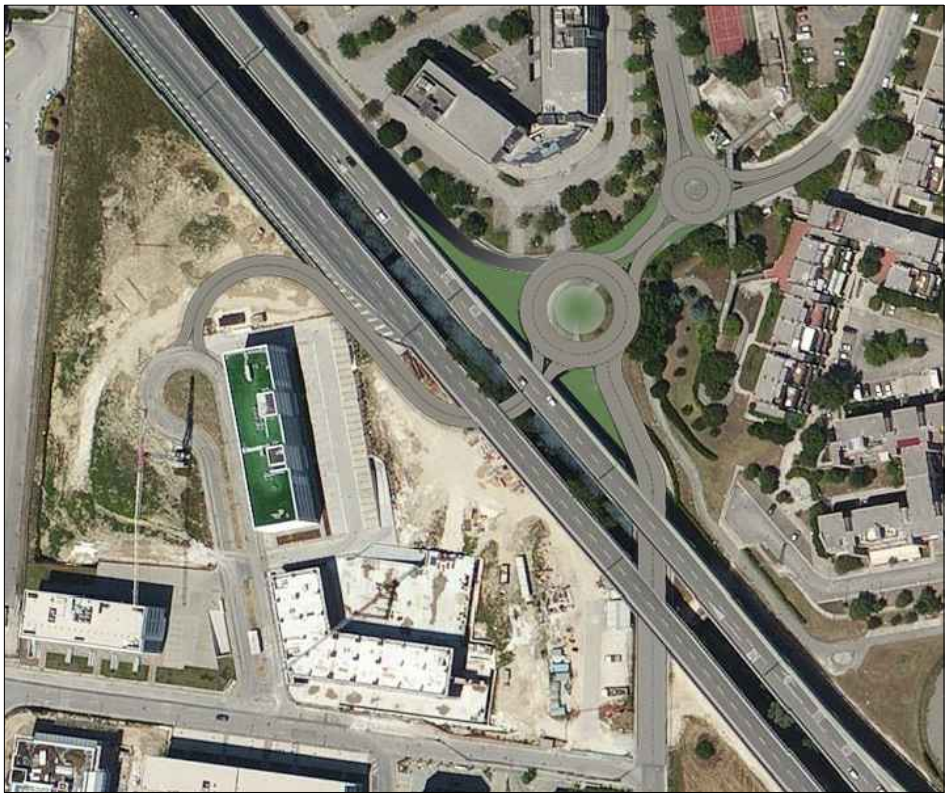
COMUNE DI ANCONA

Direzione Lavori, Patrimonio,
Gare e Appalti, Sport



Realizzazione di una rotatoria stradale nell'intersezione tra via Flavia e via Borsellino con completamento anello via Totti

OPERE IN C.C.A. : PARATIA VIA FLAVIA
C1 - RELAZIONE DI CALCOLO

elab. **PE.C18**

scala –

SETTEMBRE 2017

PROGETTO ESECUTIVO
Opere in C.C.A.

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: **Dott. Ing. FRONTALONI ERMANNO**
Direzione Lavori, Patrimonio, Gare e Appalti, Sport

PROGETTO:
Dott. Ing. RACCOSTA RICCARDO
Comune di Ancona
Direzione Lavori, Patrimonio, Gare e Appalti, Sport

1 - GENERALITÀ

Il programma risolve paratie a sbalzo e tirantate in c.a. o acciaio comunque vincolate; i carichi considerati sono costituiti dalle spinte delle terre, spinta dell'acqua, spinta del sovraccarico, forze e coppie concentrate, carichi linearmente distribuiti su porzioni e spinte delle terre indotte dagli effetti sismici. Nel caso di paratie in c.a. le sezioni trasversali possono essere di tipo rettangolare, a T, a T rovescio, doppio T e anulari. Sia per le paratie in c.a. che per quelle in acciaio l'utente può costruire un archivio di sezioni assegnando ad esse i parametri geometrici inerziali necessari per il calcolo.

L'analisi della paratia può essere condotta in assenza di sisma, oppure con il sisma assegnato secondo una delle normative previste (D.M. 16-1-1996, Ordinanza 3274 del 20/3/2003 e successive, NTC 2008 del D.M. 14/01/2008). In tutti i casi le azioni vengono valutate in tensioni efficaci, pensando quindi ad una analisi a lungo termine.

Non sono implementate alcune delle verifiche previste dalle norme tecniche NTC 2008 del D.M. 14/01/2008, in particolare la verifica su più combinazioni di calcolo, la verifica al sifonamento, alla portanza dei carichi verticali, allo sfilamento dei tiranti. Queste verifiche, qualora necessarie dovranno venire eseguite da parte dell'utente. Inoltre non sono implementate le verifiche strutturali secondo il D.M. 14/01/2008; per il solo c.a. è possibile utilizzare in alternativa l'eurocodice EC2.

Le verifiche delle sezioni in acciaio sono condotte secondo la normativa italiana (D.M. 6-1-1996) attraverso il metodo delle tensioni ammissibili, mentre le verifiche c.a. vengono eseguite sia con il metodo delle tensioni ammissibili che con quello agli stati limite. Le verifiche dei c.a. possono essere svolte anche secondo Eurocodice 2 o ACI 318.

Il programma inoltre svolge l'analisi di stabilità del pendio in cui la paratia è inserita. L'analisi viene condotta secondo i metodi dell'equilibrio limite, comunemente denominati metodi delle strisce e, tra questi, in particolare con i metodi di Fellenius e Bishop. Il tipo di rottura è di tipo circolare passante per uno o più punti o tangente ad una o più rette, una volta definita la maglia dei centri del cerchio di scivolamento. È possibile eseguire l'analisi di stabilità in condizioni sismiche imputando i parametri sismici definiti dalla normativa italiana (D.M. 16-1-1996, Ordinanza 3274 del 20/3/2003 e successive, NTC 2008 del D.M.14/01/2008).

A video e su file dxf vengono restituiti i diagrammi degli spostamenti, delle sollecitazioni (momenti e tagli), delle spinte delle terre a monte e a valle del manufatto e, nel caso di paratie in acciaio, i diagrammi delle tensioni ideali lungo l'asse della paratia. Mentre per paratie in c.a., a seconda del tipo di verifica selezionata, viene restituito l'andamento dei parametri di verifica (tensioni su acciaio e cls, coefficiente di sicurezza, apertura delle fessure) alle varie quote.

Su stampante o su file ASCII è prevista la relazione di calcolo contenente i dati di progetto, le spinte a monte e a valle del manufatto e, nel caso di paratie in acciaio, i valori delle tensioni ideali lungo l'asse della paratia mentre per paratie in c.a. è prevista la stampa delle verifiche. In merito alla stabilità del pendio, vengono riportate inoltre le grandezze significative relative ad ogni concio individuato dal cerchio critico di rottura.

2 - CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

2.1 - Modello strutturale

La paratia viene suddivisa in un numero finito di conci caratterizzati dalla rigidezza flessionale Ep Jp in cui Ep è il modulo di elasticità longitudinale del materiale e Jp è il momento di inerzia della sezione trasversale riferito alla striscia unitaria.

Ai punti di unione dei conci possono essere assegnati o annullati gli spostamenti e le rotazioni, consentendo configurazioni vincolari quanto più generali possibile; nei medesimi punti è possibile assegnare forze e coppie concentrate.

I carichi distribuiti su ogni concio, derivanti dalla pressione delle terre e dell'acqua o dai carichi esterni applicati, vengono resi equivalenti attraverso l'introduzione di due carichi concentrati agenti all'estremità del concio stesso.

L'interazione terreno-paratia viene modellata attraverso l'introduzione di una serie di molle concentrate a comportamento elasto-plastico disposte nei punti di unione dei conci. Il tirante viene modellato attraverso l'introduzione di una molla concentrata eventualmente presollecitata a comportamento elasto-plastico.

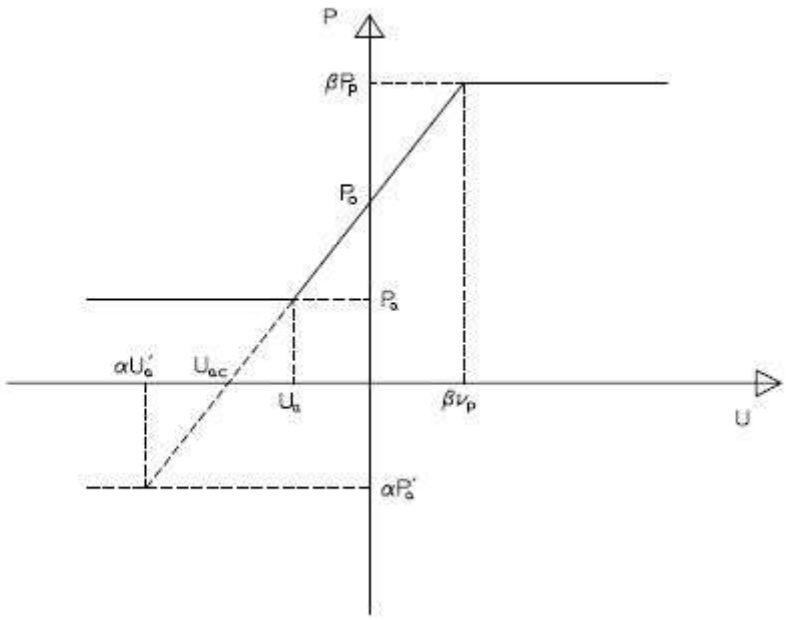
2.2 - Legame costitutivo del terreno

In assenza di spostamenti del terreno lo stato tensionale è quello corrispondente allo stato delle terre a riposo per il quale la tensione verticale vale γz mentre quella orizzontale è pari a Koγz con γ peso specifico del terreno, z quota del punto dall'estradosso del terreno e Ko coefficiente di spinta delle terre a riposo.

Per terreni normalmente consolidati la letteratura tecnica suggerisce l'adozione della formula

Ko = (1- sen φ) in cui φ è l'angolo di attrito interno del terreno.

Se il terreno subisce decompressioni trasversali, lo stato pressorio tende a quello attivo mentre per compressioni trasversali lo stato pressorio tende a quello passivo; il tutto è meglio evidenziato nel diagramma che segue:



In esso è indicata con Pp la pressione limite passiva, Up lo spostamento limite passivo, Pa la pressione limite attiva, Ua lo spostamento limite attivo, P'a la pressione limite in presenza di coesione per un punto situato al di sopra dell'altezza critica, U'a lo spostamento limite attivo in presenza di coesione e infine Po la pressione delle terre a riposo. Il coefficiente α, compreso tra 0 e 1, misura l'adesione tra la paratia e il terreno e nel caso di valore nullo lo spostamento limite assume il valore Uac; il coefficiente β (compreso anch'esso tra 0 e 1) limita la pressione passiva e il suo inverso può essere adottato come misura di un coefficiente di sicurezza.

Determinante per gli sviluppi futuri è la definizione, in campo elastico, del rapporto P/U che è funzione del modulo di elasticità del terreno ed ovviamente della geometria del problema. Ragionevolmente è da ritenersi

che la paratia si comporti come un blocco rigido a contatto con un semispazio elastico, omogeneo e isotropo alla Boussinesq. In tali ipotesi, detta H l'altezza della paratia a contatto con il terreno, B la sua larghezza e D il valore minore tra B e 2H, lo spostamento (costante) dei suoi punti è valutato con la formula:

$$U= qD(1-vt2)\ Iw / Et$$

in cui q è la pressione di contatto, Et è il modulo elastico del terreno, vt è il modulo di Poisson e Iw è il fattore di forma che è funzione del rapporto di allungamento e che vale nel caso in esame 2H/B, se 2H≥B, e B/2H, se B>2H.

Interpretando ora la quantità:

$$Hb= D(1-vt2)\ Iw$$

come la profondità di un ipotetico bulbo di pressioni oltre il quale gli effetti tensionali sugli spostamenti sono trascurabili, la rigidezza o coefficiente di reazione assume la forma:

$$Kt = Et / Hb$$

da cui si ricava la rigidezza estensionale delle molle connesse ai nodi della paratia:

$$Km = Kt\ li$$

in cui li rappresenta l'interasse dei due conci adiacenti il nodo.

Se il dato meccanico relativo al terreno è assegnato già in termini del coefficiente di reazione, in vista dei dati da fornire al programma, è possibile attribuire un valore unitario ad Hb ed associare al modulo elastico del terreno proprio il coefficiente di reazione orizzontale. Segue una tabella di valutazione del coefficiente Iw in funzione del rapporto di allungamento.

Rapporto di allungamento	I_w
1	0.82
1.5	1.06
2.00	1.20
5.00	1.70
10.00	2.10
100	3.40

Per quanto riguarda la valutazione del modulo elastico del terreno si può assumere quello derivante da indagini sismiche opportunamente scalato per tener conto che si tratta di un risultato proveniente da vibrazioni che inducono piccolissime deformazioni del terreno (modulo elastico tangente all'origine) oppure assumere quello secante derivante da prove di laboratorio; in tal caso si suggerisce di assumere una deformazione di riferimento pari al 50% di quella relativa al picco di tensione. Per un primo calcolo di massima la letteratura consiglia di assumere per i vari terreni i seguenti valori medi:

Terreno	E_t (daN/cm²)
argilla molto molle	3.5 ÷ 21
argilla molle	17.5 ÷ 42
argilla di media consistenza	42 ÷ 84
argilla compatta	70 ÷ 175
argilla limosa	280 ÷ 420
limo sabbioso	70 ÷ 210
sabbia sciolta	105 ÷ 245
sabbia densa media	490 ÷ 840
sabbia densa e ghiaia	980 ÷ 1960

Per il calcolo delle spinte limite attive e passive (Ka e Kp) si adottano le formule di Mononobe- Okabe, che consentono di tenere conto intrinsecamente del sisma nella formulazione, mediante l'angolo θ:

$$\beta \le \phi - \theta: \qquad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \qquad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta + \delta)}}\right]^2}$$

dove

β = inclinazione dello strato rispetto all'orizzontale

φ = angolo d'attrito interno del terreno

δ = angolo d'inclinazione della spinta rispetto alla normale del paramento della paratia

(ossia rispetto all'orizzontale)

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete (in questo caso 90°).

θ = angolo di rotazione addizionale dovuto al sisma, definito come tan(θ) = kh

N.B. Questa formulazione tende a sovrastimare la resistenza passiva offerta dal terreno al crescere dell'angolo δ; per questo motivo la formulazione indicata sull'ordinanza 3316 è priva dell'angolo δ. Si consiglia quindi, a favore di sicurezza, di trascurare l'angolo di attrito all'interfaccia terreno-paratia, ed in ogni caso di inserire un valore cautelativo di tale angolo nei dati dei terreni. Per questo motivo il programma stesso non consente l'inserimento di angoli δ maggiori di 2/3 dell'angolo di attrito interno.

N.B. In precedenti versioni si utilizzava una formulazione diversa, basata sulle formule di Coulomb, con maggiorazioni sui pesi e sugli angoli di calcolo (incremento dell'angolo del terreno e del paramento) in caso di sisma. Con il metodo di Mononobe-Okabe non sono più necessarie tali modifiche in quanto incluse nella formulazione, con in più la possibilità di calcolare le spinte a monte anche per angoli Beta maggiori dell'angolo di attrito interno del terreno. Il nuovo metodo fornisce risultati molto simili al precedente, in taluni casi può risultare maggiormente cautelativo.

In presenza di sisma vengono adottati i seguenti limiti plastici per le molle del terreno: • Limite inferiore di spinta attiva (sia lato monte che valle), calcolato come nel caso statico.

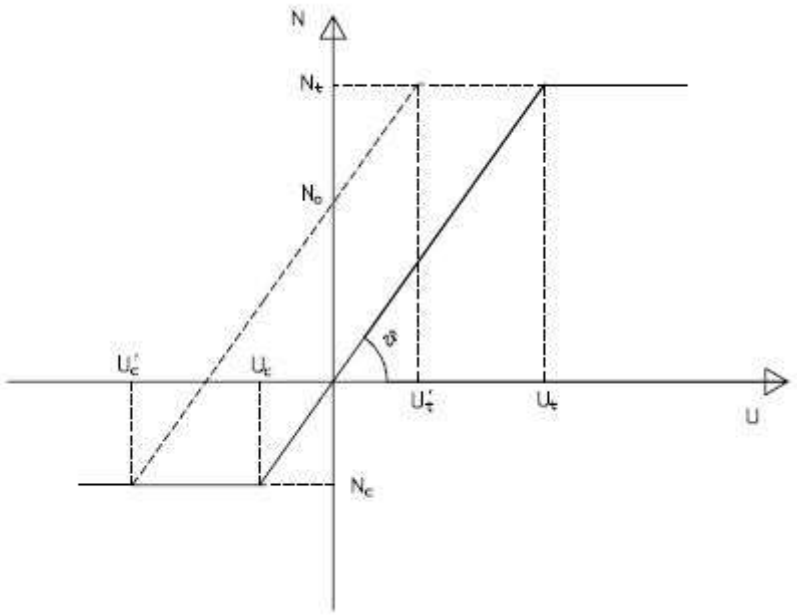
- Limite superiore di spinta passiva (sia lato monte che valle), calcolato in condizioni dinamiche per gli strati superiori allo 0 sismico, per tener conto di una perdita di resistenza in questa condizione, come nel caso statico per gli altri; si ricorda che è l'utente a stabilire la posizione dello 0 sismico.
- Contestualmente viene calcolata anche la spinta limite attiva in condizioni dinamiche, considerata agente sugli strati di monte superiori allo 0 sismico, e scorporato l'incremento dinamico rispetto alla condizione statica; tale incremento viene poi applicato come una pressione orizzontale equivalente, agente sul tratto di paratia interessata dal sisma e con l'andamento deciso dall'utente.

Per maggiori dettagli si veda la descrizione delle varie normative sismiche.

2.3 – Legame costitutivo del tirante

Per il tirante immerso nel terreno si assume un legame costitutivo di tipo elasto-plastico.

Il diagramma che segue rispecchia il suo comportamento:



In esso sono evidenziati lo sforzo ultimo a trazione Nt associato allo spostamento Ut e lo sforzo ultimo a compressione Nc associato allo spostamento Uc entrambi nel caso di tirante passivo, mentre per tirante attivo (presollecitato) No è lo sforzo iniziale, U't e U'c sono gli spostamenti limite in trazione e compressione rispettivamente.

Il valore tanθ rappresenta ovviamente la rigidezza estensionale del tirante che per un'asta soggetta a sforzo normale vale:

$$k = EA / L$$

dove E è il modulo elastico del materiale, A è la sezione trasversale e L la sua lunghezza.

Lasciando libero l'utente di valutare come desidera i parametri associati alla rigidezza del tirante immerso nel terreno, nel seguito si suggerisce un criterio per la loro valutazione L'allungamento del tirante sotto carico è composto da tre termini: il primo dipende dalla lunghezza libera del tirante, il secondo dalla parte a contatto del terreno (fondazione) mentre il terzo è funzione della deformazione degli strati di terreno a contatto con la sua fondazione.

Il tirante, soggetto a un carico P si sposta della quantità:

$$\delta 1 = PLe / EfAf$$

in cui Le è la lunghezza della parte libera, Ef il modulo di elasticità dell'acciaio e Af la sua sezione

trasversale;

$$\delta 2 = PLf / 2EfAo$$

in cui Lf è la lunghezza della parte fondata e Ao rappresenta l'area trasversale del bulbo, ottenuta sommando le aree del ferro e del calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio (di raggio ro).

La terza aliquota dello spostamento, cioè quello relativo al terreno circostante viene così valutata.

Si assume che il terreno a diretto contatto del tirante, in condizioni di assialsimmetria, si deformi per cerchi concentrici.

Detta quindi

$$\tau = - P / 2\pi roLf$$

la tensione tangenziale sul piano di normale ro, r il raggio del bulbo fondato, Lf la lunghezza di ancoraggio,

la tensione tangenziale su un piano di normale r a una distanza r dal centro vale:

$$\tau(r) = - P / 2\pi rLf$$

Dal legame costitutivo a taglio del terreno si ottiene:

$$\tau(r)= G\gamma rz$$

in cui G è il modulo di elasticità tangenziale del terreno e γrz è lo scorrimento mutuo angolare tra due fibre disposte parallelamente a r e z.

Dall'equazione di congruenza si ottiene inoltre:

$$\gamma rz = dw/dr$$

Combinando le equazioni si perviene alla definizione della seguente equazione differenziale del primo ordine:

$$dw/dr = - P/ 2\pi rGLf$$

che integrata porge:

$$w = - (P / 2\pi GLf) \ln r + C1$$

La costante C1 si calcola imponendo che a distanza R dall'asse del tirante, lo spostamento sia nullo;

per cui:

$$C1 = (P / 2\pi GLf) \ln R$$

Lo spostamento quindi dei punti a contatto con il tirante vale:

$$wo = (P / 2\pi GLf) \ln (r/R)$$

Per R = 100 ro, il che significa considerare una tensione tangenziale trasmessa sul piano a distanza

R pari a 1/100 di quella agente sul piano a distanza ro, si ottiene:

$$Wo = (P / 2\pi GLf) 4.60$$

Lo spostamento complessivo del tirante vale quindi:

$$U = P (Le / EfAf + Lf / 2EfAo + 4.60 / 2\pi GLf)$$

e il reciproco del termine contenuto nella parentesi rappresenta la rigidezza del tirante.

2.4 - Leggi elastiche di diffusione dei carichi verticali

Il programma consente l'inserimento di carichi ad azione verticale, che verranno diffusi nella direzione orizzontale e trasformati in carichi orizzontali agenti sui conci della paratia. Ai fini del calcolo non viene messo in conto nessun altro effetto.

I carichi verticali possono essere:

• Carico distribuito uniforme, di monte e di valle

• Carico nastriforme

• Carico di fondazione

• Carico lineare

Il carico distribuito uniforme viene ricondotto ad uno strato di terreno equivalente e quindi si manifesta come una variazione delle pressioni attive e passive del terreno alle quali è sottoposta la paratia.

Per gli altri carichi verticali viene calcolato per ciascuno di essi l'incremento di tensione orizzontale secondo le leggi dell'elasticità, quindi gli effetti vengono sovrapposti ed applicati sui conci della paratia.

Per il carico lineare si è adottata la seguente formulazione, che deriva dalla teoria elastica in un semispazio omogeneo alla Boussinesq:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi \cdot z}\left(\cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha\right)$$

in cui

q = pressione media di carico

α = angolo sotteso dal carico al punto di calcolo con la verticale

Nella direzione parallela alla paratia il carico lineare si intende costante ed agente su una stesa indefinita,

quindi da -∝ a +∝.

In letteratura tecnica si incontra talvolta la forma modificata, nella quale si tiene conto della maggiore spinta rilevata sperimentalmente su pareti rigidamente vincolate (non yelding wall) moltiplicando per 2 il valore teorico. Per valutare la spinta in queste condizioni si inserisca un valore di carico q doppio rispetto a quello effettivo.

Per il carico nastriforme si è adottata la seguente formulazione, che deriva dalla teoria elastica in un semispazio omogeneo alla Boussinesq:

$$\sigma_h = \frac{q}{\pi}\left(\alpha - \sin\alpha \cdot \cos 2\beta\right)$$

in cui

q = pressione media di carico

α = angolo di apertura sotteso dal carico al punto di calcolo

β = angolo della bisettrice del carico con la verticale

Nel caso di pressione q variabile dal punto iniziale al punto finale (nastriforme trapezio) il carico originale viene diviso in 10 parti a valore costante e vengono sovrapposti gli effetti.

Nella direzione parallela alla paratia il carico nastriforme si intende invece costante ed agente su una stesa indefinita, quindi da -∝ a +∝.

In letteratura tecnica si incontra talvolta la forma modificata, nella quale si tiene conto della maggiore spinta rilevata sperimentalmente su pareti rigidamente vincolate (non yelding wall) moltiplicando per 2 il valore teorico. Per valutare la spinta in queste condizioni si inserisca un valore di carico q doppio rispetto a quello effettivo.

Per il carico di fondazione si è adottata la seguente formulazione, ottenuta dall'integrazione dell'equazione di Boussinesq su un rettangolo di dimensioni BxL:

$$\sigma_h = \frac{q}{2\pi}\left[A\tan\left(\frac{LB}{zR}\right) - \frac{zLB}{R}\left(\frac{1}{R_L^2}\right)\right]$$

$$\sigma_v = \frac{q}{2\pi}\left[A\tan\left(\frac{LB}{zR}\right) + \frac{zLB}{R}\left(\frac{1}{R_L^2} + \frac{1}{R_B^2}\right)\right]$$

Tale equazione venne ricavata da Newmark, ma è nota anche nella sua forma di abaco come "diagramma di Fadum", e permette di calcolare le tensioni verticali ed orizzontali lungo la verticale passante per uno spigolo della fondazione.

In questa formulazione le grandezze sono:

q = pressione media di carico

L = lunghezza della fondazione

B = larghezza della fondazione

z = profondità del punto di calcolo rispetto allo spigolo della fondazione

R2 = z2 + L2 + B2

RL2 = z2 + L2

RB2 = z2 + B2

Sfruttando opportunamente la sovrapposizione degli effetti è poi possibile calcolare la tensione per un qualsiasi punto del semispazio elastico. Per punti interni all'area della fondazione questa viene spezzata in 4 porzioni, di cui si sommano i contributi. Per punti esterni si sommano i rettangoli più grandi e si sottraggono le strisce di troppo.

2.5 - Soluzione del problema

Il problema dell'equilibrio della paratia in campo elasto-plastico viene risolto attraverso iterazioni successive utilizzando il metodo di Newton-Raphson della ridistribuzione del residuo, avvalendosi dei moduli di elasticità tangenti.

In particolare, si costituisce la matrice elastica delle rigidezze della paratia e quella elastoplastica delle molle rappresentanti l'effetto del terreno e dei tiranti e le si sommano; si inglobano nel vettore dei carichi nodali tutti quelli agenti sulla paratia (spinta dell'acqua, delle terre a riposo comprensive dell'effetto del sovraccarico, forze e coppie nodali, sforzo di presollecitazione del tirante e gli sforzi derivanti dall'effetto sismico).

Si risolve il sistema e si determinano gli spostamenti di tutti i nodi della paratia.

A questo passo, per ogni molla del terreno e per ogni tirante, si determina lo sforzo trasmesso alla paratia e il modulo elastico associati allo spostamento raggiunto; il modulo elastico del terreno e del tirante è nullo se lo spostamento ha superato quelli limite.

Per ogni nodo della paratia si scrivono le equazioni di equilibrio tra i tagli trasmessi al nodo e i carichi complessivamente applicati e si calcola lo sforzo residuale.

Si prende in esame la matrice delle molle del terreno e dei tiranti inserendo in essa i nuovi valori delle rigidezze, la si somma a quella della paratia e si considera come nuovo vettore dei carichi quello degli sforzi residuali.

Si risolve il sistema e si calcolano i nuovi spostamenti che si sommano a quelli precedenti e si ripete il controllo.

La convergenza è raggiunta o quando la norma dell'incremento di spostamento calcolato divisa la norma dello spostamento raggiunto è inferiore a un fattore di convergenza $\varepsilon \ll 1$ oppure quando la norma del vettore dei carichi residuali è molto piccola.

All'equilibrio accade naturalmente che la risultante di tutte le forze applicate alla paratia sia nulla così come il momento risultante rispetto a un qualsiasi punto del piano.

Il programma, inoltre, controlla ad ogni passo il numero di molle che sono ancora in campo elastico; se accade che il numero totale di molle ancora in campo elastico è minore di due il programma termina l'elaborazione e segnala "paratia labile", intendendo che nella configurazione raggiunta non esiste un sistema di vincoli elastici che possa equilibrare i carichi residuali.

```
paratia in calcestruzzo armato
valori espressi in daN, cm.

Altezza totale della paratia: 800 cm

Normativa per il calcolo dell'azione sismica: Ordinanza 3274 e successive
Categoria del suolo di fondazione = C
zona simica = 2
Parametro S = 1,25
Categoria di importanza = I
Posizione risultante forza dinamica nello stesso punto della statica
Fattore di riduzione (form.5 4.4.2) = 1
Coefficiente di amplificazione topografica = 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI
n.  1 anulare : Diam est.   80.0, Diam int.    0.0, Copr  2.0


DATI GEOTECNICI GENERALI
ampiezze dei bulbi di pressione: a monte   100.0 ,  a valle   100.0
coeff. riduttivo delle spinte passive  1.00
coeff. riduttivo per adesione  0.00
coeff. parziale sulle azioni gammaA(permanenti)  1.00
coeff. parziale sul terreno gammaM(tanFi)  1.00
coeff. parziale sul terreno gammaM(coesione)  1.00
coeff. parziale sulla resistenza al taglio del pendio gammaR(pendio)  1.10

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

GEOMETRIA DEI TRONCHI (prof. da sommita' paratia)
  n.  prof.iniz. prof.fin. sezione n.   larg.        inerzia          area
  1        0.00    800.00          1     80.0      2010619.0        5026.5

STRATI DEL TERRENO A MONTE (prof. da sommita' paratia)
  n.  spess.   prof.in.    g.sec      g.sat     B(ø)   F(ø)   D(ø)        c          Et
Ko
  1   800.0         0.0  0.001775   0.000000     0.0   26.0    0.0   0.05000        24.5
0.56000

STRATI DEL TERRENO A VALLE (prof. da sommita' paratia)
  n.  spess.   prof.in.    g.sec      g.sat     B(ø)   F(ø)   D(ø)        c          Et
Ko
  1   540.0       260.0  0.001775   0.000000     0.0   26.0    0.0   0.05000        24.5
0.56000

SPINTE DEL TERRENO (prof. da sommita' paratia; spinte positive da monte)
  quota     att.monte   pass.monte     att.valle   pass.valle     rip.monte     rip.valle
eff.monte   eff.valle  eff.totale
   0.00      0.000000      0.126913      0.000000      0.000000      0.000000      0.000000
0.000000    0.000000    0.000000
  37.14      0.000000      0.233103      0.000000      0.000000      0.036920      0.000000
0.000000    0.000000    0.000000
  74.29      0.000000      0.339293      0.000000      0.000000      0.073840      0.000000
0.000000    0.000000    0.000000
 111.43      0.014741      0.445483      0.000000      0.000000      0.110760      0.000000
0.014741    0.000000    0.014741
 148.57      0.040483      0.551673      0.000000      0.000000      0.147680      0.000000
0.040483    0.000000    0.040483
 185.71      0.066226      0.657863      0.000000      0.000000      0.184600      0.000000
0.066226    0.000000    0.066226
 222.86      0.091969      0.764053      0.000000      0.000000      0.221520      0.000000
0.091969    0.000000    0.091969
 260.00      0.117711      1.341968      0.000000      -.160033      0.258440      0.000000
0.117711    -.160033    -.042322
 280.00      0.131573      1.432886      0.000000      -.250952      0.278320      -.019880
0.131573    -.250952    -.119379
```

300.00	0.145434	1.523804	0.000000	-.341870	0.298200	-.039760	0.145434	-.341870	-.196436
320.00	0.159295	1.614722	0.000000	-.432788	0.318080	-.059640	0.159295	-.432788	-.273492
340.00	0.173157	1.705640	0.000000	-.523706	0.337960	-.079520	0.173157	-.469351	-.296194
360.00	0.187018	1.796558	-.006820	-.614624	0.357840	-.099400	0.187018	-.469917	-.282898
380.00	0.200880	1.887476	-.020681	-.705542	0.377720	-.119280	0.200880	-.470572	-.269693
400.00	0.214741	1.978394	-.034543	-.796460	0.397600	-.139160	0.214741	-.471321	-.256580
420.00	0.228602	2.069312	-.048404	-.887378	0.417480	-.159040	0.228602	-.472166	-.243564
440.00	0.242464	2.160230	-.062266	-.978296	0.437360	-.178920	0.242464	-.473107	-.230643
460.00	0.256325	2.251148	-.076127	-1.069214	0.457240	-.198800	0.256325	-.474144	-.217819
480.00	0.270186	2.342066	-.089988	-1.160132	0.477120	-.218680	0.270186	-.475274	-.205088
500.00	0.284048	2.432984	-.103850	-1.251050	0.497000	-.238560	0.284048	-.476495	-.192448
520.00	0.297909	2.523902	-.117711	-1.341968	0.516880	-.258440	0.297909	-.477804	-.179894
540.00	0.311771	2.614820	-.131573	-1.432886	0.536760	-.278320	0.335887	-.479193	-.143307
560.00	0.325632	2.705738	-.145434	-1.523804	0.556640	-.298200	0.374181	-.480659	-.106479
580.00	0.339493	2.796656	-.159295	-1.614722	0.576520	-.318080	0.412405	-.482195	-.069789
600.00	0.353355	2.887574	-.173157	-1.705640	0.596400	-.337960	0.450568	-.483792	-.033224
620.00	0.367216	2.978492	-.187018	-1.796558	0.616280	-.357840	0.488677	-.485444	0.003233
640.00	0.381078	3.069410	-.200880	-1.887476	0.636160	-.377720	0.526738	-.487142	0.039596
660.00	0.394939	3.160328	-.214741	-1.978394	0.656040	-.397600	0.564761	-.488879	0.075881
680.00	0.408800	3.251246	-.228602	-2.069312	0.675920	-.417480	0.602752	-.490648	0.112104
700.00	0.422662	3.342164	-.242464	-2.160230	0.695800	-.437360	0.640719	-.492441	0.148277
720.00	0.436523	3.433082	-.256325	-2.251148	0.715680	-.457240	0.678668	-.494252	0.184416
740.00	0.450385	3.524000	-.270186	-2.342066	0.735560	-.477120	0.716605	-.496075	0.220530
760.00	0.464246	3.614918	-.284048	-2.432984	0.755440	-.497000	0.754535	-.497905	0.256630
780.00	0.478107	3.705836	-.297909	-2.523902	0.775320	-.516880	0.792462	-.499738	0.292723
800.00	0.491969	3.796754	-.311771	-2.614820	0.795200	-.536760	0.830387	-.501573	0.328814

SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI DELLA PARATIA (prof. da sommita' paratia)

concio nø	p.iniz.	p.fin.	Miniz.	Mfin.	Tiniz.	Tfin.	Niniz	Nfin	sp.iniz.	sp.fin.	rot.iniz.	rot.fin.
1	0.00	37.14	0	-5754	-155	-155	0	-467	2.961	2.810	0.00405	0.00405
2	37.14	74.29	-5754	-23015	-465	-465	-467	-934	2.810	2.660	0.00405	0.00405
3	74.29	111.43	-23015	-51784	-775	-775	-934	-1400	2.660	2.509	0.00405	0.00405
4	111.43	148.57	-51784	-93687	-1128	-1128	-1400	-1867	2.509	2.359	0.00405	0.00404
5	148.57	185.71	-93687	-151565	-1558	-1558	-1867	-2334	2.359	2.209	0.00404	0.00404
6	185.71	222.86	-151565	-228261	-2065	-2065	-2334	-2801	2.209	2.059	0.00404	0.00403
7	222.86	260.00	-228261	-326614	-2648	-2648	-2801	-3267	2.059	1.910	0.00403	0.00401

```
        8  260.00   280.00  -326614  -384826   -2911   -2911    -3267    -3519    1.910
1.830   0.00401  0.00400
        9  280.00   300.00  -384826  -439218   -2720   -2720    -3519    -3770    1.830
1.750   0.00400  0.00398
       10  300.00   320.00  -439218  -487324   -2405   -2405    -3770    -4021    1.750
1.670   0.00398  0.00397
       11  320.00   340.00  -487324  -526678   -1968   -1968    -4021    -4273    1.670
1.591   0.00397  0.00395
       12  340.00   360.00  -526678  -556554   -1494   -1494    -4273    -4524    1.591
1.512   0.00395  0.00393
       13  360.00   380.00  -556554  -577378   -1041   -1041    -4524    -4775    1.512
1.434   0.00393  0.00391
       14  380.00   400.00  -577378  -589571    -610    -610    -4775    -5027    1.434
1.356   0.00391  0.00389
       15  400.00   420.00  -589571  -593553    -199    -199    -5027    -5278    1.356
1.278   0.00389  0.00387
       16  420.00   440.00  -593553  -589742     191     191    -5278    -5529    1.278
1.201   0.00387  0.00386
       17  440.00   460.00  -589742  -578550     560     560    -5529    -5781    1.201
1.124   0.00386  0.00384
       18  460.00   480.00  -578550  -560388     908     908    -5781    -6032    1.124
1.047   0.00384  0.00382
       19  480.00   500.00  -560388  -535663    1236    1236    -6032    -6283    1.047
0.971   0.00382  0.00380
       20  500.00   520.00  -535663  -504779    1544    1544    -6283    -6535    0.971
0.895   0.00380  0.00378
       21  520.00   540.00  -504779  -468139    1832    1832    -6535    -6786    0.895
0.820   0.00378  0.00377
       22  540.00   560.00  -468139  -426914    2061    2061    -6786    -7037    0.820
0.745   0.00377  0.00375
       23  560.00   580.00  -426914  -382281    2232    2232    -7037    -7289    0.745
0.670   0.00375  0.00374
       24  580.00   600.00  -382281  -335414    2343    2343    -7289    -7540    0.670
0.595   0.00374  0.00373
       25  600.00   620.00  -335414  -287485    2396    2396    -7540    -7791    0.595
0.521   0.00373  0.00372
       26  620.00   640.00  -287485  -239659    2391    2391    -7791    -8042    0.521
0.447   0.00372  0.00371
       27  640.00   660.00  -239659  -193100    2328    2328    -8042    -8294    0.447
0.373   0.00371  0.00370
       28  660.00   680.00  -193100  -148969    2207    2207    -8294    -8545    0.373
0.299   0.00370  0.00369
       29  680.00   700.00  -148969  -108425    2027    2027    -8545    -8796    0.299
0.225   0.00369  0.00369
       30  700.00   720.00  -108425   -72627    1790    1790    -8796    -9048    0.225
0.151   0.00369  0.00369
       31  720.00   740.00   -72627   -42730    1495    1495    -9048    -9299    0.151
0.077   0.00369  0.00368
       32  740.00   760.00   -42730   -19889    1142    1142    -9299    -9550    0.077
0.004   0.00368  0.00368
       33  760.00   780.00   -19889    -5261     731     731    -9550    -9802    0.004
-.070   0.00368  0.00368
       34  780.00   800.00    -5261        0     263     263    -9802   -10053    -.070
-.144   0.00368  0.00368
(M>0 se tendono le fibre a valle; T>0 di tipo orario; s>0 verso valle; rot.>0 se orarie;
N>0 se di trazione)

VERIFICHE STRUTTURALI

Caratteristiche dei materiali impiegati:
Rck  300 daN/cmq
Ec  300000 daN/cmq

Metodo di calcolo: S.L.EC2-EC3

Dati generali
Fyk:  4300 daN/cmq
Coeff. gamma c:  1.6
Coeff. gamma s:  1.15
Alfa 1:  .83
```

Alfa 2: .85
Coeff. rid. gamma c: 25
Epsilo Ec1: -.002
Epsilo Ec2: -.0035
Epsilo Es1: 2060000
Epsilo Es2: .01
Coeff. moltiplicativo sollecitazioni: 1.5

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE
Barre verticali

pos.	n°	diametro	tipo
3	10	16	diffusa

inverso del coeff. di sicurezza
Valore max:,268977
a quota 400,0 cm
Valore min:,000000
a quota ,0 cm

Verifiche nelle varie sezioni

VERIFICA DI STATO LIMITE ULTIMO
Coeff. moltiplicativo delle sollecitazioni = 1.5

quota	cfM	cfV	Afm	Afv	M*gamma	N*gamma	1/c.s.	campo	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.492E-09	0.0000E+00	0.000		Verificata
74	2.8	2.8	10.1	10.1	-3.452E+04	-1.400E+03	0.005	4	Verificata
149	2.8	2.8	10.1	10.1	-1.405E+05	-2.801E+03	0.029	4	Verificata
223	2.8	2.8	10.1	10.1	-3.424E+05	-4.201E+03	0.091	3	Verificata
280	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.772E+05	-5.278E+03	0.172	3	Verificata
320	2.8	2.8	10.1	10.1	-7.310E+05	-6.032E+03	0.225	3	Verificata
360	2.8	2.8	10.1	10.1	-8.348E+05	-6.786E+03	0.258	3	Verificata
400	2.8	2.8	10.1	10.1	-8.844E+05	-7.540E+03	0.269	3	Verificata
440	2.8	2.8	10.1	10.1	-8.846E+05	-8.294E+03	0.261	3	Verificata
480	2.8	2.8	10.1	10.1	-8.406E+05	-9.048E+03	0.236	3	Verificata
520	2.8	2.8	10.1	10.1	-7.572E+05	-9.802E+03	0.196	3	Verificata
560	2.8	2.8	10.1	10.1	-6.404E+05	-1.056E+04	0.148	4	Verificata
600	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.031E+05	-1.131E+04	0.097	4	Verificata
640	2.8	2.8	10.1	10.1	-3.595E+05	-1.206E+04	0.055	4	Verificata
680	2.8	2.8	10.1	10.1	-2.235E+05	-1.282E+04	0.034	4	Verificata
720	2.8	2.8	10.1	10.1	-1.089E+05	-1.357E+04	0.024	4-5	Verificata
760	2.8	2.8	10.1	10.1	-2.983E+04	-1.433E+04	0.024	5	Verificata
800	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.672E-08	-1.508E+04	0.000		Verificata

VERIFICA DI ESERCIZIO
Coeff. moltiplicativo delle sollecitazioni = 1

Sc,limite = 149.4
Sf,limite = 3010

quota	cfM	cfV	Afm	Afv	M	N	Sc	Sf	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.328E-09	0.0000E+00	0.000	0.000	Verificata
74	2.8	2.8	10.1	10.1	-2.301E+04	-9.335E+02	-.734	7.327	Verificata
149	2.8	2.8	10.1	10.1	-9.369E+04	-1.867E+03	-3.692	93.721	Verificata
223	2.8	2.8	10.1	10.1	-2.283E+05	-2.801E+03	-9.624	315.130	Verificata
280	2.8	2.8	10.1	10.1	-3.848E+05	-3.519E+03	-16.572	595.310	Verificata
320	2.8	2.8	10.1	10.1	-4.873E+05	-4.021E+03	-21.099	777.443	Verificata
360	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.566E+05	-4.524E+03	-24.113	891.626	Verificata
400	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.896E+05	-5.027E+03	-25.484	931.771	Verificata
440	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.897E+05	-5.529E+03	-25.360	904.910	Verificata
480	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.604E+05	-6.032E+03	-23.881	818.191	Verificata
520	2.8	2.8	10.1	10.1	-5.048E+05	-6.535E+03	-21.174	679.074	Verificata
560	2.8	2.8	10.1	10.1	-4.269E+05	-7.037E+03	-17.388	497.644	Verificata
600	2.8	2.8	10.1	10.1	-3.354E+05	-7.540E+03	-12.868	296.947	Verificata
640	2.8	2.8	10.1	10.1	-2.397E+05	-8.042E+03	-8.125	115.547	Verificata
680	2.8	2.8	10.1	10.1	-1.490E+05	-8.545E+03	-4.572	18.070	Verificata
720	2.8	2.8	10.1	10.1	-7.263E+04	-9.048E+03	-3.019	-42.622	Verificata
760	2.8	2.8	10.1	10.1	-1.989E+04	-9.550E+03	-2.156	-31.614	Verificata
800	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.781E-08	-1.005E+04	0.000	0.000	Verificata

VERIFICA A TAGLIO

Posizioni di staffatura

pos.	n° bracci	diametro	Y iniz.	Y fin.
1	2	8	0	-800

inverso del coeff. di sicurezza
Valore max:0,142896a quota 260,0 cm
a quota 260,0 cm
Valore min:0,009354
a quota 420,0 cm

Verifiche nelle varie sezioni

quota	T	1/c.s	
0	-232	0.027	Verificata
74	-1162	0.040	Verificata
149	-2337	0.079	Verificata
223	-3972	0.131	Verificata
280	-4079	0.142	Verificata
320	-2952	0.116	Verificata
360	-1562	0.071	Verificata
400	-299	0.029	Verificata
440	839	0.026	Verificata
480	1854	0.057	Verificata
520	2748	0.084	Verificata
560	3347	0.101	Verificata
600	3595	0.107	Verificata
640	3492	0.106	Verificata
680	3041	0.097	Verificata
720	2242	0.078	Verificata
760	1097	0.049	Verificata
800	395	0.031	Verificata

VERIFICA A FESSURAZIONE
n=Es/Ec a fessurazione: 7
Beta 2: 1
Apertura massima delle fessure: ,000 mm
a quota ,0 cm
Apertura minima delle fessure: ,000 mm
a quota ,0 cm
Distanza massima tra le fessure:,00 cm
Distanza minima tra le fessure:,00 cm

Verifiche nelle varie sezioni

quota	dist.(cm)	Wk(mm)
0	0.00	0.000
74	0.00	0.000
149	0.00	0.000
223	0.00	0.000
280	0.00	0.000
320	0.00	0.000
360	0.00	0.000
400	0.00	0.000
440	0.00	0.000
480	0.00	0.000
520	0.00	0.000
560	0.00	0.000
600	0.00	0.000
640	0.00	0.000
680	0.00	0.000
720	0.00	0.000
760	0.00	0.000
800	0.00	0.000