

Influenza di modalità costruttive e parametri geotecnici sulle paratie ancorate

G. CORTELLAZZO*

SOMMARIO: Tra i numerosi problemi connessi con il comportamento delle paratie particolarmente complesso è quello relativo ai fenomeni di interazione terreno struttura.

Nella presente memoria tale problema è stato analizzato per le paratie vincolate in sommità.

Lo studio è stato condotto con diversi valori del coefficiente di spinta a riposo K_0 e varie ipotesi riguardanti il momento di attivazione del vincolo in relazione all'avanzamento dello scavo, mediante l'utilizzo del metodo degli elementi finiti e di una legge di comportamento del terreno di tipo elasto plastico. I risultati sono stati anche confrontati con quelli ottenuti usando lo stesso metodo degli elementi finiti modificato con l'interposizione di un elemento giunto tra terreno e struttura, il metodo a molle e quello, comunemente usato, dell'equilibrio limite.

Il confronto ha evidenziato, in talune situazioni, sensibili divergenze nei risultati ottenuti con le varie procedure di calcolo in dipendenza della rigidità dell'opera e del momento di messa in azione del vincolo.

1. Introduzione

La progettazione delle paratie quali strutture di sostegno delle terre è normalmente eseguita con il metodo approssimato dell'equilibrio limite. Tale metodo però non permette di ottenere alcuna informazione sull'andamento e sull'entità degli spostamenti del complesso terreno-struttura né sui loro effetti sulle spinte delle terre e delle correlate sollecitazioni nella struttura.

Recentemente sono stati formulati metodi di calcolo più raffinati, quali i cosiddetti metodi a molle e quello degli elementi finiti, che permettono di tener conto dei fenomeni di interazione terreno-struttura.

Negli studi finora pubblicati viene per lo più trattata la back-analysis di opere strumentate in vera grandezza, trascurando l'analisi parametrica del comportamento di tali opere. Fa eccezione la serie di articoli pubblicati da Potts e Fourie [POTTS, FOURIE, 1984, 1985a, 1986; FOURIE, POTTS 1988, 1989] in cui l'argomento viene esaminato sotto un maggior numero di aspetti.

Nella presente memoria vengono presentati alcuni risultati ottenuti con l'applicazione di questi più recenti metodi e riguardanti il comportamento generale delle paratie in alcune situazioni aderenti alla realtà e ricorrenti nella progettazione usuale.

1. Geometria e proprietà dei materiali

Al fine di limitare il numero dei parametri è stato preso in esame il comportamento di una paratia do-

tata di un solo ancoraggio indeformabile, collocato in sommità, e posta in un terreno di caratteristiche uniformi.

Per lo studio è stato utilizzato un programma ad elementi finiti nell'ipotesi di terreno costituito da materiale elasto-perfettamente plastico, con criterio di rottura di Mohr-Coulomb e legge di flusso associata [ZIENKIEWICZ *et al.*, 1969; NAYAK *et al.*, 1972; OWEN, HINTON, 1980; POTTS, GENS, 1985b].

Le altre ipotesi sono:

a) Parametri elastici del terreno

$E = 6000 * z$ (kN/m²) (z = quota del punto Gauss rispetto alla sommità)

$\nu = 0.2$

b) Parametri di resistenza del terreno

$$\phi = 25^\circ \quad c = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

c) Peso di volume del terreno $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

d) Coefficiente di spinta a riposo

$$K_0 = 0.5 \quad K_0 = 1.0 \quad K_0 = 2.0$$

Per la paratia, supposta in comportamento elastico e della lunghezza totale di 20.0 m, si sono assunti:

E = dipendente dall'analisi effettuata

$$U = 0.15$$

Il terreno è in condizioni drenate e vi è assenza di carico dovuto alla pressione d'acqua.

* Dott. Ing. Giampaolo Cortellazzo, Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Università di Padova.

La geometria dell'opera e la mesh utilizzata sono riportate in figura 1.

L'elemento finito utilizzato è un otto nodi isoparametrico e la matrice di rigidità è ottenuta con un'integrazione ridotta di $2 \cdot 2$ punti Gauss.

Le analisi numeriche sono state effettuate nelle due ipotesi di struttura rigida ($EJ = 2.3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$) e flessibile ($EJ = 0.194 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$).

Nel primo caso si è voluto simulare il comportamento di un diaframma di calcestruzzo dello spessore di 1.0 m, nel secondo quello di una palancola in acciaio (Larssen VI), strutture entrambe idonee a resistere ai momenti flettenti agenti.

È stato previsto uno scavo [GHABOUSSI, 1984] di altezza massima pari a 13.26 m che determina una profondità di infissione minima di 6.76 m. In tale situazione, secondo la trattazione di Burland [BURLAND *et al.*, 1981], l'opera ha un coefficiente di sicurezza pari a 2 e pertanto tale profondità può essere ritenuta quella di progetto.

Sono stati assunti tre valori (0.5, 1.0 e 2.0) del coefficiente di spinta a riposo K_0 , nell'intento di simulare il comportamento di terreni argillosi sia normalconsolidati che sovraconsolidati, tenuto conto anche che nell'intervento tra i due valori estremi sono compresi la maggior parte dei casi reali.

Inoltre, in considerazione del fatto che, all'atto pratico, la posa in opera del vincolo spesso avviene allorché la fase di scavo di fronte alla struttura è già iniziata, nella ricerca si è voluto stimare l'effetto di tale prassi sul comportamento globale terreno-paratia; a tale scopo sono stati presi in considerazione i tre casi di attivazione del vincolo prima dell'inizio scavo oppure con scavo parziale già effettuato nella misura del 25% e 50% della profondità massima (3.315 m e 6.63 m rispettivamente).

Si è inoltre ritenuto interessante ripetere tutte le

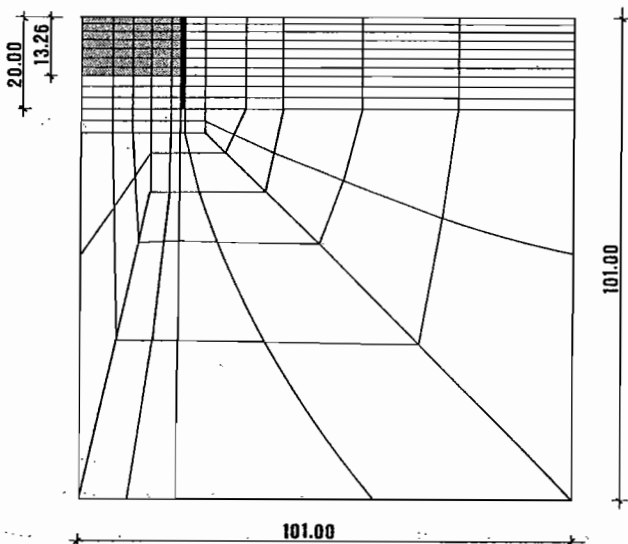


Fig. 1. - Mesh utilizzata nell'analisi.

analisi nelle identiche situazioni già considerate ma con la frapposizione di un elemento giunto fra terreno e struttura, simulando pertanto una forte riduzione dell'entità dello sforzo di taglio negli elementi adiacenti alla struttura. Quest'ultimo studio è stato condotto sia per valutare l'effetto dell'attrito terreno struttura su tutti i parametri di sollecitazione dell'opera, sia per rendere comparabili i risultati con quelli ottenuti con il metodo a «molle» [Becci, Nova, 1987] che non tiene conto di tale attrito. Per l'elemento, che ha una formulazione [DESAI *et al.*, 1984] simile a quella degli elementi terreno, è stato ipotizzato un modulo di elasticità a taglio G pari ad $1/100$ di quello che gli competerebbe nel caso di comportamento puramente elastico.

2. Analisi agli elementi finiti, con vincolo agente prima dello scavo, senza elemento giunto

Dato che i metodi di calcolo dell'equilibrio limite trattano le varie strutture in modo sostanzialmente identico indipendentemente dalla loro rigidità, dallo stato tensionale iniziale del terreno, etc., viene dapprima studiato il differente comportamento delle paratie in funzione dei coefficienti di spinta a riposo e della rigidità della struttura di sostegno.

2.1 Spostamenti orizzontali della struttura

Gli spostamenti orizzontali della struttura sono diagrammati nella figura 2 per la profondità di scavo totale (-13.26).

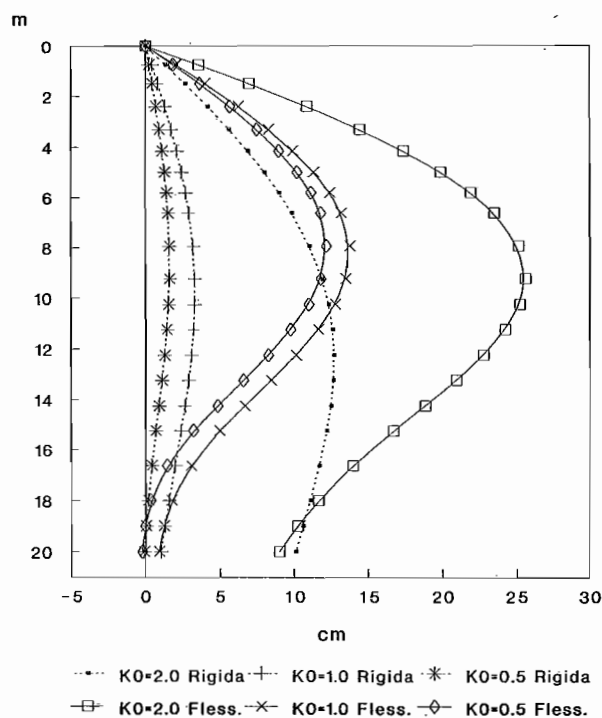


Fig. 2. - Diagramma degli spostamenti a scavo ultimato.

Si può constatare come tali valori siano fortemente dipendenti dalla rigidezza della struttura e dall'entità del coefficiente di spinta a riposo K_0 .

a) $K_0 = 2.0$.

Gli spostamenti massimi risultano pari a 12.7 cm e 25.5 cm rispettivamente per la struttura rigida e quella flessibile. Le deformazioni al piede dell'opera valgono circa 10.0 cm qualsiasi sia la sua rigidezza.

b) $K_0 = 1.0$.

L'opera subisce un movimento massimo valutabile in 13.8 cm se flessibile ed in 3.3 cm se rigida; al piede gli spostamenti sono di circa 1.0 cm e non dipendono dalla flessibilità della struttura.

c) $K_0 = 0.5$.

La struttura si sposta di circa 1.6 cm se rigida e di 12.0 cm se flessibile; al piede i movimenti sono praticamente nulli.

Da un punto di vista progettuale si può constatare che, con i terreni dei tipi più frequenti ($K_0 = 0.5 \div 1.0$), le deformazioni subite dalla struttura rientrano nei valori accettabili per simili tipi di opere, mentre con $K_0 = 2.0$ possono risultare eccessive in talune situazioni.

Nel caso di K_0 elevato, inoltre, i sensibili spostamenti al piede dell'opera sono causa di estese plasticizzazioni in tutto il terreno circostante la parte infissa della struttura.

2.2 Andamento del diagramma del momento flettente e dello sforzo nel vincolo

Anche per l'andamento del diagramma e per l'entità del valore massimo del momento flettente il coefficiente di spinta a riposo riveste un importante ruolo.

Dalla figura 3 si riscontra che a scavo ultimato (quota -13.26) i momenti flettenti delle opere costruite in terreni con K_0 elevati sono sempre maggiori di quelli di strutture poste in terreni con K_0 bassi; le strutture rigide tuttavia risentono in modo più accettato dell'effetto di K_0 rispetto a quelle flessibili; infatti con la prima tipologia il rapporto fra i momenti massimi per $K_0 = 2.0$ e $K_0 = 0.5$ è pari a circa 4 mentre con la seconda vale circa 1.5.

Il fenomeno dell'inversione del momento all'estremità inferiore si verifica con la struttura flessibile per tutti i valori di K_0 e con quella rigida per $K_0 = 0.5$ e $K_0 = 1.0$.

Il momento massimo determinabile con il metodo dell'equilibrio limite, anche ipotizzando l'attrito terreno-struttura completamente mobilitato ($\delta_a = \delta_p = \emptyset$) è sensibilmente maggiore di quello ottenuto mediante l'analisi numerica sia per la struttura flessibile sia per quella rigida, purché in

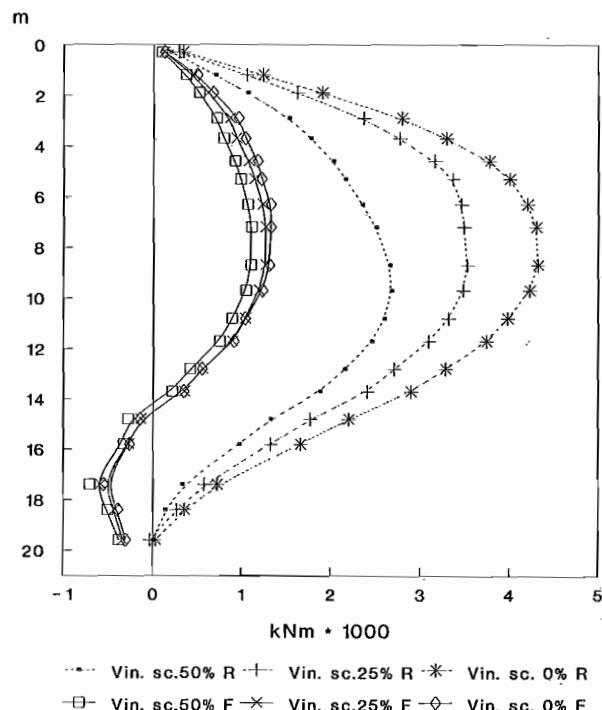


Fig. 3. - Diagramma dei momenti flettenti a scavo ultimato.

quest'ultimo caso sia $K_0 = 0.5$ e $K_0 = 1.0$.

Tale valore rappresenta invece solo circa il 50% di quello risultante dall'analisi numerica per struttura rigida e $K_0 = 2.0$ (Tab. 1).

Lo sforzo del vincolo in sommità non è influenzato significativamente dalla rigidezza quando $K_0 = 0.5$ ed è pari a circa il 75% di quello fornito dal metodo dell'equilibrio limite; quest'ultimo valore è invece uguale, se $K_0 = 2.0$, all'80% di quello ottenuto con analisi numerica e struttura flessibile ed a un terzo di quello con struttura rigida (Tab. 1). Con $K_0 = 1.0$ lo sforzo nel vincolo è minore di quello determinato con l'analisi limite se la struttura è flessibile, maggiore se rigida.

2.3 Spinte a tergo e davanti al piede dell'opera

Nelle figure 4, 5 e 6 è indicata la distribuzione delle pressioni orizzontali di fronte ed a tergo della struttura nella condizione di scavo ultimato.

Dall'analisi dei risultati si è potuto constatare che, con il procedere dello scavo, nel tratto centrale della struttura le pressioni a tergo assumono valori sempre più prossimi a quelli di spinta attiva mentre, vicino all'ancoraggio, si viene a formare un bulbo di pressione nel caso di struttura flessibile o di K_0 pari a 2.0 e 1.0.

Al piede dell'opera, in talune situazioni, si instaurano delle pressioni maggiori di quelle a riposo.

Tali effetti sono generalmente meno marcati con $K_0 = 0.5$.

Tabella 1 - Spostamenti, momenti massimi e sforzi nel vincolo nei vari casi analizzati

$k_0 = 0,5$		STRUTTURA RIGIDA									STRUTTURA FLESSIBILE								
Metodo di calcolo	Equi. limite	Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto			Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto		
Attivaz. vincolo	—	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%
Spostam. max cm.	—	2,49	—	3,82	1,58	1,48	1,96	2,24	—	3,34	24,77	—	34,11	12,18	12,14	14,91	15,29	—	20,99
Momento max KN _m	2135 (*) 2570 (**)	1730	—	1697	1238	1250	1189	1544	—	1424	1517	—	1503	909	910	869	1045	—	1001
Sforzo nel vincolo KN	320 (*) 372 (**)	284	—	280	220	221	212	273	—	258	260	—	258	231	232	231	274	—	274

$k_0 = 1$		STRUTTURA RIGIDA									STRUTTURA FLESSIBILE								
Metodo di calcolo	Equi. limite	Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto			Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto		
Attivaz. vincolo	—				scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%							scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%			
Spostam. max cm.	—				3,29	—	4,19							13,77	—	17,12			
Momento max KN _m	2135 (*) 2570 (**)				1853	—	1535							956	—	892			
Sforzo nel vincolo KN	320 (*) 372 (**)				429	—	307							269	—	253			

$k_0 = 2$		STRUTTURA RIGIDA									STRUTTURA FLESSIBILE								
Metodo di calcolo	Equi. limite	Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto			Metodo «a molle»			Elem. finiti senza elem. giunto			Elem. finiti con elem. giunto		
Attivaz. vincolo	—	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%	scavo 0%	scavo 25%	scavo 50%
Spostam. max cm.	—	4,88	—	7,09	12,70	12,8	14,65	12,74	—	15,8	26,52	—	37,7	25,61	27,03	31,86	27,5	—	35,71
Momento max KN _m	2135 (*) 2570 (**)	2190	—	1891	4320	3521	2678	4454	—	2609	1546	—	1518	1328	1271	1112	1395	—	1149
Sforzo nel vincolo KN	320 (*) 372 (**)	427	—	301	1080	924	626	1029	—	541	268	—	260	451	415	349	438	—	320,5

(*) $\delta = \varphi$ (**) $\delta_a = 2/3 \varphi$; $\delta_p = \varphi/2$.

La spinta delle terre davanti al piede dell'opera (Fig. 4, 5, 6), a scavo ultimato, viene mobilizzata fino a valori pari a quelli passivi con $K_0 = 0.5$ solamente nelle zone più superficiali ed invece con $K_0 = 2.0$ e $K_0 = 1.0$ per quasi tutta la profondità, qualsiasi sia la rigidità della struttura.

La flessibilità non sembra avere molta influenza sui valori di spinta che si instaurano di fronte alla struttura.

3. Effetti della messa in opera del vincolo in fase di scavo per diverse altezze di terreno sostenuto

Da un punto di vista sia teorico che progettuale risulta interessante lo studio delle variazioni degli

spostamenti e dello stato tensione nel terreno e nella struttura in dipendenza del momento di applicazione del vincolo prima dell'inizio o durante l'escavazione.

3.1 Spostamenti orizzontali della struttura

Le figure 7, 8, 9 riportano gli spostamenti orizzontali a scavo ultimato (quota - 13.26), in funzione dell'effettivo momento di messa in azione del vincolo.

a) $K_0 = 2.0$

Dalla figura 7 si può notare il diverso comportamento della struttura rigida e di quella flessibile. Per quest'ultimo tipo di opera gli spostamenti al piede, pari a circa 9.0 cm, sono praticamente uguali per

tutte e tre le modalità di messa in opera del vincolo; le variazioni negli spostamenti massimi, compresi fra 32.0 e 26.0 cm, sono dovute ai diversi spostamenti in sommità contenuti fra 0.0 cm e 19.0 cm rispettivamente per vincolo agente prima della fase di scavo o dopo l'effettuazione del 50%.

Nell'ipotesi di struttura rigida gli spostamenti al piede differiscono di circa 1.0 cm fra le varie ana-

lisi; inoltre si può osservare un diverso comportamento globale della struttura dovuto alla sua stessa rigidità.

b) $K_0 = 1.0$, $K_0 = 0.5$ (Figg. 8 e 9).

Le deformate sono relativamente poco influenzate dalla modalità di messa in opera del vincolo per qualsiasi tipo di rigidità.

Solo con il vincolo posto in opera dopo l'effet-

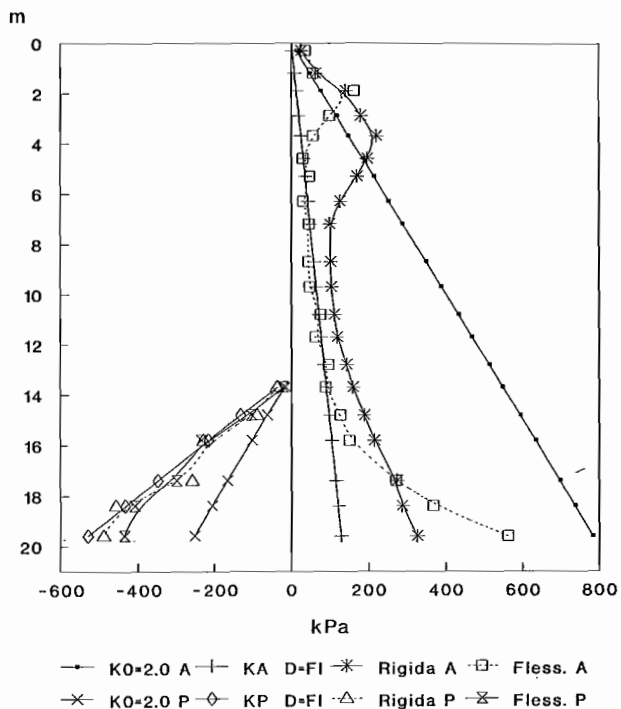


Fig. 4. - Diagramma delle pressioni orizzontali per $K_0 = 2.0$ a scavo ultimato.

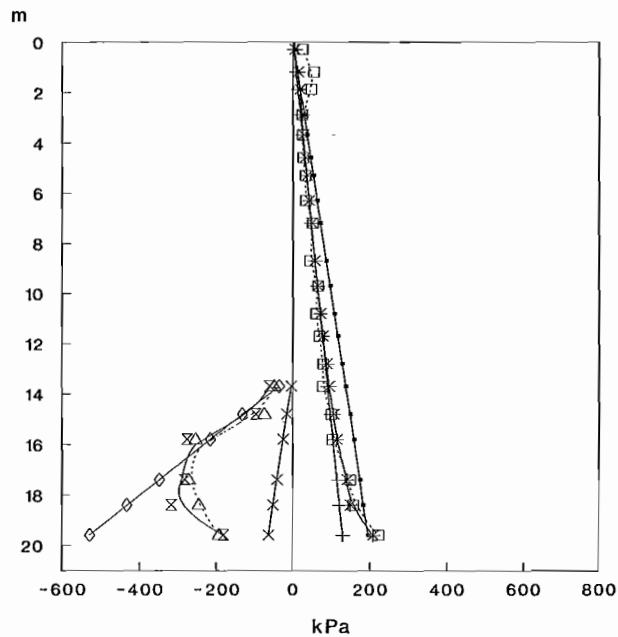


Fig. 6. - Diagramma delle pressioni orizzontali per $K_0 = 0.5$ a scavo ultimato.

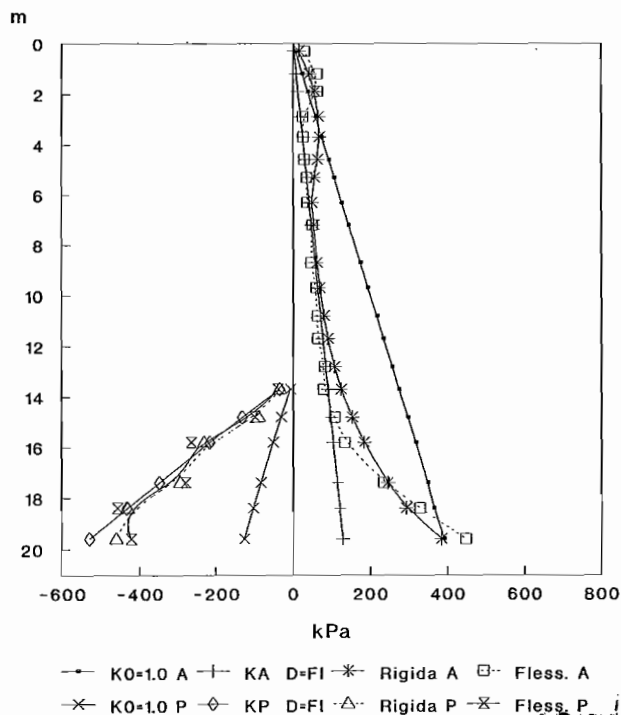


Fig. 5. - Diagramma delle pressioni orizzontali per $K_0 = 1.0$ a scavo ultimato.

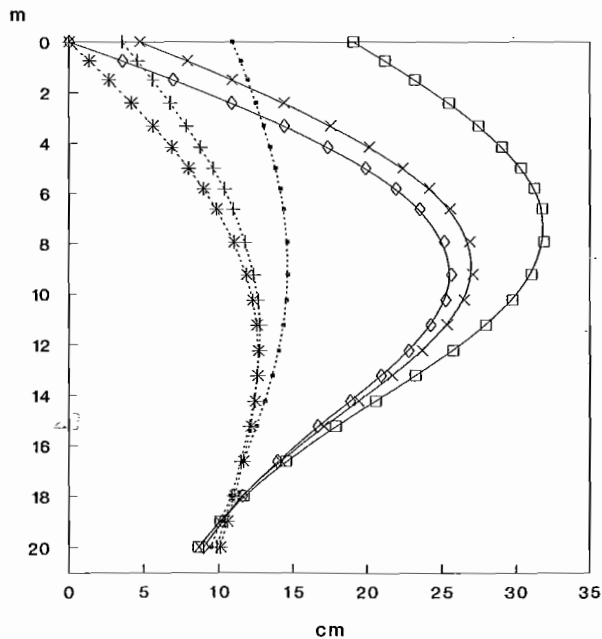
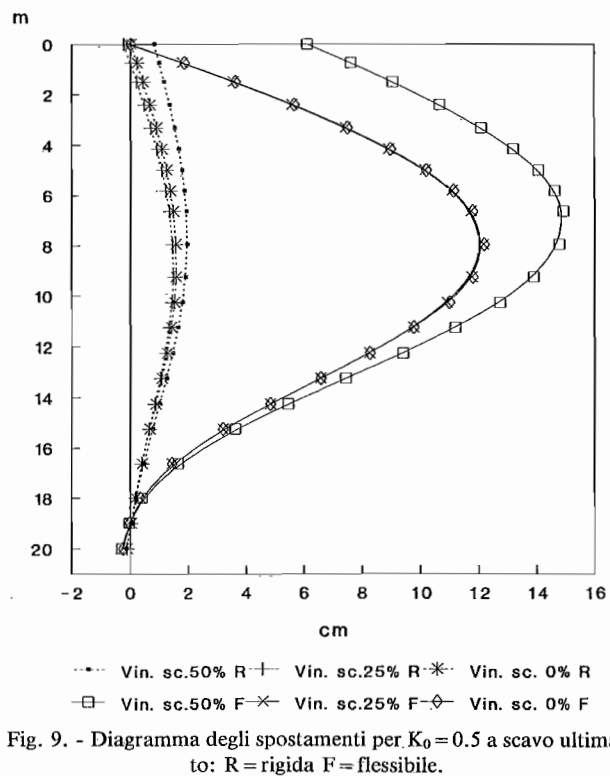
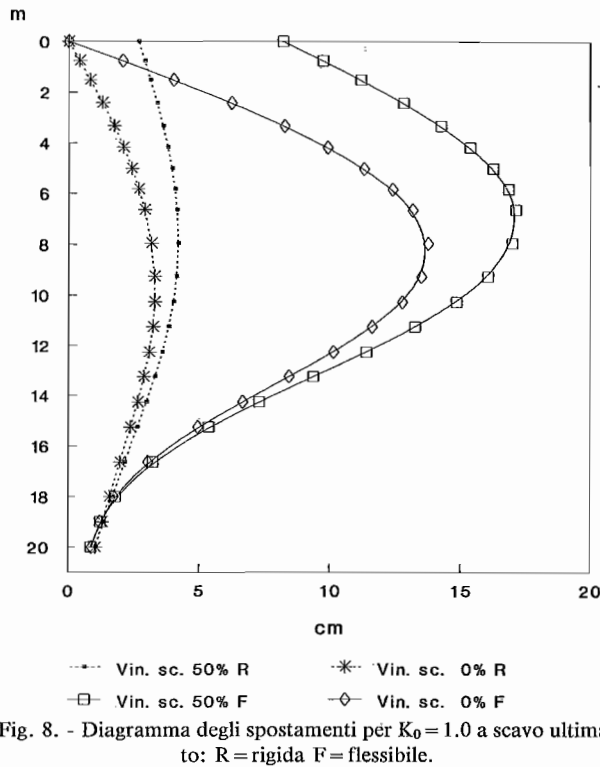


Fig. 7. - Diagramma degli spostamenti per $K_0 = 2.0$ a scavo ultimato: R = rigida F = flessibile.



tuaione del 50% dello scavo totale si verificano degli spostamenti in sommità (1.0 e 6.0 cm per $K_0=0.5$ e 2.6 e 8.2 cm per $K_0=1.0$ rispettivamente per opera rigida o flessibile) che comportano delle deformate massime maggiori di circa il 20% rispetto alla condizione di vincolo agente prima dello scavo.

Gli spostamenti al piede sono uguali per ogni tipo di struttura e situazione di vincolo.

3.2 Andamento del diagramma del momento flettente e dello sforzo nel vincolo

Di notevole interesse è lo studio dell'andamento del diagramma e dell'entità dei momenti flettenti, soprattutto per i risvolti progettuali che ne derivano, nelle condizioni di scavo ultimato a quota -13.26.

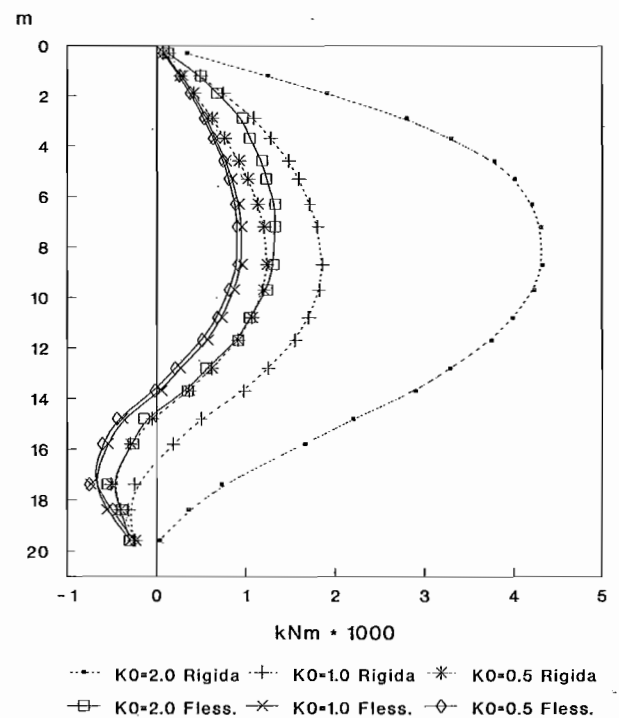
a) $K_0=2.0$.

Dalla figura 10 e dalla tabella 1 risultano evidenti le sostanziali variazioni del momento flettente, dovute alle diverse modalità di messa in opera del vincolo, principalmente quando la struttura è rigida. Con questa tipologia strutturale si ha infatti una diminuzione di circa il 40% del momento flettente massimo fra il caso di vincolo agente sin dall'inizio e quello di vincolo agente dopo uno scavo pari al 50% di quello totale. Se la struttura è flessibile la riduzione del momento massimo è inferiore, ma rimane ugualmente di circa il 20%.

È da evidenziare il fatto che la paratia rigida è soggetta comunque a dei momenti massimi maggiori di quelli rilevabili nelle opere flessibili e di quelli risultanti dal calcolo condotto con il metodo dell'analisi limite.

I momenti si invertono in prossimità dell'estremità inferiore solo in presenza di strutture flessibili e la loro entità risulta maggiore di quella massima riscontrata nelle rispettive fasi non ancorate.

Si deve inoltre ricordare che le strutture rigide, pur presentando solo momenti positivi in fase finale, sono state soggette a momenti negativi durante il comportamento a sbalzo.



b) $K_0 = 1.0$.

In tali ipotesi si verifica (Fig. 11 e Tab. 1) una variazione del valore del momento massimo in funzione sia della diversa rigidezza dell'opera che dell'avanzamento dello scavo al momento della messa in azione del vincolo. In dipendenza di quest'ultimo fatto le riduzioni di momento massimo, fra il caso di vincolo agente prima dell'inizio scavo e quello di vincolo operativo dopo uno scavo pari al 50% di quello totale, sono pari al 17% ed al 6.5% rispettivamente per struttura rigida e flessibile.

c) $K_0 = 0.5$.

Le variazioni di momento risultano principalmente dovute alle diverse rigidzze della struttura (Fig. 12 e Tab. 1) mentre le modalità di messa in azione del vincolo rivestono un ruolo marginale; solo caso in cui la messa in opera del vincolo avvenga dopo l'effettuazione del 50% dello scavo, si rileva una variazione di circa il 4% nei valori di momento massimo.

Al piede dell'opera il momento flettente cambia sempre di segno ed il suo valore massimo risulta sempre maggiore di quello che si verifica con la struttura non vincolata.

Con $K_0 = 0.5$ lo sforzo nel vincolo è praticamente costante al variare della flessibilità e delle condizioni di vincolo (Tab. 1).

Se $K_0 = 1.0$ tale sforzo (Tab. 1) è soggetto a variazioni modeste se la struttura è flessibile, di una certa rilevanza se rigida in funzione della modalità di messa in azione.

Nel caso di $K_0 = 2.0$ tale sforzo subisce notevoli riduzioni, fino a circa il 40% (Tab. 1) se il vincolo comincia ad agire a scavo iniziato.

La reazione vincolare valutata mediante il metodo dell'equilibrio limite risulta sempre maggiore di quella ottenuta con $K_0 = 0.5$. Se $K_0 = 1.0$ i valori di sforzo nel vincolo ottenuti numericamente sono abbastanza prossimi a quelli determinati mediante i metodi classici; la reazione calcolata in quest'ultimo modo è tuttavia inferiore di circa il 25% di quella trovata con l'analisi numerica, nel caso in cui la struttura sia rigida ed il vincolo agisca prima dell'inizio scavo. Con $K_0 = 2.0$ lo sforzo risultante dall'utilizzo del metodo dell'equilibrio limite è equivalente a quello derivante dal calcolo nell'ipotesi di struttura flessibile e vincolo agente dopo l'effettuazione del 50% di scavo, mentre è inferiore in tutti gli altri casi, di circa il 10% - 20% o del 40% - 70% rispettivamente per struttura flessibile o rigida.

3.3 Spinte a tergo e davanti al piede dell'opera

a) $K_0 = 2.0$ e scavo ultimato.

In queste ipotesi la spinta a tergo della struttura

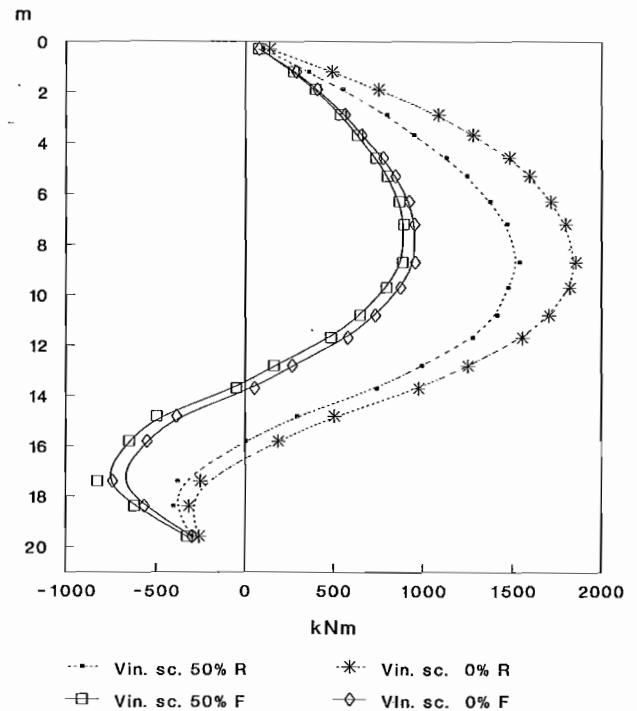


Fig. 11. - Diagramma dei momenti flettenti per $K_0 = 1.0$ a scavo ultimato: R = rigida F = flessibile.

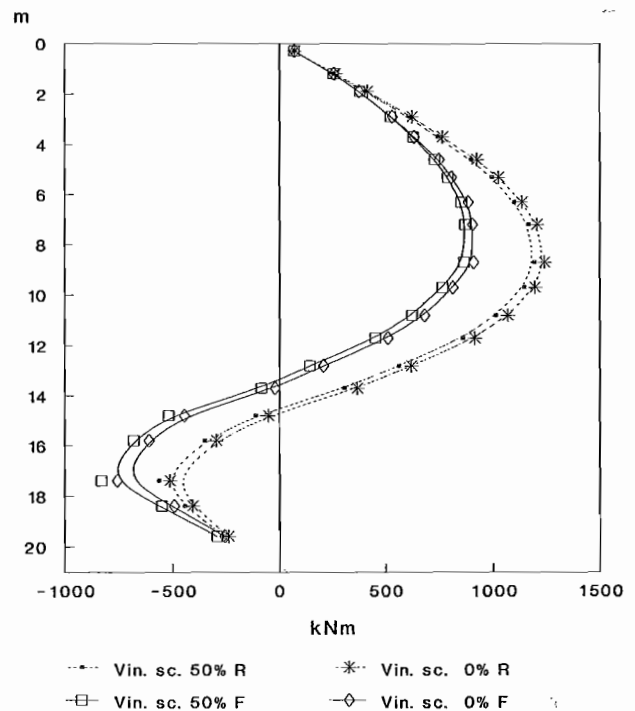


Fig. 12. - Diagramma dei momenti flettenti per $K_0 = 0.5$ a scavo ultimato: R = rigida F = flessibile.

viene influenzata dalle modalità di messa in opera del vincolo.

Dalle figure 13 e 14 infatti si possono constatare le modifiche nel diagramma di spinta soprattutto nel tratto superiore nell'intorno del vincolo dove i bulbi di pressione diminuiscono di ampiezza e di valore quando il vincolo viene fatto agire a scavo già cominciato. Il diagramma delle pressioni nel tratto in-

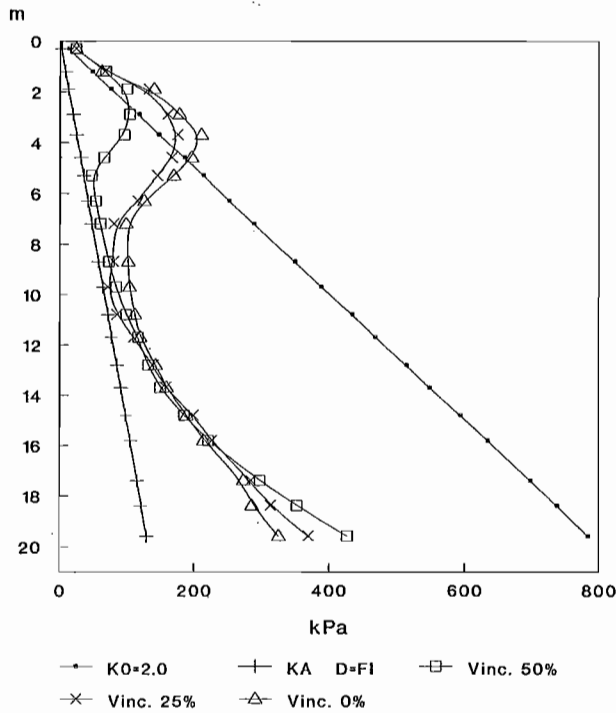


Fig. 13. - Diagramma delle pressioni orizzontali a tergo dell'opera per $K_0=2.0$ a scavo ultimato, struttura rigida.

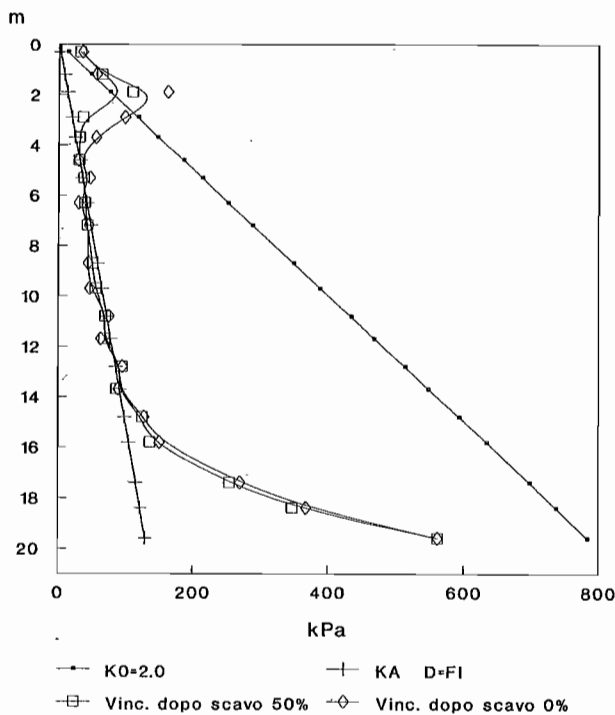


Fig. 14. - Diagramma delle pressioni orizzontali a tergo dell'opera per $K_0=2.0$ a scavo ultimato, struttura flessibile.

feriore dell'opera rimane sostanzialmente immutato nei vari casi.

La struttura flessibile ha valori di spinta all'intradosso simili a quelli valutabili in condizioni di spinta attiva ed angolo di attrito terreno-struttura completamente mobilizzato per gran parte dell'opera stessa, assumendo solo nell'ultimo tratto valori intermedi

fra questi ultimi e quelli determinati con la spinta a riposo.

La struttura rigida invece ha valori di pressione all'intradosso per lo più maggiori di quelli ottenibili con le teorie classiche per la determinazione della spinta attiva ed intermedi fra questi ultimi e quelli valutati con K_0 (spinta a riposo).

b) $K_0 = 1.0$ e scavo ultimato.

Le pressioni che si instaurano all'intradosso risul-

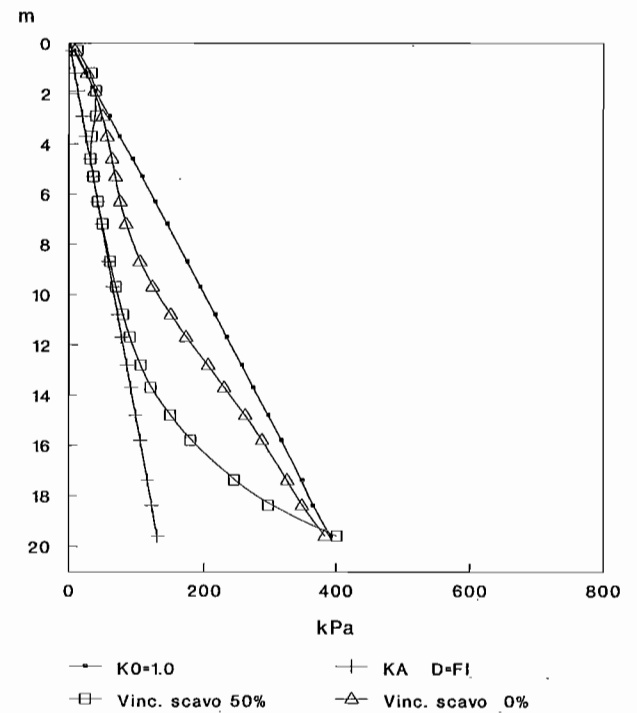


Fig. 15. - Diagramma delle pressioni orizzontali a tergo dell'opera per $K_0=1.0$ a scavo ultimato, struttura rigida.

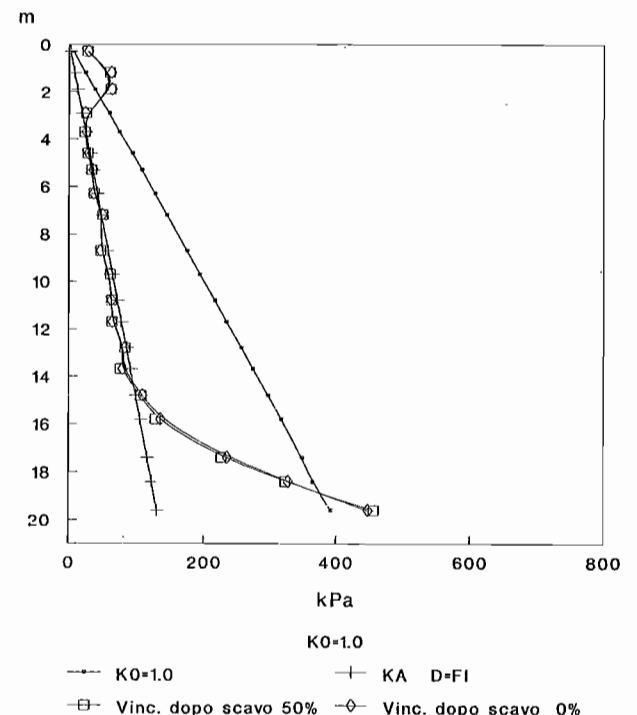


Fig. 16. - Diagramma delle pressioni orizzontali a tergo dell'opera per $K_0=1.0$ a scavo ultimato, struttura flessibile.

tano dipendenti dalle modalità di messa in azione del vincolo solo se la struttura è rigida (Figg. 15, 16); in questa ipotesi infatti l'entità della pressione diventa pari a quella della spinta attiva qualora il vincolo agisca dopo l'effettuazione del 50% dello scavo, altrimenti rimane intermedia fra quella della spinta a riposo e quella della spinta attiva.

c) $K_0 = 0.5$ e scavo ultimato.

Le differenze nelle pressioni, al variare delle modalità di messa in azione del vincolo, sono notevolmente attenuate, qualsiasi sia il tipo di struttura.

Il bulbo di pressione in prossimità del vincolo si forma con strutture flessibili; l'entità della spinta agente è pressoché pari a quella di spinta attiva nell'ipotesi di attrito terreno-struttura completamente mobilizzato.

Per quanto riguarda la spinta davanti all'opera si è constatata la scarsa importanza della modalità di messa in azione del vincolo sul diagramma delle pressioni in tutte le ipotesi.

Si ha perciò una completa mobilitazione della spinta fino a valori pari a quelli di spinta passiva, valutata nell'ipotesi di completa instaurazione dell'attrito terreno-struttura, per un luogo tratto della struttura infissa nel caso di $K_0 = 2.0$ e $K_0 = 1.0$ e solamente in prossimità del fondo scavo con $K_0 = 0.5$.

4. Analisi in presenza dell'elemento giunto

Come detto all'inizio si è proceduto anche alla valutazione delle sollecitazioni sulla struttura con valori molto ridotti degli sforzi di taglio fra terreno e struttura, inserendo un elemento giunto fra terreno e paratia nelle analisi con il metodo degli elementi finiti.

I risultati ottenuti in queste condizioni sono stati confrontati con quelli derivanti da un'analisi con il metodo del modulo di reazione (o metodo a «molle»).

Si è potuto così rilevare un comportamento sensibilmente diverso nei due casi di $K_0 = 0.5$ e $K_0 = 2.0$.

Si è constatato infatti che, nell'ipotesi di $K_0 = 0.5$, il metodo degli elementi finiti senza l'elemento giunto fornisce valori dei momenti flettenti, degli sforzi nel vincolo e degli spostamenti decisamente inferiori rispetto a quelli ottenuti con il metodo a «molle» od in presenza dell'elemento giunto (Figg. 17, 18, 19, 20, 21).

Dall'esame degli stati tensionali degli elementi posti nell'intorno dell'opera si può ragionevolmente dedurre che le differenze nei valori dei parametri di sollecitazione siano connesse principalmente agli sforzi di taglio, la cui entità va riducendosi fino ad annullarsi

passando dai metodi degli elementi finiti, senza e con elemento giunto, al metodo a «molle». La sola modesta variazione nell'entità delle spinte a tergo e davanti al piede (Fig. 21) non sembra sufficiente a giustificare il diverso comportamento dell'insieme terreno struttura nei vari casi. Infatti in tutte le circostanze la spinta a tergo raggiunge rapidamente va-

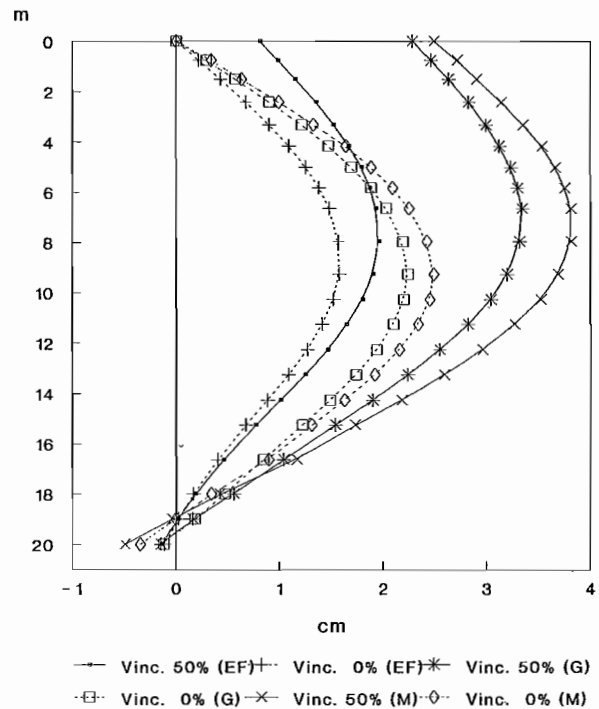


Fig. 17. - Diagramma degli spostamenti per $K_0 = 0.5$ con struttura rigida. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

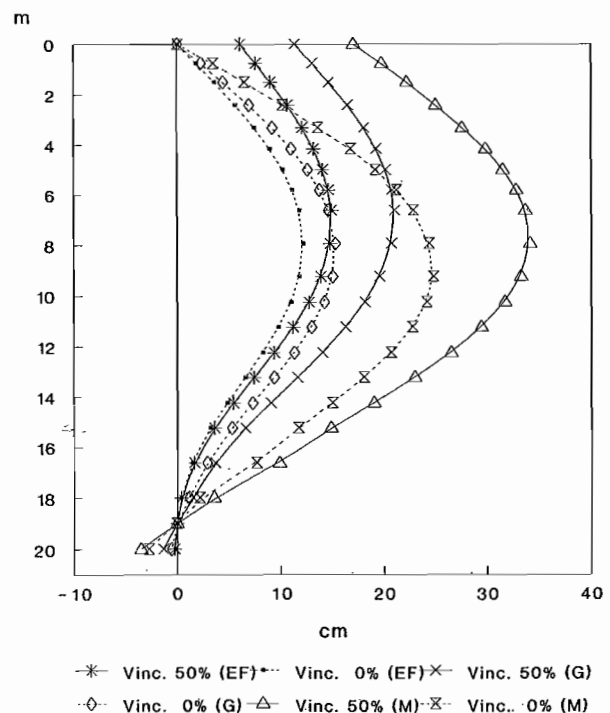


Fig. 18. - Diagramma degli spostamenti per $K_0 = 0.5$ con struttura flessibile. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

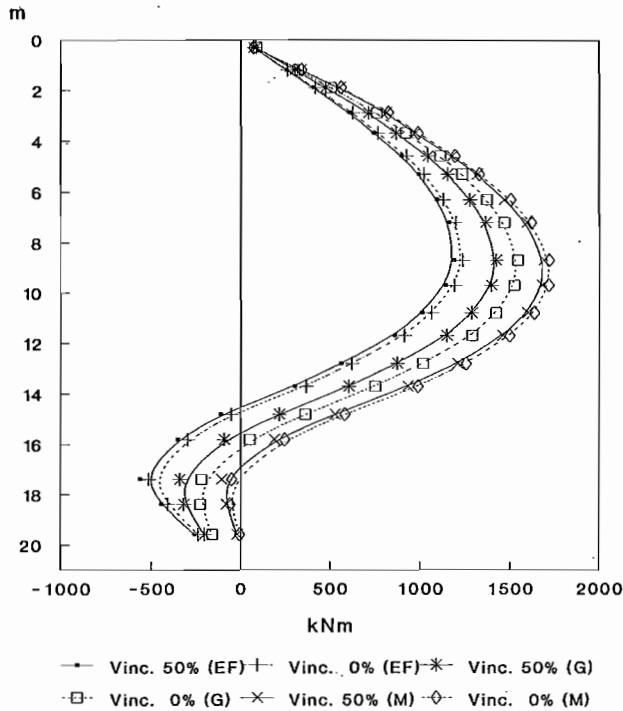


Fig. 19. - Diagramma dei momenti per $K_0=0.5$ con struttura rigida. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

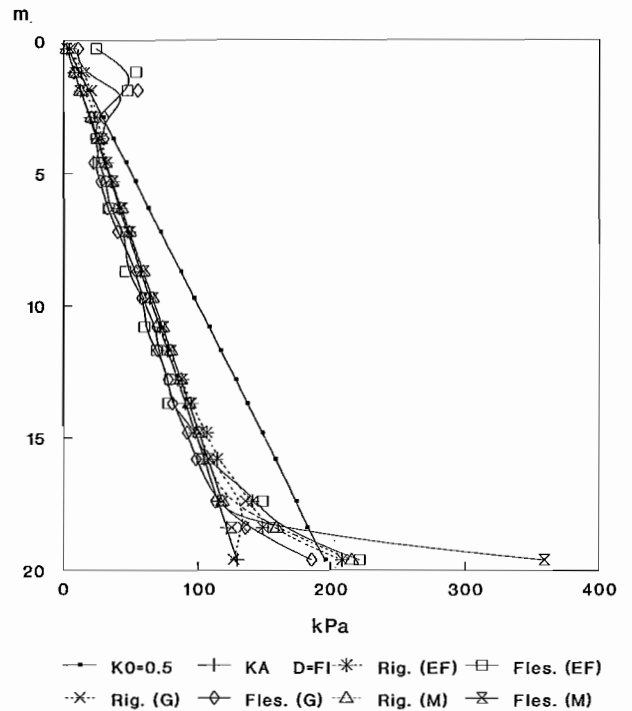


Fig. 21. - Diagramma delle pressioni per $K_0=0.5$ a tergo dell'opera a scavo ultimato. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

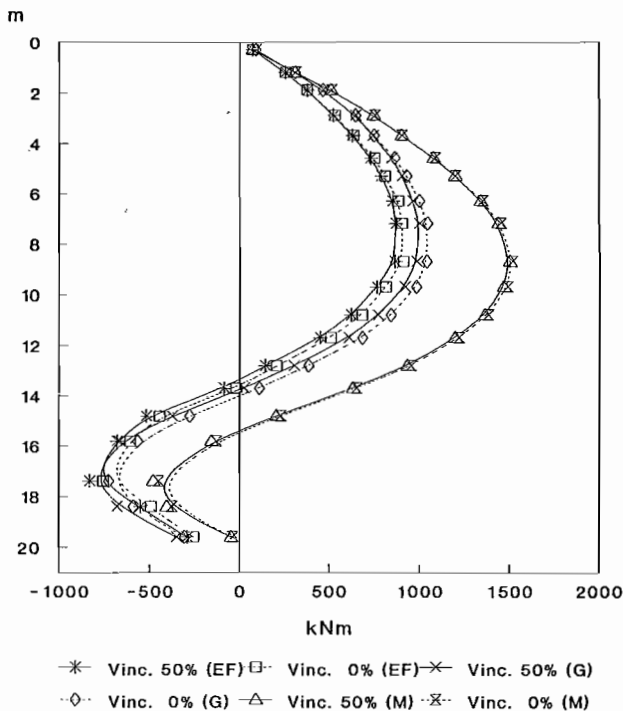


Fig. 20. - Diagramma dei momenti per $K_0=0.5$ con struttura flessibile. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

lori prossimi a quelli attivi, mentre di fronte all'opera la spinta passiva si mobilita solo parzialmente negli strati più vicini al fondo scavo.

Il fatto poi che il comportamento della struttura nelle analisi con l'elemento giunto risulti intermedio rispetto a quello derivante dagli studi condotti con gli altri due metodi, dà ulteriore conferma all'ipo-

tesi che il diverso comportamento delle strutture nelle varie analisi sia essenzialmente da imputare al differente valore dello sforzo di taglio mobilizzato.

Appare evidente inoltre che, con tutti i vari metodi, le modalità di messa in azione del vincolo non influiscono in modo considerevole sull'entità dei movimenti e delle sollecitazioni e che quest'ultime sono sensibilmente inferiori a quelle calcolate con il procedimento dell'equilibrio limite (Tab. 1).

Per quanto riguarda il caso di $K_0=2.0$ si riscontra una sostanziale analogia di comportamento fra le due diverse analisi agli elementi finiti, con giunto e senza (Figg. 22, 23, 24, 25, 26, 27 e Tab. 1).

Due sembrano i motivi che determinano tale situazione. L'uno dipende dalla minore incidenza dell'effetto degli sforzi di taglio lungo la struttura sulla formazione dei momenti; l'altro è legato alla distribuzione di tali sforzi di taglio, i quali, presentando un andamento a farfalla, subiscono una riduzione della loro entità sia relativamente ai termini che accentuano sia a quelli che attenuano il momento flettente. Per quanto poi attiene all'entità ed alla distribuzione delle spinte a tergo e davanti al piede della struttura (Figg. 26, 27) si sono rilevati valori praticamente identici nelle due analisi, elemento che rappresenta ulteriore giustificazione della costanza del valore delle sollecitazioni nella struttura.

Sempre nell'ipotesi di $K_0=2.0$ dal confronto dei risultati ottenuti con il metodo a «molle» e con quello agli elementi finiti, possiamo individuare una differenziazione nel comportamento dell'opera in

funzione della sua rigidezza. Con una struttura flessibile le due metodologie di calcolo determinano dei valori di momento e di spostamento massimo abbastanza simili. Inoltre ha poca influenza sul comportamento globale dell'opera la messa in azione del vincolo durante l'avanzamento dello scavo. Risultano invece sensibilmente diversi gli sforzi nel vincolo, in

dipendenza della differente distribuzione delle spinte a tergo dell'opera.

Tale diversa mobilitazione delle pressioni all'intradosso nelle due analisi diviene ancora più accentuata qualora la paratia sia rigida. Infatti mentre con il metodo delle molle le spinte a tergo sono sostanzialmente crescenti con la profondità ed in valore pari

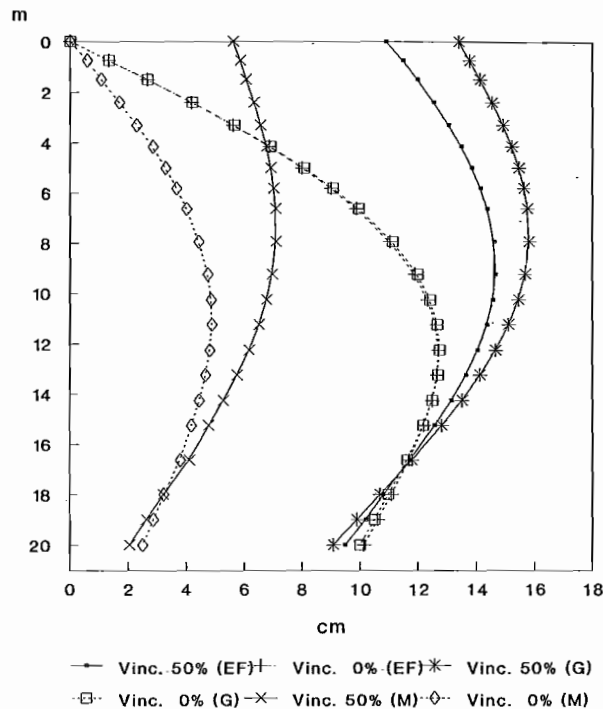


Fig. 22. - Diagramma degli spostamenti per $K_0=2.0$ con struttura rigida. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

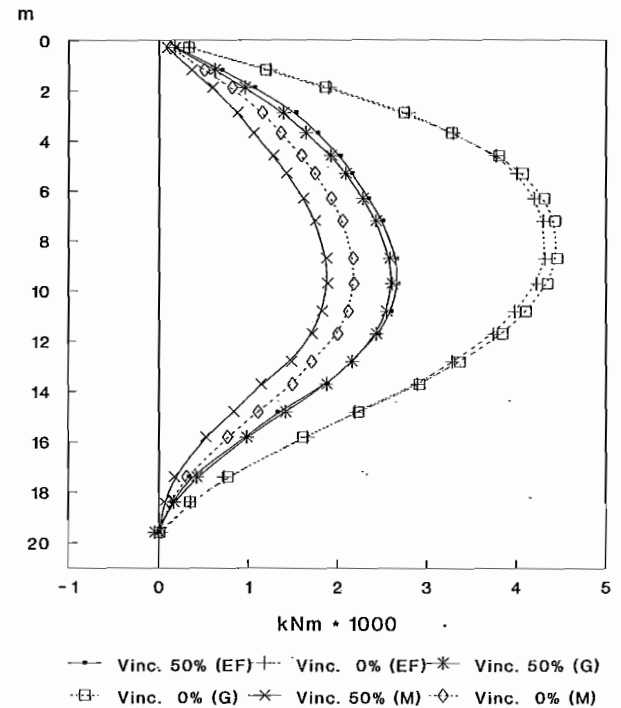


Fig. 24. - Diagramma dei momenti flettenti per $K_0=2.0$ con struttura rigida. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

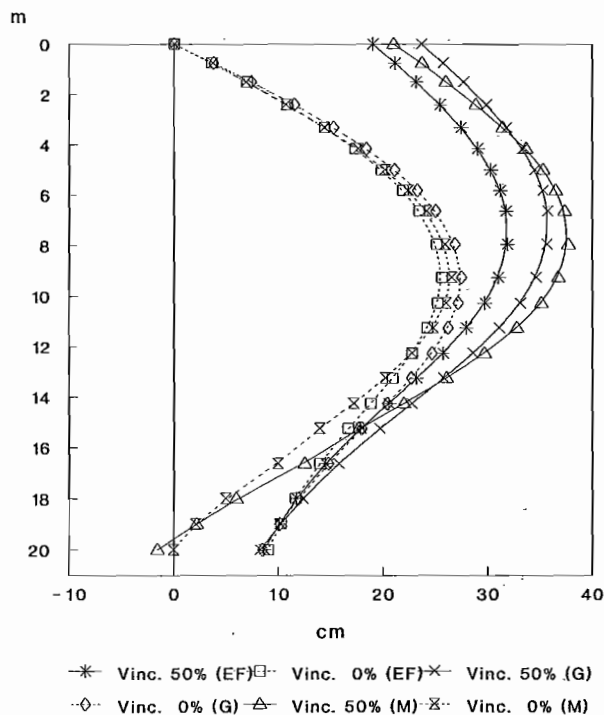


Fig. 23. - Diagramma degli spostamenti per $K_0=2.0$ con struttura flessibile. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

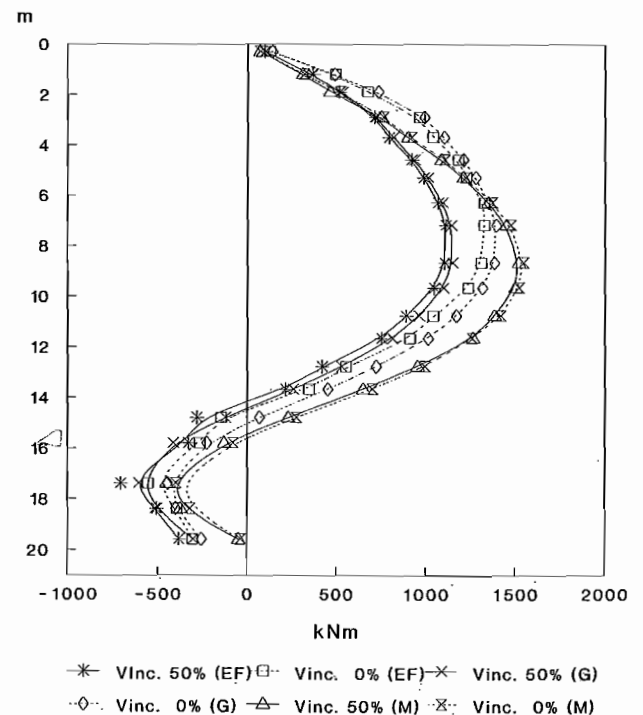


Fig. 25. - Diagramma dei momenti flettenti per $K_0=2.0$ con struttura flessibile. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

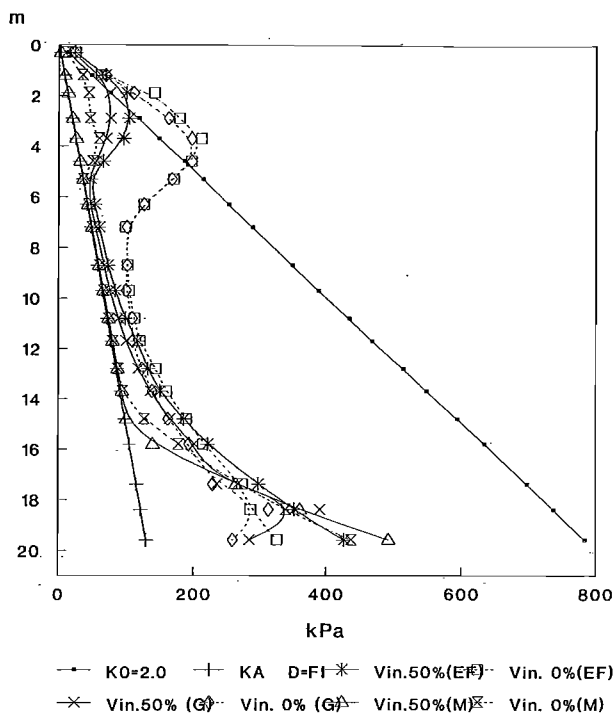


Fig. 26. - Diagramma delle pressioni orizzontali per $K_0=2.0$ a tergo dell'opera a scavo ultimato con struttura rigida. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

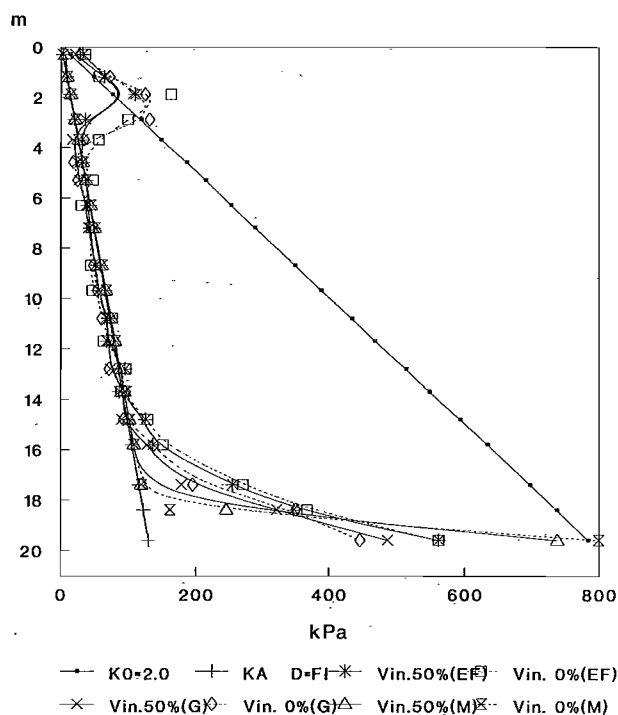


Fig. 27. - Diagramma delle pressioni orizzontali per $K_0=2.0$ a tergo dell'opera a scavo ultimato con struttura flessibile. Metodi: Elementi finiti (EF), Giunto (G), Molle (M).

a quelle di spinta attiva, con l'utilizzo degli elementi finiti con o senza elemento giunto, si forma un bulbo di pressione molto pronunciato in vicinanza del vincolo. Un motivo di questo diverso comportamento potrebbe essere individuato nel fatto che mentre le molle sono mutuamente indipendenti, gli elementi

che simulano il terreno sono sempre dotati di un certo grado di interazione.

In queste ipotesi ($K_0=2.0$ e struttura rigida) anche con l'utilizzo del metodo a molle, la modalità di messa in azione del vincolo provoca delle variazioni di un certo rilievo nel comportamento della struttura, anche se meno accentuate che con il metodo agli elementi finiti.

È interessante inoltre notare che in generale, eccetto il caso in cui sia $K_0=2.0$ e la struttura rigida, i vari procedimenti determinano delle sollecitazioni di momento massimo e, spesso, di sforzo del vincolo inferiori a quelle ottenute con il metodo dell'equilibrio limite.

5. Conclusioni

Con il presente studio si è cercato di apportare un contributo ad una migliore comprensione del comportamento della paratia con ancoraggio mediante l'esame dei risultati di una serie di analisi svolte principalmente con il metodo agli elementi finiti. In particolare si è indagata l'influenza della procedura di messa in opera del vincolo e della presenza di un elemento giunto fra terreno e struttura, sull'entità degli sforzi e delle deformazioni della paratia, in funzione sia della rigidità della struttura che dello stato tensionale iniziale nel terreno.

Sono stati presi in esame due tipi di strutture che, pur essendo dotate di adeguate capacità di resistenza, presentassero caratteristiche di rigidità rispondenti pressoché ai limiti inferiore e superiore di quelle correntemente utilizzate.

Alla luce dei risultati dello studio, tabellati per le singole situazioni (Tab. 1), si possono in breve riassumere gli aspetti di maggior interesse emersi dalle analisi.

Con uno stato tensionale corrispondente a $K_0=0.5$ i valori del momento massimo e dello sforzo nel vincolo riscontrati con il metodo degli elementi finiti in assenza dell'elemento giunto sono pari rispettivamente a circa la metà ed un terzo di quelli che si ottengono con il metodo dell'equilibrio limite e vengono influenzati in modo estremamente modesto dalla modalità di messa in opera del vincolo.

Un aumento delle sollecitazioni agenti nella struttura e delle deformazioni dell'opera si verifica con il metodo degli elementi finiti frapponendo un elemento giunto fra terreno e struttura o con il metodo a «molle», in dipendenza della diminuzione o della totale assenza degli sforzi di taglio stabilizzanti fra paratia e terreno; tali sollecitazioni rimangono tuttavia sempre inferiori a quelle che si ottengono con il metodo dell'equilibrio limite. Per quanto riguarda

le spinte sulla struttura esse rimangono sostanzialmente invariate nei vari casi.

Con $K_0 = 2.0$ i valori del momento massimo e dello sforzo nel vincolo risultano sempre superiori a quelli riscontrati nelle analisi con $K_0 = 0.5$ ed inferiori a quelli ottenuti con il metodo dell'equilibrio limite se la struttura è flessibile, superiore se rigida.

Nel caso di $K_0 = 2.0$ si osserva anche la diminuzione del valore del momento massimo e dello sforzo nel vincolo, soprattutto con struttura rigida, in funzione del ritardo dell'effettiva messa in opera del vincolo rispetto all'inizio scavo. Tale fatto comporta una diversa distribuzione delle tensioni a tergo con una riduzione notevole delle stesse nell'intorno del vincolo.

Lo spostamento massimo della struttura nell'ipotesi di $K_0 = 2.0$ è sempre piuttosto rilevante ed in taluni casi difficilmente ammissibile, soprattutto se la struttura è flessibile. I movimenti al piede inoltre sono causa di ampie plasticizzazioni nelle zone di terreno circostante.

Sempre con $K_0 = 2.0$ l'eventuale elemento giunto determina nelle sollecitazioni della struttura e nello stato tensionale del terreno variazioni meno sensibili di quelle che si riscontrano con $K_0 = 0.5$. Il metodo a molle, invece, a causa sia della completa assenza degli sforzi taglianti fra terreno e struttura che della diversa configurazione del diagramma delle spinte attive, fornisce valori di sollecitazione significativamente differenti, soprattutto nel caso di struttura rigida, rispetto a quelli dedotti con il metodo degli elementi finiti.

Nella situazione intermedia di $K_0 = 1.0$ si deve distinguere fra i due casi di struttura rigida e flessibile.

Se la paratia è flessibile, i momenti flettenti e lo sforzo nel vincolo, determinati con il metodo degli elementi finiti, sono notevolmente inferiori rispetto a quelli ricavati con il metodo dell'equilibrio limite. Vi è inoltre una scarsa rilevanza della modalità di messa in azione del vincolo sull'entità delle sollecitazioni. Sostanzialmente si ha un comportamento analogo a quello risultante quando $K_0 = 0.5$.

Se invece la struttura è rigida ed il vincolo agisce prima dell'inizio scavo, il momento flettente risulta di poco inferiore a quello determinato con il metodo dell'equilibrio limite, mentre lo sforzo nel vincolo è superiore a quello calcolato in quest'ultimo modo. Si costata inoltre che le modalità di messa in opera del vincolo influenzano sensibilmente lo stato di sollecitazione della struttura, dal momento che si verifica una diminuzione del momento massimo e dello sforzo nel vincolo ponendo in opera quest'ultimo dopo aver effettuato uno scavo parziale.

Riassumendo a grandi linee i risultati delle analisi effettuate si può quindi affermare che, nell'am-

bito delle ipotesi precedenti, una progettazione eseguita mediante il metodo dell'equilibrio limite comporta una sopravvalutazione dell'entità del momento massimo e dello sforzo nel vincolo rispetto a quella derivante dall'analisi numerica condotta mediante il metodo degli elementi finiti o quello a «molle», eccettuato il caso in cui il terreno sia inizialmente dotato di coefficienti di spinta a riposo elevati e la struttura sia rigida.

Soprattutto in presenza di strutture rigide, i risultati dello studio danno inoltre conferma della necessità, per un corretto dimensionamento del manufatto, di operare non solo una valutazione quanto più possibile attenta delle tensioni orizzontali e di eventuali alterazioni delle caratteristiche dei terreni interessati dall'opera, ma anche uno studio preliminare circa il momento più opportuno per l'attivazione del vincolo, in rapporto all'avanzamento dello scavo.

BIBLIOGRAFIA

- BECCI B., NOVA R. (1987) - *Un metodo di Calcolo Automatico per il Progetto di Paratie*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 1, pp. 33-46.
- BURLAND J.B., POTTS D.M., WALSH N.M. (1981) - *The Overall Stability of Free and Propped Embedded Cantilever Retaining Walls*. Ground Engineering, n. 5, pp. 23-33.
- DESAI C.S., ZAMAN M.M., LIGHTNER J.G., SIRIWARDANE H.J. (1984) - *Thin-Layer Element for Interfaces and Joints*. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, n. 8, pp. 19-43.
- FOURIE A.B., POTTS D.M. (1988) - *The Estimation of Design Bending Moments for Retaining Walls Using Finite Elements*. Num. Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 1101-1107.
- FOURIE A.B., POTTS D.M. (1989) - *Comparison of Finite Element and Limiting Equilibrium Analyses for an Embedded Cantilever Retaining Wall*. Geotechnique, n. 2, pp. 175-188.
- GHABOUSSI J., PECKNOLD D.A. (1984) - *Incremental Finite Element Analysis of Geometrically Altered Structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, n. 20, pp. 2051-2064.
- NAYAK G.C., ZIENKIEWICZ O.C. (1972) - *Elasto-Plastic Stress Analysis. A Generalisation for Various Constitutive Relations Including Strain Softening*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, n. 5, pp. 113-135.
- OWEN D.R.J., HINTON D.R.J., (1980) - *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*. Pineridge Press, Swansea.
- POTTS D.M., FOURIE A.B. (1984) - *The Behaviour of a Propped Retaining Wall: Results of a Numerical Experiment*. Geotechnique, n. 3, pp. 383-404.
- POTTS D.M., FOURIE A.B. (1985) - *The Effect of Wall Stiffness on the Behaviour of a Propped Retaining Wall*. Geotechnique, n. 3 pp. 347-352.
- POTTS D.M., FOURIE A.B. (1986) - *A Numerical Study of the Effects of Wall Deformation on Earth Pressures*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, n. 10, pp. 383-405.
- POTTS D.M., GENS A. (1985) - *A Critical Assessment of Methods of Correcting for Drift from the Yield Surface in Elasto-Plastic Finite Element Analysis*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, n. 9, pp. 149-159.
- ZIENKIEWICZ O.C., VALLIAPPAN S., KING I.P. (1969) - *Elasto-Plastic solutions of Engineering Problems: Initial Stress Finite Element Approach*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, n. 1, pp. 75-100.

SUMMARY

Influence of the construction procedures and geotechnical parameters on the behaviour of propped bulkheads

The design of propped bulkheads is usually carried out with the approximate limit equilibrium method. However, such method does not allow to obtain information about the development and entity of the displacements of the soil-structure system nor about their effects on earth pressure and on the correlated stresses in the structure.

This study precisely aims at investigating closely such phenomena and has been performed by means of a finite element program in the hypothesis of an elastic-perfectly plastic soil, with a Mohr-Coulomb yield surface and an associated flow law.

Three values (0.5, 1.0, 2.0) of the coefficient of earth pressure at rest K_0 have been assumed, in order to simulate the behaviour of normal-consolidated and overconsolidated clays, also taking into account the fact that almost all real cases are included in the range between the two extreme values.

Since the prop setting often takes place when the excavation in front of the structure has already begun, the effect of this procedure on the global behaviour soil-structures was evaluated in the research. Three cases of prop setting were considered: one before the excavation and two with a partial excavation (respectively 25% and 50% maximum depth).

Furthermore, all the analyses were repeated in the same situations, but with the interposition of a joint element between soil and structure, in order to simulate a strong reduction of the shear stress of the elements adjacent to the structure. This was done both to evaluate the effect of friction soil-structure on the bending moments and the shear stresses of the structure and to make the results comparable with those obtained with a modified Winkler method, which does not take the above mentioned friction into account.

Looking at the results of the research (Table 1), the most interesting aspects emerged from the analyses can be briefly summed up.

With an initial value of the coefficient of earth pressure at rest equal to $K_0=0.5$, the values of bending moments and prop force determined by the finite element method, without joint elements, are respectively equal to about a half and a third of those obtained through the limit equilibrium method and are influenced in a very limited way by the procedure of the prop setting.

An increase of the stresses and the displacements of the bulkheads takes place with the finite element method interposing a joint element between soil and structure or with the «spring» method, in dependence on the decrease or the totale absence of the stabilizing shear stress between soil and structure; nevertheless, the stresses of the bulkheads always remain less than those obtained through the limit equilibrium method. As far as lateral earth pressure is concerned, it remains substantially constant in the various cases.

With $K_0=2.0$ the maximum values of the bending moment and the prop force always result greater than those determined by the

analyses with $K_0=0.5$ and less than those obtained with the limit equilibrium method if the structure is flexible, greater if the structure is rigid.

When $K_0=2.0$ a decrease of the value of the maximum bending moment and prop force is also observed, mostly with a rigid structure, in relation to the delay of the actual prop setting in respect to the beginning of the excavation. This fact implies a different distribution of the earth pressure on the back of the bulkhead with its remarkable reduction near the prop.

The maximum displacement of the structure, when $K_0=2.0$, is always rather relevant and in some cases allowable with difficulty, mainly if the bulkhead is flexible.

Furthermore, toe displacements cause large areas of plastic yielding in the nearby soil.

Always with $K_0=2.0$ the eventual presence of joint elements determines, in the stresses of the bulkhead and soil, variations less sensible than those found with $K_0=0.5$. The «spring» method, on the contrary, provides meaningfully different stress values, owing to both the lack of shear stresses between soil and structure and the different shape of the diagram of active pressure, mostly with rigid bulkheads, in respect to those deducted with the finite element method.

When $K_0=1.0$ the two cases of flexible and rigid bulkhead must be distinguished.

If the structure is flexible, the bending moments and the prop force, determined by the finite element method, are remarkably less than those obtained with the limit equilibrium method. Furthermore, the procedure of prop setting has little consequence on the value of the stresses. Substantially there is a behaviour similar to that resulting when $K_0=0.5$.

On the contrary, if the structure is rigid and the prop operates before the beginning of the excavation, the bending moment results a little inferior to that determined by the limit equilibrium method, while the prop force is superior to that calculated with the limit equilibrium method. The procedures of prop setting influence the state of stress of the structure considerably, since a decrease of the maximum bending moment and the prop force takes place setting the prop after a partial excavation.

In brief, within the preceding hypotheses, a design executed with the limit equilibrium method involves an overestimation of the entity of the maximum bending moment and the prop force in respect to that deriving from a numerical analysis carried out through the finite element method or the «spring» method, except when soil initially has high coefficients of earth pressure at rest and the structure is rigid.

Mainly with rigid bulkheads, the results of the research confirm the necessity, for a correct dimensioning of the construction, to operate not only an evaluation the more possible attentive to horizontal earth pressure and the eventual changes of the characteristics of the soil affected by the structure, but also a preliminary study about the most suitable time for the prop setting, in relation to the advancement of the excavation.