CORSI DI AGGIORNAMENTO

Progettazione strutturale e Norme Tecniche per le Costruzioni

PROGETTAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE DI OPERE DI SOSTEGNO

Spoleto 8-9 marzo 2013

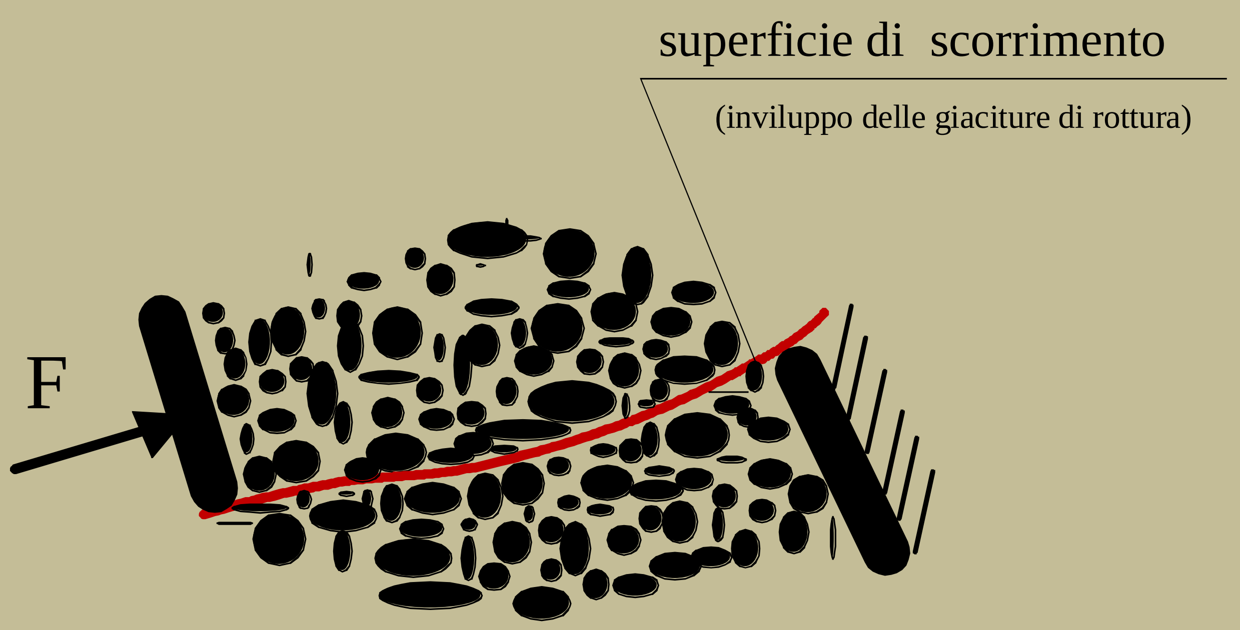
PROF. ING. ERNESTO MOTTA

Università di Catania - DICA

PARTE PRIMA
La resistenza delle terre e

LA SPINTA DELLE TERRE

La rottura in un terreno è associata allo scorrimento relativo tra i granelli costituenti il terreno stesso

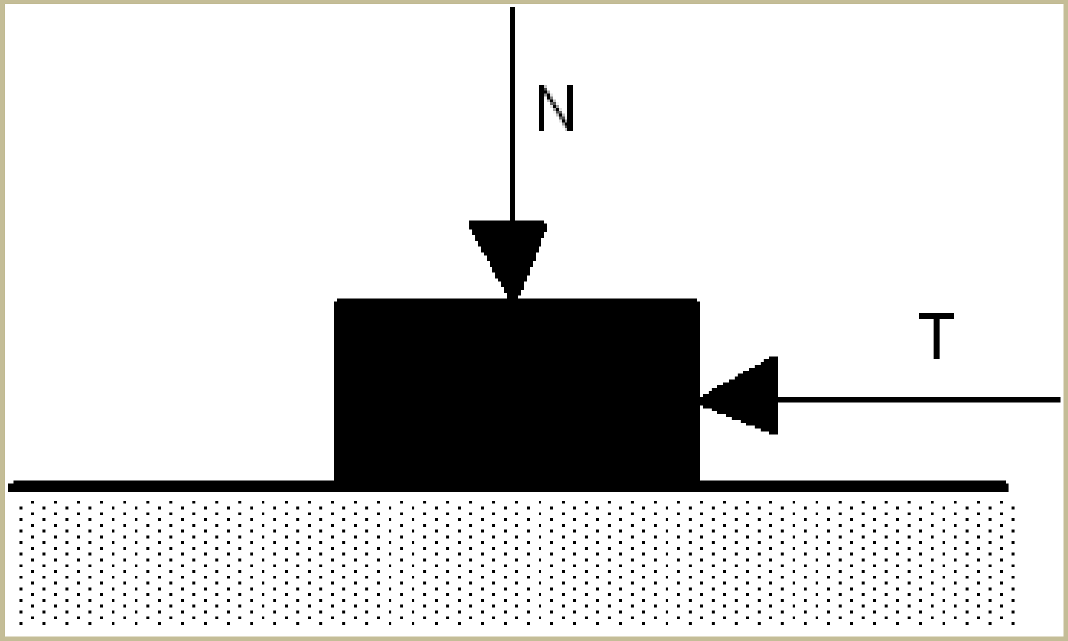


F ?

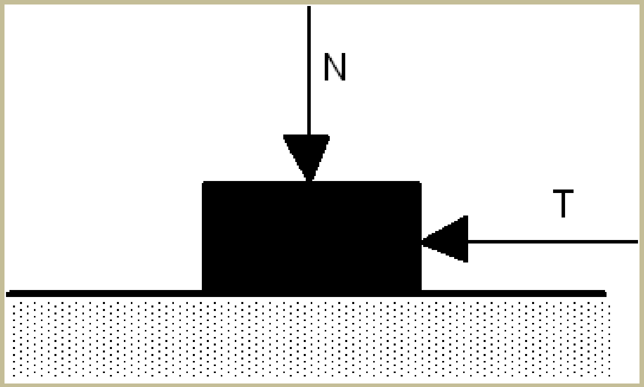
COME POSSIAMO STABILIRE UNA CONDIZIONE DI ROTTURA?

(tappa essenziale per la valutazione della spinta delle terre)

IL BLOCCHETTO DI COULOMB (1773)

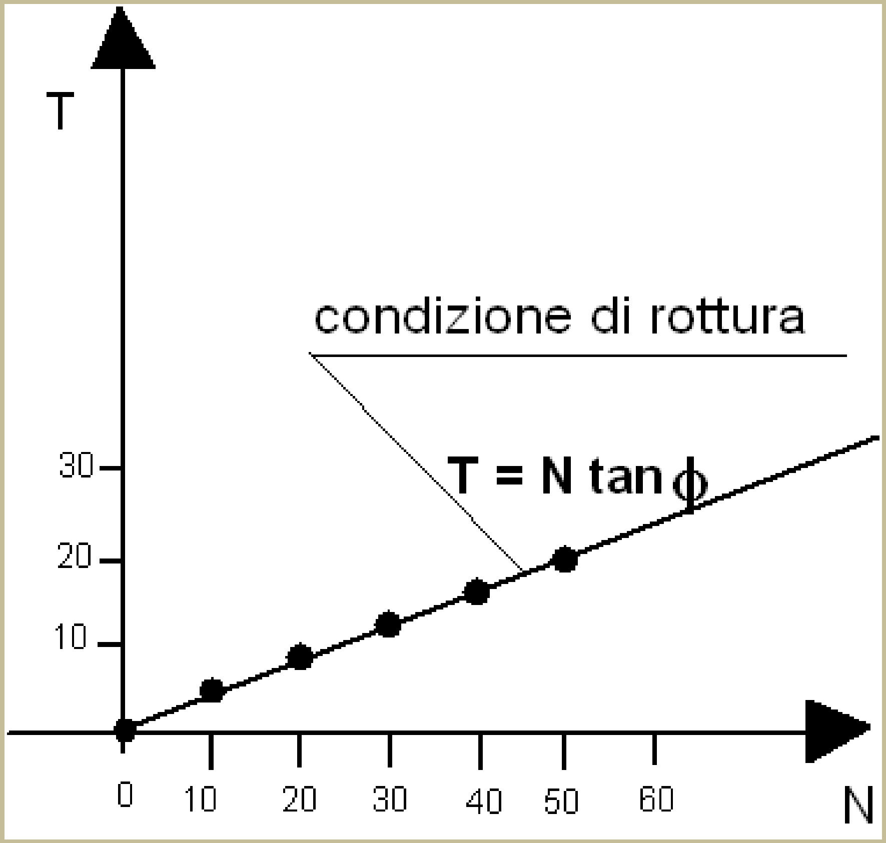


FACCIAMO IL SEGUENTE ESPERIMENTO ……….

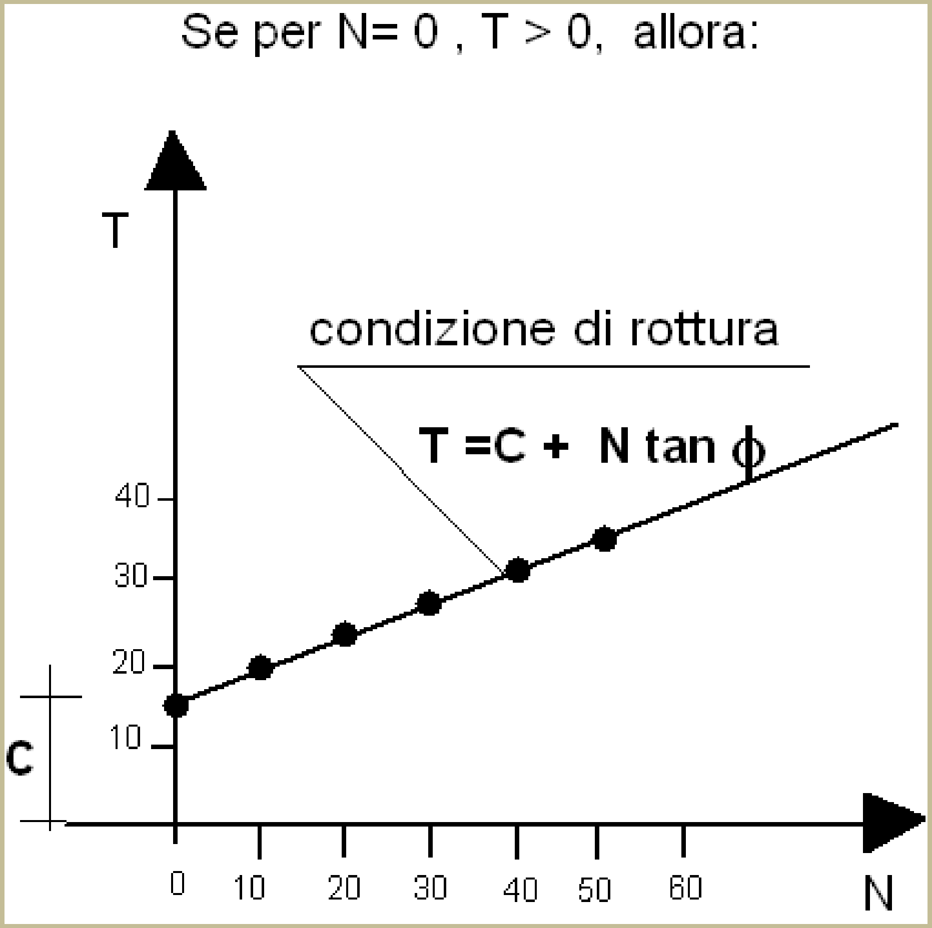


N (kN)	T (kN)
0	0
10	4
20	8
30	12
40	16
50	20

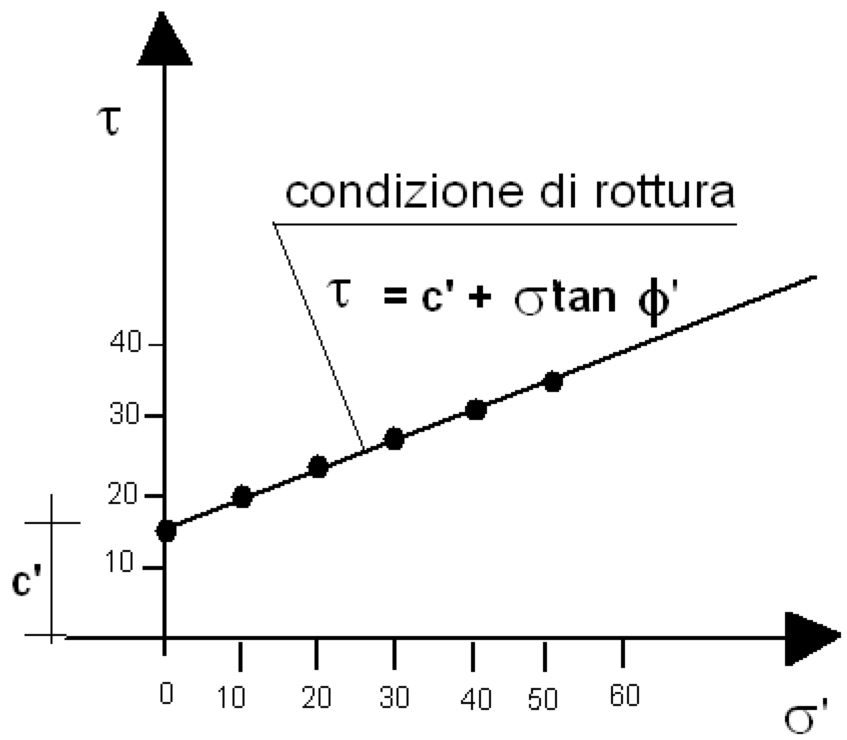
Risultato sperimentale ….



Altro possibile risultato .....

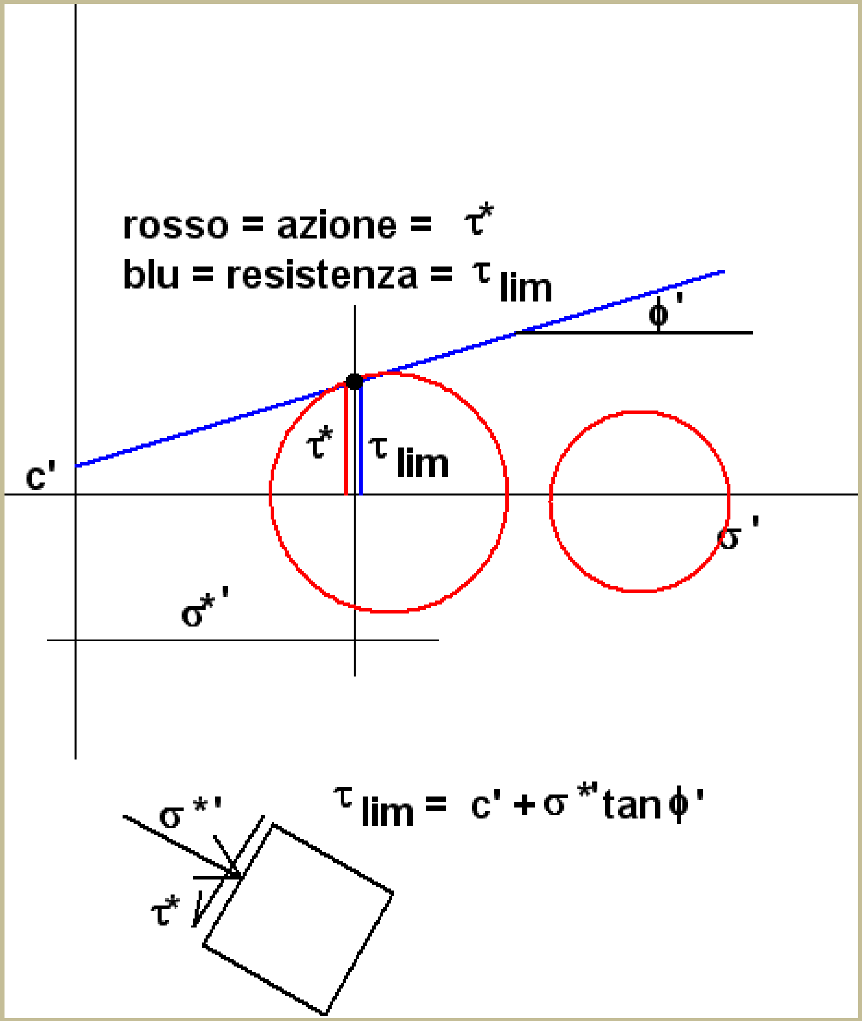


In termini di tensioni (dividendo per l'area del blocchetto)



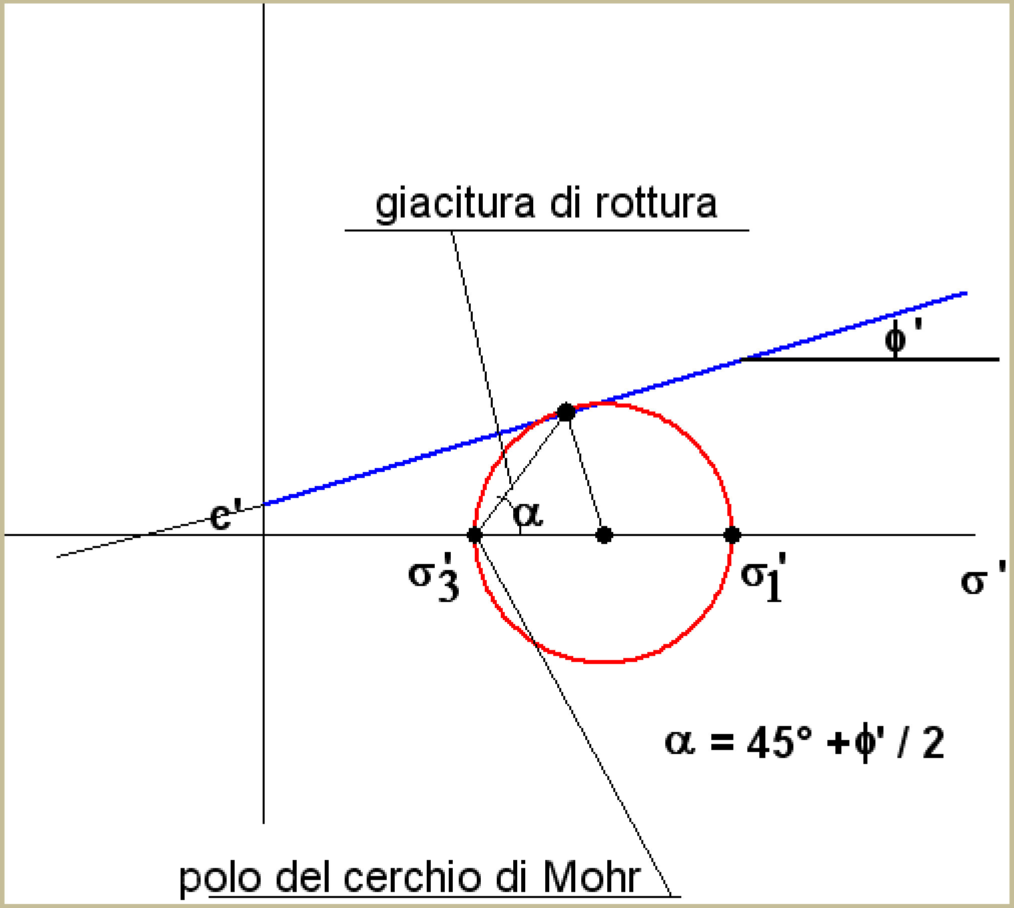
Criterio di rottura di Coulomb

CONDIZIONE DI ROTTURA:
RETTA TANGENTE AL CERCHIO



CERCHIO DI MOHR E GIACITURA DI ROTTURA

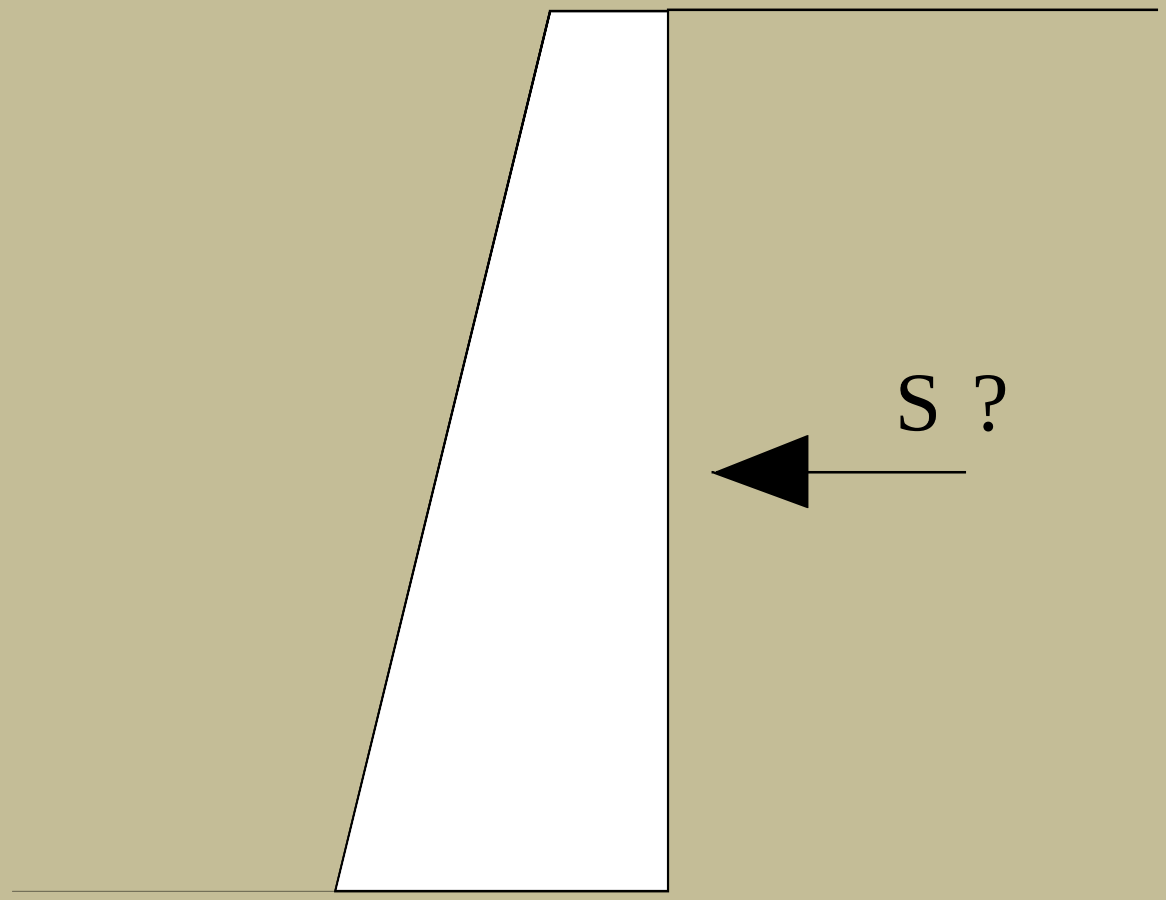
La giacitura di rottura forma un angolo di 45 gradi più ϕ'/2 rispetto alla giacitura dove agisce la tensione principale maggiore



ALLA LUCE DI QUANTO DETTO….

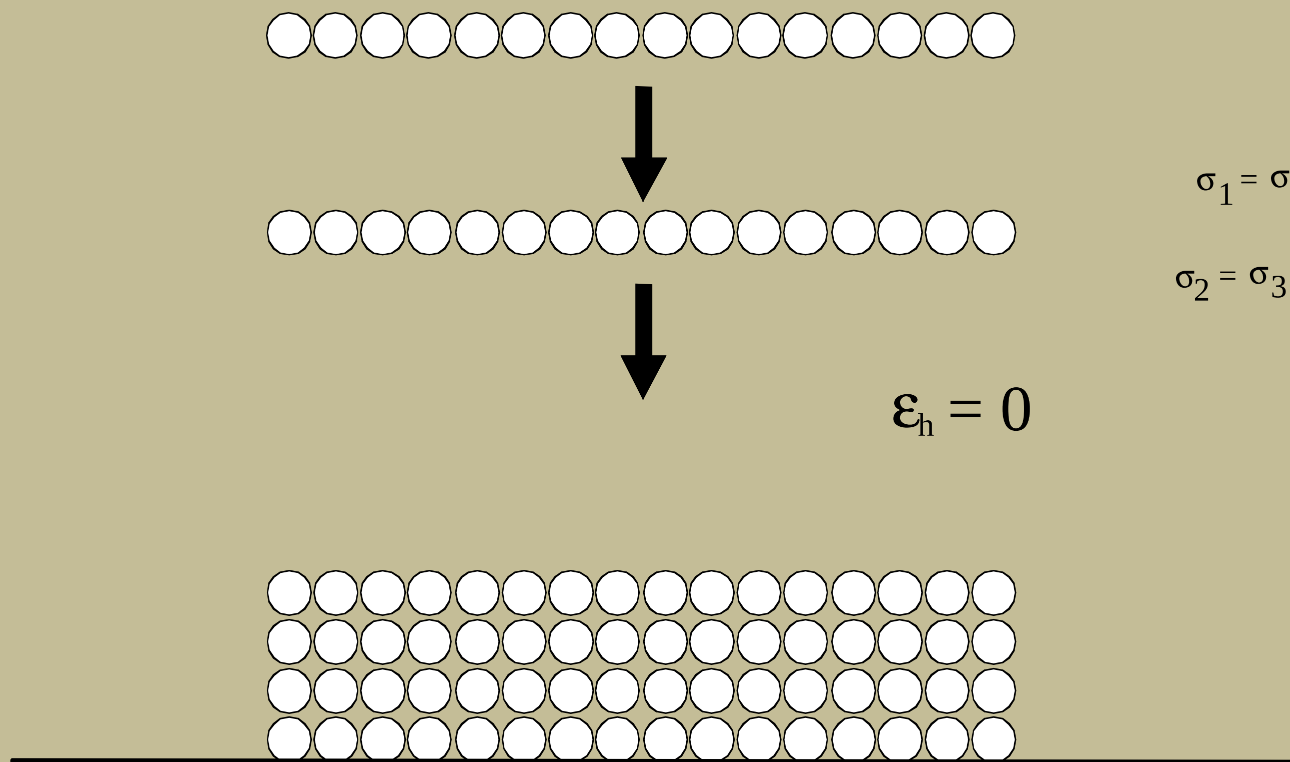
Come possiamo sfruttare i risultati precedenti per determinare la spinta su un’opera di sostegno?

Bisogna stabilire il valore delle tensioni normali alla parete del muro …
…. e quindi valutare S..



Definizione di stato a riposo: essenziale per la valutazione della spinta

Deposizione in stato a riposo



$\sigma_1 = \sigma_v$

$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$

$$\varepsilon_h = 0$$

Tensione in stato a riposo

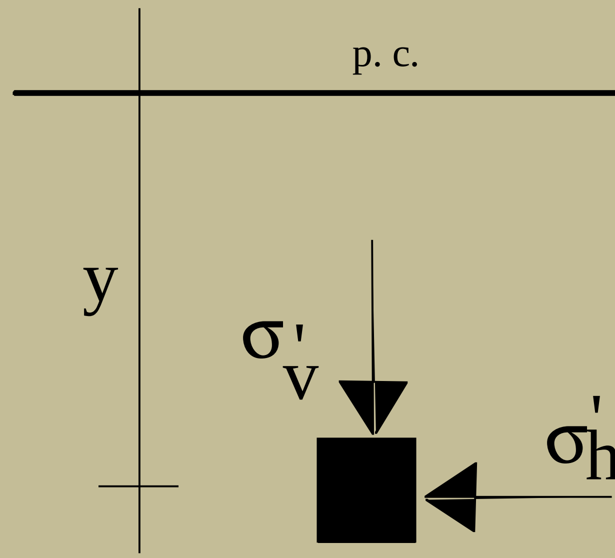
Dalla condizione di deformazione orizzontale = 0 si ricava:

$$\sigma'_h = K_0\, \sigma'_v$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$ (dalla teoria della elasticità)

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$ (dalla teoria della plasticità)

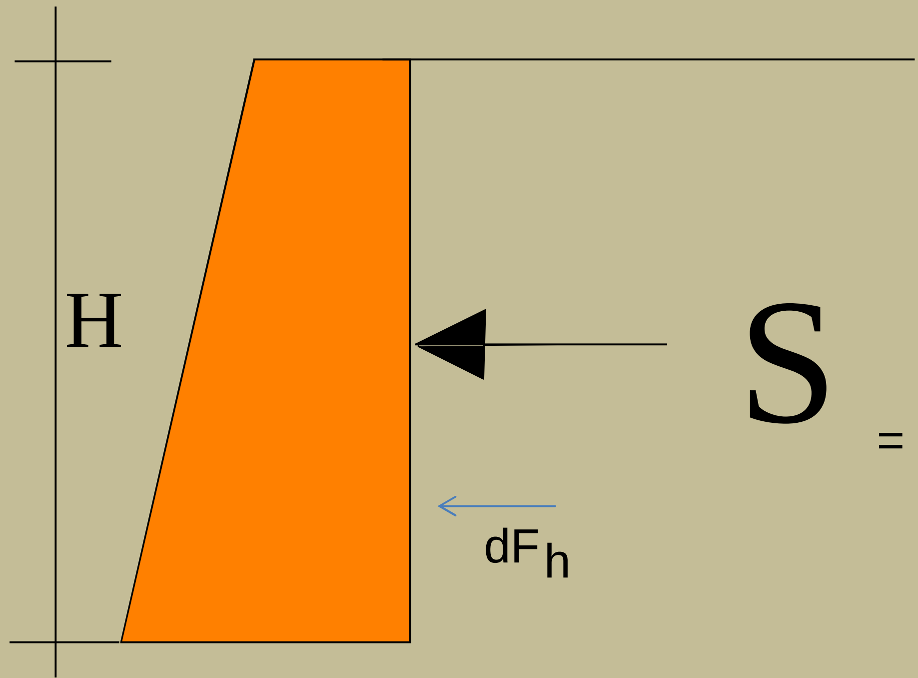
In stato a riposo una relazione fondamentale lega la tensione verticale a quella orizzontale



$$\sigma'_h = K_0 \, \sigma'_v$$

$$\sigma'_v = \gamma \, y$$

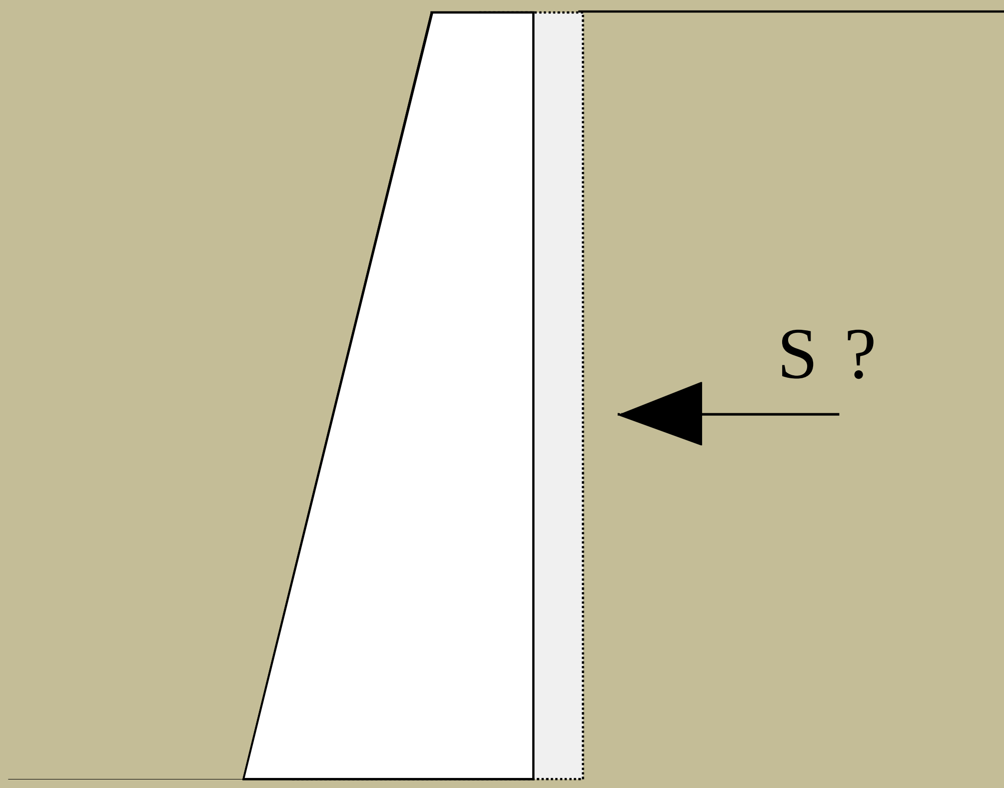
Abbiamo un primo valore…



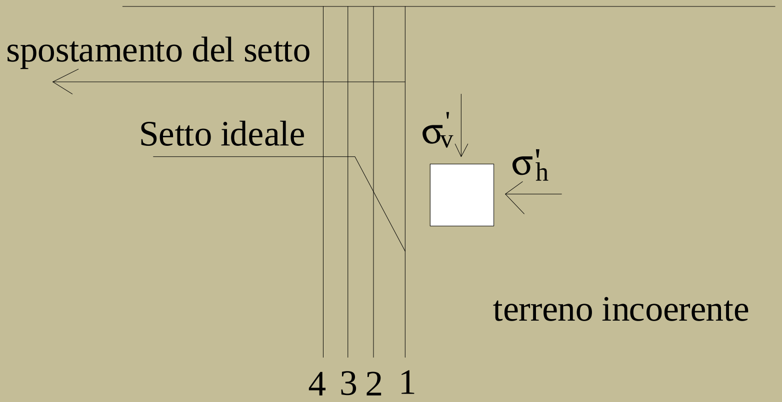
$$S = \frac{\gamma K_0 H^2}{2}$$

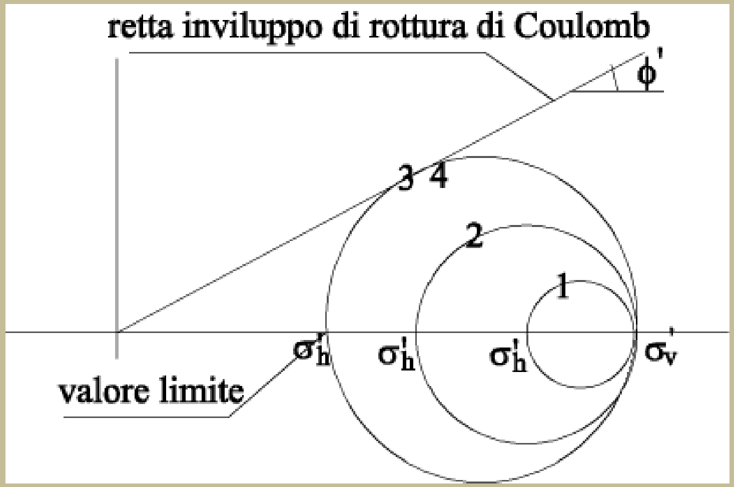
$$S = \int_0^H dF_h = \int_0^H \sigma'_h \, dy$$

Siamo davvero in stato a riposo?
Cosa succede se il muro si sposta?



La Spinta delle Terre: La Teoria di Rankine





Dalla geometria del cerchio di rottura:

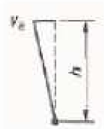
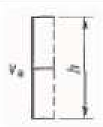
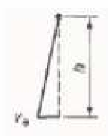
$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v$$

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}$$

$$\sigma'_v = \gamma y$$

Spostamenti necessari al raggiungimento della tensione limite attiva

Tab. C.1 - Rapporto V_a/h

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

V_a movimento per mobilizzare la spinta attiva
h altezza del muro

Distrubuzione per peso proprio

$$\sigma'_h(H) = K_a \gamma y$$

Economicamente conviene la spinta attiva

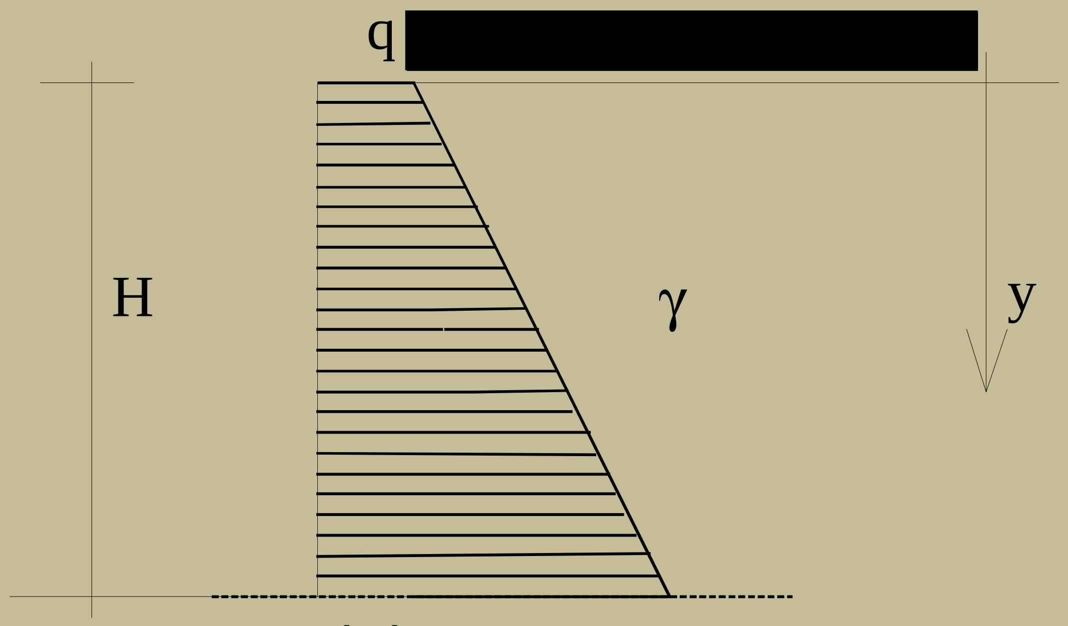
Esempio: calcolo della spinta attiva

- Esempio semplice di calcolo della spinta su un muro:
- $\phi' = 30°$
- $\gamma = 20$ kN/m^3
- H = 3 m
- $K_a = (1-\sin\phi')/(1+\sin\phi') = 0.33333$

- $S_a = 0.5 \times 20 \times 3^2 \times 0.33333 = 30$ kN / m

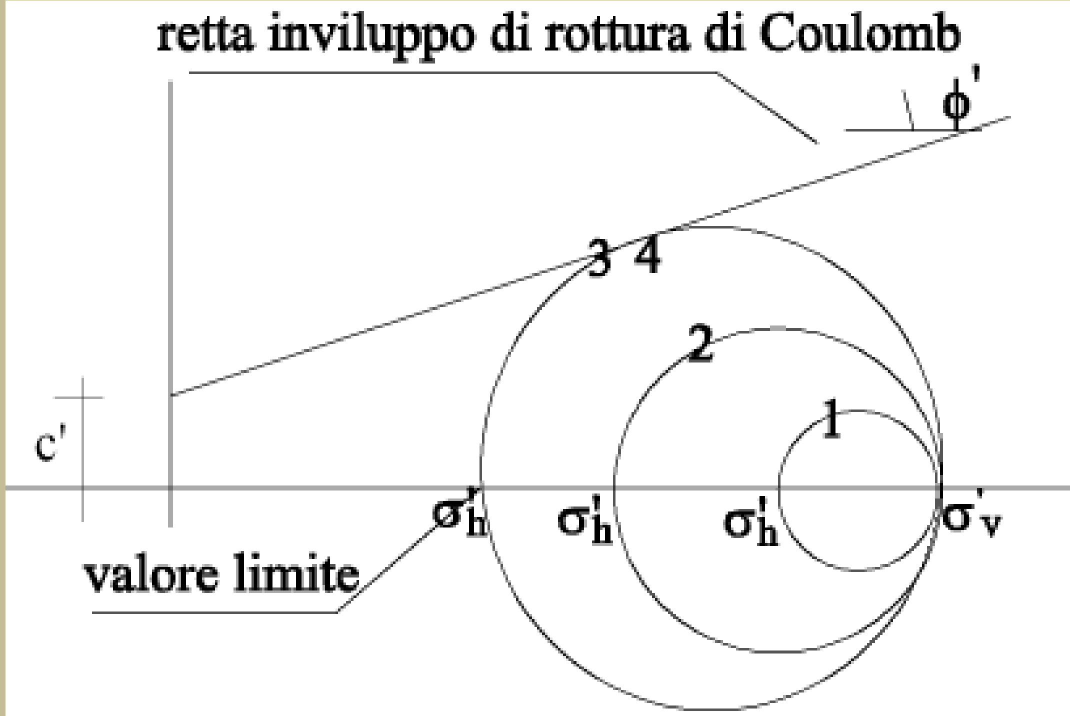
Distribuzione delle pressioni orizzontali dovuto al peso proprio del terreno e ad un sovraccarico al piano campagna

stato limite attivo per terreno incoerente
e sovraccarico q al piano campagna



$$\sigma'_h(H) = K_a \gamma\, y + q\, K_a$$

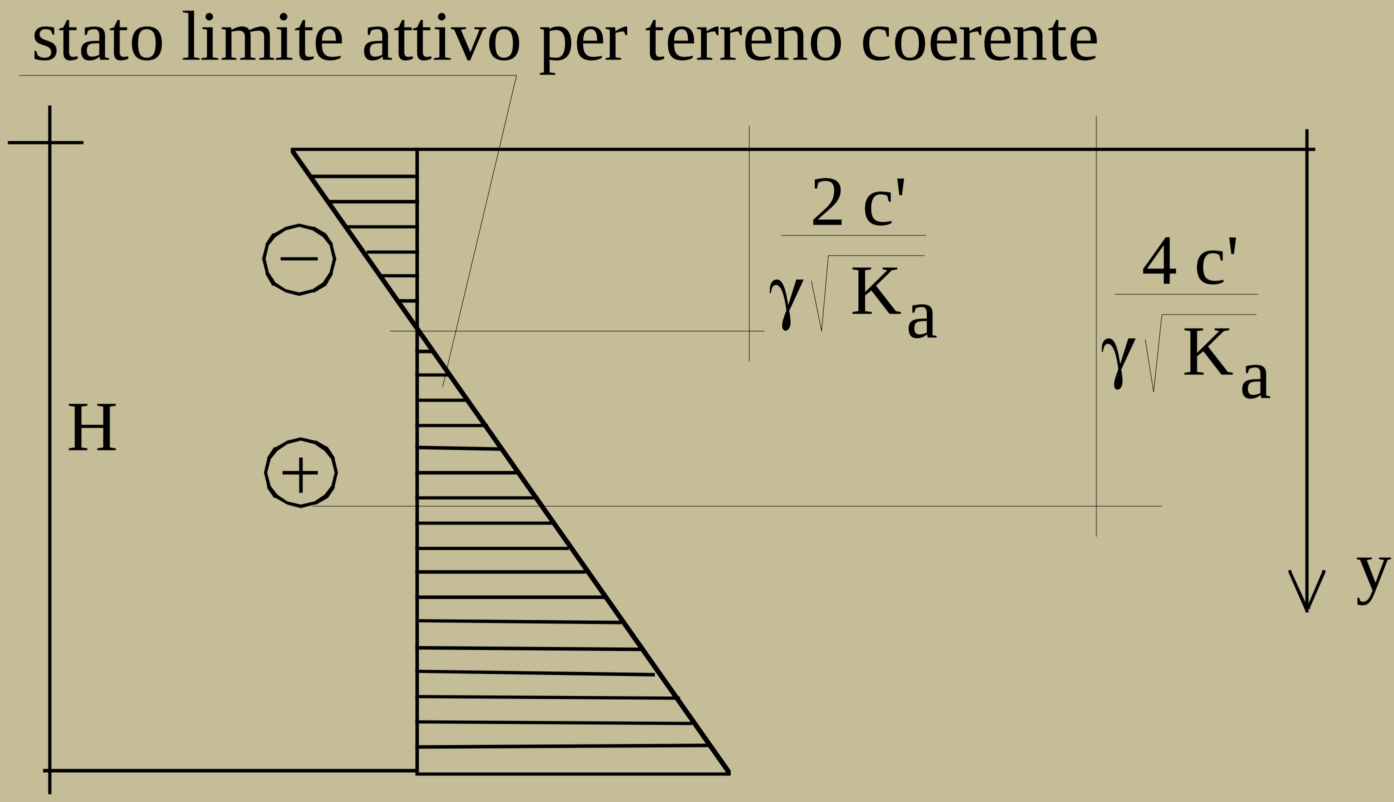
Caso di terreno coerente



$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}$$

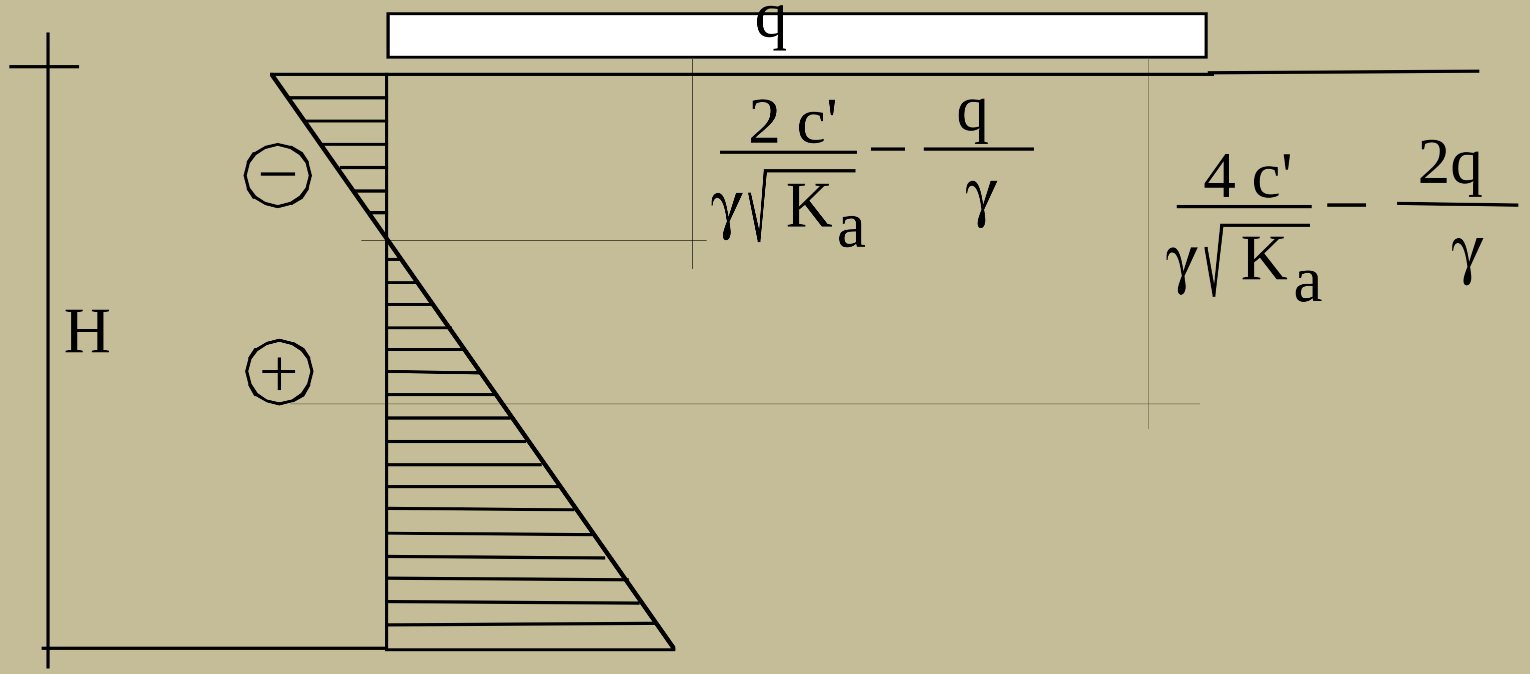
Distribuzione per terreno dotato di coesione e peso proprio

Capacità del terreno di assorbire sforzi di trazione



Distribuzione per terreno coerente peso proprio e sovraccarico

stato limite attivo per terreno coerente e sovraccarico

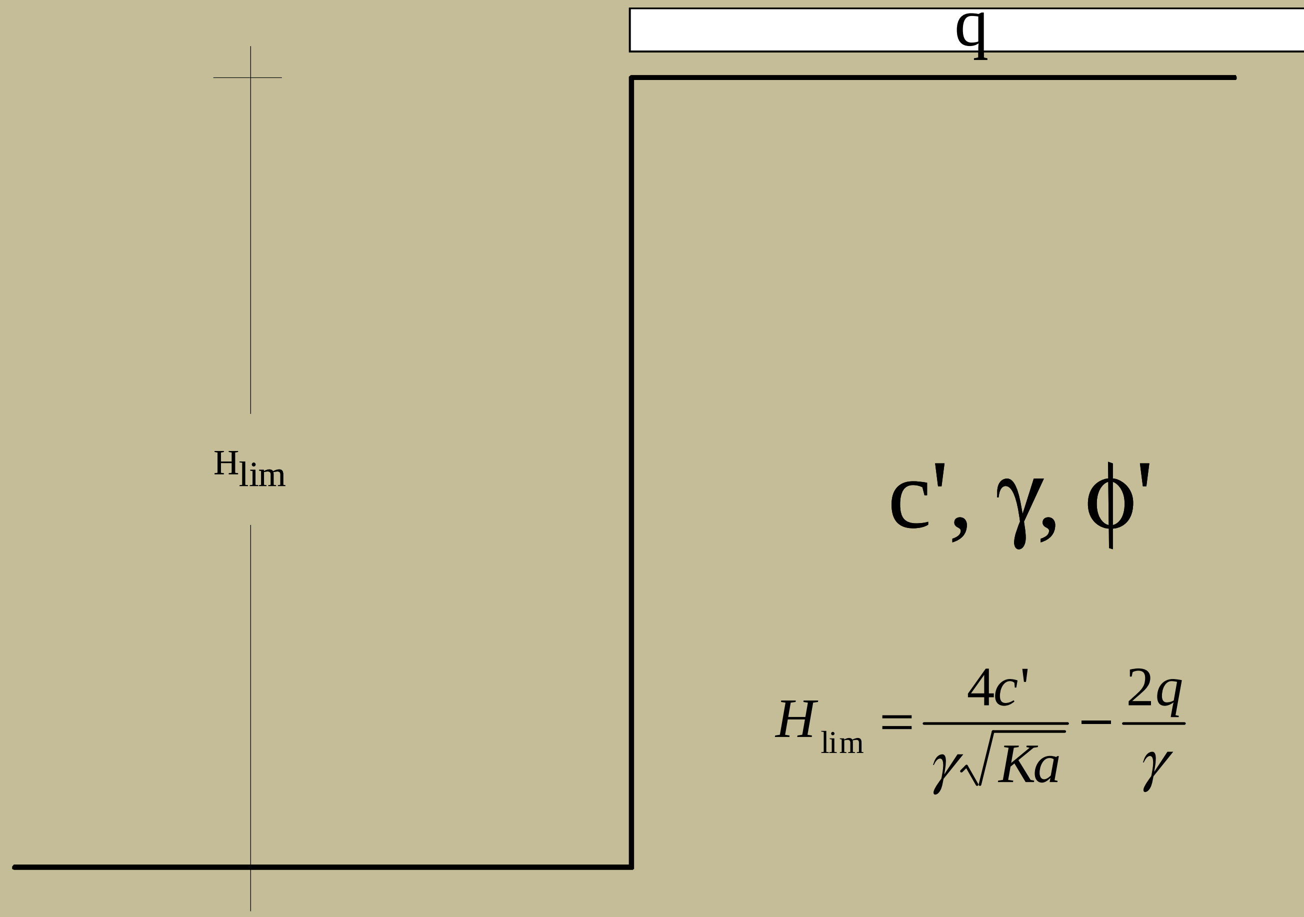


Per integrazione della funzione che esprime le tensioni normali sulla parete:

$$S_{a_h} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a + qHK_a - 2c' H\sqrt{K_a}$$

Conseguenze teoriche per un terreno dotato di coesione: Altezza limite per uno scavo a parete verticale

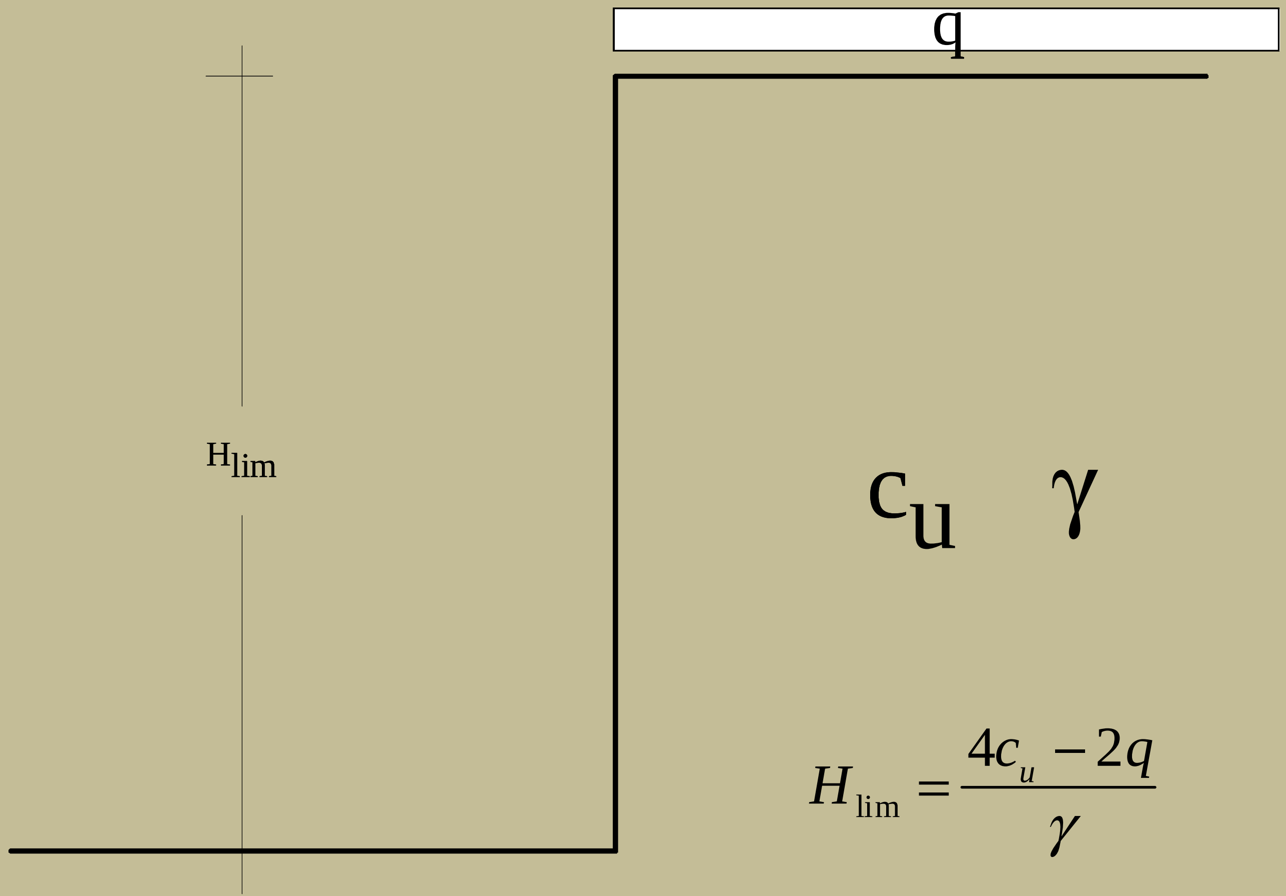
altezza critica in condizioni drenate (lungo termine)



$$H_{\lim} = \frac{4c'}{\gamma\sqrt{Ka}} - \frac{2q}{\gamma}$$

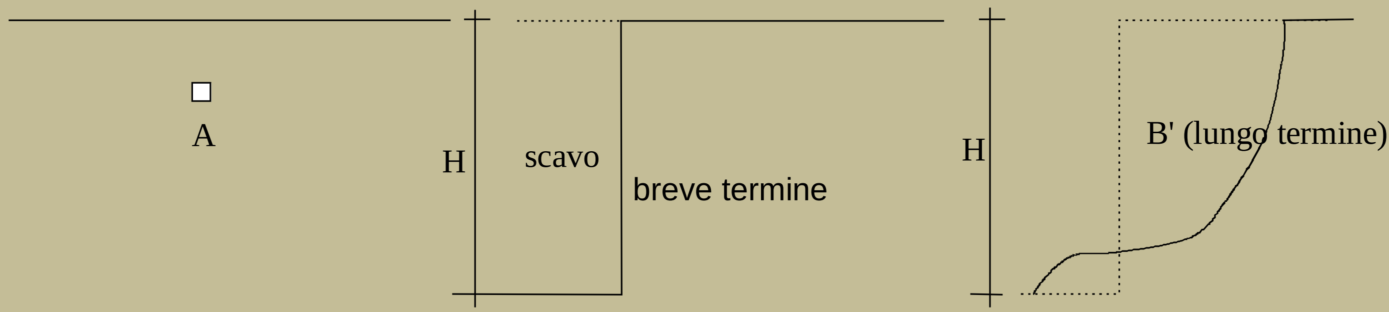
Condizione a breve termine
(non drenate)

altezza critica in condizioni non drenate (breve termine)

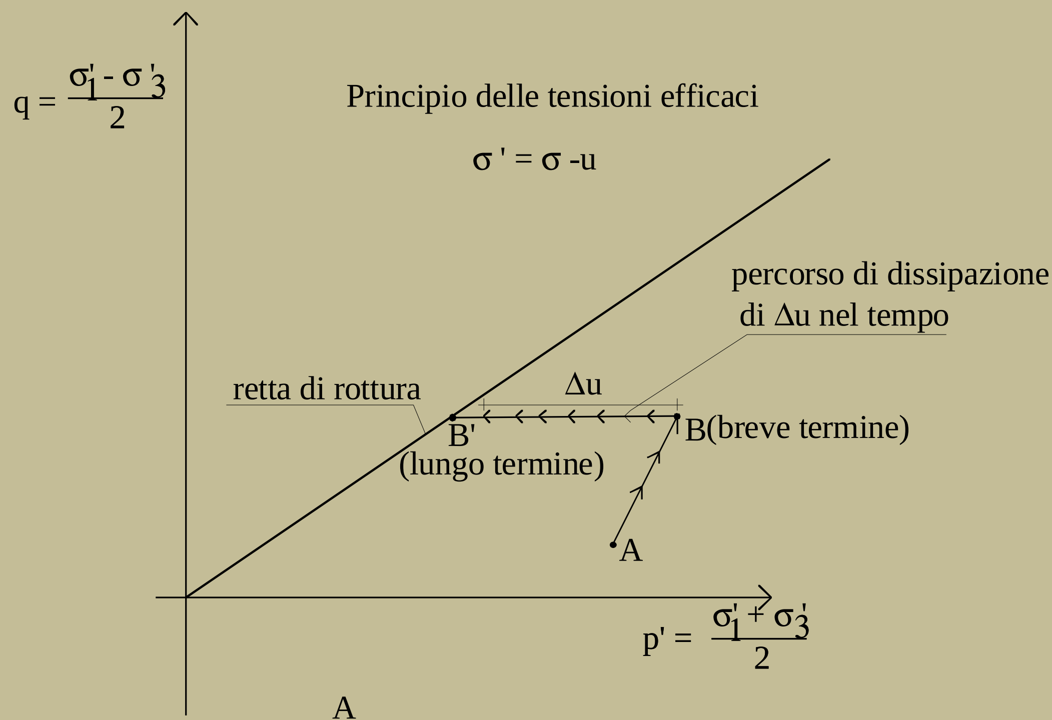


$$H_{\lim} = \frac{4c_u - 2q}{\gamma}$$

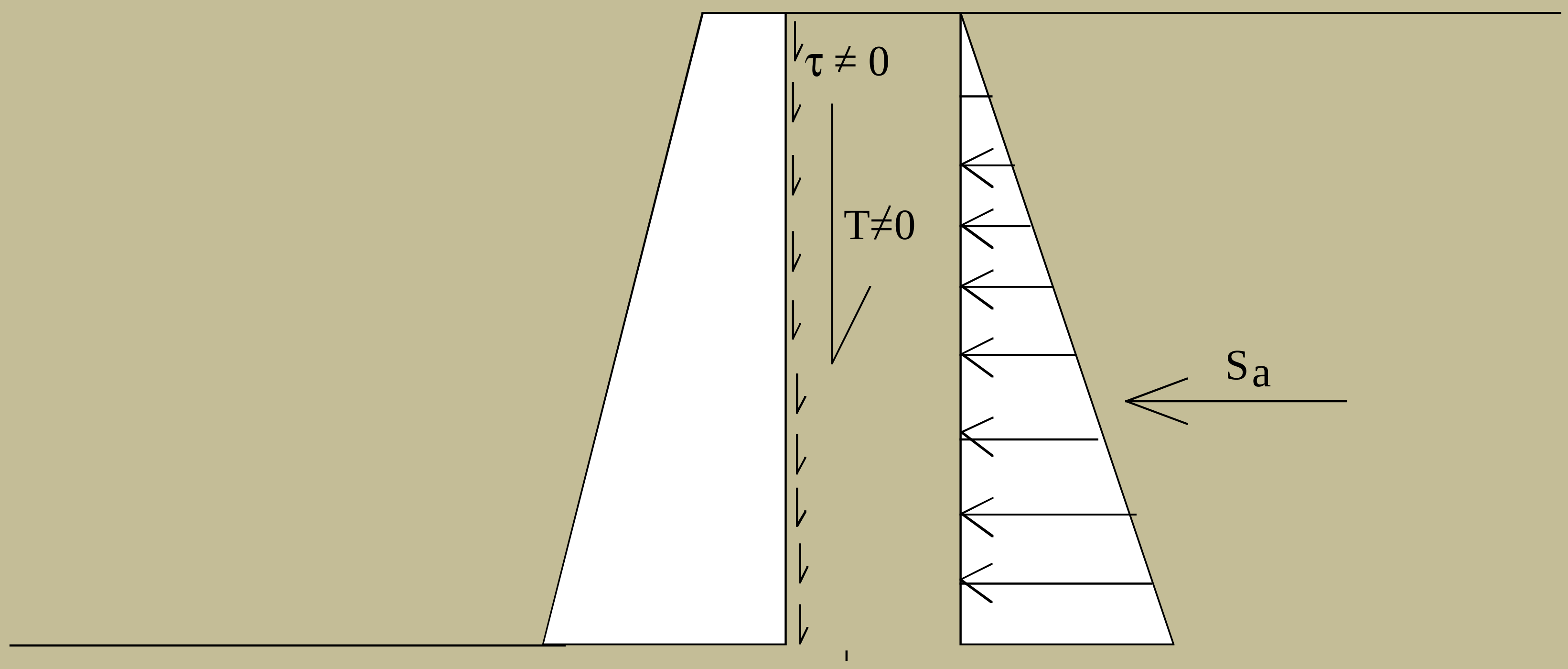
Insidie di un mezzo trifase: stabilità a breve e lungo termine



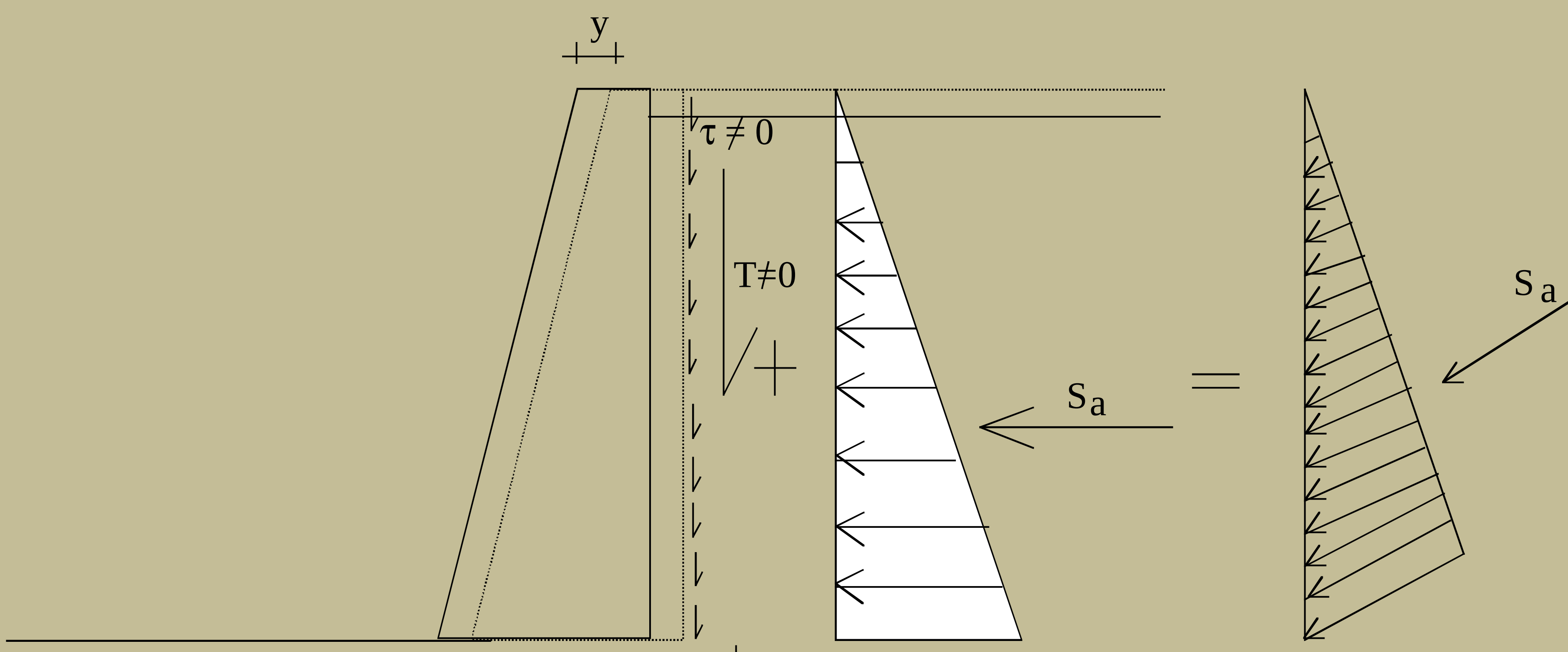
altezza critica: pericolo nel lungo termine



Pregi e difetti della teoria di Rankine

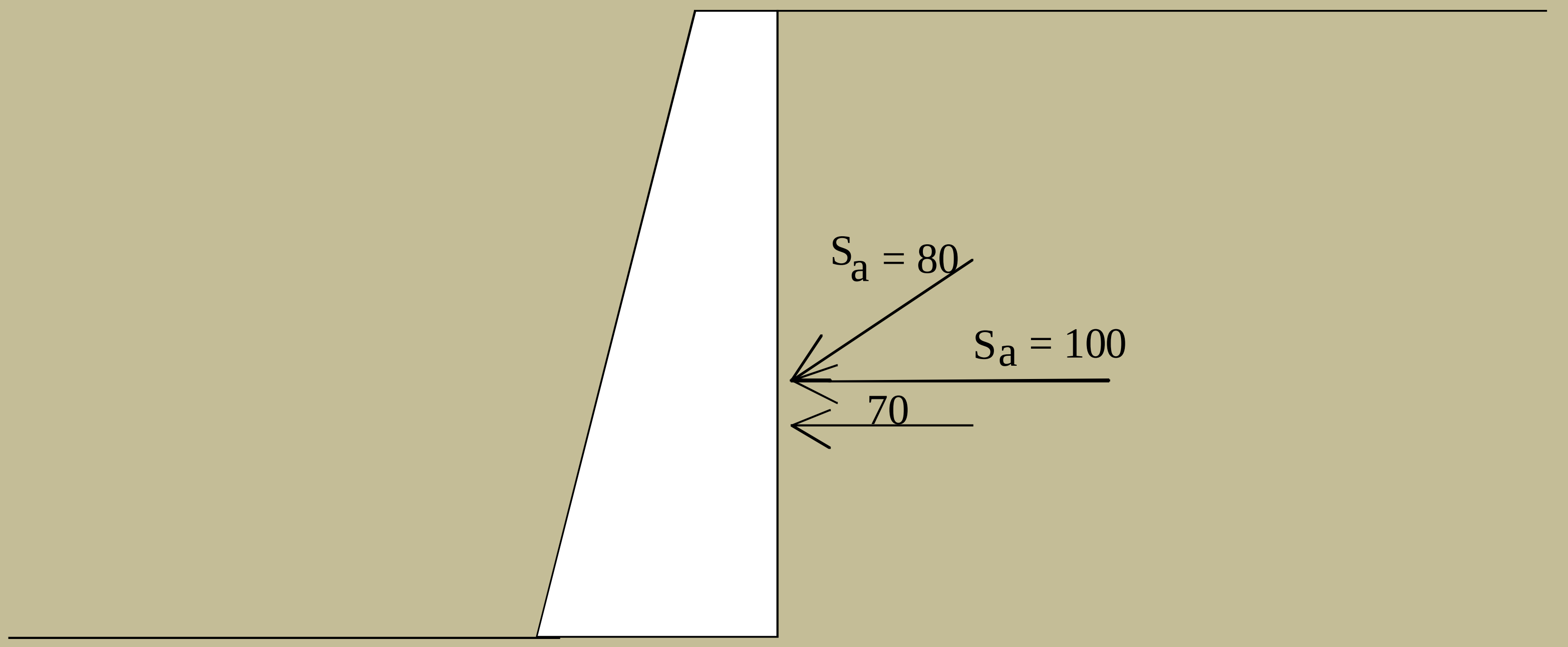


Effetto della nascita di tensioni tangenziali lungo giaciture verticali

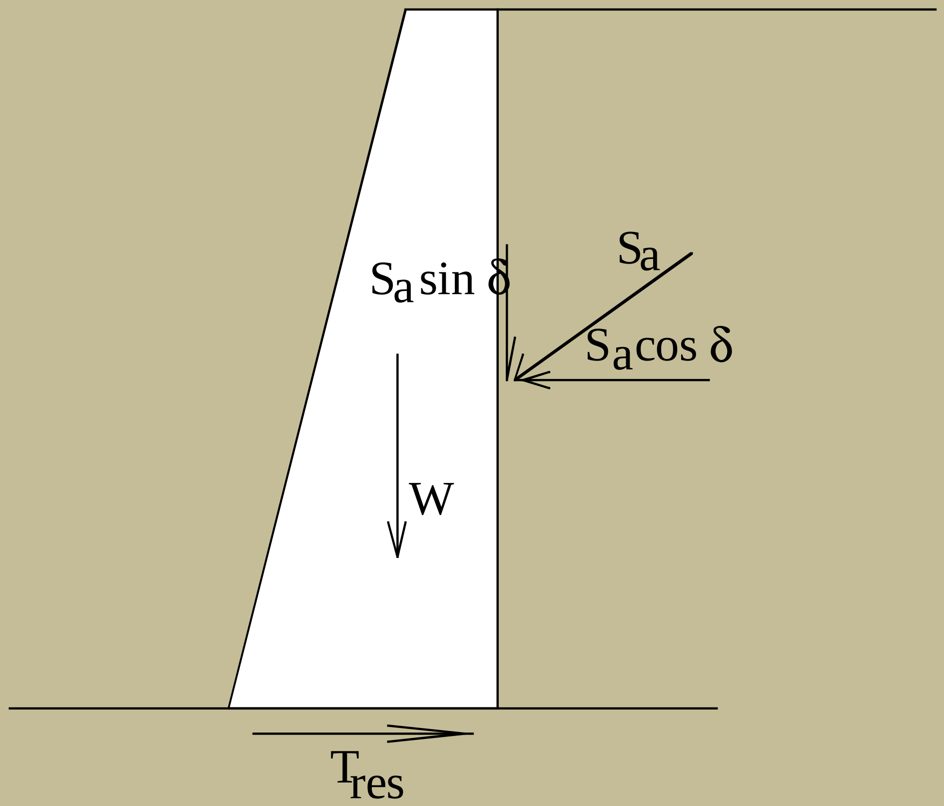


Perché considerare un angolo di interfaccia tra terreno e muro?

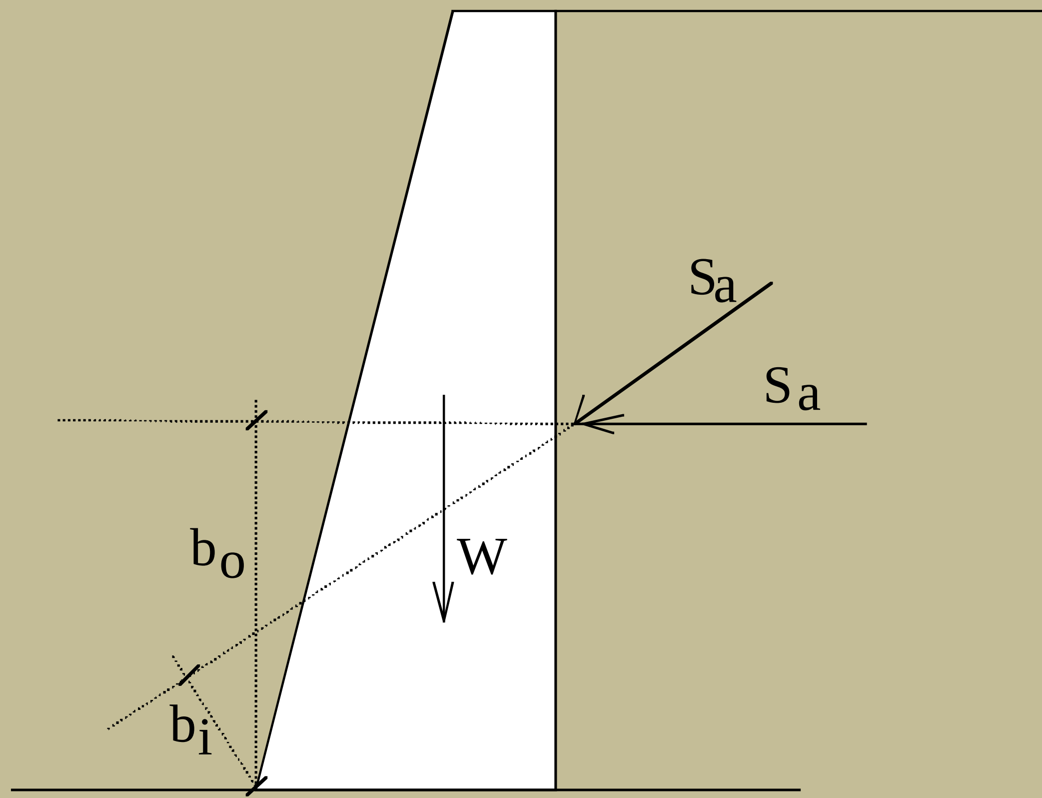
Effetto sull'entità



Effetto sullo scorrimento: aumento della resistenza lungo la base



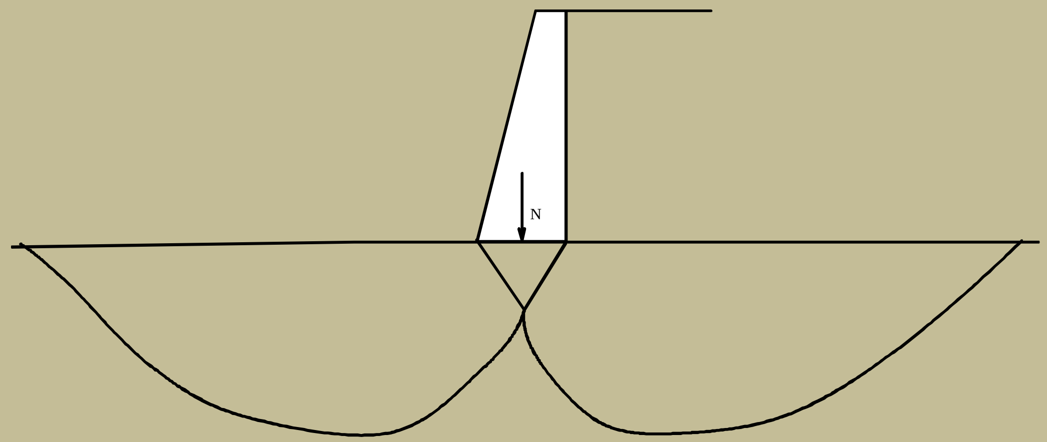
Effetto sul ribaltamento: riduzione dei momenti ribaltanti

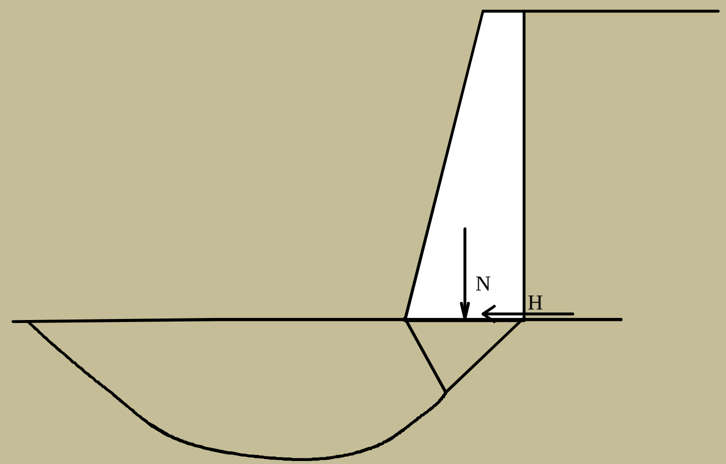


Mo = Sa x bo

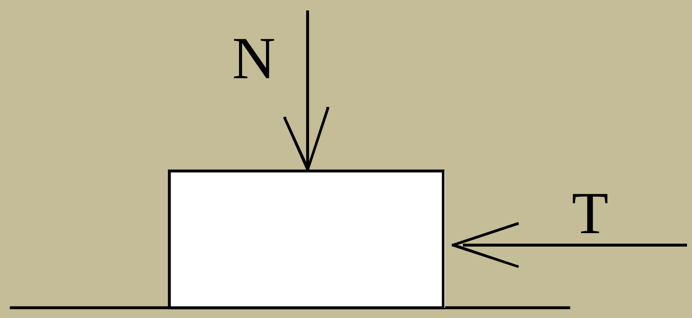
Mi = Sai x bi

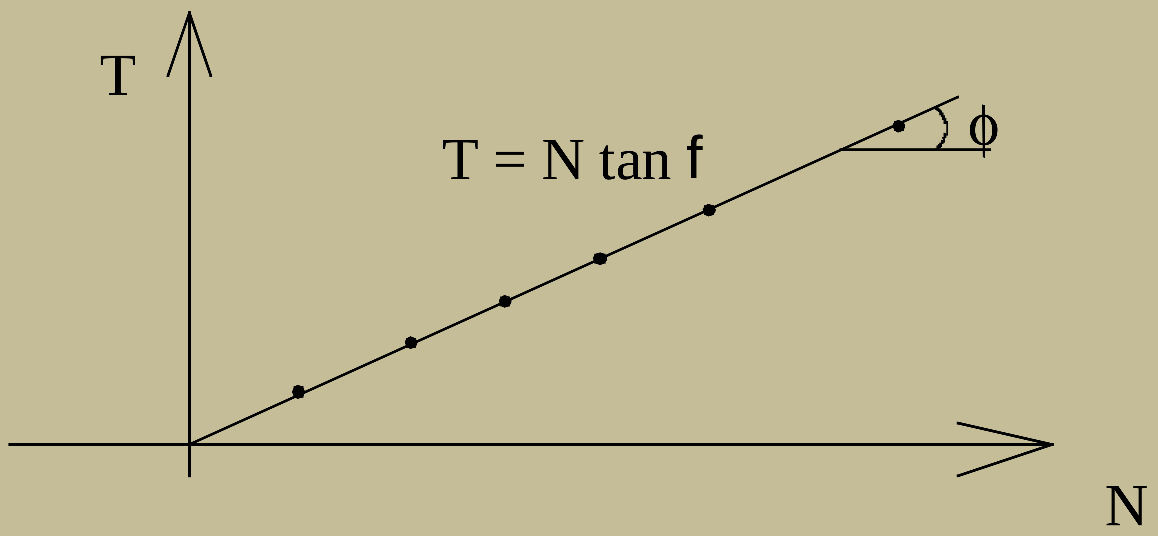
Effetto sul carico limite





Teoria di Coulomb caso semplice





Teoria di Coulomb (1773)

Metodo dell'equilibrio limite di Coulomb (1773)

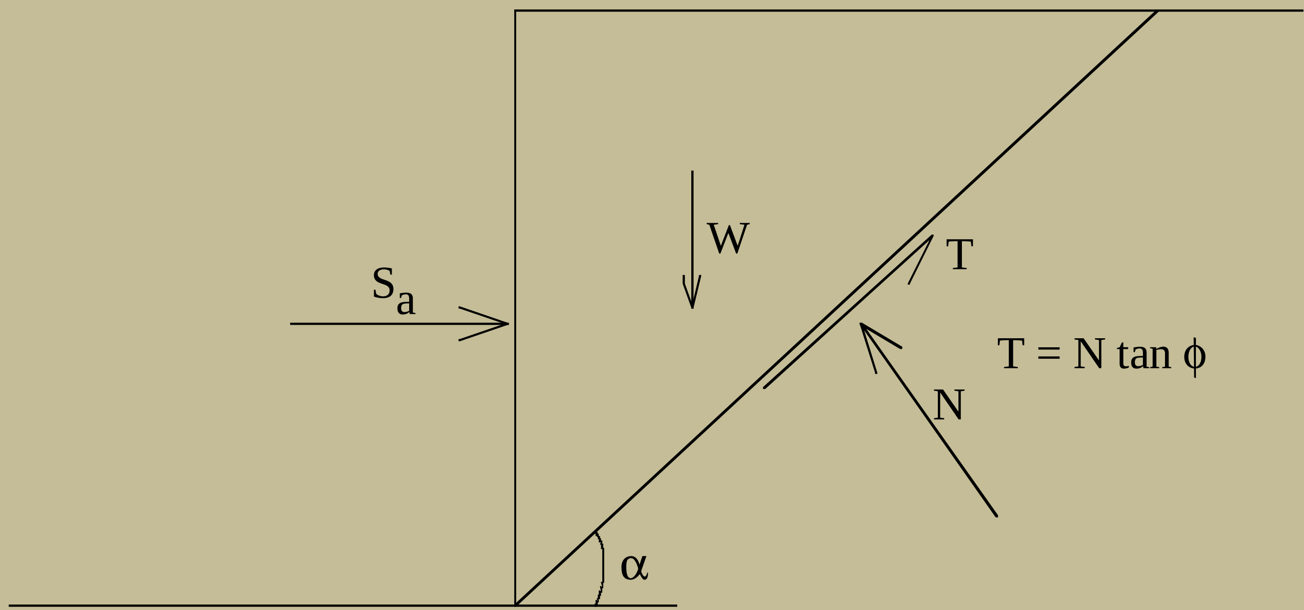
$$S_a + T\cos\alpha - N\sin\alpha = 0$$

$$W - T\sin\alpha - N\cos\alpha = 0$$

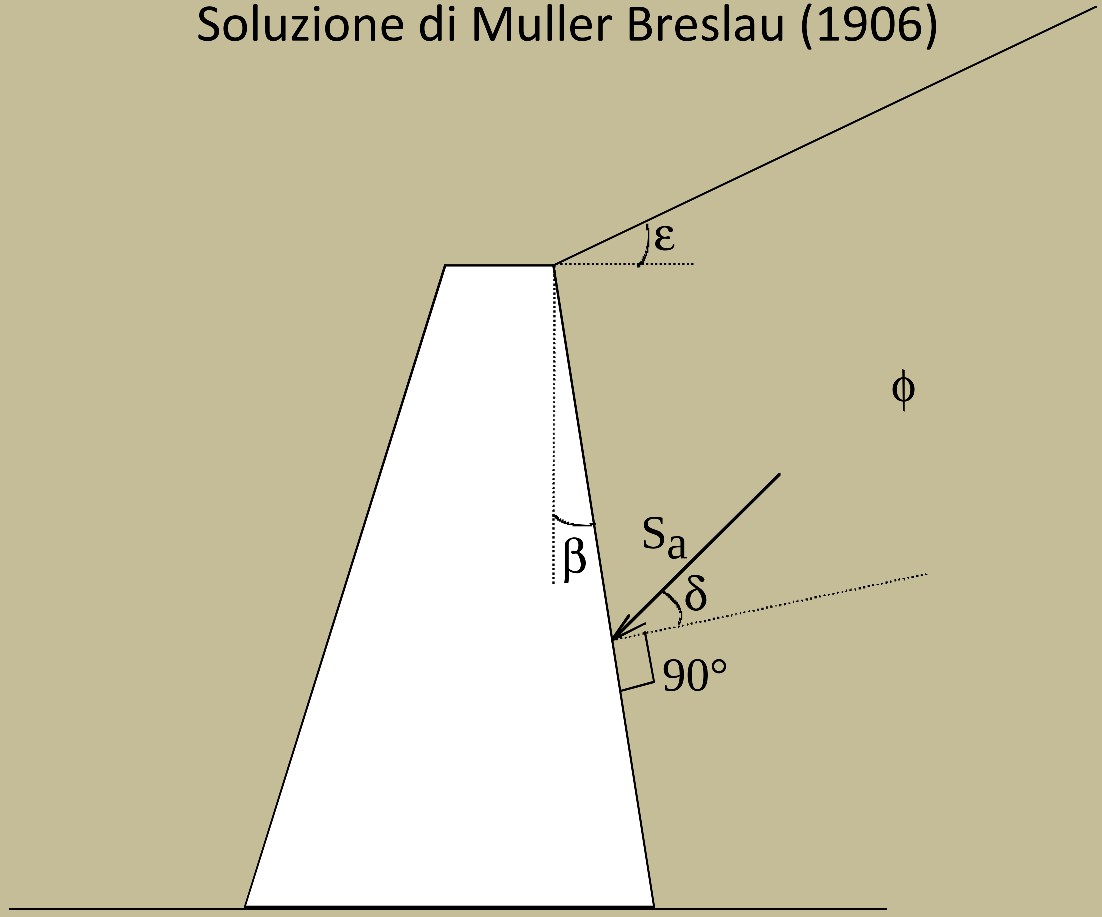
$$T = N\tan\varphi = 0$$

applicazione alla spinta delle terre:

blocco rigido con puro scorrimento traslazionale



Soluzione di Muller Breslau (1906)



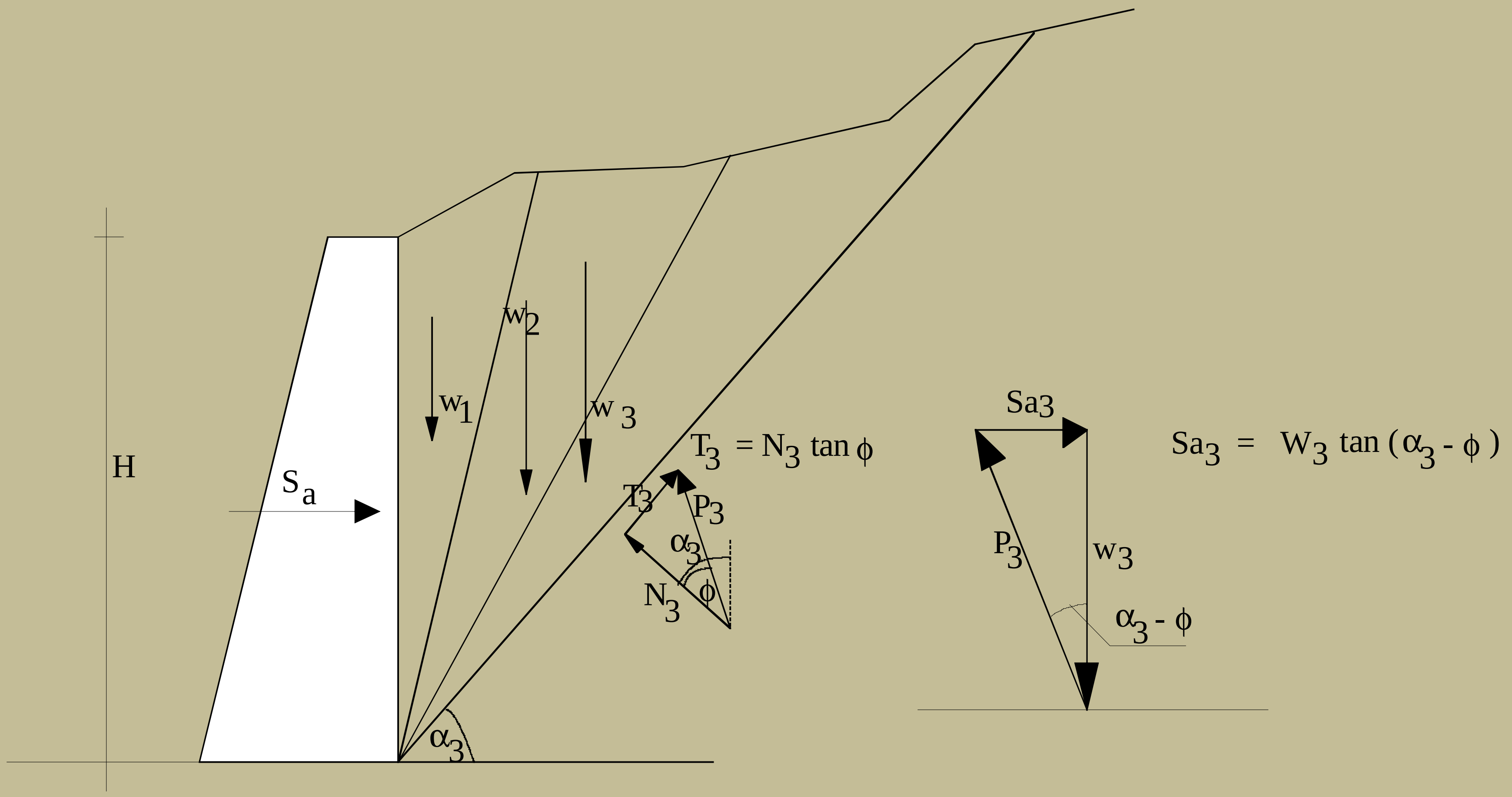
$$K_a = \frac{cos^2(\varphi - \beta)}{cos^2\beta cos(\delta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\beta - \varepsilon)\cos(\delta + \beta)}}\right]^2}$$

Effetti dei vari angoli

- All'aumentare dell'angolo di attrito ϕ, si riduce il coefficiente di spinta attiva;
- All'aumentare dell'angolo di attrito terra – muro δ, si riduce il coefficiente di spinta attiva;
- All'aumentare dell'angolo di estradosso del terrapieno ε, aumenta il coefficiente di spinta attiva
- All'aumentare dell'angolo del paramento posteriore del muro β, aumenta il coefficiente di spinta attiva.

Caso di terrapieni di forma qualunque: costruzione grafica di Culmann

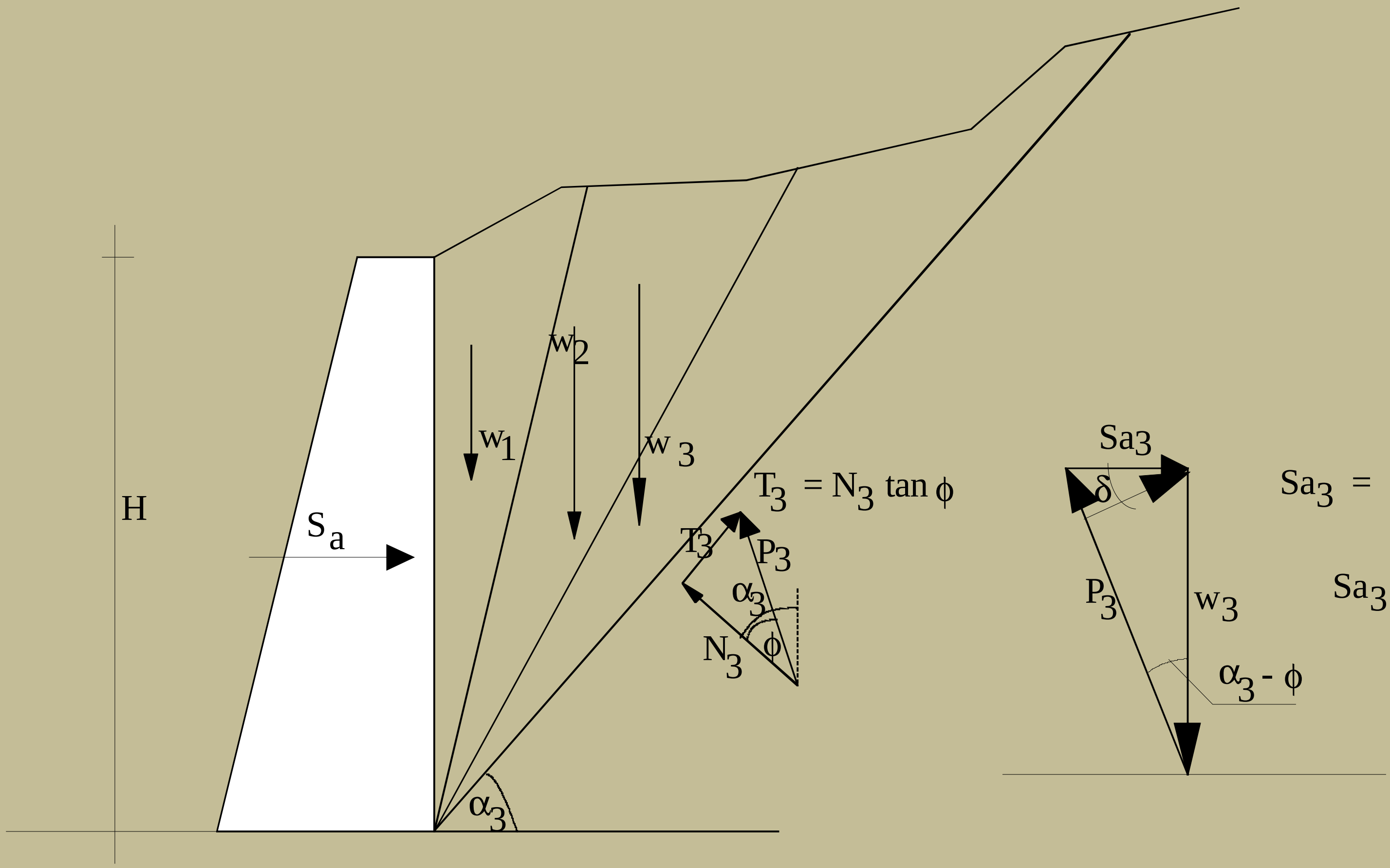
Costruzione di Culmann



Se δ è diverso da zero

Caso di terrapieni di forma complessa

Costruzione di Culmann



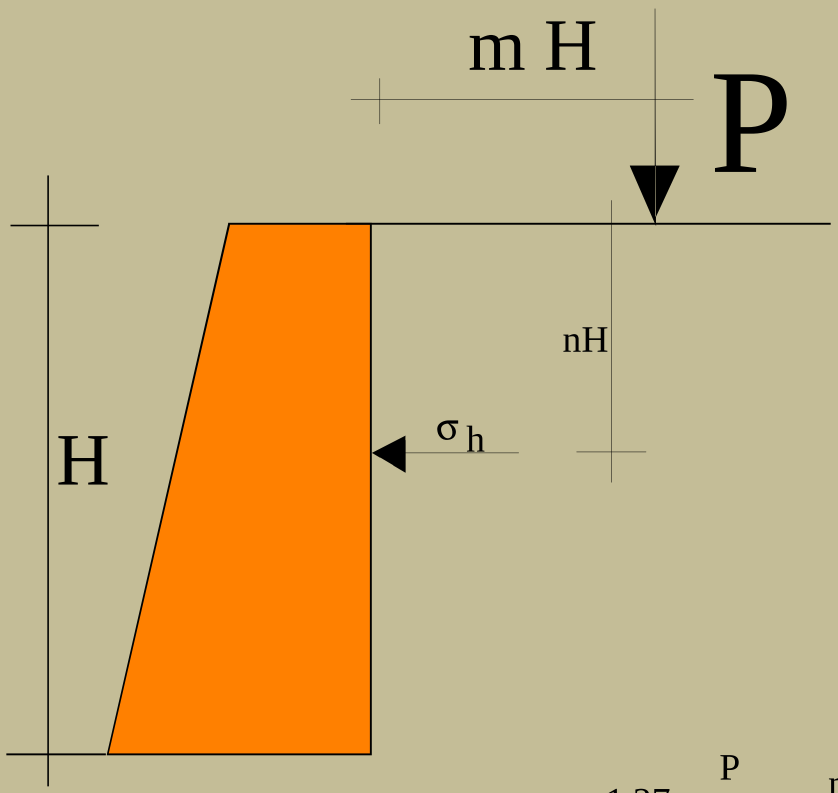
$$Sa_3 = W_3 \tan(\alpha_3 - \phi)$$

$$Sa_3 = Sa_{3o} \frac{\cos(\alpha_3 - \phi)}{\cos(\alpha_3 - \phi - \delta)}$$

SPINTA DOVUTA AI SOVRACCARICHI

SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Carico lineare sul terrapieno

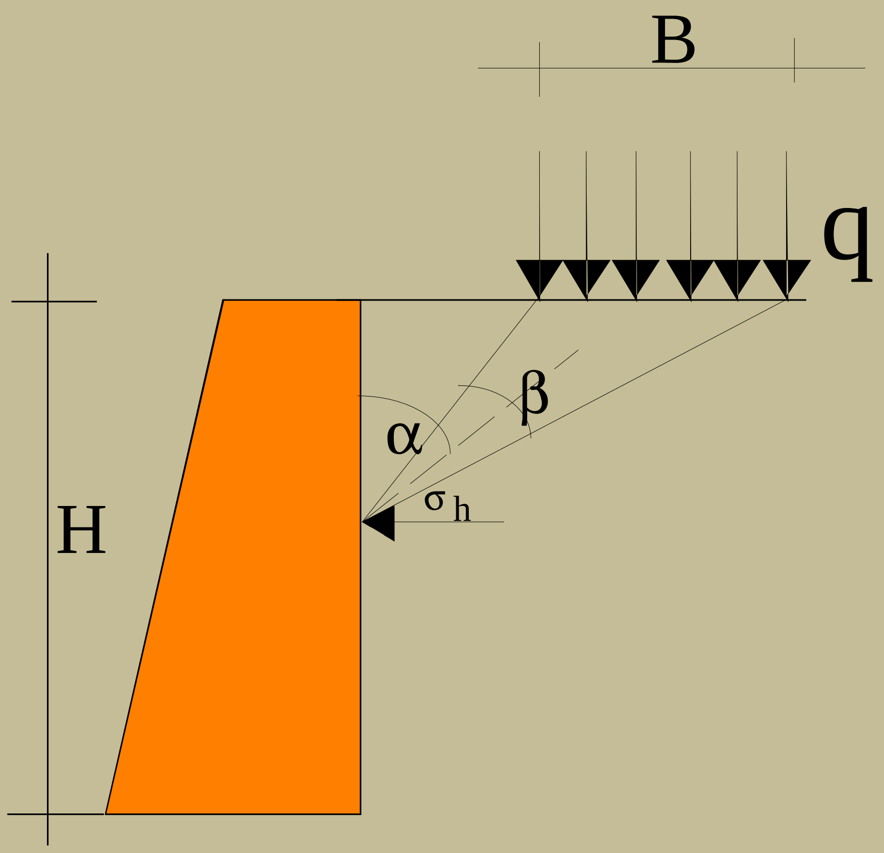


$$\sigma_h = 1.27 \frac{P}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \qquad (m > 0.4)$$

$$\sigma_h = 0.203 \frac{P}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)^2} \qquad (m < 0.4)$$

SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Stesa di carico nastriforme di larghezza B



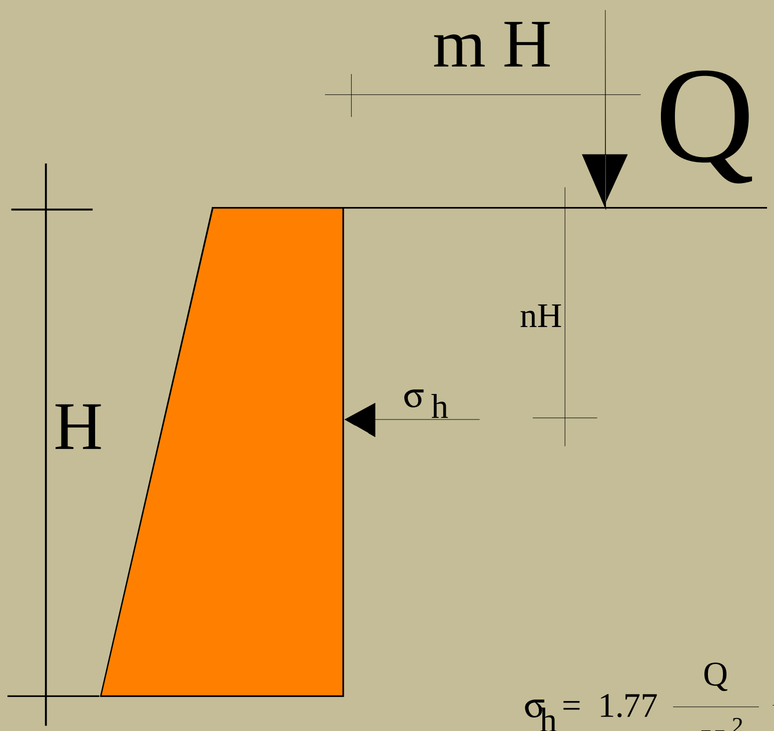
$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi}(\beta + \sin\beta)\sin^2\alpha + \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\alpha)\cos^2\alpha$$

SPINTA PER SOVRACCARICHI

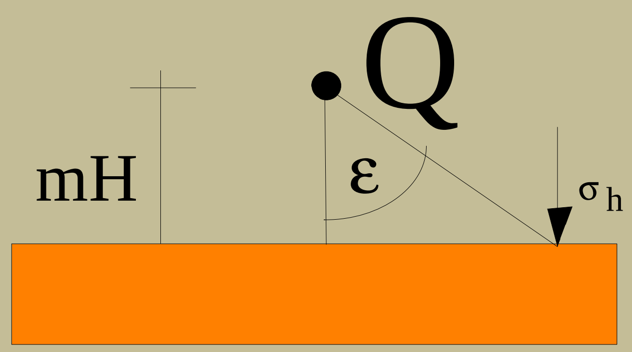
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Carico concentrato puntiforme

sezione



pianta



$$\sigma_h = 1.77\,\frac{Q}{H^2}\,\frac{m^2 \cdot n^2}{(m^2 + n^2)^3}\cos^2(1.1\,\varepsilon) \qquad (m > 0.4)$$

$$\sigma_h = 0.28\,\frac{Q}{H^2}\,\frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3}\cos^2(1.1\,\varepsilon) \qquad (m < 0.4)$$

SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

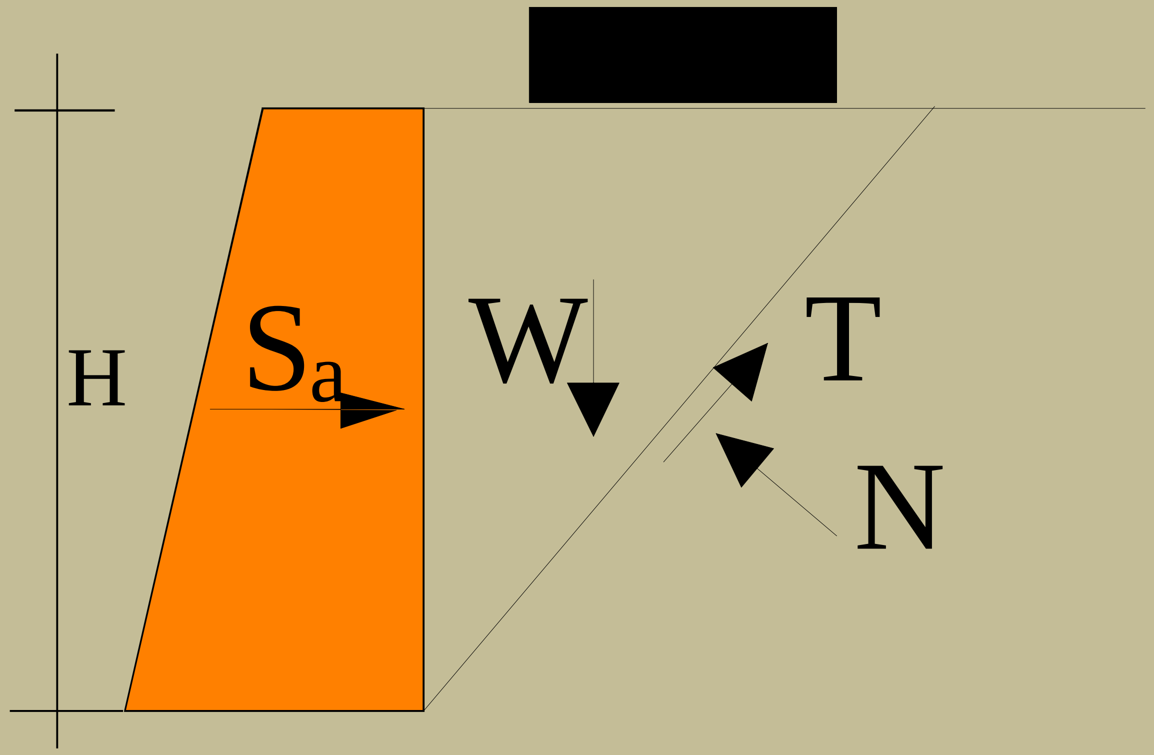
DIFETTI

- Non si tiene conto della resistenza del terreno
- Non si tiene conto della presenza contemporanea del peso proprio

PREGI

- Semplicità delle soluzioni
- Forniscono la distribuzione della spinta e quindi il punto di applicazione del risultante

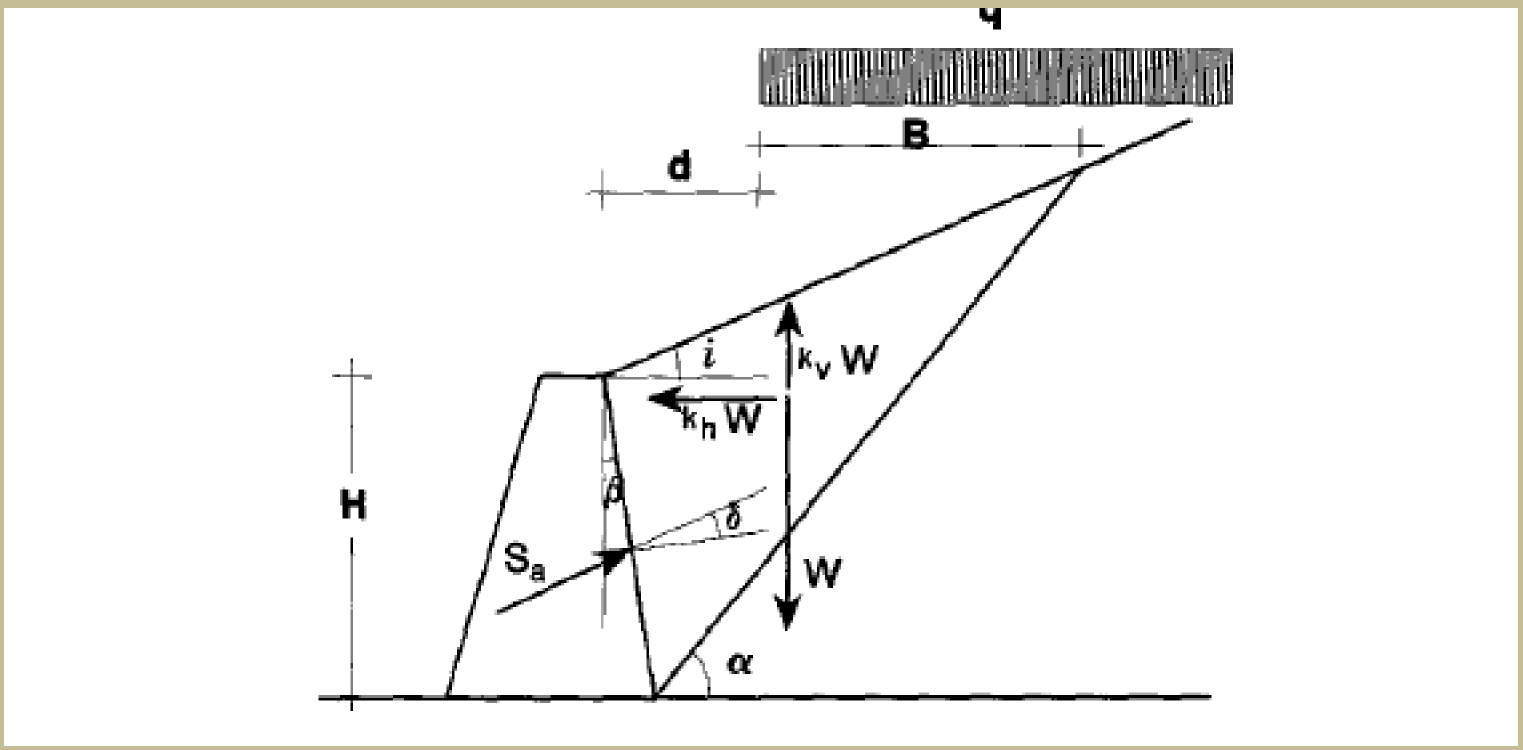
SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELLA PLASTICITA’



1) Si scrivono le equazioni di equilibrio nelle direzioni orizzontale e verticale
2) Si ricava il valore della spinta in funzione dell’angolo α
3) Si cerca il valore massimo della spinta
4) Si ricavano i valori del coeficiente di spinta dovuto al peso proprio e di quello dovuto al sovraccarico

Risultati dalla modellazione a comportamento rigido - plastico

In generale si ottengono due differenti coefficienti di spinta attivadifferenti per il peso proprio e per il sovraccarico



Spinta dovuta ai sovraccarichi

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1 - k_v)H^2 \frac{\tan(\alpha - \phi') + k_h/(1 - k_v)}{(\tan\alpha - \tan i)[\cos\delta + \sin\delta\tan(\alpha - \phi')]}$$

$$+ q(1 - k_v)H \frac{\tan(\alpha - \phi') + k_h/(1 - k_v)}{(\tan\alpha - \tan i)[\cos\delta + \sin\delta\tan(\alpha - \phi')]}$$

$$\cdot [1 - \lambda(\tan\alpha - \tan i)]$$

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1 - k_v)H^2K_{a,\gamma} + q(1 - k_v)HK_{a,q}$$

where

$$K_{a,\gamma} = \frac{\tan(\alpha - \phi') + k_h/(1 - k_v)}{(\tan\alpha - \tan i)[\cos\delta + \sin\delta\tan(\alpha - \phi')]}$$

and

$$K_{a,q} = rK_{a,\gamma}$$

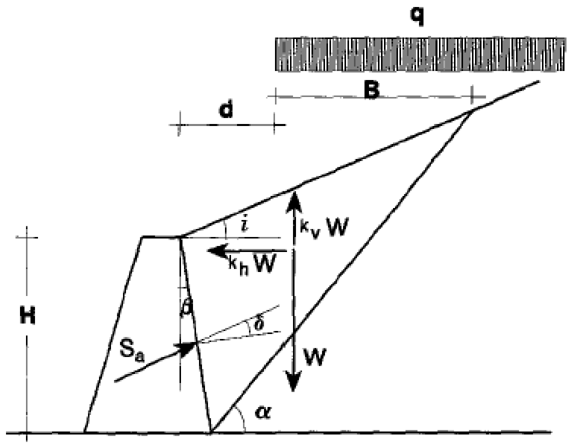
where

$$r = [1 - \lambda(\tan\alpha - \tan i)]$$

$\lambda = d / H$

SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELLA PLASTICITA'
Motta (1994)

Applicazione della teoria della plasticità: spinta dovuto a peso proprio e a sovraccarico a distanza



$$\tan(\alpha_c - i) = \frac{\sin a \sin b + (\sin^2 a \sin^2 b + \sin a \cos a \sin b \cos b + A \cos c \cos a \sin b)^{0.5}}{A \cos c + \sin a \cos b}$$

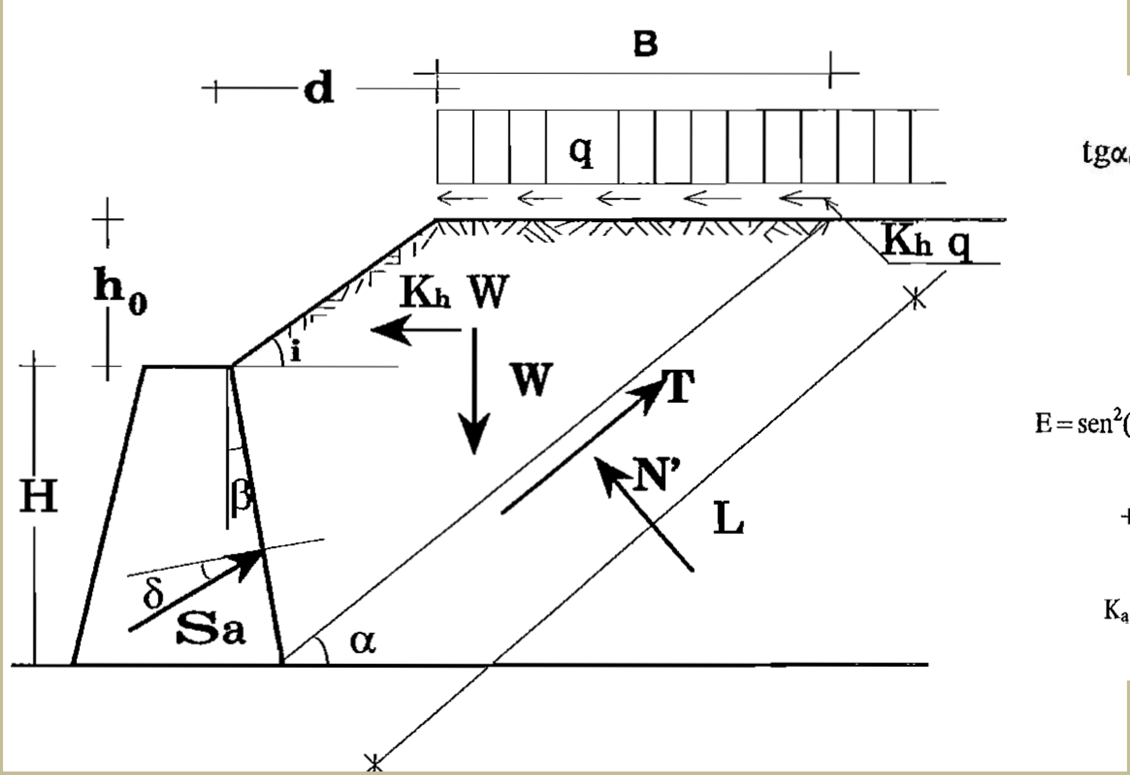
where $a = \phi' + \delta - i$; $b = \phi' - i - \theta$; $c = \theta + \delta$; and

$$A = [(1 + n_q)\sin i \cos i + \lambda n_q]/(1 + n_q)\cos^2 i$$

$$K_{a,\gamma q} = \frac{(1 + n_q)\cos^2 i[1 - A \tan(\alpha_c - i)][\cos b - \sin b/\tan(\alpha_c - i)]}{\cos\theta[\cos a + \tan(\alpha_c - i)\sin a]}$$

Soluzione per terrapieni di altezza finita

Motta (1993)



$$tg\alpha_c = \frac{sen\,(\phi' + \delta + \beta) sen(\phi' - \theta) + \sqrt{E}}{A cos(\theta + \delta + \beta) + cos(\phi' - \theta) sen(\phi' + \delta + \beta)}$$

$$A = \frac{t cotg i (t + n_q) - tg\beta (1 + 2t + n_q)}{(1 + t)\ (1 + t + n_q)}$$

$$E = sen^2(\phi' + \delta + \beta)\ sen^2(\phi' - \theta) + \frac{sen[2(\phi' - \theta)]\ sen[2(\phi' + \delta + \beta)]}{4} +$$

$$+\ A\ cos(\theta + \delta + \beta)\ sen\ (\phi' - \theta)\ cos\ (\phi' + \delta + \beta)$$

$$K_{a,\gamma q} = \frac{(1+t)(1+t+n_q)(1 - A tg\alpha_c)\ \ [cos(\phi' - \theta) - sen(\phi' - \theta)/tg\alpha_c]}{cos\theta\ [cos(\phi' + \delta + \beta) + tg\alpha_c\ sen(\phi' + \delta + \beta)]}$$

$$n_q = \frac{2q}{\gamma H}$$

SPINTA PER SOVRACCARICHI
SOLUZIONI BASATE SULLA TEORIA DELLA PLASTICITA'

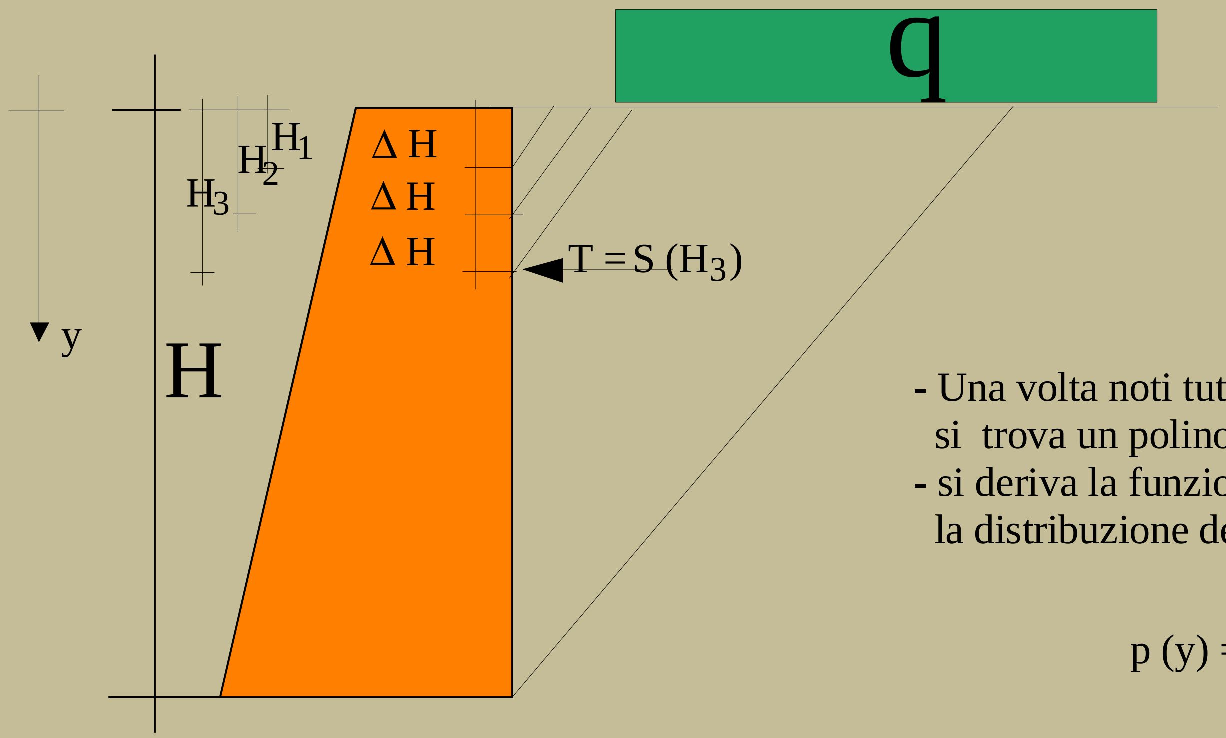
PREGI

- Si tiene conto della resistenza del terreno
- Si tiene conto della presenza contemporanea del peso proprio
- Versatilità del metodo

DIFETTI

- Non forniscono la distribuzione della spinta e quindi il punto di applicazione del risultante

Come ricavare il punto di applicazione del risultante



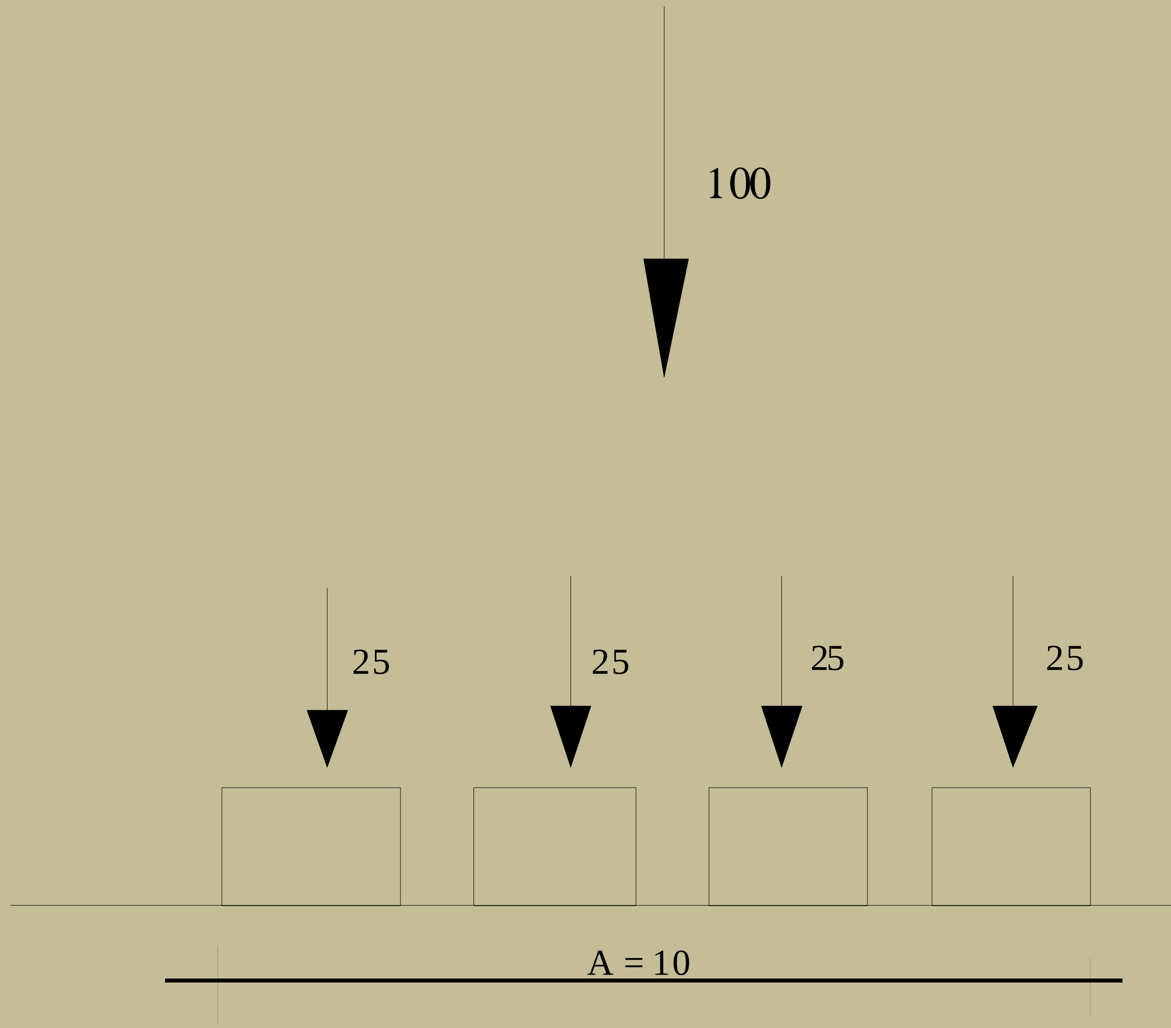
- Una volta noti tutti i valori di T, si trova un polinomio interpolatore per T
- si deriva la funzione T(y) e si ricava la distribuzione delle pressioni orizzontali :

$$p(y) = \frac{dT(y)}{dy}$$

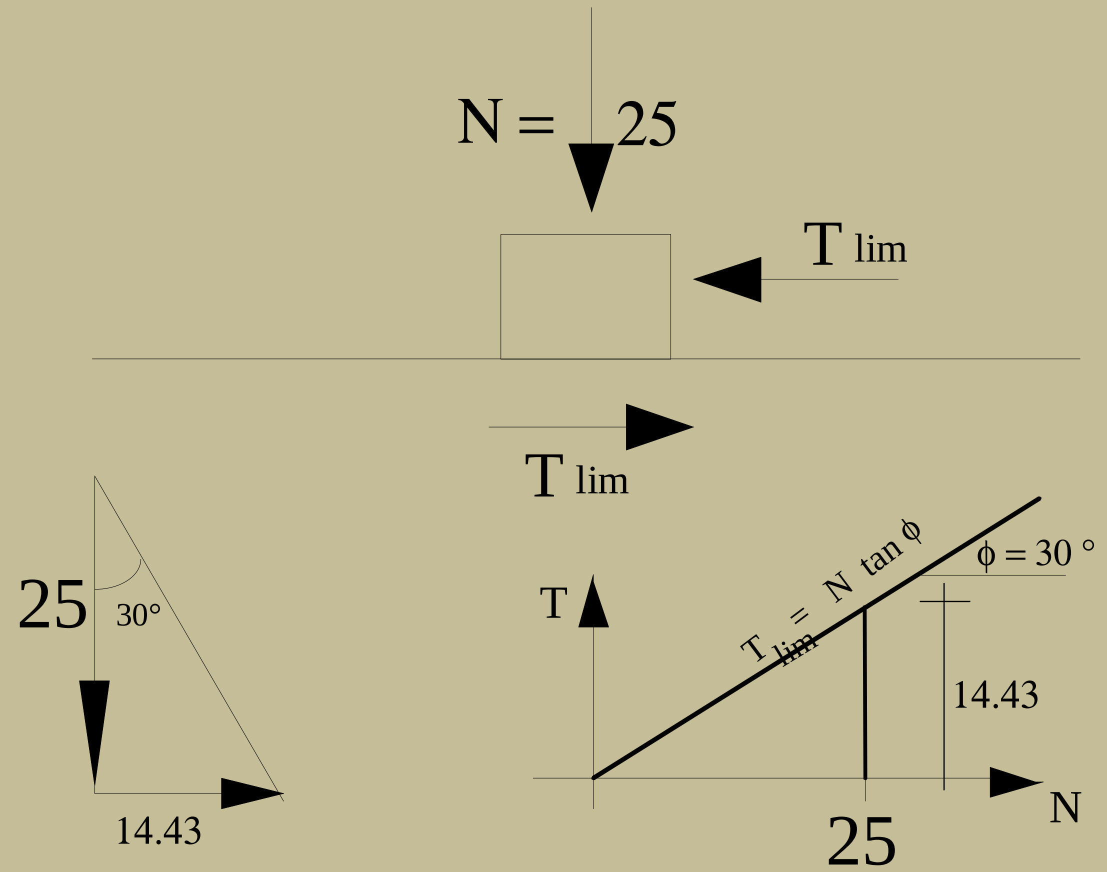
Spinta delle terre in presenza di acqua

Effetto delle pressioni interstiziali

Principio delle tensioni efficaci: terreni asciutti



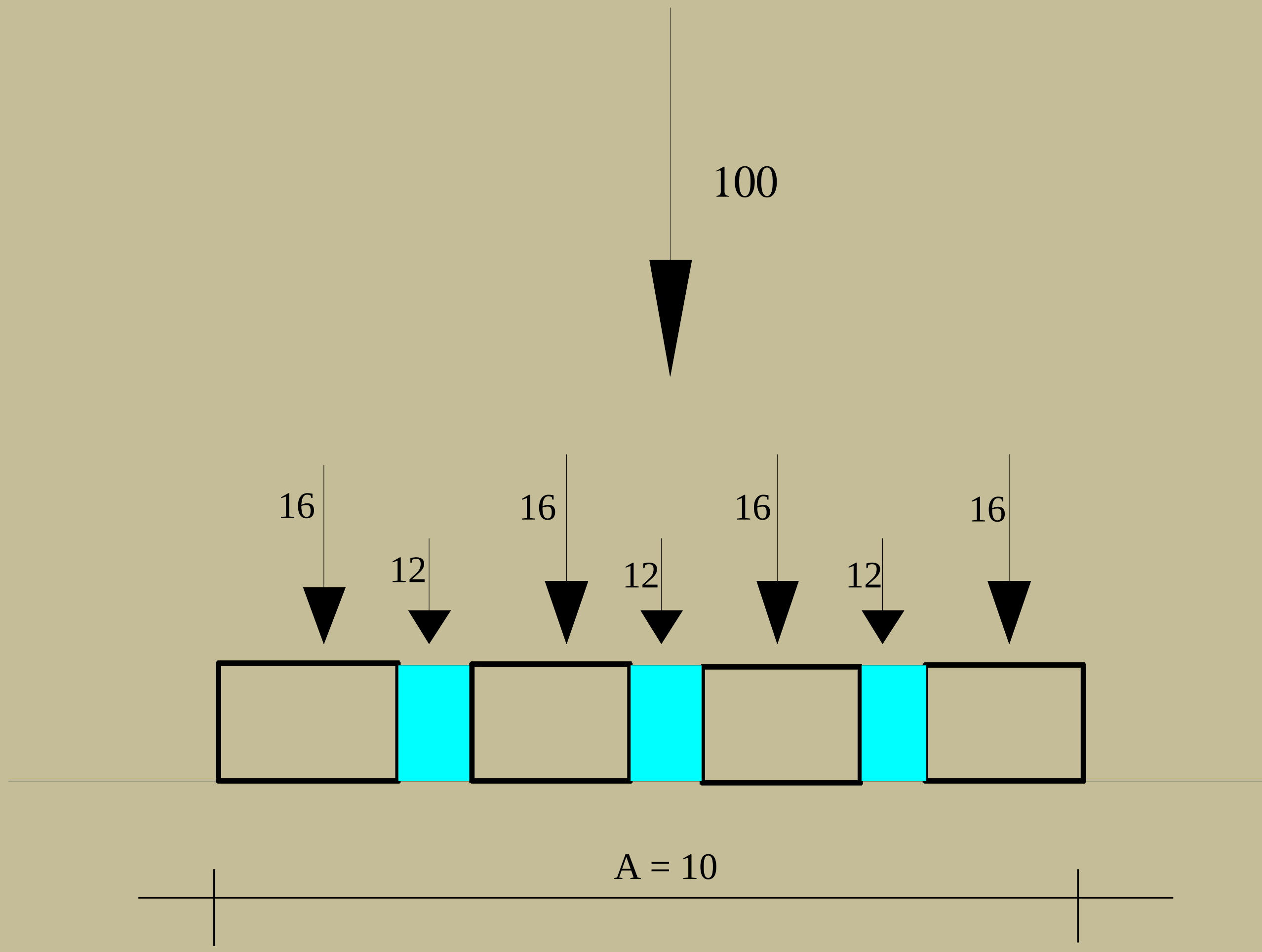
Su un granello la resistenza allo scorrimento vale:



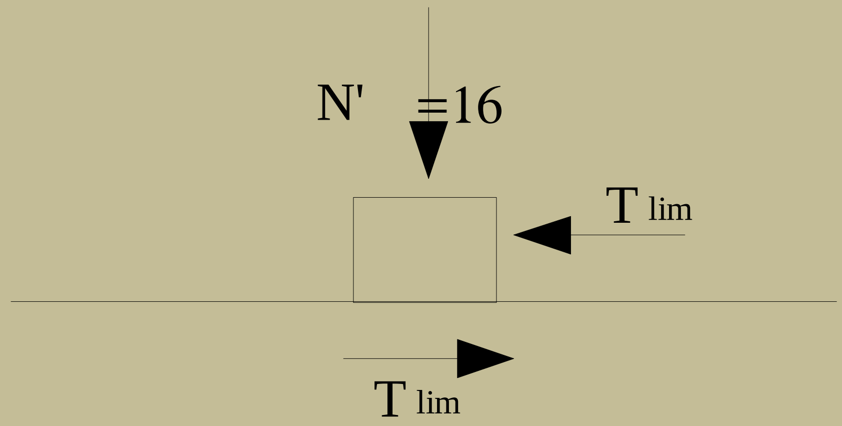
Se chiamiamo tensione efficace s' la tensione media rapportata a tutta l'area A contributo di tutte le forze sui granelli, si ottiene:

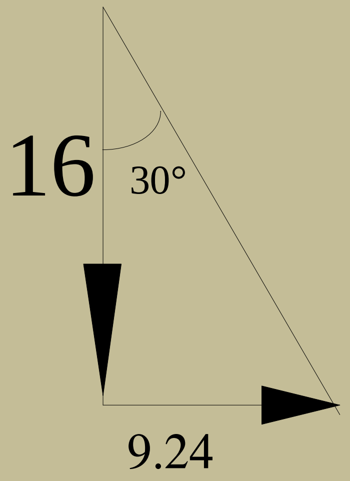
s' = (25+25+25+25)/10 = 10

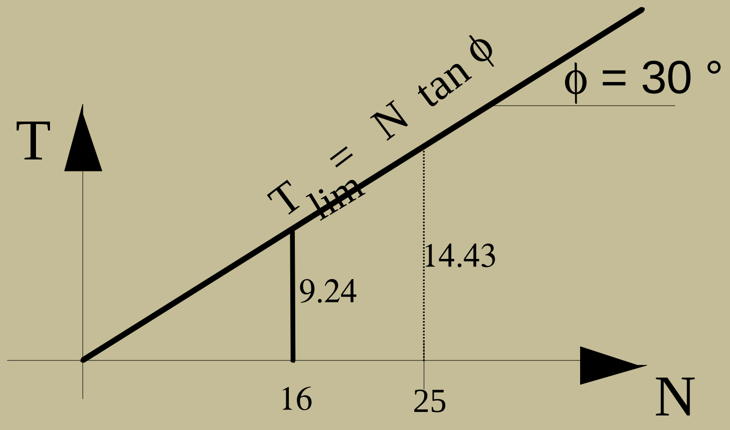
Principio delle tensioni efficaci terreni saturi



Su un granello la resistenza allo scorrimento vale:







Principio delle tensioni efficaci:
(in un terreno saturo)

La tensione sui granelli (tensione efficace)in una data giacitura è data dalla pressione totale agente sulla giacitura meno la pressione dell'acqua

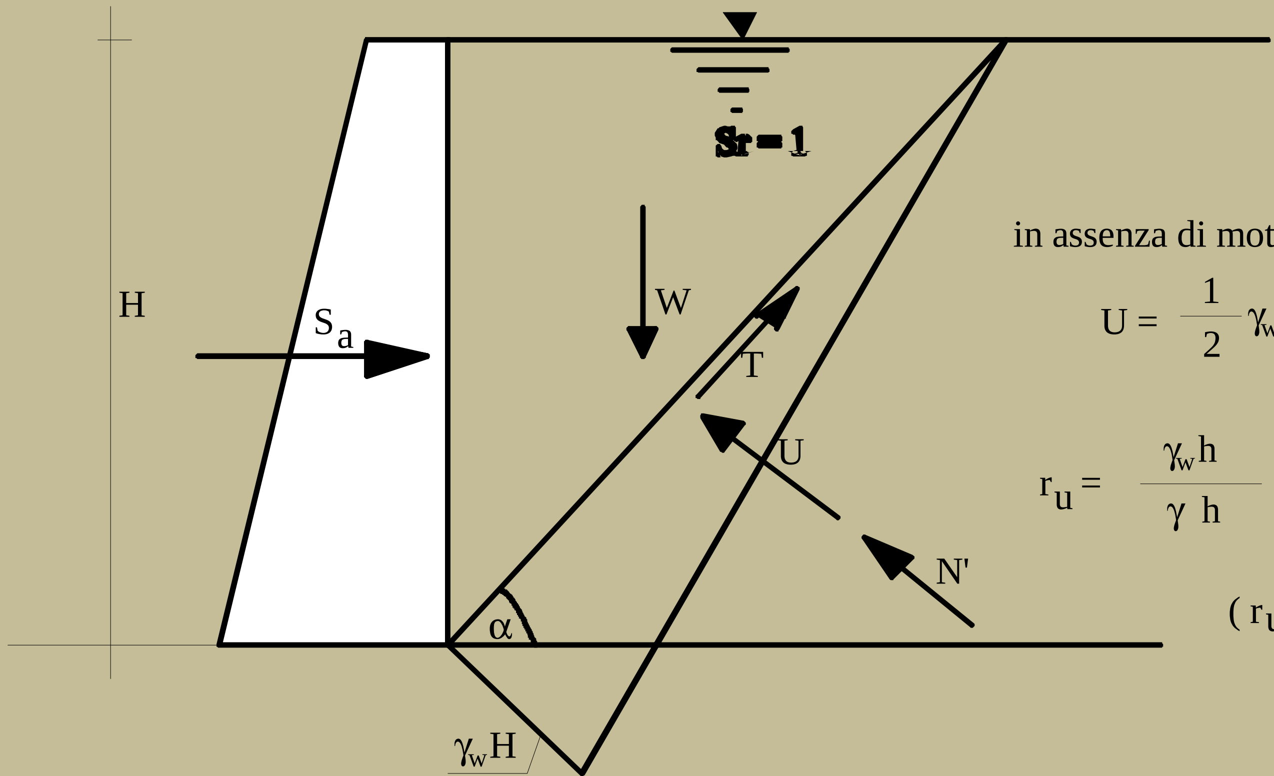
$$\sigma' = \sigma - u$$

In presenza di acqua il terreno perde tensioni sui granelli e quindi perde resistenza allo scorrimento

Criterio di Coulomb – Terzaghi:

$$\tau_{lim} = \sigma' \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi'$$

Spinta in presenza di acqua: assenza di moti di filtrazione



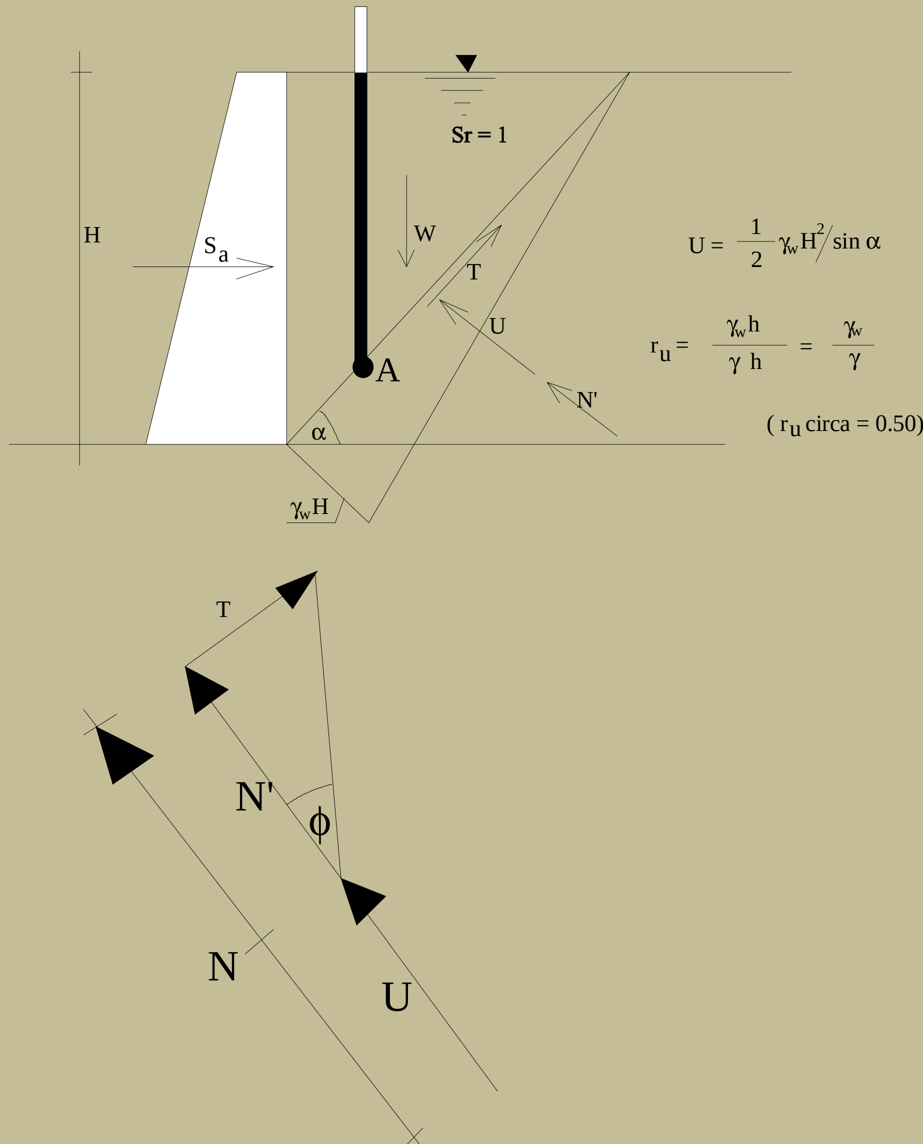
in assenza di moti di filtrazione:

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 / \sin\alpha$$

$$r_u = \frac{\gamma_w h}{\gamma\ h} = \frac{\gamma_w}{\gamma}$$

(r_u circa = 0.50)

Resistenza lungo il piano di scorrimento: principio delle tensioni efficaci



Sistema di equazioni all'equilibrio limite in presenza di terrapieni saturi (no filtrazione)

$$S_a + T\cos\alpha - N'\sin\alpha - U\sin\alpha = 0$$

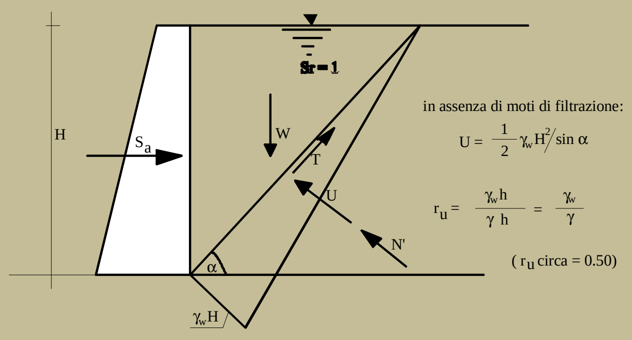
$$W - T\sin\alpha - N'\cos\alpha - U\cos\alpha = 0$$

$$T = N'\tan\varphi$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 / \sin\alpha$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma H^2 cotg\alpha$$

$$Sa = \frac{1}{2}\gamma' H^2 K_a + \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$



Esempio dell'influenza delle pressioni interstiziali sulla spinta delle terre

Se il terrapieno è saturo (Sr =1) (il 15 Novembre)

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma' H^2 K_a + \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

γ' = peso sommerso del terreno

Se il terrapieno è asciutto (Sr = 0) (il 10 Agosto)

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_d H^2 K_a$$

γd = peso del terreno asciutto

DATI: Confronto nel valore della spinta in presenza d’acqua

H = 3 m; $\phi' = 35°$; $G_s = 27$ kN/m^3; $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3; porosità n = 0.40

Ka = 0.271

Il 10 Agosto: Sr = 0

$\gamma_d = Gs\,(1-n) + \gamma_w S_r\, n = 27(1-0.4) + 0 = 16.2$ kN/m^3

La spinta risulta:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_d H^2 K_a = 0.5 \cdot 16.2 \cdot 9 \cdot 0.271 = 19.76\ kN/m$$

Il 20 Novembre: Sr = 1

$\gamma_{sat} = Gs\,(1-n) + \gamma_w S_r\, n = 27(1-0.4) + 9.81 \times 1 \times 0.4 = 20.12$ kN/m^3

La spinta risulta:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma' H^2 K_a + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = 0.5 \cdot (20.12 - 9.81) \cdot 9 \cdot 0.271 + 0.5 \cdot 9.81 \cdot 9 = 56.71$$

Come possiamo ridurre le spinte dovute alle pressioni interstiziali?

Pressioni interstiziali in regime di filtrazione

Equazione di Laplace

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

$$\frac{v^2}{2g} = trascurabile$$

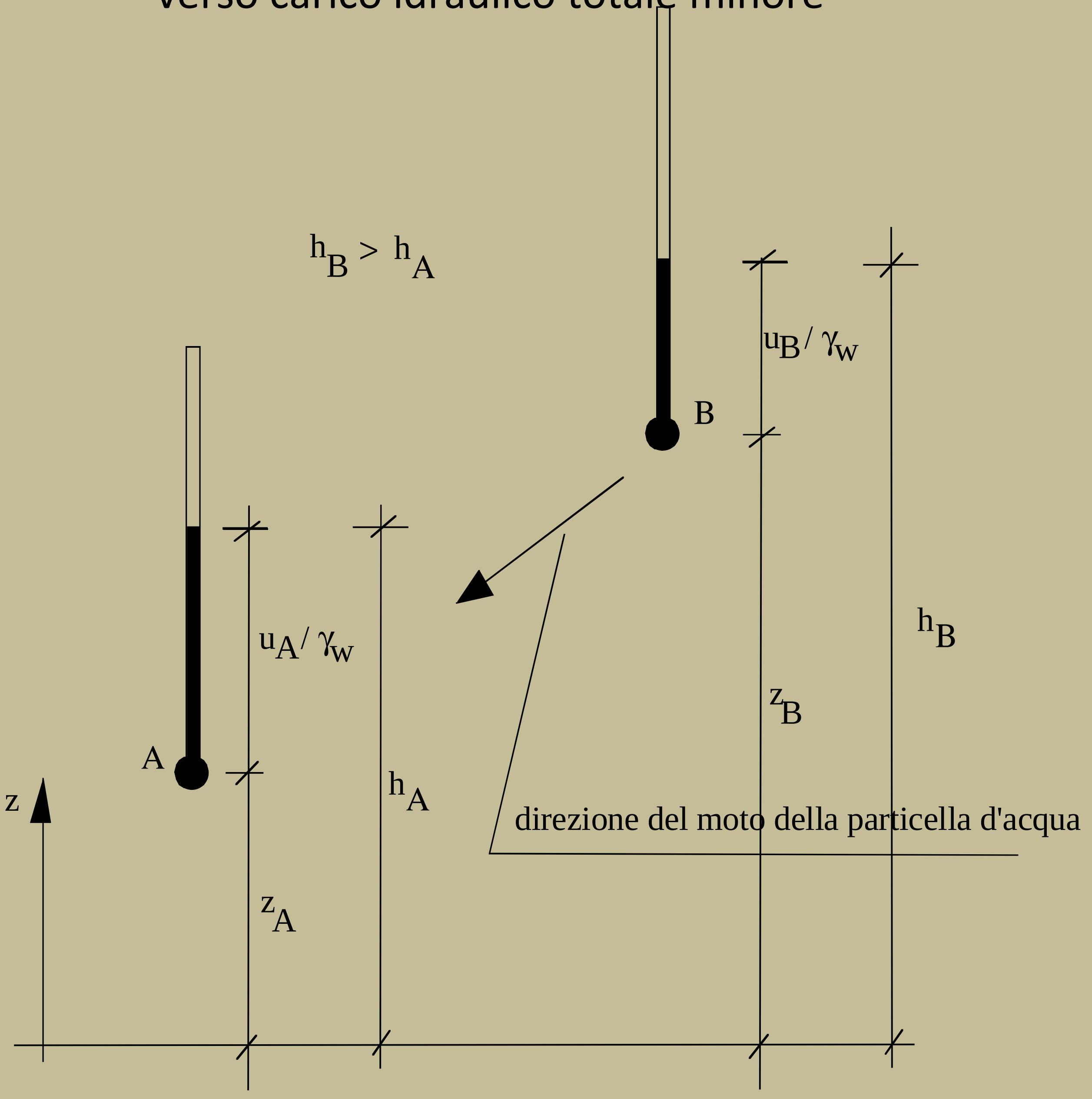
Esempio: se $v = 10^{-2}$ cm/s

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{0.0001 cm/s}{2 \cdot 981 cm^2/s} = 0.00000005 cm = 0.0000000005 m (5 \cdot 10^{-10}\, m)$$

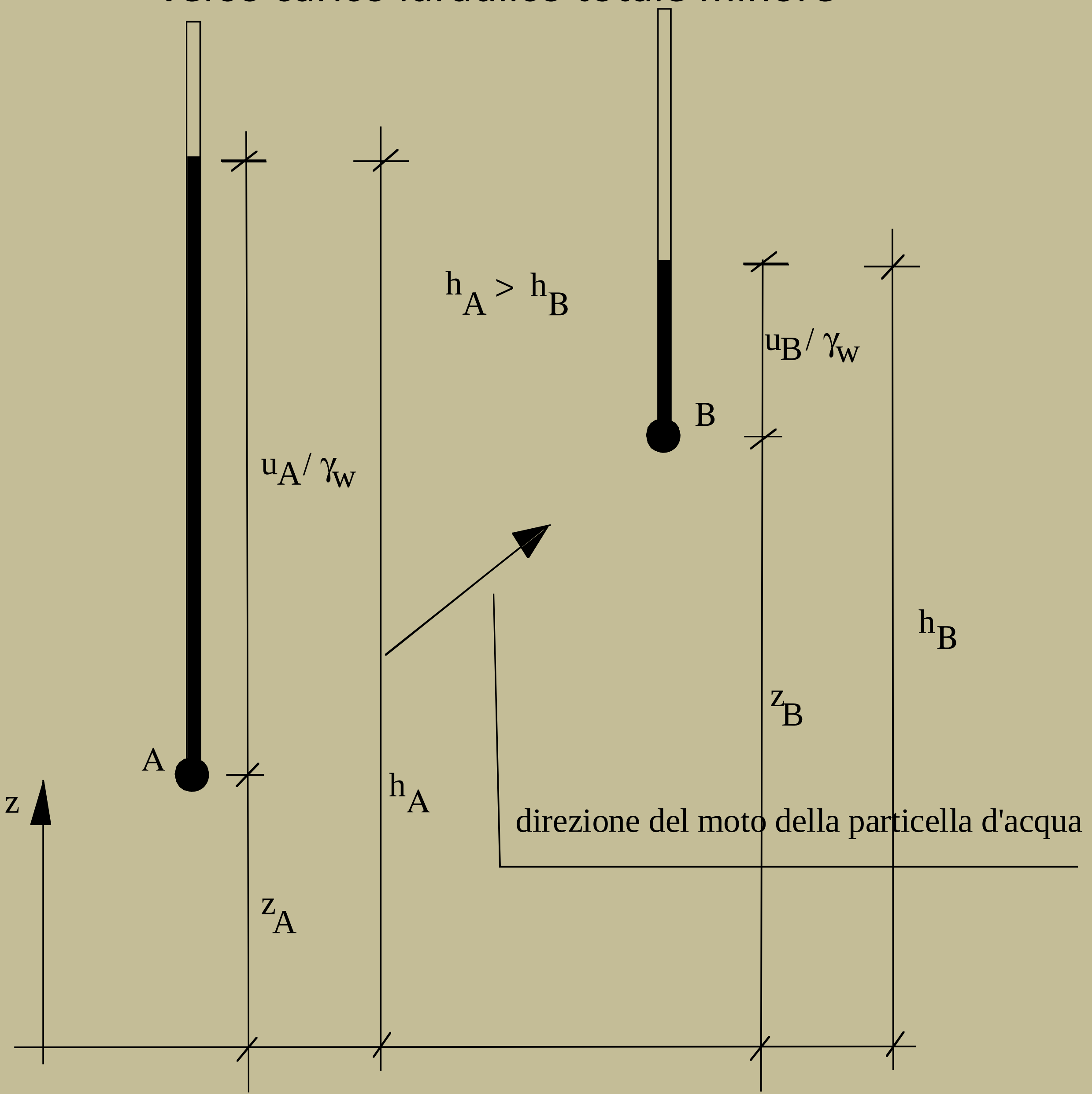
Quindi:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

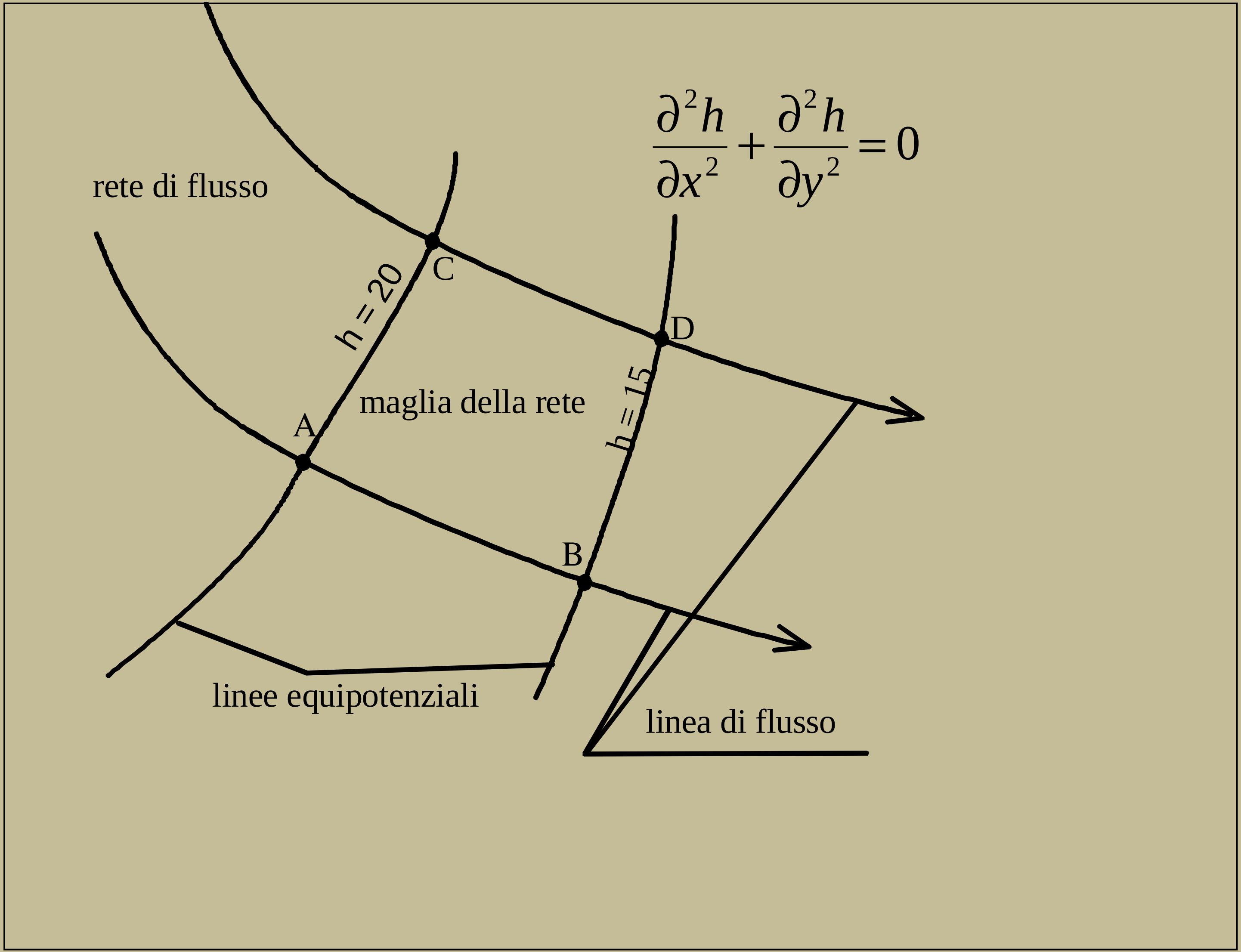
L'acqua nel terreno si muove da carico idraulico totale maggiore verso carico idraulico totale minore



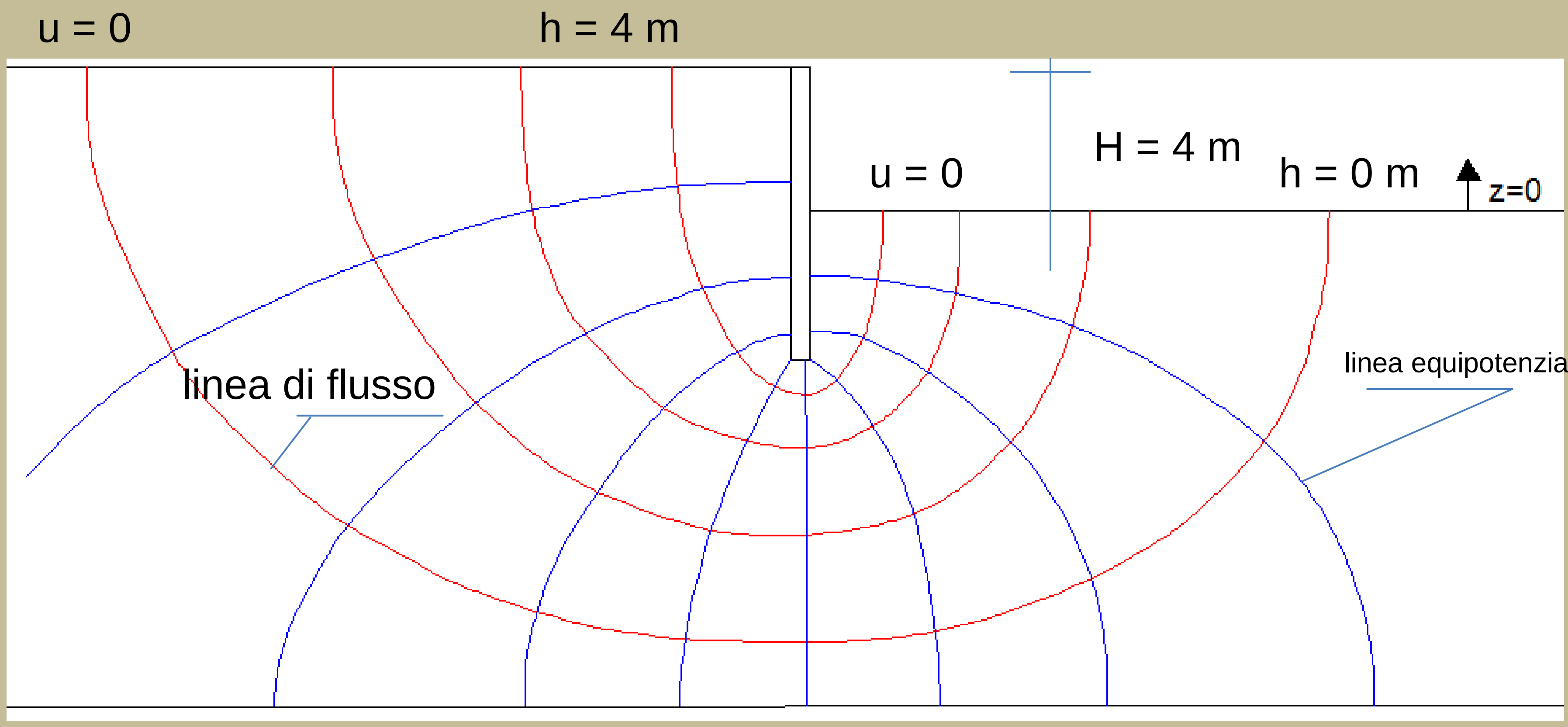
L’acqua nel terreno si muove da carico idraulico totale maggiore verso carico idraulico totale minore



Flusso e potenziale



Tipica rete di flusso in una paratia



Drenaggi :tipologie di uso comune:

Drenaggio sub-verticale

Drenaggio sub-orizzontale

ELIMINIAMO FALSE CREDENZE

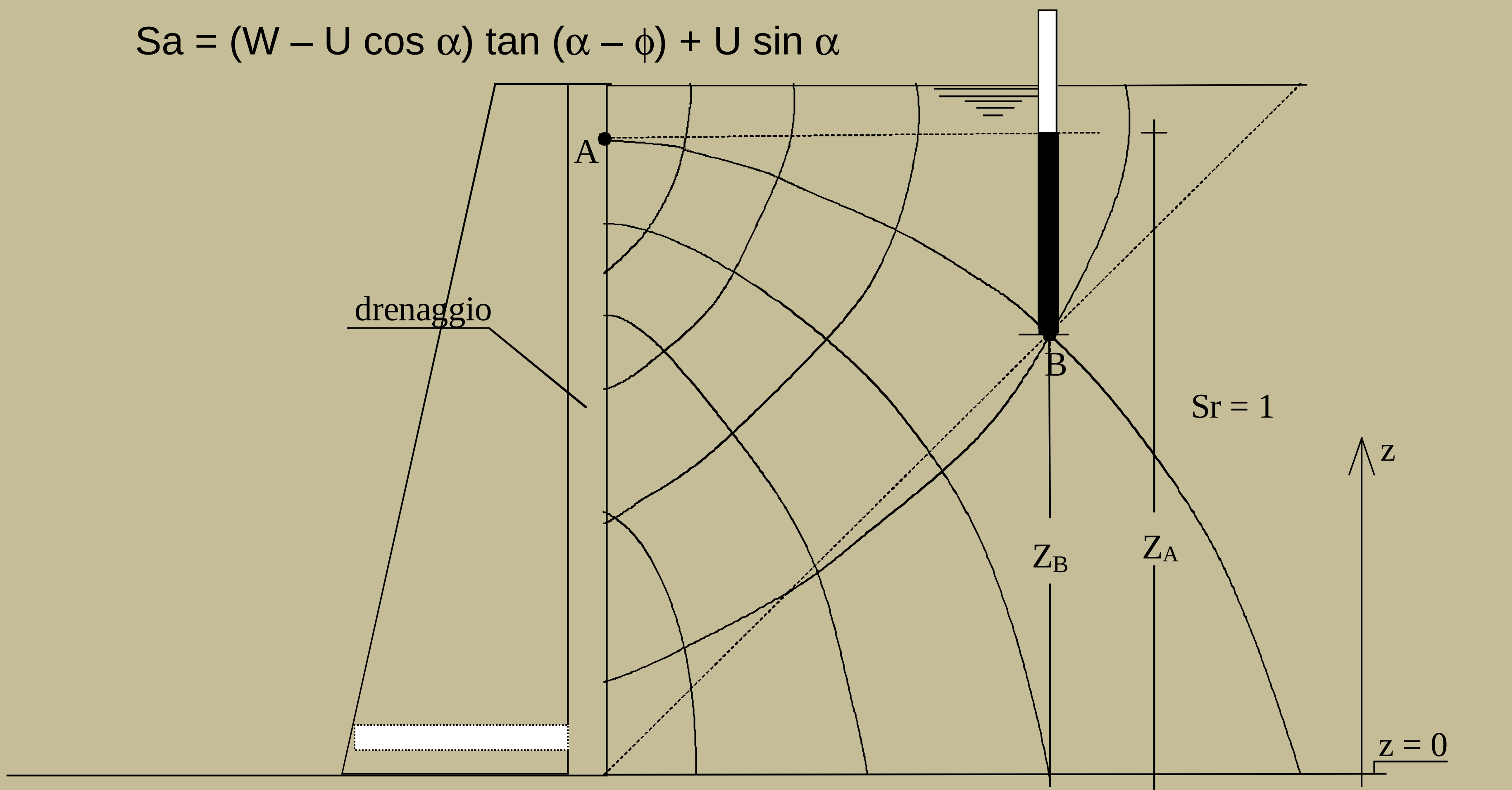
L’efficienza di un sistema di drenaggio non dipende dalla quantità d’acqua portata via ma dall’entità di riduzione delle pressioni interstiziali

Cosa succede se realizziamo un drenaggio:
Schema di drenaggio con dreno sub-verticale: rete di flusso

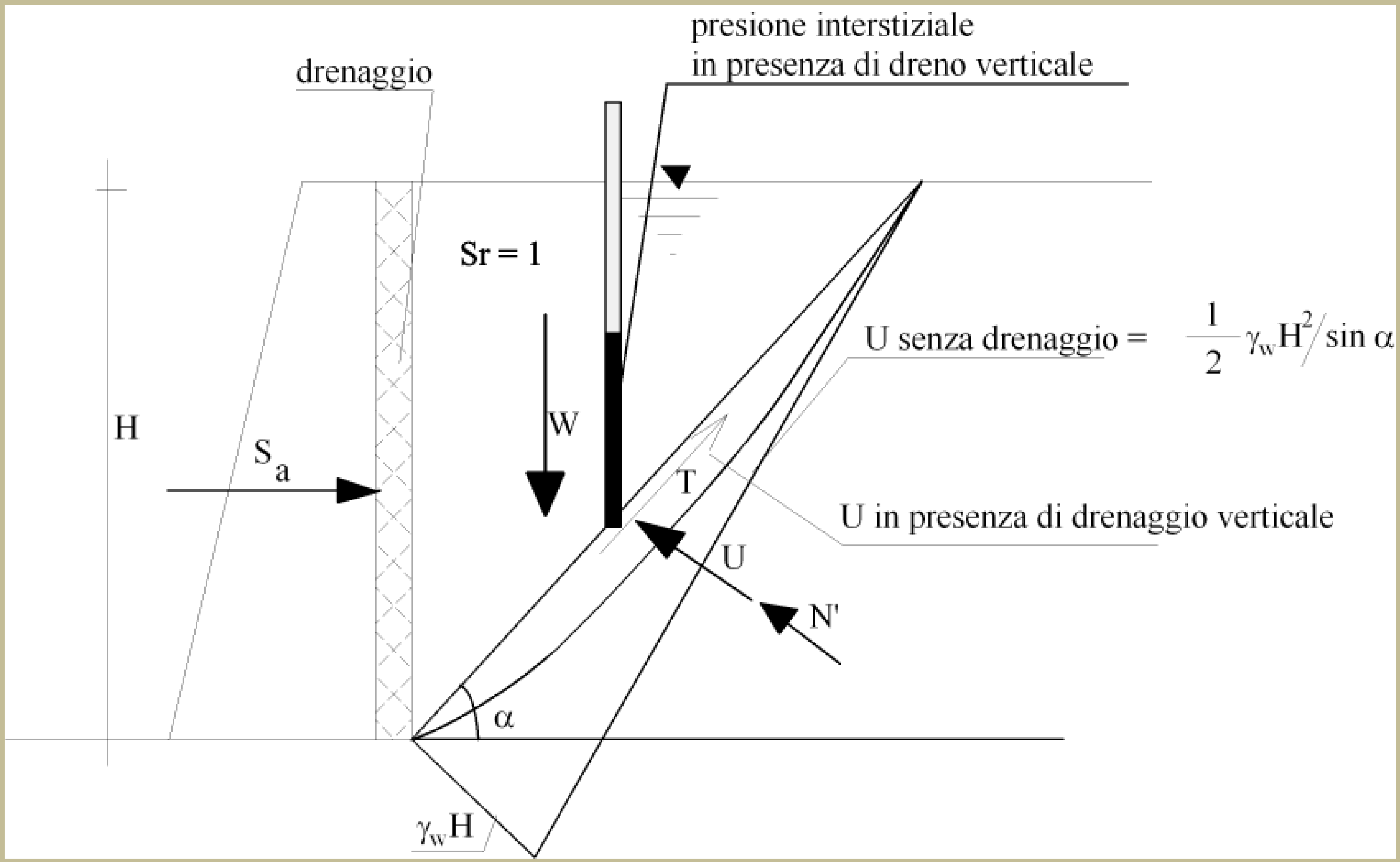
$$h = z + u/\gamma_w$$

$$u_A/\gamma_w + z_A = u_B/\gamma_w + z_B \qquad u_B = \gamma_w(z_A - z_B)$$

$$Sa = (W - U\cos\alpha)\tan(\alpha - \phi) + U\sin\alpha$$

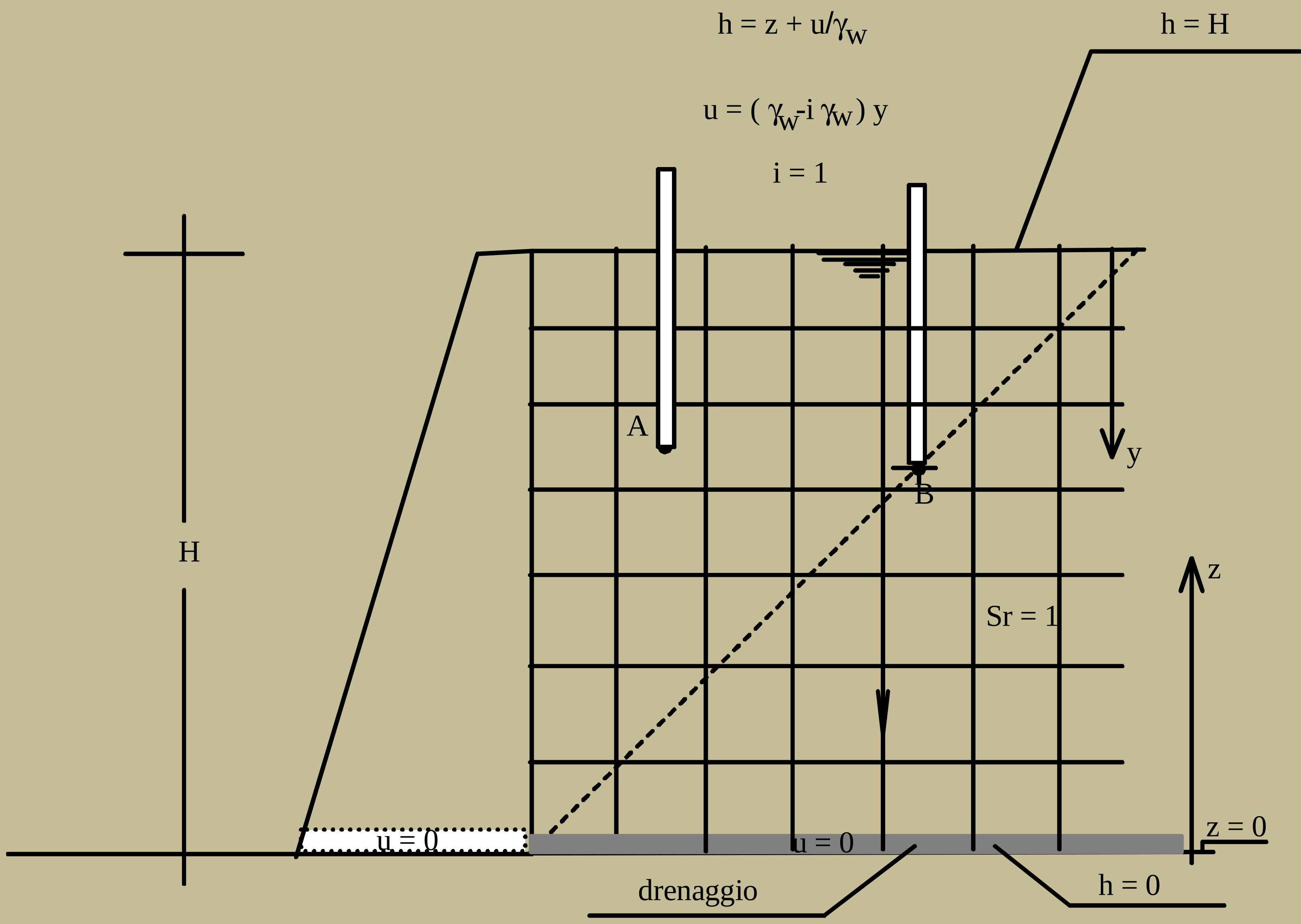


Pressioni interstiziali con un dreno sub-verticale



Sa = (W – U cos α) tan (α – ϕ) + U sin α

Drenaggio sub-orizzontale



Equazione di Laplace per il caso monodimensionale

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

$$h(y) = h(0) + \frac{(h(L) - h(0))}{L} y$$

$$h(y) = H + \frac{0 - H}{H} y$$

$$h(y) = H - y$$

Ma:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \rightarrow \frac{u}{\gamma_w} = h - z$$

E siccome $z = H - y$

e

$h(y) = H - y$ ne segue che tutto il carico idraulico è pari al carico di quota z

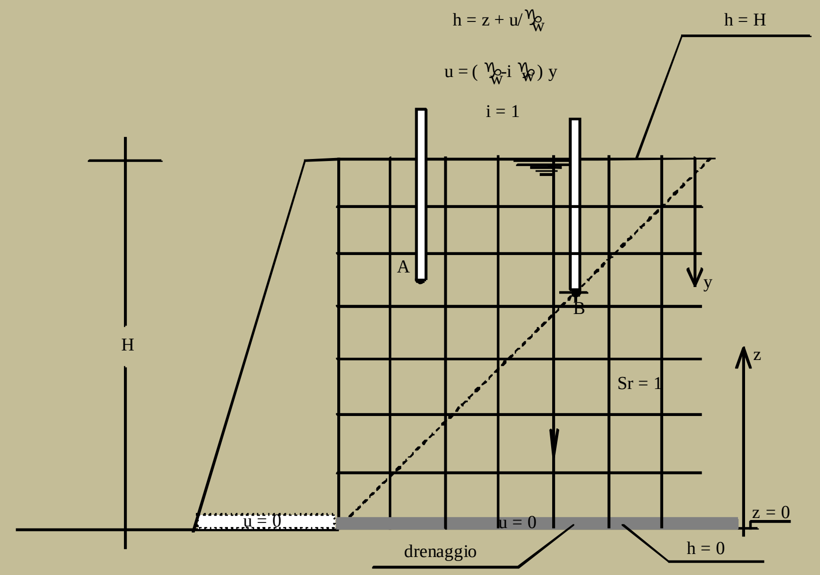
E quindi

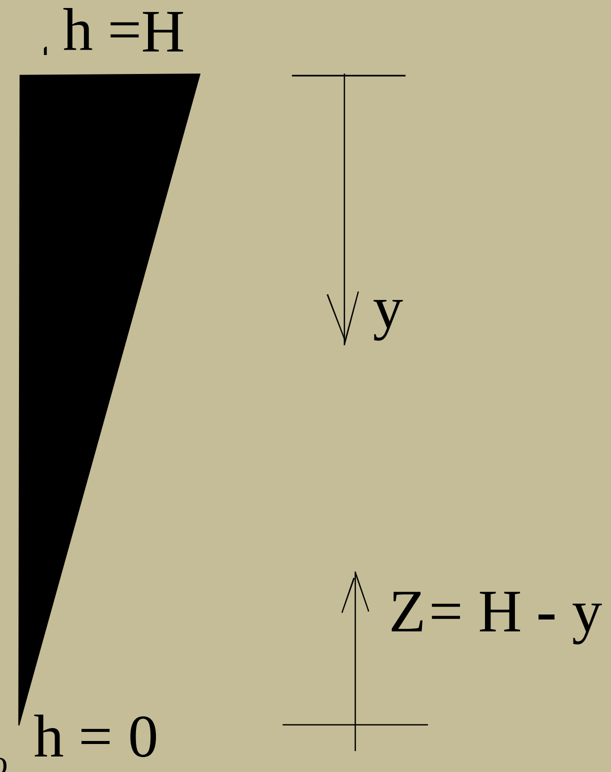
$$\frac{u(y)}{\gamma_w} = 0$$

Verifica:

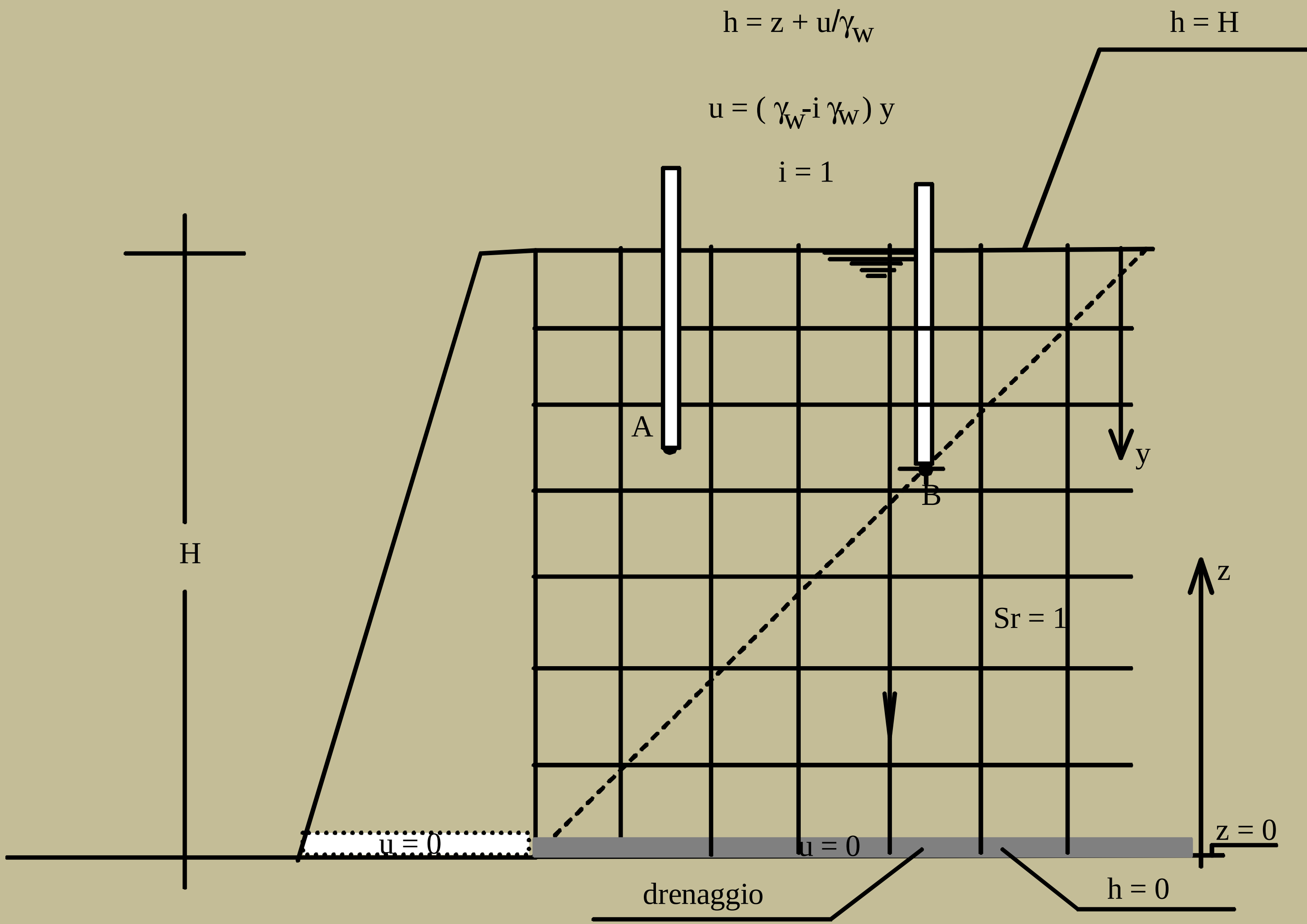
$$\frac{u}{\gamma_w} = h(y) - z = H - y - (H - y) = 0$$

Nel un moto gravitativo verticale in qualunque punto del terreno la pressione dell'acqua è zero





Drenaggio sub-orizzontale



Forze di filtrazione e peso del terreno

Il moto di filtrazione è dovuto ad una differenza di carico idraulico totale. Il gradiente idraulico *i* è definito come il rapporto tra la perdita di carico ed il percorso in cui tale perdita avviene:

$$i = \frac{\partial h}{\partial y}$$

Nel moto verticale il gradiente è costante e, nel caso particolare di drenaggio sub-orizzontale, vale:

$$i = \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{H - 0}{L} = \frac{H}{H} = 1$$

Il moto dell'acqua determina una forza di volume aggiuntiva nella direzione del moto:

$$p_f = i \cdot \gamma_w = 1 \cdot \gamma_w = \gamma_w$$

Il terreno si carica per effetto del trascinamento verso il basso dovuto al moto dell'acqua. Ne segue che il peso del terreno passa dal suo valore sommerso γ' ad uno maggiore dato dalla formula

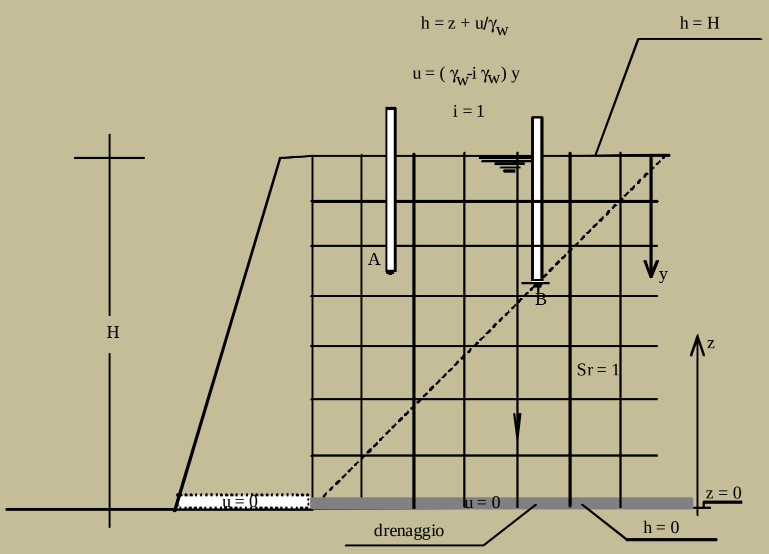
$$\gamma = \gamma' + i\,\gamma_w = \gamma' + \gamma_w = \gamma_{sat}$$

E' come se il terreno fosse "asciutto" ma pesasse con il valore del suo stato saturo.

**In un drenaggio sub-orizzontale:
le pressioni dell'acqua sono zero
e la spinta diventa:**

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_{sat}H^2K_a$$

Infatti: $\sigma' = \sigma - u = \sigma - 0 = \sigma$



Spinta nel terrapieno precedente il 20 Novembre
ma con drenaggio sub-orizzontale

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_{sat}H^2K_a = \frac{1}{2}\cdot 20.12\cdot 3^2\frac{1}{3} = 30.18kN$$

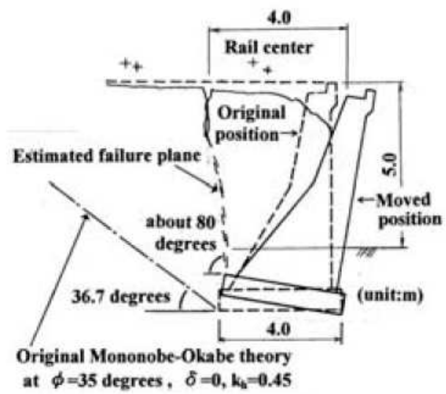
Sa = 19.76 kN se il terreno fosse stato asciutto

Sa = 56.71 kN se il terreno fosse stato saturo e senza drenaggio

SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

CONDIZIONI SISMICHE

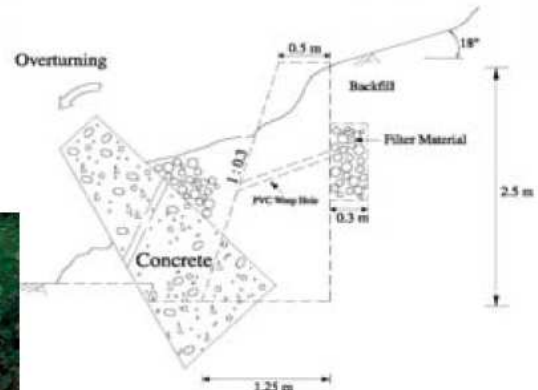
Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Tatsuoka, 2006)

CONDIZIONI SISMICHE

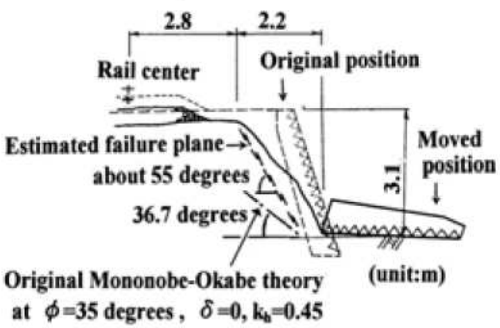
Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Fang et al., 2003)

CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Tatsuoka, 2006)

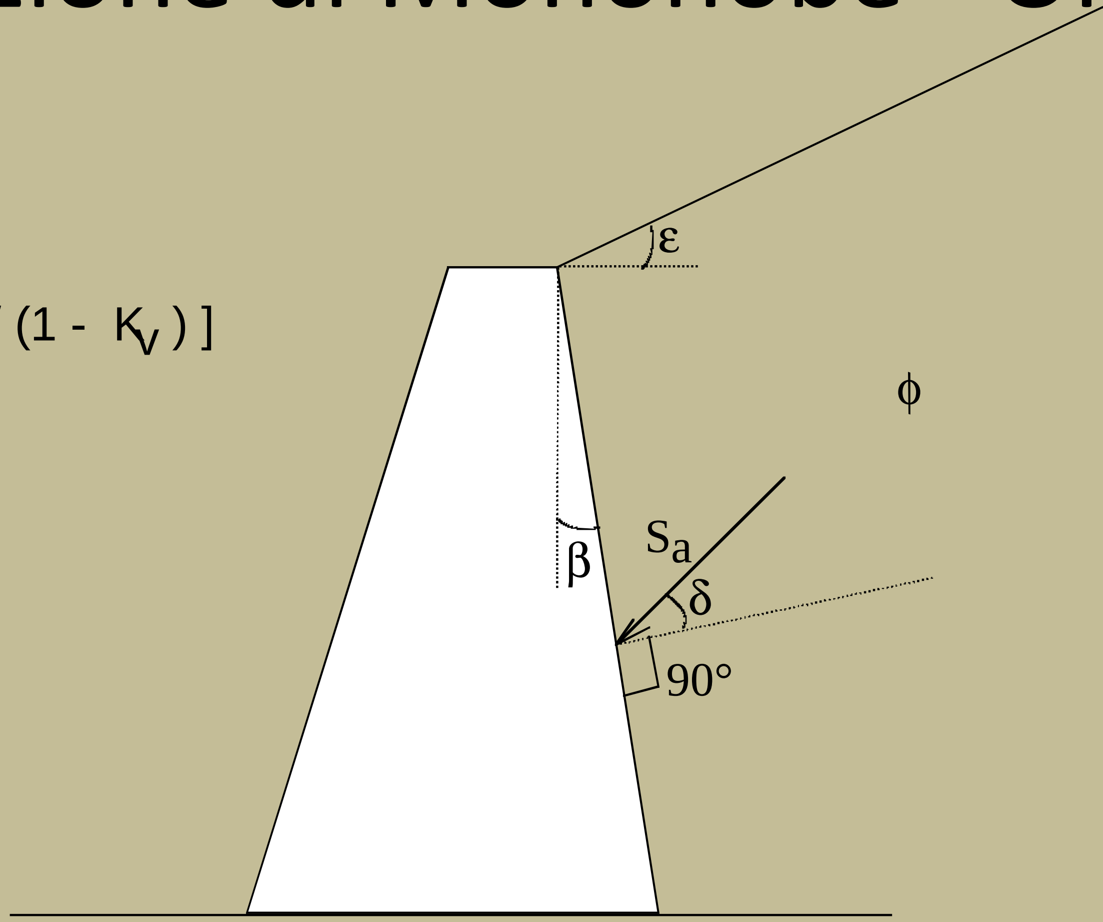
Problematiche relative alla risposta sismica di un muro di sostegno

CONDIZIONI SISMICHE

- In condizioni sismiche il problema reale è molto complesso per la sovrapposizione di movimenti traslativi e rotazionali il cui rapporto relativo dipende dalle caratteristiche:
  - dell'**opera**
  - del **terreno**
  - del **terremoto**
- Durante il terremoto l'entità e la distribuzione delle **pressioni trasmesse dal terreno variano nel tempo**
- Il **punto di applicazione della spinta si sposta** verso l'alto o verso il basso a seconda che l'opera tenda ad avvicinarsi o allontanarsi dal terreno
- Il **moto** è **amplificato** in corrispondenza delle frequenze naturali dell'opera e del deposito che possono muoversi anche in opposizione di fase
- Al termine della scossa sismica possono permanere per un certo periodo **sovrappressioni interstiziali** in eccesso a tergo dell'opera

Soluzione di Mononobe - Okabe

$$\theta = \mathrm{Tan}^{-1}\left[K_h / (1 - K_v)\right]$$



$$K_{ae} = \frac{cos^2(\varphi - \vartheta - \beta)}{cos\vartheta cos^2\beta cos(\delta + \beta + \vartheta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \vartheta - \varepsilon)}{\cos(\beta - \varepsilon)\cos(\delta + \beta + \vartheta)}}\right]^2}$$

Calcolo dell’azione sismica

CONDIZIONI SISMICHE – METODO PSEUDOSTATICO

I coefficienti sismici **orizzontale e verticale, k_h e k_v,** sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g \qquad k_v = \pm 0.5\, k_h$$

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ *accelerazione orizzontale massima al sito*

a_g *accelerazione orizzontale massima al sito su terreno rigido*

S_S e S_T *coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica*

g *accelerazione di gravità*

β_m si ricava dalla **Tabella 7.11.II**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

NB: per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi β_m**=1**

Punto di applicazione dell’incremento di spinta dovuto al sisma:

- muro libero di ruotare o traslare → stesso punto di applicazione della spinta statica
- altri casi, in assenza di studi specifici → a metà altezza del muro

Spinta sismica in presenza di acqua

SPINTA DELL'ACQUA IN CONDIZIONI SISMICHE

(Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008)

Per opere con terrapieno in falda (es. opere marittime) si devono distinguere due condizioni in relazione alla permeabilità del terreno:

- *$k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s $\Rightarrow$ l'acqua interstiziale si muove insieme* allo scheletro solido
- *$k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s $\Rightarrow$ l'acqua interstiziale si muove rispetto* allo scheletro solido

EC 8 – Parte 5

$$E_d = 0.5\,\gamma^*(1 \pm k_v)\,K\,H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

γ^* peso di volume del terreno (immerso)

γ_w peso di volume dell'acqua

γ peso di volume del terreno (saturo)

k_h coefficiente sismico orizzontale

k_v coefficiente sismico verticale

K coeffciente di spinta del terreno (statico+ dinamico, funzione anche di θ)

E_{ws} spinta dell'acqua in condizioni statiche

E_{wd} incremento della spinta dell'acqua in condizioni sismiche

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan\vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\,\frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

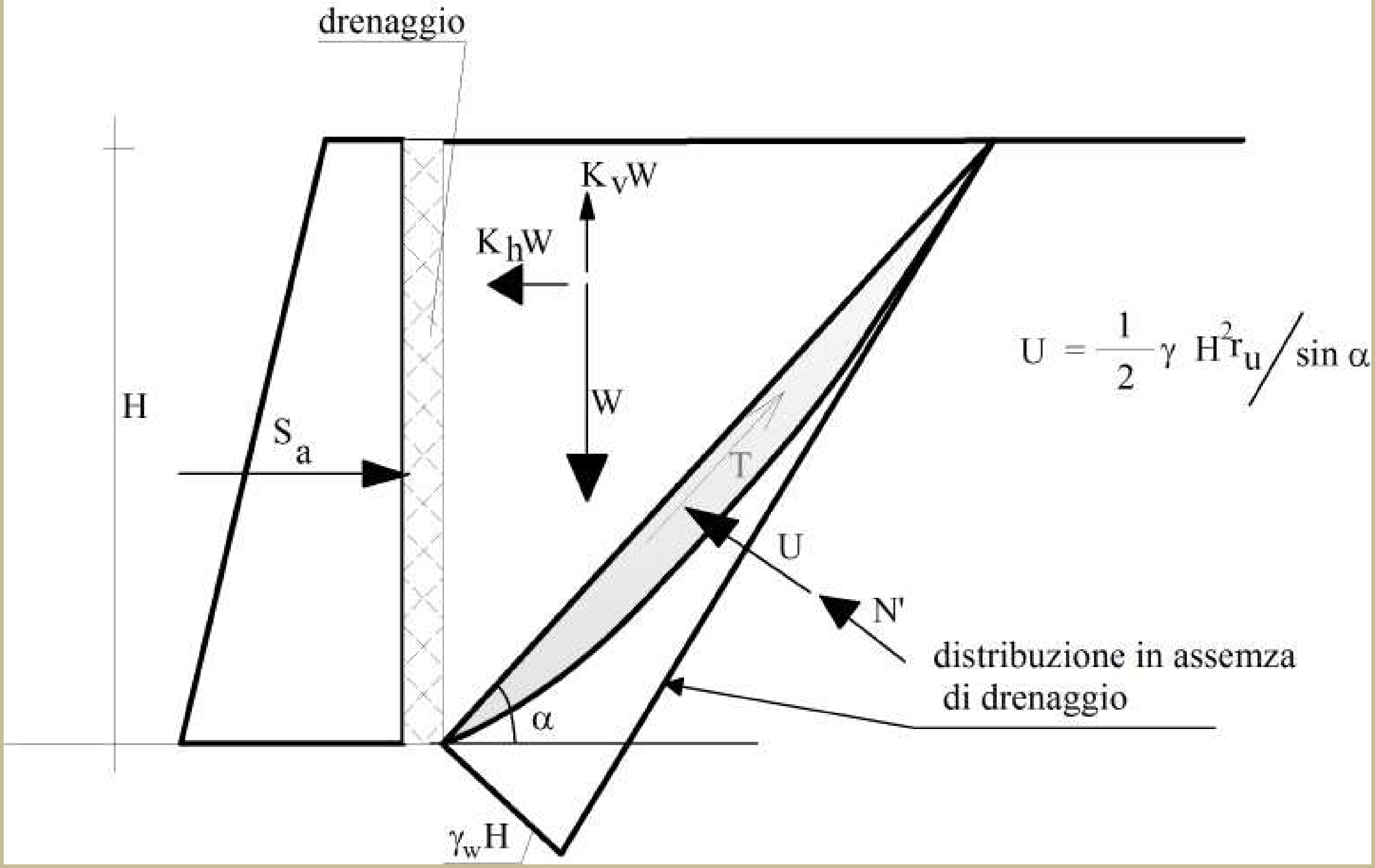
$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan\vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w}\,\frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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

Spinta sismica in presenza di acqua
Caso di r_u variabile

caso terreno poco permeabile



Spinta sismica in terreni poco permeabili

Per l'equilibrio nella direzione orizzontale:

$$S_a - N'\sin\alpha - U\sin\alpha + T\cos\alpha - K_h W = 0 \qquad (1)$$

Per l'equilibrio nella direzione orizzontale:

$$W - N'\cos\alpha - U\cos\alpha - T\sin\alpha - K_v W = 0 \qquad (2)$$

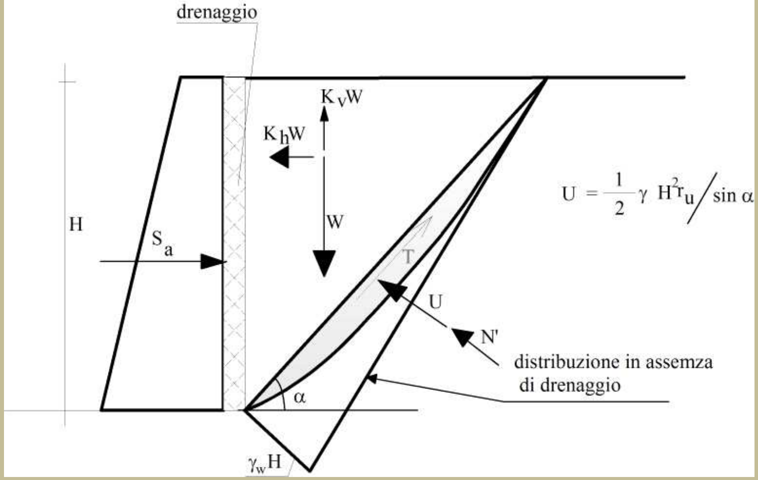
Inoltre:

$$T = N'\tan\phi$$

Dove (vedasi Figura 1):

$$W = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cot\alpha$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma(1 - K_v) r_u H^2 / \sin\alpha$$



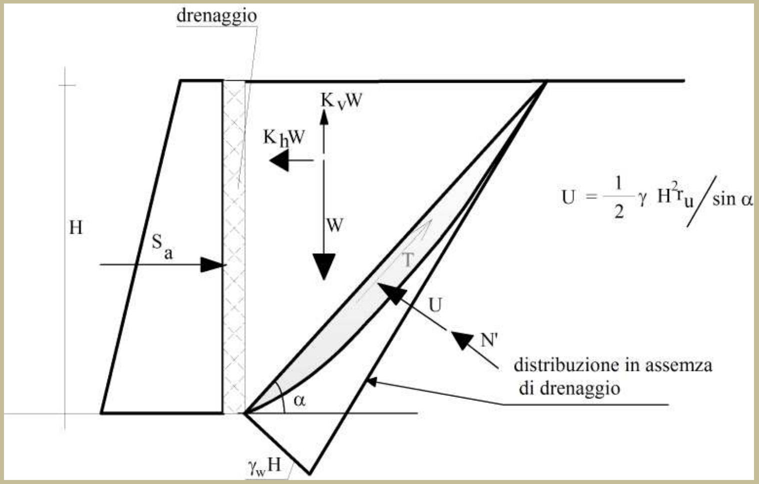
Ed essendo r_u = pore pressure ratio:

$$r_u = \frac{\gamma_w H_w}{\gamma H} \qquad (6)$$

(H_w e H possono considerarsi come valori medi valutati lungo la superficie di rottura di Coulomb)

Dalla (2) si ottiene:

$$N' = \frac{W(1-K_v) - U\cos\alpha}{\cos\alpha + \sin\alpha\tan\phi} \qquad (7)$$



Che, sostituita nella (1), fornisce:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)H^2\cot\alpha\tan(\alpha-\phi) - \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)r_u H^2\cot\alpha\tan(\alpha-\phi) + \\ + \frac{1}{2}\gamma K_h H^2\cot\alpha + \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)r_u H^2 \qquad (8)$$

Che può essere scritta:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)(1-r_u)H^2\left[\cot\alpha\tan(\alpha-\phi) + \tan\theta\cot\alpha\right] + \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)r_u H^2 \qquad (9)$$

Essendo:

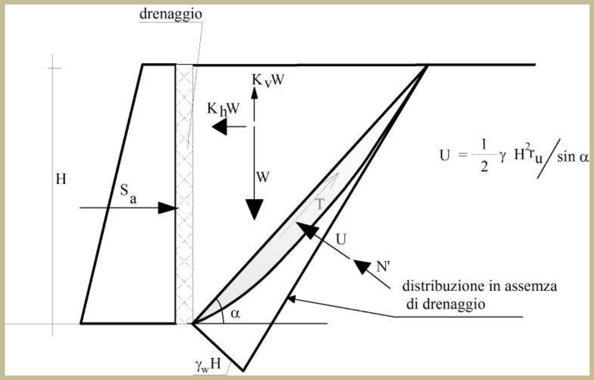
$$\tan\theta = \frac{K_h}{(1-K_v)(1-r_u)} \qquad (10)$$

Angolo critico

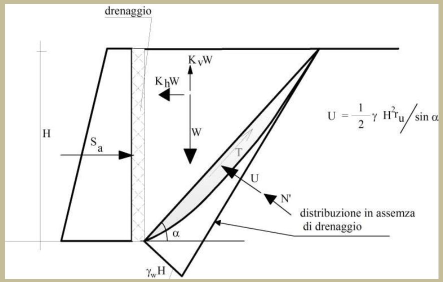
$$\tan\alpha_c = \frac{-(\cos^2\phi - \sin^2\phi + 2\tan\theta\sin\phi\cos\phi - 1) + \sqrt{\Delta}}{2(\sin\phi\cos\phi + \sin^2\phi)}$$

$$\Delta = (\cos^2\phi - \sin^2\phi + 2\tan\theta\sin\phi\cos\phi - 1)^2 - 4(\sin\phi\cos\phi + \sin^2\phi)(\tan\theta\cos^2\phi - \sin\phi\cos\phi)$$

$$K_{ae} = \cot\alpha_c\left[\tan(\alpha_c - \phi) + \tan\theta\right]$$



Coefficiente di spinta attiva



O anche, in funzione di $\tan\alpha_c$, :

$$K_{ae} = \frac{1}{\tan\alpha_c}\left[\frac{\tan\alpha_c - \tan\phi}{1 + \tan\alpha_c \tan\phi} + \tan\theta\right] \qquad (15)$$

La spinta risulta allora:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)(1-r_u)H^2 K_{ae} + \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)r_u H^2 \qquad (16)$$

Casi particolari: terreno asciutto

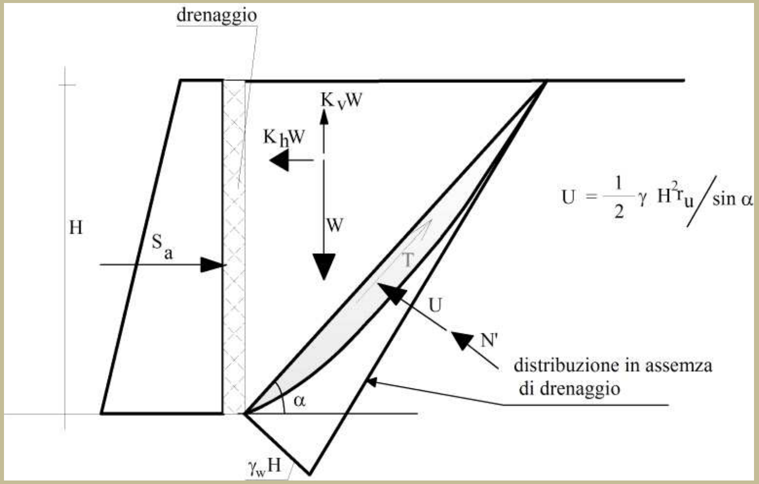
Caso 1: Terreno asciutto

Se il terreno è asciutto (Sr = 0), si ha:

$$\gamma = \gamma_d$$

$$\gamma_w = H_w = r_u = 0$$

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_d(1 - K_v)H^2 K_{ae}$$ (classico caso di terrapieno asciutto)



Casi particolari: terreno saturo senza filtrazione

Caso 2: terreno saturo in assenza di filtrazione

Se il terreno è saturo ($S_r = 1$), ma non in regime di filtrazione, si ha:

$$H_w = H$$

$$\gamma = \gamma_{sat}$$

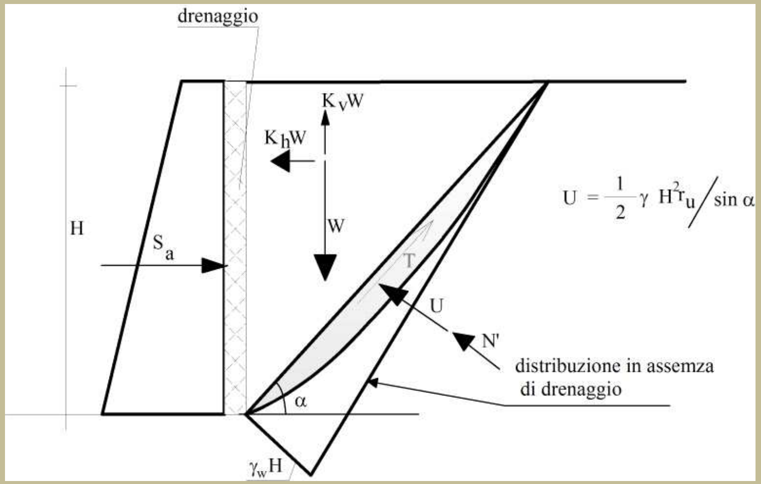
$$r_u = \frac{\gamma_w H_w}{\gamma_{sat} H} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}}$$

E la spinta risulta:

$$S_a = \frac{1}{2}(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 - K_v)H^2 K_{ae} + \frac{1}{2}\gamma_w(1 - K_v)H^2$$

Cioè:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma'(1 - K_v)H^2 K_{ae} + \frac{1}{2}\gamma_w(1 - K_v)H^2$$



Casi particolari: terreno saturo con moto di filtrazione verticale (dreno sub-orizzontale)

Se il terreno è saturo ($S_r = 1$), e con moto di filtrazione verticale verso il basso come ad esempio per la presenza di un dreno sub orizzontale, si ha:

$$H_w = H$$

$$\gamma = \gamma_{sat}$$

$$r_u = 0$$

E la spinta risulta:

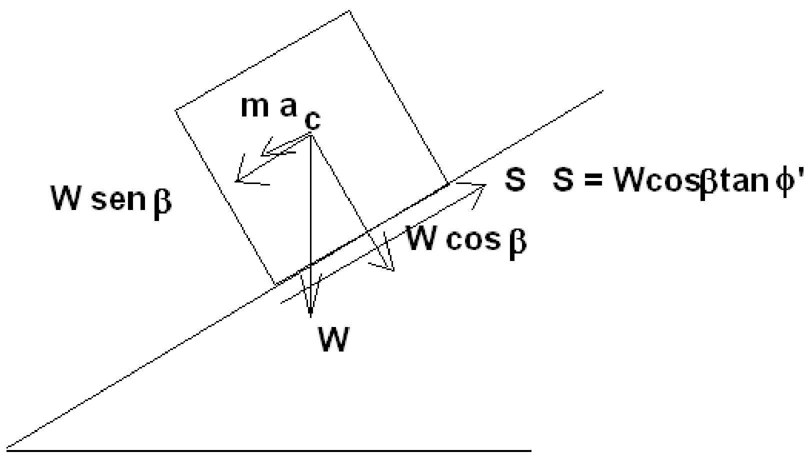
$$S_a = \frac{1}{2}\gamma_{sat}(1-K_v)H^2 Kae$$

In generale, per tutti gli altri casi, vale la (15):

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)(1-r_u)H^2 K_{ae} + \frac{1}{2}\gamma(1-K_v)r_u H^2$$

ANALISI DEGLI SPOSTAMENTI SOTTO CARICHI SISMICI

CONCETTO DI ACCELERAZIONE CRITICA E SUA VALUTAZIONE

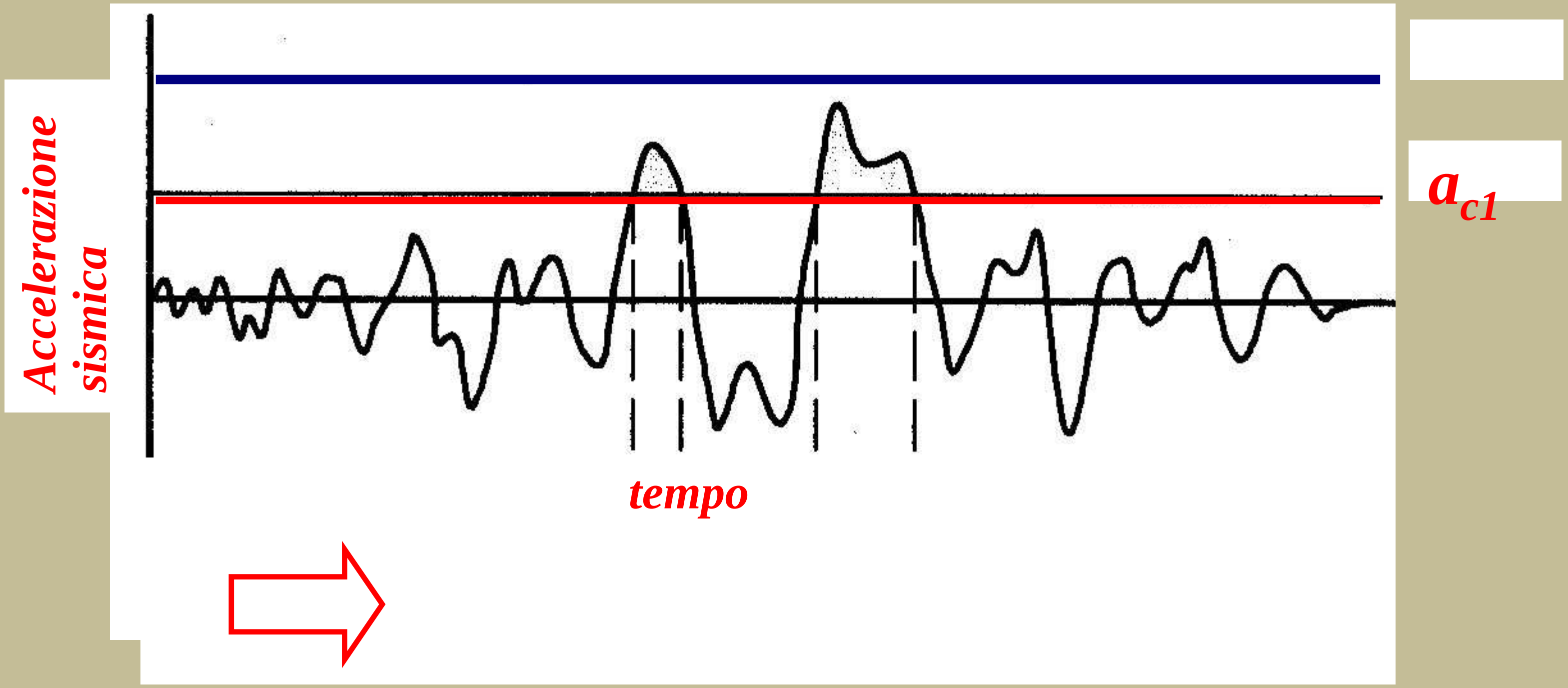


$$W \, \text{sen}\,\beta + m \, a_c - S = 0$$

$$W \, \text{sen}\,\beta + m \, a_c - W\cos\beta \tan\phi = 0$$

$$a_c = g \left(\cos\beta \tan\phi - \text{sen}\,\beta\right)$$

Accelerazione relativa

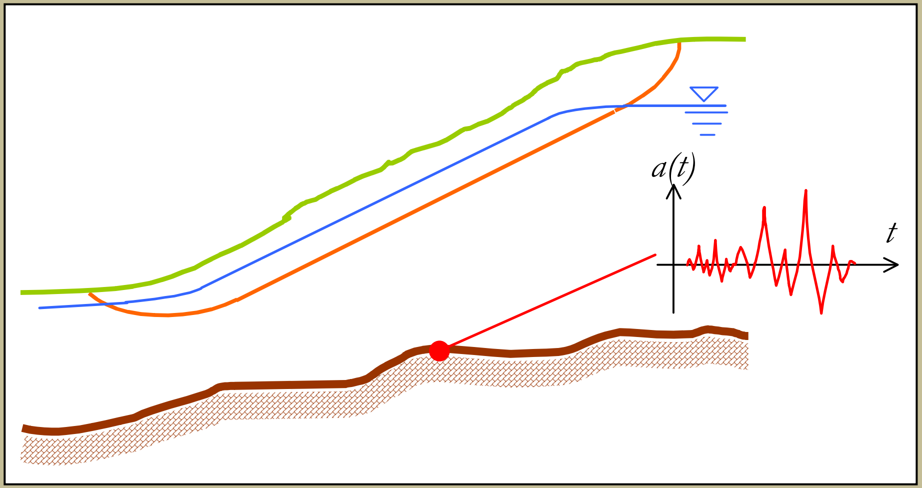


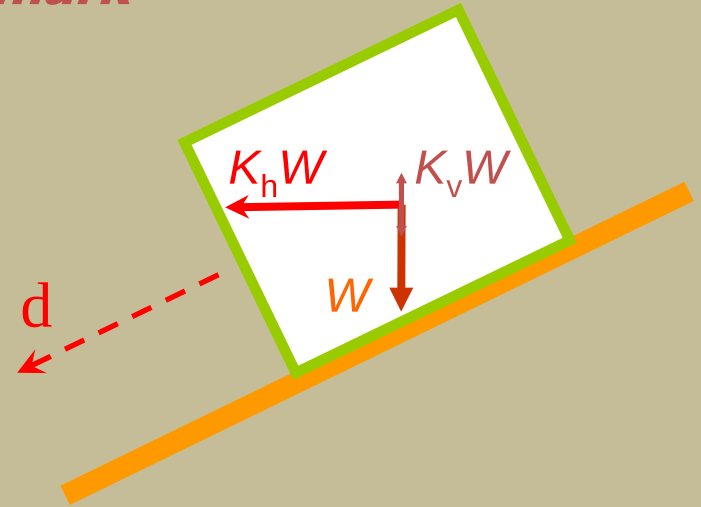
Se $a_c = a_{c1}$

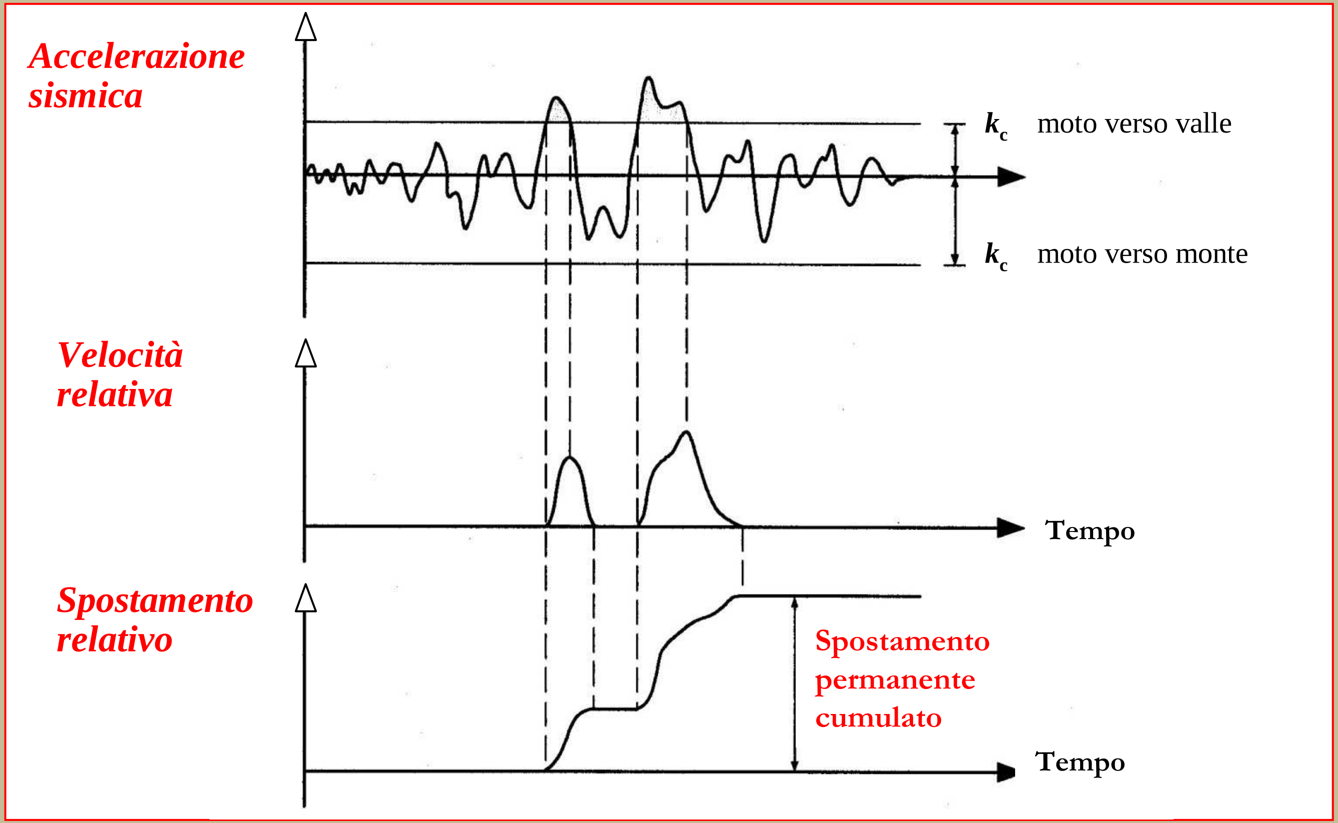
Per $a_g < a_{c1}$ non c'è spostamento relativo
$\Delta = 0$

Per $a_g > a_{c1}$ si ha spostamento relativo tra il blocco ed il piano

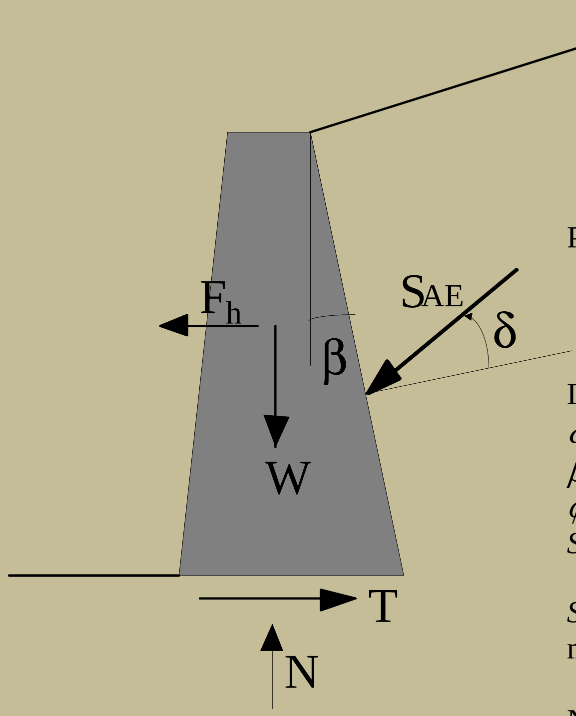
Metodo degli spostamenti: *Modello di Newmark*







ANALISI DEGLI SPOSTAMENTI DI UN MURO DI SOSTEGNO
modello di Richards e Elms (1979)



Per un muro di sostegno l'accelerazione critica vale (in termini di coefficiente sismico K_h):

$$\frac{a_c}{g} = \tan\phi_b - \frac{S_{AE}\cos(\delta+\beta) - S_{AE}\sin(\delta+\beta)}{W}$$

Dove:

δ = angolo di attrito terra – muro

β = angolo del paramento interno del muro

ϕ_b = angolo di attrito alla base del muro

S_{AE} = Spinta di Mononobe - Okabe

S_{AE} va valutata per un coefficiente sismico pari a a_c/g valore che compare a primo e secondo membro dell'equazione. Poiché S_{AE} è non lineare in K_h ne segue che a_c/g va ricercato per tentativi.

Noto a_c/g , lo spostamente permanenti del muro può valutarsi tramite l'equazione seguente:

$$d_{permanente} = 0.087\frac{v^2{}_{max}\,a^3{}_{max}}{a_c{}^4}$$

Utilizzo del metodo di R. E. in funzione degli spostamenti ammissibili

METODO DI RICHARDS e ELMS (1979)

approccio basato sugli spostamenti ammissibili

Metodo R-E permette il calcolo del peso di un muro caratterizzato da deformazioni permanenti minori o uguali ad un valore ammissibile.

Si opera come segue:

a. si sceglie uno spostamento permanente ammissibile d_{all}

b. si calcola l'accelerazione di "snervamento" che produce lo spostamento d_{all}

dalla: $$a_y = \left(\frac{0.087 v^2_{\max} a^3_{\max}}{d_{all}} \right)^{1/4}$$

c. si calcola P_{EA} con M-O usando a_y

d. si calcola il peso del muro capace di sostenere lo spostamento ammissibile

dalla: $$W = \frac{P_{AE}\cos(\delta+\theta) - P_{AE}\sin(\delta+\theta)\tan\phi_b}{\tan\phi_b - a_y / g}$$

e. si applica un fattore di sicurezza al peso cosi' calcolato

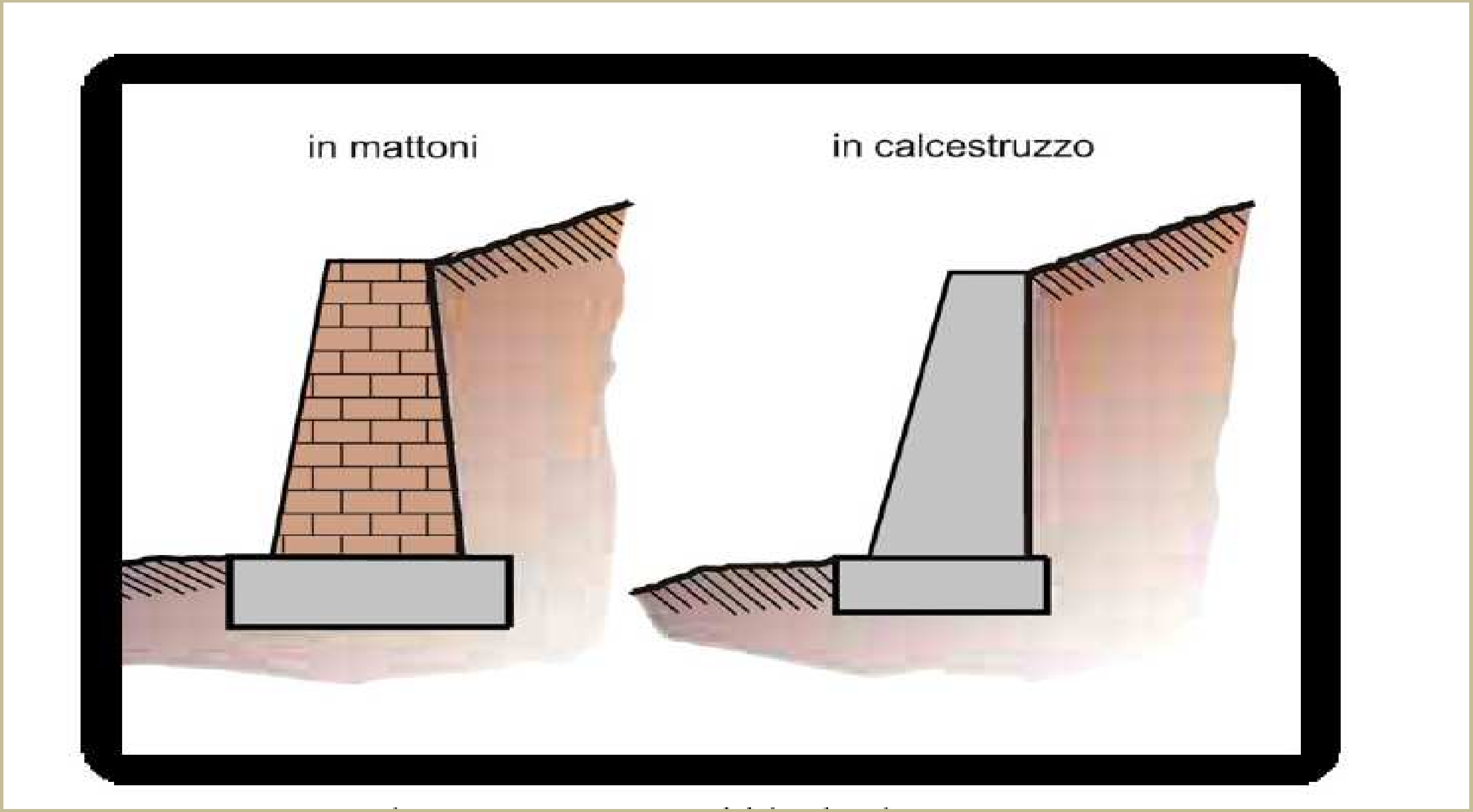
PARTE SECONDA

PROGETTAZIONE

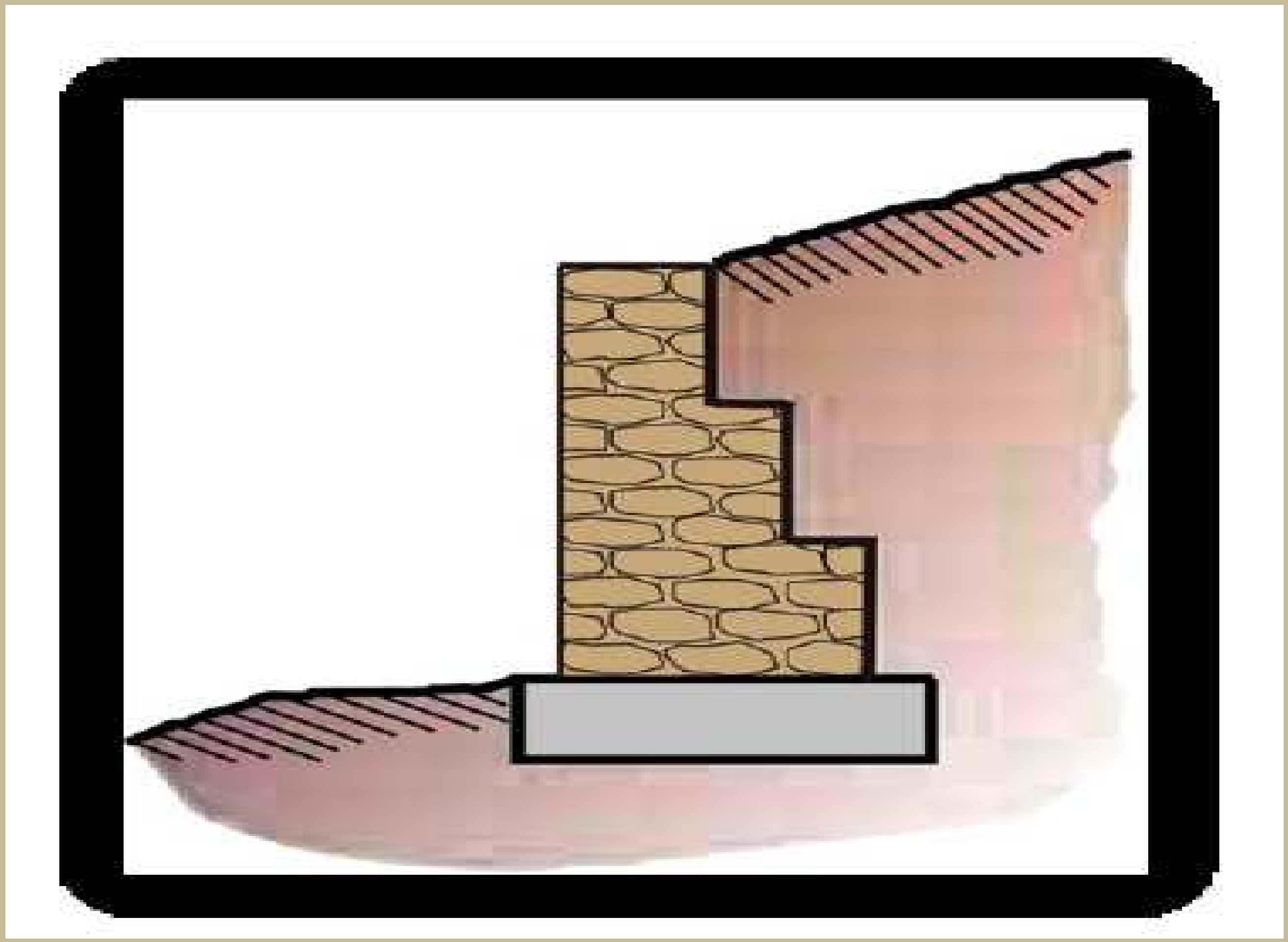
DIMENSIONAMENTO DELL’OPERA:
FALSE CREDENZE

Si pensa che le dimensioni dell’opera dipendano **solo** dalla tipologia

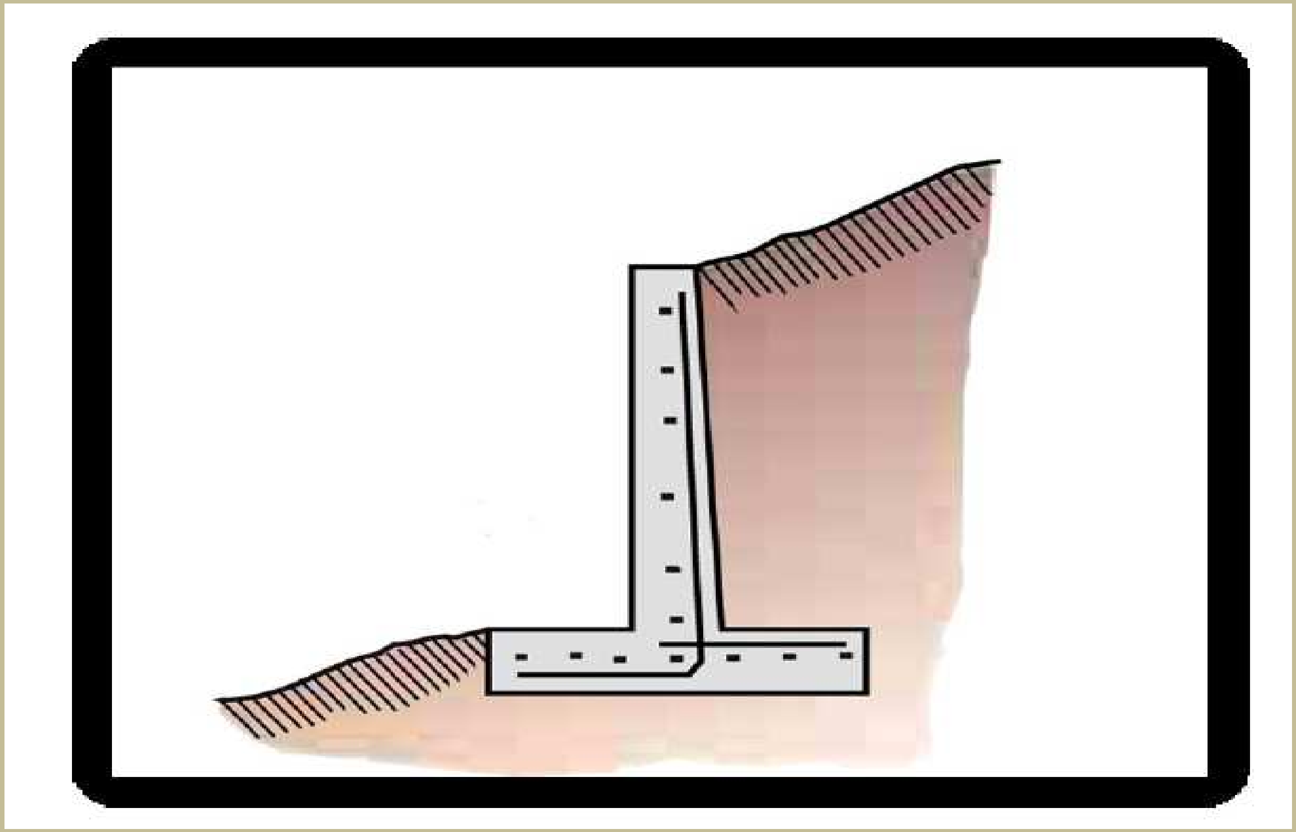
Tipi di muri: a gravità



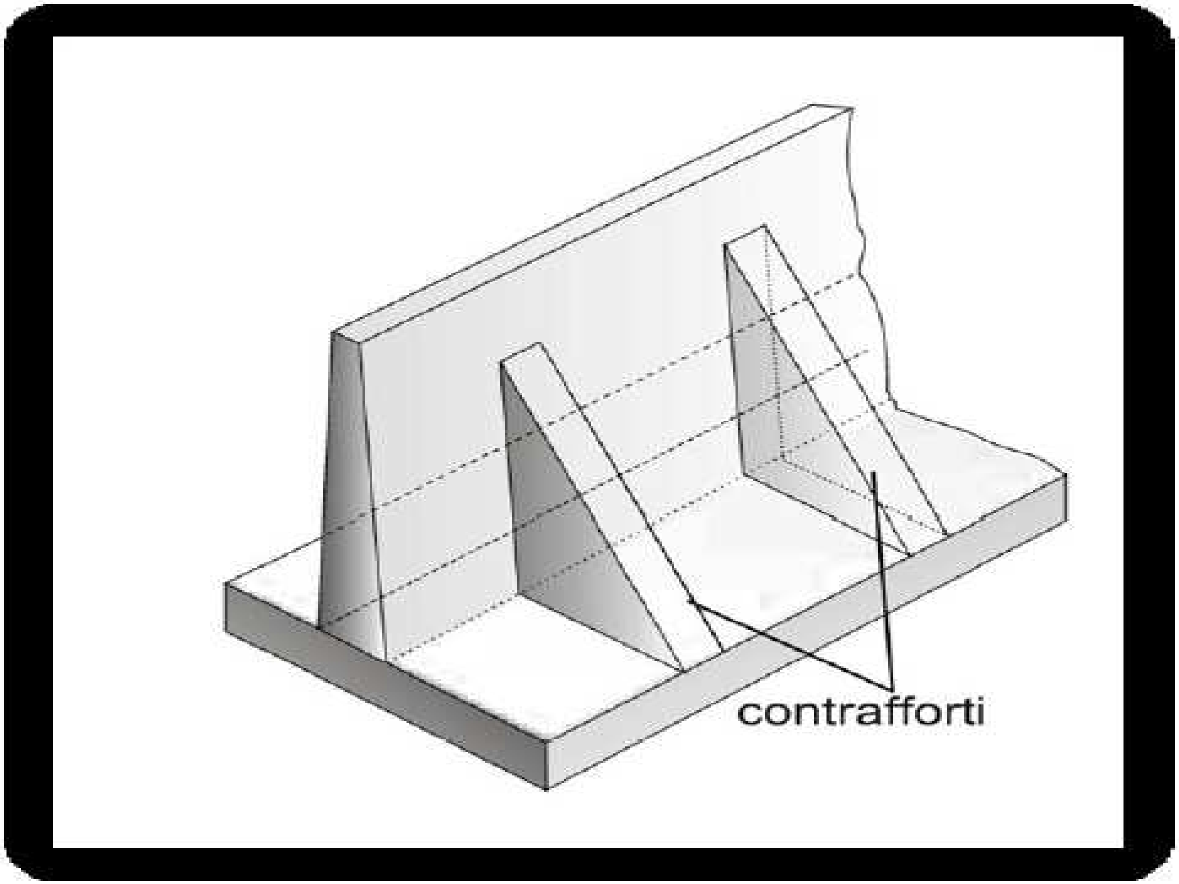
MURO A GRADONI



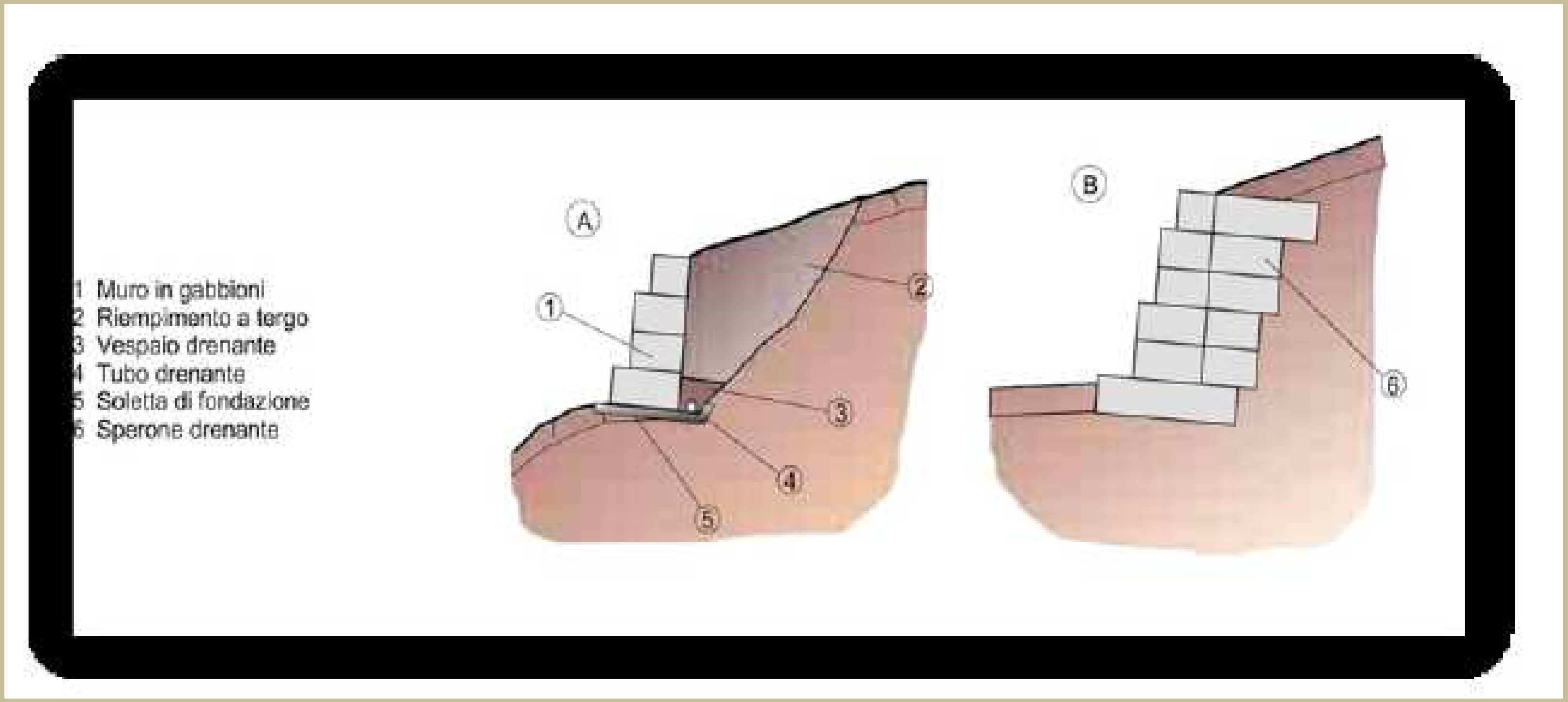
Muro in c.a.



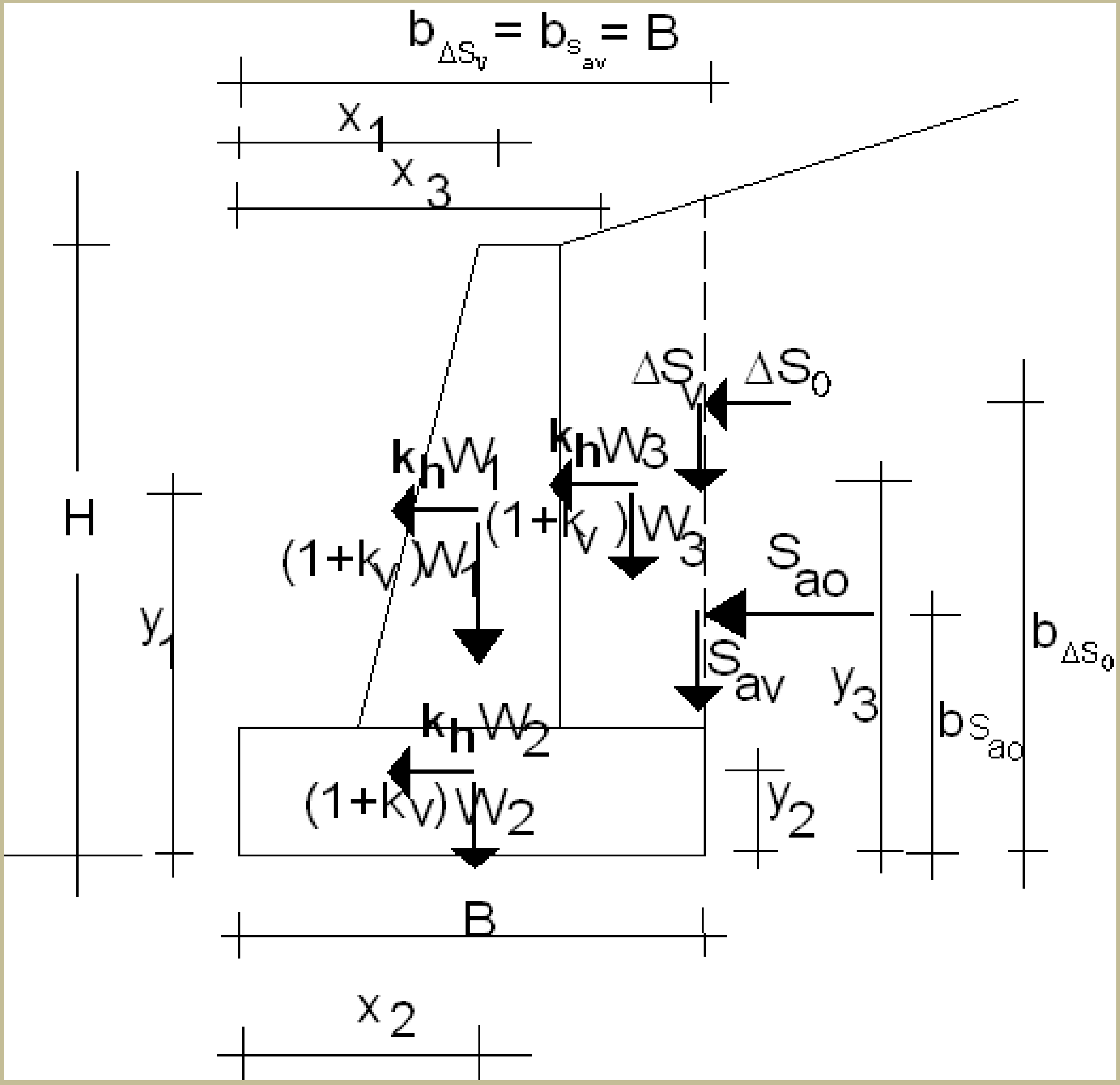
Muro a contrafforti



MURI A GABBIONI



SCHEMA DI CALCOLO DELLE AZIONI



SEGUIRE GLI APPROCCI 1 e 2

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

- **VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE**

VERIFICA GLOBALE (problema di Stabilità dei Pendii)

TIPI DI VERIFICHE DA ESEGUIRE

Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

……

È necessario portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

……

Gli SLU si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

……

nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti*…

* in presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti deve essere sviluppata una specifica analisi di interazione, tenendo conto delle fasi costruttive

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per ciascuno dei meccanismi di rottura ipotizzabili (almeno quelli indicati dalle norme) si devono individuare una sollecitazione instabilizzante dovuta alle azioni di progetto (effetto E_d) e una corrispondente resistenza di progetto (R_d) e si deve verificare la relazione:

$$E_d \leq R_d \qquad (1)$$

simbolicamente:

$$\left.\begin{aligned} E_d &= E\left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right] \\ E_d &= \gamma_E\, E\left[F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right] \end{aligned}\right\} \text{ sono alternative}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$$

γ: coefficienti parziali

- γ_F incrementano le azioni caratteristiche
- γ_E incrementa l'effetto finale delle azioni caratteristiche
- γ_M riducono i valori caratteristici dei parametri fisici e meccanici
- γ_R riduce la resistenza globale

a_d valori di progetto dei dati geometrici

MURI DI SOSTEGNO - VERIFICHE SLU

Le verifiche devono essere effettuate almeno per i seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*

stabilità globale (complesso opera di sostegno-terreno)	**Approccio 1** **Combinazione 2** : (A2+**M2**+**R2**)*
scorrimento sul piano di posa	**con almeno uno dei due approcci:** ▪ **Approccio 1** -**Combinazione 1**: (**A1**+M1+R1) -**Combinazione 2** : (A2+**M2**+R2) ▪ **Approccio 2**: (**A1**+M1+**R3**)
carico limite dell'insieme fondazione-terreno	
Ribaltamento**	**EQU**

*la tabella di riferimento per R2 è quella relativa alle opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (R2=1,1)

il **ribaltamento è trattato come stato limite di equilibrio di corpo rigido

- *SLU di tipo strutturale (STR)*

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

I coefficienti γ_F (o γ_E) e γ_M si differenziano solo per i diversi **approcci progettuali**

Tabella 6.2.I – ***Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni***					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali [(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[(1)] per permanenti non strutturali compiutamente definiti si usano i coefficienti dei permanenti. Di norma terreno e acqua si assumono come permanenti strutturali

Tabella 6.2.II – ***Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno***				
PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

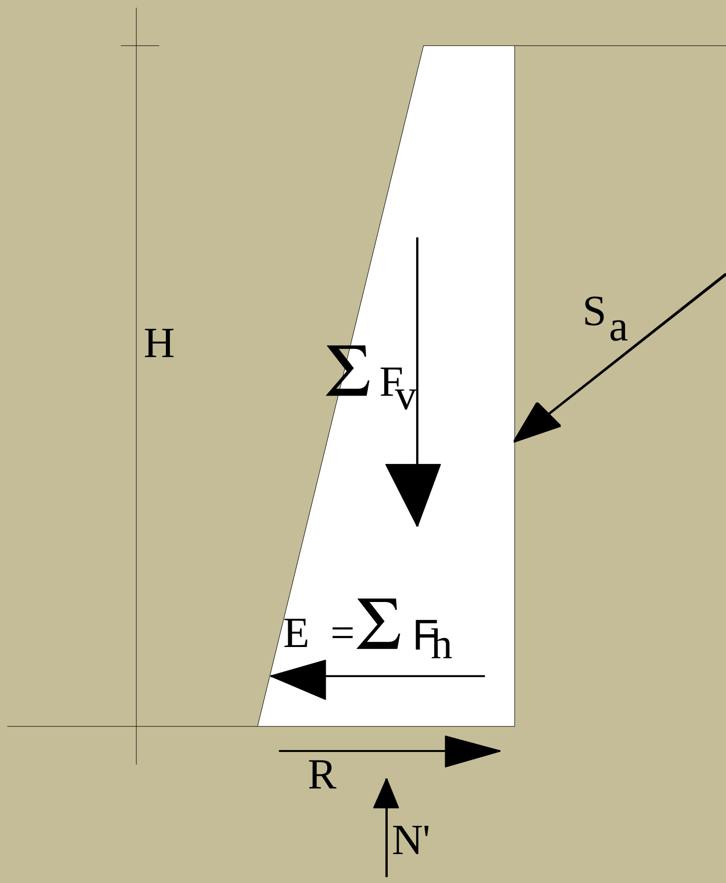
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

I coefficienti γ_R si differenziano anche per le **diverse opere geotecniche** e, per una stessa opera, per i **diversi cinematismi di rottura**

Tabella 6.5.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R=1	γ_R=1	γ_R=1,4
Scorrimento	γ_R=1	γ_R=1	γ_R=1,1
Resistenza del terreno a valle	γ_R=1	γ_R=1	γ_R=1,4

Verifica allo scorrimento



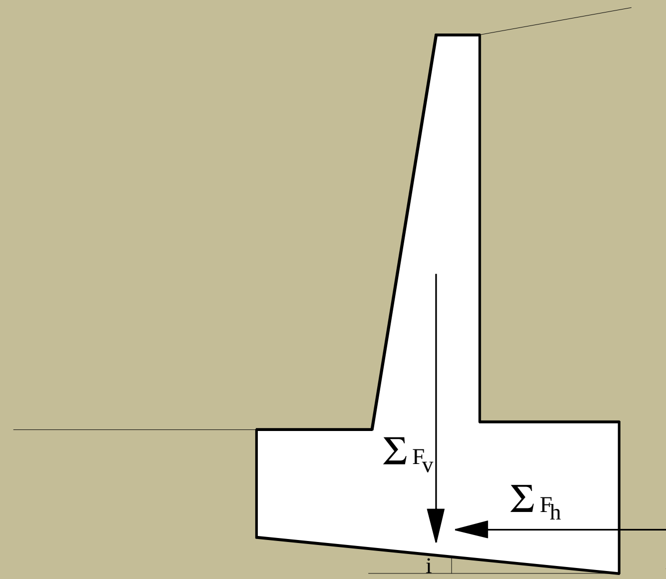
$$\tau = \sigma' \tan\phi \longrightarrow R = N' \tan\phi$$

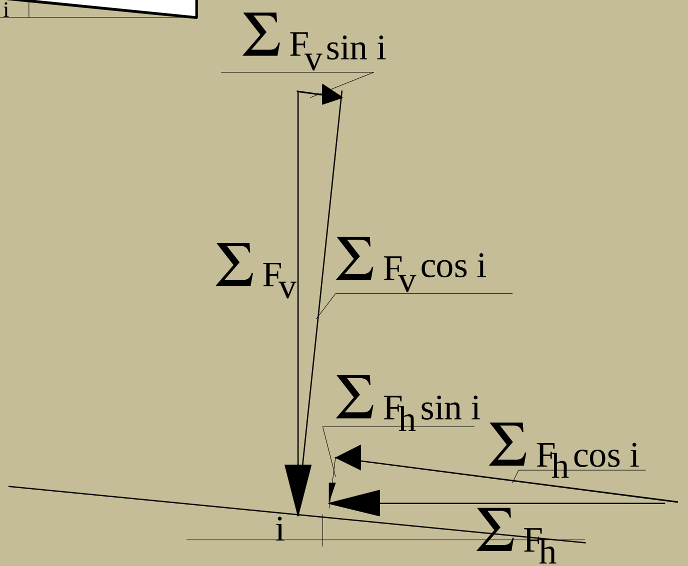
$$N' = \Sigma F_v \longrightarrow R = \Sigma F_v \tan\phi$$

$$E < R$$

$$\Sigma F_h < \Sigma F_v \tan\phi$$

Verifica al scorrimento con piano di posa inclinato





$$F_t = \sum F_h \cos i - \sum F_v \sin i$$

$$F_n = \sum F_v \cos i + \sum F_h \sin i$$

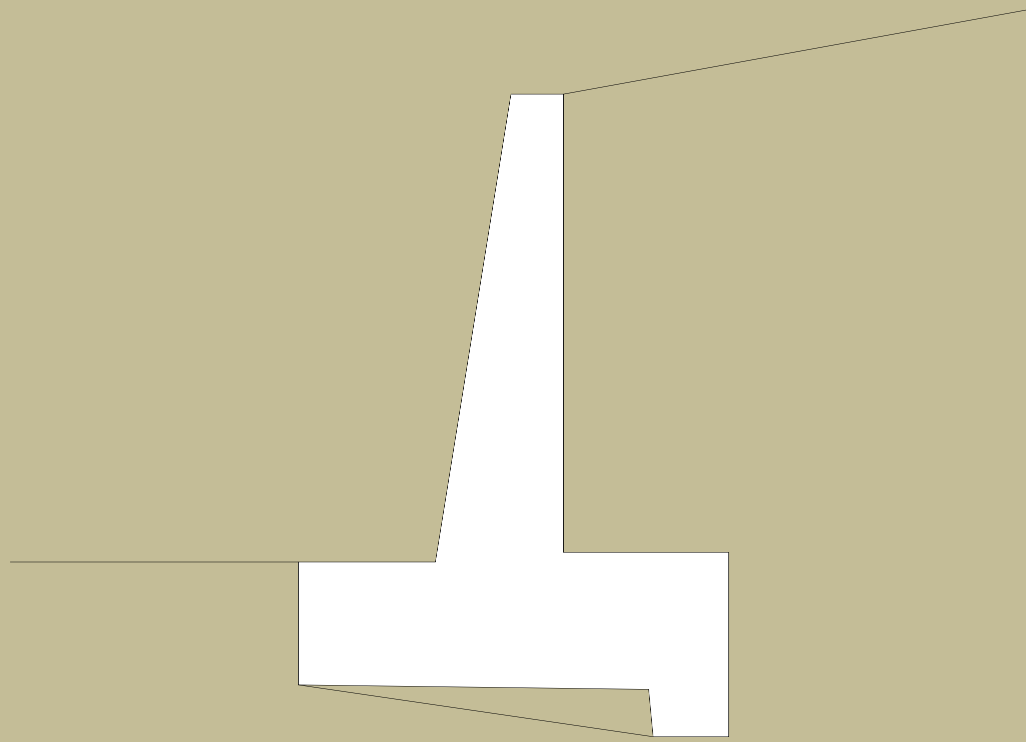
$$R = \left(\sum F_v \cos i + \Sigma F_h \sin i\right) \tan \phi$$

$$E < R$$

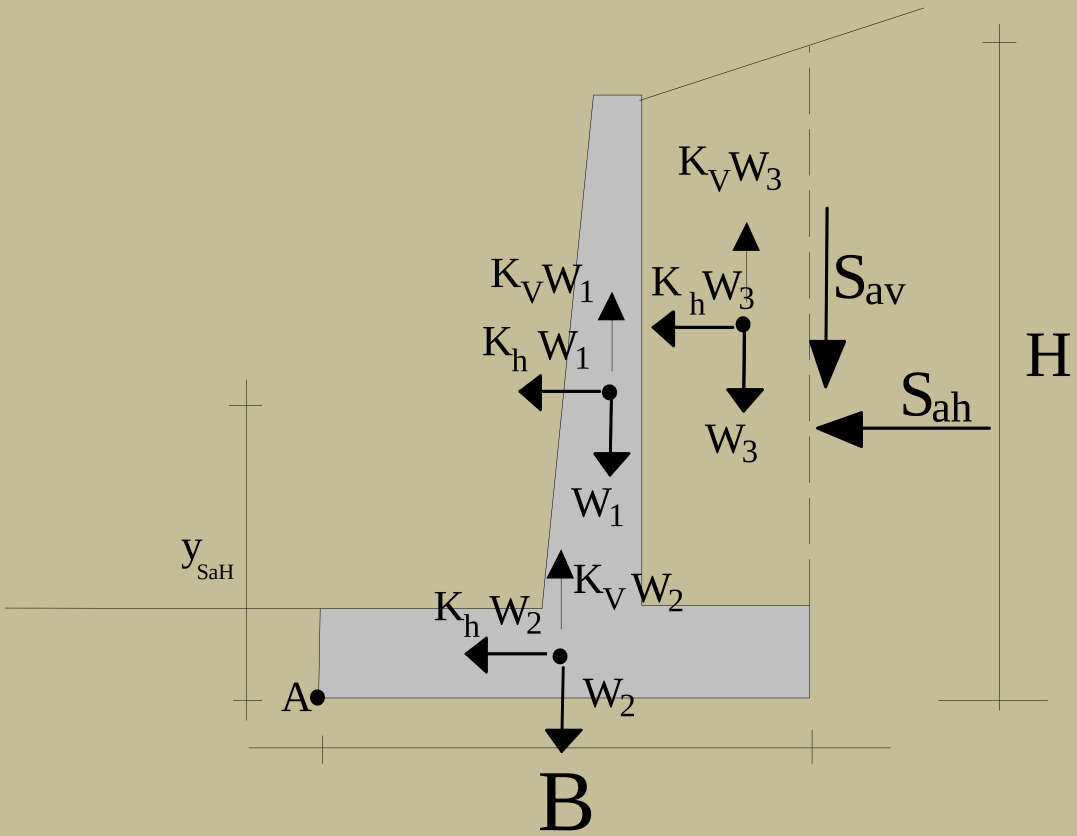
$$R = F_n \tan\phi$$

$$E = F_t$$

Caso equivalente a piano di posa inclinato



VERIFICA AL RIBALTAMENTO



$$M_{stab.} = \gamma_{fav} \sum (1 - K_v) W_i x_{Gi} + S_{av} \bullet B$$

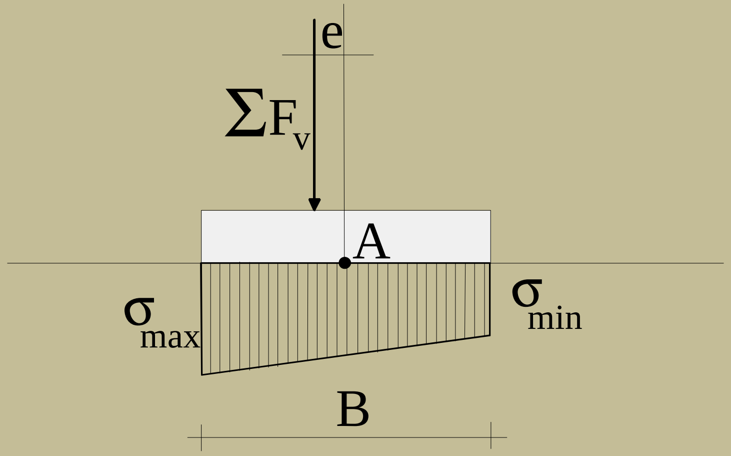
$$M_{stab.} = \gamma_{sfav} \sum (1 - K_v) W_i x_{Gi} + S_{ah} \bullet y_{S_{ah}}$$

$$\gamma_{fav} = 0.9 \quad \gamma_{sfav} = 1.1$$

PRESSIONE DI ESERCIZIO SUL TERRENO

METODO DEL TRAPEZIO DELLE TENSIONI

MODELLO DI WINKLER - FONDAZIONE RIGIDA



$$\left\{\begin{aligned} &\frac{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2} \cdot B = \Sigma F_v \\ &(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{B^2}{12} = \Sigma F_v \cdot e \end{aligned}\right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 + \frac{6\,e}{B} \right)$$

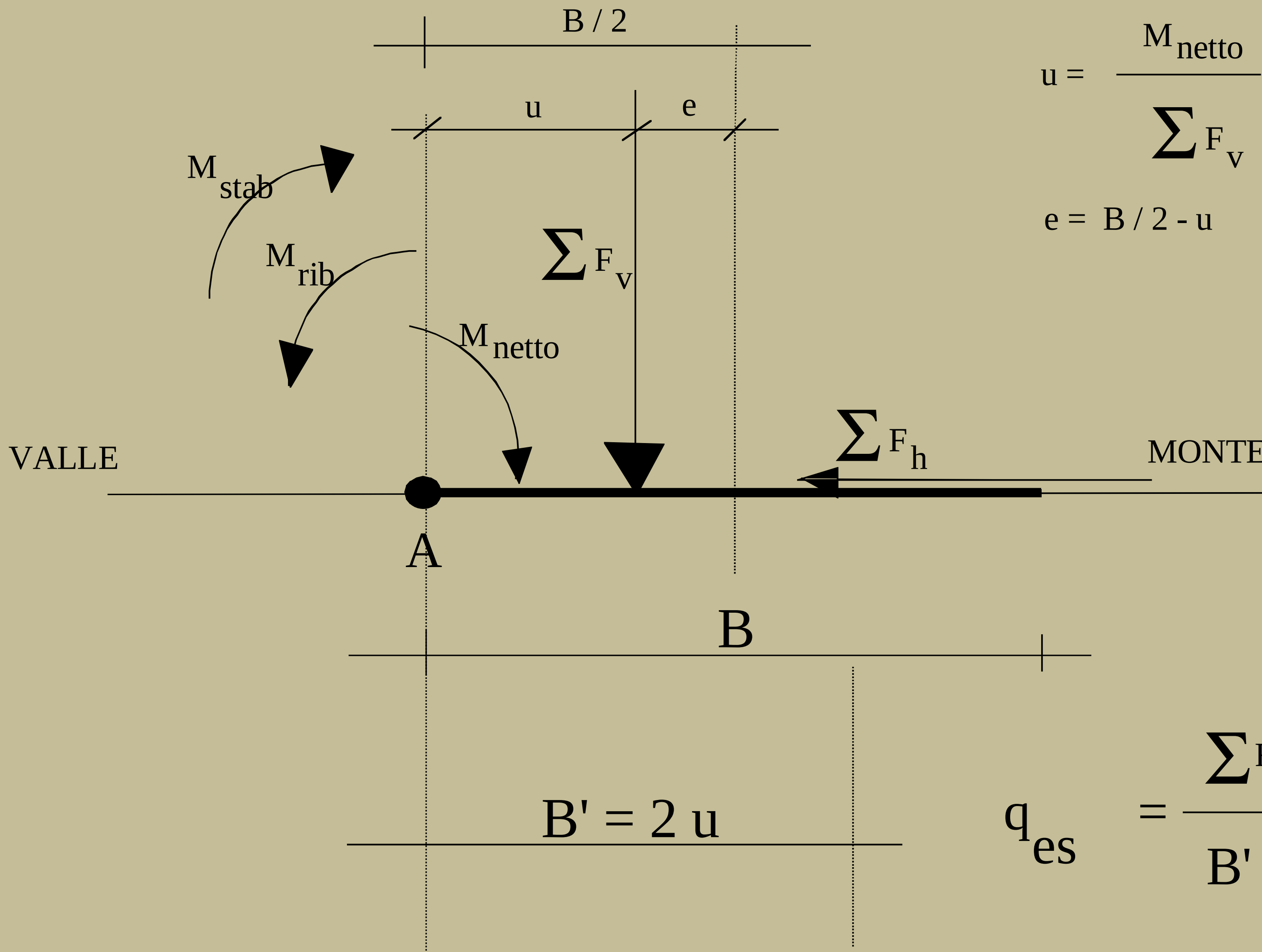
$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 - \frac{6\,e}{B} \right)$$

CALCOLO CARICO DI ESERCIZIO

$$M_{netto} = M_{stab} - M_{rib}$$

$$u = \frac{M_{netto}}{\sum F_v}$$

$$e = B / 2 - u$$

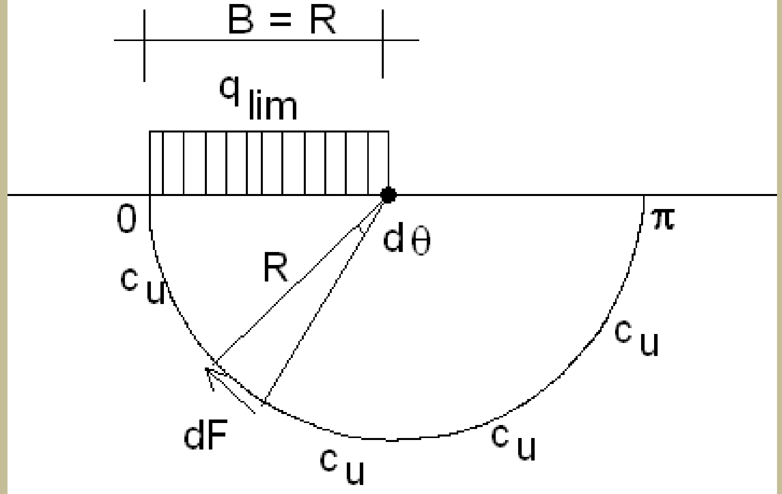


$$q_{es} = \frac{\sum F_v}{B' \times 1}$$

VERIFICA DEL CARICO LIMITE
DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

ANALISI NON DRENATA



$$M\ inst. = q_{lim} R^2/2$$

$$dF = c_u ds = c_u R\ d\ \theta$$

$$dM = dF\ R = c_u R^2 d\ \theta$$

$$Mstab = \pi c_u R^2$$

$$q_{lim} = 2\pi c_u$$

UN MECCANISMO PIU' "AVANZATO" PER DETERMINARE IL CARICO LIMITE

$$M_{instab} = q_{\lim} \frac{B^2}{2}$$

$$dF = c_u ds = c_u R d\theta$$

$$dM_{stab} = dF \cdot R = c_u dsR = c_u R^2 d\theta$$

$$M_{stab} = \int dM = \int_0^{2\alpha} c_u \frac{B^2}{\sin^2\alpha} d\theta = \frac{2\alpha c_u B^2}{\sin^2\alpha}$$

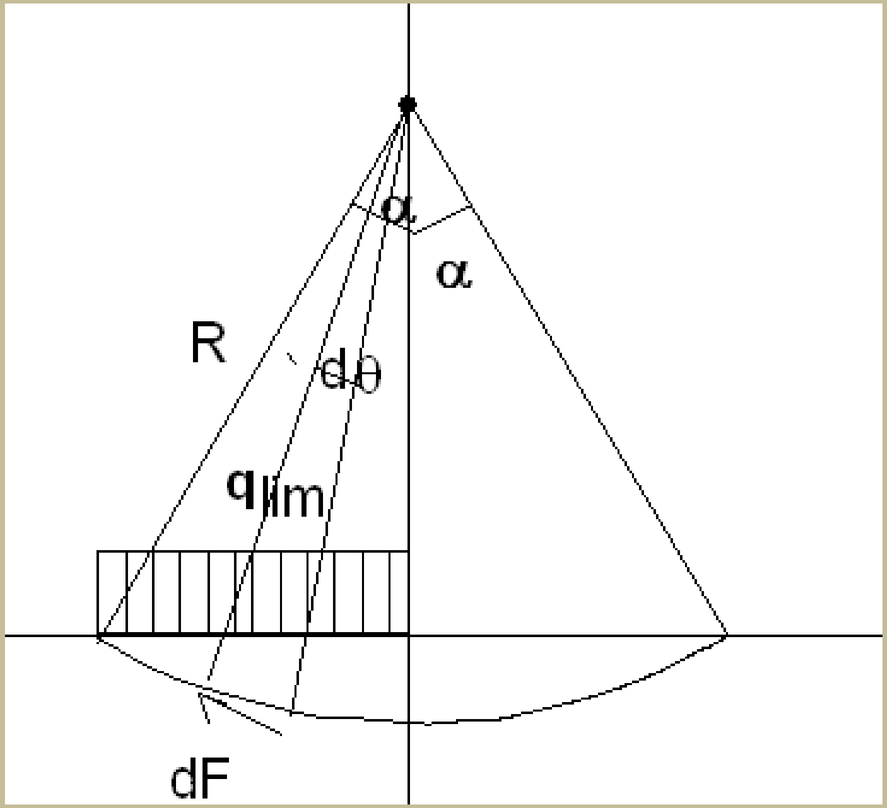
Eguagliando:

$$q_{\lim} \frac{B^2}{2} = \frac{2\alpha c_u B^2}{\sin^2\alpha}$$

$$q_{\lim} = \frac{4\alpha c_u}{\sin^2\alpha}$$

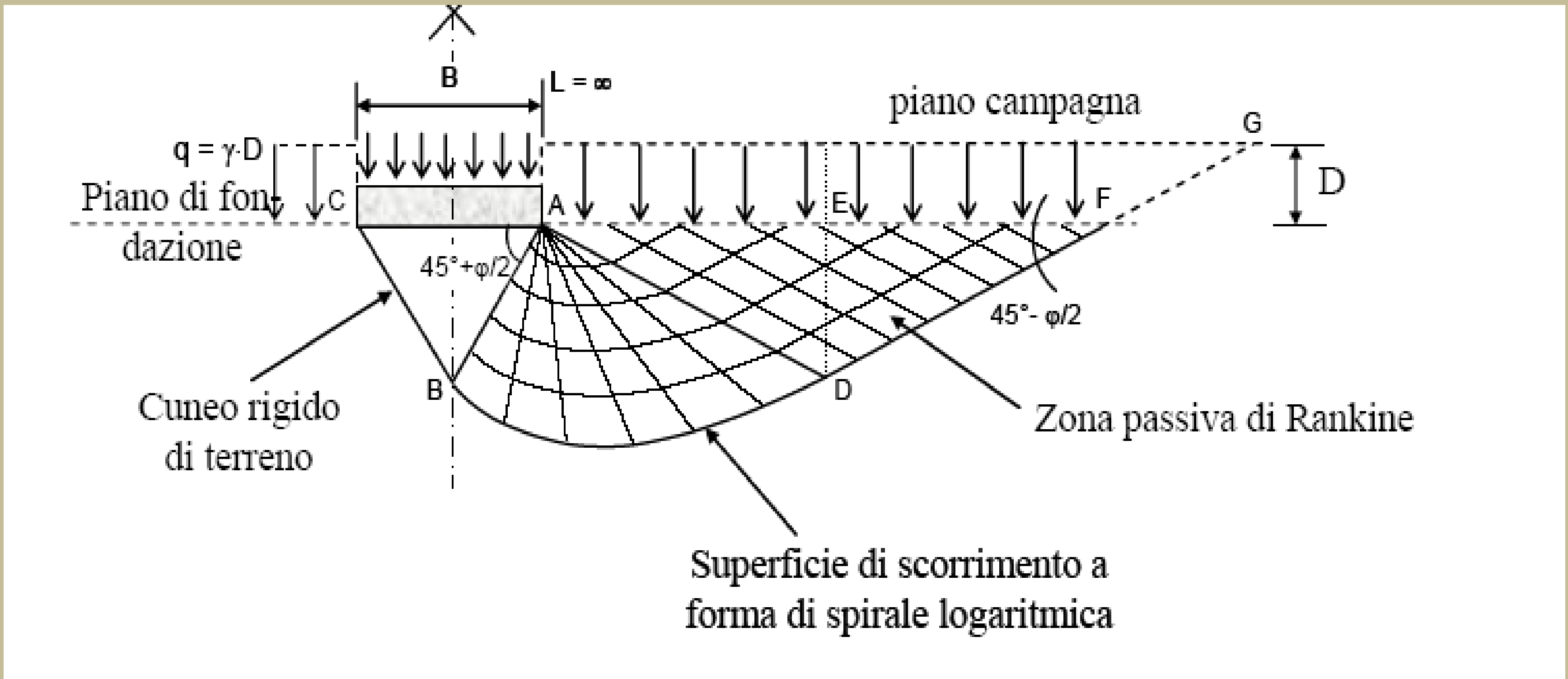
$$a_{critico} \rightarrow \frac{dq_{\lim}}{d\alpha} = 0 \rightarrow a_{critico} = 1.32 radianti = 66.7°$$

$$q_{\lim} = 5.5 c_u$$



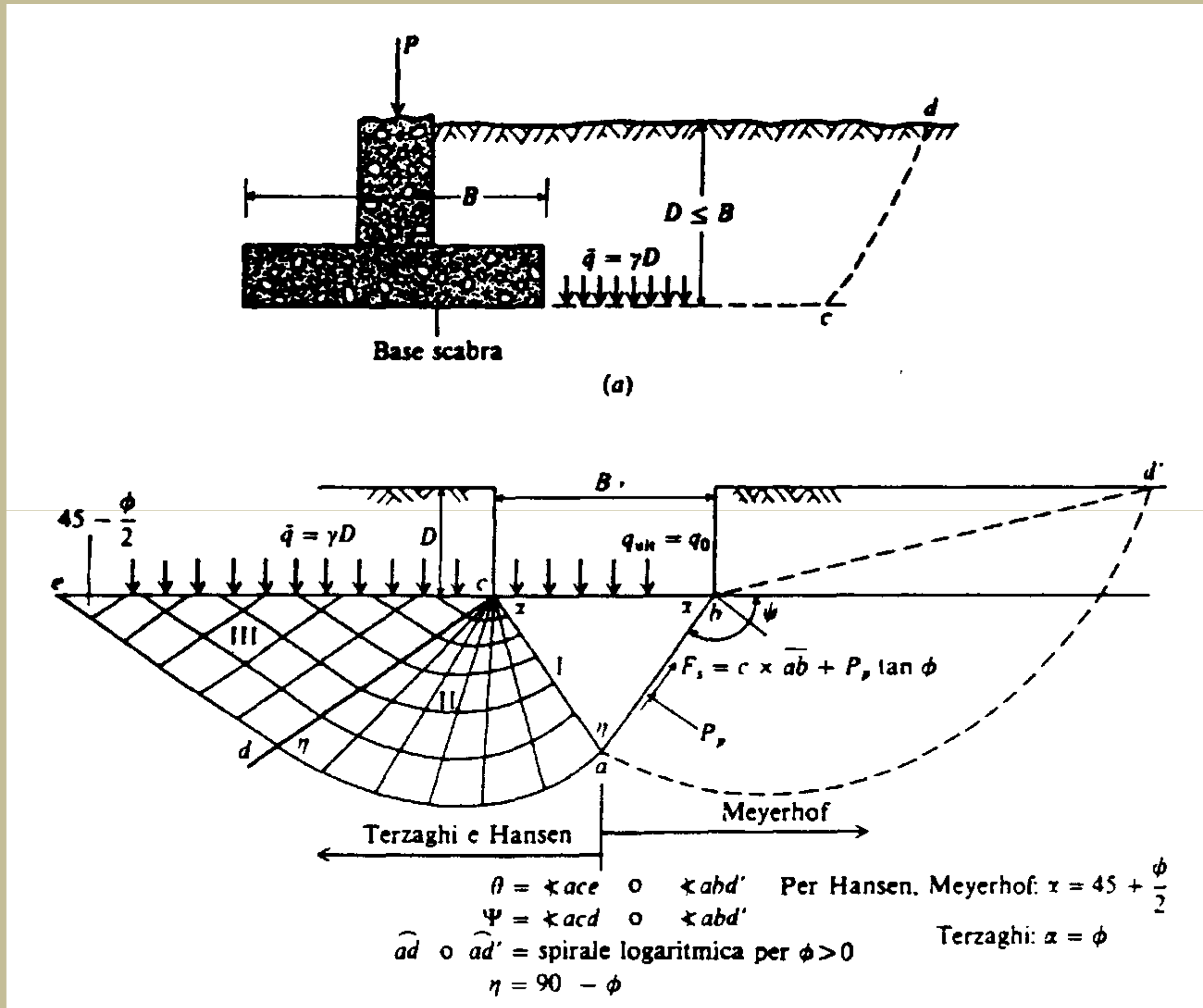
CARICO LIMITE SECONDO PRANDTL (1921)

Soluzione esatta



Schema di Prandtl per il calcolo della capacità portante

SUPERFICI DI ROTTURA SECONDO VARI AUTORI



FORMULA TRINOMIA DI TERZGHI

- In condizioni drenate:

$$q_{\lim} = \frac{1}{2} B\gamma N_{\gamma} + qN_{q} + cN_{c}$$

$$Nq = e^{\pi \tan\phi} \tan^{2}(45 + \phi'/2) \qquad N_{c} = (N_{q} - 1)\cot\phi' \qquad N_{\gamma} = 2(N_{q} + 1)\tan\phi'$$

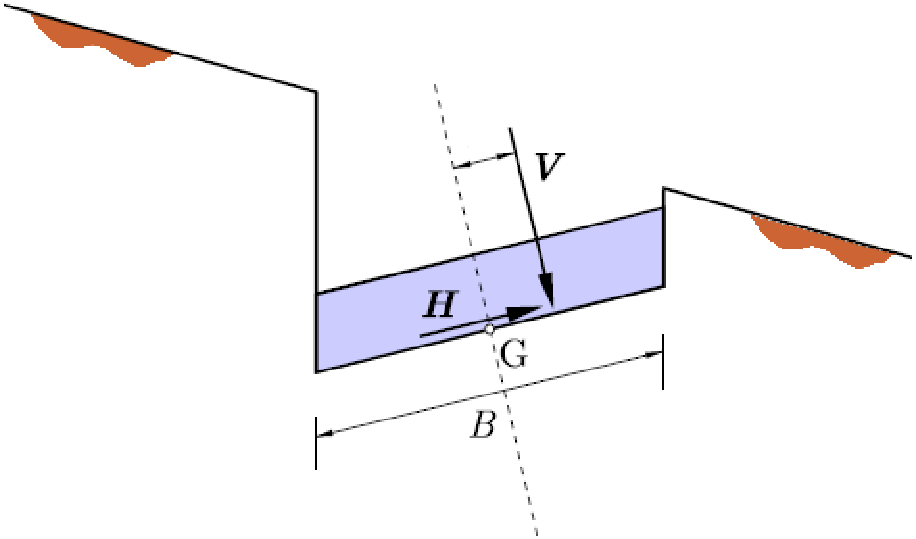
In condizioni non drenate:

$$q_{\lim} = (2 + \pi)c_{u} + q$$

Carico Limite: Formula Generale

- La soluzione di Terzaghi non tiene conto di alcuni fattori che possono avere una certa importanza nella pratica:

  i) eccentricità del carico verticale;
  ii) geometria della fondazione (circolare, rettangolare, etc);
  iii) inclinazione del carico applicato;
  iv) profondità del piano di posa;
  v) inclinazione della base della fondazione;
  vi) inclinazione del piano campagna.



- Numerosi autori hanno proposto soluzioni diverse che consentono di estendere la soluzione di Terzaghi. Tra queste la più completa è la soluzione di Brinch-Hansen (1970).

La formula generale del carico limite

Condizioni Non Drenate

Coefficienti correttivi

$m = (2+B'/L')/(1+B'/L')$

$i_c^0 = 1 - (m \cdot V) / (B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c)$ Vesic, 1970

$s_c^0 = 1 + 0.2\ (B'/L')$ Vesic, 1970

$d_c^0 = 1 + 0.4\ (D/B')$ Brinch-Hansen, 1970

$b_c^0 = 1 - [2\alpha/(\pi + 2)]$ Brinch-Hansen, 1970

$g_c^0 = 1 - [2\beta/(\pi + 2)$ Brinch-Hansen, 1970

Carico Limite: Formula Generale: condizioni drenate

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

Fattori di capacità portante

$$N_q = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan\varphi'} \qquad N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right)\tan\varphi' \qquad Nc = \left(N_q - 1\right)\cot\varphi'$$

Prandtl, 1921 — **Vesic, 1970** — **Prandtl, 1921**

Coefficienti correttivi

$$\alpha_\gamma = i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \qquad \alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \qquad \alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Coeff. di inclin. del carico (Vesic, 1970)

$i_\gamma = \{1-[V/(N+B'L'c'\tan\varphi')]\}^{(m+1)}$

$i_c = i_q - (1-i_q)/(N_c \tan\varphi')$

$i_q = \{1-[V/(N+B'L'c'\tan\varphi')]\}^{m}$

[redacted]

Coeff. di forma (De Beer, 1967)

$s_\gamma = 1 - 0.4(B'/L')$

$s_c = 1 + (B'/L')(N_q/N_c)$

$s_q = 1 + (B'/L')\tan\varphi'$

Inclinaz. p. c. (Brinch-Hansen, 1970)

$g_\gamma = g_q$

$g_c = g_q - (1-g_q)/(N_c \cdot \tan\varphi')$

$g_q = (1 - \tan\beta)^2$

Coeff. di affondamento

$d_\gamma = 1$

$d_c = d_q - (1-d_q)/(N_c \cdot \tan\varphi')$ **Vesic, 1973**

$d_q = 1 + 2(D/B')\tan\varphi'(1-\mathrm{sen}\,\varphi')^2$ **Brinch-Hansen, 1970**

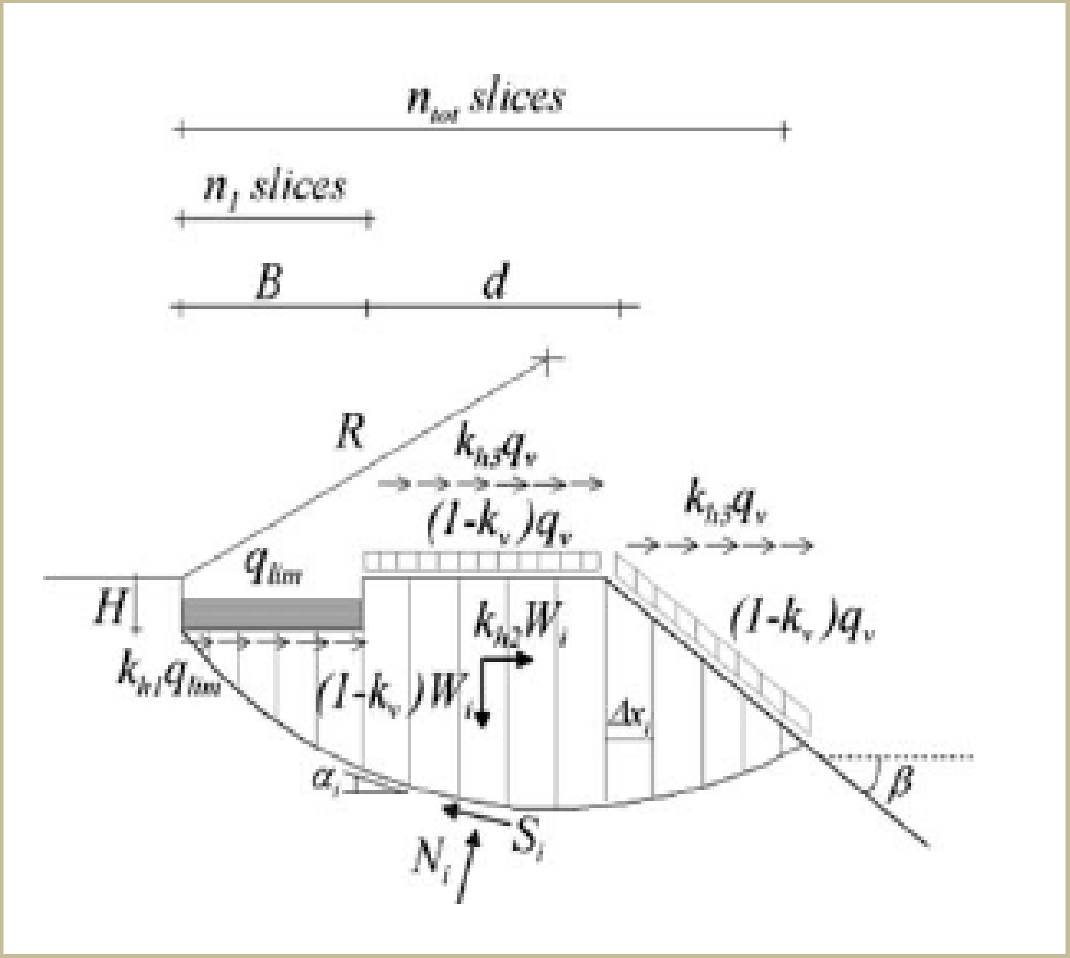
Coeff. di inclin. della base (Brinch-Hansen, 1970)

$b_\gamma = b_q$

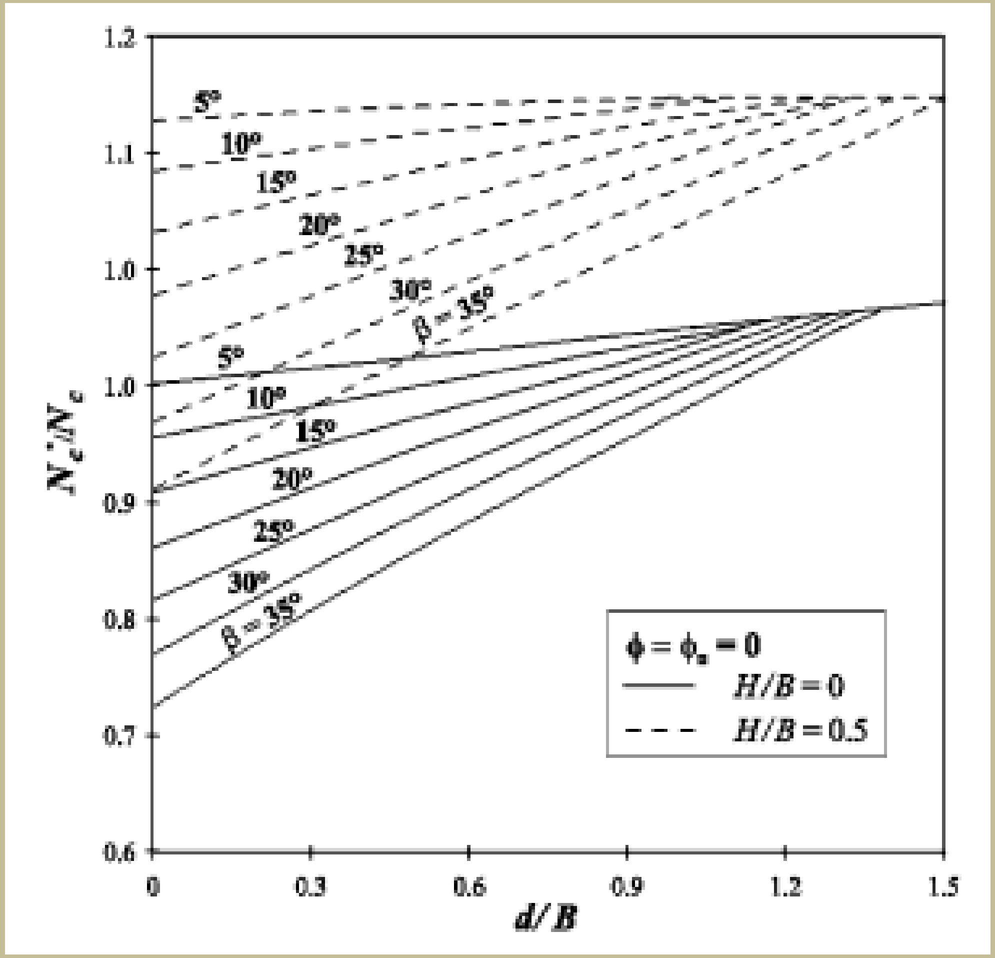
$b_c = b_q - (1-b_q)/(N_c \cdot \tan\varphi')$

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

riduzione del carico limite per fondazione
di opera di sostegno vicina ad un pendio



Riduzione di *Nc*
per differenti distanze dal ciglio del pendio



Sul coefficiente i_γ

per una struttura convenzionale

$$\frac{H}{N} = 0.10$$

$$i_\gamma = \left[1 - 0.7\frac{H}{N}\right]^5 = 0.69$$

si perde il 31% del carico limite

Sul coefficiente i_γ

per un muro di sostegno

$$Fs = \frac{\text{Forze stab.}}{\text{Forze inst.}} = \frac{N\tan\phi}{H}$$

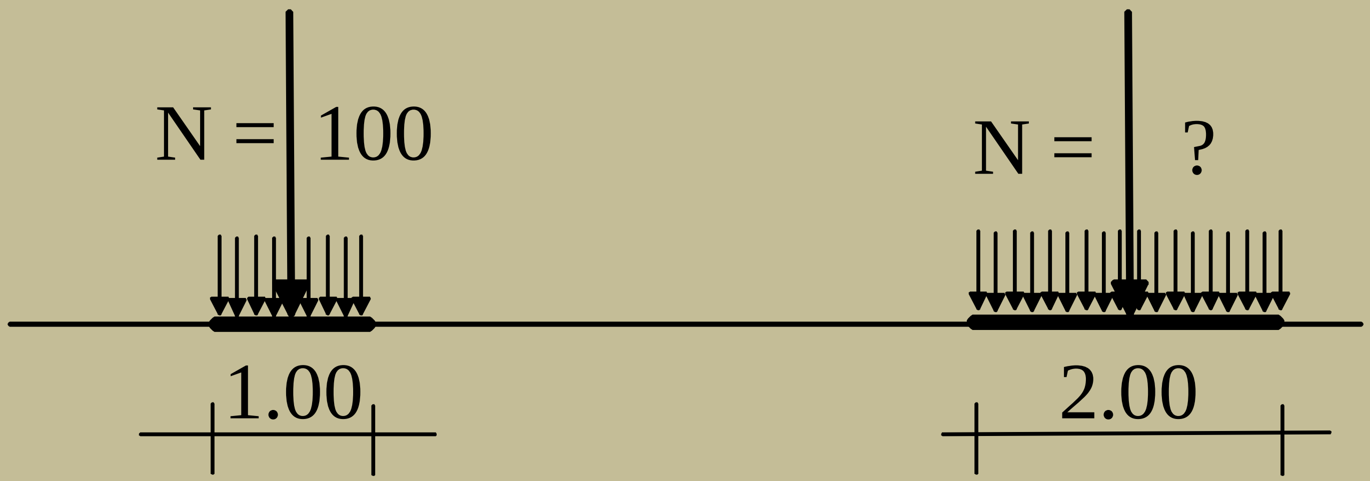
$$\frac{H}{N} = \frac{\tan\phi}{\mathbf{Fs}}$$

per $\tan\phi$ = 0.6 , Fs = 1.3 : $\frac{H}{N} = 0.46$

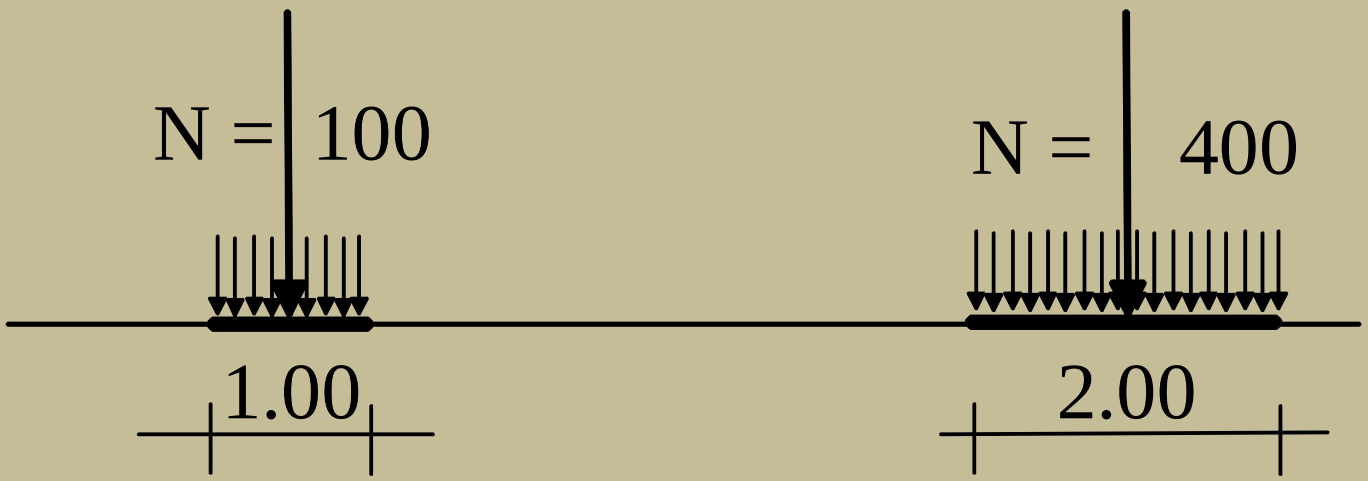
$$i_\gamma = \left[1 - 0.7\frac{H}{N}\right]^5 = 0.09$$

si perde il 91% del carico limite

Quesito con tranello



Risposta al quesito

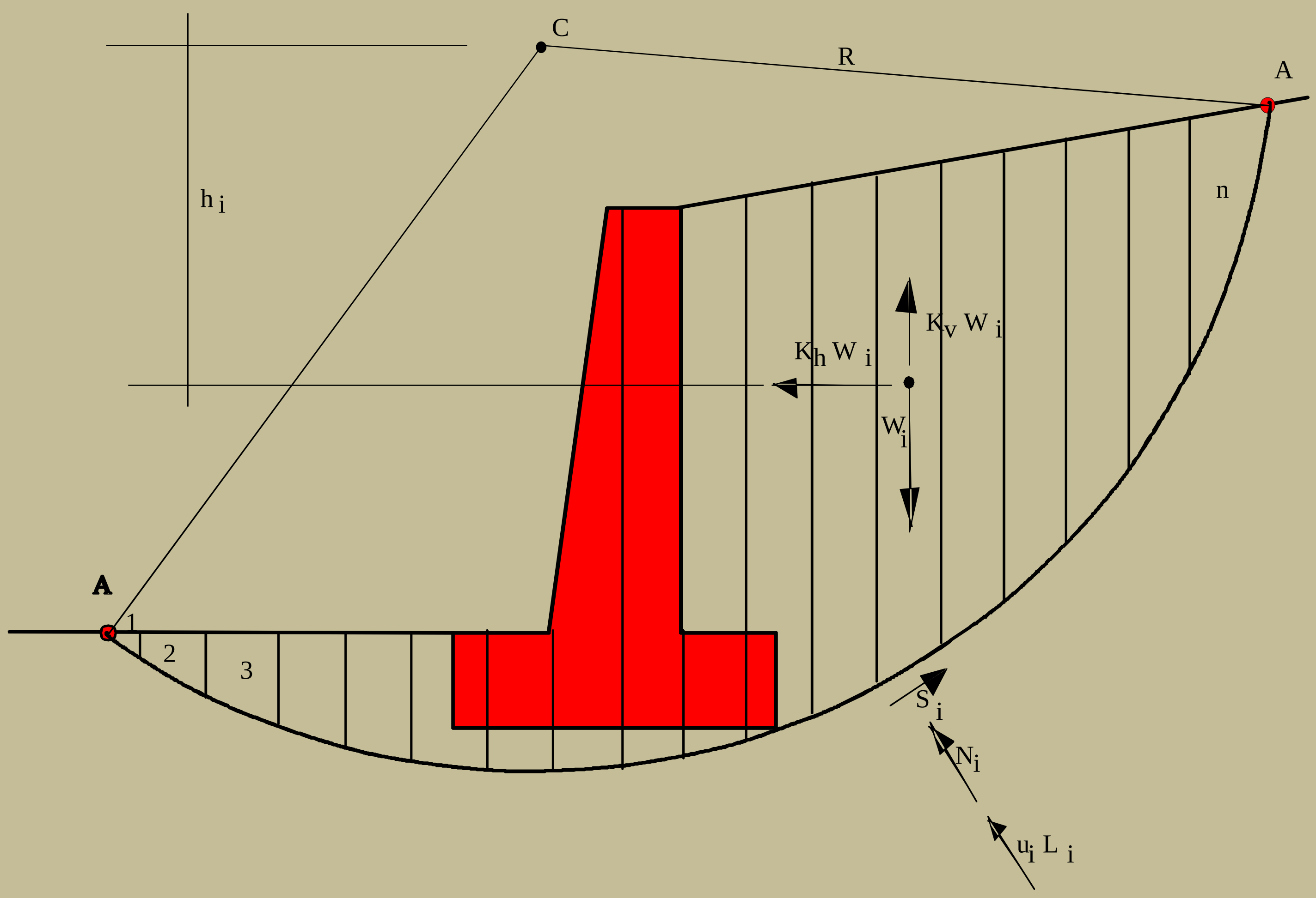


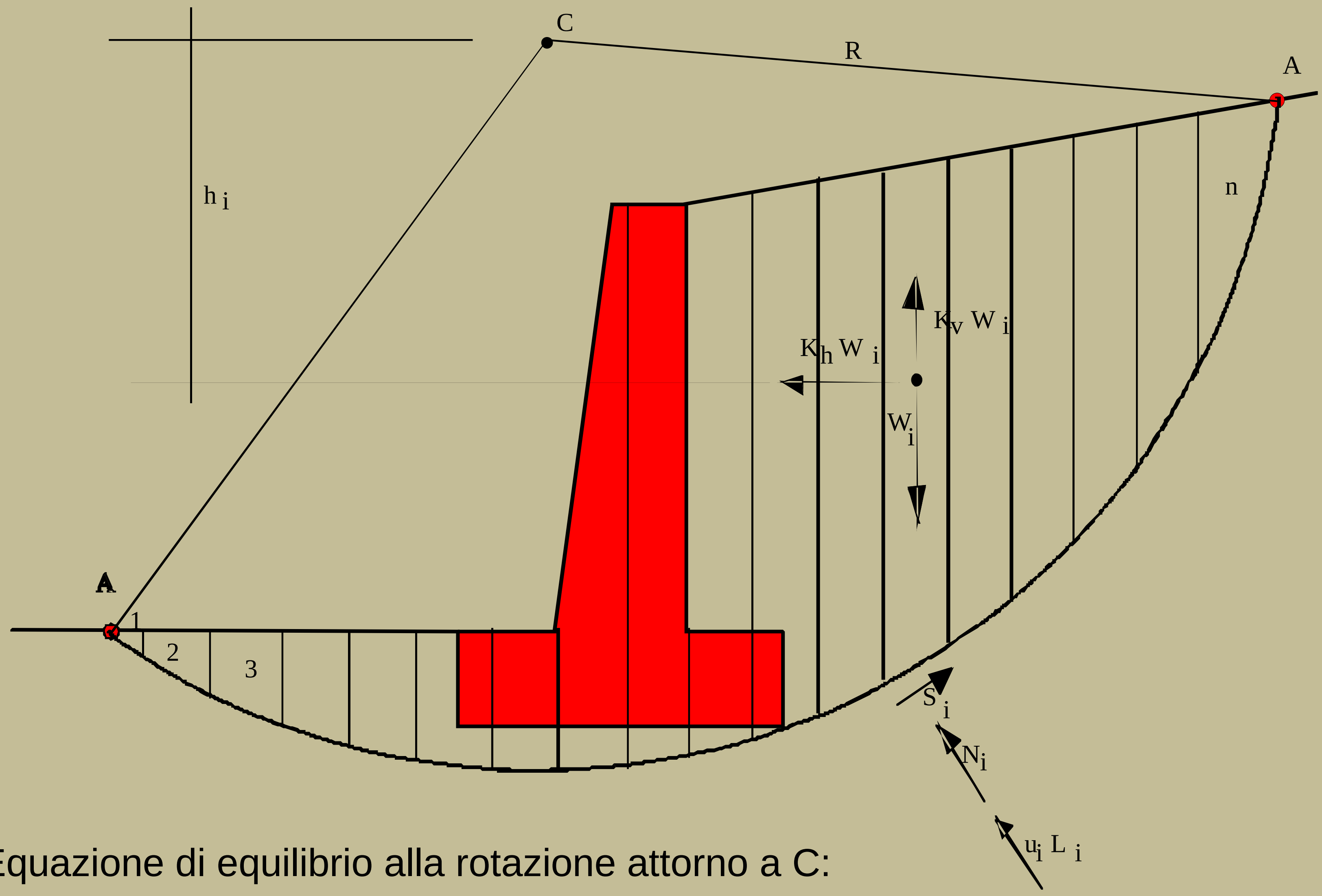
$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

Raddoppiare la fondazione significa raddoppiare il carico limite unitario e quindi si ha un vantaggio pari a 4 volte in quanto si dimezza il carico di esercizio

VERIFICA GLOBALE DEL SISTEMA MURO - TERRAPIENO

Suddivisione in conci nel metodo dei conci

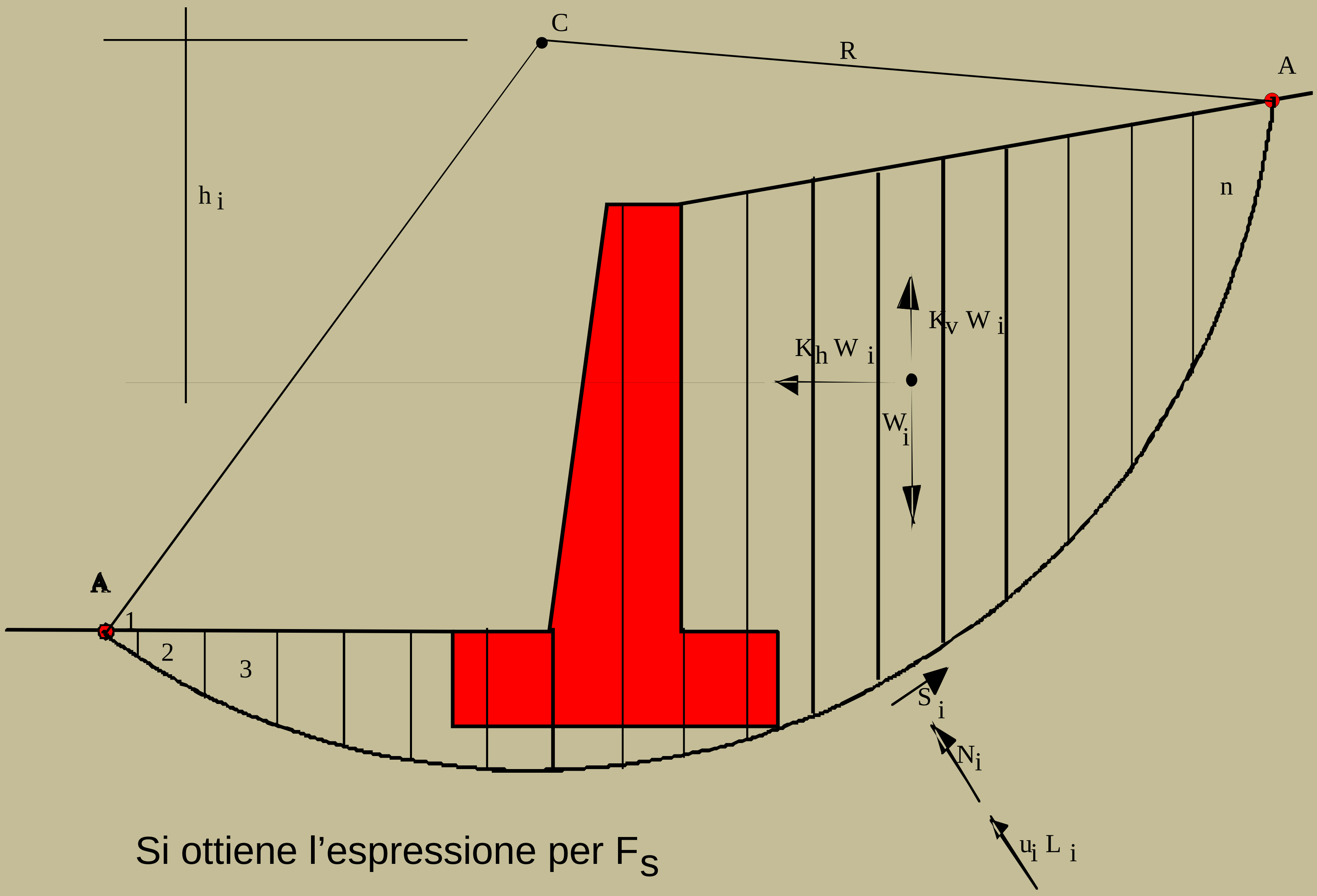




Equazione di equilibrio alla rotazione attorno a C:

$$\Sigma\, S_i \times R = \Sigma\, W_i\,(1-K_v)\sin\alpha_i + \Sigma\, K_h W_i\, h_i\, /\, R$$

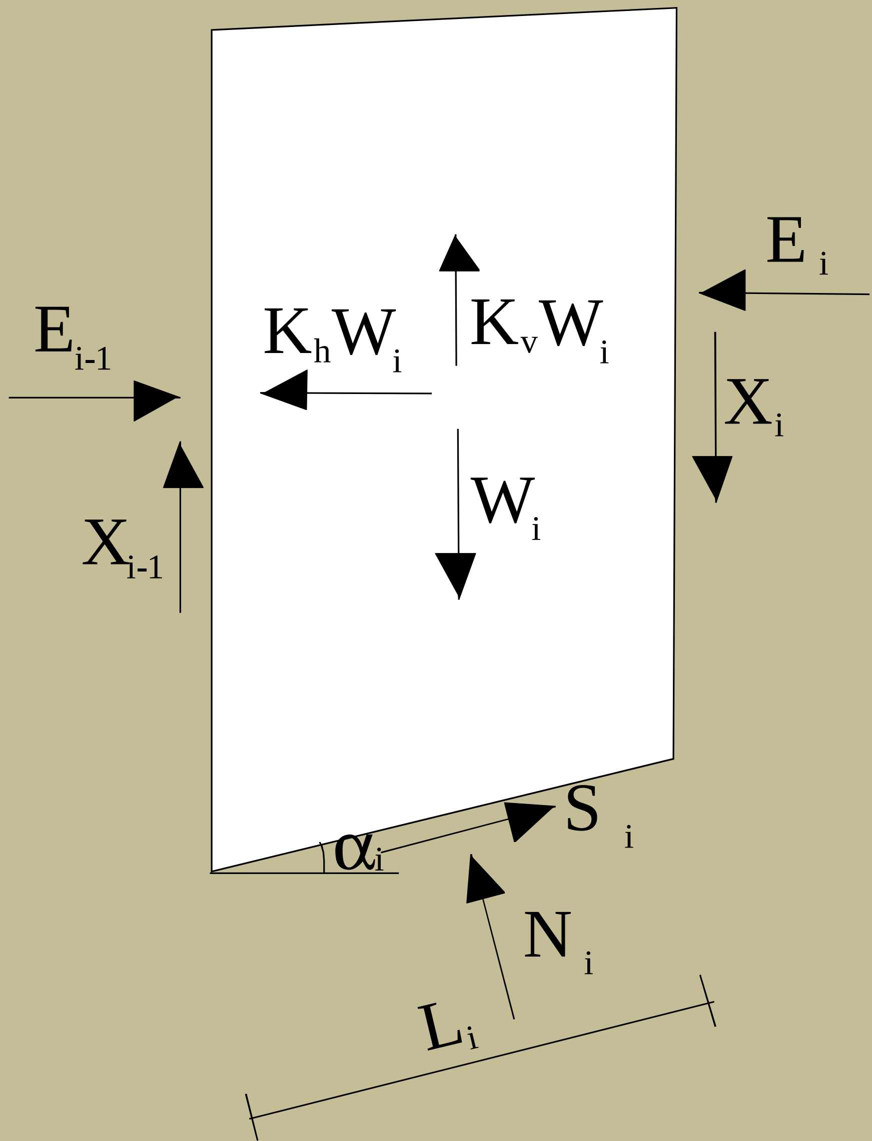
$$S_i = [\,(c'_i\, L_i + N_i\; - u_i\, L_i\;)\tan\phi'_i\;\,]\, /\, Fs$$



Si ottiene l’espressione per F_S

$$F_s = \frac{\sum c'_i\, L_i + (N_i - u_i L_i)\tan\phi' i}{\sum (1-K_v)W_i \sin\alpha_i + \sum K_h W_i h_i / R}$$

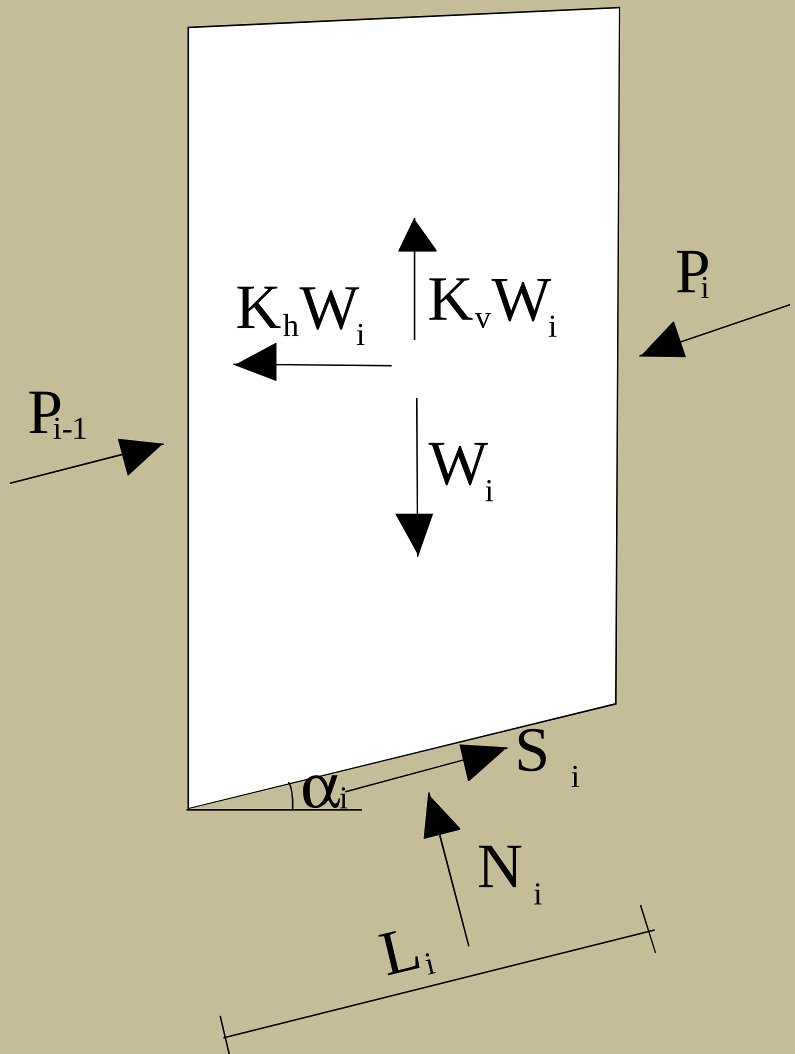
AZIONI SUL GENERICO CONCIO



$$N_i = N'_i + u_i L_i$$

da equilibrio alla traslazione nella direzione di N_i

Ipotesi di Fellenius



$$N_i = (1_i - K_v)W_i \cos\alpha_i - K_hW_i \sin a_i$$

METODO DI FELLENIUS

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{ c'_i \, L_i + [(1-k_v)W_i \cos\alpha_i - k_h W_i sen\alpha_i - u_i L_i] tg\phi'_i \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left[(1-k_v)W_i sen\alpha_i + k_h W_i h_i / R \right]}$$

dove:

n = numero dei conci

c'_i = coesione lungo la base del concio iesimo

L_i = lunghezza della base del concio iesimo

k_h, k_v = coefficienti sismici nelle direzioni orizzontale e verticale rispettivamente

W_i = peso del concio iesimo

α_i angolo della base del concio iesimo

u_i = pressione interstiziale alla base del concio iesimo

h_i = braccio della forza orizzontale inerziale del concio esimo rispetto al centro C

ϕ'_i = angolo di resistenza al taglio lungo la base del concio esimo.

Concio n.	b_i	α_i	$L_i = b_i / \cos \alpha_i$	W_i	c'_i	ϕ'_i	$W_i \cos \alpha_i$	h_i	$W_i \sin \alpha_i$	
1										
2										
3										
…										
n										

METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{ c'_i b_i + [(1-k_v)W_i - u_i b_i] tg\phi'_i \right\} \frac{\sec\alpha_i}{1 + tg\alpha_i tg\phi'_i / Fs}}{\sum_{i=1}^{n} \left[(1-k_v)W_i sen\alpha_i + k_h W_i h_i / R \right]}$$

dove:

n = numero dei conci

c'_i = coesione lungo la base del concio iesimo

b_i = larghezza della base del concio iesimo (misurata nella direzione orizzontale)

k_h, k_v = coefficienti sismici nelle direzioni orizzontale e verticale rispettivamente

W_i = peso del concio iesimo

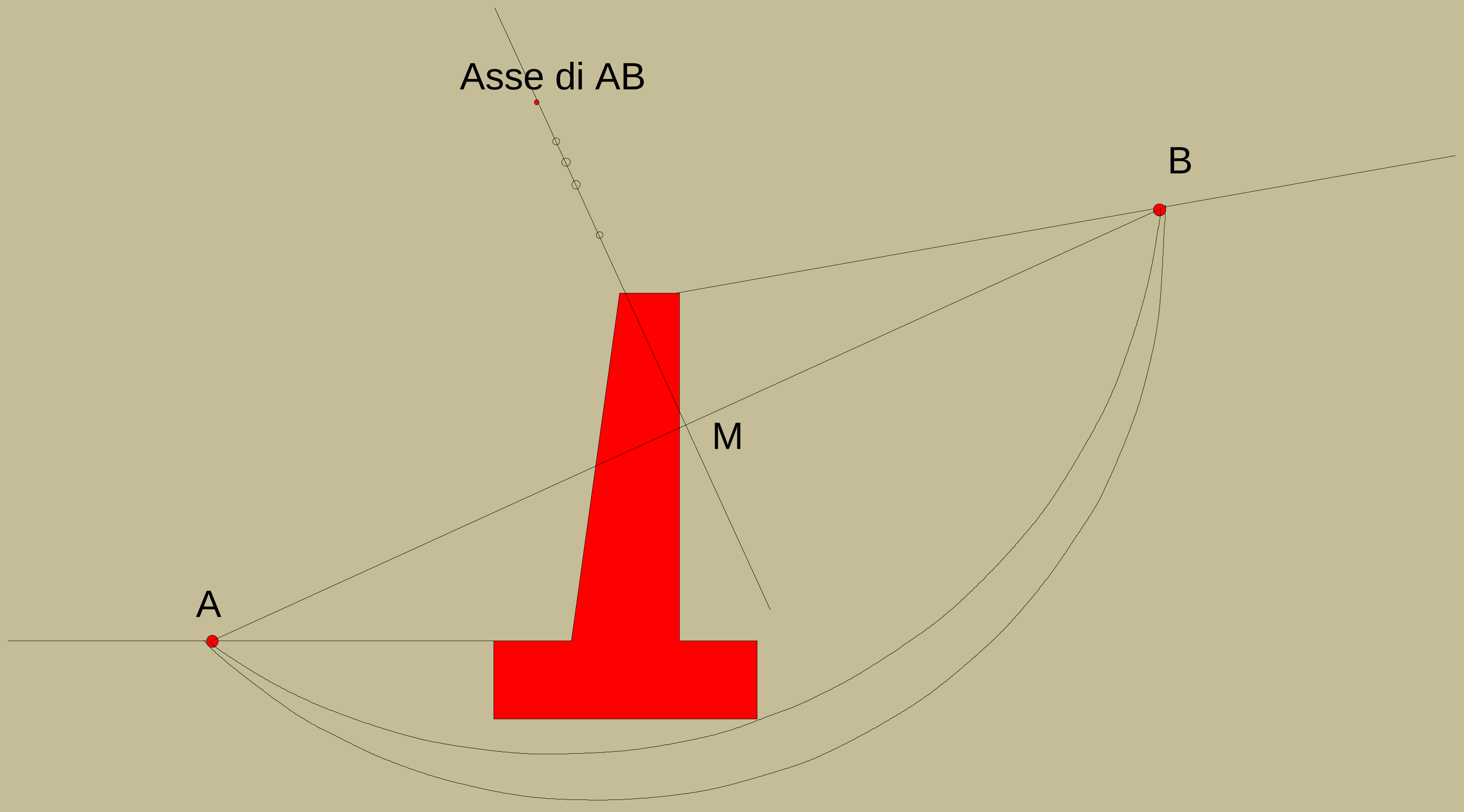
α_i angolo della base del concio iesimo

u_i = pressione interstiziale alla base del concio iesimo

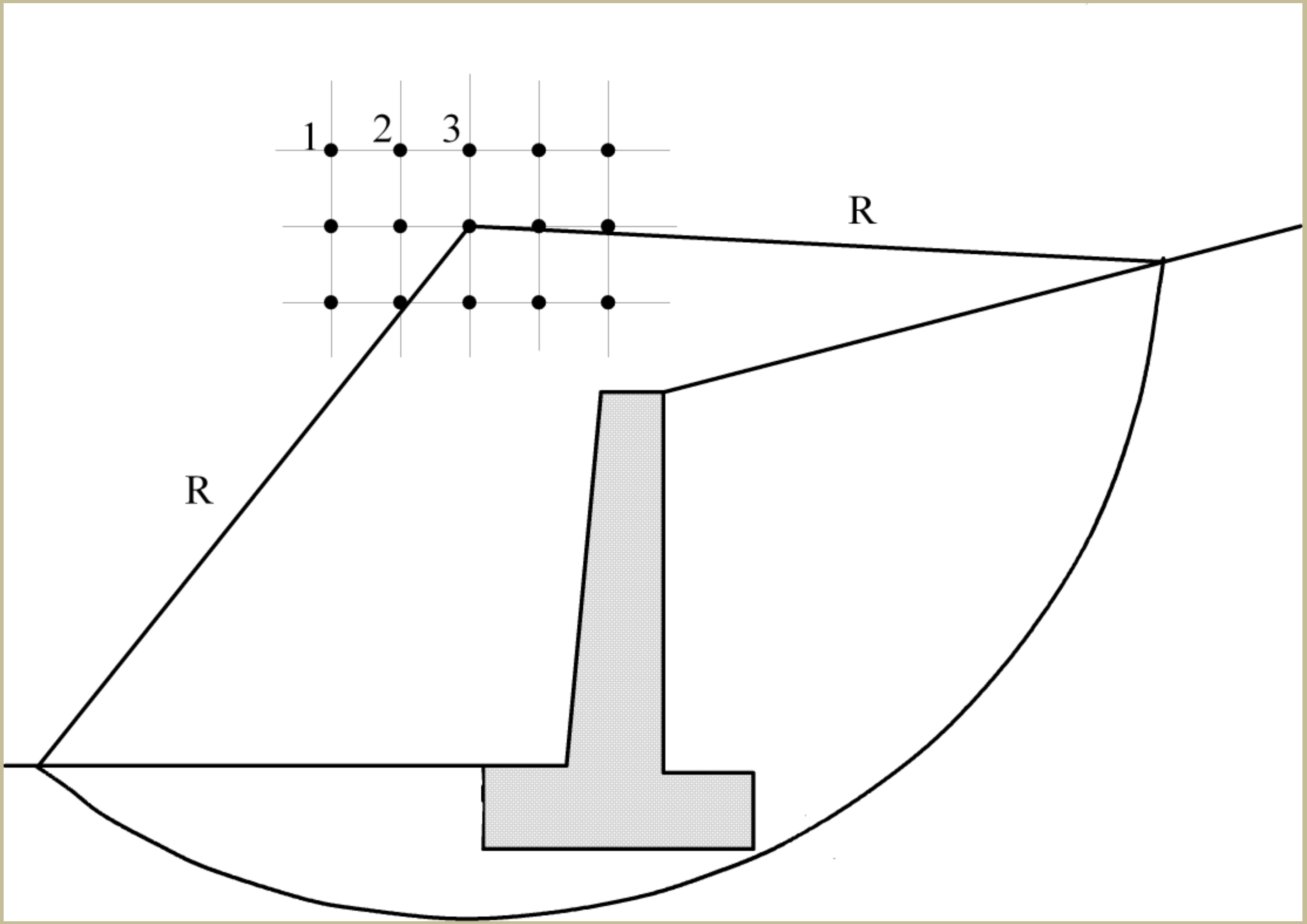
h_i = braccio della forza orizzontale inerziale del concio esimo rispetto al centro C

ϕ'_i = angolo di resistenza al taglio lungo la base del concio esimo.

Criterio di scelta della superficie di scorrimento



Criterio di ricerca del cerchio critico



ESEMPIO DI VERIFICHE DI STABILITA’

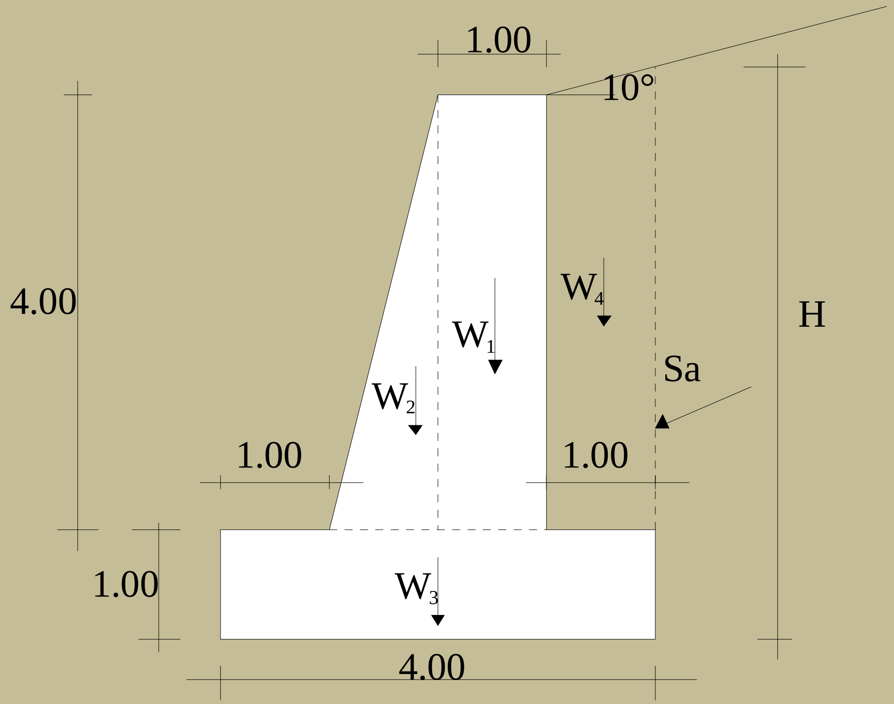


Tabella dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali [(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

… per i materiali

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

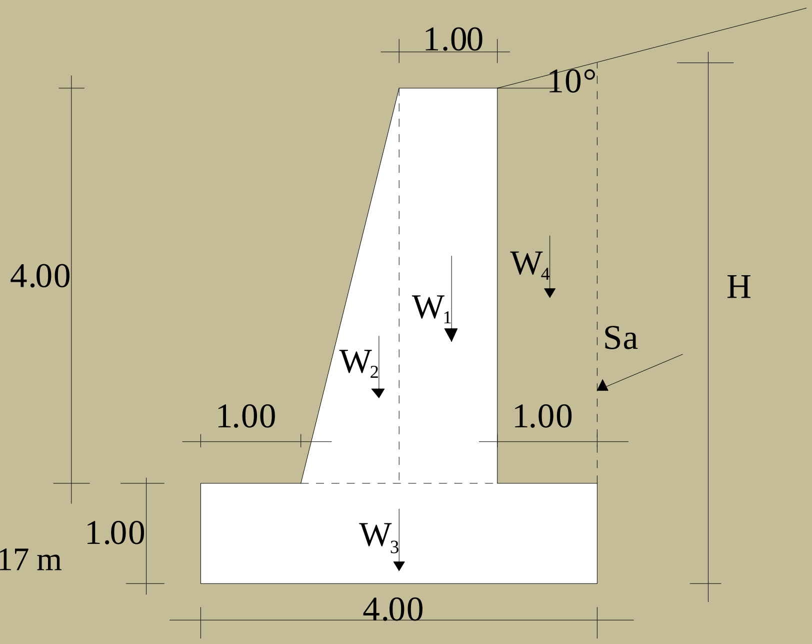
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Parametri geotecnici e geometrici del muro

Altezza muro = 4 .00 m
Spessore fondazione = 1.00 m
Larghezza fondazione B = 4.00 m
angolo di attrito del terreno: $\phi_k = 35°$
peso dell'unità di volume del terreno: $\gamma = 18$ kN/m^3
peso dell'unità di volume del muro: $\gamma = 25$ kN/m^3

angolo di estradosso del terrapieno: $\varepsilon = 10°$
angolo della parete interna del muro: $\beta = 0$;
angolo di attrito terra-muro = $\delta = \phi/2$
$K_h = 0.10$
$K_v = 0.05$ (verso il basso)

Altezza di calcolo: H = 4.00 + 1.00 + 1.00 x tan(10°) = 5.17 m



Approccio 1 combinazione 2
scelta coefficienti parziali e calcolo della spinta

VERIFICHE DI STABILITA’: APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2

Per le azioni (colonna A1: Tabella 6.2.I):

$\gamma_A = 1.00$

Per le equazioni di corpo rigido (esempio verifica al ribaltamento) (colonna EQU: Tabella 6.2.I)

$\gamma_A = 0.9$ se favorevole; $\gamma_A = 1.1$ se sfavorevole

Per i materiali (tabella 6.2.II):

per l’angolo di attrito: $\gamma_{M\phi} = 1.25$; per il peso del terreno e del cls $\gamma_{M\gamma} = 1.00$

$\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k)/1.25$; $\boldsymbol{\phi_d = 29°}$

Calcolo del coefficiente di spinta attiva di Mononobe Okabe:

$$\theta = ATAN\,\frac{0.10}{1+0.05} = 5.44°$$

Determinazione del coefficiente di spinta attiva di MONONOBE - OKABE

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \beta)}{\cos\vartheta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \vartheta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \vartheta - \varepsilon)}{\cos(\beta - \varepsilon)\cos(\delta + \beta + \vartheta)}}\right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(29 - 5.44 - 0)}{\cos 5.44^\circ \cos^2 0^\circ \cos(14.5^\circ + 0^\circ + 5.44^\circ)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(29 + 14.5^\circ)\sin(29^\circ - 5.44^\circ - 10^\circ)}{\cos(0^\circ - 10^\circ)\cos(14.5^\circ + 0^\circ + 5.44^\circ)}}\right]^2} = 0.446$$

(K $_{ae}$= 0.347 se avessimo usato il valore caratteristico dell’angolo di attrito =35°)

C’è un aumento del 30 % sulla spinta rispetto a quello determinato col valore caratteristico

Componenti della spinta in direzione verticale e orizzontale

Spinta dinamica attiva:

$$S_{ae} = \frac{1}{2} 18 \cdot (1 + 0.05) 5.17^2 0.446 = 112.65\ kN$$

Componente orizzontale (sfavorevole, si moltiplica per 1.0):

$$S_{aeh} = 112.65 \cdot cos14.5° \cdot 1.0 = 109.06\ kN$$

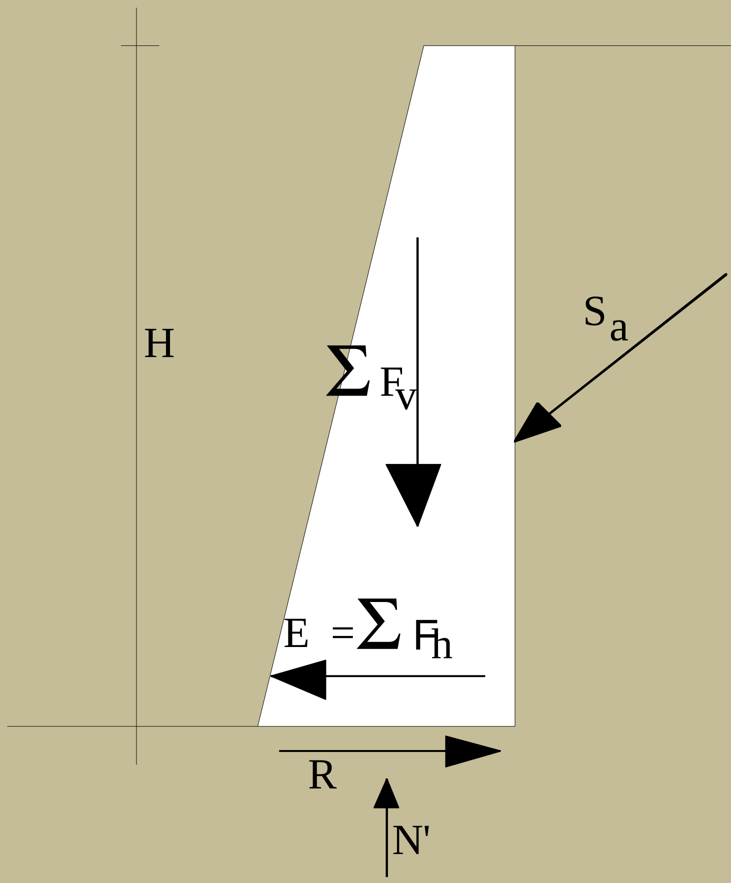
Componente verticale (favorevole, si moltiplica per 1.0):

$$S_{aev} = 112.65 \cdot sin14.5° \cdot 1.0 = 28.20\ kN$$

Verifica allo scorrimento

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Verifica allo scorrimento



$$\tau = \sigma' \tan\phi \longrightarrow R = N' \tan\phi$$

$$N' = \sum F_v \longrightarrow R = \sum F_v \tan\phi$$

$$E < R$$

$$\sum F_h < \sum F_v \tan\phi$$

Approccio 1 combinazione 2
Verifica allo scorrimento

Forze verticali:

Forza	valore (kN)	x (m)	y (m)
W_1	100.00	2.50	3.00
$K_v\ W_1$	5.00	“	“
W_2	50.00	1.67	2.33
$K_v\ W_2$	2.50	“	“
W_3	100.00	2.00	0.50
$K_v\ W_3$	5.00	“	“
W_4	77.26	3.51	3.02
$K_v\ W_4$	3.86	“	“
S_{aev}	28.20	4.00	--

Sommano 371.82 kN

Forze orizzontali:

Forza	valore (kN)	x (m)	y (m)
$K_h\ W_1$	10.00	2.50	3.00
$K_h\ W_2$	5.00	1.67	2.33
$K_h\ W_3$	10.00	2.00	0.50
$K_h\ W_4$	7.72	3.51	3.02
S_{aeh}	109.06	--	1.72

Sommano 141.78 kN

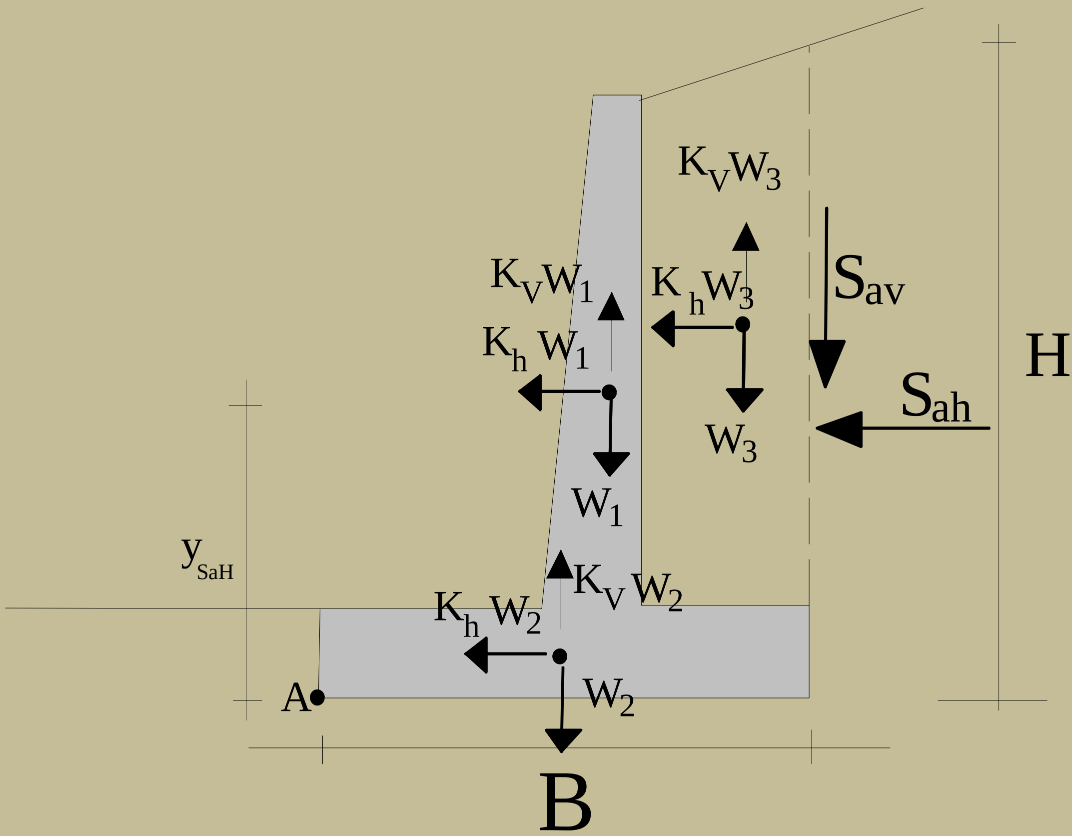
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (si utilizza un coeff. γ_{R1} = 1.00, tabella 6.5.I):

$E_s = \Sigma F_h = 141.78$

$R_s = \Sigma F_v \tan 29° = 206.10$ kN

$E_s < R_s$ (F_s = 206.10 / 141.78 = 1.45)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO



$$M_{stab.} = \gamma_{fav} \sum (1 - K_v) W_i x_{Gi} + S_{av} \bullet B$$

$$M_{stab.} = \gamma_{sfav} \sum (1 - K_v) W_i x_{Gi} + S_{ah} \bullet y_{S_{ah}}$$

$$\gamma_{fav} = 0.9 \quad \gamma_{sfav} = 1.1$$

Approccio 1 combinazione 2: Verifica al ribaltamento

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (Si utilizzano i coefficienti in colonna EQU Tabella 6.2.I):

Momento stabilizzante:

$$M_{stab} = \sum F_{vi} * x_i$$

$$M_{stab} = (100 \cdot 2.50 + 5 \cdot 2.50 + 50 \cdot 1.67 + 2.50 \cdot 1.67 + 100 \cdot 2.00 + 5 \cdot 2.00 + 77.26 \cdot 3.51 + 3.86 \cdot 3.51) \cdot 0.9 + 28.20 \cdot 4.00 = 748.22 + 112.80 = 861.02\ kNm$$

Momento ribaltante:

$$M_{stab} = \sum F_{hi} * y_i$$

$$M_{stab} = (10 \cdot 3.00 + 5 \cdot 2.33 + 10 \cdot 0.50 + 7.72 \cdot 3.02) \cdot 1.1 + 109.06 \cdot 1.72 = 76.96 + 187.58 = 264.54\ kNm$$

$E_r = 264.54\ kNm$

$R_s = 861.02\ kNm$

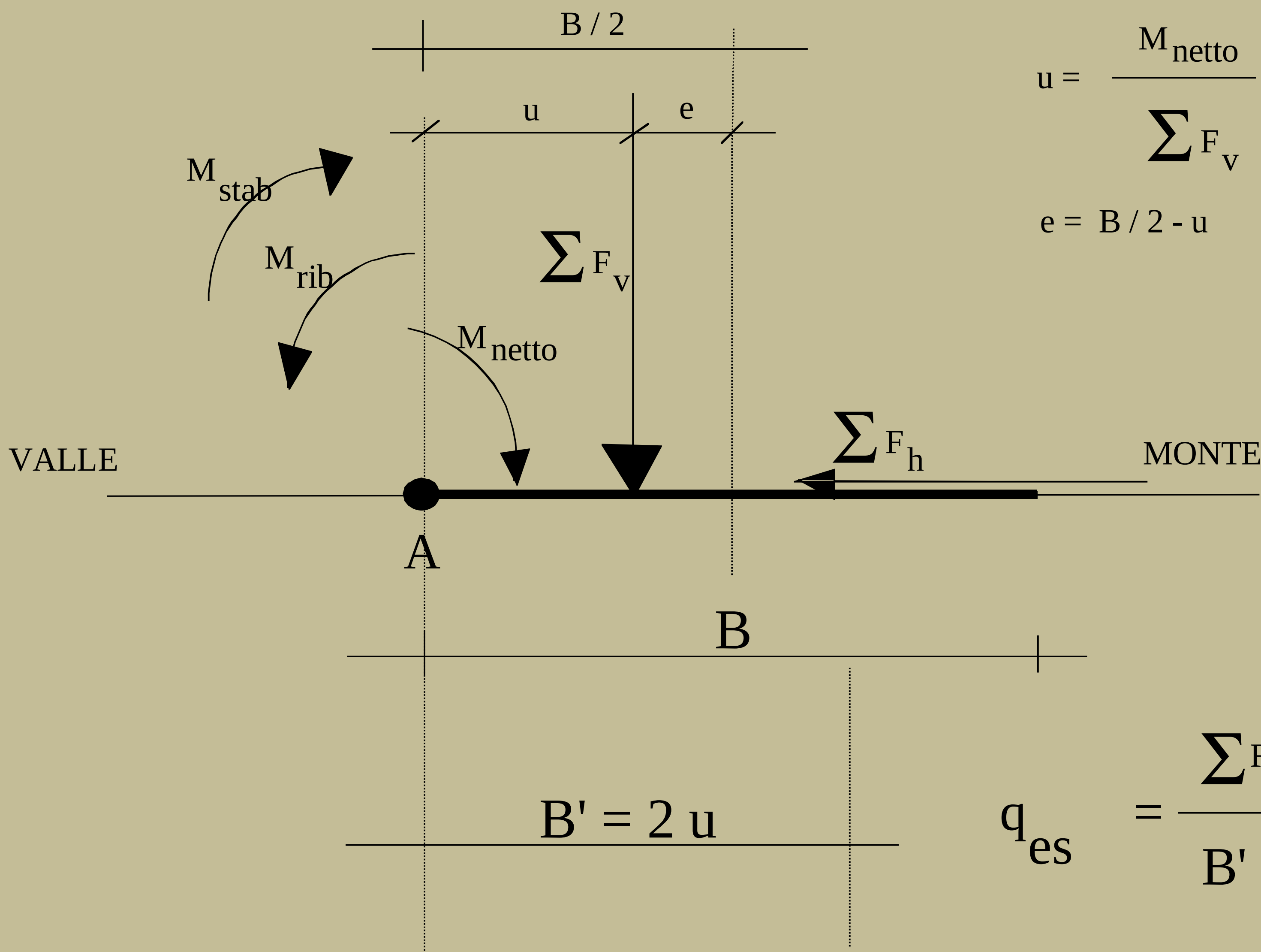
$$E_s < R_s \ \ (F_s = 861.02 / 264.54 = 3.25)$$

CALCOLO CARICO DI ESERCIZIO

$$M_{netto} = M_{stab} - M_{rib}$$

$$u = \frac{M_{netto}}{\sum F_v}$$

$$e = B/2 - u$$



$$q_{es} = \frac{\sum F_v}{B' \times 1}$$

Approccio 1 combinazione 2
verifica del carico limite del complesso terreno - fondazione

VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE
(si utilizza un coeff. γ_{R1} = 1.00, tabella 6.5.I).

Calcolo Pressione convenzionale di esercizio:

$u = (M_{stab} – M_{rib})/\Sigma F_v$ = (861.02-264.54)/ 371.82 = 1.63 m

$e = B/2 – u$ = 2.00 – 1.63 = 0.37 m;
$B' = B – 2e$ = 4.00 - 0.74 = 3.26 m

$$q_{es} = \frac{\sum F_v}{B'} = \frac{371.82}{3.26} = 114.05\ kN/m^2$$

Calcolo carico limite:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B' \gamma N_\gamma i_\gamma + q N_q i_q$$

$$N_q(29°) = 16.34;\ N_\gamma(29°) = 19.22$$

$$q = \gamma D = 18 \cdot 1.00 = 18\ kN/m^2$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \sum F_h}{\sum F_v}\right]^5 = 0.211$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \sum F_h}{\sum F_v}\right]^5 = 0.345$$

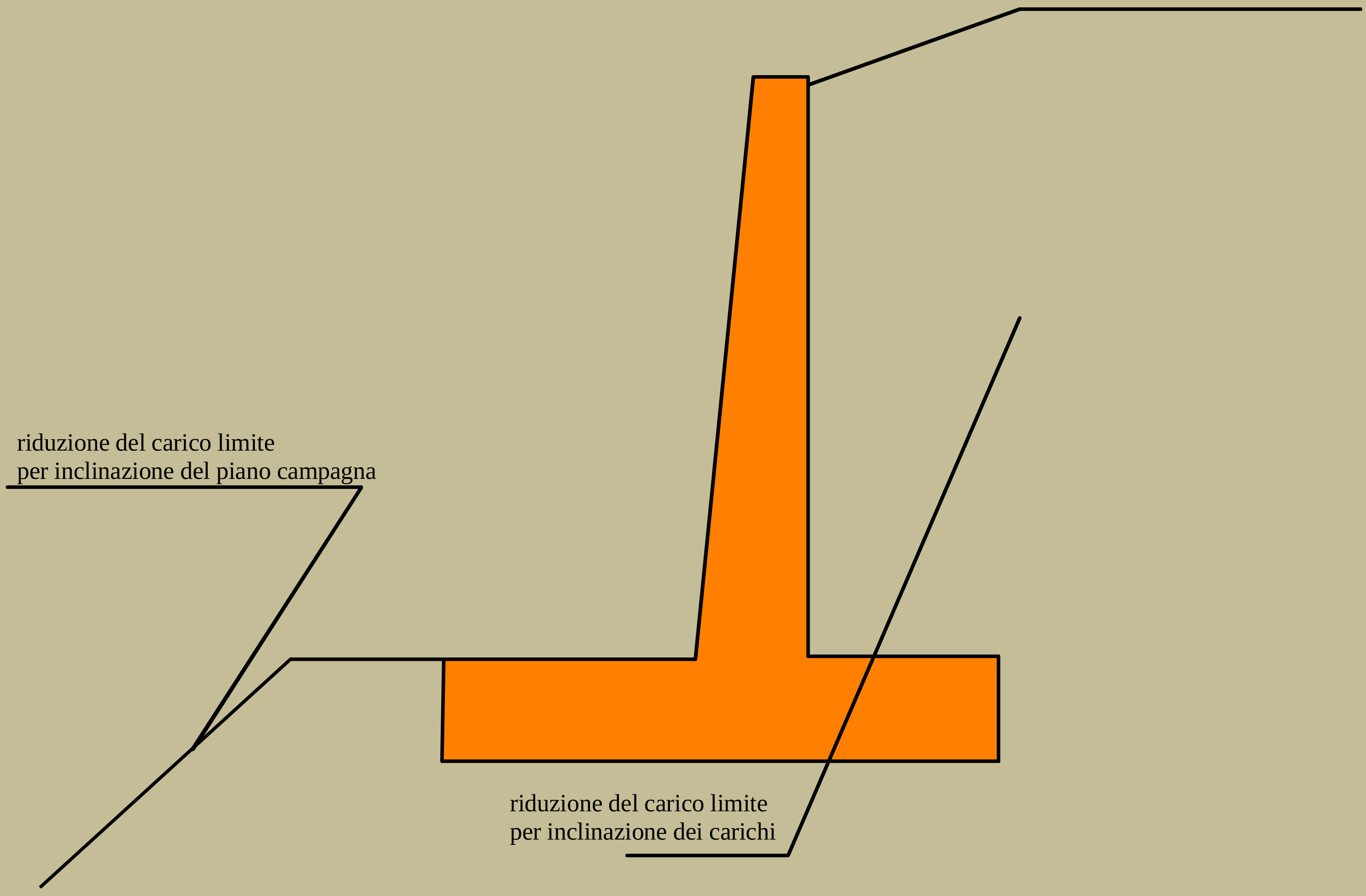
$$q_{lim} = \frac{1}{2} 3.26 \cdot 18 \cdot 19.22 \cdot 0.211 + 18 \cdot 16.34 \cdot 0.345 = 118.96 + 101.47 = 220.43\ kN/m^2$$

$q_{es} < q_{lim}$,

F_s = 220.43/114.05 = 1.92

Problematiche frequenti

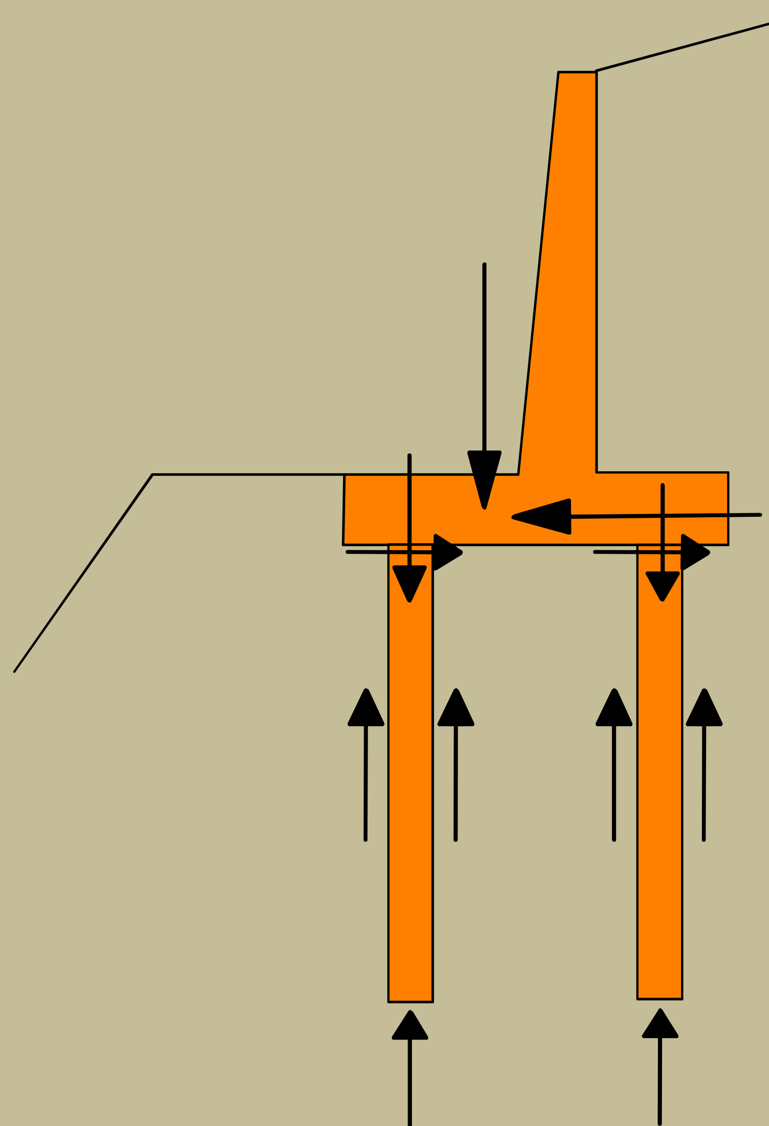
Fattori che producono una significativa riduzione del carico limite



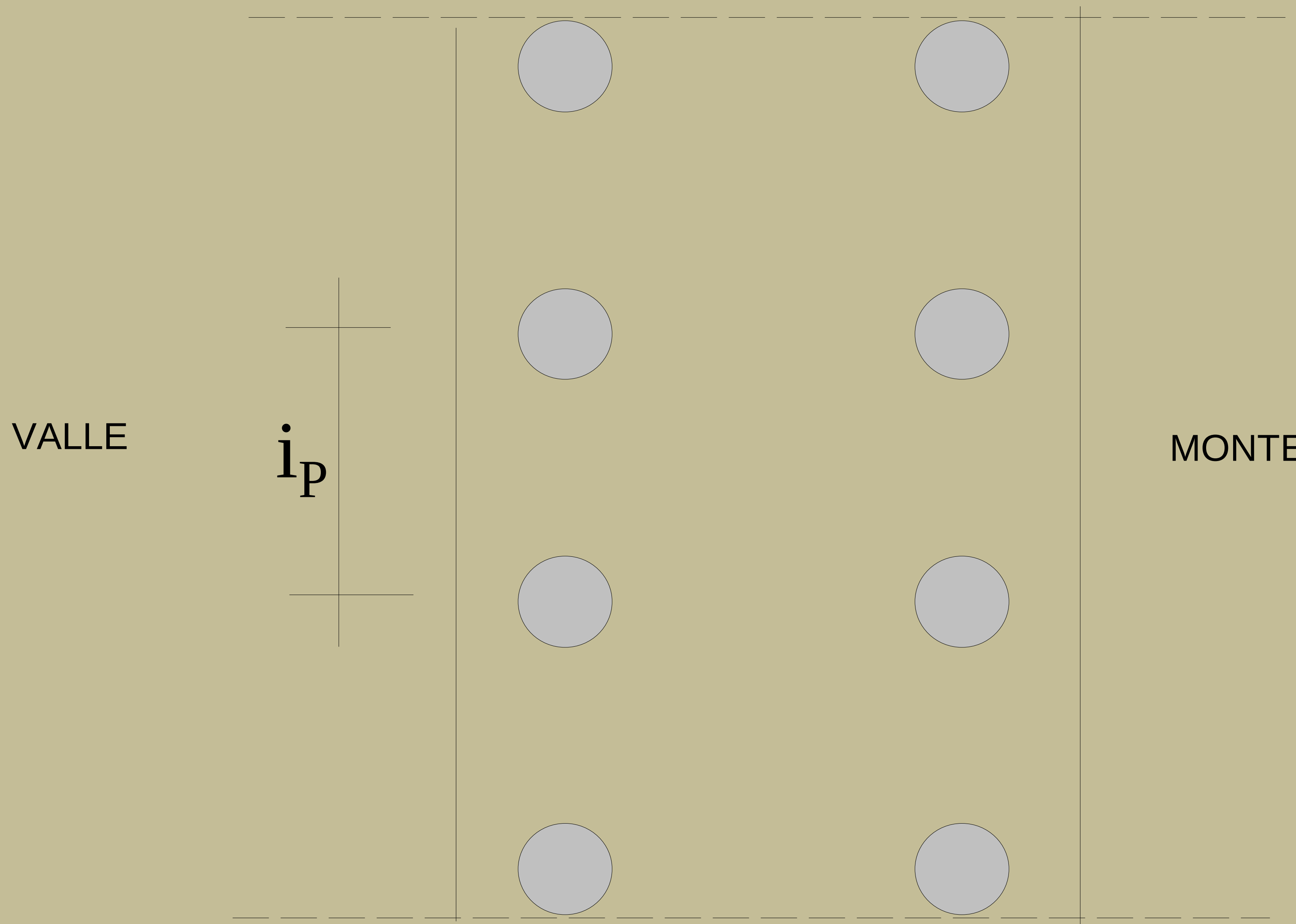
SE UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE NON BASTA

PALI DI FONDAZIONE

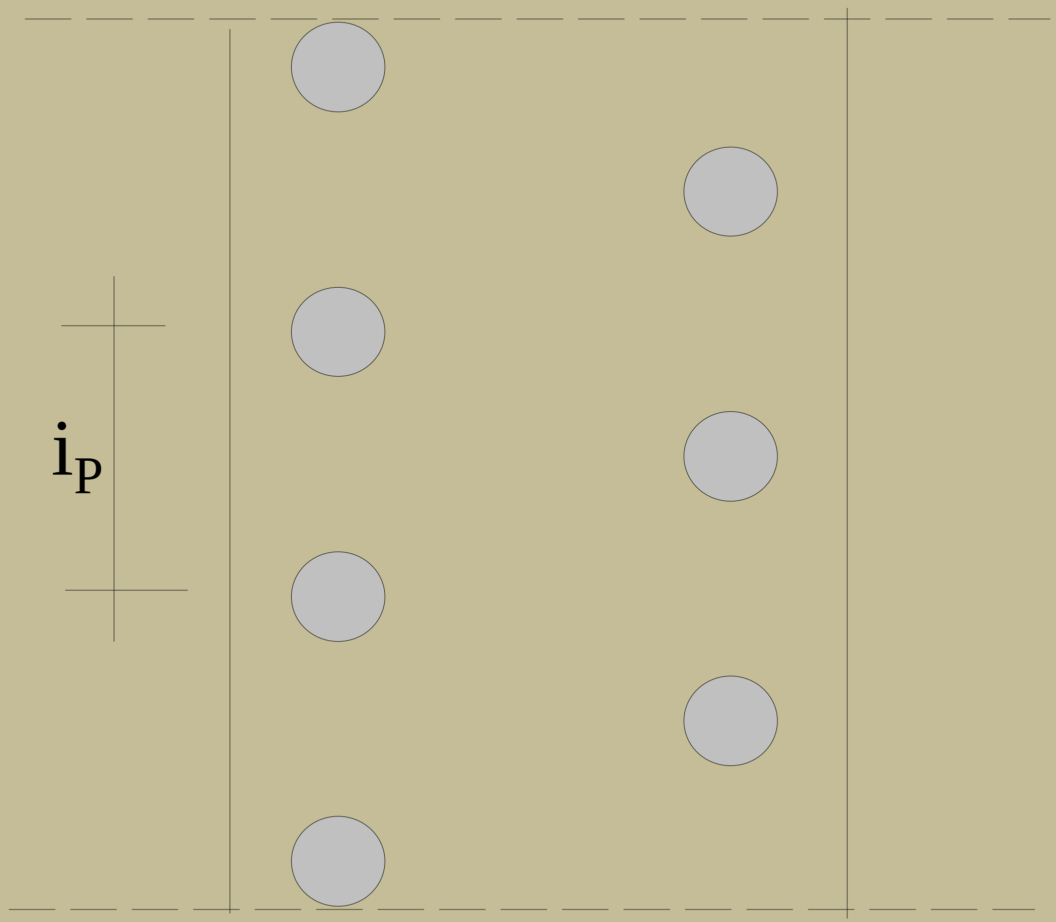
MECCANISMO DI TRASFERIMENTO DEL CARICO SUL TERRENO



ESEMPIO DISPOSIZIONE IN PIANTA PER DUE FILE DI PALI



ALTERNATIVA DISPOSIZIONE IN PIANTA PER DUE FILE DI PALI (A QUINCONCE)

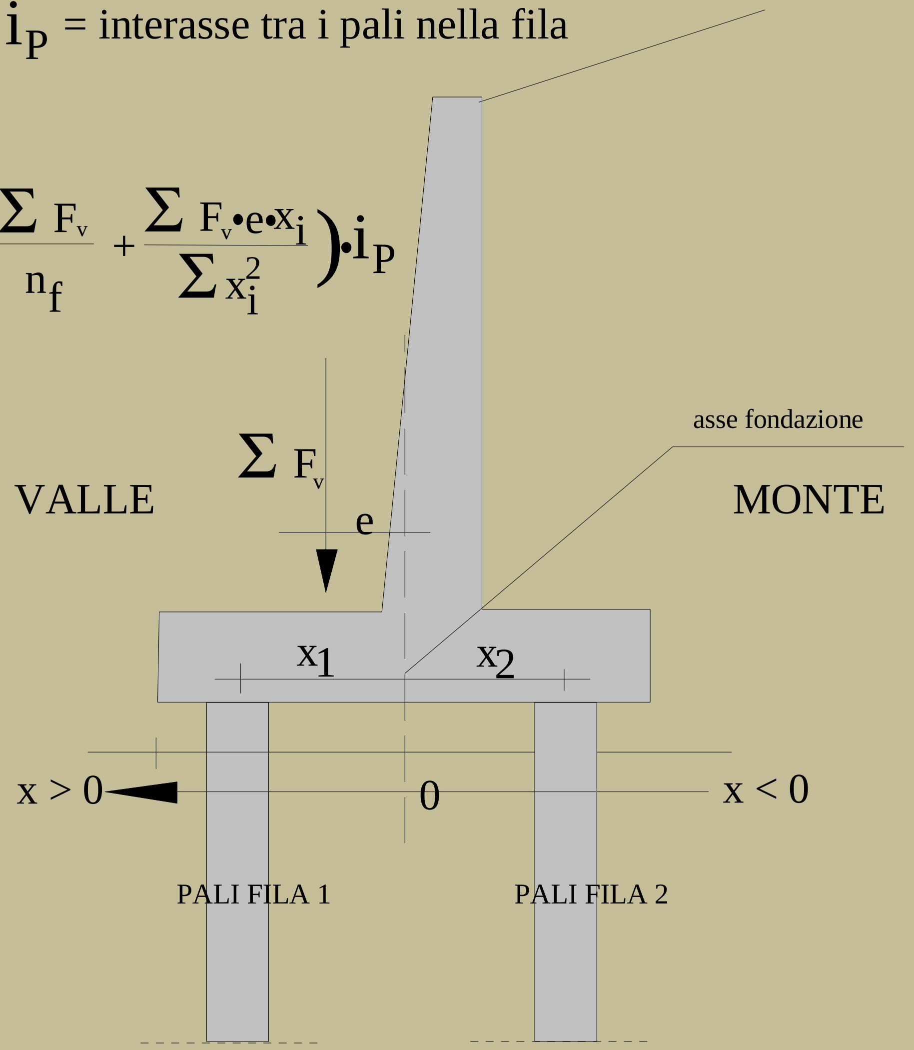


CARICO DI ESERCIZIO SUI PALI:
carico assiale

n_f = numero di file di pali

i_P = interasse tra i pali nella fila

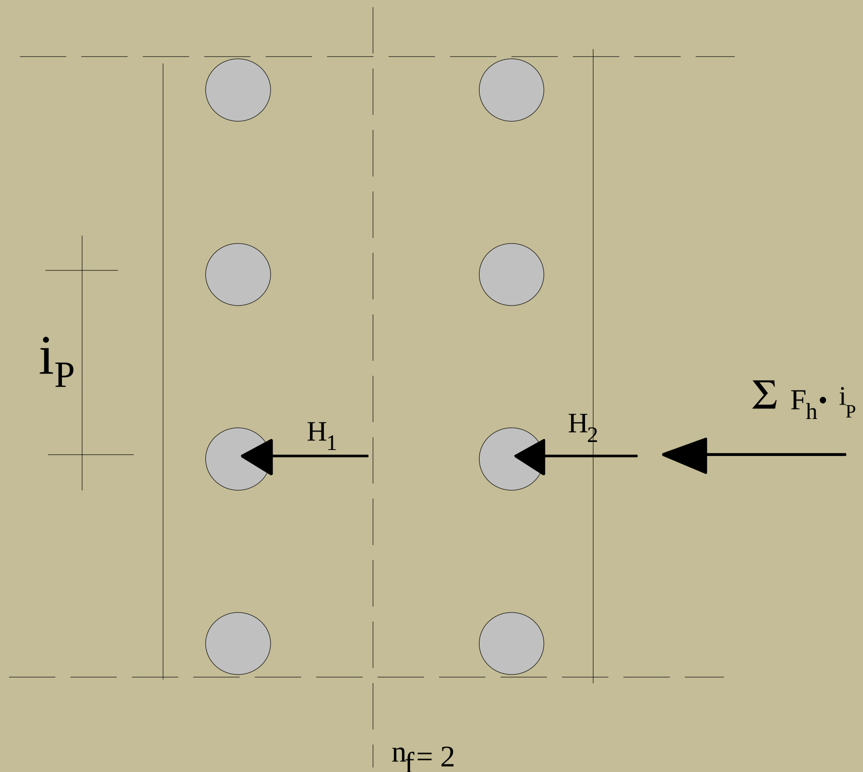
$$N_i = \left(\frac{\sum F_v}{n_f} + \frac{\sum F_v \cdot e \cdot x_i}{\sum x_i^2} \right) \cdot i_P$$



CARICO DI ESERCIZIO SUI PALI
carico trasversale

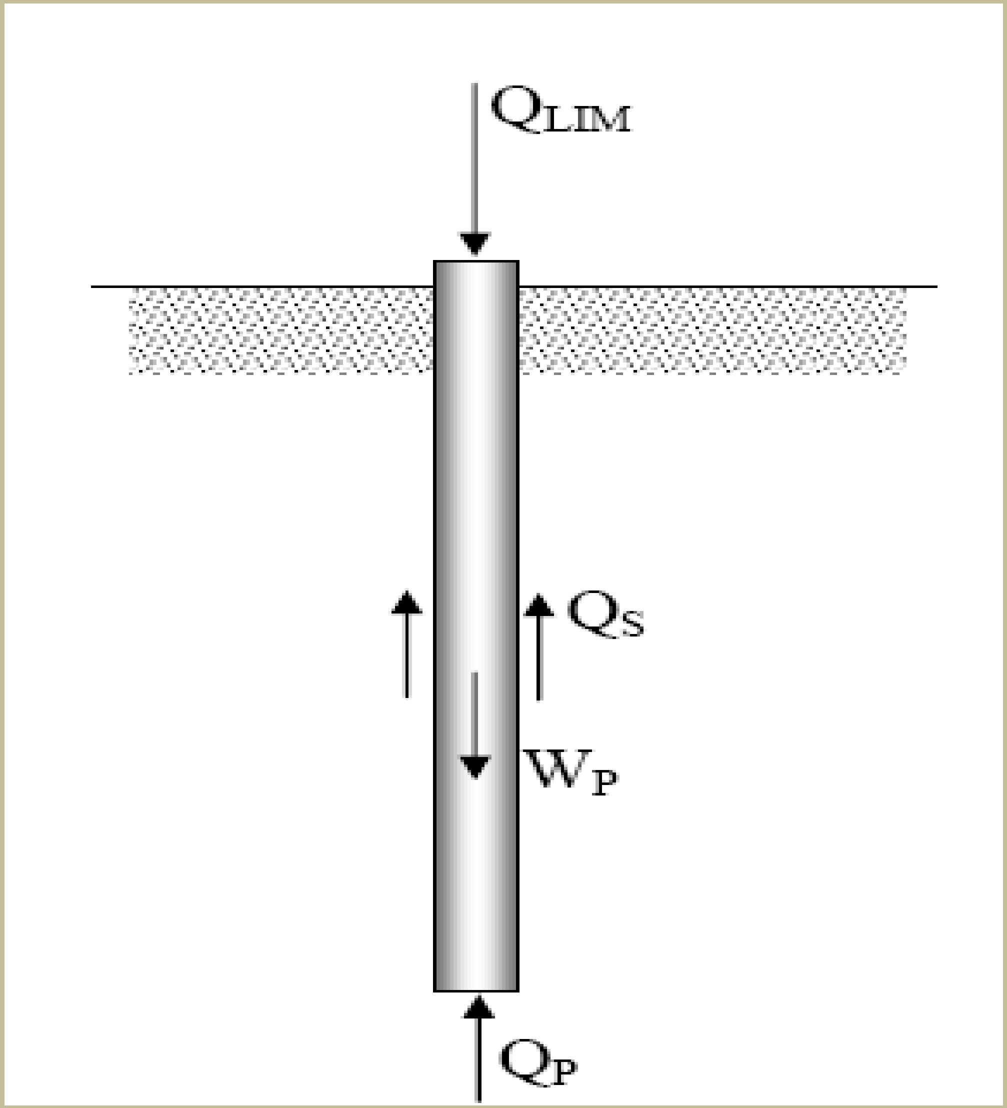
Distribuzione delle forze orizzontali sui pali

ipotesi di platea rigida e pali aventi stessa rigidezza

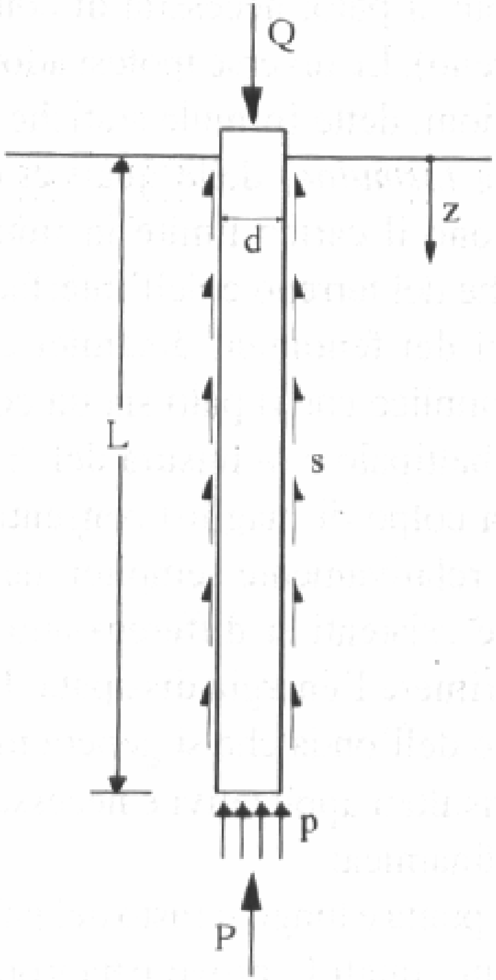


$$H_1 = H_2 = \Sigma\ F_h \cdot i_P / n_f$$

INTERAZIONE PALO TERRENO E CARICO LIMITE



CARICO LIMITE
Formule statiche



$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

Suddivisione convenzionale tra P ed S

RESISTENZA ALLA PUNTA

$$Q_p = q_p A_p$$

A_p = Area della sezione trasversale del palo = $\pi D^2 / 4$

$$q_p = cN_c + q N_q$$

Vale sempre: $N_c = (N_q - 1)\cot \phi'$

(si trascura il contributo di $N\gamma$)

TEORIE

TERZAGHI

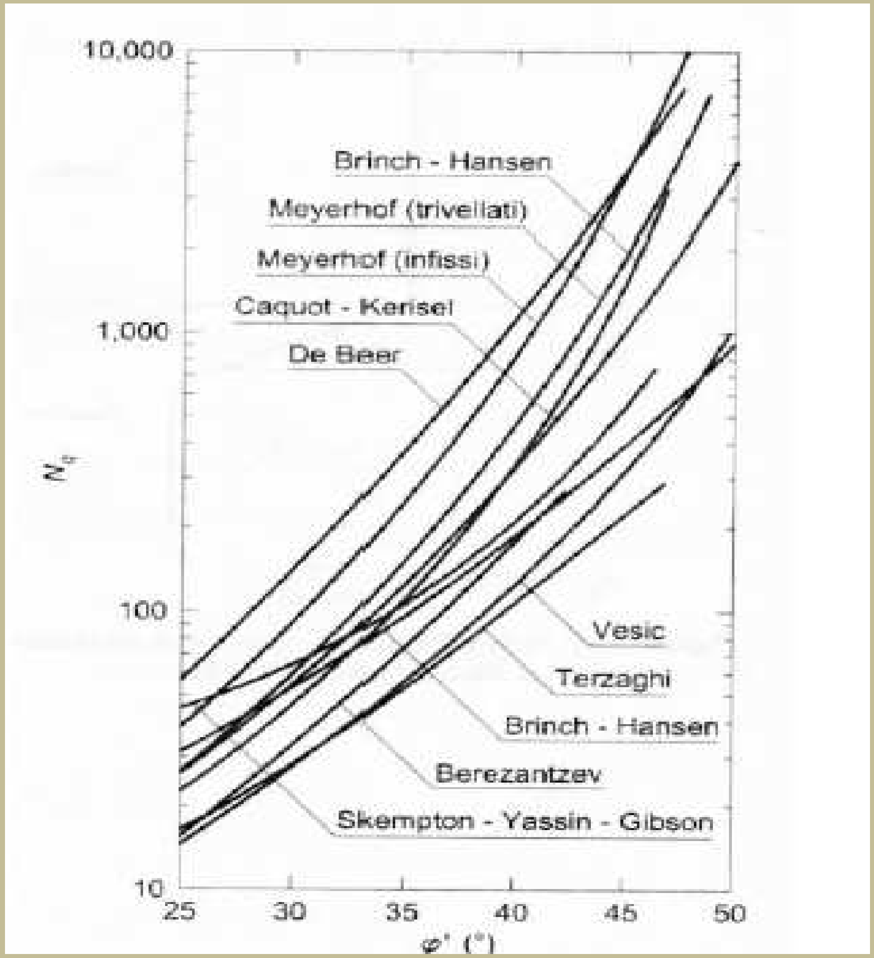
MEYEROHF

JANBU

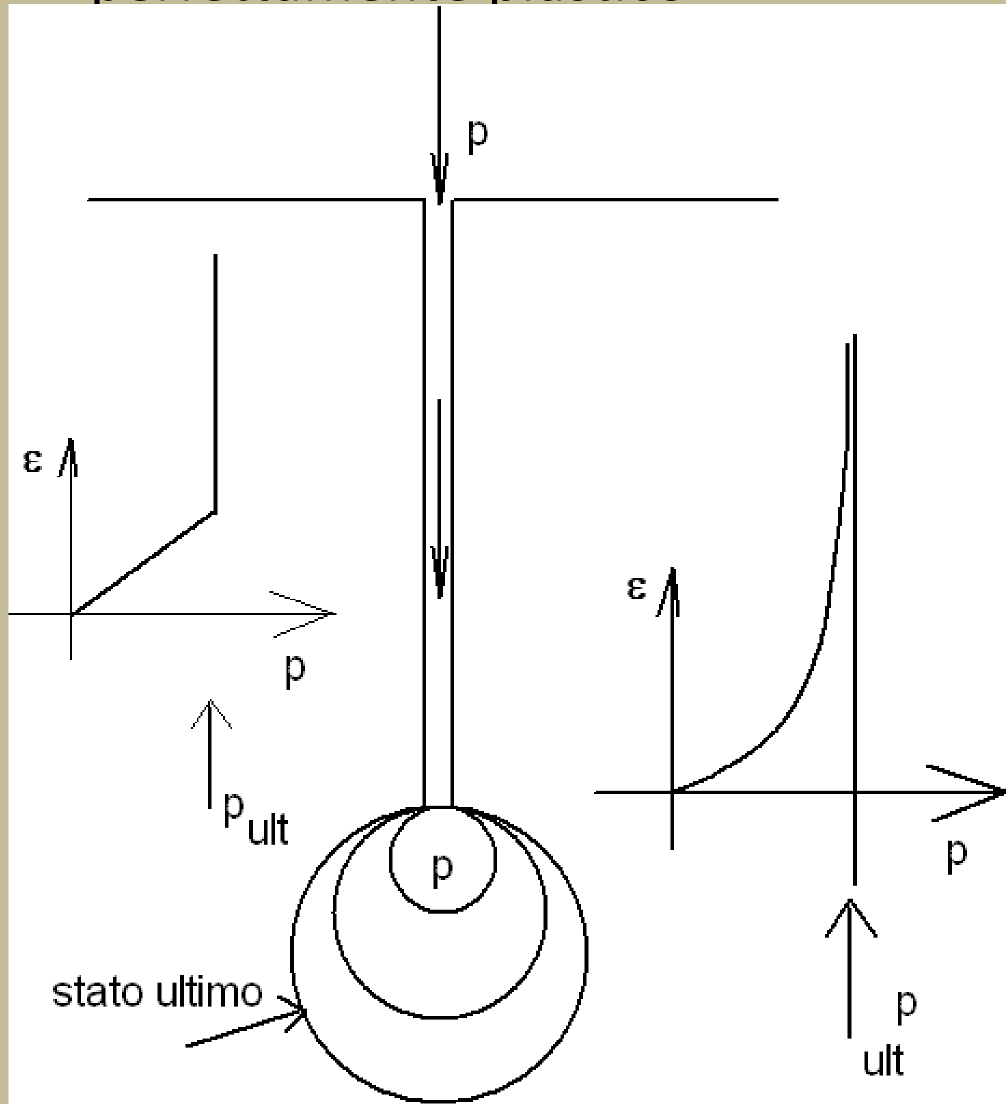
BEREZANTZEV

VESIC

DIFFERENTI VALORI DI Nq NELLA PORTATA UNITARIA ALLA PUNTA



TEORIA DI VESIC
Espansione di una cavità sferica in un mezzo elastico-perfettamente plastico



ESPRESSIONE DI Nq (condizioni drenate)

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin\phi} \left\{ \exp\left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan\phi \right] \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4\sin\phi)/[3(1+\sin\phi)]} \right\}$$

Terreno	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Nc = (Nq -1) cotg ϕ

Determinazione della portata unitaria alla punta q_p

Indice di rigidezza $I_R = G'/(c'+q\tan\phi')$

Indice di rigidezza ridotto $I_{RR} = I_R/(1 + \Delta I_R)$

Δ = deformazione volumetrica alla rottura

$$q = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') / 3 = (1 + 2K_o)\sigma'_v / 3$$

ESPRESSIONE DI N_c ed N_q (condizioni non drenate)

$$N_c = 4 \ln(I_{RR} + 1)/3 + \pi/2 + 1$$

$N_c = 9$; $N_q = 1$

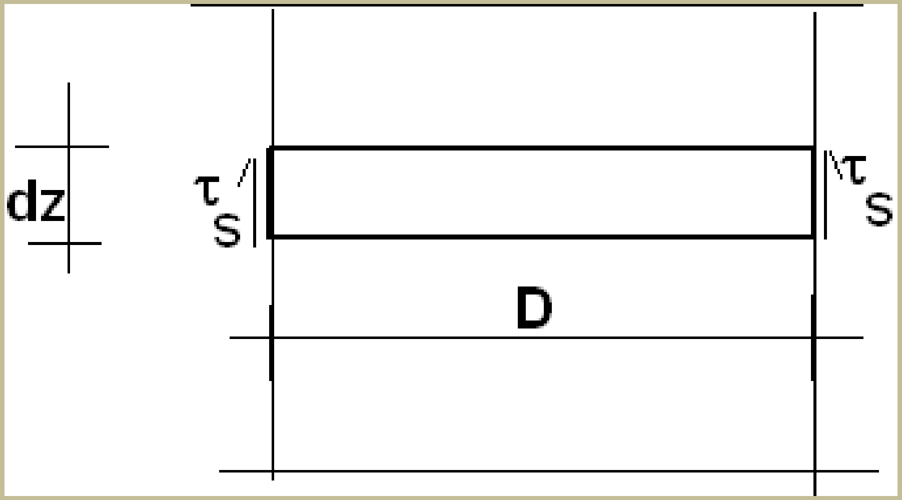
$q = \gamma L$

Espressione di q_p:

Condizioni drenate : $c'N_c + qN_q$

Condizioni non drenate : $q = 9c_u + \gamma L$

RESISTENZA LATERALE



Dall'infinitesimo ……………………….al finito

$$R_L = \int_0^L \tau_s \pi D dz \rightarrow \sum_{i=1}^{n} \tau_{si} \pi D \Delta z_i = \pi D \sum_{i=1}^{n} \tau_{si} \Delta z_i$$

RESISTENZA LATERALE :

CONDIZIONI NON DRENATE: si utilizza per pali in argilla a breve termine

$$R_L = \pi D \sum_{i=1}^{n} \tau_{si} \Delta z_i$$

CONDIZIONI NON DRENATE: $\tau_s = \alpha c_u$

Metodo α

CARICO LIMITE
Formule statiche: resistenza laterale (U)

$$s = \alpha \cdot c_u$$

Tipo di palo	$c_{u,ind}$ [kPa]	α
Battuto	$c_u < 25$ $25 < c_u < 70$ $c_u > 70$	1.0 $1\text{-}0.011(c_u - 25)$ 0.5
Trivellato	$c_u < 25$ $25 < c_u < 70$ $c_u > 70$	0.7 $0.7\text{-}0.008(c_u - 25)$ 0.35

RESISTENZA LATERALE :

CONDIZIONI DRENATE : si usa per le sabbie o per le argille a lungo termine

$$R_L = \pi D \sum_{i=1}^{n} \tau_{si} \Delta z_i$$

CONDIZIONI DRENATE: $\tau_s = \sigma'_h \tan \phi'$

$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$

$\tau_s = k_0 \sigma'_v \tan \phi' = (1-\text{sen}\phi')\tan\phi'\sigma'_v$

$$\tau_s = \beta\sigma'_v$$

(Metodo β)

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA PER I PALI DI FONDAZIONE

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \tag{6.2.10}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \tag{6.2.11}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

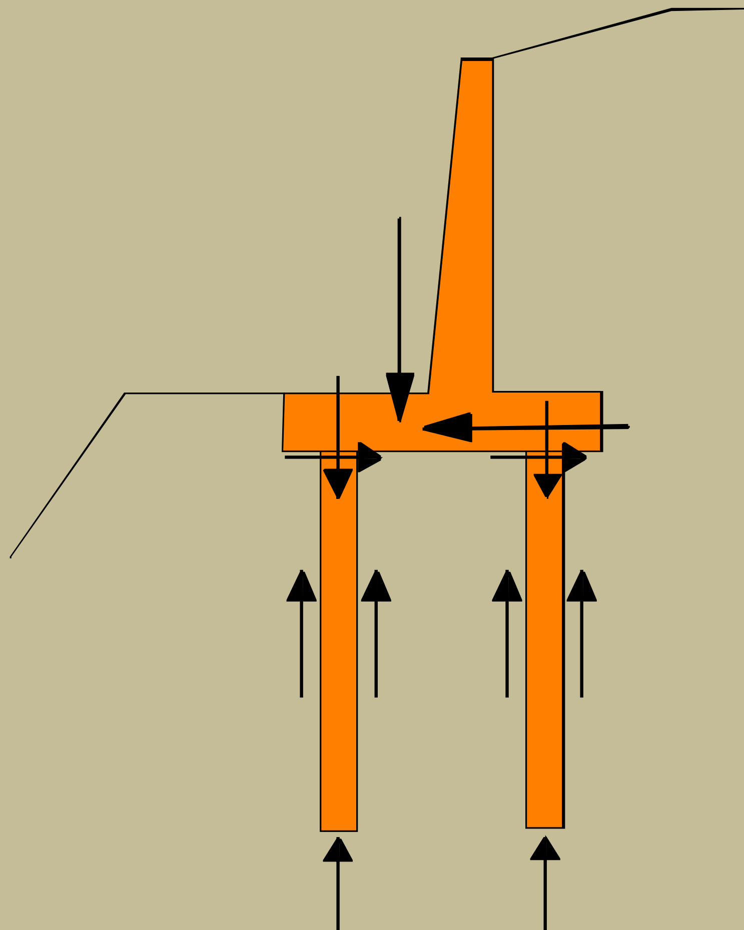
DETERMINAZIONE DEL CARICO AMMISSIBILE PER I PALI DI FONDAZIONE

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

PALI SOGGETTI
A FORZE ORIZZONTALI



- **TIPI DI AZIONI TRASVERSALI (ORIZZONTALI)**

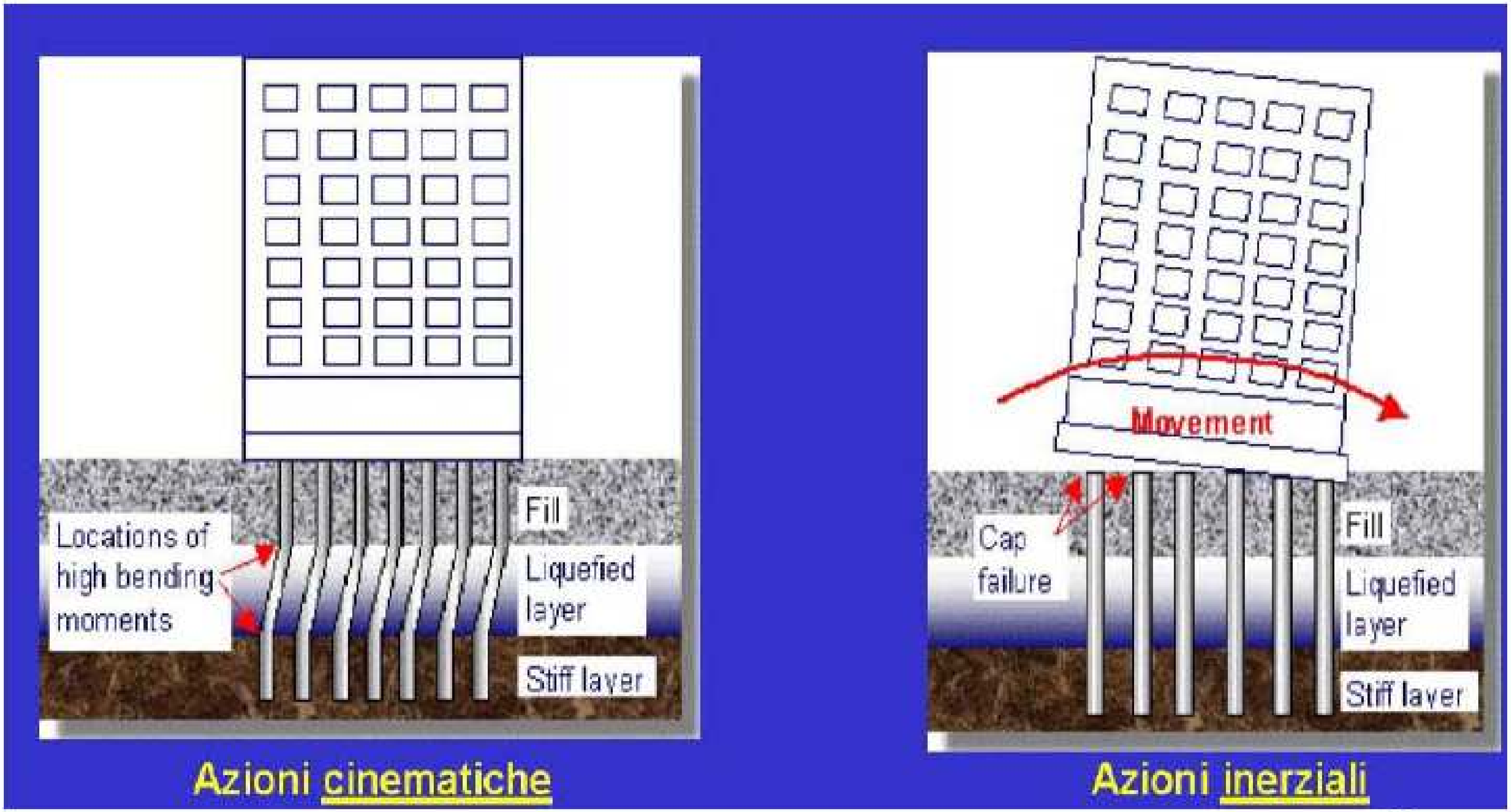
- AZIONI STATICHE INDOTTE DA CARICHI TRASMESSI DALLE STRUTTURE

- AZIONI STATICHE PRODOTTE DA TERRENI IN MOVIMENTO

- AZIONI INERZIALI INDOTTE DA UN SISMA E TRASMESSE DALLA STRUTTURA

- AZIONI CINEMATICHE (INDOTTE DAL PASSAGGIO DELLE ONDE SISMICHE)

Azioni sui pali durante un sisma

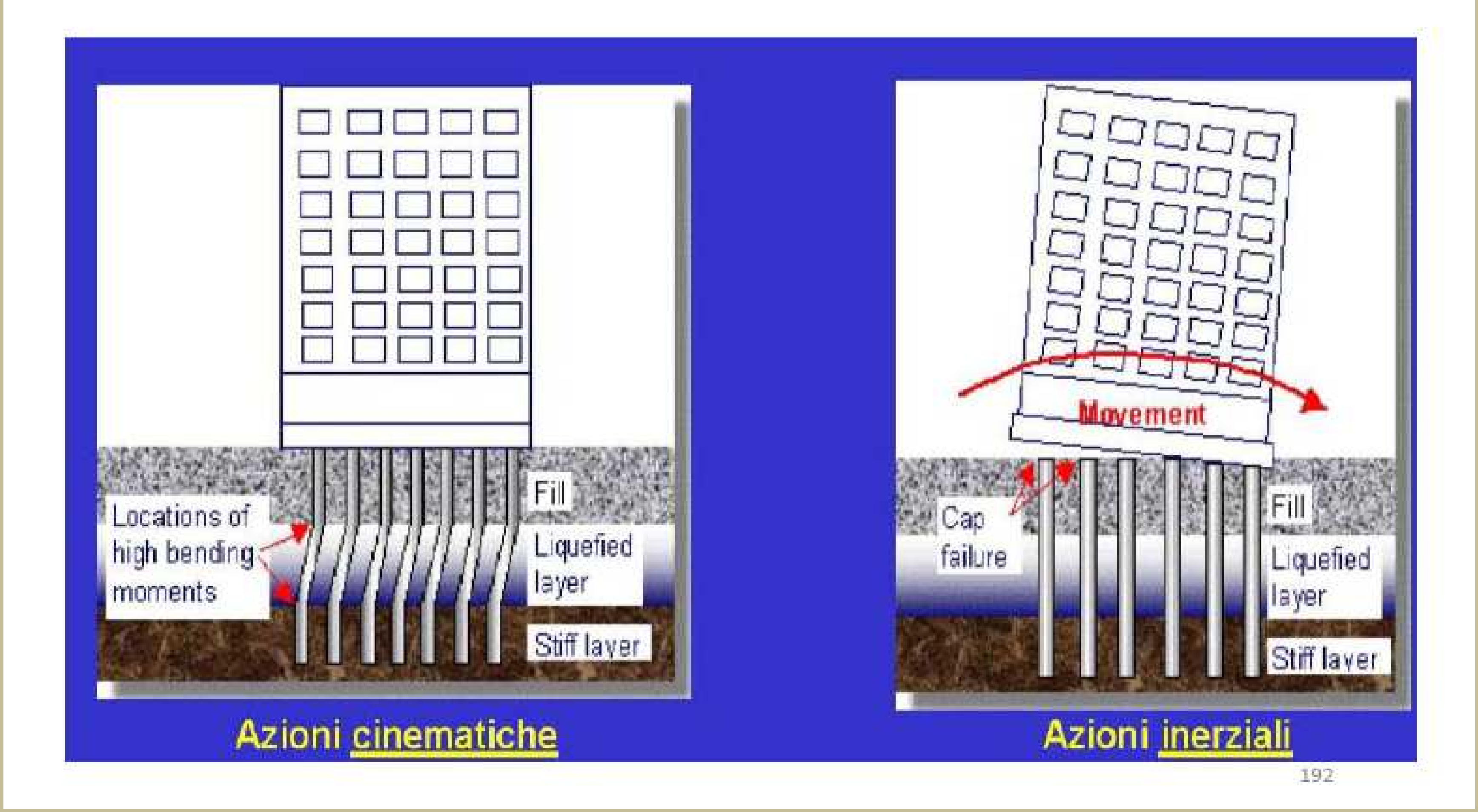


ROTTURA PER EFFETTO INERZIALE

ROTTURE PER EFFETTO DELL'AZIONE INERZIALE

Effetto inerziale

INTERAZIONE CINEMATICA



TIPI DI ANALISI

ANALISI ELASTICA

ANALISI PLASTICA

ANALISI ELASTICA
(MODELLO DI WINKLER)

Schema di modello alla Winkler

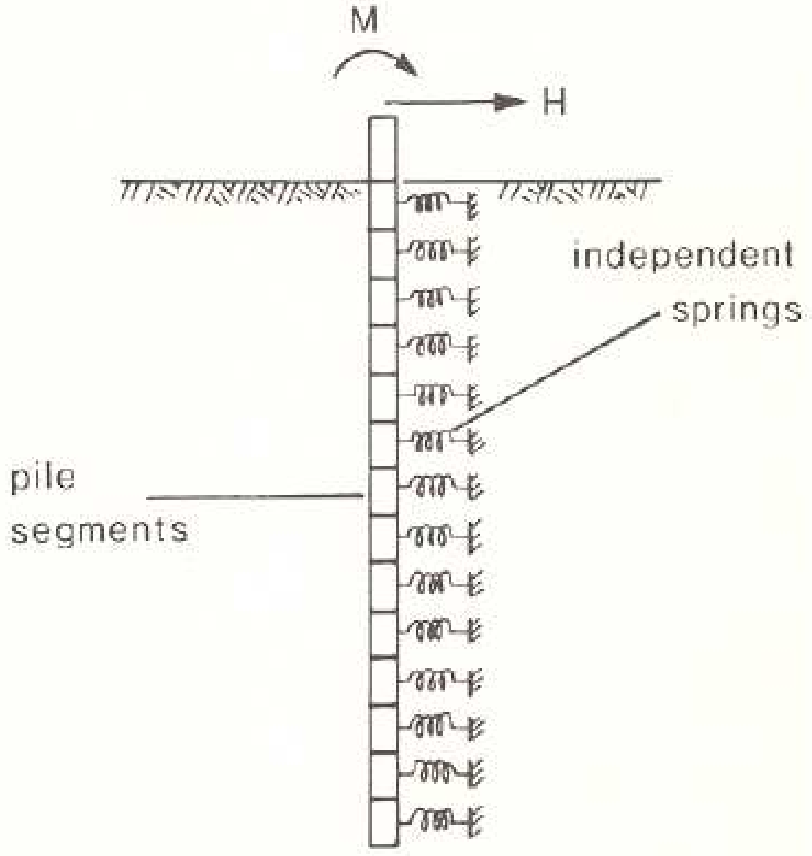
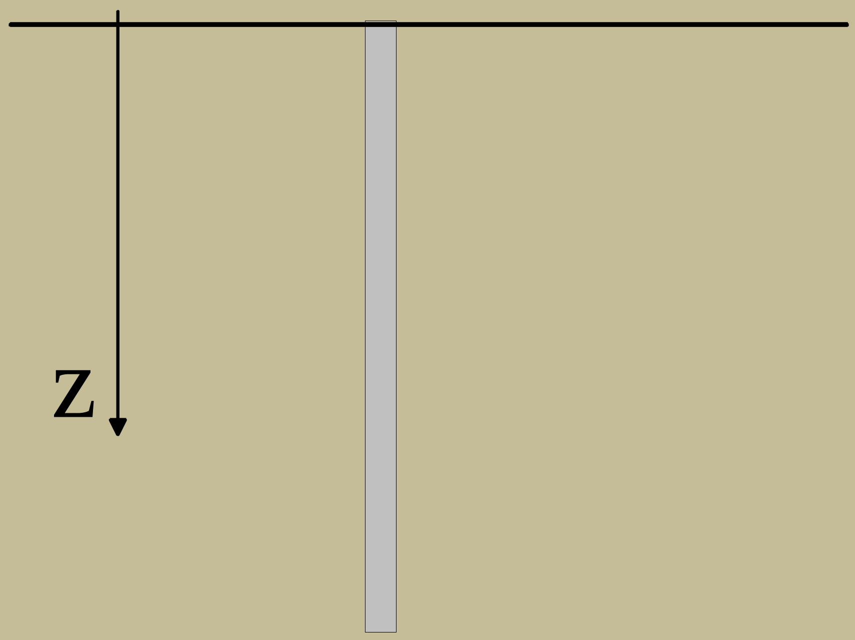


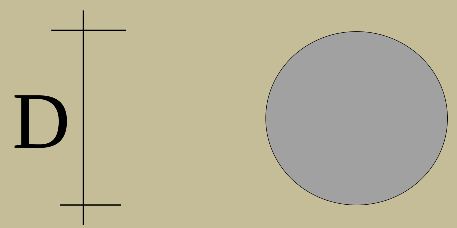
Figura 3.1. Modellazione del terreno alla Winkler (da Fleming et al., 1985)

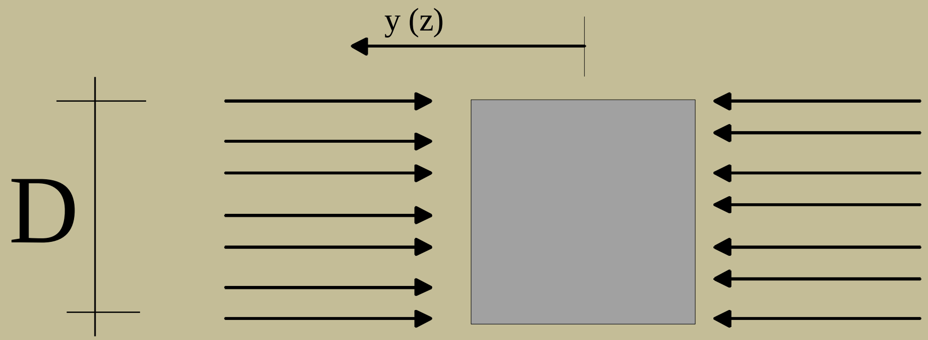
Interazione palo terreno

Palo inizialmente in un terreno in stato a riposo….



Stato a riposo: simmetria di carico: p (netto) = 0



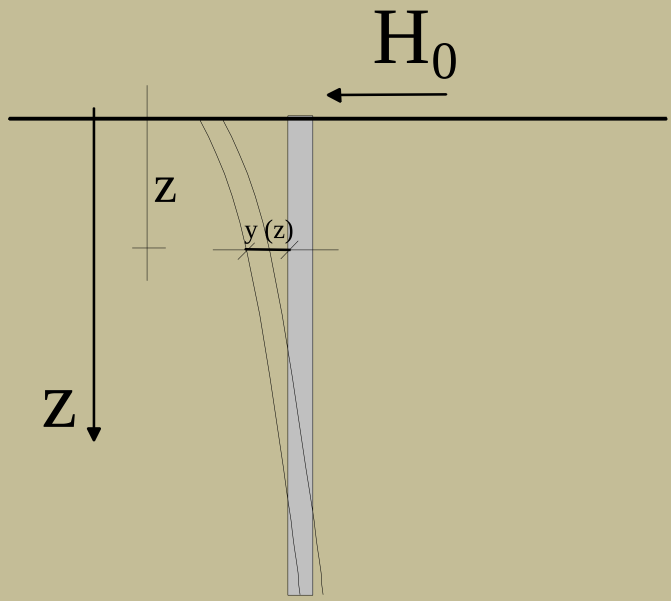


Se y = 0 : stato a riposo

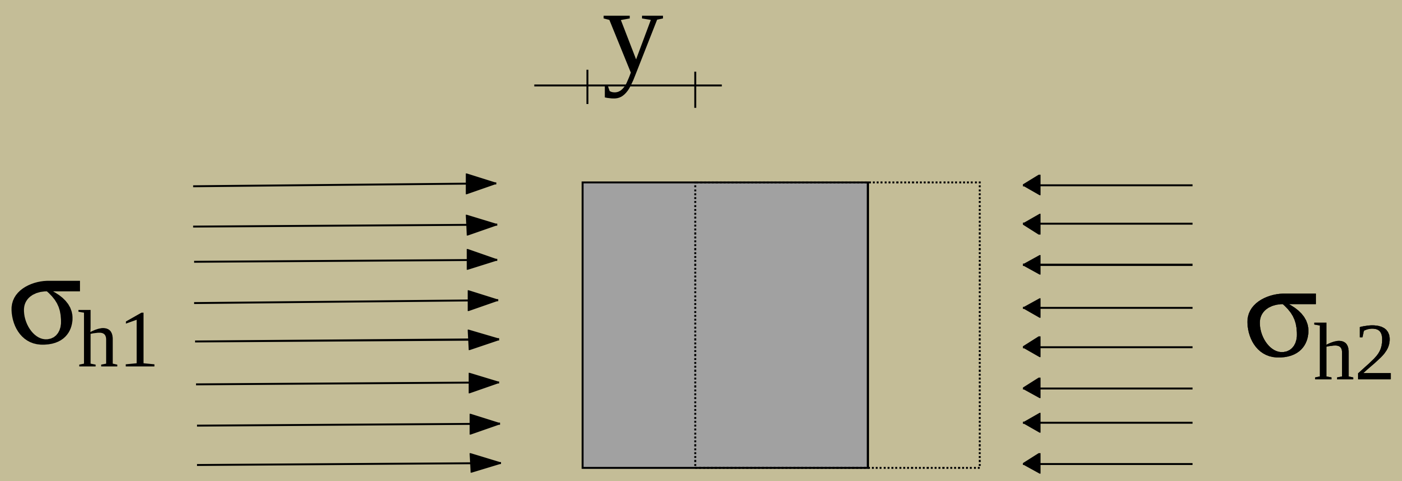
$$p = p_0$$

sezione trasversale a profondità z dal p.c.

Mettiamo un forza orizzontale alla testa del palo

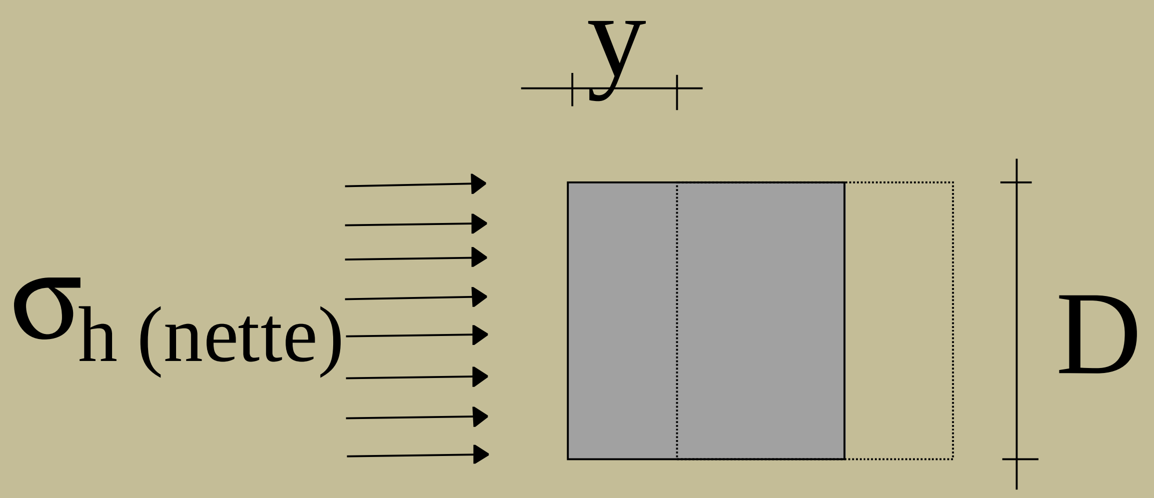


Ad una profondità z ....



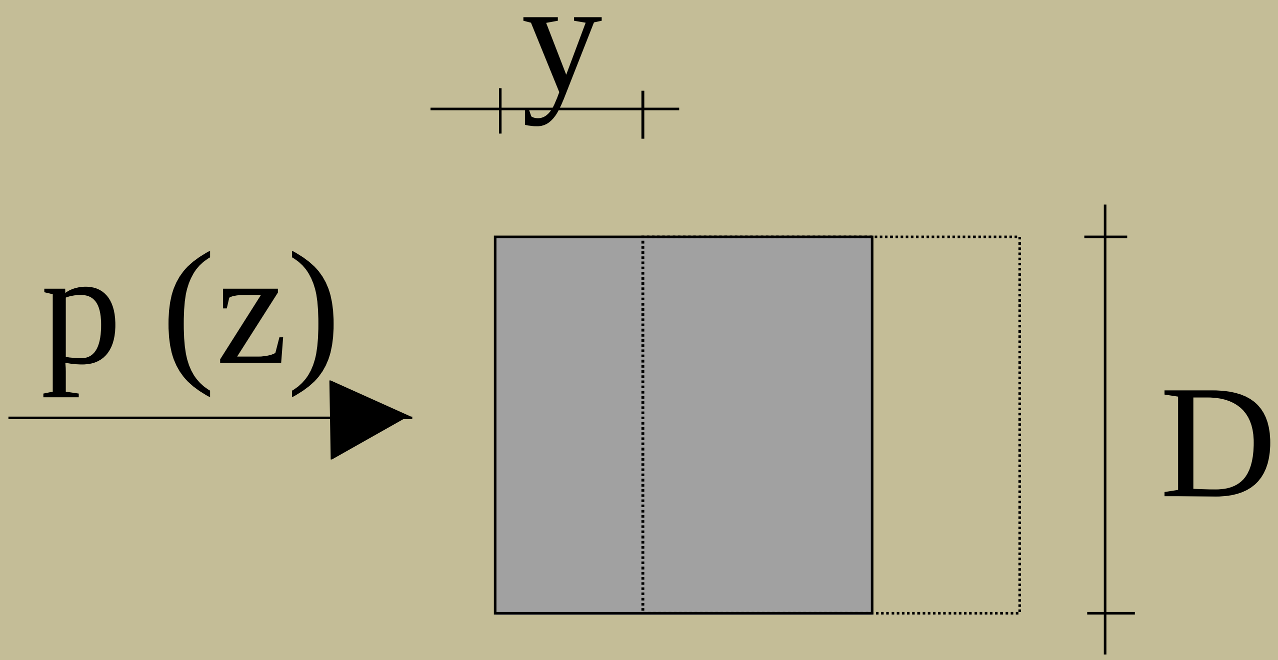
$$\sigma_{h1} > \sigma_{h2}$$

Nascita di un tensioni orizzontali ”nette“ alla generica profondità z …



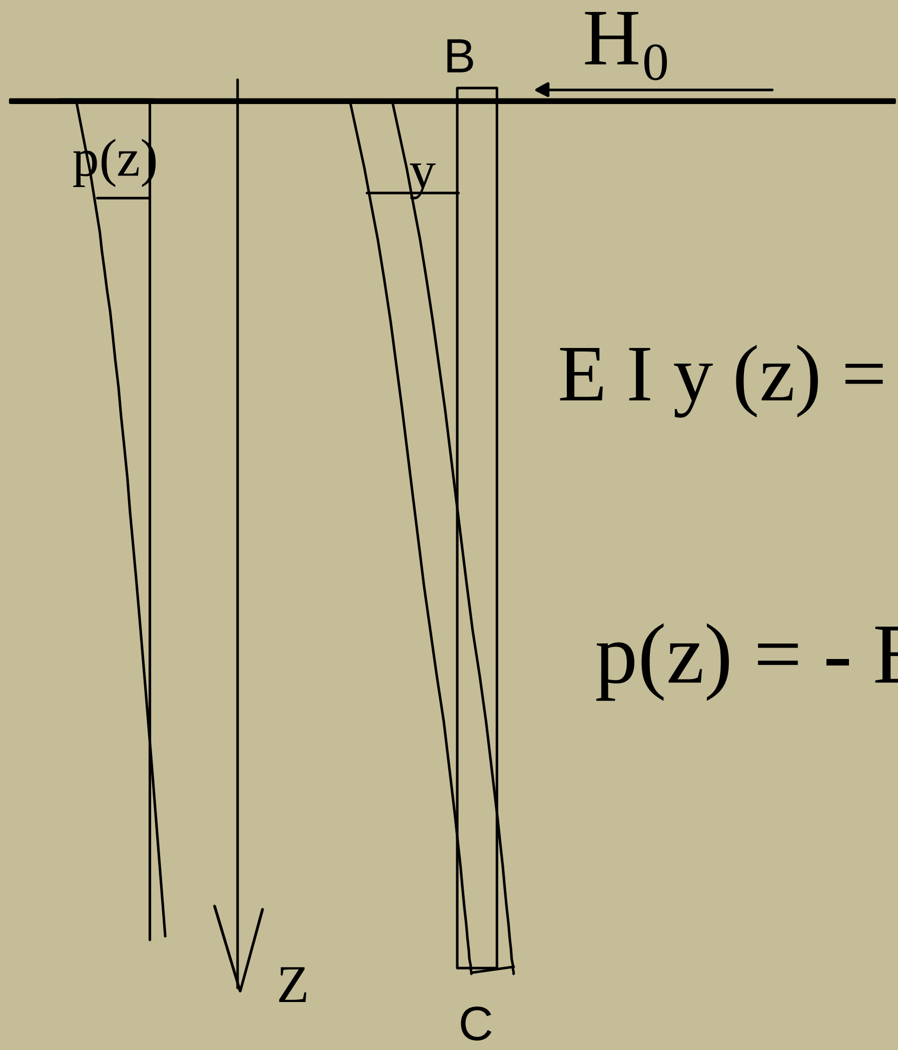
da WINKLER: $\sigma_h = - K \cdot y(z)$

… e di un carico netto orizzontale distribuito sul palo alle varie profondità z…



$$p(z) = -E_s\, y(z)$$

$$E_s = K\, D$$



$$E\,I\,y\,(z) = -\,E_s\,y(z)$$

$$p(z) = -\,E_s\,y(z)$$

ANALISI ELASTICA ALLA WINKLER

$$EIy^{IV} = p$$

$$p = -E_s y$$

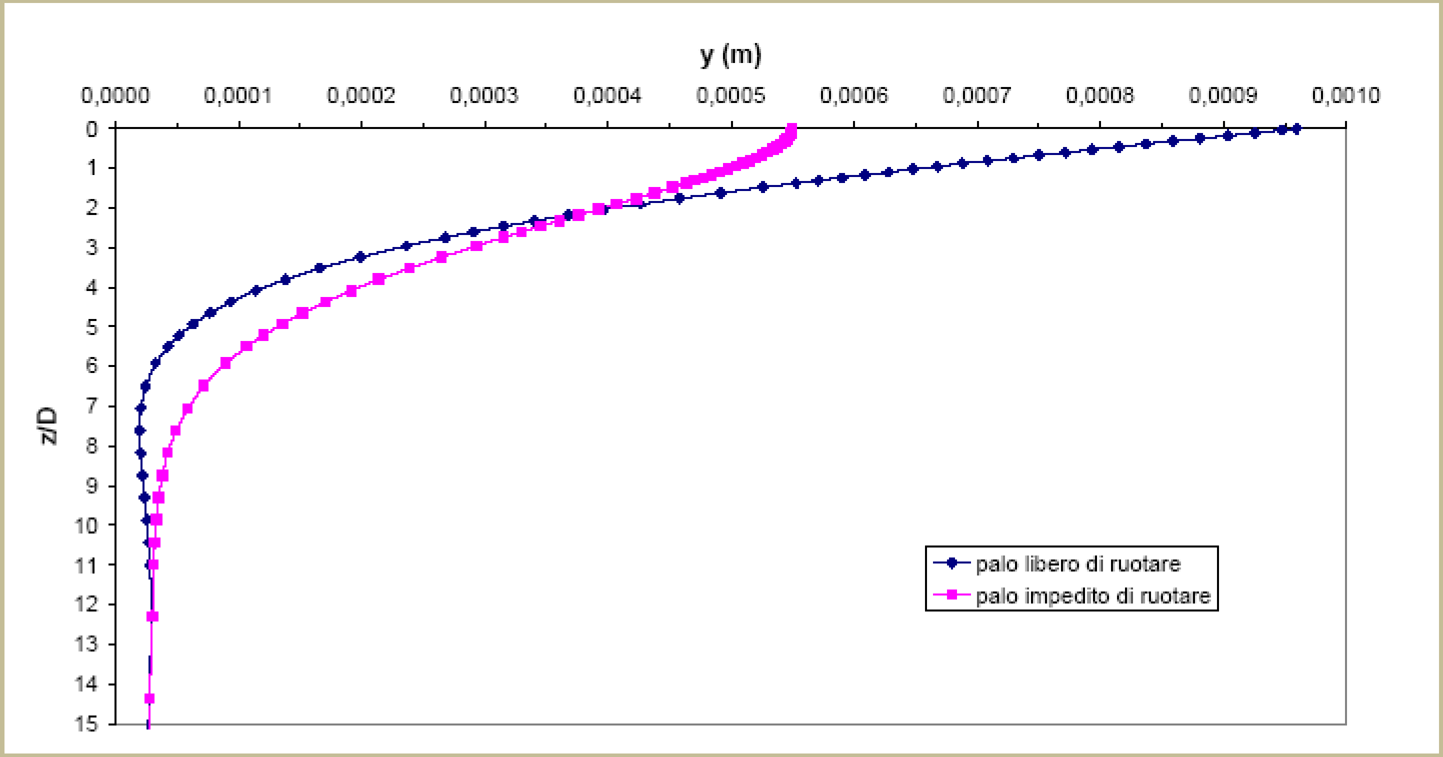
$$EIy_{IV} + E_s y = 0$$

$$y(z) = e^{-\alpha z}(c_1 \sin \alpha z + c_2 \cos az) + e^{az}(c_3 \sin \alpha z + c_4 \cos \alpha z)$$

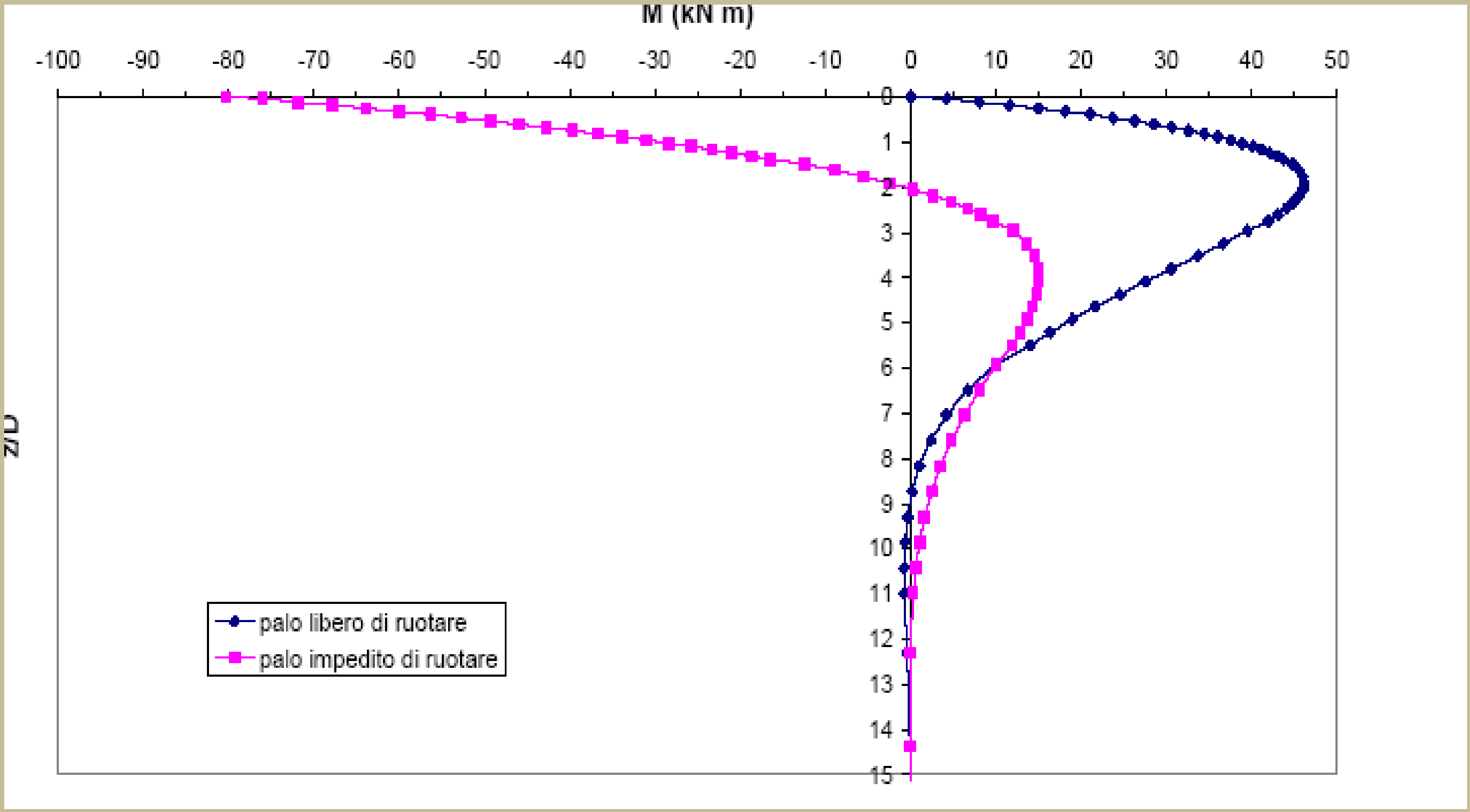
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

In B: M= M0, T =T0
In C: M = 0, T = 0
Questo permette di determinare *c1,c2,c3* e *c4*

TERRENO	k_s espresso in $\left[kN/m^3\right]$ tra i 3 e i 6 [m]
Ghiaia sabbiosa densa	$220000 \div 400000$
Sabbia grossa mediamente densa	$157000 \div 300000$
Sabbia media	$110000 \div 280000$
Sabbia fine, e sabbia limosa fine	$80000 \div 200000$
Argilla dura umida	$60000 \div 220000$
Argilla dura satura	$30000 \div 110000$
Argilla media umida	$39000 \div 140000$
Argilla media satura	$10000 \div 80000$
Argilla soffice	$2000 \div 40000$



y (m)
0,0000
0,0001
0,0002
0,0003
0,0004
0,0005
0,0006
0,0007
0,0008
0,0009
0,0010
z/D
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
palo libero di ruotare
palo impedito di ruotare


M (kN m)
-100
-90
-80
-70
-60
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
50
z/D
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
palo libero di ruotare
palo impedito di ruotare

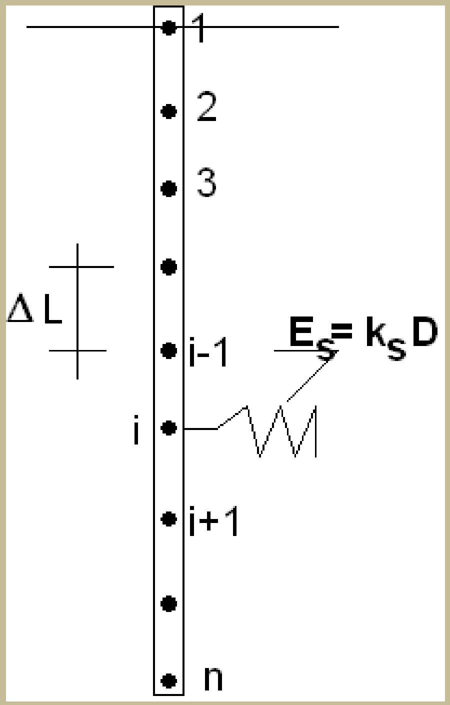
- **CASO DI TERRENI ETEROGENEI**

Risoluzione numerica alle differenze finite

$$EIy^{IV} = p$$

$$p = -E_s y$$

$$EIy_{IV} + E_s y = 0$$



METODO DELLE DIFFERENZE FINITE

DIFFERENZE CENTRALI

	f_{i-2}	f_{i-1}	f_i	f_{i+1}	f_{i+2}
$2 \cdot \Delta x \cdot f^{I}(x_i)$		-1		1	
$\Delta x^2 \cdot f^{II}(x_i)$		1	-2	1	
$2 \cdot \Delta x^3 \cdot f^{III}(x_i)$	-1	2		-2	1
$\Delta x^4 \cdot f^{IV}(x_i)$	1	-4	6	-4	1

$$f^{I}(x_0) = \frac{-f_{i-1} + f_{i+1}}{2 \cdot \Delta x}$$

$$f^{II}(x_0) = \frac{f_{i-1} - 2 \cdot f_{i+1} + f_{i+1}}{\Delta x^2}$$

$$f^{III}(x_0) = \frac{-f_{i-2} + 2 \cdot f_{i-1} - 2 \cdot f_{i+1} + f_{i+2}}{2 \cdot \Delta x^3}$$

$$f^{IV}(x_0) = \frac{f_{i-2} - 4 \cdot f_{i-1} + 6 \cdot f_i - 4 \cdot f_{i+1} + f_{i+2}}{\Delta x^4}$$

Al generico nodo i (vengono coinvolti anche i nodi sopra (2) e sotto (2))

$$\frac{EI}{\Delta L^4}\left[6y_i - 4y_{i-1} - 4y_{i+1} + y_{i-2} + y_{i+2}\right] + E_s y_i = 0$$

Per palo incastrato:
nel nodo 1:
(rotazione nulla)
e
T = H0 ; segue che al nodo 1:

$$\phi = 0 \rightarrow \frac{y_2 - y_0}{2\Delta L} = 0$$

$$\frac{EI}{\Delta L^4}\left[-\frac{2H_0\Delta L^3}{EI} + 6y_1 - 8y_2 + 2y_3\right] + E_s y_1 = 0$$

Al nodo n: M=0, T = 0

Si ottiene un sistema di n equazioni in n incognite

Alla punta (nodo n) l’equazione

$$\frac{EI}{\Delta L^4}\left[6y_i - 4y_{i-1} - 4y_{i+1} + y_{i-2} + y_{i+2}\right] + E_s y_i = 0$$

Si particolarizza (essendo Taglio T =0 e Momento M =0) in

$$\frac{EI}{\Delta L^4}\left[2y_{n-2} + 2y_n - 4y_{n-1}\right] + E_s y_n = 0$$

Si ottiene un sistema lineare di n equazioni nelle n incognite *y*

MATRICE DEI COEFFICIENTI DELLE INCOGNITE PER 10 ELEMENTI (11 NODI)

$$\frac{EI}{\Delta L^4}\left[6y_i - 4y_{i-1} - 4y_{i+1} + y_{i-2} + y_{i+2}\right] + E_s y_i = 0$$

$$\beta = \frac{E_s \Delta L^4}{EI}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	6+ β	-8	+2								
2											
3											
4		+1	-4	6+ β	-4	+1					
5			+1	-4	6+ β	-4	+1				
				+1	-4	6+ β	-4	+1			
								+2	-4	2+ β	

ANALISI PLASTICA

Ovvero

QUAL E’ LA FORZA ULTIMA DI COLLASSO?

ANALISI DI BROMS (1964)

PALI IN TERRENI COESIVI:

PALI LIBERI IN TESTA: CORTI, LUNGHI

PALI INCASTRATI: CORTI, INTERMEDI, LUNGHI

PALI IN TERRENI INCOERENTI:

PALI LIBERI IN TESTA: CORTI, LUNGHI

PALI INCASTRATI: CORTI, INTERMEDI, LUNGHI

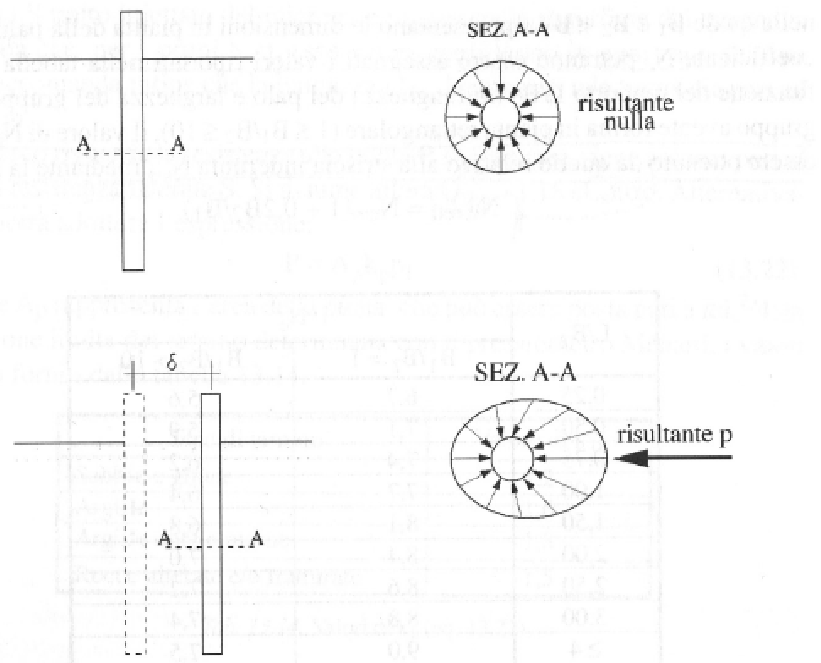


Fig. 13.20. Interazione palo-terreno

Figura 3.1: Interazione palo-terreno

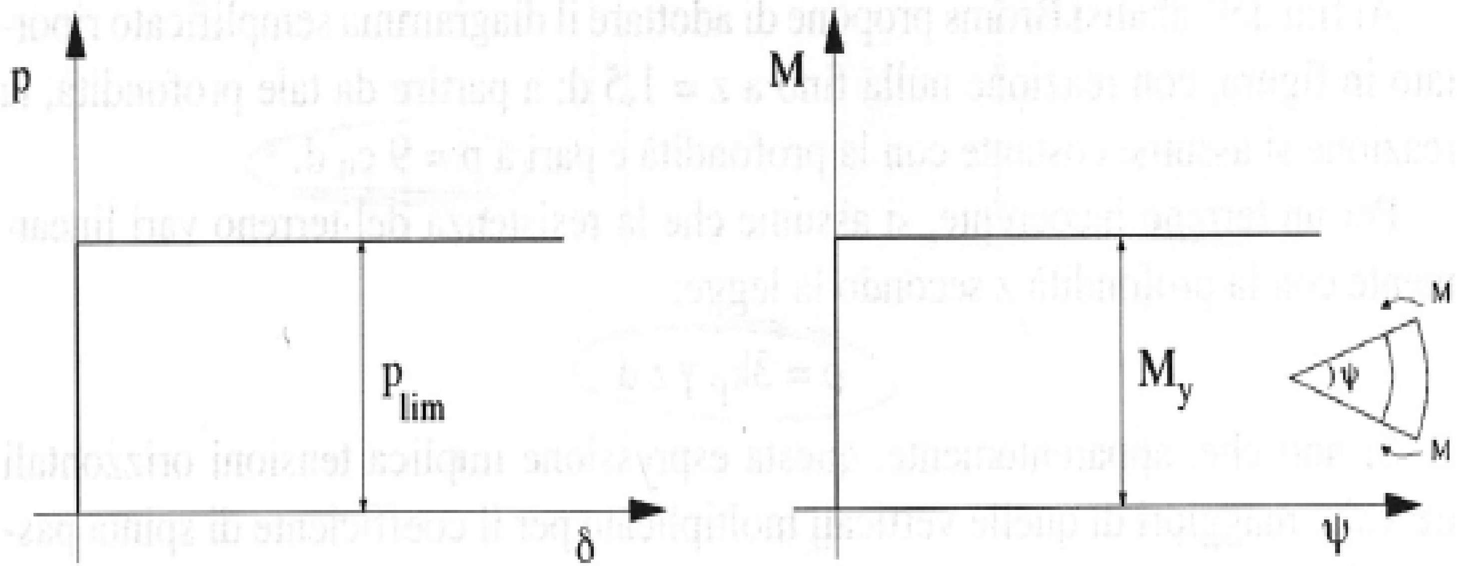


Figura 3.2: Comportamento rigido plastico del palo e del terreno

RESISTENZA LIMITE LATERALE (BROMS 1964)

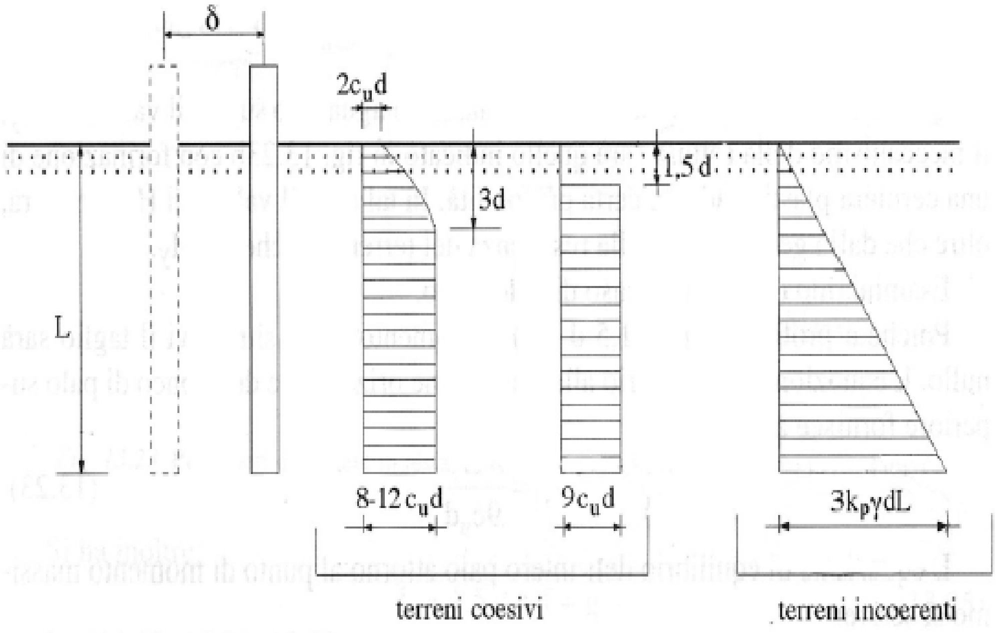
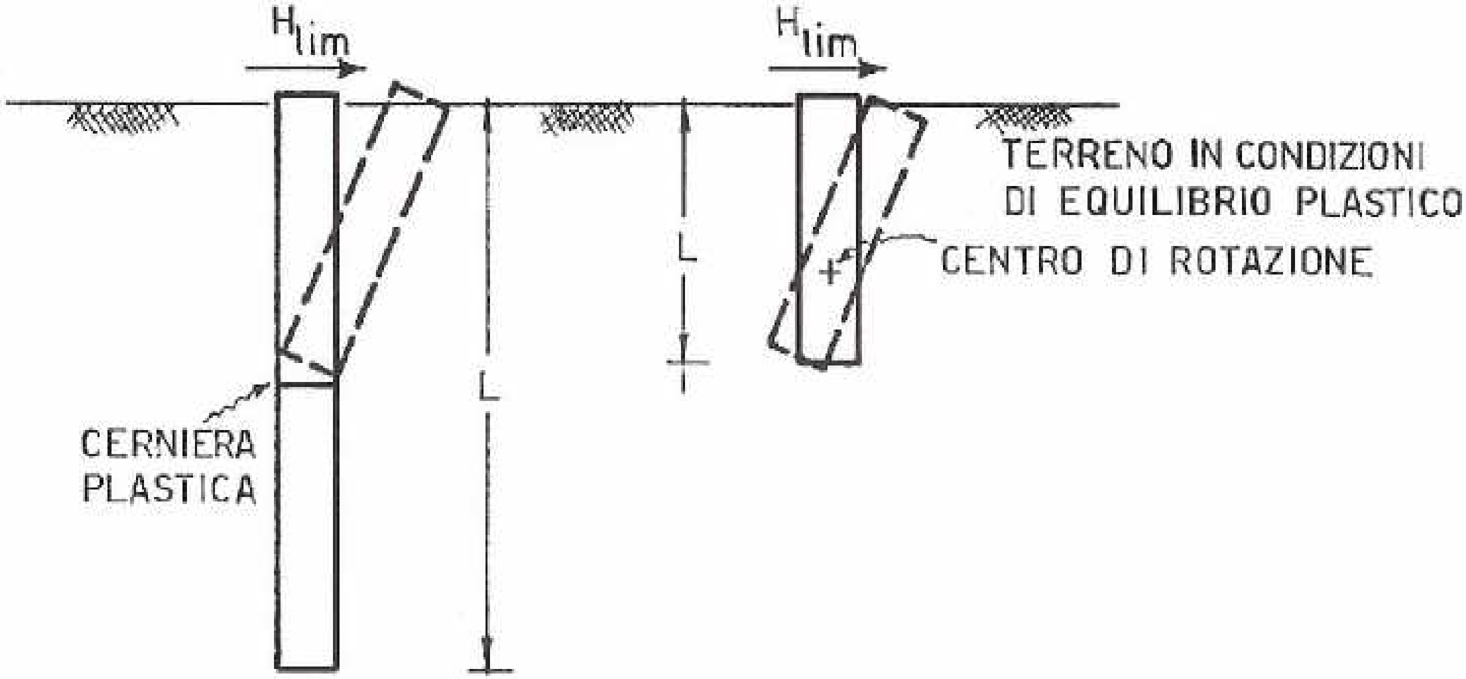


Figura 3.3: Resistenza limite del terreno

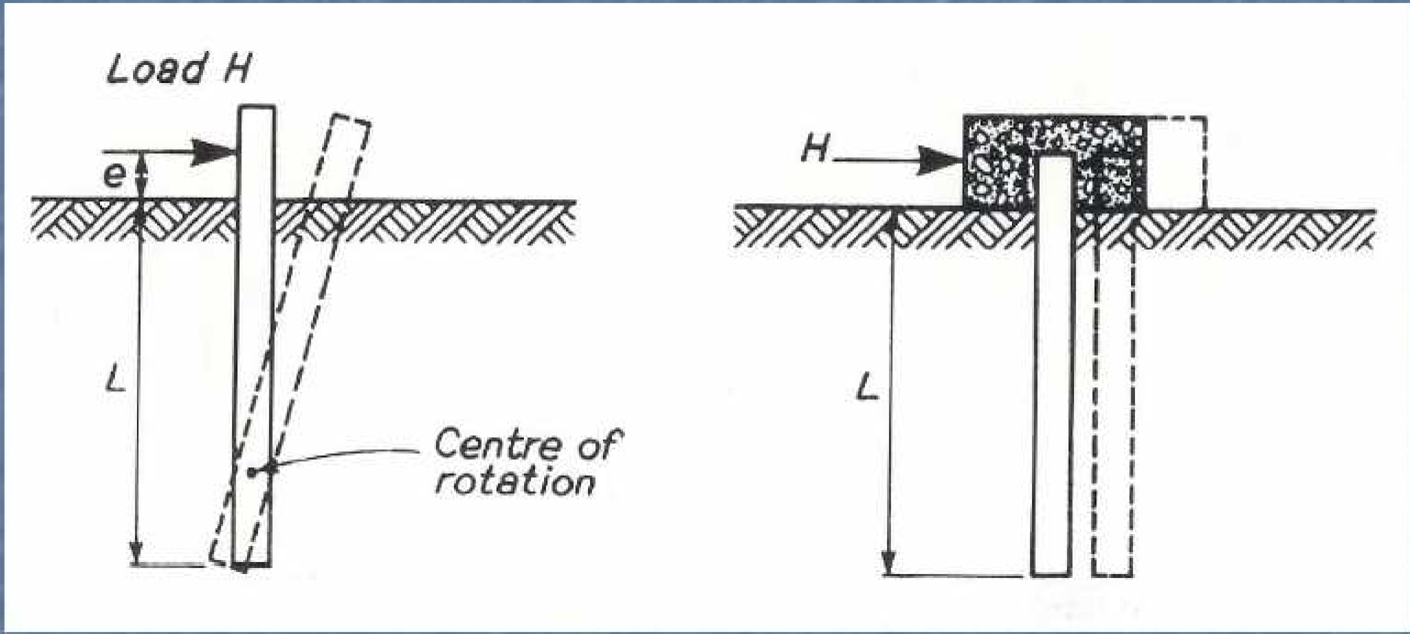
Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Meccanismi di Rottura



a) PALO FLESSIBILE

b) PALO RIGIDO

Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Palo Corto



Libero in Testa **Incastrato in Testa**

TIPOLOGIE VARIE VALUTATE DA BROMS (1964)

PALI LIBERI IN TESTA

- Palo libero corto in terreno coesivo
- Palo libero lungo in terreno coesivo
- Palo libero corto in terreno incoerente
- Palo libero lungo in terreno incoerente

PALI INCASTRATI IN TESTA

- Palo incastrato corto in terreno coesivo
- Palo intermedio in terreno coesivo
- Palo incastrato lungo in terreno coesivo
- Palo incastrato corto in terreno incoerente
- Palo incastrato intermedio in terreno incoerente
- Palo incastrato lungo in terreno incoerente

ESEMPIO:
PALO LIBERO IN TESTA
IN TERRENO COESIVO

PALO CORTO E LUNGO IN TERRENO COESIVO

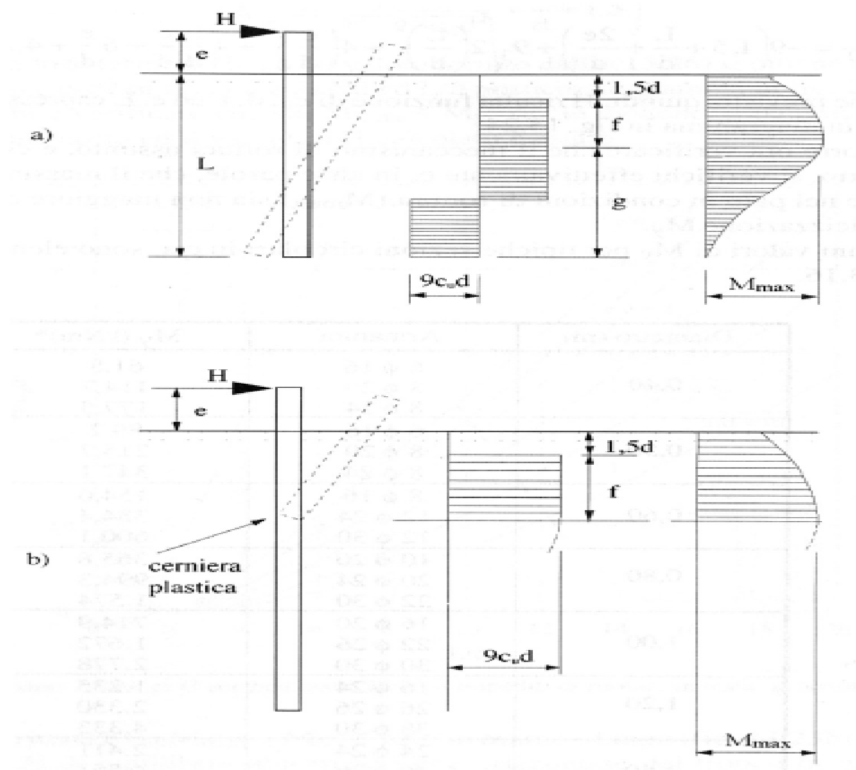


Figura 3.4: Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi. a) palo corto; b) palo lungo

$$f = \frac{H}{9c_u d} \tag{3.2}$$

L'equazione di equilibrio dell'intero palo attorno al punto di massimo momento diviene

$$9c_u d\frac{g^2}{4} = H(e + 1.5d + f) - 9c_u d\frac{f^2}{2} \tag{3.3}$$

si ha inoltre

$$L = 1.5d + f + g \tag{3.4}$$

TIPICA SOLUZIONE ADIMENSIONALIZZATA

PALO CORTO LIBERO IN TESTA
IN TERRENO COESIVO

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9(1.5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d}) + 9\sqrt{2(\frac{L}{d})^2 + 4(\frac{e}{d})^2 + 4\frac{L}{d}\frac{e}{d} + 6\frac{e}{d} + 4.5} \quad (3.5)$$

PALI CORTI LIBERI O INCASTRATI IN TERRENI COESIVI

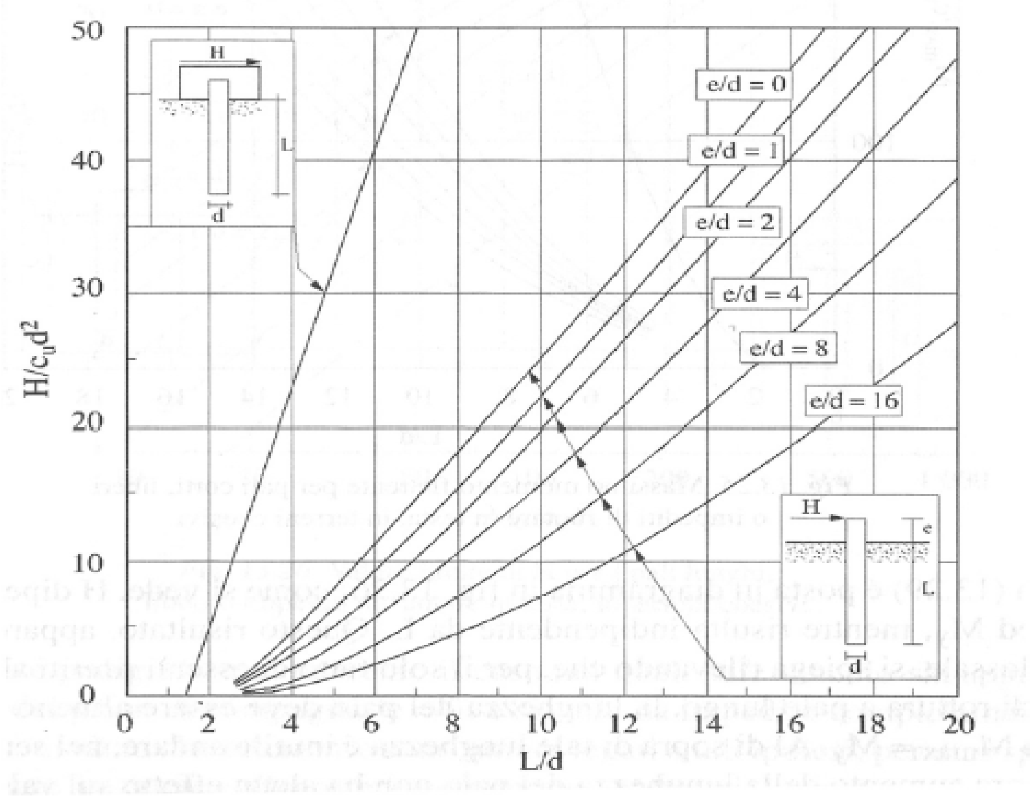


Figura 3.5: Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, terreni coesivi

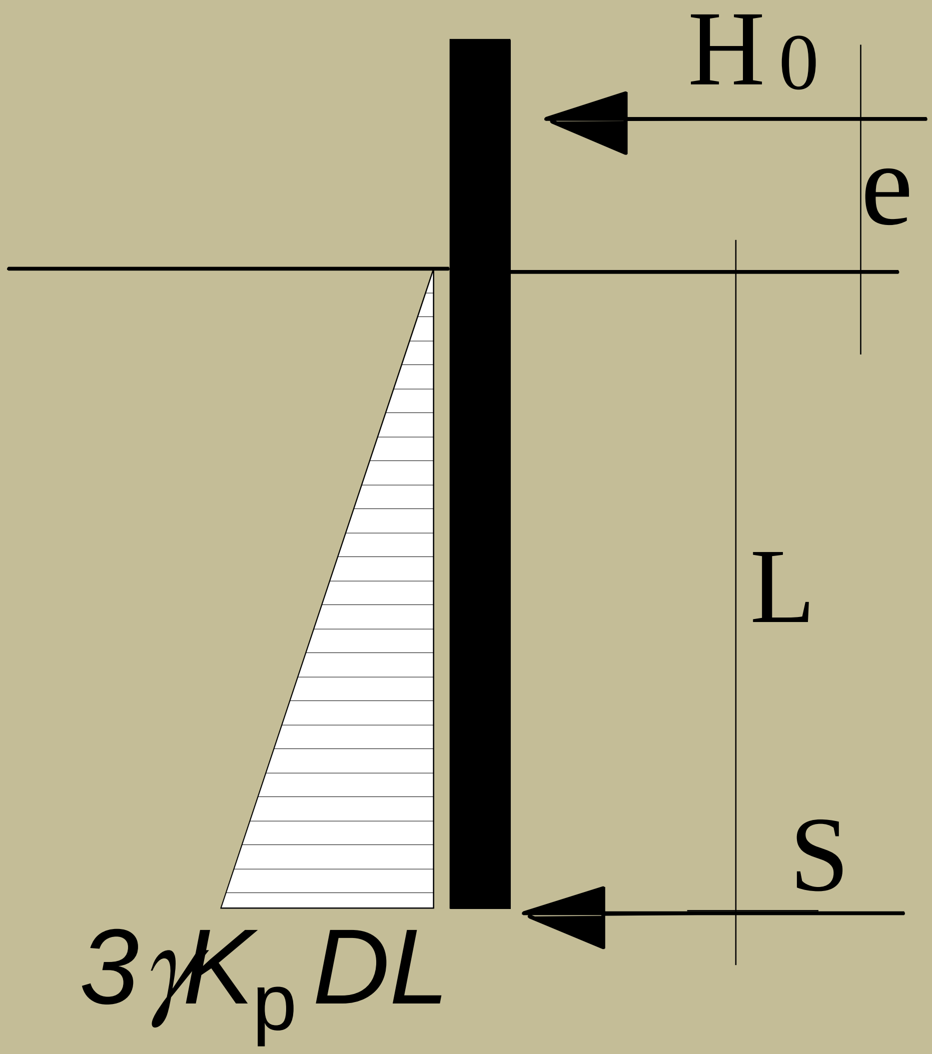
ALLO STESSO MODO E’ POSSIBILE CALCOLARE

H_{lim}

PER UN CASO QUALUNQUE TRA QUELLI ESPOSTI

Una limitazione della teoria di Broms..

SCHEMA SECONDO BROMS PER PALI CORTI LIBERI IN TESTA IN TERRENI INCOERENTI



SCHEMA PIU' REALISTICO

Confronto tra la soluzione di Broms (1964) e Motta (2013)

PALI SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI: EFFETTO DI GRUPPO

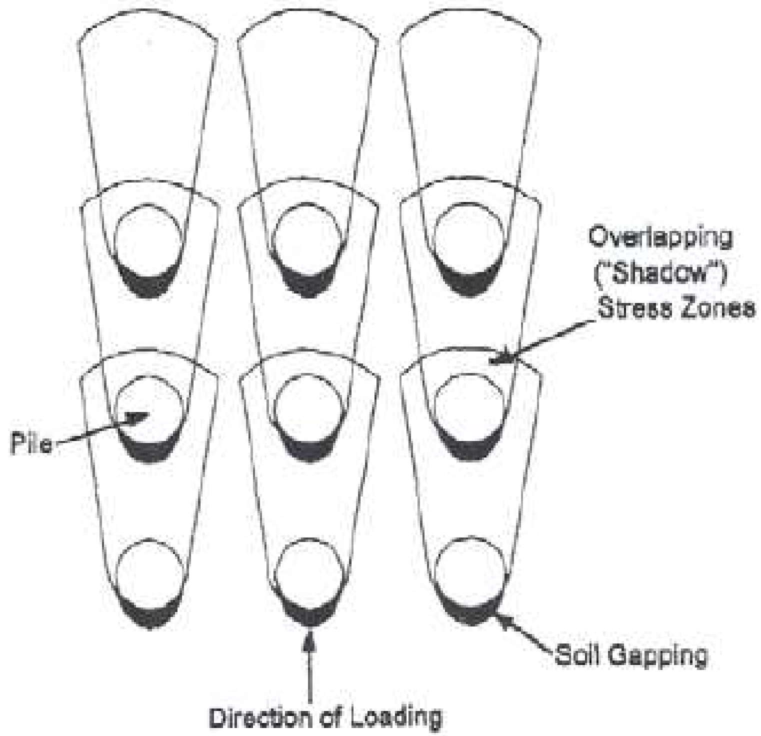
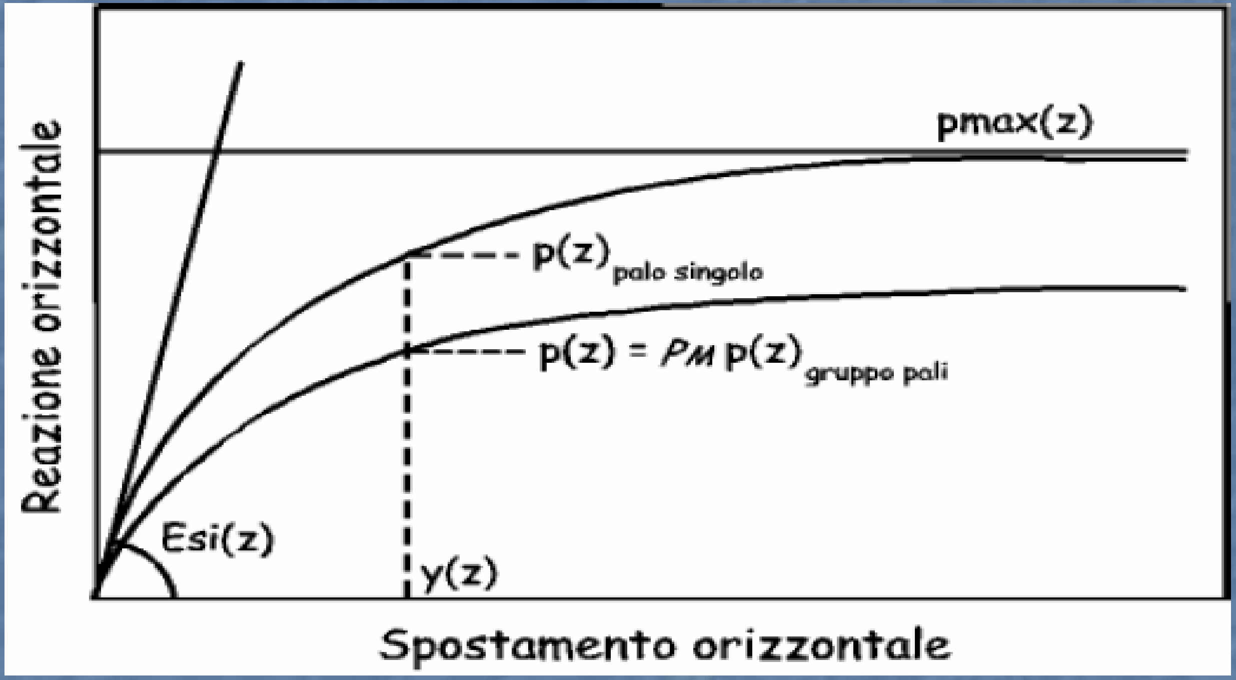


Figura 2.32. Rappresentazione schematica della sovrapposizione delle aree di resistenza del terreno in un gruppo soggetto ad azioni orizzontali (da Rollins et al., 1998).

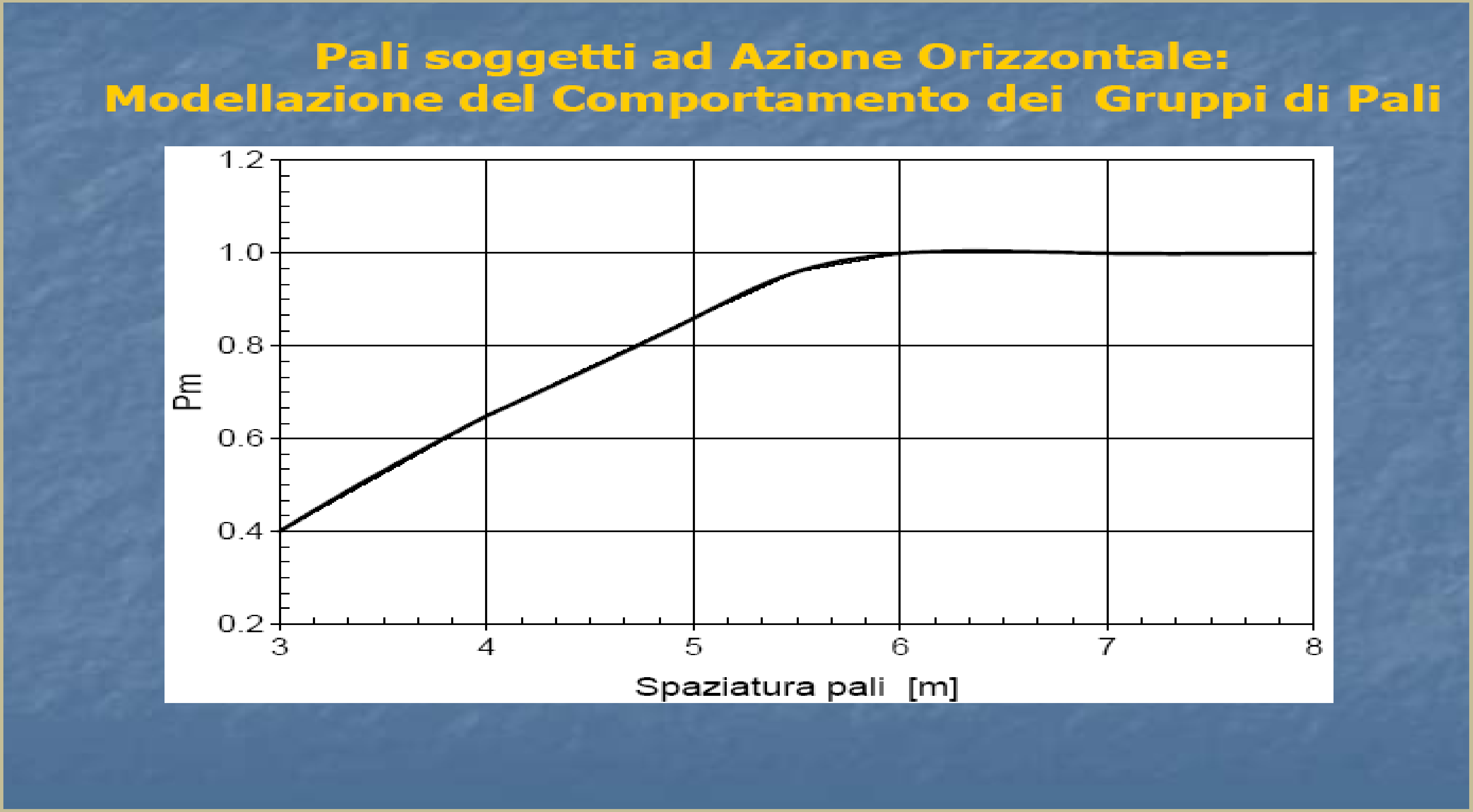
IL CARICO (DISTRIBUITO) LIMITE ORIZZONTALE E’ UN’ALIQUOTA DI QUELLO DEL PALO SINGOLO

Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Modellazione del Comportamento dei Gruppi di Pali



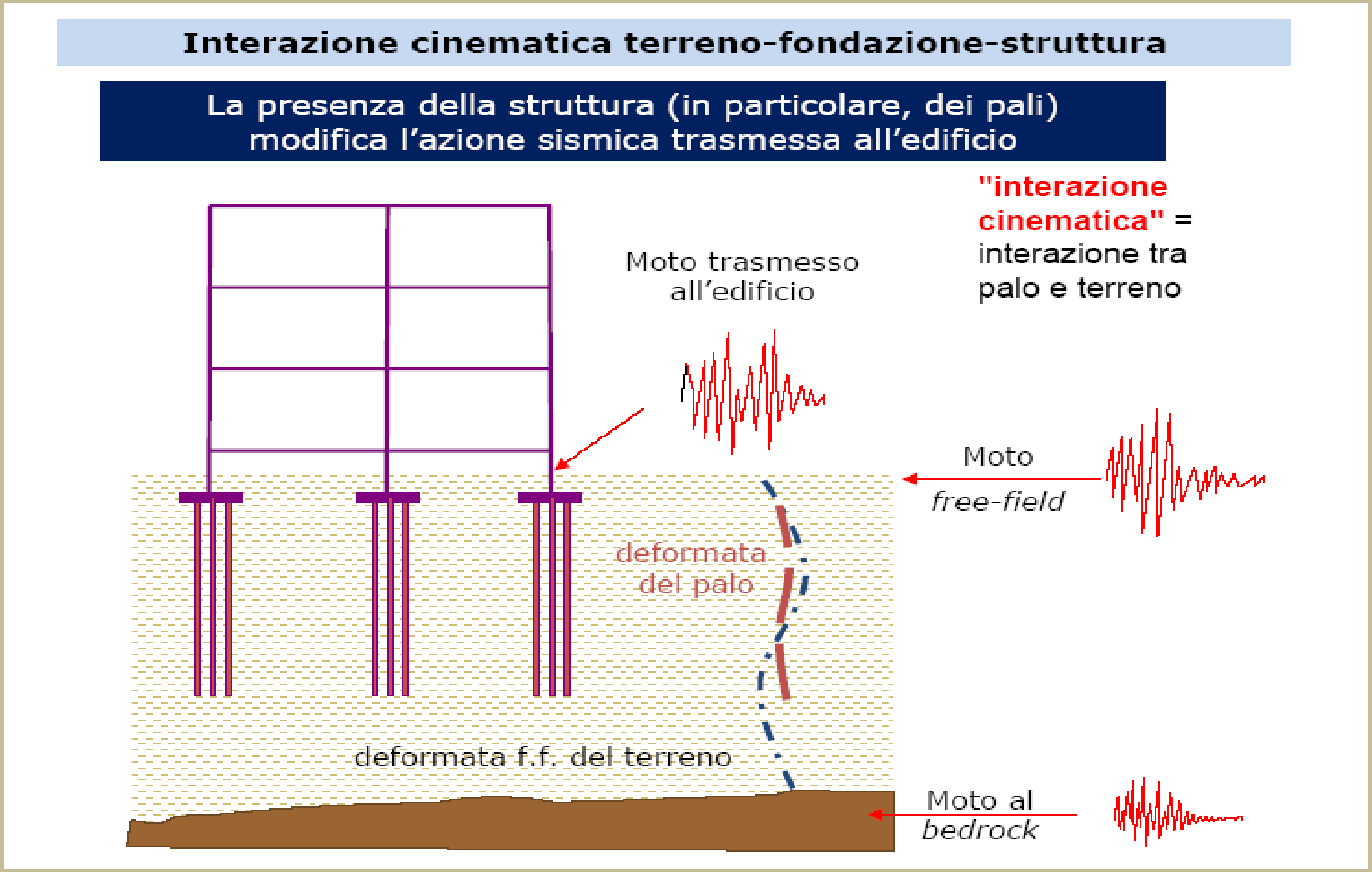
EFFETTI DI INTERAZIONE TRA PALI

L’EFFETTO “SFUMA” AL CRESCERE DELL’INTERASSE



PALI SOGGETI A FORZE ORIZZONTALI:
EFFETTO DI
INTERAZIONE CINEMATICA

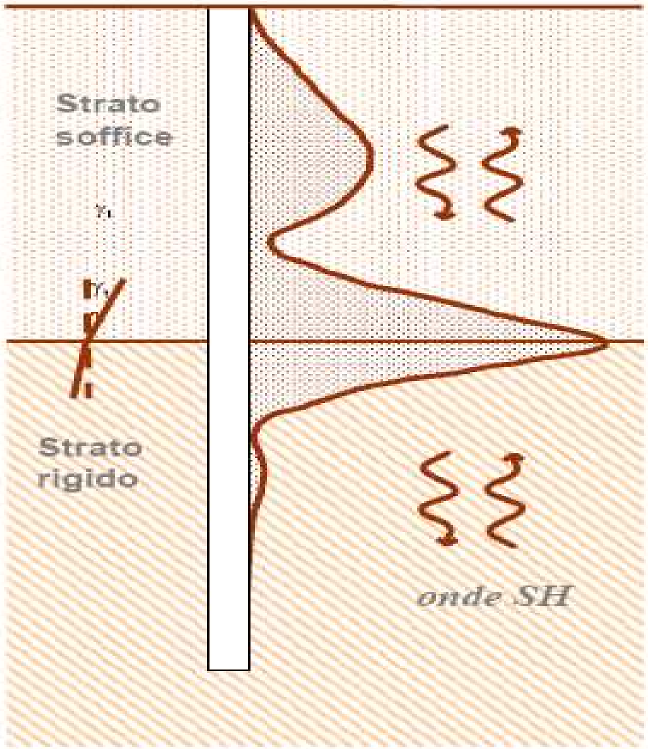
PALI SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI: INTERAZIONE CINEMATICA



INTERAZIONE CINEMATICA: QUANDO UN PALO VA IN CRISI

Interazione sismica terreno-struttura (SSSI)

Potenziali effetti dell' Interazione cinematica



Danni osservati nei pali di fondazione
a notevoli profondità
(tali da far escludere l'effetto
dell'interazione inerziale)

Momenti flettenti elevati
in corrispondenza di
forti discontinuità meccaniche
(contrasti di rigidezza) dei terreni
lungo il fusto del palo
(anche in assenza di sovrastruttura)

ROTTURA PER EFFETTO DI INTERAZIONE CINEMATICA

SOLUZIONE APPROSSIMATA
NIKOLAOU ET AL (2001)

$$M = 0{,}042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0{,}30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0{,}65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0{,}50}$$

in cui $\tau_c = a_{max\,s}\,\rho_1 h_1$; V_{s1} e V_{s2}, rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno.

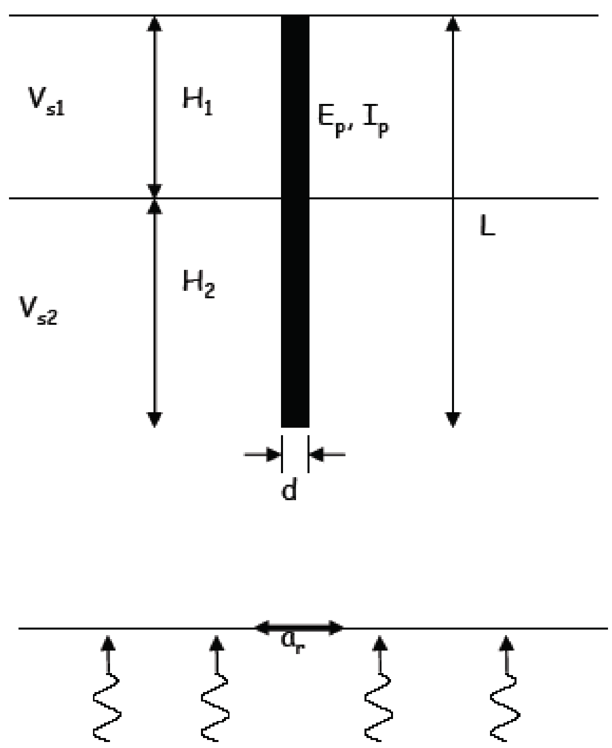
1 = strato superiore; 2 = strato inferiore

Formula empirica per il calcolo del Momento flettente massimo sul palo per effetto di interazione cinematica

Interazione cinematica (Gazetas et al., 1997)

Studio parametrico

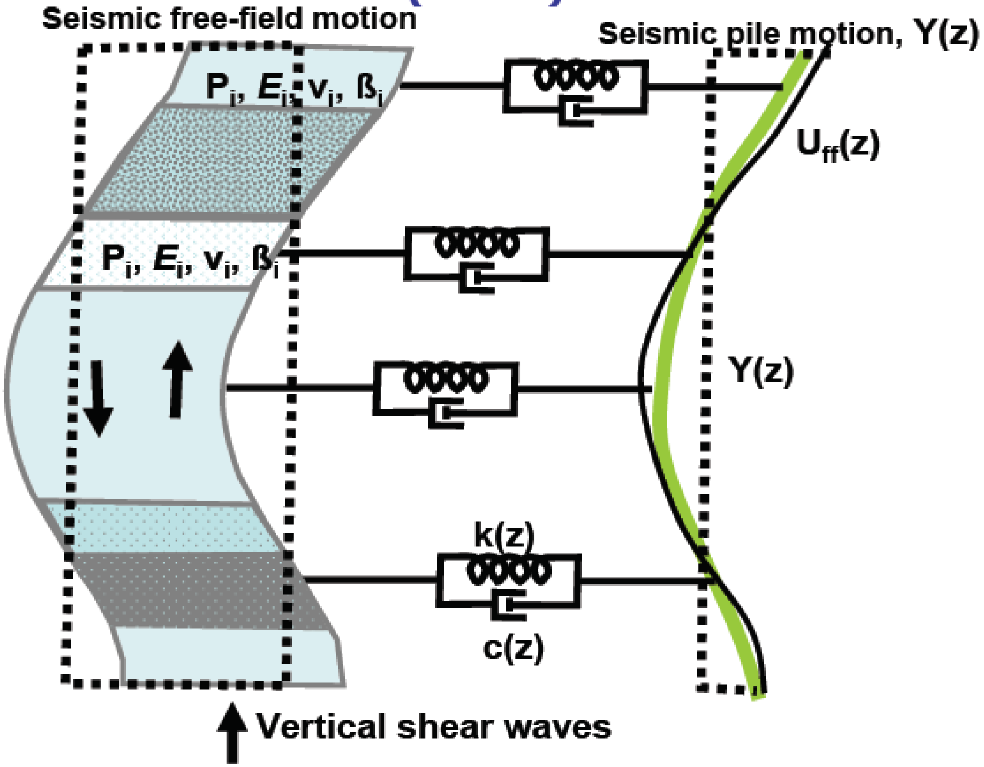
$$M_{max} = 2.7 \cdot 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{a_r}{g}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{1.30}\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.7}\left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.3}\left(\frac{H_1}{L}\right)^{1.25}$$



INTERAZIONE CINEMATICA:
UN METODO DI ANALISI

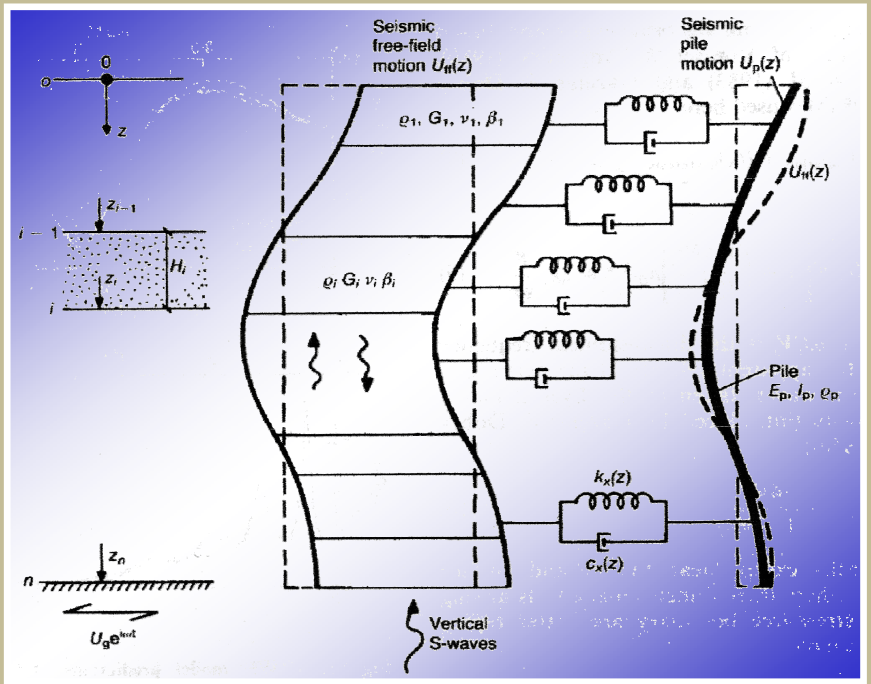
Interazione sismica terreno-struttura (SSSI)

Metodi di analisi per lo studio dell'interazione cinematica (BDWF)



MODELLO DI CALCOLO: BDWF

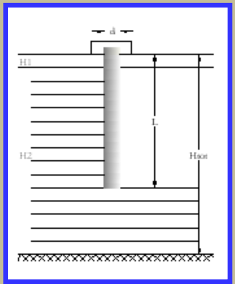
Valutazione della Risposta del palo



$$E_p I_p \frac{\partial^4 u_{pi}}{\partial z^4} + m_p \frac{\partial^2 u_{pi}}{\partial t^2} = S_x \left(u_{ff} - u_{pi} \right)$$

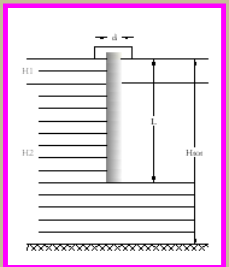
L’interazione cinematica è particolarmente significativa dove c’è un repentino cambiamento delle caratteristiche meccaciche del terreno

(contrasto di rigidezza)



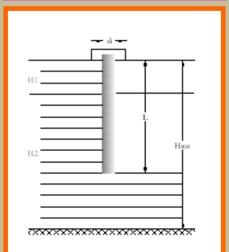
H_1=2mt

H_2=28mt



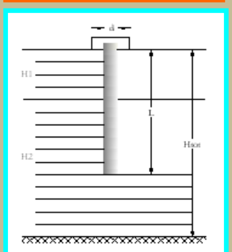
H_1=4mt

H_2=26mt



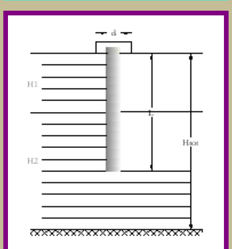
H_1=6mt

H_2=24mt



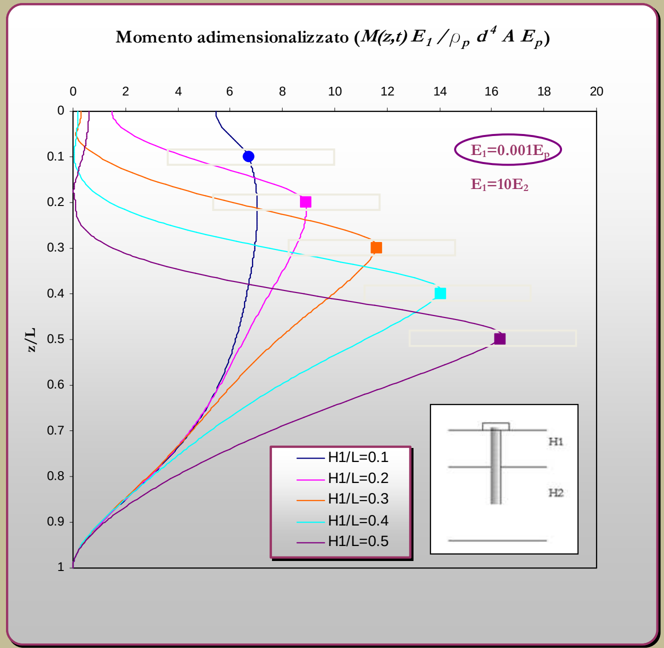
H_1=8mt

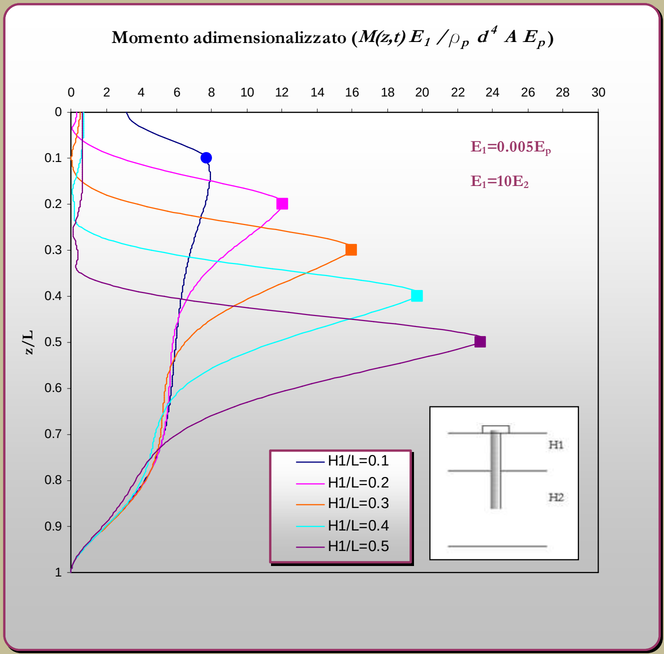
H_2=22mt

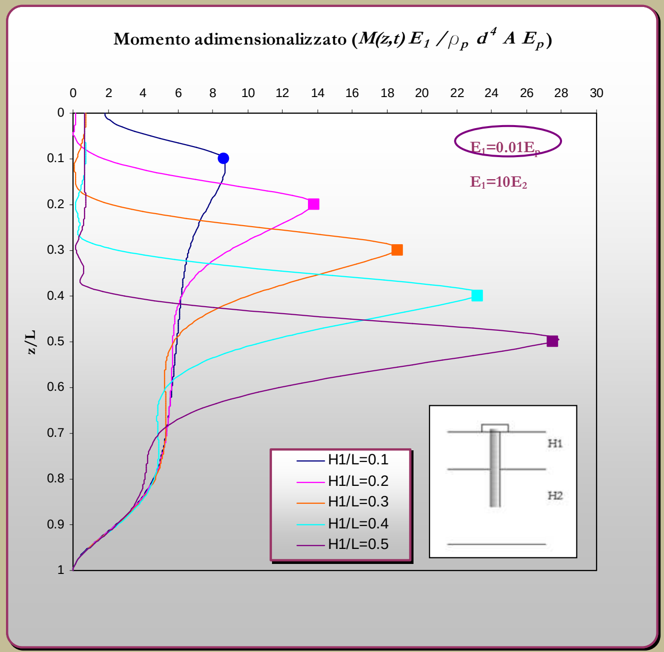


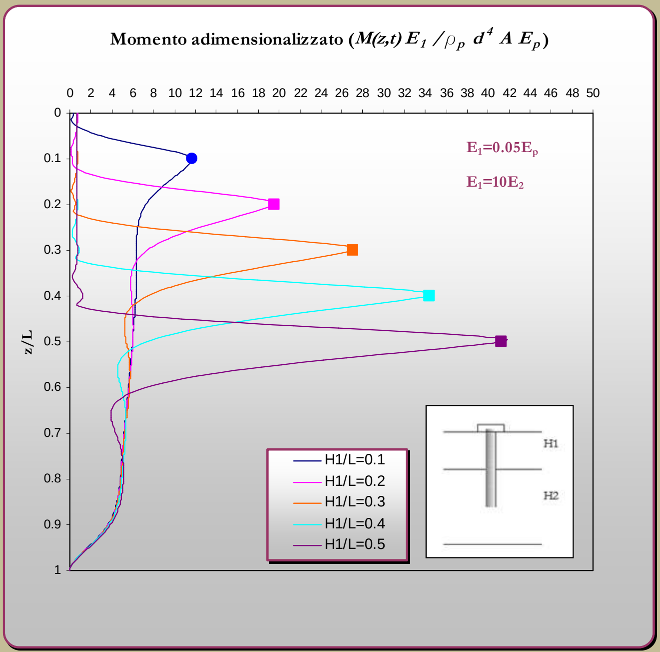
H_1=10mt

H2=20mt







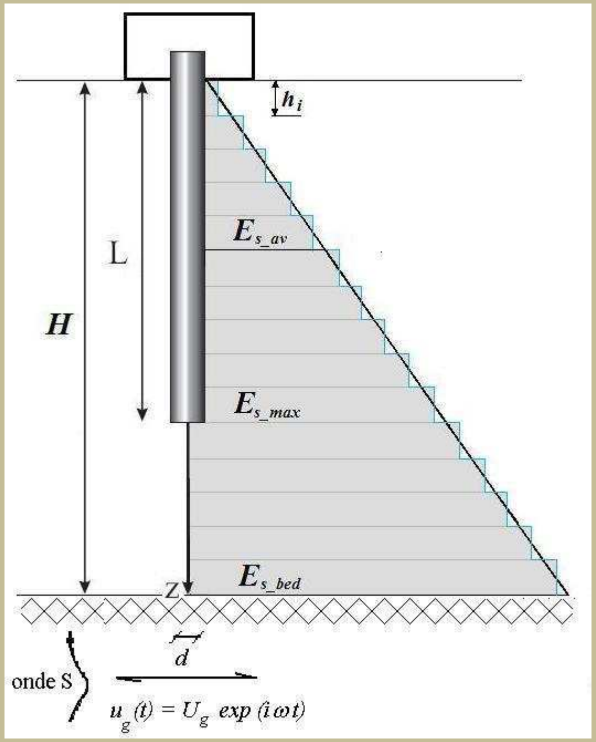


- INTERAZIONE CINEMATICA:
- EFFETTI SU UN SUOLO ALLA GIBSON
- E CONFRONTO CON MEZZO OMOGENEO

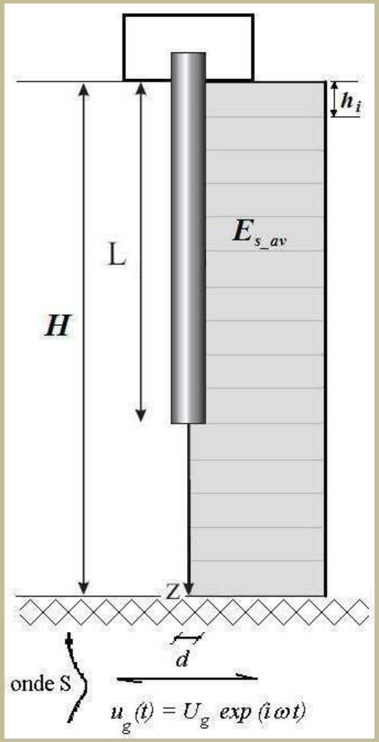
1

Elaborazione

- Frequenza di Input al bedrock ω_a
- Frequenza di Input al bedrock ω_b



(a)

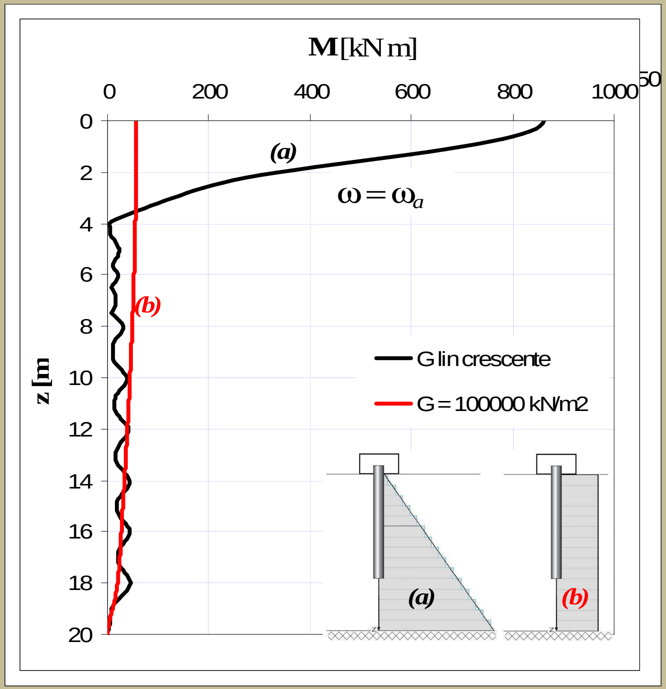


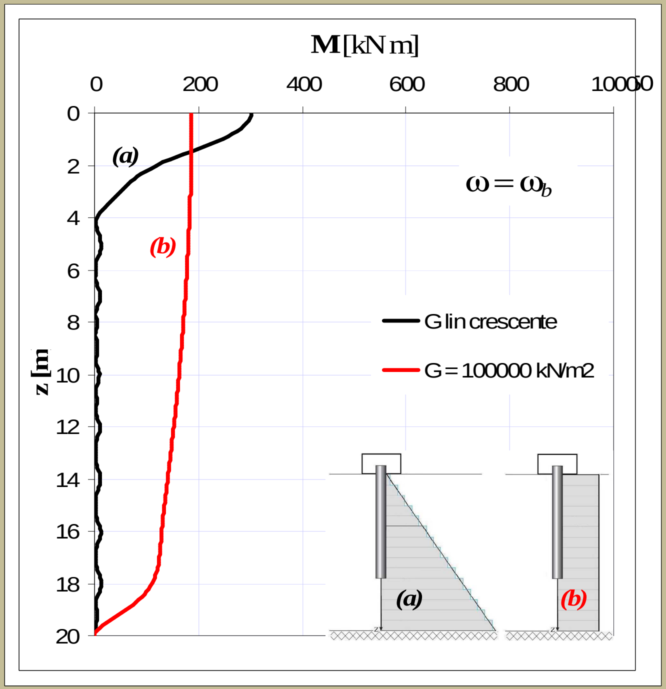
(b)

(a) Modulo di Young linearmente crescente

(b) Modulo di Young costante

- Frequenza di Input al bedrock ω_a
- Frequenza di Input al bedrock ω_b





I campi di spostamento vengono esaltati in corrispondenza della frequenza propria del deposito

L'interazione cinematica è insidiosa nei depositi normalconsolidati

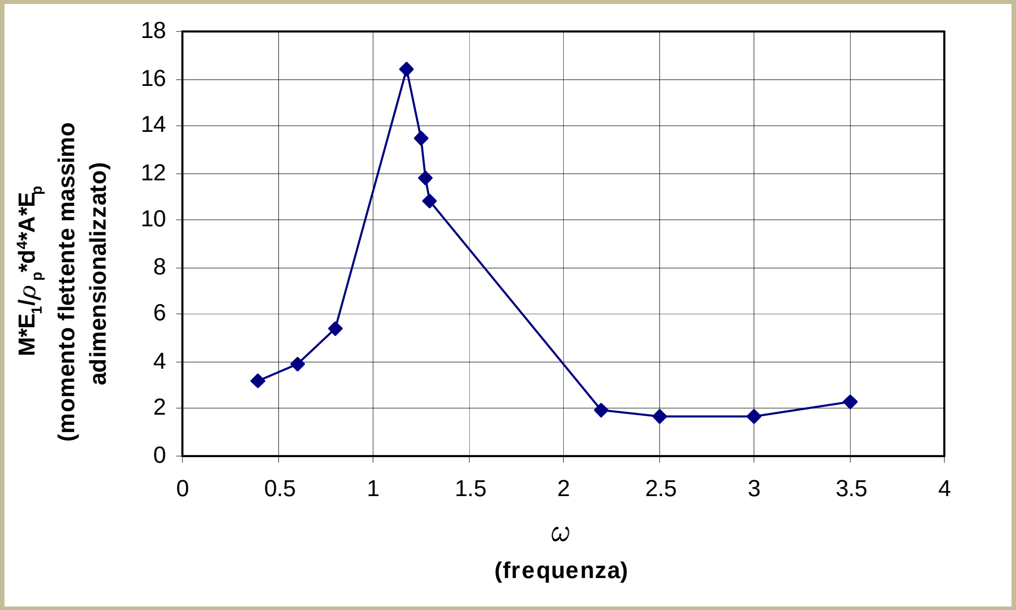
DEPOSITO ALLA GIBSON

Il campo degli spostamenti dipende dalla frequenza di input e in particolare viene esaltato dove la frequenza di input è maggiore;

Il campo dei momenti è particolarmente insidioso nei depositi normalconsolidati;

Il massimo momento di un terreno avente modulo G che varia linearmente con la profondità è maggiore di quello di un terreno omogeneo e lo diventa ancora di più se nell'analisi si considera la presenza di una massa in testa al palo (si somma l'interazione inerziale).

Non è necessario invocare la presenza di discontinuità meccaniche per osservare intense sollecitazioni di flessioni nel palo dovute all'interazione cinematica



La risposta dipende anche dalla frequenza dominante del moto

FATTORI CHE INFLUENZANO

L'INTERAZIONE CINEMATICA

L'entità dei momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica dipende:

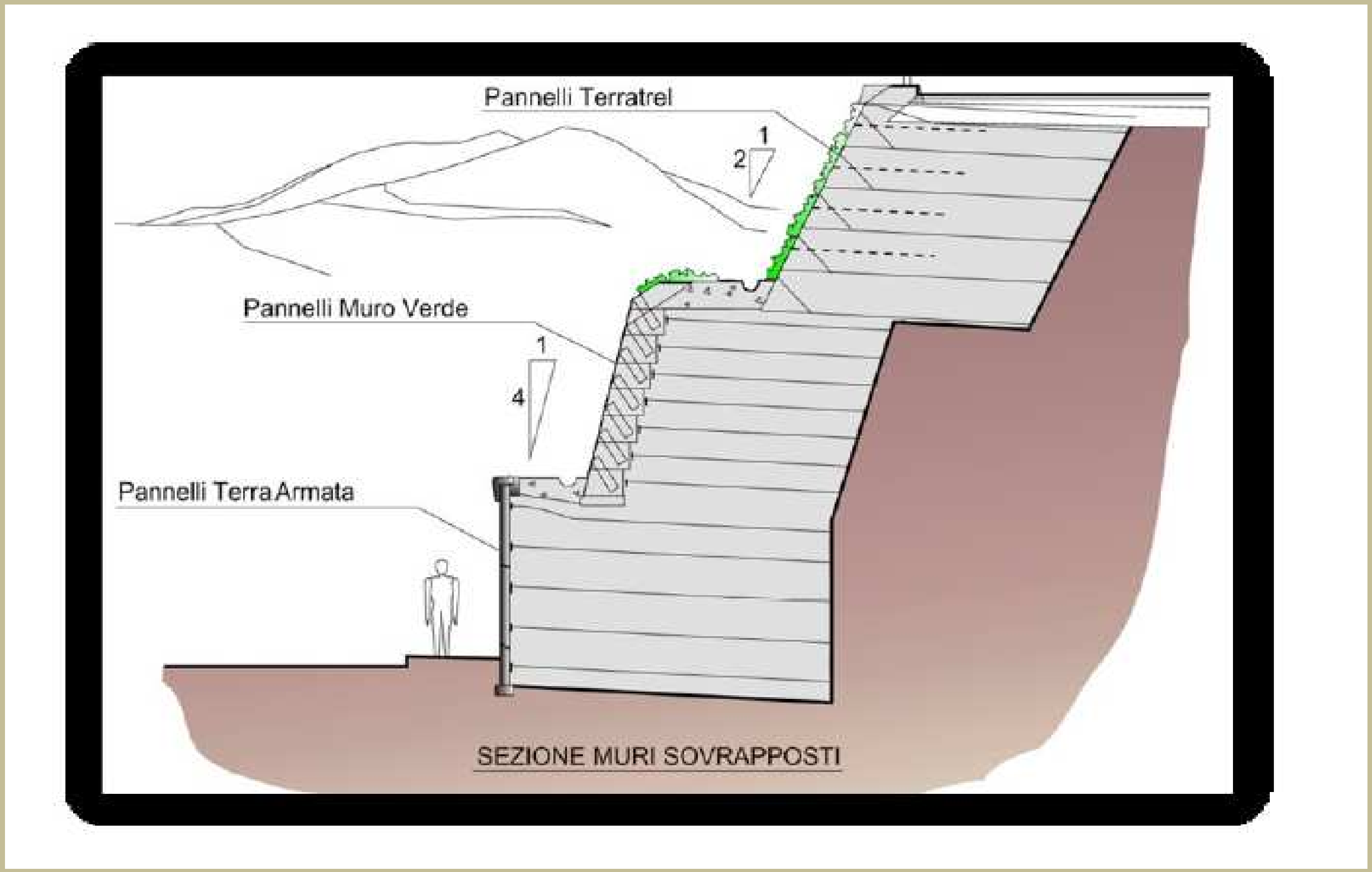
1. dal **contenuto in frequenza del moto sismico** in relazione alla frequenza naturale del deposito;
2. dal **contrasto di rigidezza** fra due **strati** consecutivi di terreno;
3. dalla **profondità dell'interfaccia** corrispondente al contrasto di rigidezza fra due strati consecutivi di terreno rispetto alla lunghezza attiva del palo;
4. dalle **condizioni di vincolo alla testa dei pali**;
5. dalla **rigidezza relativa palo-terreno**.

(Gazetas e Mylonakis, 1998)

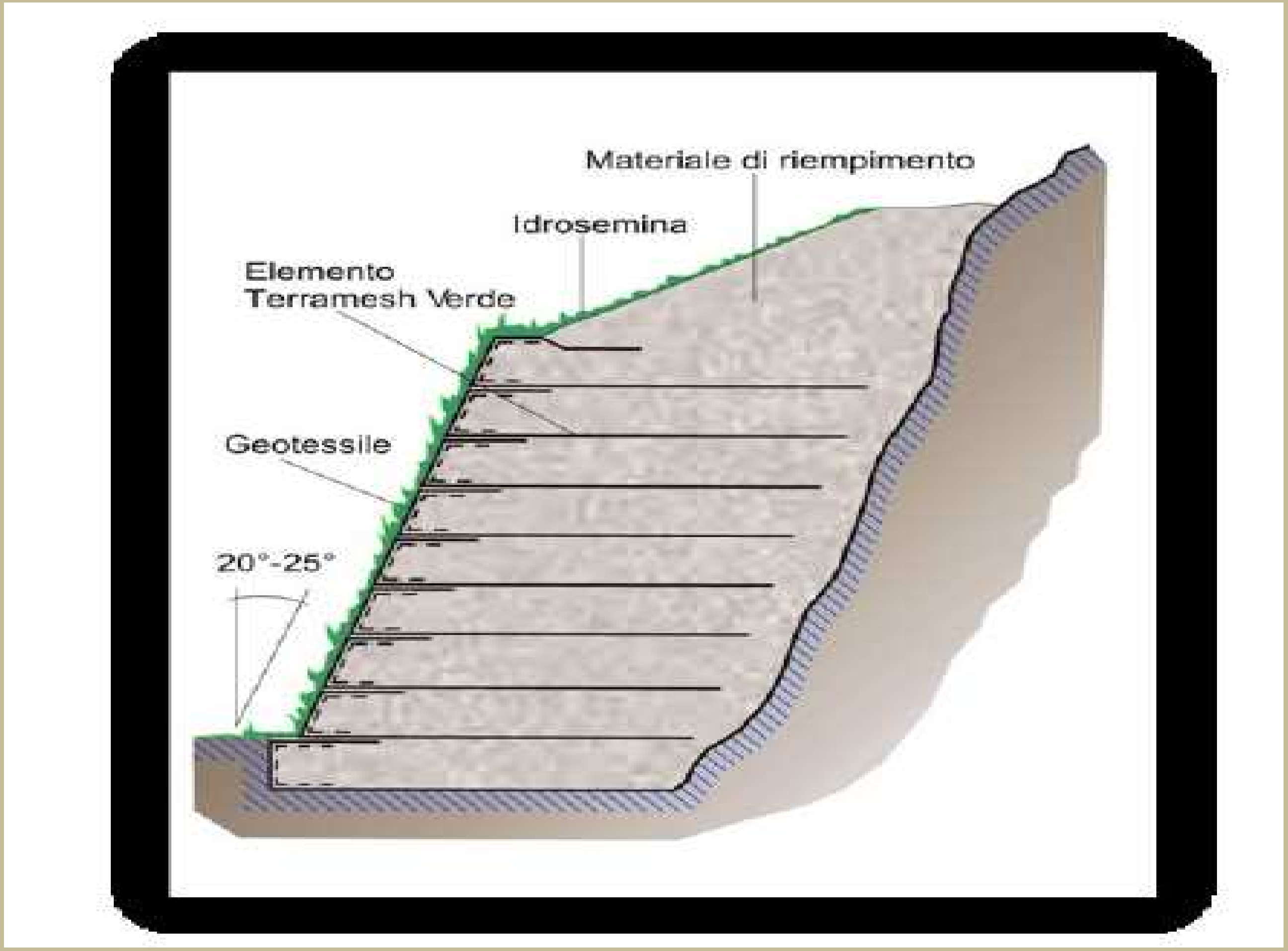
PROGETTAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

TERRA RINFORZATA
UNA “NUOVA” MA “VECCHIA” TIPOLOGIA

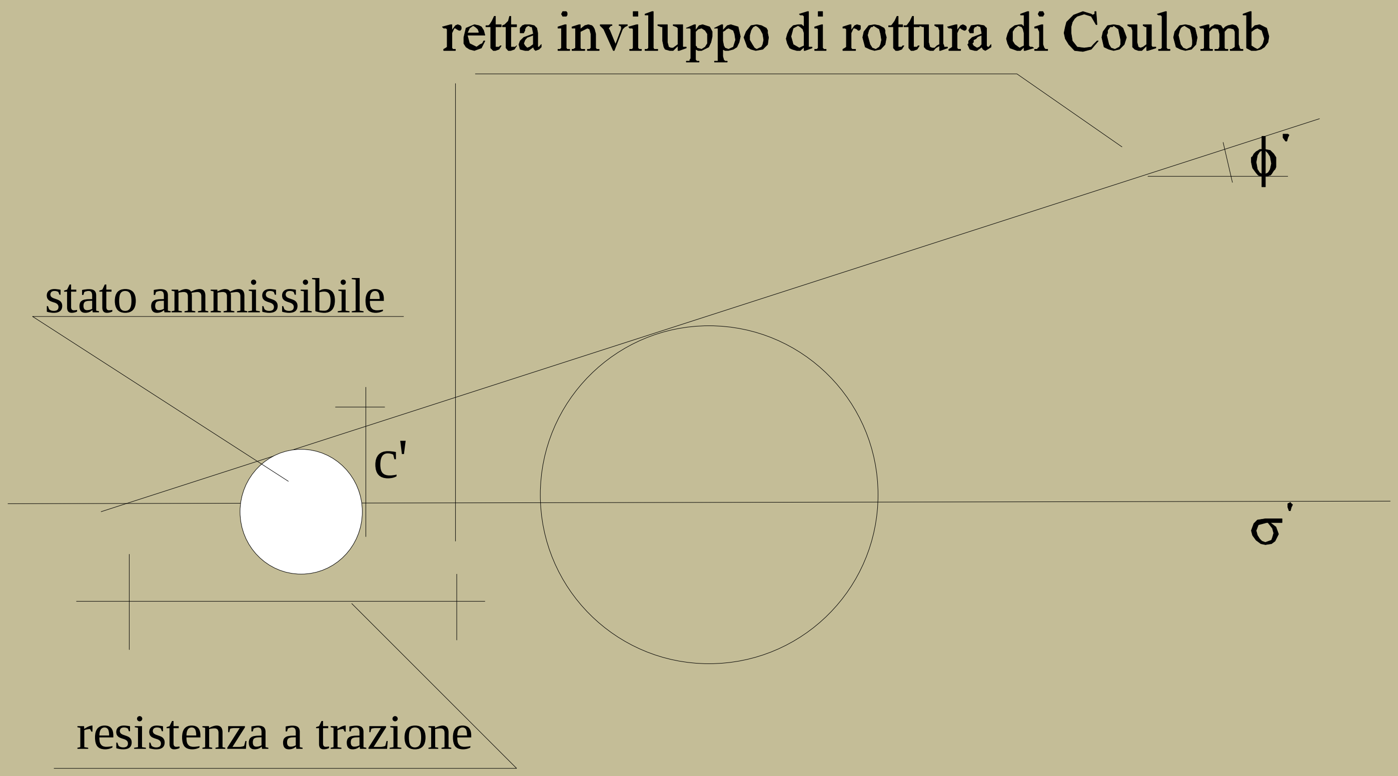
ESEMPIO ATTUALE TERRA ARMATA “VERDE”



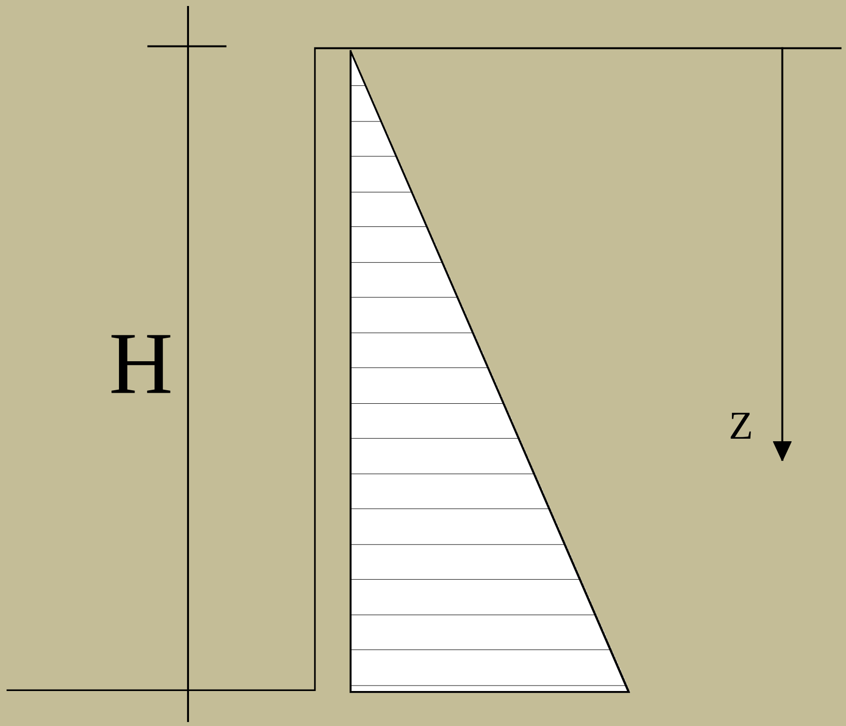
ALTRO ESEMPIO TERRA ARMATA “VERDE” : UN MURO DI SOSTEGNO IN TERRA



Come la coesione produce resistenza a trazione, allo stesso modo la capacità di resistere a trazione equivale ad una coesione fittizia



Una possibile distribuzione della tensione orizzontale

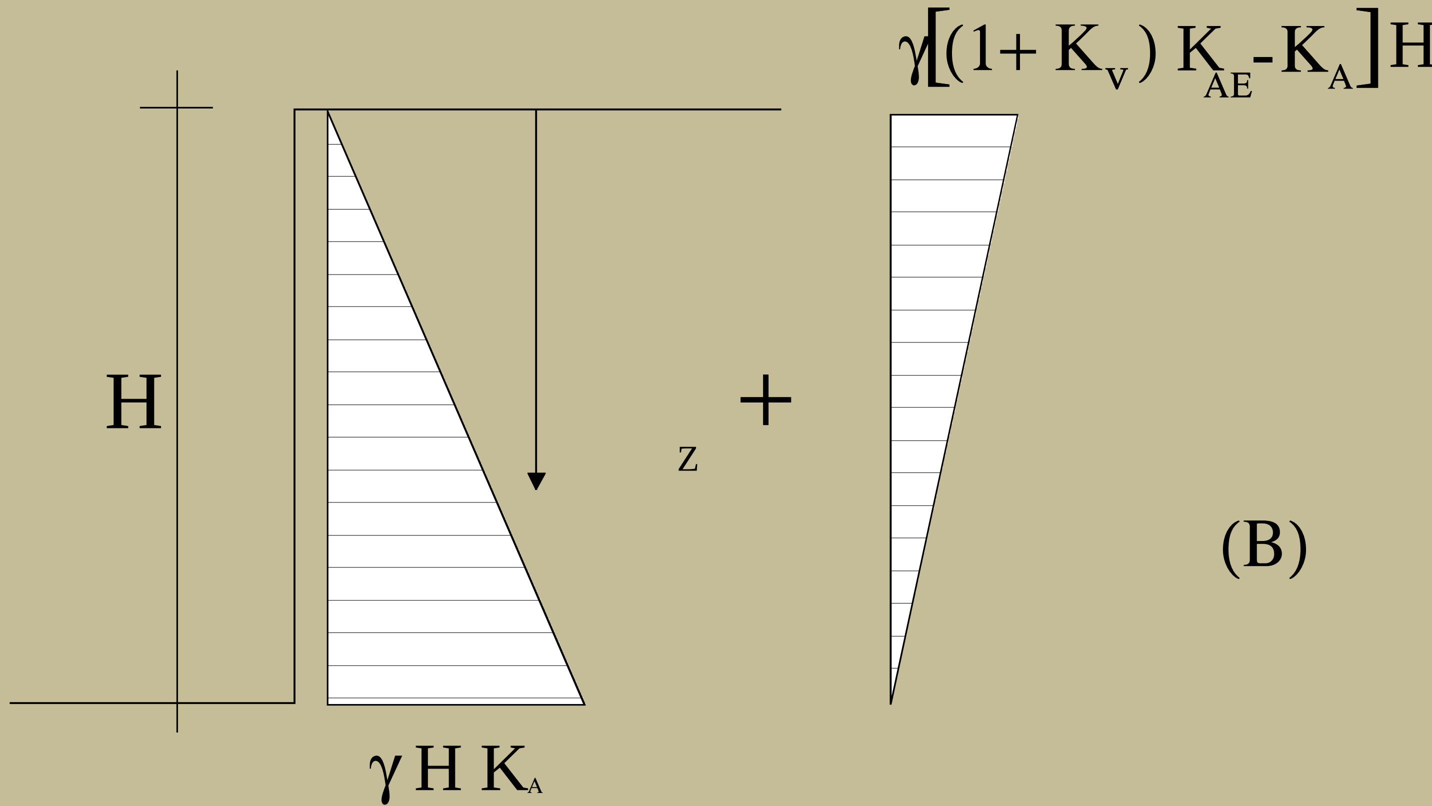


$$\gamma(1+K_v)\,H\,K_{AE}$$

$$\sigma_h = \gamma(1+K_v)\,z\,K_{AE}$$

(A)

Un’altra possibile distribuzione della tensione orizzontale



$$\sigma_h = \gamma\, z\, K_A + \gamma\left[(1+K_v)\,K_{AE}-K_A\right](H - z)$$

TIPI DI VERIFICHE IN UN MURO IN TERRA ARMATA O RINFORZATA

2 – VERIFICHE DI STABILITA’

tipi di verifiche da effettuare

Per il muro in terra rinforzata si dovranno eseguire le verifiche della ***stabilità interna*** e della ***stabilità esterna***.

Verifiche della stabilità interna

1) calcolo e dimensionamento dei rinforzi
2) Verifica delle lunghezze di ancoraggio dei rinforzi
3) Verifica delle lunghezze del risvolto

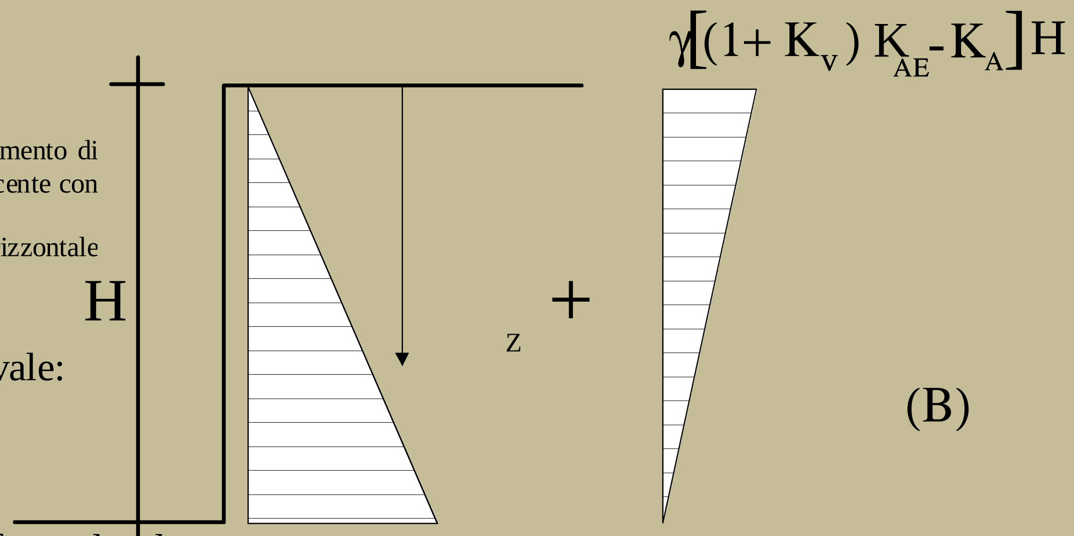
Calcolo e dimensionamento dei rinforzi

La spinta statica si assume triangolare crescente con la profondità. L’incremento di spinta sismico $\Delta S = S_{ae} - S_a$ si assume con distribuzione triangolare decrescente con la profondità.
Ad una generica profondità z_i dove è posto il rinforzo iesimo la tensione orizzontale vale allora:

$$\sigma_{hi} = \gamma z_i K_a + \gamma\,[(1+k_v)\,K_{ae} - K_a](H-z_i)$$

e quindi l’azione di trazione sul generico rinforzo vale:

$$T_i = \sigma_{hi}\,\Delta H_i$$



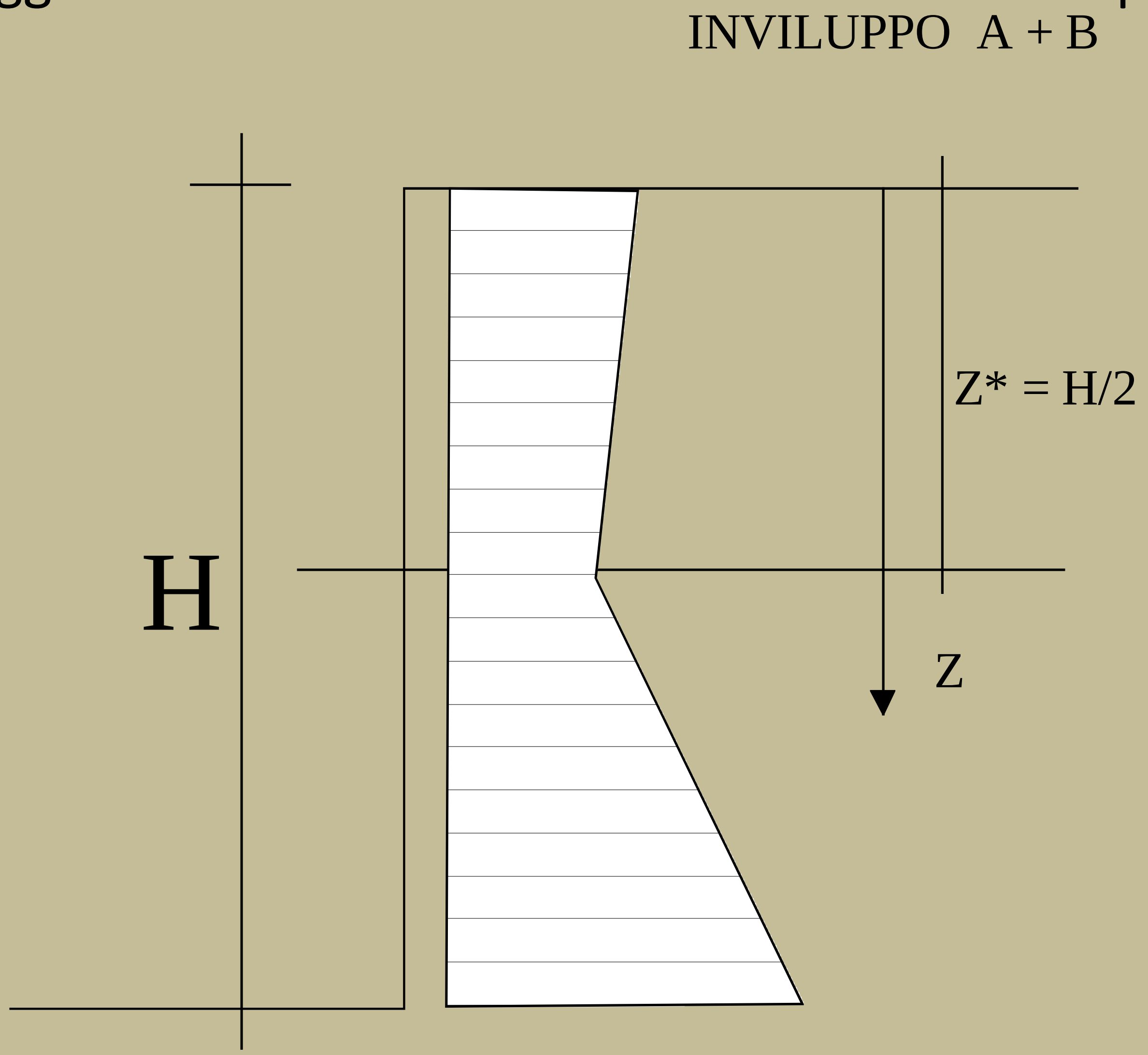
Note le azioni si procede alla scelta del tipo di rinforzo da adottare.

Deve essere :

$$fs_{chimico} = 1.00$$
$$fs_{biologico} = 1.00$$
$$fs_{giunzioni} = 1.00$$
$$fs_{ambientali} = 1.00\text{-}1.10$$
$$\gamma_R = 1.50$$

$$T_i < \frac{LTDS}{fs_{totale}}$$

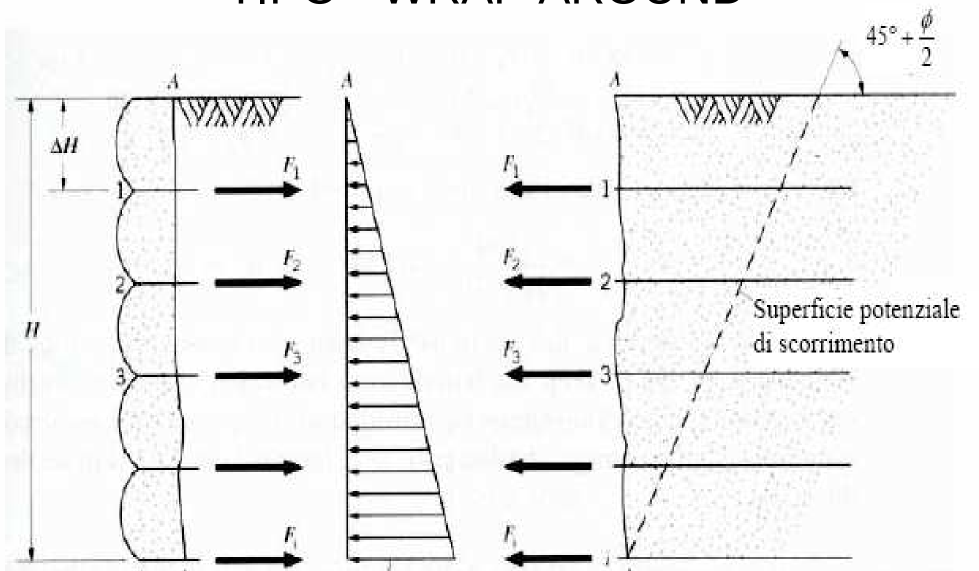
Un suggerimento: utilizzare la distribuzione “inviluppo”



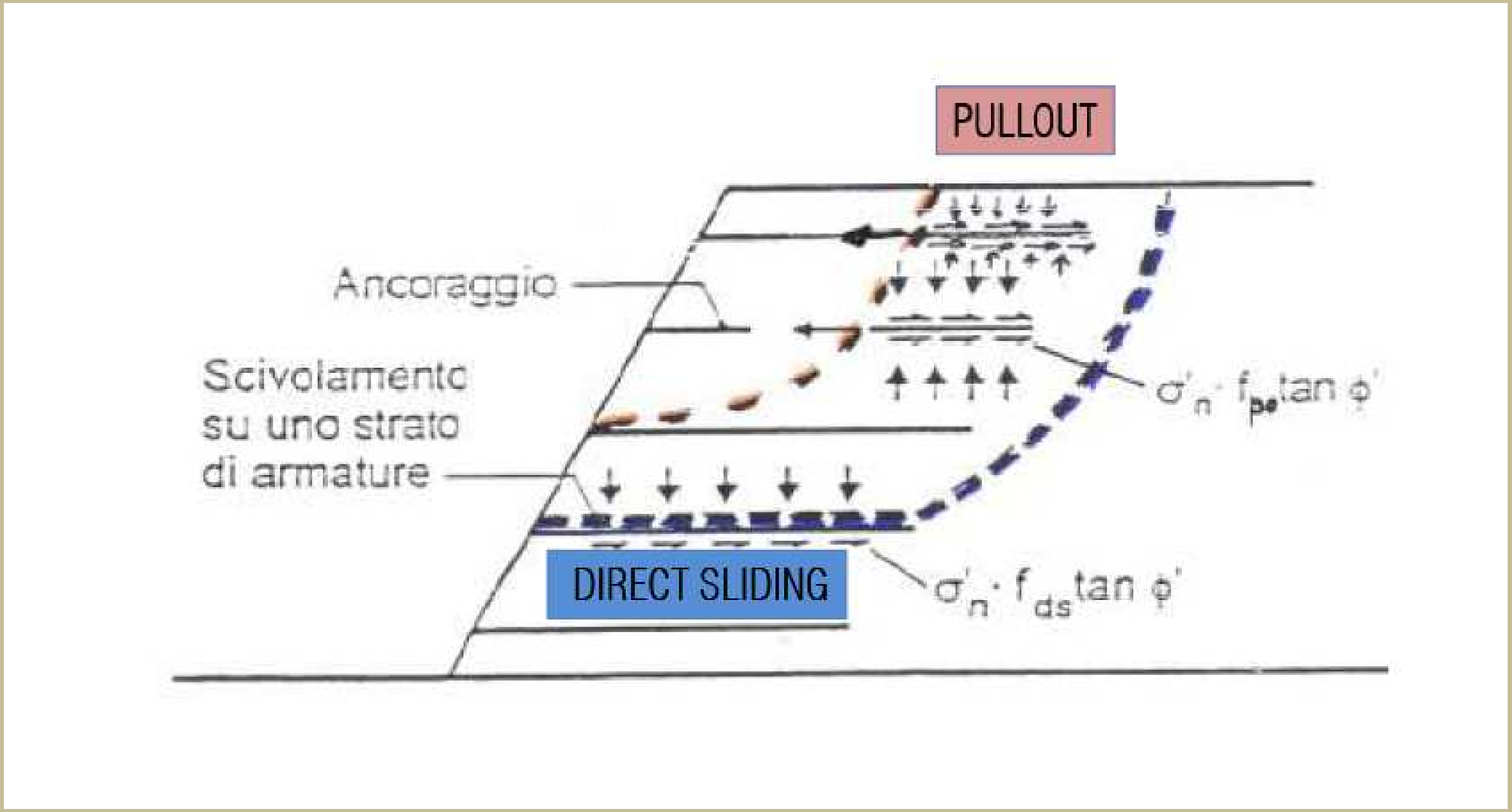
MURI IN TERRA RINFORZATA CON GEOSINTETICI
VERIFICHE: STABILITA’ INTERNA ED ESTERNA

1)tipo di rinforzi
2) lunghezza dei rinforzi
3) lunghezza dei risvolti

TIPO “ WRAP AROUND”



DIMENSIONAMENTO RINFORZI
MECCANISMI: direct sliding e pullout



Calcolo lunghezza rinforzo: meccanismo di pullout

PULLOUT

Dall'equilibrio nella direzione orizzontale si ha:

$$T_i = 2\sigma'_{vi} \; f_{po} tg\phi'_i \cdot L_{ai\,limite}$$

Da cui:

$$L_{ai\ limite} = T_i \ /2\ f_{po} \sigma'_{vi}\ tg\phi'_k$$

e:

$$L_{a\ \mathrm{progetto}} = 1.20\ L_{ai\ limite}$$

Dove :

$\sigma'_{vi} = (1+k_v)\gamma z_i$ = tensione verticale agente alla quota del rinforzo

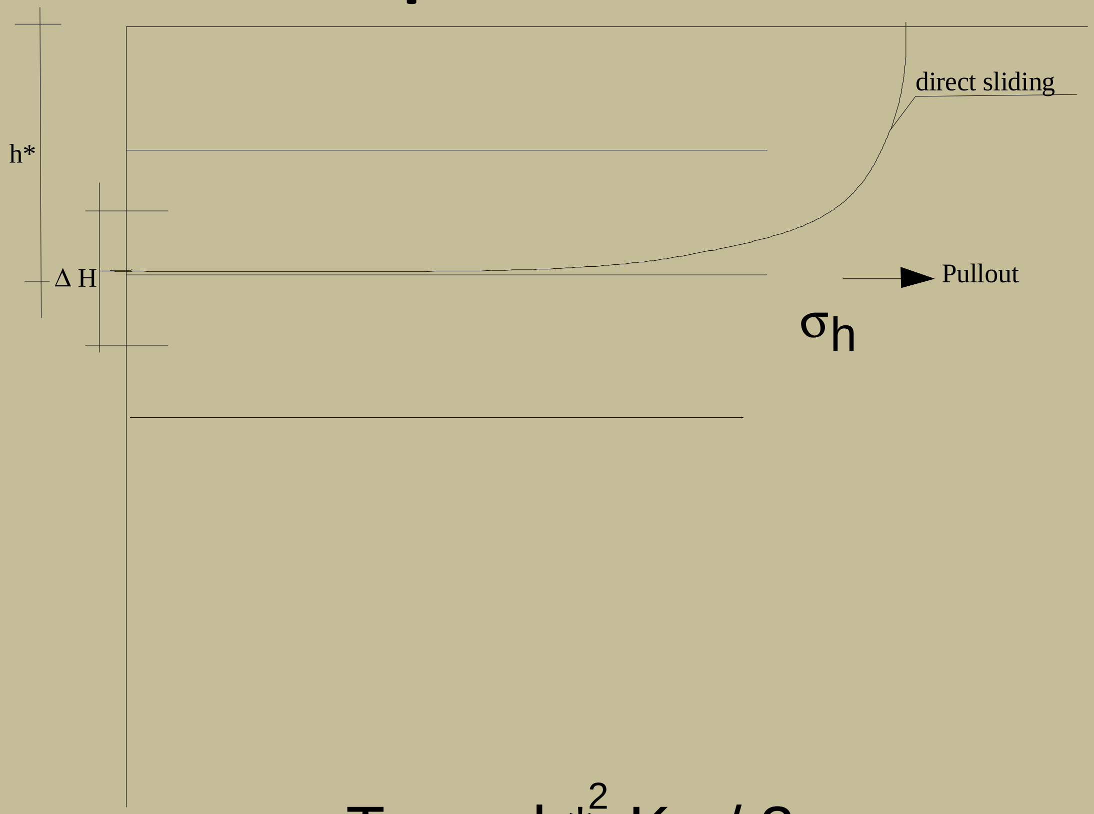
f_{po}= coefficiente riduttivo della resistenza di attrito, dipendente dal tipo di terreno.

Valori tipici del coefficiente di sfilamento per le geogriglie TENAX e per differenti terreni sono indicati in tabella 2.

Tipo di terreno	f_{po}
Ghiaia	0.90÷1.05
Sabbia	0.75÷0.95
Limo	0.70÷0.90
Argilla	0.60÷0.85

Tab. 2: coefficienti di sfilamento (f_{po})

Meccanismi di direct sliding e pullout



$$T_{ds} = \gamma\ h^{*2}\ K_a / 2$$

$$T_b = \sigma_h\ \Delta H$$

Tabella dei valori di fds per vari tipi di terreno

Valori tipici del coefficiente di scivolamento per le geogriglie TENAX e per differenti terreni sono indicati in tabella 1.

Tipo di terreno	f_{ds}
Ghiaia	0.90÷1.00
Sabbia	0.85÷0.95
Limo	0.75÷0.85
Argilla	0.70÷0.80

Tab. 1: coefficienti di scivolamento (f_{ds})

Confronto tra i 2 meccanismi

La **tensione tangenziale di attrito equivalente** la si valuta in rapporto a due possibili cinematismi critici:

- DIRECT SLIDING $$T_{ds} = L_r * W_r * \sigma_n * f_{ds} * \tan(\phi)$$

- PULLOUT $$T_b = 2 * L_r * W_r * \sigma_n * f_b * \tan(\phi)$$

W_r = larghezza del rinforzo;

L_r = lunghezza del rinforzo;

σ'_n = tensione efficace in direzione ortogonale al piano del rinforzo;

f_{ds} = coefficiente di attrito equivalente per scorrimento;

f_b = coefficiente di attrito equivalente per sfilamento;

ϕ = angolo di attrito interno.

Noti Tb e Tds è possibile calcolare la lunghezza del rinforzo

Coefficienti di interazione di attrito

I **coefficienti di interazione** (f_{ds} e f_b) che rientrano nel calcolo delle rispettive tensioni tangenziali di attrito equivalente sono i seguenti:

- DIRECT SLIDING $$f_{ds} = 1 - \alpha_s \left(1 - \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}\right)$$
- PULLOUT $$f_b = \alpha_s * \left(\frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}\right) + \left(\frac{\alpha_b * B}{S}\right) * \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right) * \frac{1}{2 * \tan(\phi)}$$

α_s = frazione solida della superficie della geogriglia;

α_b = quota parte della larghezza della geogriglia capace di mobilitare resistenza passiva;

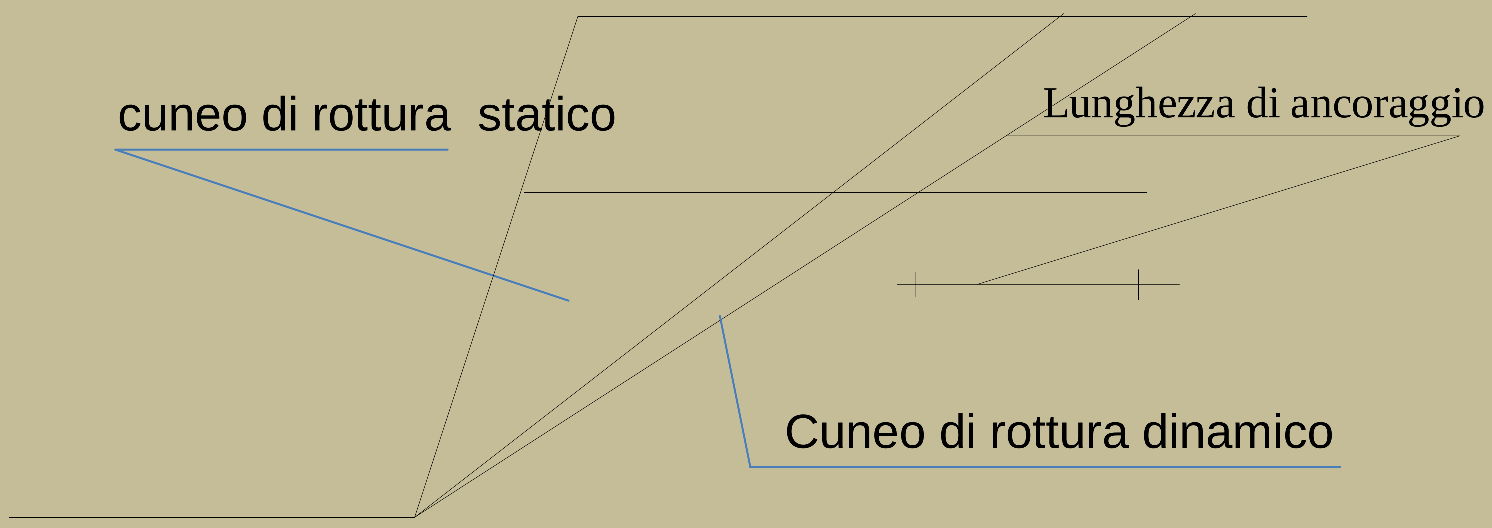
S = distanza tra gli elementi trasversali capaci di mobilitare resistenza passiva;

B = spessore degli elementi trasversali;

σ'_b = pressione limite passiva lungo la direzione di sfilamento;

d = angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno.

Valutazione lunghezza ancoraggio



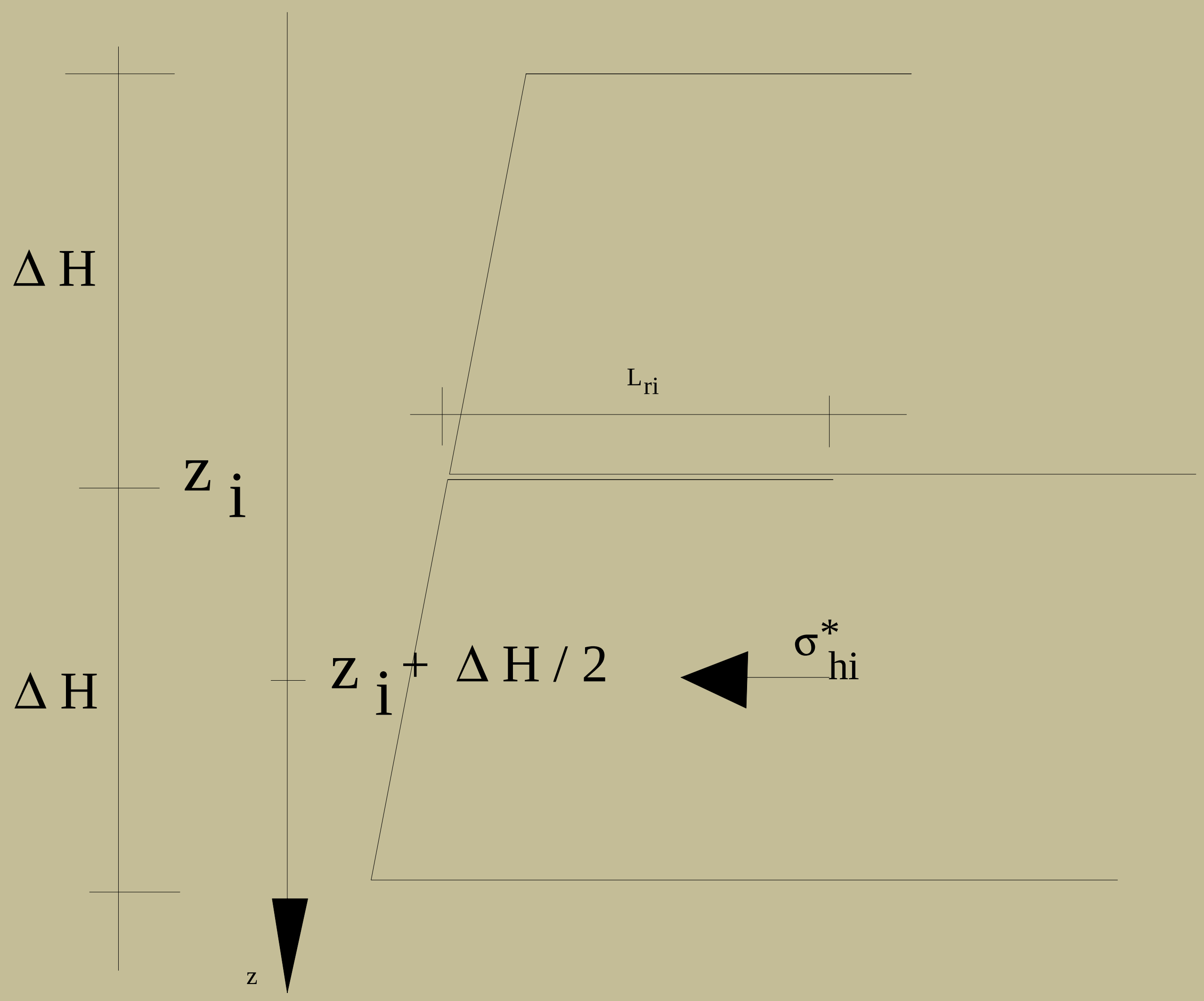
Individuazione del cuneo di rottura oltre il quale andare a disporre il rinforzo

Infine per determinare l'estensione del cuneo anche in condizioni sismiche si può, in prima approssimazione, fare riferimento a quanto detto nelle norme a proposito della lunghezza del tratto libero degli ancoraggi (vedasi Norme Tecniche DM 14/01/08, par. 7.11.6.4):

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta L_s la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_e può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s\left(1+1,5\cdot\frac{a_{\max}}{g}\right) \qquad (7.11.12)$$

Schema per il calcolo della lunghezza del risvolto



Calcolo lunghezza del risvolto

Lunghezza del risvolto

la lunghezza limite $L_{rilimite}$ del generico risvolto può essere determinata imponendo l'equilibrio nella direzione orizzontale:

$$\sigma^*_{hi} \cdot \Delta H_i = \sigma'_{vi} \; f_{ds} tg\phi'_i \cdot L_{ri\,\mathrm{lim}\,ite}$$

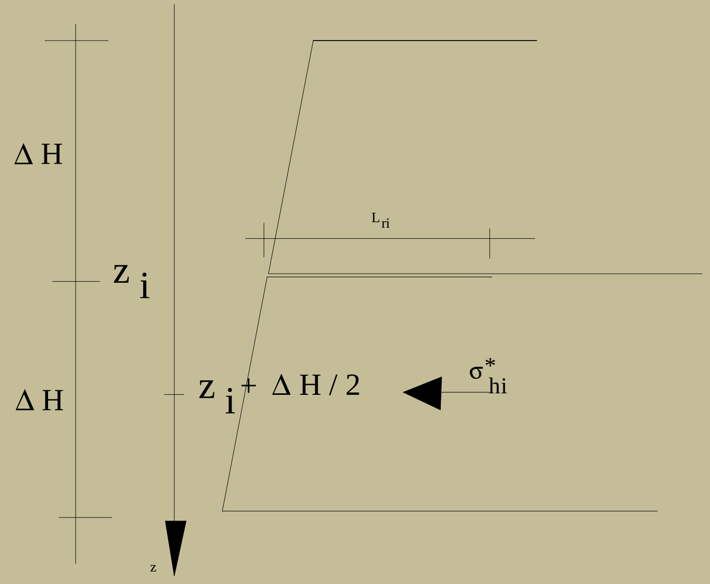
Dove:

$\sigma^*_{hi} = \gamma(z_i + \Delta H_i/2)K_a + \gamma\,[(1+K_v)\,K_{ae} - K_a](H - z_i - \Delta H_i/2)$

$\sigma'_{vi} = \gamma(1+K_v)\,z_i$

cioè:

(B)



$$L_{ri\,\mathrm{lim}\,ite} = \frac{K_a\left(z_i + \dfrac{\Delta H_i}{2}\right) + [(1+K_v)K_{ae} - K_a]\left(H - zi - \dfrac{\Delta H_i}{2}\right)}{z_i\, f_{ds} tg\phi'_k}\Delta H_i$$

dove:

σ'_{vi} = tensione efficace verticale alla profondità dove è posizionato il risvolto

σ^*_{hi} = tensione orizzontale alla profondità $z^*_i = z_i + \Delta H_i/2$

K_{ae} = coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche

K_a = coeff. di spinta attiva in condizioni statiche

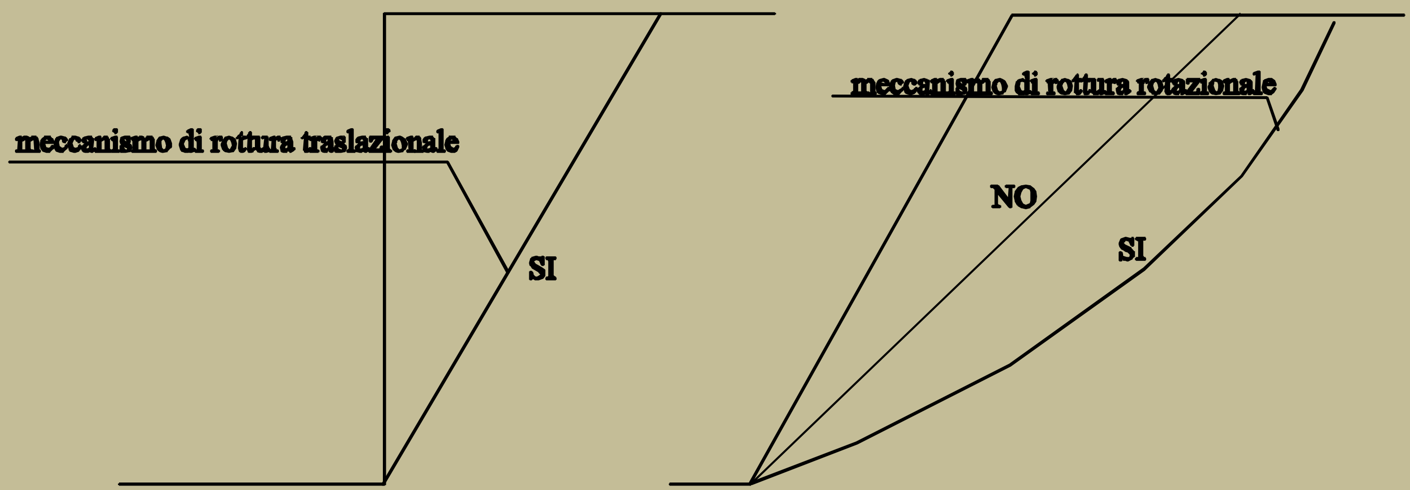
ΔH_i = spaziatura dei risvolti

z_i = profondità del risvolto

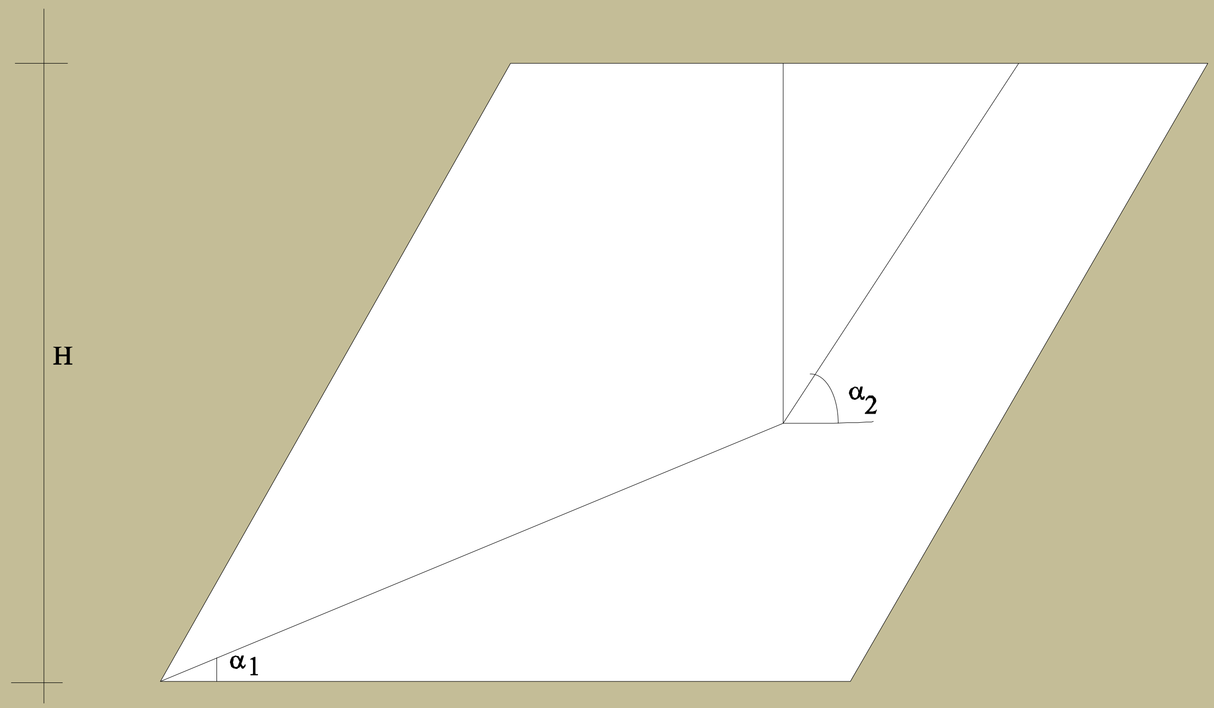
e quindi la lunghezza di progetto del risvolto sarà:

$$L_{ri\ \mathrm{progetto}} = 1.20\ L_{ri\ \mathrm{limite}}$$

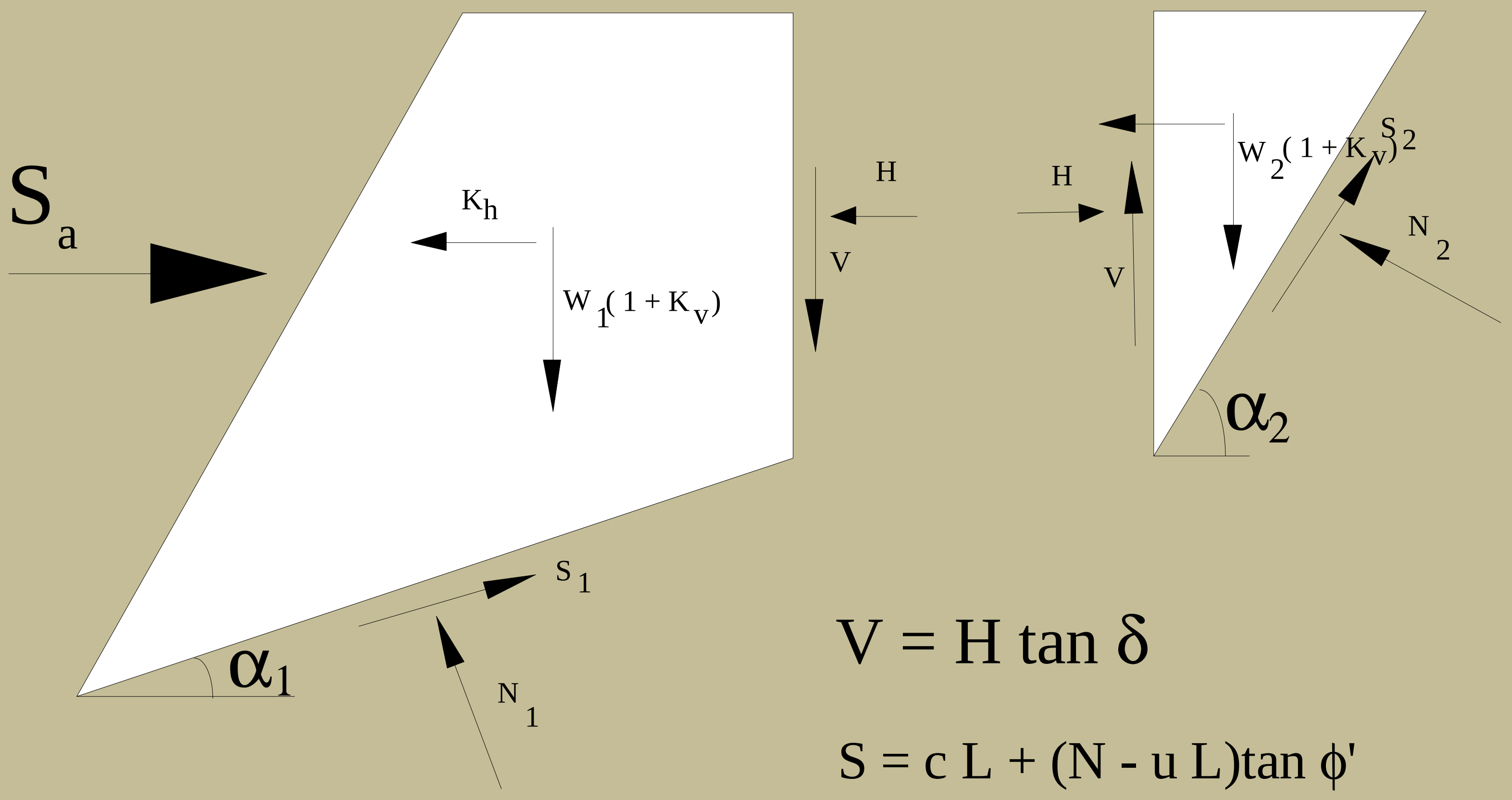
Limitazioni della Teoria di Coulomb :
La superficie di rottura piana va sempre bene?
Alla ricerca di superfici di rottura più adeguate al problema



INDIVIDUAZIONE DEI DUE CUNEI DI "ROTTURA"



SCHEMA DI CALCOLO DEL METODO DEI DUE CUNEI

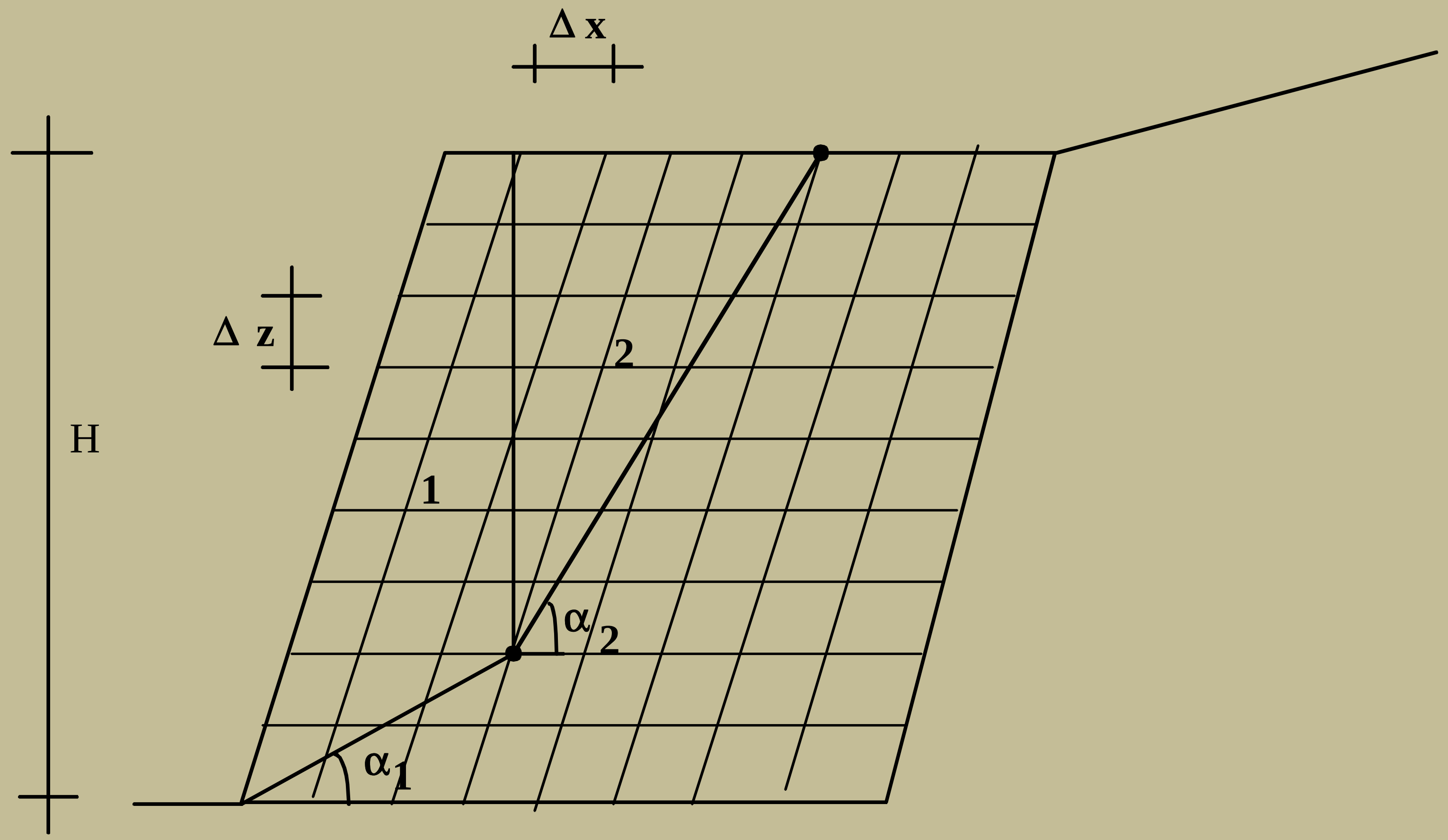


$$V = H \tan \delta$$

$$S = c\,L + (N - u\,L)\tan \phi'$$

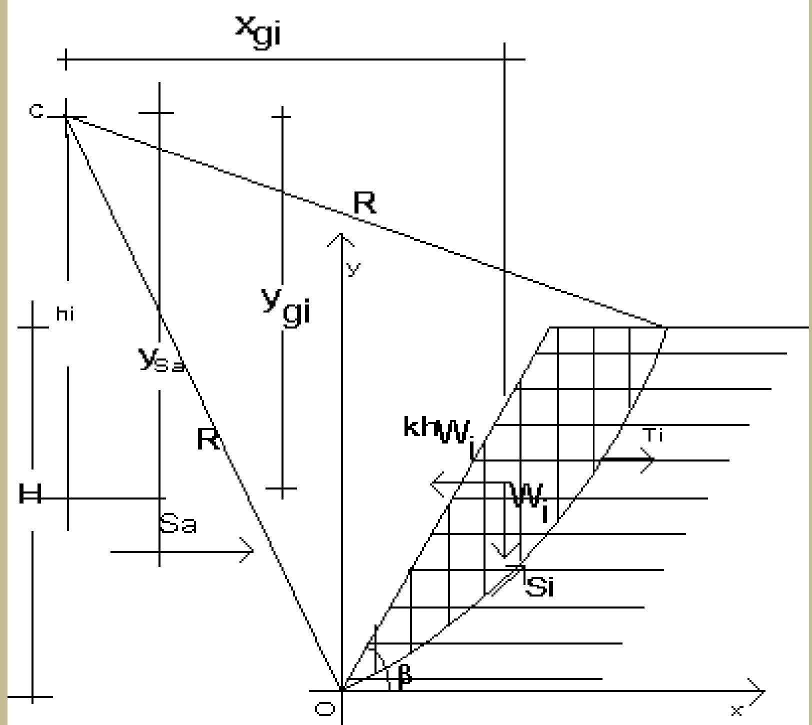
incognite : N_1, N_2, S_a, H

IMPLEMENTAZIONE DEL METODO DEI DUE CUNEI IN UN CODICE DI CALCOLO



SCHEMA DI CALCOLO PER MECCANISMO CIRCOLARE

DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SUI RINFORZI
ATTRAVERSO L'UTILIZZO DI UN MECCANISMO
DI ROTTURA CIRCOLARE



$$S_a y_{Sa} = \sum T_i h_i = M_{inst.} - M_{stab.}$$

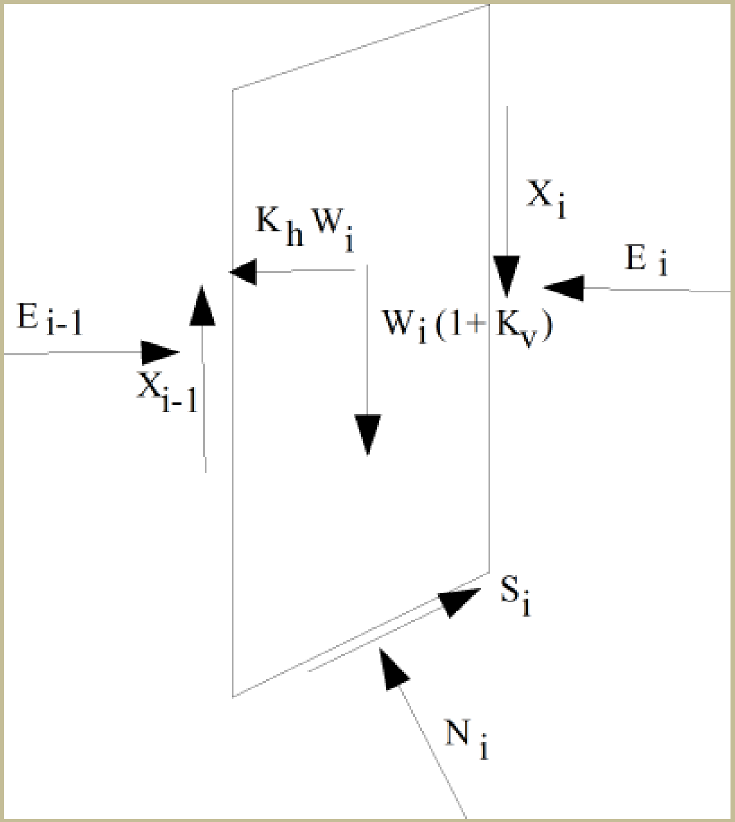
$$S_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ae}$$

$$M_{inst.} = \sum W_i x_{gi} + k_h W_i y_{gi}$$

$$M_{stab.} = \sum S_i R$$

$$S_i = N_i \, tg \, \phi$$

Determinazione delle azioni normali alla base dei conci (da equazione di equilibrio nella direzione verticale **trascurando** le azioni tangenziali di interfaccia)



Se *c*' e *u* = 0

$$N_i = \frac{W_i(1+K_v) - [c'_i L_i - u_i L_i \tan\phi'_i]\sin\alpha_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \tan\phi'_i}$$

$$N_i = \frac{W_i(1+K_v)}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \tan\phi'_i}$$

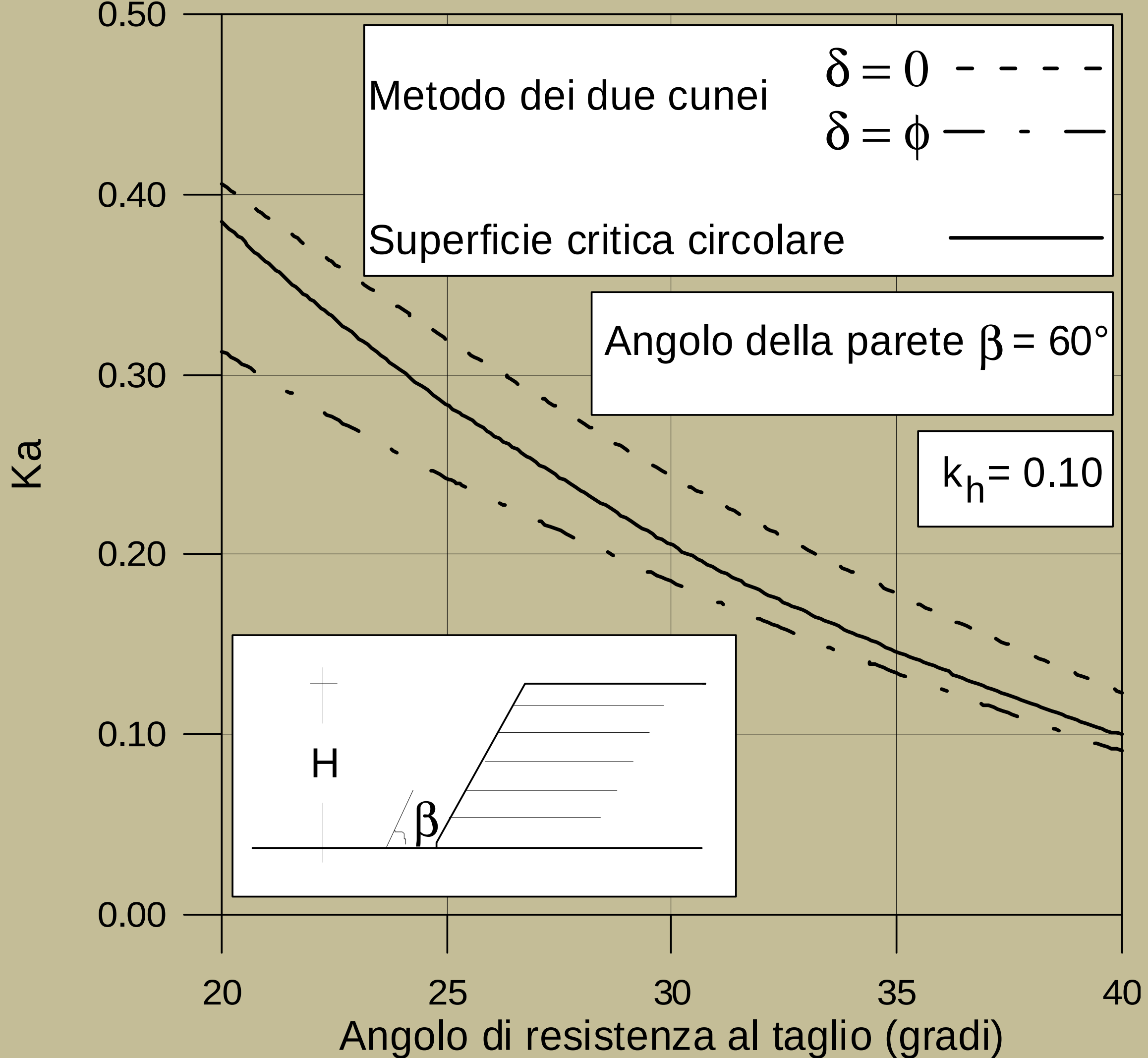
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

$$S_a = \sum T_i$$

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

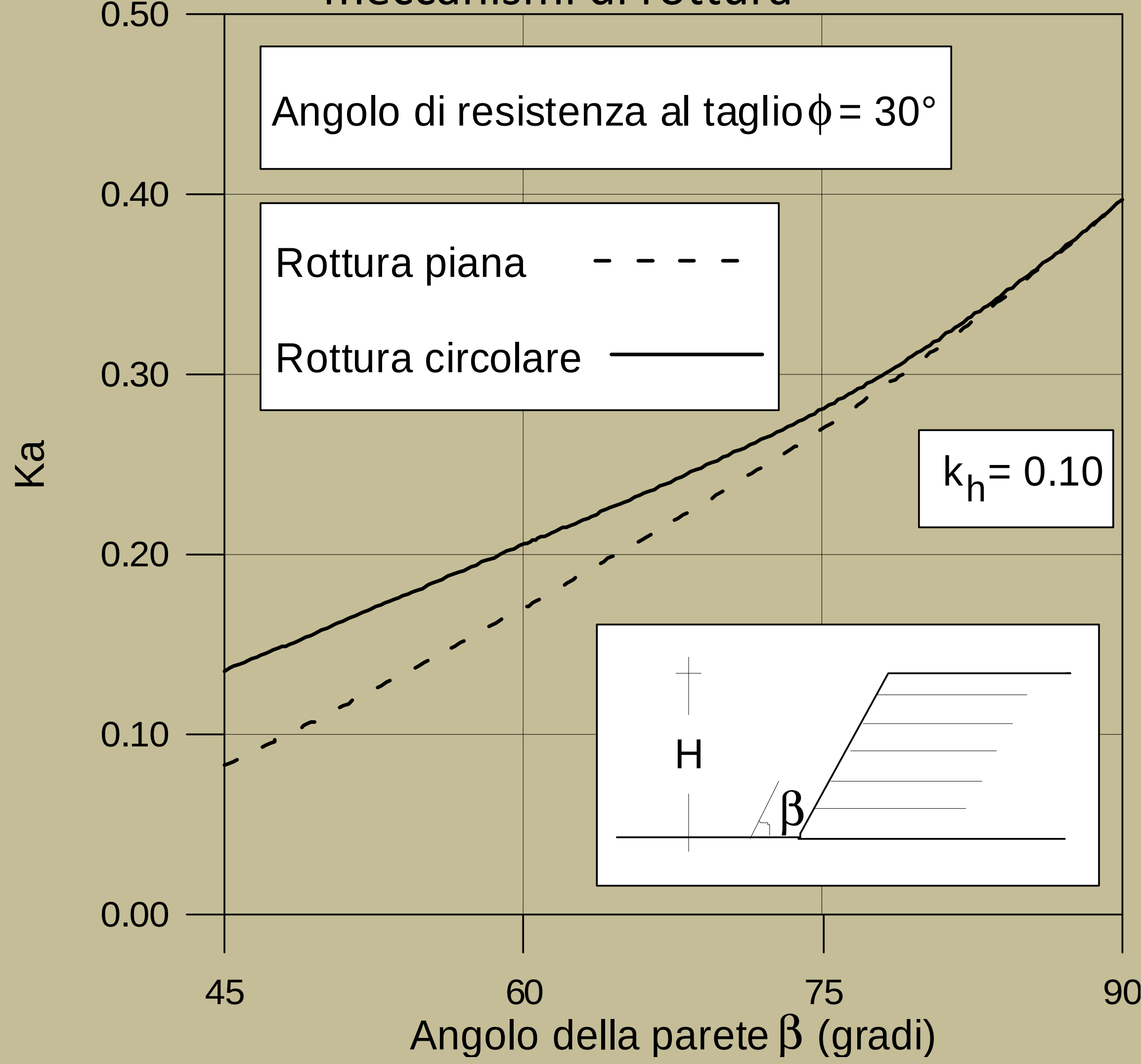
$$K_a = \frac{2S_a}{\gamma H^2}$$

coefficiente di spinta attiva col metodo dei due cunei e con meccanismo di rottura circolare

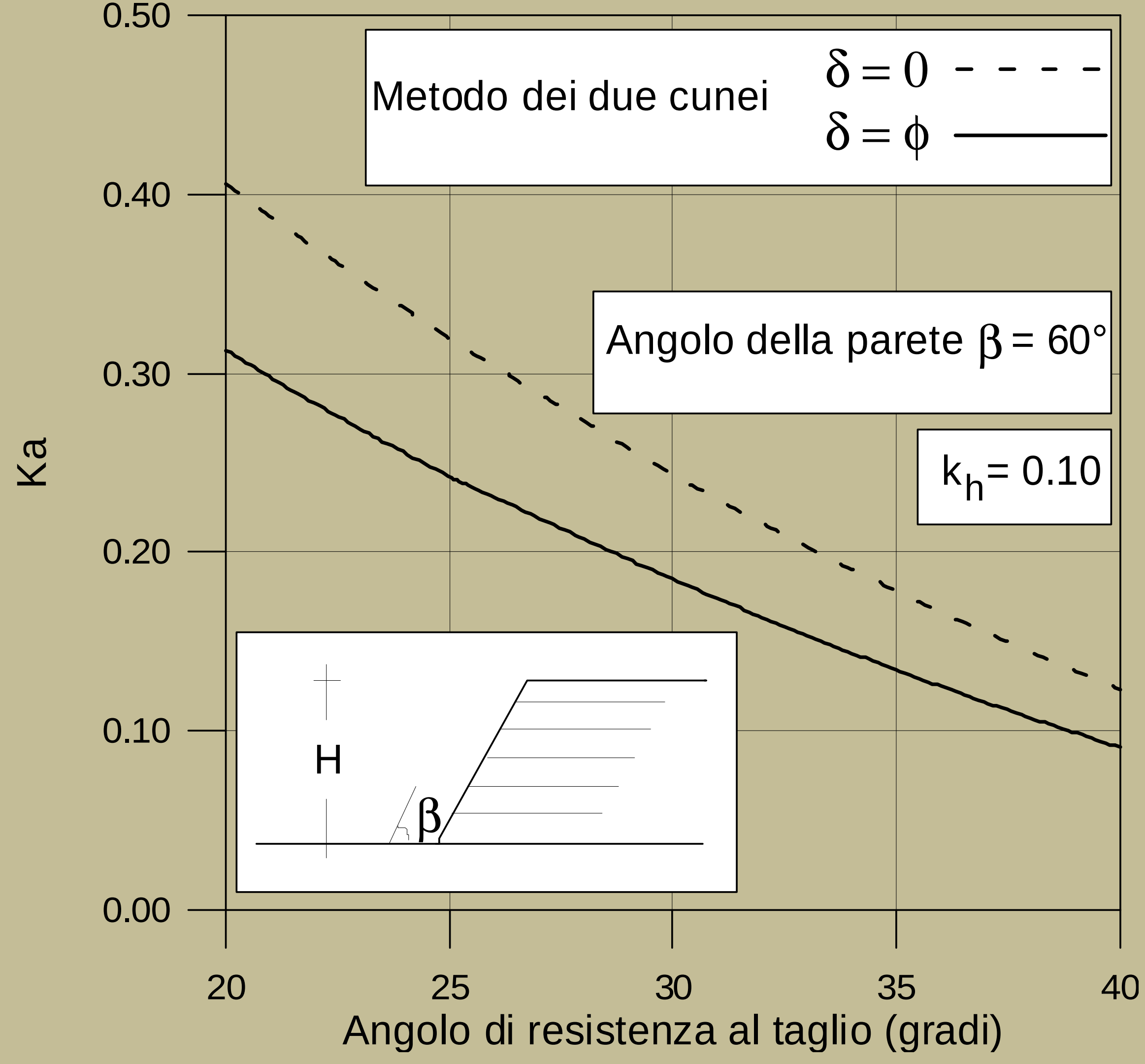


Perché e quando usare il metodo dei due cunei o il meccanismo di rottura circolare ?

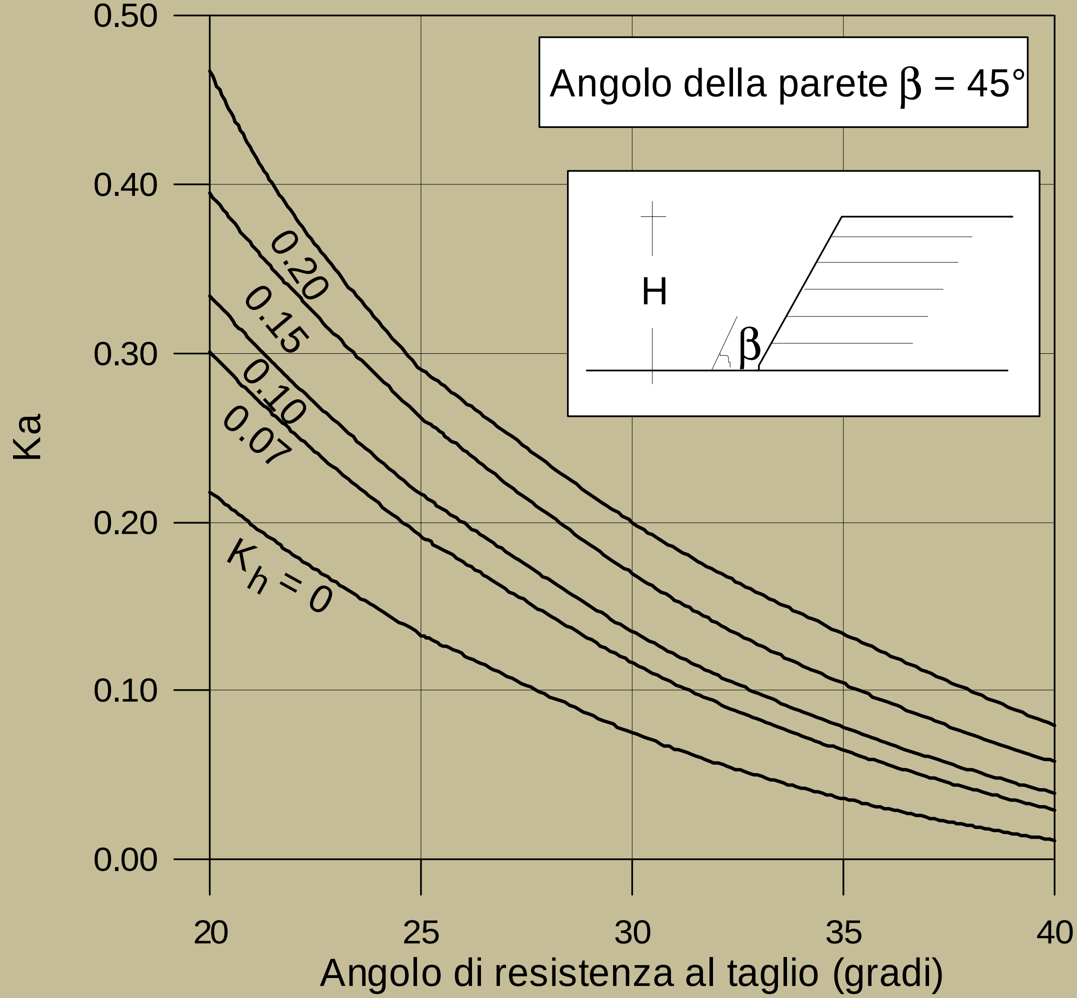
Confronto sui valori del coefficiente di spinta attiva per due differenti meccanismi di rottura



Differenza di valori per 2 differenti azioni di interfaccia

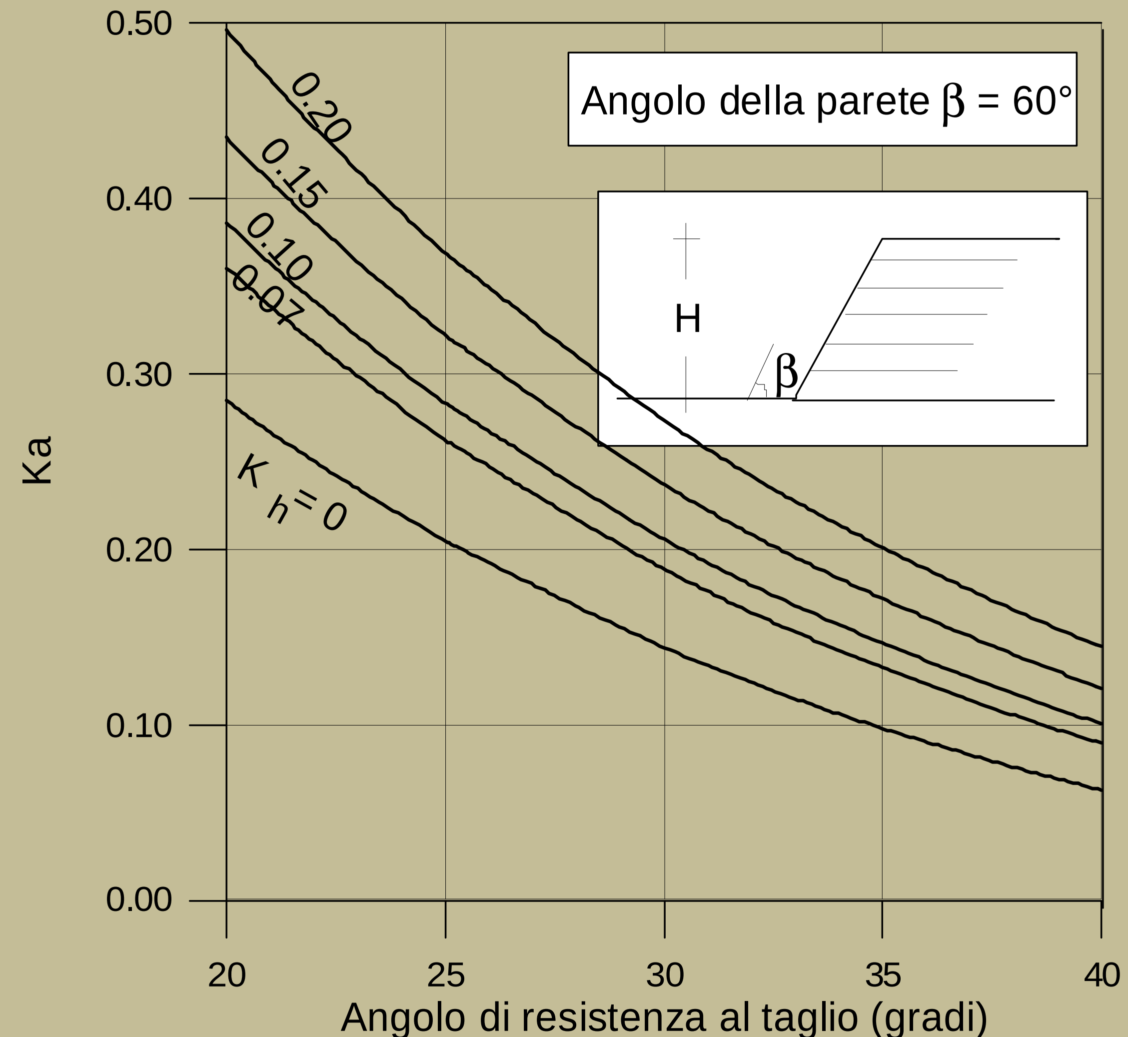


Coefficienti di spinta attiva per differenti coefficienti sismici



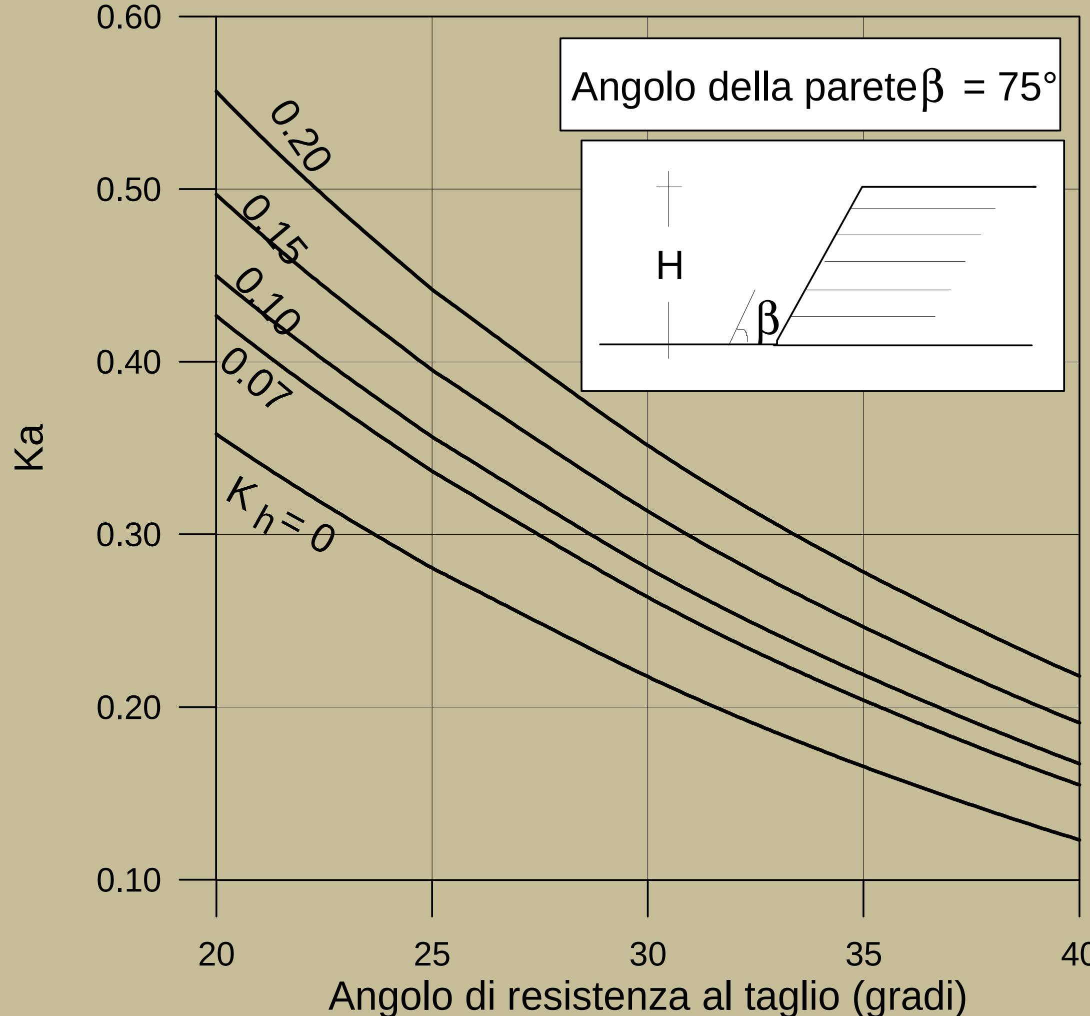
Coefficienti di spinta dedotti con il meccanismo della rottura circolare per differenti valori del cofficiente sismico.

Coefficienti di spinta attiva per differenti coefficienti sismici



Coefficienti di spinta dedotti con il meccanismo della rottura circolare per differenti valori del coefficiente sismico.

Coefficienti di spinta attiva per differenti coefficienti sismici

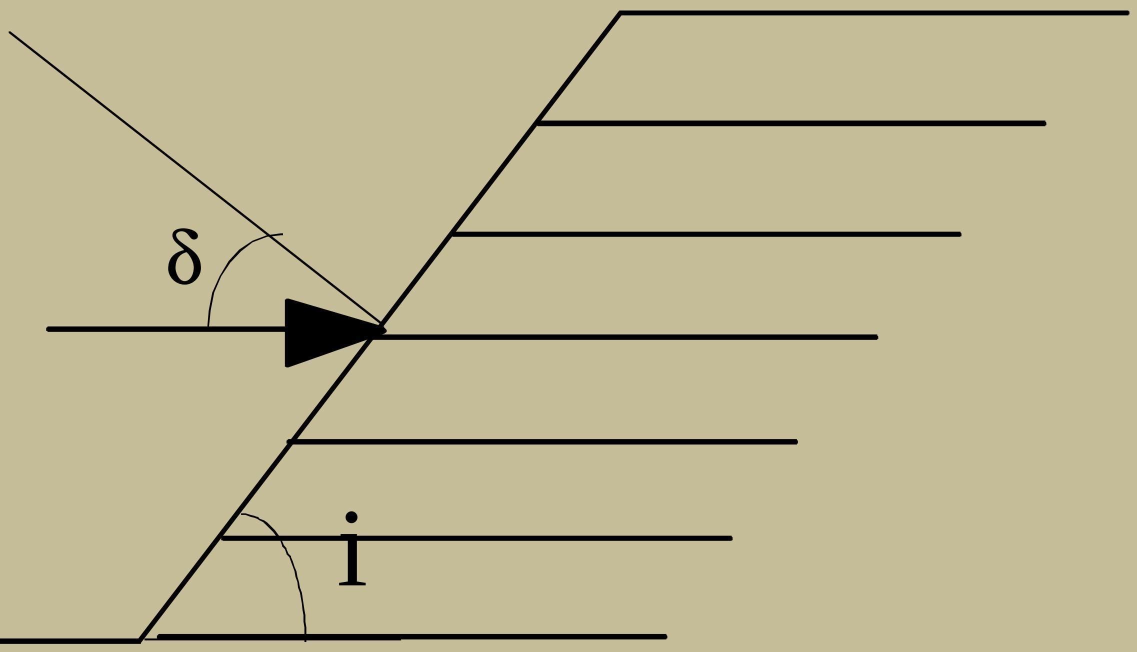


Coefficienti di spinta dedotti con il meccanismo della rottura circolare per differenti valori del cofficiente sismico.

Se si utilizza il coefficiente di spinta di M-O deve essere:

$\delta = 90° - i$

$S_a = \Sigma\, T_i$

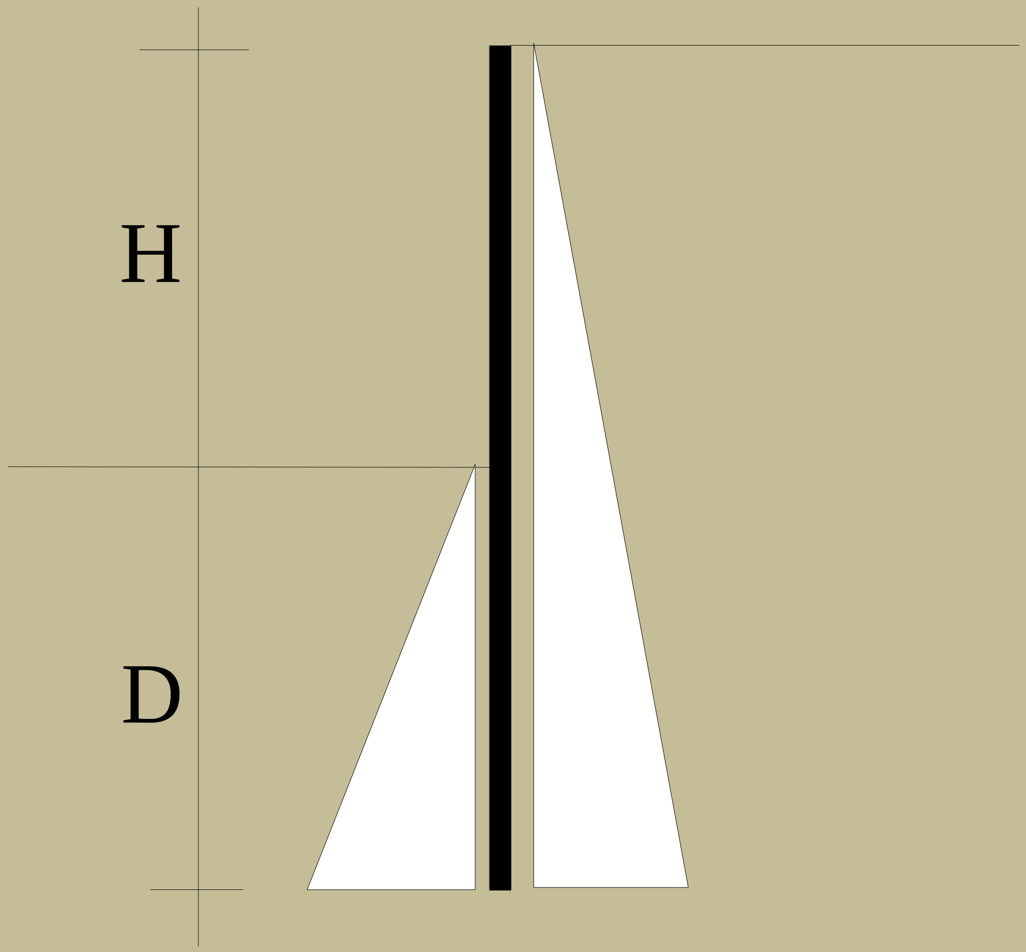


PROGETTO DI OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI (PARATIE)

Realizzazione della paratia

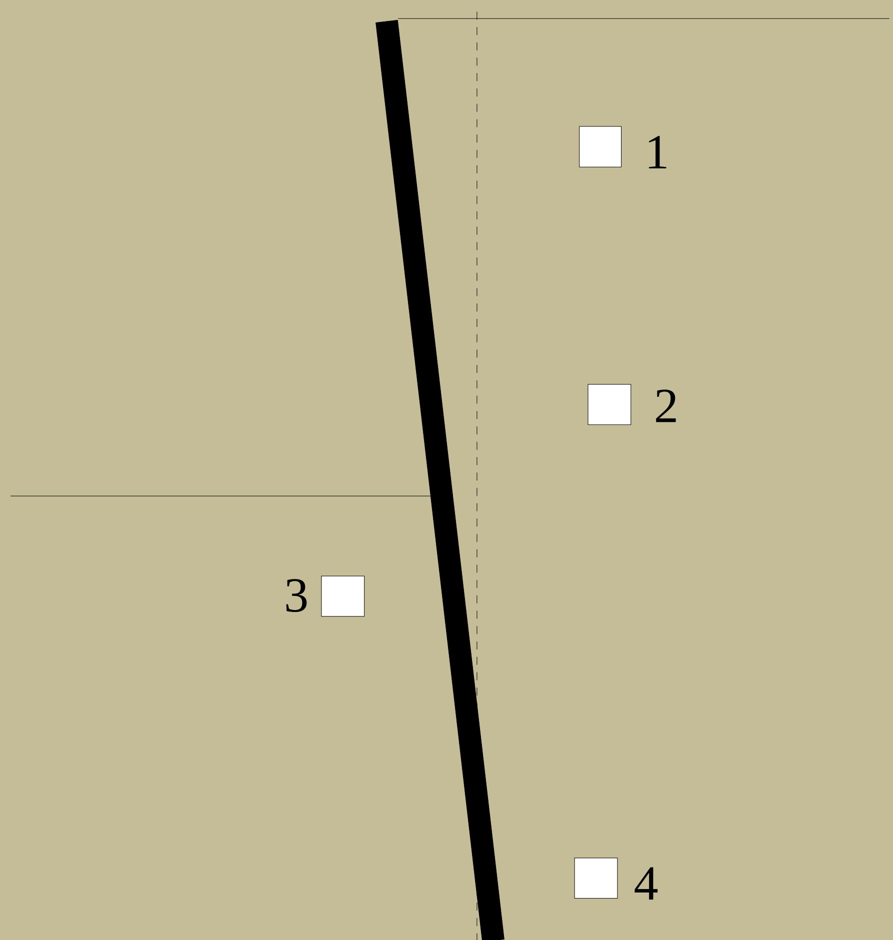
a scavo realizzato ....

azioni di spinta squilibrate



IPOTESI DI PARATIA A MENSOLA : COME DETERMINALE LA PROFONDITA' DI INFISSIONE PER GARANTIRE L'EQUILIBRIO?

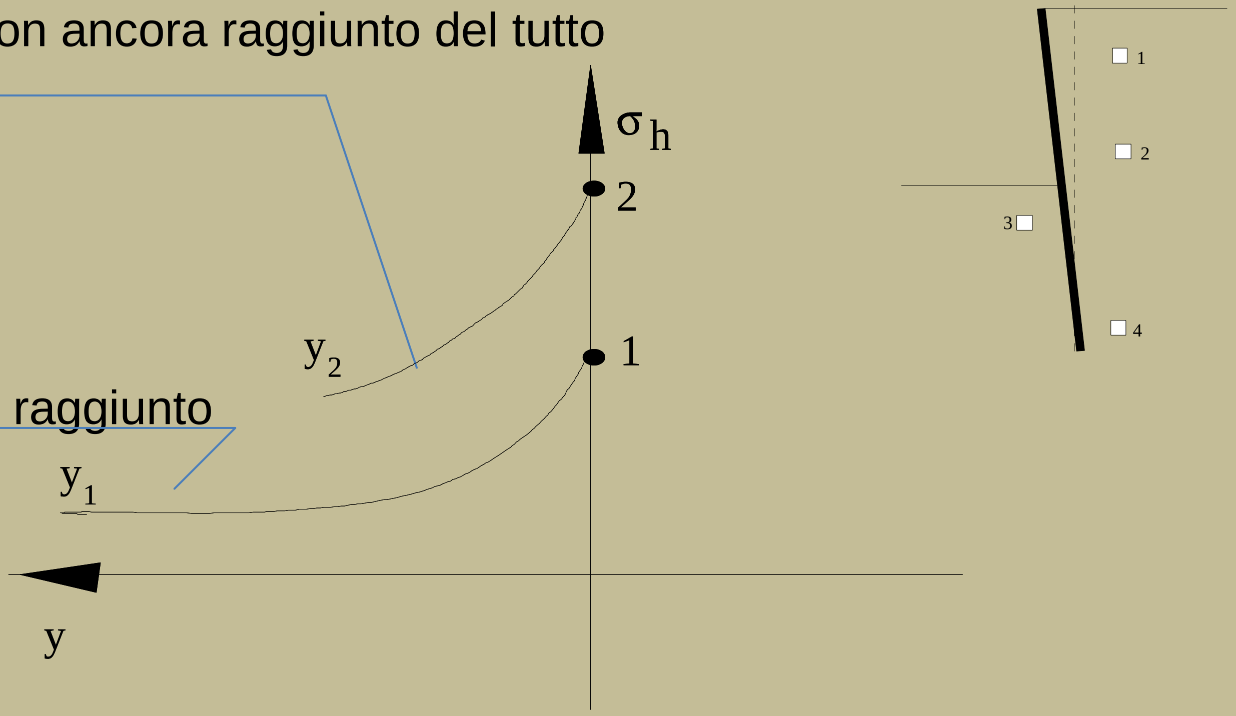
INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA PER EFFETTO DELLA ROTAZIONE DELLA PARATIA



Interazione terreno-struttura: stati attivi

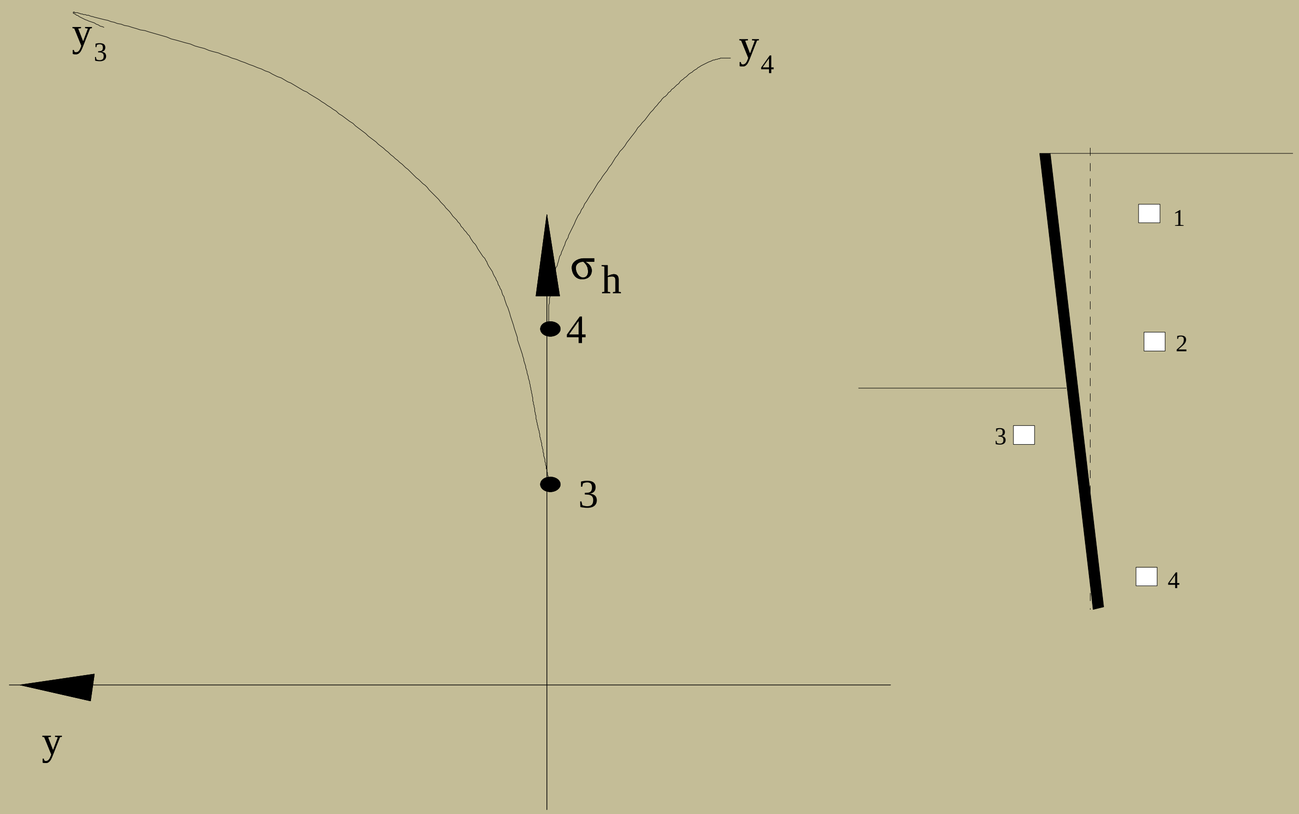
Stato limite attivo non ancora raggiunto del tutto

Stato limite attivo raggiunto



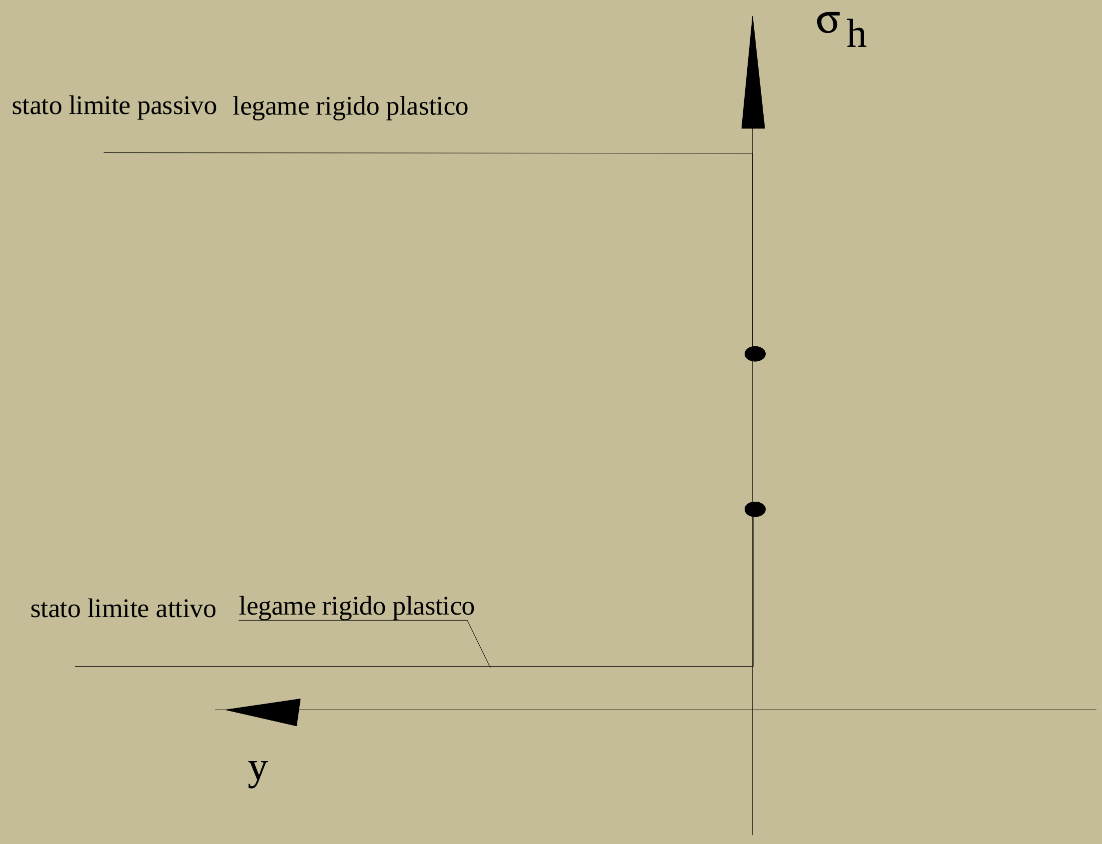
L'entità dello spostamento condiziona il valore della tensione orizzontale

Interazione terreno struttura: stati passivi

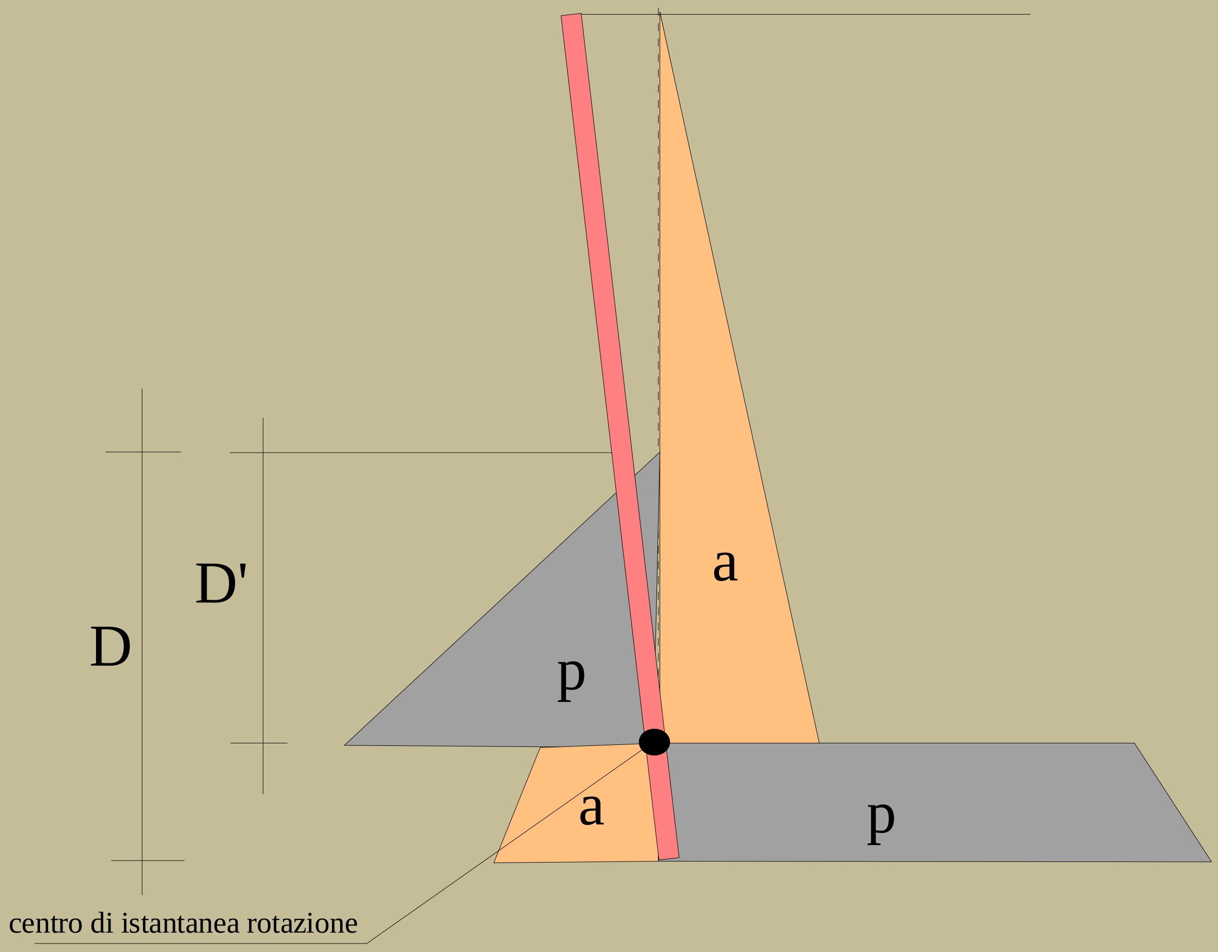


Gli stati limite nel caso passivo vengono raggiunti solo per grandi spostamenti

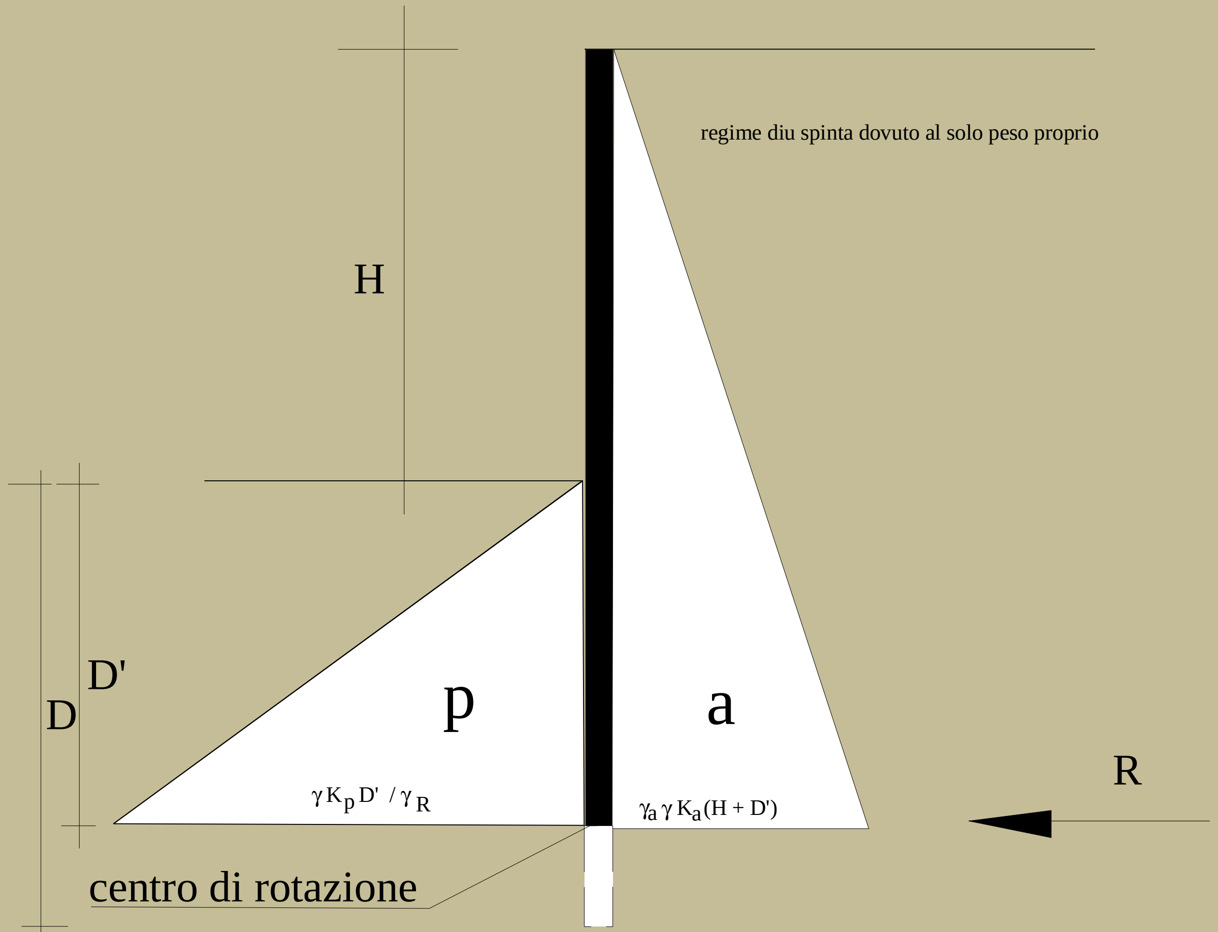
Semplificazione di calcolo: assunzione di legami rigido plastici



Paratia a mensola: schema di calcolo con modello rigido plastico



SCHEMA DI CALCOLO DI PARATIA A MENSOLA



dall'equilibrio alla rotazione attoirno al centro di rotazione posto a profoindità D' rispetto al fondo scavo:

$$\gamma K_p D'^3 / 6 \gamma_R = \gamma_A \gamma K_a (H + D')^3 / 6$$

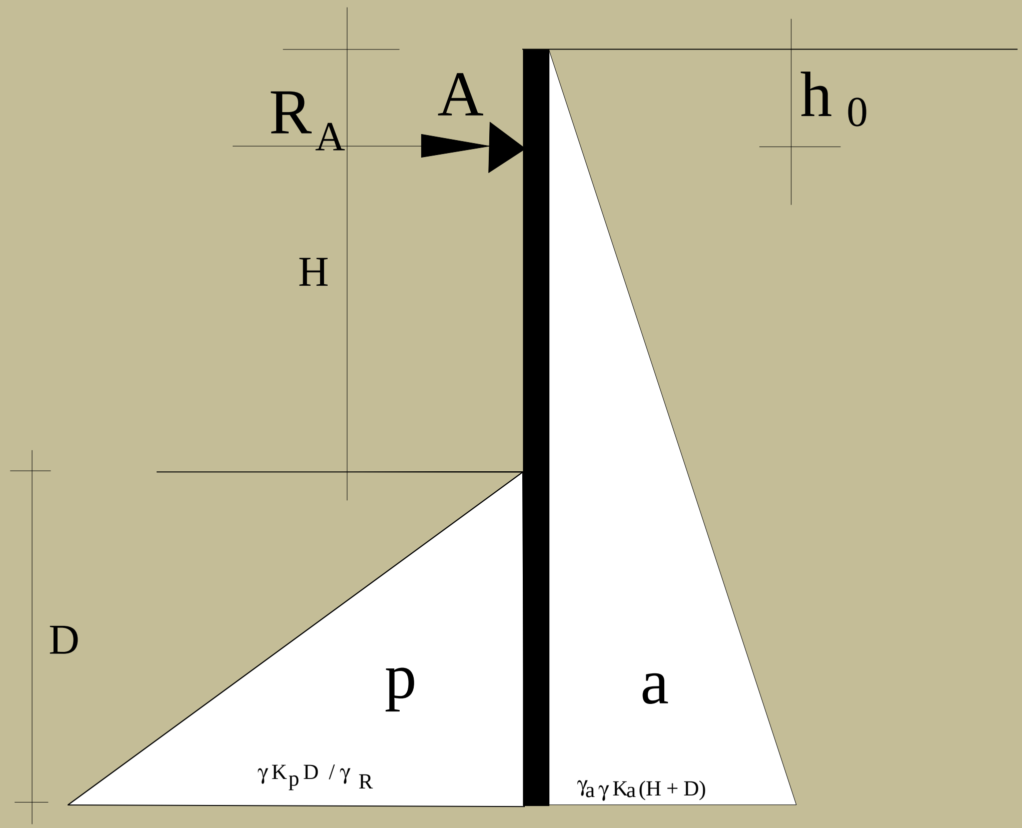
γ_R e γ_A dipendono dagli approcci utilizzati

$$\downarrow$$

$$D' \longrightarrow D = 1.20\, D'$$

SCHEMA DI CALCOLO DI PARATIA ASUPPORTO LIBERO

regime diu spinta dovuto al solo peso proprio



dall'equilibrio alla rotazione attoirno al punto di applicazione dell'ancoraggio:

$$\gamma K_p D^2/2\,\gamma_R \bullet \left(\frac{2}{3} D + H - h_0\right) = \gamma_A\, \gamma K_a (H + D)^2/2 \bullet \left(\frac{2}{3}(H + D) - h_0\right)$$

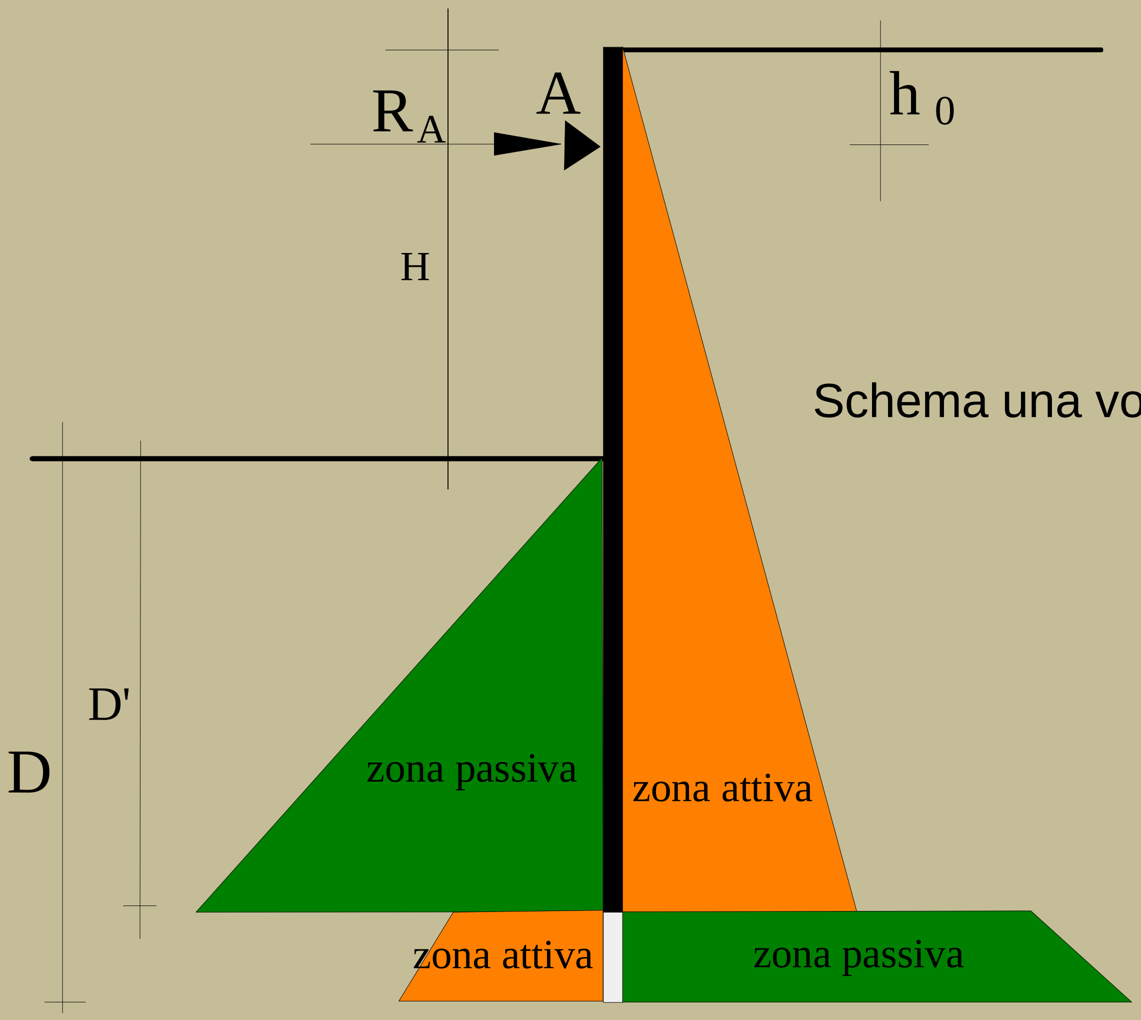
γ_R e γ_A dipendono dagli approcci utilizzati

$$\downarrow$$

$$D$$

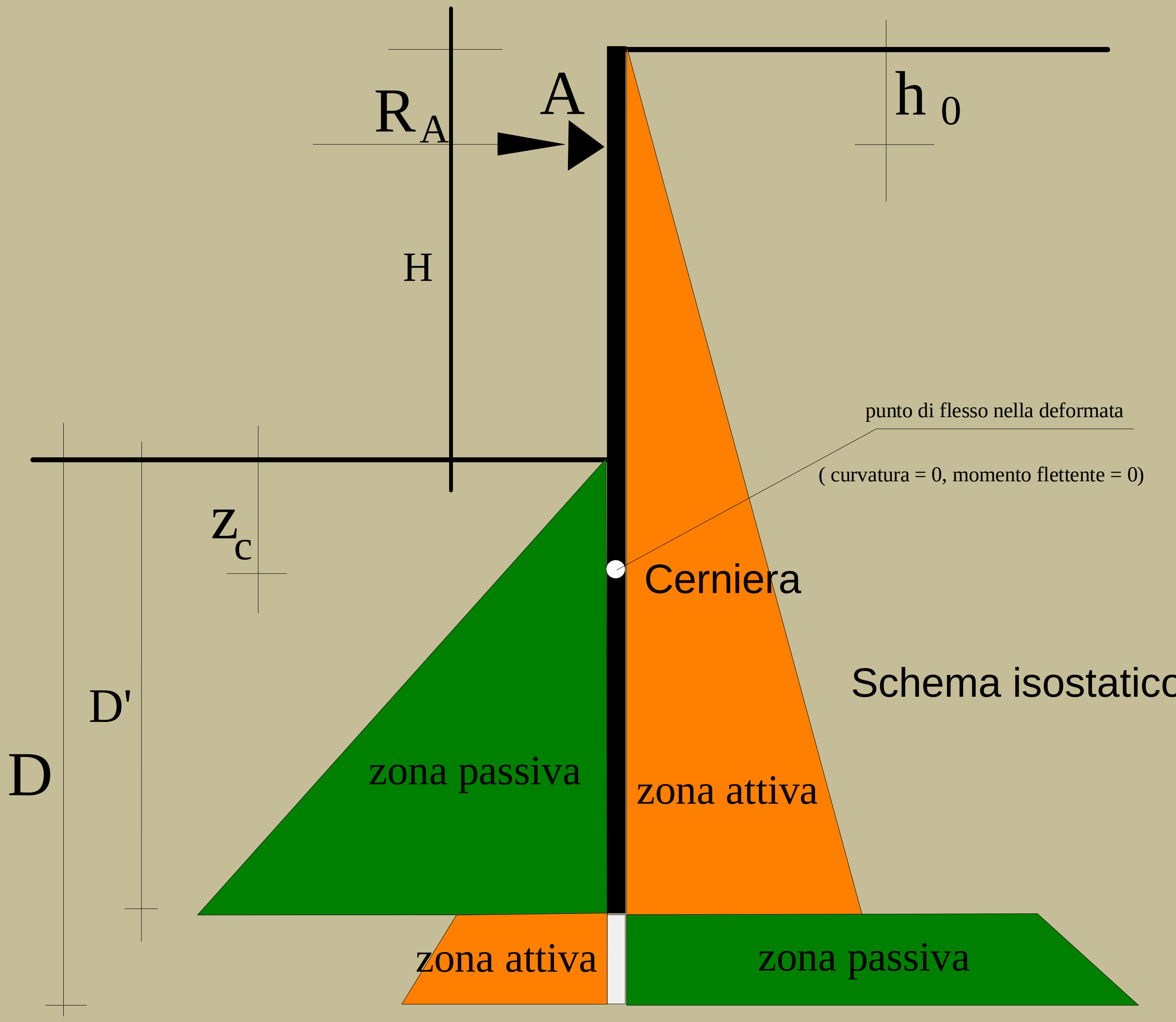
UN ALTRO SCHEMA DI PARATIA VINCOLATA

SCHEMA PARATIA A SUPPORTO FISSO



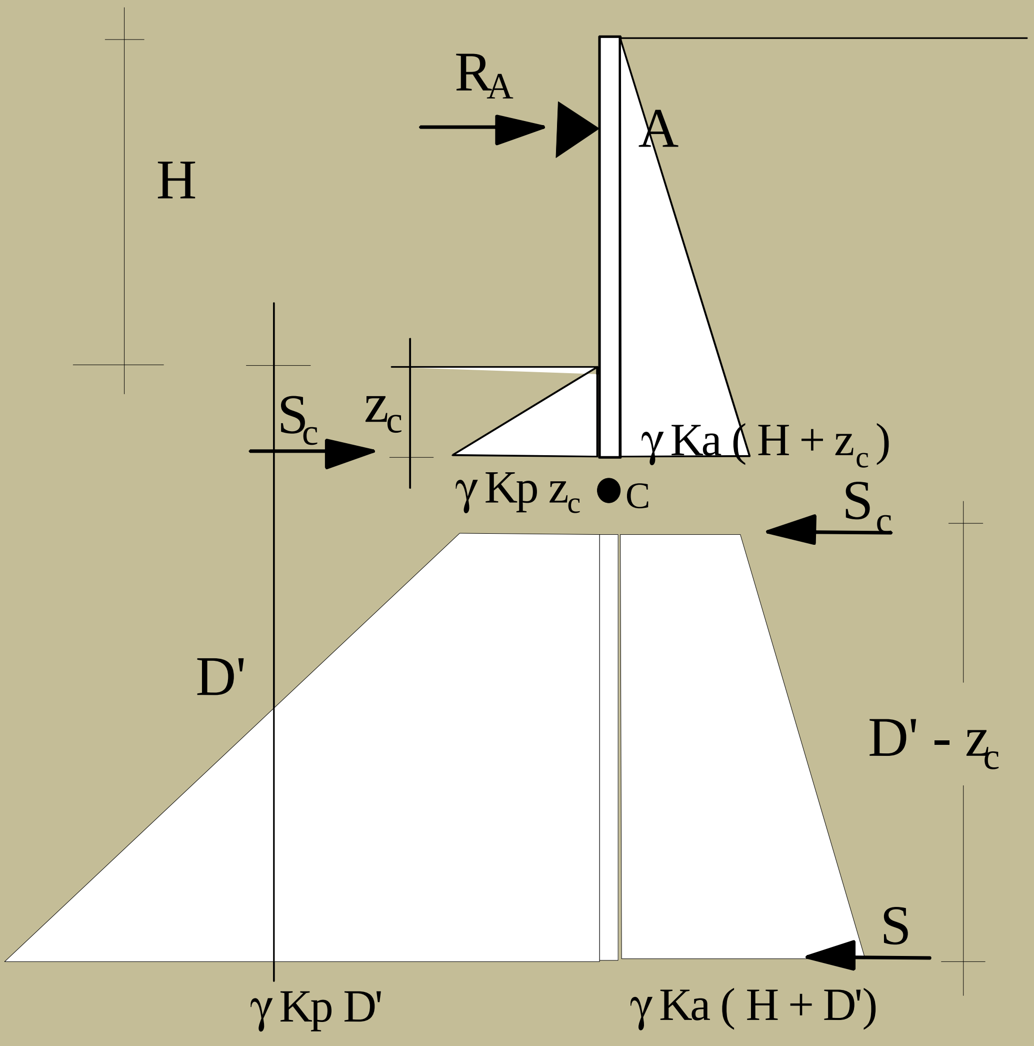
Schema una volta iperstatico

SCHEMA PARATIA A SUPPORTO FISSO



Schema di calcolo “ trave equivalente” (BLUM)

SCHEMA PARATIA A SUPPORTO FISSO



PER TROVARE LA VERA PROFONDITA' DI INFISSIONE:

$$D = 1.20\,D'$$

CARICO IN CONDIZIONI SISMICHE

Come calcolare il coefficiente sismico

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \qquad (7.11.9)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \qquad (7.11.10)$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0{,}005 \cdot H. \qquad (7.11.11)$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi $k_h = 0{,}2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

DIAGRAMMI PER LA VALUTAZIONE DI α E β

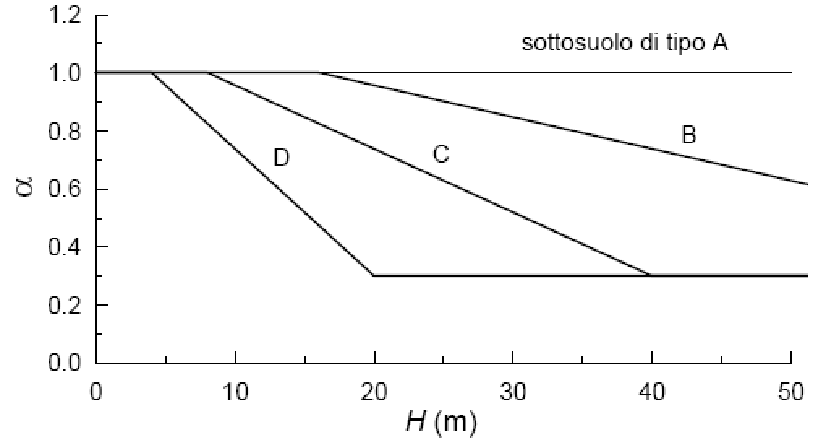


Figura 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

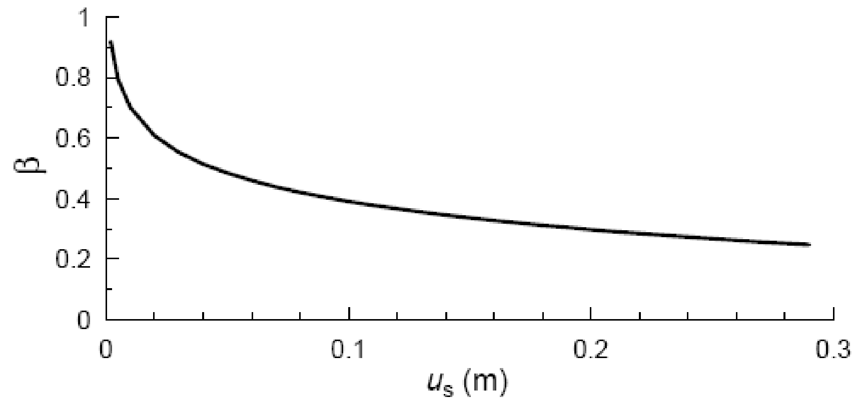
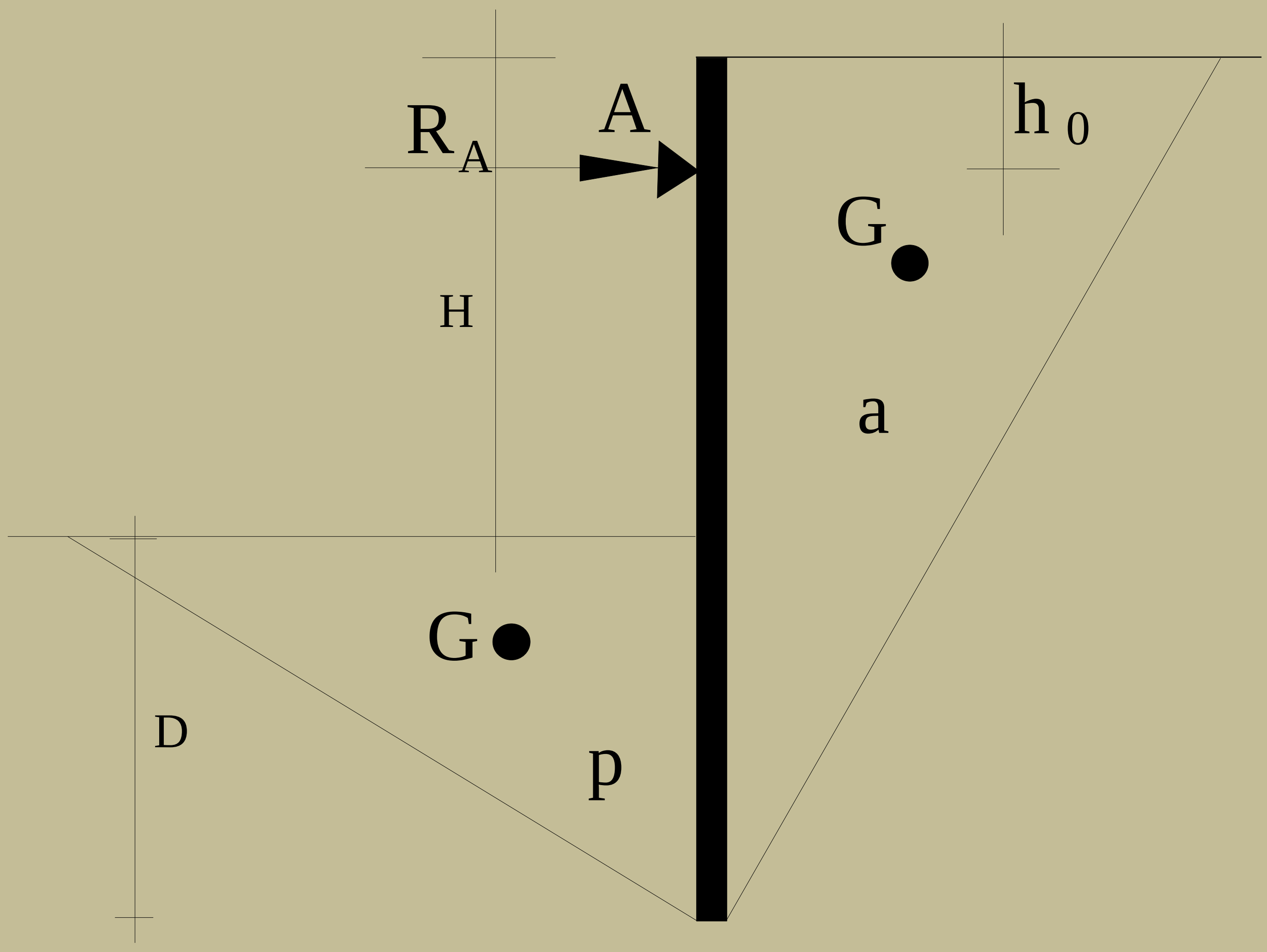


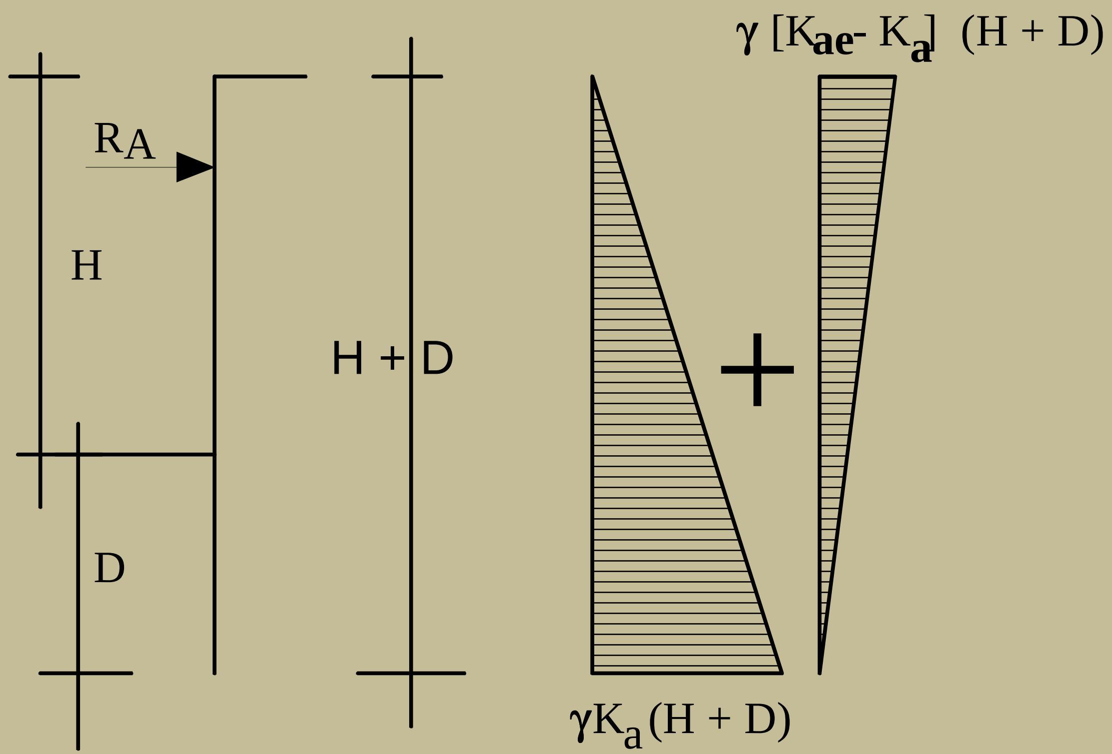
Figura 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

Ipotesi pseudo-statica:

Le azioni inerziali sono poste nei baricentri dei cunei di spinta a ttiva e passiva



Possibili azioni di spinta attiva attiva in condizioni sismiche per rotazione attorno alla base …..



PARATIA ANCORATA A SUPPORTO LIBERO: DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI ATTIOVE E PASSIVE IN CONDIZIONI SISMICHE

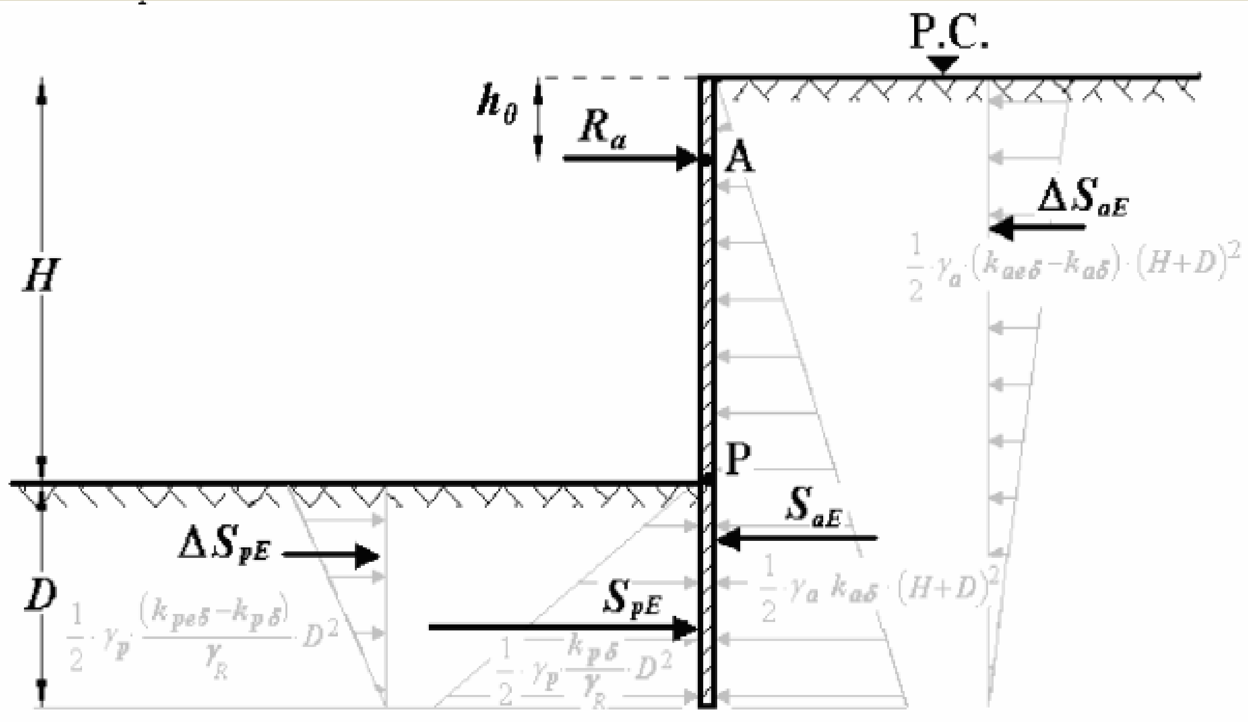


Figura 1: Modello di calcolo.

DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' ***D*** DI INFISSIONE DELLA PARATIA

<u>Collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera</u>

(si prende in considerazione il punto di applicazione dell'ancoraggio). Cioè deve essere allo stato limite (schema free earth support):

$$\frac{\gamma_a k_{a\delta}(H+D)^2}{2}\left[\frac{2}{3}(H+D)-h_0\right]+\frac{\gamma_a(k_{ae\delta}-k_{a\delta})(H+D)^2}{2}\left[\frac{1}{3}(H+D)-h_0\right]-\frac{\gamma_p k_{p\delta}D^2}{2}\left[\frac{2}{3}D+H-h_0\right]$$

$$-\frac{\gamma_p(k_{pe\delta}-k_{p\delta})D^2}{2}\left[\frac{1}{3}D+H-h_0\right]=0$$

dove :

H = altezza dello scavo

D = profondità di infissione

h_0 = quota di applicazione dell'ancoraggio dalla sommità del terrapieno

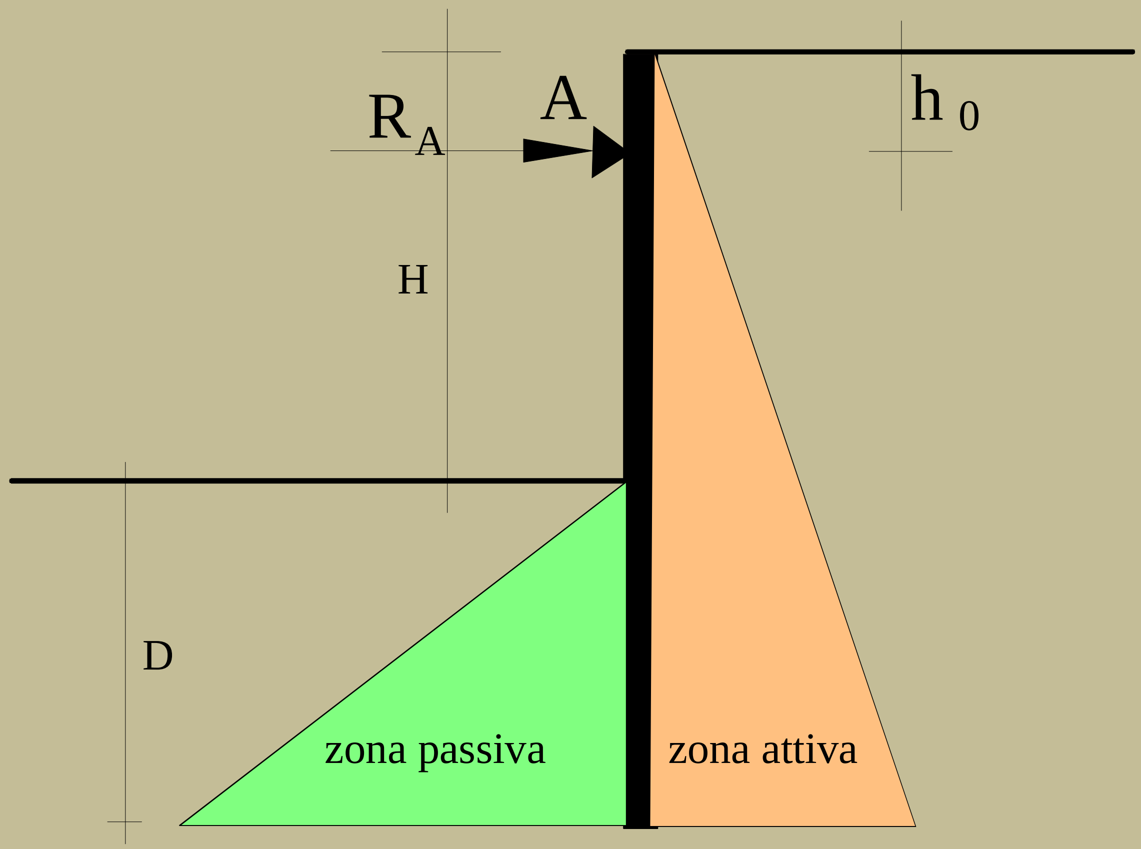
γ_a = peso dell'unità di volume del terreno a monte (in stato attivo)

γ_p = peso dell'unità di volume del terreno a valle (in stato passivo)

Si sono trascurate le azioni inerziali della struttura e il coefficiente sismico in direzione verticale come, d'altra parte, permesso dalle Norme Tecniche (DM 14.01.08, punto 7.11.6.3.1)

La lunghezza D dovrà essere maggiore di quella che soddisfa la relazione precedente.

Calcolo Reazione di ancoraggio

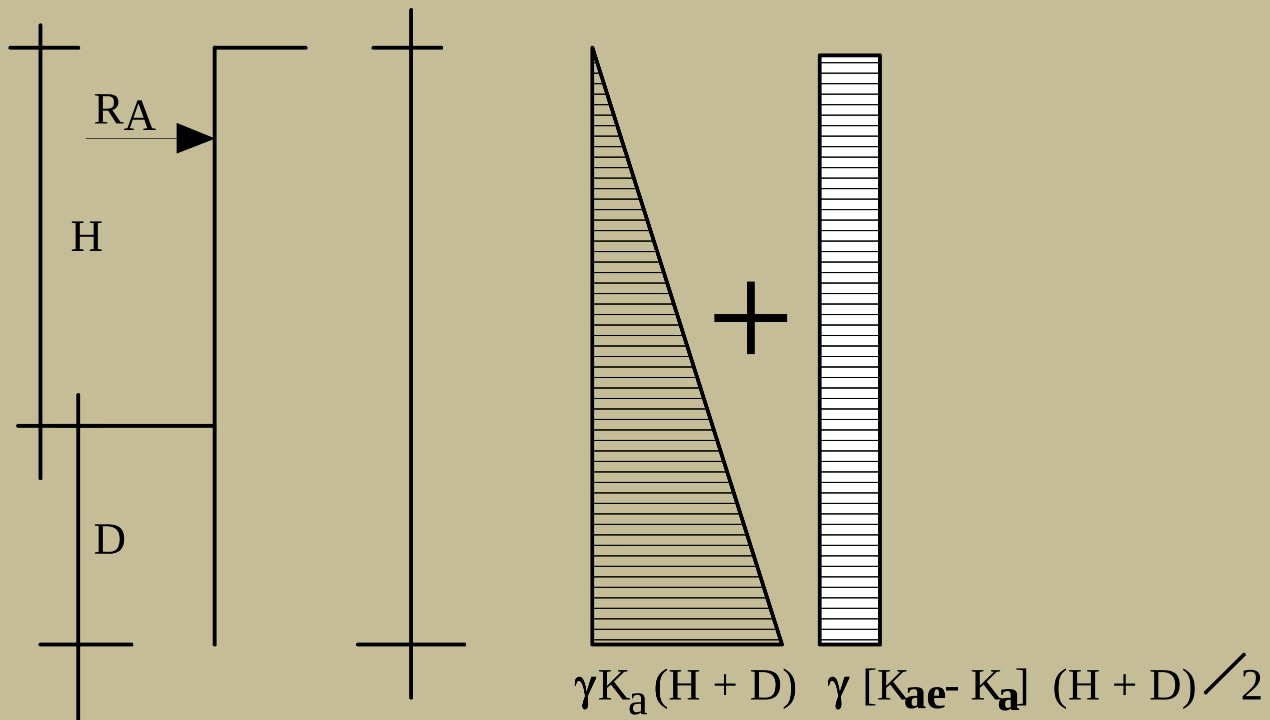


$$S_A = \frac{1}{2}\gamma (H+D)^2 K_{AE}$$

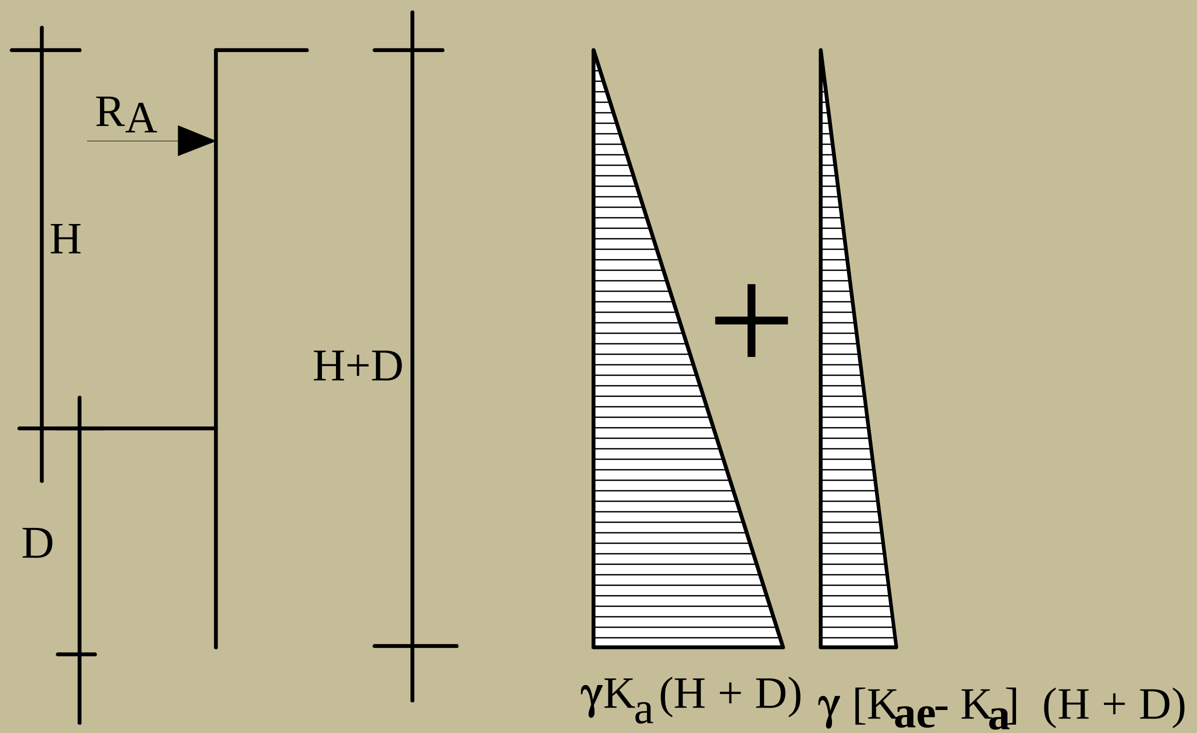
$$S_P = \frac{1}{2}\gamma D^2 K_{PE}$$

$$R_A = S_A - S_P$$

Un’altra possibile distribuzione delle pressioni di spinta attiva per rotazione attorno alla sommità …..

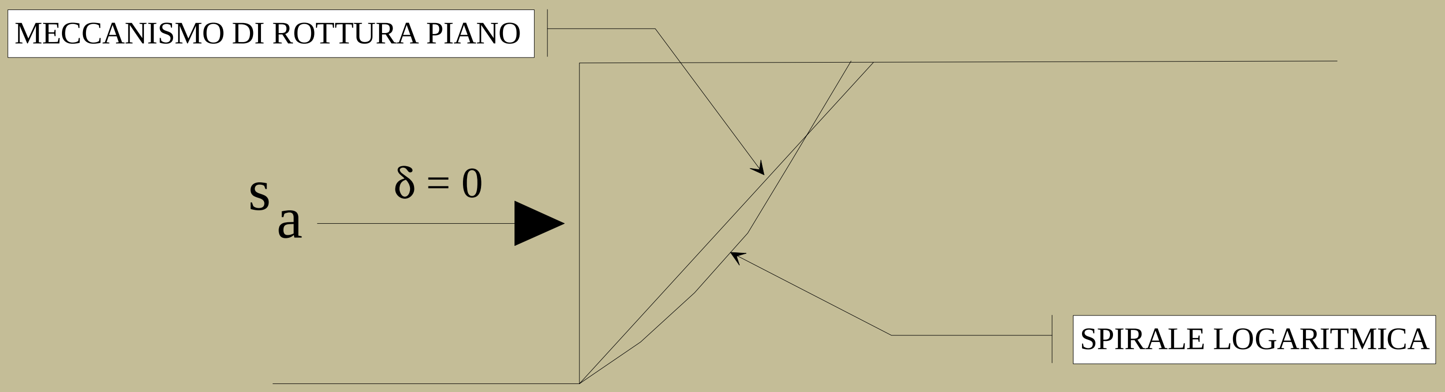


Possibili azioni di spinta attiva in condizioni sismiche per rotazione attorno alla base .....

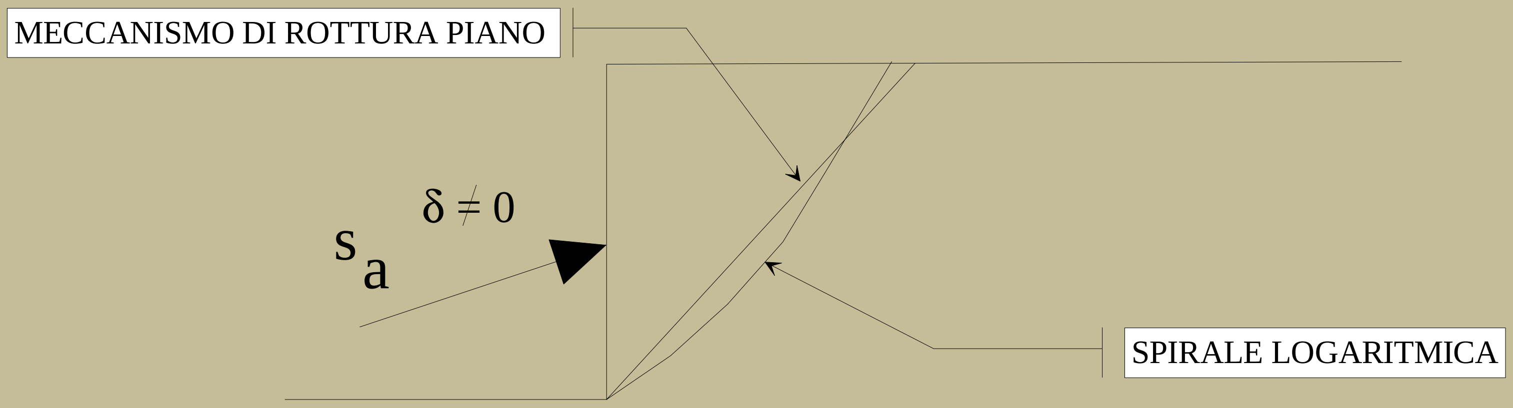


Come scegliere il valore della resistenza passiva?....
alcune considerazioni sugli stati limite di equilibrio plastico....

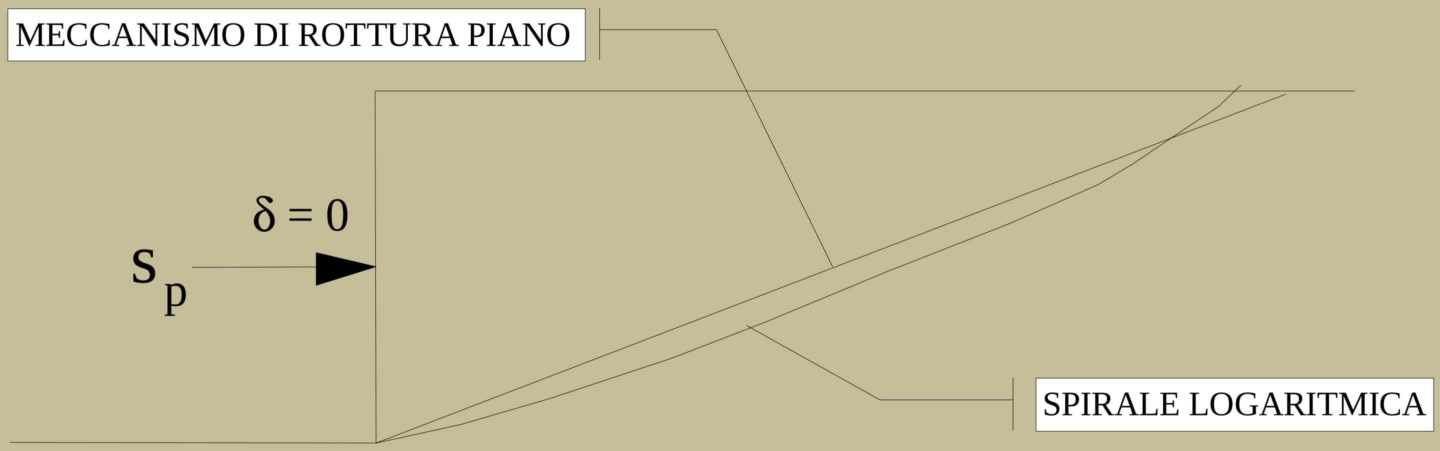
STATO ATTIVO



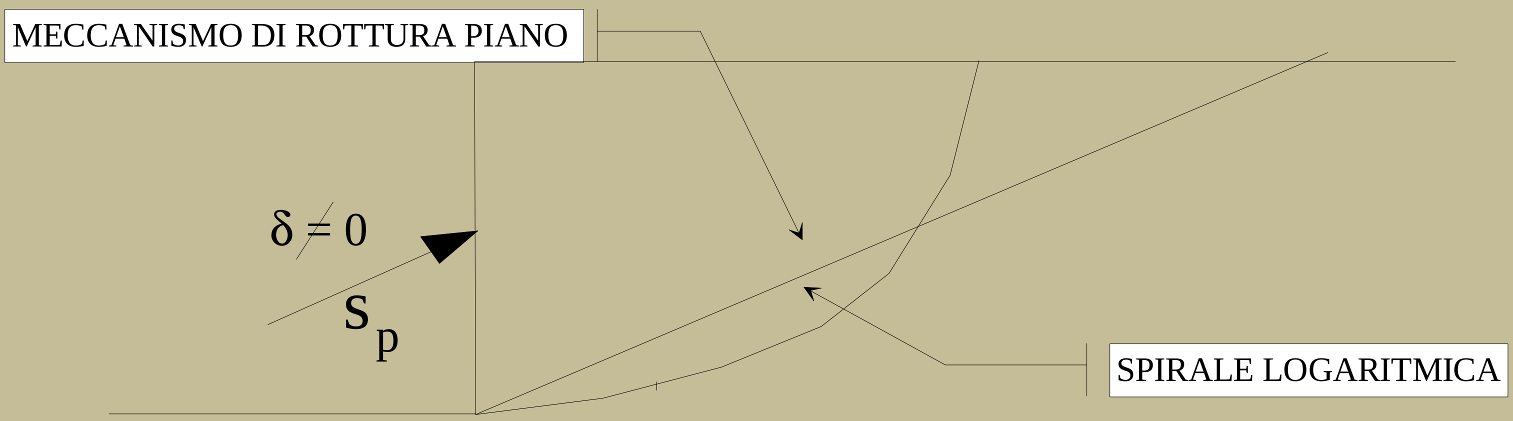
STATO ATTIVO



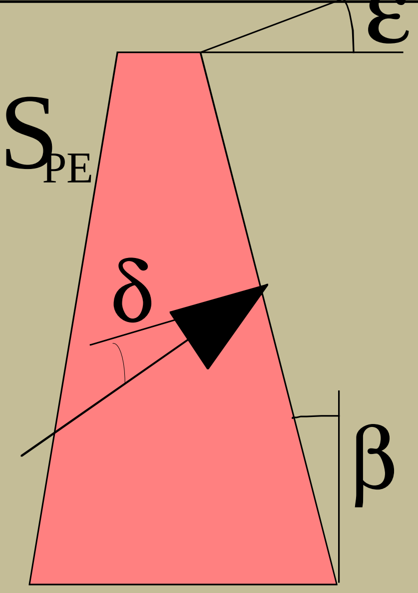
STATO PASSIVO



STATO PASSIVO



Il coefficiente di spinta passiva calcolato con un meccanismo piano
Quando d è diverso da zero risulta molto maggiore rispetto a quello
calcolato con un meccanismo di spirale logaritrmica
Ne segue he Coulomb e Kapila sono a svantaggio di sicurezza



Soluzione di Kapila

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi+\beta-\theta)}{\cos^2\beta\cos\theta\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\varepsilon-\theta)}{\cos(\delta-\beta-\theta)\cos(\varepsilon-\beta)}}\right]^2}$$

$$\alpha_{PE} = \theta-\phi+\tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi+\theta+\varepsilon)+C_{3E}}{C_{4E}}\right)$$

$$C_{3E} = \sqrt{(\phi-\theta+\varepsilon)[\tan(\phi-\theta+\varepsilon)+\cot(\phi-\theta+\beta)][1+\tan(\delta+\theta-\beta)\cot(\phi-\theta+\beta)}$$

$$C_{4E} = 1+\tan(\delta+\theta-\beta)[\tan\phi-\theta+\varepsilon)+\cot(\phi-\theta+\beta)]$$

Soluzione di Lancellotta

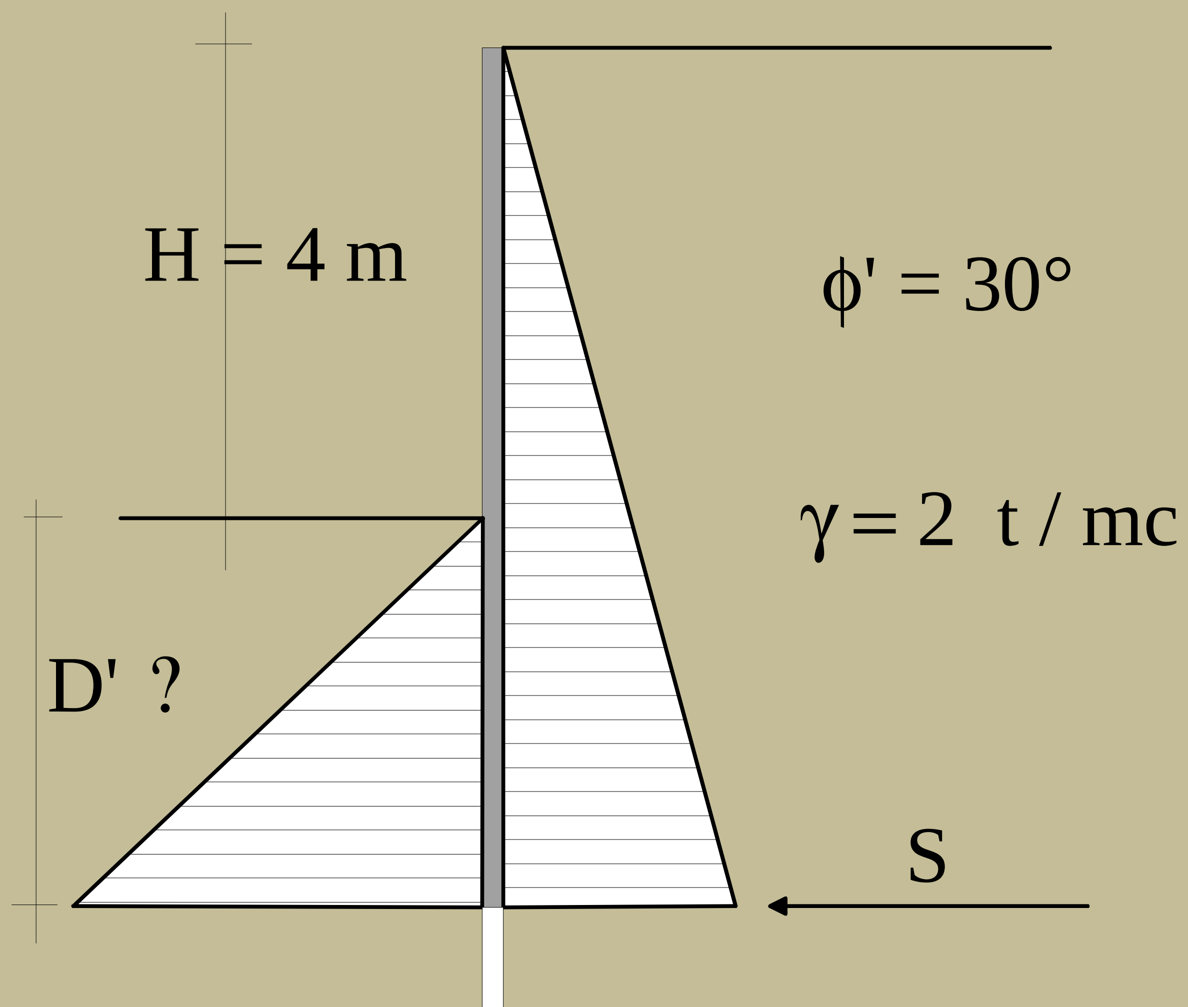
$$K_{PE} = \left[\frac{\cos\delta}{\cos(\varepsilon-\theta) - \sqrt{sen^2\varphi' - sen^2(\varepsilon-\theta)}} \times \times \left(\cos\delta + \sqrt{sen^2\varphi' - sen^2\delta} \right) \right] e^{a \cdot \tan\varphi'}$$

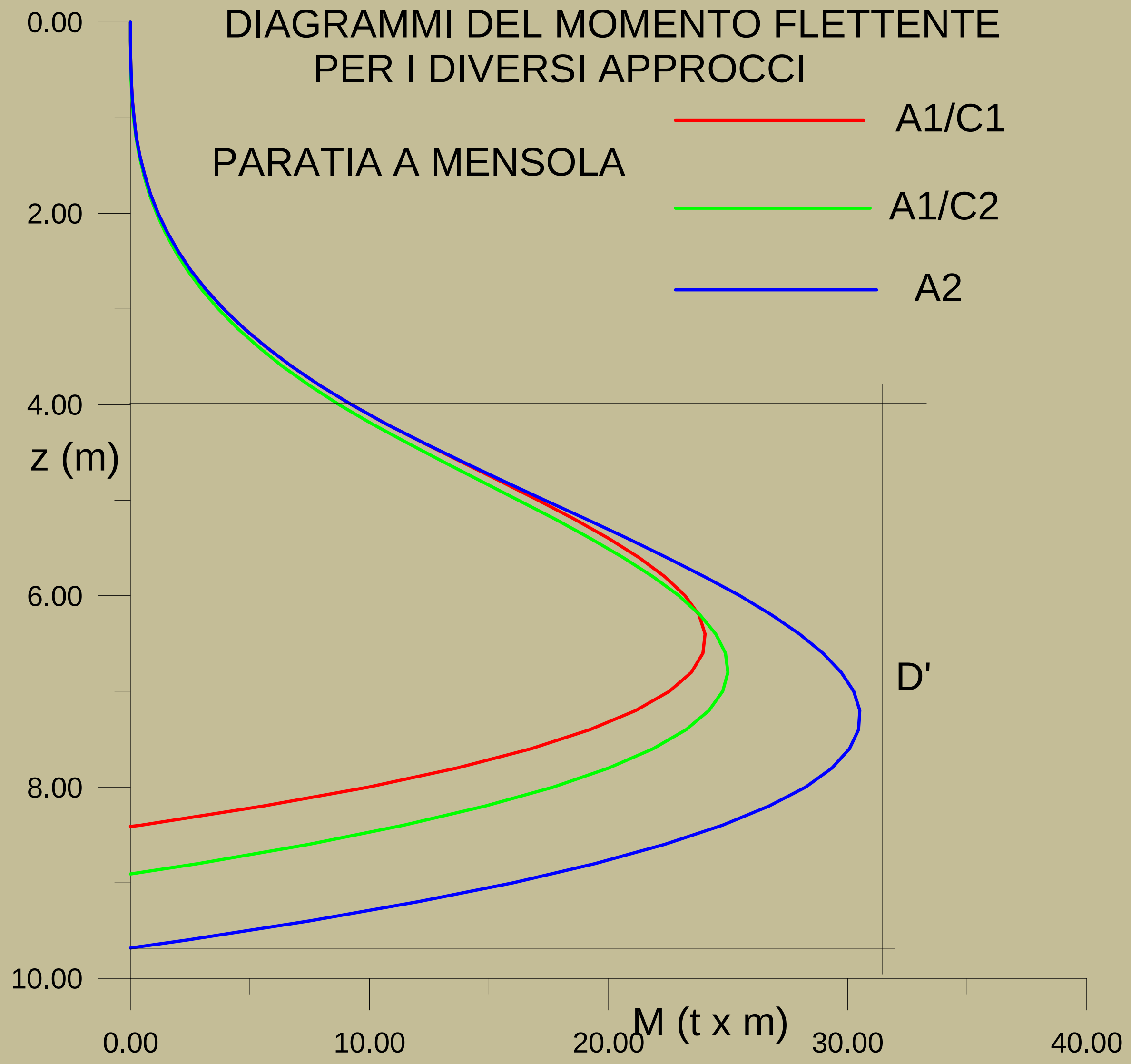
con

$$a = sen^{-1}\left(\frac{sen\delta}{sen\varphi'}\right) + sen^{-1}\left[\frac{sen(\varepsilon-\theta)}{sen\varphi'}\right] + \delta + (\varepsilon-\theta) + 2\theta$$

SEMPLICE ESEMPIO DI PARATIA A SUPPORTO LIBERO

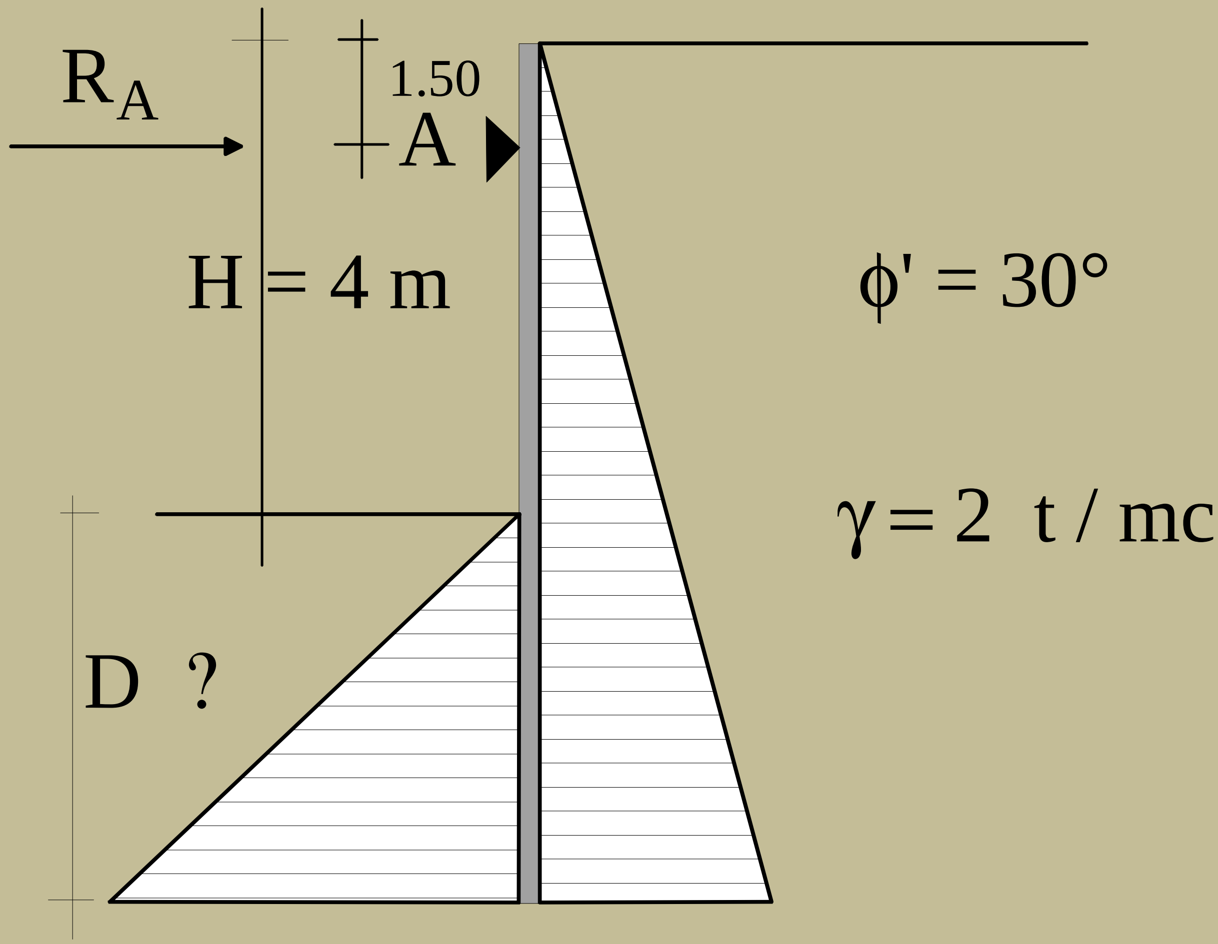
DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE E DEL DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



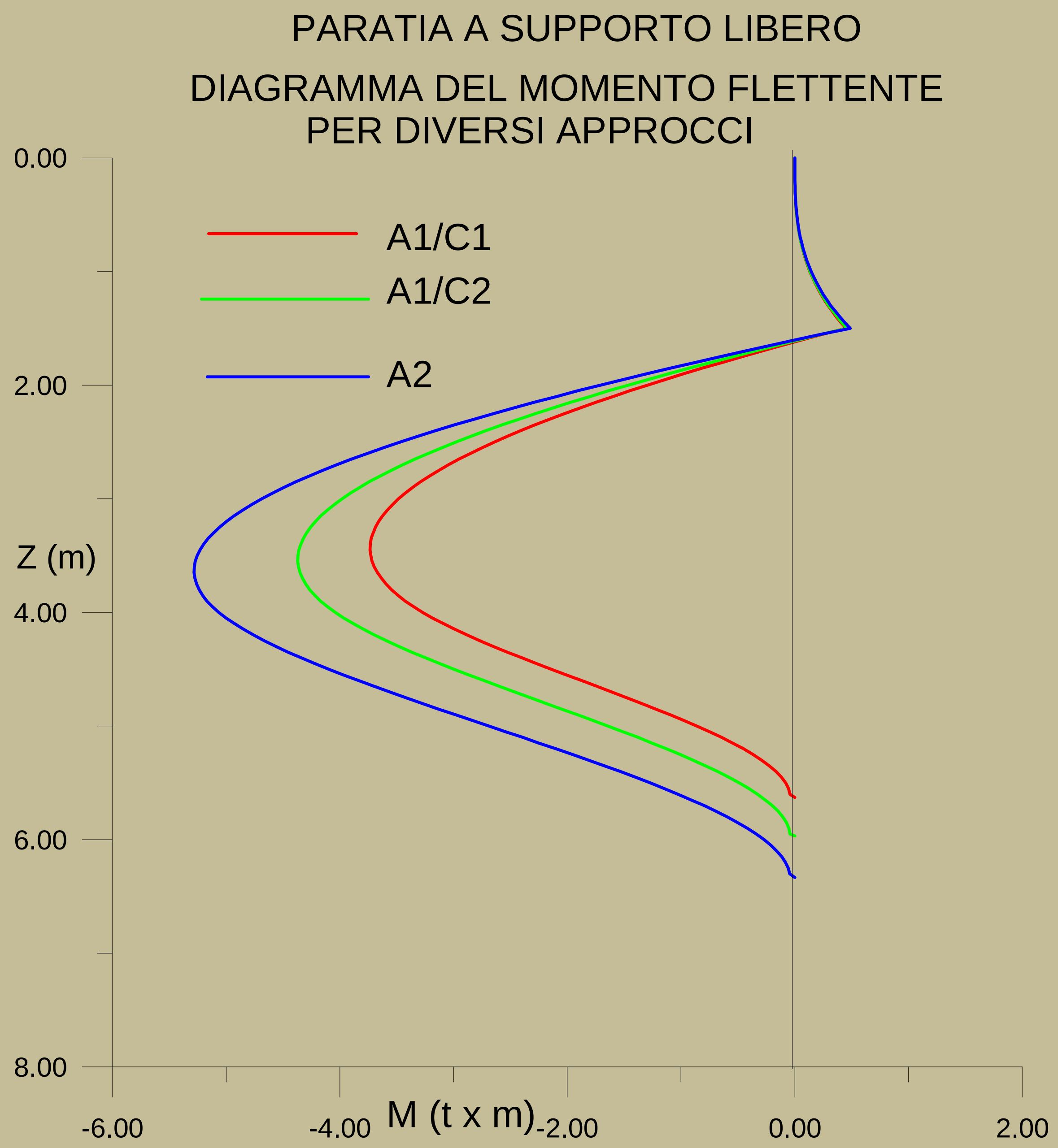

DIAGRAMMI DEL MOMENTO FLETTENTE
PER I DIVERSI APPROCCI
PARATIA A MENSOLA
A1/C1
A1/C2
A2
D'
z (m)
0.00
2.00
4.00
6.00
8.00
10.00
M (t x m)
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00

SEMPLICE ESEMPIO DI PARATIA A MENSOLA

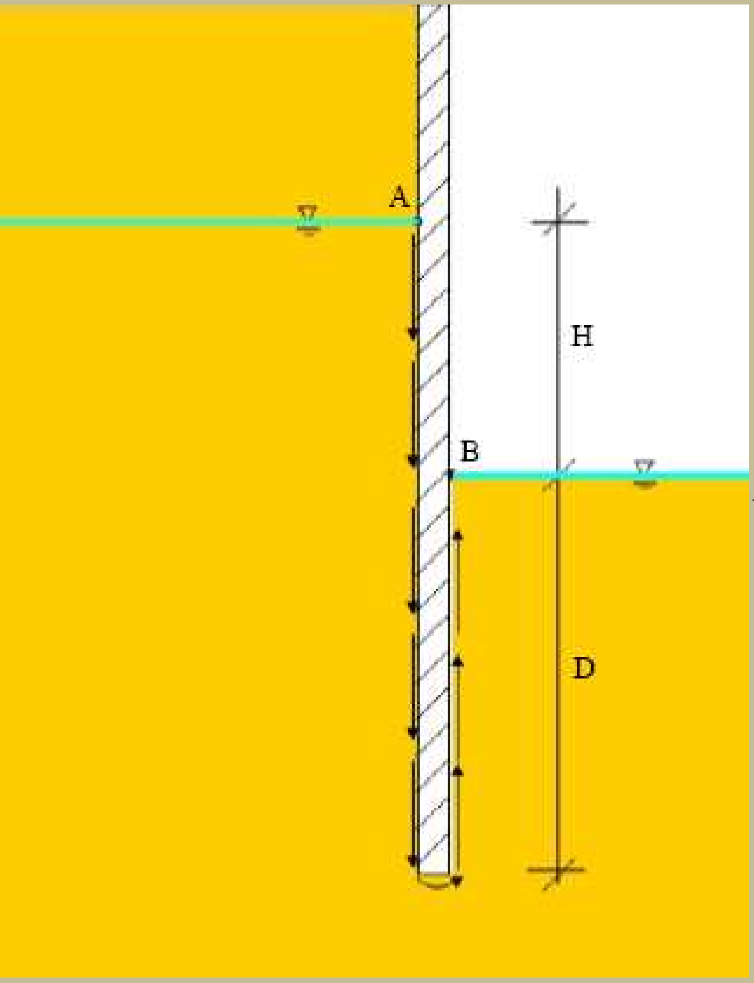
DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE E DEL DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



PARATIA A SUPPORTO LIBERO


PARATIA A SUPPORTO LIBERO
DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
PER DIVERSI APPROCCI
A1/C1
A1/C2
A2
Z (m)
0.00
2.00
4.00
6.00
8.00
M (t x m)
-6.00
-4.00
-2.00
0.00
2.00

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO DEL FONDO SCAVO (verifica speditiva)



$$Fs = \frac{F_{stab.}}{F_{instab.}}$$

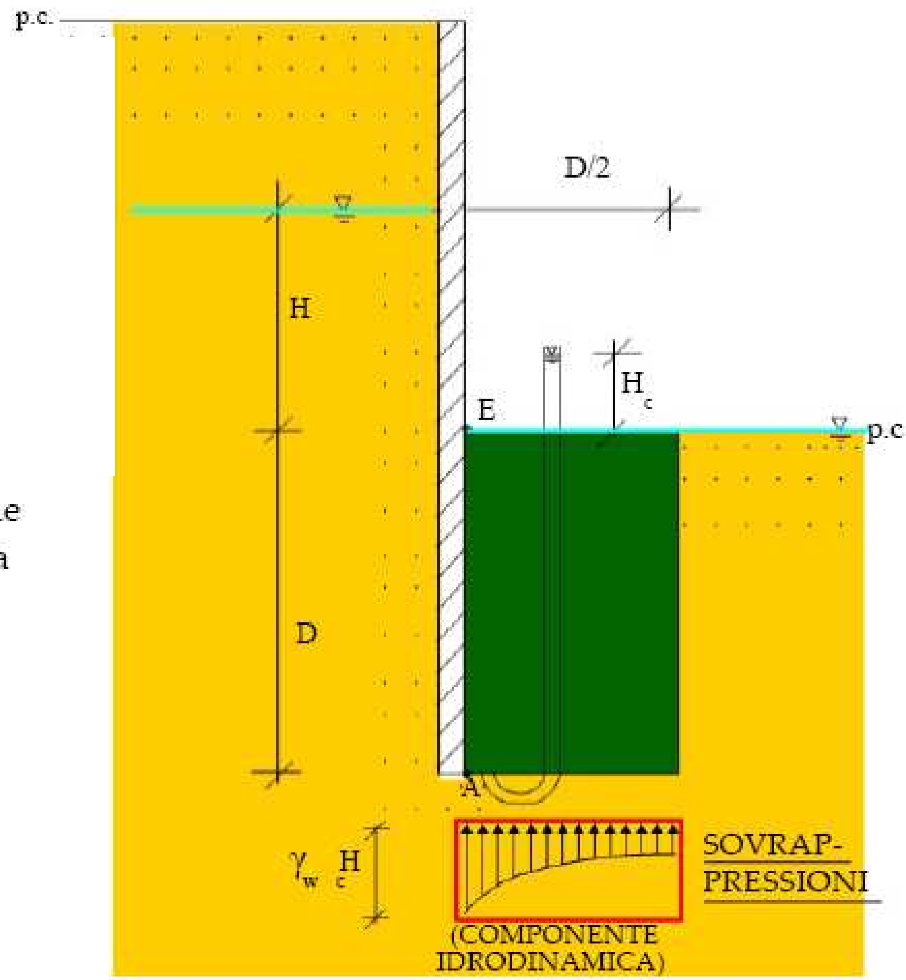
$$F_{stab.} = W' = \gamma_{favorevole} \cdot \gamma' Volume = \gamma_{favorevole} \gamma' \cdot D \cdot \frac{D}{2} = \gamma_{favorevole} \gamma' \cdot \frac{D^2}{2}$$

$$F_{instab.} = \gamma_{sfavorevole} \cdot i \cdot \gamma_w Volume = \gamma_{sfavorevole} i \cdot \gamma_w D \cdot \frac{D}{2} = \gamma_{sfavorevole} \cdot \gamma_w \cdot \frac{D^2}{2}$$

$$Fs = \frac{F_{stab.}}{F_{instab.}} = \frac{\gamma_{favorevole} \cdot \gamma'}{\gamma_{sfavorevole} \cdot i\gamma_w}$$

$$i = \frac{H}{H + 2D}$$

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO DEL FONDO SCAVO
(verifica corretta)



Forza instabilizzante (forze di filtrazione dovute alla componente idrodinamica della pressione interstiziale):

$$\gamma_w H_c D/2$$

Forza stabilizzante (peso immerso del cuneo di terreno):

$$\boxed{W' = \gamma' \cdot D \cdot D/2}$$

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO DEL FONDO SCAVO

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

VERIFICA AL SIFONAMENTO

Deve essere:

$$\boldsymbol{u < \sigma}$$

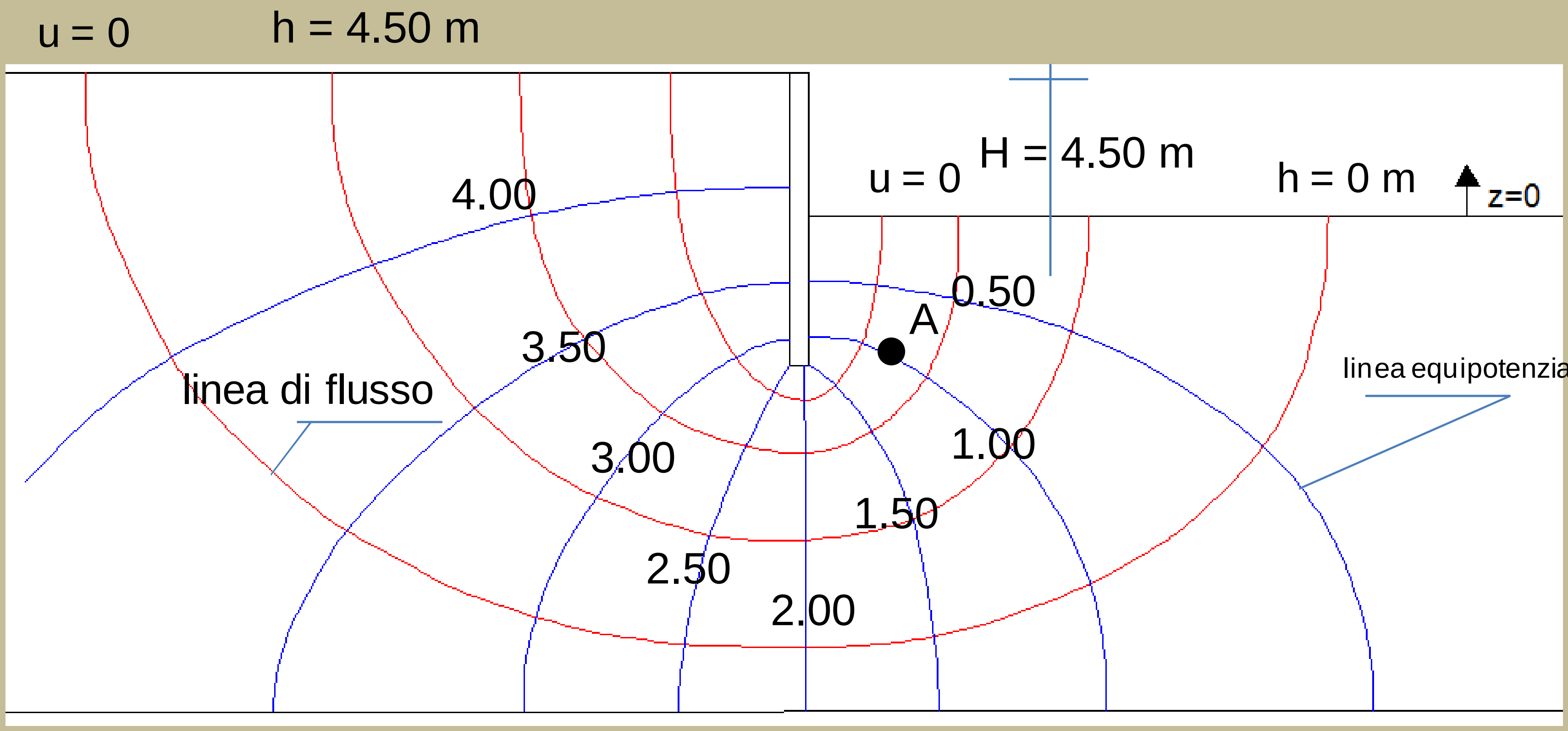
Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \tag{6.2.6}$$

Tabella 6.2.IV – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.*

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

VERIFICA AL SIFONAMENTO



Nel punto A: $h_A = 1.00$ m; $z_A = -5.00$ m; $u_A / \gamma_w = 1.00 - (-5.00) = 6.00$ m

$u_A = 6$ t / m; $\sigma_{VA} = 2 \times 5.00 = 10$ t / m^2 $\quad$ $1.3\ u_A < 0.9\ \sigma_{vA}$

GRAZIE