 kg

Altezza di caduta del maglio: 76 cm

Rendimento energetico [%]: 60

**1**: Elenco delle prove SPT definite. Tramite i tasti in calce posso:

- Aggiungi: aggiungere una nuova prova
- Elimina: eliminare quella selezionata
- Svuota: eliminare tutte le prove

**2**: Nome della prova

**3**: Dati della prova

**4**: Penetrazione dello strumento

**5**: Grafico delle prove SPT

**1** : elenco delle prove SPT definite. Tramite i tasti in calce posso:

- Aggiungi: aggiungere una nuova prova
- Elimina: eliminare quella selezionata
- Svuota: eliminare tutte le prove

- Duplica: duplicare la prova selezionata
- rendere **predefinita** la prova corrente mediante il segno di spunta

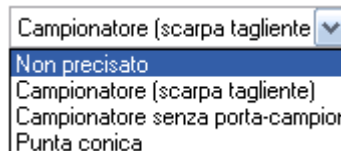
**2** : dati relativi alla prova

- nome della prova
- descrizione e note

**3** : elenco dei dati (letture) della prova; tramite i tasti presenti in basso aggiungo o elimino i dati

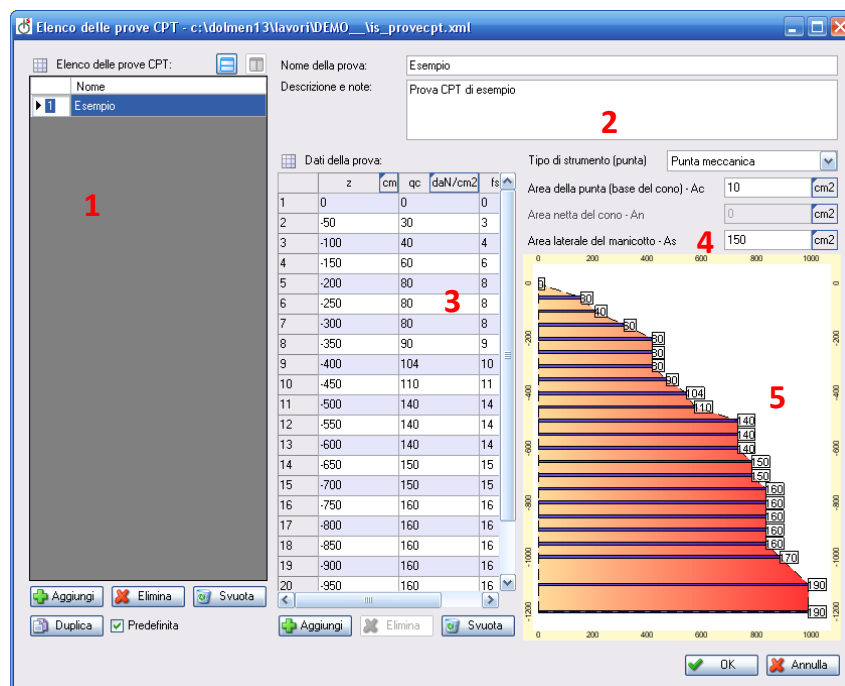
**4** : caratteristiche dello strumento:

- tipo di strumento (punta)
- diametro della punta
- penetrazione dello strumento
- massa del maglio
- altezza di caduta del maglio
- rendimento energetico



**5** : visualizzazione grafica della prova selezionata

### 2.1.3 CPT



**1** : elenco delle prove CPT definite. Tramite i tasti in calce posso:

- Aggiungi: aggiungere una nuova prova
- Elimina: eliminare quella selezionata
- Svuota: eliminare tutte le prove
- Duplica: duplicare la prova selezionata
- rendere **predefinita** la prova corrente mediante il segno di spunta

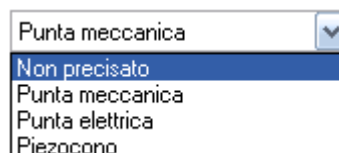
**2** : dati relativi alla prova

- nome della prova
- descrizione e note

**3** : elenco dei dati (letture) della prova; tramite i tasti presenti in basso aggiungo o elimino i dati

**4** : caratteristiche dello strumento:

- tipo di strumento (punta)
- area netta del cono An (se piezocono)
- area laterale del manicotto As



**5** : visualizzazione grafica della prova selezionata

## 2.2 Utilizzo dei file

I programmi IS DB salvano direttamente le modifiche eseguite nei vari file relativi alle stratigrafie, alle prove SPT ed alle prove CPT e le rendono subito disponibili per l'importazione dagli altri programmi geotecnici.

### 2.2.1 Elenco programmi

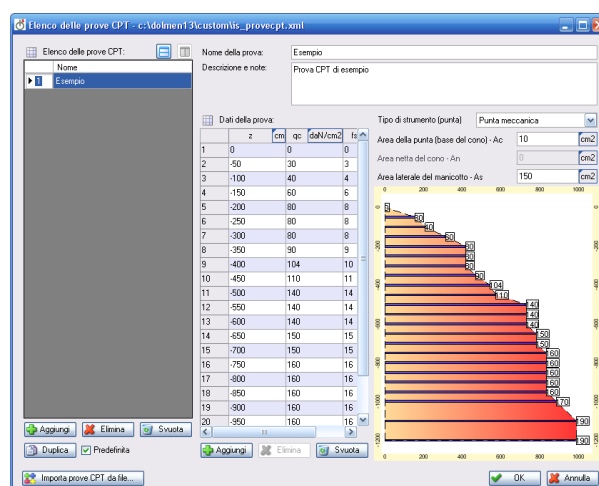
I programmi IS che sono in grado di attingere da questi diversi DataBase e di esportare le proprie stratigrafie e prove nei programmi IS DB sono:

	DB-Strati	DB-SPT	DB-CPT
IS Muri	X	X	-
IS Plinti	X	X	X
IS IperFond	X	-	-
IS PortaPalo	X	X	X
IS CedoGran	-	X	X
IS Palificate	X	X	X
IS GeoRel	X	X	X

In generale i programmi IS se lanciati in cascata dal modello 3D di Dolmen partono con i file impostati come **predefiniti** all'interno dei diversi DB presenti nella cartella di lavoro corrente.

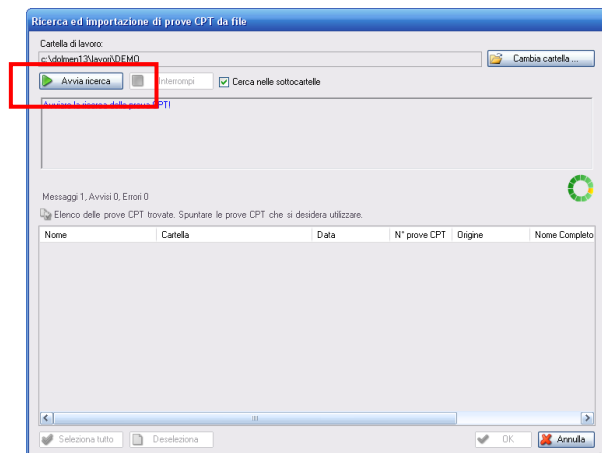
### 2.3 Ricerca file in intere cartelle

Nel caso volessimo importare o comunque ricercare ed analizzare i file relativi a stratigrafie e prove geotecniche presenti in cartelle di lavoro contenenti già dei file di IS Muri o IS Plinti o qualsiasi altro programma geotecnico è possibile eseguire una ricerca completa tramite la gestione Globale dei programmi



DB.

Lanciando un qualsiasi DB tramite il primo tasto (gestione Globale) il pannello che si apre è identico a quello della gestione Locale ma con un tasto in più in basso a sinistra.

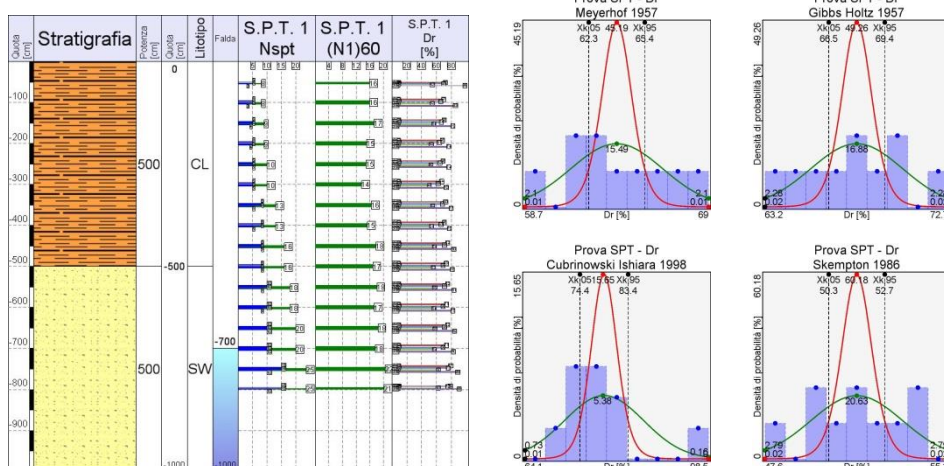


Si seleziona la cartella da analizzare e premendo “Avvia ricerca” vengono elencati tutti i file dei vari programmi IS da cui sarebbe possibile prelevare dati utili. Si selezionano i file voluti e premendo “OK” la lista dei file nella gestione Globale sarà aggiornata con l’aggiunta delle stratigrafie (o prove) lette dai file selezionati nell’altra lista.



**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo GEOREL



## MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>IS GEOREL</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Prove supportate</b>	<b>3</b>
1.2.1 Teorie utilizzate per l'interpretazione	3
1.2.1.1 Teorie utilizzate: Densità Relativa	3
1.2.1.1.1 Gibbs & Holtz 1957	3
1.2.1.1.2 Meyerhof 1957	4
1.2.1.1.3 Bazaraa 1967	4
1.2.1.1.4 Skempton 1986	4
1.2.1.1.5 Cubrinowski & Ishihara 1998	4
1.2.1.1.6 Schmertmann 1978	5
1.2.1.1.7 Lancellotta 1983	6
1.2.1.1.8 Jamiolkowsky 1985	6
1.2.1.1.9 Baldi 1986	6
1.2.1.2 Teorie utilizzate: Angolo di resistenza al taglio	7
1.2.1.2.1 De Mello 1971	7
1.2.1.2.2 Peck Hanson Thornburn 1974	7
1.2.1.2.3 Schmertmann 1975	8
1.2.1.2.4 Mitchell 1978	8
1.2.1.2.5 Shioi Fukuni Jnr 1982	9
1.2.1.2.6 Shioi Fukuni Rbs 1982	9
1.2.1.2.7 Hatanaka Uchida 1996	9
1.2.1.2.8 Durgunoglu Mitchell 1975	10
1.2.1.2.9 Robertson Campanella 1983	10
1.2.1.3 Teorie utilizzate: Resistenza al taglio non drenata	10
1.2.1.3.1 Terzaghi Peck 1948	10
1.2.1.3.2 Terzaghi Peck 1967	10
1.2.1.3.3 Stroud 1974	11
1.2.1.3.4 Agi 1977	11
1.2.1.3.5 Baligh 1980	11
1.2.1.3.6 Senneset 1982	11
1.2.1.3.7 Karlsrud 1996	11
1.2.1.4 Teorie utilizzate: Velocità delle onde di taglio	11
1.2.1.4.1 Otha e Goto 1978	11
1.2.1.4.2 Yoshida Motonori 1988	12
1.2.1.4.3 Rix Stokoe 1992	12
1.2.2 Analisi statistica, richieste di normativa	12
1.2.2.1 Teorie implementate	14
<b>1.3 Utilizzo del programma</b>	<b>15</b>
1.3.1 Stratigrafia	16
1.3.2 Prove	17
1.3.3 Parametri	18
1.3.4 Analisi	18
<b>1.4 Risultati</b>	<b>19</b>

# IS GeoRel

## 1.1 Introduzione

IS GeoRel è il software dedicato alla redazione della relazione geotecnica ed alla calcolo delle caratteristiche di resistenza del terreno attraverso l'utilizzo di formulazioni di numerosi autori e mediante l'utilizzo dell'analisi statistica.

## 1.2 Prove supportate

Il programma gestisce ed interpreta le prove:

- **S.P.T.** (Standard Penetration Test): prova penetrometriche dinamiche
- **C.P.T.** (Cone Penetration Test): prova penetrometrica statica

e restituisce il calcolo delle seguenti caratteristiche del terreno:

- **Dr**: densità relativa
- **$\phi'$** : angolo di resistenza al taglio
- **Su**: resistenza al taglio non drenata
- **Vs**: velocità delle onde di taglio

È possibile gestire un qualsivoglia numero di prove e i risultati delle interpretazioni possono essere tra loro mediati secondo diverse metodologie.

### 1.2.1 Teorie utilizzate per l'interpretazione

A seconda della prova penetrometrica di cui si dispone il programma utilizza le teorie e le formulazioni dei seguenti autori:

	<b>Dr</b>	<b><math>\phi'</math></b>	<b>Su</b>	<b>Vs</b>
<b>SPT</b>	Gibbs & Holtz 57 Meyerhof 57 Bazaraa 67 Skempton 86 Cubrinowski & Ishihara 98	De Mello 71 Peck Hanson Thornburn 74 Schmertmann 75 Mitchell 78 Shioi Fukuni Jnr 82 Shioi Fukuni Rbs 82 Hatanaka Uchida 96	Terzaghi Peck 48 Terzaghi Peck 67 Stroud 74	Otha e Goto 78 Yoshida Motonori 88
<b>CPT</b>	Schmertmann 78 Lancellotta 83 Jamolkowsky 85 Baldi 86	Durgunoglu Mitchell 75 Robertson Campanella 83	Agi 77 Baligh 80 Senneset 82 Karlsrud 96	Rix Stokoe 92

#### 1.2.1.1 Teorie utilizzate: Densità Relativa

##### 1.2.1.1.1 Gibbs & Holtz 1957

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di calcolare un parametro F

$$F = 0,0065 \cdot \sigma_{v0}^2 + 1,68 \cdot \sigma_{v0} + 14$$

In cui:

$\sigma_{vo}$ : tensione verticale totale, espressa in  $t/m^2$

La densità relativa è pari a: 
$$D_r = \left\{ \left[ 1,5 \left( \frac{N}{F} \right)^{0,222} \right] - 0,6 \right\}$$

#### **1.2.1.1.2 Meyerhof 1957**

Meyerhof ha elaborato una correlazione valida per tutti i tipi di suolo per cui la densità relativa è pari a

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N_{spt}}{\sigma'_v + 0,7}}$$

In cui

$\sigma'_v$ : tensione verticale efficace, espressa in  $kg/cm^2$

#### **1.2.1.1.3 Bazaraa 1967**

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo, l'espressione per esprimere la densità relativa varia a seconda del valore della tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  espressa in  $kg/cm^2$

Per  $\sigma'_v \leq 0,732 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow D_r^2 = \frac{N_{spt}}{20 \cdot (1 + 4,1 \cdot \sigma'_{vo})}$

Per  $\sigma'_v > 0,732 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow D_r^2 = \frac{N_{spt}}{20 \cdot (3,24 + 1,024 \cdot \sigma'_{vo})}$

#### **1.2.1.1.4 Skempton 1986**

Questa correlazione è valida solo per le sabbie e prevede di calcolare il numero di colpi  $(N_1)_{60}$  normalizzati ad una tensione verticale efficace di 100 kPa.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{spt}$$

In cui:

per sabbie fini  $\Rightarrow C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{100}}$

per sabbie grosse  $\Rightarrow C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_v}{100}}$

La densità relativa è pari a: 
$$D_r = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{spt}}{60}}$$

#### **1.2.1.1.5 Cubrinowski & Ishihara 1998**

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di calcolare un parametro  $N_{78}$



$$N_{78} = \frac{60}{78} \cdot N_{spt} \cdot C_{sg}$$

In cui:

$C_{sg}$ : coefficiente diagrammato in funzione del diametro corrispondente al 50% di passante (Figura 1.1)

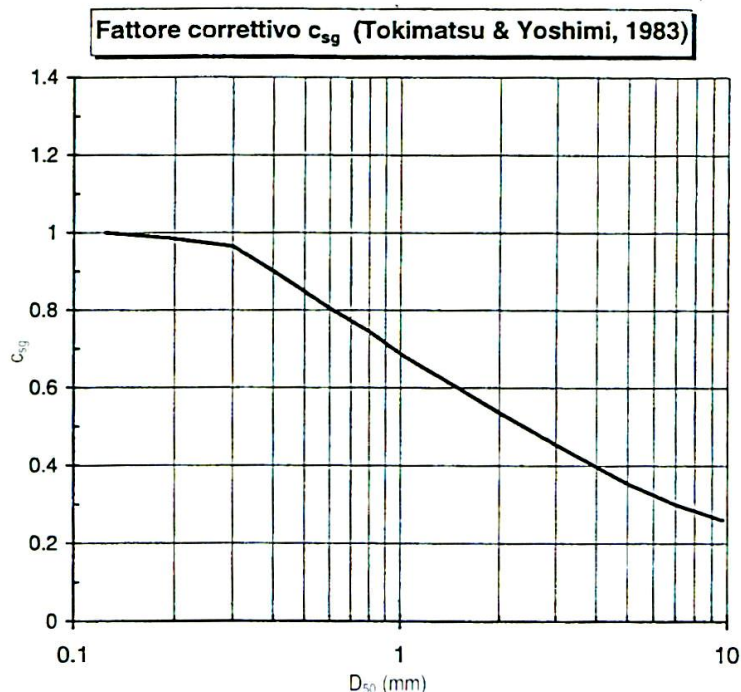


Figura 1. 1 Fattore correttivo  $C_{sg}$  [3]

La densità relativa è pari a:

$$\left[ \frac{(N_{78}) \left( 0,23 + \frac{0,06}{D_{50}} \right)}{9} \left( \frac{98}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5} \right]^{0,5}$$

In cui:

$D_{50}$ : è espresso in mm

$\sigma'_v$ : tensione verticale efficace espressa in kPa

#### 1.2.1.1.6 Schmertmann 1978

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace espresse in  $\text{kg}/\text{m}^2$ .

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v$$

In cui:

$\sigma'_v$ : tensione verticale efficace espressa in  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$q_c$ : resistenza alla punta espressa in  $\text{kg}/\text{cm}^2$

#### 1.2.1.1.7 Lancellotta 1983

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta, della tensione verticale efficace e della pressione atmosferica.

$$D_r = 68 \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_v}} - 1 \right) \right]$$

In cui:

$\sigma'_v$  : tensione verticale efficace

$q_c$  : resistenza alla punta

$p_a$  : pressione atmosferica

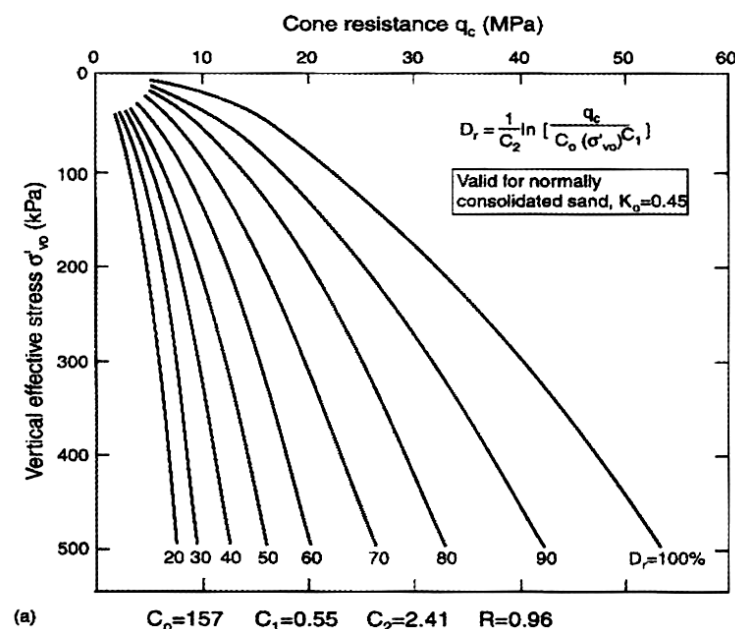
#### 1.2.1.1.8 Jamiolkowsky 1985

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace espresse in t/m<sup>2</sup>

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log_{10} \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \right]$$

#### 1.2.1.1.9 Baldi 1986

Questa correlazione è valida solo per le sabbie e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta, espressa in MPa, e della tensione verticale efficace, espressa in kPa. Se il terreno è normalconsolidato si entra nel seguente grafico (Figura 1.2)



Se invece è sovraconsolidato si entra nel successivo (Figura 1.3)

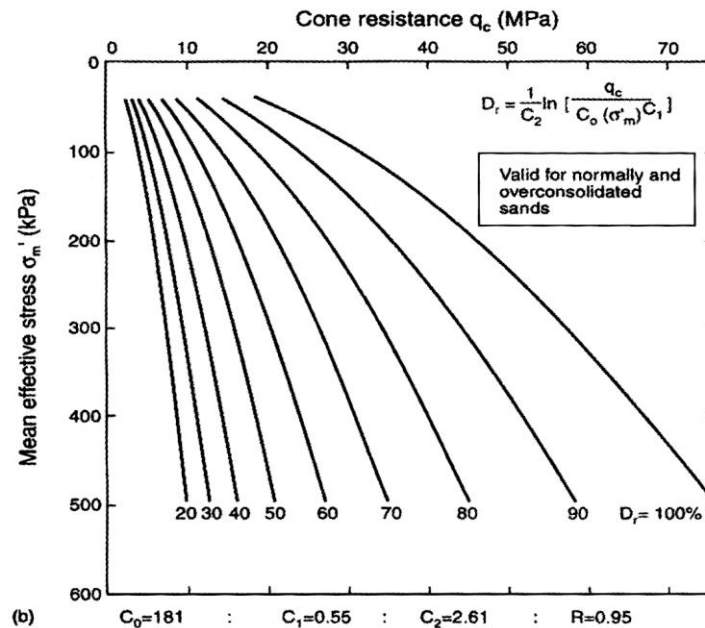


Figura 1. 3 Correlazione Baldi per sabbie OC [3]

### 1.2.1.2 Teorie utilizzate: Angolo di resistenza al taglio

#### 1.2.1.2.1 De Mello 1971

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava da un grafico (Figura 1.4) in funzione di  $N_{spt}$  e  $\sigma_{vo}$  [kg/cm<sup>2</sup>].

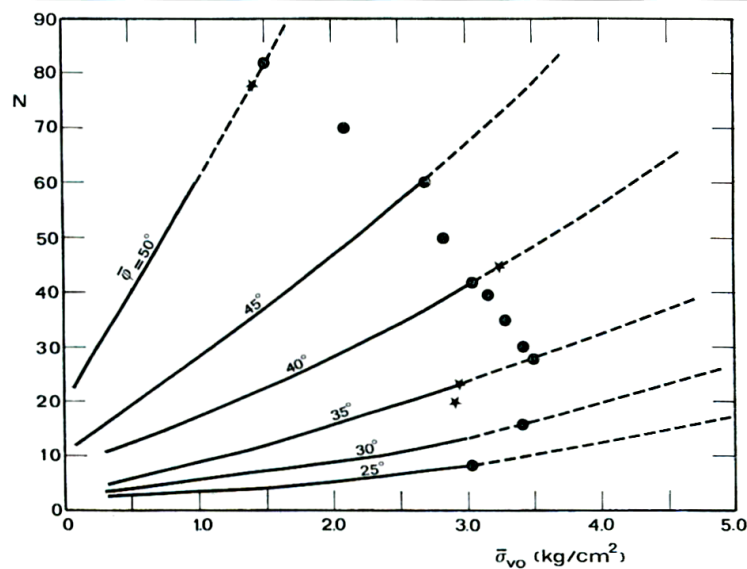


Figura 1. 4 Correlazione di De Mello [3]

#### 1.2.1.2.2 Peck Hanson Thornburn 1974

Hanno fornito un abaco (Figura 1.5) molto utilizzato nei paesi anglosassoni per misurare l'angolo di resistenza al taglio. La correlazione è valida per tutti i tipi di suolo. Si ricava l'angolo entrando in un grafico col valore di  $N_{spt}$ .

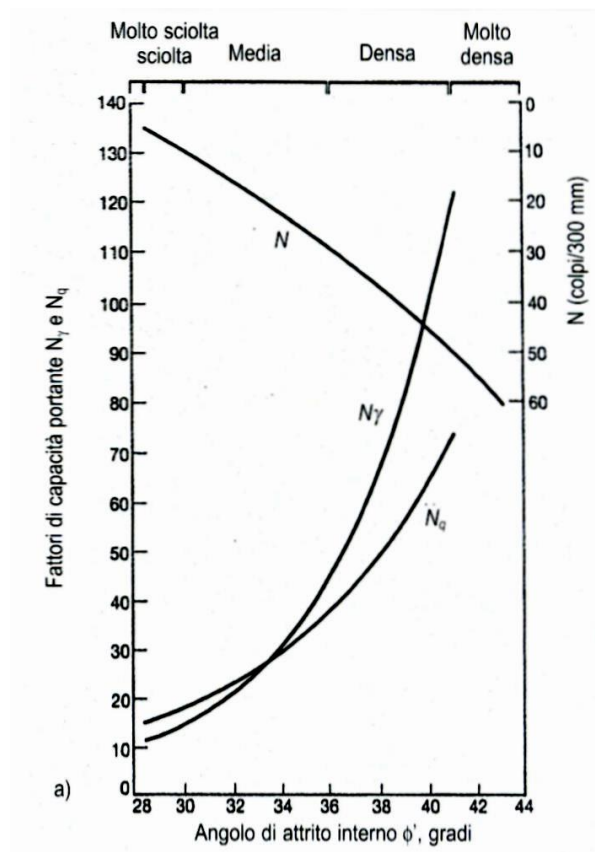


Figura 1. 5 Correlazione di Peck, Hansen e Thorburn [3]

#### 1.2.1.2.3 Schmertmann 1975

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo è calcolato in funzione della tensione verticale efficace  $\sigma'_{vo}$  e della pressione atmosferica  $p_a$

$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{spt}}{\left( 12,2 + 20,3 \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)} \right]^{0,34}$$

#### 1.2.1.2.4 Mitchell 1978

questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava entrando in un grafico (Figura 1.6) col valore di  $N_{spt}$  e  $\sigma_{vo}$  [kPa].

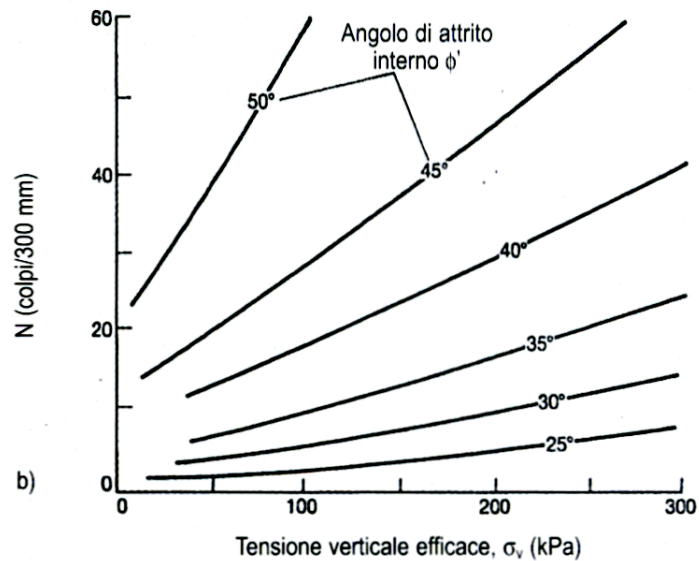


Figura 1. 6 Correlazione di Mitchell [3]

#### 1.2.1.2.5 Shioi Fukuni Jnr 1982

Japanese National Railway (1982): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo è pari a

$$\phi = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$$

#### 1.2.1.2.6 Shioi Fukuni Rbs 1982

Road Bridge Specification (1982): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

#### 1.2.1.2.7 Hatanaka Uchida 1996

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e si deve calcolare il valore di  $N_{sp}$  riferito ad un rapporto di energia delle aste pari al 78%

$$N_1 = \frac{N_{spt}}{\left( \frac{\sigma'_{vo}}{98,1} \right)^{0,5}}$$

In cui:

$\sigma'_v$  : tensione verticale efficace espressa in kPa

L'angolo di attrito è pari a:  $\phi = (\alpha \cdot N_1)^{0,5} + \beta$

In cui:

$\alpha = 20$

$\beta = 20^\circ \pm 3^\circ$

#### 1.2.1.2.8 Durgunoglu Mitchell 1975

Questa correlazione è valida solo per le sabbie normalmente consolidate. In caso di sabbie sovraconsolidate occorre aumentare il valore trovato di 1°-2°. L'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace espresse in kg/m<sup>2</sup>.

$$\phi = 14,4 + 4,8 \cdot \ln q_c - 4,5 \sigma'_v$$

#### 1.2.1.2.9 Robertson Campanella 1983

Un'altra correlazione basata sul valore della densità relativa e dello sforzo verticale efficace è rappresentato in Figura 1.7

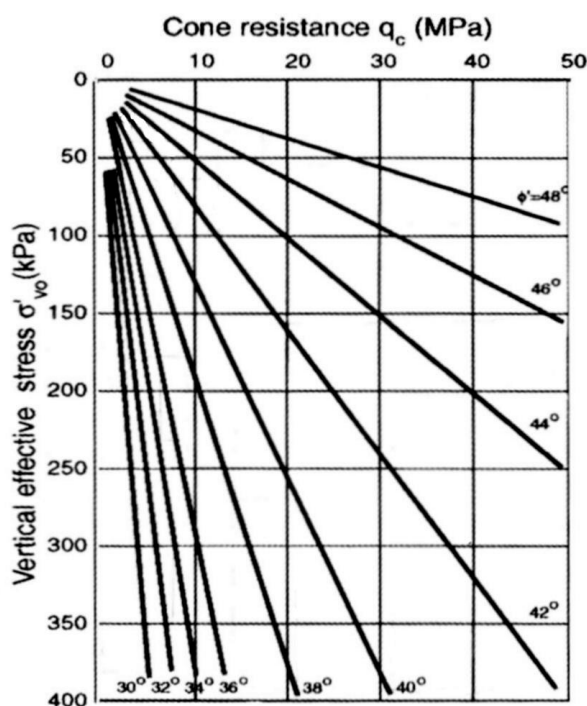


Figura 1. 7 Correlazione di Robertson e Campanella [4]

#### 1.2.1.3 Teorie utilizzate: Resistenza al taglio non drenata

##### 1.2.1.3.1 Terzaghi Peck 1948

Correlazione empirica di massima suggerita da Terzaghi e Peck (1948), fra il valore di N e la resistenza al taglio non drenata. Occorre considerare che la relazione tra resistenza a penetrazione e resistenza a taglio non drenata dipende da plasticità, fessurazione e sensibilità del materiale, oltre che dal tipo di rottura e dalla velocità di deformazione. Valida (con opportuna cautela) per argille di media plasticità.

Questa correlazione è valida solo per le argille di media plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi  $N_{SPT}$  ed è espressa in kg/cm<sup>2</sup>.

$$c_u = 0.067 \cdot N_{SPT}$$

##### 1.2.1.3.2 Terzaghi Peck 1967

Correlazione empirica suggerita da Terzaghi e Peck (1967), ripresa dalla pubblicazione dell'AGI del 1977, fra il valore di N e la resistenza al taglio non drenata. Occorre considerare che la relazione tra resistenza a penetrazione e resistenza a taglio non drenata dipende da plasticità, fessurazione e sensitività del materiale, oltre che dal tipo di rottura e dalla velocità di deformazione. Valida (con opportuna cautela) per argille in genere.

#### **1.2.1.3.3 Stroud 1974**

Correlazione empirica suggerita da Stroud (1974), fra il valore di N, l'indice di plasticità, e la resistenza al taglio non drenata. Occorre considerare che la relazione tra resistenza a penetrazione e resistenza a taglio non drenata, dipende dal tipo di rottura e dalla velocità di deformazione. Valida per argille non sensitive sovraconsolidate, di media plasticità.

#### **1.2.1.3.4 Agi 1977**

Correlazione valida solo per i terreni coesivi saturi, è basata sui valori della resistenza alla punta e di un coefficiente adimensionale  $N_{CP}$  compreso tra 15 e 25.

$$S_u = \frac{q_c}{N_{CP}}$$

Tale correlazione non è valida per argille con sensitività maggiore di 5, per le argille fessurate e per i limi di bassa plasticità.

#### **1.2.1.3.5 Baligh 1980**

Correlazione sviluppata da Baligh e altri (1980), fra il valore di  $q_c$ , ed un fattore del cono adimensionale variabile in generale tra 5 e 21, crescente con l'indice di plasticità. Valido per argille da tenere a consolidate.

#### **1.2.1.3.6 Senne set 1982**

Correlazione sviluppata da Senne set (1982), fra il valore di  $q_t$  (resistenza alla punta corretta), la pressione interstiziale dietro il cono  $u_2$ , ed un fattore del cono adimensionale variabile in generale tra 6 e 12. Valido per argille da tenere a consolidate.

#### **1.2.1.3.7 Karlsrud 1996**

Correlazione sviluppata da Karlsrud (1996), fra il valore di  $q_t$  (resistenza alla punta corretta), la pressione interstiziale dietro il cono  $u_2$ , ed un fattore del cono adimensionale stimato in funzione del rapporto delle pressioni interstiziali  $B_q$ . Valido per argille da tenere a consolidate.

### **1.2.1.4 Teorie utilizzate: Velocità delle onde di taglio**

#### **1.2.1.4.1 Otha e Goto 1978**

Il valore di  $V_s$  è valutato in funzione del numero di colpi, della profondità dal piano campagna, di un coefficiente  $f_a$  funzione dell'età geologica del deposito e di un coefficiente  $f_g$  funzione della granulometria.

$f_a$	Olocene (attuale)	Pleistocene (circa 1,8 Ma)
-------	-------------------	----------------------------

	1,0	1,303
--	-----	-------

$f_g$	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini	Argille
	1,45	1,15	1,14	1,09	1,07	1,00

$$V_s = 54,33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot \left( \frac{z}{0.303} \right)^{0.199} \cdot f_a \cdot f_g$$

#### 1.2.1.4.2 Yoshida Motonori 1988

Il valore di  $V_s$  è valutato in funzione del numero di colpi, della tensione verticale efficace e di un fattore geologico  $\beta$  funzione della litologia del terreno.

$\beta$	Qualunque terreno	Sabbia fine
	55	49

$$V_s = \beta \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot \sigma_{vo}'^{0.14}$$

#### 1.2.1.4.3 Rix Stokoe 1992

Correlazione sviluppata da Rix e Stokoe (1992), fra il valore di  $q_c$ , la tensione verticale efficace geostatica, ed il valore della velocità delle onde di taglio  $V_s$ . Valido per terreni in genere.

### 1.2.2 Analisi statistica, richieste di normativa

L'analisi statistica delle caratteristiche di resistenza di un terreno è espressamente richiesto dalla normativa, sia italiana che europea; vediamo di seguito le suddette richieste direttamente riportate dalle fonti:

#### EN 1997 – 1, 2.4.5.2

(1)P - The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall be based on results and derived values from laboratory and field tests, complemented by well-established experience

#### EN 1997 – 1, 2.4.1

(2) It should be considered that knowledge of the ground conditions depends on the extent and quality of the geotechnical investigations. Such knowledge and the control of workmanship are usually more significant to fulfilling the fundamental requirements than is precision in the calculation models and partial factors.

**EN 1997 Part 2** – 24 appendici per prove e test geotecnici.



Contiene le specifiche per l'esecuzione e l'interpretazione di prove in situ ed in laboratorio, necessarie per il progetto di opere geotecniche.

#### **EN 1997 – 1, 2.4.1**

(9) When selecting the zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state, it should be considered that this limit state may depend on the behaviour of the supported structure.

For instance, when considering a bearing resistance ultimate limit state for a building resting on several footings, the governing parameter should be the mean strength over each individual zone of ground under a footing, if the building is unable to resist a local failure. If, however, the building is stiff and strong enough, the governing parameter should be the mean of these mean values over the entire zone or part of the zone of ground under the building.

#### **EN 1997 – 1, 2.4.5.2**

(2)P - The characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state.

#### **NTC 2008 – 6.2.2**

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

#### **Circolare 617 / 2009 – c6.2.2**

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al Contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo.

#### **EN 1997 – 1, 2.4.5.2**

(11) If statistical methods are used, the characteristic value should be derived such that the calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration is not greater than 5%.

NOTE In this respect, a cautious estimate of the mean value is a selection of the mean value of the limited set of geotechnical parameter values, with a confidence level of 95%; where local failure is concerned, a cautious estimate of the low value is a 5% fractile.

(12)P When using standard tables of characteristic values related to soil investigation parameters, the characteristic value shall be selected as a very cautious value.

### 1.2.2.1 Teorie implementate

Il programma effettua un'analisi statistica inferenziale delle letture ottenute con prove penetrometriche statiche e/o dinamiche, che costituiscono il campione statistico (*l'inferenza statistica è il procedimento per cui si inducono le caratteristiche di una popolazione dall'osservazione di una parte di essa, detta campione, selezionata solitamente mediante un esperimento casuale*).

In primo luogo, le letture delle prove (eventualmente corrette secondo fattori dipendenti dagli strumenti utilizzati, dalle condizioni di misura, ecc.) sono utilizzate per il calcolo di parametri geotecnici del terreno, secondo correlazioni di diverse Autori, documentate e reperibili in letteratura tecnica.

Dal campione di valori del parametro così ottenuti, si procede al calcolo degli indici statistici di posizione, variabilità e forma, a loro volta utilizzati per stimare la distribuzione della popolazione e della media della popolazione del parametro geotecnico.

Le distribuzioni così ottenute, sono utilizzate per selezionare il 5° e/o 95° percentile, definiti valori caratteristici del parametro geotecnico oggetto di indagine.

In presenza di compensazione spaziale e/o strutturale, per la stima dei valori caratteristici, si fa riferimento alla distribuzione della media.

Se il campione è "numeroso", la distribuzione utilizzata è la t di Student:

$$\mu_k = \mu_c + t(n-1) \sigma_c / n^{0.5}$$

$\mu_k$  = valore caratteristico della media del parametro geotecnico (popolazione)

$t(n-1)$  = distribuzione t di Student a n-1 gradi di libertà (con probabilità p=95%)

$\mu_c$  = stima della media della popolazione (ottenuta dal campione)

$\sigma_c$  = stimatore corretto (non distorto) dello scarto quadratico medio della popolazione (ottenuto dal campione)

$n^{0.5}$  = radice quadrata della numerosità campionaria.

Se il campione ha "numerosità scarsa", la distribuzione utilizzata è la Normale standardizzata:

$$\mu_k = \mu_c + z \sigma / n^{0.5}$$

$\mu_k$  = valore caratteristico della media del parametro geotecnico (popolazione)

$z$  = distribuzione Normale standardizzata (con probabilità p=5%)

$\mu_c$  = stima della media della popolazione (ottenuta dal campione)

$\sigma$  = scarto quadratico medio vero della popolazione, ottenuto da coefficiente di variazione noto e dalla media campionaria

$n^{0.5}$  = radice quadrata della numerosità campionaria.

In assenza di compensazione spaziale e/o strutturale, si considera che i parametri geotecnici stimati governino uno stato limite condizionato dalle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo.

Se il campione è "numeroso", la distribuzione utilizzata è la Normale standardizzata:

$$x_k = \mu_c + z \sigma_c$$

$x_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico (popolazione)

$z$  = distribuzione Normale standardizzata (con probabilità p=5%)

$\mu_c$  = stima della media della popolazione (ottenuta dal campione)

$\sigma_c$  = stimatore distorto dello scarto quadratico medio della popolazione (ottenuto dal campione).

Se il campione ha "numerosità scarsa", la distribuzione utilizzata è la Normale standardizzata:

$$x_k = \mu_c + z \sigma$$

$x_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico (popolazione)

$z$  = distribuzione Normale standardizzata (con probabilità  $p=5\%$ )

$\mu_c$  = stima della media della popolazione (ottenuta dal campione)

$\sigma$  = scarto quadratico medio vero della popolazione, ottenuto da coefficiente di variazione noto e dalla media campionaria.

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows<sup>®</sup> e quando **IS GeoRel** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 3.1.

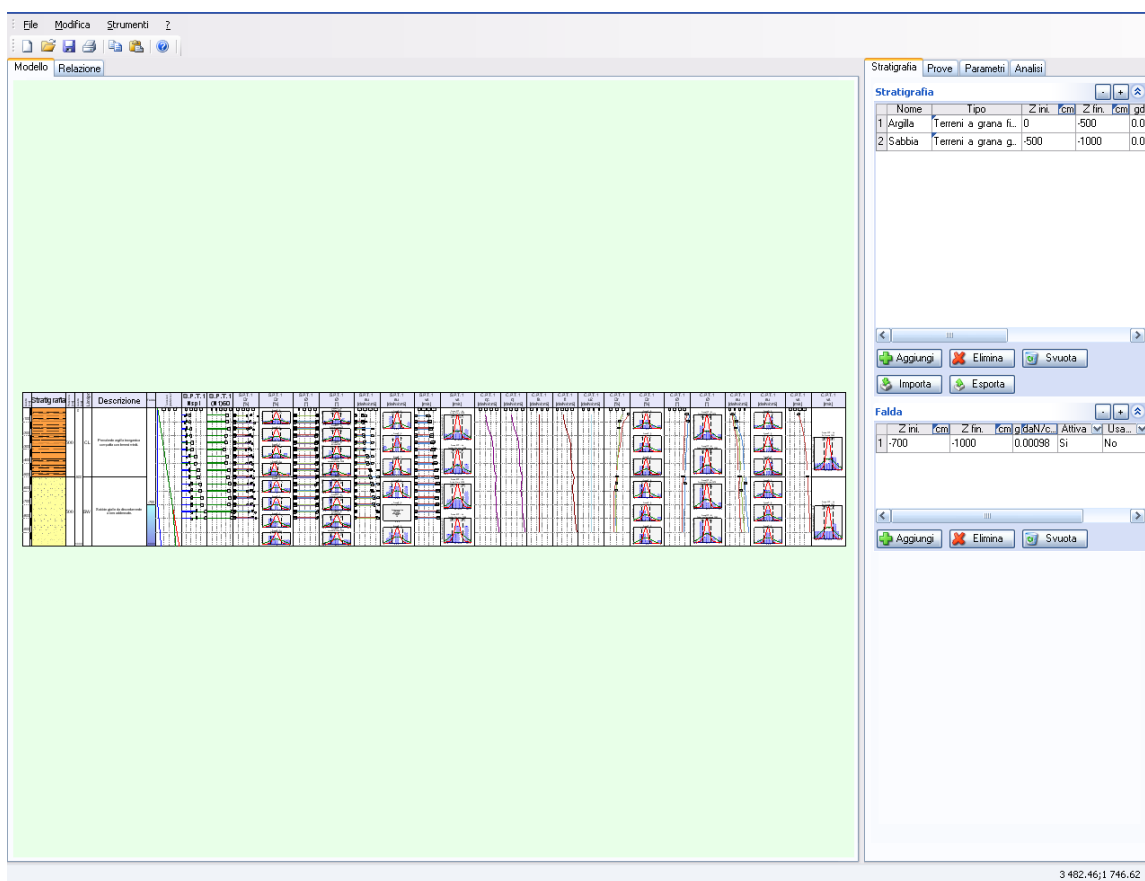


Figura 3. 1 Pagina principale di IS GeoRel

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.

- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Stratigrafia

Tramite il pannello laterale è possibile inserire i dati inerenti le caratteristiche della stratigrafia composta da uno o più strati e della falda eventualmente presente.

Occorre indicare:

**Nome:** nome dello strato

**Tipo:** individuazione del sottogruppo del tipo di terreno

**Z ini:** quota iniziale dello strato

**Z fin:** quota finale dello strato

**gd:** peso secco per unità di volume

**gt:** peso saturo per unità di volume

**OCR:** rapporto di preconsolidazione

**D50:** diametro al 50% di passante

**Desc:** descrizione

È possibile attivare la falda introducendo i seguenti valori:

**Z ini:** quota superiore a cui si trova la falda

**Z inf:** quota inferiore a cui si trova la falda

**g:** peso per unità di volume dell'acqua

**Attiva:** attiva la falda oppure no

**Usa:** stabilisce se utilizzare una precisa quota piezometrica (falda in pressione)

**Z.piez:** quota piezometrica

Tramite il tasto "Esporta" è possibile esportare la stratigrafia ed eventualmente renderla **predefinita** per successivi lavori; in alternativa posso sovrascrivere una stratigrafia già presente nell'elenco presente in DB-Strati

Il tasto "Importa" permette di importare manualmente dall'elenco di DB-Strati la stratigrafia da utilizzare.

### 1.3.2 Prove

In questo pannello vengono inserite tutte le prove penetrometriche relative al terreno che si vuole analizzare. TUTTE le prove inserite verranno riportate nella relazione geotecnica ed utilizzate per ricavare i parametri di resistenza caratteristici della stratigrafia.

#### Prove SPT

Indice della prova: prova attualmente evidenziata

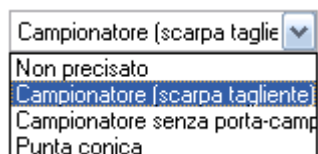
Descrizione: descrizione della prova

“Aggiungi”: aggiunge una nuova prova SPT

“Elimina”: elimina la prova selezionata

“Svuota”: elimina tutte le SPT presenti

Tipo di strumento: strumento utilizzato e relativi parametri



Campionatore (scarpa tagliente)  
Non precisato  
Campionatore (scarpa tagliente)  
Campionatore senza porta-camp  
Punta conica

Tabella di valori: quota e relativo valore di Nspt

“Aggiungi”: aggiunge una lettura dello strumento

“Elimina”: elimina la lettura dello strumento

“Svuota”: elimina tutte le letture della prova selezionata

#### Prove CPT

Indice della prova: prova attualmente evidenziata

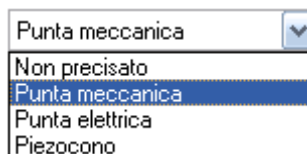
Descrizione: descrizione della prova

“Aggiungi”: aggiunge una nuova prova CPT

“Elimina”: elimina la prova selezionata

“Svuota”: elimina tutte le CPT presenti

Tipo di strumento: strumento utilizzato e relativi parametri



Punta meccanica  
Non precisato  
Punta meccanica  
Punta elettrica  
Piezocono

Tabella di valori: quota e relativo valore di qc

“Aggiungi”: aggiunge una lettura dello strumento

“Elimina”: elimina la lettura dello strumento

“Svuota”: elimina tutte le letture della prova selezionata



The screenshot shows the software interface with two main panels: 'Prove SPT' and 'Prove CPT'. The 'Prove SPT' panel includes a dropdown for 'Prova 1', buttons for 'Aggiungi', 'Elimina', 'Svuota', 'Importa', and 'Esporta', and a table for SPT data. The 'Prove CPT' panel includes a dropdown for 'Prova 1', buttons for 'Aggiungi', 'Elimina', 'Svuota', 'Importa', and 'Esporta', and a table for CPT data.

	Quota	cm	Nspt
1	-50		8
2	-100		8
3	-150		9

	Quota	cm	qc	daN/cm2
1	-50		20	
2	-100		22	
3	-150		25	

### 1.3.3 Parametri

In questa sezione del programma si scelgono strato per strato le caratteristiche di resistenza da calcolare e le relative teorie da utilizzare. Tramite doppio-click nelle celle di scelta delle teorie da utilizzare si apre un apposito pannellino dove poter scegliere tra i diversi autori disponibili.

Tramite il tasto “Proponi le correlazioni da utilizzare” il programma setta già in automatico le teorie corrette da utilizzare in base al tipo di prova presente ed alla tipologia di terreno; in ogni istante si possono comunque scegliere liberamente le teorie da utilizzare.

	Nome	Dr	Dr	De Mel
1	Argilla	<input checked="" type="checkbox"/>	Gibbs Holtz 1957...	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Sabbia	<input checked="" type="checkbox"/>	Gibbs Holtz 1957...	<input checked="" type="checkbox"/>

	Nome	Dr	Dr	De Mel
1	Argilla	<input checked="" type="checkbox"/>	Schmertmann 19...	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Sabbia	<input checked="" type="checkbox"/>	Schmertmann 19...	<input checked="" type="checkbox"/>

### 1.3.4 Analisi

In questa sezione del programma è possibile la gestione delle impostazioni dell'analisi statistica, la scelta dei risultati che andrà in relazione e le teorie di correzione/compensazione disponibili per entrambe le tipologie di prove.

#### Analisi statistica

Scelta tra correlazioni: diverse correlazioni porteranno a diversi risultati; con questa opzione decido se in relazione verrà inserito il valore medio o il valore più cautelativo tra tutte le teorie utilizzate per la singola prova e per il singolo strato.

Scelta tra prove: con questa opzione si decide se in relazione i risultati delle diverse prove vengono tra di loro mediati matematicamente oppure viene tenuto il valore più cautelativo.

Situazione: consente di scegliere se considerare presenza di compensazione spaziale e/o strutturale o meno per l'analisi dei dati.

Numerosità campionaria:

- non indicato: si scrive il numero reale delle letture per strato
- numerosità elevata: viene applicato in automatico il coeff. per numero elevato di letture
- numerosità limitata: viene applicato in automatico il coeff. per numero limitato di letture

**Analisi statistica**

Scelta tra correlazioni: Valore medio

Scelta tra prove: Valore più cautelativo

Situazione: Compensazione spaziale o strutturale

Numerosità campionaria: Non Indicato 5

**Coefficienti di Variazione**

c'	45
fi, argille	30
fi, limi	15
fi, sabbie	10
su	55

**Correzioni SPT**

Cb (diametro perforazione)	Nessuno
Cr (lunghezza aste)	Nessuno
Cs (campionatore)	Nessuno
Ce (rapporto di energia)	Nessuno
Cn (pressione terreno)	Nessuno

**Correzioni CPT**

Pressione interstiziale	U2 (base cono)
Correzione qc -> qt	Da u2 e Rapporto Aree punta
Correzione fs -> ft	Nessuno

## Coefficienti di Variazione

Vengono riportati coefficienti di variazione standard tratti da letterature tecnica (Harr 1987, Cherubini & Orr 1999).

NB.: occorrerebbe riferirsi per maggior precisione a DATABASE REGIONALI.

## Correzioni SPT

La resistenza alla penetrazione N viene modificata dai coefficienti elencati in questa parte del pannello

## Correzioni CPT

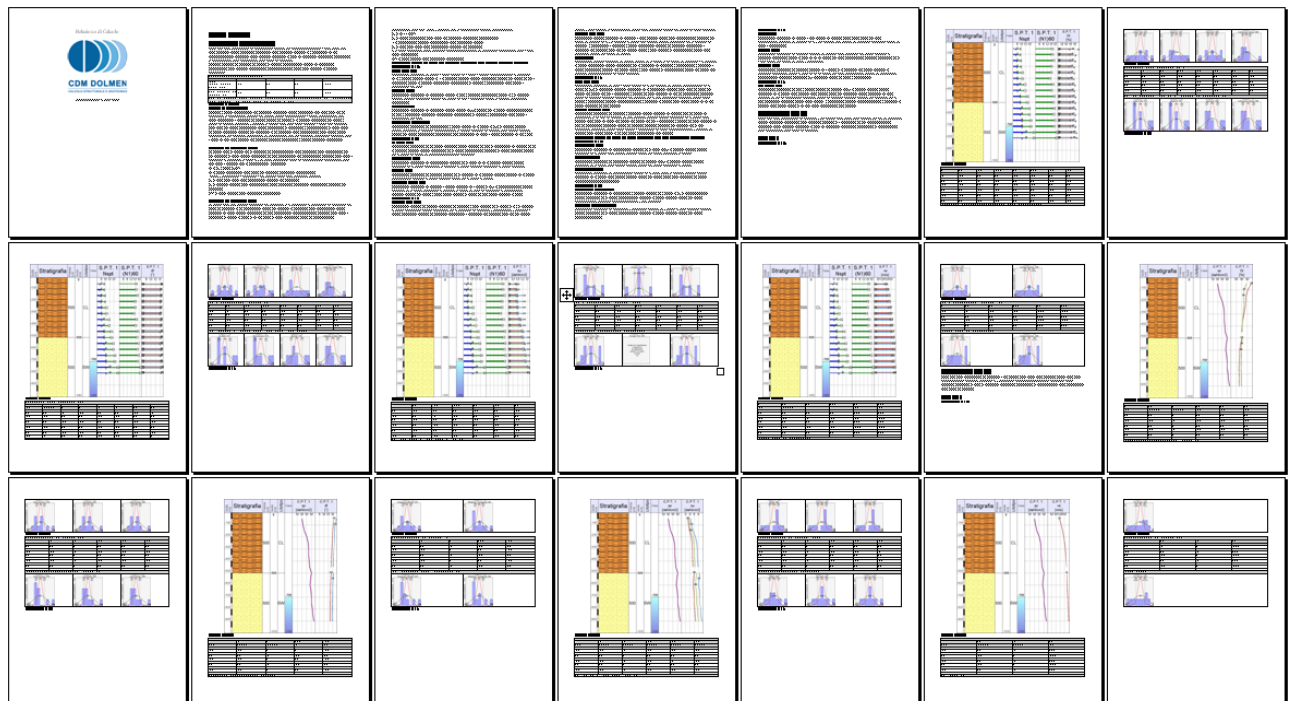
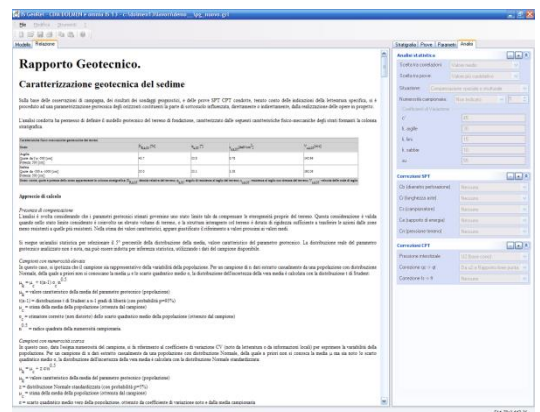
La resistenza alla penetrazione N viene modificata dai coefficienti elencati in questa parte del pannello

## 1.4 Risultati

Ad ogni modifica il programma riesegue in tempo reale l'analisi e a monitor vengono sempre mostrati i risultati suddivisi in colonne; le prime sono dedicate alla rappresentazione grafica della stratigrafia con relativa descrizione dei singoli strati, si susseguono poi colonne relative ai dati delle prove inserite ed ai risultati del calcolo eseguito.

Il risultato compatto, descrittivo e completo lo ottengo generando la completa ed esaustiva relazione direttamente nel formato .rtf adatto a qualsiasi programma di editor-testi.

Una anteprima della relazione si ottiene selezionando in alto a sinistra la linguetta "relazione" (anziché "modello") e a monitor ne viene mostrata una anteprima in formato html.





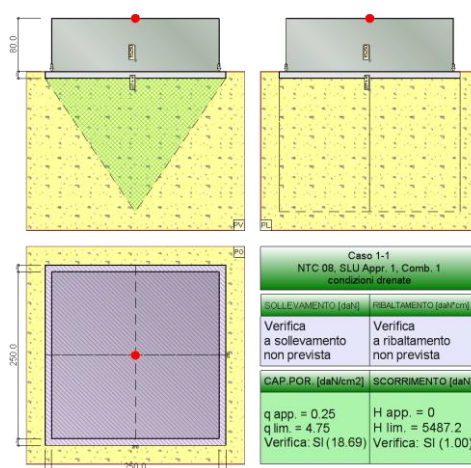




**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## IPERFOND



## MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS IPERFOND</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
1.2.1	Capacità portante delle fondazioni dirette	3
1.2.2	Condizioni drenate	3
1.2.3	Condizioni non drenate	4
1.2.4	Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen	4
1.2.4.1	Condizioni drenate	5
1.2.4.2	Condizioni non drenate	6
1.2.5	Rottura per punzonamento	7
1.2.6	Rottura locale	9
1.2.7	Eccentricità dei carichi	10
1.2.8	Terreni stratificati, presenza della falda	11
1.2.9	Condizioni sismiche	12
1.2.10	Collasso per slittamento	13
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>14</b>
1.3.1	Caratteristiche della fondazione	15
1.3.2	Caratteristiche della stratigrafia	16
1.3.3	Casi di carico	17
1.3.4	Opzioni di calcolo	18
1.3.5	Risultati del calcolo	18

# 1 IS IperFond

## 1.1 Introduzione

IS IperFond è il modulo per il calcolo della capacità portante per fondazioni superficiali in condizioni drenate o non drenate utilizzando le formulazioni classiche.

Permette di definire le sollecitazioni in cima alla fondazione o direttamente alla base; consente inoltre di calcolare il peso proprio della fondazione e la sottospinta idraulica. È possibile avere la suola e/o il terrapieno inclinati e considerare o meno il contributo dato dalla spinta passiva.

In questo modulo si possono importare direttamente le sollecitazioni ricavate nel modulo IS SpintaMuro.

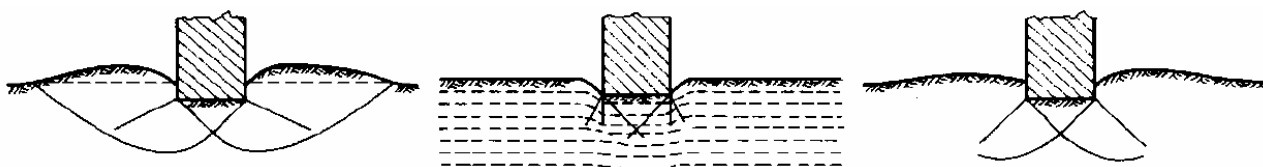
## 1.2 Teoria

### 1.2.1 Capacità portante delle fondazioni dirette

Il carico unitario ammissibile  $q_{amm}$  di una fondazione deve essere tale da assicurare un adeguato margine di sicurezza rispetto al carico limite  $q_{lim}$ .

Secondo la compressibilità del terreno su cui poggia la fondazione, la “rottura” può verificarsi secondo uno dei seguenti meccanismi:

- **Rottura generale:** si formano superfici di scorrimento, con origine ai bordi della fondazione, che si propagano fino alla superficie. Il terreno sotto la fondazione rifluisce lateralmente e verso l’alto, e si solleva ai lati della fondazione. Il collasso è di tipo fragile.
- **Rottura per punzonamento:** la fondazione affonda nel terreno, senza che si formino superfici di scivolamento. Questo tipo di “rottura” è caratteristico di terreni altamente compressibili. Non è identificabile un ben preciso punto di collasso.
- **Rottura locale:** questo caso è intermedio fra i due precedenti: si formano superfici di scorrimento, che però non si propagano fino in superficie, e la compressibilità del terreno ha un ruolo notevole.



Gli approcci di tipo “classico”, analizzati nel seguito, sono teoricamente applicabili solo ad una rottura di tipo generale. In genere, è lecito affermare che la rottura di tipo generale, per una fondazione diretta, prevale nei seguenti casi:

- Nei terreni sabbiosi di elevata densità relativa (in condizioni drenate).
- Nei terreni fini (in condizioni non drenate, per l’ipotesi di incompressibilità del mezzo)

In altri casi (ad esempio per terreni sabbiosi molto sciolti e fondazioni profonde) può prevalere la rottura per punzonamento.

### 1.2.2 Condizioni drenate

Quando si può supporre che l’applicazione dei carichi sia così lenta da permettere la dissipazione delle pressioni interstiziali si può eseguire l’analisi di capacità portante in termini di tensioni efficaci, ossia in condizioni drenate. Un semplice modello di calcolo di riferimento si ottiene ipotizzando che una fondazione superficiale trasmetta un carico unitario, e che il terreno sotto di essa si trovi in condizioni di collasso per cui si formi una zona di equilibrio limite per spinta attiva ed una zona di equilibrio limite per spinta passiva.

Tramite la teoria di Rankine si può ricavare il regime di spinta ed il valore del carico limite, ottenuto imponendo l'equilibrio tra spinta attiva e spinta passiva:

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

In cui compaiono  $\gamma'$  (peso per unità di volume del terreno),  $B$  (larghezza della base),  $c'$  (coesione efficace),  $q'$  (sovraccarico laterale), e  $N_\gamma$ ,  $N_c$  e  $N_q$ , detti coefficienti di capacità portante. Questa formula evidenzia come la capacità portante dipenda da tre contributi:

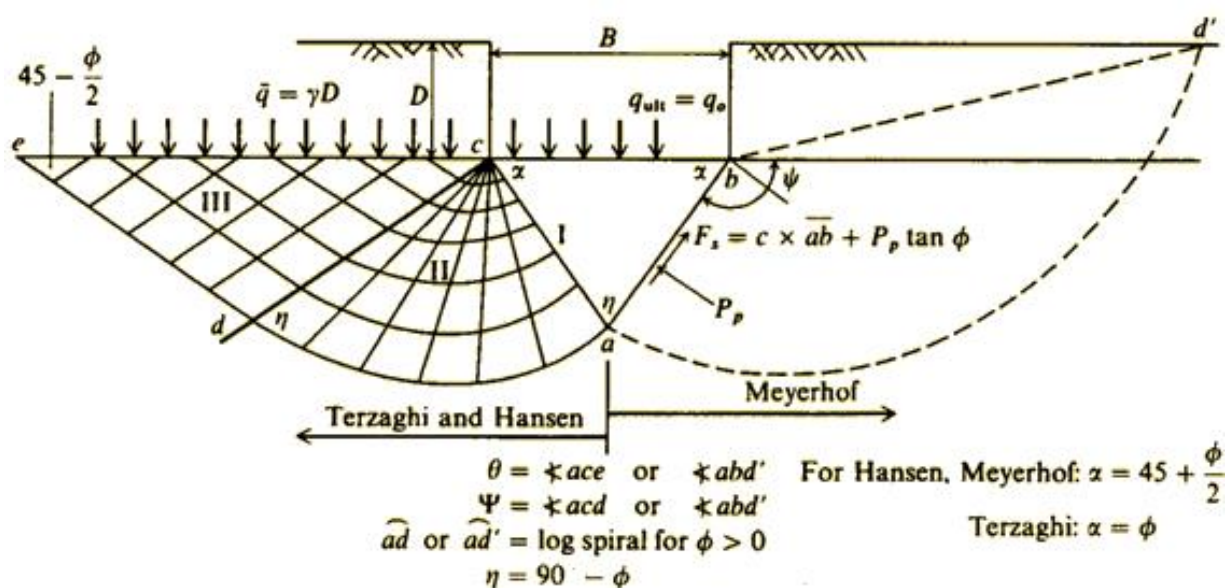
- Le forze d'attrito lungo la superficie di scorrimento, dovute al peso del terreno sotto la fondazione e compreso all'interno delle stesse.
- La coesione distribuita lungo le superfici di scorrimento.
- Il sovraccarico applicato in superficie ai lati della fondazione (ad esempio dovuto all'approfondimento del piano di posa rispetto al piano campagna).

### 1.2.3 Condizioni non drenate

In un terreno argilloso, l'applicazione di un carico avvia il "lento" processo di consolidazione, per cui il terreno diminuisce il proprio contenuto d'acqua, diminuiscono le pressioni neutre ed aumentano le tensioni efficaci, cioè il carico viene progressivamente trasferito allo "scheletro solido". Col trascorrere del tempo aumenta la resistenza al taglio, perciò le condizioni peggiori sono quelle iniziali. La consolidazione è un processo lento, mentre l'applicazione del carico avviene in un tempo breve, perciò la verifica viene svolta con l'ipotesi che non ci sia diminuzione di contenuto d'acqua e che le pressioni interstiziali non siano ancora dissipate, e viene svolta in termini di tensioni totali con riferimento alla resistenza al taglio non drenata  $s_u$ . In pratica si utilizza la stessa formula descritta per le condizioni drenate, in cui si impone  $\phi' = 0$  e  $c' = s_u$ .

### 1.2.4 Rottura generale - la formula di Brinch-Hansen

Sono state sviluppate molte distinte analisi per la definizione numerica dei coefficienti di capacità portante. Un riassunto delle ipotesi alla base di alcuni procedimenti è riassunto nella seguente immagine:



È pratica comune utilizzare l'equazione di Brinch-Hansen (1970) che esprime il valore della capacità portante sommando i contributi di attrito, coesione e carico ed aggiungendo dei coefficienti correttivi.

### 1.2.4.1 Condizioni drenate

L'espressione da adottare è la seguente:

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

In cui:

$N$ : coefficienti di capacità portante (Prandtl, 1921 – Vesic 1970)

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

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

$$N_\gamma = 2.0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$s$ : coefficienti di forma (Meyerhof, 1951)

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$d$ : coefficienti di profondità (Brinch-Hansen, 1970 – Vesic, 1973)

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} & \text{se } D \leq B \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$i$ : coefficienti di inclinazione del carico (Vesic, 1973)

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ per H parallelo a B}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \text{ per H parallelo a L}$$

$b$ : coefficienti di inclinazione della fondazione (Brinch-Hansen, 1970)

$$b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$g$ : coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen, 1970)

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$\gamma'$  è il peso di volume alleggerito ( $\gamma - \gamma_w$ ).

$q'$  è carico unitario efficace (tensione verticale efficace a lato della fondazione).

$\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate, e  $c'$  la coesione efficace.

$B$  è il lato minore della fondazione.

$L$  è il lato maggiore della fondazione (necessario per definire i coefficienti di forma).

$D$  è l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna.

$\alpha$  è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

$\omega$  è l'angolo che il piano campagna forma con il piano orizzontale.

In sabbie sciolte, l'angolo di resistenza al taglio da utilizzare nel calcolo è quello a volume costante. In sabbie dense, sono rilevanti i fenomeni di rottura progressiva, pertanto l'angolo di resistenza al taglio da introdurre nel calcolo è quello disponibile lungo le superfici di rottura, inferiore a quello di picco. Occorre anche considerare la forma della fondazione, infatti mentre per fondazioni quadrate il meccanismo di rottura è tridimensionale, per fondazioni nastriformi il meccanismo di rottura è piano. Se il rapporto  $L/B$  è minore o uguale a 2, si può utilizzare l'angolo di resistenza al taglio determinato con una prova triassiale ( $\varphi_{tri}$ ), altrimenti si può utilizzare la seguente espressione:  $\varphi_{piano} = 1.5 \varphi_{tri} - 17^\circ$ .

#### 1.2.4.2 Condizioni non drenate

Per il caso non drenato, la formula generale si riduce alla seguente espressione ( $\varphi' = 0$ ):

$$q_{lim} = s_u \cdot N_c \cdot s_c^o \cdot d_c^o \cdot i_c^o \cdot b_c^o \cdot g_c^o + q + t_\gamma$$

In cui:

$N_c$ : coefficiente di capacità portante

$$N_c = \pi + 2 \cong 5,14$$

$s_c^o$ : coefficiente di forma

$$s_c^o = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$d_c^o$ : coefficiente di profondità (Meyerhof, 1951 - Skempton, 1951 - Brinch-Hansen, 1961)

$$d_c^o = \begin{cases} 1 + 0.4 \frac{D}{B} & \text{se } D \leq B \\ 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{se } D > B \end{cases}$$

$i^0$ : coefficiente di inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot s_u \cdot N_c}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ per H parallelo a B}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \text{ per H parallelo a L}$$

$b^0$ : coefficiente di inclinazione della fondazione (Brinch-Hansen, 1971)

$$b_c^0 = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{2 + \pi}$$

$g^0$ : coefficiente di inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)

$$g_c^0 = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$$

$$t_\gamma^0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \omega$$

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

$\gamma$  è il peso di volume totale.

$q$  è carico unitario totale (tensione verticale totale a lato della fondazione).

$s_u$  è la resistenza al taglio non drenata.

$B$  è il lato minore della fondazione.

$L$  è il lato maggiore della fondazione (necessario per definire i coefficienti di forma).

$D$  è l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna.

$\alpha$  è l'angolo che il piano di posa forma con il piano orizzontale.

$\omega$  è l'angolo che il piano campagna forma con il piano orizzontale.

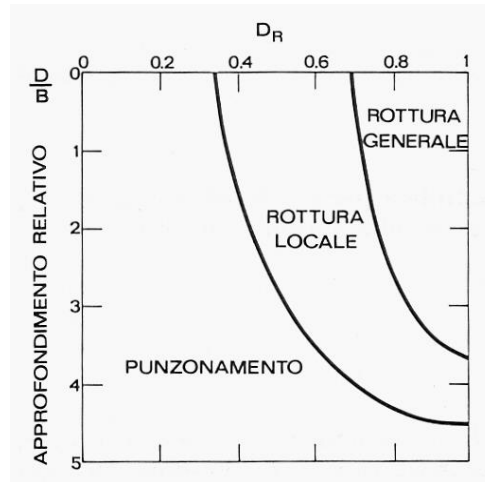
Nella scelta del valore da assegnare alla resistenza al taglio non drenata, per il calcolo della capacità portante di fondazioni dirette su depositi di argille tenere o poco sovraconsolidate, si può ricorrere all'espressione suggerita da Koutsoftas e Ladd (1985):

$$s_u = \sigma'_{v0} (0.22 \pm 0.03) OCR^{0.8}$$

In cui la tensione verticale efficace geostatica può essere valutata a metà della profondità di influenza.

### 1.2.5 Rottura per punzonamento

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni non drenate, in cui per ipotesi il terreno è incompressibile. La verifica si applica perciò soprattutto a depositi di terreni sabbiosi sciolti. Per discriminare tra i vari casi, può essere utile fare riferimento alla seguente figura (De Beer, 1967):



Lo studio di questo fenomeno è stato approfondito da Vesic (1973), approssimando il terreno ad un mezzo elasto plastico e la rottura all'espansione di una cavità cilindrica. Il fenomeno è retto dal seguente indice di rigidezza:

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

In cui:

$\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate, e  $c'$  la coesione efficace.

$\sigma$  è la tensione normale media (assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di  $B/2$  sotto il piano di posa).

$G$  è il modulo di elasticità trasversale del terreno, che può essere ricavato come segue:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \begin{cases} \text{drenato } \nu = 0.15 \\ \text{non drenato } \nu = 0.5 \Rightarrow G = \frac{E_u}{3} \end{cases}$$

In cui  $E$  è il modulo di Young e  $\nu$  è il modulo di Poisson.

Il valore di  $I_r$  calcolato va confrontato col valore critico,  $I_{r,crit}$ , definito come segue:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} e^{\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}\right) \cot\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)}$$

Se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha rottura generale, altrimenti ( $I_r < I_{r,crit}$ ) prevale la rottura per punzonamento. In questo caso, si usa la stessa espressione valida per la rottura generale, a cui si aggiungono dei coefficienti di punzonamento:

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

In cui tutti i coefficienti sono già stati precedentemente definiti per il caso di rottura generale, tranne i coefficienti di punzonamento  $\psi$ :

- Per un terreno con attrito e coesione:



$$\psi_\gamma = \psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \varphi' + \frac{3.07 \cdot \sin \varphi' \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \varphi'} \right]}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan \varphi'}$$

- Per un terreno puramente coesivo:

$$\psi_\gamma = \psi_q = 1$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

### 1.2.6 Rottura locale

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra i due precedenti, e come per il punzonamento non si verifica in condizioni non drenate, per l'ipotesi di terreno incompressibile. La capacità portante  $q_{lim}$  può essere calcolata con la stessa espressione utilizzata per la rottura generale, introducendovi però un angolo di resistenza al taglio corretto.

Secondo Terzaghi (1943), si possono correggere i parametri meccanici del terreno utilizzando la seguente espressione:

$$c' = \frac{2}{3} c'$$

$$\varphi' = \tan^{-1} \left( \frac{2}{3} \tan \varphi' \right)$$

Secondo Vesic (1970), si può invece scrivere:

$$r = 0.67 + D_R - 0.75 D_R^2$$

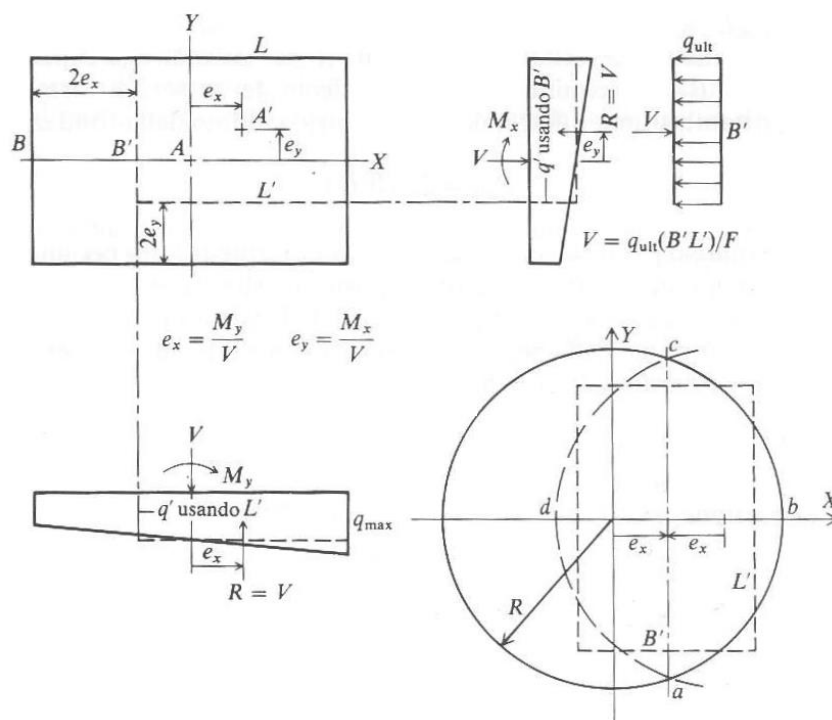
$$c' = r \cdot c'$$

$$\varphi' = \tan^{-1} (r \cdot \tan \varphi')$$

valida per  $D_R$  minore del 67%.

### 1.2.7 Eccentricità dei carichi

Per tener conto dell'eccentricità del carico applicato alla fondazione, Meyerhof (1953) e Brinch-Hansen (1970) suggeriscono di calcolare una dimensione ridotta della fondazione, come minima superficie rispetto alla quale il carico applicato risulta centrato (detta "area efficace"). Se l'eccentricità è presente in entrambe le direzioni, lo stesso deve valere per la riduzione. Nelle formule precedenti, si utilizzerà  $B'$ , valore ridotto, al posto di  $B$ . Lo stesso vale per la lunghezza della fondazione  $L$ .



Per una fondazione rettangolare si ha:

$$B' = B - 2 \cdot e_y$$

$$L' = L - 2 \cdot e_x$$

con  $e$  = eccentricità del carico.

Per una fondazione circolare, si calcola una fondazione rettangolare equivalente, come indicato in figura, e con le seguenti relazioni:

$$e = \frac{M_y}{V}$$

$$h = R - e$$

$$B' = 2 \cdot R - 2 \cdot e$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{db}{ac}$$

$$B' \cdot L' = 2 \cdot R^2 \cdot \cos^{-1} \left( \frac{R-h}{R} \right) - 2 \cdot (R-h) \cdot \sqrt{2R \cdot h - h^2}$$

In alternativa, lo stesso Meyerhof (1953) e Bowles (1988) propongono invece di applicare dei coefficienti correttivi alla capacità portante calcolata con le formule precedenti, solo nel caso in cui il rapporto  $e/B$  ricade tra 0 e 0.3:

- Per un terreno incoerente:

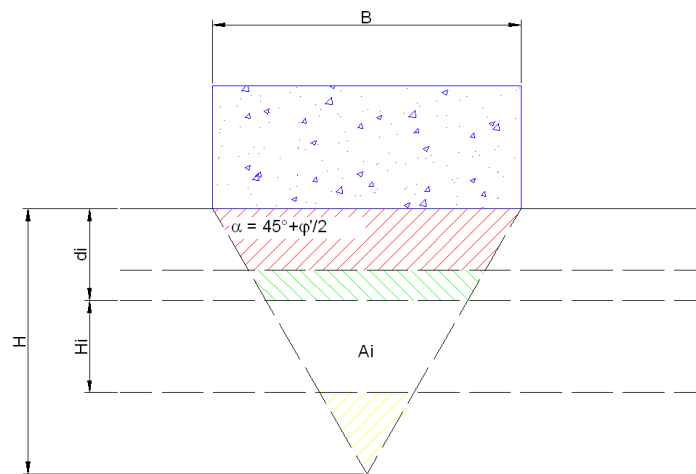
$$R_e = 1 - 2\sqrt{\frac{e}{B}}$$

- Per un terreno coesivo:

$$R_e = 1 - 2\frac{e}{B}$$

### 1.2.8 Terreni stratificati, presenza della falda

Le formule elencate per il calcolo della capacità portante si applicano al caso di terreno omogeneo. Nel caso in cui il terreno sia stratificato o sia presente la falda occorre ricorrere ad alcuni accorgimenti, ad esempio utilizzare dei valori medi dei parametri di resistenza del terreno, calcolati all'interno del cuneo di rottura. Si faccia riferimento all'immagine seguente:



In cui  $H$  è l'altezza del cuneo di rottura (definita dall'angolo  $\alpha$ ),  $H_i$  è l'altezza dello strato  $i$ -esimo intercettato dal cuneo di rottura,  $d_i$  è l'approfondimento dello strato  $i$ -esimo sotto il piano di posa,  $A_i$  è l'area dello strato  $i$ -esimo racchiusa dal cuneo di rottura. Si può scrivere:

$$H = \frac{1}{2} B \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} B \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$A = \frac{1}{2} HB$$

$$d_i = \sum_{j=1}^{i-1} H_j$$

$$A_i = \frac{1}{2} H_i \cdot \left[ (B - 2 \cdot d_i \cdot \cot \alpha) + (B - 2 \cdot d_{i+1} \cdot \cot \alpha) \right] = H_i \cdot \left[ B - (d_i + d_{i+1}) \cdot \cot \alpha \right]$$

Con le grandezze ora definite si possono scrivere le formule utilizzate per calcolare i valori medi utilizzati nelle formule di capacità portante:

$$c_{medio} = \frac{c_1 \cdot H_1 + c_2 \cdot H_2 + \dots + c_n \cdot H_n}{H}$$

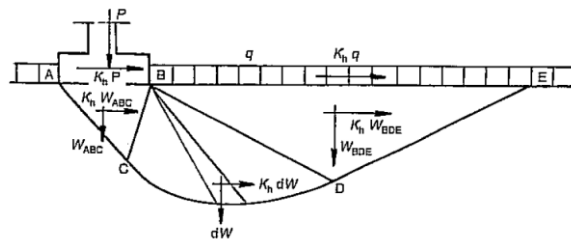
$$\phi'_{medio} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\phi'_1) \cdot H_1 + \tan(\phi'_2) \cdot H_2 + \dots + \tan(\phi'_n) \cdot H_n}{H} \right)$$

$$\gamma'_{medio} = \frac{\gamma'_1 \cdot A_1 + \gamma'_2 \cdot A_2 + \dots + \gamma'_n \cdot A_n}{A}$$

Quando il livello della falda ricade al di sotto del cuneo di rottura, la sua presenza viene trascurata. Quando invece ricade al suo interno, la sua presenza viene considerata per il calcolo del peso di volume medio. Per le zone sopra la falda, viene utilizzato il peso di volume secco, per quelle al di sotto viene invece utilizzato il peso di volume alleggerito.

### 1.2.9 Condizioni sismiche

Paolucci e Pecker (1997) hanno sviluppato una formula per il calcolo della capacità portante in cui compaiono dei coefficienti legati all'inerzia del terreno.



Tali coefficienti possono essere inseriti nella formula generale di Brinch-Hansen:

$$z_q = z_\gamma = \left( 1 - \frac{k_h}{\tan \phi'} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

In cui  $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale.

Questo metodo è valido se  $k_h < \tan \phi'$ , disuguaglianza solitamente verificata, ma non sempre: con valori di  $\phi'$  attorno ai 20° o meno ed alte classi di sismicità potrebbe non esserlo.

In alternativa Maugeri e Novità (2004), generalizzando il metodo delle caratteristiche alle condizioni sismiche, hanno definito tre nuovi fattori correttivi da applicare al metodo di Brinch – Hansen.

$$h_{\gamma f} = B \cdot k_h^2 + C \cdot k_h + 1.0$$

$$h_{cf} = D \cdot k_h^2 + E \cdot k_h + 1.0$$

$$h_{qf} = H \cdot k_h^2 + I \cdot k_h + 1.0$$

con :

$$B = -31.10(\tan \varphi)^3 + 86.60(\tan \varphi)^2 - 74.40 \tan \varphi + 24.80$$

$$C = 12.90(\tan \varphi)^3 - 35.07(\tan \varphi)^2 + 30.28 \tan \varphi - 12.48$$

$$D = 70.06(\tan \varphi)^3 - 173.00(\tan \varphi)^2 + 129.00 \tan \varphi - 29.61$$

$$E = 1.27 \tan \varphi - 1.07$$

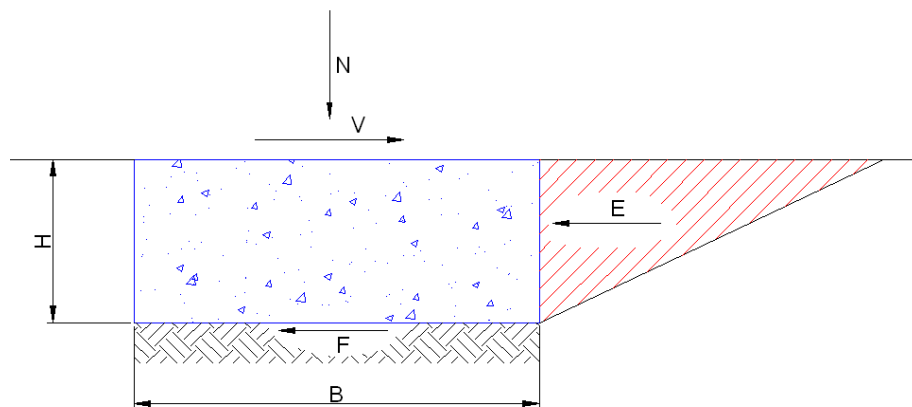
$$H = 63.96(\tan \varphi)^3 - 155.14(\tan \varphi)^2 + 116.00 \tan \varphi - 25.99$$

$$I = 4.48(\tan \varphi)^3 - 10.57(\tan \varphi)^2 + 8.50 \tan \varphi - 0.23$$

I metodi di Paolucci e Pecker (1997) e Maugeri e Novità (2004) mostrano un buon accordo dei risultati, ma il secondo ha un maggior campo di applicabilità.

### 1.2.10 Collasso per slittamento

Il collasso per slittamento è scongiurato se il contributo dell'attrito e della coesione sull'area efficace della fondazione più il contributo della resistenza passiva laterale è maggiore delle forze orizzontali sollecitanti,  $V < F + E$ .



In cui  $E$  è la resistenza passiva mobilitata sull'altezza  $H$  della fondazione,  $F$  è la resistenza per attrito e/o coesione sull'area efficace della fondazione,  $V$  è lo sforzo orizzontale agente.

In condizioni drenate:  $F = c' \cdot A' + N \cdot \tan \varphi$ .

In condizioni non drenate:  $F = s_u \cdot A'$ .

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows® e quando IS IperFond viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 3.1.

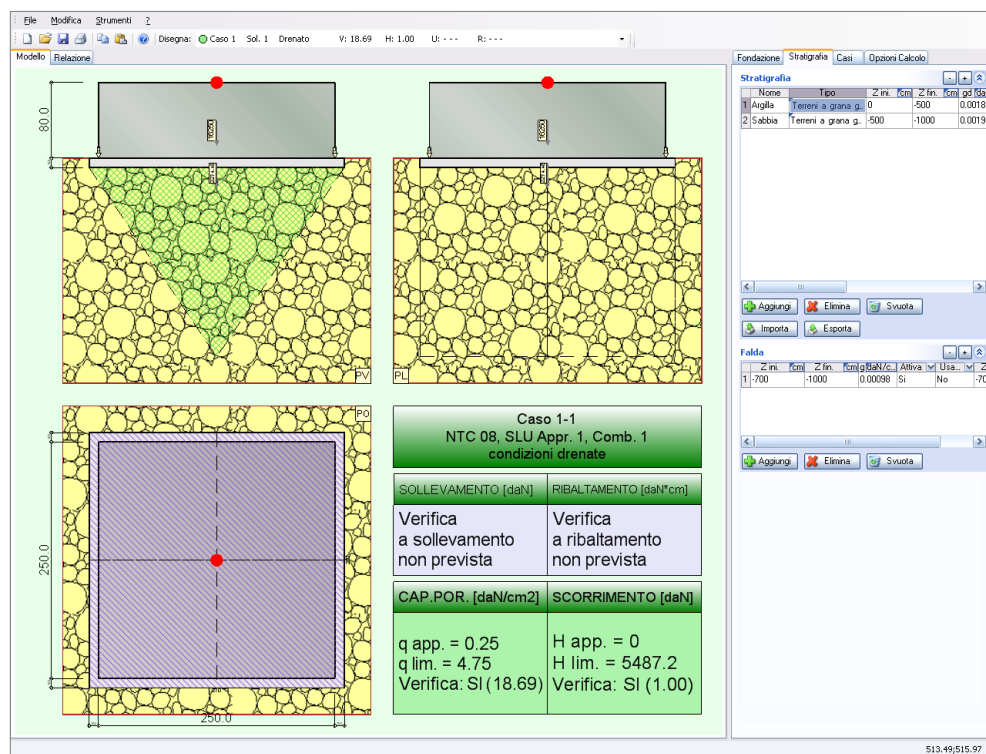


Figura 3. 1 Pagina principale di IS IperFond

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Caratteristiche della fondazione

Dopo aver inserito i dati inerenti il terreno e la falda si passa alla caratterizzazione della fondazione. Le informazioni richieste sono le seguenti:

**Quota base:** piano di posa della fondazione

**Altezza:** altezza della fondazione

**Peso di volume:** peso per unità di volume del materiale costituente la fondazione

**Fondazione rettangolare:**

- **Lato X:** lunghezza del lato della fondazione lungo X
- **Lato Y:** lunghezza del lato della fondazione lungo Y
- **Inclinazione:** angolo di inclinazione della base della fondazione
- **Asse di rotazione:** asse attorno al quale avviene la rotazione della fondazione

**Fondazione circolare:**

- **Diametro:** diametro della fondazione circolare

Per il sottofondo le informazioni richieste sono:

**Altezza:** spessore del magrone

**Fuoriuscita:** lunghezza della fuoriuscita laterale del magrone

**Peso di volume:** peso per unità di volume del materiale costituente il magrone di sottofondazione

The screenshot shows a software interface for defining foundation parameters. It is divided into three main sections: 'Fondazione', 'Sottofondo', and 'Punto applicazione sollecitazioni'. Each section has a title bar with an expand/collapse icon. The 'Fondazione' section includes fields for 'Quota base' (0 cm), 'Altezza' (80 cm), 'Peso di volume' (0.0025 daN/cm3), and radio buttons for 'Fondazione rettangolare' (selected) and 'Fondazione circolare'. The rectangular section has fields for 'Lato X' (250 cm), 'Lato Y' (250 cm), 'Inclinazione' (0 degrees), and 'Asse rotazione' (Nessuno). The circular section has a 'Diametro' field (450 cm). The 'Sottofondo' section has fields for 'Altezza' (10 cm), 'Fuoriuscita' (10 cm), and 'Peso di volume' (0.0024 daN/cm3). The 'Punto applicazione sollecitazioni' section has three fields for 'Sposta lungo X (dal centro)', 'Sposta lungo Y (dal centro)', and 'Sposta lungo Z (dalla sommità)', all set to 0 cm.

Fondazione	
Quota base:	0 cm
Altezza:	80 cm
Peso di volume:	0.0025 daN/cm3
<input checked="" type="radio"/> Fondazione rettangolare	
Lato X:	250 cm
Lato Y:	250 cm
Inclinazione:	0 °
Asse rotazione:	Nessuno
<input type="radio"/> Fondazione circolare	
Diametro:	450 cm

Sottofondo	
Altezza:	10 cm
Fuoriuscita:	10 cm
Peso di volume:	0.0024 daN/cm3

Punto applicazione sollecitazioni	
Sposta lungo X (dal centro):	0 cm
Sposta lungo Y (dal centro):	0 cm
Sposta lungo Z (dalla sommità):	0 cm

Per quanto riguarda il punto di applicazione delle sollecitazioni occorre indicare:

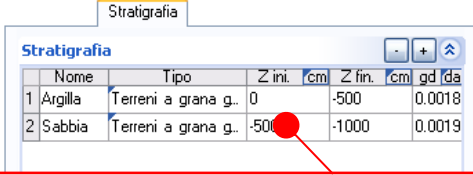
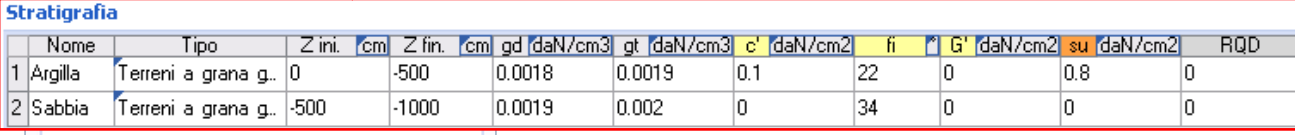
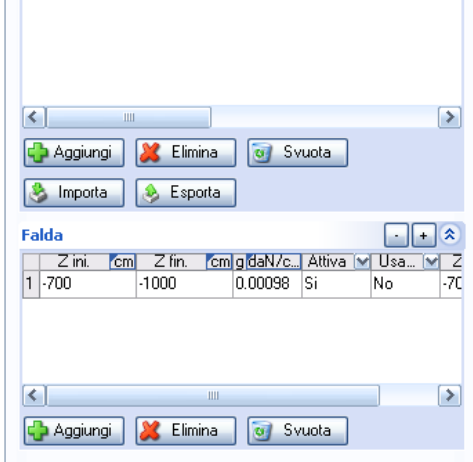
**Sposta lungo X (dal centro):** spostamento lungo l'asse X dal centro della fondazione del punto di applicazione dei carichi

**Sposta lungo Y (dal centro):** spostamento lungo l'asse Y dal centro della fondazione del punto di applicazione dei carichi

**Sposta lungo Z (dalla sommità):** spostamento lungo l'asse Z dalla sommità della fondazione del punto di applicazione dei carichi

### 1.3.2 Caratteristiche della stratigrafia

Tramite il pannello laterale è possibile inserire i dati inerenti le caratteristiche della stratigrafia composta da uno o più strati e della falda eventualmente presente. Occorre indicare:

**Nome:** nome dello strato


**Tipo:** individuazione del sottogruppo del tipo di terreno


**Z ini:** quota iniziale dello strato

**Z fin:** quota finale dello strato


**gd:** peso secco per unità di volume


**gt:** peso saturo per unità di volume

**c' ** coesione efficace per verifiche in condizioni drenate

**fi ** angolo di resistenza al taglio

**G' ** modulo di taglio in condizioni drenate

**su ** resistenza al taglio non drenata

**RQD ** rock quality designation

È possibile attivare la falda introducendo i seguenti valori:

**Z ini:** quota superiore a cui si trova la falda

**Z inf:** quota inferiore a cui si trova la falda

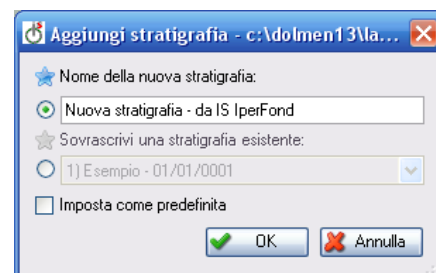
**g:** peso per unità di volume dell'acqua

**Attiva:** attiva la falda oppure no

**Usa:** stabilisce se utilizzare una precisa quota piezometrica (falda in pressione)

**Z.piez:** quota piezometrica

Tramite il tasto "Esporta" è possibile esportare la stratigrafia ed eventualmente renderla **predefinita** per successivi lavori; in alternativa posso sovrascrivere una stratigrafia già presente nell'elenco presente in DB-Strati



La stratigrafia predefinita è importata in automatico da IS IperFond nel momento in cui lancio il programma direttamente dal CAD 3D di Dolmen (ad esempio tramite il comando "Fondazioni → Capacità portante → Trave Singola")

Il tasto "Importa" permette di importare manualmente dall'elenco di DB-Strati la stratigrafia da utilizzare.




### 1.3.3 Casi di carico

Tramite il menu “Casi” presente nel pannello laterale è possibile gestire i carichi presenti suddivisi in Casi di carico (Combinazioni). La selezione del caso di carico governa questa sezione nel programma infatti le sollecitazioni agenti, i tipi di verifiche da eseguire, l’attivazione o meno del sisma con relativi Kh e i coefficienti di normative sulle azioni sulle caratteristiche del terreno e sulle portate sono funzione del caso selezionato.

Arrivando dall’ambiente grafico tridimensionale di Dolmen questa sezione è già compilata in modo automatico e non dovrebbe essere toccata.

Inoltre arrivando da Dolmen il peso proprio di travi e piastre è già preso in conto in automatico a monte (esclusi plinti, infatti se arrivo in IperFond selezionando un plinto vedrò il segno di spunta su “aggiungi il peso proprio” settato automaticamente)


#### Casi:

Tramite l’icona  appare un apposito menu per poter creare in modo automatico i diversi casi di carico a seconda della normativa scelta; vengono creati casi “vuoti” impostati correttamente per quel che riguarda i coefficienti di sicurezza ma da personalizzare per quel che concerne le verifiche da eseguire, le azioni e i Kh (se è un caso sismico).

#### Sollecitazioni e verifiche:

In base al caso selezionato occorre impostare che tipo di verifica eseguire e devo inserire le azioni (già amplificate e combinate a monte, IperFond utilizza esattamente le azioni che vengono inserite).

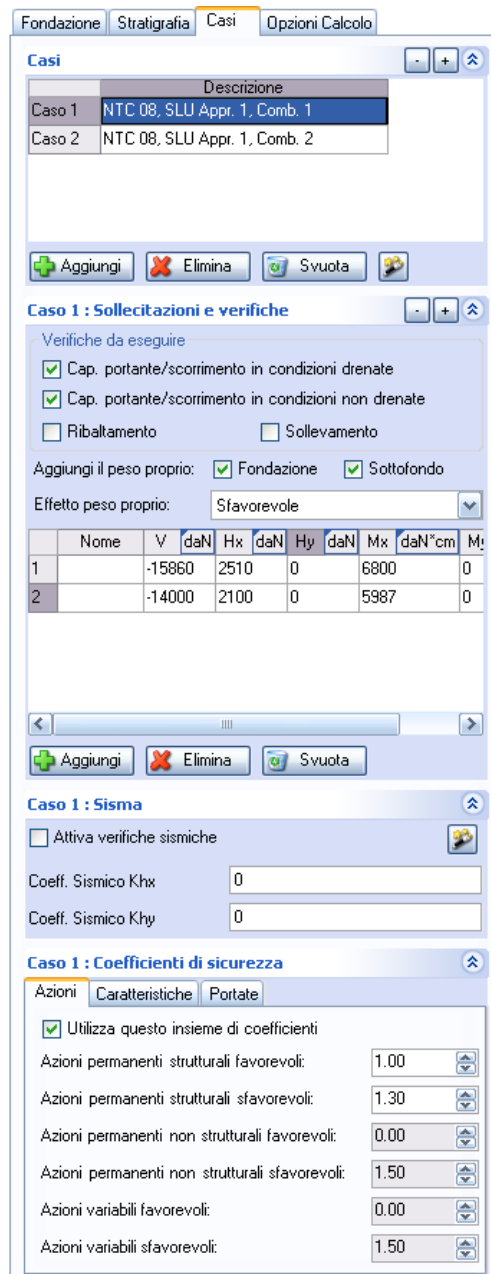
#### Sisma:

Se il caso selezionato è sismico allora occorre inserire i coefficienti sismici corretti. Per fare ciò posso avvalermi dell’ausilio del programma automatico che di avvia tramite il tasto .

#### Coefficienti di sicurezza:

Se si è creato il caso di carico in automatico allora i coefficienti qui presenti sono già corretti e sono suddivisi tra coefficienti sulle Azioni, sulle Caratteristiche di resistenza del terreno e sulle Portate.

NB. Come coefficienti sulle Azioni il programma agisce solamente sul peso proprio dell’elemento se è stata attivata l’opzione di considerare in automatico il peso proprio.



	Nome	V	daN	Hx	daN	Hy	daN	Mx	daN*cm	Mz
1		-15860		2510		0		6800		0
2		-14000		2100		0		5987		0

Azioni	Caratteristiche	Portate
<input checked="" type="checkbox"/> Utilizza questo insieme di coefficienti		
Azioni permanenti strutturali favorevoli:		1.00
Azioni permanenti strutturali sfavorevoli:		1.30
Azioni permanenti non strutturali favorevoli:		0.00
Azioni permanenti non strutturali sfavorevoli:		1.50
Azioni variabili favorevoli:		0.00
Azioni variabili sfavorevoli:		1.50

### 1.3.4 Opzioni di calcolo

Nella sezione “Opzioni Calcolo” è possibile impostare alcune opzioni per l’analisi, visualizzare e modificare le teorie applicate ai diversi fattori di capacità portate, modificare i parametri per la resistenza a scorrimento.

#### Opzioni di calcolo generali:

Qui si può modificare l’inclinazione lungo X e lungo Y del piano di campagna e opzionalmente azzerare il sovraccarico laterale

#### Fattori di capacità portante:

A seconda della tipologia di terreno che il programma trova al suo avvio vengono settati i fattori di capacità portante secondo le classiche formulazioni di “Hansen & Vesic” se trova terreni coesivi o non coesivi e “metodo Roccia” se trova appunto un terreno etichettato come sottogruppo Roccia.

I tasti Wizard presenti in calce settano in automatico tutti i fattori a seconda dell’autore scelto ma in ogni momento è possibile personalizzare ogni singolo fattore secondo autori a scelta presenti nell’elenco.

**Opzioni di calcolo generali**

Piano campagna inclinato (pendio), asse X: 0

Piano campagna inclinato (pendio), asse Y: 0

☐ Azzerare il sovraccarico laterale per capacità portante

**Fattori di capacità portante (verifiche drenate)**

Nq: Prandtl (1921)

Nc: Reissner (1924)

Ng: Vesic (1973)

forma: Meyerhof (1951, 1963)

approfondimento: Brinch Hansen (1970)

inclin. carico: Vesic (1973)

inclin. piano posa: Vesic (1973)

inclin. terreno: Vesic (1973)

sisma: Maugeri e Novità (2004)

☐ Applica coeff. sismico al solo Ngamma

**Resistenza a scorrimento (drenate e non drenate)**

Base: rapporto attrito delta/fi: 0.75

Base: rapporto aderenza/c': 0

Base: rapporto aderenza/su: 0.4

Pareti: % spinta attiva attivata: 0

Pareti: rapporto attrito delta/fi per ka: 0.667

Pareti: % spinta passiva attivata: 50

Pareti: rapporto attrito delta/fi per kp: 0

#### Resistenza a scorrimenti:

Vengono proposti i valori classici da letterature per quel che concerne la resistenza a scorrimento; sono parametri liberi che possono essere modificati a piacere.

### 1.3.5 Risultati del calcolo

Ultimato l’inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia il carico limite ed il fattore di sicurezza, ottenuto dal rapporto tra il carico massimo sopportabile e la pressione applicata. Viene, inoltre, indicato se la verifica in condizioni drenate ed in condizioni non drenate è verificata. Questi risultati vengono riportati sull’immagine principale al di sotto della rappresentazione della fondazione.

A monitor viene mostrato il caso di carico selezionato e nell’elenco in alto, a destra della scritta “Disegna:”, sono visualizzati tutti i casi con relativi fattori di sicurezza.

Disegna:	Caso 1	Sol. 1	Drenato	V: 8,35	H: 4,23	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 1	Drenato	V: 8,35	H: 4,23	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 1	Non Drenato	V: 9,92	H: 9,69	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 2	Drenato	V: 9,04	H: 4,79	U: ---	R: ---
	Caso 1	Sol. 2	Non Drenato	V: 10,58	H: 11,65	U: ---	R: ---
	Caso 2	Sol. 1	Drenato	V: 7,80	H: 1,00	U: ---	R: ---
	Caso 2	Sol. 1	Non Drenato	V: 10,26	H: 1,00	U: ---	R: ---

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione di calcolo accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS IperFond** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in diversi formati. Nella relazione viene mostrata l’immagine del caso peggiore, sono riportati i dati

introdotti, inerenti le tensioni applicate e le caratteristiche del terreno e della fondazione, ed i risultati ottenuti per tutti i casi di carico inseriti.





**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## NAVIGEO

IS ProGeo - CDM DOLMEN e omnia IS 13 - c:\dolmen13\lavori\DEMO

File Strumenti 2

Gestione elenchi file (complessiva)

Aggiungi file... Svuota elenchi Aggiorna dati...

Gestione file IpeFond

Rimuovi Elimina file

Crea Relazione...

IpeFond (Capacità portante) CodaGran (Cedimento)

Nome	Catella	Data	Capacità portan...	Sconimento [FS]	Ribaltamento [FS]
<b>Non verificati</b>					
<input type="checkbox"/> pg_cpo_TRAVE_T0...	C:\dolmen12\lavori\BALLA\0\ondaz	17/07/2012	0.00	0.95	1.00
<input type="checkbox"/> pg_TRAVE_T002.J...	C:\dolmen12\lavori\BUGLI14	20/11/2012	0.34	0.95	1.00
<b>Verificati</b>					
<input checked="" type="checkbox"/> Ind_01.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.47	1.12	5.70
<input checked="" type="checkbox"/> Ind_02.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.45	1.23	3.60
<input checked="" type="checkbox"/> Ind_03.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	2.30	1.47	6.32
<input checked="" type="checkbox"/> mactonuovo.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.81	1.57	10.15
<input checked="" type="checkbox"/> pg_MACROGUSCIO...	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.91	1.32	4.34
<input checked="" type="checkbox"/> pg_nuovo.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.13	1.81	-
<input checked="" type="checkbox"/> pg_TRAVE_Tp0_0...	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.83	39.30	1.00
<input checked="" type="checkbox"/> plateafinale_nuovo.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.33	1.16	11.36
<input checked="" type="checkbox"/> plinto_nuovo.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd	06/07/2012	1.13	1.81	-
<input checked="" type="checkbox"/> pg_cpo_TRAVE_Tp...	C:\dolmen12\lavori\aleasd\aleasdNon...	06/07/2012	2.59	0.04	1.00
<input checked="" type="checkbox"/> pg_cpo_TRAVE_Tp...	C:\dolmen12\lavori\aleasd\aleasdNon...	06/07/2012	2.33	4.69	1.00
<input checked="" type="checkbox"/> mactonuovo.ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd\fondaz	06/07/2012	1.81	1.57	10.15
<input checked="" type="checkbox"/> pg_cpo_ifo	C:\dolmen12\lavori\aleasd\fondaz	06/07/2012	2.06	1.31	10.78

# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>IS NAVIGEO</b>	<b>3</b>
<b>1.1      Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2      Utilizzo del programma</b>	<b>3</b>
1.2.1      Descrizione delle schermate	3
1.2.2      Risultati	4

# IS NaviGeo

## 1.1 Introduzione

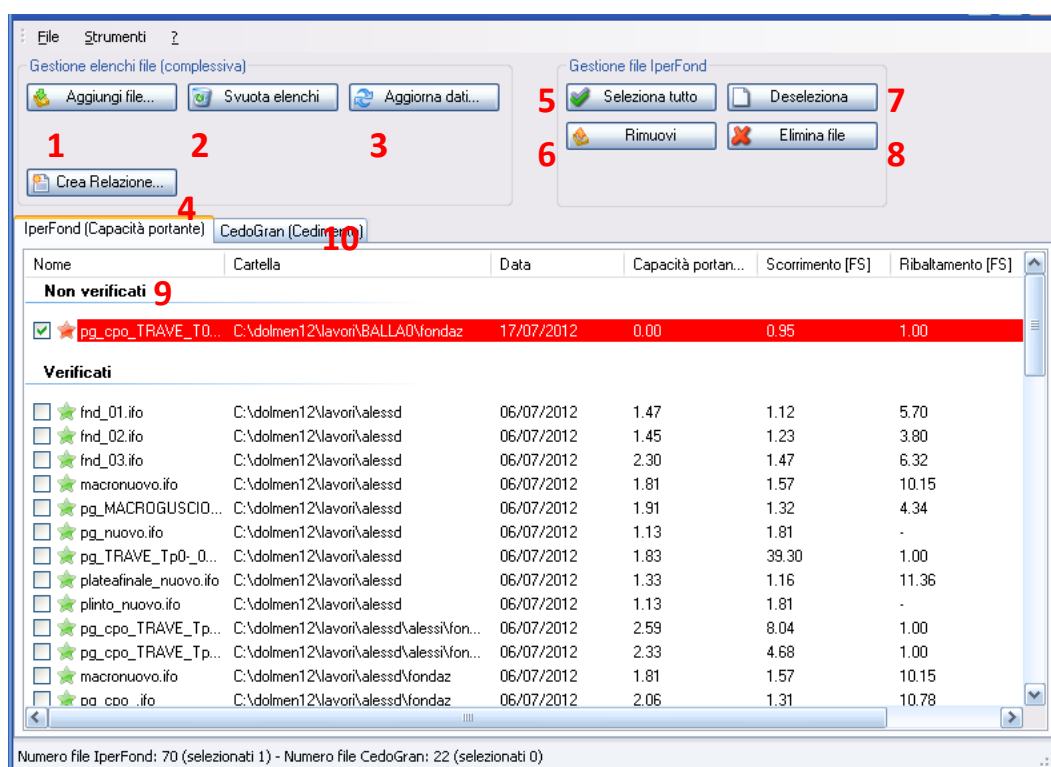
IS NaviGeo è il software dedicato alla gestione globale di tutte le verifiche geotecniche ed alla redazione di un'unica ed esaustiva relazione geotecnica.

Il navigatore geotecnico si basa sui file precedentemente creati da IS IperFond (capacità portante, scorrimento, ribaltamento, sollevamento) e IS CedoGran (cedimenti e breve e lungo termine)

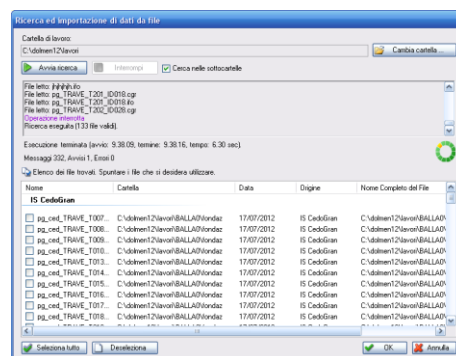
## 1.2 Utilizzo del programma

### 1.2.1 Descrizione delle schermate

All'avvio il programma cercherà in automatico tutti i file relativi alle verifiche geotecniche precedentemente eseguite nell'attuale cartella di lavoro e riporta a schermo tutti i file trovati catalogandoli in "Verificati" e "non verificati" nelle rispettive sezioni di analisi eseguita (IperFond (capacità portante), CedoGran (Cedimenti)). Si riportano le spiegazioni delle singole parti della videata:



**1** : permette di scegliere da che cartella di lavoro importare i file relativi ad IperFond e CedoGran presenti; tramite il tasto "Cambia cartella" seleziono la cartella di lavoro dove sono contenuti i file da leggere e avvio la ricerca premendo il tasto "Avvia ricerca". Dopo qualche istante verranno mostrati tutti i file letti, si selezionano quelli da processare (un pratico "seleziona tutti" è presente nella in basso a sinistra) ed una volta eseguita la selezione si preme "OK".





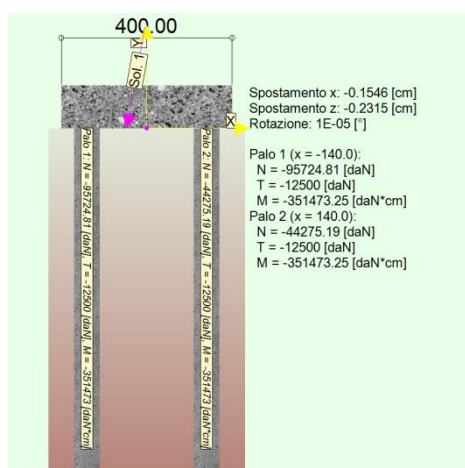




**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## PALIELAS



# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS PALIELAS</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>5</b>
1.3.1	Inserimento dati	6
1.3.2	Risultato calcoli	6

# 1 IS PaliElas

## 1.1 Introduzione

**IS PaliElas** è il modulo per il calcolo di sollecitazioni in testa a pali immersi in un terreno elastico collegati in sommità ad una fondazione rigida, nel caso bidimensionale.

Utilizzando le teorie di Randolph, Fleming e Timoshenko il programma è in grado di ricavare gli effetti dell'interazione terreno-struttura sul caso di una palificata costituita da più pali inclinati.

I risultati dell'analisi consistono nelle componenti di spostamento rigido della fondazione e nelle azioni agenti in testa a ciascun palo, riportate lungo lo sviluppo del palo stesso.

In questo modulo si possono importare direttamente le sollecitazioni ricavate nel modulo IS SpintaMuro.

## 1.2 Teoria

In una palificata in cui i pali sono collegati in testa da un plinto rigido il cedimento dell'*i*-esimo palo è determinato dal proprio carico e dalle aliquote indotte dai pali adiacenti; è espresso dalla seguente equazione:

$$w_i = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \left( \frac{P}{K_v} \right)_j$$

In cui:

$\alpha_{ij}$ : coefficiente di interazione (Poulos, 1968)

$K_v$ : rigidezza alla traslazione verticale del palo

Imponendo *n* condizioni di uguaglianza di cedimenti dei pali ed aggiungendo l'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale si possono ricavare *n*+1 incognite, ossia il cedimento ed i carichi agenti in testa ai pali. Si ricava che i pali maggiormente sollecitati sono quelli che si trovano in prossimità del bordo e che le differenze nella distribuzione del carico fra i pali aumentano con il numero di pali, il rapporto di snellezza e quando si riduce l'interasse tra gli stessi. Si osserva, inoltre, che nel caso di una platea rigida su pali caricati uniformemente il cedimento risulta paragonabile a quello calcolato per un palo posizionato sul bordo.

L'approccio elaborato più recentemente per studiare un palo sottoposto a forze ortogonali è quello di Poulos (1971) e Randolph (1981). Essi hanno ipotizzato un mezzo continuo e Randolph, in particolar modo, ha ricavato le espressioni per valutare la rotazione  $\vartheta$  e lo spostamento  $u$  della testa di un palo immerso in un mezzo elastico avente modulo di taglio variabile linearmente con la profondità.

$$u = F \left[ 0,27 \cdot H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3 \cdot M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]$$
$$\theta = F \left[ 0,3 \cdot H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0,8 \cdot M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-3} \sqrt{\rho} \right]$$

In queste equazioni compaiono la lunghezza critica  $l_c$  del palo ed il grado di eterogeneità  $\rho$  del terreno, entrambi valutati in funzione del modulo di taglio, calcolato ad una profondità pari a  $l/2$ .

Tali relazioni valgono per un palo flessibile, cioè avente una lunghezza superiore alla lunghezza critica  $l_c$ .

Riguardo alle forza agente lungo l'asse, nel caso di un palo immerso in un mezzo elastico, Fleming (1985) ha stabilito un'espressione per il calcolo della lunghezza attiva  $l_a$ , che permette di discriminare fra il caso in cui il carico raggiunge la base e quello in cui viene equilibrato dal solo attrito laterale.

Nel primo caso, la relazione carico-cedimento può essere valutata con la seguente espressione approssimata:

$$\frac{P}{w} = \pi R_0 G_{av} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}}$$

In cui compaiono termini dipendenti dalle caratteristiche del terreno e del palo.

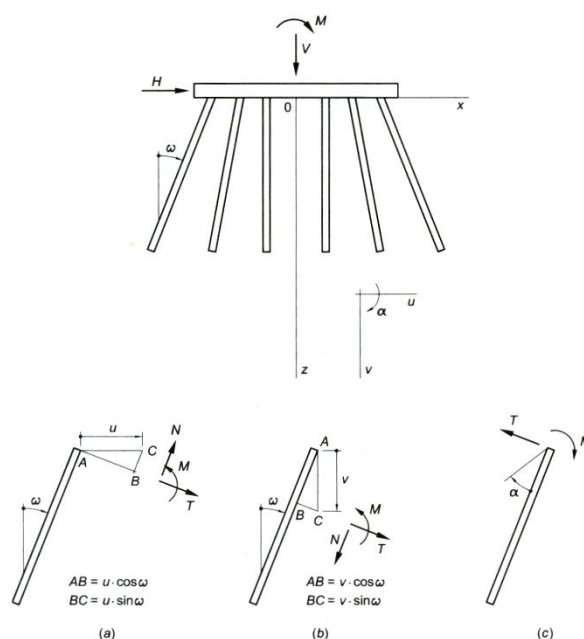
Nel caso in cui sia da considerare il contributo della base, è possibile ricorrere alla relazione sviluppata da Timoshenko (1970), che esprime la relazione carico-cedimento di una piastra rigida a contatto con un semispazio elastico.

Per studiare la risposta di una palificata occorre definire prima il comportamento del singolo palo sottoposto ad un'azione ad una sua estremità. Imponendo uno spostamento  $\delta_i$  pari all'unità, mentre tutti gli altri movimenti sono nulli, le azioni che si manifestano nei nodi sono i cosiddetti coefficienti di rigidezza  $k_{ij}$  e che rappresentano la forza  $F_i$  dovuta al movimento  $\delta_j$ . Per avere l'equilibrio del nodo i-esimo di una struttura, deve verificarsi l'uguaglianza tra le forze che riceve dalle membrature e l'azione applicata esternamente sullo stesso; in forma matriciale si ha:

$$[k]\{\delta\} = \{F\}$$

In cui  $[k]$  è la matrice delle rigidezze, che è quadrata e simmetrica.

Se un plinto supposto infinitamente rigido è sottoposto a varie azioni (v. Figura 5.1) se ne ricaveranno dei movimenti esprimibili dalle tre componenti  $u, v$  e  $\alpha$ . Con l'utilizzo dei coefficienti di rigidezza si calcolano le sollecitazioni agenti in testa al palo, dovute a questi spostamenti.



**Figura 5. 1** Analisi di una palificata

$$N_i = k_{33}(-usen\omega + v\cos\omega + \alpha x_i \cos\omega)$$

$$T_i = k_{11}(u\cos\omega + v\sin\omega + \alpha x_i \sin\omega) + k_{12}\alpha$$

$$M = k_{22}\alpha + k_{12}(u\cos\omega + v\sin\omega + \alpha x_i \sin\omega)$$

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows<sup>®</sup> e quando **IS PaliElas** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 5.2.

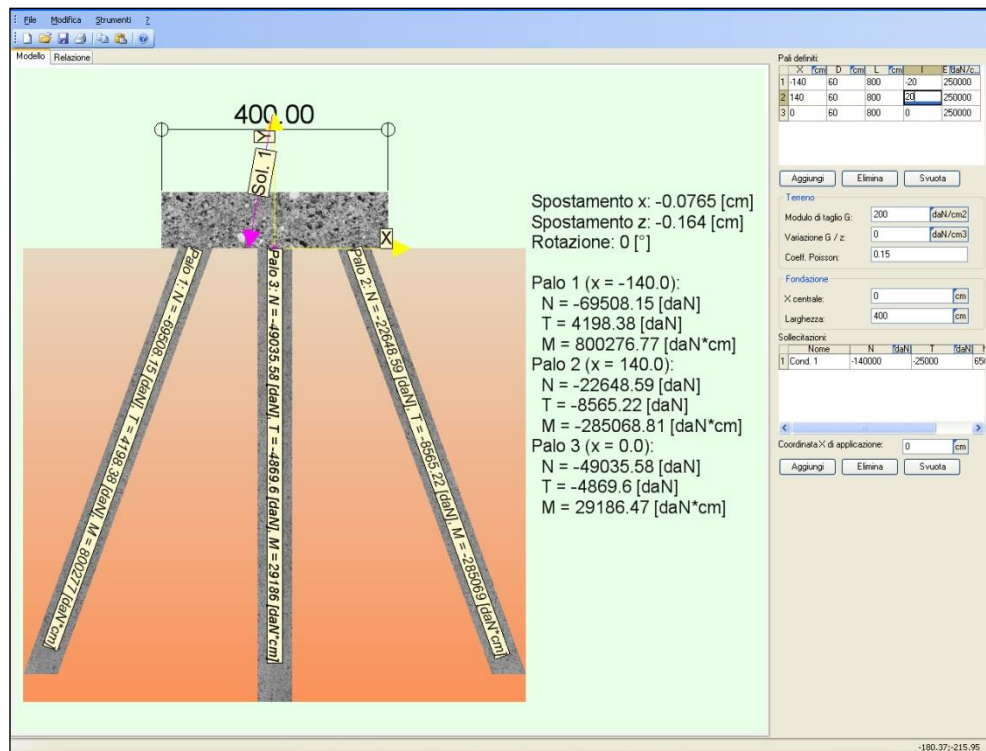


Figura 5. 2 Finestra principale di IS PaliElas

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Inserimento dati

L'inserimento dei dati viene effettuato all'interno del pannello laterale e riguarda:

- **PALI DEFINITI**

Per ogni palo bisogna indicare il punto di attacco **x** con la fondazione, il diametro **D**, la lunghezza **L**, l'inclinazione **I** ed il modulo elastico **E** del materiale che lo costituisce. È possibile inserire qualunque numero di pali, purché maggiore di 2, tramite i pulsanti "Aggiungi" ed "Elimina" che si trovano al di sotto della tabella.

Pali definiti:					
	X [cm]	D [cm]	L [cm]	I [°]	E [daN]
1	-140	60	800	-10	250000
2	140	60	800	10	250000
3	0	60	800	0	250000

- **TERRENO**

Per definire il comportamento del terreno occorre introdurre il valore del modulo di taglio **G**, la variazione di questo in funzione della profondità **G/z** e, infine, il modulo di Poisson **u**.

Terreno	
Modulo di taglio G:	200 daN/cm <sup>2</sup>
Variazione G / z:	0 daN/cm <sup>3</sup>
Coeff. Poisson:	0.150

- **FONDAZIONE**

Per la fondazione bisogna indicare **x centrato**, ossia il punto di applicazione della forza normale N, e la **larghezza** della stessa.

Fondazione	
X centrato:	0 cm
Larghezza:	400 cm

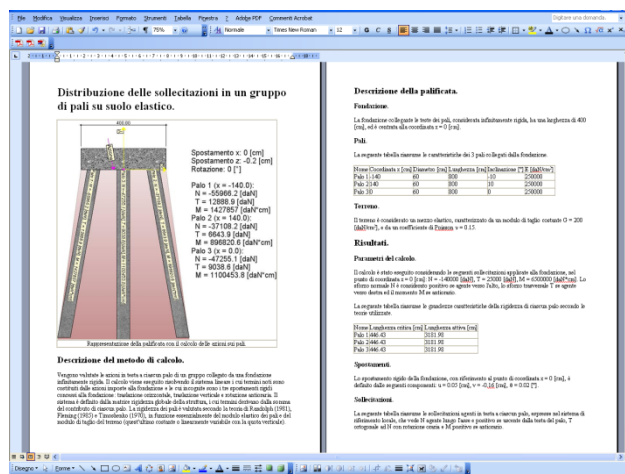
- **SOLLECITAZIONI**

Infine, per quanto riguarda le sollecitazioni, occorre inserire **x applicazione**, cioè il punto di applicazione di queste, il valore dello **sforzo normale**, dello **sforzo trasversale** e del **momento**.

Sollecitazioni	
X applicazione:	0 cm
Sforzo normale:	-140000 daN
Sforzo trasversale:	25000 daN
Momento:	6500000 daN*cm

### 1.3.2 Risultato calcoli

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le sollecitazioni N, M e T che agiscono in testa a ciascun palo. Queste vengono scritte sull'immagine principale accanto alla palificata ed ognuna sul palo corrispondente.



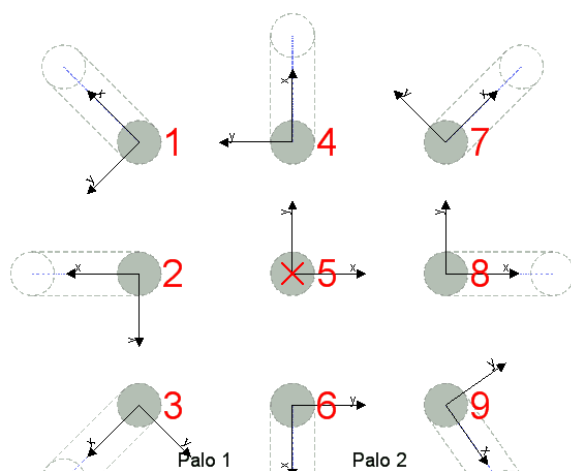
Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci **File** e **Crea relazione**. **IS PaliElas** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.



**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## PALISOL



## MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS PALISOL</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>6</b>
1.3.1	Inserimento dati	7
1.3.2	Risultato calcoli	7



# 1 IS PaliSol

## 1.1 Introduzione

**IS PaliSol** è il modulo per il calcolo di sollecitazioni in testa a pali immersi in un terreno elastico collegati in sommità ad una fondazione rigida, nel caso tridimensionale.

Utilizzando le teorie di Randolph, Fleming e Timoshenko il programma è in grado di ricavare gli effetti dell'interazione terreno-struttura sul caso di una palificata costituita da più pali comunque inclinati. I risultati dell'analisi consistono nelle sei componenti di spostamento rigido della fondazione e nelle azioni agenti in testa a ciascun palo, riportate di fianco al palo stesso.

## 1.2 Teoria

In una palificata in cui i pali sono collegati in testa da un plinto rigido il cedimento dell'*i*-esimo palo è determinato dal proprio carico e dalle aliquote indotte dai pali adiacenti; è espresso dalla seguente equazione:

$$w_i = \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \left( \frac{P}{K_v} \right)_j$$

In cui:

$\alpha_{ij}$ : coefficiente di interazione (Poulos, 1968)

$K_v$ : rigidezza alla traslazione verticale del palo

Imponendo *n* condizioni di uguaglianza di cedimenti dei pali ed aggiungendo l'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale si possono ricavare *n*+1 incognite, ossia il cedimento ed i carichi agenti in testa ai pali. Si ricava che i pali maggiormente sollecitati sono quelli che si trovano in prossimità del bordo e che le differenze nella distribuzione del carico fra i pali aumentano con il numero di pali, il rapporto di snellezza e quando si riduce l'interasse tra gli stessi. Si osserva, inoltre, che nel caso di una platea rigida su pali caricati uniformemente il cedimento risulta paragonabile a quello calcolato per un palo posizionato sul bordo.

L'approccio elaborato più recentemente per studiare un palo sottoposto a forze ortogonali è quello di Poulos (1971) e Randolph (1981). Essi hanno ipotizzato un mezzo continuo e Randolph, in particolare modo, ha ricavato le espressioni per valutare la rotazione  $\vartheta$  e lo spostamento  $u$  della testa di un palo immerso in un mezzo elastico avente modulo di taglio variabile linearmente con la profondità.

$$u = F \left[ 0,27 \cdot H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0,3 \cdot M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]$$
$$\theta = F \left[ 0,3 \cdot H \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0,8 \cdot M \left( \frac{l_c}{2} \right)^{-3} \sqrt{\rho} \right]$$

In queste equazioni compaiono la lunghezza critica  $l_c$  del palo ed il grado di eterogeneità  $\rho$  del terreno, entrambi valutati in funzione del modulo di taglio, calcolato ad una profondità pari a  $l_c/2$ .

Tali relazioni valgono per un palo flessibile, cioè avente una lunghezza superiore alla lunghezza critica  $l_c$ .

Riguardo alle forza agente lungo l'asse, nel caso di un palo immerso in un mezzo elastico, Fleming (1985) ha stabilito un'espressione per il calcolo della lunghezza attiva  $l_o$ , che permette di discriminare fra il caso in cui il carico raggiunge la base e quello in cui viene equilibrato dal solo attrito laterale.

Nel primo caso, la relazione carico-cedimento può essere valutata con la seguente espressione approssimata:

$$\frac{P}{w} = \pi R_0 G_{av} \sqrt{\frac{E_p}{2G_L}}$$

In cui compaiono termini dipendenti dalle caratteristiche del terreno e del palo.

Nel caso in cui sia da considerare il contributo della base, è possibile ricorrere alla relazione sviluppata da Timoshenko (1970), che esprime la relazione carico-cedimento di una piastra rigida a contatto con un semispazio elastico.

Per studiare la risposta di una palificata occorre definire prima il comportamento del singolo palo sottoposto ad un'azione ad una sua estremità. Imponendo uno spostamento  $\delta_i$  pari all'unità, mentre tutti gli altri movimenti sono nulli, le azioni che si manifestano nei nodi sono i cosiddetti coefficienti di rigidezza  $k_{ij}$  e che rappresentano la forza  $F_i$  dovuta al movimento  $\delta_j$ . Per avere l'equilibrio del nodo i-esimo di una struttura, deve verificarsi l'uguaglianza tra le forze che riceve dalle membrature e l'azione applicata esternamente sullo stesso; in forma matriciale si ha:

$$[k]\{\delta\} = \{F\}$$

In cui  $[k]$  è la matrice delle rigidezze, che è quadrata e simmetrica.

Quando si hanno pali sia verticali che inclinati, ed i carichi agenti presentano eccentricità elevate e si è in presenza di momenti flettenti e forze orizzontali, l'analisi della palificata diventa piuttosto complicata. Bowles (1974) ha presentato una soluzione matriciale per risolvere il problema; il metodo utilizza le seguenti equazioni:

- $\{P\} = [A]\{F\}$

Vale a livello del singolo palo,  $P$  rappresenta l'aliquota di carico agente esterno sostenuta dal palo i-esimo,  $F$  rappresenta le sollecitazioni locali in testa al palo, mentre  $A$  è una matrice 6x6 non simmetrica (v. Figura 6.1).

- $\{F\} = [S] \cdot [A]^T \{X\}$

La matrice  $S$  è 6x6 è la matrice di rigidezza del palo.

$X$  sono gli spostamenti della testata che costituisce la fondazione, ossia le incognite del problema.

- $\{P\} = [A] \cdot [S] \cdot [A]^T \{X\}$

Invertendo la matrice  $ASA^T$  si ottengono gli spostamenti  $X$  dato che  $P$  è noto (le sollecitazioni esterne sono un dato del problema).

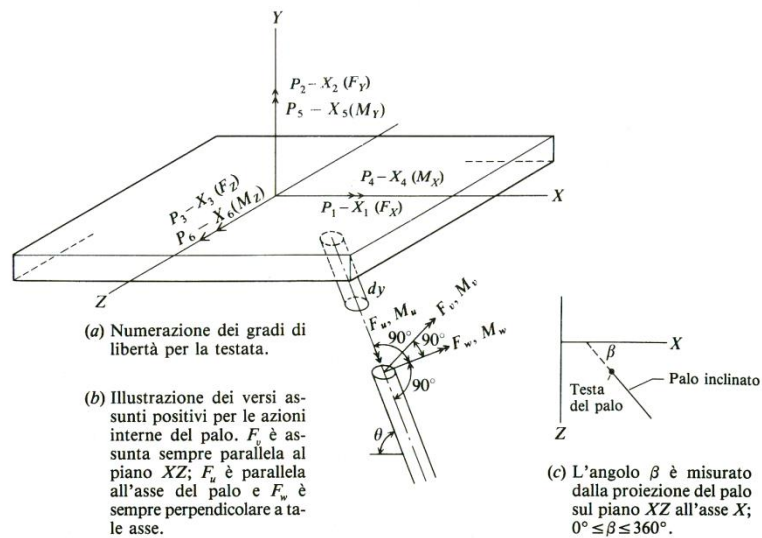
- $\{e\} = [A]^T \{X\}$

Noto il valore del vettore  $X$  si ottengono gli spostamenti  $e$  delle teste dei singoli pali.

- $\{F\} = [S]\{e\}$

Dati gli spostamenti del singolo palo, si ottengono le sollecitazioni locali agenti in testa a ciascun palo.

Questo metodo matriciale è di tipo generale perché fa uso di tutti i sei gradi di libertà della testata (tre traslazioni e tre rotazioni). L'ipotesi principale è che la testata sia perfettamente rigida, che non si abbiano rotazioni flessionali ed estensioni, in modo che la distanza tra le teste dei pali rimanga costante.



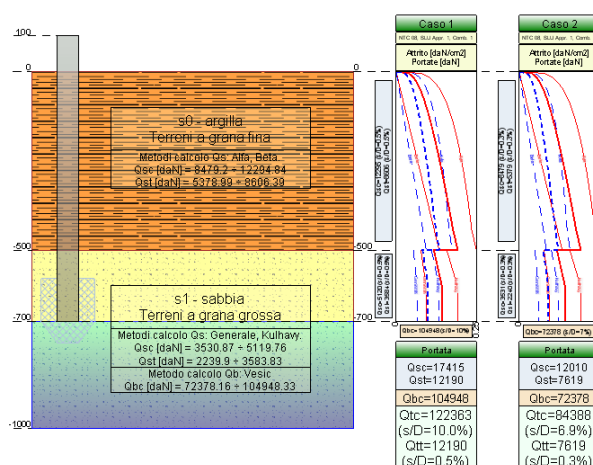
**Figura 6. 1** Forze applicate in testa al palo



**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## PORTAPALO



# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>IS PORTAPALO</b>	<b>3</b>
<b>1 INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>2 RICHIAMI TEORICI</b>	<b>3</b>
<b>3 UTILIZZO DEL PROGRAMMA</b>	<b>3</b>
<b>3.1 Convenzioni, simboli ed unità di misura</b>	<b>3</b>
<b>3.2 Descrizione schermata</b>	<b>3</b>
3.2.1 Dati: PALO	4
3.2.2 Dati: STRATIGRAFIA	6
3.2.3 Dati: PROVE	7
3.2.4 Dati: CASI DI CARICO	7
<b>4 LETTURE DEI RISULTATI</b>	<b>8</b>

# IS PortaPalo

## 1 Introduzione

IS PortaPalo è il software dedicato al calcolo della portanza di un singolo palo (trivellato, infisso, ad elica continua, micropalo) in un terreno qualsiasi.

## 2 Richiami teorici

Per le trattazioni teoriche utilizzate nel programma si rimanda completamente al manuale del software IS Palificate presente nell'installazione del programma all'interno della cartella MANUALI. Il file **pe\_manuale.pdf** è presente nell'installazione sul vostro computer anche se non avete il programma IS Palificate.

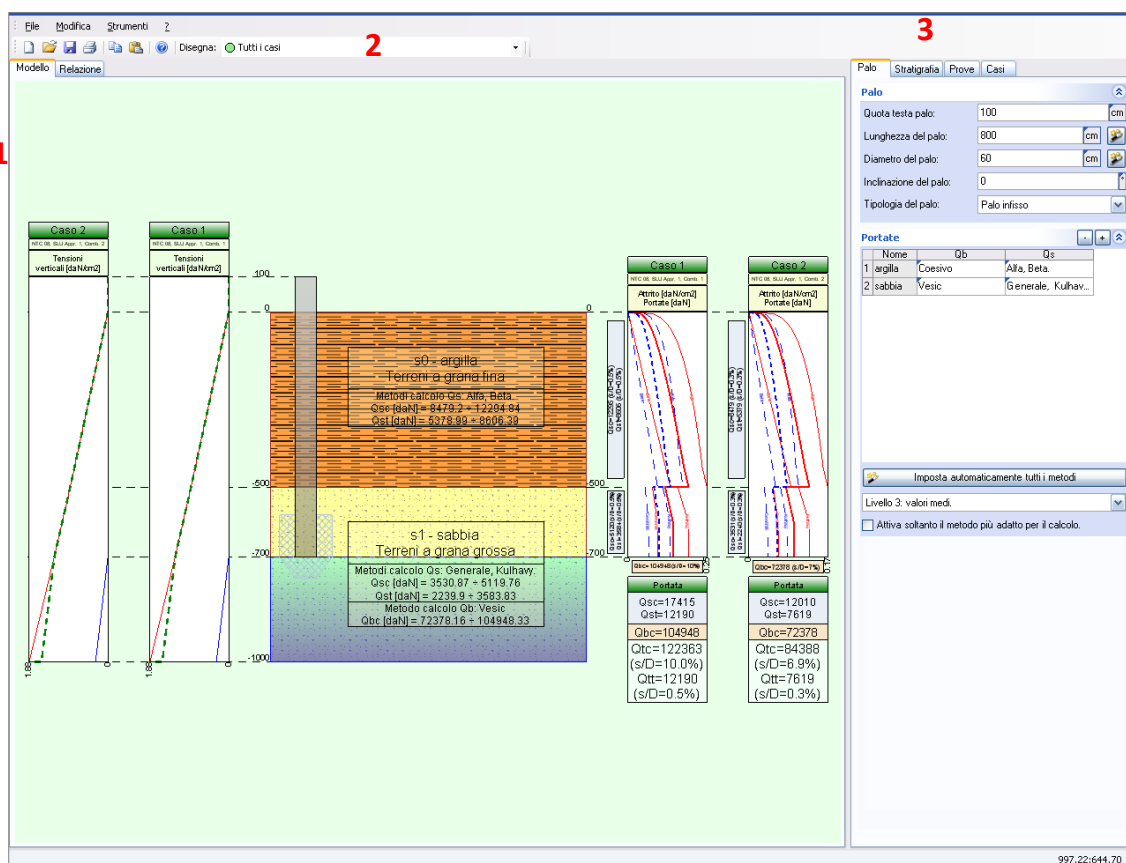
## 3 Utilizzo del programma

### 3.1 Convenzioni, simboli ed unità di misura

Le unità di misura predefinite del programma sono tratte dal pannello principale di Dolmen (usualmente **cm** e **daN**).

In tutti i casi, le unità di misura sono mostrate a schermo di fianco al valore inserito, ed è possibile accedere ad un utilissimo pannello di conversione automatica, fra valori espressi in unità di misura differenti, con un semplice click del mouse sull'unità di misura.

### 3.2 Descrizione schermata



- 1: schermata principale, vengono sempre mostrati: palo, stratigrafia e risultati del caso selezionato
- 2: elenco dei casi presenti. A monitor vengono visualizzati i risultati del caso selezionato
- 3: pannello dati diviso in 4 sezioni: Palo, Stratigrafia, Prove, Casi

### 3.2.1 Dati: PALO

In questa sezione si impostano le caratteristiche del palo e le teorie per il calcolo delle portate strato per strato.

#### Palo

Caratteristiche del palo: quota testa palo, lunghezza, diametro, inclinazione, Tipologia palo

#### Portate




Strato per strato è possibile scegliere tra diverse teorie per il calcolo della portata laterale e di base.

Il programma in automatico valuta la portata di base solamente nello strato in cui la base immersa.

Tramite “doppio-click” sulla cellina della colonna “Qb” si apre il pannello per la scelta delle teorie utilizzate per il calcolo della portata di base:

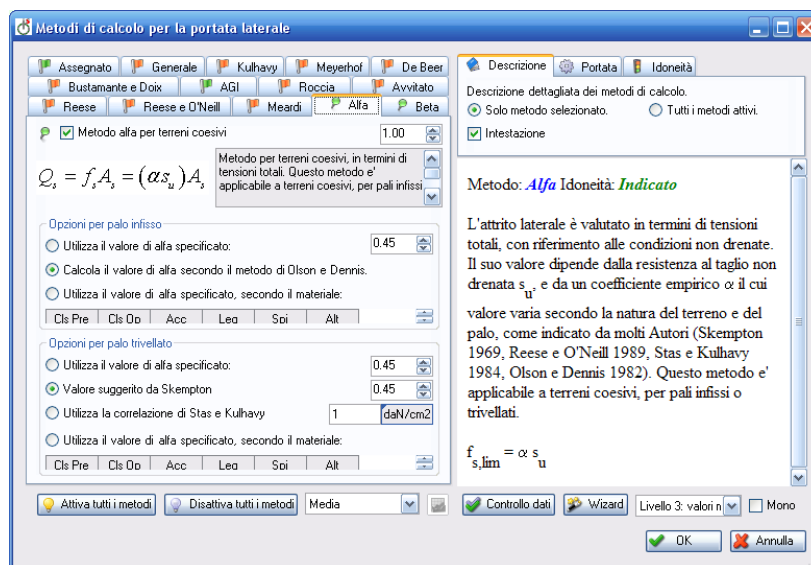
#### Qb:

Il richiamo teorico di tutte le teorie viene rimandato al manuale del programma IS Palificate. In questo pannello sono elencate tutte le teorie disponibili e sono così evidenziate:




-  : teoria non idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno
-  : teoria idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno
-  : teoria idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno ed applicata

È possibile in automatico selezionare o deselectare tutte le teorie tramite gli appositi tasti; in particolare se si preme il tasto “Wizard”, dopo aver settato il “livello di cautela”, il programma selezionerà e setterà in automatico tutte le teorie. Se si mette il segno di spunta su “Mono” IS PortaPalo imposterà una sola teoria, quella più indicata.

**Qs:**



Il richiamo teorico di tutte le teorie viene rimandato al manuale del programma IS Palificate. In questo pannello sono elencate tutte le teorie disponibili e sono così evidenziate:

-  : teoria non idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno
-  : teoria idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno
-  : teoria idonea per quel tipo di palo in quel tipo di terreno ed applicata

È possibile in automatico selezionare o deselectare tutte le teorie tramite gli appositi tasti; in particolare se si preme il tasto “Wizard”, dopo aver settato il “livello di cautela”, il programma selezionerà e setterà in automatico tutte le teorie. Se si mette il segno di spunta su “Mono” IS PortaPalo imposterà una sola teoria, quella più indicata.

Nella parte inferiore del pannello è presente il tasto “Imposta automaticamente tutti i metodi”; se si preme questo tasto, dopo aver settato il “livello di cautela”, il programma selezionerà e setterà in automatico tutte le teorie, sia per la Qb che per la Qs. Se si mette il segno di spunta su “Attiva soltanto il metodo più adatto per il calcolo” IS PortaPalo imposterà una sola teoria, quella più indicata.



### 3.2.2 Dati: STRATIGRAFIA

Tramite il pannello laterale è possibile inserire i dati inerenti le caratteristiche della stratigrafia composta da uno o più strati e della falda eventualmente presente. Occorre indicare:

The main interface shows a table with columns: Nome, Tipo, Z ini. (cm), Z fin. (cm), gd (daN/cm3), gt (daN/cm3), c' (daN/cm2), fi, G' (daN/cm2), su (daN/cm2), and RQD. Two layers are listed: 1 Argilla and 2 Sabbia.

A detailed view of the first two layers is shown below:

	Nome	Tipo	Z ini. (cm)	Z fin. (cm)	gd (daN/cm3)	gt (daN/cm3)	c' (daN/cm2)	fi	G' (daN/cm2)	su (daN/cm2)	RQD
1	Argilla	Terreni a grana g..	0	-500	0.0018	0.0019	0.1	22	0	0.8	0
2	Sabbia	Terreni a grana g..	-500	-1000	0.0019	0.002	0	34	0	0	0

Below the table are buttons: Aggiungi, Elimina, Svuota, Importa, Esporta.

A 'Falda' (Aquifer) section is also visible with columns: Z ini. (cm), Z fin. (cm), g (daN/cm3), Attiva, Usa, Z. It contains one entry with Z ini. -700, Z fin. -1000, g 0.00098, Attiva Si, Usa No, Z -700.

A 'Classificazione del terreno' (Soil Classification) dialog box is shown, with fields for Terreno (Roccia), Sottogruppo (GP - Ghiaie a granulometria poco assorbita o miscelata, scarsa o assente), Gruppo (G - Ghiaie e terre ghiaiose), and Categoria (Terreni a grana grossa).

**Nome:** nome dello strato

**Tipo:** individuazione del

sottogruppo del tipo di terreno

**Z ini:** quota iniziale dello strato

**Z fin:** quota finale dello strato

**gd:** peso secco per unità di volume

**gt:** peso saturo per unità di volume

**c'** ☐ coesione efficace per verifiche in condizioni drenate

**fi** ☐ angolo di resistenza al taglio

**G'** ☐ modulo di taglio in condizioni drenate

**su** ☐ resistenza al taglio non drenata

**RQD** ☐ rock quality designation

È possibile attivare la falda introducendo i seguenti valori:

**Z ini:** quota superiore a cui si trova la falda

**Z inf:** quota inferiore a cui si trova la falda

**g:** peso per unità di volume dell'acqua

**Attiva:** attiva la falda oppure no

**Usa:** stabilisce se utilizzare una precisa quota piezometrica (falda in pressione)

**Z.piez:** quota piezometrica

Tramite il tasto "Esporta" è possibile esportare la stratigrafia ed eventualmente renderla **predefinita** per successivi lavori; in alternativa posso sovrascrivere una stratigrafia già presente nell'elenco presente in DB-Strati

La stratigrafia predefinita è importata in automatico da IS PortaPalo nel momento in cui lancio il programma direttamente dal CAD 3D di Dolmen.

Il tasto "Importa" permette di importare manualmente dall'elenco di DB-Strati la stratigrafia da utilizzare.

The 'Aggiungi stratigrafia' dialog box shows options to add a new stratigraphy or overwrite an existing one. It includes a text field for the name, a dropdown for the type, and a checkbox for 'Imposta come predefinita'.

### 3.2.3 Dati: PROVE

Tramite il menu “Prove” si possono inserire, importare ed esportare le prove penetrometriche SPT e CPT.

Le prove vengono utilizzate se viene scelta una teoria che si basa appunto sulle prove penetrometriche; in questo caso il programma andrà a controllare quante prove sono state inserite e saranno utilizzati i coefficienti di normativa relativi al numero di prove eseguite.

All'avvio il programma importa le prove presenti nei DataBase delle prove presenti nel lavoro corrente

The 'Prove' menu contains two sections: 'Prove SPT' and 'Prove CPT'. Each section has a dropdown for 'Prova 1' (set to 'Esempio'), buttons for 'Aggiungi', 'Elimina', 'Svuota', 'Importa', and 'Esporta', and a table of data.

**Prove SPT**

	Quota	cm	Nspt
1	0		2
2	-100		5
3	-200		10

**Prove CPT**


	Quota	cm	qc	daN/cm2
1	0		0.5	
2	-50		2	
3	-100		2	

### 3.2.4 Dati: CASI DI CARICO

Tramite il menu “Casi” presente nel pannello laterale è possibile gestire i carichi presenti suddivisi in Casi di carico (Combinazioni). La selezione del caso di carico governa questa sezione nel programma infatti le sollecitazioni agenti, i tipi di verifiche da eseguire, i coefficienti di normativa sulle azioni sulle caratteristiche del terreno, sulle indagini e sulle portate sono funzione del caso selezionato.

Arrivando dall'ambiente grafico tridimensionale di Dolmen questa sezione è già compilata in modo automatico e non dovrebbe essere toccata.

#### Casi:

Tramite l'icona  appare un apposito menu per poter creare in modo automatico i diversi casi di carico a seconda della normativa scelta; vengono creati casi “vuoti” impostati correttamente per quel che riguarda i coefficienti di sicurezza ma da personalizzare per quel che concerne le verifiche da eseguire, le azioni, ecc.

#### Sollecitazioni e verifiche:

In base al caso selezionato occorre impostare che tipo di verifica eseguire e devo inserire le azioni (già amplificate e combinate a monte, IS PortaPalo utilizza esattamente le azioni che vengono inserite).

#### Coefficienti di sicurezza:

The 'Casi' menu contains a list of cases and a detailed view for 'Caso 1: Sollecitazioni e verifiche'.

**Casi**

	Descrizione
Caso 1	NTC 08, SLU Appr. 1, Comb. 1
Caso 2	NTC 08, SLU Appr. 1, Comb. 2

**Caso 1 : Sollecitazioni e verifiche**

☒ Esegui verifica di capacità portante

☐ Esegui verifica cedimento massimo: 4 cm

☒ Aggiungi il peso proprio del palo alle azioni

	Nome	N	daN
1	caso SLU	-50400	

**Caso 1 : Coefficienti di sicurezza**

Azioni | Caratteristiche | Indagini | Portate

☒ Utilizza questo insieme di coefficienti

Azioni permanenti strutturali favorevoli:	1.00
Azioni permanenti strutturali sfavorevoli:	1.30
Azioni permanenti non strutturali favorevoli:	0.00
Azioni permanenti non strutturali sfavorevoli:	1.50
Azioni variabili favorevoli:	0.00
Azioni variabili sfavorevoli:	1.50

NB. Come coefficienti sulle Azioni il programma agisce solamente sul peso proprio dell'elemento se è stata attivata l'opzione di considerare in automatico il peso proprio.

IS PortaPalo esegue le verifiche in tempo reale ad ogni modifica che viene apportata a qualsiasi parametro.

A monitor viene mostrato il caso di carico selezionato e nell'elenco in alto, a destra della scritta "Disegna:", sono visualizzati tutti i casi con relativi fattori di sicurezza e cedimento calcolato.

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione di calcolo accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS PortaPalo** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in diversi formati. Nella relazione viene mostrata l'immagine del caso peggiore, sono riportati i dati introdotti, le caratteristiche del terreno e del palo, le teorie applicate, ed i risultati ottenuti per tutti i casi di carico inseriti.

[illegible]

## 2 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows<sup>®</sup> e quando **IS PaliSol** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 6.2.

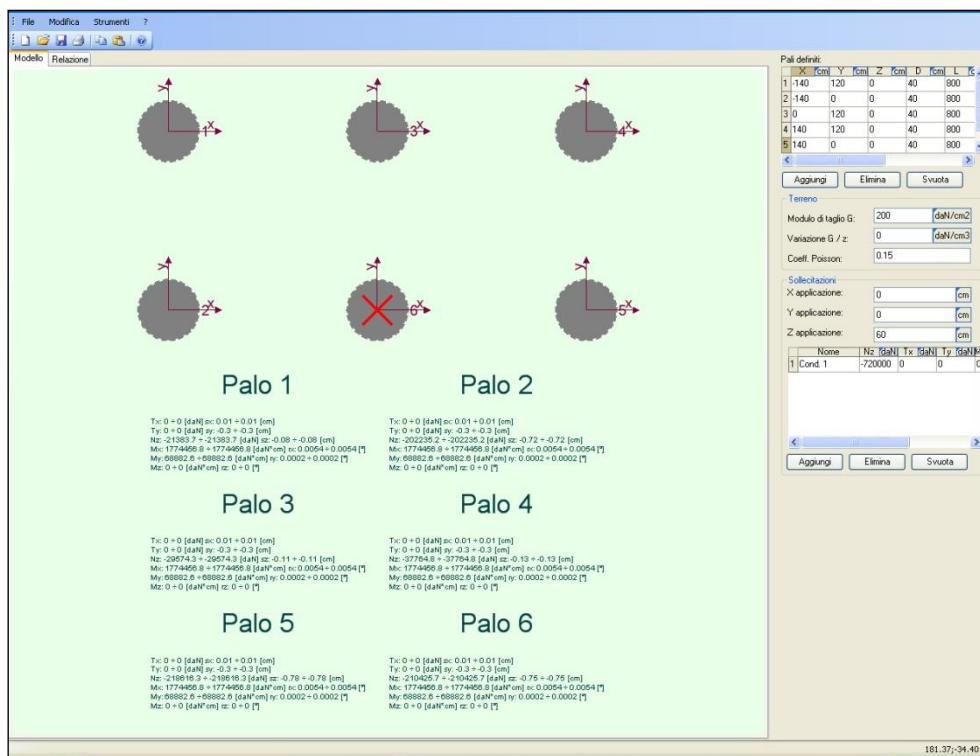


Figura 6. 2 Finestra principale di IS PaliSol

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 2.1.1 Inserimento dati

L'inserimento dei dati viene effettuato nel pannello laterale e riguarda i pali, il terreno e le sollecitazioni. Per prima cosa occorre inserire le caratteristiche dei singoli pali costituenti la palificata:

**X:** posizione del palo sull'asse delle ascisse

**Y:** posizione del palo sull'asse delle ordinate

**Z:** posizione del palo in direzione verticale

	X cm	Y cm	Z cm	D cm	L cm
1	-140	120	0	40	800
2	-140	0	0	40	800
3	-140	-120	0	40	800
4	0	120	0	40	800

**D:** diametro del palo

**L:** lunghezza del palo

**Beta:** inclinazione tra il palo e l'asse x

**Teta:** inclinazione tra il palo e l'asse z

**E:** modulo elastico del palo

**nu:** modulo di Poisson del palo

Il numero di pali che si può inserire va da due ad infinito.

Si passa poi a definire il comportamento del terreno introducendo:

**G:** modulo di taglio

**G/z:** variazione del modulo di taglio in funzione della profondità

**u:** modulo di Poisson

Infine, per quanto riguarda le sollecitazioni, occorre inserire:

**x applicazione:** il punto di applicazione sull'asse delle ascisse

**y applicazione:** il punto di applicazione sull'asse delle ordinate

**z applicazione:** il punto di applicazione in direzione verticale

**Sforzo  $N_z$ :** sforzo normale

**Sforzo  $T_x$ :** sforzo trasversale sull'asse delle ascisse

**Sforzo  $T_y$ :** sforzo trasversale sull'asse delle ordinate

**Momento  $M_x$ :** momento in direzione dell'asse delle ascisse

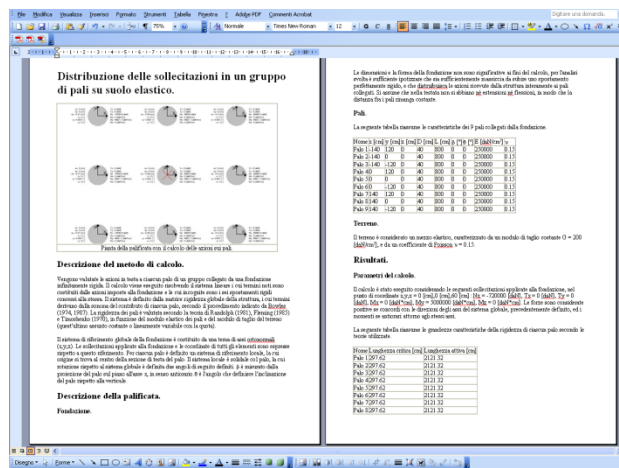
**Momento  $M_y$ :** momento in direzione dell'asse delle ordinate

**Momento  $M_z$ :** momento in direzione verticale

### 2.1.2 Risultato calcoli

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le sollecitazioni N, M e T e che agiscono in testa a ciascun palo e gli spostamenti che gli stessi subiscono. Questi vengono scritti sull'immagine principale accanto a ciascun palo.

Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci **File** e **Crea relazione**. **IS PaliSol** crea una relazione di



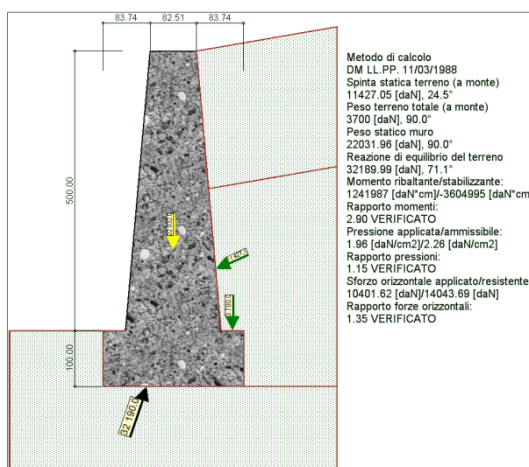
calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.



**CDM DOLMEN srl**  
SOFTWARE STRUTTURALE E GEOTECNICO - RESISTENZA AL FUOCO

# IS ProGeo

## SPINTAMURO



# MANUALE UTENTE

## *Indice*

<b>1</b>	<b>IS SPINTAMURO</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>1.2</b>	<b>Teoria</b>	<b>3</b>
<b>1.3</b>	<b>Utilizzo del programma</b>	<b>4</b>
1.3.1	Inserimento caratteristiche del muro	5
1.3.2	Inserimento caratteristiche del terreno	5
1.3.3	Scelta del metodo di calcolo	5
1.3.4	Risultati del calcolo	6



# 1 IS SpintaMuro

## 1.1 Introduzione

**IS SpintaMuro** è il modulo per il calcolo delle azioni su un muro di sostegno.

Il programma dà la possibilità di inserire una stratigrafia a monte composta da più strati e distinta da quella in fondazione ed a valle; effettua la verifica a ribaltamento, a slittamento ed a capacità portante del muro, consentendo di considerare o meno il contributo del terreno a valle. La geometria dell'opera di sostegno prevede la presenza di una mensola a monte e/o a valle e l'inclinazione dei paramenti interno ed esterno. Si può dare un'inclinazione del terreno a monte ed ivi inserire un carico nastriforme.

I risultati ottenuti riguardano le risultanti delle spinte agenti sul muro (di queste sono forniti il modulo, il punto di applicazione e l'inclinazione) e le sollecitazioni agenti lungo le mensole. Le spinte possono essere valutate con le classiche formule derivanti da letteratura, oppure seguendo le regole imposte dall'Eurocodice 7, dall'Eurocodice 8 e dall'O.P.C.M. 3274.

## 1.2 Teoria

I muri a gravità hanno l'esigenza di avere una sezione interamente reagente e la risultante delle azioni esterne deve ricadere entro il terzo medio; per questo motivo, quindi, la base è solitamente pari ad 1/3 o a 2/3 dell'altezza. I movimenti che il muro subisce sono di tipo rigido e la deformabilità della struttura è trascurabile, ciò rende il problema staticamente determinato e per risolverlo sono sufficienti le equazioni di equilibrio.

Le forze che agiscono sono:

- la spinta attiva  $P_a$ ;
- il peso proprio  $W$ ;
- la risultante trasmessa al terreno  $R$ ;
- la reazione orizzontale del terreno  $Q_H$ ;
- la reazione verticale del terreno  $Q_v$ .

La resistenza passiva che agisce a valle del muro è solitamente trascurata perché il terreno può essere asportato o subire cicli di imbibizione e di essiccamento, per cui diventa difficile determinare i parametri di resistenza.

### Verifica al ribaltamento

Il valore di  $R$  che viene trasmesso al terreno deve risultare inferiore al valore della capacità portante dello stesso, con un margine dato dal valore del coefficiente di sicurezza.

### Verifica alla traslazione

La struttura di sostegno deve essere in equilibrio alla traslazione orizzontale e ciò è verificato se il rapporto tra la reazione orizzontale e quella verticale del terreno risulta inferiore alla tangente dell'angolo di attrito (suggerito da Terzaghi e Peck per diverse litologie). Imponendo un coefficiente di sicurezza, che tenga conto delle possibili incertezze, si giunge alla seguente espressione:

$$C_{sd} = \frac{Q_v \cdot \tan \delta}{Q_H}$$

### Verifica al ribaltamento

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento destabilizzante, tenendo conto del possibile insorgere di fenomeni di plasticizzazione, indotti dalla variazione dell'eccentricità della risultante. Si ottiene la seguente espressione:

$$C_{sv} = \frac{W \cdot b_w}{P_a \cdot b_a}$$

In cui:

$b_w$  e  $b_a$ : bracci del peso proprio e della spinta attiva

### 1.3 Utilizzo del programma

L'introduzione dei dati è semplice ed immediata. L'ambiente di lavoro ha la tipica interfaccia dell'ambiente Windows® e quando **IS SpintaMuro** viene avviato, appare una finestra come quella illustrata di seguito in Figura 4.1.

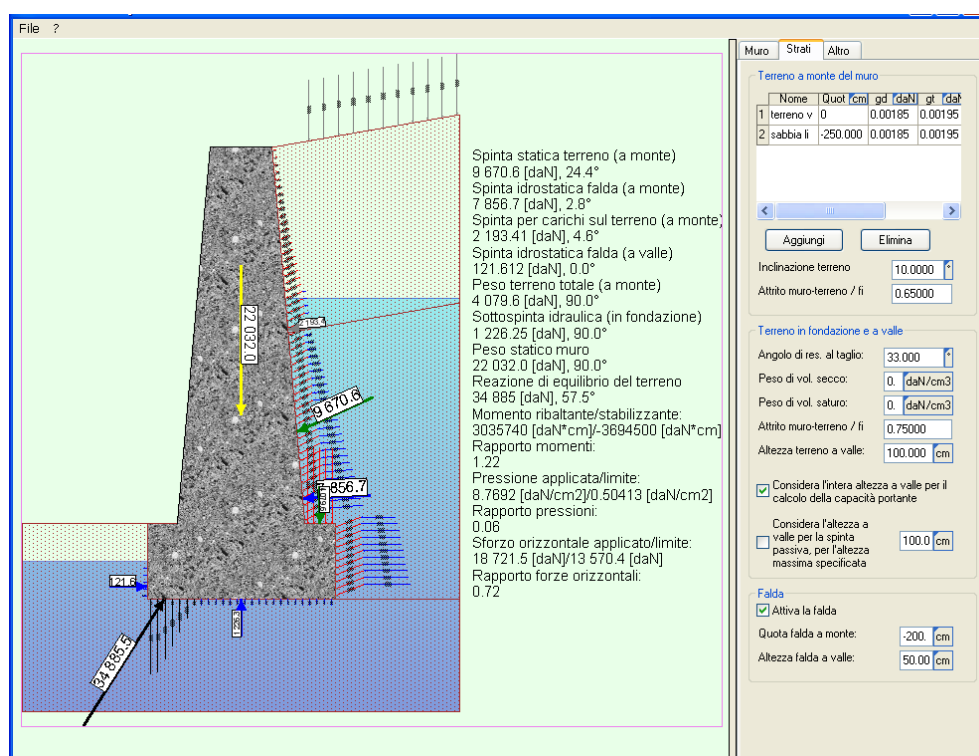


Figura 4. 1 Immagine di apertura di IS SpintaMuro

È possibile utilizzare i seguenti elementi e metodi dell'interfaccia:

- **menu a tendina (o menu principale):** è l'elemento classico dell'ambiente Windows, e dà accesso alle possibilità offerte dal programma. Sono riportate le voci: *File*, *Modifica* e *?*. Sotto la dicitura *File* si trovano i comandi relativi all'apertura e salvataggio del file (*Nuovo*, *Apri*, *Salva con nome*, *Salva* e *Esci*) ed alla creazione della relazione di calcolo (*Crea relazione*). In corrispondenza della voce *Modifica* si hanno i comandi per importare ed esportare le immagini (*Copia disegno*, *Copia modello* e *Incolla modello*). Infine da *?* si accede all'aiuto in linea: *Manuale utenti* e *Contatti*.
- **pannello laterale:** riassume le caratteristiche dei principali elementi del modello, e permette la modifica o l'introduzione diretta dei dati.
- **tasto centrale del mouse:** può essere utilizzato per muoversi agevolmente sull'area di disegno, in particolare il *doppio click* gestisce la funzione ottimizza e centra l'immagine all'interno della finestra, il *click trascinando il mouse* permette di spostare la parte dell'immagine su cui si trova il puntatore nella zona voluta della finestra e la *rotazione della rotella* consente di ingrandire e rimpicciolire il disegno a seconda della direzione della rotazione.

### 1.3.1 Inserimento caratteristiche del muro

Per prima cosa bisogna introdurre le caratteristiche del muro di sostegno:

**Altezza:** altezza totale muro, comprensiva anche della suola

**Base:** larghezza della base in corrispondenza con l'attacco alla suola

**Lunghezza:** profondità della base del muro

**Inclinazione a monte:** inclinazione del lato a monte

**Inclinazione a valle:** inclinazione del lato a valle

**Altezza suola:** altezza della suola

**Suola a monte:** larghezza della suola di monte

**Suola a valle:** larghezza della suola di valle

**Peso di volume:** peso per unità di volume del materiale che costituisce il muro

Si può lasciare il muro libero di ruotare al piede spuntando la casella corrispondente, il che ha effetto sul punto di applicazione delle azioni sismiche.

### 1.3.2 Inserimento caratteristiche del terreno

Dopo avere definito il muro si passa alle caratteristiche di terreno. Si inserisce il numero corretto di strati e, per ognuno, i dati relativi:

**Nome:** descrizione litologica dello strato

**Quot:** quota iniziale dello strato

**gd:** peso per unità di volume secco

**gt:** peso per unità di volume saturo

**fi:** angolo di resistenza al taglio

Per il terreno a monte bisogna ancora indicare l'**inclinazione del terreno** ed il valore del rapporto **angolo di Attrito muro-terreno / fi**.

La seconda fase dell'inserimento dei dati riguarda il terreno di fondazione e di valle, per questo occorre indicare:

**Angolo di res. al taglio:** angolo di resistenza al taglio

**Peso di vol. secco:** peso di volume secco

**Peso di vol. saturo:** peso di volume saturo

**Attrito muro-terreno/fi:** rapporto tra l'angolo di attrito muro terreno e l'angolo di resistenza al taglio, che non deve superare i 2/3.

**Altezza terreno a valle**

Si può decidere di considerare l'intera altezza a valle per il calcolo della capacità portante e per il calcolo della spinta passiva, di cui si deve indicare l'altezza massima, spuntando le caselle corrispondenti.

Infine è possibile attivare la falda indicando la **quota della falda a monte** e l'**altezza della falda a valle**.

### 1.3.3 Scelta del metodo di calcolo

IS SpintaMuro consente di effettuare il calcolo con diversi metodi:

- DM LL. PP. 11 Marzo 1988
- Eurocodice 7
- Ordinanza 3274
- Eurocodice 8

Si può attivare un carico a monte spuntando la casella corrispondente ed introducendo i seguenti dati:

**Distanza:** distanza dell'area di carico dalla  
**Larghezza:** ampiezza dell'area di carico in  
 al muro  
**Intensità iniziale:** valore iniziale del carico  
**Intensità finale:** valore finale del carico.

Carico

☒ Attiva il carico a monte

Distanza: 20 cm

Larghezza: 160 cm

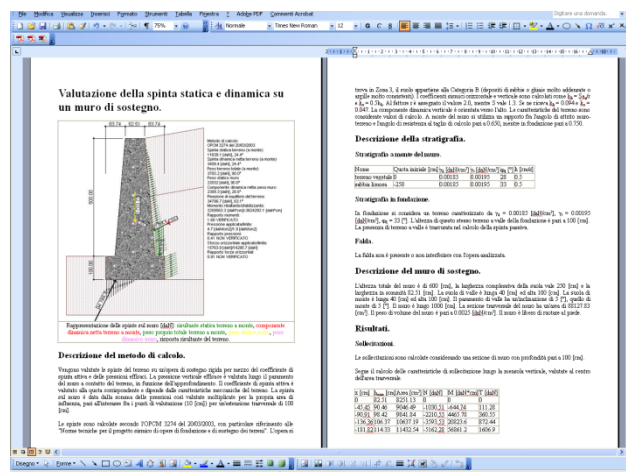
Intensità iniziale: 0.15 daN/cm2

Intensità finale: 0.15 daN/cm2

sommità del muro  
 direzione perpendicolare

### 1.3.4 Risultati del calcolo

Ultimato l'inserimento dei dati si possono visualizzare i risultati, ossia le verifiche alla traslazione, alla rotazione ed a capacità portante. Queste vengono scritte sull'immagine principale accanto al muro di sostegno.



Si può, quindi, passare alla fase di creazione della relazione accedendo dal menu principale alle voci *File* e *Crea relazione*. **IS SpintaMuro** crea una relazione di calcolo sintetica, ma estremamente completa, in formato HTML (.html). Nella relazione sono riportati i dati introdotti ed i risultati ottenuti.