

**ATTI DELL'ISTITUTO DI MECCANICA TEORICA ED APPLICATA
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE**



**ANALISI LIMITE APPLICATA AD UN PROBLEMA
DI INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE**

F. ALESSANDRINI

LUG. 1984

IMTA / 033

ANALISI LIMITE APPLICATA AD UN PROBLEMA DI INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

F. ALESSANDRINI

Memoria presentata al VII Congresso Nazionale AIMETA, Trieste, 2-5/10/1984

IMTA/033

Udine, lug. 1984

ISTITUTO DI MECCANICA TEORICA E APPLICATA - Università degli Studi di Udine
viale Ungheria 43, 33100 Udine, tel. 0432-207971

ANALISI LIMITE APPLICATA AD UN PROBLEMA DI INTERAZIONE TERENO-FONDAZIONE

F. ALESSANDRINI ⁽¹⁾

Sommario.

Si procede alla determinazione, mediante l'Analisi Limite, del carico di collasso di una fondazione superficiale allungata. La fondazione e' supposta di lunghezza finita in modo da considerare il problema tridimensionale anziche' piano come si fa di solito. Aspetto originale e' la messa in conto della resistenza della trave di fondazione; cio' permette non solo di calcolare la portanza del terreno, ma anche di dimensionare la trave, dando cosi' al problema la struttura di un problema di interazione trave-terreno. Vengono illustrati i campi cinematicamente e staticamente ammissibili considerati ed infine discussi i risultati numerici relativi ad un particolare esempio, evidenziando le cause dello scostamento tra i due limiti.

Abstract.

The collapse load of a foundation beam is determined by means of Limit Analysis. The foundation is supposed to be of finite length, so that the outcoming problem is three-dimensional rather than a plane one, as it usually occurs. Another peculiar aspect of the present analysis is that the strength of the foundation is taken into account; this makes it possible not only to compute the soil bearing capacity, but also to design the beam, obtaining thereby the typical feature of a beam-soil interaction problem. The kinematically and statically admissible fields considered for are briefly illustrated. The numerical results related to a particular example are then discussed, analyzing, in particular, the reasons of the gap found between the two bounds.

⁽¹⁾ dott. ing. Franco ALESSANDRINI, Facolta' di Ingegneria, Universita' degli Studi di Udine.

1. Introduzione.

Nella presente memoria si determina il carico di collasso di una fondazione superficiale rettangolare soggetta a tre carichi concentrati (fig. 1). La determinazione e' condotta con i metodi classici dell'Analisi Limite, prendendo in esame sia il comportamento della trave che quello del terreno di fondazione. Da questo punto di vista il problema si presenta come un problema di interazione terreno-fondazione e riesce a dare informazioni non soltanto sulla portanza del terreno, ma anche sul dimensionamento ottimale della trave di fondazione.

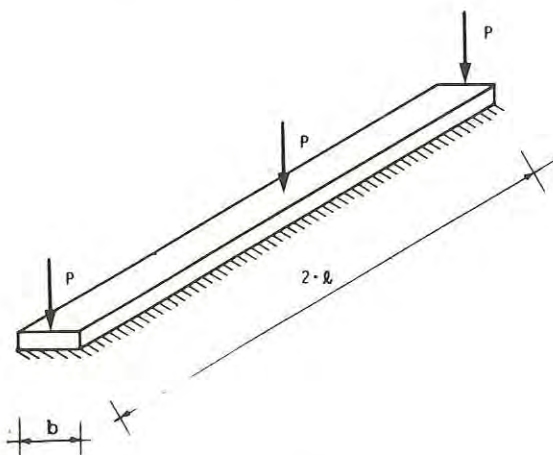


Figura 1.

A questo risultato, di cui non si ha riscontro in letteratura, si aggiunge il fatto che, contrariamente alle soluzioni classiche di Prandtl e di Hill*, la trave di fondazione e' supposta di lunghezza finita e di conseguenza il problema viene trattato nel pieno contesto tridimensionale. Si riesce così a dare una misura dell'influenza della lunghezza della trave di fondazione sulla portanza della fondazione stessa.

Il criterio di plasticizzazione adottato e' quello di COULOMB. I risultati numerici presentano una buona delimitazione del carico di collasso, nel caso di angolo di attrito nullo (criterio di TRESCA); tale delimitazione risulta sempre meno accurata al crescere dell'angolo di attrito. Cio' e' essenzialmente dovuto al fatto che, per limitare la quantita' dei calcoli, in sede di definizione del limite superiore si sono adottati meccanismi di collasso comportanti superfici di scorrimento piane, anziche' ricorrere a schematizzazioni piu' realistiche, ma meno trattabili dal punto di vista numerico.

* Cfr., ad esempio, [1], pp. 78,81.

Come si vedra' nel seguito, particolarmente complessa si e' rivelata la valutazione della potenza virtuale di dissipazione nel calcolo del limite superiore; a questo scopo, nel paragrafo che segue si riporta, per comodita', la deduzione dell'espressione assunta da quest'ultima nel caso del criterio di Coulomb.

2. Potenza virtuale di dissipazione per il criterio di Coulomb.

Per uno stato piano di tensione $(\sigma_x, \sigma_y, \tau)$ il criterio di Coulomb si scrive nella forma

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \tau) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left[\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - c \cdot \cotg(\phi)\right] \cdot \text{sen}(\phi) \leq 0, \quad (1)$$

con c coesione e ϕ angolo di attrito interno del terreno.

A meno di una costante di proporzionalita', la normale alla superficie di plasticizzazione nel suo generico punto e' individuata dal gradiente della funzione f :

$$[\nabla f(\sigma_x, \sigma_y, \tau)] = \frac{1}{4 \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_y \\ \sigma_y - \sigma_x \\ 2\tau \end{bmatrix} + \frac{\text{sen}(\phi)}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}. \quad (2)$$

Assegnato un vettore di deformazione $(\dot{\epsilon}_x, \dot{\epsilon}_y, \dot{\gamma})$, la legge di normalita' impone il parallelismo tra quest'ultimo e ∇f :

$$\frac{\dot{\epsilon}_x}{\sigma_x - \sigma_y + 2 \cdot \text{sen}(\phi) \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}} = \frac{\dot{\epsilon}_y}{\sigma_y - \sigma_x + 2 \cdot \text{sen}(\phi) \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}} = \frac{\dot{\gamma}}{2\tau}. \quad (3)$$

Da queste eguaglianze si deduce facilmente che

$$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{\tau} = \frac{\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y}{\dot{\gamma}}; \quad (4)$$

sostituendo tale risultato nella (3), e' possibile ricondursi ad una relazione nelle sole componenti del vettore velocita' di deformazione:

$$(\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y)^2 = \text{sen}^2(\phi) \cdot [4\dot{\gamma}^2 + (\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2] \quad (5)$$

Questa relazione rappresenta la restrizione imposta dalla legge di normalita' sull'insieme dei vettori velocita' di deformazione compatibili con il criterio di plasticita' adottato.

L'espressione della dissipazione in fase plastica

$$\dot{D} = \sigma_x \dot{\epsilon}_x + \sigma_y \dot{\epsilon}_y + 2\tau \dot{\gamma} \quad (6)$$

puo' essere posta nella forma equivalente

$$\dot{D} = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y) + \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y) + 2\tau \dot{\gamma} \quad (7)$$

e, tenendo conto della condizione di plasticizzazione (1) presa con il segno di eguaglianza, e' possibile eliminare σ_x e σ_y ,

$$\dot{D} = c \cdot \frac{\cos(\phi)}{\text{sen}(\phi)} \cdot (\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y) + \tau \left[\frac{(\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2}{2\dot{\gamma}} + 2\dot{\gamma} - \frac{\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y}{\text{sen}(\phi)} \sqrt{1 - \left(\frac{\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y}{2\dot{\gamma}} \right)^2} \right] \quad (8)$$

Tenendo conto della restrizione (5), si vede che i termini che moltiplicano τ si annullano identicamente; rimane dunque:

$$\dot{D} = 2 \cdot c \cdot \cos(\phi) \sqrt{\dot{\gamma}^2 + (\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2 / 2} \quad (9)$$

Nel caso particolare $\phi=0$ (criterio di Tresca), la (5) diventa:

$$\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y = 0 \quad (10)$$

Ripetendo i passaggi gia' seguiti, tenendo conto della (1) con angolo di attrito nullo, si trova

$$\dot{D} = 2 \cdot c \cdot \dot{\gamma} \quad (11)$$

Per le successive applicazioni, nel considerare campi di velocita' discontinui su superfici piane, interessera' una velocita' di deformazione con $\dot{\epsilon}_y=0$; in questo caso particolare, la (5) diventa

$$\dot{\epsilon}_x = 2 \cdot \dot{\gamma} \cdot \tan(\phi) \quad (12)$$

In altre parole, per $\dot{\epsilon}_y=0$, si ha una relazione di proporzionalita' tra le due restanti componenti della velocita'; per $\phi=0$ si ritrova $\dot{\epsilon}_y=0$. Per ogni valore di ϕ , l'espressione della dissipazione diventa coincidente con la (11).

3. Determinazione del limite superiore.

Per la valutazione del limite superiore si e' considerato, per primo, un meccanismo che prevede la rottura del solo terreno. Guidati dalle soluzioni classiche di Prandtl e Hill, si e' supposto uno sprofondamento della trave con velocita' V_0 , uguale in ogni suo punto. A seguito dello sprofondamento, il terreno subisce spostamenti rigidi a tratti, articolati nei 5 prismi rappresentati, in sezione trasversale, nella figura 2.

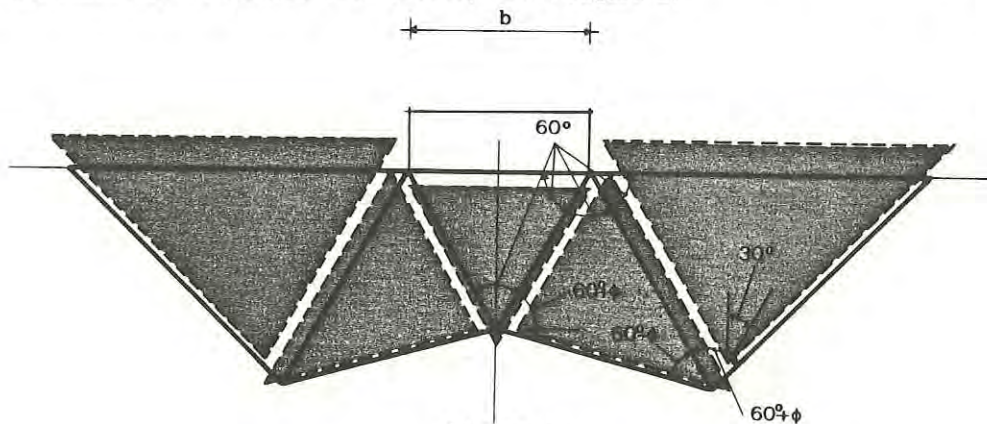


Figura 2.

In senso longitudinale i prismi hanno lunghezza finita e terminano, per motivi che si diranno tra breve, con facce opportunamente inclinate, secondo quanto rappresentato in figura 3.

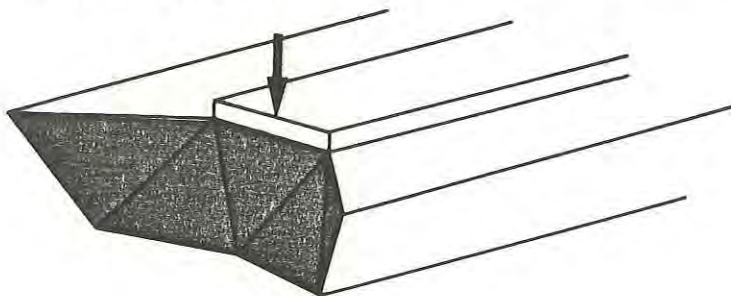


Figura 3.

Le velocita' relative dei singoli prismi devono rispettare la restrizione (12) che, tradotta in termini di velocita' relative normali e tangenziali al piano di discontinuita', si scrive

$$V_n = V_t \cdot \tan(\phi). \quad (13)$$

Si noti che ogni scorrimento relativo tangenziale e' accompagnato da un allontanamento relativo V_n dato dalla (13).

E' il rispetto di questa condizione sulle velocita' che porta a definire il meccanismo cosi' come rappresentato nelle figure 2 e 3; in esse i' prismi sono conformati in modo tale che le velocita' di traslazione siano: verticale per il prisma centrale, orizzontale per i due prismi contigui, inclinata di 30° sulla verticale per i due prismi d'estremita'; cio' nel rispetto della (13) su tutte le superfici di discontinuita', incluse quelle corrispondenti alle teste dei prismi.

La figura 4 mostra schematicamente come l'inclinazione della testa del prisma consenta simultaneamente uno scorrimento tangenziale e un allontanamento relativo in corrispondenza delle teste del prisma stesso.

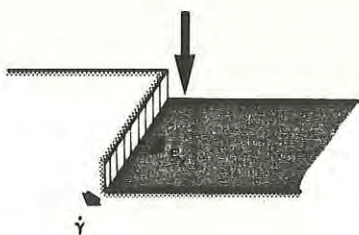


Figura 4.

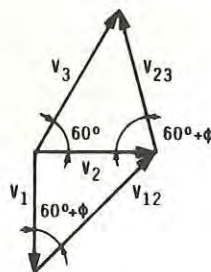


Figura 5.

Il poligono delle velocità di figura 5 riporta le velocità assolute dei prismi e le velocità relative. Da queste velocità e' possibile risalire alla potenza virtuale di dissipazione mediante l'espressione

$$\dot{D} = c \cdot \sum_i V_{t_i} \cdot A_i \quad (14)$$

che rappresenta l'equivalente della (11) nel caso di spostamenti costanti a tratti. In essa V_{t_i} e' la componente tangenziale della velocità relativa e A_i e' l'area della superficie di discontinuita' i-esima.

Dividendo la potenza virtuale di dissipazione per la potenza virtuale delle forze esterne si ottiene un limite superiore al carico di collasso; a titolo di esempio, riportiamo il limite superiore ottenuto nel caso $\phi = 0$:

$$P^* = [b \cdot (4 + \sqrt{3})/6 + \ell \cdot 20\sqrt{3}/9] \cdot c \cdot b \quad (15)$$

dove b ed ℓ sono le dimensioni della trave che compaiono in figura 1.

Come gia' detto, il meccanismo appena visto non prende in considerazione la

rottura della trave. Cio' viene fatto in un secondo meccanismo nel quale non si considera piu' uno sprofondamento uniforme, ma una rotazione dei tratti terminali della trave stessa attorno a due cerniere plastiche poste a distanza αl dall'estremita' (fig. 6). A questa deformazione viene fatta corrispondere, nei prismi di terreno sottostanti la parte di trave in rotazione, una deformazione omogenea compatibile con la (5), come mostrato, in sezione longitudinale, nella stessa fig. 6. Le parti centrali dei prismi e della trave rimangono invece fisse. La sezione trasversale e' la stessa di fig. 2, con l'unica differenza che gli angoli vanno cambiati tenendo conto che le velocita' relative ora non sono piu' contenute nel piano trasversale a causa della deformazione longitudinale dei prismi. Per la stessa ragione, anche le inclinazioni delle teste dei prismi vanno opportunamente modificate.

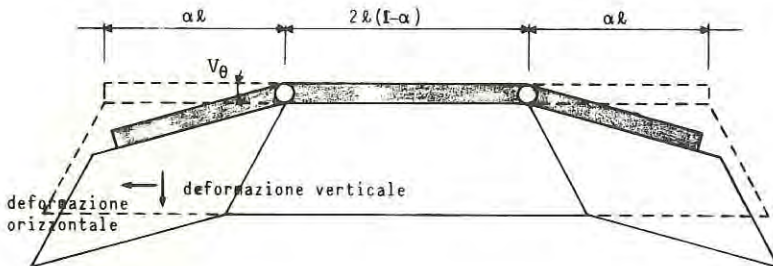


Figura 6.

La potenza virtuale di dissipazione e' ora determinata dalla somma di tre contributi: uno dovuto allo scorrimento relativo dei prismi sulle superfici di discontinuita', uno dovuto alla deformazione dei tratti d'estremita' dei prismi stessi, e uno dovuto alle rotazioni della trave attorno alle cerniere plastiche. Si trascura invece il contributo dello scorrimento relativo fra trave e terreno in quanto si suppone di avere attrito nullo fra i due elementi.

Di conseguenza, l'espressione del limite superiore si comporra' di due termini, uno dipendente dalle caratteristiche del terreno (c, ϕ) e l'altro dalle caratteristiche della trave, che si riassumono nel momento di rottura M_r della sezione. Entrambi i termini dipenderanno poi dalle caratteristiche geometriche della trave di fondazione, che si suppongono fissate, e dalla posizione α delle cerniere plastiche.

Per ogni α fissato, si trova che il limite superiore P^* dipende linearmente da M_r ; si ha cosi', al variare di α , una famiglia di rette nel piano M_r-P , ciascuna delle quali rappresenta un limite superiore per il carico di collasso. Il limite superiore ottimale e' dato dall'involuppo della famiglia di rette; per $\phi=0$ (criterio di Tresca), l'involuppo e' la parabola di equazione

$$P^* = \sqrt{c \cdot b \cdot M_r \cdot 20/\sqrt{3}} + c \cdot b^2 \cdot (2 + \sqrt{3}/2). \quad (16)$$

Nella figura 7 questo limite superiore e' riportato assieme al limite superiore (15) corrispondente al primo meccanismo considerato; quest'ultimo limite, poiche' non dipende da M_p , e' rappresentato da una retta orizzontale.

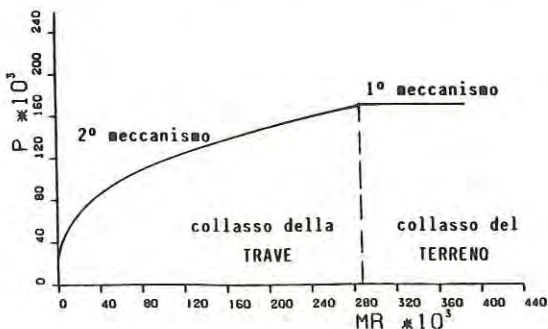


Figura 7.

La figura 7 mostra che, assumendo che il collasso sia essenzialmente schematizzabile nei meccanismi analizzati, per alti valori di M_p si ha collasso del solo terreno, mentre per M_p bassi si ha il collasso simultaneo del sistema trave-terreno.

L'intersezione della retta orizzontale con la curva determina il passaggio tra i due comportamenti e, come vedremo in seguito, e' un dato importante ai fini progettuali.

4. Limite Inferiore.

La ricerca del limite inferiore per il carico di collasso e' stata condotta utilizzando, in senso trasversale, la soluzione di Prandtl, ottenuta dalla sovrapposizione di campi di tensione monoassiali omogenei su strisce di terreno dirette radialmente a partire dall'appoggio della fondazione [1]. Come noto, questa soluzione fornisce la pressione limite

$$q^- = c \cdot \cotan(\phi) \cdot [\exp(\pi \tan(\phi)) \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2) - 1] . \quad (17)$$

In senso longitudinale, questi campi sono stati pensati estesi a tutta la lunghezza della trave dando luogo al limite inferiore

$$P^- = q^- \cdot b \cdot l \cdot 2/3 . \quad (18)$$

Detti campi sono staticamente ammissibili soltanto se esiste nella trave un campo di tensioni equilibrato che rispetti la condizione di plasticizzazione

$M \leq M_r$. In caso contrario, la pressione q va convenientemente ridotta.

Si e' verificato conveniente ridurre q nel modo mostrato in figura 8, e cioe' mantenendo q al valore massimo nelle zone di applicazione dei carichi concentrati e assegnandogli valore nullo nelle restanti zone.

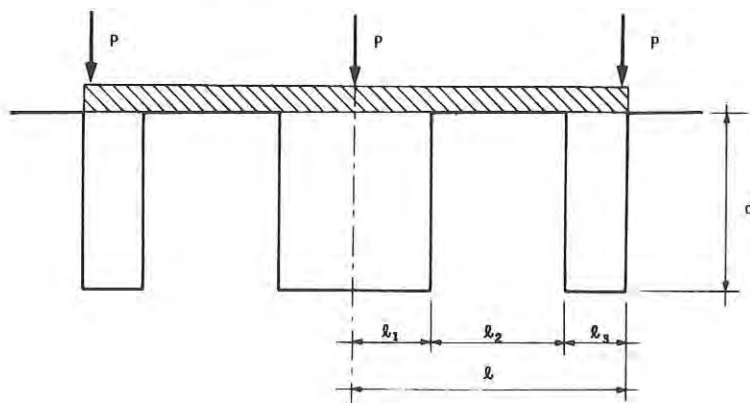


Figura 8.

Le lunghezze l_1 , l_2 , l_3 che caratterizzano il diagramma delle pressioni in senso longitudinale (vd. fig. 8), sono state ottimizzate con un procedimento di calcolo automatico in modo da dar luogo, a parita' di risultante, al minimo momento massimo. In tal modo anche il limite inferiore viene a dipendere dal momento di rottura M_r della trave. La dipendenza e' analoga a quella mostrata in fig. 7 per il limite superiore: in un primo tratto si ha una dipendenza da M_r ancora grossomodo parabolica; ad esso segue un secondo tratto in cui il parametro l_2 assume il valore zero e quindi il limite inferiore diventa indipendente dal momento di rottura della trave.

5. Risultati numerici e conclusioni.

Le elaborazioni descritte ai paragrafi precedenti sono state condotte con un programma di calcolo automatico appositamente predisposto. La figura 9 mostra l'output grafico per le dimensioni geometriche della trave e le caratteristiche del terreno indicate nella figura stessa. In essa sono riportati le viste e le sezioni dei due meccanismi di collasso considerati per il limite superiore e le curve dei limiti superiore e inferiore in funzione del momento di rottura M_r della trave.

Si vede che, pur non essendo i due limiti molto vicini, i valori di M_r che, per le due curve, segnano il passaggio al tratto rettilineo orizzontale

(rottura del solo terreno) non sono molto diversi tra loro; cio' significa che l' M_r di transizione tra le due modalita' di collasso e' stato determinato con sufficiente precisione.

Questo valore di M_r e' di rilevante importanza in quanto individua la resistenza ottimale della trave dal punto di vista progettuale. Infatti adottare un M_r maggiore non porta miglioramenti nella capacita' portante dell'insieme trave-terreno di fondazione, mentre l'adozione di un M_r piu' basso comporta il rischio di rottura della trave. Si riesce cosi' a dare una risposta soddisfacente al problema del corretto dimensionamento della trave di fondazione.

Per quanto riguarda la distanza tra le curve dei limiti superiore e inferiore, la tabella 1 riporta, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, gli errori percentuali, valutati sui tratti rettilinei orizzontali, come rapporto tra la differenza e la media dei due limiti.

Come si vede, questi errori percentuali si mantengono entro limiti accettabili per piccoli valori dell'angolo di attrito e crescono in maniera sensibile al crescere di ϕ . Essi inoltre sono piu' alti per bassi valori di M_r . Quest'ultimo effetto e' spiegato dal fatto che la curva del limite inferiore passa per l'origine, mentre quella del limite superiore interseca l'asse delle P in un punto di ordinata positiva. Cio potrebbe essere eliminato ricercando un limite superiore piu' accurato nella zona dei bassi M_r .

angolo di attrito	errore percentuale
0	8.68
1	8.70
5	11.10
10	12.36
15	14.95
20	21.94
25	28.20
30	36.98

Tabella 1.

Per quanto invece riguarda l'aumento dell'errore percentuale al crescere di ϕ , esso puo' essere attribuito alla grossolanita' del meccanismo di collasso ipotizzato nel calcolo del limite superiore. Si osserva infatti, dalla fig. 9, che il rispetto della legge di normalita' impone l'assunzione, per alti valori di ϕ , di meccanismi fisicamente inattendibili che implicano lo scorrimento di zone di terreno poste a notevole distanza dalla fondazione.

Piu' attendibile si ritiene invece essere la determinazione del limite

inferiore. In essa, per quanto riguarda il collasso del terreno, si e' partiti da una soluzione esatta, nel senso dell'analisi limite; per quanto riguarda, invece, il collasso della trave, si e' ricorso a campi che ottimizzassero la capacita' resistente della trave senza sottoutilizzare la capacita' resistente del terreno.

Alle incertezze fin qui descritte circa la determinazione dell'effettivo carico di collasso, va aggiunta l'incertezza di principio riguardante la correttezza dell'applicazione dell'analisi limite ai terreni, derivante dalla dubbia applicabilita' della legge di normalita' a questo tipo di materiale.

Per tutti questi motivi, i risultati ottenuti e qui presentati non vanno considerati come una risposta definitiva, ma piuttosto come un'applicazione commisurata all'attuale stadio di sviluppo della teoria.

Cio' non deve indurre a sottovalutare l'importanza dei risultati stessi, in quanto la determinazione dei carichi di collasso con i metodi dell'analisi limite costituisce, tuttora, l'unica valida alternativa dal punto di vista razionale al calcolo di verifica elastico. Cio' e' stato riconosciuto da lungo tempo nel campo della teoria delle strutture, mentre piu' recente e' l'applicazione estensiva dell'analisi limite al campo geotecnico.

Bibliografia.

- [1] Chen, W.F. - Limit analysis and soil plasticity - Elsevier, 1975.
- [2] Alessandrini, F. - Analisi limite applicata ad un problema di interazione terreno-fondazione - tesi di laurea, Universita' di Udine, 1983.

ELENCO DEGLI ATTI

- 001 - G. DEL PIERO, *I teoremi fondamentali del calcolo a rottura*, ott. 1980;
- 002 - G. DEL PIERO, *Elementi di dinamica delle strutture*, ott. 1981;
- 003 - L. CEDOLIN, *Leggi costitutive e criteri di rottura per il calcestruzzo*, gen. 1982;
- 004 - G. TONIOLO, *Calcolo non lineare per la determinazione delle sollecitazioni nei telai iperstatici in cemento armato*, gen. 1982;
- 005 - G. DEL PIERO, *Esempi di calcolo a rottura di piastre e volte*, gen. 1982;
- 006 - G. MACCHI, *Calcolo di instabilità dei pilastri in cemento armato*, gen. 1982;
- 007 - R. PUHALI, *Calcolo al taglio delle travi in cemento armato*, gen. 1982;
- 008 - G. CREAZZA, L. JOGNA, *Calcolo delle resistenze di progetto ultime per tensioni normali*, gen. 1982;
- 009 - P. PASCOLO, G. POLESE, *Una procedura di calcolo automatico per elementi finiti per l'analisi termoelastica di lastre circolari*, mag. 1982;
- 010 - A. MURACA, *I modelli bidimensionali a fondo mobile nelle costruzioni marittime: teorie e applicazioni*, sett. 1982;
- 011 - G. DEL PIERO, *Well posedness of constitutive equations of the kinematical hardening type*, luglio 1982;
- 012 - G. TONIOLO - F. MORISI - A. VAI - E. RIGOLDI, *Risultati di un ciclo sperimentale su calcestruzzi maturati a vapore*, ott. 1982;
- 013 - G. DEL PIERO, *Plasticity in the light of Noll's new theory of simple materials*, dic. 1982;
- 014 - C. DAVINI, *A continuum approach to crystals with defects*, giu. 1983;
- 015 - G. DEL PIERO, *A mathematical characterization of plastic phenomena in the context of Noll's new theory of simple materials*, ott. 1983;
- 016 - D. SQUILLACI, *Correlazione tra afflussi e deflussi medi annui nei bacini della Calabria*, ott. 1983;
- 017 - P. PASCOLO, *Sul regime di transizione di un flusso oscillatorio entro condotte ad esse rettilineo e curvilineo*, ott. 1983;
- 018 - L. BIOLZI, *Stress concentration factors in axisymmetric solids under imposed deformations*, ott. 1983;
- 019 - E. GARZILLO, *Considerazioni ed esempi sul consolidamento ed il restauro dei monumenti*, nov. 1983;
- 020 - P. PASCOLO, *Indagine analitica e sperimentale sul comportamento di tenute cilindriche piane*, nov. 1983;
- 021 - N. GATTESCO - F. MOLA, *Effetti della viscosità nelle sezioni fessurate in cemento armato*, nov. 1983;
- 022 - G. DEL PIERO, *Relazione sull'attività scientifica e culturale svolta presso l'Istituto di Meccanica Teorica ed Applicata dell'Università degli Studi di Udine, dall'attivazione ad oggi*, nov. 1983;
- 023 - C. DAVINI, *A proposal for a continuum theory of defective crystals*, dic. 1983;
- 024 - N. GATTESCO - G. TOGNON - G. TONIOLO, *Criteri di impiego di travi in C.A. e C.A.P. confezionate con calcestruzzo ad altissima resistenza*, gen. 1984;
- 025 - G. DEL PIERO, *Well posedness and Galerkin approximation for unbounded operators in Banach spaces*, gen. 1984;
- 026 - G. TONIOLO - N. GATTESCO - G. POLESE, *Problemi computazionali dell'analisi non lineare del cemento armato*, feb. 1984;
- 027 - A. MURACA, *Shore protection at Venice: a case study*, feb. 1984;
- 028 - F. LEVI, *Regolamenti sul cemento armato, orientamenti nazionali ed europei*, feb. 1984;
- 029 - S. TATTONI, *Criteri ed esempi di tiranti pretesi nel consolidamento degli edifici*, feb. 1984;
- 030 - G. DEL PIERO, *L'evoluzione del calcolo strutturale*, giu. 1984;
- 031 - G. TONIOLO, A. FORTE, N. GATTESCO, *Analisi non lineare dei telai in cemento armato*, giu. 1984;
- 032 - C. DAVINI, *Appunti di lezioni di stabilità*, giu. 1984;
- 033 - F. ALESSANDRINI, *Analisi limite applicata ad un problema di interazione terreno-fondazione*, luglio 1984.

