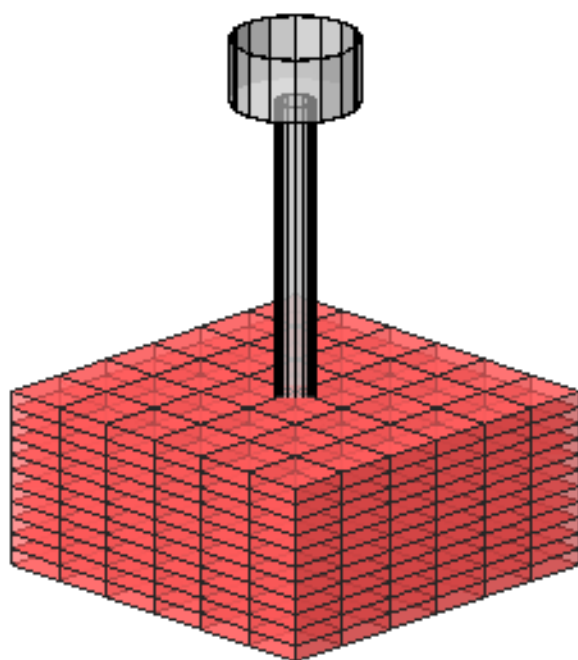


La meccanica delle terre



Ing. Giuseppe Mosca

Premessa

*La meccanica delle terre ovvero la geotecnica , la tecnica delle fondazioni e la stabilità dei versanti rappresentano una materia estremamente interessante nella pratica professionale poco utilizzata poiché nel settore edile ci si limita al calcolo e verifica delle fondazioni , la verifica della portanza del terreno e le opere di sostegno necessarie. In queste pagine ci occupiamo della calcolo delle travi di fondazione andando oltre la modellazione alla Winkler; del calcolo di opere di sostegno e di modeste opere di sbarramento , di problemi relativi alla stabilità dell'equilibrio di strutture alte , nonché di ingegneria naturalistica ovvero della stabilità dei versanti utilizzando tecniche forestali. La geotecnica sarà oggetto di approfondimento per quanto concerne la interazione dinamica terreno struttura e la relativa modellazione FEM , il calcolo e verifica dei pali di fondazione e le relative armature , la verifica di platee di fondazione per **Tall Building** , la verifica dei versanti e degli argini di fiumi . La modellazione del terreno agli elementi finiti ormai fa parte della pratica professionale , tener conto anche di alterazioni della geologia locale con parametri differenti per il terreno soprattutto nel calcolo per azioni sismiche di viadotti dove tra le pile non esiste alcuna forma di collegamento.*

Castel di Sangro

Ing. Giuseppe Mosca

Indice

- 1- Le travi di fondazione*
- 2- Le opere di sostegno*
- 3- Le modeste opere di sbarramento*
- 4-La stabilità dell'equilibrio di torri*
- 5- L'origine dei terremoti*
- 6- La ingegneria naturalistica*
- 7- La stabilità degli argini fluviali*
- 8- La stabilità dei pendii*
- 9- I pali di fondazione*

La modellazione del terreno

1- Introduzione

2- Il modello di Winkler

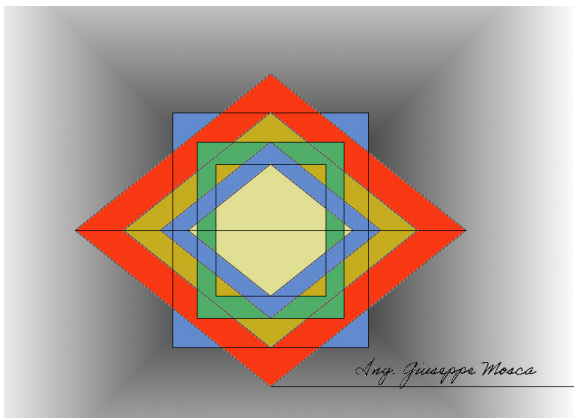
3-L'interazione tra le molle e l'influenza del modulo di elasticità tangenziale

4- Interazione cinematica terreno struttura

5- Il carico limite

6-Azione sismica e categorie di sottosuolo

7- Conclusioni

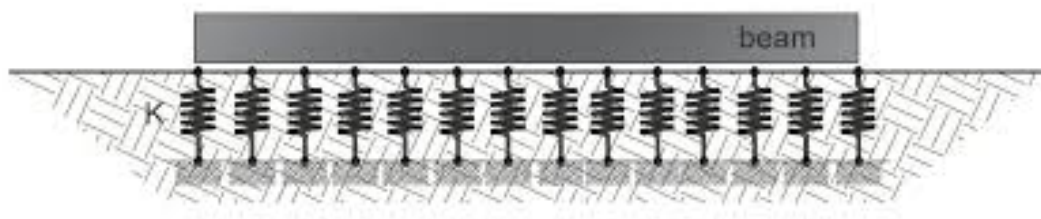


N.B Mi scuso a priori di eventuali errori o imprecisioni che se vengono segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La modellazione del terreno è fondamentale nel calcolo della interazione dinamica terreno struttura, poiché se consideriamo le strutture incastrate in fondazione riduciamo le deformazioni ovvero gli spostamenti per cui la nostra struttura più rigida di quella reale con conseguente diminuzione dei periodi di vibrazione ed incremento delle accelerazioni di progetto $S_d(T)$. Il terreno è stato sempre modellato alla Winkler ovvero con delle molle verticali vincoli unilaterali indipendenti la cui deformazione dipende dal modulo di elasticità normale del terreno (modulo edometrico); recentemente sono state introdotte altre formulazioni matematiche per le travi di fondazione che considerano l'interazione tra le molle e quindi il modulo di elasticità tangenziale G in modo che la deformata della fondazione abbia una maggiore rispondenza alla realtà diminuendo anche le sollecitazioni sulla trave di fondazione e quindi le tensioni di compressione sul terreno. L'interazione dinamica terreno struttura va considerato quando l'edificio è parzialmente interrato ovvero presenta delle cantinole o ha dei garage interrati in tal caso la modellazione viene eseguita agli elementi finiti tramite elementi brick considerando per esso un comportamento elastico oppure per pile da ponte per le quali modelliamo il terreno alla base e lateralmente. Modellare il terreno e quindi considerare l'interazione dinamica terreno struttura è sempre a vantaggio di sicurezza soprattutto in presenza di eventi sismici poiché dall'andamento dello spettro di risposta si vede che a strutture più deformabili corrispondono accelerazioni sismiche più basse.

2- Il modello di Winkler

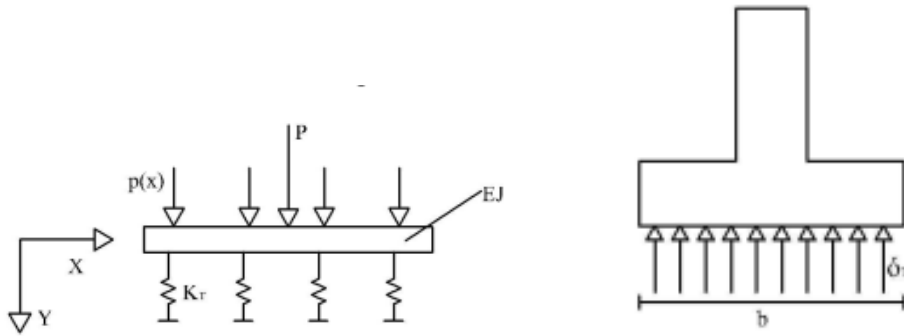


Il terreno viene modellato come tante strisce verticali deformabili elasticamente tra di loro indipendenti utilizzato inizialmente per il calcolo dei binari su traversine ferroviarie e poi successivamente adattata alle travi di fondazione. La reazione di ciascuna molla è pari a $\sigma = K \cdot W(z)$ dove $W(z)$ è lo spostamento verticale mentre k è una costante di sottofondo funzione della tipologia di terreno.

$K = 2 \div 3 \text{ daN/cmcm}$ per sabbia

$K = 8 \div 10 \text{ daN/cmcm}$ per argilla

$K = 10 \div 30 \text{ daN/cmcm}$ per ghiaia



$$EI \cdot y^{IV}(x) = P(x) - R(x)$$

$$EI \cdot y^{IV}(x) + K \cdot y(x) = p(x)$$

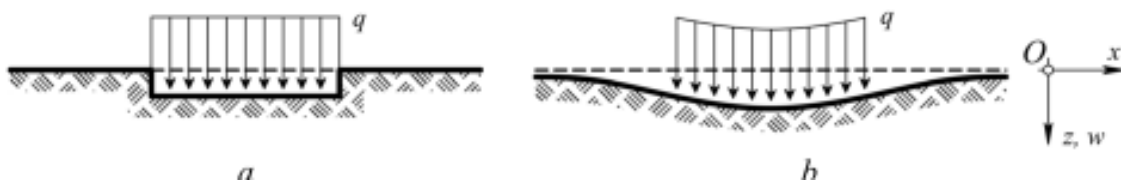
$$y^{IV}(x) + 4 \cdot \alpha^4 \cdot y(x) = p(x) / (EI) ; \quad \alpha^4 = K \cdot b / (4EI)$$

La soluzione della omogenea associata:

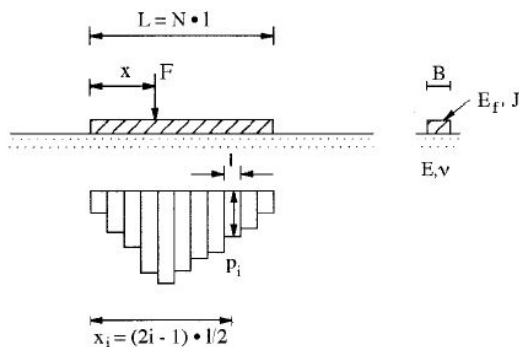
$$Y_o(x) = e^{\alpha x} [A \cdot \sin(\alpha x) + B \cdot \cos(\alpha x)] + e^{-\alpha x} [C \cdot \sin(\alpha x) + D \cdot \cos(\alpha x)]$$

L'integrale particolare $Y_p(x) = P(x) / (K \cdot b)$

Il metodo di Winkler va bene per travi di fondazione caricate con forze e momenti concentrati per carichi distribuiti costanti fornisce dei risultati errati come indicato in figura.



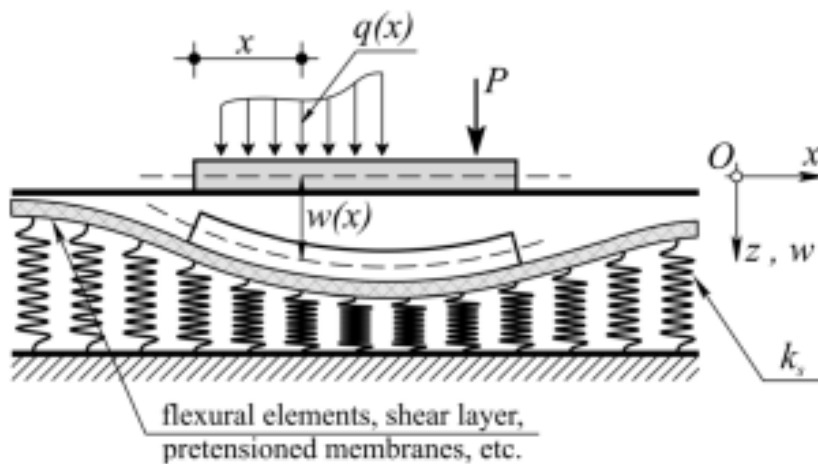
Negli anni 60 sono state introdotti altre metodi di calcolo come quello di Barden e di Koenig e Sherif che tenevano conto della interazione tra le strisce e risolvevano la problematica tramite un sistema di equazioni lineari scrivendo equazioni di equilibrio e congruenza assumendo come incognite la deformazione della trave ovvero lo spostamento verticale di ciascuna striscia.



n eq. di congruenza

Lo spostamento verticale v_i del punto considerato appartenente alla trave deve coincidere con lo spostamento w_i dello stesso punto considerato appartenente al semispazio

3-L'interazione tra le molle ed il modulo di elasticità tangenziale

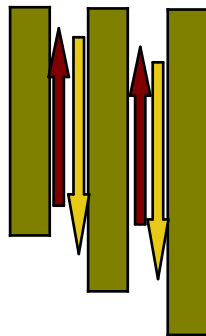


L'equazione differenziale della linea elastica :

$$EIW^{IV}(x) = P(x) - R(x) + K' * W^{II}(x)$$

$$R(x) = K * W(x) \quad K = Es/H ; K' = H * Gs/3$$

se consideriamo le strisce verticali di terreno



il termine $R(x)$ tiene conto della deformabilità assiale, mentre il termine $K' * W^{II}(x)$ tiene conto della deformabilità tangenziale ovvero della differenza tra le tensioni verticali nelle singole strisce e quindi della interazione tra le strisce ovvero delle tensioni tangenziali verticali. Dalla scienza delle costruzioni $W^{II}(x) = M(x)/EI = 1/r$ la curvatura della nostra deformata $1/r = d\phi/ds$



In figura a) Modello alla Winkler, le strisce verticali hanno tutte lo stesso spostamento essendo tra di loro indipendenti, invece in figura b) le forze tangenziali di interazione verticale tra le strisce fanno in modo che la deformata non sia uniforme ma come indicata in figura.

L'equazione differenziale della linea elastica assume la forma :

$$EIW^{IV}(x) - K' * W''(x) + K * W(x) = P(x) \text{ ovvero}$$

$$W^{IV}(x) - K'/(EI) * W''(x) + K/(EI) * W(x) = P(x)/(EI)$$

ponendo $\lambda' = K'/(EI); \quad \lambda = K/(EI);$

l'equazione omogenea associata

$$W^{IV}(x) - \lambda' * W''(x) + \lambda * W(x) = 0$$

il cui integrale generale è simile alla soluzione di Winkler

$$Y_o(x) = e^{\alpha x} * [A * \sin(\alpha x) + B * \cos(\alpha x)] + e^{-\alpha x} * [C * \sin(\alpha x) + D * \cos(\alpha x)]$$

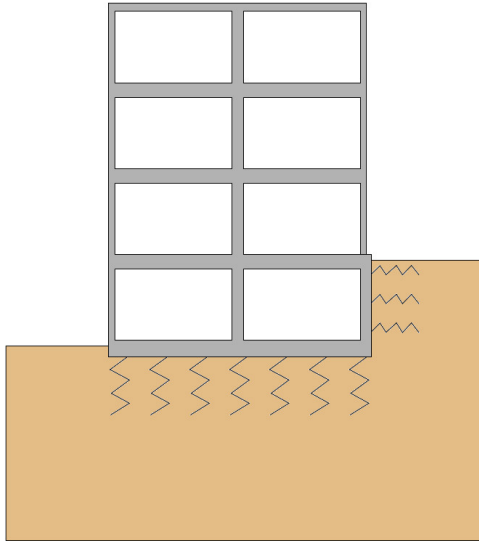
*L'integrale particolare $Y_p(x) = P(x)/(K * b)$*

con α da determinare risolvendo l'equazione caratteristica

$\alpha^4 - \lambda' * \alpha^2 + \lambda = 0$; è riconducibile ad una equazione di secondo grado facilmente risolvibile scartando soluzioni negative ed immaginarie

$$x = [\lambda' \pm (\lambda'^2 - 4 * \lambda)^{1/2}] / 2 \quad ; \quad \alpha = \pm \sqrt{x}$$

4- Interazione cinematica terreno struttura

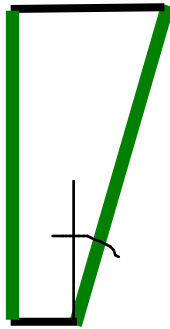


L'equazione del moto dinamico della struttura in forma matriciale

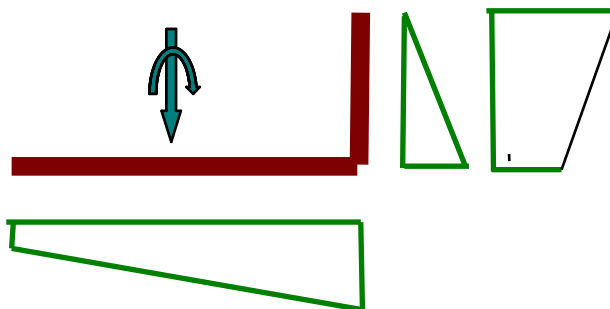
$$M * Y'' + K * Y = M * S_d(t) \quad (1)$$

dobbiamo aggiungere la deformabilità del terreno , per cui possiamo considerare gli spostamenti del nostro edificio come somma di un moto rigido della struttura ed uno elastico. Il moto rigido consiste in una rotazione ed una traslazione rigida del nostro edificio conseguente ai movimenti del terreno.

$$Y = Y_0 + \theta * Z$$



Il centro di rotazione C della fondazione individuato dal baricentro di queste forze



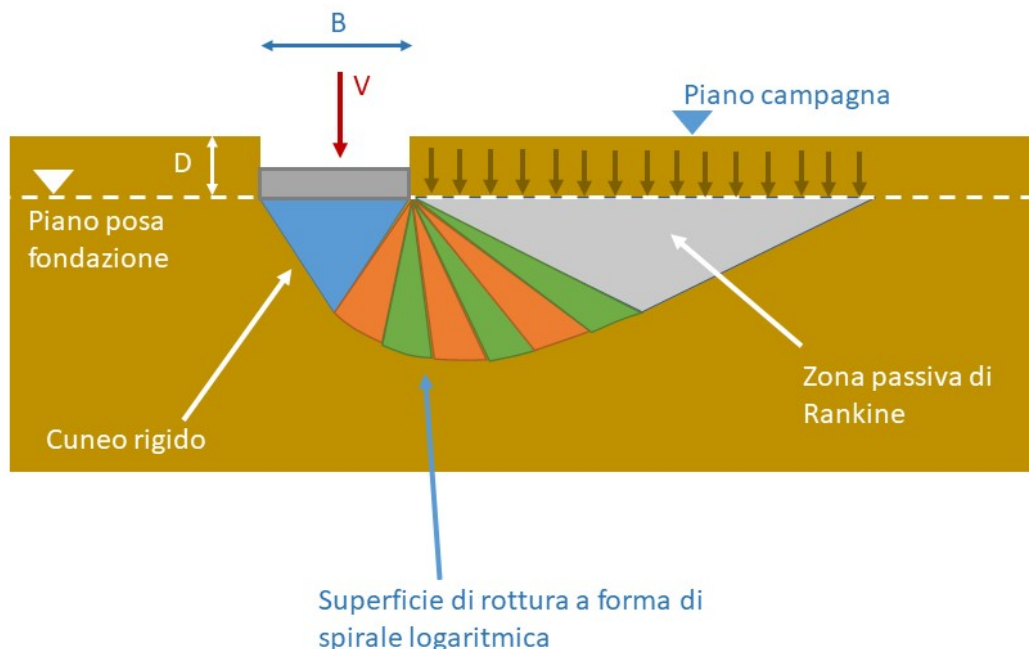
ovvero è il punto rispetto al quale il momento delle forze esterne della spinta del terreno e delle reazioni delle molle è nullo.

La costante K delle molle dipende dal modulo elastico del terreno in genere dalle sue caratteristiche meccaniche gli spostamenti elastici e rigidi vanno sommati tenendo presente che il vincolo è unilaterale per cui l'analisi dinamica va eseguita al passo prima verso destra e poi verso sinistra. L'interazione cinematica terreno struttura diminuisce la rigidità del nostro edificio, la struttura è più deformabile periodi di risposta più alti e quindi accelerazioni sismiche più basse.

5- Il carico limite

Nella progettazione degli edifici in cemento armato o muratura con un numero di piani non superiori a 5 ci si orienta sempre verso fondazioni superficiali costituite da un reticolo di travi a T rovesce, se poi si vuole minimizzare ulteriormente la tensione verticale sul terreno si può realizzare una platea di fondazione che interessa una superficie più ampia. Il carico limite di una fondazione diretta viene determinato attraverso la teoria di Terzaghi che è valida sotto le seguenti ipotesi:

- *problema piano,*
- *piano di posa e piano di campagna orizzontali,*
- *terreno rigido-plastico;* criterio di rottura di Mohr Coulomb,
- *carico verticale* uniformemente distribuito sul piano di posa



Il carico limite è dato dalla formula

$$Q_{Lim} = Nq * q_0 + Nc * C + N\gamma * B * \gamma / 2$$

C è la coesione del terreno

B larghezza della fondazione

γ peso specifico del terreno laterale al di sopra del piano di posa fondazione

$q_0 = \gamma * D$ con D profondità del piano di posa

I coefficienti N_q , N_c ed N_γ sono riportati nella seguente tabella

φ (°)	N_q	N_c	N_γ	φ (°)	N_q	N_c	N_γ
0	1,00	5,14	0,00	25	10,66	20,72	10,88
1	1,09	5,38	0,07	26	11,85	22,25	12,54
2	1,20	5,63	0,15	27	13,20	23,94	14,47
3	1,31	5,90	0,24	28	14,72	25,80	16,72
4	1,43	6,19	0,34	29	16,44	27,86	19,34
5	1,57	6,49	0,45	30	18,40	30,14	22,40
6	1,72	6,81	0,57	31	20,63	32,67	25,99
7	1,88	7,16	0,71	32	23,18	35,49	30,22
8	2,06	7,53	0,86	33	26,09	38,64	35,19
9	2,25	7,92	1,03	34	29,44	42,16	41,06
10	2,47	8,35	1,22	35	33,30	46,12	48,03
11	2,71	8,80	1,44	36	37,75	50,59	56,31
12	2,97	9,28	1,69	37	42,92	55,63	66,19
13	3,26	9,81	1,97	38	48,93	61,35	78,03
14	3,59	10,37	2,29	39	55,96	67,87	92,25
15	3,94	10,98	2,65	40	64,20	75,31	109,41
16	4,34	11,63	3,06	41	73,90	83,86	130,22
17	4,77	12,34	3,53	42	85,38	93,71	155,55
18	5,26	13,10	4,07	43	99,02	105,11	186,54
19	5,80	13,93	4,68	44	115,31	118,37	224,64
20	6,40	14,83	5,39	45	134,88	133,88	271,76
21	7,07	15,82	6,20	46	158,51	152,10	330,35
22	7,82	16,88	7,13	47	187,21	173,64	403,67
23	8,66	18,05	8,20	48	222,31	199,26	496,01
24	9,60	19,32	9,44	49	265,51	229,93	613,16

$$N_q = K_p * e^{\pi * \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = 2 * \tan \varphi * (N_q - 1)$$

C coesione del terreno al di sotto del piano di posa

φ angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

La formula generale del carico limite

$$Q_{Lim} = s_q * i_q * b_q * g_q * \psi_q * N_q * q_0 + s_c * i_c * b_c * g_c * \psi_c * N_c * C + s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma * \psi_\gamma * N_\gamma * B * \gamma / 2$$

s_i coefficiente di forma di base della fondazione
 i_i inclinazione del carico
 b_i inclinazione del piano di posa
 g_i inclinazione pendio
 ψ_i punzonamento

- s_i coefficiente di forma di base della fondazione

Per fondazioni differenti dalla striscia indefinita rettangolari di lati L e B e quadrate o circolari si utilizzano i seguenti coefficienti di forma

Forma della fondazione	s_q	s_c	s_γ
Rettangolo $L > B$	$1 + (B/L) * \tan \varphi$	$1 + (B/L) * N_q / N_c$	$1 - 0,4 * B/L$
quadrata o cerchio $B = L$	$1 + \tan \varphi$	$1 + N_q / N_c$	$0,6$

i_i inclinazione del carico
 b_i inclinazione del piano di posa
 g_i inclinazione pendio

per analisi in **tensioni efficaci**

$$Z = 1 - \frac{H}{V + B' L' c' \cot \varphi'};$$

$$i_q = (1 - Z)^m; i_\gamma = (1 - Z)^{m+1}; i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

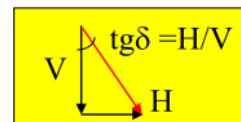
$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2; b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2; g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

tensioni totali

$$i_c = 1 - \frac{mH}{c_u B' L' N_c} \text{ oppure } i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B' L' c_u}} \right)$$

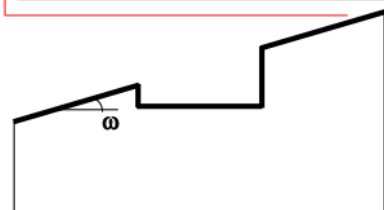
$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$



$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{2 + \pi}$$



$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{2 + \pi}$$



Tutti i coefficienti correttivi riportati sono minori dell'unità.

ψ_i punzonamento

In caso di punzonamento devono essere introdotti nella formula trinomia di Terzaghi i coefficienti correttivi $\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ moltiplicatori dei singoli termini.

La rottura generale o per punzonamento dipende da un parametro

$$I_r = \frac{G}{c'_d + \sigma'_v \tan \varphi'} = \frac{G}{\tau_{xy}}$$

se $I_r \geq I_{crit}$ rottura generale

se $I_r < I_{crit}$ rottura per punzonamento

$$C'_d = 2/3 * C ; \quad \varphi' = \arctg(2/3 * tg\varphi)$$

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{L'} \right) \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \right]$$

I coefficienti di punzonamento

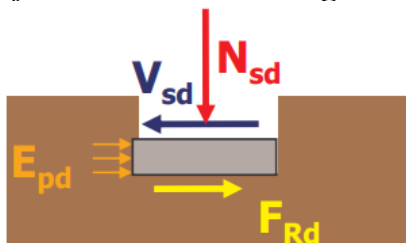
$$\psi_q = \psi_\gamma = \exp \left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \varphi' + \frac{3.07 \sin \varphi' \log(2I_r)}{1 + \sin \varphi'} \right]$$

$$\psi_c = \psi_q - (1 - \psi_q) / Nq * tg\varphi'$$

Per il calcolo del carico limite di una fondazione superficiale dobbiamo stabilire in funzione della tipologia di terreno quali parametri utilizzare per l'angolo di attrito la coesione ed il peso specifico

Alcuni valori indicativi dell'angolo di attrito φ		Alcuni valori indicativi della coesione		Alcuni valori indicativi del peso volumico	
Ghiaia media	40°-55°	Sabbia compatta	0,001daN/cm ^q	Ghiaia asciutta	18-20 KN/m ³
Ghiaia sabbiosa	35°-50°	Argilla molle	0,010daN/cm ^q	Ghiaia bagnata	19-21 KN/m ³
Sabbia sciolta	28°-34°	Argilla sabbiosa	0,020daN/cm ^q	Sabbia asciutta	15-18 KN/m ³
Sabbia compatta	35°-46°	Argilla plastica	0,025daN/cm ^q	Sabbia bagnata	16-19 KN/m ³
Limo	20°-30°	Argilla solida	0,05-0,20 daN/cm ^q	Argilla sabbiosa	18-22 KN/m ³
Argilla asciutta	40-55°	Argilla tenace	0,20-1,00daN/cm ^q	Argilla solida	20-21 KN/m ³
Argilla bagnata	20°-25°	Limo	0,010daN/cm ^q	Limo	15-17KN/m ³

Sulle fondazioni viene eseguita una ulteriore verifica che è quella allo slittamento



$$Vsd < Frd + Epd$$

$$Frd = Nsd \cdot \tan \delta \quad ; \quad \delta \text{ angolo di attrito fondazione terreno}$$

$$Epd = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot Kp \quad \text{Spinta passiva sulla fondazione} \quad Kp = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Le NTC 2018 per le fondazioni superficiali considerano due stati limite

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
 - *collasso per scorrimento sul piano di posa;*
 - *stabilità globale.*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

I coefficienti parziali da utilizzare per le azioni e le resistenze sono riportati nelle tabelle seguenti

Tab. 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)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(2)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

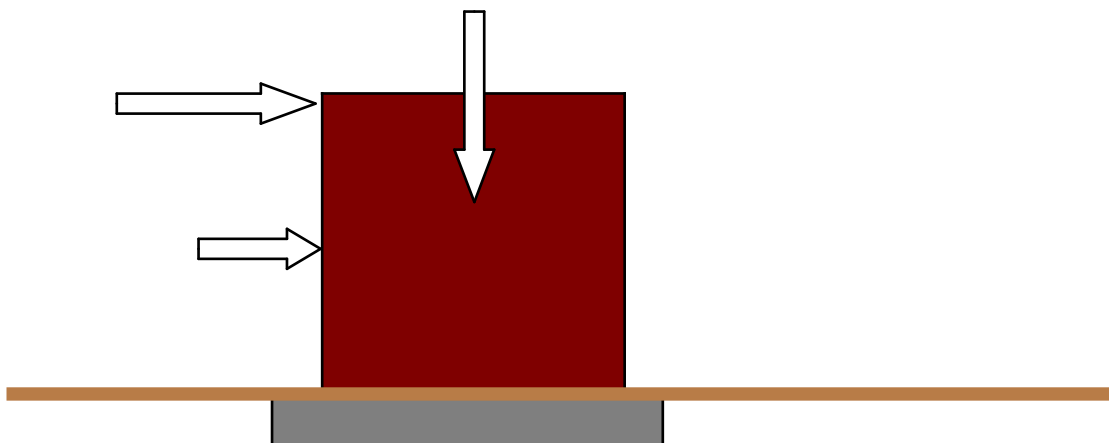
Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La stabilità globale del complesso opera fondazione modella il nostro edificio come un blocco rigido sollecitato da azioni verticali e sismiche orizzontali



Va eseguita una verifica a pressoflessione sul piano di posa della fondazione considerando il reticolo di travi rovesce infinitamente rigido , determinando il nocciolo centrale di inerzia valutando quindi la stabilità a ribaltamento e gli incrementi di tensione dovute alla parzializzazione della sezione poiché come sappiamo il terreno è incapace di reagire a trazione.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G2 ⁴⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁴⁾ Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

$$X_K = R_K / \gamma_K ;$$

In appendice riportiamo il calcolo del carico limite per una trave di fondazione eseguito attraverso un software di calcolo FREE : Califfo

6-Azione sismica e categorie di sottosuolo

Le norme tecniche NTC 2018 definiscono delle categorie di sottosuolo in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Attraverso lo spettro di risposta viene introdotto un coefficiente S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \times S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$

Per la categoria di suolo E

E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$
---	---	------------------------------

7- Conclusioni

Negli ultimi anni si è fatto ricorso a fondazioni profonde anziché a fondazioni superficiali nella costruzione di nuovi edifici ma ciò non è stato dettato da esigenze di carattere statico o sismico ,ma per mere questioni energetiche. Si costruiscono anche modesti edifici su pali di fondazioni per inserire nel terreno sonde geotermiche in modo che il nostro palazzo sia autosufficiente energeticamente. La fondazione superficiale in reticolo di travi rovesce è stata per molti anni sempre preferita alla fondazione su pali poiché le caratteristiche del terreno anche in zona sismica consentivano l'utilizzo di queste fondazioni facili da realizzare : basti pensare ad una platea dove si predispone l'armatura e le sole casseforme laterali che può essere realizzata rapidamente abbassando i costi di costruzione aumentando il carico limite e minimizzando le tensioni di compressione sul terreno poiché distribuite su una superficie più ampia. Gli eventi sismici degli ultimi anni hanno evidenziato danni da terremoto dovuti ad alterazione della geologia locale per cui anche fabbricati uguali posti in zone geologiche e geotecniche differenti presentavano quadri fessurativi profondamente diversi . Dovendo progettare un edificio a 3 o 4 piani sono sempre orientato verso un rigido reticolo di travi a T rovescio , o ancora verso solai rovesci e platee di fondazione risolvendo la problematica energetica attraverso l'utilizzo di impianti fotovoltaici e pale eoliche; anche per edifici di alti quali torri è preferibile utilizzare una platea di fondazione rigida con area di base allargata che ci tutela nei confronti della stabilità dell'equilibrio.

Appendice : Calcolo mediante software CALIFFO del carico limite di una trave rovescia a T.

Eseguiamo il calcolo del carico limite per una fondazione avente larghezza del piano di posa 120 cm e profondità del piano di posa 100 cm ; il terreno ha un angolo di attrito $20^\circ < \varphi < 30^\circ$ e coesione $C = 0,1 \text{ daN/cm}^2$ peso specifico $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: TERZAGHI (1943)			
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	1,20 m	[L] Lunghezza (dir x): 5,00 m
			[D] Profondità (dir z): 1,00 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0,0°	[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0,0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0,00 kPa	Profondità falda dal piano di campagna:	-10,00 m
Criterio di punzonamento: TERZAGHI	Condizione di verifica:	DRENATA	

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	φ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	16,00	16,00	25,0	10,00	0,00	6,00	50000,00	0,90
2	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso

γ_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)

γ_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)

φ : angolo d'attrito interno (deg)

c' : Coesione drenata (kPa)

c_u : Coesione non drenata (kPa)

H_{str} : Spessore dello strato (m)

E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)

D_r : Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1,00 m e 3,40 my	φ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
16,00 25,0 10,00	50000,00	0,90			

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot p_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \varphi/2) \cdot \tan(\varphi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \varphi/2))$$

N_y = Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

Fattori di forma

$$s_c =$$

1.0 per fondazione nastriforme

1.3 per fondazione quadrata

$$s_q =$$

1.0 per fondazione nastriforme/par

0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento

$$p_c = 2 \cdot N'_c / (3 \cdot N_c) - N'_c \text{ come } N_c \text{ ma determinato con } \varphi' = \arctan(2 \cdot \tan(\varphi)/3)$$

$$p_q = N'_q / N_q - N'_q \text{ come } N_q \text{ ma determinato con } \varphi' = \arctan(2 \cdot \tan(\varphi)/3)$$

$$p_y = N'_y / N_y - N'_y \text{ come } N_y \text{ ma determinato con } \varphi' = \arctan(2 \cdot \tan(\varphi)/3)$$

q' : pressione litostatica alla profondità D (1,00 m di imposta fondazione: 16,00 kPa)

I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B, L: Dimensioni reali della fondazione (se $B > L$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Verifiche a scorrimento

$$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2) - \text{forza di scorrimento}$$

$$R_{scor} = N' \cdot \tan(b \cdot \varphi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L' - \text{resistenza allo scorrimento}$$

$b = 1,00$ - $b \cdot \varphi$: angolo di attrito fondazione-terreno

$\gamma_m = 1,00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \varphi)$

$a = 1,00$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	25,135		$N_q =$	12,720		$N_y =$	10,280
$c' =$	10,00	kPa	$q =$	16,00	kPa	$q =$	16,00 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica**B'=1,20 m%; L'=5,00 m**

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)
--------	----------------------	----------------------	---------------------	---------------------

Riferimento globale

Riferimento locale

Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	---------

c	1,000				0,393		0,393
q	1,000				0,441		0,441
y	1,000				0,292		0,292

$q_{ult} = 217,18 \text{ kPa}$	$Q_{ult} = 1303,08 \text{ kN}$	$R = Q_{ult}/N = \text{Infinito}$	$> R3 = 2,3$
$H = 0,00 \text{ kN}$	$R_{scorr} = 60,00 \text{ kN}$	$R = R_{scorr}/H = \text{Infinito}$	$> R3 = 1,1$

Il carico limite è pari a 2,17 daN/cm²

I muri di sostegno

1- Introduzione

2- Muro verticale con terreno orizzontale

3-Muro verticale con terreno inclinato

4-Muro con paramento interno e terreno inclinati

5-Muro con paramento interno , terreno inclinati e attrito terra muro

6-La variazione stratigrafica

7-Muri a profilo circolare in curva

8- Stati limite

9-Le verifiche sui muri a gravità

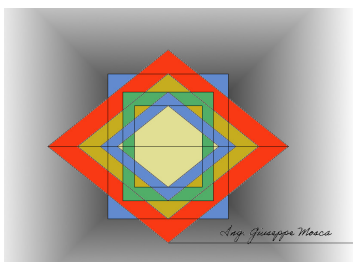
10-Le verifiche sui muri in cemento armato

11- Stato limite di danno

12 -I muri a secco

13- Calcolo e verifica dei muri di sostegno con software

14- Conclusioni



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

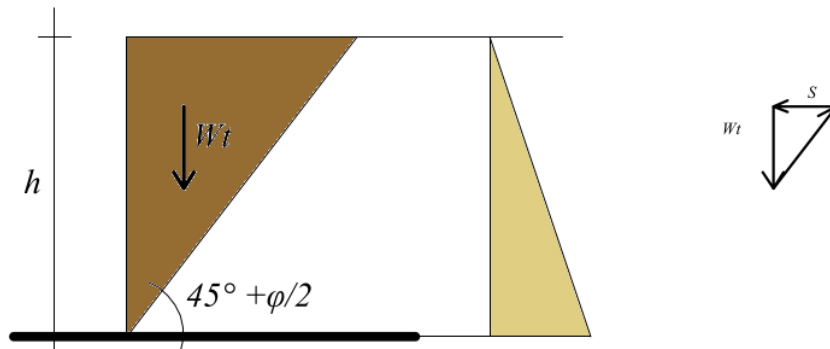
1- Introduzione

Le opere di sostegno rappresentano delle strutture importanti nel contrastare i movimenti del terreno e quindi fenomeni franosi in occasione di eventi atmosferici o eventi sismici , assicurare al terreno la sua stabilità è fondamentale al fine di garantire la sicurezza strutturale. Il dimensionamento e calcolo di una opera di sostegno avviene attraverso il calcolo della spinta derivante dal terreno e dalla presenza di acqua tenendo conto degli incrementi della spinta dovuti dalle azioni sismiche come definito dalle NTC 2018 . I muri di sostegno possono avere funzionamenti statici differenti ovvero la stabilità è assicurata dal solo peso proprio per i muri a gravità , o ancora strutture a mensola in cemento armato o con contrafforti. Le normative sulle costruzioni obbligano al calcolo strutturale ed alla conseguente denuncia dei lavori presso gli organi competenti quando queste strutture interessano la incolumità delle persone per cui vanno calcolati esclusivamente i muri di sostegno aventi un'altezza superiore a 150 cm. Nel determinare la spinta del terreno innanzitutto è necessario conoscere la tipologia di terreno e quindi si necessita di indagini geologiche e geotecniche in grado di stabilire il tipo di terreno coerente o incoerente nonché i relativi parametri meccanici quali coesione angolo di attrito peso specifico del terreno presenza di falda. La definizione di un modello complesso per il calcolo della spinta si adatta bene all'uso di software informatici ma le caratteristiche del terreno presentano elevati gradi di indeterminazione per cui si è preferito ipotizzare che per qualsiasi tipologia di terreno la superficie di rottura sia sempre inclinata a $(45^\circ + \phi/2^\circ)$ sull'orizzontale. Diventa poi importante l'andamento del terreno se orizzontale o inclinato l'eventuale presenza di sovraccarichi che possono essere edifici o parcheggi auto e quindi la verifica globale dell'intero pendio che può vanificare il calcolo del muro di sostegno . I muri di sostegno sono abbastanza frequenti lungo i percorsi stradali e autostradali realizzati molto spesso in cemento armato che assieme alle pile dei ponti arrecano notevole impatto ambientale. E' opportuno quindi abbellire queste strutture con rivestimenti di solito in pietra che integrano perfettamente l'opera di sostegno nel contesto ambientale eliminando il danno ambientale. Nella progettazione di nuovi edifici quale villette in collina il muro di sostegno è fondamentale non solo per la stabilità del terreno ma anche per la caratterizzazione architettonica dell'edificio attraverso rivestimenti in laterizio , in pietra ect.



2- Muro verticale con terreno orizzontale

Il calcolo della spinta sui muri di sostegno può avvenire attraverso differenti metodi la prima teoria è quella di Coulomb che individuò le condizioni per l'equilibrio statico di un cuneo incoerente delimitato dal paramento di monte del muro, dall'estradosso del terreno e dalla superficie di rottura; alla medesima soluzione arrivo Rankine secondo il quale la spinta attiva è di tipo idrostatico



la superficie di rottura è inclinata a $45^\circ + \varphi/2$ sull'orizzontale e la spinta orizzontale è data da

$$S = 1/2 * K_A * \gamma * H^2 \quad W = 1/2 * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2) \text{ peso del cuneo}$$

la componente orizzontale $S = 1/2 * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2) * \tan(45^\circ - \varphi/2)$

con γ peso specifico del terreno ,
 H altezza del terreno al di sopra del piano di fondazione,

$K_A = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ coefficiente di spinta attiva

Il calcolo della spinta attiva deriva dallo stato tensionale nel terreno idrostatico

$$\sigma_O = K_A * \sigma_V; \quad \sigma_V = \gamma * H$$

Per lo stato limite passivo , muro che spinge sul terreno

$$\sigma_O = K_P * \sigma_V; \quad \sigma_V = \gamma * H$$

$K_P = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ coefficiente di spinta passiva

La spinta passiva

$$S = 1/2 * K_P * \gamma * H^2$$

Il terreno è di tipo incoerente caratterizzato dal solo angolo di attrito e coesione nulla. Per terreni caratterizzati da angolo di attrito e coesione lo stato tensionale idrostatico è definito dalle formule seguenti

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A}$$

$$\sigma_P = K_P * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_P}$$

per cui al diagramma triangolare si sottrae un diagramma rettangolare poiché la coesione essendo resistenza tangenziale stabilizza il terreno.

Se è presente una falda acquifera si aggiungono le pressione neutre

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A} + \gamma * (z-d)$$

$$\sigma_P = K_P * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_P} + \gamma * (z-d)$$

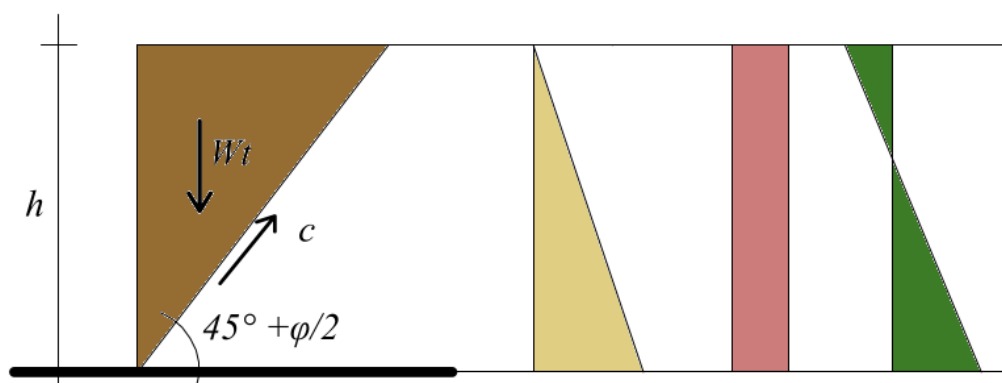
Se è presente un sovraccarico costante q daN/mq sul terreno orizzontale

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A} + \gamma * (z-d) + q * K_A$$

$$\sigma_P = K_P * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_P} + \gamma * (z-d) + q * K_P$$

Ai quali corrispondono rispettivamente i seguenti diagrammi di spinta

Terreno coesivo C coesione ; φ angolo di attrito



Il diagramma risultante per lo stato limite attivo

estradosso terreno

$$\sigma_A = -2c * \sqrt{K_A}$$

piano di fondazione

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A}$$

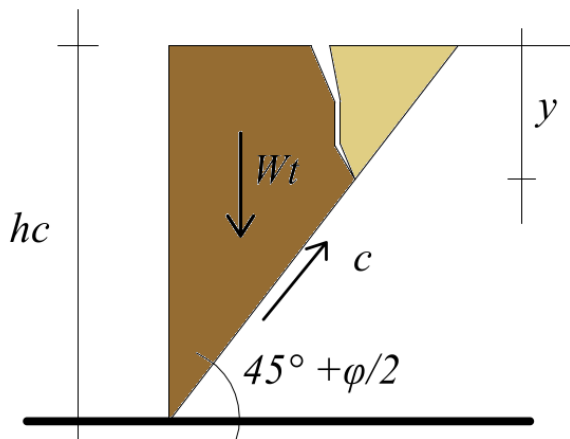
E' evidente che nella parte superiore non vi è spinta sul muro poichè la tensione è di trazione, l'azione orizzontale idrostatica di compressione è relativa al solo diagramma delle tensioni attive orizzontali inferiore.

Si può definire un'altezza o profondità critica

$$0 = K_A * \gamma * h_{CR} - 2c * \sqrt{K_A}$$

$$h_{CR} = 2c / [\gamma * \sqrt{K_A}]$$

Se l'altezza critica coincide con H la parete verticale di terreno è in equilibrio; il terreno non è in grado di resistere a trazione ha esclusiva resistenza a compressione per cui possono verificarsi delle fessurazioni che portano ad una riduzione dell'altezza critica.



Si ipotizza che le fessure non superino $y \leq h_{CR} / 2$, dove h_{CR} rappresenta l'altezza del cuneo di spinta; il peso del cuneo di spinta è relativo alla sola parte non fessurata marrone

$$W_t = 1/2 * \gamma * (hc-y)^2 * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) + \gamma * y * (hc-y) * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$(hc-y) * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

base b ovvero larghezza del cuneo in corrispondenza della frattura

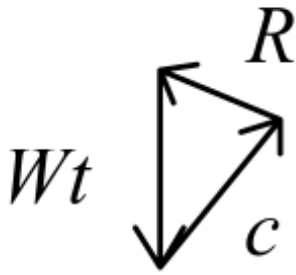
$$W_t = 1/2 * \gamma * (hc-y) * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) [(hc-y) + 2y] = 1/2 * \gamma * (hc-y) * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) (hc+y)$$

$$W_t = 1/2 * \gamma * (hc+y) * (hc-y) * \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

La risultante degli sforzi tangenziali

$$C = c * (hc-y) / \cos(45^\circ - \varphi/2) \quad c \text{ coesione}$$

Per l'equilibrio del poligono delle forze



La componente verticale di $C = W_t$

$$2 * c * (hc - y) * \cos(45^\circ - \varphi/2) / \cos(45^\circ - \varphi/2) = 1/2 * \gamma * (hc + y) * (hc - y) * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$2 * c = 1/2 * \gamma * (hc + y) * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$hc * \gamma * \tan(45^\circ - \varphi/2) + y * \gamma * \tan(45^\circ - \varphi/2) = 2 * c$$

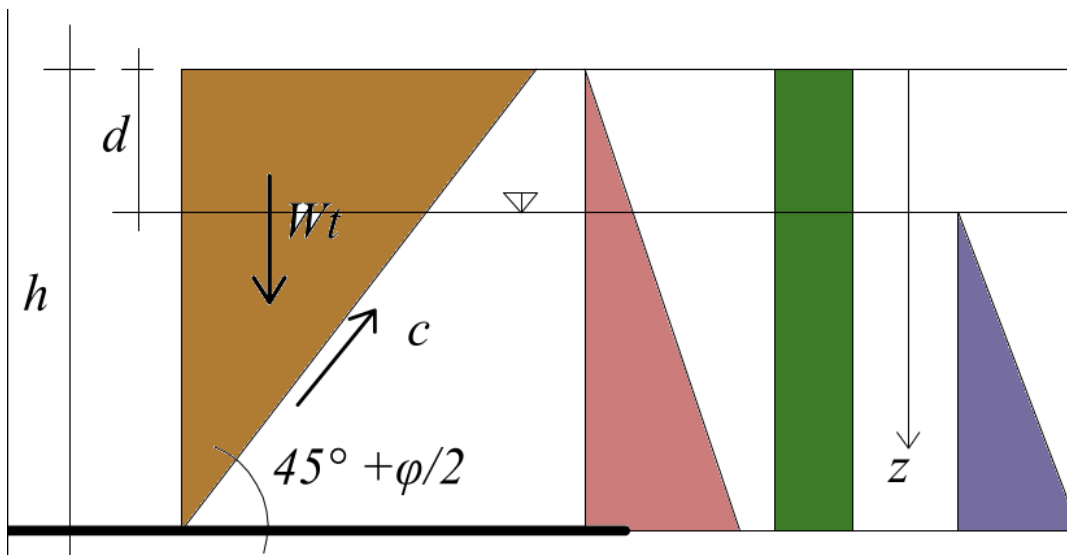
$$hc = 4 * c / [\gamma * \tan(45^\circ - \varphi/2)] - y$$

Se è presente una falda acquifera si aggiungono le pressioni neutre

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A} + \gamma * (z - d)$$

$$\sigma_P = K_P * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_P} + \gamma * (z - d)$$

I diagrammi idrostatici delle pressioni orizzontali



La spinta orizzontale complessiva

$$S = 1/2 * K_A * \gamma_T * H^2 + 1/2 * \gamma_p * (H-d)^2 - 2c * H * \sqrt{K_A}$$

γ_T peso specifico terreno

γ_p peso specifico acqua

il punto di applicazione Y_S distanza dalla base

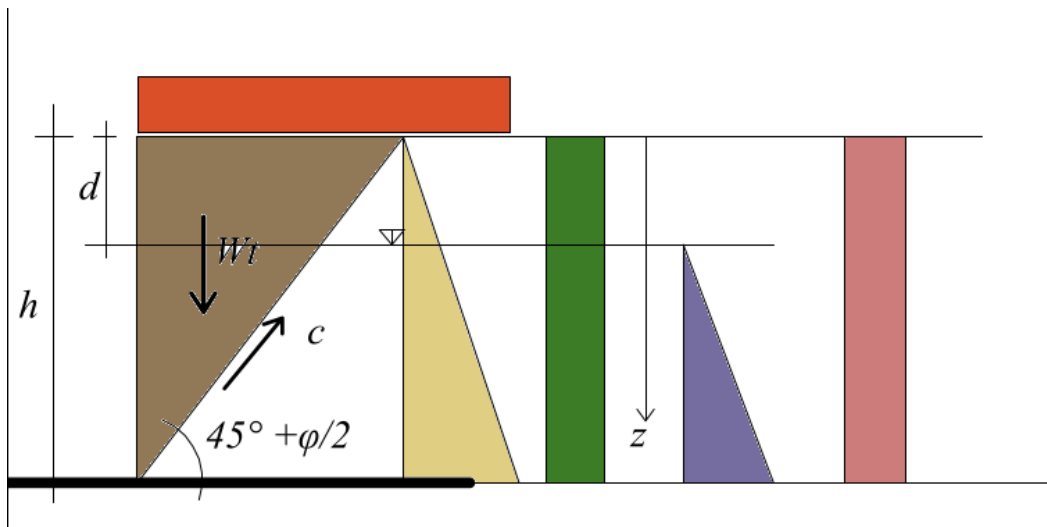
$$Y_S = [1/2 * K_A * \gamma_T * H^2 * H/3 + 1/2 * \gamma_p * (H-d)^2 * (H-d)/2 - 2c * H * \sqrt{K_A} * H/2] / S$$

Se è presente un sovraccarico costante q , lo stato tensionale

$$\sigma_A = K_A * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_A} + \gamma * (z-d) + K_A * q$$

$$\sigma_P = K_P * \gamma * z - 2c * \sqrt{K_P} + \gamma * (z-d) + K_A * q$$

I diagrammi idrostatici delle pressioni orizzontali



La spinta orizzontale complessiva

$$S = 1/2 * K_A * \gamma_T * H^2 + 1/2 * \gamma_p * (H-d)^2 - 2c * H * \sqrt{K_A} + q * H * K_A$$

γ_T peso specifico terreno

γ_p peso specifico acqua

il punto di applicazione Y_S distanza dalla base

$$Y_S = [1/2 * K_A * \gamma_T * H^2 * H/3 + 1/2 * \gamma_p * (H-d)^2 * (H-d)/2 - 2c * H * \sqrt{K_A} * H/2 + q * H^2 / 2 * K_A] / S$$

Le azioni sismiche orizzontali hanno un duplice effetto, provocano una variazione del peso del cuneo di spinta in funzione del sisma verticale ed incrementano la spinta in virtù dell'azione sismica orizzontale. Le norme tecniche sulle costruzioni 2018 prescrivono in zona sismica che in assenza di analisi specifiche sulla risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata attraverso la relazione

$$A_{max} = S \cdot A_g = S_T \cdot S_S \cdot A_g$$

S_T coefficiente di topografia

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

A_g accelerazione massima attesa sul sito di riferimento

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

L'accelerazione A_g è quella definita nello spettro di risposta per la zona in esame. A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti. Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di

equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$K_h = \beta_m * A_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 * K_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

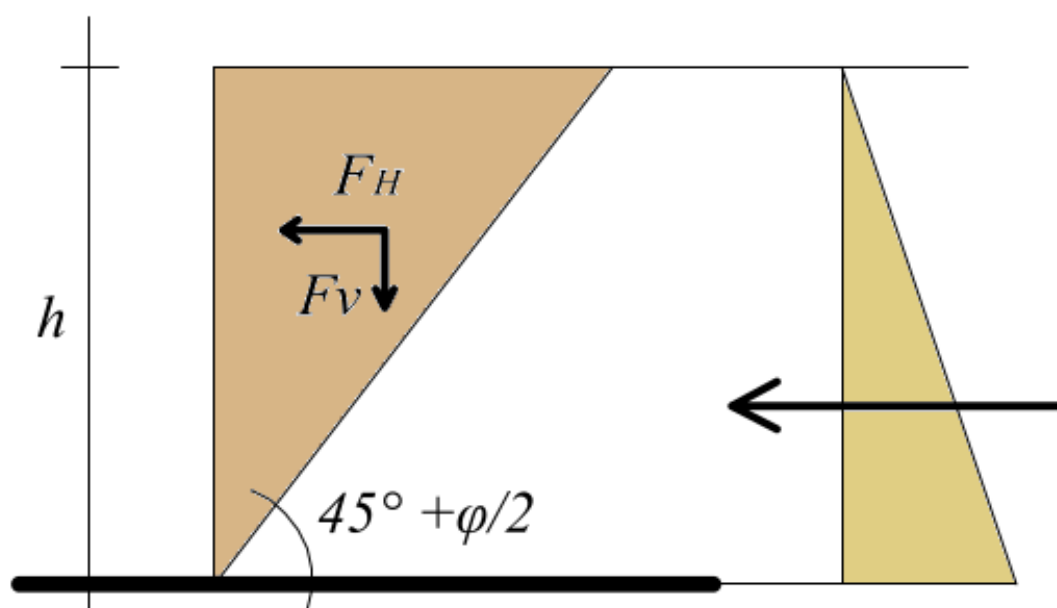
$\beta_m = 0,38$ per le verifiche allo stato limite ultimo

$\beta_m = 0,47$ per le verifiche allo stato limite di danno

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per terreno incoerente caratterizzato dal solo angolo di attrito φ e dal peso specifico γ le forze agenti sul muro di sostegno in presenza di azione sismica sono le seguenti:



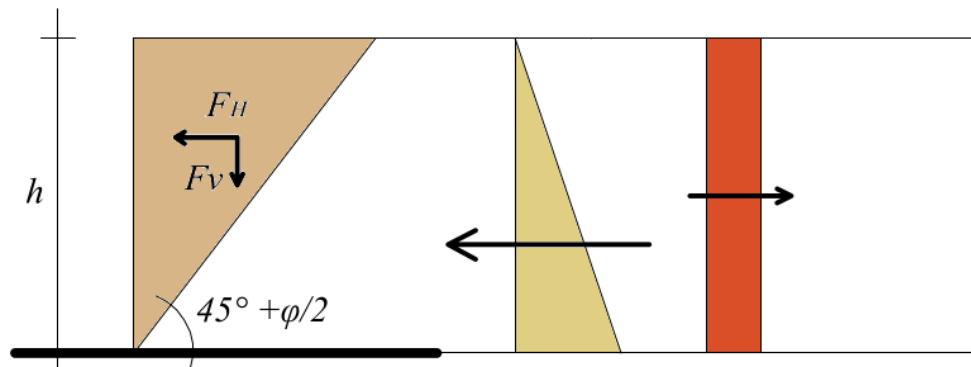
$$F_H = K_h * W = K_h * 1/2 * \gamma * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$F_V = \pm K_V * W = \pm 1/4 * K_h * \gamma * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$S = 1/2 * K_A * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V)$$

*Vi è una variazione della spinta orizzontale conseguente alla variazione del peso sismico $W * (1 \pm K_V)$ del cuneo per effetto del sisma verticale*

Per terreno coerente caratterizzato da una coesione c e da angolo di attrito φ



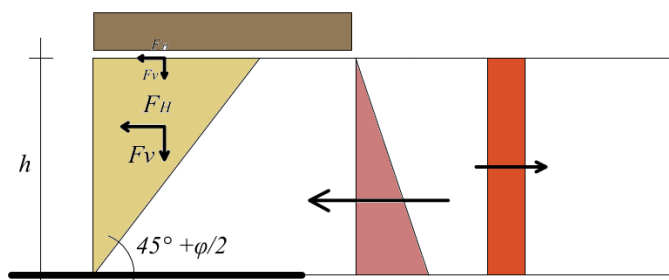
$$F_H = K_h * W = K_h * 1/2 * \gamma * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$F_V = \pm K_V * W = \pm 1/4 * K_h * \gamma * H * H * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$S = 1/2 * K_A * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) - 2c * H * \sqrt{K_A}$$

L'azione sismica orizzontale e verticale interessano l'intero cuneo di spinta, pur essendoci delle fessurazioni e delle zone di trazione la massa di terreno ovvero il peso sismico W è sempre quello relativo all'intero cuneo.

In presenza di sovraccarico q vi sono delle azioni sismiche orizzontali e verticali applicate alla sommità del muro



$$F_{Hq} = K_h * q * H * \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

$$F_{Vq} = \pm K_V * q * H * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$F_H = K_h * W = K_h * 1/2 * \gamma * H * H * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$F_V = \pm K_V * W = \pm 1/4 * K_h * \gamma * H * H * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$S = 1/2 * K_A * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) - 2c * H * \sqrt{K_A}$$

Se vi è una falda acquifera è opportuno determinare anche la azione sismica derivante dalla massa di acqua che si palesa con un incremento della spinta idrostatica pari

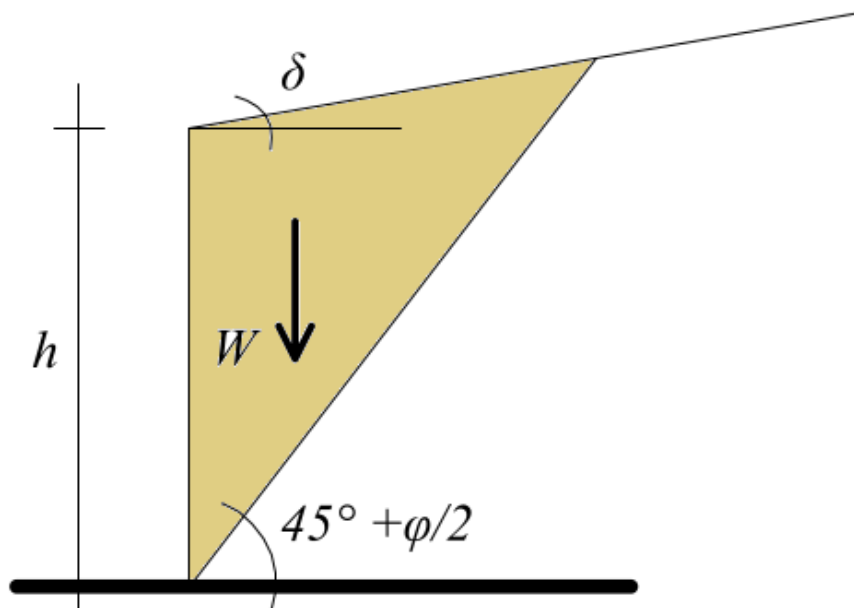
$$S = 1/2 * \gamma * h^2 + 7/12 * K_H * \gamma * h^2$$

γ peso specifico acqua 1000 daN /mc

h altezza del pelo libero della falda dal piano di fondazione

3-Muro verticale con terreno inclinato

Terreno incoerente caratterizzato dal solo angolo di attrito φ

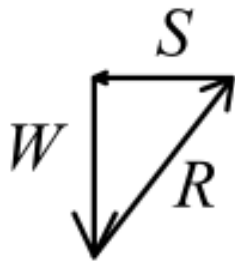


Si ipotizza che la superficie di rottura sia sempre inclinata a $(45^\circ + \varphi/2)$

Il peso sismico del cuneo di spinta per metro lineare

$$W = 1/2 * \gamma * H^2 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + 1/2 * \gamma * H^2 * \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) * \operatorname{tg} \delta + \\ + 1/2 * \gamma * H^2 * \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) * \operatorname{tg} \delta^2$$

Il valore della spinta S si ottiene dal poligono delle forze , scomponendo il peso sismico in una componente tangenziale R alla superficie di scorrimento ed una componente perpendicolare al paramento interno del muro in questo caso orizzontale che rappresenta la spinta S



$$S = W * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) = \\ = 1/2 * \gamma * H^2 * [\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) * \operatorname{tg} \delta + \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) * \operatorname{tg} \delta^2] * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) = \\ = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE}$$

$$\text{Dove } K_{AE} = [K_A + K_A * \sqrt{K_A * \operatorname{tg} \delta + K_A * \operatorname{tg}^2 \delta}] = \\ = K_A * [1 + \sqrt{K_A * \operatorname{tg} \delta + K_A * \operatorname{tg}^2 \delta}]$$

rappresenta il coefficiente di spinta attiva; Se teniamo conto delle azioni sismiche

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE}$$

Nel calcolo della spinta sui muri di sostegno si utilizza la formula universale e da tutti accettata per terreni incoerenti di Monobe- Okabe dove i coefficienti di spinta attiva e passiva sono definiti dalle seguenti formule

$$K_A = \sin^2(\psi + \varphi) / \{ \sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) * [1 + \{ (\sin(\delta + \varphi) * \sin^2(\beta + \varphi)) / (\sin(\delta + \psi) * \sin^2(\beta + \psi)) \}^{1/2}]^2 \}$$

dove

φ angolo di attrito terreno

δ angolo di attrito terra muro

β angolo di inclinazione terreno

ψ angolo paramento interno

nel nostro caso assumiamo

δ angolo di attrito terra muro = 0

ψ angolo paramento interno = 90°

Senza dilungarci nelle formule trigonometriche possiamo eseguire un confronto tra i due valori di K_{AE} per $\delta = 20^\circ$ e $\varphi = 25^\circ$

$$K_A = \sin^2(90+25) / \{ \sin^2 90 * \sin 90 * [1 + [(\sin 25 * \sin^2 45) / \sin 90 * \sin^2 20]^{1/2}]^2 =$$
$$= 0,82139 / (1 + (0,42261 * 0,5 / 0,1169)^{1/2})^2 = \mathbf{0,5364}$$

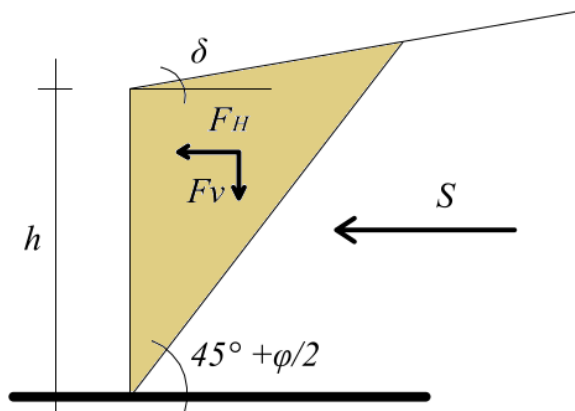
Il nostro $K_{AE} = K_A * [1 + \sqrt{K_A * \tan \delta} + \sqrt{K_A * \tan^2 \delta}]$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2 32,5 = 0,4058 \quad ; \quad \tan \delta = 0,3639$$

$$K_{AE} = 0,4058 + 0,4058 * 0,6370 * 0,3639 + 0,4058 * 0,6370 * 0,1324 = \mathbf{0,534}$$

I due valori calcolati coincidono

Le azioni sismiche agenti sul muro



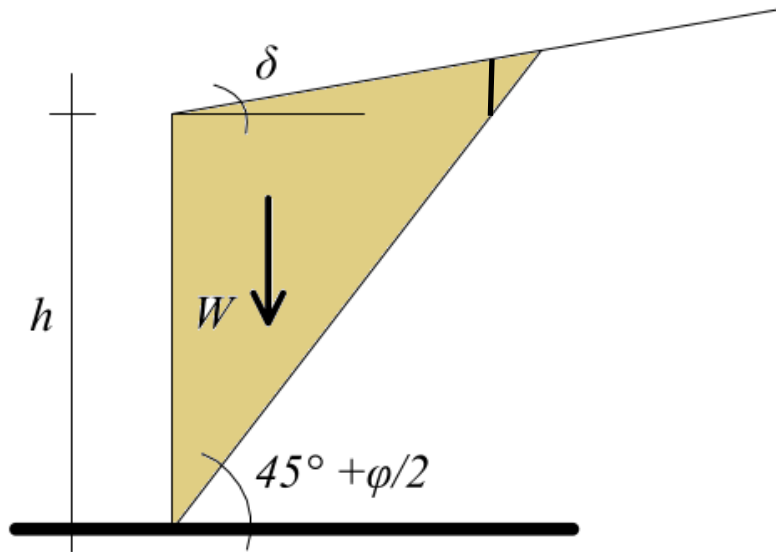
$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE}$$

$$F_H = K_h * W \quad ; \quad K_h = \beta_m * A_{max} / g$$

$$F_V = \pm K_V * W \quad ; \quad K_V = \pm 0,5 * K_h$$

$$W = 1/2 * \gamma * H^2 * [\tan(45^\circ - \varphi/2) + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * \tan \delta + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * \tan^2 \delta]$$

Terreno coerente caratterizzato da angolo di attrito φ e coesione c



Si ipotizza in una trattazione semplificata, poiché il terreno ha un comportamento non omogeneo con discontinuità, che la superficie di rottura anche in presenza di coesione c sia sempre inclinata a $45^\circ + \varphi/2$

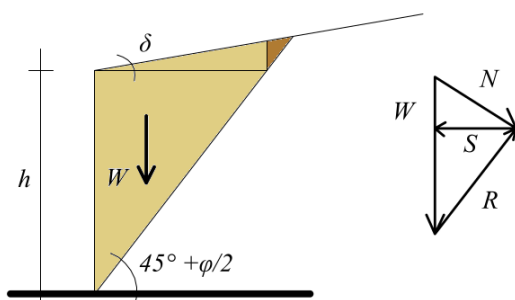
Il peso sismico è sempre fornito dalla formula :

$$W = 1/2 * \gamma * H^2 * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2]$$

La forza resistente dovuta alla sola coesione

$$R = c * [H/\cos(45^\circ - \varphi/2) + H * tg(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta * \cos\delta / \sin(45^\circ + \varphi - \delta)]$$

Applicando il teorema dei seni al triangolo definito nella figura



$$a/\sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta) = c/\sin(90^\circ + \delta)$$

$$\sin(90^\circ + \delta) = \cos\delta$$

Nello stato limite attivo il terreno ha ceduto e si è spostato verso sinistra mettendo in

moto il cuneo quindi è stata superata la resistenza tangenziale dovuta all'attrito; la spinta

$S = W \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$; la coesione incrementa la resistenza tangenziale del terreno ricordando le formule di Rankine per lo stato limite attivo

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot z - 2c \cdot \sqrt{K_A}$$

di conseguenza la spinta sulla parete sarà data da

$$\begin{aligned} S &= (W - R) \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) = \\ &= 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot [\tan(45^\circ - \varphi/2) + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan \delta + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan^2 \delta] + \\ &- c \cdot H [1/\cos(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) + H \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan \delta \cdot \cos \delta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta)] = \\ &= 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot [\tan(45^\circ - \varphi/2) + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan \delta + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \tan^2 \delta] + \\ &- c \cdot H [1/\sin(45^\circ - \varphi/2) + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \cdot \sin \delta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta)] = \end{aligned}$$

$$S = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE} - c \cdot H \cdot K_{ACE}$$

dove :

$$K_{AE} = K_A \cdot [1 + \sqrt{K_A} \cdot \tan \delta + \sqrt{K_A} \cdot \tan^2 \delta]$$

$$K_{ACE} = \sqrt{K_A} \cdot \{ [\sin \delta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta)] \cdot \sqrt{K_A} + 1 / [\sqrt{K_A} \cdot \sin(45^\circ - \varphi/2)] \}$$

rappresentano i coefficienti di spinta attiva relativi rispettivamente alla tensione verticale ed alla coesione; è opportuno definire il punto di applicazione della Spinta S

$$S = S_1 + S_2 ; \quad S_1 = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE} ; \quad S_2 = -c \cdot H \cdot K_{ACE}$$

La spinta S_1 è applicata nel baricentro del cuneo Y_1

La spinta S_2 è applicata nel punto medio della superficie di scorrimento Y_2

$$Y_S = (S_1 \cdot Y_1 - S_2 \cdot Y_2) / S$$

L'altezza critica può essere determinata dalla relazione

$$\begin{aligned} 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE} - c \cdot H \cdot K_{ACE} &= 0 \\ 1/2 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_{AE} - c \cdot K_{ACE} &= 0 \end{aligned}$$

$$H_{CR} = 2 \cdot c / \gamma \cdot (K_{ACE} / K_{AE})$$

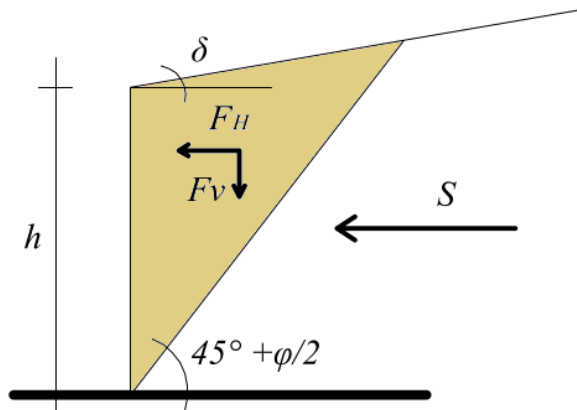
Se il muro è sollecitato da azioni sismiche , le forze da prendere in considerazione sono

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_v) * K_{AE} - c * H * K_{ACE}$$

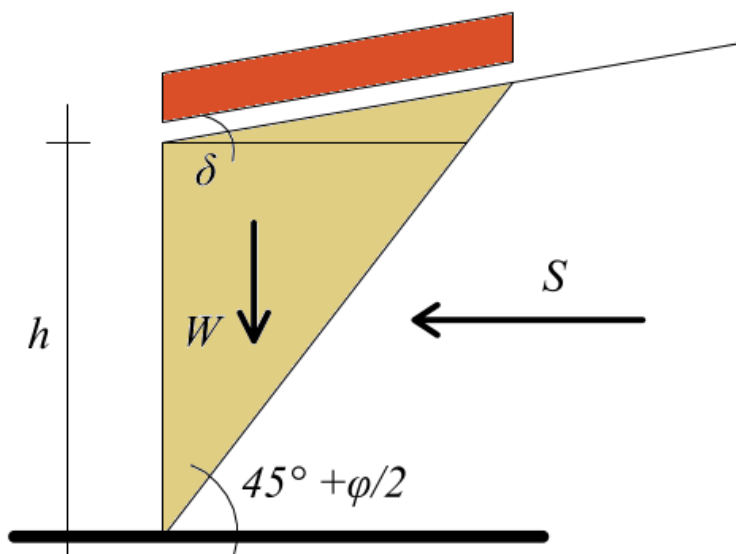
$$F_H = K_h * W ; \quad K_h = \beta_m * A_{max} / g$$

$$F_v = \pm K_v * W ; \quad K_v = \pm 0,5 * K_h$$

$$W = 1/2 * \gamma * H^2 * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2]$$



Terreno incoerente con sovraccarico costante q



Il peso sismico W si compone di due aliquote la prima relativa al terreno la seconda al sovraccarico q che è verticale;

$$W_1 = 1/2 * \gamma * H^2 * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2]$$

$$W_2 = q * H * \cos\delta * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta]$$

La spinta complessiva $S = W * tg(45^\circ - \varphi/2)$ ovvero

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} + q * H * K_{AqE}$$

dove i coefficienti di spinta attiva relativi al sovraccarico ed al terreno

$$K_{AE} = K_A * [1 + \sqrt{K_A * tg\delta + \sqrt{K_A * tg^2 \delta}}$$

$$K_{AqE} = \sqrt{K_A * [\cos\delta + \sin\delta * \sqrt{K_A}]}$$

In presenza di azioni sismiche

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_v) * K_{AE} + q * H * (1 \pm K_v) * K_{AqE}$$

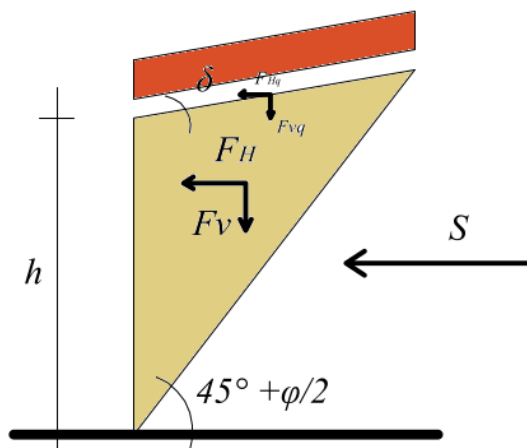
Le forze sismiche relative al sovraccarico ed al cuneo

$$F_{Hq} = K_h * W_2$$

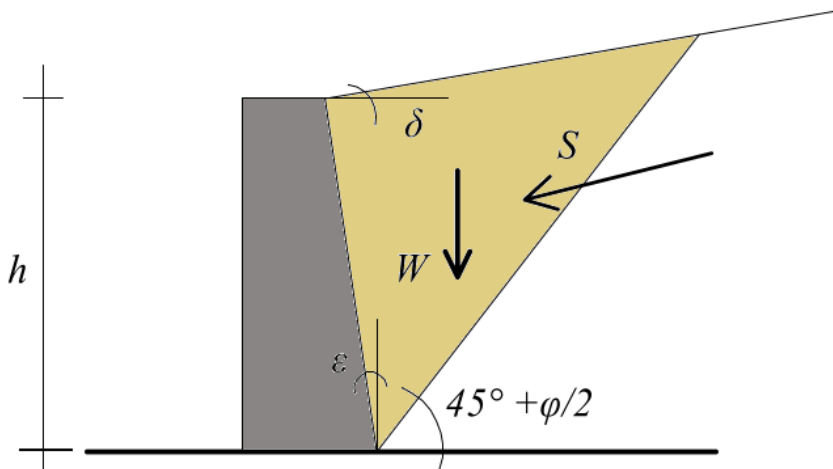
$$F_{Vq} = \pm K_v * W_2$$

$$F_H = K_h * W_1$$

$$F_V = \pm K_v * W_1$$



4-Muro con paramento interno e terreno inclinati

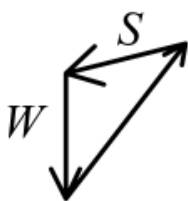


Terreno incoerente caratterizzato dal solo angolo di attrito φ : La spinta S ha una direzione ortogonale al paramento interno del muro ovvero è inclinata sull'orizzontale dell'angolo $-\varepsilon$

Il peso del cuneo di spinta

$$W = 1/2 * \gamma * H^2 * [tg(45^\circ - \phi/2) + tg^2(45^\circ - \phi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \phi/2) * tg\delta^2 + tg\varepsilon + tg\varepsilon * tg\delta]$$

Il poligono di equilibrio delle forze


$$\text{La spinta } S = W * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) / \cos \varepsilon$$

$$S=1/2*\gamma*H^2*[tg(45^\circ-\varphi/2)+tg^2(45^\circ-\varphi/2)*tg\delta+tg^2(45^\circ-\varphi/2)*tg\delta^2+tg\varepsilon+tg\varepsilon*tg\delta]$$

$$*tg(45^\circ-\varphi/2)/cos\varepsilon$$

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} \text{ dove il coefficiente di spinta attiva}$$

$$K_{AE} = K_A * \sqrt{1 + \tan^2 \delta} * \sqrt{K_A + \tan^2 \delta} * \sqrt{K_A + (\tan^2 \delta + \tan \varepsilon + \tan \varepsilon * \tan \delta) / \sqrt{K_A}} / \cos \varepsilon$$

Possiamo sempre eseguire un confronto con la formula di Monobe Okabe per terreni incoerenti

$$K_A = \sin^2(\psi + \varphi) / \{ \sin^2 \psi * \sin(\psi - \delta) * [1 + \{ (\sin(\delta + \varphi) * \sin^2(\beta + \varphi)) / (\sin(\delta + \psi) * \sin^2(\beta + \psi)) \}^{1/2}]^2 \}$$

dove

φ angolo di attrito terreno 25°

δ angolo di attrito terra muro 4°

β angolo di inclinazione terreno 20°

ψ angolo paramento interno 80°

nel nostro caso assumiamo

$$K_A = \sin^2(115) / \{ \sin^2 80 * \sin(76) * [1 + \{ (\sin(29) * \sin^2(45)) / (\sin(84) * \sin^2(100)) \}^{1/2}]^2 \}$$

$$K_A = 0,328 / \{ 0,9698 * 0,9702 * [1 + \{ (0,4848 * 0,5) / (0,9945 * 0,9698) \}^{1/2}]^2 \} = 0,154$$

$$K_{AE} = K_A * [1 + \operatorname{tg} 20 * \sqrt{K_A} + \operatorname{tg} 20^2 * \sqrt{K_A} + (\operatorname{tg} 20^2 + \operatorname{tg} 10 + \operatorname{tg} 10 * \operatorname{tg} 20) / \sqrt{K_A} / \cos 10]$$

$$K_{AE} = 0,4058 * [1 + 0,3639 * 0,6370 + 0,1324 * 0,6370 + (0,1324 + 0,1763 + 0,1763 * 0,3639) / 0,6370] / 0,9448 = 0,816$$

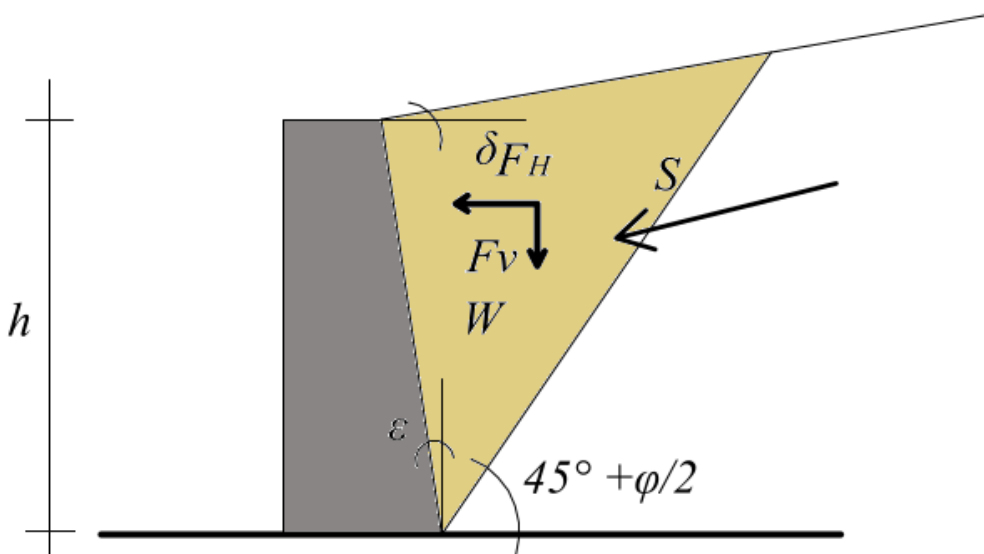
Il coefficiente calcolato K_{AE} è più attendibile agisce a vantaggio di sicurezza

Le azioni sismiche sul muro

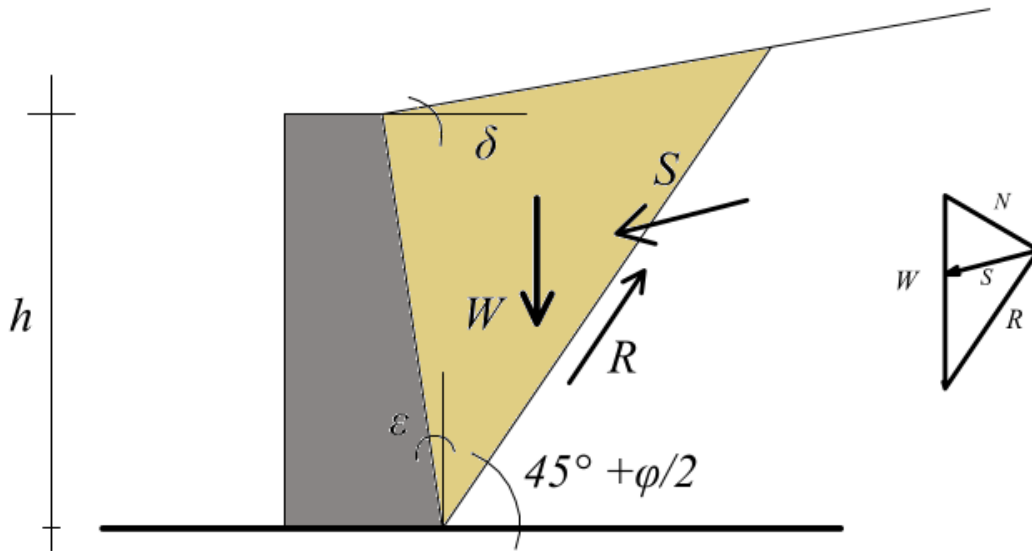
$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE}$$

$$F_H = K_h * W$$

$$F_V = \pm K_V * W$$



Consideriamo un **muro con paramento interno e terreno inclinato coesivo** caratterizzato da un angolo di attrito φ e c



La resistenza $R = c * [H/\cos(45^\circ - \varphi/2) + H * \tan(45^\circ - \varphi/2) * \tan \delta * \cos \delta / \sin(45^\circ + \varphi - \delta)]$

La componente della resistenza nella direzione ortogonale al paramento interno del muro

$$R * \tan(45^\circ - \varphi/2) / \cos \varepsilon$$

La spinta S

$$S = \{ 1/2 * \gamma * H^2 * [\tan(45^\circ - \varphi/2) + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * \tan \delta + \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * \tan \delta^2 + \tan \varepsilon + \tan \varepsilon * \tan \delta] - c * H * [1/\cos(45^\circ - \varphi/2) + \tan(45^\circ - \varphi/2) * \tan \delta * \cos \delta / \sin(45^\circ + \varphi - \delta)] \} * \tan(45^\circ - \varphi/2) / \cos \varepsilon$$

Possiamo definire i due coefficienti di spinta attiva

$$K_{AE} = K_A * [1 + \tan \delta * \sqrt{K_A} + \tan \delta^2 * \sqrt{K_A} + (\tan \delta^2 + \tan \varepsilon + \tan \varepsilon * \tan \delta) / \sqrt{K_A}] / \cos \varepsilon$$

$$K_{ACE} = \sqrt{K_A} * \{ [\sin \delta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta) * \sqrt{K_A} + 1 / [\sqrt{K_A} * \sin(45^\circ - \varphi/2)]] \} / \cos \varepsilon$$

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} - c * H * K_{ACE}$$

Possiamo ricavare l'altezza critica

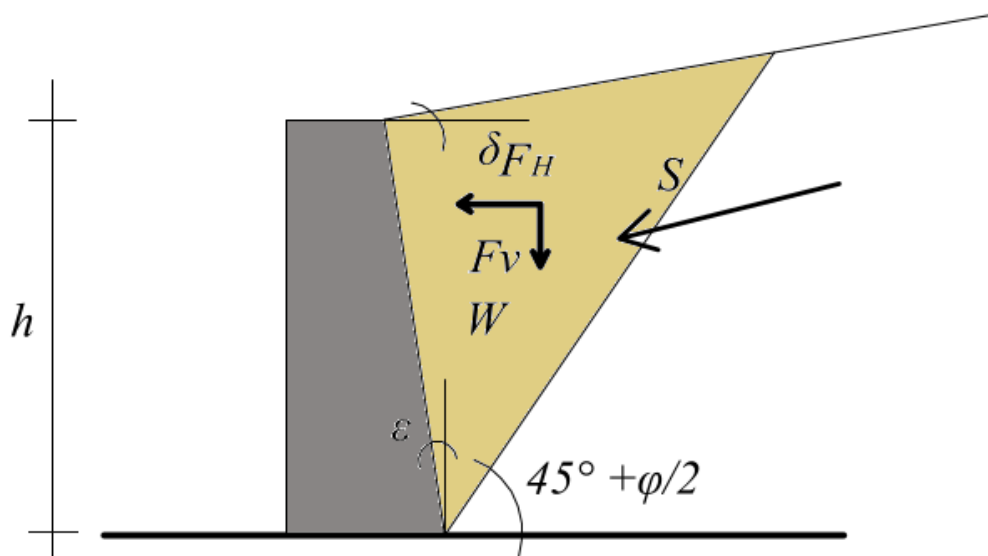
$$H_{CR} = 2 * c / \gamma * (K_{ACE} / K_{AE})$$

Le azioni sismiche sul muro

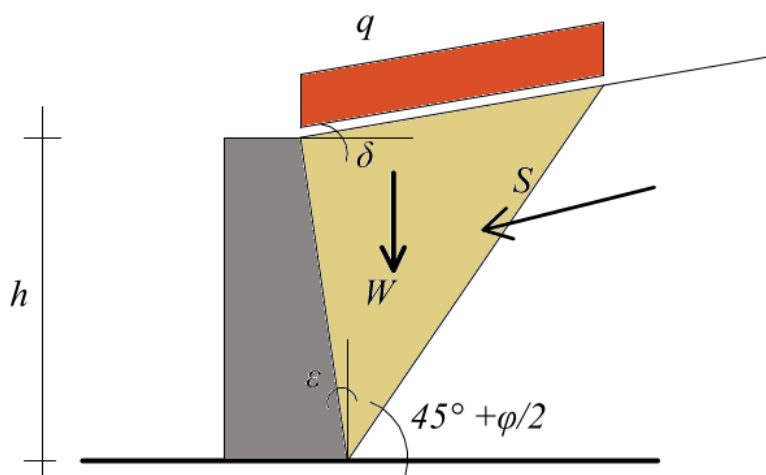
$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE} - c * H * K_{ACE}$$

$$F_H = K_h * W$$

$$F_V = \pm K_V * W$$



*Consideriamo un **muro con paramento interno** e terreno incoerente inclinato con sovraccarico costante*



Il peso sismico W si compone di due aliquote la prima relativa al terreno la seconda al sovraccarico q che è verticale;

$$W_1 = 1/2 * \gamma * H^2 * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2 + tg\varepsilon + tg\varepsilon * tg\delta]$$

$$W_2 = q * H * \cos\delta * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta]$$

*La spinta complessiva $S = W * tg(45^\circ - \varphi/2)$ ovvero*

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} + q * H * K_{AqE}$$

$$K_{AE} = K_A * [1 + tg\delta * \sqrt{K_A} + tg\delta^2 * \sqrt{K_A} + (tg\delta^2 + tg\varepsilon + tg\varepsilon * tg\delta) / \sqrt{K_A}] / \cos\varepsilon$$

$$K_{AqE} = \sqrt{K_A} * [\cos\delta + \sin\delta * \sqrt{K_A}] / \cos\varepsilon$$

In presenza di azioni sismiche

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_v) * K_{AE} + q * H * (1 \pm K_v) * K_{AqE}$$

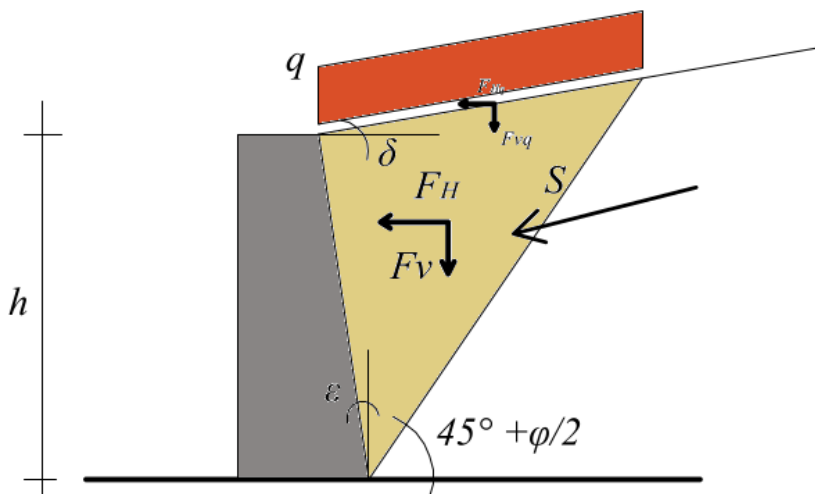
Le forze sismiche relative al sovraccarico ed al cuneo

$$F_{Hq} = K_h * W_2$$

$$F_{Vq} = \pm K_v * W_2$$

$$F_H = K_h * W_1$$

$$F_V = \pm K_v * W_1$$



5-Muro con paramento interno , terreno inclinati e attrito terra muro.

Eseguiamo il calcolo della spinta per un muro di sostegno coerente in condizione drenate caratterizzato dai seguenti parametri meccanici ed azioni esterne

peso specifico terreno γ_T

angolo di attrito φ

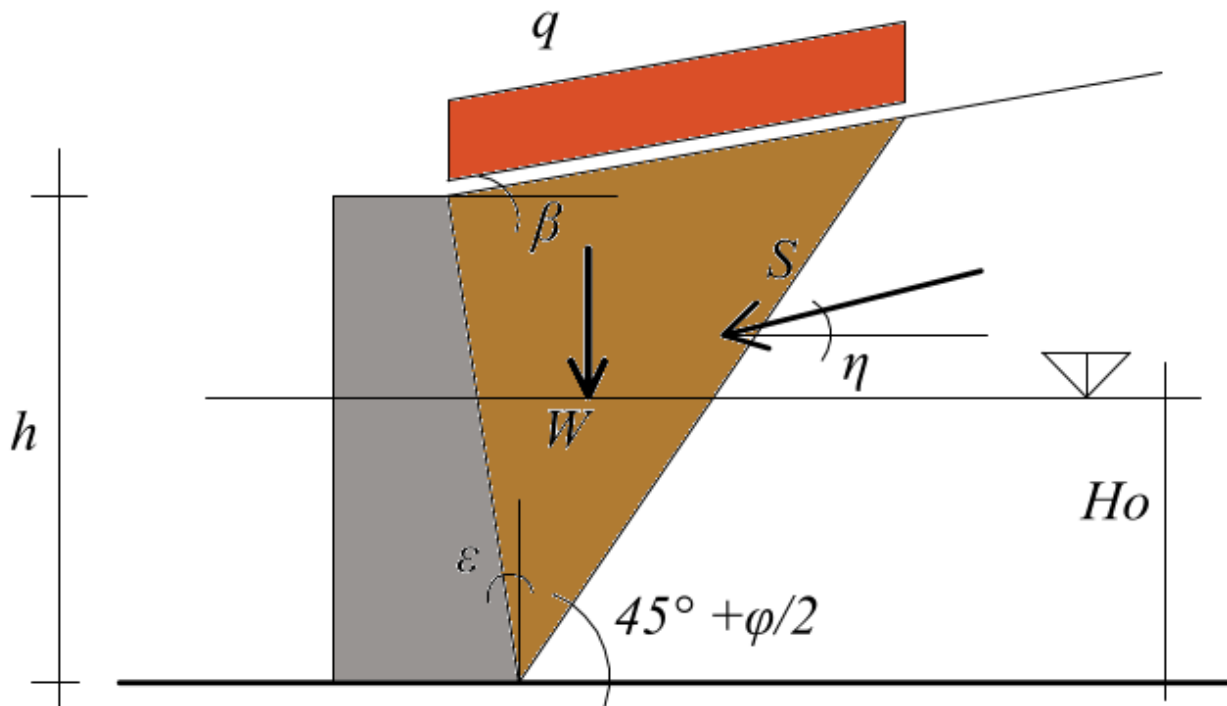
coesione c'

angolo di attrito terra muro $\delta = 2/3 * \varphi$

altezza della falda H_o dal piano di fondazione

sovraccarico q variabile

azioni sismiche orizzontali e verticali



Essendo il terreno eterogeneo con discontinuità , una modello matematico raffinato adatto per software informatici sarebbe oneroso ed inutile per cui si preferisce ipotizzare che la superficie di scorrimento o rottura sia sempre inclinata a $45^\circ + \varphi/2$ anche per terreni coesivi. La spinta S è inclinata e si compone di quattro aliquote

peso del cuneo W $S_1 = W * \tan(45^\circ - \varphi/2) * \cos \eta = 1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} / \cos \eta$

Coesione $S_2 = - c * H * K_{ACE} / \cos \eta$

Sovraccarico q $S_3 = q * H * K_{AQE} / \cos \eta$

Acqua $S_4 = 1/2 * \gamma * H_o^2 / \cos \eta$

$$K_{AE} = K_A * [1 + \sqrt{K_A} * \tan \beta + \sqrt{K_A} * \tan^2 \beta]$$

$$K_{AqE} = \sqrt{K_A} * [\cos \beta + \sin \beta * \sqrt{K_A}]$$

$$K_{ACE} = \sqrt{K_A} * \{ [\sin \beta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \beta)] * \sqrt{K_A} + 1 / [\sqrt{K_A} * \sin(45^\circ - \varphi/2)] \}$$

La spinta $S = [1/2 * \gamma * H^2 * K_{AE} - c * H * K_{ACE} + q * H * K_{AqE} + 1/2 * \gamma * H_o^2] / \cos \eta$

La spinta è sempre ortogonale al paramento interno del muro in presenza di attrito terra muro è inclinata di δ per cui $\eta = \varepsilon + \delta$

Il punto di applicazione della spinta calcolato rispetto al piano di fondazione

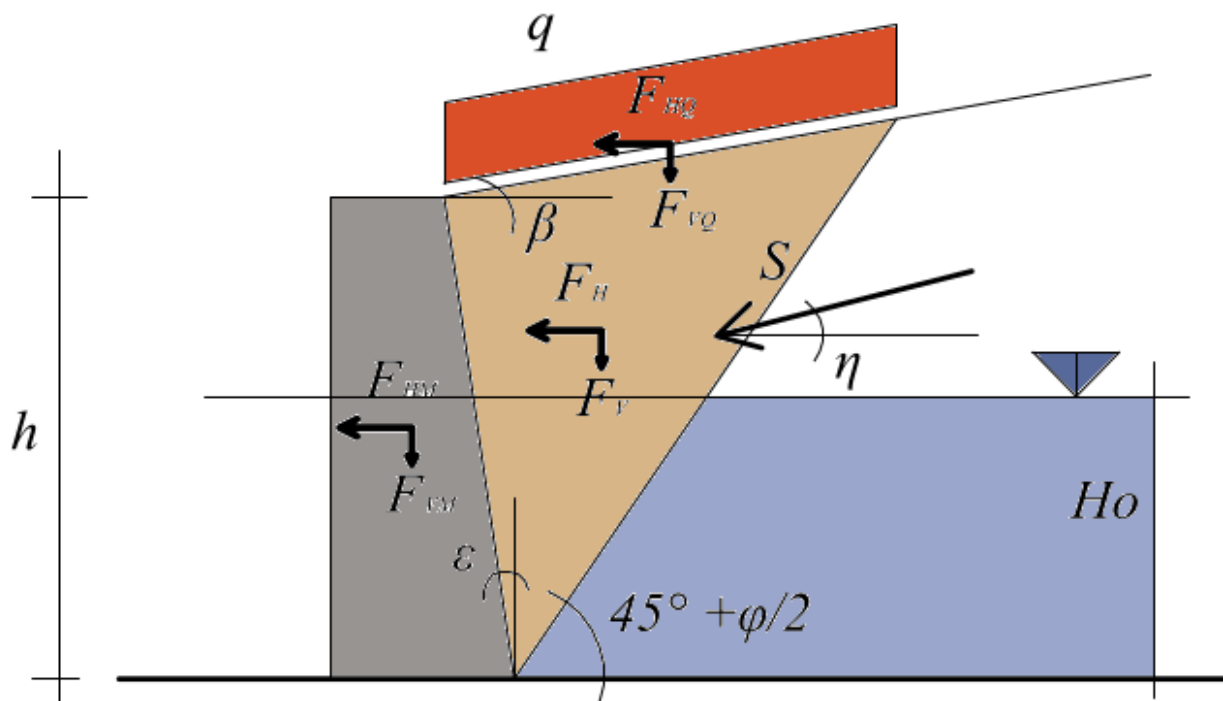
$$Y_S = (S_1 * Y_g - S_2 * H/2 + S_3 * H/2 + S_4 * 2/3 H_o) / S$$

nella formula $H = h + h * \tan(45^\circ - \varphi/2) * \tan \beta$

h altezza muro

Y_g baricentro del muro

In presenza di azioni sismiche



$$S = [1/2 * \gamma * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE} - c * H * K_{ACE} + q * H * K_{AqE} + 1/2 * \gamma * H_o^2 * (1 + 7/12 * K_h)] / \cos \eta$$

vi è un incremento della spinta dovuto al peso del cuneo per effetto del sisma verticale $W * (1 \pm K_V)$ ed un incremento della spinta dell'acqua pari a $(1 + 7/12 * K_h)$

Le forze sismiche :

terrapieno

$$F_H = K_h * W ; \quad K_h = \beta_m * A_{max}/g$$

$$F_V = \pm K_V * W ; \quad K_V = \pm 0,5 * K_h$$

Sovraccarico q

$$F_{Hq} = K_h * q * A$$

$$F_{Vq} = \pm K_V * q * A$$

*q carico a metro quadrato , $A = l * L$, L lunghezza sulla quale insiste il sovraccarico*

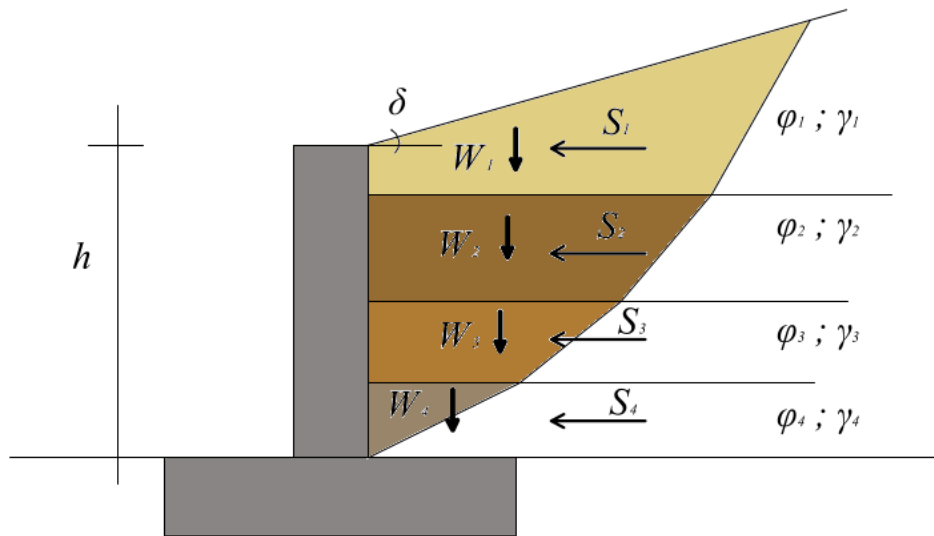
Muro

$$F_{HM} = K_h * W_M ;$$

$$F_{VM} = \pm K_V * W_M ;$$

W_M peso sismico muro

6-Muro verticale con variazione stratigrafica



La spinta $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + \dots$

$$S_1 = W_1 \cdot \tan(45^\circ - \varphi_1/2) ;$$

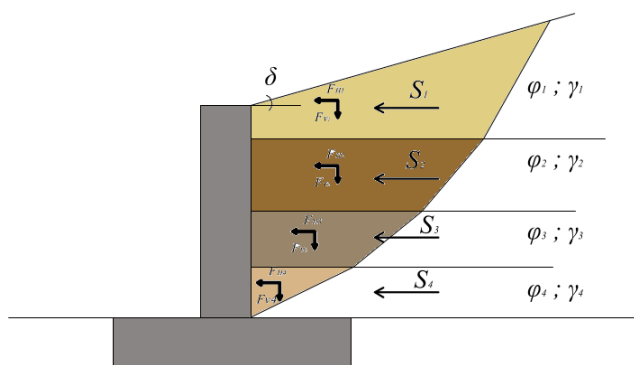
$$S_2 = W_2 \cdot \tan(45^\circ - \varphi_2/2) ;$$

$$S_3 = W_3 \cdot \tan(45^\circ - \varphi_3/2) ;$$

$$S_4 = W_4 \cdot \tan(45^\circ - \varphi_4/2) ;$$

.....

Le azioni sismiche



$$S_1 = (1 \pm K_V) * W_1 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_1/2) ;$$

$$S_2 = (1 \pm K_V) * W_2 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_2/2) ;$$

$$S_3 = (1 \pm K_V) * W_3 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_3/2) ;$$

$$S_4 = (1 \pm K_V) * W_4 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_4/2) ;$$

$$F_{1H} = K_h * W_1$$

$$F_{1V} = \pm K_V * W_1$$

$$F_{2H} = K_h * W_1$$

$$F_{2V} = \pm K_V * W_1$$

$$F_{3H} = K_h * W_1$$

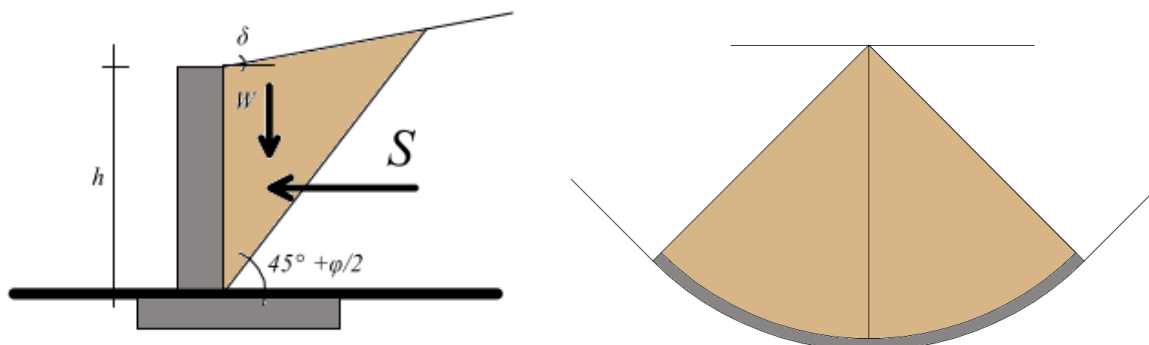
$$F_{3V} = \pm K_V * W_1$$

$$F_{4H} = K_h * W_1$$

$$F_{4V} = \pm K_V * W_1$$

7-Muri a profilo circolare in curva

Lungo dei percorsi stradali in prossimità delle curve molto spesso è necessario progettare dei muri di sostegno che seguono il percorso dell'asse stradale ed hanno un andamento curvilineo; in questo paragrafo ci riproponiamo di calcolare la spinta anche in presenza di sisma dovuta al terrapieno retrostante un muro in curva. La spinta sui muri di sostegno viene calcolata a metro lineare per cui si considera per muro di sostegno rettilineo un tratto di lunghezza unitaria e su di esso vengono eseguite i calcoli statici e dinamici. Lo stesso approccio sarebbe valido per un muro in curva considerando una lunghezza di arco di circonferenza pari a 1 m ; ma il nostro obiettivo è differente ovvero determinare la spinta globale su una parete circolare e su di essa eseguire le verifiche statiche e dinamiche per un terreno incoerente.



*Il peso sismico del cuneo di spinta $W = \gamma * V$, dove V è il volume del cuneo che possiamo determinarlo attraverso il teorema di Guldino essendo un solido di rotazione*

$$V = A * L, \text{arc}G$$

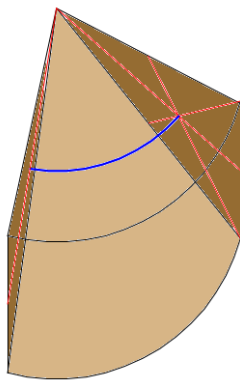
Dove A è l'area rappresentata in figura

$$A = 1/2 * H^2 * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2]$$

*$L, \text{arc}G$, lunghezza dell'arco descritta dal baricentro dell'area A , nel ruotare intorno all'asse di rotazione verticale passante per il centro del cerchio; Se l'estradosso del terreno è orizzontale il baricentro è ad $2/3 * H * tg(45^\circ - \varphi/2)$ di conseguenza*

$$L, \text{arc}G = \alpha * 2/3 * H * tg(45^\circ - \varphi/2); \quad \alpha \text{ angolo al centro espresso in radianti}$$

L'estradosso è inclinato, il baricentro è definito come punto di intersezione delle 3 mediane



La Spinta orizzontale

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * L, \text{arc}G * [tg(45^\circ - \varphi/2) + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta + tg^2(45^\circ - \varphi/2) * tg\delta^2] * tg(45^\circ - \varphi/2)$$

Il coefficiente globale di spinta attiva

$$K_{AE} = K_A * [1 + \sqrt{K_A * tg\delta} + \sqrt{K_A * tg^2 \delta}]$$

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * L, \text{arc}G * K_{AE}$$

In presenza di azioni sismiche

$$S = 1/2 * \gamma * H^2 * L, \text{arc}G * (1 \pm K_V) * K_{AE};$$

$$F_H = K_h * W; F_V = \pm K_V * W;$$

8- Stati limite

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)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si devono individuare il valori di progetto: +

- dell'azione destabilizzante E_d
- della resistenza R_d

e deve essere verificata la relazione $E_d \leq R_d$

Le azioni vanno amplificate dei coefficienti parziali γ_F

$$E_d = F_K * \gamma_F$$

Tab. 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)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Le resistenze vanno ridotte dei coefficienti parziali γ_M

$$R_d = X_K / \gamma_M$$

Tab. 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_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali per la verifica agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

I coefficienti parziali per la verifica allo SLV in presenza di azioni sismiche

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura
compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, , con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

9-Le verifiche sui muri a gravità

Un muro a gravità si oppone al movimento del terreno e quindi alla spinta ed alle azioni sismiche esclusivamente attraverso il peso proprio, può quindi essere realizzato in calcestruzzo non armato o in muratura.

Le verifiche da eseguire su un muro a gravità sono le seguenti:

▪ SLU di tipo geotecnico (GEO)

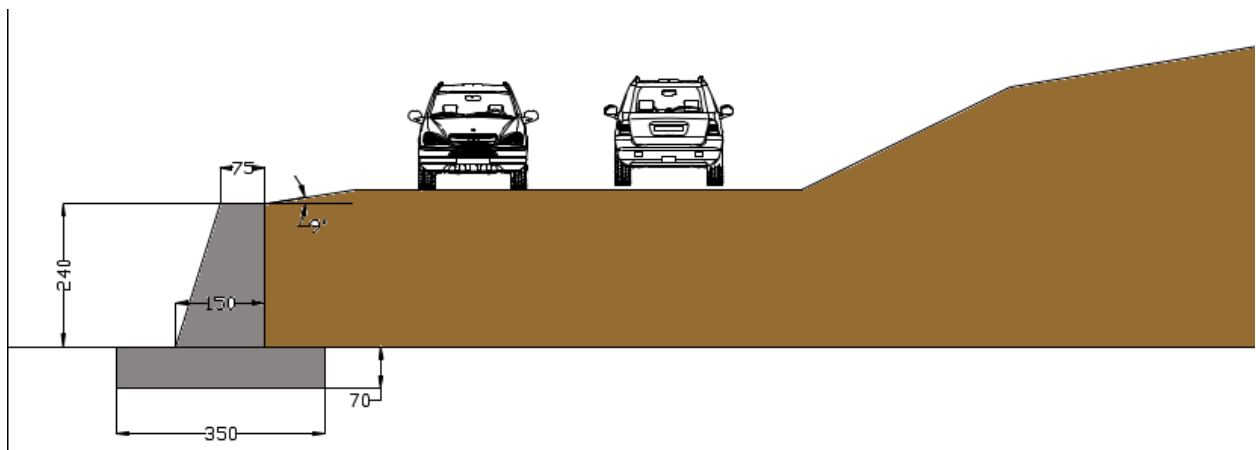
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

▪ SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Il muro a gravità essendo realizzato in calcestruzzo non armato o in muratura non è in grado di resistere a trazione per cui va valutata in ogni sezione del muro muovendosi dalla fondazione fino alla sommità lo stato di parzializzazione della sezione e le conseguenti tensioni di compressione.

Eseguiamo il calcolo del muro di sostegno a gravità in presenza di azioni sismiche riportato in figura prima in modo letterale e poi attraverso il software di calcolo Monolith riportato nell'ultimo paragrafo



Le caratteristiche del terreno:

Angolo di attrito $\varphi = 25^\circ$

Peso specifico terreno $\gamma_T = 1600 \text{ kg/mc}$

Inclinazione terrapieno $\delta = 9^\circ$; lunghezza orizzontale tratto inclinato $d = 0,80 \text{ m}$

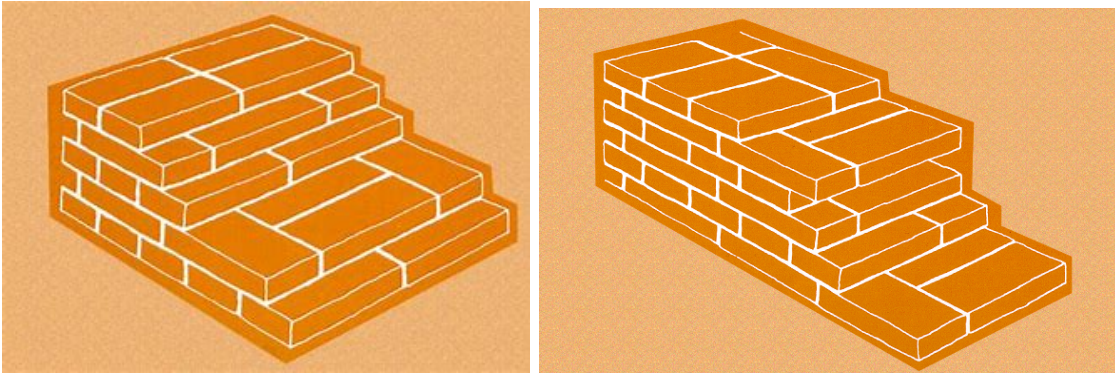
Zona sismica comune di Castel di Sangro

Muro in calcestruzzo debolmente armato

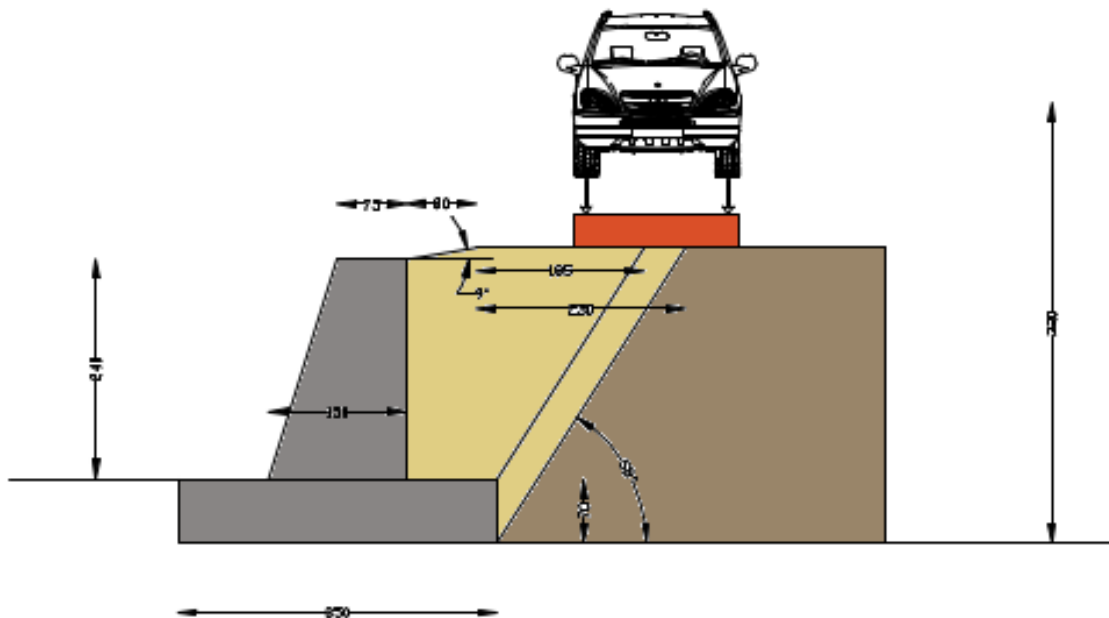
Peso Specifico $\gamma_M = 2200 \text{ kg/mc}$

La scarpata è modellata secondo il rapporto 3/2

Il muro a gravità può essere realizzato anche con elementi lapidei pietra in laterizio blocchi semipieni o in blocchi di cls semipieni ; ovviamente la muratura sarà del tipo a tre teste o 4 teste



Utilizzando un blocco di laterizio avente dimensioni 30x13x19 cm si ottiene un muro di sostegno avente uno spessore di 60 cm, passando ad una muratura ad otto teste si può ottenere uno spessore di 120 cm. Si può utilizzare per i muri di sostegno la tecnologia della muratura armata alternativa al tipico muro a mensola di cls armato. Il sovraccarico da considerare sul muro si desume dal paragrafo delle NTC relativo al calcolo delle strutture da ponte è evidente che non è esteso per tutto il terrapieno. La superficie di scorrimento inclinata a $45^\circ + \phi/2$ con il relativo sovraccarico e le dimensioni è riportata in figura:



Il carico distribuito evidenziato in rosso in figura è pari a 15000 daN/mq. La spinta S la calcoliamo come somma di due aliquote la prima relativa alla componente orizzontale del cuneo di spinta e la seconda dovuta al sovraccarico q . Il peso sismico del cuneo di spinta:

$$W = \gamma_T * A = 1/2 * \gamma_T * H^2 * \text{tg}(45^\circ - \phi/2) + \gamma_T * H * \text{tg}(45^\circ - \phi/2) * d * \text{tg} \delta - 1/2 * \gamma_T * d^2 * \text{tg} \delta$$

Dal poligono delle forze

$$S_1 = 1/2 * \gamma_T * H^2 * [\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + 2 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) * d/H * \operatorname{tg} \delta - (d/H)^2 * \operatorname{tg} \delta] = 1/2 * \gamma_T * H^2 * K_{AE}$$

$$K_{AE} = [\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + 2 * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) * d/H * \operatorname{tg} \delta - (d/H)^2 * \operatorname{tg} \delta]$$

La componente della spinta dovuta al sovraccarico q

$$S_2 = q * L * (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2))$$

*q*L risultante delle forze agenti sul cuneo di spinta*

L lunghezza della strada sul cuneo di spinta interessata dal sovraccarico q

il diagramma delle pressioni orizzontali è costante ed agisce su un tratto avente altezza $h = L / (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2))$:

Punto di applicazione della spinta orizzontale

$$Y_S = (S_1 * H/3 + S_2 * h/2) / (S_1 + S_2)$$

Y_S distanza del punto di applicazione della spinta dal piano di fondazione

Calcolo azioni sismiche

$$F_H = K_H * W; \quad F_V = \pm K_V * W;$$

Azioni sismiche dovute al sovraccarico

$$F_{Hq} = K_H * q * L; \quad F_{Vq} = \pm K_V * q * L$$

La spinta per azioni sismiche

$$S = 1/2 * \gamma_T * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE} + q * (1 \pm K_V) * L * (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2))$$

Definizione delle combinazioni di carico allo stato limite ultimo

(A1+M1+R3)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;

(A2+M2+R2)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

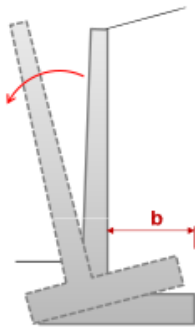
Per lo stato limite di corpo rigido si utilizzano i seguenti coefficienti

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Verifica al ribaltamento (A1+M1+R3)



Definizione delle azioni

favorevole

Terreno $\gamma_T = 1600 \cdot 1 = 1600 \text{ kg/mc}$; angolo di attrito $\text{tg}\varphi = 1 \cdot \text{tg}25^\circ = 0,466$

Sovraccarico $q = 0 \text{ daN/mq}$ Peso specifico cls $\gamma_{CLS} = 2200 \cdot 1,1 = 2420 \text{ kg/mc}$

sfavorevole

Terreno $\gamma_T = 1600 \cdot 1,1 = 1600 \text{ kg/mc}$; angolo di attrito $\text{tg}\varphi = 1 \cdot \text{tg}25^\circ = 0,466$

Sovraccarico $q \cdot 1,5 = 22500 \text{ daN/mq}$

Peso specifico cls $\gamma_{CLS} = 2200 \cdot 1,3 = 2860 \text{ kg/mc}$

combinazione sismica

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ angolo di attrito $\text{tg}\varphi = 1 \cdot \text{tg}25^\circ = 0,466$

Azioni sismiche $A_g = 2,67 \text{ m/sec}^2$

$A_{max} = S \cdot A_g = S_T \cdot S_S \cdot A_g = 4,23 \text{ m/sec}^2$

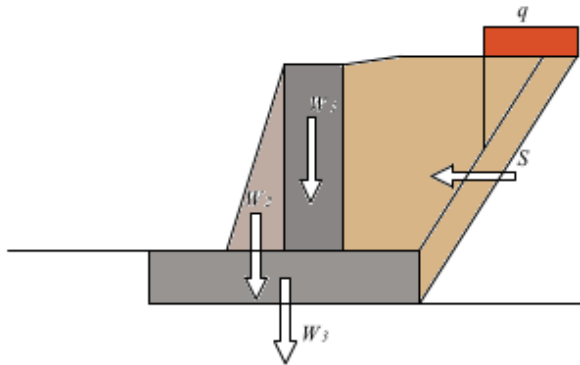
$S_T = 1,2$ coefficiente di topografia

$S_S = 1,32$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$K_h = 0,38 \cdot A_{max}/g = 0,163$

$$K_v = \pm 0,5 * K_h = \pm 0,82$$

La verifica viene condotta a ribaltamento rispetto al punto più estremo della fondazione ;



Momento stabilizzante

$$(1 \pm K_v) * W_1 \ ; \ (1 \pm K_v) * W_2 \ ; \ (1 \pm K_v) * W_3 \ ;$$

$$\text{Terreno al di sopra della fondazione } (1 \pm K_v) * W_T \ ;$$

$$M_S = (1 \pm K_v) * W_1 * d_1 + (1 \pm K_v) * W_2 * d_2 + (1 \pm K_v) * W_3 * d_3 + (1 \pm K_v) * W_T * d_4$$

$$M_{S_{MAX}} = 1,82 * (W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + W_3 * d_3 + W_T * d_4)$$

$$M_{S_{MIN}} = 0,18 * (W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + W_3 * d_3 + W_T * d_4)$$

Momento ribaltante

Azioni orizzontali

$$S = 1/2 * \gamma_T * H^2 * (1 \pm K_v) * K_{AE} + q * (1 \pm K_v) * L * (\text{tg}(45^\circ - \varphi/2))$$

Azioni sismiche orizzontali

$$\text{Terreno } F_H = K_H * W; \text{ Sovraccarico } F_{Hq} = K_H * q * L;$$

$$\text{Muro } K_H * W_1 \ ; \ K_H * W_2 \ ; \ K_H * W_3$$

Il momento ribaltante

$$M_{R_{MAX}} = 1/2 * \gamma_T * H^2 * 1,82 * K_{AE} * Y_S + q * 1,82 * L * (\text{tg}(45^\circ - \varphi/2)) * (H - h/2) +$$

$$+ K_H * W * Y_G + K_H * q * L * H + K_H * (W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + W_3 * d_3 + W_T * d_4)$$

$$M_{RMIN} = 1/2 * \gamma_T * H^2 * 0,18 * K_{AE} * Y_S + q * 0,18 * L * (tg(45^\circ - \varphi/2) (H-h/2) +$$

$$+ K_H * W * Y_G + K_H * q * L * H + K_H * (W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + W_3 * d_3 + W_T * d_4)$$

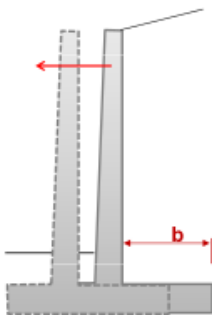
Y_G baricentro del cuneo

Affinché sia soddisfatta la verifica al ribaltamento deve risultare

(Momento stabilizzante) / (Momento ribaltante) = $M_S/M_R \leq 1$ ovvero

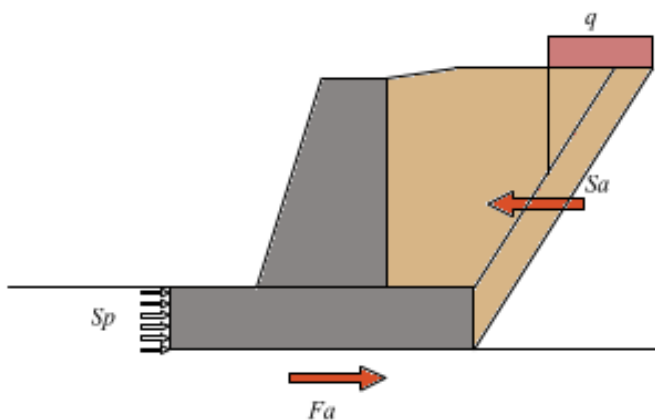
$$M_{SMIN} \geq M_{RMIN} ; \quad M_{SMAX} \geq M_{RMAX} ;$$

Verifica allo scorrimento (A1+M1+R3)



La verifica allo slittamento viene seguita sul piano di posa delle fondazioni , è un equilibrio alla traslazione orizzontale dove intervengono la forza di attrito tra fondazione e terreno , la spinta passiva sullo spessore del basamento e le forze orizzontali. La forza di attrito dipende dal carico verticale e dalle condizioni di scabrezza delle superfici a contatto

$$F_A = N * f \quad , \text{ con } f \text{ coefficiente di attrito}$$



Considerando anche le azioni sismiche la forza di scorrimento

$$S_{max} = 1/2 * \gamma_T * H^2 * (1 + K_V) * K_{AE} + q * (1 + K_V) * L * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + K_H * W + K_H * q * L$$

$$S_{min} = 1/2 * \gamma_T * H^2 * (1 - K_V) * K_{AE} + q * (1 - K_V) * L * (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + K_H * W + K_H * q * L$$

La forza resistente

$$R_{max} = [W_m * (1 + K_V) + W_T * (1 + K_V)] * \operatorname{tg} \delta + 1/2 * \gamma_T * d^2 * \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$R_{min} = [W_m * (1 - K_V) + W_T * (1 - K_V)] * \operatorname{tg} \delta + 1/2 * \gamma_T * d^2 * \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

W_m peso del muro

W_T peso del terreno che insiste sulla fondazione

δ angolo di attrito tra fondazione e terreno $\delta = 2/3 * \varphi'$

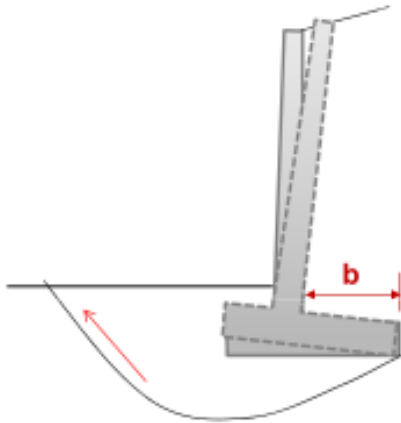
φ' angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di fondazione

La verifica è soddisfatta se risulta

$$R_{max} \geq S_{max};$$

$$R_{min} \geq S_{min};$$

Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno (A1+M1+R3)



Il carico limite di una fondazione rettangolare è dato dalla seguente formula :

$$Q_{Lim} = s_q * i_q * b_q * g_q * \psi_q * Nq * q_0 + s_c * i_c * b_c * g_c * \psi_c * Nc * C + s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma * \psi_\gamma * N\gamma * B * \gamma/2$$

s_i coefficiente di forma di base della fondazione

i_i inclinazione del carico

b_i inclinazione del piano di posa orizzontale

g_i inclinazione pendio orizzontale

ψ_i punzonamento

la formula diventa

$$Q_{Lim} = s_q \cdot i_q \cdot \psi_q \cdot Nq \cdot q_o + s_c \cdot i_c \cdot \psi_c \cdot Nc \cdot C + s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot N\gamma \cdot B \cdot \gamma / 2$$

i coefficienti di forma :

Forma della fondazione	s_q	s_c	s_γ
Rettangolo $L > B$	$1 + (B/L) \cdot \operatorname{tg} \varphi$	$1 + (B/L) \cdot Nq/Nc$	$1 - 0,4 \cdot B/L$
quadrata o cerchio $B = L$	$1 + \operatorname{tg} \varphi$	$1 + Nq/Nc$	$0,6$

Le tensioni sul terreno trasmesse dalla fondazione si ricavano dalle formule della pressoflessione per materiali non reagenti a trazione;

in una teoria elastica lineare per una fondazione rettangolare di lati B ed L

per $e \leq B/6$ $\sigma = N/A \pm M/W$

W modulo di resistenza $L \cdot B^2 / 6$

N sforzo normale risultante dei carichi verticali

$$N_{max} = [W_m \cdot (1 + K_V) + W_T \cdot (1 + K_V)]$$

$$N_{min} = [W_m \cdot (1 - K_V) + W_T \cdot (1 - K_V)]$$

Il momento M è calcolato rispetto al baricentro della sezione della fondazione

$$M_{max} = 1/2 \cdot \gamma_T \cdot H^2 \cdot (1 + K_V) \cdot K_{AE} \cdot Y_S + q \cdot (1 + K_V) \cdot L \cdot (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \cdot (H - h/2) + K_H \cdot W \cdot Y_G + K_H \cdot q \cdot L \cdot H + K_H \cdot (W_1 \cdot d_{1G} + W_2 \cdot d_{2G} + W_3 \cdot d_{3G} + W_T \cdot d_{4G}))$$

$$M_{max} = 1/2 \cdot \gamma_T \cdot H^2 \cdot (1 - K_V) \cdot K_{AE} \cdot Y_S + q \cdot (1 - K_V) \cdot L \cdot (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \cdot (H - h/2) + K_H \cdot W \cdot Y_G + K_H \cdot q \cdot L \cdot H + K_H \cdot (W_1 \cdot d_{1G} + W_2 \cdot d_{2G} + W_3 \cdot d_{3G} + W_T \cdot d_{4G}))$$

Le verifiche vengono eseguite per le coppie di sollecitazioni

$$(N_{max}; M_{max}); (N_{min}; M_{min});$$

se risulta per $e > B/6$

il diagramma delle tensioni è triangolare ed è esteso alla sezione di terreno reagente

$$\sigma_{min} = 2/3 \cdot N_{min} / (L \cdot u) \text{ , la sezione reagente è pari a } 3u \text{ con } u = B/2 - e$$

$$\sigma_{max} = 2/3 \cdot N_{max} / (L \cdot u) \text{ , la sezione reagente è pari a } 3u \text{ con } u = B/2 - e$$

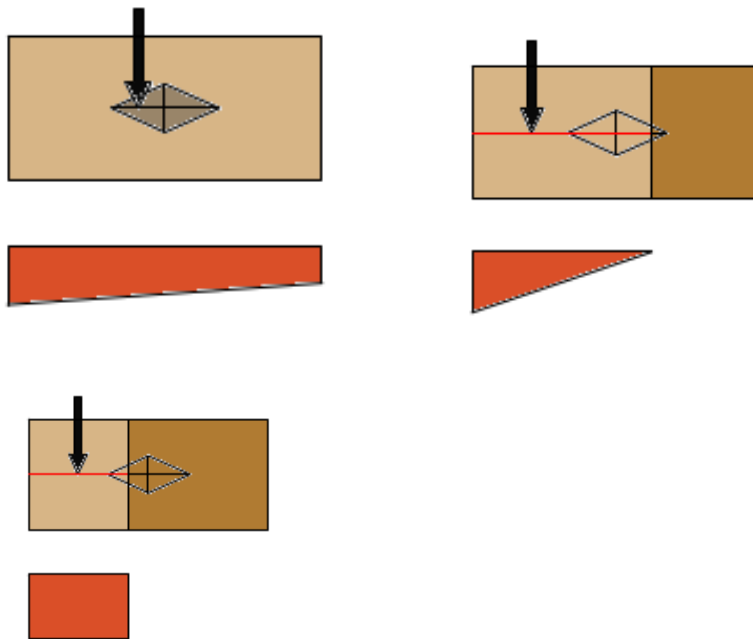
La verifica a carico limite $Q_{Lim}/\sigma_{max} \geq 1,2$

Se ipotizziamo per il terreno un comportamento plastico con diagramma delle tensioni rettangolare, la sezione reagente è pari a $2u$ con $u = B/2 - e$

$$\sigma_{min} = N_{min}/(L*2*u) ; \sigma_{max} = N_{max}/(L*2*u) ;$$

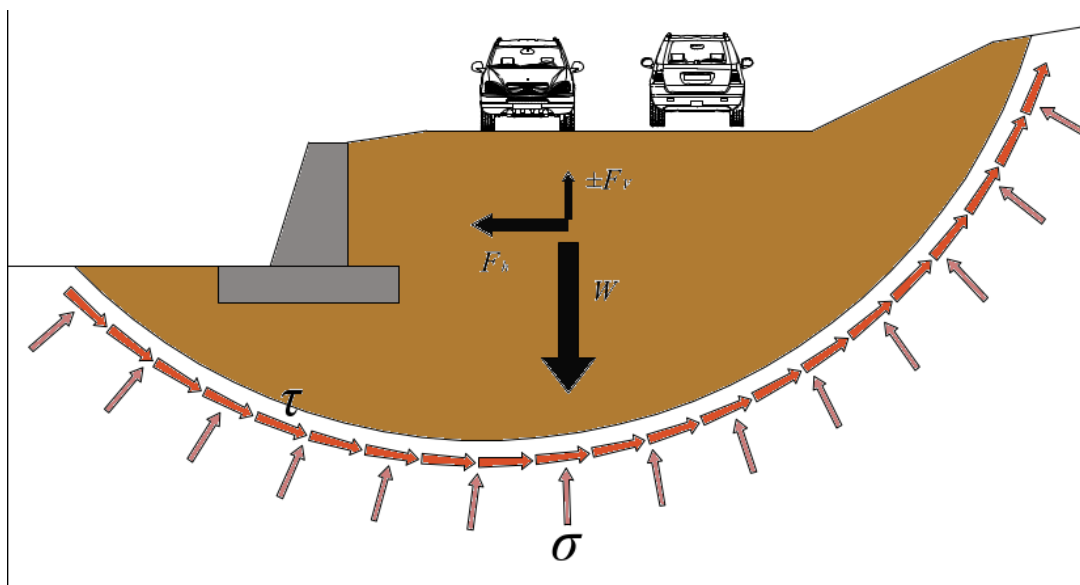
$L = 100 \text{ cm}$ poiché si considera una striscia di muro lunga 1 m

I diagrammi delle tensioni sul terreno



Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

Dal profilo del terreno si vede immediatamente che il complesso terreno muro di sostegno è stabile.



W peso sismico del terrapieno

q sovraccarico

W_1 ; W_2 ; W_3 peso sismico muro

Terreno

$$F_H = K_H * W; \quad F_V = \pm K_V * W;$$

Sovraccarico

$$F_{Hq} = K_H * q * L; \quad F_{Vq} = \pm K_V * q * L;$$

Muro

forze sismiche orizzontali $K_H * W_1$; $K_H * W_2$; $K_H * W_3$

forze sismiche verticali $\pm K_V * W_1$; $\pm K_V * W_2$; $\pm K_V * W_3$

Le azioni sismiche verticali ed orizzontali sono definite dalla normativa ed analoghe alle azioni sui muri di sostegno tranne che per il parametro β

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il metodo dell'equilibrio limite di corpo rigido consiste nel determinare le tensioni tangenziali di taglio di taglio lungo la superficie di scorrimento da confrontare con la resistenza R determinando un coefficiente di sicurezza

$$FS = \tau_R / \tau \geq 1,2$$

$$\tau_R = c + \sigma \tan \varphi$$

La superficie di scorrimento è incognita il problema non è staticamente determinato , si procede per tentativi variando la superficie di scorrimento scrivendo le equazioni cardinali della statica

equilibrio alla traslazione secondo X

$$\Sigma F_{Xi} = 0$$

equilibrio alla traslazione secondo Y

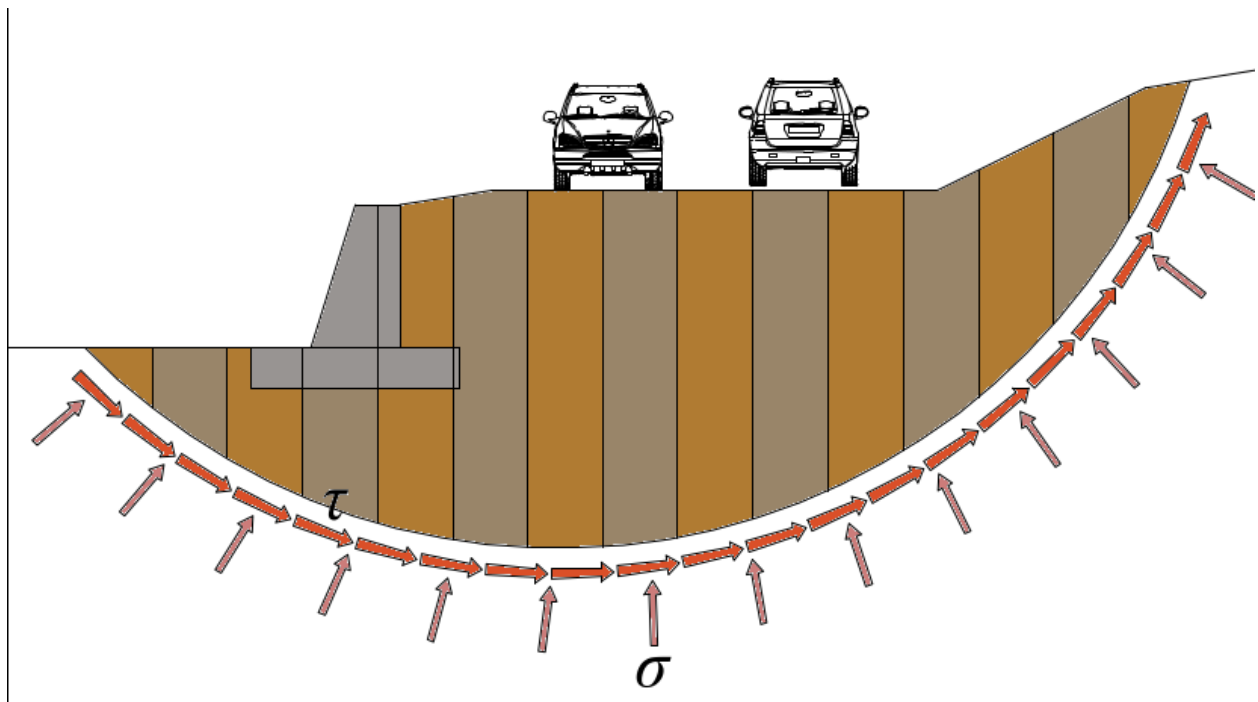
$$\Sigma F_{Yi} = 0$$

equilibrio alla rotazione intorno al centro del cerchio

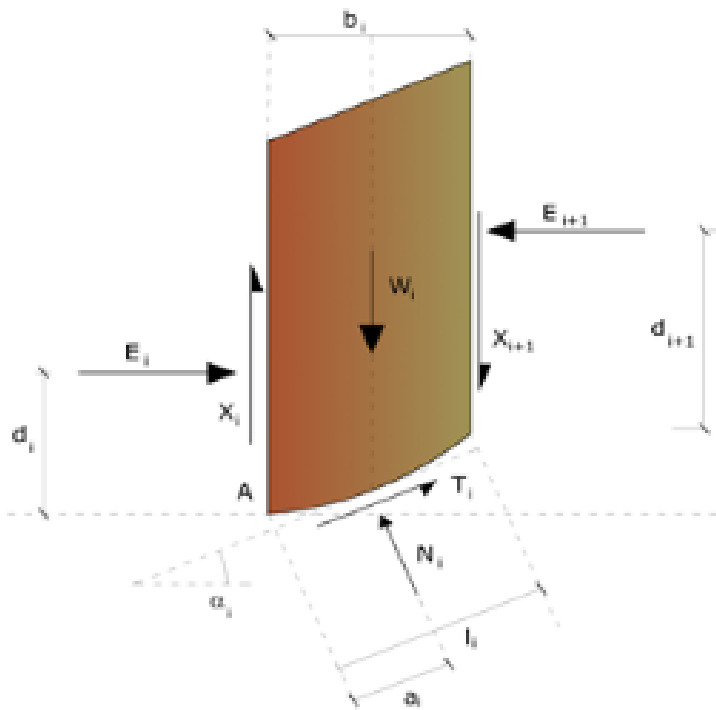
$$\Sigma F_i * d_i = 0$$

Il fattore di sicurezza più basso individua la superficie di scorrimento ed il coefficiente di sicurezza.

Un altro modo di verificare la stabilità globale del complesso muro e terreno è la suddivisione in strisce verticali del corpo rigido

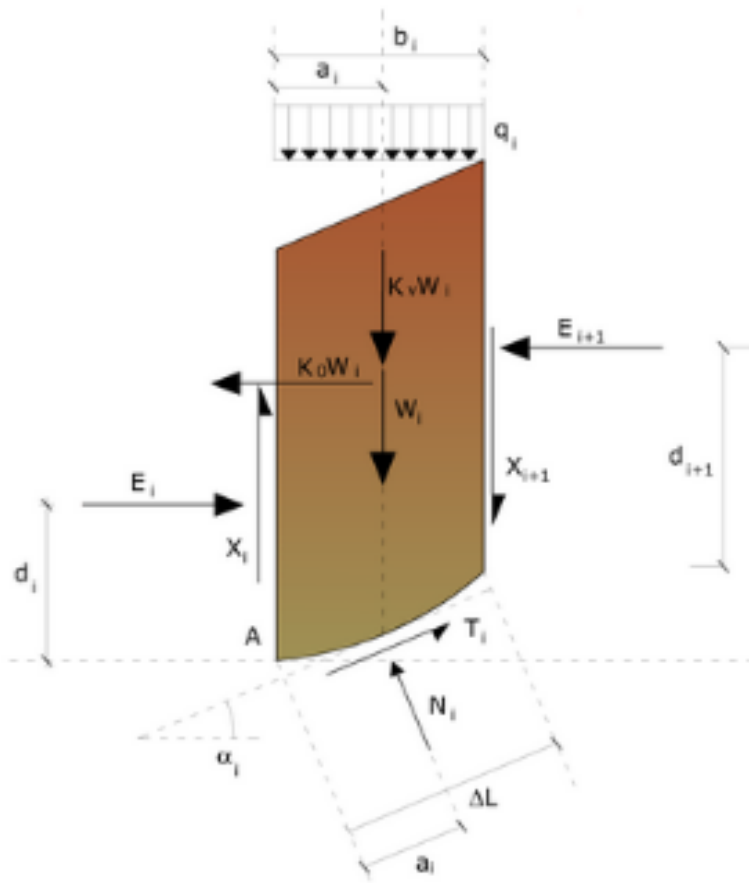


ogni striscia è sollecitata dalle seguenti forze alle quali vanno aggiunte le azioni sismiche statiche orizzontali e verticali



Le equazioni a disposizione traslazione secondo gli assi rotazione e criterio di rottura non sono sufficienti a determinare la esatta posizione e forma della superficie di scorrimento per cui si deve sempre procedere per tentativi.

Un metodo che ci consente di verificare la stabilità del complesso terreno muro di sostegno senza agire per tentativi valido per superfici circolari è quello di **Fellenius** che trascura le forze di interstriscia



le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali N ;
 n valori delle forze da taglio T ;
 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$. Le equazioni a disposizione sono:
 - n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
 - n equazioni relative al criterio di rottura;
 -equazione di equilibrio dei momenti globale.

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Il muro a gravità realizzato in calcestruzzo non armato o muratura di laterizio o cls va verificato in ogni sua sezione essendo il profilo del muro variabile, inoltre il materiale non reagisce a trazione per cui va individuata la sezione reagente in fase elastica lineare o in fase plastica determinando il valore max delle tensioni di compressione. La verifica da eseguire in ogni sezione del muro è a pressoflessione con sezione interamente reagente

$$\text{per } e \leq B/6 \quad \sigma = N/A \pm M/W \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad e = M/N$$

W modulo di resistenza $L \cdot B^2/6$

in fase elastica lineare

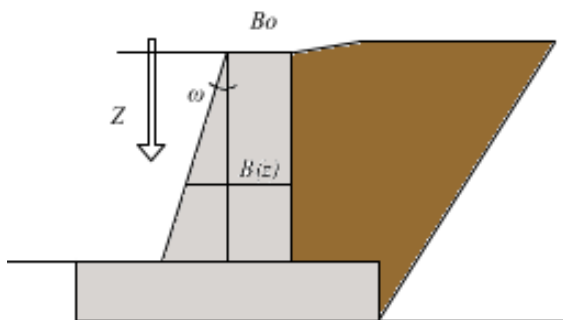
$$\sigma = 2/3 \cdot N_{\min}/(L \cdot u) \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad , \text{ la sezione reagente è pari a } 3u \text{ con } u = B/2 - e$$

in fase plastica

$$\sigma = N_{\min}/(L \cdot 2 \cdot u) \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad ; \text{ la sezione reagente è pari a } 2u \text{ con } u = B/2 - e$$

*f_{cd} resistenza a compressione della muratura o del cls
per calcestruzzo $R_{ck} 300 \quad f_{cd} = 0,83 \cdot 300 / \gamma_c \quad \gamma_c = 1,5$*

La base B è variabile lungo l'altezza $B = B_0 + z \cdot \tan \omega$



Anche le sollecitazioni variano con l'ordinata z dove

$N(z) = W(z) = \gamma_{cls} \cdot (B_0 + z/2 \cdot \tan \omega) \cdot z$ è il peso del solo muro

$M(z)$ è il momento flettente dovuto alle forze orizzontali e verticali calcolato rispetto al baricentro della sezione, per il quale possiamo ipotizzare in modo approssimato una legge di variazione secondo uno schema mensola in funzione del momento alla base $M(z) = M_0 \cdot (1 - z/h)$ dove h è l'altezza del muro fino alla fondazione.

La eccentricità $e(z) = M(z)/N(z)$

Va eseguita anche una verifica a taglio per effetto delle azioni orizzontali statiche e sismiche che per la muratura

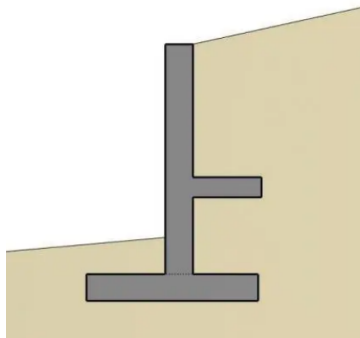
$$V_{RD} = b(z) \cdot 1,00 \cdot f_{vd} \quad b(z) \text{ larghezza sezione reagente}$$

$$f_{vd} = f_{vK} / \gamma_M \quad f_{vK} = f_{vK0} + 0,4 \cdot \sigma_N$$

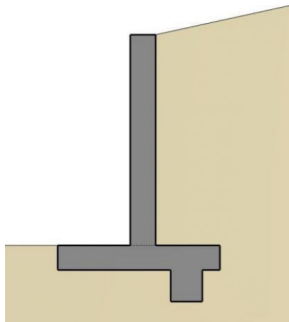
10-Le verifiche sui muri in cemento armato

I muri di sostegno in cemento armato si distinguono in

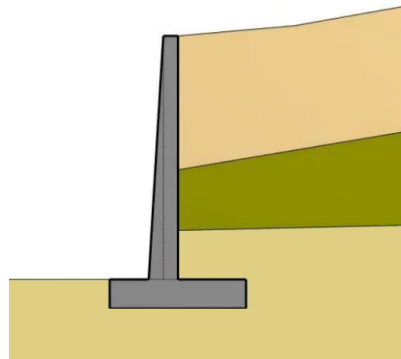
- Muri a mensola con dente o sperone



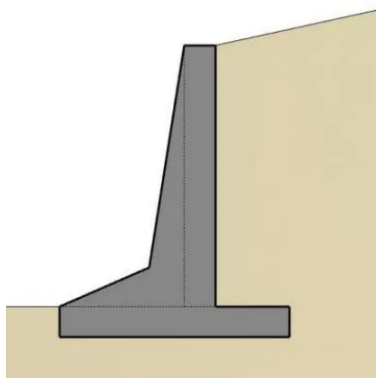
Muro a mensola con sbalzo a monte



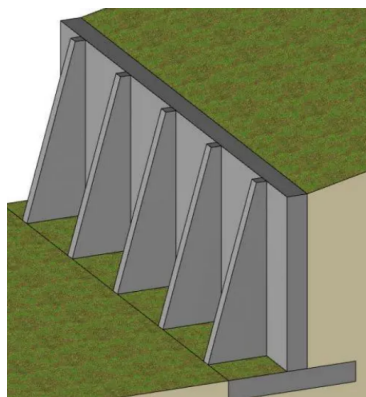
Muro con sperone (dente)



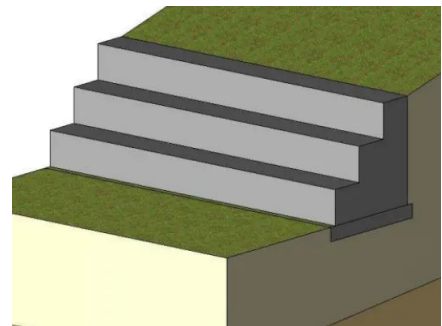
- Muri con contrafforti , Muro con scarpa, Muro a gabbioni



Muro con scarpa

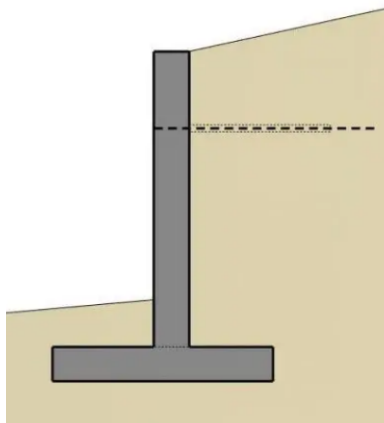


Muro con contrafforti

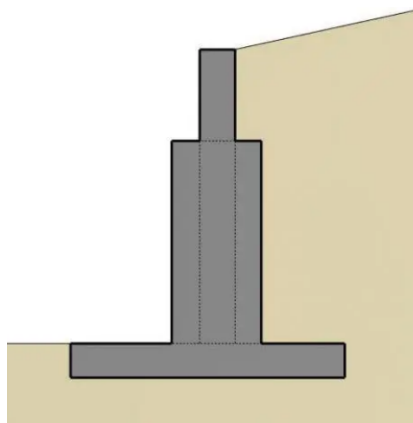


Muro a gabbioni

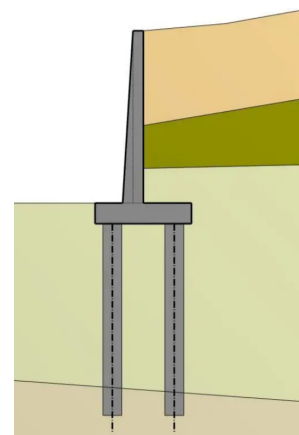
Muro a mensola in c.a. con tiranti, con gradoni e su pali



Muro con tiranti

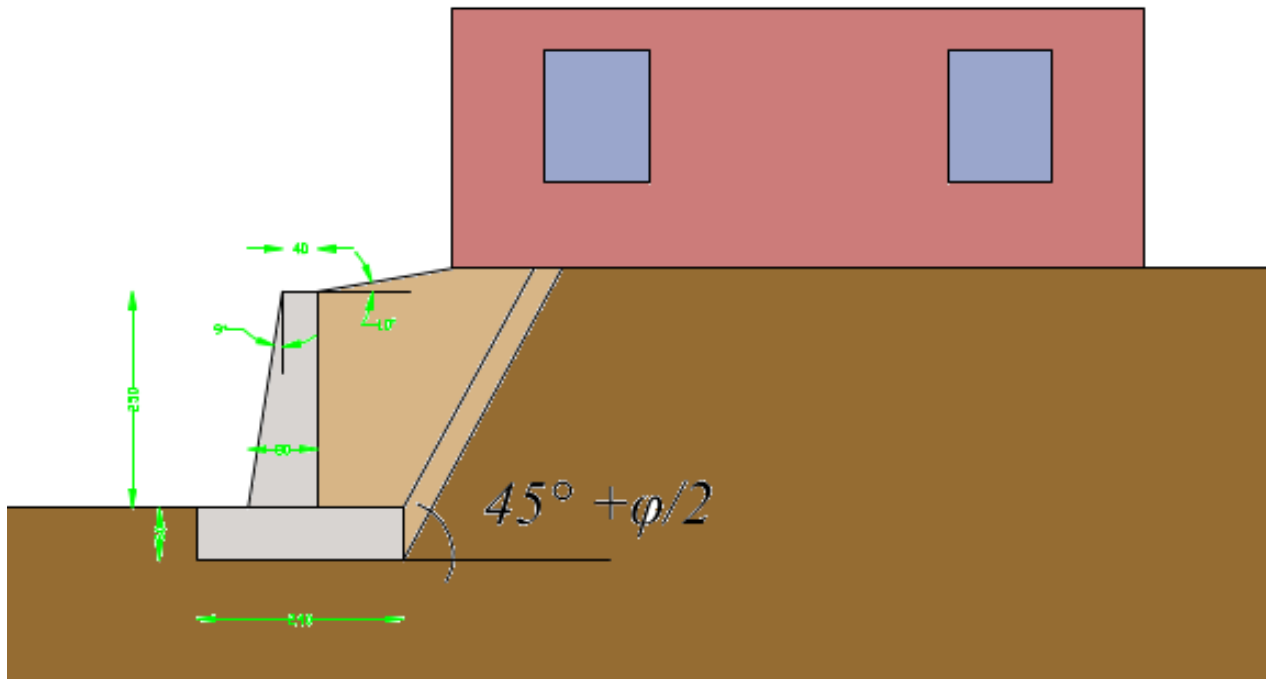


Muro a gradoni



Muro su pali

Eseguiamo il calcolo del muro di sostegno a mensola in c.a. riportato in figura.



Il terreno è coesivo , la verifica viene condotta in condizioni non drenate

angolo di attrito $\phi = 30^\circ$

angolo di attrito terra muro $\delta = 20^\circ$

coesione $c' = 0,2 \text{ daN/cm}^2$

peso specifico terreno $\gamma_T = 1900 \text{ kg/m}^3$

inclinazione terreno $\beta = 10^\circ$

inclinazione paramento esterno muro 9°

peso edificio a metro lineare 4000 daN/ml

Zona sismica $A_g = 2,63 \text{ m/sec}^2$;

*$A_{max} = S * A_g = S_T * S_S * A_g = 4,23 \text{ m/sec}^2$*

$S_T = 1,2$ coefficiente di topografia

$S_S = 1,32$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

*$K_h = 0,38 * A_{max}/g = 0,163$*

Le verifiche da eseguire su un muro a mensola in c.a. sono le seguenti :

▪ **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

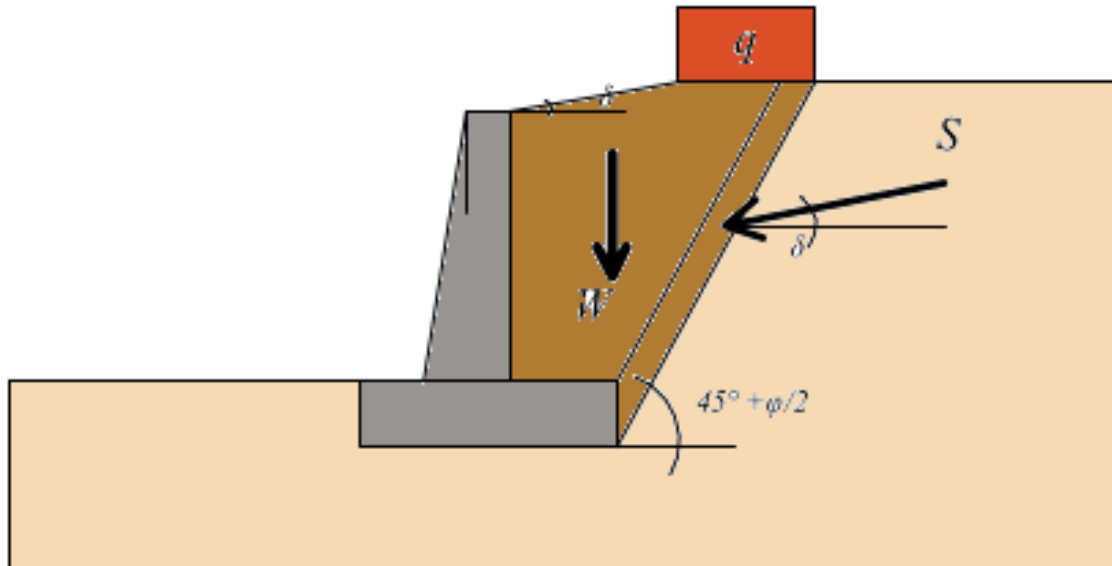
▪ **SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Eseguiamo il calcolo delle azioni dovute al terrapieno ed al sisma ricordando che la combinazione di carico alla quale far riferimento è la seguente

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{angolo di attrito } \operatorname{tg} \varphi = 1 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 0,577$$

Calcolo della spinta del terrapieno



La spinta si compone di tre aliquote

S_1 dovuta al peso sismico del cuneo di spinta

S_2 dovuta alla coesione c'

S_3 dovuta al sovraccarico

$$S_1 = 1/2 \cdot \gamma_T \cdot H^2 \cdot K_{AE} / \cos \delta$$

*H altezza del muro a partire dal piano della fondazione
d lunghezza orizzontale del tratto di terreno inclinato*

$$K_{AE} = [\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + 2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \cdot d/H \cdot \operatorname{tg} \beta - (d/H)^2 \cdot \operatorname{tg} \beta]$$

$$S_2 = q \cdot L \cdot (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) / \cos \delta$$

$q \cdot L$ risultante delle forze agenti sul cuneo di spinta

L lunghezza della strada sul cuneo di spinta interessata dal sovraccarico q

il diagramma delle pressioni orizzontali è costante ed agisce su un tratto avente altezza $h = L / (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2))$:

$$S_3 = -c \cdot H \cdot K_{ACE} / \cos \delta$$

$$R = c * [H/\cos(45^\circ - \varphi/2) + H * \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) * \operatorname{tg} \beta * \cos \beta / \sin(45^\circ + \varphi - \delta) - L * \operatorname{tg} \beta / \cos(45^\circ - \varphi/2)]$$

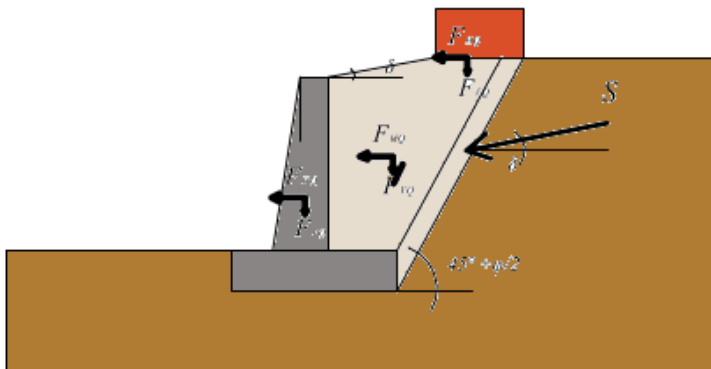
$$K_{ACE} = \sqrt{K_A} * \{ [\sin \delta / \sin(45^\circ - \varphi/2 + \delta) * \sqrt{K_A + 1} / [\sqrt{K_A} * \sin(45^\circ - \varphi/2)] \} - L/H * \operatorname{tg} \beta / \cos(45^\circ - \varphi/2)$$

La spinta orizzontale complessiva

$$S = [1/2 * \gamma_T * H^2 * K_{AE} + q * L * (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) - c * H * K_{ACE})] / \cos \delta$$

La spinta è inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale

Le azioni in occasione di eventi sismici



$$S = [1/2 * \gamma_T * H^2 * (1 \pm K_V) * K_{AE} + q * L * (\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) - c * H * K_{ACE})] / \cos \delta$$

Le forze sismiche dovute al terrapieno

$$F_H = K_H * W; \quad F_V = \pm K_V * W;$$

Azioni sismiche dovute al sovraccarico

$$F_{Hq} = K_H * q * L; \quad F_{Vq} = \pm K_V * q * L$$

Le forze sismiche dovute al peso del muro

$$F_H = K_H * W_M; \quad F_V = \pm K_V * W_M;$$

Zona sismica $A_g = 2,63 \text{ m/sec}^2$;

$$A_{max} = S * A_g = S_T * S_S * A_g = 4,23 \text{ m/sec}^2$$

$S_T = 1,2$ coefficiente di topografia

$S_S = 1,32$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$K_h = 0,38 * A_{max}/g = 0,163$$

$$K_h = \beta_m * A_{max}/g \quad K_v = \pm 0,5 * K_h$$

$\beta_m = 0,38$ per le verifiche allo stato limite ultimo

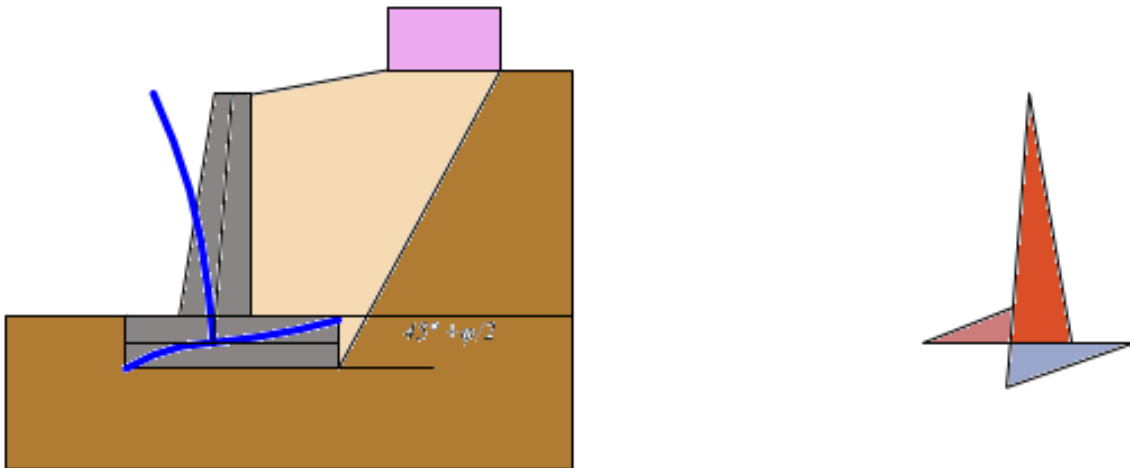
$\beta_m = 0,47$ per le verifiche allo stato limite di danno

Le verifiche geotecniche sono analoghe a quelle eseguite per il muro a gravità, eseguiamo la sola verifica SLU di tipo strutturale (STR)

– Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

*N.B. Nel paragrafo 13 riportiamo i calcoli dei due muri di sostegno a gravità e a mensola eseguiti con il software **Monolith**.*

Le verifiche consistono nel calcolo delle armature metalliche della mensola e della fondazione verificando la sezione a taglio e a pressoflessione o flessione semplice. Riportiamo la deformata del muro e il diagramma dei momenti ipotizzando per esso un andamento lineare



Dal diagramma del momento flettente derivante dalle azioni del terrapieno dal sisma e dalle tensioni in fondazione è possibile eseguire le verifiche a flessione del muro in corrispondenza delle sezioni significative di momento massimo

per sezione a semplice armatura il progetto in condizioni bilanciate

$$A_s = M / (0,9 * d * f_{yd}) ; \quad h = r * \sqrt{M/b}$$

il progetto della sezione a doppia armatura

$$M = M_o + \Delta M \quad A's = \Delta M / [(d-c) * f_{yd}] \quad (d-c) \text{ distanza tra le armature}$$

$$A_{so} = M_o / (0,9 * d * f_{yd}) ; \quad A_s = A_{so} + A's$$

A_s armatura tesa

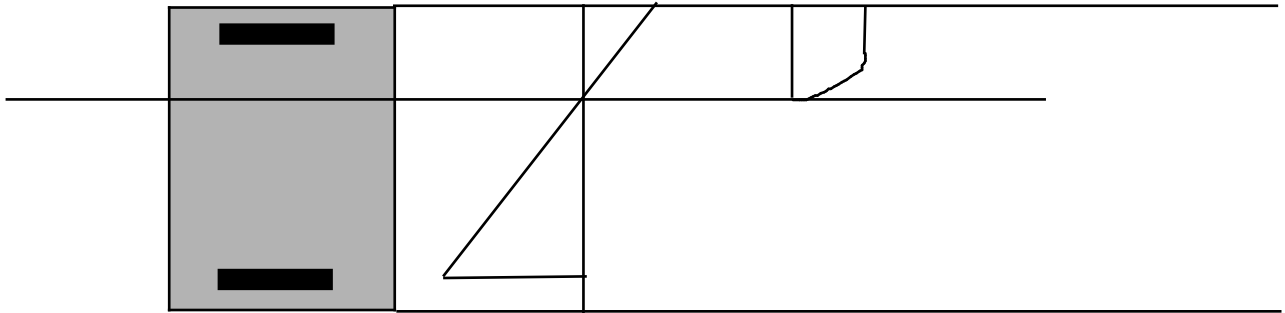
$A's$ armatura compressa

La verifica della sezione rettangolare viene eseguita allo stato limite ultimo ipotizzando un diagramma tensione deformazione per il cls parabola rettangolo scrivendo equazioni di equilibrio alla traslazione

$$C = b \int \sigma^* dy + A's^* \sigma_s$$

$$T = A_s \cdot f_{yd}$$

ipotizziamo di essere come succede sempre per la flessione nella seconda regione quindi la rottura si attinge per raggiungimento della max deformazione nell'acciaio teso pari a 0,01 e deformazione nel cls $\epsilon_c \leq 0,0035$



$$\epsilon_c / X = 0,01 / (d - X); \quad X \text{ profondità dell'asse neutro} \quad \epsilon_c = 0,01 \cdot X / (d - X);$$

Il diagramma delle tensioni di compressione è parabolico per $\epsilon_c \leq 0,002$, diventa lineare orizzontale per $0,002 \leq \epsilon_c \leq 0,0035$; la legge di variazione della tensione di compressione in funzione della deformazione

$$\sigma_c = 1000 \cdot \epsilon_c \cdot (250 \cdot \epsilon_c + 1) \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$$

$$\text{per sezione rettangolare } \int \sigma_b dy = b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \int_{\epsilon_c} (-250 \cdot \epsilon_c + 1) dy =$$

$$= -b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot 250 \cdot \epsilon_{co}^2 \int Y^2 / X^2 dy + b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \epsilon_{co} \int Y / X dy =$$

$$= b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot \epsilon_{co}^2 \cdot Y^3 / 3X^2 + \epsilon_{co} \cdot Y^2 / 2X] =$$

$$= b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot \epsilon_{co}^2 \cdot X / 3 + \epsilon_{co} \cdot X / 2]$$

la X può essere espressa in funzione della deformazione al lembo teso nella seconda regione

$$X / \epsilon_{co} = d / (0,01 + \epsilon_{co}) \quad X = d \cdot \epsilon_{co} / (0,01 + \epsilon_{co})$$

$$X \cdot 0,01 + X \cdot \epsilon_{co} = d \cdot \epsilon_{co} \quad \epsilon_{co} = X / (d - X) \cdot 0,01$$

$$\text{possiamo porre } X/d = \xi = \epsilon_{co} / 0,01 \quad \epsilon_{co} = 0,01 \cdot \xi \quad X = d \cdot \xi$$

$$b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot (0,01 \cdot \xi)^2 \cdot d \cdot \xi / 3 + 0,01 \cdot \xi \cdot d \cdot \xi / 2] \quad \text{per } \epsilon_{co} \leq 0,002$$

L'equazione di equilibrio diventa

$$b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot (0,01 \cdot \xi)^2 \cdot d \cdot \xi / 3 + 0,01 \cdot \xi \cdot d \cdot \xi / 2] + A's \cdot 0,01 \cdot E_s \cdot (\xi - c/d) / (1 - \xi) - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

equazione di terzo grado dalla quale è possibile ricavare ξ

per $0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035$ l'equazione diventa di primo grado

$$\begin{aligned} & b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot 0,002^2 \cdot Y_o / 3 + 0,002 \cdot Y_o / 2] + \alpha f_{cd} \cdot (X - Y_o) = \\ & = b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot 0,002^2 \cdot 0,2 \cdot d / 3 + 0,002 \cdot 0,2 \cdot d / 2] + \alpha f_{cd} \cdot b \cdot (d \cdot \xi - 0,2 \cdot d) \\ & Y_o = 0,2 \cdot d \end{aligned}$$

distanza dall'asse neutro della area infinitesima dy con $\varepsilon_{co} = 0,002$

$$b \cdot 1000 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot [-250 \cdot 0,002^2 \cdot 0,2 \cdot d / 3 + 0,002 \cdot 0,2 \cdot d / 2] + \alpha f_{cd} \cdot b \cdot (d \cdot \xi - 0,2 \cdot d) + A's \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

Il momento ultimo della sezione

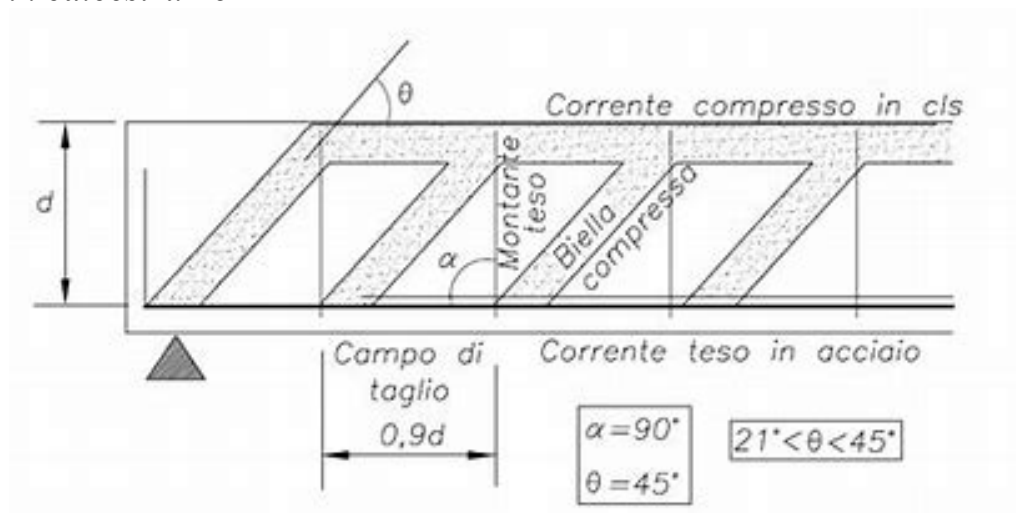
$$M = C \cdot Y_{GC} + f_{yd} \cdot A's \cdot (X - c) + f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - X) \quad c \text{ copriferro}$$

il baricentro dell'area parabola rettangolo

$$Y_{GC} = b \cdot \int \sigma \cdot y \cdot dy / b \cdot \int \sigma \cdot dy = \int \sigma \cdot y \cdot d / \int \sigma \cdot dy$$

La verifica a taglio della sezione

La verifica a taglio di una sezione in cemento armato viene eseguita attraverso il traliccio di Morsch individuando una capriata nella trave composta da bielle compresse in calcestruzzo



Le lesioni da taglio sono inclinate a 45° , la armatura può essere realizzata con staffe e ferri di parete e ancora sagomati. Le verifica va eseguita considerando il contributo del cls e delle armature metalliche, la sezione di cls.

Quando **non vi sono armature resistenti al taglio** la verifica viene condotta :

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \{ [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{CK})^{1/3} / \gamma_C + 0,15 \cdot \sigma_{CP}] \cdot d \cdot b_W \\ [v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{CP}] \cdot d \cdot b_W \end{array} \right.$$

f_{CK} espresso in Mpa resistenza a compressione del cls

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{CK}}$$

d altezza della sezione

$$\rho_l = A_{Sl} / (d \cdot b_W)$$

b_W larghezza minima della sezione

$$\sigma_{CP} = N_{ED} / A_C \text{ tensione media di compressione della sezione per travi} \quad \sigma_{CP} = 0$$

Se si introducono armature a taglio si valuta sia la resistenza fornita dalla biella compressa che dal contributo delle armature

$$V_{Rd} = \min (V_{RSd}; V_{RCd})$$

Resistenza della biella compressa

$$V_{RCd} = 0,9 \cdot d \cdot b_W \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

α inclinazione armatura per sole staffe 90°

θ inclinazione della biella 45°

A_{SW} area verticale staffe sulle due facce

s passo delle staffe

$v = 0,5$ resistenza di progetto ridotta

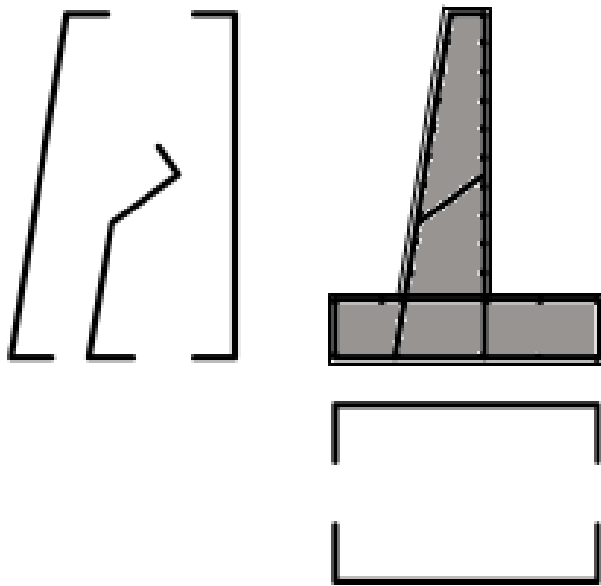
α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per	$0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per	$0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per	$0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

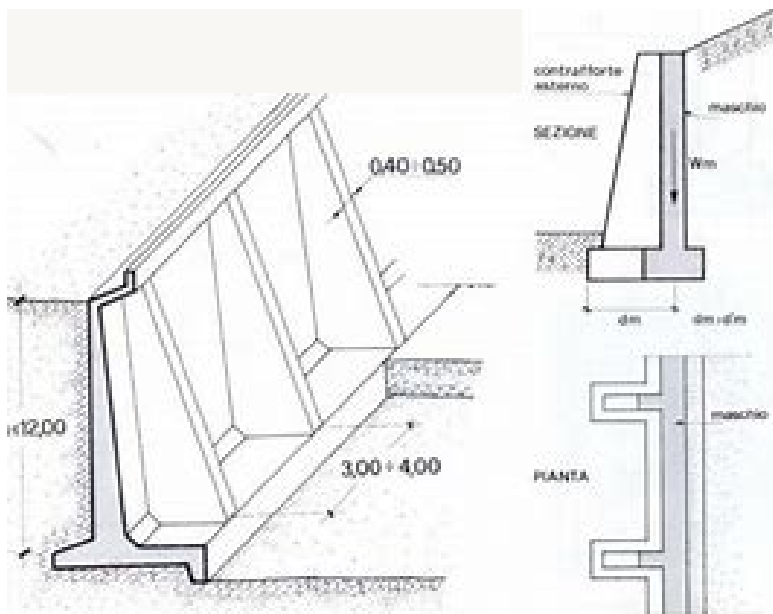
Resistenza della armatura metallica

$$V_{RCd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{SW} / s \cdot f_{yd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Armatura nel muro a mensola



- Muro con contrafforti

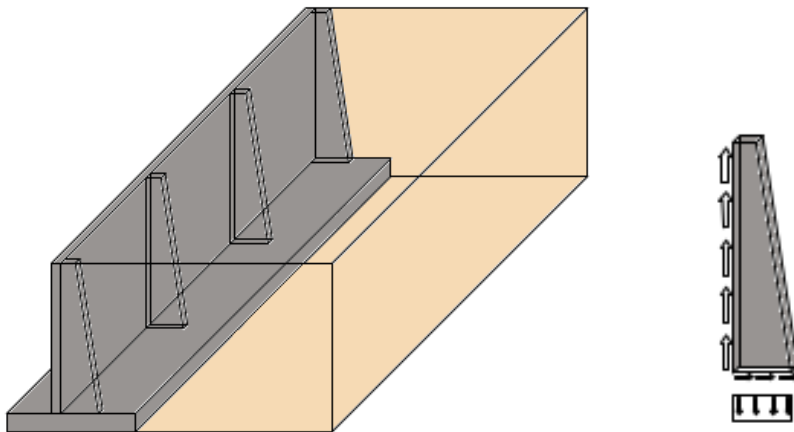


Il muro con contrafforti si differenzia dal muro a mensola per la presenza di elementi strutturali di irrigidimento disposti ad interasse di 3÷4 m , sia dalla parte del terrapieno che esternamente come riportato in figura. Il comportamento statico della struttura differisce in modo sostanziale da quello a mensola potendosi realizzare muri di elevata altezza e ridotto spessore. La parete di cemento armato ha un comportamento a piastra , ovvero in direzione verticale come mensola incastrata alla base mentre in direzione orizzontale come trave continua su più appoggi ; schematizzando la piastra alla Grashof con travi ortogonali la trave orizzontale ha maggiore rigidità che dipende dall'interasse dei contrafforti per cui ad essa è demandata l'as-

sorbimento della maggior parte delle azioni orizzontali per cui le armature metalliche saranno prevalentemente orizzontali che verticali con una maggiore capacità di resistenza della parete. Le costole sono sollecitati dalle azioni ad esse trasmesse dalla piastra e dipendono dalla loro posizione:

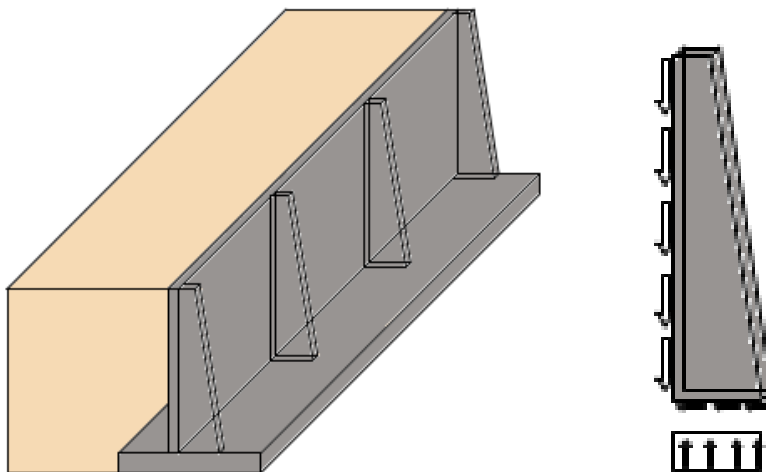
-Terrapieno

le azioni trasmesse sono prevalentemente di tipo tangenziale lungo i bordi e di trazione ;



- Esterno

le azioni trasmesse sono prevalentemente di compressione e di tipo tangenziale lungo i bordi ;



Il calcolo di un muro di sostegno con contrafforti essendo il comportamento strutturale a piastra lo si esegue attraverso una modellazione FEM plate-shell con software di calcolo strutturale che ci consente di calcolare e definire le armature metalliche.

11 -Lo stato limite di danno

La verifica allo stato limite di danno dei muri di sostegno consiste nell'imporre delle limitazioni agli spostamenti del muro in analogia a tutte le strutture , in modo da evitare che in occasione di eventi sismici il muro si danneggi. Lo spostamento massimo ammissibile per il muro è di circa 10 cm e può essere determinato attraverso la composizione di un moto rigido dovuto alla deformabilità del terreno ed una deformazione elastica dovuta al modello strutturale.

$$\Delta = \Delta_R + \Delta_E$$

Lo spostamento rigido ,è funzione delle caratteristiche del terreno per le quali possiamo assumere una modellazione alla winkler con costante di sottofondo K , considerando il muro come un blocco rigido ed il terreno incapace di resistere a trazione per cui si può avere una parzializzazione della sezione .Per sezione di terreno tutta reagente è un banale esercizio di scienze delle costruzioni dove si assumono come gradi di libertà lo spostamento verticale del baricentro u_0 e la rotazione ω ; dalle equazioni di equilibrio alla rotazione e traslazione verticale delle forze in gioco azioni sismiche orizzontali spinta del terreno peso del muro e del terrapieno , e dalle reazioni del terreno è possibile calcolare u_0 e ω nella ipotesi di piccoli spostamenti

Traslazione verticale

$$\sum (1 \pm K_V) * W_i - u_0 * K * B - K * \omega * B^2 / 2 = 0$$

K costante di sottofondo

Rotazione intorno al baricentro della sezione

Si parte dalla considerazione che il muro sollecitato dalle azioni e dalle reazioni del terreno è in equilibrio in ogni suo punto.

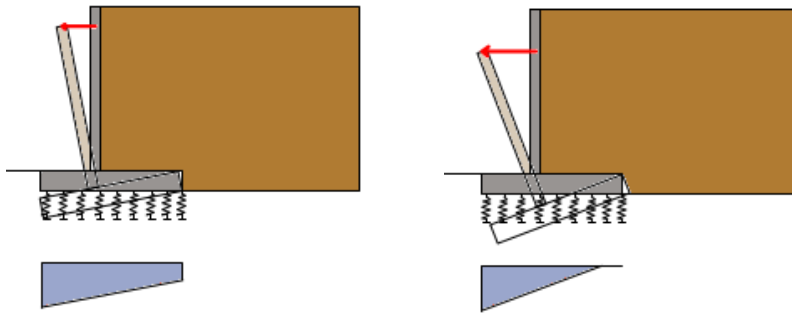
$$\sum (1 \pm K_V) * W_i * d_{WG} + \sum F_H * d_{HG} \pm \sum F_V * d_{VG} + S * d_G - K * \omega * B^3 / 3 = 0$$

è il risultato di una banale verifica a pressoflessione della fondazione

$\sigma = P/A \pm M/W$ con le due tensioni di compressione

$$\sigma_1 = K * B * u_1 \quad \sigma_2 = K * B * u_2$$

dove u_1 e u_2 sono gli abbassamenti della fondazione che definiscono la deformata



Per sezione parzializzata reagente pari a $3u$ la tensione al lembo compresso

$$\sigma = 2P/3u ; \quad \sigma = K * B * u$$

il centro di rotazione si trova in prossimità dell'asse neutro

Lo spostamento elastico corrisponde a quello di una mensola caricata con forze orizzontali che va determinato per composizione cinematica tenendo presente che le spinte sono dei carichi distribuiti.

$$\Delta = \Delta_R + \Delta_E \leq 10 \text{ cm}$$

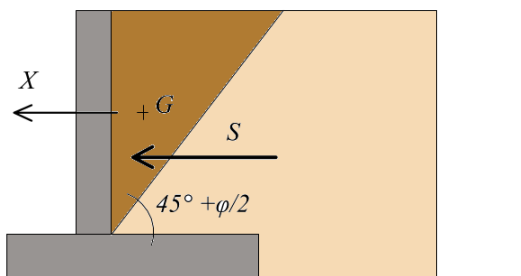
E' evidente che durante un evento sismico il muro oscilla attivando nel terrapieno sia la spinta attiva che la spinta passiva, un'analisi dinamica dell'opera di sostegno dovrebbe prevedere la interazione del terrapieno con il muro considerando un volume significativo di terreno modellando agli elementi finiti come continuo elastico ed introdurre la incapacità di resistenza a trazione. L'analisi che viene condotta è del tipo pseudostatico per cui modellazioni raffinate esulano dalla nostra trattazione che è riferita alla pratica progettuale corrente. A titolo di esempio possiamo considerare l'equilibrio dinamico del cuneo di spinta per un terreno orizzontale ed incoerente introducendo la rigidità del muro.

$$m * X'' + W * \tan(45^\circ - \phi/2) + k * X = 0 \quad X \text{ spostamento orizzontale del baricentro}$$

m = massa muro e terrapieno

*$W * \tan(45^\circ - \phi/2)$ spinta orizzontale*

k rigidità muro



$$X'' + \omega^2 X = -g [\tan(45^\circ - \varphi/2)]^2$$

$$X(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t - g/\omega^2 [\tan(45^\circ - \varphi/2)]^2$$

le costanti di integrazione $B = 0$ $A = g/(\cos \omega t \cdot \omega^2) [\tan(45^\circ - \varphi/2)]^2$

$$X(T) = g/\omega^2 [\tan(45^\circ - \varphi/2)]^2 (1 - \cos \omega t)$$

12 -I muri a secco

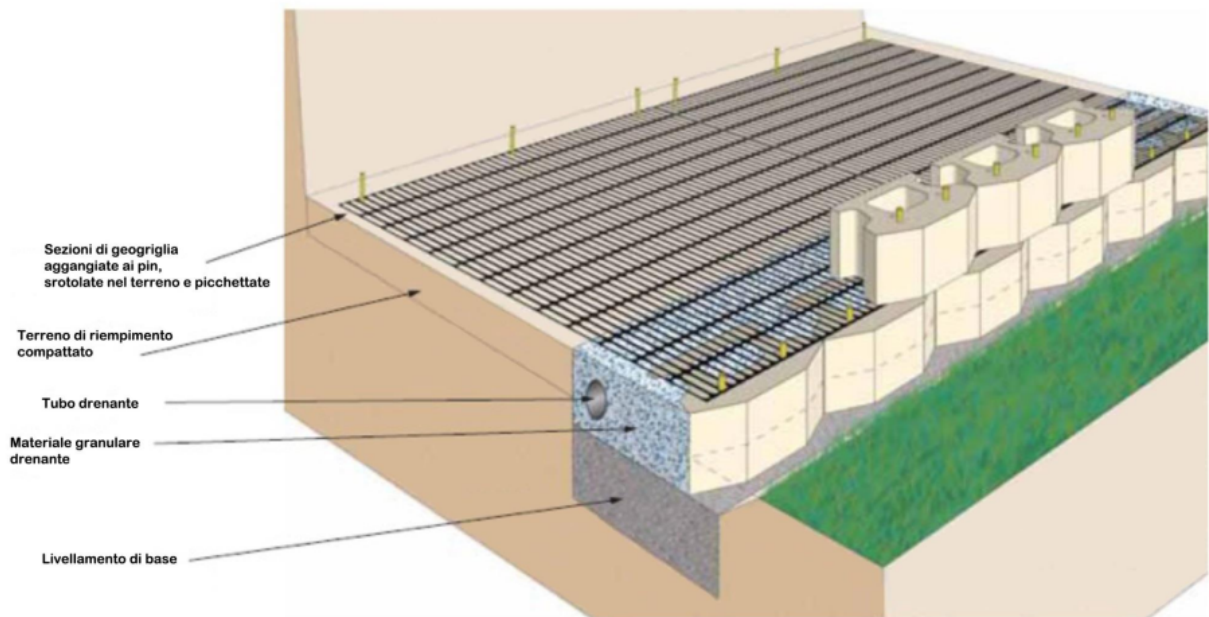
Il muro a secco è una tecnica paesaggistica consente di assicurare la stabilità di un pendio e nello stesso tempo di modellare il terreno secondo terrazzamenti sono stati dichiarati patrimonio dell'Unesco. E' evidente che sono dei muri a gravità.



In questo paragrafo ci occuperemo dei muri a secco realizzati attraverso la tecnologia Keystone ovvero un blocco realizzato attraverso Un impasto di inserti selezionati, cemento, ossidi, acqua e da additivi viene miscelato e vibrocompresso ad altissima pressione in uno stampo appoggiato su una apposita tavola trasformandosi in blocchi accoppiati. Al blocco Keystone vengono aggiunti due Pin inseriti nei fori che consentono il collegamento tra i blocchi la costruzione del muro, ne assicurano la stabilità la verticalità e sono collegati alle geogriglie.



I muri non necessariamente devono avere un andamento lineare possono essere anche curvilinei , ovvero i blocchi possono essere assemblati seguendo delle curve caratterizzando al meglio il paesaggio.



Le verifiche di stabilità sono quelle delle opere di sostegno prescritte nelle NTC 2018 relative alle terre rinforzate e ai muri cellulari.

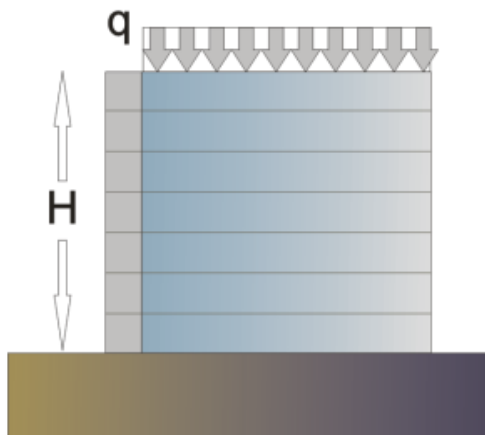
▪ **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

▪ **SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Eseguiamo la verifica di un muro a secco con geogriglie come riportato in figura :

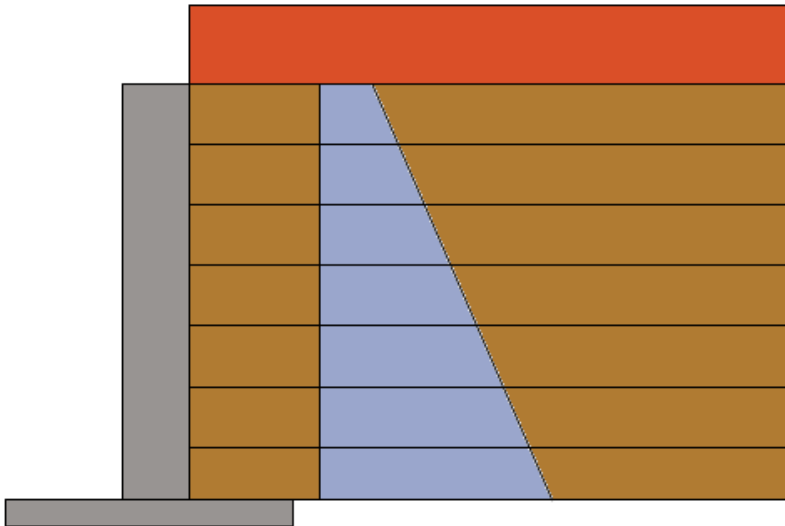


Il terreno è incoerente caratterizzato da un angolo di attrito φ e da un peso specifico γ , siamo in zona sismica con $A_g = 2,63 \text{ m/sec}^2$.

La prima cosa da fare è il calcolo degli sforzi nelle geogriglie come risultante delle tensioni nel diagramma di spinta

$$N = \sigma * \Delta t$$

$\Delta t = H/n$ spessore dello strato di terreno interessato dalla singola geogriglia



La tensione $\sigma(z) = K_A * (\gamma z + q)$; il coefficiente di spinta attiva deve tener conto delle azioni sismiche e quindi dell'incremento o variazione di carico verticale, nonché della forza orizzontale $F_H = K_h * W$

$$\sigma(z) = K_A * (1 \pm K_v) * (\gamma z + q) + K_H * (\gamma z + q) \quad K_A = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

nello spessore interessato la tensione di spinta riferita alla fibra baricentrica la consideriamo costante

$$A_{max} = S * A_g = S_T * S_S * A_g = 4,23 \text{ m/sec}^2$$

$S_T = 1,2$ coefficiente di topografia

$S_S = 1,32$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$K_h = 0,38 * A_{max}/g = 0,163$$

$$K_h = \beta_m * A_{max}/g \quad K_v = \pm 0,5 * K_h$$

$\beta_m = 0,38$ per le verifiche allo stato limite ultimo

$\beta_m = 0,47$ per le verifiche allo stato limite di danno

Scorrimento sul piano di posa

La verifica allo scorrimento è immediata :

$$FS = [(W_S + W_B + Q \cdot A) \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi)] / F \geq 1$$

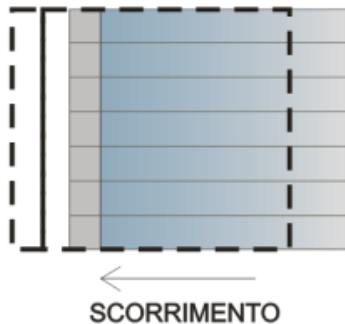
W_S peso sismico muro a secco

W_B peso sismico terreno

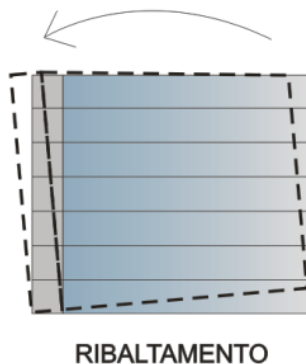
$Q \cdot A$ sovraccarico

$2/3 \cdot \varphi$ angolo di attrito terra muro

$F = S + F_H$ risultante delle forze orizzontali



Ribaltamento



La verifica al ribaltamento è immediata :

$$FS = M_S / M_R = [W_T \cdot (1 \pm K_V) \cdot L/2 + W_M \cdot (1 \pm K_V) \cdot d/2] / [S_T \cdot H/3 + S_q \cdot H/2 + \sum F_{Hi} \cdot H/2]$$

W_T peso sismico terreno

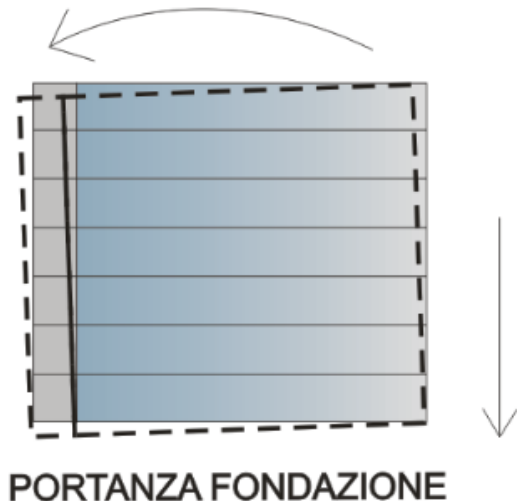
W_M peso sismico muro

S_T spinta terreno con incremento sismico; S_q spinta dovuta al sovraccarico

F_{Hi} azioni sismiche orizzontali

Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

E' una banale verifica a pressoflessione consiste nel calcolare le tensioni verticali trasmesse dal muro al terreno determinando un coefficiente di sicurezza a carico limite. Si ipotizza che la sezione sia interamente reagente



$$\sigma = P/A \pm M/W ; \quad W = I/Y \text{ modulo di resistenza}$$

$$P = W_T + W_M \text{ carico verticale ;}$$

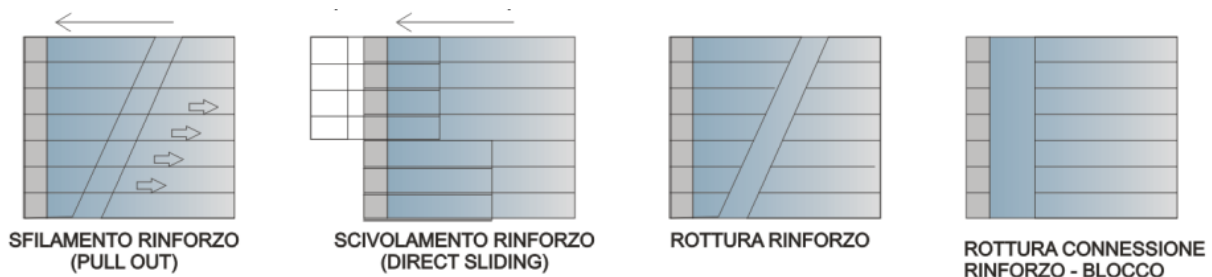
M momento delle forze in gioco orizzontali e verticali rispetto al baricentro della sezione

$$FS = Q_{LIM} / \sigma \geq 1$$

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche da eseguire sono 4

- Verifica allo sfilamento del singolo rinforzo dal terreno (Pullout)
- Verifica alla traslazione lungo il singolo rinforzo (Direct Sliding)
- Verifica della resistenza di design dell'elemento di rinforzo (geogriglia)
- Verifica del sistema di connessione tra rinforzo e blocco



La verifica allo sfilamento consiste nell'individuare la superficie di scorrimento di solito inclinata e $45^\circ + \varphi/2$ sull'orizzontale sulla quale si muove il cuneo di spinta sollecitato dal peso proprio e dal sovraccarico q generando sul piano orizzontale una forza di attrito

$$P_{RDI} = (W_{EI} + Q) * \operatorname{tg} \varphi ;$$

tale forza deve essere equilibrata dalla sollecitazione di trazione nella geogriglia

$$P_{RI} = \sigma(z) * \Delta t$$

$$\sigma(z) = K_A * (1 \pm K_V) * (\gamma z + q) + K_H * (\gamma z + q)$$

$$FS = P_{RDI} / P_{RI} \geq 1,50$$

La verifica allo scivolamento del rinforzo , è una verifica ad attrito

$$P_{RDI} = (W_{EI} + Q) * \operatorname{tg} \varphi_i ;$$

$$FS = P_{RDI} / P_{RI} \geq 1,50$$

La verifica a trazione della geogriglia consiste nel confrontare le tensioni che spingono sul muro e quindi provocano il distacco con la resistenza a trazione della geogriglia

$$\sigma(z) = [K_A * (1 \pm K_V) * (\gamma z + q) + K_H * (\gamma z + q)]$$

$$FS = f_{yd} / \sigma(z) \geq 1,50$$

La verifica del sistema di connessione riguarda i PIN di collegamento verticali per i quali viene eseguita una verifica a tranciamento

La resistenza fornita dal PIN $T_C = A_P * f_{yP}$,

E' una forza resistente orizzontale alla quale si aggiunge la forza di attrito dovuta al peso del terrapieno $W * \operatorname{tg} \varphi$;

La forza sollecitante T_d è quella che sollecita il blocco è orizzontale e dipende dalle tensioni orizzontali

$$\sigma(z) = [K_A * (1 \pm K_V) * (\gamma z + q) + K_H * (\gamma z + q)]$$

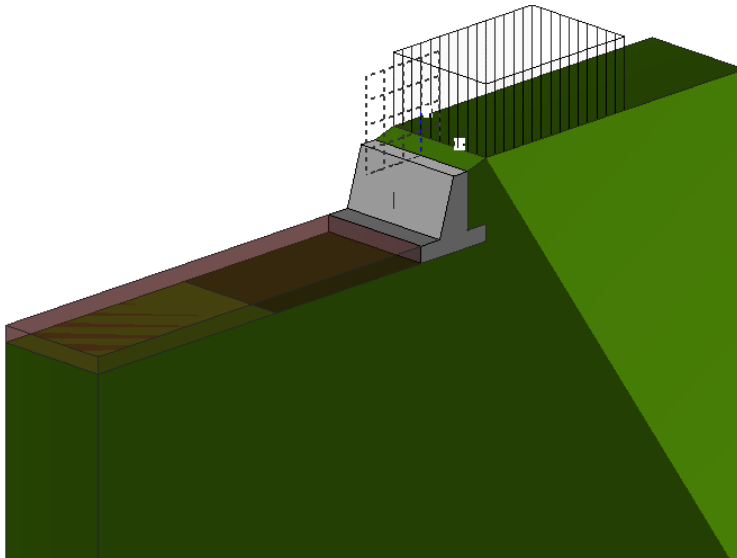
$$FS = [T_C + W_{EI} * \operatorname{tg} \varphi] / T_d \geq 1,50$$



13- Calcolo e verifica dei muri di sostegno con software

Riportiamo le verifiche per i muri di sostegno visti nei precedenti paragrafi eseguiti attraverso il software di calcolo **Monolith**

- Muro a gravità



Il terreno è una sabbia limosa densa con le seguenti caratteristiche meccaniche :

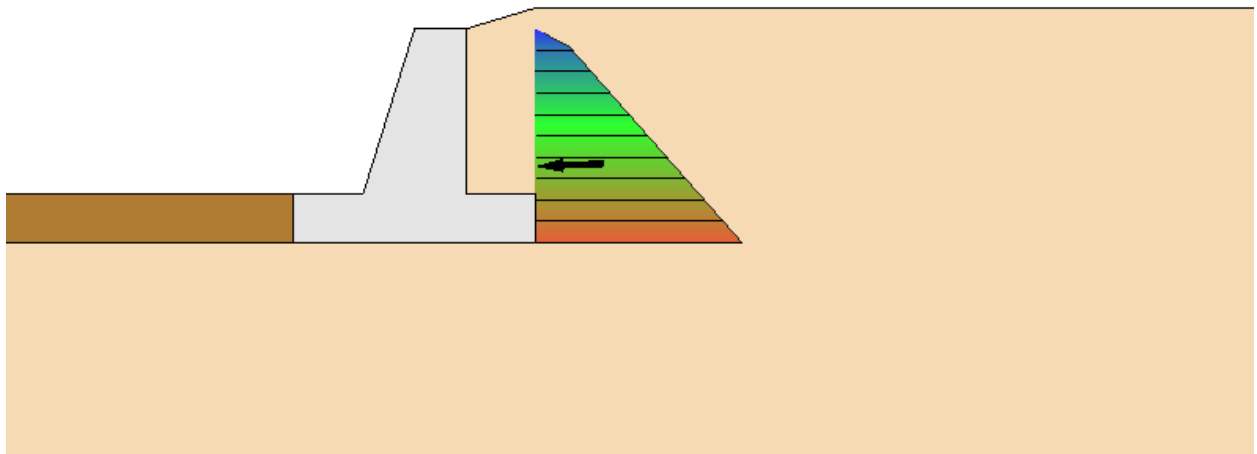
$\varphi = 36^\circ$

δ inclinazione pendio 24°

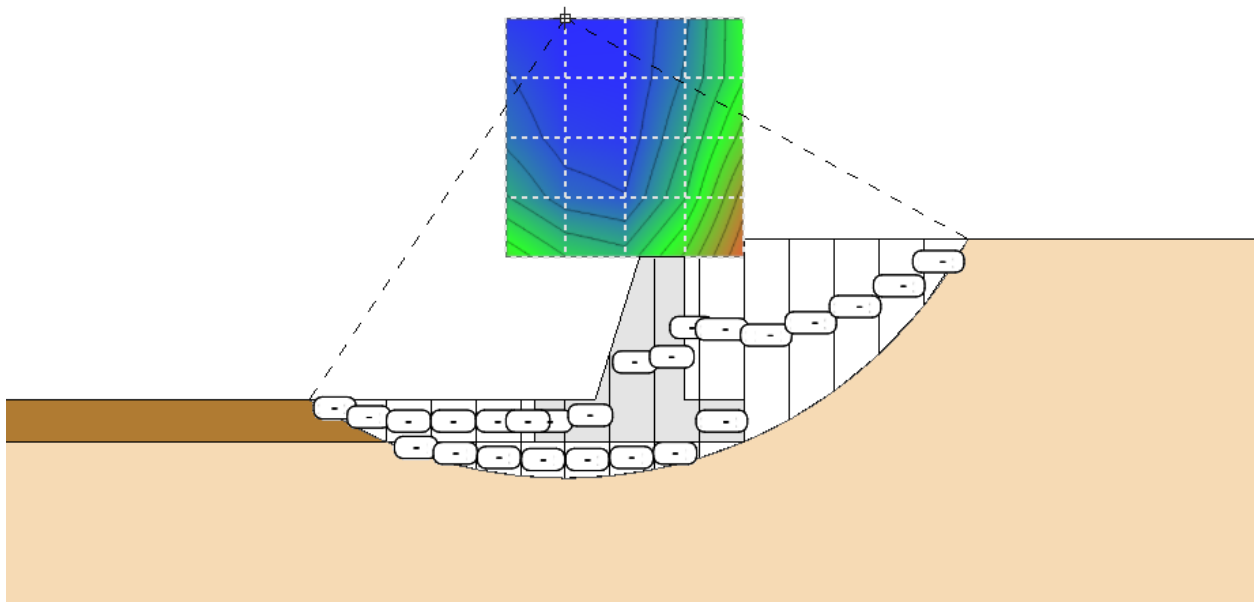
Forza di adesione terra muro 1 kg/cm^2

Sovraccarico 1500 daN/m^2

Diagramma di spinta per verifica a scorrimento



Verifica di stabilità globale



Le verifiche per il nostro muro sono tutte soddisfatte

- Muro di cls armato

Il terreno è un argilla limosa con i seguenti parametri meccanici

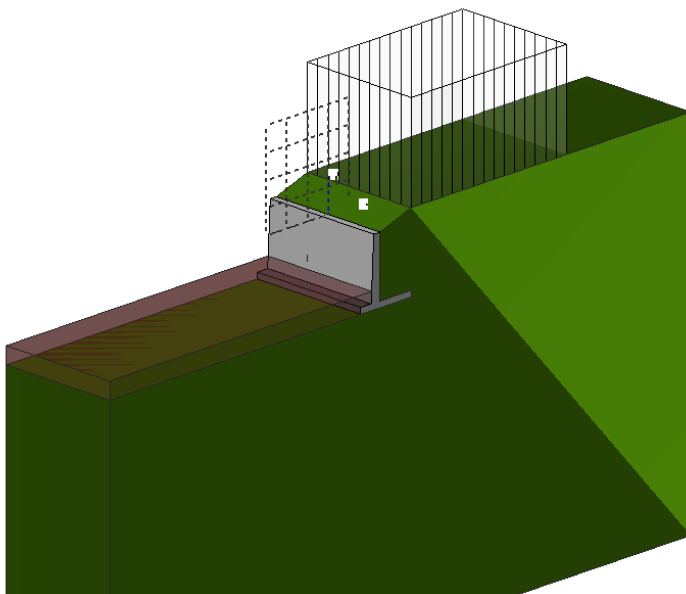
angolo di attrito 25°

coesione $0,188 \text{ daN/cm}^2$

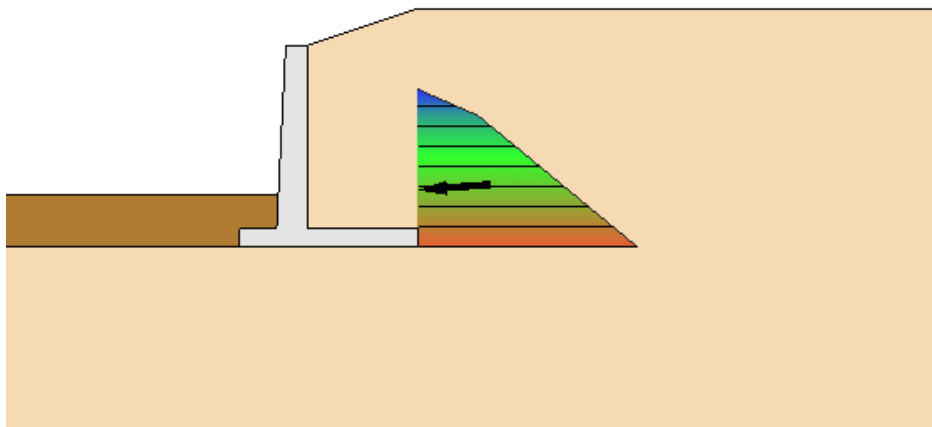
peso specifico 1900 kg/m^3

forza di adesione 1 daN/cm^2

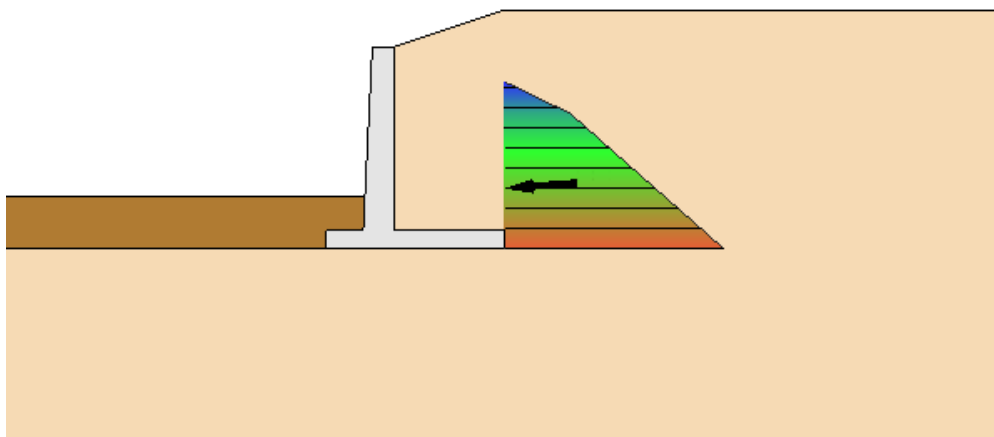
Le verifiche sono tutte soddisfatte



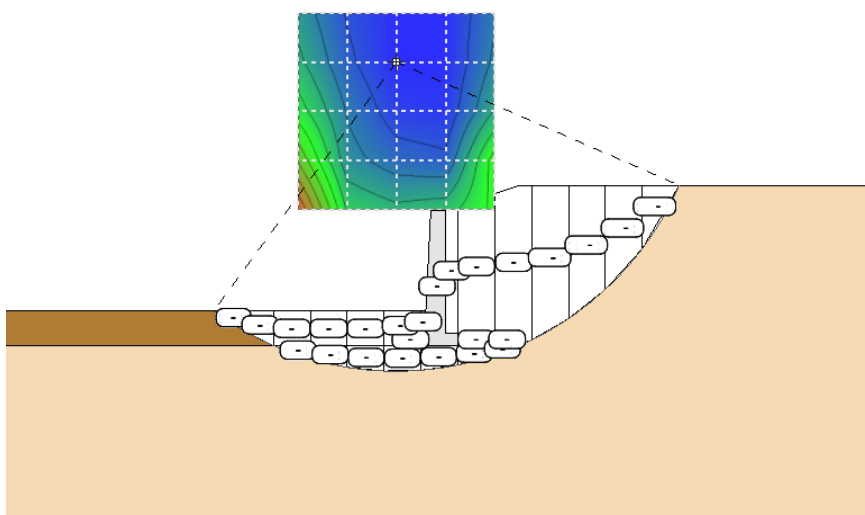
Verifica a ribaltamento



Verifica a scorrimento



Verifica di stabilità globale

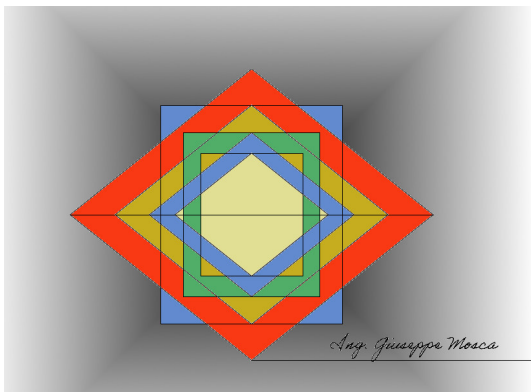


14- Conclusioni

I muri di sostegno hanno una importanza rilevante nella progettazione paesaggistica soprattutto per quanto concerne la prevenzione di fenomeni franosi che possono alterare il paesaggio e provocare danni non solo agli edifici ma anche alle persone. Nella progettazione stradale sono opere molto frequenti che assicurano la stabilità delle scarpate e consentono la definizione di tracciati planimetrici anche in zone di montagna. Il muro di sostegno è quindi un elemento strutturale del paesaggio naturale ad esso va posta molta attenzione soprattutto per quanto concerne l'uso dei materiali e dei rivestimenti poiché il calcestruzzo in vista crea danno ambientale. Si possono utilizzare calcestruzzi colorati, rivestimenti in pietra e laterizio ancora realizzare dei muri a secco in modo che l'opera strutturale oltre a garantire la stabilità del terreno migliori anche il paesaggio. Il calcolo delle spinte è stato eseguito in modo molto semplice per tutte le possibili situazioni determinando il peso del cuneo di spinta, facendone la componente secondo la retta perpendicolare al muro. La superficie di scorrimento è stata sempre ipotizzata piana con inclinazione sull'orizzontale a $45^\circ + \varphi/2$ senza addentrarci in modellazioni del terreno che molto spesso sono raffinate ed il terreno non ha quelle caratteristiche di omogeneità e linearità elastica o plastica in grado di giustificare il ricorso a questi modelli. La teoria esposta è molto semplice ed anche di facile apprendimento e studio può essere utilizzata nella pratica progettuale corrente per avere quelle nozioni di base che ci consentono di utilizzare un software di calcolo

Le dighe

- 1- Introduzione*
- 2- La diga in zona normale*
- 3- La diga in zona sismica : analisi statica -analisi dinamica*
- 4- La diga a gravità*
- 5- La diga in terra*
- 6- Verifica di stabilità globale della diga*
- 7- La diga a volta e a mensola*
- 8- Conclusioni*



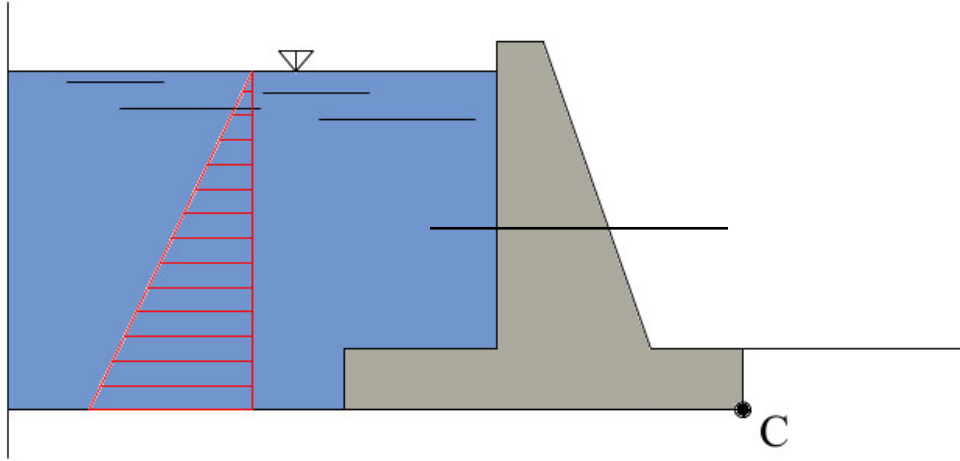
Ing. Giuseppe Mosca



1- Introduzione

Lo scopo di questi appunti sulle dighe è quello di fornire delle nozioni in materia di calcolo statico e dinamico delle dighe argomento ignoto agli ingegneri edili poichè rientra nel settore della ingegneria idraulica e geotecnica , affrontando l'argomento in analogia ai muri di sostegno oggetto di studio sia per gli studenti che frequentano gli istituti tecnici per geometri che per gli ingegneri edili nell'esame di geotecnica. L'approccio avviene in sintonia con la normativa italiana sulle dighe in zona sismica e si ripropone il calcolo e la verifica di opere di sbarramento e ritenuta per le quali oggi si utilizzano modellazioni agli elementi finiti considerando l'interazione terreno struttura. E' chiaro che se nel corso dell'attività professionale viene prospettato l'incarico di verifica di una diga esistente o di progettazione di una nuova opera di sbarramento anche di modeste dimensioni come potrebbe essere un piccolo laghetto turistico per la produzione di energia elettrica come si fa per i muri di sostegno bisogna avere almeno delle conoscenze in materia di stabilità delle dighe siano esse in terra ad arco a gravità o a mensola. Chiaramente non si fa riferimento a grandi invasi con grandi strutture per le quali le problematiche geotecniche ed idrauliche sono molto più complesse e meritano una trattazione molto più approfondita. Queste opere di sbarramento possono essere utili anche per l'irrigazione quindi non si parla soltanto di idraulica ambientale e turistica ovvero di invasi per la produzione di energia elettrica che abbelliscono il paesaggio delle zone di montagna ma di riserve di acqua che possono essere utilizzate per l'irrigazione nei periodi di siccità adatte al continente africano. Pensare di progettare un invaso in una zona di montagna è un'impresa molto affascinante soprattutto per quanto concerne la modifica del paesaggio , l'effettivo utilizzo del lago come luogo turistico nei periodi estivi e la relativa edilizia ricettiva .Le dighe che si integrano meglio nell'ambiente naturale sono le dighe in terra la cui stabilità dipende dalle caratteristiche del terreno costituente la diga quali coesione ed angolo di attrito nonché il peso della diga stessa ; anche le dighe ad arco in muratura non arrecano impatto ambientale , impatto che forse riguarda esclusivamente le grandi dighe in cemento armato a mensola o ad arco le quali oltre ad alterare gli equilibri geotecnici del territorio modificano sensibilmente il paesaggio.

2- La diga in zona normale



La spinta dell'acqua sulla parete segue le leggi dell'idrostatica con pressione $p = \gamma * z$ con $S = 1/2 * \gamma * H^2$ applicata ad $H/3$; Se la diga è a gravità le verifiche da condurre sono in analogia ai muri di sostegno

- **Ribaltamento**
- **Slittamento**
- **Verifica carico limite fondazione**

si può ipotizzare un moto di filtrazione al di sotto della diga con relativo scalzamento e quindi va eseguita una verifica geotecnica

- Sifonamento

Momento ribaltante $M_r = S * H/3 = 1/6 * \gamma * H^3$
con γ peso specifico dell'acqua 1000 kg/mc

si oppone al ribaltamento il peso del muro e dell'acqua sovrastante la fondazione in cemento armato

$$M_s = W_1 * d_1 + W_2 * d_2 + W_a * d_3$$

La verifica viene eseguita intorno al punto C estremo destro del muro

$$M_s > M_r$$

Introducendo i coefficienti parziali ed il relativo coefficiente di sicurezza per il ribaltamento

Tali coefficienti se consideriamo la combinazione fondamentale sono soltanto quelli relativi ai carichi permanenti quali peso proprio e spinta dell'acqua

$$\gamma G_1 * G_1 + \gamma G_2 * G_2 + \gamma Q_1 * Q_1 + \gamma Q_2 * \psi * Q_2 + \dots$$

i carichi variabili quali coazioni di origine termica , carichi eccezionali come il massimo invaso in questa fase li trascuriamo

$$\gamma_g = 1,5$$

$$M_s/M_r > 1,5$$

Verifica allo slittamento

Le verifiche allo slittamento sonio eseguite alle varie quote della struttura che si traducono nel materiale in una verifica a taglio ed in fondazione in una verifica ad attrito con le contropinte ; se ci mettiamo ad una quota intermedia h dal pelo libero del l'invaso per una diga in muratura

$$E_d = 1/2 * \gamma * h^2 ; R_d = \tau_{rd} * B * X$$

$$X \text{ profondità asse neutro } X = 2 * u \quad u = B/(y) - e \quad e = M_r/N$$

B lunghezza della diga ci si può riferire ad una striscia di 100 cm

τ_{rd} resistenza a taglio della muratura somma della resistenza a taglio puro e di quella derivante da tensioni normali

$$\tau_{rd} = f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n$$

i coefficienti parziali sono quelli definiti in precedenza e validi per le murature

Per la verifica in fondazione

$$E_d = 1/2 * \gamma * H^2 \quad R_d = W * \tan \delta + S_p$$

δ angolo di attrito terra muro

*S_p spinta passiva del terreno sul basamento di fondazione $1/2 * \tan(45^\circ + \phi/2) * \gamma_t * h'^2$*

$$R_d/E_d > 1,3$$

La verifica a carico limite della fondazione nella ipotesi di comportamento elastico lineare del terreno

$$\sigma = N/(3 \cdot b \cdot u) \text{ per terreno parzializzato}$$

$$u = B/2 - e ; e = M/N \quad e > B/6$$

il momento M è calcolato rispetto al baricentro della fondazione tenendo conto sia della spinta idrostatica che dei pesi stabilizzanti.

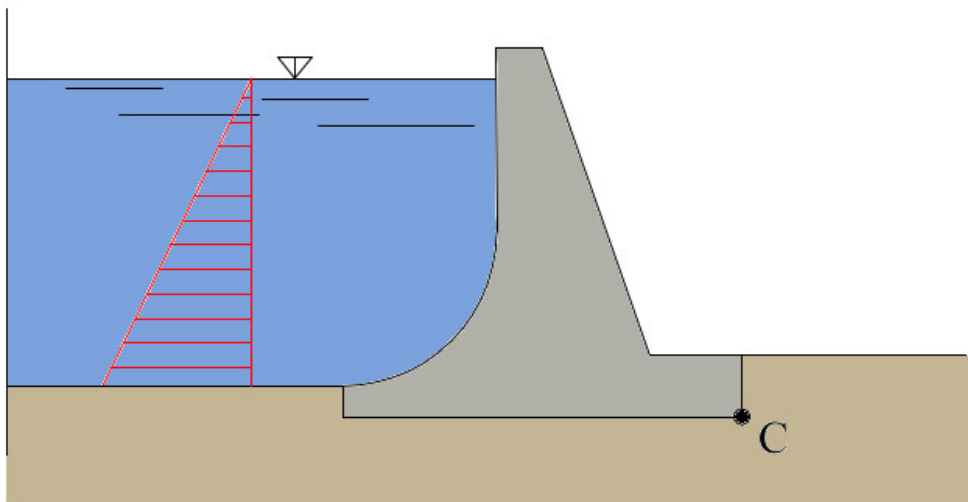
B larghezza della diga, il calcolo è riferito ad una striscia di 100 cm

$$\text{per } e \leq B/6 \quad \sigma = N/A \pm M/W$$

la tensione va confrontata con il carico limite del terreno.

$$\sigma \leq q_{lim}$$

Se consideriamo una diga con paramento interno curvo circolare, dalla equazione globale proiettata secondo gli assi orizzontale e verticale le spinte restano inalterate



La spinta verticale è pari al peso del volume di liquido al di sopra del paramento interno, da utilizzare nella verifica al ribaltamento; la spinta complessiva orizzontale resta inalterata.

3- La diga in zona sismica : analisi statica -analisi dinamica

In mancanza di valutazioni più accurate le azioni di inerzia dell'acqua da aggiungere all'inerzia della massa muraria possono essere assimilate ad una distribuzione di pressioni sul paramento a monte della diga (nella ipotesi che sia sufficientemente rigida)

$$p = ag * \rho * c * y_o$$

ag accelerazione massima al sito;

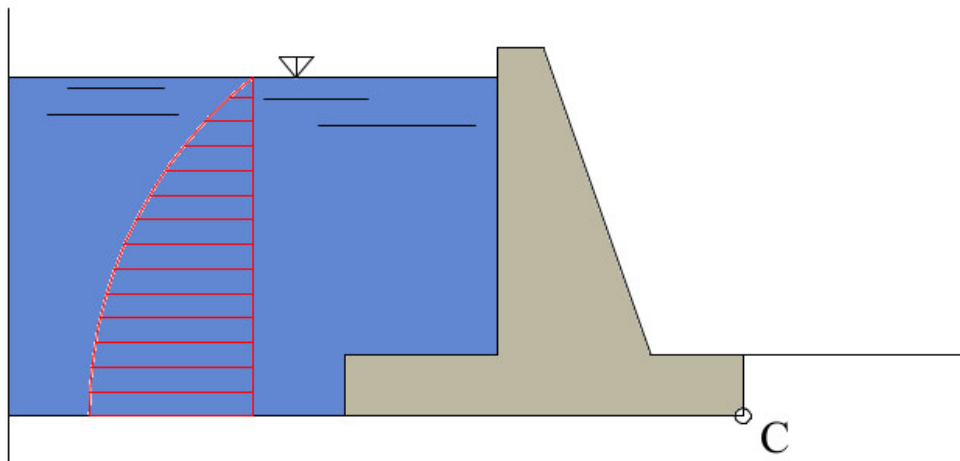
ρ massa per unità di volume dell'acqua;

y_o differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$$c = cm/2 * [y/y_o * (2 - y/y_o) + [y/y_o * (2 - y/y_o)]^{1/2}]$$

y differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p;

cm = -0,0073 α + 0,7412 in cui α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Per $\alpha \geq 60^\circ$ si assumerà **cm** = 0,3.



l'azione inerziale dovuta alla massa della diga è par ad

$m * ag$ distinguendo tra sisma verticale ed orizzontale

$$F_o = \pm m * A_{go} ; \quad F_v = \pm m * A_{gv} ;$$

applicate nel baricentro della diga

La spinta idrodinamica dovuta all'azione sismica

$$S_o = \int p dy = \int \rho c a_g y_o dy = \int \rho c m/2 [y/y_o (2-y/y_o) + [y/y_o (2-y/y_o)]^{1/2}] y_o dy$$

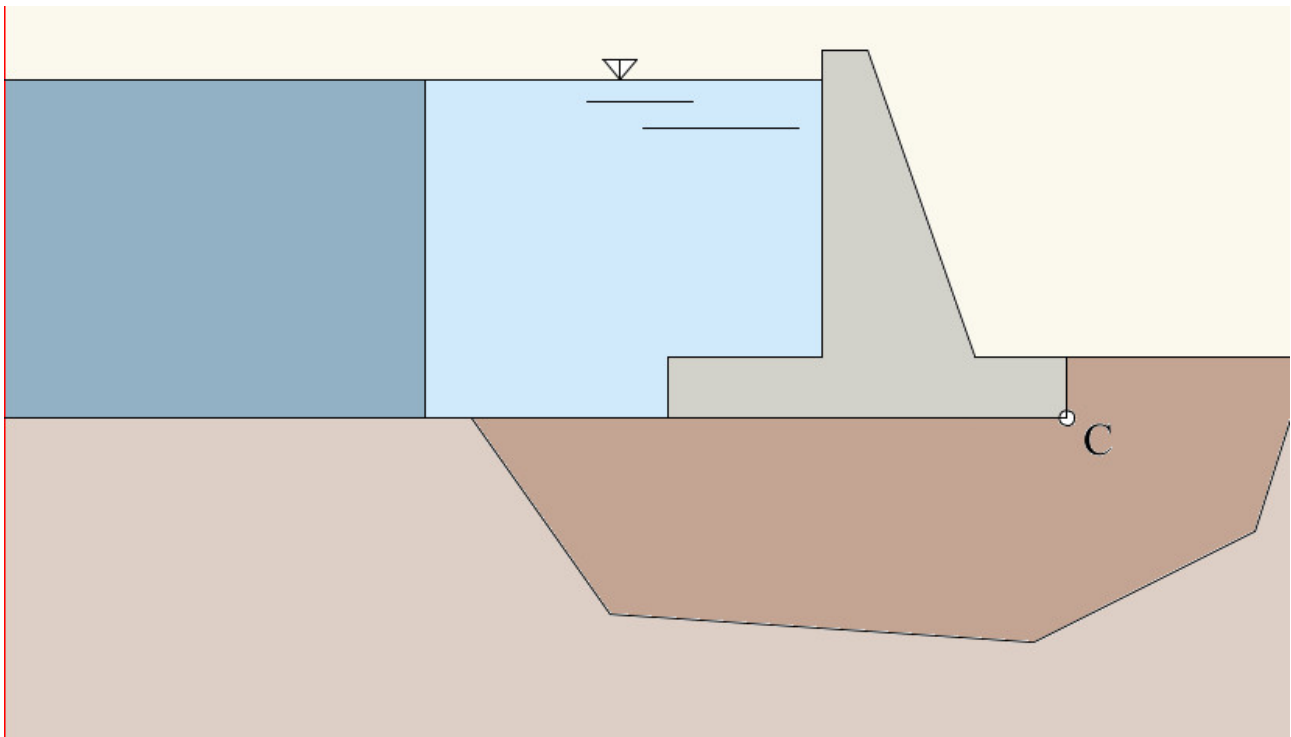
applicata nel baricentro del diagramma di spinta

$$Y_G = \int p * y * dy / \int p dy$$

gli estremi di integrazione sono da 0 ad Y_o ; integrando da 0 ad Y si può calcolare il valore della spinta ed il relativo punto di applicazione alle differenti profondità, l'integrale può essere risolto banalmente con un software di analisi matematica.

Accanto alla spinta idrodinamica dovuta al movimento dell'acqua per effetto del terremoto va considerata anche la spinta idrostatica come visto nel paragrafo precedente.

*Volendo invece eseguire un **analisi dinamica** si deve considerare la struttura della diga, la porzione di fluido retrostante lo sbarramento ed il volume di terreno al di sotto della fondazione così come indicato in figura.*



Le equazioni alla base dell'equilibrio dinamico del sistema

FLUIDO- TERRENO- STRUTTURA in forma matriciale poichè il calcolo va eseguito agli elementi finiti tramite discretizzazione

$$M * U'' + C * U' + K * U = R_t + R_{ST} + R_{it} + R_{id}$$

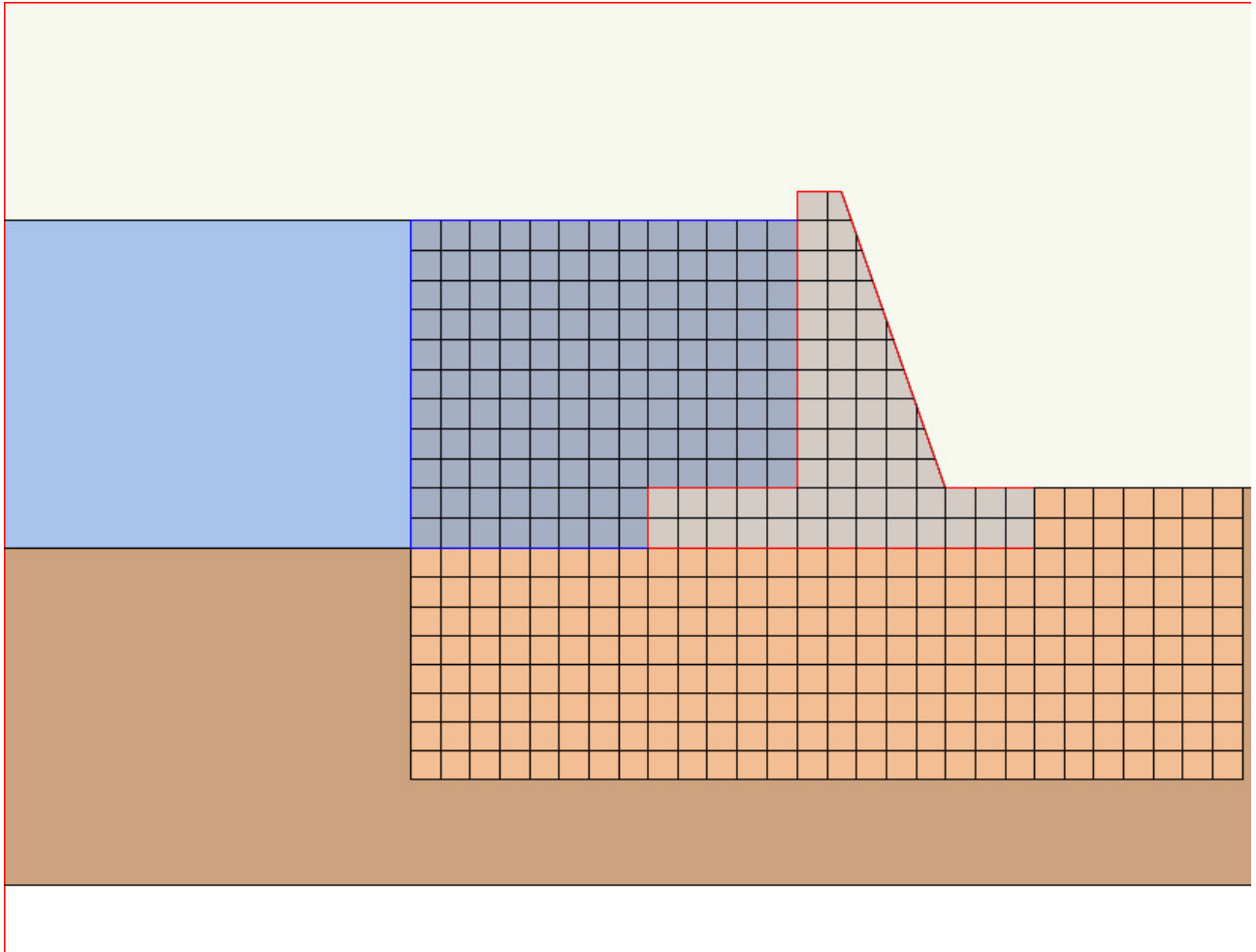
R_t forze di reazione del terreno

R_{ST} forze dovute alla pressione idrostatica

R_{id} forze idrodinamiche lungo l'interfaccia diga acqua

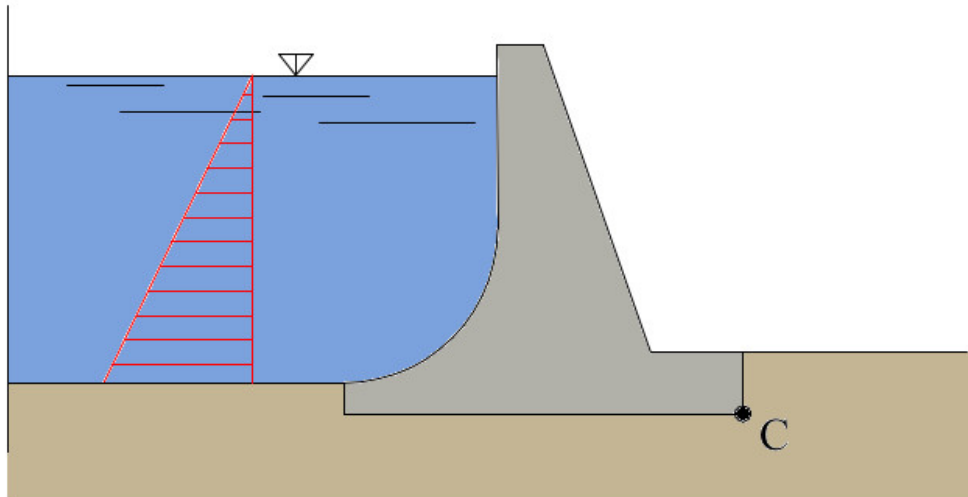
R_{it} Forze idrodinamiche interfaccia terreno acqua

Il volume significativo del complesso strutturale va discretizzato come in figura



4- La diga a gravità

In questo paragrafo riportiamo il calcolo e la verifica di una diga a gravità in muratura in zona sismica tramite l'analisi statica, dove la stabilità è affidata al solo peso proprio della struttura.



Le azioni che consideriamo sono :

- Spinta idrostatica
- Azione sismica dell'acqua
- Azione sismica della diga
- Peso proprio del muro
- Interazione terreno struttura

I parametri geometrici del muro

$H = 15 \text{ m}$

$F \text{ franco } 1,50 \text{ m}$

Basamento Altezza 2 m $b = 3 \text{ m}$

Inclinazione paramento esterno 15°

Base superiore 2 m

Imponiamo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto C

Spinta idrostatica

$$S_o = 1/2 * \gamma * Y_o^2 \quad \text{orizzontale}$$

$$Y_o = H - f = 13,50 \text{ m}$$

$$\text{Spinta verticale } S_v = \gamma * [(H - f - R) * R + \pi * R^2 / 4] ;$$

Peso del muro

$$W = \gamma_c * A * 1,00 \quad \text{Area della diga che può essere calcolata dal disegno}$$

Azioni sismiche

Per la definizione delle azioni sismiche orizzontali e verticali si fa riferimento a quanto stabilito nelle norme tecniche per le costruzioni relativamente alle opere di sostegno per le quali si considerano due coefficienti

$$K_H = \beta_{\max} * A_{\max} / g ; \quad K_V = \pm 0,5 * K_H$$

g accelerazione di gravità

$$A_{\max} \text{ accelerazione max attesa al sito} = S_t * S_s * a_g$$

*a_g dipende dalla zona dove è ubicata la diga per il relativo stato limite
SLV; SLO; SLC; SLD*

$\beta_{\max}$ un coefficiente pari a 0,38 per SLV e pari a 0,47 per SLD

L'azione inerziale pseudo statica sulla diga applicata nel suo baricentro

$$F_H = \pm W * K_H \quad \text{orizzontale}$$

$$F_V = \pm 0,5 * W * K_H \quad \text{Verticale}$$

Azione sismica dell'acqua

La spinta idrodinamica dovuta all'azione sismica

$$S_o = \int p dy = \int \rho g c y_o dy = \int \rho g \frac{cm}{2} [y/y_o (2-y/y_o) + [y/y_o (2-y/y_o)]^{1/2}] y_o dy$$

La risoluzione di questo integrale con $Y_o = H-f$

$$\int \rho g \frac{cm}{2} [y/y_o (2-y/y_o)] y_o dy + \int \rho g \frac{cm}{2} [[y/y_o (2-y/y_o)]^{1/2}] y_o dy$$

$$\int \rho g \frac{cm}{2} [y/y_o (2-y/y_o)] y_o dy = \int \rho g \frac{cm}{2} y dy - \int \rho g \frac{cm}{2} y^2 / y_o dy =$$

$$= \rho g \frac{cm}{2} (Y_o^2/2 - 2/3 Y_o^2) = - \rho g \frac{cm}{6} Y_o^2$$

$$\int \rho g \frac{cm}{2} [[y/y_o (2-y/y_o)]^{1/2}] y_o dy$$

poniamo $Y/Y_o = t$

$$y_o^2 \rho g \frac{cm}{2} [2t-t^2]^{1/2} dt$$

$$2t-t^2 = 1-1+2t-t^2 = 1-(1-t)^2 \quad \text{nuova sostituzione}$$

$$x = 1-t \quad t = 1-x \quad dt = -dx$$

$-\int (1-x^2)^{1/2} dx$ *l'integrale si risolve per parti*

$$-x(1-x^2)^{1/2} + \int 2x/(1-x^2)^{1/2} dx = -x(1-x^2)^{1/2} + \int (1-x^2)^{-1/2} dx^2 =$$

$$-x(1-x^2)^{1/2} + \int (1-p)^{1/2} dp \quad p = x^2$$

$$-x(1-x^2)^{1/2} + 2/3 (1-x^2)^{3/2} = -(1-t)(2t-t^2)^{1/2} + 2/3 (2t-t^2)^{3/2}$$

$$y_o^2 \rho g \frac{cm}{2} [2t-t^2]^{1/2} dt =$$

$$y_o^2 \rho g \frac{cm}{2} [2/3 (2y/y_o - (y/y_o)^2)^{3/2} - (1-y/y_o)(2Y/Y_o - (y/y_o)^2)^{1/2}]$$

$$\text{per } y = y_o \quad 2/3 y_o^2 \rho g \frac{cm}{2}$$

la spinta dovuta alle azioni sismiche è pari a

$$S = 2/3 y_o^2 \rho g \frac{cm}{2} - \rho g \frac{cm}{6} Y_o^2 = 1/2 \rho g \frac{cm}{2} Y_o^2$$

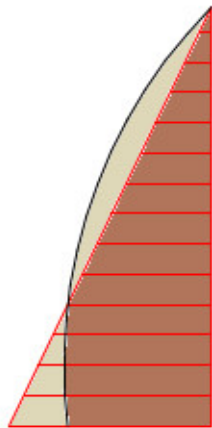
$$S = 1/2 \rho g \frac{cm}{2} Y_o^2$$

a questo risultato si arriva in modo intuitivo tenendo presente la massa d'acqua di profondità Y_0 e la legge di variazione della massa con la profondità per un'area di base unitaria

$W = \rho * z$ la relativa pressione idrodinamica sismica $p = A_g * \rho * z$

la risultante $S = 1/2 * A_g * \rho * Y_0^2$

$C_m = 0,74$ per paramento interno verticale



Il punto di applicazione della spinta anziché essere a $2/3H$ è più in alto

Per la **interazione terreno struttura** si considera un modello alla Winkler con tensione di compressione $\sigma = K * W$; si studia l'equilibrio del corpo rigido sollecitato dalla azione sismica dalla spinta idrostatica dal peso proprio del quale si possono calcolare spostamenti rotazioni e sollecitazione in ogni punto di esso.

Si scrivono 3 equazioni di equilibrio :

Traslazione orizzontale

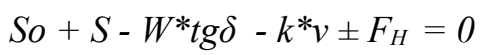
Traslazione verticale

Rotazione

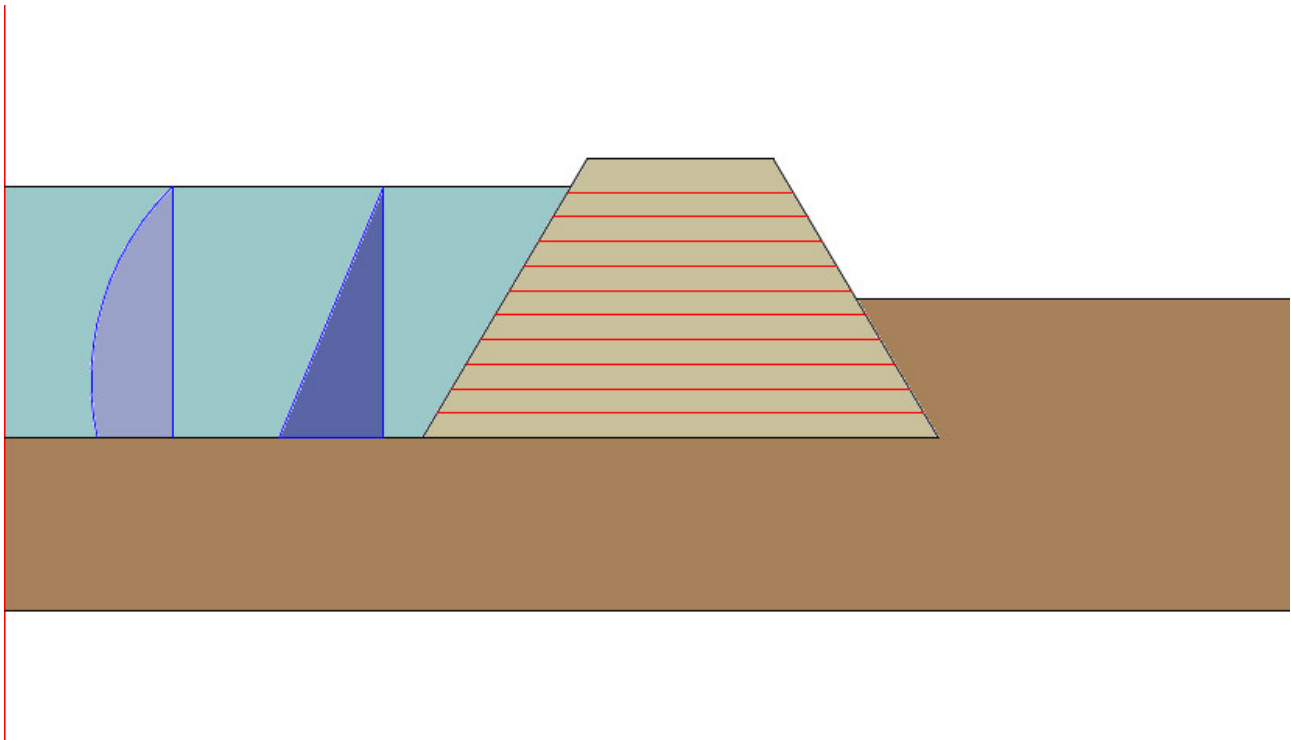
le incognite sono rappresentate dagli spostamenti in fondazione

u_1 , u_2 , v

in modo da definire la configurazione di equilibrio con le relative sollecitazioni.



5- La diga in terra



La verifica consiste nel discretizzare la diga e nell'effettuare una verifica a scorrimento per ogni piano di taglio

$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$ La forza di scorrimento resistente alla striscia i -ma

$$R = \tau \cdot b_i = c \cdot b_i + \sum (W_i \pm F_v) \cdot \tan \varphi$$

la relativa azione orizzontale di scorrimento dovuta all'acqua

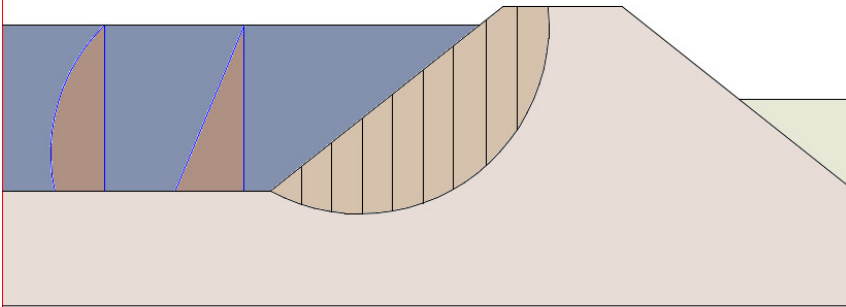
$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_i^2 + \frac{1}{2} \cdot A_g \cdot \rho \cdot H_i^2 \pm \sum F_h$$

La verifica è soddisfatta se le forze resistenti sono maggiori delle forze di scorrimento

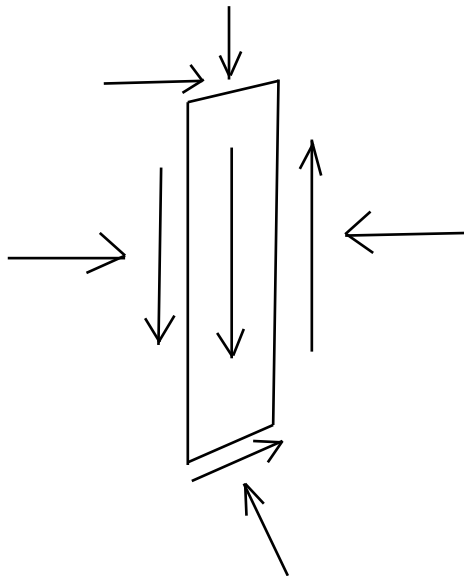
$R > E$ con un adeguato coefficiente di sicurezza $R/E \geq 1,5$

Per la striscia i -ma interrata si può aggiungere tra le forze resistenti la spinta passiva $K_p \cdot \gamma \cdot h_i \cdot h_i$ considerata rettangolare

Una ulteriore verifica da eseguire è quella della stabilità della diga in terra ipotizzando una superficie di scorrimento circolare che provochi il ribaltamento dell'argine, così come indicato in figura.



Considerando la generica striscia verticale i -ma deve essere in equilibrio , il poligono delle forze deve essere chiuso



Si impone l'equilibrio alla traslazione orizzontale , verticale e alla rotazione della singola striscia , per poi estenderlo a tutta la zone interessata determinando un fattore di sicurezza S come rapporto tra forze resistenti ed azioni sollecitanti.

Le azioni sulle facce laterali essendo ΔN e ΔT molto ridotte , si annullano quando la striscia diventa infinitesimale dipendono quindi dalla discretizzazione possono essere trascurate ; si impone l'equilibrio esclusivamente con le forze seguenti

*Pressione idrostatica verticale γ^*z*

*Presione idrostatica orizzontale γ^*z*

Azione sismica dell'acqua $A_g^\rho^*z$*

Peso della striscia W_i

*Azione sismica orizzontale $F_h = \pm K_h^*W_i$*

*Azione sismica verticale $F_v = \pm K_v^*W_i$*

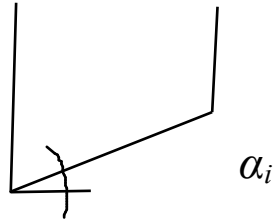
Azione resistente $\tau = c + N_i^\text{tg}\varphi$*

Azione normale alla base N_i

Le incognite sono rappresentate dalle forze N_i che possono essere ottenute dalle equazioni di equilibrio ad esempio traslazione verticale

$$N_i \cos \alpha_i - (W_i \pm F_v) + \gamma \cdot z + (c \cdot b_i + N_i \cdot \tan \varphi) \cdot \tan \alpha_i = 0$$

α_i inclinazione parte inferiore striscia



L'equilibrio alla traslazione secondo la giacitura definita dall'angolo α_i

$$R_d = \sum (c \cdot b_i + N_i \cdot \tan \varphi) ;$$

$$E_d = (W_i \pm K_v \cdot W_i + \gamma \cdot z) \cdot \sin \alpha_i + \rho \cdot (A_g + g) \cdot z \cdot b_i \cdot \cos \alpha_i \pm K_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i$$

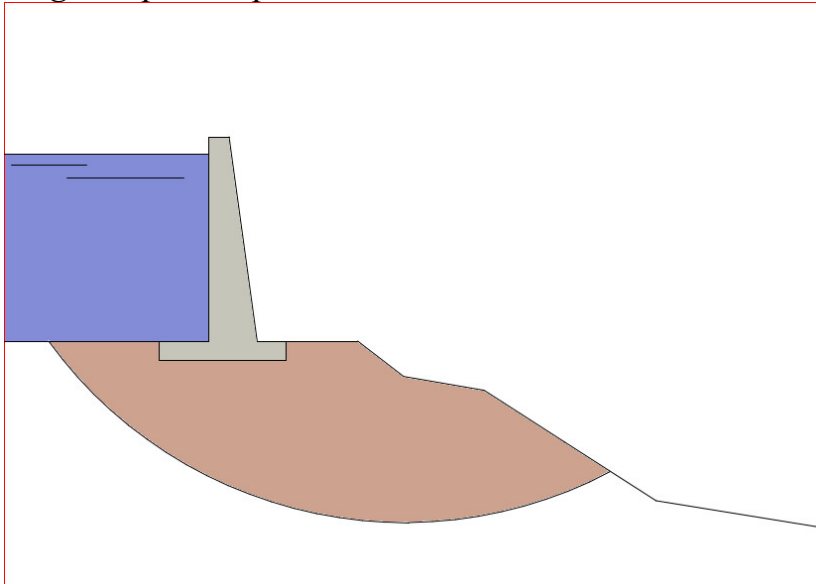
il coefficiente di sicurezza

$FS = R_d / E_d > 1,5$; si individuano tutte le possibili superfici di scorrimento che sono degli archi di cerchio alle quali corrisponde il coefficiente di sicurezza più basso.

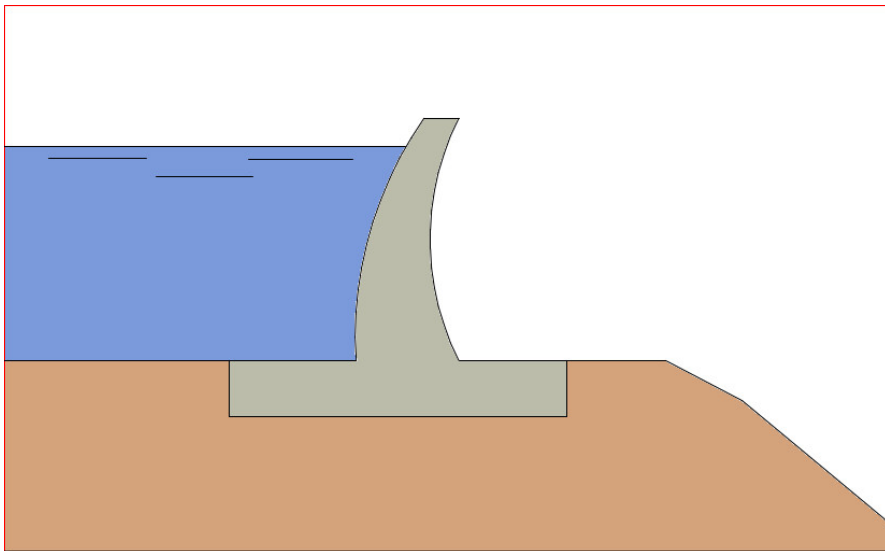
Individuato il cerchio si impone l'equilibrio alla rotazione intorno al suo centro tra forze resistenti e forze sollecitanti.

6- Verifica di stabilità globale della diga

La verifica di stabilità globale delle dighe presuppone una instabilità del complesso diga-acqua-terreno con superficie di scorrimento, soprattutto per le dighe disposte lungo un pendio provocandone l'intero ribaltamento



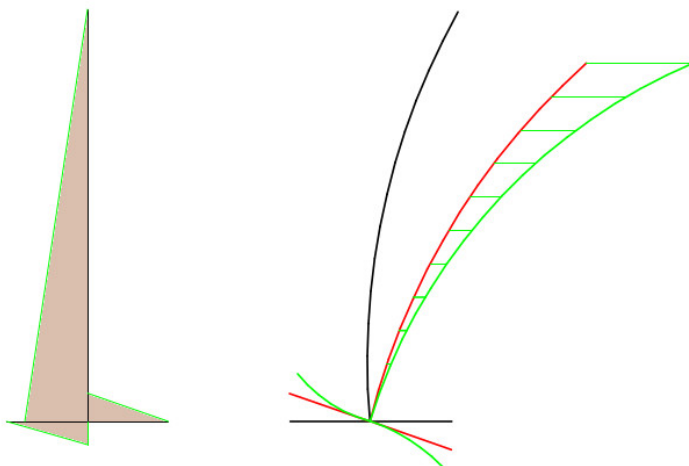
7- La diga a mensola in cemento armato



Per questo tipo di dighe sono fondamentali le condizioni di vincolo in fondazione ed in corrispondenza dei bordi nonchè la tipologia di terreno; la curvatura della diga è importante e dà un efficace contributo quando è vincolata ai bordi in modo che il suo funzionamento sia simile a quello di una volta a botte con timpani laterali ancorata in fondazione. Parlare di verifiche di stabilità quali ribaltamento, scorrimento è fuori luogo poichè le condizioni di vincolo definiscono altre modalità di funzionamento; il calcolo viene eseguito agli elementi finiti discretizzando il complesso terreno - acqua - fondazione. Se la diga non è vincolata lateralmente (dipende dalla tipologia di terreno e dalle fondazioni laterali) il funzionamento è a mensola semplice in cemento armato per la quale si eseguono le normali verifiche di stabilità

- ribaltamento
- scorrimento
- carico limite
- equilibrio di corpo rigido
- verifica della mensola in c.a.

alla deformata rigida si aggiunge la deformata elastica della diga per il calcolo degli spostamenti e delle relative sollecitazioni



8- Conclusioni

Lo studio stabilità delle dighe è importante soprattutto per quanto concerne la prevenzione di disastri naturali in occasione di forti precipitazioni meteoriche e di eventi sismici ;chiaramente in queste pagine si sono volute studiare delle nozioni di base per la verifica ed il calcolo di opere di sbarramento. Per garantire la stabilità di una diga è importante la regolazione della portata a valle della stessa poichè la spinta e quindi le sollecitazioni aumentano all'aumentare del volume di invaso anche in occasione di eventi sismici. Volendo dare una interpretazione psicoanalitica al crollo di una diga ed al relativo disastro , esso simbolicamente rappresenta la rottura delle acque intrauterine e quindi l'atto del partorire che si trasforma in un aborto quando dal disastro ne vengono fuori dei morti . Il defluire delle acque lento anche con danni di tipo alluvionale senza che vi siano danni alle persone o cose non rappresenta altro che l'evento di una nascita ovvero il partorire della stessa madre natura.

Interazione dinamica terreno struttura per torri

1- Introduzione

2- Modellazione del terreno e rigidezza

3- Analisi dinamica di una torre e serbatoio

4- Stabilità dell'equilibrio di una torre

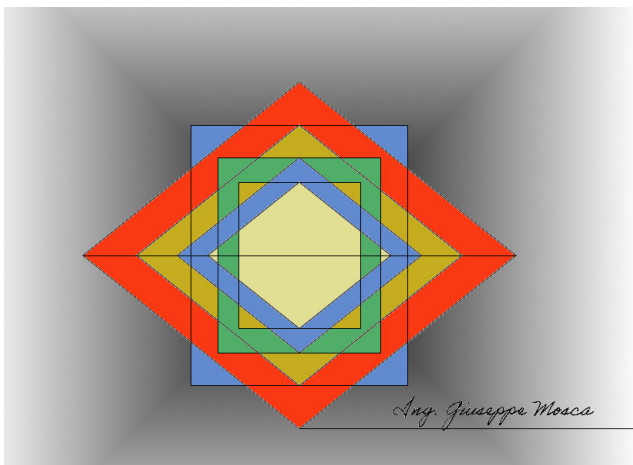
5- Interventi di consolidamento statico per torri

6- Design strutturale

7- La Modellazione FEM

8- La Torre di Pisa

9- Conclusioni



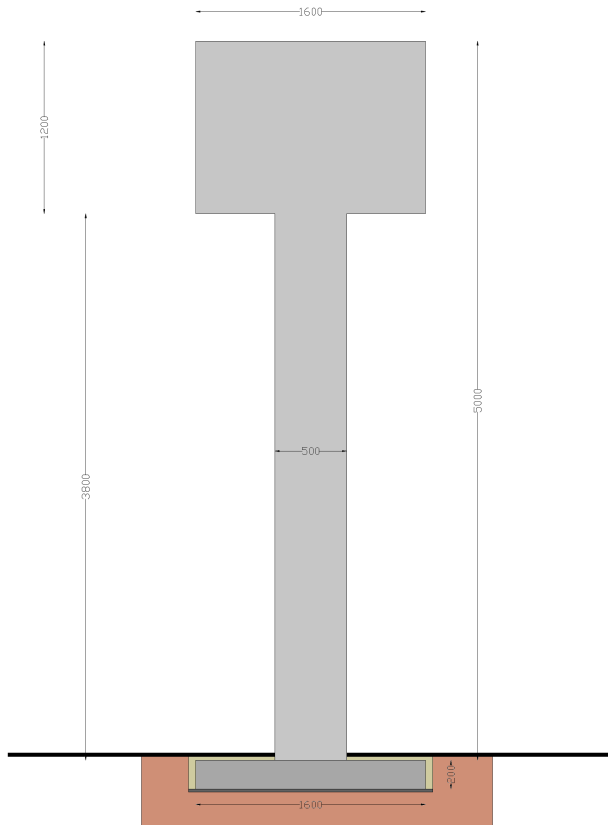
N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le torri in cemento armato o muratura quali fari che prospettano sul mare , serbatoi d'acqua sopraelevati in cemento armato , o ancora la stessa torre di Pisa che ha da molti anni una inclinazione sull'asse verticale , presentano problemi di stabilità dell'equilibrio ovvero per carico verticale e conseguente effetto $P-\Delta$, per forze orizzontali quali vento e azioni sismiche possono ribaltare rispetto alla base , non in conseguenza della scarsa resistenza del materiale costituente , ma per effetto del terreno della sua deformabilità e rotazione. Prima di eseguire una verifica di stabilità dell'equilibrio va verificata la capacità di resistenza del terreno per carico limite vanno valutati i cedimenti di fondazione , e poi si esegue una analisi che tenga conto della interazione dinamica terreno struttura che può essere eseguita modellando il terreno agli elementi finiti attraverso un software FEM , o ancora eliminando la condizione di incastro alla base per torre con schema statico a mensola modellando il terreno alla Winkler sia per fondazione elastica che rigida , tenendo anche conto delle azioni mutue tra le molle ovvero le strisce di terreno , o utilizzando i dati forniti dalla bibliografia per la definizione della rigidezza tagliante e rotazionale alla base. Il calcolo di una torre come può esser un serbatoio non si limita alla sola verifica di stabilità dell'equilibrio ma bisogna eseguire un calcolo che tenga conto delle azioni sismiche e quindi una analisi statica o dinamica lineare che tenga conto anche dell'acqua presente nel serbatoio della sua spinta sulle pareti e del suo contributo alla azione sismica in funzione della sua oscillazione dinamica che molto spesso è in opposizione di fase ovvero la forza sismica associata alla massa d'acqua . Le verifiche strutturali da eseguire sono a pressoflessione e taglio , considerando due schemi limite quello definito dal software FEM che verifica il singolo elemento plate-shell e quello di sezione a corona circolare derivante dalla schematizzazione a mensola con inerzia molto elevata per la quale si calcolano le armature metalliche o si determina la sezione reagente per muratura compressa. Per strutture a torre esistenti si pone il problema del consolidamento delle torri che può avvenire attraverso un esoscheletro in acciaio che migliora la resistenza alle azioni sismiche , con un ampliamento della fondazione stabilizzando la torre anche nei confronti del ribaltamento. I serbatoi sopraelevati in cemento armato essendo strutture di elevata altezza molto spesso raggiungono i 40-50 m arrecano oltre che del danno ambientale se ubicati nel territorio comunale impatto urbano per cui l'intervento di consolidamento deve mirare la riqualificazione che può avvenire utilizzando del vetro; sarebbe di effetto un miglioramento sismico , per la torre di Pisa con un esoscheletro in acciaio nel quale vengono inseriti pannelli in vetro , migliorando la sua resistenza alla azioni orizzontali tutelandola nei confronti di un ribaltamento provocato da terremoti che negli ultimi anni hanno interessato anche la Toscana , migliorando notevolmente con un tocco di modernità la qualità artistica dello stesso bene culturale , che nel corso degli anni è stato oggetto di studi che hanno avuto come obiettivo il ripristino della verticalità della torre facendo ricorso alla teoria del carico limite o il suggerimento degli stessi cittadini di Pisa tramite le attività commerciali presenti nella zona adiacente la torre quale un busto per ripristinare la verticalità della torre come per gli esseri umani che hanno la schiena curva.

2- Modellazione del terreno e rigidezza

Consideriamo il serbatoio di acqua riportato in figura con struttura in cemento armato a corona circolare avente una altezza di 50 m , diametro alla base 5 m, ed in sommità per una altezza di 12 m un diametro di 16 m, fondazione circolare a platea altezza 2 m e diametro 16 m ; ci occuperemo in questo paragrafo esclusivamente dei problemi legati alla geotecnica o meglio alla tecnica delle fondazioni eseguendo una verifica a carico limite, determinando i cedimenti di fondazione e modellando il terreno ricavando le relative rigidezze taglienti e rotazionali.



La verifica a carico limite è immediata attraverso la formula generale

$$Q_{Lim} = s_q * i_q * b_q * g_q * \psi_q * Nq * q_o + s_c * i_c * b_c * g_c * \psi_c * Nc * C + s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma * \psi_\gamma * N\gamma * B * \gamma / 2$$

per la quale rimandiamo agli appunti sulle travi di fondazione con l'unica variante che la forma non è rettangolare ma circolare per cui variano di coefficienti di forma

Forma della fondazione	s_q	s_c	s_γ
Rettangolo $L > B$	$1 + (B/L) * \tan \varphi$	$1 + (B/L) * Nq / Nc$	$1 - 0,4 * B / L$
quadrata o cerchio $B = L$	$1 + \tan \varphi$	$1 + Nq / Nc$	0,6

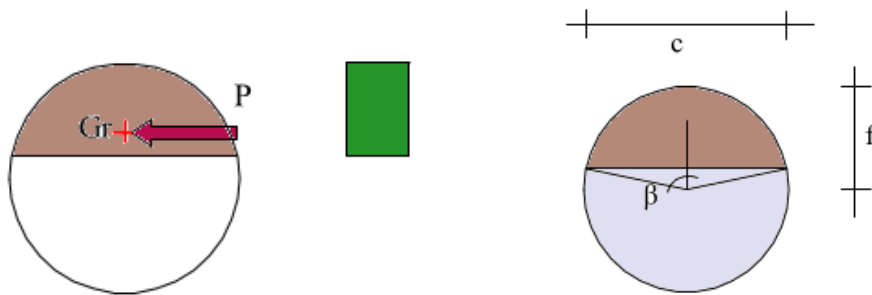
Si ricavano le tensioni sul terreno derivanti dalle azioni che sollecitano il serbatoio quali peso proprio, carichi permanenti (acqua) e azioni sismiche orizzontali con sollecitazione di pressoflessione anche per sezione parzializzata

$$\sigma = P/A \pm M/W \quad \text{terreno interamente reagente}$$

$$A = \pi * R^2 ; \quad W = I/R ; \quad I = \pi * R^4 / 4$$

per sezione parzializzata poiché il terreno non reagisce a trazione, bisogna individuare la sezione reagente è definita dall'angolo β per tensione di compressione costante dove Y_{GR} coincide con l'eccentricità; β lo si determina dalla seguente equazione trovando gli zeri della funzione con un software

$$M/P = (A_{seg} / \pi r^2) * 4/3 * (r \sin^2 \beta) / (2\beta - \sin^2 \beta) ;$$

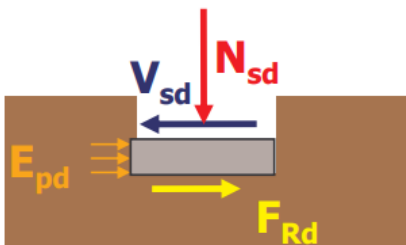


$$A_R = \pi * r^2 - A_{seg} ; \quad Y_G = (A_{seg} / \pi r^2) * 4/3 * (r \sin^2 \beta) / (2\beta - \sin^2 \beta)$$

$$\text{La tensione sul terreno } \sigma = P/A_R$$

La verifica a carico limite $\sigma \leq Q_{Lim}$ per fondazione rigida; Se utilizziamo un software FEM le tensioni sul terreno sono quelle derivanti dal calcolo e dalla modellazione del terreno con fondazione elastica.

Per la verifica allo scorrimento bisogna tener conto della forma cilindrica della platea.



Per la verifica dei cedimenti di fondazione si utilizzano le formule riportate in bibliografia ad esempio

$$\delta = q * B / E_o * (I_1 * I_2) \quad \text{o dei software di calcolo.}$$

La modellazione del terreno possiamo eseguirla alla Winkler nella ipotesi di fondazione infinitamente rigida e possiamo determinare la rigidezza rotazionale per sezione interamente reagente a partire dalla costante di sottofondo k del terreno

Alcuni valori indicativi dell'angolo di attrito ϕ		Alcuni valori indicativi della coesione		Alcuni valori indicativi del peso volumico	
Ghiaia media	40°-55°	Sabbia compatta	0,001daN/cm ²	Ghiaia asciutta	18-20 KN/m ³
Ghiaia sabbiosa	35°-50°	Argilla molle	0,010daN/cm ²	Ghiaia bagnata	19-21 KN/m ³
Sabbia sciolta	28°-34°	Argilla sabbiosa	0,020daN/cm ²	Sabbia asciutta	15-18 KN/m ³
Sabbia compatta	35°-46°	Argilla plastica	0,025daN/cm ²	Sabbia bagnata	16-19 KN/m ³
Limo	20°-30°	Argilla solida	0,05-0,20 daN/cm ²	Argilla sabbiosa	18-22 KN/m ³
Argilla asciutta	40-55°	Argilla tenace	0,20-1,00daN/cm ²	Argilla solida	20-21 KN/m ³
Argilla bagnata	20°-25°	Limo	0,010daN/cm ²	Limo	15-17KN/m ³

riportati di seguito

NATURA DEL TERRENO	K (Kg/cm ³)
torba leggera.....	0.6 ~ 1.2
torba pesante.....	1.2 ~ 1.8
terra vegetale.....	1.0 ~ 1.5
depositi recenti.....	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina.....	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente.....	2.0 ~ 4.0
terra molto umida.....	2.0 ~ 3.5
terra poco umida.....	3.0 ~ 6.0
terra secca.....	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia.....	8.0 ~ 10.0
argilla grassa.....	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta.....	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia.....	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta.....	20.0 ~ 30.0

Dalla formula $\sigma = P/A \pm M/W$ che si compone di un diagramma di tensioni costanti $\sigma = P/A$ al quale corrisponde una traslazione rigida ed un diagramma di tensioni a farfalla dalla formula di Navier $\sigma = M \cdot R/I$ al quale corrisponde una rotazione rigida otteniamo due rigidezze la prima traslazionale verticale

$\sigma_R = k \cdot v$, k costante di sottofondo v spostamento corrispondente

$K_T = \sum k_i$; k_i ; rigidezza della singola molla $K_T = \pi \cdot R^2 \cdot k$

la seconda rotazionale

$v = R \cdot \theta$, θ rotazione della fondazione

$M = \int r_i \cdot \theta \cdot k_i \cdot r_i \cdot dA$ $K_R = I \cdot k$ I momento di inerzia rispetto al centro

Le due rigidezze $K_T = \pi \cdot R^2 \cdot k$; $K_R = I \cdot k$

Le formulazioni utilizzate per la definizione della rigidezza riportate in bibliografia risultato della interazione dinamica terreno struttura

Rigidezza traslazionale orizzontale $K_X = 8 \cdot G \cdot R / (2 - \mu) + \dots$

Rigidezza rotazionale $K_R = 8 \cdot G \cdot R^3 / 3 \cdot (1 - \mu) \dots$

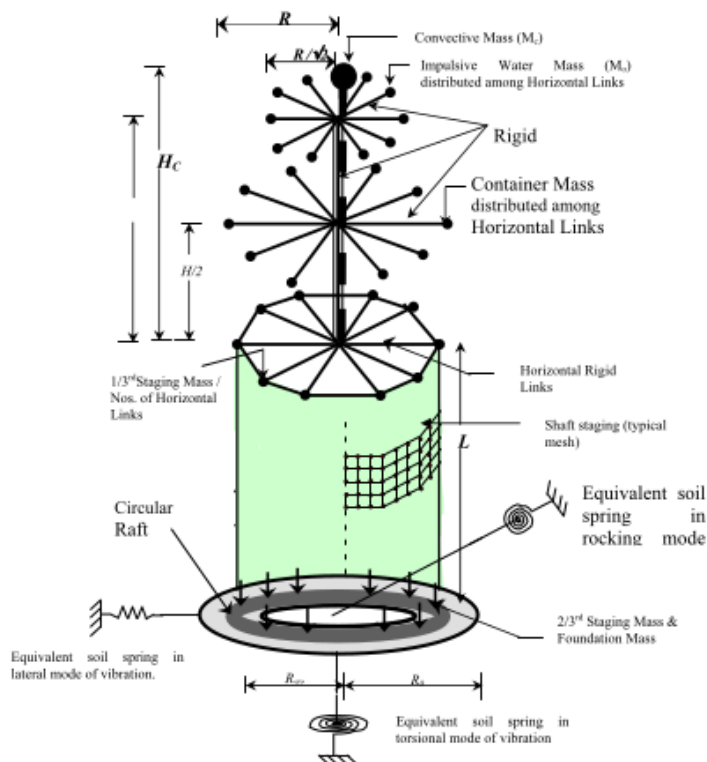
Rigidezza torsionale $K_T = 6 \cdot G \cdot R^3 \cdot \dots$

R raggio della fondazione

G modulo di elasticità tangenziale del terreno nella ipotesi di semispazio elastico

μ modulo di Poisson del terreno

Ricordando le formule della scienza delle costruzioni $G = E / [2 \cdot (1 - \mu)]$ è evidente il legame tra modulo di elasticità normale del terreno e modulo di elasticità tangenziale.



Ulteriori formulazioni per la rigidezza rotazionale e traslazionale dovuta al cedimento di fondazione

$$K_T = E \cdot D / (1 - \mu^2) \quad K_R = E \cdot D^3 / 6 \cdot (1 - \mu^2)$$

D rigidezza di piastra, E modulo elastico del terreno

Nella modellazione alla Winkler si può tener conto anche della interazione mutua tra le strisce verticali di terreno ovvero del modulo di elasticità tangenziale G

la reazione del terreno dovuta alla sua elasticità

$$\sigma = K * W(r) - K' * W''(r)$$

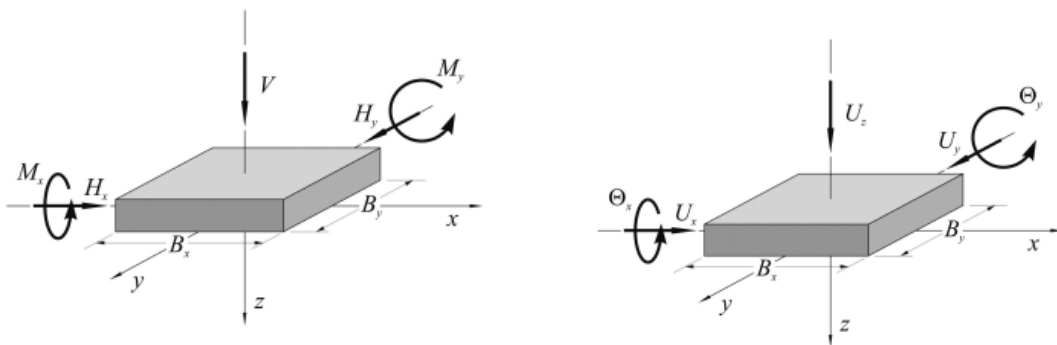
$K = Es/H$ costante di sottofondo

$K' = H * Gs/3$ costante dovuta alla interazione mutua tra le strisce

$W(r)$ cedimento del terreno

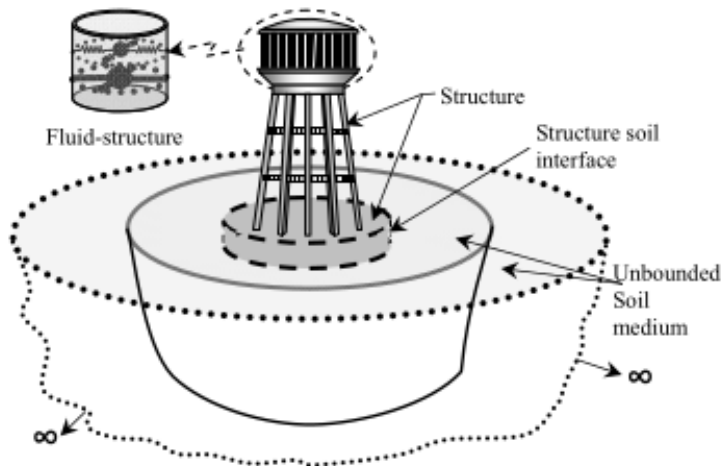
per fondazione rigida la interazione mutua non esiste , se ne deve tener conto nella ipotesi di fondazione elastica.

*Nel calcolo strutturale attraverso un software FEM si può modellare il terreno agli elementi finiti individuando un volume significativo definito da elementini Brick tridimensionali . Per il terreno si ipotizza un comportamento lineare , per cui si fa riferimento al semispazio elastico definendo per il terreno i moduli elastici, il peso specifico ed il diagramma tensioni deformazioni. Ovviamente il volume di terreno deve essere tutto compresso che è poi ciò che succede nella realtà in virtù del peso specifico , poiché il terreno è incapace di resistere a trazione; eseguendo una analisi dinamica si tiene conto della geologia locale ovvero del movimento del suolo in presenza di eventi sismici. Un ulteriore modellazione è quella a macroelemento tramite un elemento **plate-shell***



anche per strati di terreno omogenei in modo da considerare la variabilità delle caratteristiche meccaniche lungo la profondità del terreno. Il volume di terreno da considerare al di sotto del serbatoio o faro al fine di tener conto sia della rotazione della fondazione elastica che del propagarsi delle onde sismiche nel terreno e quindi delle sue deformazioni è definito dalle NTC come volume significativo intendendo la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso: la responsabilità della definizione del volume significativo spetta al progettista

3- Analisi dinamica di una torre e serbatoio



Lo schema statico del serbatoio è quello di un oscillatore semplice ovvero di una mensola con incastro cedevole alla base nei tre gradi di libertà ; bisogna tener conto del movimento della massa d'acqua all'interno del serbatoio. L'equazione di equilibrio dinamico in assenza di damping, anche in forma matriciale

$$m^*x'' + K^*x = m^*s(T)$$

in presenza di smorzamento viscoso diventa

$$m^*x'' + c^*x' + K^*x = m^*s(T)$$

la massa è quella complessiva la possiamo considerare distribuita lungo l'altezza per il serbatoio o concentrata alla sommità secondo il seguente schema statico:

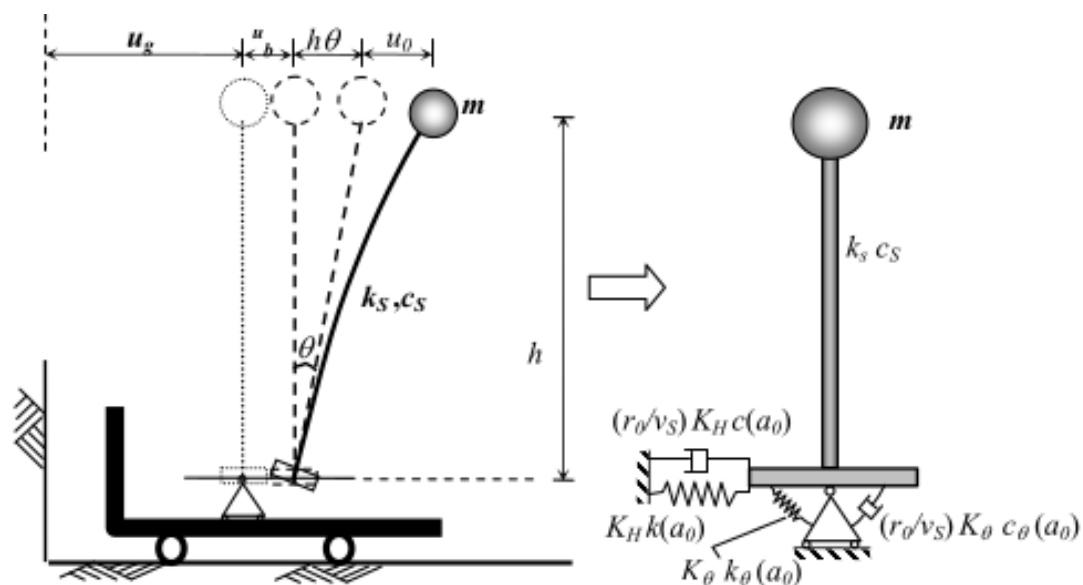


Fig.5. Dynamic model of structure and soil for horizontal and rocking motions

Bisogna definire la rigidezza del terreno , schematizzata come una molla

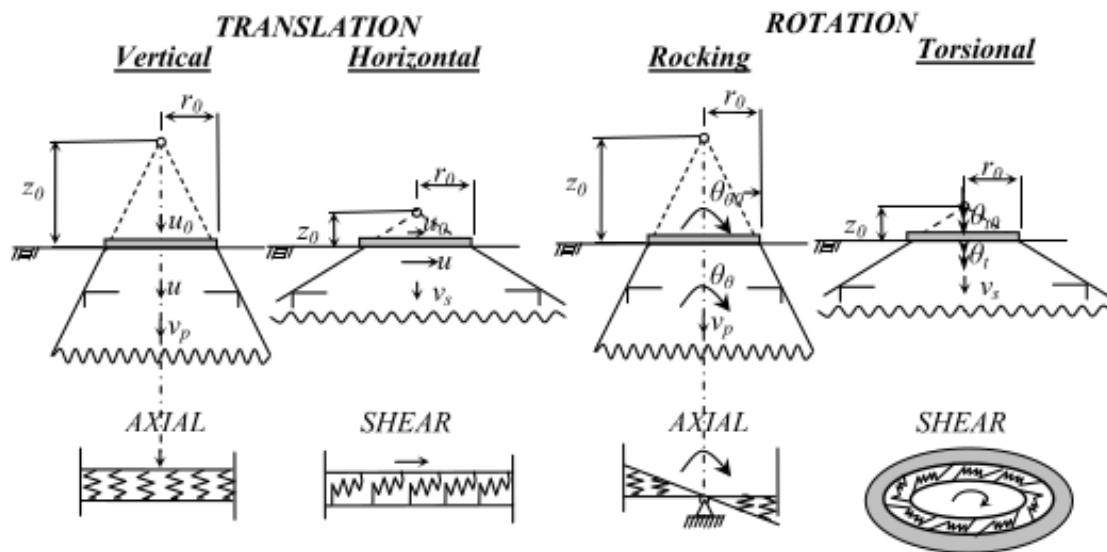
Rigidezza traslazionale verticale $K_V = E \cdot D / (1 - \mu^2)$

Rigidezza traslazione orizzontale $K_H = 8 \cdot G \cdot R / (2 - \mu)$

Rigidezza rotazionale $K_R = 8 \cdot G \cdot R^3 / 3 \cdot (1 - \mu)$

Rigidezza torsionale $K_T = 6 \cdot G \cdot R^3$

secondo le formulazione definite in precedenza



o attraverso le formule riportate nella seguente tabella

Stiffness	Foundation with no embedment	Foundation with Embedment
Vertical (K_V)	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$	$\frac{4Gr_0}{1-\nu} \left(1 + 1.3 \frac{r_0}{d} \right) \left(1 + 0.54 \frac{e}{r_0} \right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{e}{r_0} \right) \frac{e/d}{2 - e/d} \right)$
Horizontal (K_H)	$\frac{8Gr_0}{2-\nu}$	$\frac{8Gr_0}{2-\nu} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r_0}{d} \right) \left(1 + \frac{e}{r_0} \right) \left(1 + \frac{e}{d} \right)$
Rocking (K_R)	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r_0}{d} \right) \left[1 + 2.3 \frac{e}{r_0} + 0.58 \left(\frac{e}{r_0} \right)^3 \right] \left(1 + 0.7 \frac{e}{d} \right)$
Torsional (K_T)	$\frac{16Gr_0^3}{3}$	$\frac{16Gr_0^3}{3} \left(1 + \frac{1}{10} \frac{r_0}{d} \right) \left(1 + 2.67 \frac{e}{r_0} \right)$
Coupling		$K_{hr} = \frac{e}{3} K_H$

Per quanto concerne la rigidezza della mensola è evidente che è funzione della modellazione e quindi concentrazione delle masse ;

$K=3EI/H^3$; o per masse concentrate lungo l'altezza , in numero n

$m_1 , m_2 , m_3 , m_4 , m_5 , m_n ,$

i coefficienti di rigidezza

$k_{1N}, k_{2N}, k_{3N}, k_{4N}, k_{5N},k_{II},k_{IN},$

il generico coefficiente $k_{IJ} = 1/v_{IJ}$

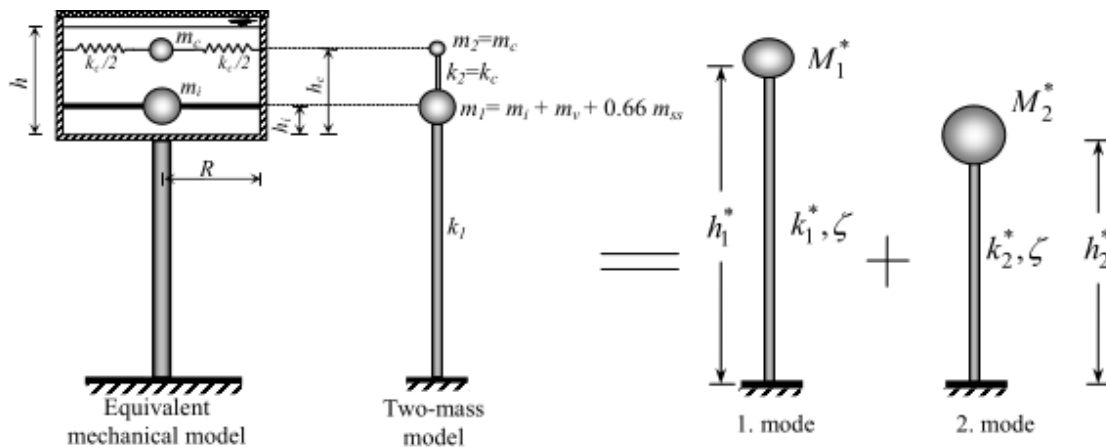
dove v_{IJ} è lo spostamento orizzontale nel nodo i per effetto di una forza unitaria applicata nel nodo j per .

Per quanto concerne l'acqua presente nel serbatoio in presenza di un evento sismico oscilla all'interno del serbatoio ; la massa complessiva $m = m_A + m_P$

m_A massa di acqua = massa convettiva m_C ;

m_P massa pareti = massa impulsiva m_I ;

la massa pareti è solidale alla struttura del fusto mentre la massa d' acqua oscilla al suo interno.



k_C rigidezza pareti , schematizzabile a mensola , o a piastra vincolata su tre lati;

Le molle sono in serie , la rigidezza complessiva della mensola con incastro cedevole alla base che tiene conto della deformabilità del terreno

$$1/K = 1/K_m + 1/K_s + 1/K_A ; \quad K = (K_m * K_s * K_A) / (K_m + K_s + K_A)$$

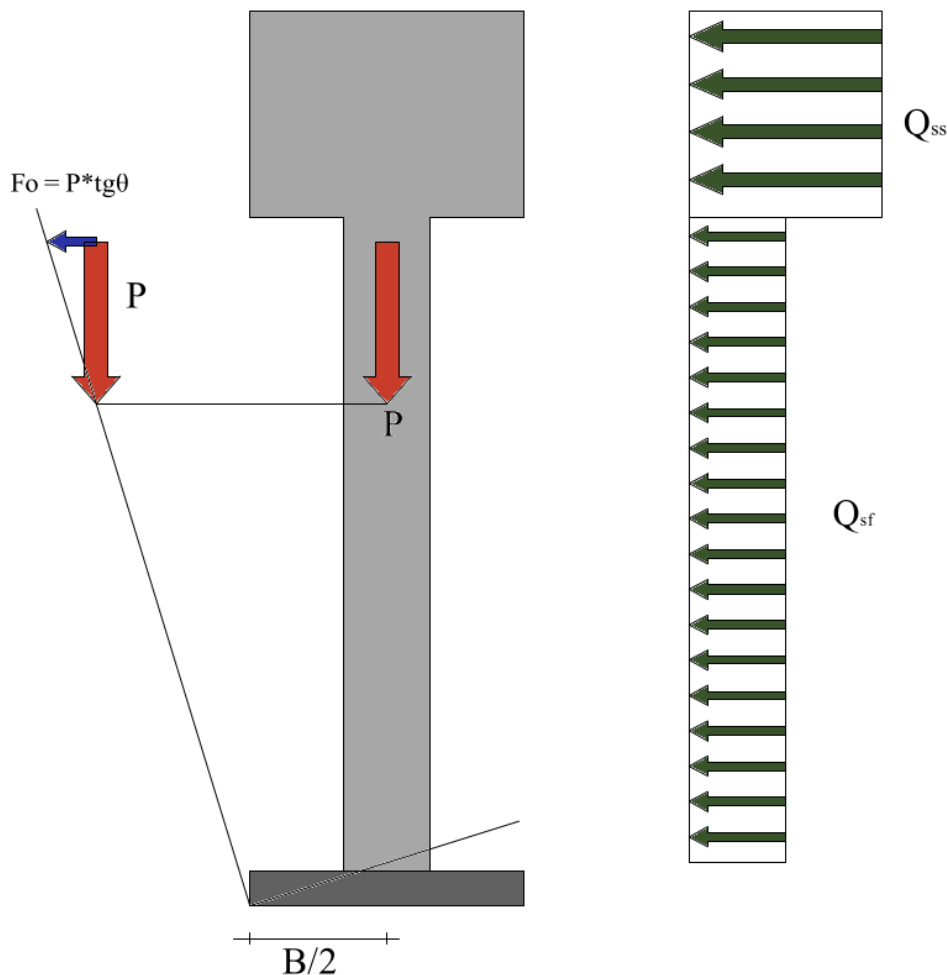
K_m rigidezza mensola ; K_s rigidezza suolo; K_A rigidezza serbatoio acqua;

4- Stabilità dell'equilibrio di una torre

Analizziamo la stabilità di equilibrio della torre con una analisi statica lineare applicando forze sismiche statiche distribuite lungo l'altezza in funzione della massa del serbatoio e dell'acqua in esso presente; la verifica di stabilità dell'equilibrio è molto semplice è a ribaltamento rispetto al centro di rotazione che è il punto estremo della fondazione. Si determinano il momento ribaltante M_R ed il momento stabilizzante M_S

M_R è funzione delle azioni sismiche e delle forze derivanti dall'effetto $P-\Delta$

M_S è funzione del peso P e del braccio ovvero distanza dal centro di rotazione



$M_S = P \cdot B/2$ momento stabilizzante

P peso dovuto alla struttura in c.a, del serbatoio e alla massa di acqua

Si è ipotizzato che il centro di rotazione per fondazione quadrata di lato $B = D$ diametro del cerchio coincida con il bordo esterno

$$M_R = Q_{SF} * H_F^2 / 2 + Q_{SS} * H_S * (H_S / 2 + H_F) + P * (tg\theta + \delta)$$

Q_{SF} forza sismica dovuta alla massa M_F del fusto

Q_{SS} forza sismica dovuta alla massa M_S del serbatoio e dell'acqua M_A

H_F altezza fusto ; H_S altezza serbatoio ; H_G altezza baricentro

δ spostamento flessionale che possiamo ricavare dalla seguente relazione

$$\delta = Q_{SF} * H_F^4 / (8EI_F) + Q_{SF} * H_F^3 * H_S / (6EI_F) + Q_{SS} * H_S^4 / (8EI_S) + P * (tg\theta + \delta / h_G) * hg^3 / (3EI)$$

$$\text{spostamento dovuto all'effetto } P-\Delta \quad P * (tg\theta + \delta / h_G) * hg^3 / (3EI)$$

$$\delta = [Q_{SF} * H_F^4 / (8EI_F) + Q_{SF} * H_F^3 * H_S / (6EI_F) + Q_{SS} * H_S^4 / (8EI_S) + P * tg\theta * hg^3 / (3EI)] / [1 - P * \delta * hg^2 / (3EI)]$$

Per semplicità le azioni sismiche sono state considerate costanti e non con distribuzione lineare variabile lungo l'altezza triangolare

$$Q_{SF} = Sd(T) * M_F ; \quad Q_{SS} = Sd(T) * (M_A + M_S)$$

il carico sismico è a metro lineare per cui si considera una massa distribuita .

Il periodo di vibrazione lo possiamo stimare con la formula $\omega^2 = k/M$,

M massa complessiva ; K rigidezza struttura ; $T = 2 * \pi / \omega$

La rotazione alla base θ è fornita dalla seguente relazione $M_R = K_R * \theta$

$$K_R = 8 * G * R^3 / 3 * (1 - \mu) ; \quad \theta = M_R / K_R$$

La verifica per solo blocco rigido senza considerare la deformazione flessionale δ

$M_S \geq M_R$, possiamo introdurre un coefficiente di sicurezza $\eta = 1,3$

$$M_S \geq \eta * M_R$$

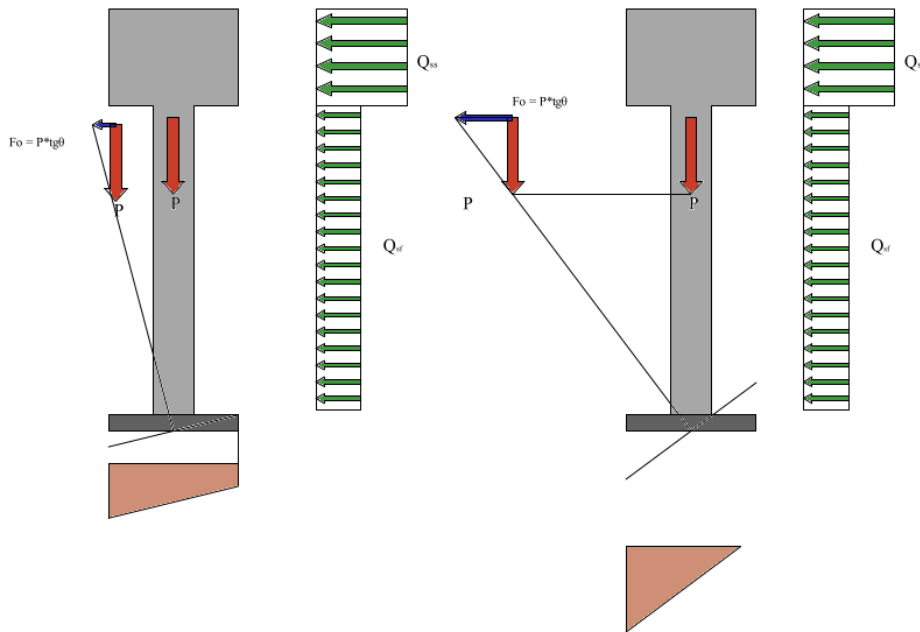
Se consideriamo le reazioni del terreno al di sotto della fondazione attraverso una modellazione alla Winkler , per le equazioni cardinali della statica deve essere

$$\sum F_{XI} = 0 \quad \text{equilibrio alla traslazione orizzontale ;}$$

$$\sum F_{YI} = 0 \quad \text{equilibrio alla traslazione verticale ;}$$

$$\sum M_I = 0 \quad \text{equilibrio alla rotazione rispetto al centro di rotazione } C ;$$

Per sezione interamente reagente , ovvero per area di impronta del terreno compressa e fondazione rigida , e per sezione parzializzata



Nella ipotesi di blocco rigido l'equilibrio alla traslazione verticale

$$P + B * H * k * V_o = 0 ; \quad V_o = P/(B^2 * k) \quad \text{spostamento traslazionale}$$

B lato fondazione quadrata

Equilibrio alla traslazione orizzontale

$$1/2 * K_p * \gamma * h + P * \operatorname{tg} \delta \geq \eta * (Q_{SF} * H_F + Q_{SS} * H_S + P * \operatorname{tg} \theta)$$

$$\eta = 1,2$$

h altezza fondazione

γ peso specifico terreno

K_p coefficiente spinta passiva

P peso totale serbatoio e acqua

*δ = 2/3 * φ angolo di attrito fondazione piano di posa*

Equilibrio alla rotazione per ricavare la rotazione θ

$$M_R = k * \theta * B/2 * B * 2/3 * B ;$$

$$M_R = Q_{SF} * H_F^2/2 + Q_{SS} * H_S * (H_S/2 + H_F) + P * H_G * \operatorname{tg} \theta$$

$$Q_{SF} * H_F^2/2 + Q_{SS} * H_S * (H_S/2 + H_F) + P * H_G * \operatorname{tg} \theta = k * \operatorname{tg} \theta * B^3/3$$

$$\operatorname{tg}\theta = [Q_{SF} * H_F^2 / 2 + Q_{SS} * H_S * (H_S / 2 + H_F)] / [k * B^3 / 3 - P * H_G^2]$$

Dallo spostamento traslazionale V_O e la rotazione θ possiamo risalire alla reazione alla Winkler del terreno e vedere se la sezione è interamente reagente o parzializzata e se il complesso serbatoio terreno è in equilibrio come blocco rigido.

Se nel terreno vi è trazione si deve individuare la sezione reagente

$b = 3 * u$, nella ipotesi di comportamento elastico lineare

$b = 2 * u$, nella ipotesi di comportamento plastico

imponendo l'equilibrio $\sigma = 2/3 * P / (B * u) = k * \operatorname{tg}\theta * 3u$

$$\operatorname{tg}\theta = 2 * P / (k * B * u^2); \quad \theta = \arctan[2 * P / (k * B * u^2)]$$

Vanno introdotti i coefficienti di sicurezza per ribaltamento e slittamento

$$V_{RD} \geq \eta * V_{SD} ; \quad M_S \geq \eta * M_R ; \quad \eta_V = 1,2 ; \quad \eta_R = 1$$

5- Interventi di consolidamento statico per torri

Le torri e i serbatoi hanno una sezione trasversale ad elevata inerzia se il comportamento strutturale si avvicina a quello di una mensola non vi sono problemi dovuti alla pressoflessione o al taglio , la preoccupazione maggiore è quella del ribaltamento e della instabilità verticale dovuta alla rotazione del piano di posa della fondazione. L'intervento di consolidamento deve avere come obiettivo l'incremento del momento stabilizzante , che dipende dal peso P del serbatoio e dalla distanza dell'asse passante per il centro C di rotazione; intervenire sul peso del serbatoio è inopportuno poiché aumenta la massa M e quindi la azione sismica orizzontale con conseguente incremento del momento ribaltante, si deve quindi intervenire sulla fondazione allargandola ovvero aumentando il braccio del momento stabilizzante. Si può anche intervenire sul momento ribaltante poiché si parla di stabilità dell'equilibrio ovvero di forze orizzontali aggiuntive derivanti dalla deformazione della struttura per effetto dello sforzo normale ovvero del peso struttura per cui si può irrigidire la torre e il serbatoio limitando lo spostamento in sommità dovuto alla deformazione elastica per effetto delle azioni sismiche e non alla rotazione rigida del blocco funzione delle caratteristiche del terreno e della fondazione. I serbatoi esistenti sono stati costruiti molti anni fa con antiche normative che prevedevano la suddivisione del territorio sismico italiano in tre zone per le quali si avevano i seguenti valori della accelerazione al suolo:

Zona I categoria $A_g = 0,1 * g$

Zona II categoria $A_g = 0,07 * g$

Zona III categoria $A_g = 0,04 * g$

Le attuali NTC 2018 se facciamo riferimento alla zonazione sismica italiana

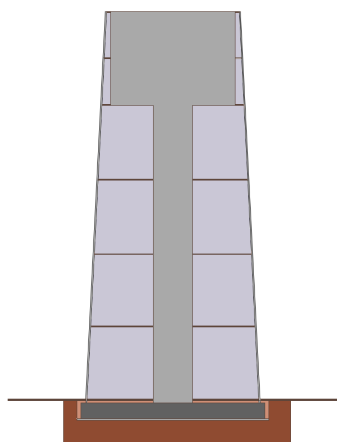
Zona 1 $A_g = 0,35 \cdot g$

Zona 2 $A_g = 0,25 \cdot g$

Zona 3 $A_g = 0,15 \cdot g$

Zona 4 $A_g = 0,05 \cdot g$

è evidente che vi è stata una maggiorazione delle azioni orizzontali anche se utilizziamo il coefficiente di struttura q che diminuisce l'accelerazione ma per modelli statici a mensola $q = 1,5$, per cui i serbatoi in cemento armato esistenti necessitano anche di consolidamento statico, inutile parlare di torri e fari con struttura in muratura. Il consolidamento può essere eseguito attraverso ringrossi in calcestruzzo interventi con fibrorinforzati, ma la soluzione migliore è realizzare uno esoscheletro con profili sottili in acciaio che si estende a tutta la altezza del serbatoio e con la sua struttura reticolare contribuisce all'assorbimento delle forze sismiche e limita le deformazioni riducendo l'effetto instabilizzante dei carichi verticali. L'esoscheletro ha un diametro maggiore del serbatoio per cui il consolidamento strutturale deve essere per forza accompagnato da un allargamento della fondazione incrementando la rigidità senza aumentare le azioni sismiche riducendo gli spostamenti e la deformabilità flessionale del serbatoio dovuta alle azioni orizzontali. Riportiamo la struttura di un serbatoio consolidata tramite un esoscheletro in acciaio



I profilati della struttura reticolare vanno dimensionati e calcolati non solo per aumentare la resistenza del serbatoio alle azioni sismiche e quindi sopportare una percentuale di esse ma per limitare la deformazione ovvero in funzione della deformata del serbatoio e dello spostamento in sommità. Il calcolo della struttura consolidata va eseguito con un software FEM che modella la struttura del serbatoio e l'esoscheletro in acciaio. Nel calcolo va posta attenzione ai collegamenti tra esoscheletro e struttura di cls che vanno calcolati e dimensionati in funzione delle sollecitazioni di sforzo normale, taglio e flessione derivanti dagli spostamenti relativi tra le due strutture che hanno moduli elastici differenti e quindi dalle forze e momenti che vengono trasmessi. Questa tecnica di consolidamento oltre che per torri fari e serbatoi può essere utilizzata anche per pile da ponte.

6- Design strutturale

I serbatoi come le pile da ponte sono realizzati in calcestruzzo in vista essendo strutture di notevole altezza generano nei centri abitati impatto architettonico urbano mentre al di fuori creano danno e impatto ambientale. Si pone quindi la problematica di riqualificazione di queste strutture sia dal punto di vista ambientale che architettonico a livello di design che può avvenire modellando l'esoscheletro a forma di albero, di bicchiere per i serbatoi, di torri di castelli medioevali, utilizzando come materiale il vetro o il polycarbonato per la trasparenza ed il riflesso, o ancora il legno con dei pannelli inseriti nei riquadri; L'impatto ambientale può essere minimizzato facendo ricorso al **Biophilcs design** utilizzando della vegetazione da disporre sulla struttura metallica o ancora con riflesso di colore verde per il vetro, utilizzando il legno anche per la stessa struttura dell'esoscheletro o per le torri di castelli al laterizio. Si riportano alcune immagini significative dalle quali trarre spunti per questi interventi che possiamo definire come **"Interventi di riqualificazione strutturale architettonica urbana e ambientale di pile da ponte serbatoi e torri"** Lo stesso sistema strutturale può essere utilizzato per la costruzione di nuove strutture come i viadotti con il preciso obiettivo di ridurre l'impatto ambientale ed urbano favorendone l'inserimento nei centri abitati e nella natura.



Per pile da ponte si può progettare un esoscheletro in acciaio ad albero che si estende dalla fondazione fino al pulvino, che migliora la resistenza della pila alle azioni sismiche orizzontali limitando il meccanismo alla base di formazione della cerniera plastica che provoca il ribaltamento delle pile in occasione di un evento sismico. Facendo ricorso al Biophilics design sull'esoscheletro può essere utilizzata della vegetazione che riduce notevolmente l'impatto ambientale di queste strutture in cemento armato; lo stesso esoscheletro durante la fase di costruzione e getto della pila da ponte può avere una sua utilità per la casseforme della pila.



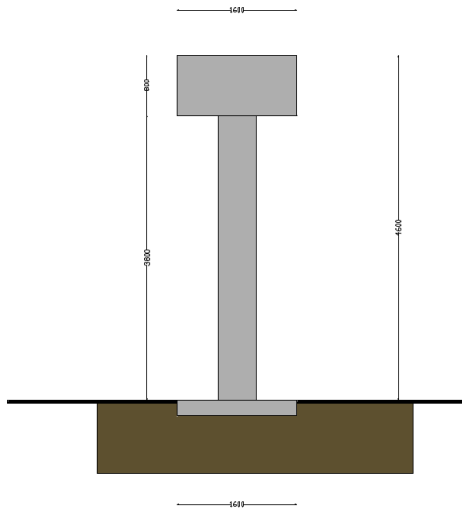
Il serbatoio d'acqua può essere migliorato e adeguato sismicamente anche evitando il ribaltamento alla base con un esoscheletro in acciaio la cui forma segue i contorni di un iperboloide iperbolico per gli ingegneri affezionati alla scienza delle costruzioni, nei cui riquadri viene inserito del vetro o policarbonato; ancora si può realizzare un esoscheletro che nel suo design e forma definisce i contorni di un bicchiere richiamando la funzione principe del serbatoio ovvero di contenitore di acqua. Altre indicazioni di progettazione architettonica sono le strutture a fungo per serbatoio e pile di bassa altezza, ancora si può far riferimento ad esoscheletri che richiamano le antiche torri in muratura italiane. Questa progettazione architettonica ha molteplici funzioni:

- miglioramento della resistenza alle azioni sismiche orizzontali*
- limitazione degli spostamenti derivanti dalla deformabilità strutturale.*
- prevenzione del meccanismo di formazione della cerniera plastica alla base*
- stabilità dell'equilibrio ovvero evitare il ribaltamento per rotazione della fondazione*
- mitigazione dell'impatto ambientale*
- mitigazione dell'impatto urbano architettonico*
- in fase di costruzione può essere utilizzata come sostegno per i casseri.*

Le pile dei viadotti come i serbatoi sono strutture in cemento armato in vista che generano notevole impatto ambientale, durante la progettazione vengono eseguiti studi di valutazione dell'impatto sull'ambiente naturale per la preventiva autorizzazione da parte delle strutture preposte.

7- La Modellazione FEM

Il calcolo del nostro serbatoio lo eseguiamo attraverso il software free **iperspace bim personal edition** con due modellazioni per fondazione quadrata di lato pari al diametro della fondazione



- I) schema: Winkler

mensola con sezione a corona circolare costante per 38 m $D = 5\text{ m}$ $s = 40\text{ cm}$ per i restanti 8 m $D = 16\text{ m}$ e $s = 25\text{ cm}$.

La fondazione quadrata di lato $B = 16\text{ m}$ altezza 200 cm modellata a platea su suolo alla Winkler

-II) schema: Macroelementi Plate-shell

Modellazione del terreno individuando un volume significativo a forma di parallelepipedo avente base superiore quadrata di lato 48 m e profondità 20 m, utilizzando elementi plate-shell di terreno aventi spessore 2 m e lati 800 x 800 cm. I parametri meccanici da assegnare sono quelli del terreno per quanto concerne il modulo elastico normale e tangenziale il coefficiente di Poisson e il peso specifico; la modellazione è di tipo elastico lineare prestando attenzione ai pannelli che presentano sollecitazione di trazione. La struttura del serbatoio viene sempre modellata come una mensola on platea di fondazione

Caratteristiche terreno

Terreno argilloso sabbioso: Limo

$$\varphi = 20^\circ \div 30^\circ \quad c' = 0,05 \div 0,20 \text{ daN/cm}^2 \quad \gamma = 1800 \div 2200 \text{ daN/m}^3$$

Costante di sottofondo $k = 8 \div 10 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Modulo elastico } E = 18200 \text{ daN/cm}^2 \quad K = E/s = 9,1 \text{ kg/cm}^2$$

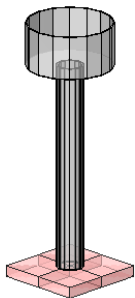
Coefficiente di Poisson $\mu = 0,5$

$$\text{Modulo elasticità tangenziale } G = 700 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma = 1900 \text{ daN/m}^3$$

$$\text{Volume di acqua } 1608 \text{ mc} ; \text{ peso acqua } P = V * 1000 = 1608000$$

-I modellazione : Winkler



Riportiamo i risultati della analisi di stabilità Buckling per la combinazione di carico permanenti e azioni sismiche . L'analisi di buckling determina il moltiplicatore dei carichi verticali per i quali si ha instabilità, effetti del II ordine dove in aste sollecitate a sforzo normale di genere flessione, deformazione che provoca instabilità; Le NTC stabiliscono che il moltiplicatore dei carichi verticali $\alpha > 10$, tiene conto della rotazione alla base e e per la combinazione di carico sismica degli spostamenti orizzontali.

(Buckling)

N°	fattore
1	24.934
2	24.934
3	294.528
4	294.528
5	1390.436
6	1390.436
7	47186.578
8	47186.580
9	INF
10	INF

(Buckling)

N°	fattore
1	32.415
2	32.415
3	382.887
4	382.887
5	1807.567
6	1807.567
7	61342.552
8	61342.554
9	INF
10	INF

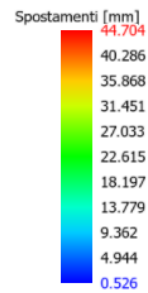
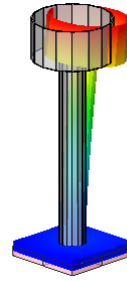
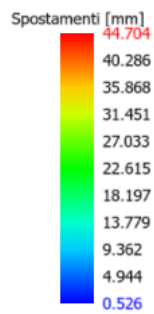
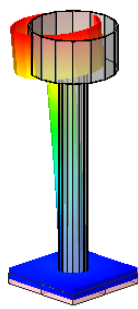
I periodi di vibrazione:

Posizione masse 1

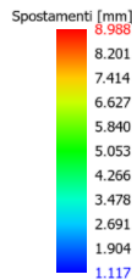
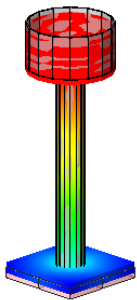
Numero di Frequenze calcolate =50, filtrate=16

N	T s	Coeff. Partecipazione		Masse Modali kgm*g		Percentuali	
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	1.1106	227.251	28.431	506444	7927	33.72	0.53
2(2)	1.1106	28.431	-227.251	7927	506444	0.53	33.72
3(4)	0.0701	-6.503	24.270	415	5776	0.03	0.38
4(5)	0.0701	-24.270	-6.503	5776	415	0.38	0.03
5(15)	0.0085	-67.358	-94.909	44494	88335	2.96	5.88
6(16)	0.0085	94.909	-67.358	88335	44494	5.88	2.96
7(20)	0.0066	-100.933	212.755	99904	443895	6.65	29.56
8(21)	0.0066	-212.755	-100.933	443895	99904	29.56	6.65
9(23)	0.0063	58.927	-1.068	34052	11	2.27	0.00
10(24)	0.0063	-1.068	-58.927	11	34052	0.00	2.27
11(28)	0.0056	-14.052	54.820	1937	29471	0.13	1.96
12(29)	0.0056	-54.820	-14.052	29471	1937	1.96	0.13
13(41)	0.0043	-68.444	88.607	45940	76994	3.06	5.13
14(42)	0.0043	-88.607	-68.444	76994	45940	5.13	3.06
15(45)	0.0042	5.162	15.201	261	2266	0.02	0.15
16(46)	0.0042	-15.201	5.162	2266	261	0.15	0.02
Somma delle Masse Modali [kgm*g]				1388123	1388123		
Masse strutturali libere [kgm*g]				1501890	1501890		
Percentuale				92.43	92.43	92.43	92.43

Le deformate per azioni sismiche direzione X e Y



per carichi permanenti



La deformazione della struttura dipende dalla costante di sottofondo per la quale è stato considerato il valore di $k = 10000000 \text{ kg/mc} = 10 \text{ kg/mc}$

Variando il valore della costante di sottofondo le deformazioni e i moltiplicatori critici variano sensibilmente. Nella progettazione dei reticoli di fondazione per edifici in cemento armato veniva utilizzato un criterio di fascia definendo due valori estremi della costante di sottofondo $k = 3 \text{ kg/mc}$; $k = 30 \text{ kg/mc}$, si hanno le seguenti deformate, dove al terreno più rigido corrispondono deformazioni spostamenti e moltiplicatori più bassi.

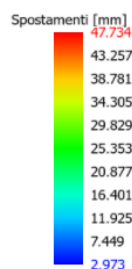
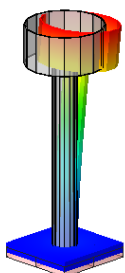
(Buckling)

N°	fattore
1	22.710
2	22.710
3	279.455
4	279.455
5	1312.192
6	1312.192
7	47187.150
8	47187.152
9	INF
10	INF

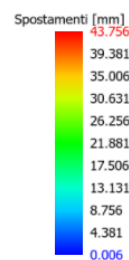
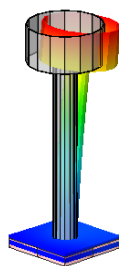
(Buckling)

N°	fattore
1	25.687
2	25.687
3	301.169
4	301.169
5	1456.226
6	1456.226
7	47185.510
8	47185.512
9	INF
10	INF

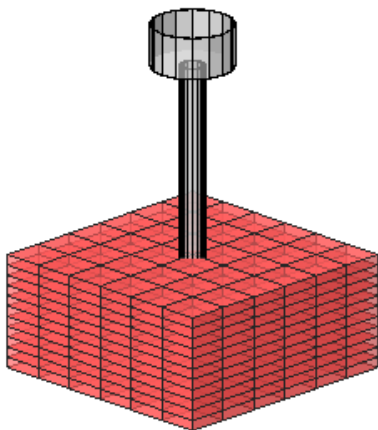
$k = 3 \text{ kg/mc}$



$k = 30 \text{ kg/mc}$



-II schema: Elementi Plate-shell



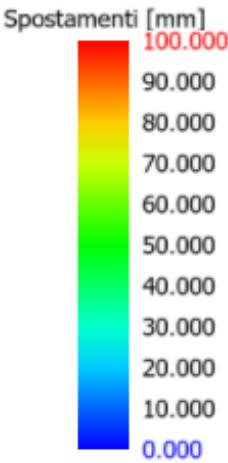
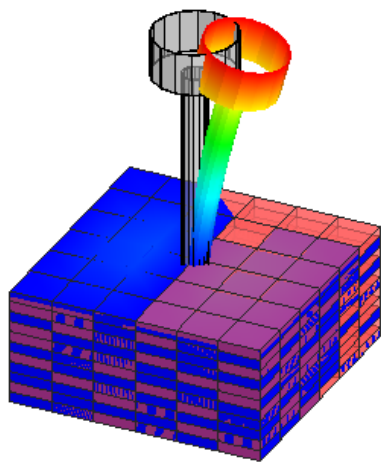
Si è scelto un volume significativo di terreno 48x48x20 m , modellato con macroelementi 8x8 aventi un modulo elastico di 18200 daN/cm^q , in modo che la costante di sottofondo $k = E/s = 18200/2000 = 9,1$ daN/cm^c coincida con il valore utilizzato nella precedente modellazione. I moltiplicatori risultanti dalla analisi di buckling per soli carichi permanenti e per azioni sismiche

(Buckling)

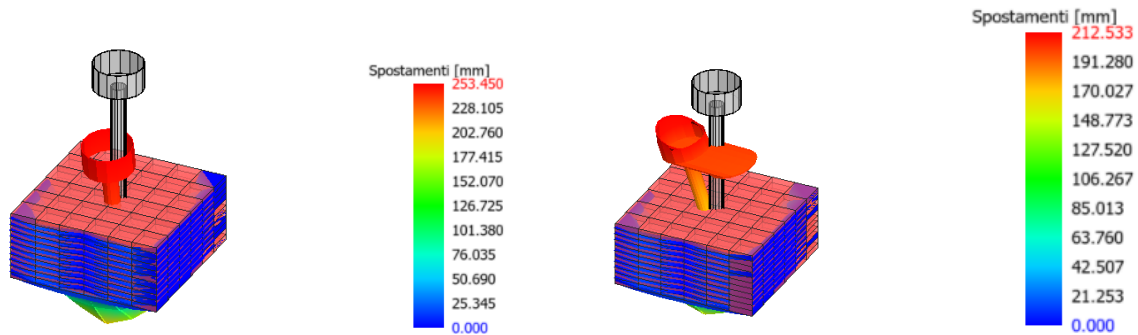
N°	fattore
1	17.093
2	17.391
3	215.880
4	218.286
5	808.119
6	819.134
7	46694.043
8	46694.174
9	3849995.709
10	3849995.716

(Buckling)

N°	fattore
1	24.833
2	25.268
3	311.822
4	315.298
5	1163.747
6	1179.554
7	61325.002
8	61325.211
9	5005025.231
10	5005025.240



Le deformate relative ai carichi permanenti e alle azioni sismiche risultanti dal calcolo



Lo spostamento max è alla testa del serbatoio nel nodo a quota 46 m dal piano di fondazione e pari a 22 cm ; i primi 20 periodi di vibrazione

Posizione masse 1

Numero di Frequenze calcolate =400, filtrate=69

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
		s		kgm*g			
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	2.4765	-0.000	464.258	0	2113684	0.00	3.06
2(2)	2.4518	-464.158	-0.000	2112774	0	3.06	0.00
3(165)	0.1129	-0.000	-793.247	0	6170751	0.00	8.95
4(166)	0.1109	-0.000	-953.805	0	8921548	0.00	12.93
5(167)	0.1109	-0.000	-242.935	0	578762	0.00	0.84
6(168)	0.1109	0.000	231.996	0	527814	0.00	0.77
7(169)	0.1109	0.000	-129.795	0	165209	0.00	0.24
8(170)	0.1109	0.000	-730.530	0	5233553	0.00	7.59
9(171)	0.1109	-0.000	1234.550	0	14946442	0.00	21.67
10(172)	0.1109	-0.000	-185.080	0	335924	0.00	0.49
11(173)	0.1109	-0.000	1274.985	0	15941556	0.00	23.11
12(174)	0.1109	-0.000	-363.134	0	1293164	0.00	1.87
13(206)	0.0969	-826.992	-0.000	6706918	0	9.72	0.00
14(209)	0.0969	-468.749	-0.000	2154775	0	3.12	0.00
15(210)	0.0969	637.026	0.000	3979563	0	5.77	0.00
16(211)	0.0969	828.120	-0.000	6725225	0	9.75	0.00
17(212)	0.0969	-800.324	0.000	6281340	0	9.11	0.00
18(214)	0.0969	-231.991	-0.000	527793	0	0.77	0.00
19(215)	0.0968	-692.603	0.000	4704234	0	6.82	0.00
20(226)	0.0944	-87.864	0.000	75708	0	0.11	0.00

Somma delle Masse Modali [kgm*g]	62341174	64410648		
Masse strutturali libere [kgm*g]	68975620	68975620		
Percentuale	90.38	93.38	90.38	93.38

Per il terreno si può scegliere un volume significativo più grande con maggiore profondità per avere una corretta modellazione della interazione terreno struttura .I macroelementi lungo i bordi sono stati vincolati completamente con incastro nei nodi mentre i nodi interni al volume sono liberi; questa modellazione può essere utilizzata per il calcolo dei cedimenti verticali , dal calcolo si vede che lo spostamento verticale del nodo in sommità conseguente alla deformazione del pilastro e alla deformazione del terreno è circa 24 cm per carichi permanenti in presenza del volume di acqua il cui peso è $P = 1600000$ daN. Per azioni sismiche la deformazione orizzontale è pari a 5 mm coincidente con la precedente modellazione.

8- La Torre di Pisa

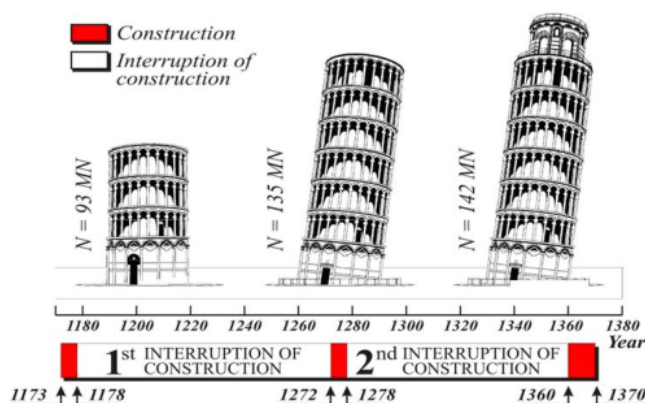
La torre di Pisa è uno dei monumenti italiani più emblematici al pari del colosseo della città di Venezia o della torre Eiffel in Francia caratteristiche è la sua inclinazione sulla verticale esistente da molti anni forse dalla sua costruzione che risale al 1173 ed è patrimonio dell'Unesco dal 1987.



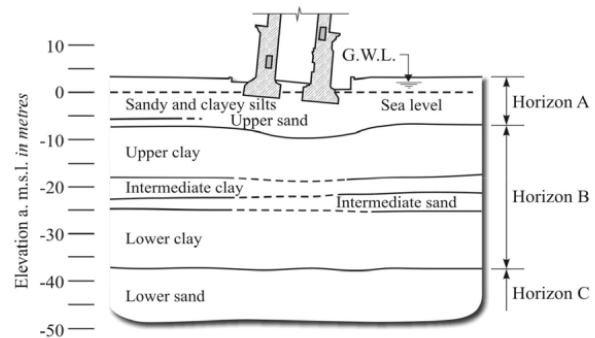
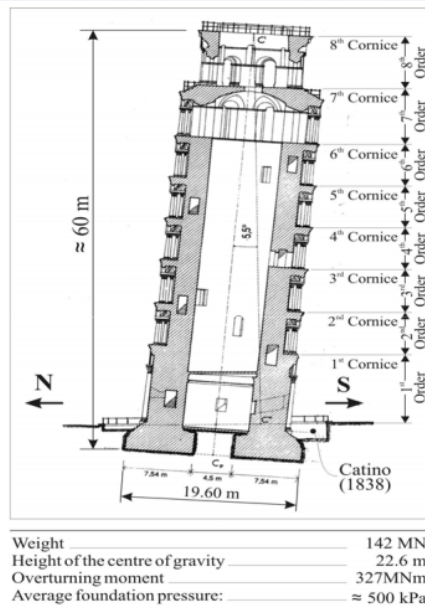
Il peso proprio della torre verticale eccentrico rispetto al baricentro dell'area di impronta della torre genera un momento flettente instabilizzante, ma la torre da anni è sempre in quella posizione ed il ribaltamento non è mai avvenuto. Il territorio di Pisa è caratterizzato dai seguenti parametri di pericolosità sismica definiti dalle NTC 2018

	a_g (g/10)	F_0 (adim)	T_C (sec)
SLD	0.38228526	2.57440892	0.22191984
SLD	0.47413368	2.55103348	0.25000000
SLV	1.18380979	2.39460235	0.28000000
SLC	1.52757010	2.38076005	0.28000000

è evidente che un evento tellurico può danneggiare in modo irreparabile il monumento provocandone il ribaltamento. Nel corso degli ultimi 50 anni sono stati eseguiti molti studi ed anche lavori che hanno avuto come obiettivo il ripristino della verticalità del torre al fine di eliminare la eccentricità del carico verticale ed annullare il momento ribaltante.



La costruzione è avvenuta in più fasi come dalla figura si vede che la torre è inclinata da circa 653 anni e non ha mai dato segnali di instabilità di lesione è aperta al pubblico oggetto di visite da parte dei turisti.



La altezza della torre è $H=142\text{ m}$, , la posizione del baricentro punto di applicazione del peso proprio $Y_G = 22,6\text{ m}$, il momento ribaltante $M_R = 32700000\text{ daN}\cdot\text{m}$, mentre la tensione di compressione sul terreno è circa $\sigma = 5\text{ daN/cm}^2$; in figura è riportata anche la stratigrafia del terreno al di sotto della torre.

Nel corso degli anni la inclinazione della torre è aumentata , le prime misure sono state eseguite nel 1911 e si è visto che si è avuta una velocità di spostamento pari a $1,5\text{ mm/anno}$ attribuendo tale spostamento allo strato di soffice argilla marina.

La instabilità determina una rotazione della torre con conseguente spostamento , per cui si è rivelata importante al fine di annullare questi spostamenti la realizzazione di un contrappeso per la stabilizzazione temporanea della torre

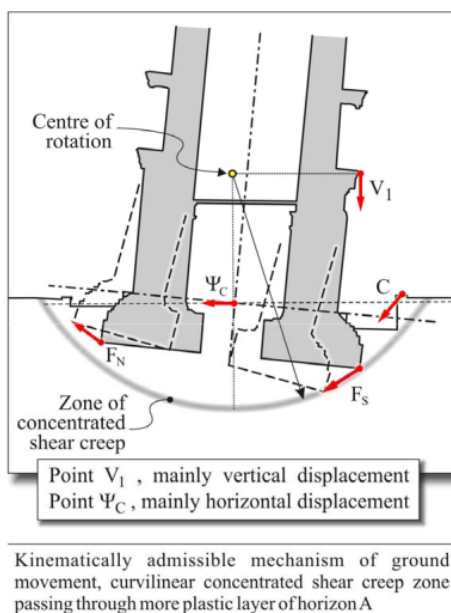


Figure 7. Lead counterweight on the North Side.

Successivamente è stata cercata una soluzione che riducesse la inclinazione della torre almeno di un grado attraverso un sottoscavo ovvero la estrazione controllata del terreno sotto la torre in modo che potesse ruotare in direzione opposta , attraverso una tecnologia di perforazione con trivelle . lavori che vennero eseguiti nel 1998 utilizzando 12 fori rivestiti del diametro di 219 mm . per cui la torre ruotò verso nord di circa $0,25^\circ$ nel 2001 furono eliminati i lingotti di piombo con funzione di contrappeso.

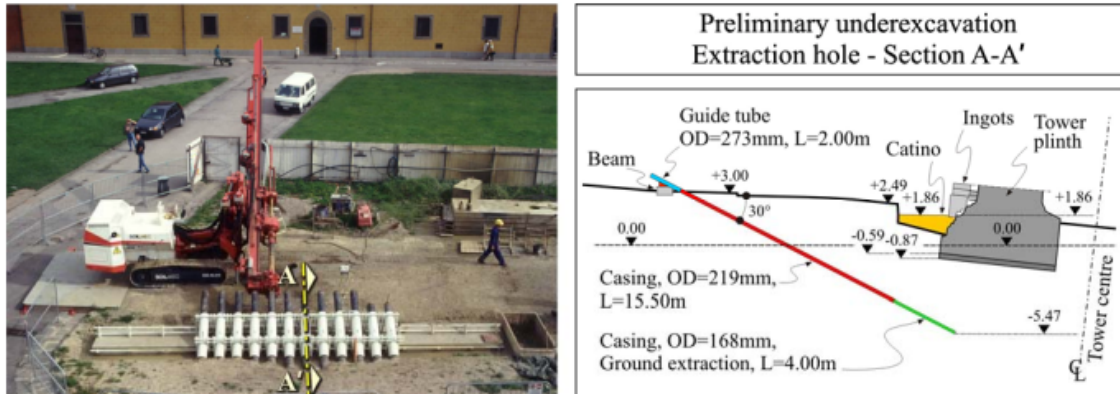


Figure 9. Holes for preliminary underexcavation.

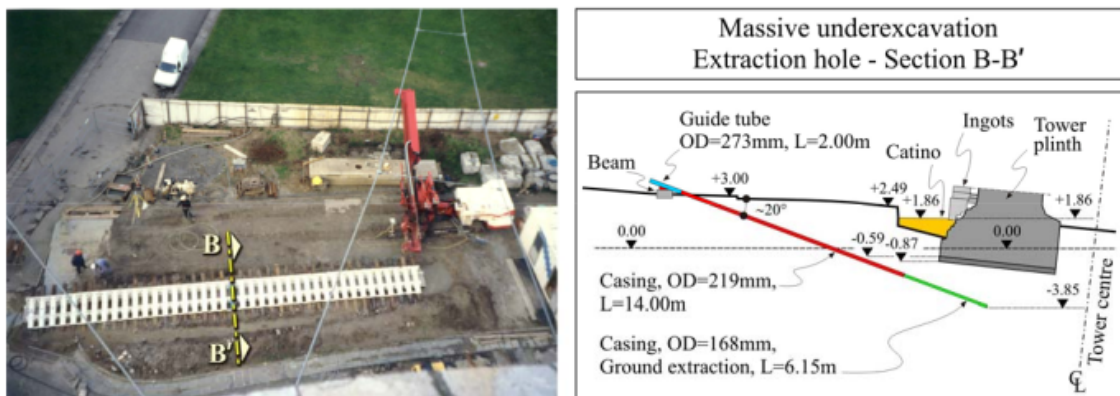


Figure 10. Holes for massive underexcavation.

Le trivelle utilizzate

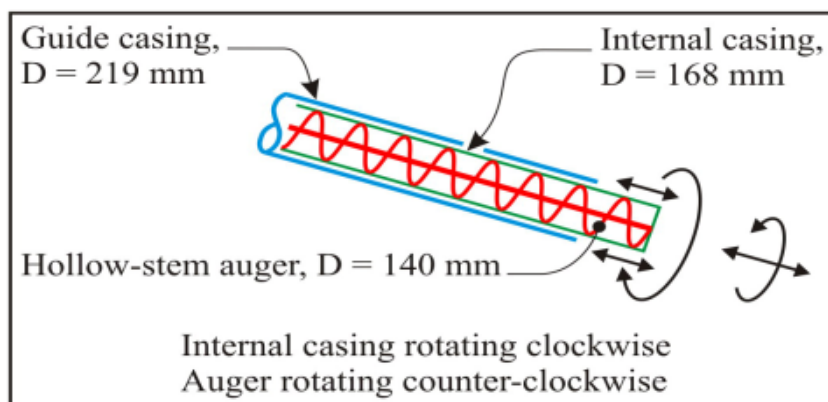


Figure 8. Tool for ground extraction.

Ulteriori lavori di stabilizzazione della fondazione della torre oltre che la riduzione di mezzo grado della sua inclinazione è stato un ampliamento della fondazione tramite un anello in calcestruzzo ad alta resistenza collegato alla struttura in muratura

della torre tramite rinforzi in acciaio inox

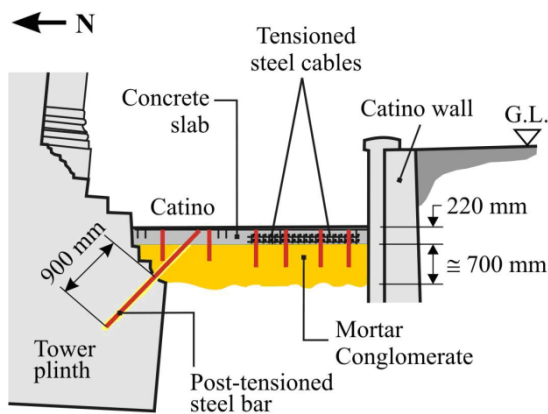


Figure 12. Structural connection of concrete ring to the Tower foundation.

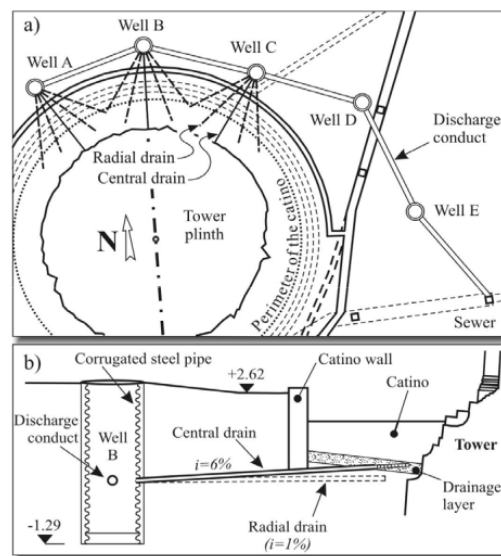


Figure 13. Control of GWL on North Side a) Plan view, b) Cross-section.

I lavori descritti sono stati eseguiti sulla torre di Pisa dal 1998 al 2003 attraverso i quali si è risolta la problematica dovuta al progressivo aumento della inclinazione e sono stati prospetti due possibili scenari :

-Scenario ottimista

Fermata la inclinazione dovuta alla instabilità termina la rotazione continua , si hanno solo alcuni lievi movimenti dovute alle escursioni termiche stagionali alla falda acquifera;

-Scenario pessimista

La torre resta ferma per un periodo stimabile in alcuni decenni poi riprenderà a ruotare con un aumento graduale della velocità di rotazione.

Negli ultimi venti anni la Toscana è stata colpita da eventi sismici anche se di bassa magnitudo non vi sono mai stati gravi danni , un terremoto nella città di Pisa anche se di lieve entità potrebbe danneggiare irrimediabilmente il monumento simbolo della stessa Italia. La Toscana come tutto il territorio italiano è in continua oscillazione anche se i movimenti del terreno sono di lieve entità , l'ultimo evento sismico è quello che ha colpito il comune di Marradi con magnitudo 4,9 in data 18 settembre 2023 distante dal territorio Pisano; un altro sisma è stato quello di Poggibonsi in data 28 giugno 2023 di magnitudo 3.7, si pone comunque la necessità di rendere antisismico il monumento oltre che fermarne la progressiva rotazione. L'intervento di consolidamento della torre deve essere non invasivo ovvero non deve alterare la struttura in muratura della torre compatibile con la bellezza artistica del monumento stesso e deve avere come obiettivo la valorizzazione del bene culturale. Una struttura costruita intorno alla torre realizzata secondo un fine design che ne segua il profilo, utilizzando materiali trasparenti e leggeri quali vetro , policarbonato , acciaio, legno o materiali pultrusi in composito può soltanto valorizzare il monumento che resta

uno dei simboli della Italia. I vantaggi conseguenti alla costruzione di un involucro trasparente in vetro e acciaio si pensi alla chiesa di Notre Dame in Francia distrutta da un incendio per la quale si ipotizza una ricostruzione utilizzando il vetro, sono molteplici :

- 1- Eliminazione della instabilità e del ribaltamento dovuto al terreno;*
- 2-Assorbimento di una parte delle azioni sismiche;*
- 3-Incremento di rigidità con limitazione delle deformazioni e spostamenti ;*
- 4-Valorizzazione in chiave moderna del bene monumentale ;*
- 5-Conservazione del bene culturale patrimonio dell'Unesco per un tempo illimitato.*

La trasparenza del vetro con un gioco di colori e riflessi, la illuminazione nelle ore notturne valorizza notevolmente il monumento visibile sempre dall'esterno e punto di riferimento e meta da parte di turisti di ogni luogo della terra. L'intervento prospettato è fattibile sia dal punto di vista economico che di realizzazione , ovviamente necessita di una accurata progettazione architettonica e strutturale che ne salvaguardi la sua integrità culturale.

9- Conclusioni

*La stabilità dell'equilibrio di strutture aventi notevole altezza è stata oggetto della mia formazione culturale nel corso di Tecnica delle Fondazioni, ha sempre destato un notevole interesse anche adesso dopo circa 32 anni rappresentano problematiche geotecniche che non sono mai state messe nel dimenticatoio pur non avendo mai avuto occasione di costruire e calcolare torri e serbatoi sopraelevati di notevole altezza . Se poi accanto alla instabilità derivante dalla rigidità del terreno si considerano le azioni sismiche la sicurezza nei confronti del ribaltamento diventa fondamentale nella progettazione strutturale accanto al design e ai materiali utilizzati poiché sono strutture che generano un notevole impatto ambientale e urbano. La soluzione progettuale con esoscheletro in acciaio con materiali trasparenti il ricorso al **Biophilcs-design** riducono notevolmente l'impatto architettonico e ambientale attribuendo a queste strutture la caratteristica e peculiarità della attrazione ovvero capovolgendo la percezione il sentimento comune per cui la struttura contribuisce al miglioramento dell'ambiente naturale e della qualità urbana.*

Bibliografia

- Tecnica delle fondazioni Prof. Carlo Viggiani*
- Leaning Tower of Pisa: Behaviour after Stabilization Operations John B. Burland, Michele B. Jamiolkowski, Carlo Viggiani,*
- Dynamic behavior of elevated tanks with soil-structure interaction Sekhar Chandra Dutta Somnath Dutta Rana Royb*
- Interazione dinamica terreno struttura Annamaria di Lernia ,Angelo Amorosi, Daniela Boldini*
- A Simple Seismic Analysis Procedure for Fluid-Elevated Tank-Foundation/Soil Systems R. Livaoğlu, A. Doğançin*

L'origine dei terremoti

1- Introduzione

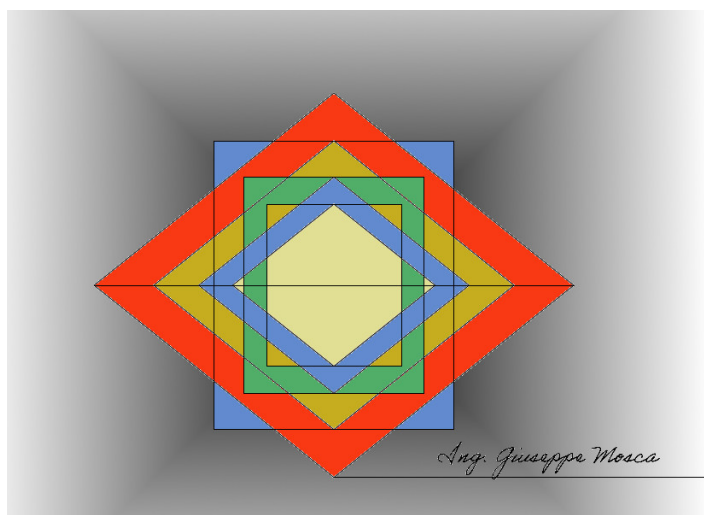
2- I terremoti e le faglie

3- Le onde sismiche

4- L'energia di un terremoto

5- Come difendersi dai terremoti

6- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Il terremoto è un movimento della superficie terrestre uno scuotimento di volumi più o meno ampi di terreno che generano onde sismiche provocando la vibrazione degli edifici con i conseguenti danni e crolli. Stabilire le cause di un terremoto è una impresa molto ardua soprattutto a chi addossare la responsabilità di eventi sismici ovvero dei movimenti della crosta terrestre in accordo con **la teoria tettonica delle zolle** secondo la quale la litosfera è frammentata in 15 grosse parti dette **zolle** che galleggiano sull'astenosfera che si muovono l'una rispetto all'altra di qualche cm l'anno in virtù di moti convettivi; tale moto fa sì che le zolle vengano a contatto determinando lungo la zona di collisione un accumulo di energia elastica. La litosfera che ingloba la crosta e parte del mantello superiore rappresenta il guscio più esterno della terra ed il materiale che la compone ha un comportamento rigido.

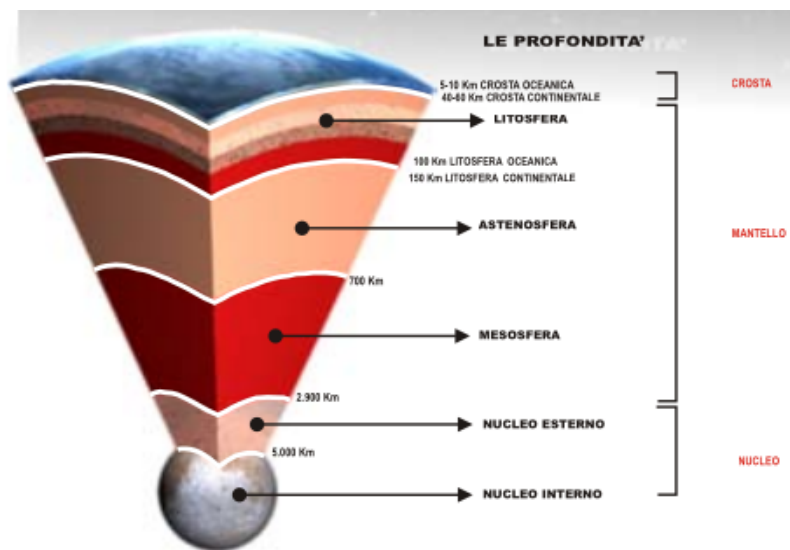


Figura 2: TIPI DI MARGINI FRA LE ZOLLE



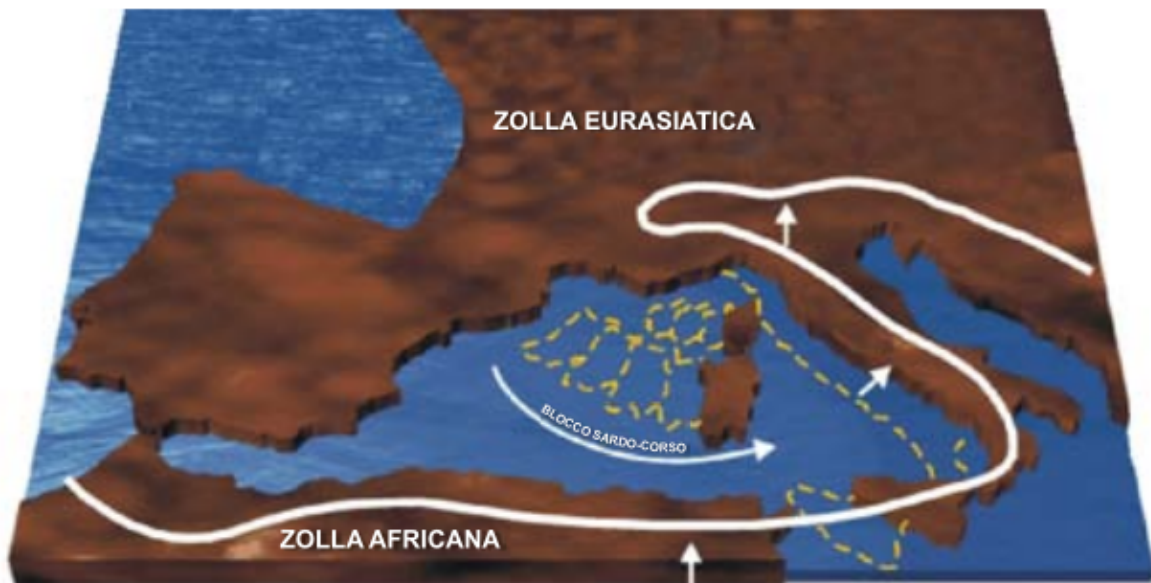
I margini di contatto tra le zolle sono di tre tipi :

- divergenti
- convergenti
- trasformi

in funzione dei movimenti relativi tra le zolle. Lungo i margini di contatto tra le zolle

litosferiche è concentrata gran parte della attività sismica e vulcanica che si verifica sulla terra.

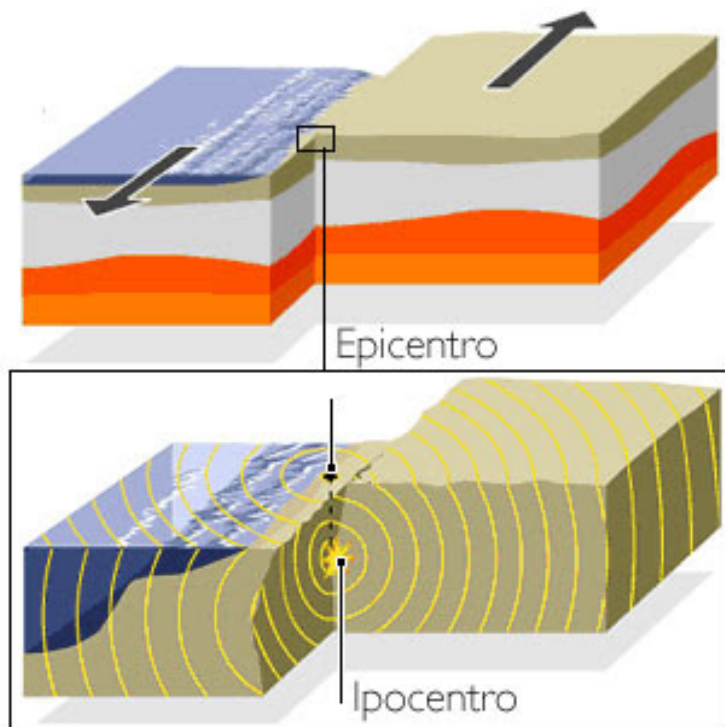
Figura 7: ZOLLE EUROASIATICA ED AFRICANA



*I terremoti sono degli eventi che nella storia della terra si sono sempre verificati quindi rispondono ad un criterio probabilistico , se però osserviamo gli eventi che si sono verificati in Italia negli ultimi anni la coincidenza delle date le località interessate sembra che in essi vi sia la mano di entità superiori , ovvero che il terremoto e quindi i movimenti della terra derivino da una guerra stellare condotta da esseri extraterrestri che ha come obiettivo il riequilibrio prima della massa terrestre e poi dell'equilibrio tra le varie nazioni determinando un ordine mondiale facenti quindi capo alle **NAZIONI UNITE**. Pensare che nei terremoti vi sia la mano dei russi degli americani o dei giapponesi è assurdo, è più elegante distruggere un territorio con un sisma che con un bombardamento si crea maggiore solidarietà , simpatia e si nascondono le responsabilità, ma che vi sia l'intervento di entità appartenenti ad altre galassie che si divertono a scuotere la crosta terrestre accumulando al suo interno della energia elastica sembra ormai una ipotesi verosimile. Si potrebbe obiettare che nel collegare le varie località gli eventi le date potrebbe esservi una patologia mentale ovvero dei movimenti della crosta terrestre che rispondono a leggi fisiche interpretate come azioni di guerra stellare ma molto spesso si rendono necessarie per tenere a bada popolazioni evitare che si verifichino delle guerre e che ad alcuni cittadini vengano calpestati dei diritti fondamentali o che vengano rovesciati dei governi.. Personalmente credo ad un legame tra la teoria tettonica delle zolle ed attività intergalattica anche per il mio vissuto sociale poiché ho avuto la possibilità di visionare fenomeni naturali provenienti dallo spazio e forse anche dall'aldilà rappresentazione che oggi dopo circa 25 anni vediamo nelle nostre città o in televisione sotto forma di ologrammi o di proiezione con fasci di onde elettromagnetiche. Questi appunti spiegano in modo molto semplice cosa è un terremoto quindi sono comprensibili ad ogni studente delle scuole superiori*

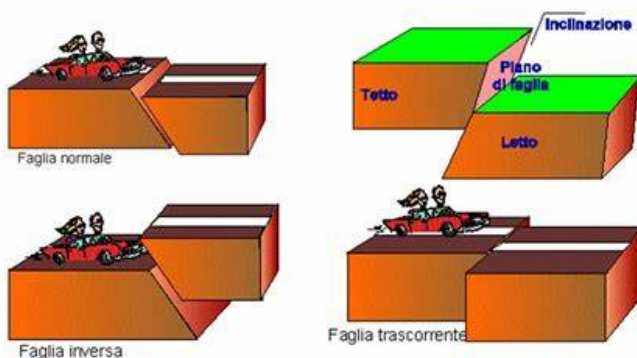
2- I terremoti e le faglie

Il terremoto è un rapido movimento del suolo causato dalla fratturazione di rocce sottoposte a sforzo ; il processo di fratturazione della crosta terrestre inizia da un punto detto “IPOCENTRO” e si propaga lungo superfici che i sismologi chiamano faglie . Le masse a cavallo di queste superfici subiscono un moto relativo e si spostano molto velocemente ; il corrispondente sulla superficie terrestre dell’ipocentro si chiama ipocentro ed è allineato sulla verticale .

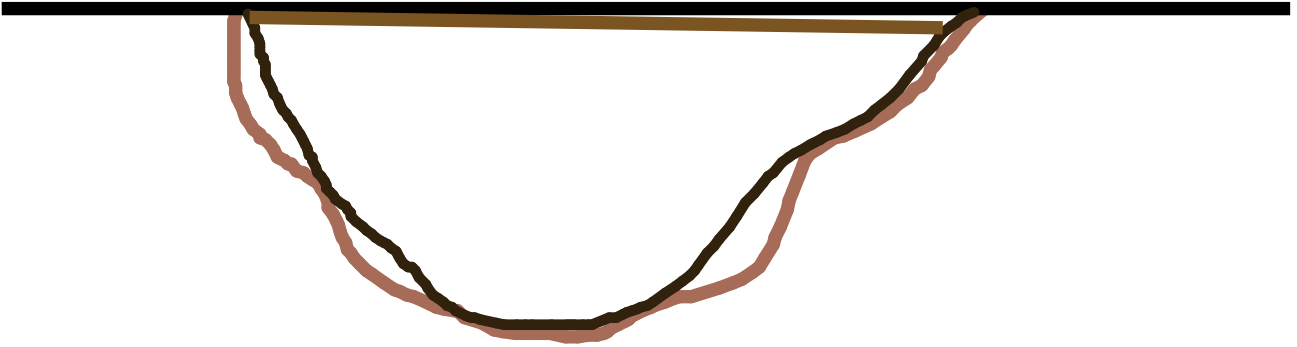


La faglia rappresenta la frattura ovvero la superficie lungo la quale avviene il movimento relativo dei volumi di terreno.

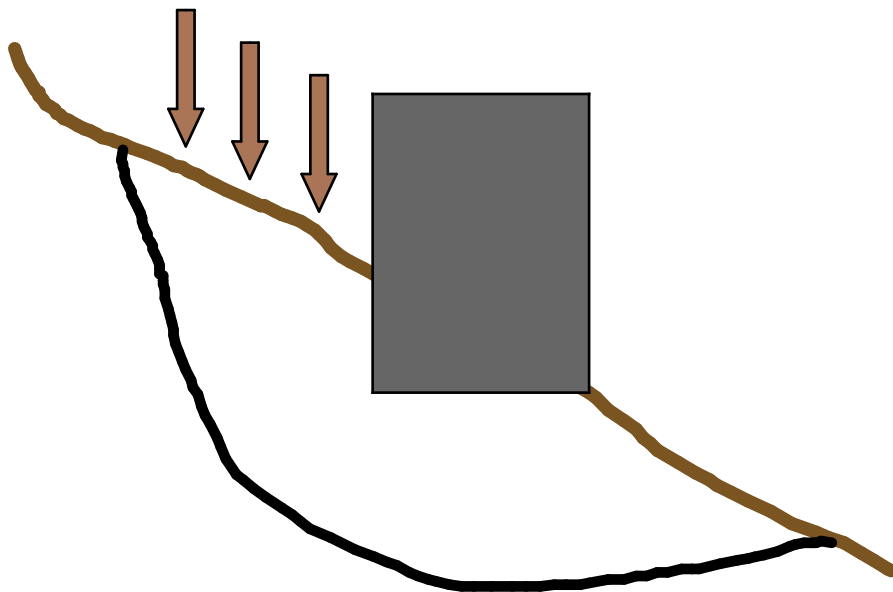
Tipi di faglia



Possiamo avere delle porzioni di territorio che subiscono dei veri e propri scuotimenti lungo le superfici di frattura interessando aree più o meno ampie.

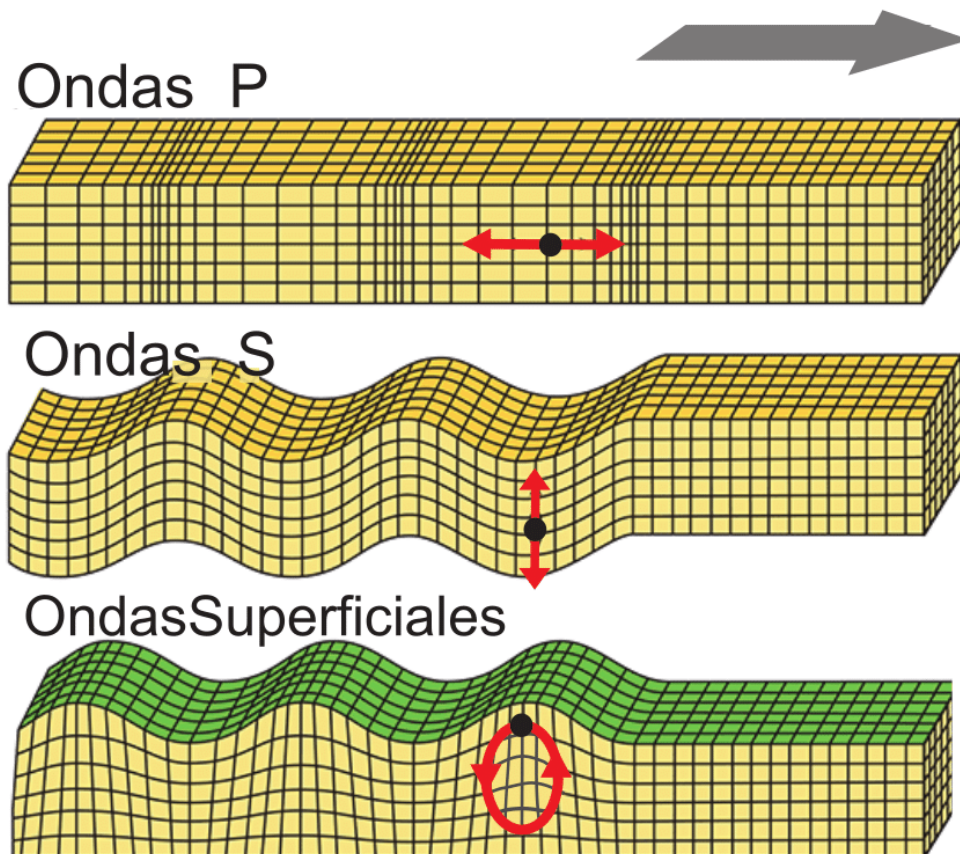


La zona interposta tra i due volumi può essere riempita da un fluido che può essere acqua, il volume di terreno subisce un movimento ovvero uno scuotimento che interessa centinaia di chilometri quadrati ed avviene sempre lungo delle superfici di frattura quali le faglie; in conseguenza di questo movimento la superficie terrestre si deforma e può assumere una nuova conformazione con l'affioramento di nuovi fiumi e torrenti. Se avvengono questi movimenti si altera un equilibrio tra le masse di terreno che può avvenire oltre che con l'accumulo di energia elastica dovuto al movimento delle zolle anche applicando delle forze alle masse di terreno tramite raggi laser che esercitano delle spinte nei volumi di terreno. Si può agire anche su volumi ridotti di terreno alterando l'equilibrio delle forze generando dei piccoli smottamenti che provocano il crollo di fabbricati singoli ovvero delle frane che interessano porzioni ristrette di territorio.



3- Le onde sismiche

Le onde sismiche si generano dall'energia elastica accumulata hanno origine nell'ipocentro e si propagano in tutte le direzioni ; distinguiamo due tipi di onde quali onde di volume ed onde di superficie . Le **onde di volume** si distinguono in **onde primarie P** ed **onde secondarie S** ; le onde P si propagano in modo che nel terreno si abbiano compressioni e dilatazioni mentre con le onde S le particelle oscillano in direzione ortogonale alla direzione di propagazione dell'onda. Le **onde di superficie** si propagano in direzione parallela alla superficie terrestre e sono di due tipi : **onde di love** ed **onde di Rayleigh**.



Le onde di Rayleigh si propagano come le onde di uno stagno quando in esse viene buttato un sasso ; le Onde di love invece fanno vibrare il terreno in direzione trasversale ed orizzontale rispetto alla direzione di propagazione.



4- L'energia di un terremoto

La *magnitudo* rappresenta la misura oggettiva della energia elastica rilasciata durante un terremoto, ed è stata definita da Richter come

“il logaritmo in base dieci dell’ampiezza massima misurata in micron, del movimento del suolo registrato da un sismografo standard avvenuto nel corso di un terremoto alla distanza epicentrale di 100 km”

La *scala Richter* è fondata sulla *magnitudo* ovvero sulla energia elastica liberata durante un evento sismico, la *scala Mercalli* si basa sugli effetti ovvero viene definito il grado del terremoto in base ai danni provocati alle costruzioni per classificare i terremoti che si sono avuti nei secoli scorsi per i quali non si disponeva di sismografi e quindi non si era in grado di determinare la *magnitudo*.

Tabella 2: LA SCALA MERCALLI CANCANI SIEBERG

Grado di Intensità	Caratteristiche	Descrizione degli effetti
I	Impercettibile	Rilevata solo dagli strumenti
II	Molto lieve	Avvertita quasi esclusivamente negli ultimi piani delle case da persone che si trovano in assoluta quiete
III	lieve	Avvertita da poche persone nelle abitazioni, con vibrazioni simili a quelle di una vettura veloce, senza essere riconosciuta come scossa tellurica
IV	moderata	Avvertita da molte persone all'interno delle case e da alcune all'aperto, senza destare spavento, vibrazioni simili ad un pesante autotreno; osservano lieve tremolio di suppellettili, scricchiolio di porte e finestre, tintinnio di vetri, qualche oscillazione di liquidi nei recipienti
V	Abbastanza forte	Avvertita da tutte le persone nelle case e da quasi tutti nelle strade, oscillazioni di oggetti sospesi e visibili movimenti di rami e piante; si hanno suoni di campanelli, irregolarità del moto dei pendoli, scuotimenti di quadri, scricchiolio di mobili, sbattere di porte e finestre; le persone che dormono si svegliano
VI	Forte	Avvertita da tutti con apprensione, forte sbattimento di liquidi, caduta libri, spostamento di mobili leggeri, suono di campane piccole, crepe di intonaci, possibile caduta di qualche tegola o comignolo
VII	Molto forte	Considerevoli danni per urto e caduta di suppellettili, anche pesanti, suono di grosse campane, l'acqua di canali si agita e intorbidisce il fondo, lievi frane in terreni ghiaioso-sabbioso; considerevole caduta di intonaci e stucchi, rottura di comignoli, distruzione di case vecchie o mal costruite
VIII	Distruttiva	Piegamento e caduta di alberi, caduta di mobili pesanti e solidi, distruzioni gravi agli edifici, caduta di ciminiera, campanili e muri di cinta, costruzioni di legno spostate, lievi fessure nei terreni bagnati
IX	Fortemente distruttiva	Distruzioni e gravi danni a circa il 50% degli edifici
X	Rovinoso	Distruzione di circa il 75% degli edifici, distruzione di ponti e dighe, lieve spostamento di rotaie, rotture di cemento dell'asfalto, frane
XI	Catastrofica	Distruzione generale degli edifici e ponti coi loro pilastri, cambiamenti notevoli del terreno, numerose frane
XII	Totalmente catastrofica	Ogni opera dell'uomo viene distrutta; grandi trasformazioni topografiche, deviazione dei fiumi e scomparsa dei laghi

Tabella 1: LA SCALA RICHTER

MAGNITUDO	CARATTERISTICHE
0	Sisma molto lieve
2,5 - 3	Scossa avvertita solo nelle immediate vicinanze dell'epicentro
4 -5	Puo' causare danni localmente
5	L'energia sprigionata e' pari a quella della bomba atomica lanciata su Hiroshima nel 1945
6	Sisma distruttivo in un'area di circa 10 Km di raggio
7	Sisma distruttivo in un'area di circa 30 Km di raggio
7 - 8	Grande terremoto distruttivo magnitudo del terremoto di S. Francisco del 1906
8,4	Vicino al massimo noto; energia rilasciata pari a circa 2×10^{25} ergs
8,6	Massimo valore di magnitudo noto, osservato tra il 1900 e il 1950. L'energia rilasciata dal sisma è circa tre milioni di volte superiore all'energia spigionata della prima bomba atomica lanciata su Hiroshima nel 1945

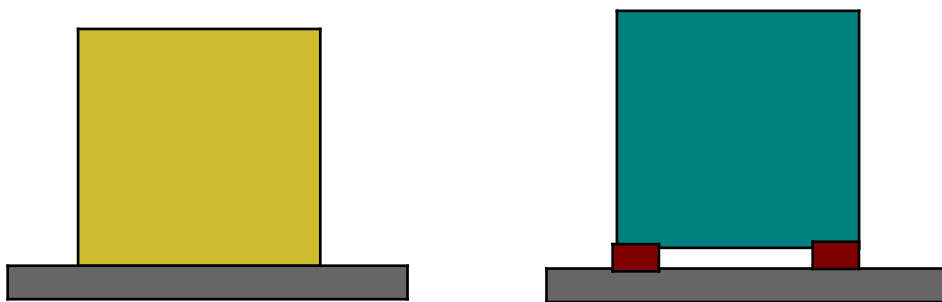
5- Come difendersi dai terremoti

La difesa dai terremoti nel corso degli anni ha assunto sempre maggiore importanza ormai diventato dovere costituzionale quale difesa della patria per cui un ingegnere che redige un calcolo strutturale possiamo definirlo non una persona che presta soccorso ma un soldato che salvaguardia la incolumità delle persone soprattutto in questa nuova concezione del terremoto visto come una guerra intergalattica. Quelle violazioni della normativa sismica che hanno caratterizzato per anni l'ingegneria civile italiana e le imprese di costruzione definendo le regole lavorative nel mondo professionale soprattutto alla luce dei recenti eventi sismici che hanno colpito L'Italia negli anni 10 del XXI secolo non hanno più ragione di esistere per cui le progettazioni strutturali vanno eseguite rispettando le leggi imposte dallo stato italiano recepite dagli eurocodici. Se il terremoto è una guerra sembrerebbe che non si ha alcuna possibilità di difendersi qualunque costruzione progettiamo vi sarà sempre un terremoto di magnitudo più grande che la farà crollare ; esistono però delle regole semplici che riguardano i materiali da costruzione tenendo presente che il sisma è una vibrazione oscillazione del nostro edificio e quindi le forze su di esso applicate sono delle forze di inerzia che dipendono dalla massa $m \cdot a$. Per ridurre le forze sismiche bisogna ispirarsi alla “costruzione leggera” utilizzando materiali ad alta resistenza aventi masse strutturali ridotte per i quali le problematiche dei terremoti non si pongono ovvero sono più gravose le azioni orizzontali del vento che quelle del sisma :

- Legno
- Acciaio
- Alluminio
- EPS armato
- Materiali compositi

Possiamo quindi progettare case in legno con pannelli XLAM , in acciaio con profili o con pannelli BCORE , con profili in alluminio materiale riciclabile in EPS armato o con profili pultrusi , in modo da minimizzare le azioni inerziali derivanti dal sisma limitando le altezze dei nostri edifici case al massimo 3 piani fuori terra . La problematica del terremoto si pone per l'intero patrimonio edilizio italiano costituito da edifici in muratura ed in cemento armato le cosiddette " **Costruzioni pesanti**" per le quali esistono poche soluzioni di miglioramento del comportamento sismico potendo agire sullo spettro di risposta e quindi sul periodo di oscillazione aumentandolo tramite l'inserimento di isolatori sismici , oppure tramite un involucro esterno in cemento armato che avvolge il nostro edificio. Personalmente se mi venisse affidata la progettazione di un edificio 3 piani con un piano rialzato lo realizzerei o in muratura armata o con una struttura Peda (cls leggero strutturale) in modo da irrigidire sensibilmente la nostra costruzione limitando gli spostamenti con sezioni resistenti ampiamente superiori a quelle richieste, ovvero un edificio a pareti distribuendo in modo uniforme la azione sismica . L'antica impostazione strutturale di un edificio in cemento armato con travi e pilastri ovvero la struttura intelaiata è ormai obsoleta soprattutto in zone con $a_g = 2,7 \text{ m/sec}^2$ poiché richiede sezioni resistenti maggiori e presenta dei punti di criticità in corrispondenza dei nodi trave pilastro. Si può pensare di introdurre delle pareti dei nuclei irrigidenti ai quali viene demandato l'assorbimento completo delle azioni sismiche ed utilizzare una struttura intelaiata in cemento armato che porta esclusivamente i carichi verticali si generano comunque delle concentrazioni di sollecitazione che possono danneggiare i nostri impalcati.

Per difendersi da un terremoto il problema della vibrazione della nostra costruzione non dovrebbe neanche porsi, per cui le nuove costruzioni dovrebbero essere ad un piano molto rigide con una massa ridotta con sezioni resistenti molto grandi, in altre parole il nostro edificio non deve subire spostamenti in completa contraddizione con l'edificio isolato che viene fatto oscillare per dissipare energia.



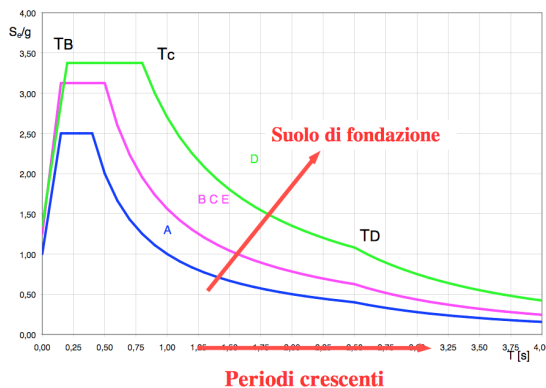
Le equazioni del moto per un oscillatore semplice

$$M \cdot X'' + K \cdot X = M \cdot S_d(T) \quad \omega^2 = K/M$$

$$X(t) = S_d(t) / \omega^2 \cdot (1 - \cos \omega t) \quad \text{Spostamenti}$$

$$X''(t) = S_d(t) \cdot \cos \omega t \quad \text{Accelerazione} \quad F = M \cdot S_d(t) \cdot \cos \omega t \quad \text{Forza sismica}$$

Per ridurre la forza derivante da un sisma possiamo agire sulla massa e quindi **“costruzione leggera”** oppure ridurre l'accelerazione innalzando il periodo di vibrazione tramite la deformabilità del nostro edificio



- $TB < T < TC$: Strutture fisse – Accelerazione costante e lo spostamento è proporzionale al quadrato di T
- $TC < T < TD$: Strutture isolate - accelerazione decresce con l'inverso di T e lo spostamento è proporzionale a T
- $T > TD$: Strutture con isolamento spinto – Spostamento costante e l'accelerazione decresce rapidamente

Esistono tre maniere di progettare in zona sismica

- Edifici rigidi e leggeri
- Edifici isolati deformabili e pesanti
- Edifici pesanti con rigidità intermedia

6- Conclusioni

Il terremoto ormai è diventato parte integrante della vita degli italiani con esso siamo abituati a convivere, la cosa che più spaventa non è perdere la propria abitazione che sarà ricostruita ma i disagi derivanti da un evento sismico quali perdita di vita umane vivere in condizione di precarietà perdita della attività lavorativa , ovvero il disagio derivante da un cambiamento radicale della nostra esistenze che colpisce soprattutto le fasce più deboli .E' opportuno che le nostre case resistano ai terremoti ovvero che in occasione di un evento sismico venga salvaguardata la nostra vita e la nostra casa possa essere sempre utilizzata. La prevenzione sismica per le nuove costruzioni rientra in un discorso più ampio che interessa il dissesto idrogeologico e il danno ambientale , ovvero una corretta progettazione deve tener conto dell'ambiente naturale nei suoi movimenti e nelle sue caratteristiche . Si parla quindi di edifici antisismici che migliorano l'ambiente naturale il paesaggio costruiti in zone dove non vi sono dissesti idrogeologici per i quali non esistono motivazioni fondate di abbattimento ed il terremoto la guerra stellare non trova giustificazioni o consenso nella popolazione nella politica. Il terremoto molto spesso è visto come un modo per risolle-vare l'economia territoriale danneggiata ma è soltanto una guerra dalla quale difendersi e proteggersi.

Bibliografia

Quaderni di protezione civile : Cos'è il terremoto

Ingegneria naturalistica

1- Introduzione

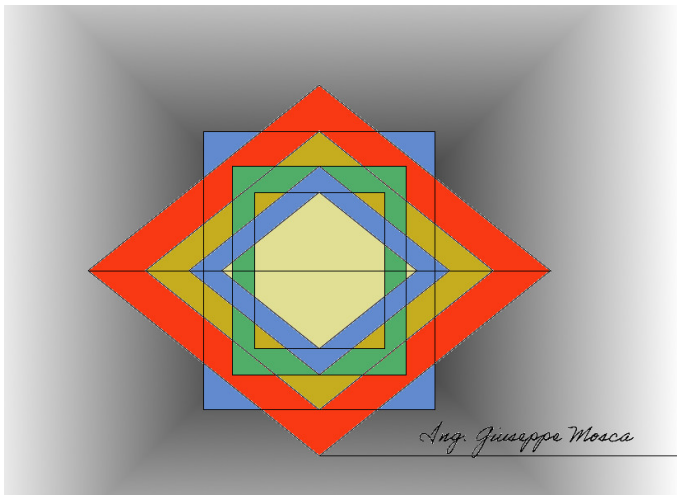
2- Tecniche di sistemazione dei versanti

3- Interventi di consolidamento: le opere di sostegno naturalistiche

4- Il consolidamento degli argini

5- Sentieri e passerelle

6- Conclusioni



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni ed errori che segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La ingegneria naturalistica riguarda tutti quegli interventi o trasformazioni dell'ambiente utilizzando tecniche e materiali naturali; ovviamente non si parla di nuovi edifici ma di stabilizzazione dei versanti, consolidamento di argini dei fiumi opere di sostegno naturali ed anche dighe in terra. I materiali utilizzati sono quelli che troviamo in natura quali tronchi di alberi massi di pietra la stessa vegetazione o la terra senza utilizzare di calcestruzzo o acciaio che hanno un grande impatto nel paesaggio. Sono tecniche utilizzate soprattutto nelle riserve e parchi nazionali delle regioni italiane ovvero nelle cosiddette aree protette oggetto di studio non solo delle facoltà di ingegneria ad indirizzo ambientale ma anche di altri corsi di laurea quali scienze forestali che si occupano della tutela del territorio. L'ingegneria naturalistica che ha una connotazione prettamente strutturale andrebbe integrata con l'architettura naturale ovvero lo studio di percorsi, la progettazione di piccole passerelle in legno, gli stessi edifici in terra cruda o paglia ect da inserire in riserve naturali ed aree protette in modo da caratterizzare il territorio. Il cambiamento climatico e gli eventi meteorologici che hanno interessato l'intero territorio italiano negli ultimi anni evidenziando enormi problematiche di dissesto idrogeologico dovute non solo ad una errata edificazione, ma soprattutto alla scarsa stabilità del terreno di per se non edificato e con opere di sostegno assenti, o di fiumi in piena che straripano in conseguenza di argini insufficienti. In questi appunti ci occuperemo in modo molto sintetico e descrittivo della stabilizzazione del terreno e degli argini dei fiumi ricorrendo a tecniche di progettazione naturalistica senza addentrarci nei calcoli di progetto e della definizione di sentieri e passerelle.

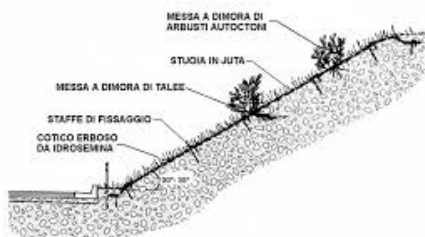


2- Tecniche di sistemazione dei versanti

Una prima tecnica di sistemazione dei versanti sono gli interventi **antierosivi** :

- Semina
- Idrosemina
- Idrosemina a spessore
- Biostuoie
- Stuoie sintetiche ;

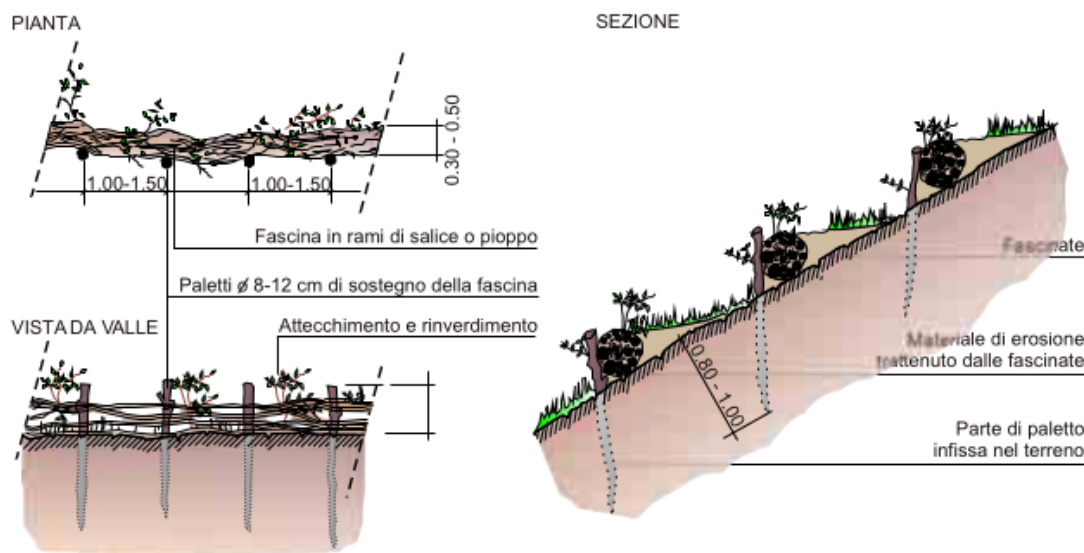
Sono degli interventi che hanno come obiettivo il controllo della erosione superficiale creando le condizioni ambientali e di stabilità necessarie all'attecchimento e alla crescita di vegetazione erbacea ed arbustiva impiantata sulle scarpate o sui pendii. La semina e l'idrosemina sono tecniche molto utilizzate per il controllo dell'erosione superficiale che permettono il ripristino o la creazione di condizioni di stabilità che sono indispensabili alla crescita di nuova vegetazione. L'idrosemina è una particolare tecnica che effettuata con mezzi meccanici permette di ricoprire un'ampia superficie in tempi relativamente brevi. Il miscuglio asperso meccanicamente sul versante è composto da acqua, sementi, concimi e collante. Esistono diverse varianti di idrosemina, alcune di queste possono essere utilizzate anche su versanti che presentano un'inclinazione del pendio fino a 60° con terreni a struttura fine e molto poveri di sostanza organica. Le biostuoie e le stuoie sintetiche rientrano nei rivestimenti antierosivi realizzati con materiali biodegradabili e sintetici; i rivestimenti antierosivi biodegradabili sono usati, quasi sempre in associazione con idrosemina o con l'impianto di talee e piantine, negli interventi di sistemazione e consolidamento di pendii o scarpate o di altre opere di ingegneria. La loro realizzazione assicura al terreno trattato un controllo dei fenomeni erosivi per il tempo necessario all'attecchimento ed allo sviluppo di un efficace copertura vegetale. I rivestimenti biodegradabili sono prodotti costituiti in genere da fibre di paglia, cocco, juta, sisal (fibra tessile ricavata dalle foglie di una specie di Agave), trucioli di legno o altre fibre vegetali, caratterizzati da una biodegradabilità pressoché totale che si realizza in un arco di tempo di 1÷5 anni, da permeabilità e capacità di ritenzione idrica elevate e da spiccata azione protettiva superficiale del terreno.



Una seconda tecnica di sistemazione dei versanti sono gli interventi **stabilizzanti** :

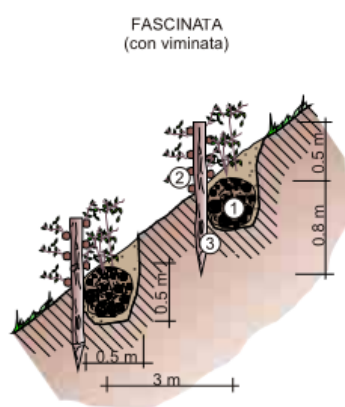
- Messa a dimora di talee, arbusti e alberi
- Copertura diffusa
- Trapianti dal selvatico
- Gradonata viva
- Fascinata viva
- Palizzata viva

La realizzazione di opere di consolidamento superficiale che utilizzano materiali vegetali vivi in legname o altro materiale (piantumazioni, viminata o graticciata, fascinata, gradonate, palificata, palizzata, grate) hanno un impatto ambientale molto ridotto. Infatti la loro costruzione non necessita di movimento terra significativi in grado di arrecare danni alla vegetazione o all'ecosistema. La struttura garantisce un rapido effetto di consolidamento delle scarpate in dissesto, infatti il legno può marcire in tempi relativamente brevi, il radicamento e la crescita delle talee e delle piantine assicurano, nella fase successiva, la stabilità dei versanti. Questi sistemi rappresentano una delle soluzioni più indicate nelle zone di particolare pregio ambientale, nelle quali occorre garantire, oltre che l'efficacia tecnico-funzionale dell'intervento anche gli aspetti ecologici, estetico paesaggistici e naturalistici, ad esso connessi. Gli interventi stabilizzanti consentono un ottimo recupero naturale delle aree degradate, favorendo il consolidamento dei pendii e lo sviluppo successivo della copertura vegetale e il ripristino degli ecosistemi naturali danneggiati. Un esempio di tecnica stabilizzante quale fascinata viva è quella riportata in figura :

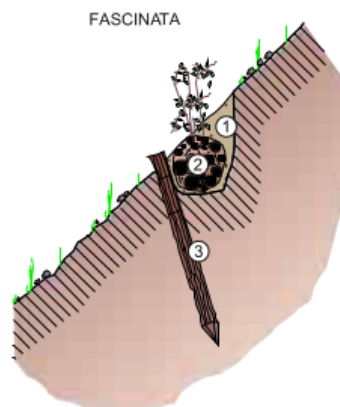


La **viminata** è costituita da paletti di legno (castagno, larice, salice o altro) lunghi circa 100 cm, infissi nel terreno per 70 cm, con un interasse di circa 100 cm. A questi paletti vengono collegati, intrecciandoli, 3 - 8 rami lunghi e flessibili di salice disposti longitudinalmente e legati con filo di ferro zincato, la parte terminale di questi deve essere interrata al fine di ridurre i rischi di scalzamento della struttura e di favori-

re il radicamento delle talee. L'altezza fuori terra delle viminate è di circa 30 cm. L'impianto è posizionato lungo le curve di livello, a valle ed a monte delle zone dissestate. Le viminate possono essere disposte sui pendii a file parallele distanti da 1,5 a 3 metri, o a file diagonali a formare una disposizione a forma di rombo, o di quadrato, a sviluppo orizzontale e verticale in modo da trattenere il terreno. Una variante è rappresentata dalla disposizione seminterrata in piccoli solchi di 20 cm circa al fine di aumentare la percentuale di attecchimento. Un limite di questo sistema, oltre alla complessa laboriosità dell'impianto, è la difficoltà di reperire materiale vegetale molto lungo e nel contempo ad alta capacità radicante, che implica costi relativamente alti in rapporto all'efficacia dell'intervento.



- 1 - Fascine con almeno 5 rami di diametro > 1 cm
2 - Verghe di salice di diametro: 2-3 cm
3 - Paletti di legno di diametro 4-7 cm



- 1 - Fosso profondo 30-50 cm e largo altrettanto.
2 - Fascine con almeno 5 rami di diametro > 1 cm.
3 - Paletti di legno di lunghezza > 60 cm.

Le gradonate si differenziano in funzione del materiale vegetale impiegato:

Gradonata con talee (sistemazione a cespuglio)

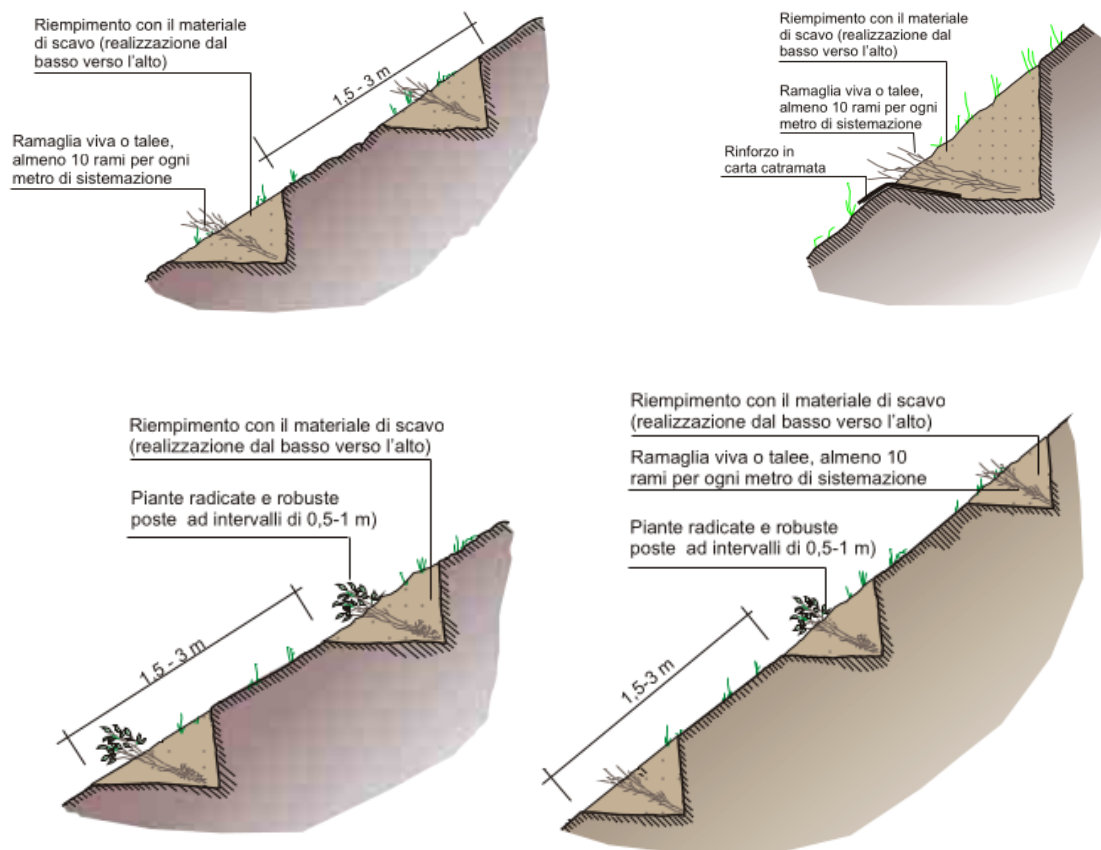
Gradonata con piantine (sistemazione a siepe)

Gradonata mista con talee e piantine (sistemazione a siepe - cespuglio)

La tecnica d'esecuzione delle gradonate, indipendentemente dal tipo d'intervento, è sostanzialmente la stessa: nel versante si eseguono una serie di scassi orizzontali con leggera contropendenza, a forma di "L", nei quali si impiantano talee o piantine radicate. Il tutto è poi ricoperto con materiale proveniente dallo scavo del gradone superiore, in particolare la realizzazione delle gradonate prevede le seguenti fasi d'esecuzione:

- scavo e costruzione dei gradoni o terrazzamenti, iniziando dal piede della scarpata e procedendo per file parallele verso l'alto, eseguito a mano o con l'ausilio mezzi meccanici di piccole dimensioni (apripista, scavatrici idrauliche, o ragno). Il materiale di sterro del gradone superiore è utilizzato per il riempimento di quello inferiore. La profondità (o larghezza) dei gradoni varia da 0,5 fino a 2,0 m, in funzione della pendenza della scarpata e della tipologia costruttiva, con una contropendenza trasversale dello scavo pari almeno al 10%. La distanza tra gradoni successivi varia da 1,5 a 3 metri, in funzione della pendenza, delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e della tipologia costruttiva.

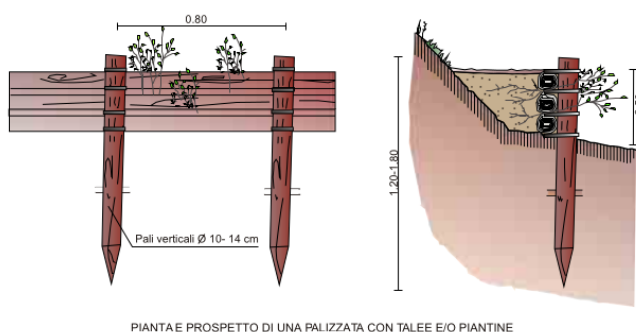
-messa a dimora, sul fondo dello scavo, di talee e/o di piantine radicate disposte a pettine una accanto all'altra in numero variabile, a seconda delle condizioni pedoclimatiche, del tipo di pianta e della tipologia dell'impianto, da 5 - 10 a 30 piante per metro lineare. Queste sono interrare per buona parte della loro lunghezza con il terreno dello scavo di riporto del gradone.



La tecnica della **palizzata viva** in legname con talee e/o con piantine è un sistema simile alle viminate, che unisce l'impiego di talee con strutture fisse in legno per la stabilizzazione di pendii e scarpate, naturali o artificiali, in dissesto. Con questo sistema si tende a rinverdire le scarpate attraverso la formazione di piccoli gradoni lineari, sostenuti dalle strutture di legno, che corrono lungo le curve di livello del pendio e dove, a monte, si raccoglie del materiale terroso. Le piante, una volta che la vegetazione si sarà sviluppata, garantiranno un consolidamento del terreno con l'apparato radicale e una resistenza all'erosione superficiale, con la loro parte epigea. La costruzione della palizzata prevede le seguenti modalità d'esecuzione:

- Preparazione del terreno e modellamento del pendio con formazioni di gradoni, iniziando dal piede della scarpata e procedendo per file parallele verso l'alto, eseguito a mano o con l'ausilio mezzi meccanici di piccole dimensioni ;
- Infissione nel terreno di pali di larice o di castagno, lunghi circa 1,30 m e con diametro di 10-15 cm, posti ad una distanza di 1- 2 m. I pali sono conficcati nel terreno per una lunghezza di 1 m, in modo che restino sporgenti di almeno 30 cm;

- Posa in opera dei mezzi tronchi di larice o di castagno, con diametro di circa 10 cm e lunghezza superiore ai 2 m, aventi la funzione di trattenere il materiale di risulta dello scavo, posto a tergo della struttura, e di garantire la sua stabilità. I mezzi tronchi sono fissati con chiodi o filo di ferro ai pali infissi;
- Messa a dimora, appoggiate sul fondo dello scavo, di talee e/o di piantine radicate disposte a pettine una accanto all'altra con un numero variabile, a seconda delle condizioni pedoclimatiche e della tipologia dell'impianto, da 5 a 10 piante per metro lineare. Queste sono interrate per buona parte della loro lunghezza (per 3/4 le talee, e per circa 2/3-3/4 le piantine) con il terreno dello scavo di riporto del gradone superiore.



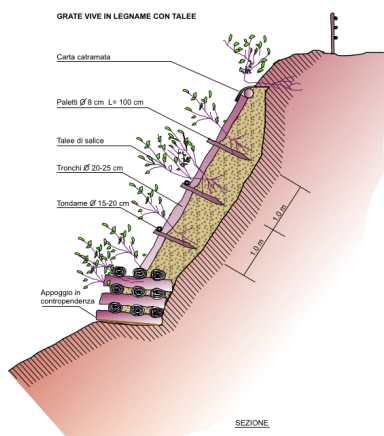
PIANTA E PROSPETTO DI UNA PALIZZATA CON TALEE E/O PIANTINE

3- Interventi di consolidamento: le opere di sostegno naturalistiche

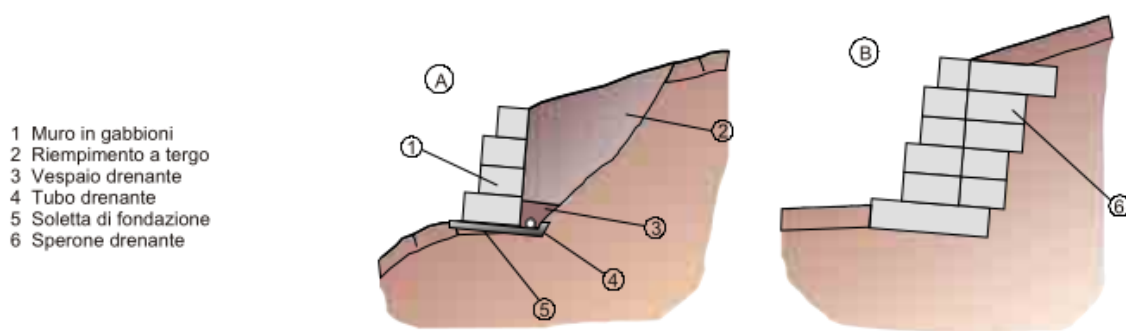
Gli interventi di consolidamento si distinguono in:

- Grata viva
- Palificata viva doppia
- Gabbionata viva
- Terra rinforzata rinverdata
- Muri di sostegno

La grata viva è un sistema utilizzato con successo negli interventi di sistemazione e stabilizzazione di pendii in erosione o in frana, caratterizzati da inclinazione molto elevata (anche maggiore di 45°), dove non è possibile ridurre la pendenza con il modellamento dei versanti. Questo sistema garantisce, al tempo stesso, un'efficace azione di sostegno ed una protezione dall'erosione superficiale.



Le **gabbionate** sono strutture di sostegno modulari formate da elementi a forma di parallelepipedo in rete a doppia torsione tessuta con trafilato di acciaio riempite con pietrame. Questo tipo di struttura è nata in Italia ed ha avuto ampia diffusione, soprattutto come opera di sostegno e drenaggio, negli interventi di consolidazione e sistemazione di versanti instabili e in altri settori dell'ingegneria civile. La struttura modulare, a forma di parallelepipedo, è realizzata con tecniche costruttive semplici e rapide; le reti metalliche sono costituite in filo di acciaio protetto con zincatura forte o con lega di zinco-alluminio (galfan) ricoperto da una guaina in PVC per aumentare la resistenza alla corrosione. Per il riempimento dei gabbioni possono essere utilizzati i materiali lapidei e disponibili in loco o nelle vicinanze, purché abbiano caratteristiche granulometriche e peso specifico tali da soddisfare le esigenze progettuali e garantire l'efficienza dell'opera. I materiali più comunemente usati sono costituiti da materiale detritico di grossa pezzatura, alluvionale o di cava (ciottoli, pietrame). Il pietrame deve essere non gelivo, non friabile e di buona durezza, le gabbionate devono essere riempite con cura utilizzando pezzature di pietrame diversificate in modo da minimizzare la presenza di vuoti. Dal punto di vista statico le gabbionate agiscono come un muro a gravità, opponendosi col proprio peso alle sollecitazioni cui sono sottoposte. Il loro dimensionamento e le verifiche di stabilità interna ed esterna sono pertanto eseguiti secondo gli usuali metodi di calcolo adottati per le opere di sostegno a gravità (Coulomb, Rankine, metodo dell'equilibrio limite). Le gabbionate sono delle strutture permeabili, resistenti ed allo stesso tempo molto flessibili in grado di resistere, senza gravi deformazioni dei singoli elementi, ad assestamenti e/o cedimenti del piano di posa o del terreno a tergo dovuti a fenomeni erosivi o a fenomeni franosi, o a scosse sismiche. La struttura modulare e la forma degli elementi conferiscono all'opera una notevole capacità di adattamento alle diverse conformazioni plano-altimetriche del terreno, specie in territori collino-montani o in interventi di sistemazione in alveo e difese di sponda, consentendo la realizzazione di opere anche di ridotte dimensioni ed in zone di difficile accesso.



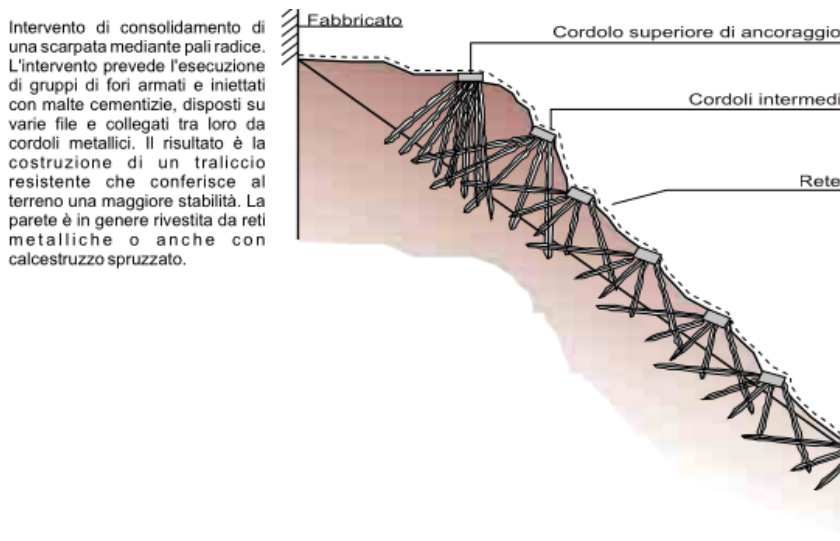
I **pali** sono impiegati nelle opere di fondazione, di sostegno, di contenimento e drenaggio profondo per molteplici realizzazioni di infrastrutture civili ed industriali e per interventi quali:

- sistemazione e stabilizzazione di scarpate naturali ed artificiali e di pendii in frana (paratie di pali di grande diametro o di micropali accostati e/o cassoni accostati, reticoli di pali radice).

- protezione delle sponde fluviali dall'erosione ed arginature, realizzazione di briglie per la regimazione dei corsi d'acqua torrentizi;
- realizzazione di muri di sostegno, di sottoscarpa e di controripa nella costruzione di infrastrutture stradali e ferroviarie, marittime o idrauliche;
- drenaggio profondo mediante l'uso di paratie drenanti profonde, costruite a pali secanti;
- miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni sciolti (pali di costipamento).

In base al principio di funzionamento i pali si distinguono in:

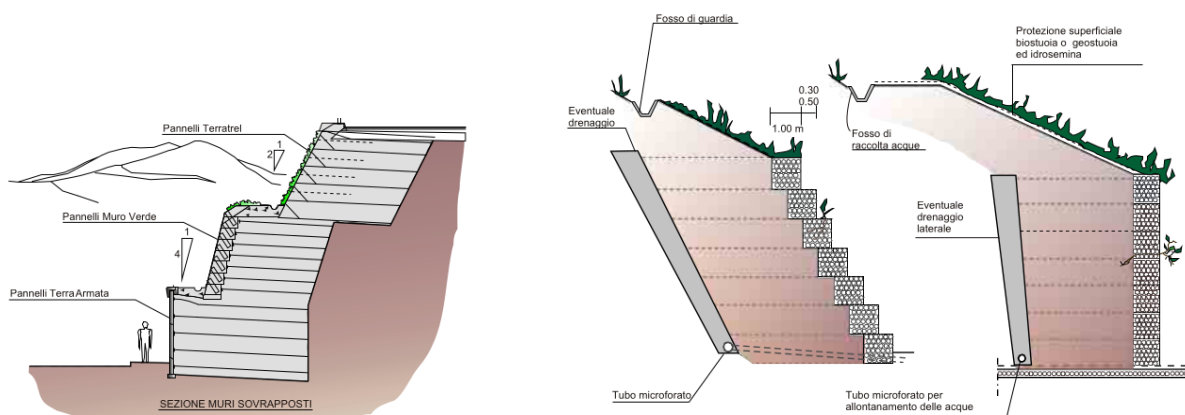
- pali resistenti per effetto di punta: quando sono innestati per una certa profondità in uno strato resistente (terreni molto addensati, roccia);
- pali resistenti per attrito laterale (pali sospesi): quando non raggiunge uno strato resistente.
- pali resistenti sia per attrito laterale sia di punta: quando il palo attraversa uno strato di terreno sciolto nella parte superiore, trasferendo il carico ad uno più resistente in profondità.



Negli ultimi anni le **tecniche di rinforzo delle terre** hanno avuto un largo sviluppo nella realizzazione di strutture in grado di assolvere sia le funzioni di opere di sostegno e di contenimento sia di rispondere alle esigenze della salvaguardia ambientale e del corretto inserimento paesaggistico-ambientale dell'opera. Tutti questi sistemi si basano sul principio di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno conferendogli resistenza a trazione. I terreni sono caratterizzati da una resistenza a compressione significativa, che dipende dalle loro caratteristiche intrinseche ed dalla loro storia tensionale, ma non possiedono resistenza a trazione. Mediante l'inserimento nei terreni di elementi dotati di resistenza a trazione se questi sono in grado di interagire con il mezzo in cui sono immersi, il risultato è un sistema composito dotato di caratteristiche meccaniche superiori rispetto a quelle del solo terreno. E' molto importante considerare che l'efficienza dei rinforzi dipende in maniera essenziale non

solo dalla resistenza che possono mobilitare all'interno del sistema, ma anche dalle deformazioni necessarie a fornire tale contributo: se le deformazioni non sono compatibili con la funzionalità della struttura i materiali in questione non sono utilizzabili come rinforzi. I materiali oggi disponibili sul mercato sono numerosi, con caratteristiche meccaniche e di durabilità che possono essere anche molto diverse. Poiché nella normativa italiana i riferimenti ai criteri di progettazione di queste opere sono piuttosto generici (si prescrivono verifiche di stabilità interna che prendano in considerazione i rinforzi e verifiche di stabilità come opera di sostegno) è opportuno ricordare che la progettazione corretta di questo tipo di strutture non potrà prescindere dalle seguenti considerazioni:

- Definire la resistenza del rinforzo considerando gli effetti del danneggiamento, aggressione fisico-chimica-biologica, effetti degli allungamenti dovuti a deformazioni viscosi (creep). La resistenza andrà scelta in relazione alla vita di progetto dell'opera;
- Definire quali saranno le caratteristiche di interazione del geosintetico sia in relazione all'estrazione dal terreno che allo scivolamento di questo sul rinforzo (per geogriglie e geotessuti);
- Definire le caratteristiche di resistenza al taglio e di compressibilità del terreno che si dovrà usare per la costruzione dell'opera, ciò normalmente comporta l'individuazione della granulometria e delle modalità di addensamento del terreno (umidità ed energia di compattazione);
- Definire il tipo di paramento e nel caso di terre rinforzate rinverdibili prevedere sempre un inerbimento adeguato e quando possibile (se non vi sono interferenze con altre strutture) imporre l'inserimento di piante arbustive nella struttura;
- Condurre verifiche di stabilità interna e d'insieme struttura-terreno adiacente; nel caso di opere con paramento subverticale (inclinazione sull'orizzontale compresa tra 70° e 60°) eseguire anche le verifiche richieste per le opere di sostegno a gravità: scivolamento sulla base, ribaltamento e schiacciamento. L'applicazione di questi criteri nella progettazione consentirà di realizzare strutture sicure sotto il profilo ingegneristico ed in grado di inserirsi in maniera ottimale nell'ambiente e nel paesaggio.



Inutile parlare dei **muri di sostegno** in cemento armato e muratura che pur rientrando tra le opere di consolidamento dei versanti non fanno parte della ingegneria naturalistica poiché utilizzano materiali non naturali.

4- Il consolidamento degli argini

Per i corsi di acqua nelle zone di montagna nei periodi autunnali e primaverili quando alle precipitazioni meteoriche corrispondono elevati valori della intensità di pioggia al fine di evitare straripamenti dannosi per l'ambiente circostante è necessario consolidare gli argini di questi torrenti attraverso delle tecniche di ingegneria naturalistiche in modo da non intaccare sul paesaggio circostante. La stabilità di un argine dipende dal fenomeno della erosione delle acque che percorrono l'alveo che portano ad una mancanza di stabilità degli argini. Gli interventi di consolidamento prevedono sempre il ricorso a materiali naturali e consistono in :

A-Opere trasversali

- Soglie
- Briglie

B-Opere di difesa spondale

- Muri di sponda
- Consolidamenti e rivestimenti per la protezione da erosioni

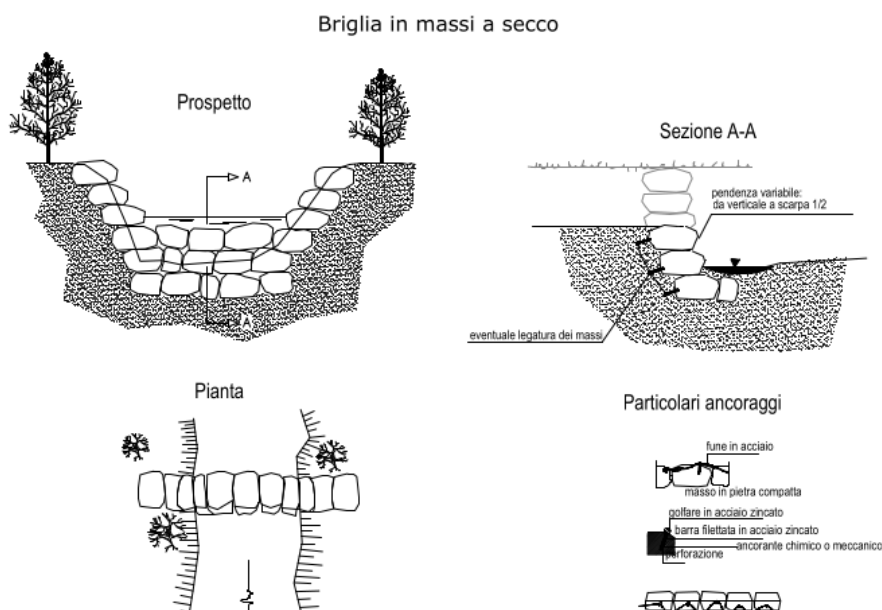
C-Rilevati arginali

- Incremento dell'altezza dell'argine

Le Opere trasversali si distinguono in :

- Briglie in massi a secco
- Briglie e soglie in legname e pietrame

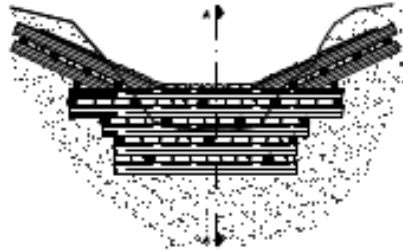
Le Briglie in massi a secco sono costituite da file di massi di diametro opportuno disposti secondo una pendenza variabile, che possono essere legati e del singolo masso è possibile verificarne la stabilità.



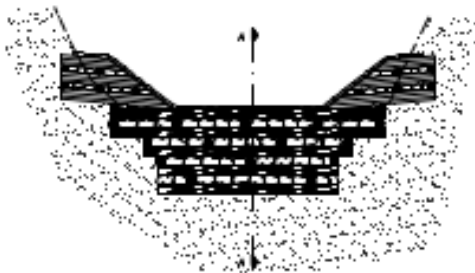
***Le briglie in legname e pietrame** sono muri di sostegno realizzati con pali disposti longitudinalmente e trasversalmente riempiti con pietrame di pezzatura adeguata e lavora a gravità;*

Briglia in legname e pietrame

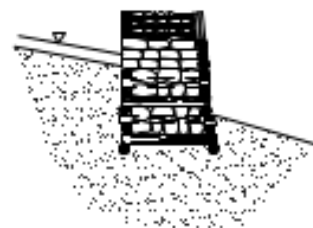
Prospetto: con gaveta a coda di rondine



Prospetto: con gaveta trapezia



Sezione A-A



***Le opere di difesa spondale** si possono distinguere come:*

*- **Muri di sponda** sono le opere di difesa caratterizzate da inclinazione superiore al 100% utilizzati per tratti fluviali che attraversano centri abitati;*

- Muro di sponda con massi cementati ;

- Muro di sponda con massi a secco ;

*-**Consolidamenti e rivestimenti** per la protezione da erosione per sponde con inclinazione accentuata quali :*

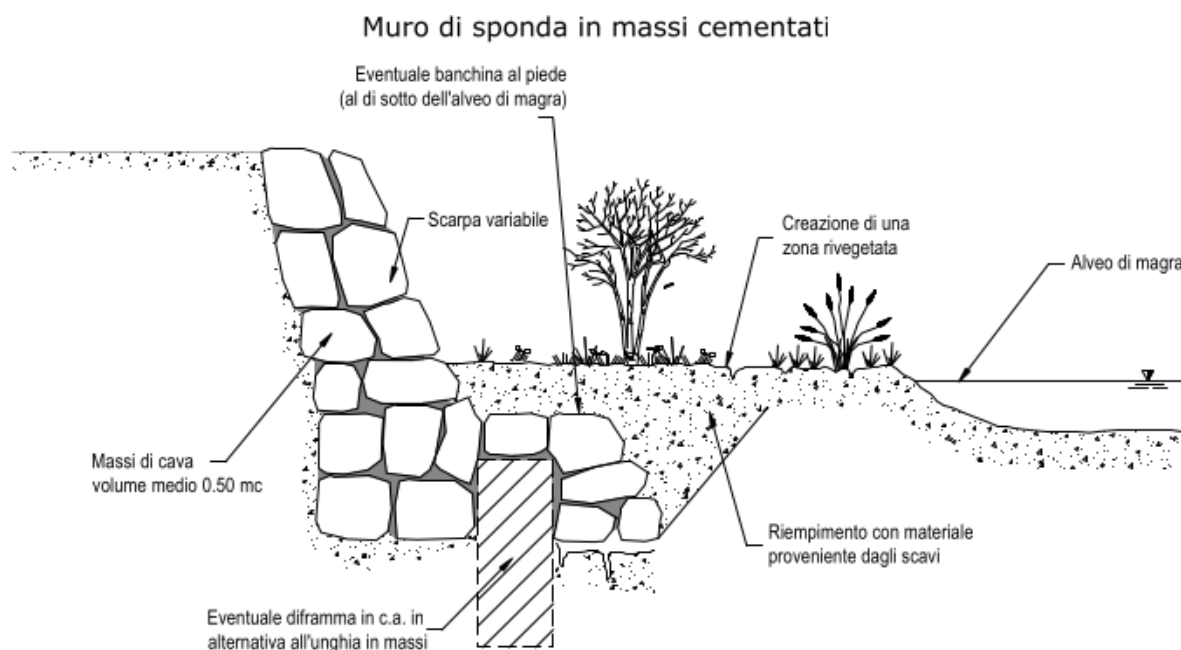
-scogliere di protezione e rivestimenti in pietrame;

-gabbioni costituiti da rete metalliche riempite di ciotoli;

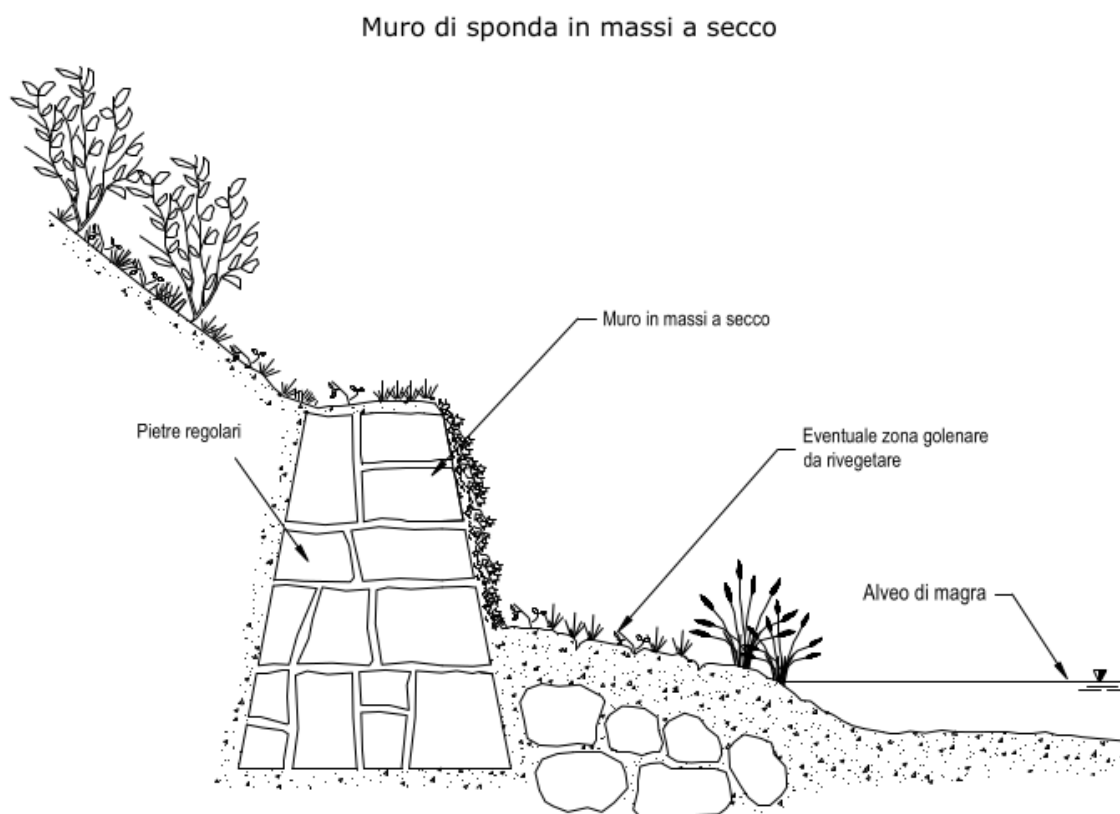
-difese in verde tramite piantagioni di specie arbustive;

La scelta della difesa va fatta in base alla natura della sponda alla durata delle pie-

ne, e alla forza di trascinamento esercitata dalla corrente. Se lo spazio a disposizione è ridotto e la pendenza della sponda deve essere mantenuta elevata si utilizzano **muri d'argine con massi cementati** aventi un volume di circa 0,5 mc e sezione trapezoidale come riportato in figura.



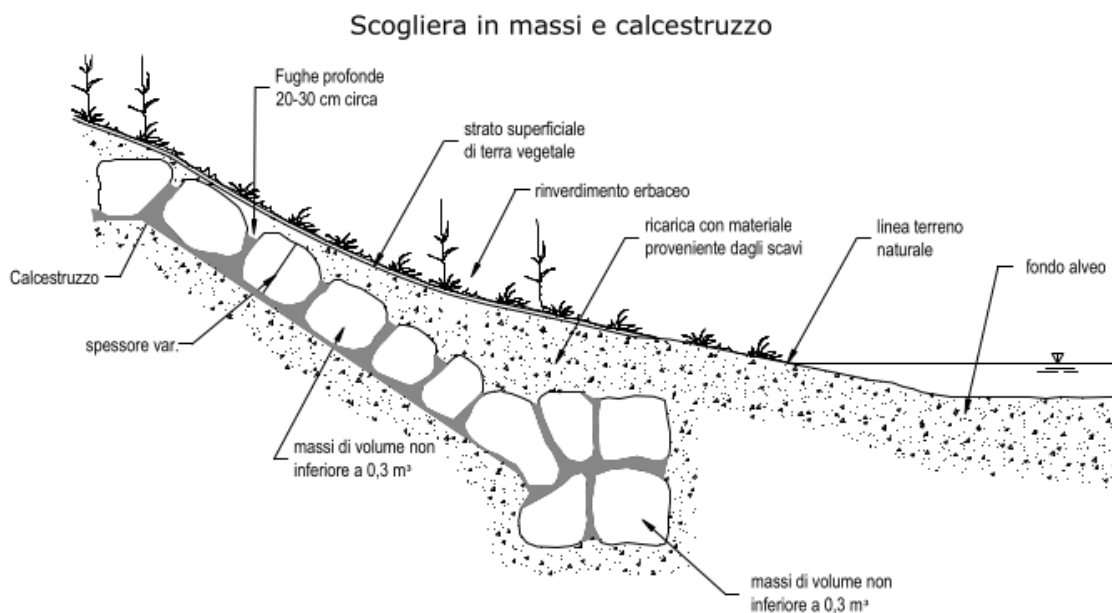
Il muro di sponda con massi a secco viene realizzato raramente poiché ha una resistenza minore di un muro con massi cementati ed occorre più manodopera; la struttura è dimensionata a gravità con uno spessore in sommità di circa 50 cm mentre alla base è pari a $(0,7 \div 1) \cdot H$ con H altezza del muro.



-Tra le scogliere di protezione distinguiamo :

- Scogliera in massi e calcestruzzo ;
- Scogliera in massi a secco ;
- Scogliera in massi a secco legati;

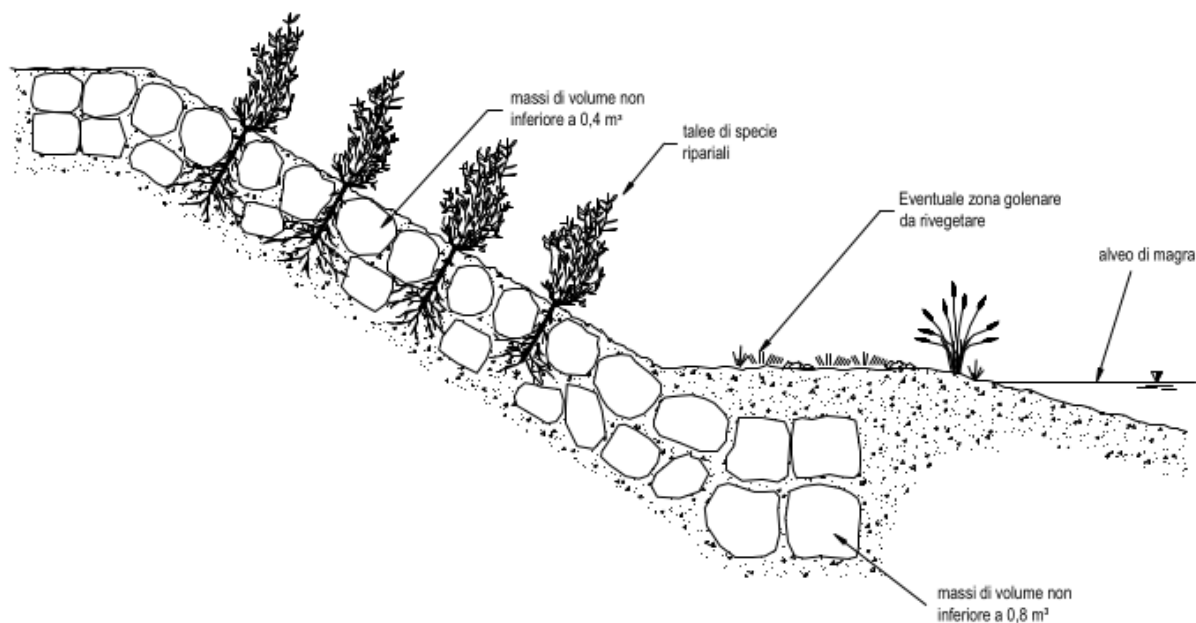
La scogliera in massi e calcestruzzo ,viene adottata quando sussiste la necessità di proteggere infrastrutture importanti come nuclei abitati strade ferrovie ect. La scogliera in massi e calcestruzzo garantisce una buona protezione della sponda ma ha il difetto di essere molto rigida e mal si adatta ai cedimenti differenziali del terreno costituente la sponda. A differenza delle scogliere con massi a secco non permette il drenaggio delle acque ed è quindi sottoposta a sollecitazioni più elevate del terreno circostante. La scogliera viene realizzata con scarpa della pendenza 3/2 o 2/1 con massi di grosse dimensioni intasati di calcestruzzo e deve avere un piede di fondazione sufficientemente robusto per garantire all'opera la necessaria resistenza allo scalzamento al piede che deve avere una larghezza di almeno $1,50 \div 2,00$ m ; in alternativa il piede può essere realizzato anche in calcestruzzo di spessore pari a 1 m quando la larghezza del piede non può essere realizzata. A differenza della scogliera a secco non può essere inserita vegetazione quali talee e specie arbustive come salici tra i singoli massi.



La scogliera in massi a secco viene utilizzata quando il piano di posa non è sufficientemente rigido con cedimenti differenziali elevati, con la scogliera che si adatta al terreno; possono essere realizzate anche su sponde lato fiume, permettono il drenaggio delle acque con elevata durabilità e costi ridotti. La pendenza della scarpa è circa $3/2 \div 2/1$, realizzata tramite un rivestimento costituito da una massicciata in pietrame con dimensioni tali da resistere alla forza di trascinamento della corrente e comunque con pezzatura dei massi non inferiore a 0,4mc. La dimensione dei massi al fine di garantirne la stabilità può essere calcolata attraverso una formula che qui non menzioniamo corrisponde al criterio di **Shields**, il piede di fondazione deve

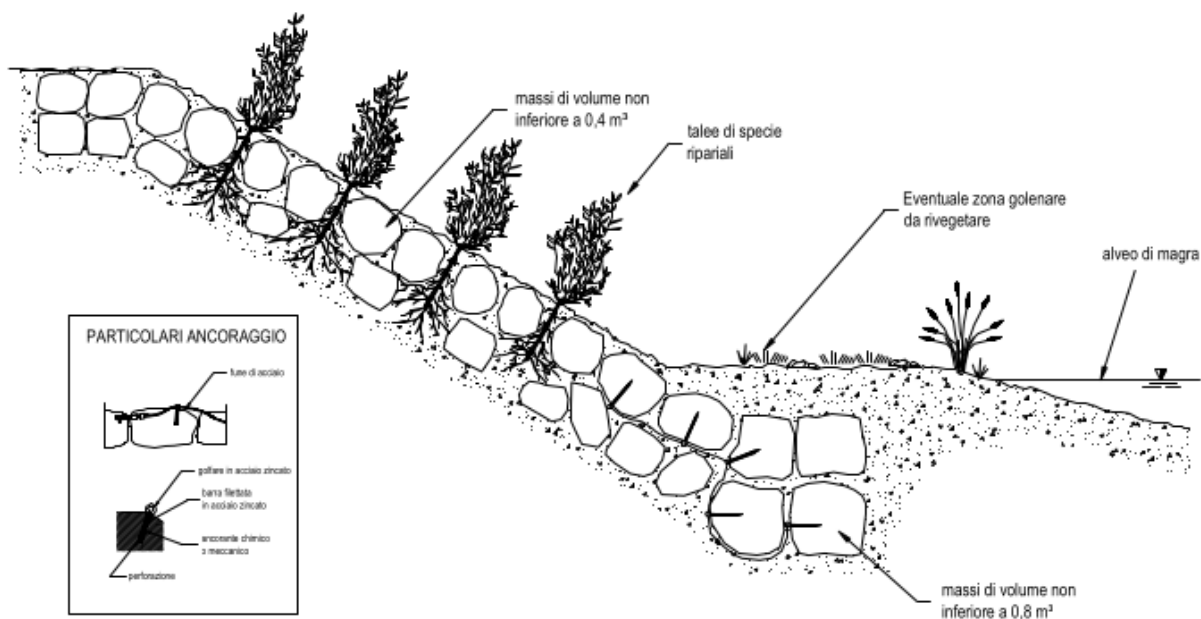
avere una larghezza minima di 150 cm 200 cm ; fra i singoli massi è opportuno prevedere l'impianto di specie arbustive quali salici di facile attecchimento che hanno un diametro variabile tra i 6 e 10 cm e lunghezze variabili tra 60 e 120 cm, tagliate e messe subito a dimora.

Scogliera in massi a secco



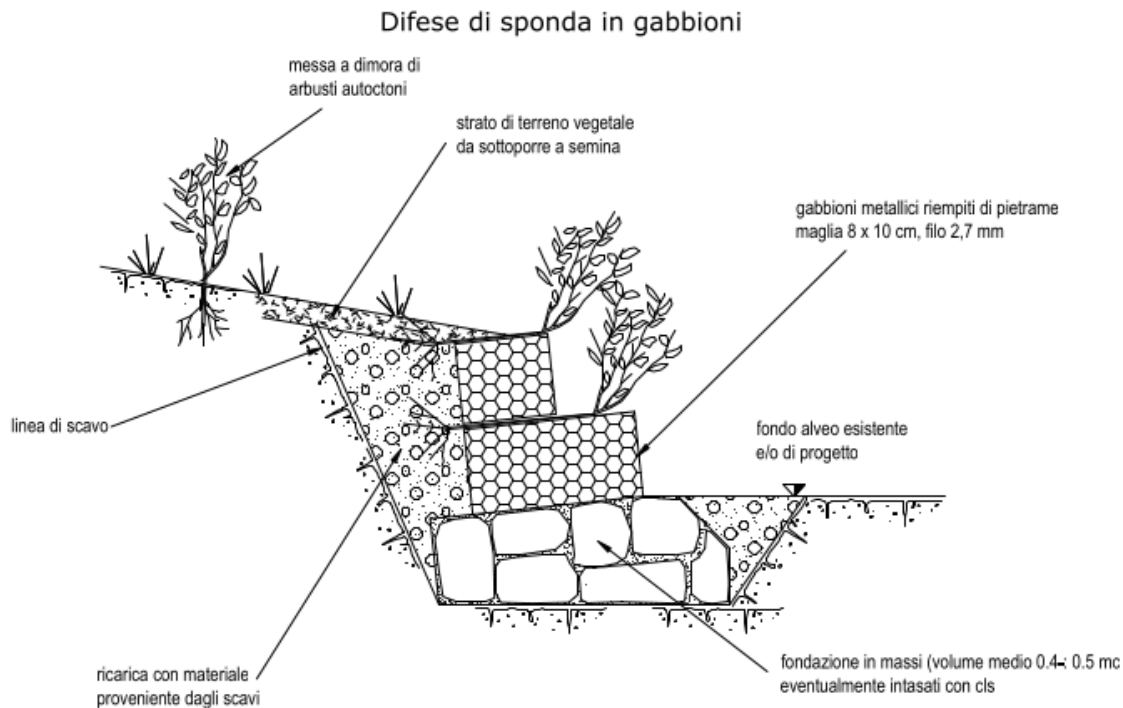
-Le scogliere in massi a secco legati è simile a quella con massi a secco con l'unica differenza che la parte terminale della scogliera e la banchina della fondazione sottostante sono collegate tramite funi che consente l'utilizzo di questa struttura anche quando vi sono elevate sollecitazioni idrodinamiche e vengono definite elastiche.

Scogliera in massi a secco legati

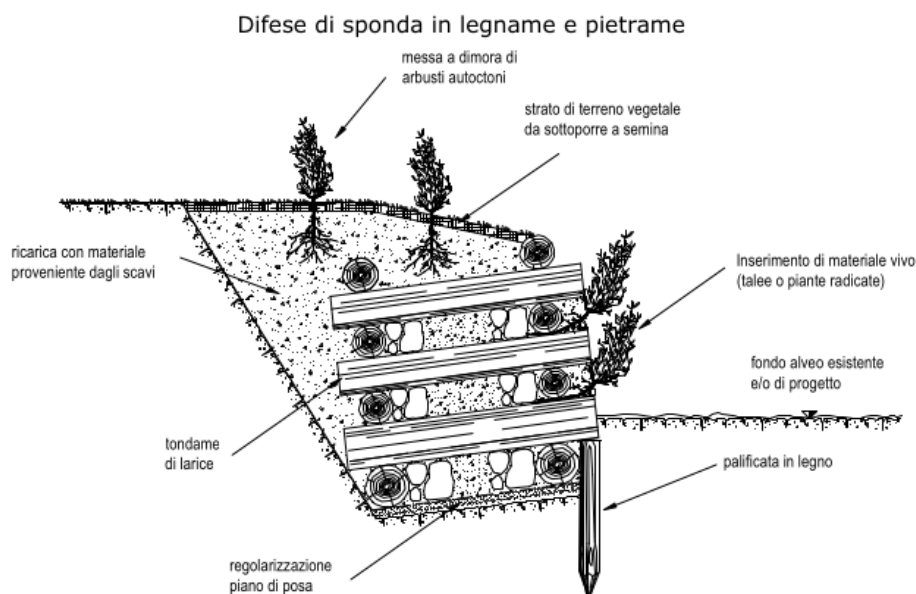


Tra i singoli massi possono essere inserite delle specie arbustive di facile attecchimento come per i muri a secco.

I gabbioni sono elementi di forma prismatica regolare con facce costituite da armature di rete metallica zincata con maglia solitamente esagonale, riempiti di materiale lapideo come ciotoli di fiume o massi di maggiori dimensioni o con materiale di cava di idonea pezzatura. Il paramento così realizzato ha caratteristiche simili alle opere in massi però è più impattante dal punto di vista paesaggistico, ed è possibile realizzare opere di difesa a gradinata per altezze di sponda di circa 3÷4 m; vengono considerati un'opera flessibile poiché si adattano ai cedimenti del piano di posa che quando sono eccessivi possono portare alla rottura della gabbia metallica.



Le difese di sponda in legname e pietrame vengono utilizzate per torrenti di montagna soggetti a fenomeni di erosione dove è più facile reperire legname e pietrame; per sponde di maggiore altezza si può ricorrere a più gradonate poste in serie l'una sopra l'altra.



L'opera è costituita da un cassone di contenimento in legname in tondame scortecciato riempito di materiale lapideo e di ramaglia; solitamente vengono realizzate opere di sostegno a parete doppia con tronchi di albero di diametro 30 cm disposti a costituire una maglia rettangolare con celle di lato $1,50 \div 2,00$ m per 3,00 m intasata da massi. I pali vengono infissi nella scarpata con una pendenza di 15° al fine di trattenere il materiale lapideo con diametro ottimale dei massi pari a $15 \div 20$ cm ; in funzione del tipo di legno qual larice la durata è circa 40 anni se invece usiamo il castagno il pino la durata è 60 anni.

5- Sentieri e passerelle

I sentieri vengono classificati come:

- Percorsi pedonali*
- Sentieri*
- Sentieri di Montagna*
- Itinerari appenninici o alpini*

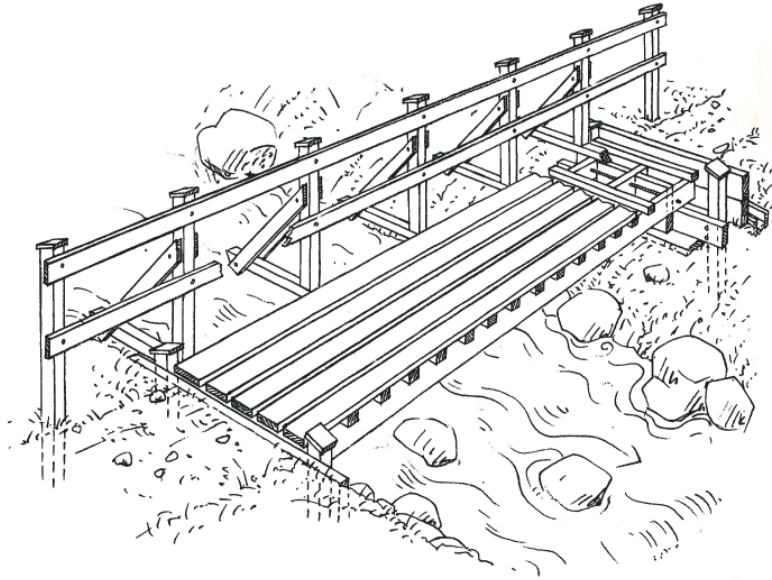
I percorsi pedonali hanno una pendenza max compresa tra $10\% \div 15\%$, larghezza tra 0,80 m e 2 m , percorso è in ghiaia , ,terra naturale ghiaietto con pendenza trasversale unica sui due lati. Si snodano di regola lontano dalle strade attraversando i quartieri e paesaggi pittoreschi consentono il transito di 2 o 3 persone una accanto all'altra , non sono asfaltati o pavimentati ma hanno un rivestimento in sabbia ghiaietto che dovrebbe consentire anche il transito delle carrozzelle. Sia il tracciato la pendenza a la larghezza dipendono da quanti escursionisti li percorrono , di solito sono dei percorsi già esistenti.

I sentieri hanno una pendenza max del 20% in assenza di gradini che può raggiungere il 100% con gradini , la larghezza del sentiero è esigua si parte da 30 cm , la sede è con ghiaia o terra , l'evacuazione delle acque avviene con canalette laterali; I sentieri collegano zone del territorio pittoresche sono tipici i sentieri dei parchi naturali , non vengono utilizzati rivestimenti in asfalto o in beton ma semplice ghiaia o terra battuta.

I sentieri di montagna presentano dei tratti molto ripidi con gradini rompipendenza con larghezza esigua e superficie della sede irregolare e ben consolidata.

Gli itinerari Appenninici o Alpini rappresentano la normale evoluzione dei sentieri di montagna , sono molto ripidi in alcuni casi si richiede l'impiego delle mani o delle corde ; sono dei percorsi destinati ad alpinisti che in inverno attraversano zone innevate e ghiacciai destinati quindi ad escursionisti esperti.

Le passerelle rappresentano la normale prosecuzione dei percorsi di montagna quando bisogna attraversare dei corsi d'acqua o delle vallate la loro larghezza è pari a 60- 80 cm , mentre se a due vie 130 cm; solitamente le passerelle sono in legno anche molto caratteristiche non ci addentreremo nella progettazione strutturale ma ci limiteremo ad una semplice descrizione con immagini.



6- Conclusioni

L'ingegneria naturalistica è una branca dell'ingegneria ambientale facente parte di un settore come quello della ingegneria civile rendendolo impermeabile a critiche derivanti soprattutto dagli ambientalisti che vedono le trasformazioni del territorio come degli stravolgimenti della natura e quindi di danno ambientale. Rappresenta un modo per imbavagliare certa stampa , politica e gente che poi in modo meschino quando si tratta dello studio di sentieri e di consolidamento di versanti o di argini attraverso opere naturalistiche mette in dubbio anche la ingegneria stessa. Sono persone giornalisti stampa , politica e gente che non sanno a cosa attaccarsi il cui obiettivo è quello di bloccare il settore edilizio motore trainante della economia italiana , anche per opere naturalistiche si spendono molti soldi , che preferiscono dirottare il denaro pubblico su sanità e assistenza sociale e educare in materia differente gli studenti indirizzandoli verso corsi di laurea umanistici quali lettere, storia, filosofia a scapito di materie tecniche, o ancora vengono privilegiate altre attività lavorative artigiane quali i parrucchieri i panettieri i sarti i ristoratori a scapito del mondo delle professioni che nel terziario rappresentano il motore economico dell'economia di un territorio. Tra i vari settori vi è interscambio tacito, ovviamente non si può fare del danno ambientale per rivitalizzare gruppi politici quali verdi e sinistra (Ponte di Messina ,Angelo Bonelli; nel mio paese non posso occuparmi del calcolo di strutture in c.a. per resuscitare la Nuova Stagione) o urlare sulla carta stampata o ancora incollare telespettatori sugli schermi tv allibiti dal danno del cemento o delle opere incomplete con notevole spreco di denaro pubblico per giustificare i finanziamenti al settore sanitario. Va modificato l'approccio, parlando di edilizia e di ingegneria che non danneggia il territorio anzi lo migliora, vedendo l'intervento edilizio non come una speculazione e un appalto pubblico come la peggiore forma di corruzione ma dei modi per migliorare l'Italia nel suo paesaggio come stabilito dalla costituzione italiana e nella sua maniera di comportarsi. L'ingegneria naturalistica trova applicazione in parchi naturali e zone protette le cui opere sono sottoposte alle approvazioni delle commissioni dei parchi per cui l'utilizzo di materiali diventa importante gli stessi regolamenti impongono l'uso di materiali naturali . Questi appunti derivano da integrazioni di varie dispense presenti on line rappresentano un'occasione di approfondimento per l'autore ,volta ad arricchire il suo bagaglio formativo e di chi eventualmente le consulta o legge.

La stabilità degli argini

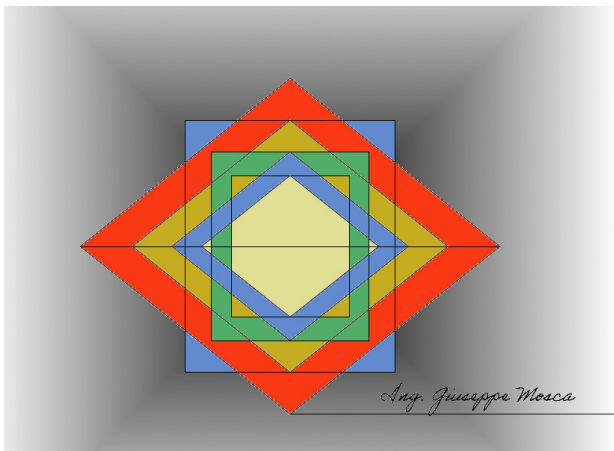
1- Introduzione

2- Verifica della stabilità di un argine

3- La stabilità di un argine in zona sismica

4- Le paratie

5- Conclusioni



Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti .

1- Introduzione

Gli argini fluviali hanno una certa importanza nel contenere le acque del fiume durante le ondate di piena che si verificano nella stagione delle piogge che in Italia sono la primavera e l'autunno ma con il cambiamento climatico in atto si hanno delle eccessive ondate di caldo alle quali seguono dei temporali disastrosi con vere e proprie bombe di acqua che inondano ed allagano interi territori. Prima di preoccuparci degli argini fluviali dovremo occuparci del cambiamento climatico ovvero di riportare il clima alla normalità evitando il surriscaldamento soprattutto in estate poiché le conseguenze sono delle piogge disastrose e non vi sono argini che tengano. L'argine è di solito una scarpata inclinata della quale ne va studiato l'equilibrio e con il metodo delle strisce tenendo conto della spinta dell'acqua va individuata la potenziale superficie di rottura tutelando da essa con un adeguato coefficiente di sicurezza minimo come rapporto tra le forze stabilizzanti e le forze instabilizzanti. Si tratta di studiare la stabilità di una scarpata in presenza di acqua con i soliti metodi della geotecnica



Oggi evoluti in metodo agli elementi finiti, prima si suddivideva il terreno in strisce verticali adesso in elementi finiti del tipo brick o in elementi piani plate shell applicando sui di essi le forze di superficie presenti e le caratteristiche elastiche del terreno quali modulo di elasticità normale e tangenziale modulo di poisson ect facendo la ipotesi di continuo elastico considerando un volume significativo di terreno. Garantire la stabilità degli argini di un fiume è un dovere fondamentale ovvero fare in modo che non si abbiano inondazioni o straripamenti durante le piogge temporalesche è di fondamentale importanza al fine di tutelare la sicurezza dei cittadini evitare che vi siano dei disagi dovuti alle eccessive piogge. Negli ultimi anni si sono avute numerose inondazioni straripamenti con allagamenti di intere città basti ricordare la alluvione della Emilia Romagna con numerosi danni a cose e persone ovvero vi sono state anche delle vittime oltre che grandi operazioni di soccorso con mobilitazione generale.

2- Verifica della stabilità di un argine

La meccanica dei cedimenti delle sponde che risultano dal funzionamento dei processi di erosione vale a dire trascinamento fluviale indebolimento e controllo del punto finale sono strettamente correlati alla geometria della sponda e alle caratteristiche meccaniche del materiale costituente l'argine ovvero il banco pertanto si individuano tre meccanismi di collasso :

- **Planar failure (cedimento nel piano)**
- **Rotational failure (cedimento rotazionale)**
- **Cantilever failure (cedimento dello sbalzo)**

Ai quali corrispondono altrettante equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione con un adeguato coefficiente di sicurezza.

-Planar failure (cedimento nel piano)

La stabilità dell'argine può essere modellata definendo un coefficiente di sicurezza minimo come rapporto tra la forza che impedisce lo scorrimento del blocco e la forza instabilizzante che provoca lo scorrimento del blocco una volta definita la superficie di rottura.

$$FS_P = FR_P / FD_P$$

FR_P forza resistente ; FD_P forza instabilizzante

La superficie di rottura è una superficie piana sulla quale si ha lo scorrimento del blocco

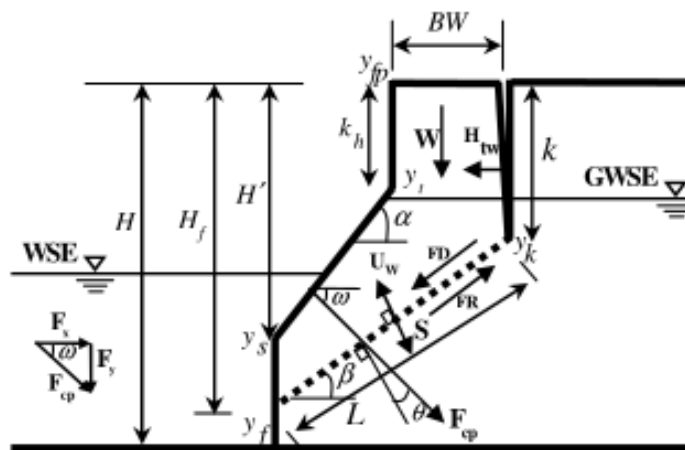


Fig 1: The bank geometry and forces exerted on the incipient failure block

Le forze in gioco sono il peso del blocco che slitta sulla superficie piana e la spinta dell'acqua ; le forze che impediscono lo slittamento sono le tensioni tangenziali sulla superficie di scorrimento $\tau = c + (\sigma - u) \tan \varphi$ dove

C coesione

U pressione neutra

Φ angolo di attrito

tensione normale σ dovuta a W

La forza instabilizzante

$$FD_P = W \sin \beta + H_{TW} \cos \beta - F_{CP} \sin \theta \quad \text{dove}$$

$W \sin \beta$ componente del peso del blocco secondo il piano di scorrimento

$F_{CP} \sin \theta$ componente della spinta dell'acqua secondo il piano di scorrimento

$H_{TW} \cos \beta$ Componente della spinta idrostatica presente nella fessura di tensione per unità di lunghezza del blocco $H_{TW} = 1/2 \cdot Y_k^2 \cdot \gamma$ se la falda è fino in sommità

Tale forza dovrebbe essere pari alla componente del volume di acqua secondo la superficie di scorrimento $U \sin \beta$

$$FD_P = (W + U) \sin \beta - F_{CP} \sin \theta$$

La forza resistente $\tau = c + (\sigma - u) \tan \varphi$

$$FR_P = C \cdot L + S \tan \varphi^b + (W \cos \beta + F_{CP} \cos \theta - U_w + H_{TW} \sin \beta) \tan \varphi$$

Dove C coesione , L lunghezza superficie di rottura ,

S pressione negativa dell'acqua nei pori ,

β angolo inclinazione superficie

U_w pressione neutra

Φ angolo di attrito

φ^b angolo che esprime l'incremento di resistenza dovuto all'acqua nei pori

Il calcolo va eseguito per tentativi poiché non conosciamo la posizione del piano di rottura ovvero la sua equazione $Y = mX + n$; ad ogni piano di rottura corrisponde un coefficiente di sicurezza noi dobbiamo prendere quello minimo che deve essere maggiore di 1

$$(FS_P)_{MIN} = FR_P / FD_P \geq 1$$

Abbiamo quindi due equazioni $FR_P / FD_P \geq 1$ e $d(FS_P)/dm = 0$ $d(FS_P)/dn = 0$ il problema è staticamente determinato ovvero esiste la superficie di rottura ed è unica.

-Rotational failure (cedimento rotazionale)

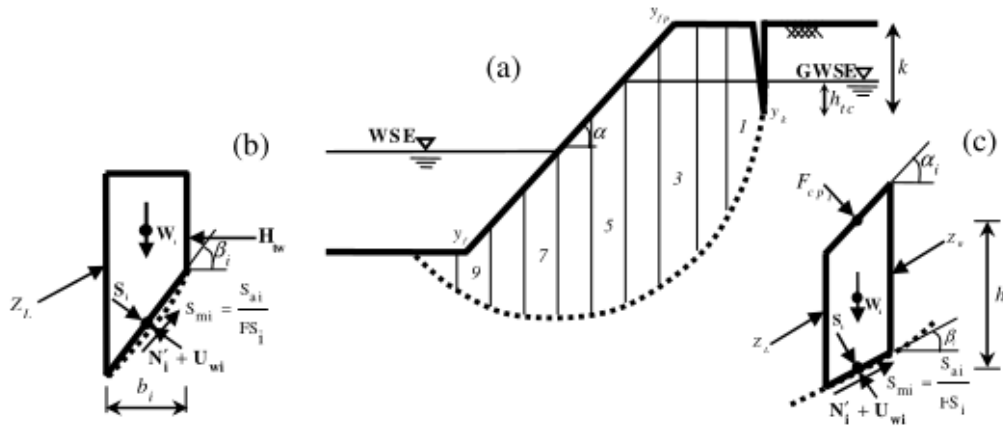


Fig 2: a) The bank geometry with regard to the rotational failure; b) The forces exerted on the incipient failure of first block; c) The forces exerted on the incipient failure of other blocks.

In argini alti composti da materiali coesivi con piccoli angoli di pendenza, le fratture profonde dal piede dell'argine sono solitamente curve, quindi si può supporre che la superficie di rottura sia un arco circolare o una spirale logaritmica. La rottura rotazionale nei terreni coesivi può essere una rottura alla base, al piede o al pendio a seconda del punto in cui l'arco di rottura interseca la superficie del terreno (Thorne, 1982). L'analisi per la rottura del pendio, introdotta per la prima volta da ingegneri svedesi, è chiamata "metodo svedese a strisce" ed è stata ulteriormente sviluppata da Taylor (1948) e da Bishop (1955). Il coefficiente di sicurezza viene determinato tramite il rapporto tra le forze resistenti e le forze instabilizzanti agenti su ogni singola striscia

$$(FS_R)_{MIN} = FR_R / FD_R \geq 1 \quad FR_R / FD_R \geq 1$$

dove le forze resistenti

$$FR_R = \sum (C_i * L_i + N'_i * \tan \phi + S_i * \tan \phi^b) \quad \text{sommatoria estesa a tutte le strisce}$$

Mentre le forze instabilizzanti

$$FD_R = \sum [(W_i + F_{Cpi} * \cos \alpha_i) * \sin \beta_i + H_{TW} * (\cos \beta - h_{tc} / 3R) + F_{Cpi} * \sin \alpha_i * (\cos \beta - h / R)]$$

Le incognite del problema sono la posizione del centro del cerchio superficie di rottura ed il raggio di curvatura \$R\$ va sempre risolto per tentativi si può aggiungere un'altra equazione di equilibrio alla rotazione intorno al centro del cerchio ed il problema è staticamente determinato.

$$(FS_R)_{MIN} = FR_R / FD_R \geq 1$$

$$FR_R / FD_R \geq 1 \quad MFR_R - MFD_R = 0 \quad \text{momento calcolato rispetto al centro del cerchio}$$

-Cantilever failure (cedimento dello sbalzo)

Gli argini dei fiumi sono costituiti da argilla e sabbia non coesa ricoperta da argille coesive il tasso di trattenimento fluviale del materiale inferiore è molto maggiore rispetto a quello della parte superiore che si traduce in indebolimento e formazione di mensole che tendono a staccarsi. Il cedimento può avvenire per rottura per taglio o per trazione derivante dalla flessione o per trazione verticale.

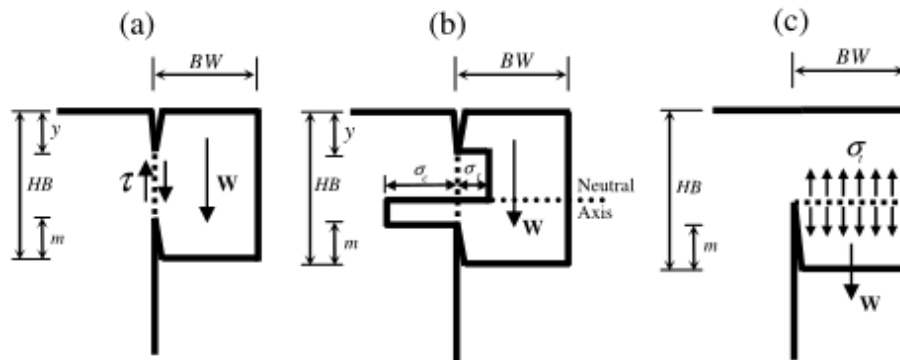


Fig 3: Forces of weight, shear, compression and tension acting on a cantilever with regard to the three modes of failure: a) Shear failure; b) Beam failure; c) Tensile failure. (From Thorne and Tovey, 1981)

3- La stabilità di un argine in zona sismica

La possibilità che durante la piena di un fiume si verifichi un evento sismico è alquanto remota, si pone però il problema della verifica di un argine in condizioni normali durante un evento sismico la cui rottura può provocare straripamenti ed esondazioni. Il calcolo è abbastanza semplice per quanto visto in precedenza si tratta di aggiungere le forze sismiche che sono quelle dovute al peso sismico W del terreno moltiplicate per la accelerazione come prescritto dalle normative in direzione orizzontale e verticale e poi le forze sismiche per la presenza di acqua. Le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018 nel capitolo destinato ai pendii per la geotecnica definiscono delle forze sismiche statiche

$$F_H = K_H * W ; F_V = K_V * W \quad \text{dove} \quad K_H = \beta_s * A_{MAX} / g ; K_V = \pm K_H / 2 +$$

$$A_{MAX} = S_S * S_T * a_{max} \quad S_S; S_T \text{ coefficienti di amplificazione sismica e topografica}$$

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per la verifica con superficie di scorrimento piana la forza instabilizzante

$$FD_P = W (1 \pm K_v) \sin \beta + K_H W \cos \beta + H_{TW} \cos \beta - F_{CP} \sin \theta$$

Mentre la forza resistente

$$FR_P = C \cdot L + S \operatorname{tg} \varphi^b + [W (1 \pm K_v) \cos \beta + F_{CP} \cos \theta - U_w + H_{TW} \sin \beta - K_H W \sin \beta] \operatorname{tg} \varphi$$

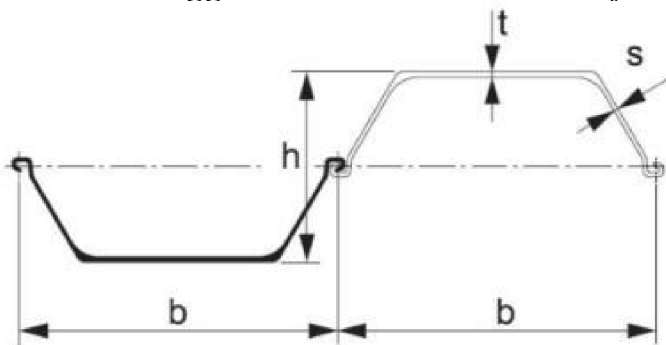
Non si è tenuto conto degli effetti dell'azione sismica sull'acqua che provocano una variazione delle pressioni neutre in direzione verticale $U_w(1 \pm K_v)$ mentre in direzione orizzontale una variazione della spinta $F_{CP}(1 \pm k_H)$.

Per cedimento rotazionale ovvero superficie di rottura circolare le forze sismiche vanno applicate alle singole fette o strisce, considerando gli effetti dell'azione sismica sul terreno e sull'acqua. Per cedimento della mensola va maggiorato il peso dello sbalzo.

4- Le paratie

Le paratie sono pareti verticali parzialmente o interamente ammorsate nel terreno, con quote diverse nei due lati della parete, possono avere funzione idraulica, di sostegno del terreno o mista. Il meccanismo di funzionamento delle paratie si basa sul fatto che l'intensità della pressione mutua di contatto tra parete e terreno dipende dal movimento della parete stessa e dalle deformazioni del terreno che essa genera. I movimenti e la deformazione della parete e, di conseguenza, le tensioni orizzontali che si generano, dipendono dalla rigidezza relativa della struttura. Con il termine paratie si comprendono due macrocategorie di strutture: le palancole e i diaframmi, esse differiscono per tipologia di struttura ma condividono lo stesso principio di funzionamento.

Le palancole sono strutture, permanenti o provvisorie, battute nel terreno o vibro-infisse, possono essere in legno (utilizzate oggi nei restauri), cemento armato (limitate nell'altezza per il peso) o più comunemente in acciaio; queste ultime hanno il vantaggio di essere leggere, altamente resistenti e facilmente trasportate, infisse e rimosse.



I vantaggi delle palancole sono la facilità di trasporto e la velocità di posa in sito: una volta tracciata la linea lungo cui andrà realizzata la paratia, si procede infiggendo nel terreno la prima palanca tramite un apposito mezzo, generalmente un escavatore con morsa vibrante; questa resta fuori dal terreno per un'altezza di poco più di 1m (generalmente non meno di 1.10m in modo che la struttura funga da parapetto per lo scavo). La seconda palanca viene sollevata e collegata alla prima per tutta l'altezza fuori terra tramite i gargami, bordi sagomati che fungono da guide, presenti all'estremità di ogni singola palanca, in questo modo la palanca resta in posizione verticale anche se non infissa l'operatore del mezzo procede poi con la vibro-infissione della palanca assicurandosi che questa sia parallela alla prima e segua la geometria di progetto della paratia. Si ripete questa operazione fino ad ottenere la struttura completa. I limiti nell'utilizzo delle palancole possono essere dati dal tipo di terreno su cui vengono infisse: un terreno roccioso e troppo compatto può risultare difficile da perforare, rallentando o rendendo impossibile l'infissione. I terreni fini tendono ad attaccarsi alle palancole rallentando drasticamente i tempi di infissione. In entrambi i casi il problema può essere risolto ricorrendo ad un preforo, nei terreni argillosi questo si può riempire d'acqua in modo da ridurre l'attrito tra terreno e parte d'opera.

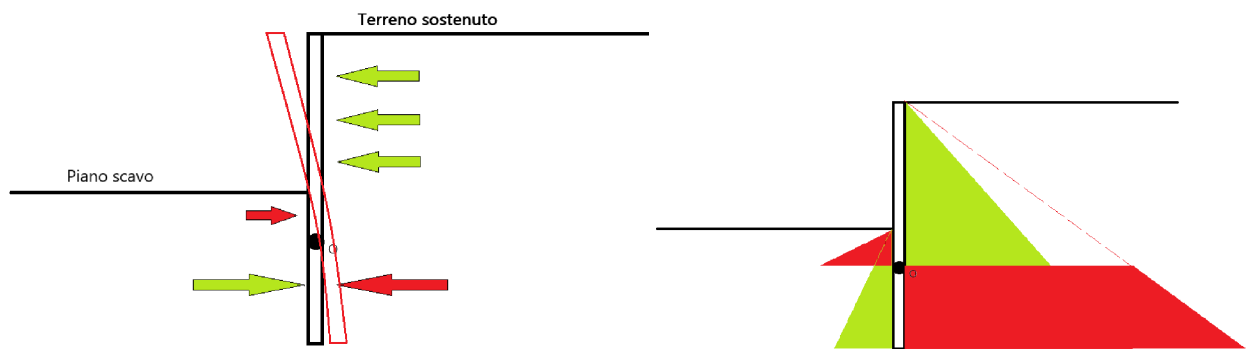
Il diaframma è un'opera speciale, fissa o provvisoria, di sostegno delle terre. È realizzato accostando una serie di pali, prefabbricati o eseguiti in opera, infissi nel terreno, andando a creare una parete unica. Questo tipo di opera consente di ridurre al minimo il volume di scavo e l'area di lavoro, rendendoli la scelta più utilizzata negli ambienti urbani. Spesso vengono vincolati con tiranti o puntoni, anche su più livelli, se necessario si ricorre a strutture con sezione a T o H, posate con l'ausilio di benna mordente, al fine di ridurre la flessibilità della struttura. La scelta dei diaframmi costituiti da pali piuttosto che i diaframmi a pannelli trova la giustificazione nel costo inferiore dei primi rispetto ai secondi; lo spessore variabile del palo, la disposizione spesso non perfettamente centrata e il rischio di avere pali non perfettamente allineati, rende questo tipo di diaframma qualitativamente inferiore.



I pali possono essere staccati tra loro, tangenti o secanti, in base al tipo di terreno. I pali secanti vengono scelti dove è necessaria la completa tenuta stagna dello scavo, si realizzano scavando prima i pali pari (o dispari) privi di armatura, in un secondo momento vengono realizzati i pali mancanti, questa volta con la gabbia di ferro al loro interno, tagliando parte dei pali esistenti.

Dimensionamento di una paratia

Il metodo di progettazione classico delle paratie consiste nella ricerca della profondità di infissione d e del punto di spostamento nullo O attraverso il metodo dell'equilibrio limite. Si ricerca l'equilibrio delle forze date dalle spinte attive e passive del terreno incoerente ed asciutto.



La spinta attiva è riportata in verde mentre la spinta attiva in rosso

*La spinta attiva $S_A = 0,5 * \gamma * H^2 * K_a$ mentre la spinta passiva $S_P = 0,5 * \gamma * H^2 * K_p$ dove i coefficienti di spinta*

$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ attiva ; $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ passiva ;

La posizione del centro di equilibrio O , punto rispetto al quale ruota la paratia è data dal valore nullo del momento , indicata con

H lunghezza palancola

D distanza di O dal bordo superiore

L distanza del piano di scavo dal bordo superiore

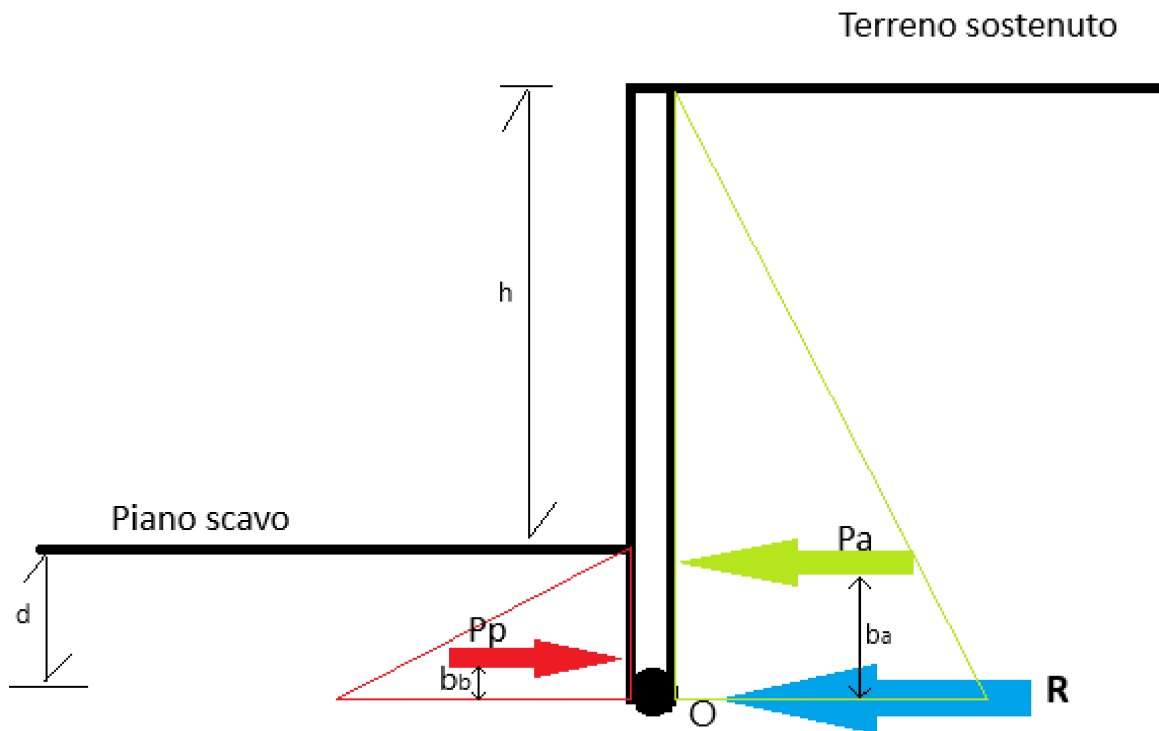
Risulta per l'equilibrio alla rotazione

$$0,5 * \gamma * d^2 * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * d/3 - 0,5 * \gamma * (d-L)^2 * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * (d-L)/3 + \\ - \gamma * d * (H-d) * \tan^2(45^\circ + \varphi/2) * (H-d)/2 + 0,5 * \gamma * (H-d)^2 * \tan^2(45^\circ + \varphi/2) * (H-d)/3 + \\ + \gamma * d * (L-d) * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * (L-d)/2 + 0,5 * \gamma * (L-d)^2 * \tan^2(45^\circ - \varphi/2) * (L-d)/3 = 0$$

È una equazione di terzo grado nella incognita d ;

Al fine di semplificare i calcoli, poiché il punto O è prossimo alla base si assume questo come centro di rotazione, imponendo l'equilibrio intorno ad esso in modo da avere solo la variabile d (profondità del pt. O) da individuare. Il risultato viene maggio-

rato del 20% ottenendo la profondità totale di infissione D ($D=1,2d$). Per assicurarsi un buon margine di sicurezza, il coefficiente di spinta passiva K_p viene diviso per il coefficiente di sicurezza, di norma 2, aumentando la profondità di infissione.



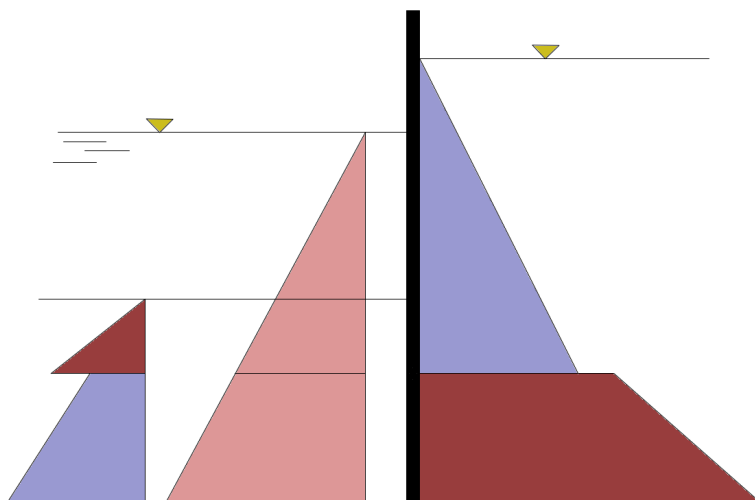
$$P_A = 0,5 * \gamma * (h+d)^2 * K_a ;$$

$$P_P = 0,5 * \gamma * d^2 * K_p ;$$

$$0,5 * \gamma * (h+d)^2 * K_a * (h+d)/3 = 0,5 * \gamma * d^2 * K_p * 2/3 * d$$

Equazione di terzo grado nella incognita d

Nel caso di un argine di un fiume va aggiunta la spinta dell'acqua



5- Conclusioni

La verifica delle sponde dei fiumi è un argomento di ingegneria geotecnica idraulica di una certa rilevanza ,poichè assicurare la stabilità degli argini soprattutto durante la stagione delle piogge è importante al fine di evitare inondazioni e alluvioni con danni a persone e cose. La verifica di un argine è molto complicato il calcolo va eseguito per tentativi quindi deve come per i pendii, attraverso un software di calcolo utilizzando i metodi illustrati. Le paratie ovvero le dimensioni delle palancole e le armature dei pali vanno calcolate in base al momento flettente che sollecita la struttura derivante dai vari diagrammi di spinta e dalle differenti condizioni di carico o situazioni limite nonché del tipo di terreno. Assicurare la stabilità di u argine di una sponda è un opera di prevenzione di protezione civile e rientra nei piani di protezione civile per zone ad elevato rischio idrogeologico.

La stabilità dei versanti

1- Introduzione

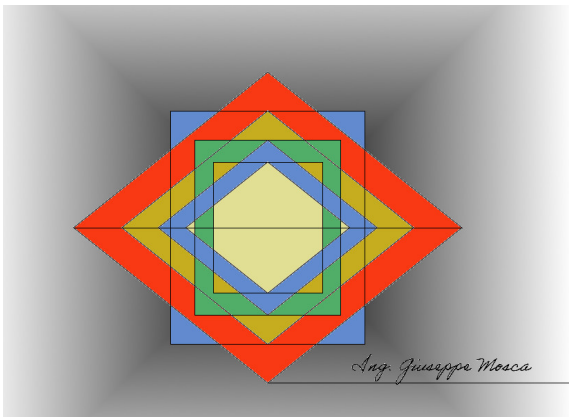
2- Analisi di stabilità di un pendio in zona non sismica

3- Le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018

4- Il pendio indefinito analisi pseudostatica e dinamica

5- Stabilità di un versante in zona sismica

6- Conclusioni



N.B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La verifica di stabilità di un versante è sempre importante al fine di tutelare il territorio da movimenti franosi che si verificano soprattutto in presenza di piogge rilevanti o di eventi sismici che arrecano danni a persone o cose e disagi al territorio. Inutile ricordare gli eventi franosi durante gli eventi sismici degli ultimi anni quali terremoto del friuli 1976 dove le frane documentate sono circa 1000, prevalentemente caratterizzate da crolli in roccia (circa il 90%), per il coinvolgimento totale di circa 100000 mc in volumi di roccia. Vi sono stati eventi franosi anche con il terremoto dell'Irpinia del 1980 che hanno interessato terreni argillosi, sovraconsolidati e strutturalmente complessi. Si sono osservati inoltre crolli e ribaltamenti in roccia. Il terremoto occorso a L'Aquila il 6 Aprile 2009 con una magnitudo M_w di 6.3, è il più recente dei terremoti disastrosi in Italia, ha provocato enormi danni sia in termini di vite umane che di danneggiamento degli edifici. I fenomeni franosi connessi all'evento non sono stati tuttavia disastrosi. Sono stati censiti crolli in roccia di siliti e valanghe di detrito. Nei problemi di stabilità, la sollecitazione sismica, è stata introdotta per la prima volta da Okabe (1924) e Mononobe (1929) in relazione alle opere di sostegno. Il metodo di analisi pseudostatico, da loro ideato, non è altro che un'analisi all'equilibrio limite, dove, gli effetti inerziali indotti dalla sollecitazione sismica, sono rappresentati attraverso forze statiche. Il metodo, richiede la calibrazione di pochi parametri e fornisce una risposta univoca in termini di stabilità: il coefficiente di sicurezza FS. Dimostrandosi di semplice nell'utilizzo, è stato in seguito usato anche nella valutazione della sicurezza di pendii. Tuttavia i risultati delle analisi pseudostatiche sono di bassa precisione, considerando che, complessi effetti dinamici, sono rappresentati da forze statiche. I metodi di analisi per la stabilità dei pendii in condizioni sismiche possono essere dunque classificati in tre categorie principali a complessità crescente:

- *metodi pseudostatici*
- *metodi pseudodinamici*
- *metodi di analisi dinamica*



2- Analisi di stabilità di un pendio in zona non sismica

Lo studio di stabilità di un pendio può essere studiato con uno schema semplificato che è quello del pendio indefinito dove la parte in frana si muove su un substrato rigido inclinato di un angolo α , e le forze in gioco sono la forza resistente derivante dalle tensioni tangenziali e la forza instabilizzante riconducibile al moto di un corpo rigido su di un piano inclinato.

$$R = c + N \cdot \tan \varphi \quad E = W \cdot \sin \alpha \quad W = \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha$$

La tensione normale $\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha$ possiamo determinare il coefficiente di sicurezza

$$FS = R/E \geq 1 \quad FS = [c + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - u) \cdot \tan \varphi] / \gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \geq 1$$

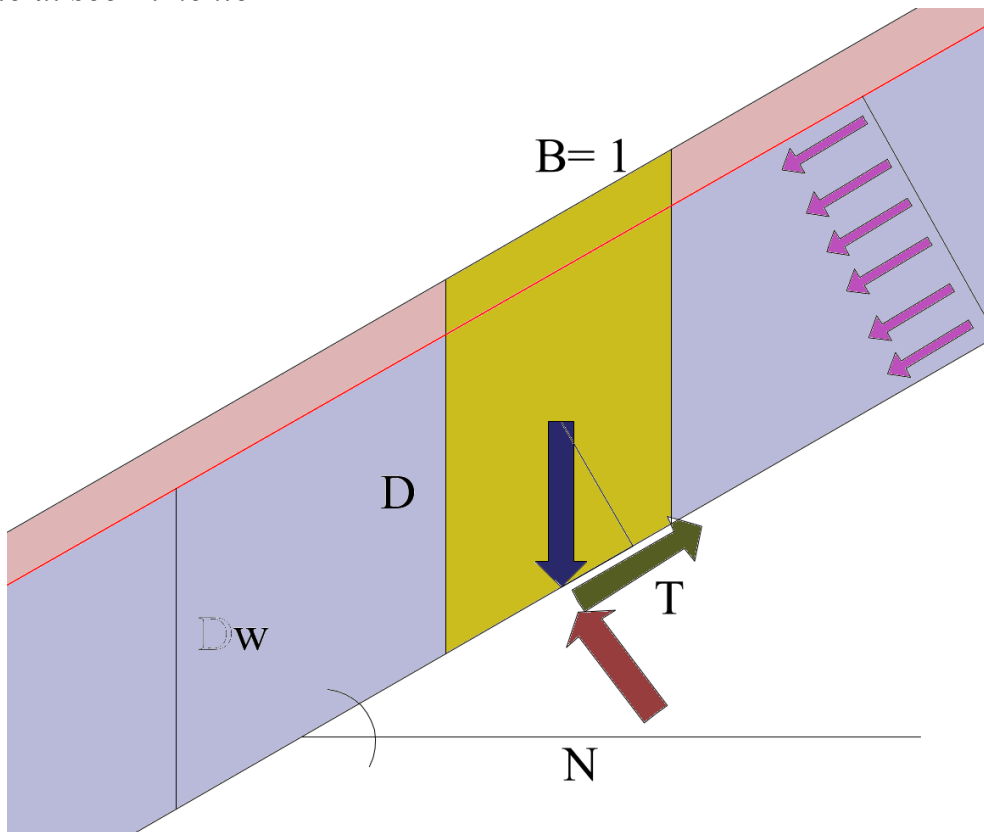
La componente della pressione neutra ortogonale al piano inclinato $\gamma \cdot D_W \cdot \cos^2 \alpha$

Il coefficiente di sicurezza diventa :

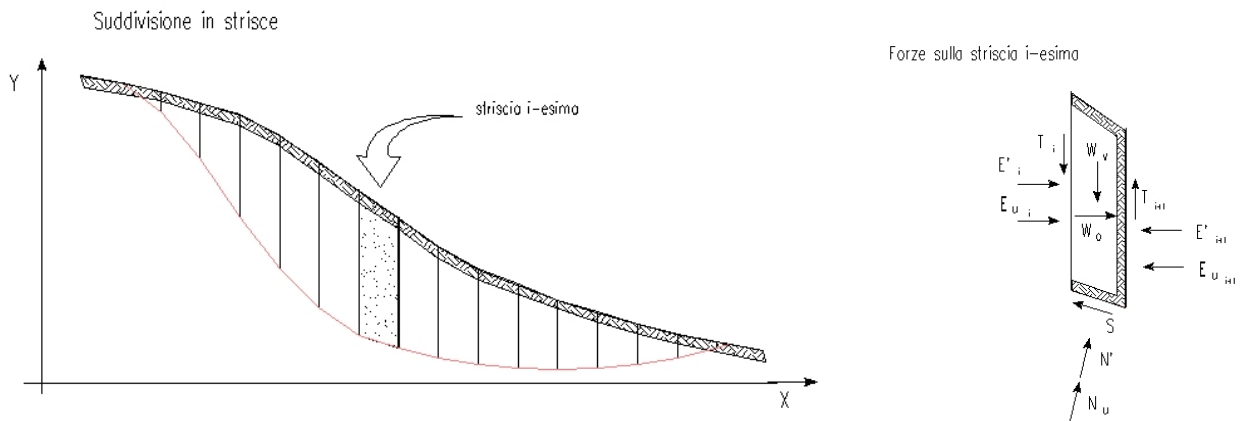
$$FS = [c + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \alpha - \gamma \cdot D_W \cdot \cos^2 \alpha) \cdot \tan \varphi] / \gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$FS = [c + (\gamma \cdot z - \gamma \cdot D_W) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi] / \gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

La equazione $[c + (\gamma \cdot z - \gamma \cdot D_W) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi] / \gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = 1$ è nota come equazione del pendio indefinito e ci fornisce il valore dell'angolo α ovvero la superficie limite di scorrimento



Per un pendio non indefinito come potrebbe essere una scarpata o un rilevato la verifica di stabilità viene eseguita utilizzando il metodo delle strisce o fette di Bishop.

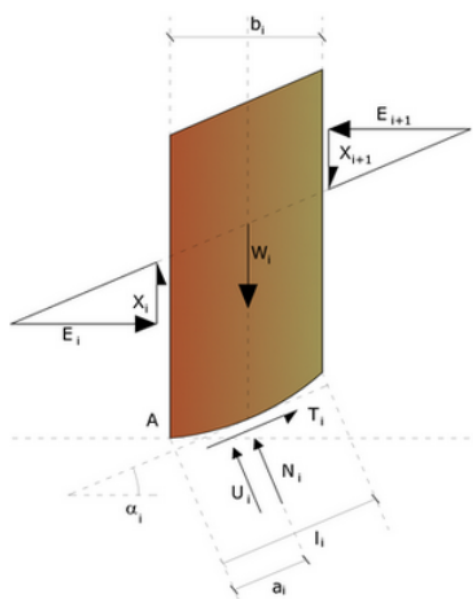


Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

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

Fellenius (1927)

Metodo valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare, vengono trascurate le forze di interstriscia. Con tale metodo non sono prese in considerazione le opere di intervento.

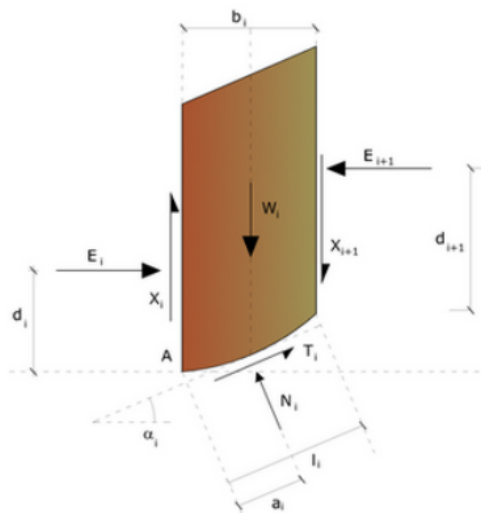


Azioni sul conco i-esimo secondo le ipotesi di Fellenius

Le incognite del problema sono le forze N_i e T_i , essendo n il numero delle strisce le incognite sono $2n$ ed abbiamo $2n$ equazioni a disposizione quali equilibrio alla traslazione verticale e n equazioni per il criterio di rottura. Il coefficiente di sicurezza $FS = \frac{\sum [c_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot L_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$

Bishop (1955)

Metodo valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare. Non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Bishop (metodo ordinario)

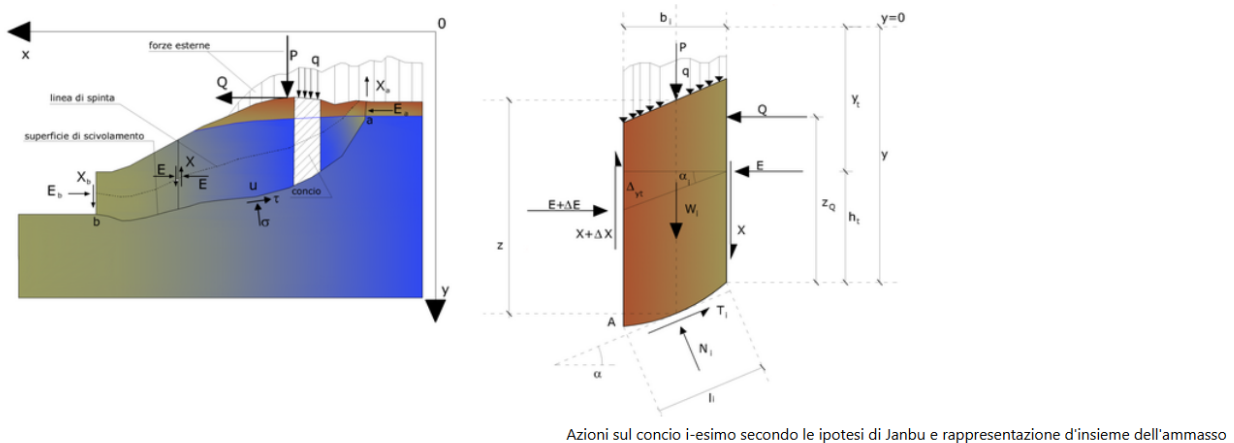
Le equazioni utilizzate sono l'equilibrio alla traslazione verticale e l'equilibrio alla rotazione ed il criterio di rottura ; $\sum F_v = 0$; $\sum M = 0$

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

$$\Delta X_i = X_{i+1} - X_i ;$$

Janbu (1956)

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



Le incognite del problema sono N_i, T_i, E_i e X_i ovvero le azioni al contorno della striscia

Equilibrio alla traslazione verticale $N_i \cdot \cos \alpha + T_i \cdot \sin \alpha = W_i + P + q \cdot b_i + \Delta X$

Equilibrio alla traslazione orizzontale $\Delta E + T_i \cdot \cos \alpha = Q + N_i \cdot \sin \alpha$

$$F = \frac{f_0 \cdot \sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{F}{\cos^2 \alpha_i \cdot (1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i)}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Facendo riferimento allo schema illustrato in figura in alto, le assunzioni che stanno alla base del procedimento proposto da Janbu (1973) sono le seguenti:

- si suppone nota la linea di azione delle forze E che si scambiano i vari conci;
- la risultante N_i agisce nel punto in cui la retta di azione di $(W_i + q \cdot b_i + P)$ intercutta la base del conco.

3- Le norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018

Riportiamo integralmente le disposizioni delle norme tecniche relative ai pendii:

6.3. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali, anche in presenza di azioni sismiche (§ 7.11.3.5) e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Il modello geologico di riferimento deve rappresentare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, geologico strutturali e idrogeologiche, con particolare riguardo alla genesi delle forme e dei processi, dei diversi litotipi, dell'ambiente deposizionale, del metamorfismo delle rocce, degli stili tettonici e geologico-strutturali dell'area; deve, inoltre, riconoscere e descrivere le criticità di natura geologica in relazione ai possibili processi di instabilità.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurate all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e dell'ammasso roccioso, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;
- lo studio geotecnico deve definire la successione stratigrafica e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo (vedi § 6.2.2) che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_r) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve tener conto delle cause promotrici della frana, del meccanismo di collasso ipotizzato o in atto, dei suoi caratteri cinematici e del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. Il progetto degli interventi deve essere basato su specifici modelli geotecnici di sottosuolo.

L'adeguatezza del margine di sicurezza raggiunto per effetto degli interventi di stabilizzazione deve essere giustificato dal progettista.

Oltre alla valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione nei confronti del meccanismo di collasso più critico, è necessario verificare le condizioni di sicurezza connesse con altri, diversi, meccanismi di collasso, compatibili con gli interventi ipotizzati.

6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.

Per quanto concerne la sismica riportiamo integralmente le prescrizioni

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1]) ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tenere conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_H = k_H \cdot W$ ed $F_V = k_V \cdot W$, con k_H e k_V rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede la valutazione dell'accelerazione critica, che deve essere valutata con i valori caratteristici dei parametri di resistenza, e dell'azione sismica di progetto, che deve essere rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematismo di collasso critico e i valori limite o di soglia dello spostamento. Le condizioni del pendio e dei manufatti eventualmente interagenti con esso possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite. Per queste analisi, l'azione sismica di progetto deve essere rappresentata mediante accelerogrammi scelti utilizzando gli stessi criteri già indicati per il metodo degli spostamenti.

Il calcolo di stabilità di un pendio in zona sismica utilizzando un metodo pseudostatico lo si esegue molto facilmente applicando delle forze verticali ed orizzontali aggiuntive al volume di terreno interessato dalla superficie di rottura

$$F_V = \pm K_V \cdot W; \quad F_H = \pm K_H \cdot W \quad \text{con i coefficienti } K_H \text{ e } K_V \text{ definiti dalle NTC 2018}$$

4- Il pendio indefinito analisi pseudostatica e dinamica

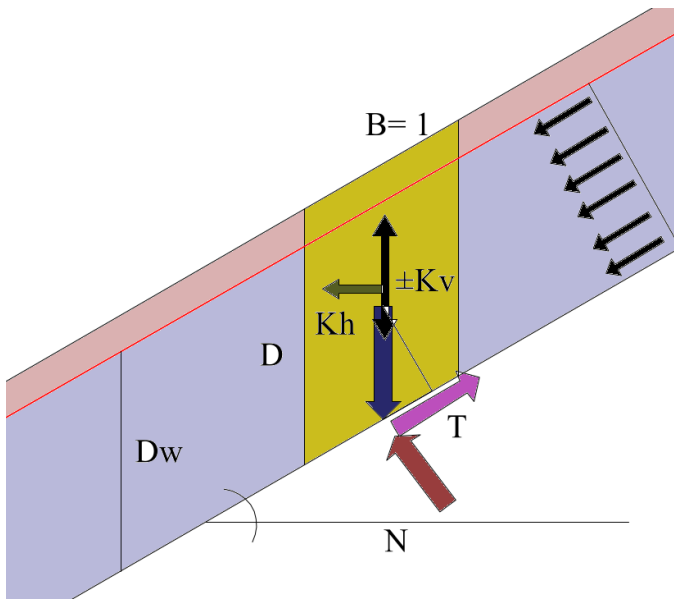
Le ipotesi a base della trattazione sono le seguenti :

- Terreno rigido perfettamente plastico;
- Rottura raggiunta contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- Criterio di resistenza sulla superficie di scorrimento: Mohr-Coulomb, in termini di tensioni efficaci $\tau' = c' + \sigma' \cdot \tan \phi$ dove σ' è la tensione normale efficace in termini di tensioni totali $\tau = c_u$
- La azione sismica è rappresentata da un azione statica equivalente che produce forze instabili proporzionali alla massa del volume di terreno e ai coefficienti K_h e K_v

I coefficienti K_h e K_v sono forniti dalla normativa le forze statiche equivalenti

$$F_h = K_h \cdot W ; F_v = \pm K_v \cdot W \text{ dove } K_v = 0,5 \cdot K_h ; K_h = \beta \cdot A_{max} / g$$

Il parametro β è dato dalle NTC nel paragrafo precedente mentre $A_{max} = S \cdot A_G$



$$F_h = k_h \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha \quad F_v = \pm k_v \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha$$

Le componenti di F_H secondo N e T

$$F_h = K_h \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha ; F_h = k_h \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha^2 ;$$

La forza instabilizzante $FD = \gamma \cdot z \cdot (1 \pm K_v) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + k_h \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha^2$

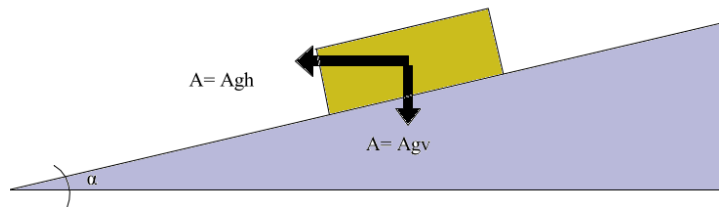
La forza resistente $FR = [c + (\gamma \cdot z \cdot (1 \pm K_v) \cdot \cos \alpha^2 + K_h \cdot \gamma \cdot D \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha - u) \cdot \tan \phi]$

Il coefficiente di sicurezza $FS = FR/FD$

$$FS = [c + (\gamma z (1 \pm K_v) \cos \alpha^2 + K_h \cdot \gamma z \cos \alpha \sin \alpha - u) \cdot \tan \phi] / [\gamma z (1 \pm K_v) \sin \alpha \cos \alpha + k_h \cdot \gamma z \cos \alpha^2]$$

Analisi pseudodinamica

Si Studia il moto di un blocco rigido su di un piano inclinato sollecitato da due accelerazioni sismiche una verticale e una orizzontale .



La equazione della dinamica $F = m \cdot a$, le forze in gioco sono quelle resistenti e destabilizzanti $m \cdot X'' + FD - FR = m \cdot A$

La accelerazione $A = Agh \cdot \cos \alpha + Agv \cdot \sin \alpha$

$Agh = Ag$; $Agv = 0,5 \cdot Ag$; La forza resistente è una forza di attrito

$$FR = f \cdot m(g \pm Agv) \cdot \cos \alpha \quad FD = mg \cdot \sin \alpha$$

$$m \cdot X'' + mg \cdot \sin \alpha - f \cdot mg \cdot \cos \alpha = m \cdot (Ag \cdot \cos \alpha + 0,5 \cdot Ag \cdot \sin \alpha)$$

L'integrale generale

$$X(t) = g \cdot [(f \pm Agv/g) - \sin \alpha] \cdot t^2/2 + (Ag \cdot \cos \alpha + 0,5 \cdot Ag \cdot \sin \alpha) \cdot t^2/2$$

Il blocco si muove quando la accelerazione raggiunge un valore critico

$$A_{Gc} \geq g \cdot [(f \pm Agv/g) - \sin \alpha] / (\cos \alpha + 1/2 \cdot \sin \alpha)$$

In assenza di accelerazione sismica il moto avviene per $f = \tan \phi$ ovvero per $\alpha \geq \phi$

Il coefficiente di sicurezza unitario corrisponde al valore dell'accelerazione critica

Nel caso di analisi dinamica di un pendio indefinito si fanno le seguenti ipotesi:

-il pendio viene assimilato ad un blocco rigido libero di scorrere su un piano inclinato e soggetto al sistema di forze indicato ;

- il blocco si mette in movimento relativo rispetto al substrato, quando l'accelerazione orizzontale supera il valore critico calcolato in modo indipendente mediante analisi pseudostatiche.

-Il valore critico corrisponde al raggiungimento del fattore di sicurezza $FS=1$. Quando l'accelerazione del terreno torna al di sotto del valore critico il moto prosegue con

accelerazione nulla, finché la velocità relativa non torna a zero per effetto dell'attrito tra blocco e pendio;

- lo stesso accelerogramma di progetto viene applicato a tutto il corpo di frana ;
- la resistenza al taglio del terreno in condizioni statiche e dinamiche è la stessa;

La equazione del moto diventa :

$$m \cdot X'' + FD - FR = m \cdot A(t)$$

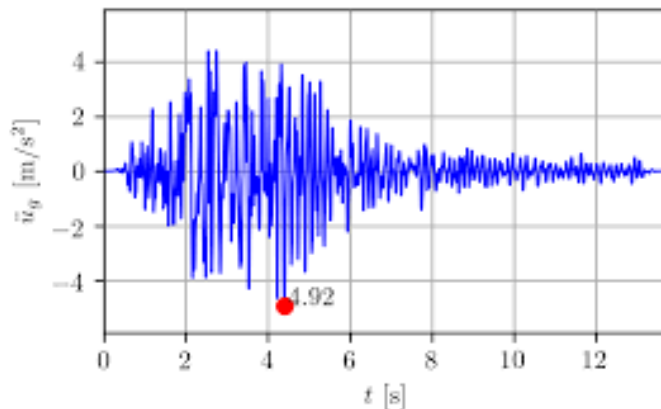
La forza Resistente $\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi = [c + [\gamma \cdot z \cdot \cos \alpha^2 (1 \pm Agv/g) - u] \cdot \tan \varphi]$

La forza destabilizzante $\gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$

$$\gamma \cdot z \cdot X'' + \gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - [c + [\gamma \cdot z \cdot \cos \alpha^2 (1 \pm Agv/g) - u] \cdot \tan \varphi] =$$

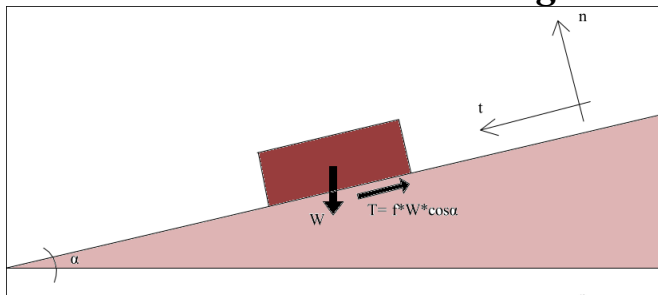
$$= z \cdot (Ag(t) \cdot \cos \alpha + 0,5 \cdot Ag(t) \cdot \sin \alpha)$$

Assegnato un accelerogramma si esegue un analisi dinamica al passo step by step ricavando gli spostamenti del terreno e tenendo presente che per valori dell'accelerazioni inferiori al valore critico il pendio è fermo.



La equazione del moto è stata scritta nella direzione parallela al piano rigido di scorrimento uno studio più accurato prevede la scrittura della equazione della dinamica ovvero delle equazioni del moto in direzione orizzontale e verticale come si fa per un moto piano utilizzando un accelerogramma verticale ed uno orizzontale.

Moto dinamico di un blocco rigido su un piano inclinato

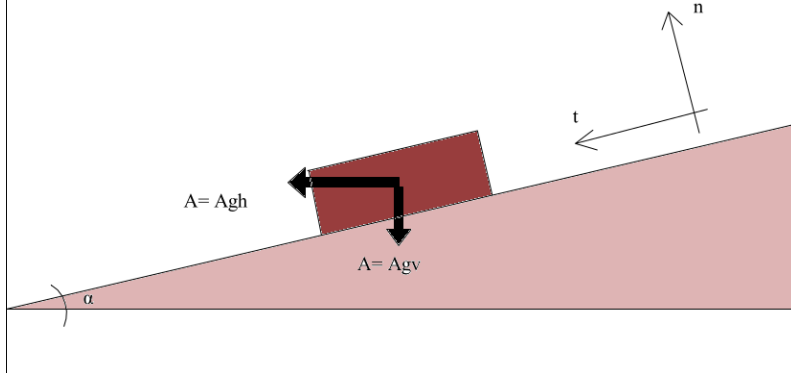


In assenza di accelerazioni sismiche $n=y$; $t=x$ risulta

$$mX'' + W*\sin\alpha - f*W*\cos\alpha = 0 \quad w = m*g$$

In presenza di accelerazioni sismiche le cui componenti secondo x ed y sono rispettivamente

$$Ax = Agh*\cos\alpha - Agv*\sin\alpha ; Ay = Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha ;$$



Le due equazioni del moto

$$mX'' + W*\sin\alpha - f*(W*\cos\alpha \pm (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha)) = m*(Agh*\cos\alpha - Agv*\sin\alpha)$$

$$M*Y'' + W*\cos\alpha = m*(Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha)$$

L'integrale generale della prima equazione

$$X(t) = g*(\cos\alpha * f \pm (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha)/(g-\sin\alpha)) * t^2/2 + (Agh*\cos\alpha - Agv*\sin\alpha) * t^2/2$$

$$Y(t) = -g*\cos\alpha * t^2/2 + (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha) * t^2/2$$

Nel caso di pendio indefinito la forza resistente $R = (c + (\sigma - u)*\tan\phi) * B$ le funzioni spostamento diventano $W = \gamma * B * z * \cos\alpha = m * g$

$$X(t) = [(c + (\sigma - u)*\tan\phi) * B/m - \gamma * z * \sin\alpha * \cos\alpha] * t^2/2 + (Agh*\cos\alpha - Agv*\sin\alpha) * t^2/2$$

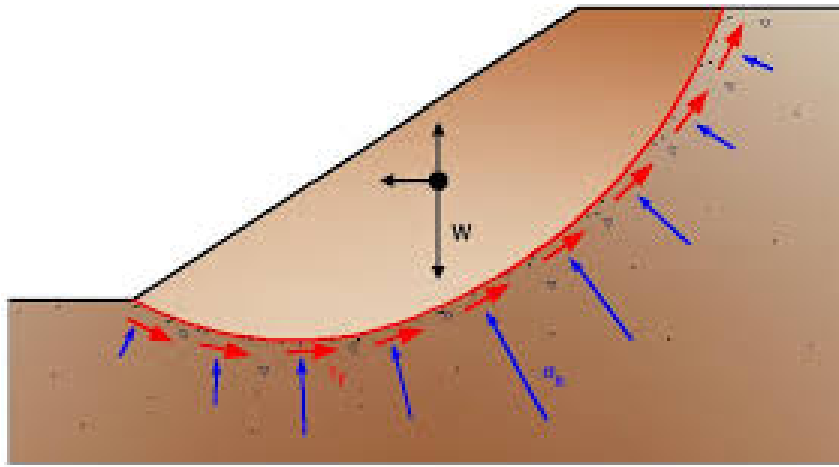
$$Y(t) = -\gamma * z * \cos^2\alpha * t^2/2 + (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha) * t^2/2$$

B larghezza blocco rigido $\sigma = \gamma * z * [1 \pm (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha)/g]$; $u = \gamma * Dw$
 $m = W/g = B * z * \rho$ ρ densità massa

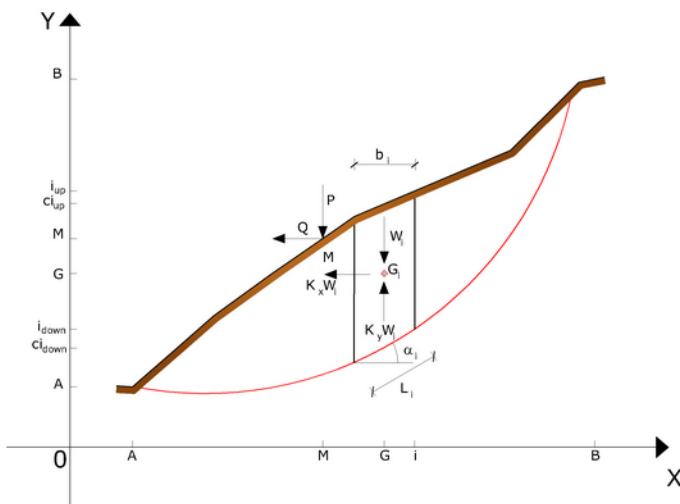
$$X(t) = [(c + (\gamma * z * (\cos^2\alpha \pm (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha)/g) + \gamma * Dw) * \tan\phi) * B/m - \gamma * z * \cos\alpha * \sin\alpha] * t^2/2 + (Agh*\cos\alpha - Agv*\sin\alpha) * t^2/2$$

$$Y(t) = -\gamma * z * \cos^2\alpha * t^2/2 + (Agh*\sin\alpha + Agv*\cos\alpha) * t^2/2$$

5- Stabilità di un versante in zona sismica



La stabilità di un pendio in zona sismica la si esegue molto semplicemente con un metodo pseudo statico utilizzando la suddivisione in strisce ed il metodo di bishop applicando ad ogni striscia la relativa forza statica verticale con segno alternato ed orizzontale



6- Conclusioni

La stabilità dei versanti è un argomento di notevole interesse anche se di approccio matematico molto complicato , lo scopo di questi appunti è stato quello di rinfrescare la preparazione culturale dell'autore ed è stata una occasione di studio e approfondimento su argomenti della geotecnica. Le frane sono degli eventi eccezionali che quando si verificano arrecano danni a persone e cose se segnano la storia di interi territori ; in genere le frane si verificano durante terremoti o eventi metereologici fuori dalla norma che con il cambiamento climatico stanno caratterizzando la intera Italia. Il dissesto idrogeologico è una problematica orografica delle zone di collina di montagna italiana al quale si aggiungono le edificazioni eseguite senza il minimo rispetto delle normative vigenti anche se obsolete poiché ci si riferisce a costruzioni di molti anni fa. La verifica di stabilità dei pendii viene eseguita tramite software di calcolo FEM di geotecnica , nella pratica professionale raramente viene chiesto di verificare un pendio esclusivamente per le opere di sostegno si verifica la stabilità globale del terreno e del muro di sostegno già implementata sui software di geotecnica.

I pali di fondazione

1- Introduzione

2- Tecnologia costruttiva

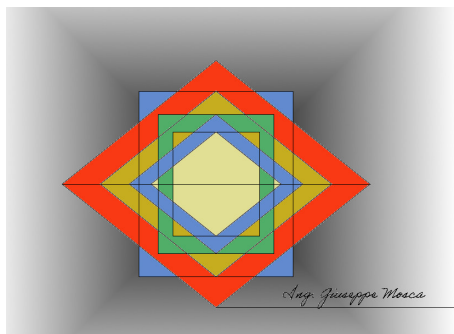
3- Il carico limite di un palo di fondazione

4 - Il carico limite orizzontale

5- I pali di fondazione in zona sismica : interazione cinematica

6- Le armatura dei pali di fondazione

7- Conclusioni

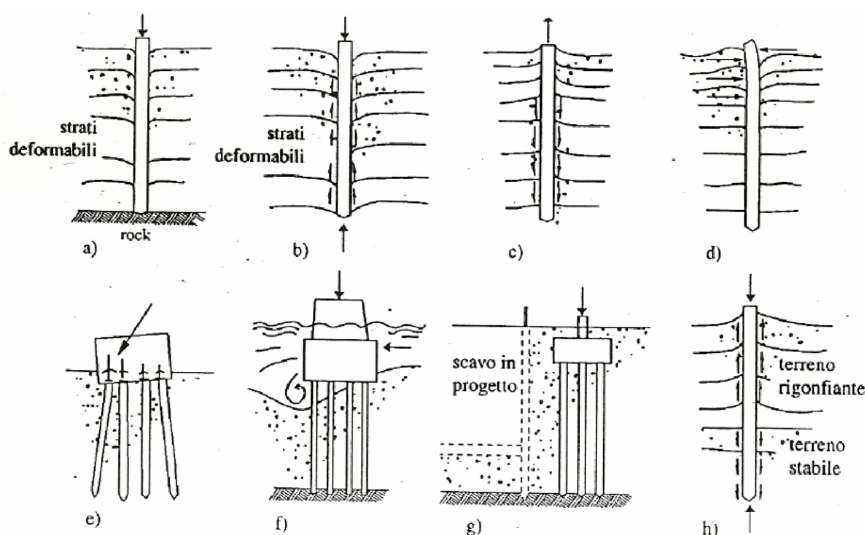


N. B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

*I pali di fondazione sono delle strutture che rientrano nelle fondazioni profonde e a differenza delle fondazioni superficiali trasmettono una parte della loro sollecitazione per attrito lungo il fusto al disopra della base di fondazione. Questo "attrito" può esistere sulla totalità dell'altezza del fusto o solamente su una parte se gli strati superficiali di terreno laterale sono di consistenza troppo molle per apportare una qualunque resistenza (come gli strati di melma superficiale nel fondo di un porto) o quando delle erosioni possono ridurre gli spessori. Il termine «attrito» nell'espressione « attrito laterale » è usato impropriamente, ma è sanzionato dall'uso; esso rappresenta tutti gli effetti laterali del fusto della fondazione che possono essere dovuti sia all'attrito interno che alla coesione; si dovrebbe più correttamente parlare di « taglio » tra il fusto e l'ammasso terroso circostante. Si indicano con **pali** e **pozzi** le fondazioni profonde per le quali la dimensione trasversale è piccola in rapporto all'altezza ($D/B > 10$) e con **pile** le fondazioni profonde nelle quali la dimensione trasversale resta importante e il rapporto D/B è più spesso compreso tra 4 e 10. Si fa ricorso ai pali di fondazione quando bisogna*

- a) trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti,*
- b) trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto,*
- c) resistere ad azioni di trazione,*
- d) resistere ad azioni orizzontali,*
- e) resistere in gruppo a carichi inclinati,*
- f) assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali,*
- g) trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo,*
- h) attraversare strati di terreno rigonfiante.*



Il palo trasmette la sua azione per attrito laterale attraverso la tensione tangenziale e per resistenza alla punta per cui nella valutazione del carico limite di un palo di fondazione si terrà conto di entrambi i contributi.

2- Tecnologia costruttiva

Possiamo distinguere tra :

Pali di costipamento

Pali portanti

PALI DI COSTIPAMENTO

Questi pali vengono infissi provocando un costipamento ed un aumento di densità del terreno circostante, conseguente ad una riduzione dei vuoti pari pressappoco al volume del palo infisso. La loro efficacia è senza dubbio maggiore se si incomincia l'infissione dal perimetro della superficie da costipare andando poi verso il centro. I diametri dei pali da costipamento sono in genere di 15-16 cm potendo raggiungere anche i 30-50 cm tuttavia bisogna tenere presente che il costipamento è efficace a partire da una profondità di 2-3 volte il diametro del palo (perché il terreno superiore ri-fluisce verso l'alto) per cui impiegando i pali grossi è necessario che il costipamento venga fatto da una quota superiore a quella d'appoggio della fondazione, in modo che il terreno superficiale che è rimasto soffice non interessi perché sarà asportato prima del getto della fondazione stessa.

PALI PORTANTI – CLASSIFICAZIONI E TIPI

Materiale

Possono essere di legno, di acciaio, calcestruzzo e di cemento armato normale, centrifugato o precompresso.

Dimensioni / Diametro

Le dimensioni dei pali possono mutare notevolmente sia al variare di categoria sia per pali di una stessa categoria. Con riferimento al diametro si può fare riferimento a pali di grande, medio e piccolo diametro.

*I pali di **grande** diametro sono quelli che hanno diametro superiore a 700 mm e possono raggiungere i 2000 mm; sono generalmente pali trivellati che possono raggiungere lunghezze spesso dell'ordine di 20 ÷ 40 m.*

*I pali di **medio** diametro sono quelli di diametro compreso tra 300 e 700 mm e hanno lunghezze prevalentemente comprese tra i 5 e i 25 m.*

*I pali di **piccolo** diametro sono quelli di diametro compreso tra 80 e 300 mm, hanno lunghezze prevalentemente comprese tra 5 e 20 m e generalmente sono realizzati con tecnologie speciali.*

Il campo delle portate ammissibili può variare da qualche tonnellata ad oltre 500 t per pali di grande diametro.

Modalità costruttive

A seconda delle modalità costruttive possono essere distinti in tre categorie:

- 1) pali prefabbricati ed infissi;*
- 2) pali infissi e costruiti in opera senza asportazione di terreno (cioè previa infissione di una tubazione nel terreno);*
- 3) pali costruiti in opera con asportazione di terreno (pali trivellati).*

Si può anche fare riferimento ad una suddivisione di questo tipo:

- 1) pali infissi con grandi spostamenti del terreno; in questa categoria sono compresi i pali prefabbricati e infissi e i pali infissi e costruiti in opera;*
- 2) pali infissi con piccoli spostamenti del terreno e sono caratterizzati dall'avere una piccola sezione strutturale (pali in CAP o pali in acciaio senza punta per i quali il terreno può penetrare all'interno e pali a vite);*
- 3) pali senza spostamenti del terreno (pali trivellati di vario tipo);*
- 4) pali composti ottenuti accoppiando vari tipi, come ad esempio palo trivellato per una parte e poi palo prefabbricato ed infisso.*

I pali possono essere inseriti nel terreno mediante:

– **Infissione statica**, ottenuta con una successione di colpi assestati sulla testa del palo, impiegando un battipalo. Questa tecnica è molto rumorosa e inoltre produce vibrazioni localizzate che, a prescindere da possibili danni prodotti alle proprietà vicine, possono non essere consentite da normative locali o dagli enti preposti alla difesa dell'ambiente;

– **Infissione mediante apparecchiatura vibrante** fissata all'estremità superiore del palo. Questa tecnica risulta di solito molto silenziosa e le vibrazioni necessarie all'infissione possono essere non eccessive. Il metodo è meglio applicabile a depositi di terreno scarsamente coesivo;

– **Infissione a contrasto mediante martinetto**. Tale tecnica funziona meglio per pali corti e piuttosto rigidi;

– **Realizzazione di un foro e successivo inserimento del palo oppure riempimento della cavità con calcestruzzo**, che una volta indurito, viene a costituire il palo. Esistono vari modi per la realizzazione:

1. Pali senza rivestimento del foro (Western; Franki con cassaforma di espansione alla base);

2. Pali con cassaforma o camicia di rivestimento (Franki con cassaforma di espansione alla base; tubolare saldato o senza saldature; Western con cassaforma; palo con rastremazione uniforme: Union o Monotube, Raymond standard; Raymond con rastremazione a tratti).

PALI PREFABBRICATI INFISSI IN LEGNO

I pali di legno, che sono stati adoperati per primi fin dai tempi antichi con esempi notevoli a Venezia e nelle città olandesi e scandinave, vengono ormai adoperati raramente e in certe condizioni particolari, per cui siano giustificati sotto il profilo economico, o per opere provvisorie. Sono costituiti da tronchi d'albero accuratamente sfrondatai dei rami, trattati, di solito con un prodotto conservativo. Per l'infissione il tronco viene rovesciato, facendolo penetrare dalla parte della punta. L'estremità del palo può essere fornita di una punta metallica quando si devono penetrare terreni duri o ghiaiosi. Se un palo di legno viene disposto sotto il livello permanente di falda, esso sembra avere durata illimitata. Quando un palo è invece soggetto a cicli alternati di umido e secco la vita utile sarà più breve, a meno che non venga trattato con sostanze protettive. Il carico di progetto ammissibile basato sul materiale costituente il palo:

$$P_a = A_p * f_a$$

Dove A_p è l'area media della sezione alla testa del palo mentre f_a è lo sforzo ammissibile di progetto definito dalle norme in dipendenza del tipo di legno. La capacità portante statica basata sul terreno circostante il palo viene calcolata come per i pali costituiti di altri materiali. Il principale fattore addizionale da mettere in conto è che il coefficiente d'attrito fra legno e terreno può avvicinarsi tanto al valore $\tan\phi'$ per una combinazione di addensamento del terreno prodotto dal volume del palo e per la penetrazione di grani di terreno nella superficie del legno, in particolar modo per terreni granulari.

PALI PREFABBRICATI INFISSI IN ACCIAIO

I primi pali metallici sono stati adoperati dopo il 1890 e attualmente vengono utilizzati in particolari opere o situazioni in cui il maggior costo del materiale che li costituisce sia giustificato o bilanciato da circostanze favorevoli, spesso legate alle modalità costruttive e all'urgenza.

I pali metallici hanno indiscutibili vantaggi:

- Massima resistenza alla pressoflessione;
- Possibilità di essere infissi a notevole profondità saldando gli elementi tra loro;
- Possibilità di resistenza a carichi anche molto elevati;
- Infissione attraverso materiale resistente fino a raggiungere la roccia.

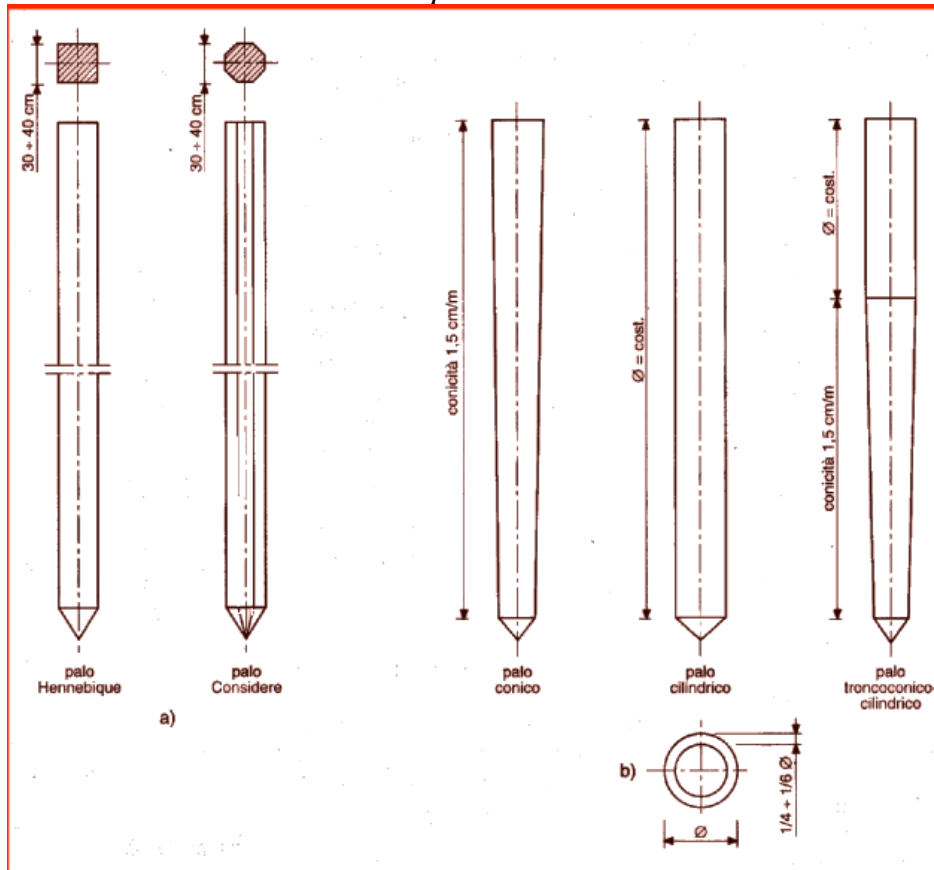
Il loro uso è particolarmente diffuso nelle opere marittime: per i pontili, per le opere di accosto ed ormeggio delle navi (paraurti, ecc.), per le piazzole d'attracco per petroliere in alto mare o per quelle dei pozzi di petrolio o metano.

Possono avere vari tipi di sezione: si hanno i pali metallici a profilo circolare con diametri generalmente variabili da 200 a 1000 mm e spessore a sua volta variabile circa da 6 a 20 mm. La lunghezza degli elementi varia generalmente da 8 a 12 m; si hanno però anche esempi, specialmente per opere di accosto per navi, di pali fino a 2 m di diametro e spessore da 20 a 34 mm. Si hanno poi pali metallici con profilo a doppio T particolarmente adatti per assorbire le azioni orizzontali. Altri pali metallici hanno varie forme ottenute saldando tra loro profili di palancole (ad esempio tipo Larssen).

PALI PREFABBRICATI INFISSI IN CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

I pali prefabbricati in cemento armato sono stati usati per la prima volta da Hennebique nel 1897 e negli Stati Uniti il loro uso è stato introdotto da Raymond. Vengono prodotti nella lunghezza desiderata in un cantiere specializzato, lasciati maturare e quindi spediti nel luogo dove vengono utilizzati e normalmente messi in opera per infissione con maglio. Possono essere in calcestruzzo armato ordinario (anche detto "ad armatura lenta") o precompresso. Con la prefabbricazione è possibile ottenere pali di varia sezione e lunghezza (comunque limitata dal trasporto), di controllare le caratteristiche del palo prima dell'infissione e di controllare, entro certi limiti, il comportamento attraverso i dati di infissione (stima della capacità portante sulla base della resistenza all'infissione). Tra i pali in c.a. ordinario si distingue tra pali vibrati e pali centrifugati, in relazione alle modalità con cui si ottiene la compattazione del calcestruzzo al momento della formatura. I pali vibrati sono stati progressivamen-

te sostituiti dai pali centrifugati cavi più leggeri e resistenti. Si possono avere pali vibrati a sezione quadrata, poligonale o circolare, come pure pali centrifugati con sezione a corona circolare costante (pali cilindrici) od a sezione circolare di diametro decrescente con la profondità (pali troncoconici – es. Pali SCAC). I pali in cemento armato hanno spesso la punta formata da una puntazza metallica conica o in alcuni casi da una punta a base allargata od in altri casi mancano di punta. I pali prefabbricati sono soggetti a sollecitazioni notevoli sia durante il trasporto che durante l'infissione, sollecitazioni in genere ben maggiori di quelle del palo in esercizio, per cui è particolarmente curata sia la qualità del calcestruzzo che delle armature metalliche.



Recentemente tra i pali prefabbricati sono stati utilizzati anche quelli in precompresso e per raggiungere maggiori profondità pali ad elementi giuntati. I pali precompressi vengono realizzati pretendendo dei cavi di acciaio armonico ad alta resistenza ($f_{ult} = 1700 \div 1860 \text{ MPa}$) fino ad un valore di $0,5 \div 0,7 * f_{ULT}$ ed effettuando il getto attorno ai cavi (soluzione a “cavi pretesi”). Vi sono, a getto indurito, fenomeni di ritiro e viscosità nel calcestruzzo e di rilassamento nell'acciaio che riducono lo stato di precompressione del palo del $10 \div 15\%$. È prassi impiegare calcestruzzi ad elevata resistenza ($35 \div 55 \text{ MPa}$). Il carico ammissibile di progetto P_A per i pali precompressi può essere calcolato, tenendo conto degli effetti della precompressione dovute ai carichi e agli effetti viscosi, come:

$$P_A = A_G * (0,33f_C - 0,27\sigma_{PE})$$

Dove A_g è l'area lorda del calcestruzzo e σ_{PE} è la tensione di precompressione “efficace”, scontate tutte le perdite.

Tensioni dovute all'infissione per battitura

Ricerche tecniche sperimentali hanno dimostrato che per queste valutazioni può applicarsi all'infissione dei pali in calcestruzzo armato la teoria ondulatoria della propagazione degli sforzi: la compressione prodotta dal colpo del maglio si propaga dall'alto al basso a partire dalla testa del palo, poi si riflette, a partire dal piede, sotto forma di compressione se il terreno è molto resistente, di trazione se il terreno è poco compatto. Lo sforzo in un punto qualunque del palo è uguale alla somma degli sforzi corrispondenti alle onde nei due sensi. Le peggiori condizioni si realizzano quando la sommatoria degli sforzi di compressione è localizzato al piede. La compressione può raggiungere teoricamente il doppio della pressione massima sulla testa. L'attrito sulle pareti del palo ha debole influenza sul valore della pressione in testa, ma può esercitare un'influenza importante sulla riduzione degli sforzi nella parte infissa del palo. Quando l'infissione si effettua con facilità, la resistenza alla base è debole e l'onda trasmessa si riflette sotto forma di trazione; questa si combina con l'onda di compressione che discende dalla testa del palo e ne risultano degli sforzi effettivi di trazione che variano da un valore nullo alla punta, fino ad un massimo verso a metà del palo.

Infissione per vibrazione

Possibile in terreni incoerenti granulari. Il palo appoggiato sul suolo in cui deve essere inserito viene messo in vibrazione per mezzo di appositi dispositivi posti sulla testa. Grazie alla vibrazione indotta al fusto il terreno circostante il palo si mobilita dando spazio al palo stesso che scende gravato dal proprio peso.

Vantaggi e svantaggi dei pali prefabbricati infissi per battitura

Vantaggi

Il palo viene ottenuto con l'infissione e quindi con un certo addensamento del terreno circostante. –

Attrezzature relativamente semplici

Stima capacità portante (con molti limiti)

Svantaggi

- l'operazione di infissione provoca vibrazioni che possono essere trasmesse attraverso il terreno a strutture vicine;

- la lunghezza dei pali deve essere stabilita prima dell'infissione e quindi eventuali modifiche di lunghezza di una certa entità, dovute a variazioni di stratigrafie o di caratteristiche del terreno o ad altre cause, non sono facili da realizzare ed onerose per il costo e per il tempo;

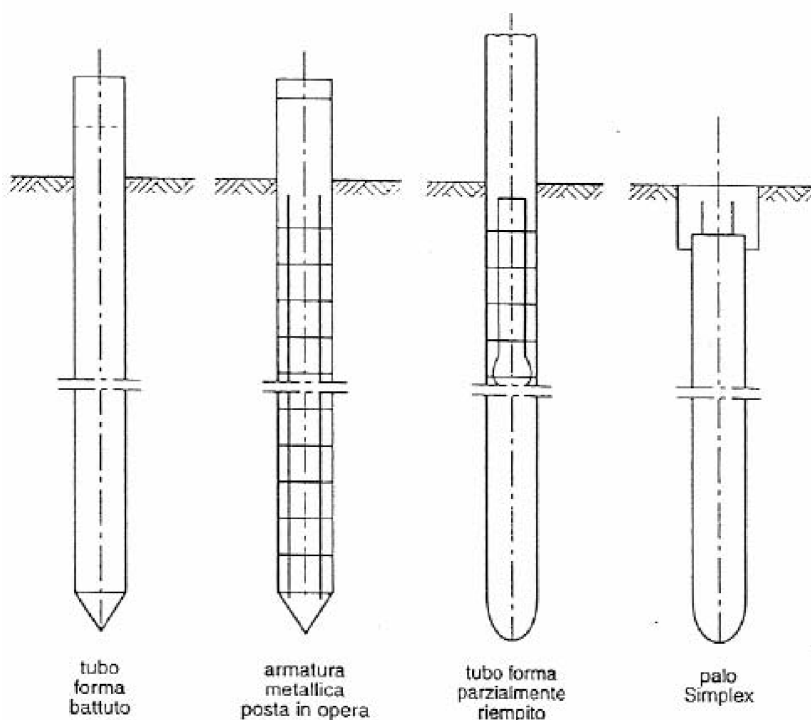
- la presenza di terreni a grana grossa (ghiaie e ciottoli) o terreni incoerenti particolarmente resistenti può provocare durante l'infissione la rottura della punta del palo; anche la presenza di argille molto consistenti può ostacolare l'infissione.

PALI IN C.A. GETTATI IN OPERA IN TUBO-FORMA INFISSO, RECUPERABILE E NON

A questa categoria appartengono tutti i pali ottenuti gettando del calcestruzzo fresco in una cassaforma metallica (o tubo-forma) infissa nel terreno con i colpi del maglio, senza asportazione di materiale. Il tubo-forma a getto avvenuto viene di mano in mano estratto e recuperato. Sono largamente impiegati per pali non molto profondi e di media portata, non lo sono per fondazioni troppo ristrette o vicino a fabbricati esistenti, sia per l'ingombro dell'attrezzatura, sia per i danni che i forti colpi del maglio possono provocare ai fabbricati limitrofi.

Palo Simplex

in origine consisteva nell'affondare nel terreno un tubo munito di puntazza in cui si versava del calcestruzzo fresco. Si estraeva in seguito il tubo-forma costipando il betoncino con il maglio. Al giorno d'oggi, per irrobustire il palo si crea alla base dello stesso un ingrossamento o bulbo per aumentare la sezione utile di appoggio sul terreno. È una tipologia di palo scarsamente usata.



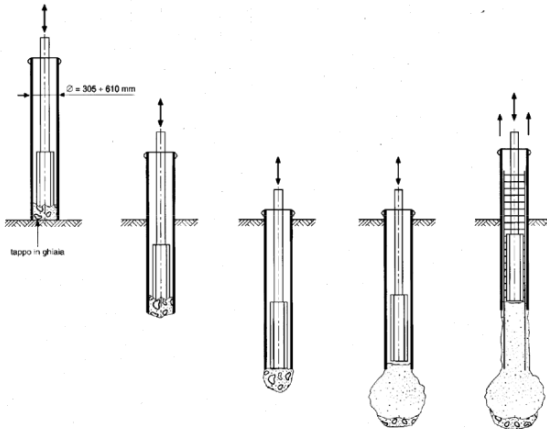
(a) Palo Simplex.

Palo Franki

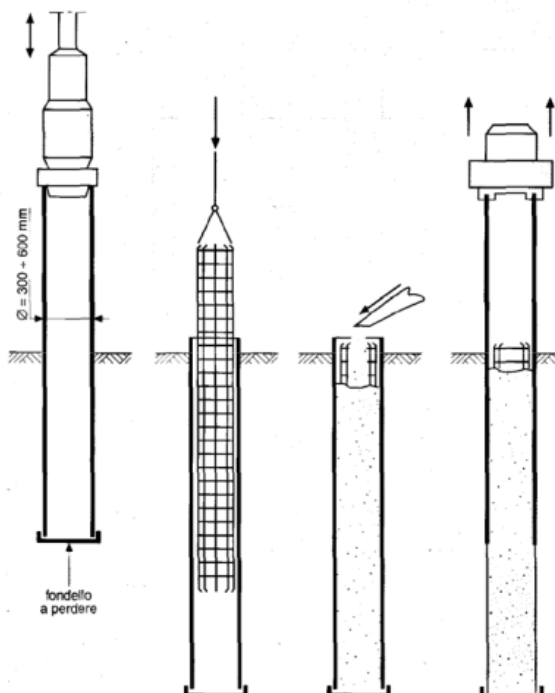
Differisce dal palo Simplex sostanzialmente per il sistema di infissione del tubo e di formazione del bulbo di base. È infatti costituito da una base inferiore espansa e da un fusto rigoroso. Può essere verticale o inclinato. Le sue fasi di esecuzione sono:

Affondamento del tubo: *dopo aver appoggiato il tubo a terra si getta sul fondo un certo quantitativo di calcestruzzo di consistenza asciutta che il maglio con caduta libera dispone in forma di tappo aderente all'involucro. Tale tappo, sotto l'azione continua del maglio, penetra nel terreno e trascina con sé per la sua forte aderenza il tubo fino alla profondità prestabilita, impedendo, nello stesso tempo, sia alle acque sotterranee che alle terre di penetrare all'interno;*

Formazione alla base del palo: fissato il tubo in modo tale da impedire ulteriori affondamenti si regolano i colpi del maglio in modo tale da oltrepassare il valore dell'aderenza tappo involucro e costringere il tappo ad espandersi. Si aggiungono poi piccole quantità di betoncino, proporzionalmente al grado di assorbimento del terreno;



Formazione del fusto: si ottiene aggiungendo del calcestruzzo sempre di consistenza asciutta, per mezzo di una benna speciale, battendolo con la massa e sollevando tratto per tratto la camicia metallica mentre il maglio col proprio peso impedisce che il materiale risalga con l'involucro. Il fusto assume un diametro superiore a quello del tubo e può paragonarsi ad una colonna avente una superficie molto rugosa, con innumerevoli sporgenze anulari ammorsate in maniera significativa nel terreno. L'inclinazione dei pali Franki può raggiungere i 25° , ed in tal caso sono sempre armati. Un palo di analoghe caratteristiche si può ottenere con una tecnologia più recente (figura) in cui il tubo forma, infisso con un maglio battente sulla testa del rivestimento, è dotato di un fondello a perdere oppure di un dispositivo per l'apertura del fondo.



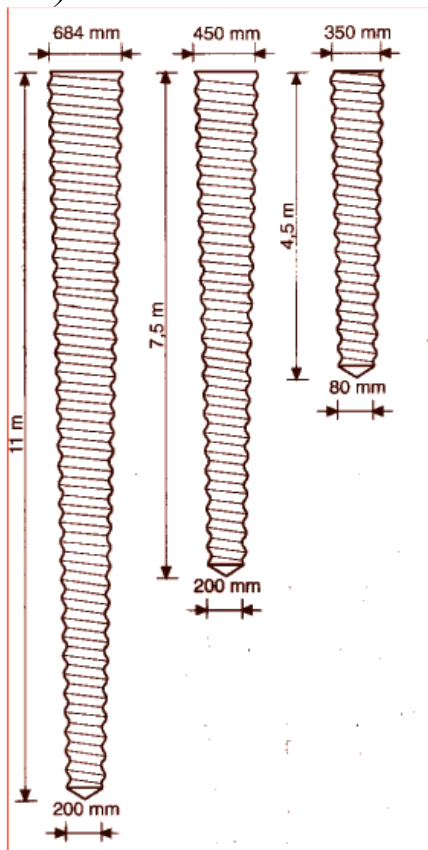
Pali Vibro

La sua caratteristica consiste nel modo di estrazione del tubo-forma. Infatti mentre l'infissione del tubo munito di puntazza avviene normalmente con un maglio munito di uno speciale dispositivo. L'azione con alternanza del maglio solleva il tubo e batte il calcestruzzo. L'estrazione si fa, dunque, per piccole scosse ascendenti seguite da un movimento discendente. La caratteristica principale del palo è come indica il nome la vibratura del calcestruzzo; la sollecitazione vibratoria impressa al tubo ha triplice scopo:

- Far discendere il betoncino;
- Sollevare il tubo;
- Costipare il betoncino.

Pali gettati in opera in casseforme non recuperabili - Palo Raymond

Il pericolo che il calcestruzzo venga dilavato da acque sotterranee o attaccato da sostanze corrosive ha suggerito l'impiego di pali gettati in apposite casseforme metalliche ondulate che, una volta infisse, rimangono a difesa del calcestruzzo. In alcuni casi particolari in presenza di falde artesiane, di acque aggressive Vengono utilizzati vari tipi di pali costruiti in opera, in cui per ridurre i costi si tende a limitare lo spessore del rivestimento (1,5÷6 mm). Il palo Raymond, usato principalmente negli Stati Uniti, viene costruito infiggendo nel terreno una tubazione metallica, in lamiera ondulata e rinforzata, con la battitura di un mandrino della stessa sezione; si cala successivamente nella tubazione l'armatura metallica ed il calcestruzzo, formando così un palo in cemento armato entro una cassaforma metallica (figura). Vengono utilizzati anche pali dello stesso tipo ma cilindrici con lamierino corrugato (Lacor o Trevicon) o con lamierino liscio cilindrico (Delta).



Vantaggi e svantaggi dei pali infissi con tubo forma e costruiti in opera.

Vantaggi

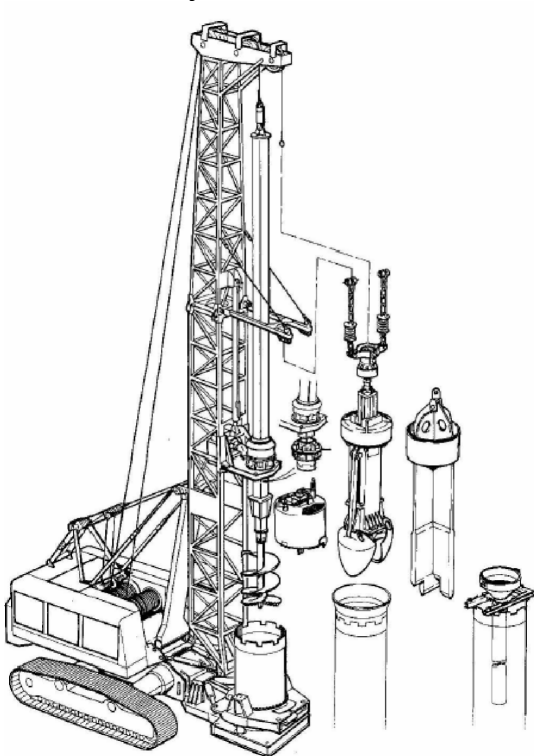
- Il palo viene ottenuto con l'infissione e quindi con un certo addensamento del terreno circostante. -
- In generale può essere costruito modificando la lunghezza in relazione alle possibili variazioni di stratigrafia e di resistenza diversamente dai pali prefabbricati.

Svantaggi

Sono legati all'operazione della infissione ed inoltre, in assenza del lamierino di rivestimento a perdere, si possono presentare pericoli legati a particolari situazioni del terreno o ad esecuzione non a regola d'arte del palo, di restringimento della sezione o addirittura di taglio del palo stesso per azione del terreno spingente sul calcestruzzo fresco.

PALI IN CEMENTO ARMATO TRIVELLATI CON TUBO FORMA

Per questa categoria di pali, anch'essi **realizzati in opera** il tubo-forma scende nel terreno per mezzo di speciali trivelle a sonde. Sostanzialmente i pali trivellati con tubo forma differiscono dai precedenti perché in fase di infissione avviene **asportazione di materiale**. La cucchiaina cadendo dall'alto per peso proprio urta con forza il terreno e vi penetra facilitata dal tagliente posto all'estremità: il materiale, attraversata la valvola si deposita nel corpo della sonda da cui viene successivamente estratto; il tubo-forma, sia per peso proprio che per un movimento di rotazione impresso a mano scende nel terreno e secondo la natura di questo ultimo può prendere o meno l'andamento della sonda. In terreni coerenti, il sondaggio precede normalmente il tubo, la cui infissione è relativamente facile; se il terreno è incoerente, melmoso o frana facilmente, è necessario far precedere l'avanzamento del tubo senza sondare per impedire che il terreno continui a franare col pericolo di apportare notevoli danni ai pali vicini o ad altre fondazioni.



I pali trivellati si possono differenziare:

A) nelle modalità di inserimento del tubo forma nel terreno:

- per infissione per battitura
- con morsa oscillante (palo Benoto)
- per mezzo di vibratore

B) nel modo di costipamento del calcestruzzo, che può essere a battitura meccanica diretta o ad aria compressa.

Palo Strauss

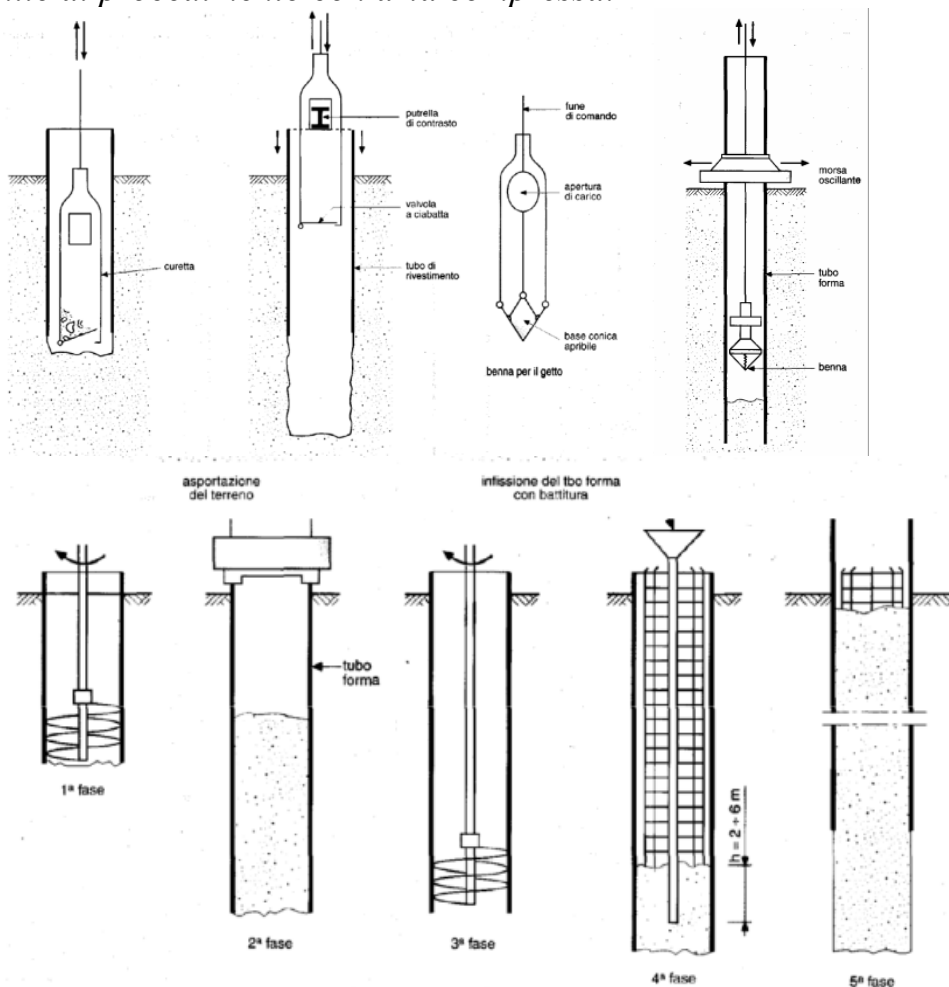
È il prototipo del palo trivellato. Il calcestruzzo veniva battuto meccanicamente a mezzo di un maglio, e per evitare perdite di tempo, il getto veniva attraverso un tubo coassiale al tubo-forma, mentre la massa batteva ininterrottamente.

Palo Wolfholtz

La compressione del calcestruzzo avviene con aria compressa. Ultimato l'affondamento e introdotta se prevista l'armatura, si chiude il tubo con un coperchio avvitato munito di tre condotti di cui due per l'aria a bassa e alta pressione e uno per la malta.

Palo Rodio

Deriva dal palo Strauss. In alcuni casi la costipazione del calcestruzzo e l'estrazione della colonna di rivestimento avviene per mezzo dell'acqua in pressione in modo simile al procedimento con aria compressa.



Vantaggi e svantaggi dei pali trivellati con tubo forma

Il palo trivellato è più economico dei pali infissi, ed inoltre può essere eseguito in tutte le condizioni di terreno e d'ambiente. Per contro, per uscire ben eseguito occorre verificare che non si creino soluzioni di continuità e danni tali da compromettere la stabilità della fondazione. I pali trivellati si adattano a risolvere casi di fondazione del tutto speciali. Il limitato ingombro della attrezzatura consente l'esecuzione anche in locali ristretti o fra costruzioni esistenti, all'interno degli edifici o sotto i ponti, per lavorazioni di sotto-fondazione.

I vantaggi che i pali trivellati con tubo forma in generale presentano rispetto agli altri tipi sono:

- 1. conoscenza, di volta in volta, di tutti gli strati di terreno attraversati e possibilità di una più sicura valutazione della portata del palo mediante l'estrazione di campioni ed il loro esame in laboratorio (angolo di attrito interno, peso specifico, compressibilità, coesione, ecc.);*
- 2. assenza di energiche battiture e, se la perforazione è eseguita con trivelle a rotazione, esclusione di qualsiasi percussione: l'assenza di vibrazione consente l'esecuzione dei pali vicino a edifici esistenti*
- 3. graduale adattamento del palo alle condizioni fisiche del terreno;*
- 4. possibilità di raggiungere elevate profondità (30 ÷ 40 m ed oltre)*
- 5. possibilità di eseguire i pali in ogni tipo di terreno e di passare attraverso costruzioni esistenti.*

Poiché la costruzione del palo viene ottenuta con asportazione del terreno, si ha una portata ammissibile in genere minore di quella ottenibile con infissi, a parità di sezione e di lunghezza. Molto importante è il controllo della buona riuscita del palo.

Tra gli inconvenienti più pericolosi è la formazione di un "tappo" di calcestruzzo che impedisca la discesa del betoncino e il completamento del fusto con le dimensioni e le caratteristiche previste. Lo stesso inconveniente può accadere se la colonna viene sollevata più del necessario oltre il livello di calcestruzzo (con restringimento di sezione o interruzione del palo se il terreno circostante frana all'interno). Un altro pericolo è dato dal dilavamento del calcestruzzo che, ancora fresco, può entrare in contatto con una corrente d'acqua sotterranea in pressione (taglio del palo).

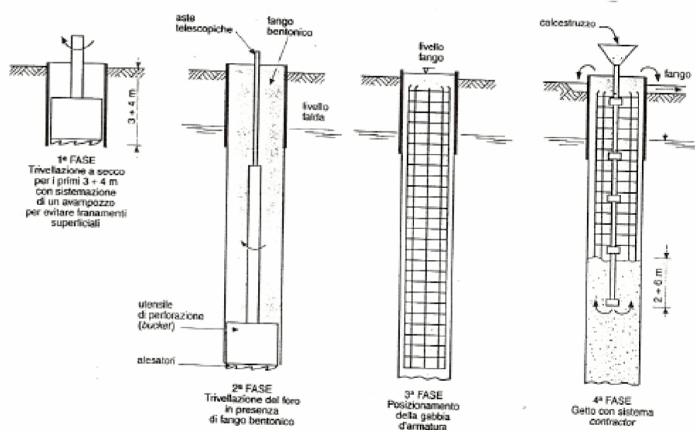
PALI IN CEMENTO ARMATO TRIVELLATI SENZA TUBO FORMA

*La tecnica delle perforazioni profonde a rotazione si è potuta sviluppare, a partire dal 1950, grazie all'impiego dei fanghi di bentonite; che hanno la duplice funzione di assicurare la stabilità del foro, evitando l'impiego della tubazione di rivestimento e di portare in superficie i detriti. Il fango è costituito da una miscela di acqua e bentonite (peso di volume $1,02 \div 1,04 \text{ t/m}^3$) che in virtù della sua maggiore densità rispetto all'acqua sostiene le pareti del foro, crea sulle pareti del foro un sottile strato impermeabile (cake), che impedisce la filtrazione dell'acqua verso l'esterno del foro stesso, e mantiene in sospensione le particelle solide. **La possibilità di eseguire perforazioni senza tubazioni di rivestimento elimina i limiti di diametro e profondità e consente l'esecuzione di pali anche a sezione non circolare.** La perforazione con i fanghi può avvenire in uno dei seguenti modi:*

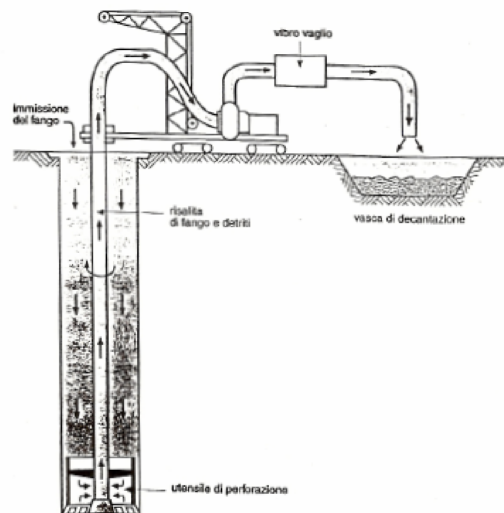
- *senza circolazione (fanghi statici): la bentonite viene aggiunta all'acqua contenuta nel foro ed è l'attrezzo stesso che provvede alla sua miscelazione ed alla frantumazione del terreno;*
- *con circolazione diretta (immissione): il fango viene pompato attraverso le tubazioni sino all'attrezzo rotante e risale lungo il foro trascinandosi i detriti in sospensione;*
- *con circolazione inversa (aspirazione): il fango viene immesso nel foro ed i detriti vengono aspirati dalle pompe attraverso le aste di perforazione dal basso verso l'alto.*

Nel caso della **circolazione diretta** il fango pompato attraverso la batteria di aste sino alla testa rotante fuoriesce attraverso appositi ugelli e risale lungo lo spazio venutosi a creare tra la parete del pozzo e le aste, sino a raggiungere la superficie. Il flusso ascendente trascina sabbie, ghiaie, terra, detriti e anche ciottoli di notevole dimensione ($10 \div 15\text{cm}$). Si impiega la circolazione diretta per fori fino a $50 \div 60\text{cm}$ di diametro. Nei fori più grandi diventa difficile avere velocità di aspirazione tali da poter mantenere i detriti in sospensione;

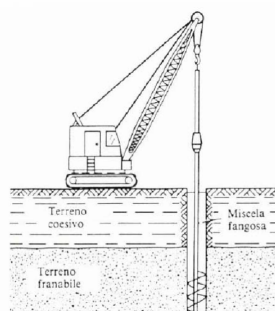
con la **circolazione inversa**, invece, la velocità di aspirazione, all'interno delle aste, è indipendente dal diametro del foro.



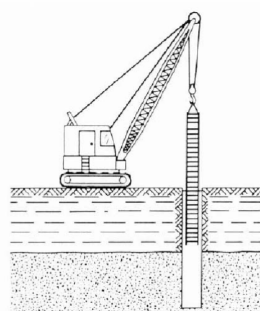
(a) Fanghi statici.



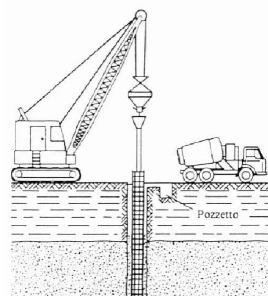
(b) Circolazione inversa.



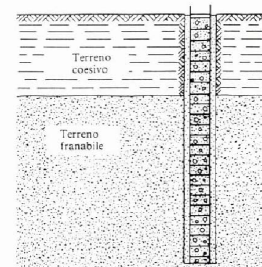
(a) Perforazione del terreno franabile e contemporanea aggiunta di miscela fangosa nella quantità necessaria a mantenere un carico piezometrico sufficiente: si prosegue fino alla profondità richiesta.



(b) Estrazione della trivella e posa in opera della gabbia formata dalle armature metalliche.



(c) Montaggio della tramoggia e iniezione del calcestruzzo. Il fango che viene sospinto fuori dal foro viene raccolto in un pozzetto a cielo aperto.



(d) Il palo a costruzione completata.

Vantaggi e cautele dei pali trivellati senza tubo forma

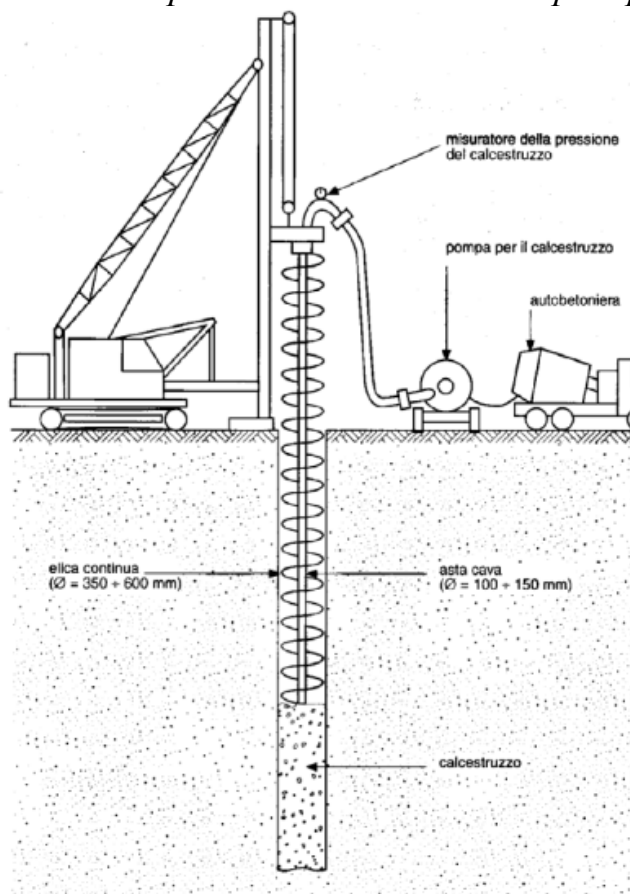
I vantaggi dei pali trivellati senza tubo forma sono legati al fatto che le attrezzature necessarie per la loro costruzione e posa in opera sono spesso meno onerose rispetto agli altri tipi di palo, e non danno luogo a vibrazioni durante la costruzione con ri-

percussioni in edifici adiacenti; La loro lunghezza può essere facilmente variata facilmente adattandola alle varie esigenze. Durante la loro costruzione vanno osservate particolari precauzioni per i movimenti dell'acqua nel terreno e per un certo rilassamento legato all'asportazione del terreno stesso specialmente in presenza d'acqua.

Come per i pali trivellati con tubo forma a causa della asportazione di terreno, si ha in genere una portata minore di quella ottenibile con pali infissi di dimensioni analoghe. Anche con questi pali si i pericoli di restringimento della sezione o di taglio del palo.

PALI TRIVELLATI AD ELICA CONTINUA

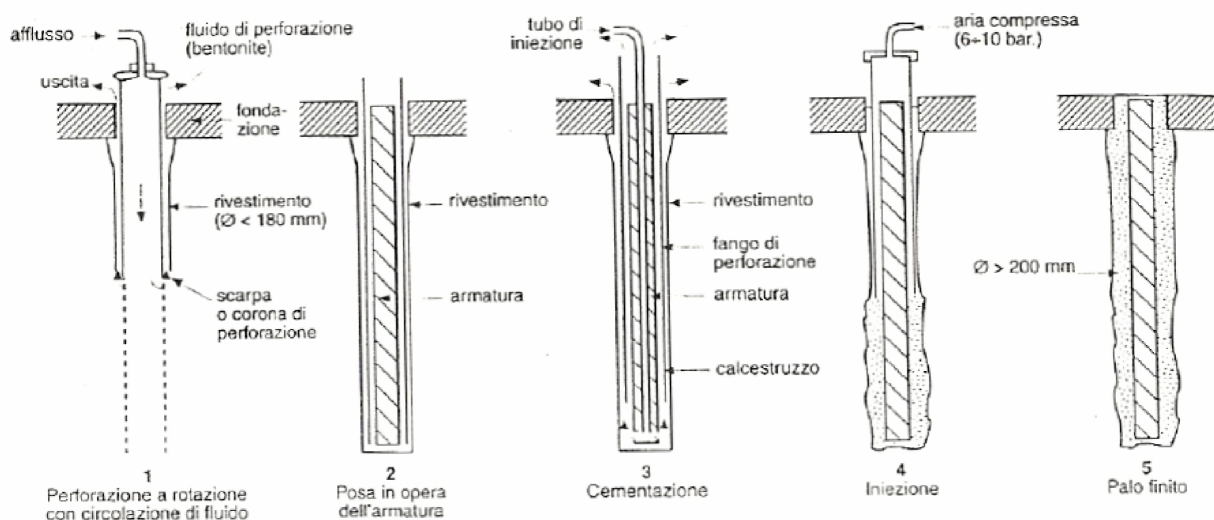
I pali ad elica, talvolta noti come "elica cava" o più in generale come CFA (Continuous Flight Auger, elica cava continua), sono dei pali introdotti sul mercato una ventina d'anni fa; essi, realizzabili in terreni fini da poco a mediamente compatti, sono caratterizzati dall'inserimento nel terreno, mediante rotazione e pressione, di un'elica, con asse tubolare cavo, lunga quanto il palo. L'inserimento è caratterizzato da un modesto riporto in superficie del terreno scavato che, in gran parte. Viene costipato lateralmente all'elica stessa. Una volta che viene raggiunto il fondo scavo, si procede all'iniezione del calcestruzzo dal tubo cavo presente al centro dell'elica, che risale gradualmente sospinta anche dalla pressione idrostatica del calcestruzzo gettato al di sotto della punta dell'elica. A getto avvenuto si inserisce un'armatura (gabbia) nel palo, spesso inserita a pressione o mediante vibratura, ma solo negli ultimi metri di palo (al massimo una decina di metri). Esistono anche delle eliche con un tubo di diametro elevato rispetto all'elica, nel quale l'armatura viene inserita prima del getto, potendo così occupare tutta la lunghezza del palo. Nella figura si vede un macchinario per la costruzione di un tipico palo ad elica.



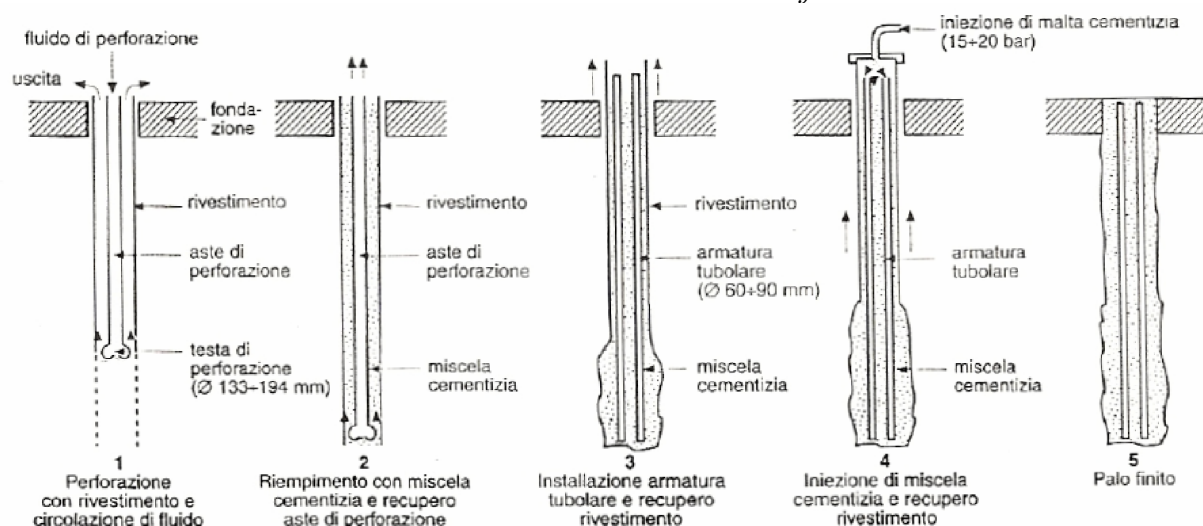
Vengono così chiamati i pali che hanno un diametro compreso tra $8 \div 15$ cm, le cui caratteristiche di esecuzione e di armatura variano di volta in volta secondo i brevetti, ma che sostanzialmente sono chiamati a realizzare non tanto un elemento singolo portante, quanto, più frequentemente, un consolidamento generalizzato del terreno sotto la fondazione. I vantaggi di questo tipo di palo sono, legati alle possibilità di operare in ambienti molto ristretti senza arrecare disturbo alle fondazioni e strutture esistenti, Gli svantaggi sono legati alle modalità esecutive molto delicate che qualora non siano rispettate possono compromettere la capacità portante del micropalo ed alla possibilità che durante l'iniezione si abbia prevalentemente la rottura del terreno.

Vi sono tre possibili **tipi** di micropali:

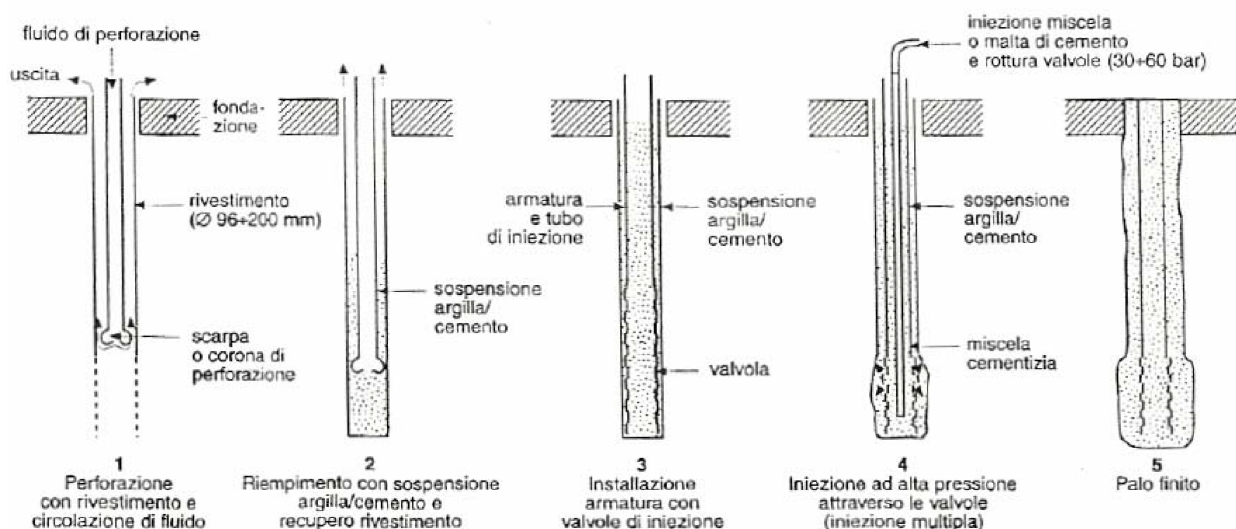
– **Primo tipo:** l'armatura può essere costituita da una gabbia metallica o da una unica barra ad aderenza migliorata; il foro può essere semplicemente riempito con boiacca o malta di cemento oppure durante l'estrazione del tubo di rivestimento il getto viene costipato con aria in pressione ottenendo delle sbulbature per aumentare l'aderenza lungo il fusto.



– **Secondo tipo:** prevede l'inserimento di una armatura tubolare metallica dal fondo della quale viene eseguita una prima iniezione della miscela cementizia, miscela che viene iniettata successivamente in pressione durante l'estrazione del rivestimento in modo da aumentare l'aderenza ed il volume teorico del foro.



-Terzo tipo: (Tubfix Rodio) le modalità esecutive sono analoghe a quelle del secondo; l'aderenza palo-terreno viene migliorata con la iniezione in pressione attraverso valvole disposte lungo l'armatura metallica (tubi a manchettes), disposte ogni 30 ÷ 50cm. La sezione finale è 2 ÷ 3 volte quella iniziale.



Le portate dei micropali del primo tipo sono limitate a 10 ÷ 20 t (0,1 ÷ 0,2 MN) e possono raggiungere 50 ÷ 60 t (0,5 ÷ 0,6 MN) per gli altri due; le lunghezze sono generalmente inferiori a 20 m. Tipologie commerciali, ad esempio sono:

Palo Radice (primo tipo)

Sono inseriti in perforazioni di piccolo diametro e vengono impiegati nelle opere di sottofondazione. Ultimata la trivellazione viene collocata in opera un'anima metallica, infine si esegue il getto con l'aria compressa, con la contemporanea estrazione del tubo-forma. Il getto viene eseguito, oltre che nel terreno, anche nell'eventuale tratto perforato nell'esistente struttura, cercando così una continuità. La compressione della malta provoca oltre al costipamento del terreno, la diffusione della malta cementizia cosicché il diametro effettivo di un palo radice risulta, in genere, di circa 15 ÷ 20cm.

Palo Tubfix (terzo tipo)

Le modifiche introdotte sono:

- iniezione controllata e, se occorre, ripetute nella parte più profonda;
- armatura costituita da un tubo d'acciaio, anziché barre

3- Il carico limite di un palo di fondazione

Le formule statiche per il calcolo del carico limite del palo sono fondate sulle seguenti ipotesi :

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_s e di capacità portante di punta Q_p non si influenzano reciprocamente, possono essere determinati separatamente e sommati.

$$Q_{LIM} = P + S - W_P \quad \text{dove}$$

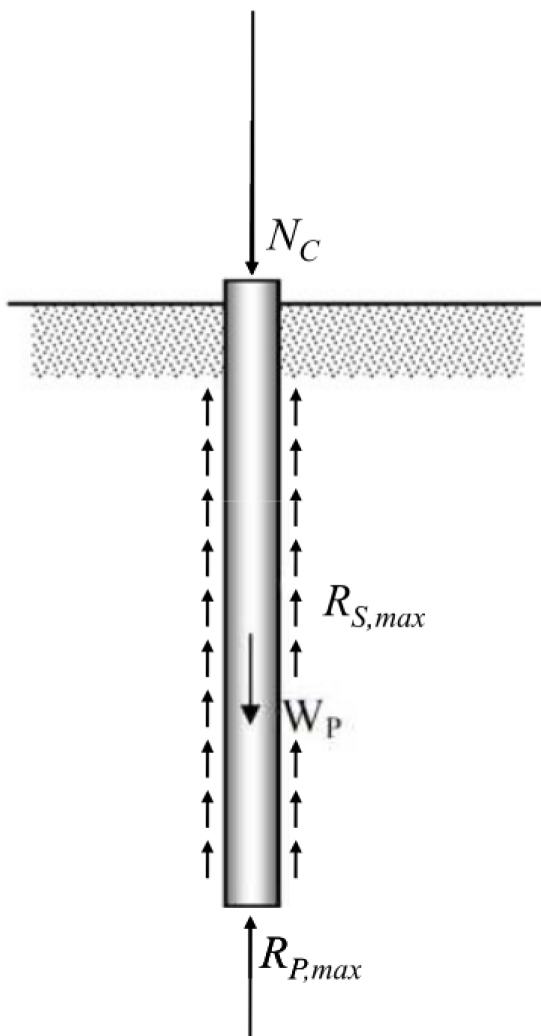
P è la resistenza alla punta $p \cdot A_p$

S la resistenza laterale $s \cdot A_s$

W_P peso del palo

A_p area della sezione del palo

A_s superficie laterale del palo



Per la resistenza alla punta valgono le medesime considerazioni viste per il carico limite di fondazioni dirette

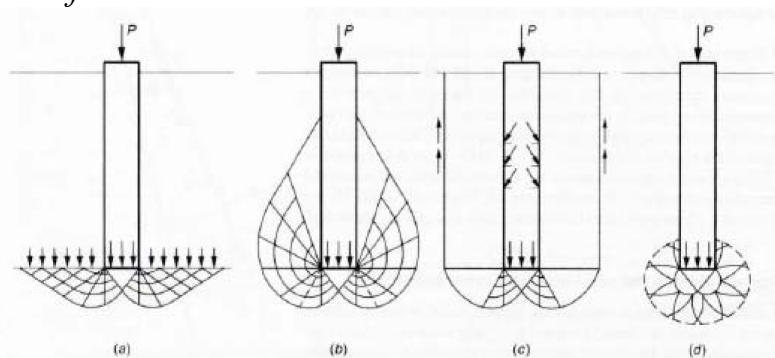
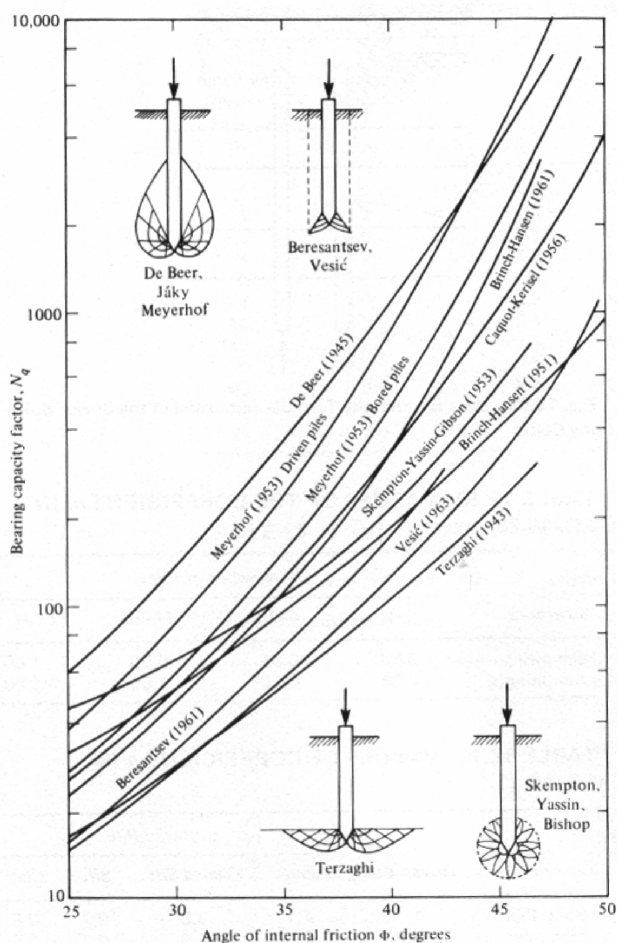


Figura 17.11 – Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantsev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic

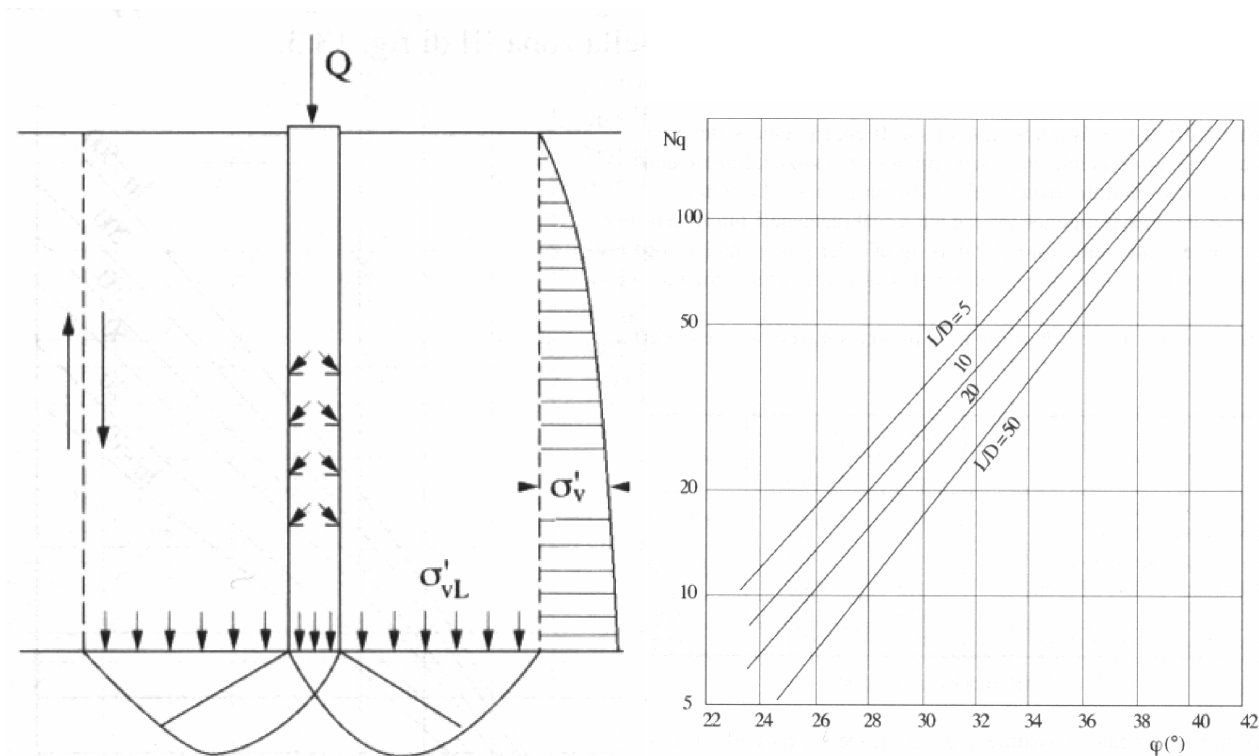
$$P = N_C * c' + N_q * Q_L$$

Dove $Q_L = \sum \gamma_i * d_i$ è la pressione agente sul piano orizzontale in funzione della stratificazione del terreno $N_C = (N_q - 1) * \cotg \phi$

N_q è funzione dell'angolo di attrito e del rapporto L/D dove L è la lunghezza del palo mentre D è il diametro del palo



In condizione non drenate $P = 1 * Q_L + N_C * C_u$



Resistenza laterale

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro \$D\$ e lunghezza \$L\$ è per definizione:

$$S = \pi * D * \int \tau * ds$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante, \$\tau\$, sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo. I metodi attualmente più utilizzati sono due, il metodo \$\alpha\$ e il metodo \$\beta\$. È buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.

a) Metodo \$\alpha\$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau = \alpha * C_U$$

in cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare la seguente relazione (c_u in kPa):

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\
 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\
 75 < c_u & \quad \alpha = 0,5
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.4}$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece (c_u in kPa):

per pali battuti:

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\
 25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25) \\
 70 < c_u & \quad \alpha = 0,5
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.5}$$

per pali trivellati:

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 0,7 \\
 25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\
 70 < c_u & \quad \alpha = 0,35
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.6}$$

b) Metodo β

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau = \sigma_h * \operatorname{tg} \delta = K * \sigma_{vo} * \operatorname{tg} \delta = \beta * \sigma_{vo}$$

in cui:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo,
- σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo,
- K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_{v0} ,
- $\tan \delta$ è il coefficiente d'attrito palo-terreno.
- β è un coefficiente, pari al prodotto $K \tan \delta$.

Se l'angolo di attrito palo-terreno, δ , fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno, φ' , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni nello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \approx (1 + \sin \varphi') \cdot OCR^2 \quad \quad \quad \tan \varphi' = \tan \delta$$

Per terreni coesivi l'angolo di resistenza al taglio, φ' , è generalmente compreso tra 20° e 30° , per cui, per un terreno non coesivo, si otterrebbero valori di β compresi tra 0.24 e 0.29.

Risultati sperimentali indicano che:

- per **pali infissi in terreni coesivi normalmente consolidati**, il coefficiente β risulta compreso tra 0.25 e 0.40 (figura), per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta = 0,3$;
- per **pali infissi in terreni coesivi sovraconsolidati**, i valori del coefficiente β sono molto più dispersi, (figura) ma comunque superiori ai valori ottenibili con le ipotesi dell'equazione che possono essere cautelativamente assunti come valori di progetto;

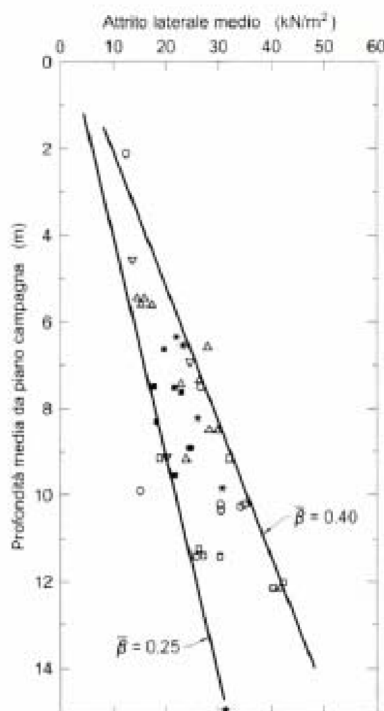


Figura 17.8 – Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali infissi in argille tenere

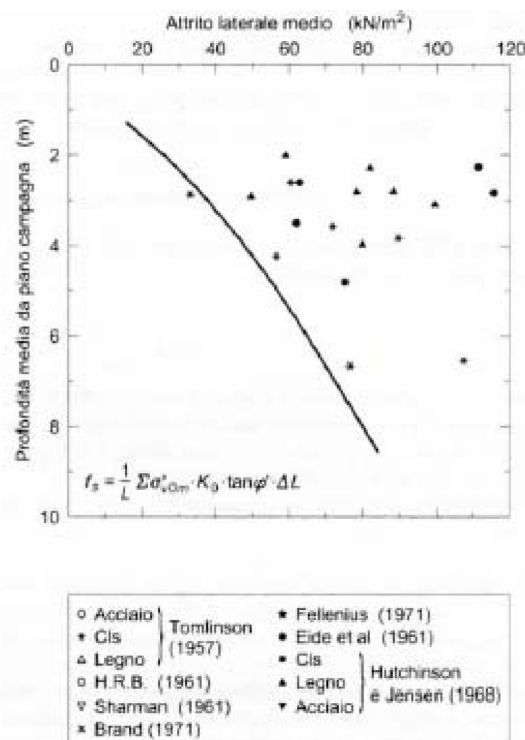


Figura 17.9 – Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali infissi in argille consistenti

- per **pali trivellati in terreni coesivi normalmente consolidati** si può fare riferimento, come valore di progetto, a $\beta = 0.25$;
- per **pali trivellati in terreni coesivi sovraconsolidati** i valori ottenibili con le ipotesi dell'equazione non sono cautelativi, e, come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta = 0.8$ (figura).

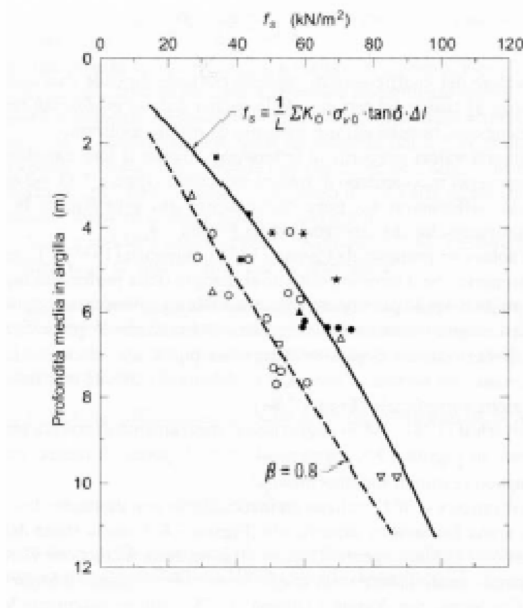


Figura 17.10 - Valori dell'attrito laterale medio, τ_s , con la profondità per pali trivellati in argille consistenti

Pali in terreno incoerente

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi di elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Stima di Q_s

Per la stima di Q_s si applica il metodo β .

$$\tau = \sigma_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma_{v0}$$

Tabella 17.6: Valori di K e di $\tan \delta$ per pali di medio diametro in terreno incoerente

Tipo di palo		Valori di K		Valori di $\tan \delta$
		per stato di addensamento sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
trivellato		0.4	0.5	$\tan \phi'$
trivellato-pressato con elica continua		0.7	0.9	$\tan \phi'$

L'applicazione del metodo β per il calcolo delle tensioni tangenziali d'attrito di un palo in terreno sabbioso porta ad assumere una crescita lineare di τ_s con la tensione verticale efficace, e quindi con la profondità, che non è in realtà verificata.

Probabilmente a causa di fenomeni d'arco (effetto silo), la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo σ'_h , e quindi anche τ_s , crescono meno che linearmente con la profondità e tendono a stabilizzarsi ad una profondità critica dipendente dal diametro del palo e dallo stato di addensamento del terreno (tabella).

Tabella 17.7 - Profondità critica, Z_c , in funzione dello stato di addensamento della sabbia

Stato di addensamento	Z_c / D
Sabbia molto sciolta	7
Sabbia sciolta	10
Sabbia media	14
Sabbia densa	16
Sabbia molto densa	20

Formule dinamiche

Durante la messa in opera di pali battuti, ovvero infissi a percussione, l'energia necessaria per affondare il palo è correlata con la resistenza a rottura del sistema palo – terreno. Le formule dinamiche tentano una stima della capacità portante del palo dalla misura dell'energia necessaria per la messa in opera, ovvero mediante un bilancio energetico, assumendo che il lavoro totale del maglio, diminuito del lavoro perduto per deformazioni e dissipato nell'urto, sia pari al prodotto della capacità portante per l'abbassamento del palo

$$L_m = L_u + L_p$$

in cui

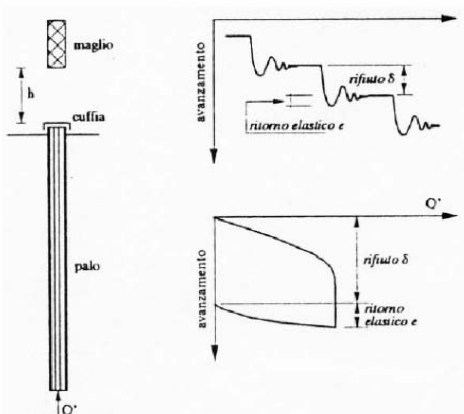
$L_m = \rho \cdot E_m$ è il lavoro motore (ρ è un coefficiente di efficienza),

$E_m = W \cdot h$ è l'energia fornita da **un colpo** di maglio

(W è il peso del maglio, h è l'altezza di caduta libera del maglio),

$L_u = Q_{lim} \cdot \delta$ è il lavoro utile (Q_{lim} è la capacità portante del palo, δ è il rifiuto, ovvero l'abbassamento medio per **un colpo** di maglio)

L_p è il lavoro dissipato nell'urto (le numerose formule esistenti si differenziano per l'espressione di L_p).



Le formule dinamiche, oltre ad essere **applicabili ai soli pali battuti**, sono **poco attendibili** come metodo di stima della capacità portante per molti motivi, il principale dei quali è che la resistenza all'infissione del palo non è affatto eguale alla capacità portante del palo in condizioni statiche. Tuttavia sono utili per un controllo di qualità della palificata e di omogeneità del terreno di fondazione.

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta \cdot k}$$

$$k = C \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C}} \right)$$

$$\lambda = \frac{E_M \cdot L}{A \cdot E \cdot \delta^2}$$

$$C = 0.75 + 0.15 \cdot \frac{W_P}{W}$$

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta + \sqrt{\frac{\rho \cdot E_M \cdot L}{2 \cdot E \cdot A}}}$$

La prima a sinistra è la formula di jambu mentre la seconda a destra è la formula danese dove A E ed L sono rispettivamente l'area della sezione del palo il modulo di elasticità normale e la lunghezza del palo

La verifica consiste nel confronto tra E_D ed R_D deve risultare

$$E_d \leq R_d$$

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Tab. 2.6.I Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q .

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

inalterata

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_γ	1,0	1,0

In funzione dello stato limite la combinazione delle azioni

$$G_1 * \gamma_{G1} + G_2 * \gamma_{G2} + Q * \gamma_Q$$

Per i parametri caratteristici del terreno

Coesione non drenata C_U , angolo di attrito φ e coesione efficace C'

C_U / γ_{CU} ; $\tan \varphi / \gamma_\varphi$; $C' / \gamma_{C'}$ parametri di progetto

In condizioni sismiche i coefficienti sono tutti unitari

$$G_1 + G_2 + Q * \psi + E_X + 0,3 * E_Y$$

C_U ; $\tan \varphi$; C'

4 - Il carico limite orizzontale

Nel caso in cui un palo è soggetto a carico orizzontale, occorre verificare che il palo rimanga in condizioni di sicurezza anche rispetto a tali condizioni carico. Nelle verifiche a carico trasversale viene applicata la teoria sviluppata da Broms per mezzo puramente coesivo e per mezzo incoerente nei casi di palo incastrato in testa o con possibilità di rotazione (libero).

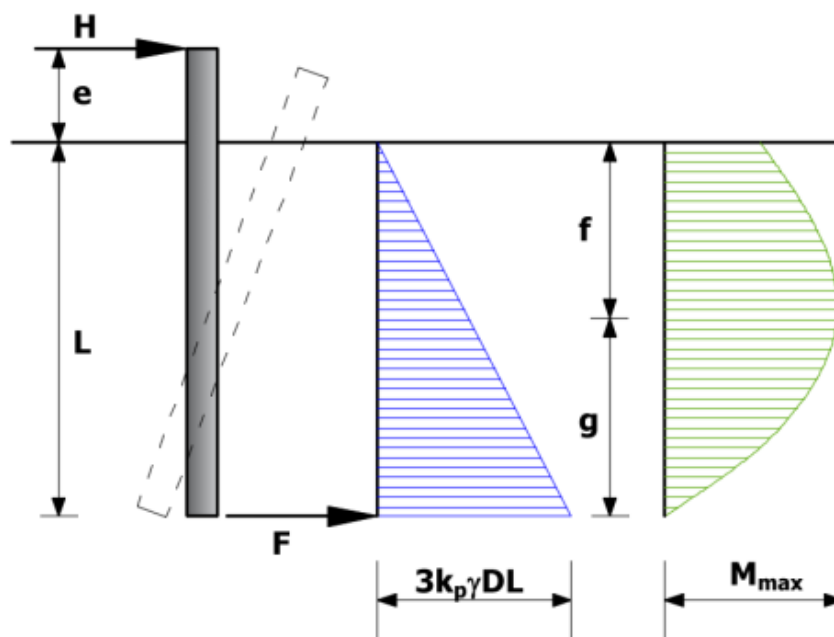
In ossequio alla regola generale per i pali di fondazione si è assunto un comportamento NON dissipativo. Detto comportamento 'sostanzialmente elastico' comporta che il momento resistente ultimo (capacità) sia quello di 'primo snervamento' e cioè come il momento indicato con M'_{yd} = momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico. Detto momento M'_{yd} è, quindi, quello calcolato dal programma come momento ultimo (= momento di primo snervamento).

Palo libero di ruotare

Esistono due tipi di meccanismi in funzione della lunghezza del palo ovvero per palo corto e palo lungo

-Palo corto con rotazione

-Palo lungo formazione di una cerniera plastica



Palo libero di ruotare in testa, terreno incoerente, palo corto.

Scrivendo la equazione di equilibrio alla traslazione rotazione rispetto alla base del palo corto

$$H_{ult} * (e+L) = L/2 * 3 * K_P * D * \gamma * 1/3 L$$

$$H_{ult} = (L^2 * K_P * D * \gamma * L/2) / (e+L) = 1/2 * K_P * D * \gamma * L^3 / (e+L)$$

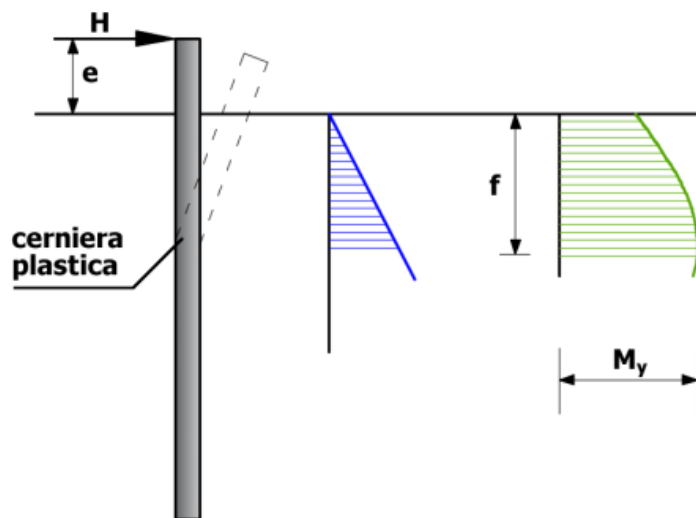
Occorre però verificare che il momento massimo, legato al taglio, sia minore del momento di plasticizzazione $M_{max} \leq M_y$. Il momento massimo si stima nel punto di taglio-nullo (f):

$$f = 0,816 * [H_{ult} / (K_P * D * \gamma)]^{1/2}$$

Il punto di taglio nullo lo si determina dalla eguaglianza $H_{ult} = f/2 * 3 * K_P * D * \gamma * f$

$$M_{MAX} = H_{ult} * (e + 2/3 * f) \leq M_y.$$

Per palo flessibile ovvero per palo lungo



Palo libero di ruotare in testa, terreno incoerente, palo lungo.

si verificherà che $M_{max} > M_y$. Uguagliando l'espressione di M_{max} con M_y si ottiene :

$$H_{ult} * (e + 2/3 * f) = M_y. \quad H_{ult} = M_y / [e + 2/3 * 0,816 * [H_{ult} / (K_P * D * \gamma)]^{1/2}]$$

Trascurando la eccentricità e del palo in sommità

$$H_{ult}^3 = M_y^2 / [0,544^2 / (K_P * D * \gamma)]$$

$$H_{ult} = \{M_y / [(K_P * D * \gamma)^{1/2} * 0,544]\}^{2/3}$$

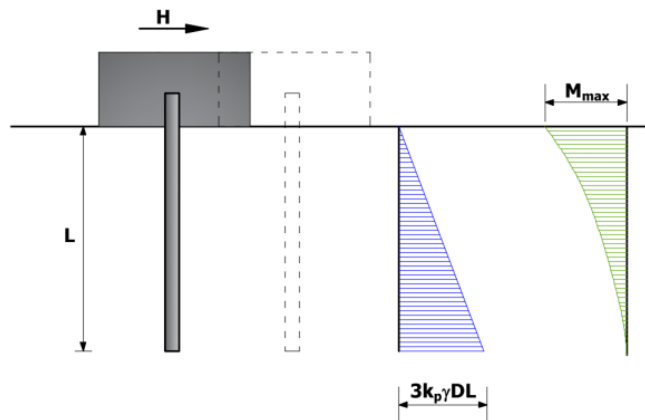
Il coefficiente K_P nella ipotesi di terreno incoerente lo si assume pari a

$$K_P = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$$

Palo incastrato

I meccanismi di rottura sono tre *palo corto rigido palo intermedio e palo lungo flessibile*

Palo rigido



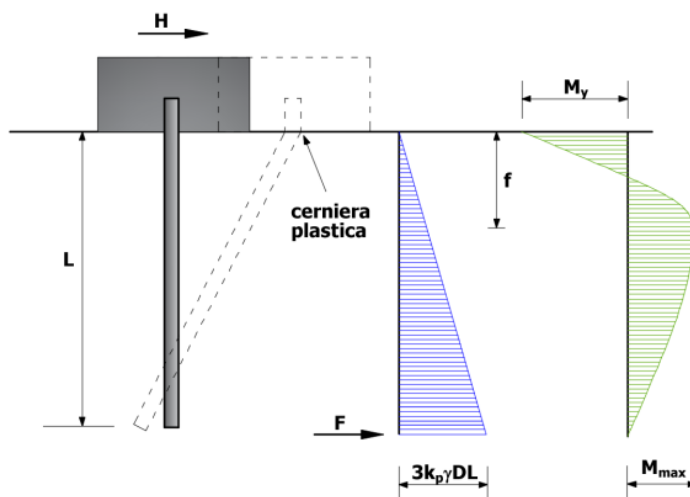
Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo corto

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale risulta

$$H_{ult} = L/2 * 3 * K_P * D * L * \gamma ; \quad H_{ult} = 1,5 * K_P * D * L^2 * \gamma$$

Il momento $M_{MAX} = 2/3 * H_{ult} * L \leq M_y$.

Palo intermedio



Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo intermedio

Per palo intermedio si forma una cerniera plastica alla testa del palo l'equilibrio alla traslazione orizzontale fornisce

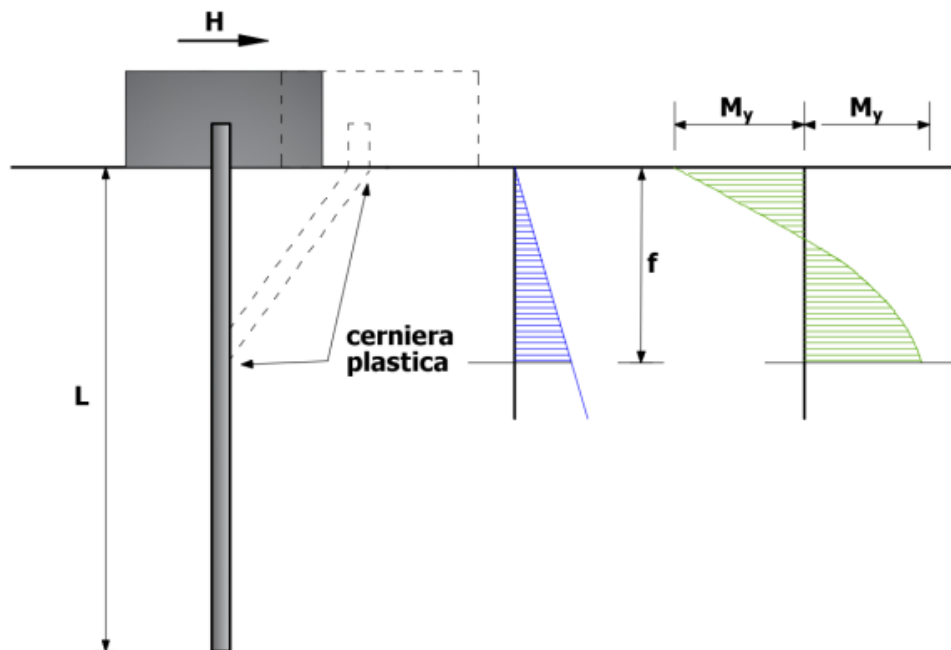
$$F = 3/2 * K_P * D * L^2 * \gamma - H$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera plastica

$$F * L + 3/2 * K_P * D * L^2 * \gamma * L/3 = M_y$$

$$H_{ult} = 1/2 * K_P * D * L^2 * \gamma + M_y/L$$

Nel caso di **palo lungo** si formano due cerniere plastiche con momento uguale alle estremità



Palo impedito di ruotare in testa, terreni incoerenti, palo lungo

$$H * 2/3 * f - M_y = M_y$$

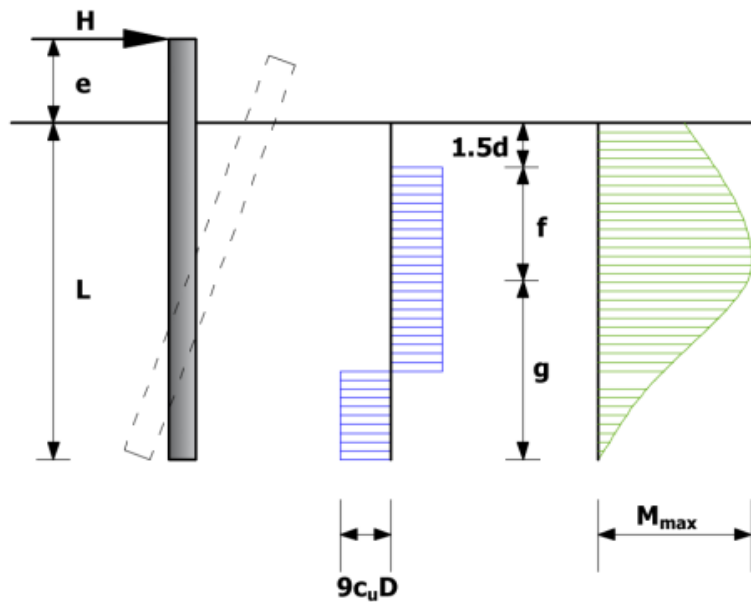
Al solito f è il punto di nullo del taglio

$$f = 0,816 * [H_{ult} / (K_P * D * \gamma)]^{1/2}$$

$$H_{ult} * 2/3 * 0,816 * [H_{ult} / (K_P * D * \gamma)]^{1/2} = 2M_y$$

$$H_{ult}^3 = 13,51 * M_y^2 * K_P * D * \gamma = K_P * D^3 * \gamma * (3,676 * M_y / (K_P * D^4 * \gamma))^{2/3}$$

Per terreni puramente **coesivi**, Broms analizza sempre gli stessi meccanismi di rottura, ma valuta la reazione del terreno in condizioni non drenate. Risultano, pertanto le seguenti espressioni.



Palo libero di ruotare in testa, terreno coesivo, palo corto.

Se in ogni sezione del palo si verifica la disuguaglianza $M_{max} \leq M_y$ allora il palo viene definito **corto**, ovvero il terreno si plasticizza prima del palo. Alla profondità $z = 1.5d + f$, il momento è massimo e quindi in tale sezione il taglio sarà nullo. Dall'equazione di equilibrio alla traslazione del tronco superiore del palo si ricava il valore di:

$$H_{ult} = 9 \cdot C_u \cdot D \cdot f \quad ; \quad f = 9 \cdot C_u \cdot D / H_{ult}$$

L'equazione di equilibrio alla rotazione dell'intero palo rispetto al punto di momento massimo fornisce invece:

$$g = L - f - 1.5 \cdot D \quad g/2 = L/2 - f/2 - 1.5 \cdot D/2 \quad g/4 = L/4 - f/4 - 1.5 \cdot D/4$$

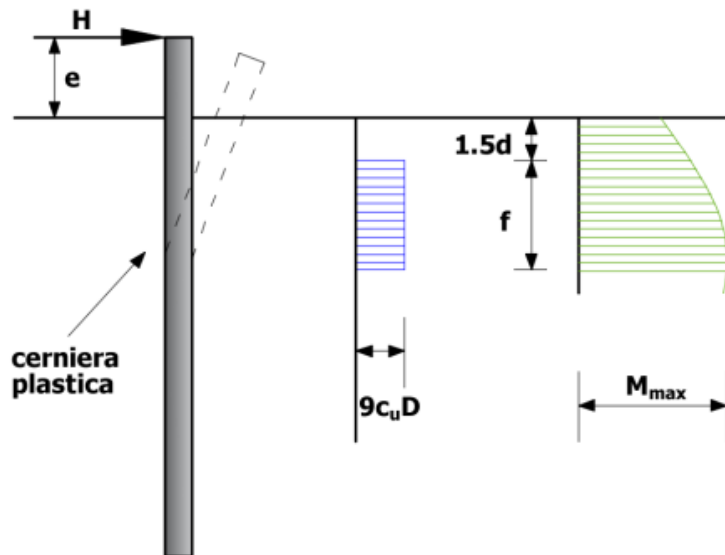
$$H_{ult} \cdot (1.5d + f + e) - 9 \cdot C_u \cdot D \cdot f \cdot f/2 + 9 \cdot C_u \cdot D \cdot g/2 \cdot g/4 - 9 \cdot C_u \cdot D \cdot g/2 \cdot 3g/4 = 0$$

$$H_{ult} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{e}{D}\right)^2 + 4 \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{e}{D} + 6 \cdot \frac{e}{D} + 4.5 - 1.5 - \frac{L}{D} - \frac{2 \cdot e}{D}} \right]$$

Il momento massimo assume il seguente valore :

$$M_{\max} = H_{\text{ult}} \cdot D \cdot \left(\frac{H}{18 \cdot c_u \cdot D^2} + \frac{e}{D} + 1.5 \right)$$

Nel caso di **palo lungo** risulta ancora



Palo libero di ruotare in testa, terreno coesivo, palo lungo.

$$H_{\text{ult}} = 9 \cdot C_u \cdot D \cdot f \quad ; \quad f = 9 \cdot C_u \cdot D \cdot / H_{\text{ult}}$$

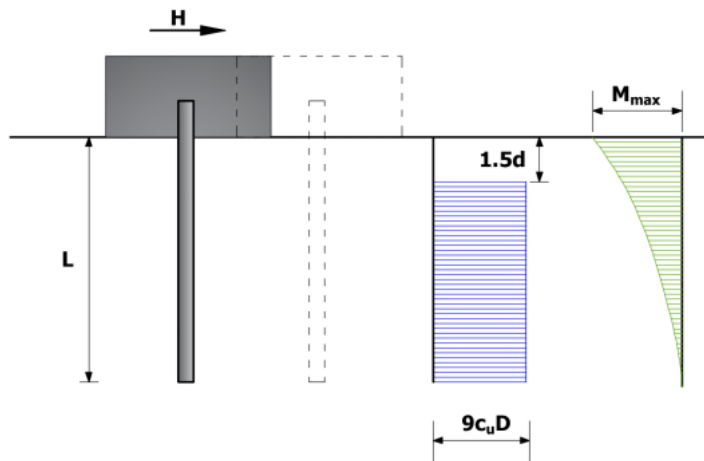
Dalla equazione di equilibrio del tronco di palo risulta :

$$M_y = H_{\text{ULT}} \cdot (1.5d + f + e) + 9C_u \cdot D \cdot f \cdot f / 2 = H_{\text{ULT}} \cdot (1.5d + f/2 + e)$$

$$H_{\text{ult}} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{e}{D} \right)^2 + 3 \cdot \frac{e}{D} + \frac{2}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 2.25} - \frac{e}{D} - 1.5 \right]$$

Palo rigido incastrato

Come per i terreni incoerenti, anche per i terreni coesivi i meccanismi di rottura del palo possono essere identificati come palo corto, intermedio e lungo. Per il **palo corto** l'equazione di equilibrio alla traslazione del palo fornisce:



Palo impedito di ruotare in testa, terreni coesivi, palo corto

$$H_{ult} = 9C_u * D * (L - 1,5 * D) = 9C_u * D^2 * (L/D - 1,5)$$

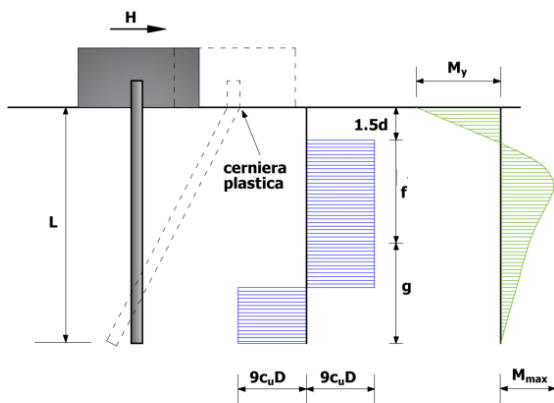
la condizione da rispettare è che $M_{MAX} \leq M_Y$ dove

$$M_{MAX} = H_{ult} * ((L - 1,5 * D)/2 + 1,5 * D) = H_{ult} * (L/2 + 1,5 * D/2)$$

Sostituendo $H_{ult} = 9C_u * D^2 * (L/D - 1,5)$

$$M_{MAX} = 9C_u * D^3 * (L/D - 1,5) * (L/D + 1,5)/2 = C_u * D^3 * [4,5 * (L/D)^2 - 10,125]$$

Nel caso di **palo intermedio** si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento della struttura di fondazione. Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale del tronco di palo della sezione di momento massimo e dalla condizione di equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica, si ricava:



Palo impedito di ruotare in testa, terreni coesivi, palo intermedio

$$H_{ult} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4.5} - 1.5 - \frac{L}{D} \right]$$

The diagram illustrates a cantilever pile under a horizontal load H applied at a height L from the ground surface. The pile is fixed into the ground at a depth of $9c_u D$. A plastic hinge is formed at the pile head, and a shear crack is located at a depth of $1.5d$ from the head, where d is the effective depth of the pile. The internal bending moment is denoted by M_y and the shear force by V . The ground surface is indicated by a horizontal line, and the pile axis is shown as a vertical line.

$$H_{ult} = c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} - 13.5 \right]$$

$$H_{ult} = c_u \cdot D^2 \cdot \left[\sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} - 13.5 \right]$$

5- I pali di fondazione in zona sismica:interazione cinematica

Le NTC 2018 per fondazioni su pali in zona sismica fanno le seguenti prescrizioni:

7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

Stati limite ultimi (SLV)

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto tra strati contigui di terreno.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Capitolo 7.

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 6.4.II.

La circolare del 2019

C7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni su pali si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, come specificato al § 7.11.1 delle NTC. Si utilizzano invece i coefficienti γ_R riportati nella Tabella 6.4.II e 6.4.VI, rispettivamente, per i carichi assiali e trasversali.

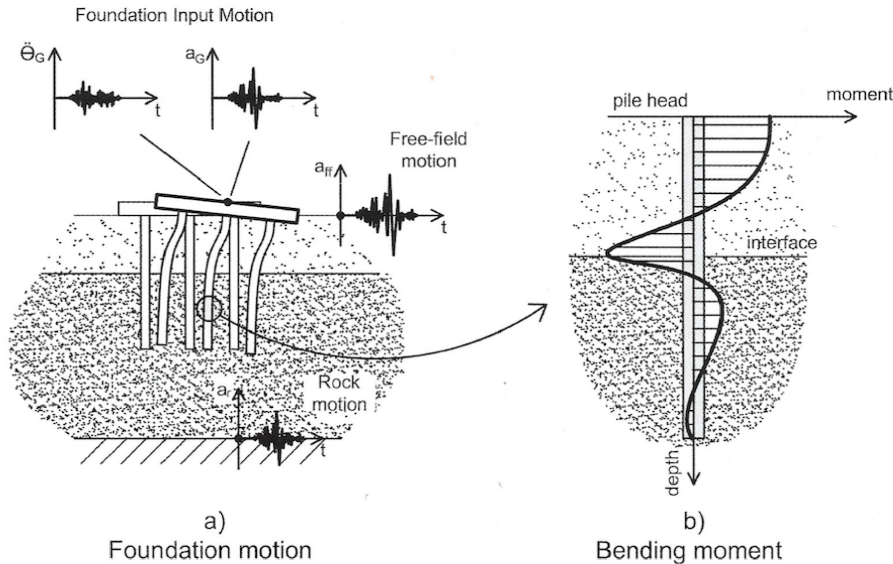
Gruppi di pali

La resistenza per carico limite verticale del complesso pali-terreno deve essere valutata tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale e degli effetti di gruppo. Ci si deve riferire alla rottura per carico limite verticale ed eccentrico della palificata nel suo complesso. Anche nella verifica a carico limite orizzontale ci si deve riferire alla rottura della palificata nel suo complesso, tenendo conto degli effetti di gruppo.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della rottura strutturale dei pali, con le limitazioni alle condizioni previste dalle NTC circa le caratteristiche del sottosuolo in cui sono ammassati i pali, si deve tenere conto anche degli effetti flessionali prodotti dall'interazione cinematica palo-terreno, tenendo conto dei livelli di deformazione nel sottosuolo prodotti dal passaggio delle onde sismiche.

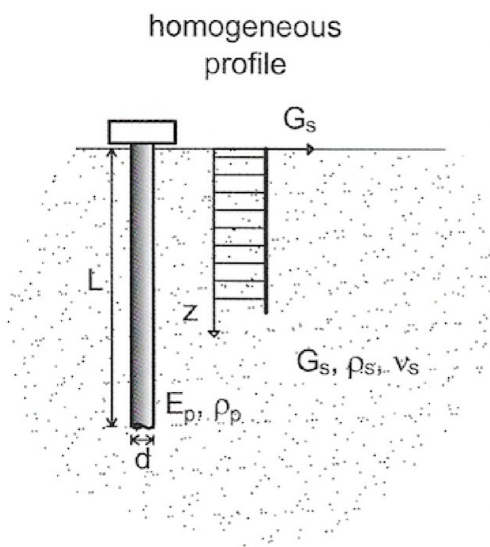
In questo paragrafo si vuole studiare la interazione cinematica palo terreno ovvero il calcolo della deformazione del palo e delle sollecitazioni in esso presenti per effetto delle azioni sismiche. In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale)

sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica). Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto tra strati contigui di terreno.



La ipotesi a base della trattazione è che la curvatura del terreno uguagli la curvatura del palo , per terreno omogeneo

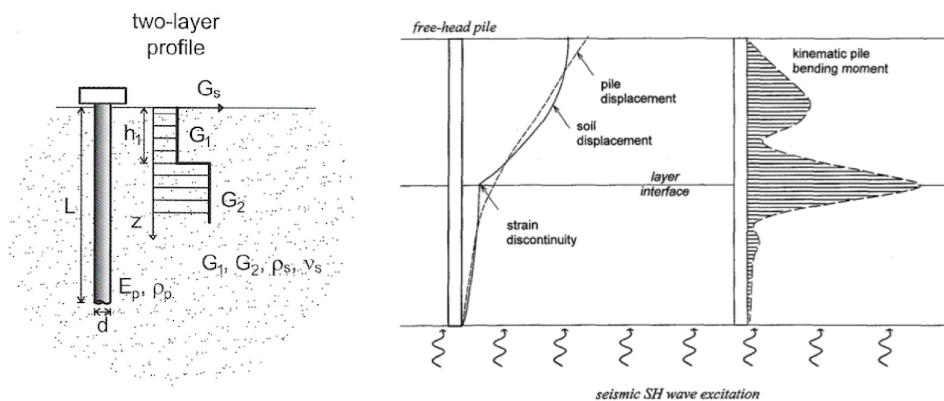
$$(1/R)_P = (1/R)_S$$



Il momento nel palo $M = E_p * I_p * (1/R)_P = 2 * E_p * I_p * \epsilon_P / D$

La curvatura del terreno $(1/R)_S = A_g * \rho_s / G_s$

Per terreno composto da due strati



Ipotesi del modello:

- ogni strato è elastico lineare, omogeneo ed isotropo;
- entrambi gli strati sono spessi abbastanza da trascurare gli effetti del contorno;
- il palo è lungo, verticale ed elastico lineare;
- l'interfaccia tra palo e terreno è continua e bilaterale;
- Il terreno è soggetto ad uno stato di tensione uniforme e pari a t , quindi $g_1 = t/G_1$ e $g_2 = t/G_2$;
- vale l'ipotesi di piccoli spostamenti.

Modellando il palo come un palo alla winkler con $k_1 = 3G_1$ e $K_2 = 3G_2$ si ottiene :

$$M \approx 1,86 * (E_p * I_p)^{3/4} * G_1^{1/4} * \gamma_1 * F \quad \text{dove}$$

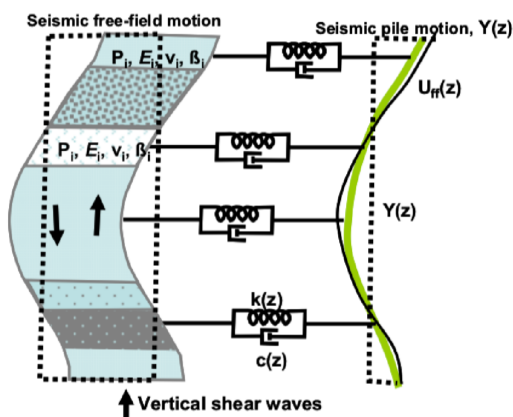
$$F = (1 - c^4) * (1 + c^3) / [(1 + c) * (c^{-1} + 1 + c + c^2)] \quad c = (G_2 / G_1)^{1/4}$$

Per definire γ_1 si può:

- effettuare un'analisi di risposta sismica locale;
- utilizzare l'espressione

$$\gamma_1 = R_d * \rho_1 * H_1 * A_{gmax,s} / G_1$$

Modello di trave alla winkler



Il momento flettente all'interfaccia tra due strati di differente rigidità è dato dalla seguente relazione :

$$M \approx 0,042 * \tau_c * d^3 * (L/D)^{0,30} * (E_p/E_l)^{0,65} * (V_{S2}/V_{S1})^{0,50}$$

Dove $\tau_c = A_{gmax,s} * \rho_l * H_l$

Il metodo non considera:

- *Lo spessore degli strati;*
- *L'influenza dello smorzamento del terreno fissato pari al 10%*

Il momento flettente all'interfaccia tra i due strati di diversa rigidità è dato dalla seguente relazione:

$$M = (E_p * I_p) * (\varepsilon_p / \gamma_l) * \phi / r$$

Trasmissibilità statica

$$(\varepsilon_p / \gamma_l) = 1/2 * c^{-3} * (c-1) * (c^{-1} + 1 + c + c^2) * \{ [3 * (K_l / \varepsilon_p)^{1/4} * (h_l/d) - 1] * c * (c-1) \} * (h_l/d)^{-1}$$

$$c = (G_2/G_1)^{1/4} \quad K_l = \delta * E_l \quad \phi \approx 1,32 \quad \delta \approx 2$$

Una ulteriore formula per la determinazione del momento all'interfaccia tra due strati

$$M = (E_p * I_p) * (\varepsilon_p / \gamma_l) * \phi / r$$

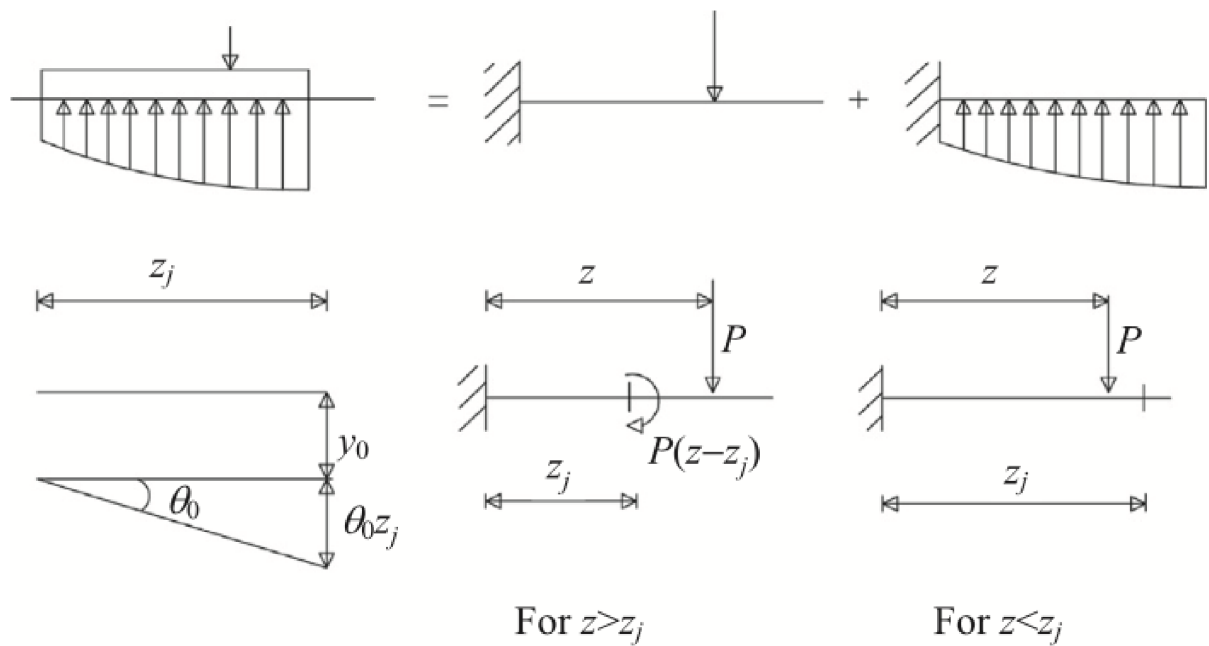
Trasmissibilità statica

$$(\varepsilon_p / \gamma_l) = \chi * [-1/2 * (h_l/D)^{-1} + (E_p/E_l)^{0,25} * (c-1)^{1/2}]$$

$$\chi = 0,93 \quad \phi \approx 1 < 1,25$$

Possiamo scrivere la matrice di deformabilità del palo facendo le seguenti ipotesi

- *Il palo è una trave elastica discretizzata in n conci*
- *Ogni concio è soggetto ad uno sforzo orizzontale uniforme*
- *Lo sforzo all'interfaccia è normale all'asse del palo*
- *Il terreno a contatto con il palo è elastico lineare*
- *In FF si ha una deformazione che è ricavata da una RSL-NL (ONDA)*
- *Il modulo elastico del terreno è quello relativo ad una deformazione del 65% di quella massima calcolata nella analisi di RSL*
- *Lo spostamento del terreno è calcolato con le relazioni di Mindlin (1936) – valide in caso statico*



Gli spostamenti nel punto j per una mensola dovuti ad una forza P applicata alla ascisa z_i sono $P \cdot z_i^3 / (3 \cdot E_P I_P)$ e la coppia di trasporto $P(z_i - z_j) \cdot z_j^2 / (2 \cdot E_P I_P)$

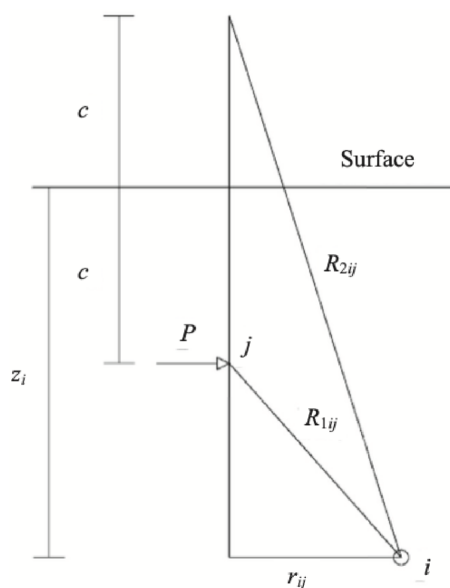
Risulta per $z_i \leq z_j$ $z_i^3 / (3 \cdot E_P I_P) + (z_i - z_j) \cdot z_i^2 / (2 \cdot E_P I_P)$

$z_i \geq z_j$ $z_j^3 / (3 \cdot E_P I_P) + (z_i - z_j) \cdot z_j^2 / (2 \cdot E_P I_P)$

La matrice degli spostamenti $\Delta Y = -H \cdot \Delta P + \Delta Y_O + \Delta \theta_O$

Vi è una rotazione rigida del palo

La matrice di deformabilità del terreno



Lo spostamento del terreno b_{ij}

$$b_{ij} = \frac{1 + \nu}{8\pi E_s(1 - \nu)} \left[\frac{3 - 4\nu}{R_{1ij}} + \frac{1}{R_{2ij}} + \frac{2cz}{R_{2ij}^3} + \frac{4(1 - \nu)(1 - 2\nu)}{R_{2ij} + z + c} \right]$$

$$\{\Delta P_p\} = \{\Delta p\}(tD) \qquad \{\Delta P_s\} = \{\Delta p_s\}(tD)$$

$$\{\Delta s\} = \mathbf{B}\{\Delta P_s\} + \{\Delta x\}$$

$$\{\Delta P_s\} = \{\Delta p_s\}(tD)$$

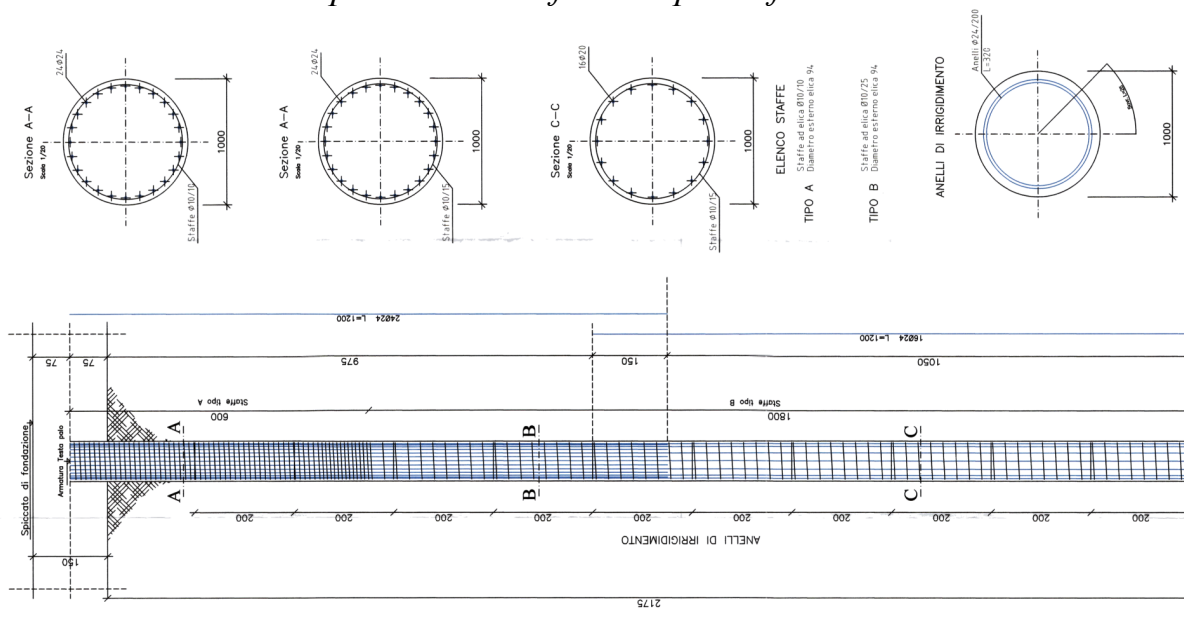
$$\{\Delta P_p\} = \{\Delta P_s\} + \mathbf{M}\{\Delta \ddot{y}\} + \mathbf{C}(\{\Delta \dot{y}\} - \{\Delta \dot{x}\})$$

$$-\mathbf{H}[\{\Delta P_s\} + \mathbf{M}\{\Delta \ddot{y}\} + \mathbf{C}(\{\Delta \dot{y}\} - \{\Delta \dot{x}\})] + \Delta y_0 + \Delta \theta_0\{z\} = \mathbf{B}\{\Delta P_s\} + \{\Delta x\}$$

$$\begin{aligned} & \left(\mathbf{B} + \mathbf{H} + \frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{HMB} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{HCB} - \Delta y_0 - \Delta \theta_0\{z\} \right) \{\Delta P_s\} \\ & = - \left(\frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{HM} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{HC} + 1 \right) \{\Delta x\} + \mathbf{HC}\{\Delta \dot{x}\} \\ & \quad + \left(\frac{4}{\Delta t} \mathbf{HM} + 2\mathbf{HC} \right) \{\dot{y}\} + 2\mathbf{HM}\{\ddot{y}\} \end{aligned}$$

6- Le armatura dei pali di fondazione

La armatura di un palo di fondazione consiste in una gabbia metallica con staffe circolari o elicoidali ed il palo viene verificato a pressoflessione



Per dimensionare l'armatura dei pali di fondazione, si considera il palo come una trave elastica su suolo elastico ipotizzando che il palo sia incastrato alla testa determinando il diagramma del momento flettente ed del taglio lungo il palo. L'equazione differenziale trascurando la interazione cinematica è la solita delle travi di fondazione

$$EI V^{IV} + p(z) = 0 \quad \text{dove}$$

E modulo elastico del palo

I momento di inerzia del palo

V spostamenti del palo

$P(z)$ reazione del terreno $K \cdot V$

Per la costante $K = E_D \cdot F_p / (3D)$ dove

E_D modulo edometrico del terreno

F_p = coefficiente correttivo di forma da 1.5 a 4.7 qui assunto pari ad 1.5

D = diametro del palo

Il palo viene discretizzato e si può tener conto anche della variabilità tra gli strati di terreno del modulo edometrico. Determinati i valori max del momento flettente e del taglio noto lo sforzo normale nel palo si eseguono verifiche a pressoflessione e taglio che ci consentono di determinare la armatura del palo di fondazione. Accanto a queste verifiche vanno eseguite le verifiche per carico limite verticale ed orizzontale verificando il momento di plasticizzazione con la teoria di Broms.

7- Conclusioni

I pali di fondazione sono un argomento della tecnica delle fondazioni e fanno parte delle fondazioni profonde , lo scopo di questi appunti è stato un rinfrescare la mia preparazione nel settore e derivano da un assemblaggio di materiale reperibile on line ; nella pratica professionale non è consuetudine progettare e calcolare pali di fondazione le fondazioni sono tutte dirette e realizzate tramite reticoli di travi rovesce e platee a meno che non si progettano edifici con più di 5 piani per i quali la fondazione richiede un accurato studio ed una fondazione profonda. Si è affrontato il tema del calcolo del carico limite per azioni verticali ed orizzontali nonché la interazione cinematica palo terreno in presenza di azioni sismiche e la determinazione della armatura del palo.