

Opere di Ingegneria Naturalistica per la stabilità dei versanti

Francesco Bettella

Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-Forestali

Università degli Studi di Padova

francesco.bettella@unipd.it

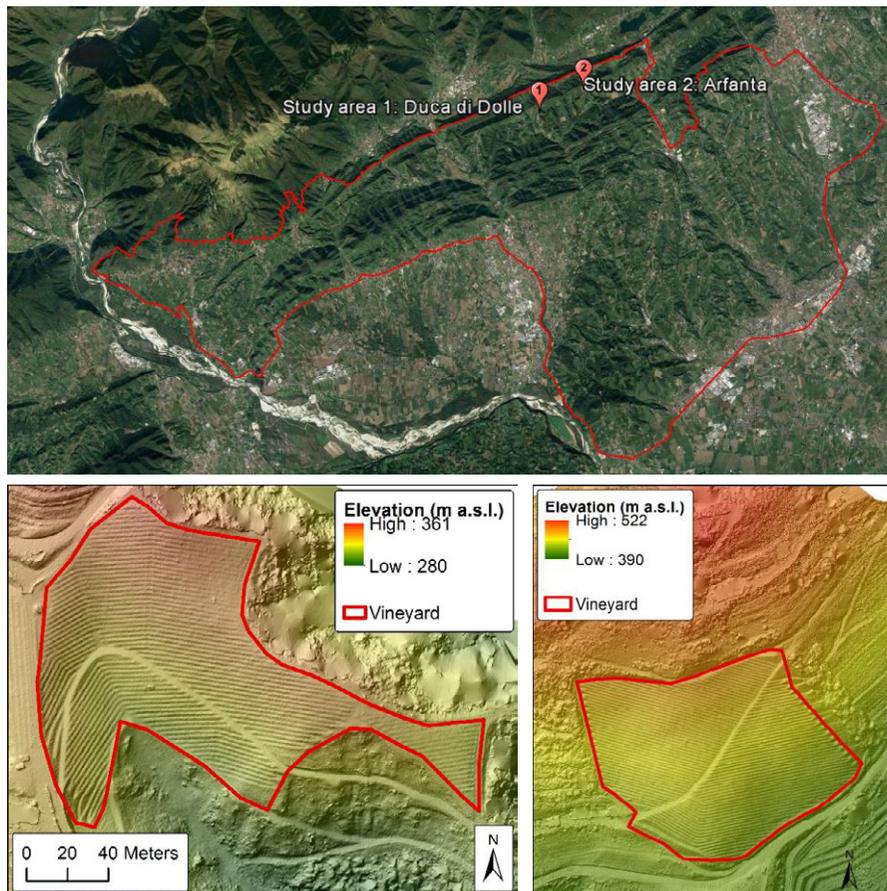
Indice

- Obiettivi e funzioni delle opere di IN per la sistemazione dei versanti
- Principali tipologie di opere di IN per la sistemazione dei versanti
- Principi di dimensionamento delle opere di sostegno (NTC 2018)

Opere di IN per la sistemazione dei versanti - OBIETTIVI

- Contenimento dei processi erosivi/azione di consolidamento
- Conseguente azione di prevenzione della perdita di suolo
- Ripristino di un ecosistema «naturale», in grado di evolvere nel tempo verso una fase di equilibrio o verso associazioni vegetali che durino nel tempo
- Funzione estetico paesaggistica dell'intervento (ridurre l'impatto ambientale e paesaggistico)

Localizzazione - Identificazione delle zone più critiche



Tarolli et al. (2013, 2015)

$$RPII = \ln \left(\frac{A_r - A_{sm}}{A_{sm}} \right)$$

L'indice morfologico **RPII (Relative Path Impact Index)** proposto da Tarolli et al. (2013, 2015) con lo scopo di mappare aree interessate da marcata concentrazione del deflusso superficiale dell'acqua dovuta alla presenza di terrazzamenti o strutture antropiche.

A_r : area contribuyente calcolata con la presenza di terrazzamenti/strade

A_{sm} : area contribuyente calcolata da una morfologia priva di strutture antropiche

DTM originale (di dettaglio)



DTM «levigato» (smoothing)



ArcGIS® ArcMap™

- Spatial Analyst Tools
 - Neighborhood
 - Block Statistics
 - Filter
 - Focal Flow
 - Focal Statistics**
 - Line Statistics
 - Point Statistics

4	0	1	2	3	0
2	5	0		3	2
1	1	2	3	5	4
1	5	3	2	1	4
5		1	3	3	0
1	1	2	3	4	3

Input processing raster

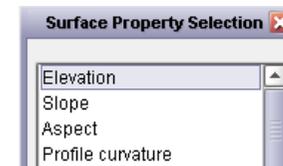
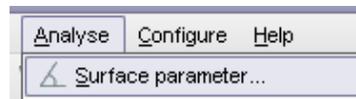
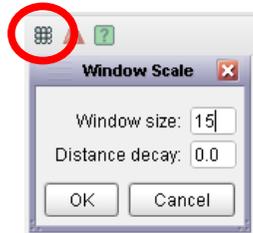
=

11	12	8	9	10	8
13	16	14	19	22	17
15	20	21	19	24	19
13	19	20	23	25	17
13	19	20	22	23	15
7	10	10	16	16	10

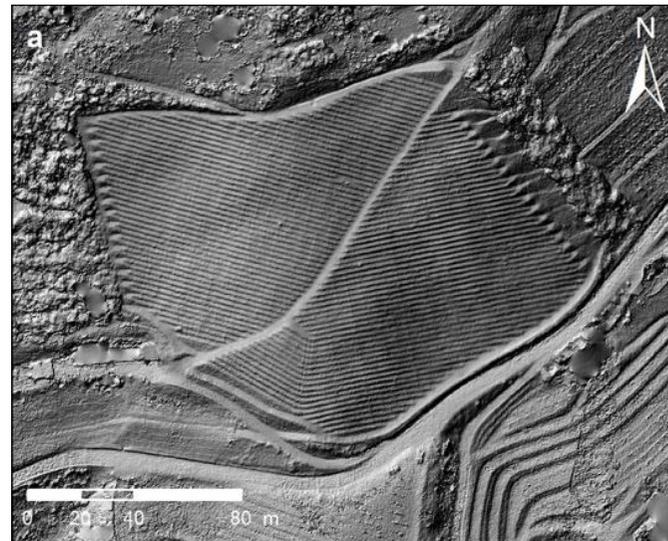
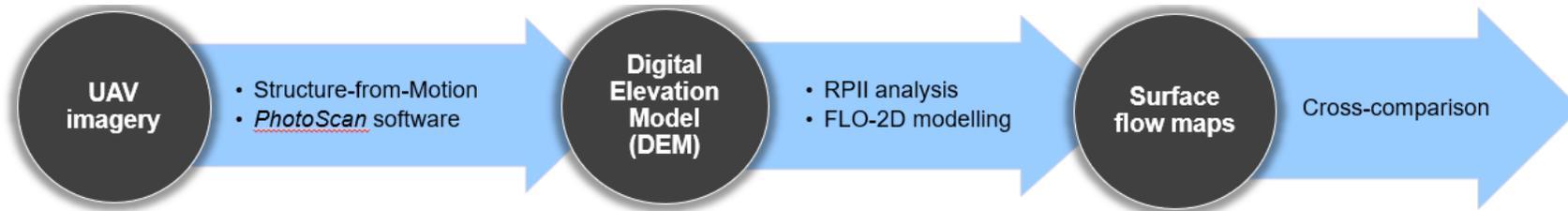
Output raster

MEAN VALUE

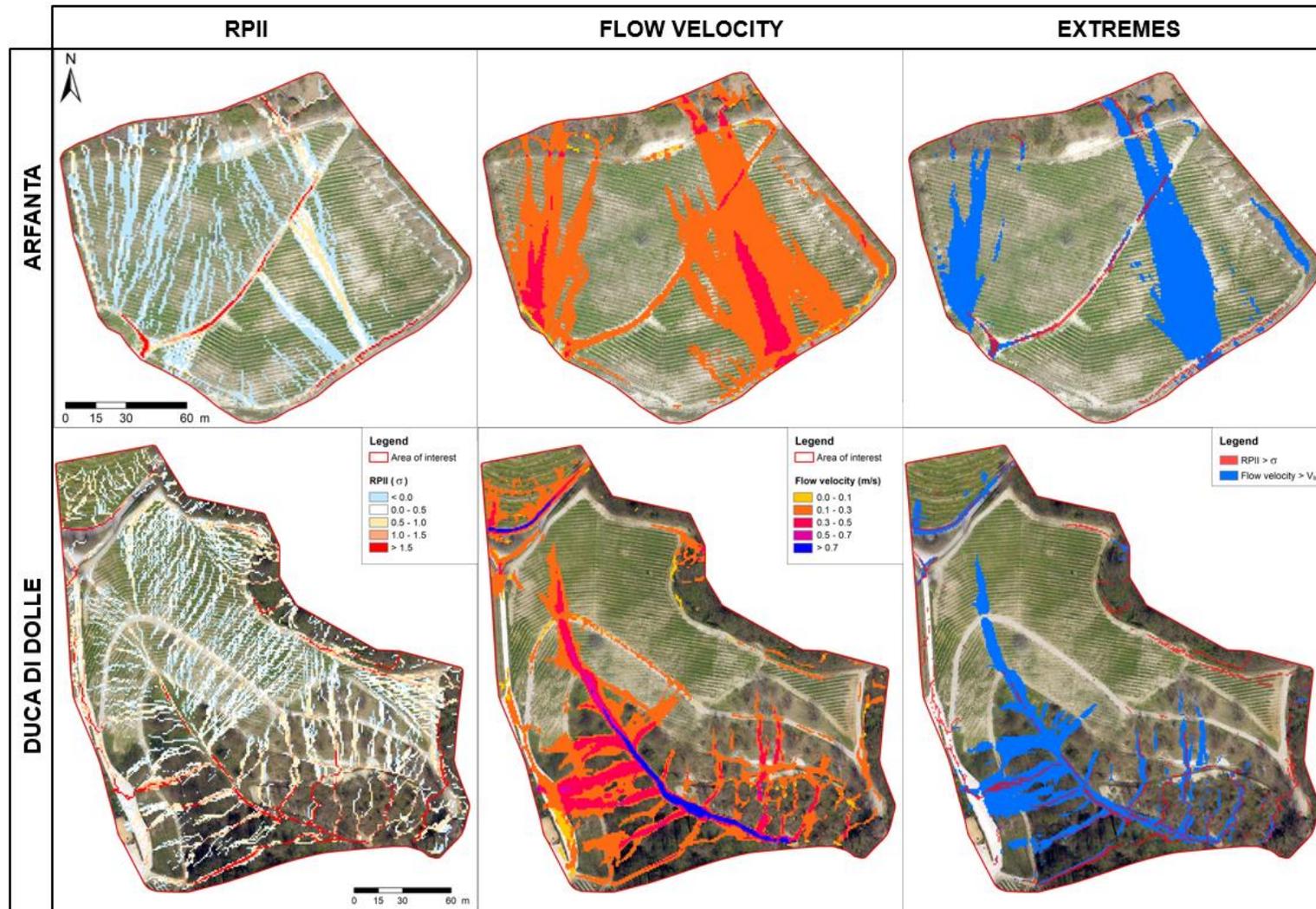
LandSerf



<http://www.staff.city.ac.uk/~jwo/landserf/landserf230/index.html>



$$RPII = \ln \left(\frac{A_r - A_{sm}}{A_{sm}} \right)$$



		Celle in erosione secondo la modellazione idrologico-idraulica	
		Positivi	Negativi
Celle in erosione secondo l'indice RPII	Predetti positivi	$VP_{Arfanta} = 170$ $VP_{Duca\ di\ Dolle} = 762$	$FP_{Arfanta} = 179$ $FP_{Duca\ di\ Dolle} = 820$
	Predetti negativi	$FN_{Arfanta} = 3922$ $FN_{Duca\ di\ Dolle} = 4595$	$VN_{Arfanta} = 18469$ $VN_{Duca\ di\ Dolle} = 37823$



	Precisione	Accuratezza
Arfanta	0.49	0.88
Duca di Dolle	0.48	0.82



Preciso



Accurato



Preciso e Accurato



Né Preciso né Accurato

- l'indice RPII può considerarsi efficiente nell'identificazione delle zone di erosione in ambiente terrazzato (i valori più alti dell'indice si localizzano nelle zone in cui l'overland flow ha dato luogo, nelle simulazioni, alle velocità medie maggiori)
- l'applicazione dell'indice morfologico mostra comunque una parziale sovrastima delle zone critiche (zone che non presentano un valore di area drenata sufficiente alla generazione di deflusso superficiale)
- sovrastima può essere discretamente corretta attraverso l'utilizzo di un valore soglia di area drenata al di sotto del quale l'indice RPII non viene calcolato

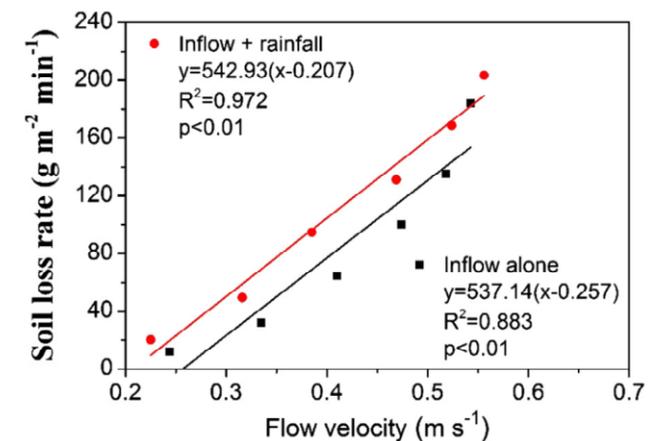
Quantificazione dell'erosione e della perdita di suolo

- Lo studio dell'erosione del suolo è molto importante, specialmente in ambito agricolo, ai fini della comprensione dei processi di degradazione dei terreni e della perdita di suolo
- La stima della **capacità di trasporto (T_f)** in letteratura viene solitamente calcolata in **funzione della portata e della pendenza**:

$$T_f \propto Q^\alpha S^\beta$$

Riferimento	α	β
Meyer e Wischmeier (1969)	1.66	1.66
Quansah (1982)	2.13	2.27
Zang et al. (2009) Portata unitaria	1.237	1.227
Xiao et al. (2017) Portata unitaria	0.854	0.511

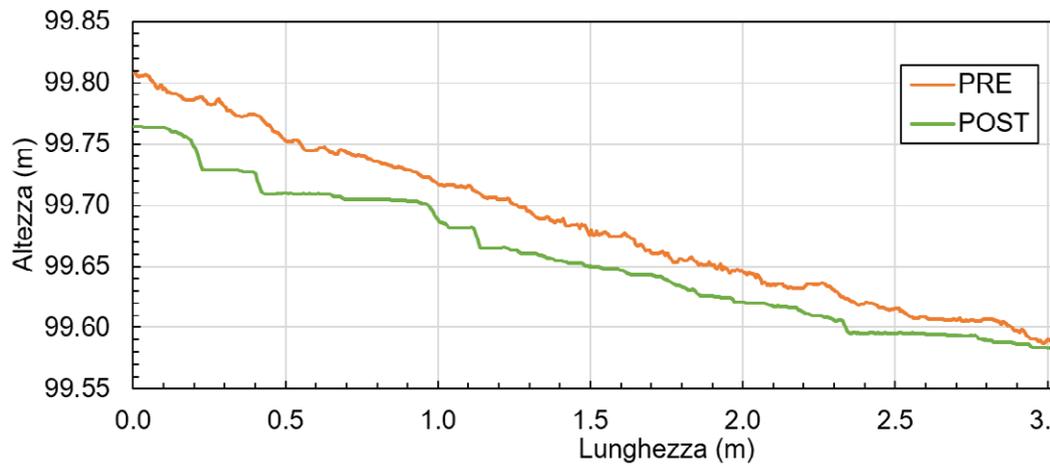
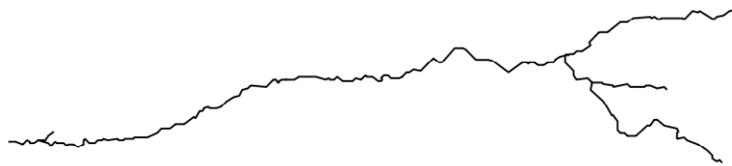
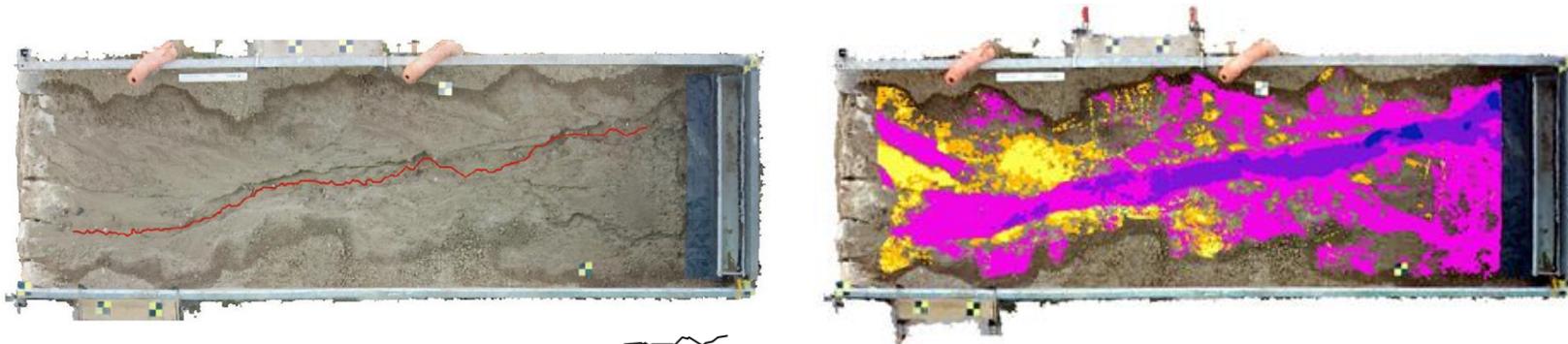
- Ricerca specifica ridotta riguardo la variazione della capacità di trasporto in condizioni di volume di deflusso costante





ID prova	Portata media in ingresso (l/min)	Volume d'acqua in ingresso (l)	Durata della prova (min)	Volume d'acqua in uscita (l)
1	18.4	224.4	12.2	200.0
2	8.4	248.4	29.6	200.0
3	4.5	318.2	70.8	200.0
4	3.5	290.0	82.9	200.0





Volumi ed altezza di erosione e deposito

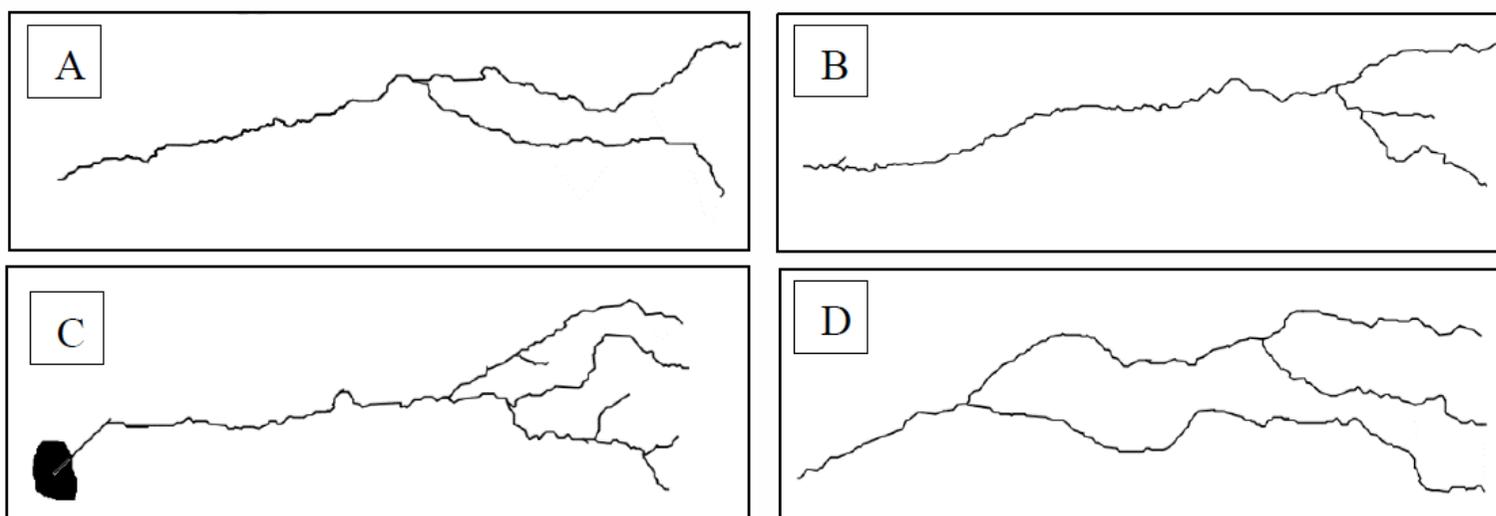
Volume eroso (dm ³)	12.1
Volume depositato (dm ³)	1.4
Altezza di erosione max nei rills (m)	0.069

ID prova	S_{PRE}	S_{POST}	ΔS (%)
1	0.065	0.053	1.2
2	0.072	0.060	1.2
3	0.072	0.058	1.4
4	0.072	0.058	1.4

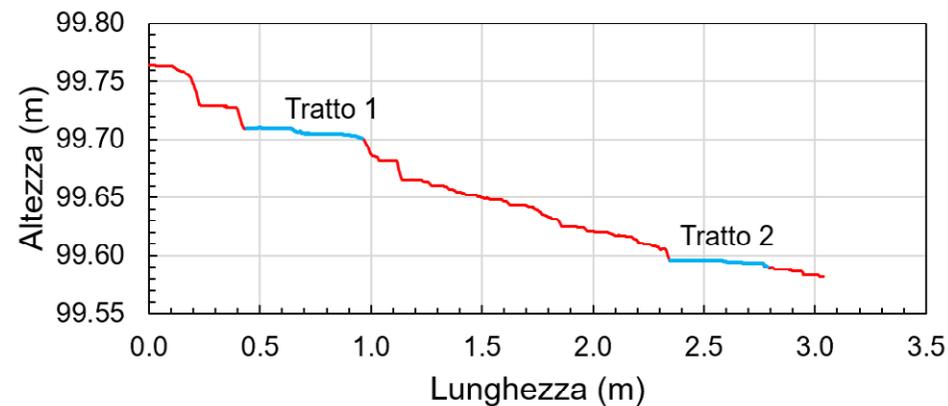
ID prova	Portata media in ingresso (l/min)	Volume eroso DoD (dm ³)	Massa materiale prodotto (kg)	Peso materiale prodotto (t/ha)
1	18.4	12.100	4.50	15.01
2	8.4	10.680	3.08	10.28
3	4.5	15.400	3.22	10.73
4	3.5	15.920	3.80	12.65

Il **volume del runoff dell'evento** è risultato sempre discriminante, anche per esigua entità della portata liquida erosiva, **nel determinare il volume solido prodotto**: per il controllo dell'erosione in ambiente terrazzato **è fondamentale che il drenaggio (vespaio muro con canale di scolo al piede) sia sempre efficiente al fine di ridurre il deflusso superficiale.**

Il pattern del reticolo rill non sembra molto influente sul volume solido prodotto



Il **profilo di fondo dei rill neo-formati a step irregolari** è un chiaro risultato di **adattamento allo sforzo tangenziale in eccesso rispetto alle condizioni di soglia dell'erosione**: nei tratti 'stepped' si raggiungono pendenze locali anche molto ridotte.

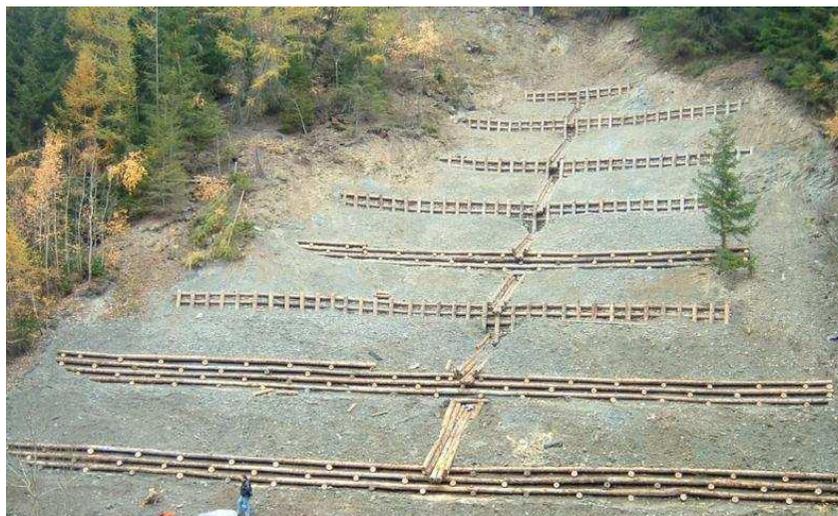


Modesta variazione delle pendenze 'compensate' nei talweg dei rills delle varie prove a parità di volume idrico defluito.

La pendenza del fondo 'compensata' ha portato a una riduzione di **1.2-1.4%**, con **variazioni medie del valore medio meno accentuate quando si sono sviluppati profili 'stepped'**

Azione di consolidamento

- Fase iniziale ad opera di materiale generalmente inerte (legname, pietrame)
- Fase secondaria, in seguito all'affermarsi della vegetazione, affidato in parte o completamente agli apparati radicali delle specie vegetali.



Consolidamento di un versante

- Regimazione idrica (drenaggi superficiali/profondi, contributo dell'ingegneria naturalistica)
- Consolidamento meccanico
 - Diminuzione della pendenza (rimodellamento, scoronamento, gradonamento)
 - Utilizzo di tecniche per trasferire gli sforzi tangenziali a elementi strutturali (opere di ingegneria naturalistica)
- Ricostruzione della copertura vegetale
 - Inerbimenti
 - Talee
 - Messa a dimora di alberi e arbusti

Opere di drenaggio di pendii e scarpate

- Frane e movimenti di scivolamento sono causati soprattutto dall'acqua che si accumula nel suolo e di conseguenza dall'aumento della pressione idrostatica.
- Il drenaggio dell'acqua è una delle più importanti azioni da intraprendere nella sistemazione di un versante.
- In certi casi, le piante possono essere un valido aiuto per la riduzione della quantità d'acqua nei pendii, in particolare le specie legnose che con le loro radici permettono di raggiungere anche

Tipo di vegetazione	mm/m ²	% totale della precipitazione
Praterie alpine	50	5
Coltivazioni erbacee	400	50
Boschi di conifere	580	46
Boschi misti	500-860	50-54

Sistemi di drenaggio chiusi e aperti

- La scelta dipende dalla *stabilità degli strati del terreno* e dalla *capacità di infiltrazione* degli strati di terreno profondi.
- Su pendii in movimento applicare solo sistemi drenanti **APERTI**.

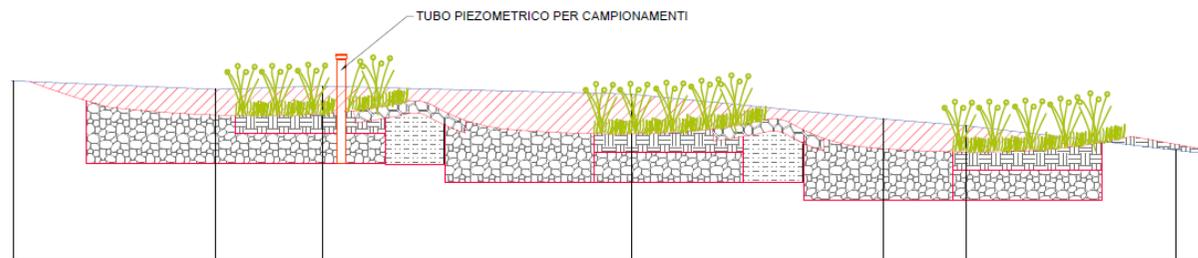
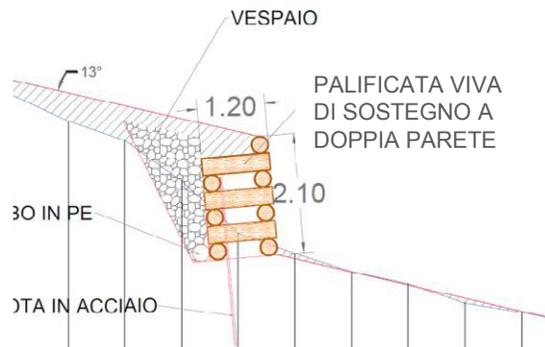
Composizione generale dei sistemi di drenaggio:

- Captazione dell'acqua di versante
- Raccolta dell'acqua di versante
- Smaltimenti dell'acqua di versante



Esempio di gestione dell'acqua con infrastrutture verdi

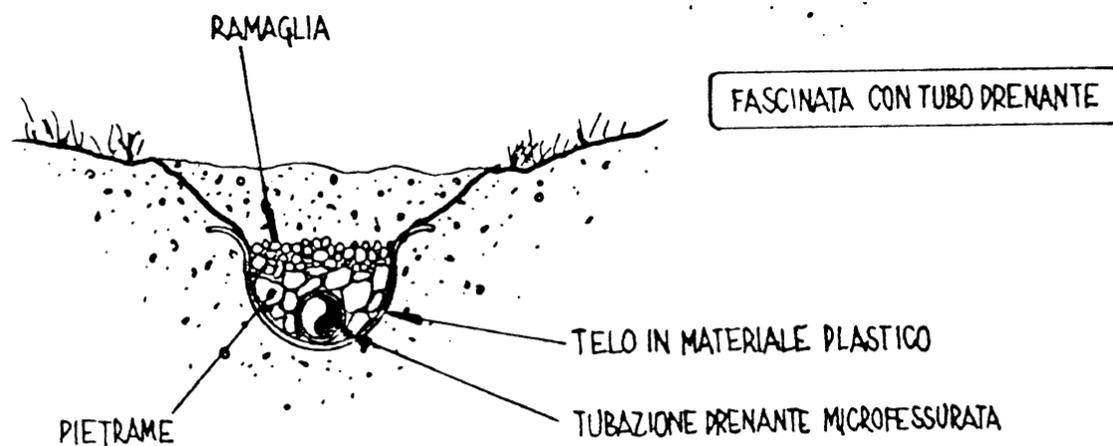




Progetti presto disponibili su: <http://www.lifebeware.eu/>

Captazione dell'acqua di versante

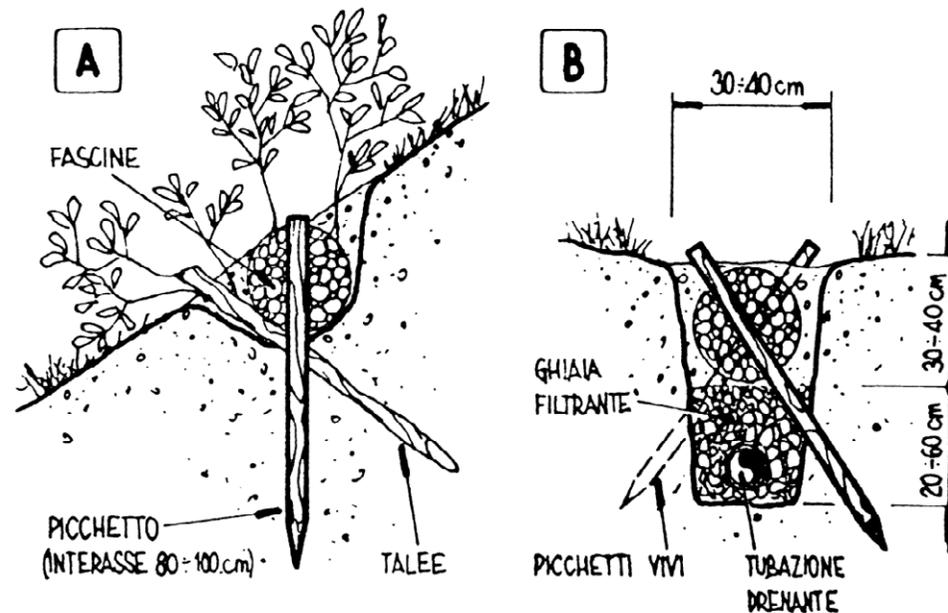
- *Canali drenanti*: tubi drenanti coperti con ghiaione o pietrame (generalmente tubi in PE microforati)
- *Fossi filtranti*
- *Fascine di drenaggio* (materiale vegetale morto)



Da Regione Lombardia, 2000

- Fascinate drenanti:** impiegano materiale da costruzione vivo (**max portata pari a 1 l/s**); costituite da fascine di salice (diametro 30-40 cm), interrata lungo la linea di massima pendenza.

Utilizzare picchetti di ancoraggio (ogni 2 m circa)



Da Regione Lombardia, 2000



Raccolta e smaltimento dell'acqua di versante

L'acqua captata sul versante viene in genere convogliata a dei **pozzetti di drenaggio** che possono essere realizzati anche in legname (Larice).

I pozzetti devono prevedere un sistema per contenere il detrito ed evitare quindi occlusioni nelle successive tubazioni di smaltimento: **parete divisoria interna** al pozzetto, utilizzo di **pozzetti sifonati**.

Dal pozzetto, l'acqua viene generalmente convogliata in tubi chiusi di PE e scaricata nel ricettore.

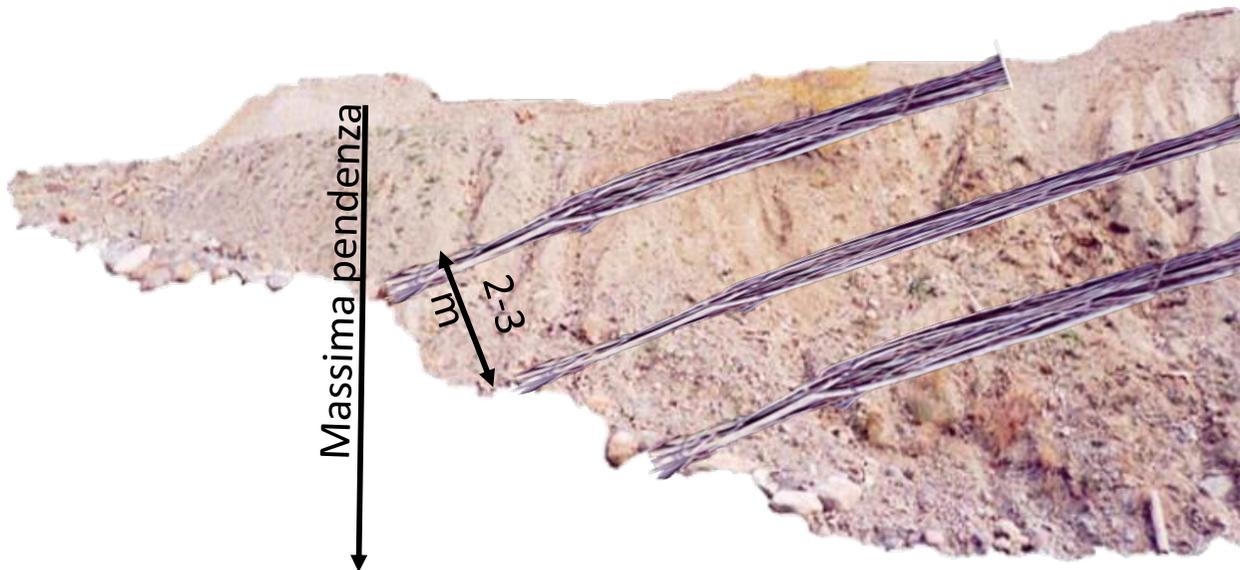
!! Concessioni, portata massima concessa e dimensionamento pozzetti !!

Opere di consolidamento meccanico

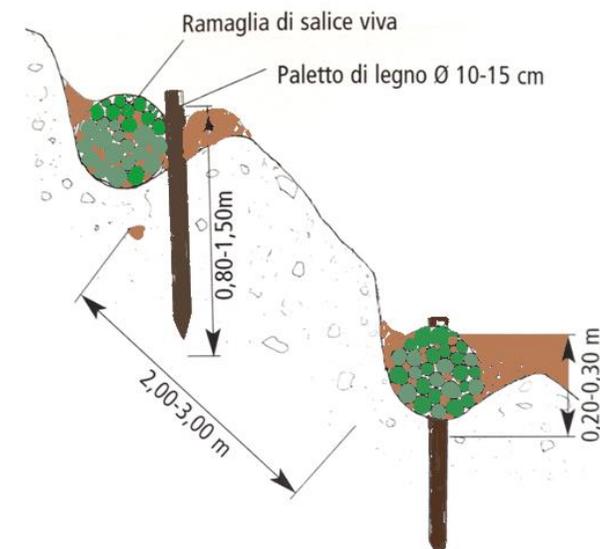
- Interventi di protezione contro l'erosione superficiale (semina e inerbimento)
- Interventi contro *movimenti franosi superficiali* (10-50 cm di profondità):
 - fascine di versante
 - cordonate vive in legname
 - grate vive
 - palificata viva di sostegno semplice
- Interventi contro *movimenti franosi di media profondità* (50-200 cm):
 - Palificata viva di sostegno a doppia parete
 - Scogliera vegetata
 - gabbioni vegetati
 - gradonate vive
 - terre armate

Fascinate di versante

- funzione drenante e funzione stabilizzante: scopo principale è quello di drenare l'acqua in eccesso nel pendio
- versanti \ediscono il movimento degli strati instabili superficiali.



- Realizzate attraverso lo scavo di fossi paralleli sul pendio (40-50 cm di profondità) nei quali vengono posizionate fascinate (diametro 40-50 cm, lunghezza 1.5-2m) costituite da legno morto nella parte aderente al terreno e talee di salice vive nella parte superiore
- Fissate al terreno mediante paletti in legno
- La radicazione dei salici fissa il suolo e drena l'acqua attraverso la funzione traspirante delle piante



Grata viva

Utilizzabili su scarpate con **alte pendenze** (dove non si potrebbero usare le cordonate vive): **da 40 a oltre 60°**.

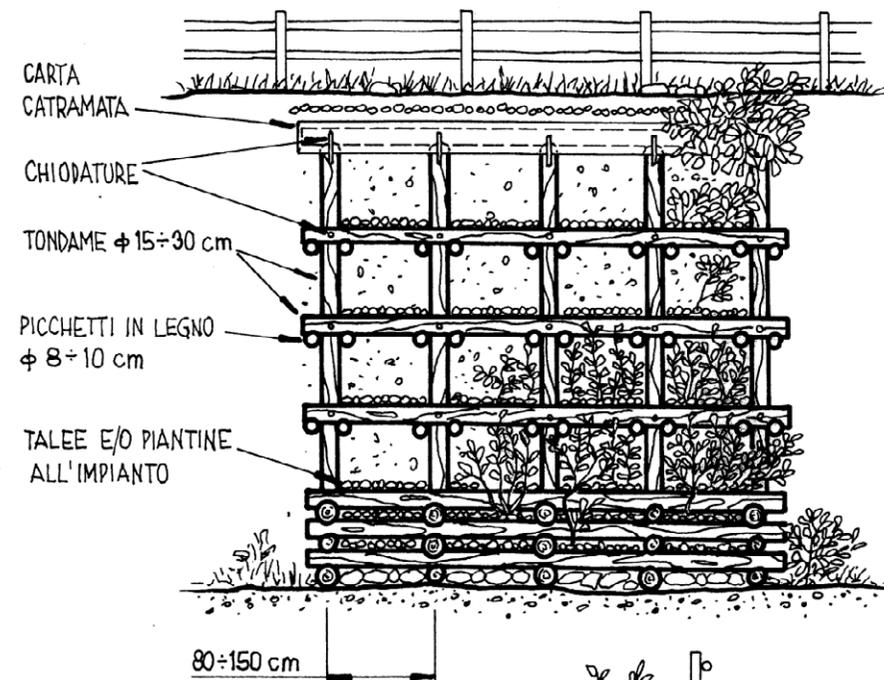
Caso tipico di utilizzo è a monte di tracciati stradali.

Da Regione Lombardia, 2000

Struttura costituita da **tronchi verticali** (20-25 cm) aderenti alla scarpata e distanziati tra loro 1-2 m.

Su questi vengono fissati **tronchi orizzontali** mediante tondini, graffe in acciaio, viti e bulloni.

Ancoraggio alla parete mediante piloti in legno o tondini in acciaio.

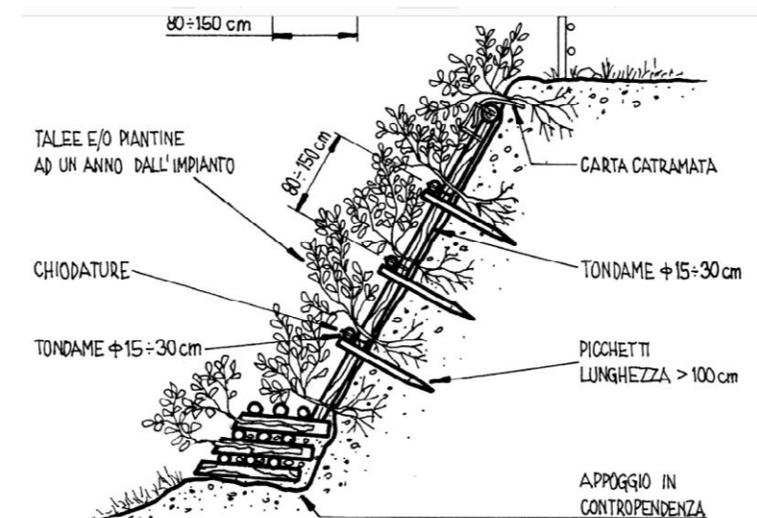


Soprattutto in caso di pendenze elevate, è necessario proteggere il terreno con reti antierosive o una **rete elettrosaldata**.

L'operazione si completa con l'inserimento di latifoglie radicate o talee appoggiate agli elementi orizzontali, copertura con materiale terroso della grata e inerbimento mediante **idrosemina**.

Da Regione Lombardia, 2000

Per scarpate ripide ($>50^\circ$) **altezza max.** pari a **6 m**, al di sopra occorre che il profilo venga gradonato (altezza max 10-20 m per pendenze inferiori).
 Non sono opere di sostegno: la funzione di contrasto delle spinte del versante è modesta; di conseguenza non sono da adottare in caso di forti spinte del terreno o nel caso di grandi altezze, a meno di un utilizzo di sistemi speciali di ancoraggio (Soil Nailing/barre autoperforanti, micropali)

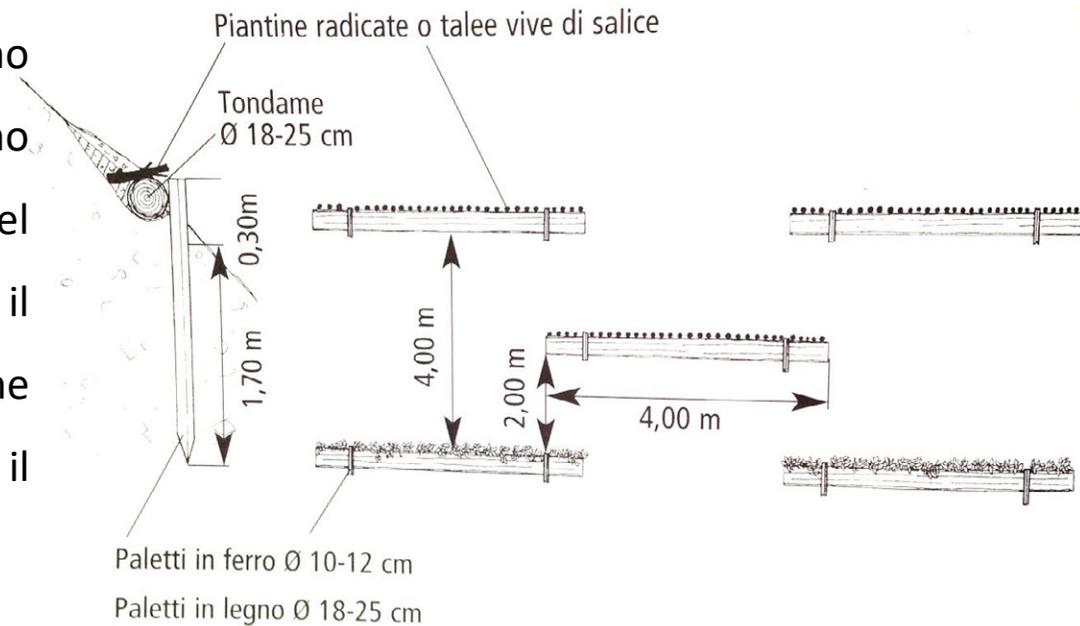


Protezione al piede necessaria: palo in legno (30-50cm), palificata doppia, massi ciclopici

Cordonate vive in legname (palificate semplici/palizzate)

Formate da pali in legno (diametro 20-25 cm) disposti orizzontalmente lungo il pendio (perpendicolarmente alla linea di max pendenza), ancorati con pali in legno o in ferro. A monte vengono inserite talee o piantine di latifoglie.

Crescendo le piante creano file di cespugli che stabilizzano lo strato superficiale del versante intercettando il materiale di erosione superficiale che attraverso il consolidamento delle radici.



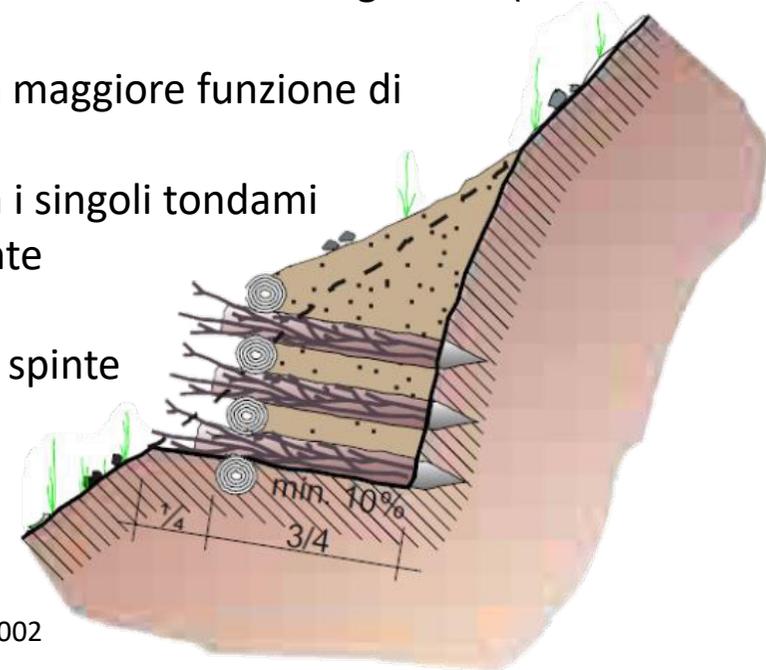
- tecnica di consolidamento che permette di ridurre la pendenza locale grazie alla realizzazione di piccoli gradoni ($h = 0.3 - 0.4 \text{ m}$)
- attività stabilizzante ad opera della struttura di ancoraggio e della successiva azione degli apparati radicali



Palificata viva di sostegno semplice (a una parete)

- Evoluzione delle cordonate, attraverso l'inserimento di pali trasversali (**traversi**) tra i pali orizzontali sovrapposti (**correnti**)
- Altezza massima di 1 m (max 3 ordini sovrapposti di tondame) e 1/3 dell'altezza deve essere interrato nel suolo.
- Utilizzata quando il **pendio** a monte è **troppo pendente** per il consolidamento con cordonate o fascinate, oppure quando è necessario consolidare **frane mediamente profonde** per cui le tecniche precedenti risulterebbero inutili (adatte a erosioni superficiali)

- Formata da tondami di legno longitudinali (lunghezza 4.0 m; D = 20-25 cm), alternati a tondami trasversali e fissati al suolo (lunghezza 1.0 - 2.0 m; D = 20-25 cm), a formare una sorta di gabbione in legno.
- giunzione degli elementi mediante incastro e chiodatura con tondini o con graffe in acciaio ad aderenza migliorata
- fissata alla base da pali in legno o tondini in acciaio ad aderenza migliorata (32mm di diametro, L = 2.0-2.5 m)
- inclinata verso monte (10-15%) per garantire una maggiore funzione di sostegno (pendenza faccia a valle = 30-50%)
- riempita con il terreno di scavo della trincea e tra i singoli tondami trasversali vengono collocati astoni di salice e/o piante radicate (salice, frassino, ontano grigio)
- Limite: peso dell'opera, non utilizzabile in caso di spinte del terreno elevate



Da APAT, 2002

Strutture pesanti miste

- Utilizzate per il consolidamento di movimenti franosi di profondità media (50-200cm)
- Principali tipi di intervento:
 - Palificata viva di sostegno a doppia parete
 - Muro di sostegno
 - Gabbionata
 - Terra rinforzata / terra armata

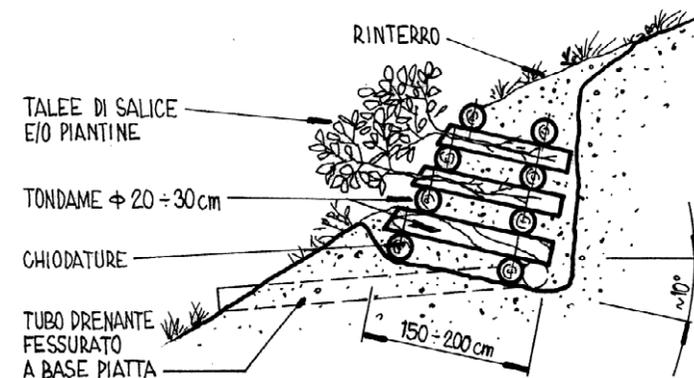


Da www.maccaferri.com



Palificata viva di sostegno a parete doppia

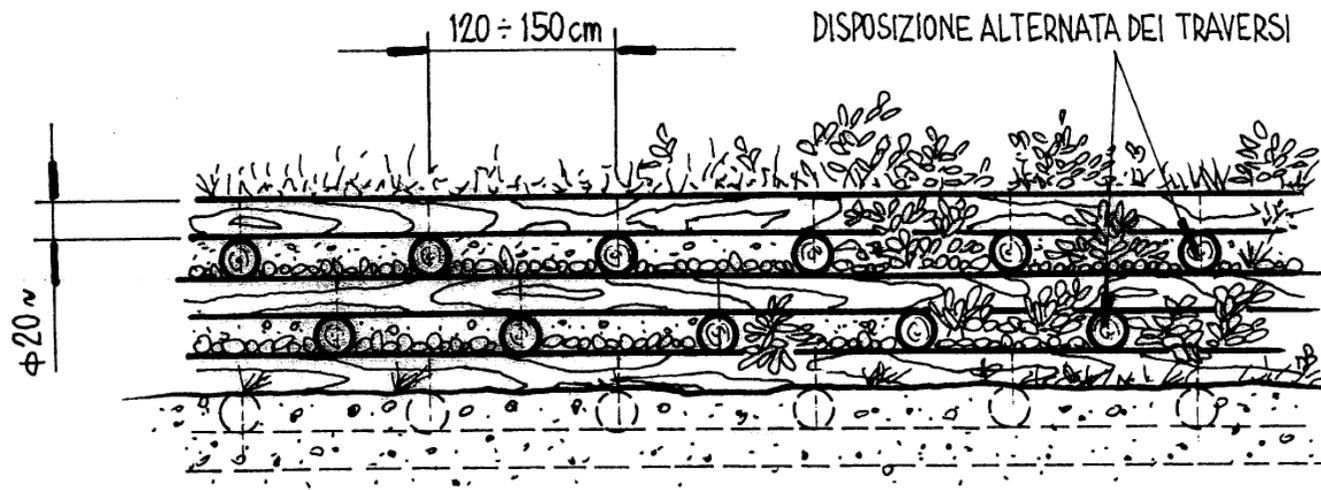
- Struttura autoportante protettiva di sostegno (a gravità) di pendii in erosione
- Efficace contro erosioni di profondità max pari a 2 m
- Costituita da una sorta di cassone in pali di legno riempito di materiale inerte e di materiale vegetale
- Spessore tipico della struttura 1,5 m (min 1 m)
- Pali in legno trasversali e orizzontali con diametro di 18 25 cm, disposti in modo sfalsato
- Contropendenza del 5-15%
- Piloti in acciaio per evitare lo scorrimento
- Materiale di riempimento proveniente dagli scavi, eventualmente con aggiunta di ciottolame per aumentare la capacità di drenaggio.



Da Regione Lombardia, 2000

- Rivestimento della parete di valle con rete in fibra naturale o geotessuto per evitare lo svuotamento della struttura

Da Regione Lombardia, 2000



- L'altezza non deve mai essere superiore al doppio della base!!
- Utilizzo di talee di salice e/o latifoglie radicate con capacità di radicazione avventizia (10 pt./m)
- Possibilità di usare più file (interdistanza 10-12m, in base alla pendenza)

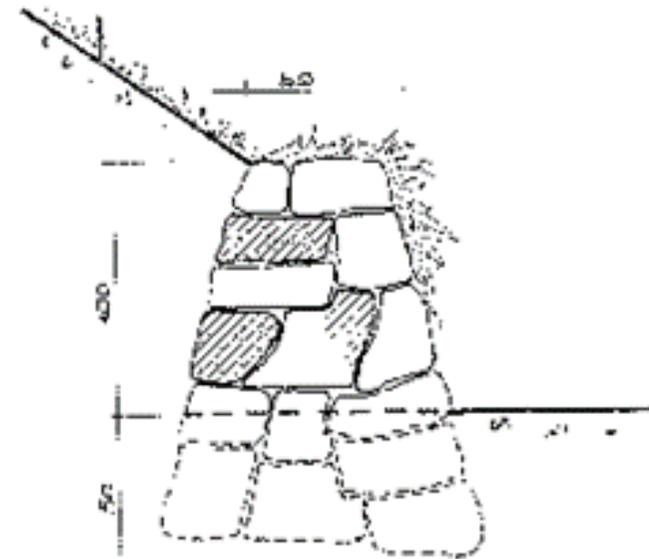
Limiti di applicabilità: nel caso in cui il pendio produca spinte eccessive in direzione parallela al piano di fondazione della palificata



Muri di sostegno al piede di versanti

Muro a secco

- Ideale per stabilizzare il piede di un versante
- Sono adattabili alla pendenza della scarpata (possono essere costruiti con varie inclinazioni)
- Drenaggio efficace del versante (vespaio)
- Buon inserimento ambientale
- Per aumentarne l'efficacia drenante è possibile rinverdirli con semina o talee
- Caratteristico è l'impiego di pietrame di forma spigolosa, irregolare, raccolto sul luogo di costruzione
- Richiede manodopera specializzata



Da Regione Lombardia, 2000

Scogliere intasate con terra e rivegetate

- Blocchi di elevata pezzatura (0,3 – 1 mc) e di forma irregolare
- Elevazione attraverso la formazione di strati successivi, alternando blocchi dalle dimensioni maggiori con quelli di dimensioni minori.
- Stendere strati di terra vagliata dopo la realizzazione di ogni fila di massi e la successiva
- Rivegetazione: inerbimenti manuali, talee o piantine di specie arbustive e arboree (a contatto con la scarpata terrosa retrostante)

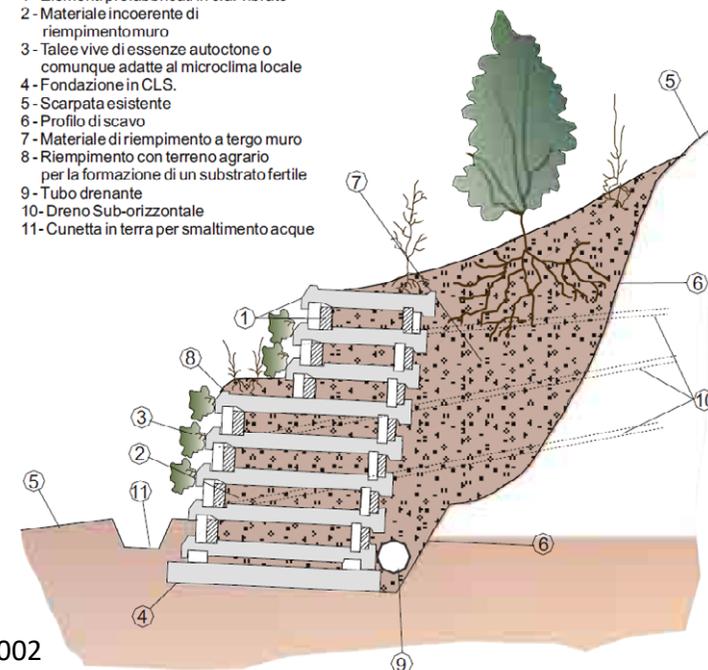


Muro cellulare vegetato

- È una palificata di sostegno realizzata con elementi prefabbricati in cemento armato al posto dei tondami di legno
- Vantaggi: posa più rapida e minore larghezza dello scavo, possibilità di raggiungere altezze più alte (3,5 m)
- Svantaggi: tra gli elementi si crea un microclima secco spesso poco favorevole alla crescita delle



- 1 - Elementi prefabbricati in c.a. vibrato
- 2 - Materiale incoerente di riempimento muro
- 3 - Talee vive di essenze autoctone o comunque adatte al microclima locale
- 4 - Fondazione in CLS.
- 5 - Scarpata esistente
- 6 - Profilo di scavo
- 7 - Materiale di riempimento a tergo muro
- 8 - Riempimento con terreno agrario per la formazione di un substrato fertile
- 9 - Tubo drenante
- 10 - Dreno Sub-orizzontale
- 11 - Cunetta in terra per smaltimento acque



Da APAT, 2002

Gabbionate in pietrame vegetato

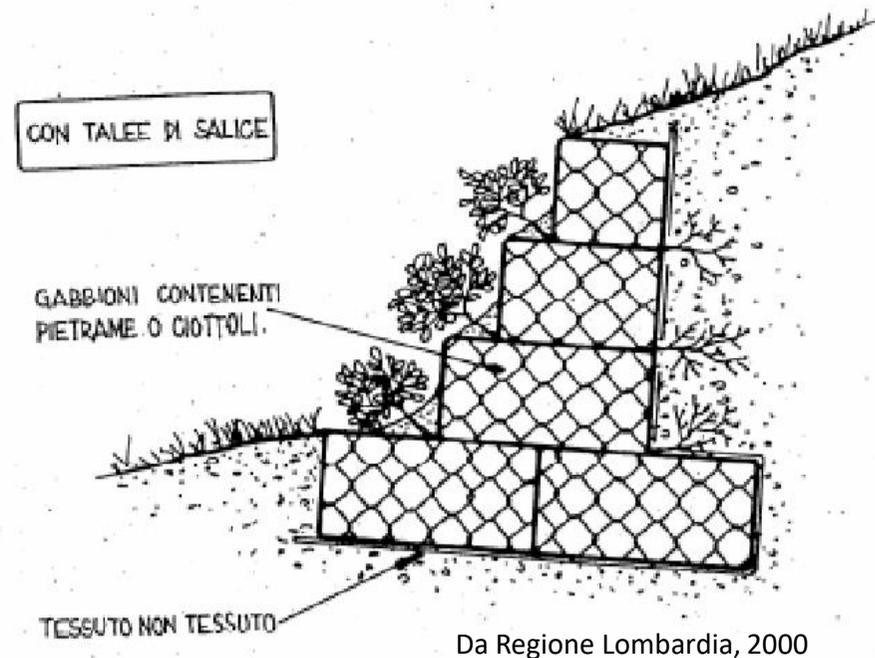
- Funzione di consolidamento simile alla scogliera in massi: i massi vengono sostituiti da gabbioni riempiti di pietrame e ciottoli
- Vengono usati nel caso in cui non sia reperibile facilmente materiale di grosse dimensioni
- Gabbioni realizzati in rete metallica zincata; pietrame disposto ordinatamente a strati fitti all'interno dei gabbioni (migliore è la disposizione e più solido sarà il gabbione) – **utilizzare pezzatura idonea!**



- Nei gabbioni vengono introdotte talee di salice o delle latifoglie radicate con capacità di radicazione avventizia dal fusto già durante la posa del pietrame e riempiendo con terra le fughe tra il pietrame
- Possibile difficile attecchimento in assenza di irrigazione

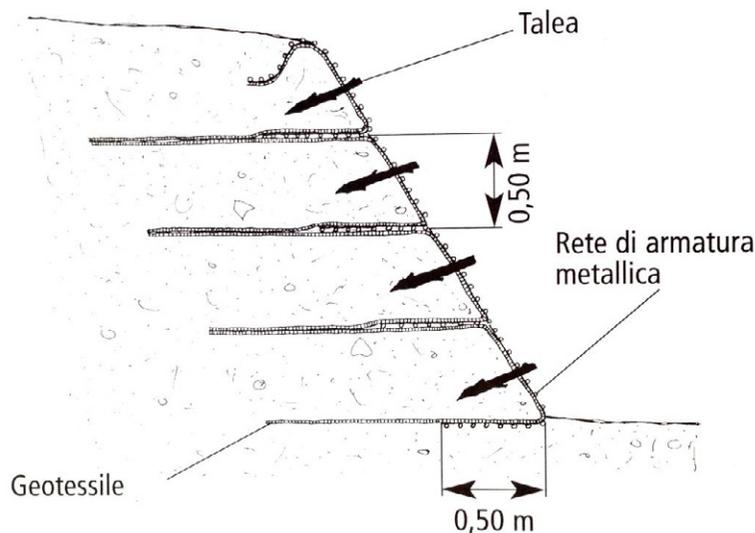
Realizzazione:

- Gabbioni in rete zincata a base rettangolare (2x1 m) e altezza pari a 1 m
- Fondazione costituita da uno strato di profondità doppia
- Gabbione vuoto legato al gabbione pieno con filo di ferro e quindi riempito con il pietrame.
- Dopo 30 cm di pietrame si riempiono le fessure con materiale terroso e si inseriscono le talee



Terre armate

- Rilevato terroso armato con geotessuti e griglie di armatura
- Sistemazione costituita da più strati di terreno compressi tra fogli di geotessuto e sovrapposti tra loro
- Reti di acciaio servono a dare la forma esterna (inclinazione max: 60°)
- Superficie esterna rinverdita con idrosemina con una miscela di graminacee e erbe non graminoidi



- Talvolta vengono collocate talee di salice o piante con pane di terra per garantire maggior stabilità alla struttura soprattutto nel medio-lungo periodo
- Altezza dell'opera variabile a seconda della superficie della scarpata da stabilizzare. Profondità dell'opera nel terreno è direttamente proporzionale all'altezza:
 - H = 2-4 m ; P = 1.5 m
 - H = 4-6 m ; P = 2.0 m
 - H = 6-8 m ; P = 2.5 m

- Dietro alle terre armate va sempre posizionato un geocomposito drenante per la captazione e il drenaggio delle acque, collegato a tubi collettori in grado di allontanare l'acqua
- Vantaggi: può essere utilizzato qualsiasi tipo di substrato costipabile
- Svantaggi: con l'arrugginire della rete elettrosaldata e la dissoluzione dei geotessuti, la struttura può essere soggetta a cedimenti. Per questo è necessario inserire arbusti o talee per garantire la stabilità anche dopo il deterioramento del materiale da costruzione



Criteri indicativi per la scelta degli interventi da realizzare in aree protette natura 2000

- Scelta dell'intervento a seconda della criticità da affrontare (frammenti più o meno superficiali)
- Scelta di un intervento che garantisca un più facile attecchimento della vegetazione (problema delle manutenzioni/irrigazioni nella fase iniziale)
- Cercare di ridurre, dove possibile, l'utilizzo di materiale non naturale

NTC 2018 e principi di dimensionamento delle opere di ingegneria naturalistica

Francesco Bettella

francesco.bettella@unipd.it

Le **Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)** sono attualmente definite nel [decreto ministeriale](#) 17 gennaio 2018 che dal 22 marzo 2018 sostituisce il D.M. 14 gennaio 2008 (precedente edizione delle NTC).

Le NTC 2018 mantengono l'impostazione delle precedenti, raccogliendo in un **unico testo** le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali e definiscono i principi per il **progetto**, **l'esecuzione** e il **collaudo** delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di **requisiti essenziali** di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i **criteri generali di sicurezza** da adottare in fase progettuale, definiscono le **caratteristiche dei materiali** e dei prodotti e, trattano gli aspetti attinenti alla **sicurezza strutturale** delle opere».

Raggruppano i criteri di verifica della sicurezza **per tutte le tecnologie costruttive** (stabilità dei terreni, muratura, cemento armato, legno, acciaio) unificando criteri di valutazione, livelli di sicurezza, modalità di progettazione, certificazione dei materiali, collaudo, norme per gli edifici esistenti.

A supporto di una corretta applicazione delle Norme Tecniche è stato pubblicato il DM 17 gennaio 2019 relativo alla Circolare Esplicativa, il cui testo era stato approvato il 27 luglio 2018 dall'Assemblea del Consiglio Superiore dei LL.PP. uscito in GU il 12 febbraio 2018

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spedisce: abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma



N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per
le costruzioni».**

Cosa affrontiamo oggi

- In merito ai capitoli delle NTC2018, analizzeremo gli aspetti che possono interessare i progettisti di opere di ingegneria naturalistica per la sistemazione dei versanti: **OPERE DI SOSTEGNO**
- Differenze rispetto alle NTC 2008
- Nello specifico verranno trattati gli argomenti presenti nei seguenti Capitoli
 - Capitolo 2 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
 - Capitolo 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA

CAPITOLO 12.

RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale, predispone e pubblica, sentiti il Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.) e l'Ente Italiano di Normazione (UNI), l'elenco dei documenti che costituiscono riferimento tecnico per le Norme tecniche per le costruzioni ai sensi del presente capitolo. Con analoga procedura sono anche predisposti e pubblicati gli aggiornamenti periodici a tale elenco, nonché gli aggiornamenti degli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

Capitolo 2 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE, VITA NOMINALE DI PROGETTO

Nelle NTC 2018 viene introdotto il concetto di **Vita nominale di progetto VN** inteso come numero di anni in cui l'opera deve mantenere dei livelli prestazionali specifici, purché soggetta alla necessaria manutenzione.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

NTC 2018

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

NTC 2008

Per le costruzioni di Tipo 1 il valore di VN non potrà essere inferiore a 10 anni.

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto da queste norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono valutate in relazione agli **Stati limite** che si possono verificare durante la Vita nominale di progetto.

Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze di costruzione.

REQUISITI

- Sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- Sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **sicurezza antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno **stato limite ultimo** ha carattere **irreversibile**.
Il superamento di uno **stato limite di esercizio** può avere carattere **reversibile o irreversibile**.

Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) ha carattere:

- **Reversibile** nel caso che si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite
- **Irreversibile** se, pur non avendosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile (danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili).

2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura (ribaltamento)** o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive (scorrimento);**
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni** (i.e.: *schacciamento: carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione*)
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni** che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (**quando i cedimenti generano distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura**)
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

2.2.6. VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli *stati limite ultimi* che possono presentarsi;
- b) per gli *stati limite di esercizio* definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un *incendio*.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme - in base a specifiche indagini.

2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del **metodo semi probabilistico agli stati limite** basato sull'impiego dei **coefficienti parziali**, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

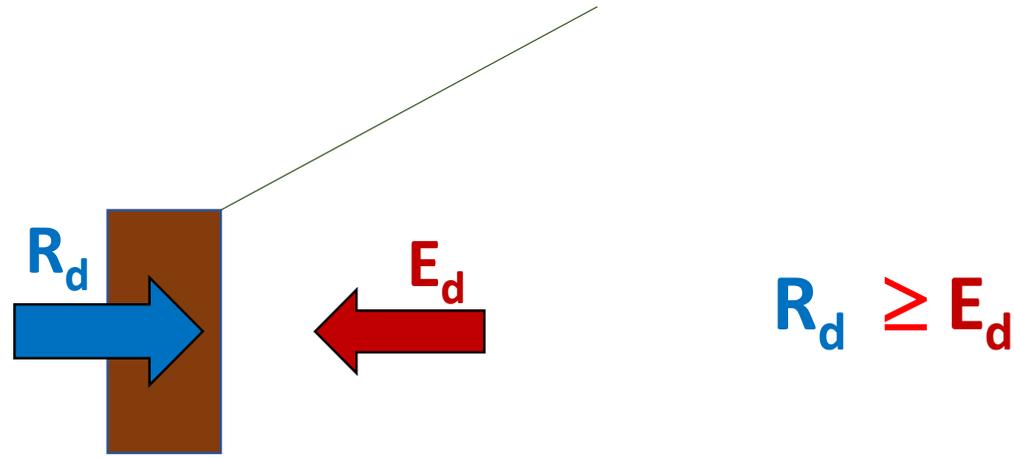
La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

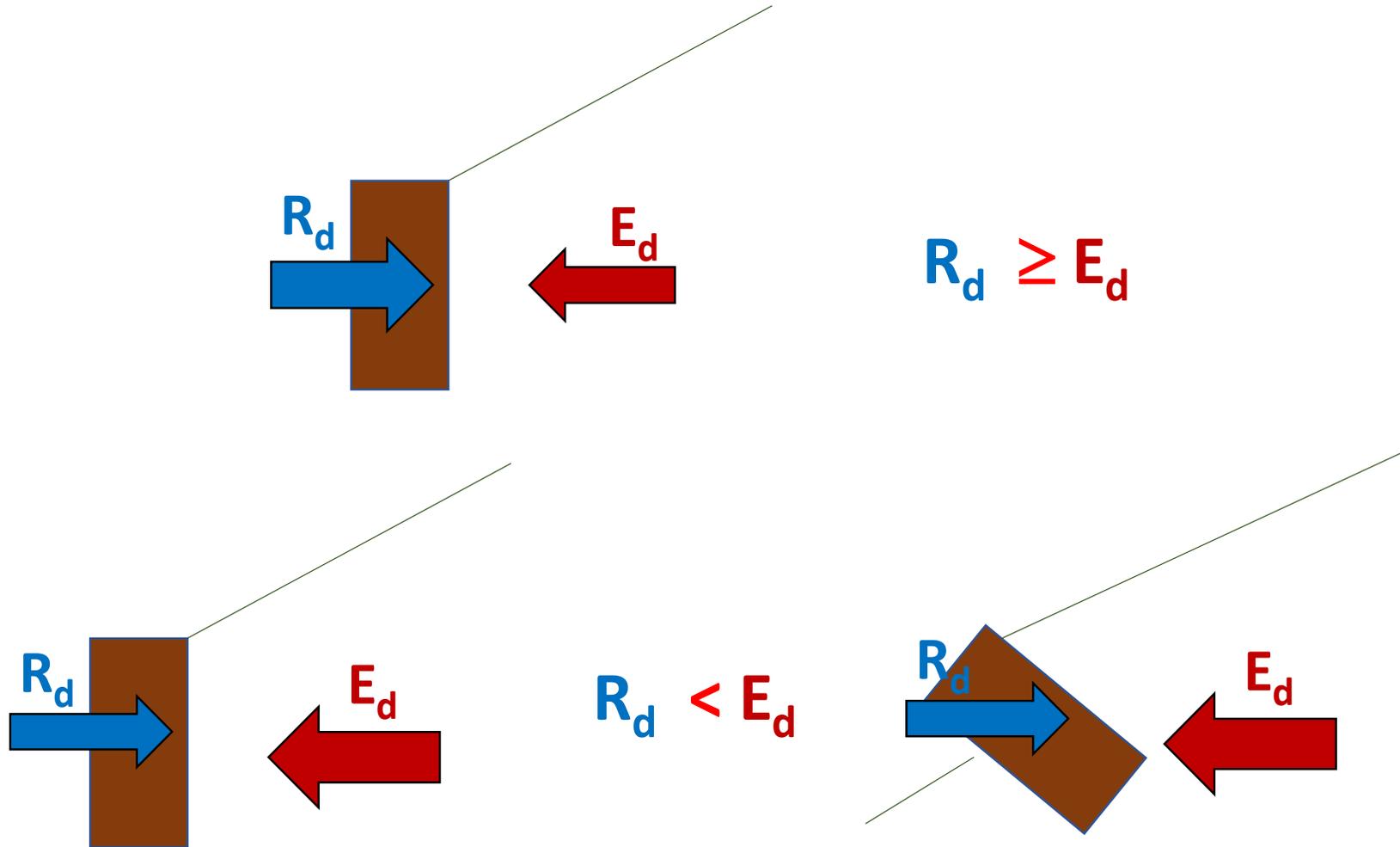
$$\text{resistenza di progetto} \quad R_d \geq E_d \quad \text{azioni/effetti di progetto}$$

R_d = **CAPACITÀ** di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza, duttilità e/o spostamento dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate

E_d = valore di progetto della **DOMANDA**, funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate

$$\text{CAPACITÀ} > \text{DOMANDA}$$





CONFRONTO

CAPACITÀ DI PROGETTO come

RESISTENZA: R_d

$R_d (X_d, a_d)$

↑
materiali

← geometria 'nominale'

← d = design = progetto

$\geq ?$

DOMANDA DI PROGETTO come

VALORI DELLE AZIONI IN GIOCO: E_d

$E_d (F_d, a_d)$

↑
azioni

← geometria

AZIONE: ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura

CONFRONTO

CAPACITÀ DI PROGETTO come

RESISTENZA: R_d

$R_d (X_d, a_d)$

↑
materiali

← geometria 'nominale'

↙ d = design = progetto

$\geq ?$

DOMANDA DI PROGETTO come

VALORI DELLE AZIONI IN GIOCO: E_d

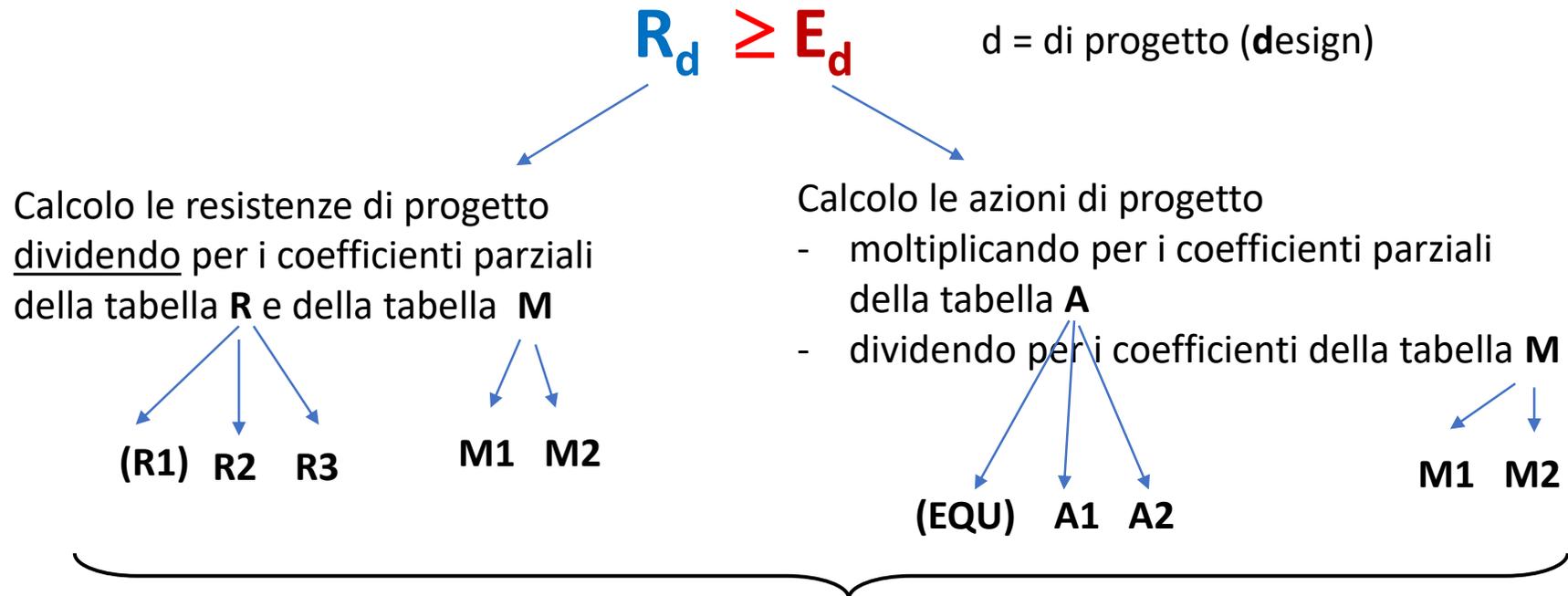
$E_d (F_d, a_d)$

↑
azioni

← geometria

$$G_S = \frac{\sum M_{O,STAB.}}{\sum M_{O,RIB.}} \geq 1.5$$

Esempio di verifica tradizionale (ribaltamento)



a seconda della combinazione scelta e del tipo di verifica

COEFFICIENTI = GAMMA

Il **valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d** è, a sua volta, funzione del **valore caratteristico della resistenza X_k** , definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

essendo γ_M il fattore parziale (*coefficiente*) associato alla resistenza del materiale.

Il **valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d** è ottenuto dal suo **valore caratteristico F_k** , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

essendo γ_F il fattore parziale (*coefficiente*) relativo alle azioni.

Nel caso di **concomitanza di più azioni variabili di origine diversa** si definisce un valore di combinazione:

$$\psi_0 F_k$$

Il coefficiente $\psi_0 \neq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

I valori caratteristici dei **parametri fisico-meccanici dei materiali** sono definiti nel **Capitolo 11**.

Per la sicurezza delle **opere e dei sistemi geotecnici**, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel **§ 6.2.2**.

VERIFICA DELLA SICUREZZA NEI RIGUARDI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

C_d soglia di deformazione determinata dallo strutturista

E_d azioni che portano al cedimento

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

- a) dirette:** forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) indirette:** spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.
- c) degrado:**
 - *endogeno:* alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
 - *esogeno:* alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

- a) statiche:** azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) pseudo statiche:** azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) dinamiche:** azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui **variazione di intensità nel tempo è molto lenta** e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura. c

- c) **eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) **sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

G: permanenti

Q: variabili

E: sismiche

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le **più gravose condizioni di carico** che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, **la Tab. 2.6.I** riporta i **valori dei coefficienti parziali γ_F** da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (**EQU**) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella **colonna EQU della Tabella 2.6.I**.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella **colonna A1 della Tabella 2.6.I**.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno (**GEO**), per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel **Capitolo 6**.

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
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.

I coefficienti dei carichi permanenti non strutturali rispetto alle NTC 2008(0,0; 0,0; 0,0) sono stati corretti nelle NTC 2018 (0,8; 0,8; 0,8).

- Lo stato limite per la perdita dell'equilibrio **ERU** (**dalle NTC2018**) considera solo il **ribaltamento di strutture fuori terra** (ad esempio ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione). Quindi **non riguarda più il terreno o l'insieme terreno + struttura**, verifica compresa adesso nelle **verifiche GEO**, ma tale verifica è limitata
- Lo stato limite di resistenza del terreno, GEO, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini,...), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno+struttura. Tra gli stati limite GEO sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (es. resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).
- Nel **Cap.6** (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli **stati limite ultimi di tipo idraulico**:
 - UPL: la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua
 - HYD: l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici

RIASSUNTO DEGLI SLU:

- **EQU:** Stato limite **di Equilibrio** come corpo rigido (strutture fuori terra)
- **UPL:** Stato limite **di Sollevamento**, perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua
- **HYD:** Stato limite per **Gradienti idraulici**, collasso dovuto a gradienti idraulici/erosione
- **STR:** Stato limite di **Resistenza della Struttura**, compresi gli elementi della fondazione
- **GEO:** Stato limite di **Resistenza del Terreno**, che comprende la perdita di equilibrio del terreno e dell'insieme terreno-struttura

SLU – OPERE DI CONSOLIDAMENTO

- **STR**: Stati limite ultimi **strutturali**
- **GEO**: Stati limite ultimi **geotecnici**

Per entrambi, le verifiche si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, tra di loro alternativi:

APPROCCIO 1

**Combinazione 1
(A1+M1+R1)**

**Combinazione 2
(A2+M2+R2)**

LA PIU' GRAVOSA

Le combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ

APPROCCIO 2

**Combinazione unica
(A1+M1+R3 – GEO
A1+M1 - STR)**

Azioni A (γF)
 Resistenza dei materiali (γM)
 Resistenza globale del sistema (γR).

Circolare: C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

- **Privilegiare l'APPROCCIO 2** nelle verifiche di sicurezza rispetto agli **stati limite ultimi strutturale e geotecnico**, anche per semplificazione dovuta all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali (*non devo valutare la combinazione più gravosa*).
- Approccio 1 mantenuto in quei casi per i quali può manifestarsi qualche ambiguità, non risolvibile a priori, sugli effetti delle azioni permanenti nelle verifiche di tipo geotecnico.
- **Combinazione 2 dell'APPROCCIO 1** è la sola che deve essere utilizzata per le **verifiche di stabilità globale della parte di sottosuolo su cui insistono le opere di fondazione e di sostegno**, per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo e dei paramenti delle opere di materiali sciolti.
- **Stato limite al ribaltamento** dei muri di sostegno: verifiche **GEO dell'Approccio 2**

6.5. OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a **tutte le costruzioni e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno** o di materiale con comportamento simile. In particolare:

- **muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- **paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- **strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento.

6.1.2.PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tenere conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello **studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica**, devono essere esposti in una specifica **relazione geologica**. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove definite dal progettista in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Le **scelte progettuali**, il **programma e i risultati delle indagini**, la **caratterizzazione e la modellazione geotecnica**, unitamente alle analisi per il **dimensionamento geotecnico delle opere** e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica **relazione geotecnica**.

6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al ***peso proprio del terreno e del materiale di riempimento***, ai ***sovraccarichi***, all'***acqua***, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

6.5.2.1 SOVRACCARICHI

Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

Il modello geometrico deve **tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle** del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui **la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita** di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali **anche** legati a **eventi di carattere eccezionale** e a possibili **malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio**. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere **presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo**, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

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, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

$$R_d \geq E_d$$

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**.

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;**
- APPROCCIO 2
COMB. UNICA GEO
A1-M1-R3
- APPROCCIO 1
COMB. 2 (A2-M2-R2)

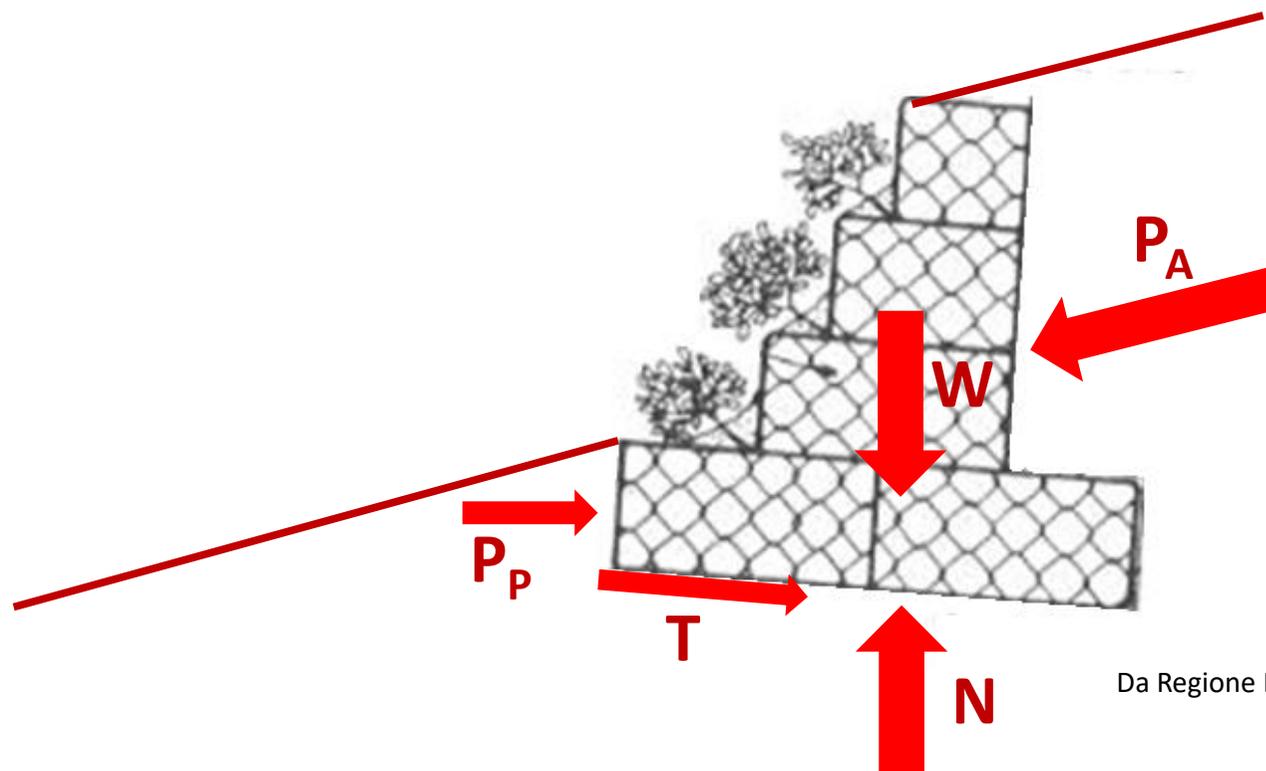
SLU di tipo strutturale (**STR**):

- **raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.**
- APPROCCIO 2
COMB. UNICA STR
A1-M1

A: Azioni (stabilizzanti/destabilizzanti)

R: Resistenze (parametri geotecnici)

M: Materiali



Da Regione Lombardia, 2000

W : peso del muro e del terreno che grava sulla fondazione

P_A : spinta attiva esercitata dal terreno a monte (compresa l'eventuale spinta dell'acqua)

P_p : spinta passiva esercitata dal terreno a valle (generalmente trascurata a favore di sicurezza)

N : componente normale della reazione di appoggio

T : componente tangenziale della reazione di appoggio

COEFFICIENTI PER LE AZIONI

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1 peso elementi strutturali	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ peso elementi non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti strutturali quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Sia che siano favorevoli che sfavorevoli!

COEFFICIENTI PER I PARAMETRI GEOTECNICI – RESISTENZE (R_d)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico**, con riferimento al **valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno**, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M **specificato nella Tab. 6.2.II** e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per il tipo di opera;
- in modo analitico**, con riferimento a correlazioni con i **risultati di prove in sito**, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specifici per il tipo di opera
- sulla base di **misure dirette su prototipi**, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specifici per il tipo di opera.

→ **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
Resistenza unitaria al taglio	τ_R	$\gamma\tau_R$	1,0	1,25

COEFFICIENTI PER I PARAMETRI GEOTECNICI – RESISTENZE (R_d)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico**, con riferimento al **valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno**, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M **specificato nella Tab. 6.2.II** e tenendo conto, ove necessario, dei **coefficienti parziali γ_R** specifici per il tipo di opera;
- in modo analitico**, con riferimento a correlazioni con i **risultati di prove in sito**, tenendo conto dei **coefficienti parziali γ_R** specifici per il tipo di opera
- sulla base di **misure dirette su prototipi**, tenendo conto dei **coefficienti parziali γ_R** specifici per il tipo di opera.

→ **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

Nel caso di presenza di acqua (opere in alveo) entra in gioco la riduzione dell'angolo di attrito tra fondazione e terreno: $\approx 2/3 \varphi$ (angolo di attrito terreno) nella verifica allo scorrimento

Coefficienti parziali γ_R definiti per le resistenze (R1, R2 e R3).

R1 = tutti coefficienti unitari

R2 ≥ 1 scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati

R3 applicare i valori dei coefficienti riportati nelle tabelle specifiche per ogni opera

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

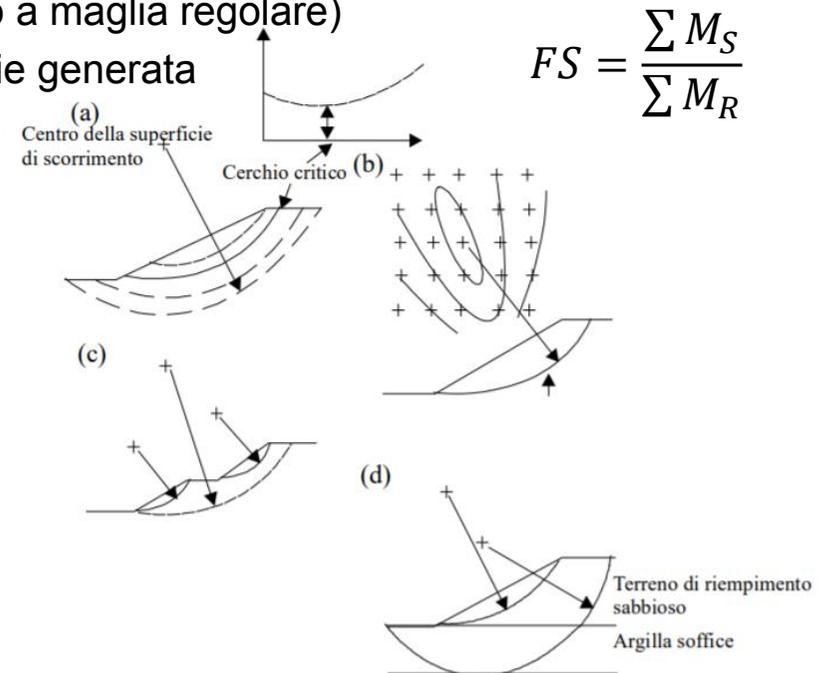
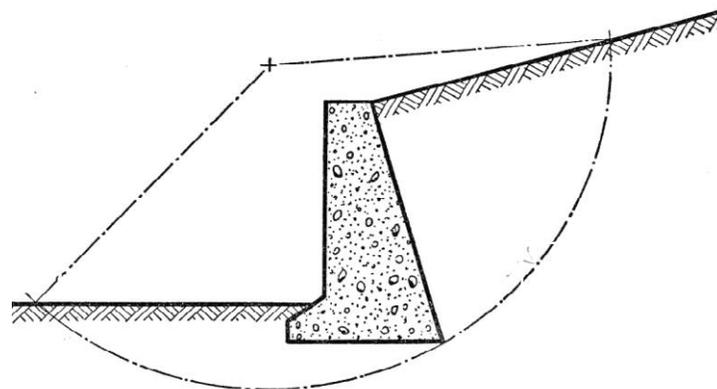
Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica al ribaltamento il coefficiente si applica agli effetti delle azioni stabilizzanti (momenti)

VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

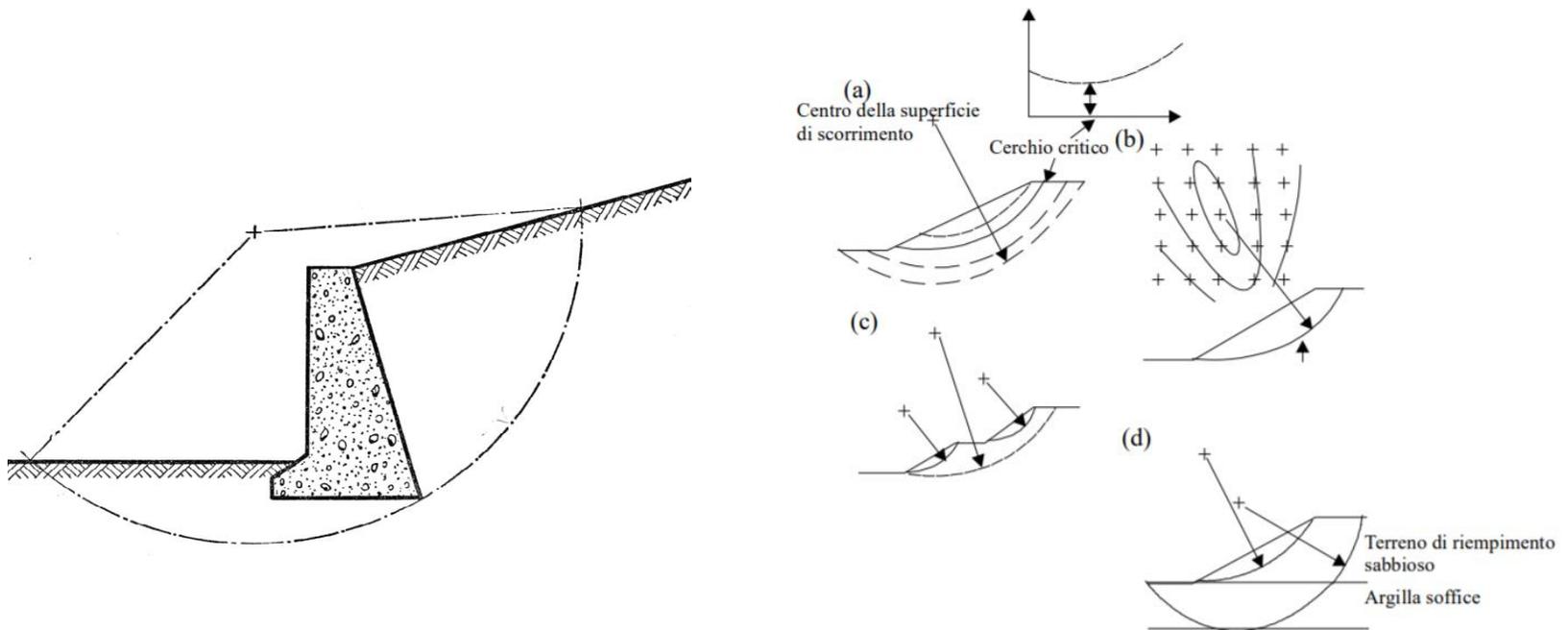
In un **pendio naturale**, la **superficie di scorrimento critica** (ovvero la superficie cui è associato il minimo valore del coefficiente di sicurezza, **deve essere determinata per tentativi**).

- Eseguire l'analisi di stabilità per un certo numero di cerchi aventi lo stesso centro e raggio diverso (metodo di Fellenius, metodo di Bishop) e diagrammare i coefficienti di sicurezza in funzione del raggio e identificare il raggio critico (coefficiente di sicurezza minimo)
- Ripetere la procedura per diversi centri (reticolo a maglia regolare)
- Identificare il valore minimo di FS sulla superficie generata
- Possibilità di avere più minimi, quindi più superfici critiche di scorrimento potenziale



VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

- Diffusione dei programmi di calcolo automatico ha eliminato il problema della laboriosità del calcolo numerico
- Necessaria comunque esperienza e buon senso per definire i confini del campo di ricerca



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 commisurati all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

6.3.3. MODELLOZIONE 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.

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_i) 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.

$$R_{\text{tau-disponibile}} / k \geq T_{\text{agente-caratteristico}}$$

Resistenza al
taglio disponibile

Tensione di taglio
agente

APPROCCIO 1

COMB. 2 (A2-M2-R2)

Spesso si assume:
K = 1.3-1.5

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

$$O_{Rd} > O_{Ed}$$

Sommatoria delle forze orizzontali **di progetto** destabilizzanti: O_{Ed}

Sommatoria delle forze orizzontali stabilizzanti di progetto: $O_{Rd} = f V_{Rd}$

f = coeff. attrito fondazione/terreno

V_{Rd} : Sommatoria forze verticali

che provocano attrito

Coefficienti:

Peso proprio struttura (favorevole) = γ_{G1} (A1) = 1

Spinta del terreno (sfavorevole): γ_{G1} (A1) = 1,3

Sottospinta idrostatica (se presente, sfavorevole): γ_{G1} (A1) = 1,3

(1,5 se si considera azione variabile molto cautelativo)

Attrito fondazione-terreno $\gamma_{M1} = 1,0$

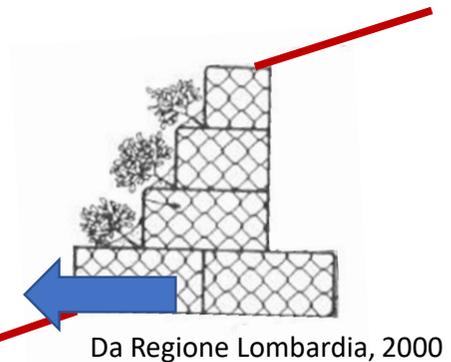
[si divide la tangente dell'angolo di attrito]

Coefficiente per le resistenze (applicato alla sommatoria delle forze resistenti, le forze di attrito) $\gamma_{R3} = 1,1$

APPROCCIO 2
COMB. UNICA GEO
A1-M1-R3

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

	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}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3



VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

APPROCCIO 2
COMB. UNICA GEO
A1-M1-R3

Azione data dalla sommatoria dei **momenti ribaltanti di progetto**: M_{Ed}

Azione dei **momenti resistenti di progetto** : M_{Rd}

Coefficienti:

Peso proprio struttura (favorevole) = $\gamma G1$ (A1) = **1**

Spinta del terreno (sfavorevole): $\gamma G1$ (A1) = **1,3**

Spinta idrostatica (sfavorevole): $\gamma G1$ (A1) = **1,3**

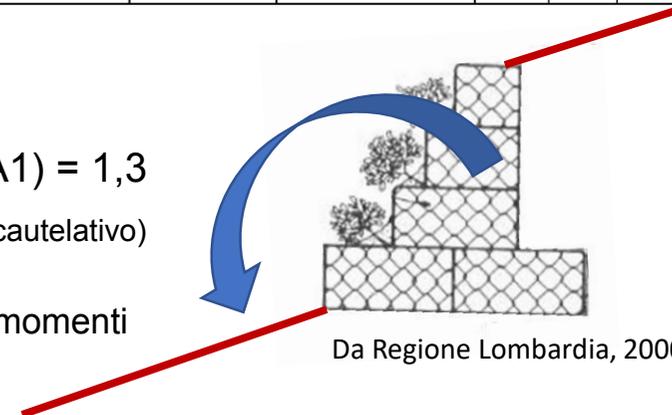
Sottospinta idrostatica (se presente, sfavorevole): $\gamma G1$ (A1) = **1,3**

(spinte idrostatiche coefficiente 1,5 se si considerano azioni variabili: molto cautelativo)

Coefficiente per le resistenze (applicato alla sommatoria dei momenti resistenti) γ_{R3} = **1,15**

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_E (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}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3



VERIFICA AL CARICO LIMITE FONDAZIONE-TERRENO

$$P_{Rd} > F_{Ed}$$

Carico limite portante del terreno fondazionale: P_{Rd}

Sommatoria dei carichi verticali destabilizzanti: F_{Ed}

P_{Rd} funzione di: Lunghezza della fondazione: B ; Distanza risultante - spigolo di valle della fondazione: u ;

Eccentricità del carico: e ; Lunghezza della sezione parzializzata: B^*

carico limite unitario: q_{lim} (si valuta da indagine geotecnica)

$$B^* = B - 2e = 2u$$

$$P_{Rd} = q_{lim} B^*$$

Coefficienti:

Peso proprio struttura (sfavorevole) = γ_{G1} (A1) = **1,3**

Sottospinta idrostatica (se presente, favorevole): γ_{G1} (A1) = **1,0**

(coefficiente 0,0 se si considera azione variabile)

Spinta del terreno (sfavorevole): γ_{G1} (A1) = **1,3**

Attrito fondazione-terreno γ_{M1} = **1,0**

[si divide la tangente dell'angolo di attrito, se si usa per il calcolo della capacità portante]

Coefficiente per le resistenze γ_{R3} = **1,4**

APPROCCIO 2

COMB. UNICA GEO

A1-M1-R3

Considerazioni conclusive

Le opere di IN presentano diversi vantaggi rispetto a opere di tipo tradizionale in calcestruzzo:

- Sono **opere multifunzionali** (azione di consolidamento e di contenimento dei processi erosivi, ripristino di un ecosistema «naturale», biodiversità, funzione estetico paesaggistica)
- Consolidamento sia meccanico (riduzione pendenza) che ad opera della **vegetazione** (aumento delle scabrezze, traspirazione, effetto degli apparati radicali)
- Sono opere «naturalmente» **drenanti**
 - volumi di deflusso superficiale minori (riduzione delle erosioni superficiali)
 - effetto sulla stabilità dell'opera stessa (riduzione del rischio di sifonamento)