



Provincia di Benevento

SERVIZIO VIABILITA' 1 e CONNESSE INFRASTRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

"Lavori di risanamento movimenti franosi lungo la S.P. 94 e S.P. 95 -
realizzazione paratia di pali C lungo la S.P. 95 in territorio di Casalduni"

Ente finanziatore: REGIONE CAMPANIA

Fonte di finanziamento: FSC 2014/2020 - Del. CIPE 54/2016 DGR 104/2018 e ss.mm.ii.

Decreto dirigenziale ammissione provvisoria a finanziamento: D.G.7 n.178 del 29/04/2019

Stazione Appaltante: PROVINCIA DI BENEVENTO - SETTORE TECNICO -

Progettazione strutturale: ing. Sabatino CECERE

Progettazione - D.L.: ing. Stefania RISPOLI *[Signature]*

Geologo: dott. Antonio PAGNOTTO

Collaudatore Statico: arch. Giancarlo MARCARELLI *[Signature]*

Responsabile del procedimento: ing. Stefania RISPOLI *[Signature]*



Allegato:

04

SP94-95_VR_01

VERIFICA DI CONFORMITA' DEL SOFTWARE

scala

Responsabile del servizio viabilità 1 e connesse infrastrutture

p.o. delegata

[Signature]
ing. Salvatore MINICOZZI

Data ottobre 2017

Revisione:maggio 2019 Aggiornamento

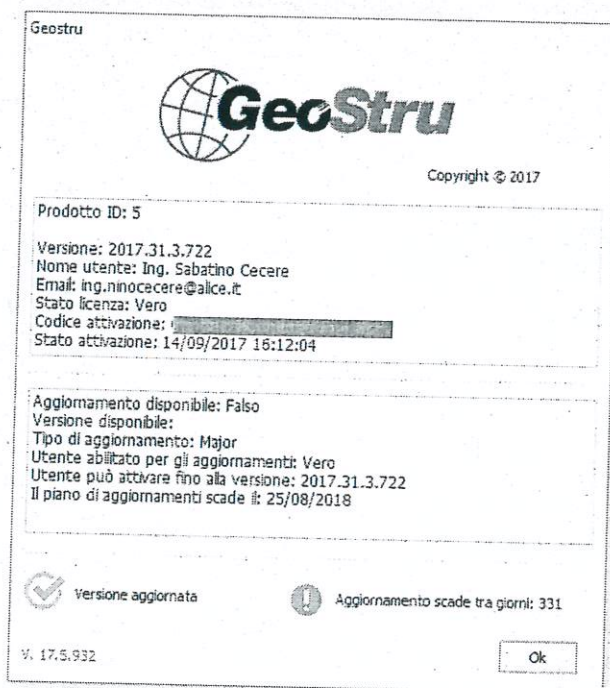
Protocollo

DICHIARAZIONE DEL TECNICO VERIFICATORE

SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.



PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei tabulati di calcolo.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuola	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestra, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relativa tribuna	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, libreria...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a piano carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a piano carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
	secondo categoria di appartenenza			
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento;

in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3
- verifiche tensionali per le sezioni in legno
- analisi statica non lineare (push Over), quando specificato, nelle elaborazioni numeriche allegate

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si fa riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni ≤ 150 mm ± 5 mm
- Per dimensioni ≤ 400 mm ± 15 mm
- Per dimensioni ≥ 2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

• **REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)**

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 - Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 - Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 - Fondazioni ed opere di sostegno

• **MISURA DELLA SICUREZZA**

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (**SL**) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**.

Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o modellando la soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche possono essere ottenute sia da analisi statiche equivalenti che da analisi dinamiche modali.

Nel caso si debba verificare la capacità della struttura progettata o di una esistente a resistere al sisma, o si debba verificare l'effettiva duttilità strutturale si provvederà ad effettuare una analisi statica di tipo non lineare (PUSHOVER).

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale, in particolare per le connessioni tra aste in acciaio o legno.

Il modello di calcolo può tenere in conto o meno dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali con elementi plinto, trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.

Nel caso di fondazioni profonde i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla Winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.

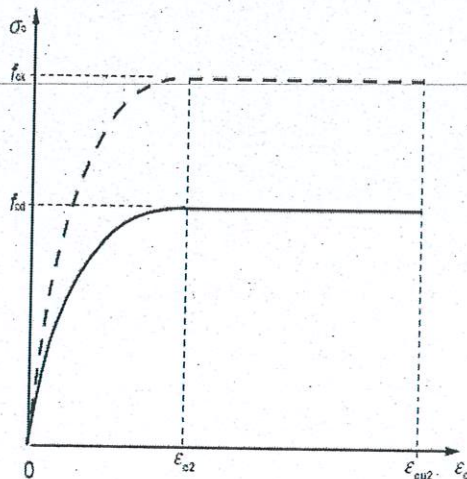
Nel caso delle strutture isolate alla base gli isolatori vengono modellati come elementi a due nodi a comportamento elasto-viscoso deformabili sia a taglio che assialmente.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi non lineari di tipo PUSHOVER possono essere di tipo elastoplastico - incrudente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

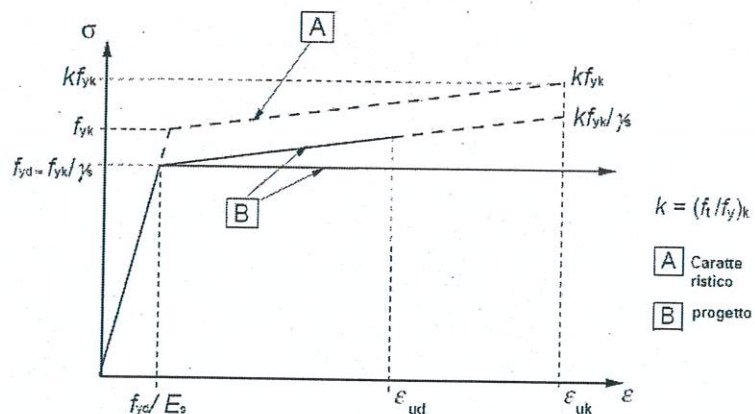
- **LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO**



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

- **LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO**



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 NTC 2008; queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

• **AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

AZIONE SISMICA

Ai fini delle NTC 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

le temperature dell'aria esterne § 3.5.2, dell'aria interna § 3.5.3 e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali § 3.5.4 viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2008.

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, quando ciò è richiesto da specifiche esigenze strutturali, la resistenza al fuoco, verrà determinata sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

In generale sulle pareti del cantinato, se questo è presente, agiscono le spinte del terreno. In sede di valutazione di tali carichi, se non c'è grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, si adotterà una o più tipologie di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

L'azienda ha predisposto la documentazione riguardante l'affidabilità del codice di calcolo, disponibile sul sito http://www.geostru.eu/it/validazione_codice_calcolo.aspx e di cui si riportano i risultati.

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

Paratie/SPW è un programma per l'analisi di paratie a sbalzo o ancorate. Eseguce il calcolo geotecnico utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie di Coulomb, Rankine, Mononobe ed Okabe e Caquot-Kerisel ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

Il calcolo strutturale esegue il dimensionamento delle armature agli stati limiti ultimi (SLU).

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb.

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dalla parete e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con:

$$k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

Valori limite di k_a :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.

2.2 - Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta St si semplifica nella forma:

$$k_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale. In effetti Rankine adottò le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di k_a di Rankine si presenta come segue:

$$k_a = \cos \varepsilon \frac{\sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

2.2.2 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato da opera e prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ :

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

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

2.4 - Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

on essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{k_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

2.5 - Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_c = k_a \cdot Q \cdot \text{sen}\beta / \text{sen}(\beta + \varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_c = k_a \cdot Q \cdot H \cdot \text{sen}\beta / \text{sen}(\beta + \varepsilon)$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

2.6 - Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sull'opera è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

- H Altezza muro;
- k_v Coefficiente sismico verticale;
- γ Peso per unità di volume del terreno;
- K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
- E_{ws} Spinta idrostatica dell'acqua;
- E_{wd} Spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} - \frac{k_h}{(1 \mp k_v)}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

2.7 - Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base della parete induce delle pressioni idrostatiche normali che alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con $\gamma't$ ($\gamma't = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

2.8 - Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

3 - Carico limite verticale pali

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

3.1 - Portanza di punta Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B . La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (φ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

3.1- Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_c = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate); σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo.

4 – Stima profondità di infissione e Calcolo delle sollecitazioni

4.1 - Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

4.1.a - Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

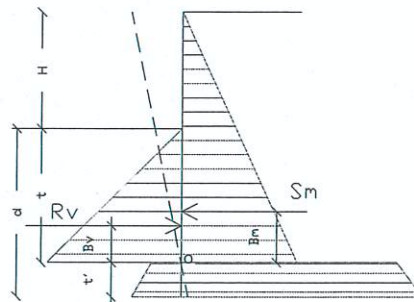
B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \quad (\text{Metodo di Blum})$$



Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

4.1.b - Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . E' possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

4.1.c - Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Nota t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

4.1.d - Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F :

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

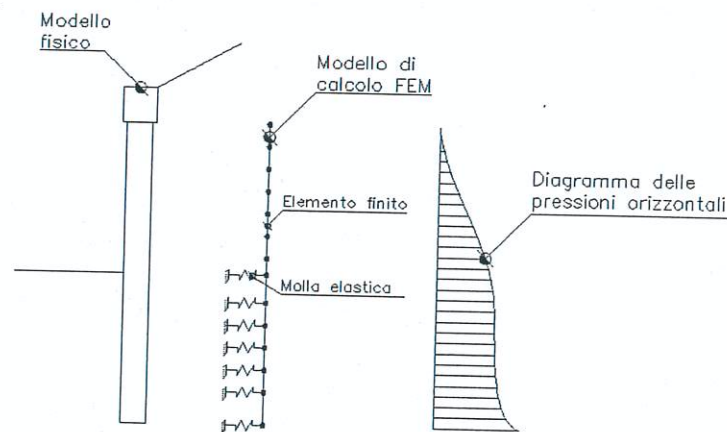
4.1.e - Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di

spostamenti nulli alla base dell'opera ed al punto di applicazione del tirante, e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in $(t+t')$ che può essere risolta in modo agevole.

4.2 Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematico (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam), vincolate al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:



Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

4.2.a - Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

A_s = costante, calcolata come segue

$$A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma)$$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \times \gamma \times N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

$$n = \pi \times \tan \varphi$$

$$N_q = \exp[n \times (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi$$

4.2.b - Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A, modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

4.2.c - Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5 - 4$. Indicando con:

i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratia è stabile.

5 - Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T, si effettua per tutte le sezioni di calcolo. Le sollecitazioni sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M' , M , T rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Il semiprogetto della armature viene eseguito agli stati limiti ultimi secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 ed Eurocodici.

6 – Esempi di calcolo

6.1 - Ex. 13.2 – Pag. 196 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_Pag 196 Ex. 13.2 .spw]

Calcolo profondità di infissione di una palanca in terreno incoerente, omogeneo caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio $\phi'=33^\circ$ e da un peso dell'unità di volume pari a 18 kN/m^3 . La paratia dovrà sostenere 5.5 m di sbancamento.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo della profondità di infissione:

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.52 m

Profondità Colleselli = 4.80 m

Scarto profondità infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Colleselli) /

Profondità Colleselli = $(4.52-4.80)/4.80 = -5.8\%^*$

** Colleselli ha aumentato a favore delle sicurezza la profondità di calcolo del 20%. Paratie no, la profondità calcolata garantisce le condizioni di equilibrio.*

6.2 - Ex. 13.3–Pag. 198 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_Pag 199 Ex13.3.spw]

Calcolo profondità di infissione di una palanca in terreno coesivo, omogeneo caratterizzato da una coesione non drenata da 8.75 kPa, angolo di resistenza al taglio $\phi=0^\circ$, peso unità di volume saturo pari a 18 kN/m^3 . La paratia dovrà sostenere 4 m di sbancamento.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo della profondità di infissione in condizioni non drenate.

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.75 m

Profondità Colleselli = 4.60 m

Scarto Profondità infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Colleselli) /

Profondità Colleselli = $(4.75-4.60)/4.60 = 3\%$

6.3 - Ex. 13.1 – Pag. 649 Bowles [FILE: Bowles Ex. 13.1 Pag. 649.spw]

Analisi di una palanca in terreno incoerente caratterizzato da: 1° strato $\phi'=30^\circ \gamma = 16.49 \text{ kN/m}^3$ di spessore 2.40 m, 2° strato $\phi'=30^\circ \gamma' = 10.37 \text{ kN/m}^3$ di spessore 6.60 m. La paratia dovrà sostenere uno scavo di 9 m. Sul piano campagna agisce un sovraccarico uniformemente distribuito di 23.94 kPa. La paratia sarà ancorata con tiranti di lunghezza libera pari a 9 metri, armati con acciaio del diametro di 50 mm, posti a 1.20 m di profondità ed interasse di 1.80 m. La sezione della paratia è del tipo PZ287 con modulo elastico di 200000 Mpa.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo ad elementi finiti non lineare di: profondità di infissione, momento massimo, tiro sul tirante.

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.2 m

Profondità Bowles = 4.2 m

Scarto Prof. di infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Bowles) / Profondità Bowles = $(4.2-4.2)/4.2 = 0\%$

Momento massimo Paratie/SPW = 212.90 kNm

Momento massimo Bowles = 210.33 kNm

Scarto momento massimo = (M. max Paratie/SPW - M. max Bowles) / M. max Bowles
= $(212.90-210)/210 = + 1.38\%$

Tiro Paratie/SPW = 194 kN

Tiro Bowles = 190 kN

Scarto Tiro = (Tiro Paratie/SPW - Tiro Bowles) / Tiro Bowles = $(194-190)/190 = + 2.1\%$

7 - Conclusioni

Si evidenzia, dai test effettuati, l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi dovuti alle elaborazioni numeriche.

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo. I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

SLOPE

Versione: 2015

1 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2-Definizione	3
3-Introduzione all'analisi di stabilità	3
3.1 - Metodo equilibrio limite (LEM).....	4
3.1.1 - Metodo dei conci.....	4
3.1.2 - Metodo di FELLENIUS (1927).....	5
3.1.3 - Metodo di BISHOP (1955).....	5
3.1.4 - Metodo di JANBU (1967).....	6
3.1.5 - Metodo di BELL (1968).....	6
3.1.6 - Metodo di SARMA (1973).....	8
3.1.7 - Metodo di SPENCER.....	10
3.1.8 - Metodo di Morgenstern e Price.....	11
4 - Valutazione dell'azione sismica	12
5 - Ricerca della superficie di scorrimento critica	12
Esempio 11.5 – Colleselli-Soranzo [FILE: EX11.5 Colleselli-Soranzo]	13
Esempio 15.A.2 – Cestelli - Guidi [FILE: EX15.A.2 - Cestelli Guidi]	13
Conclusioni	13

1 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

2-Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

3-Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- (a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

- (b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

3.1 - Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

3.1.1 - Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

3.1.2 - Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

3.1.3 - Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_v = 0, \sum M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura.}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i \} \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i} / F}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

3.1.4 - Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i\} \cdot \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \cdot \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

3.1.5 - Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da *Taylor*.

In accordo con la legge della resistenza di *Mohr-Coulomb* in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell'*i*-esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui:

- F = il fattore di sicurezza;
- c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'*i*-esimo concio;
- ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'*i*-esimo concio;
- L_i = la lunghezza della base dell'*i*-esimo concio;
- u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'*i*-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio *i*-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

3.1.6 - Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- ❖ L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- ❖ L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- ❖ L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_j + T_j \sin \alpha_j = W_j - \Delta X_j$$

$$T_j \cos \alpha_j - N_j \sin \alpha_j = K W_j + \Delta E_j$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\Delta E_i = 0$$

$$\Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$*\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$**\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

$$K = K_c \text{ accelerazione critica se } F = 1$$

$$F = F_s \text{ fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K = 0$$

La seconda parte del problema del Metodo di **Sarma** è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

3.1.7 - Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

- a) le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ .
- b) tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i=1, \dots, n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \alpha \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0$$

$$\sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

3.1.8 - Metodo di Morgenstern e Price

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

4 - Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W : peso concio
- K_x : Coefficiente sismico orizzontale
- K_y : Coefficiente sismico verticale

5 - Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

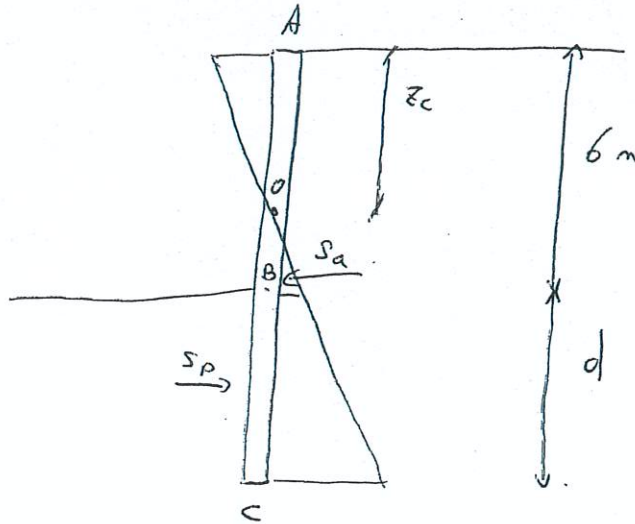
STIMA DELLA PROFONDITA' D'INFISSIONE DI UNA PARATIA = d

COESIONE = 43,74 kPa

PESO DI VOLUME = 21,50 kN/m³

COEFFICIENTE DI SICUREZZA = 1,5

ALTEZZA DELLA PARATIA = 6 m



RIDUZIONE DELLA RESISTENZA DELL'ARGILLA PER AUMENTARE LA SICUREZZA

COESIONE = COESIONE / FATTORE DI SICUREZZA = 43,74 / 1,5 = 29,16

CALCOLO DEL PUNTO z_c DOVE INIZIA A SVILUPParsi LA SPINTA ATTIVA

$$z_c = \frac{z \cdot c}{\gamma} = \frac{2 \cdot 29,16}{21,50} = 2,71 \text{ m}$$

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA

$$P_a = \gamma \cdot H - 2 \cdot c = 21,50 \cdot 6 - 2 \cdot 29,16 = 70,68 \text{ KN/m}$$

$$S_a = 0,5 \cdot P_a \cdot (H - z_c) = 0,5 \cdot 70,68 \cdot (6 - 2,71) = 116,22$$

PUNTO DI APPLICAZIONE RISPETTO AL PUNTO B

$$x_a = \frac{1}{3} \cdot (H - z_c) = \frac{1}{3} \cdot (6 - 2,71) = 1,09$$

CALCOLO DELLA SPINTA PASSIVA SOTTO LA LINEA D'INFISSIONE DEL LATO DELLO SCAVO

$$P_p = 4 \cdot c - \gamma \cdot H = 4 \cdot 29,16 - 21,5 \cdot 6 = 12,36 \text{ KN/m}$$

$$d = \frac{S_a + \sqrt{S_a^2 + 4 \cdot (P_p/2) \cdot (x_a \cdot P_a)}}{2 \cdot P_p/2} = \frac{116,22 + \sqrt{116,22^2 + 4 \cdot (12,36/2) \cdot (1,09 \cdot 70,68)}}{2 \cdot 12,36/2} = 9,2$$

Profondità d'infissione di progetto 9,20 m ≈ 9,00 m

