

I Quaderni

Commissione Interregionale NTC

Revisione scientifica: Prof. Eros Aiello

Con il patrocinio del Consiglio Nazionale dei Geologi

L. Bonioli

U. De la Pierre

[MURI DI SOSTEGNO E STRUTTURE MISTE]

[quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi]

COMMISSIONE INTERREGIONALE NTC08

COMPONENTI	ORDINE	COMPONENTI	ORDINE
AIRALDI Paolo	LIGURIA	GALATA' Giovanni	TRENTINO ALTO ADIGE
ANGELONE Domenico	MOLISE	GARBIN Fabio	LAZIO
ANIBALDI Andrea	MARCHE	GIOVINE Vincenzo	LOMBARDIA
BARSANTI Pietro	TOSCANA	LENARDUZZI Gianni	FRIULI VENEZIA GIULIA
BONIOLI Luisella	PIEMONTE	LOMBARDI Gerardo	CAMPANIA
BORGIA Umberto	CAMPANIA	PARMEGGIANI Fabio	EMILIA ROMAGNA
BRUNALDI Raffaele	EMILIA ROMAGNA	PATERNOSTER Stefano	TRENTINO ALTO ADIGE
CADAU Giambattista	SARDEGNA	PETRINI Fabrizio	ABRUZZO
CAGALLI Andrea	VENETO	PIGNATELLI MARIO	VALLE D'AOSTA
CARBONE Raffaele	BASILICATA	PIGNOCCHI Andrea	MARCHE
CARBONELLA Rocco	EMILIA ROMAGNA	PISTIS Salvatore	SARDEGNA
CHESSA Mauro	TOSCANA	PLESCIA Vito Francesco	MOLISE
CINUS DARIO	SARDEGNA	REINA Alessandro	PUGLIA
CIVELLI Carlo	LIGURIA	RISPOLI Francesca	EMILIA ROMAGNA
DEL GENIO Vincenzo	CAMPANIA	SAVI Francesco	UMBRIA
DORDI Amedeo	LOMBARDIA	STORONI RIDOLFI Sergio	MARCHE
FAGIOLI Maria-Teresa	TOSCANA	TODARO Pietro	SICILIA
FALVO Beniamino	CALABRIA	TRONCARELLI Roberto	LAZIO
FARINA Daniele	MARCHE	TROSSERO Massimo	PIEMONTE
FASSER Giovanni	LOMBARDIA	VENISTI Nicola	VENETO
FRAGALE Francesco	CALABRIA	VERRANDO Ampelio	LIGURIA
FRANCESCHINI Marco	EMILIA ROMAGNA	ZANNINIELO Basilio	VENETO

Responsabile Scientifico: Eros AIELLO

Coordinatore: Maria-Teresa FAGIOLI

Comitato di redazione: Carlo CIVELLI, Francesco FRAGALE,
Fabio GARBIN, Gerardo LOMBARDI,
Roberto TRONCARELLI

PREFAZIONE

Alla base del lungo e prezioso lavoro che ha portato all'attesa pubblicazione di questi primi quaderni vi è la consapevolezza della comunità tecnico-scientifica di dover esercitare un necessario compito di formazione ed aggiornamento, attribuendosi un importante ruolo etico, che si traduce in un altrettanto importante ruolo sociale.

La preparazione di chi opera nel settore delle costruzioni, forse ancor di più in questo particolare momento, assume una valenza strategica nei confronti di istanze di sicurezza e di qualità, che nel caso delle attività progettuali si declinano con il raggiungimento di obiettivi di sicurezza dell'opera e del suo contesto e, non ultimo, con il gradimento della comunità dei cittadini.

Allo stesso tempo chi commissiona studi e progetti deve essere consapevole del risultato atteso, che è funzione del variare del livello di indagini e di analisi.

Un buon progetto non è la risultante dell'applicazione tout-court di procedure nel processo di progettazione, ma è figlio di un ordinato sviluppo delle attività, capace di minimizzare gli oneri dovuti ad errori ed a sprechi, ed è frutto di una attività in cui la sfera intellettuale e la capacità manageriale sono complementari.

Le attività di progettazione, con le sue analisi, i suoi approfondimenti, i suoi studi specialistici, le sue indagini, si configurano, per loro natura, in modo ben diverso rispetto ad altri processi, essendo il prodotto di azioni difficilmente standardizzabili, riconducibili alla necessità di gestire problematiche, quindi competenze sempre diverse, ed in cui la competenza e la preparazione del gruppo di progettazione e dei singoli professionisti gioca un ruolo decisivo.

Chi ha compiuto lo sforzo di scrivere questi quaderni ha pensato di operare soprattutto nella direzione della qualità dei professionisti del settore e dei geologi in particolare, che oggi svolgono un ruolo strategico nelle attività di progettazione, rivolgendosi ad essi non solo nelle loro funzioni di progettisti, ma anche in quelle di controllori.

Ai primi perché la quantità di discipline e di soggetti che concorrono oggi alla determinazione di un progetto impone una istanza di cultura tecnica generale anche da parte dei singoli specialisti, che devono poi trovare all'interno del progetto la propria matrice di qualità.

Ai secondi perché è nella fase di controllo che deve estrinsecarsi l'analisi qualitativa dei contenuti progettuali, in quanto le istanze di sicurezza diventano appannaggio della committenza attraverso le procedure di validazione imposte dalla legge.

Non è più possibile infatti demandare al cantiere la modifica di progetti inadeguati o inesatti, che non soddisfino requisiti di compatibilità, produttività, prevenzione dei rischi, sostenibilità, soddisfazione del cliente e immagine.

A chi ha lavorato alla stesura di questo testo va il riconoscimento della comunità geologica, di quella più ampia di area tecnica, ma anche della società civile, perché i suoi contenuti consentono di indirizzare il processo di coordinamento delle idee e le conseguenti scelte progettuali verso requisiti di fattibilità, coerenza e conformità.

Riconoscimento che va esteso ad un sistema ordinistico delle professioni tecniche, e dei geologi in

particolare, che dimostra ancora una volta di saper anteporre gli interessi della collettività a quelli di categoria.

Ed infine un ringraziamento sentito agli Ordini Regionali, la cui dinamicità ed il cui impegno costante nelle innumerevoli questioni che coinvolgono la categoria sono alla base del progressivo riconoscimento del ruolo centrale attribuito ai geologi, che tuttavia ancora oggi molti tardano a riconoscerli.

Il Presidente del Consiglio Nazionale dei Geologi

Gian Vito Graziano

INTRODUZIONE

Le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni furono approvate in fretta e furia sull'onda emotiva del terremoto dell'Aquila, e scaraventate, così com'erano, con piglio decisionista, sul mondo edilizio e sulle professioni tecniche che da anni ne suggerivano gli affinamenti.

Nessun dubbio sulla necessità di allineare la normativa italiana agli Eurocodici, ma la frettolosa logica dell'emergenza portò a non approfondire adeguatamente più di un aspetto della progettazione edilizia; gli aspetti geologici non rimasero immuni da ciò.

La Commissione Interregionale degli Ordini dei Geologi, che già da tempo stava lavorando per proporre i necessari affinamenti e chiarimenti alla norma in gestazione, non si arrese e fatto tesoro di quanto già elaborato ha trasformato quel che avrebbe dovuto essere un supporto tecnico al legislatore in un vademecum per i colleghi alle prese con le carenze della norma promulgata.

In pieno spirito di sussidiarietà e grazie al volontariato di tanti colleghi vuoi professionisti che del mondo accademico, la Commissione Interregionale ha preparato "Le linee guida per le NTC" che furono presentate nel 2° Forum degli Ordini Regionali e del Consiglio Nazionale dei Geologi "NTC-2008 Linee Guida" (Firenze, 21 gennaio 2011). Insieme alle Linee Guida sono state presentate le prime bozze dei quaderni; elaborati tecnici prodotti per supportare i colleghi nell'applicazione di quei punti oscuri o insufficientemente dettagliati della norma.

A distanza di 18 mesi dal Forum questo CdRom presenta la versione definitiva di un primo gruppo di quaderni.

Il CdRom contiene:

1. Glossario;
2. Quaderno "Una metodologia per la scelta dei parametri geotecnici caratteristici";
3. Quaderno "Fondazioni superficiali";
- 3a. Esempi relativi alle fondazioni superficiali: collana "gli spilli";
4. Quaderno "Muri di sostegno e strutture miste";
5. Quaderno "Edifici esistenti";
6. Quaderno "Costruzioni modeste, costruzioni semplici, opere minori, elementi non strutturali, opere provvisoriale, opere interne";
7. Quaderno "Modellazione sismica e stabilità alla liquefazione".

Il Cd Rom contiene inoltre le normative regionali in materia di opere minori o modesta rilevanza (NTC 08 cap. 6.2.2) pervenute a tutto il 24 aprile 2012.

I quaderni con il loro contenuto di riferimenti tecnici, bibliografia ed esempi, lungi da ogni pretesa di esaustività, vogliono comunque segnalare l'avvio di un percorso virtuoso nel quale i colleghi, pongono a disposizione della categoria l'esperienza e la preparazione specifica maturata in decenni di attività professionale e di ricerca, per consentire a ciascuno di noi di affrontare ogni nuovo impegno professionale e

tecnico forti dell'esperienza di tutti.

La selezione degli argomenti trattati dai quaderni ha cercato di rispecchiare la maggioranza delle problematiche che ogni collega che opera nel comparto delle costruzioni si trova ad affrontare.

La Commissione ha ritenuto, inoltre, opportuno elaborare anche un Glossario per prevenire fraintendimenti e conseguenti incomprensioni derivanti da differenti interpretazioni delle tecnologie.

Alla produzione di questo CdRom hanno partecipato sotto la guida tecnico-scientifica del Prof. Eros Aiello colleghi di varie Regioni. A loro un ringraziamento caloroso per aver reso possibile l'iniziativa che assume un carattere di particolare rilevanza in un momento in cui subdoli ed interessati attacchi al geologo, diretti a relegarlo nel settore dell'edilizia in ruoli subalterni, segnalano la rapace miopia di certi poteri forti.

Se da un lato i terremoti e le catastrofi naturali segnalano l'indispensabilità dei nostri saperi di veri ed unici specialisti del sottosuolo, elaborati tecnici come quelli contenuti nel CdRom dimostrano la capacità della nostra categoria di fornire contributi stringenti e fattivi alla risoluzione di problematiche complesse.

Il Coordinatore della Commissione Interregionale

Maria-Teresa Fagioli

1	PREMESSA (*)	4
1.1	LE TIPOLOGIE DI OPERE DI SOSTEGNO	4
1.2	CENNI NORMATIVI	4
2	LE AZIONI (*)	5
2.1	LA TIPOLOGIA	5
2.2	LE COMBINAZIONI	6
2.3	LE SPINTE DEL TERRENO	8
2.3.1	PREMESSA	8
2.3.2	LA GEOMETRIA DELL'INSIEME TERRENO-OPERA	9
2.3.3	LE DETERMINAZIONE DELLE SPINTE STATICHE DEL TERRENO: SPINTA ATTIVA E SPINTA PASSIVA, CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE	9
2.3.3.1	LA TEORIA DI COULOMB,	11
2.3.3.2	LA TEORIA DI RANKINE,	18
2.3.3.3	IL METODO DI CULMANN	20
2.3.3.4	CONSIDERAZIONE FINALI SUI TRE METODI TRATTATI	20
2.3.3.5	LA TEORIA DI ROSENFARB E CHEN , I METODI DI CAQUOT- KERISEL E SOKOLOWSKI, L'EUROCODICE 7	20
2.3.4	LA SPINTA A RIPOSO, LE SPINTE INTERMEDIE E GLI SPOSTAMENTI DELL'OPERA	28
2.3.5	LE DETERMINAZIONE DELLE SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE: I METODI PSEUDOSTATICI , DINAMICI SEMPLIFICATI E PSEUDODINAMICI	31
2.3.6	IL PUNTO DI APPLICAZIONE DELLE SPINTE	41
2.3.7	LA SCELTA DEI PARAMETRI DEL TERRENO	42
2.3.8	INFLUENZA DELLA FALDA IDRICA SUL REGIME DELLE SPINTE	44
2.3.9	LA FUNZIONE DEI SISTEMI DRENANTI	46
3	LE VERIFICHE (*)	50
3.1	IL MODELLO GEOTECNICO E I PARAMETRI CARATTERISTICI	50
3.2	VERIFICHE GEOTCNICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	50
3.3	VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE : I MURI E LE STRUTTURE MISTE	52
3.3.1	VERIFICHE ALLO SLU (CONDIZIONI STATICHE)	52
3.3.1.1	STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO TERRENO OPERA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	53
3.3.1.2	SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	54
3.3.1.3	MOMENTI ED ECCENTRICITÀ	56
3.3.1.4	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE (SUPERFICIALE) TERRENO: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	58
3.3.1.5	RIBALTAMENTO : GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	59
3.3.2	VERIFICHE ALLO SLV	60
3.3.2.1	IL METODO PSEUDOSTATICO	60
3.3.2.2	L'UTILIZZO DI β_M	61
3.3.2.3	IL METODO DEGLI SPOSTAMENTI	64
3.3.2.4	STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO TERRENO OPERA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	64
3.3.2.5	SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	65
3.3.2.6	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	66
3.3.2.7	RIBALTAMENTO : GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO	66
3.3.3	VERIFICHE ALLO SLE E SLD	67
3.3.3.1	VERIFICHE AI CEDIMENTI VERTICALI: I METODI DI CALCOLO	67

3.3.3.2	VERIFICHE AGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: I METODI DI CALCOLO	67
3.3.4	INFLUENZA DEGLI APPROCCI SUL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DEI MURI DI SOSTEGNO	68
3.4	LE VERIFICHE INTERNE ALLO SLU DI STRUTTURE MISTE: LE TERRE RINFORZATE (**)	69
3.4.1	PREMESSA	69
3.4.1.1	VERIFICHE INTERNE : I METODI DI CALCOLO	69
3.4.1.2	METODO PSEUDOSTATICO	75
3.4.1.3	METODO DEGLI SPOSTAMENTI	78
3.4.1.4	METODO PSEUDO DINAMICO	79
3.4.1.5	VERIFICHE COMPOSTE: I METODI DI CALCOLO	81
4	ESEMPIO PRATICO DI VERIFICHE GEOTECNICHE DI UN MURO A MENSOLA IN C.A.	83
4.1	CONDIZIONI STATICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI	84
4.1.1	VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)	86
4.1.2	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2)	87
4.1.3	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 2)	88
4.1.4	VERIFICA AL CARICO LIMITE (APPROCCIO 2)	89
4.2	CONDIZIONI SISMICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI	91
4.2.1	VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)	93
5	BIBLIOGRAFIA	94

(*) A cura di Luisella Bonioli

(**) A cura di Ugo De la Pierre

1 PREMESSA (*)

Le opere di sostegno rappresentano, sia per la tipologia di intervento sia per la loro molteplicità, un argomento alquanto complesso oggetto di costanti approfondimenti tecnici.

IL DM 14/01/2008 definisce le opere di sostegno come opere geotecniche atte “a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile”; si tratta sostanzialmente di strutture in grado di sostenere le spinte esercitate da un fronte di terreno instabile.

Tale elaborato tratterà il tema soprattutto sotto l'aspetto geotecnico; **si raccomanda tuttavia la definizione di un preventivo e corretto modello geomorfologico-geologico-stratigrafico, da sviluppare attraverso la realizzazione di indagini geologiche e che consenta l'individuazione della corretta tipologia di opera da progettare.**

Gli asterischi (*) riportati all'inizio di ogni capitolo ne indicano l'autore.

1.1 LE TIPOLOGIE DI OPERE DI SOSTEGNO

Il DM 14/01/2008 distingue le seguenti opere di sostegno: muri, strutture miste, paratie (§ 6.5 NTC). In particolare:

1. i muri sono strutture per le quali “la funzione di sostegno è affidata al peso proprio dell'opera e a quello del terreno direttamente agente su di esso (es. muri a gravità, a mensola, a contrafforti)”; si tratta di strutture rigide, caratterizzate cioè da un movimento rigido sotto l'azione dei carichi
2. le strutture miste “esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di elementi di rinforzo e collegamento (es. terre rinforzate, muri cellulari)”; tali strutture vengono assimilate a strutture rigide, e sono pertanto sottoposte alle medesime verifiche geotecniche a cui sono sottoposti i muri;
3. le paratie sono strutture “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”; si tratta di strutture flessibili, caratterizzate invece da una certa deformabilità (vedi quaderno “Paratie”)

1.2 CENNI NORMATIVI

La normativa a cui si farà riferimento nel presente elaborato è rappresentata soprattutto dal DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, principalmente nei suoi capitoli 2,3,6 e 7, e dalla circolare 2 febbraio 2009 n. 617. Le esplicitazioni relative a tale normativa verranno effettuate nei successivi paragrafi.

Nel presente elaborato si farà comunque riferimento anche ad altre normative, italiane ed europee, sotto elencate:

- L. 02/02/1974 n. 64: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- D.M. LL. PP. 11/03/1988 : “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e relativa circolare esplicativa del 24/09/1988
- BS 8002 (1994) : “British code of practice for the design of earth retaining structures”
- D.M. 16/01/1996 : “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- Eurocode 7 (1997) : “Geotechnical design”
- O.P.C.M. 20/03/2003 n. 3274 : “Primi elementi in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- D.M. 14/09/2005 : “Norme tecniche per le costruzioni”
- Eurocode 8 (2003) : “Design of structures for earthquake resistance”

2 LE AZIONI (*)

2.1 LA TIPOLOGIA

Le NTC (§2.5.1) definiscono le azioni come “ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura”.

Stesse NTC (§ 2.5.1.1) effettuano e seguenti distinzioni:

- a) azioni dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) azioni indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, 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.

Relativamente alle opere di sostegno, possono essere definite come azioni dirette:

- il peso del materiale di riempimento a tergo dell'opera
- i sovraccarichi, intendendo con tale termine il peso di eventuali elementi quali edifici, veicoli parcheggiati o in movimento, macchine di movimento terra o gru, presenti direttamente a monte dell'opera di sostegno o nelle sue vicinanze
- il peso dell'acqua (valutato anche in relazione alle sue caratteristiche chimiche)

Possono essere invece definite come azioni indirette:

- le forze di collisione, i cui valori di progetto devono tener conto dell'energia assorbita dalla struttura di sostegno durante l'impatto
- le forze di precompressione e pretensione, legate alla presenza di ancoraggi
- gli effetti della temperatura, da tenersi in considerazione soprattutto in caso di strutture caratterizzate da ancoraggi o puntoni

Per quanto concerne l'azione di degrado, interno e/o causato da agenti esterni (es. climatici), questa si manifesta soprattutto nel caso di strutture miste, quali ad esempio le terre rinforzate i cui rinforzi siano rappresentati da geotessili.

Tutte le azioni sopra citate possono definirsi statiche, cioè azioni che non provocano accelerazioni significative della struttura o di alcune sue parti; le forze di collisione, invece, insieme alle azioni sismiche, si definiscono dinamiche, poiché causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Esistono inoltre le azioni pseudostatiche, che rappresentano azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente e che verranno trattate nel capitolo relativo alle azioni sismiche (§ 2.3.5).

Più in generale, nel caso dei muri e delle strutture miste, le azioni vengono definite col termine di “spinte”, e sono esercitate dal complesso terreno-struttura-sovraccarichi. Tali spinte si scompongono in spinte verticali e orizzontali, e agiscono:

- sul terreno di fondazione
- all'interfaccia fondazione- terreno
- sulla struttura

La determinazione delle spinte sarà dettagliatamente trattata al § 2.3.

2.2 LE COMBINAZIONI

Le NTC classificano le azioni anche secondo la variazione della loro intensità nel tempo (§ 2.5.1.3 NTC), suddividendole in

a) permanenti (**G**): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Si tratta del:

- 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). Tali azioni vengono definite come **G1**;
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (**G2**);
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (**P**);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali

b) variabili (**Q**): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura

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.

Nel caso delle opere di sostegno si possono considerare come permanenti:

- Il peso della struttura (G1)
- il peso del materiale di riempimento a tergo dell'opera (G1)
- il peso del materiale eventualmente presente davanti all'opera (G1)
- il peso dell'acqua (G1)
- i sovraccarichi permanenti (G2) e altri elementi non strutturali
- pretensione e precompressione (P)

Si possono considerare come variabili:

- i sovraccarichi temporanei, di breve e lunga durata (Q_k)

Secondo le NTC (§2.5.2), con il simbolo Q_k si intende il valore caratteristico di un'azione variabile, valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare, con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità; il valore è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale.

Nel § 2.5.3 delle NTC vengono riportate le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche di sicurezza e prestazione:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione

sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + Ad + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Col termine γ vengono invece definiti i coefficienti parziali (moltiplicatori) da utilizzare nella combinazione fondamentale, riportati nella tabella 6.2.I.

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

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

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

Per la determinazione delle combinazioni delle azioni si possono utilizzare due metodi: il metodo combinatorio e il metodo probabilistico, di cui il primo può essere utilizzato solo con il calcolo alle tensioni ammissibili, mentre il secondo deve essere obbligatoriamente utilizzato col calcolo agli stati limite.

In presenza di sisma, mentre nel caso del calcolo combinatorio basta aggiungere la componente sismica verticale, nel calcolo probabilistico è necessario aggiungere la componente del sisma verticale positivo e quella del sisma verticale negativo.

Le combinazioni da utilizzare nelle verifiche geotecniche sono tuttavia sicuramente quelle che risultano più cautelative.

2.3 LE SPINTE DEL TERRENO

2.3.1 PREMESSA

Le spinte del terreno si suddividono in spinte verticali e orizzontali.

Le spinte verticali si riferiscono ovviamente ai carichi verticali, statici e sismici. Per quanto concerne le spinte orizzontali, anch'esse si suddividono in spinte statiche e sismiche e sono legate alla spinta verticale da una relazione del tipo $h=K \times \sigma_v$ dove **K** è il **coefficiente di spinta**.

In particolare le spinte statiche vengono distinte in: spinta a riposo, spinta attiva e spinta passiva.

La spinta a riposo del terreno equivale a una pressione efficace orizzontale corrispondente a una situazione "naturale" (in assenza cioè di opere di sostegno), ove K_0 , detto coefficiente di spinta a riposo, rappresenta il rapporto tra la pressione laterale efficace σ'_h e la pressione verticale efficace σ'_{v0} ; in particolare $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$. La spinta attiva si verifica invece in presenza di opere di sostegno che consentano

al terreno sufficienti deformazioni verso valle, per le quali il coefficiente K si riduce da K_0 sino al valore limite K_a (coefficiente di spinta attiva). Se l'opera non può subire spostamenti, si considera $K_a = K_0$

La spinta passiva rappresenta la reazione massima che il terreno può esercitare per effetto di una compressione orizzontale; il coefficiente di spinta passiva viene definito K_p .

Tali argomentazioni verranno più dettagliatamente trattate ai § 2.3.3 ÷ 2.3.4.

2.3.2 LA GEOMETRIA DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

La definizione della geometria dell'insieme terreno-opera è fondamentale per la determinazione delle spinte del terreno.

In particolare, dipendentemente dalla tipologia di opera, si devono definire i seguenti elementi geometrici:

- forma e dimensioni dell'opera e caratteristiche fondazionali
- livello e pendenza della superficie topografica a monte e a valle dell'opera di sostegno
- eventuale inclinazione del muro rispetto alla verticale
- quota della falda
- quota di interfaccia tra gli strati

2.3.3 LE DETERMINAZIONE DELLE SPINTE STATICHE DEL TERRENO: SPINTA ATTIVA E SPINTA PASSIVA, CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE

Nei § 2.3.3 ÷ 2.3.4 verrà effettuata un'introduzione sintetica relativa al concetto di spinta e ai vari metodi riportati in letteratura per la determinazione della/delle medesime, al fine di agevolare il lettore e come argomento propedeutico alla successiva esposizione delle verifiche geotecniche.

Come già riportato al § 2.3.1, la spinta attiva si verifica in presenza di opere di sostegno che consentano al terreno sufficienti deformazioni verso valle, per le quali il coefficiente K si riduce da K_0 sino al valore limite K_a (coefficiente di spinta attiva). La spinta passiva rappresenta invece la reazione massima che il terreno può esercitare per effetto di una compressione orizzontale; il coefficiente di spinta passiva viene definito K_p .

Il comportamento del terreno sottoposto a tali spinte si assume generalmente come rispondente al criterio dell'equilibrio limite (o plastico) per cui, in condizioni di tensioni efficaci, $\tau_{\max} = c + \sigma \tan \phi$, mentre in condizioni di tensioni totali $\tau_{\max} = \tau_u$.

Si tratta comunque di una modellizzazione ideale, che presuppone appunto uno stato di equilibrio plastico altrettanto ideale, che talora non si raggiunge neanche al limite di rottura, a causa del verificarsi spesso di fenomeni di deformazioni progressive del terreno. Nei calcoli tuttavia è prassi comune ipotizzare tale condizione.

Per quanto concerne le condizioni di tensioni efficaci, il comportamento del terreno è visibile nella figura 2.3.3.1: in tale figura si osservano i 4 principali cerchi di Mohr, che rappresentano quattro stati di equilibrio plastico in condizione piana.

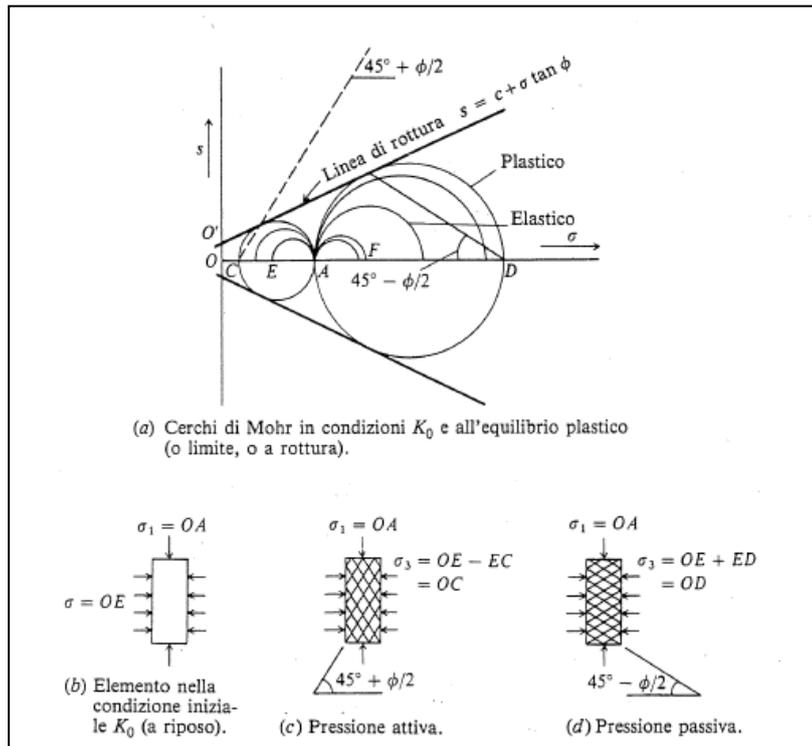


Fig. 2.3.3.1 - Illustrazione del concetto di equilibrio plastico (da Bowles, 1991)

In particolare, a parità di pressione verticale OA (σ_1), i cerchi EA ed AF rappresentano situazioni stazionarie dipendenti da K_0 e dal rapporto di sovraconsolidazione dei terreni (rispettivamente normalconsolidati e sovraconsolidati), mentre, sempre a parità di pressione verticale, AC rappresenta una diminuzione della pressione laterale σ_3 (spinta attiva) e AD un aumento della medesima (spinta passiva). Pertanto OC rappresenta la "pressione attiva nel terreno", mentre OD la "pressione passiva".

Tali cerchi consentono di definire sia la linea interpolatrice di rottura, che definisce la resistenza al taglio del terreno, tangente ai medesimi, sia gli angoli delle superfici di rottura, individuati congiungendo i punti finali C e D con il punto di tangenza tra il cerchio relativo e la suddetta retta interpolatrice; in particolare nel primo caso (spinta attiva) l'angolo di rottura è dato da $45^\circ + \phi/2$, nel secondo (spinta passiva) da $45^\circ - \phi/2$.

Nel caso della spinta attiva, OC è dato da:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

oppure scritto in un altro modo:

$$\sigma_3 = \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}\right) \sigma_1 - 2c \tan\left(\frac{1 - \sin\phi}{\cos\phi}\right)$$

OD è invece dato da:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Più in generale, si può affermare che la pressione orizzontale esercitata su un'opera di sostegno alla generica profondità z dal piano campagna sia pari a :

stato attivo

$$\sigma_a = \gamma K_a z + QK_a - 2c\sqrt{K_a}$$

con

γ = densità del terreno a tergo del muro

K_a = coefficiente di spinta attiva

c = coesione drenata

Q = sovraccarico uniforme agente sul terrapieno

e

stato passivo

$$\sigma_p = \gamma K_p z + QK_p - 2c\sqrt{K_p}$$

K_p = coefficiente di spinta passiva

Le considerazioni sopra esposte si riferiscono a sistemi ipotizzati in condizioni drenate; in condizioni non drenate, invece, le equazioni sono le seguenti:

$$\sigma_{h\min} = \sigma_v - 2\tau_u$$

$$\sigma_{h\max} = \sigma_v + 2\tau_u$$

ove la prima equazione corrisponde alla pressione orizzontale minima, quindi alla spinta attiva, e la seconda alla pressione orizzontale massima, quella passiva.

2.3.3.1 LA TEORIA DI COULOMB

La teoria di Coulomb (1776) considera i seguenti assunti:

- il terreno è omogeneo e isotropo, dotato di attrito interno
- la superficie di rottura è piana
- la superficie del terrapieno di riempimento è piana
- la resistenza al taglio è distribuita uniformemente lungo la superficie di rottura
- il cuneo di rottura si comporta come un corpo rigido soggetto solo a traslazione
- esiste attrito tra terreno e muro (δ)

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

La spinta è inclinata di δ rispetto alla normale alla parete; inoltre β non può essere maggiore di ϕ .

Nel seguito viene riportata una tabella contenente i coefficienti di spinta attiva K_a calcolati col metodo di Coulomb al variare di ϕ , δ , α e β .

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = -10^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.354	0.328	0.304	0.281	0.259	0.239	0.220	0.201	0.184
16°	0.311	0.290	0.270	0.252	0.234	0.216	0.200	0.184	0.170
17°	0.309	0.289	0.269	0.251	0.233	0.216	0.200	0.184	0.169
20°	0.306	0.286	0.267	0.249	0.231	0.214	0.198	0.183	0.169
22°	0.304	0.285	0.266	0.248	0.230	0.214	0.198	0.183	0.168

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = -5^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.371	0.343	0.318	0.293	0.270	0.249	0.228	0.209	0.191
16°	0.328	0.306	0.284	0.264	0.245	0.226	0.209	0.192	0.176
17°	0.327	0.305	0.283	0.263	0.244	0.226	0.208	0.192	0.176
20°	0.324	0.302	0.281	0.261	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175
22°	0.322	0.301	0.280	0.260	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 0^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198
16°	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184
17°	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183
20°	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183
22°	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 5^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.414	0.382	0.352	0.323	0.297	0.272	0.249	0.227	0.206
16°	0.373	0.345	0.319	0.295	0.272	0.250	0.229	0.210	0.192
17°	0.372	0.344	0.318	0.294	0.271	0.249	0.229	0.210	0.192
20°	0.370	0.342	0.316	0.292	0.270	0.248	0.228	0.209	0.191
22°	0.369	0.341	0.316	0.292	0.269	0.248	0.228	0.209	0.191

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 10^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.443	0.407	0.374	0.343	0.314	0.286	0.261	0.238	0.216
16°	0.404	0.372	0.342	0.315	0.289	0.265	0.242	0.221	0.201
17°	0.404	0.371	0.342	0.314	0.288	0.264	0.242	0.221	0.201
20°	0.402	0.370	0.340	0.313	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201
22°	0.401	0.369	0.340	0.312	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 15^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.482	0.440	0.402	0.367	0.334	0.304	0.276	0.251	0.227
16°	0.447	0.408	0.372	0.340	0.310	0.283	0.258	0.234	0.213
17°	0.447	0.407	0.372	0.339	0.310	0.282	0.257	0.234	0.212
20°	0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212

Tabella. 2.3.3.1 – Coefficienti di spinta attiva K_a secondo Coulomb (da Bowles, 1991)

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato da un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$$P_a = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + QH \right) \cdot K_a$$

oppure, come riportato in capitoli successivi

$$P_a = P_{ay} + P_{aq}$$

L'aggiunta di Q determina un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Per quanto concerne la **spinta passiva**, l'equazione finale che determina la spinta minima orizzontale possibile, formulata da tale teoria, è la seguente:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p$$

ove

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Nel seguito viene riportato un esempio della configurazione ipotizzata.

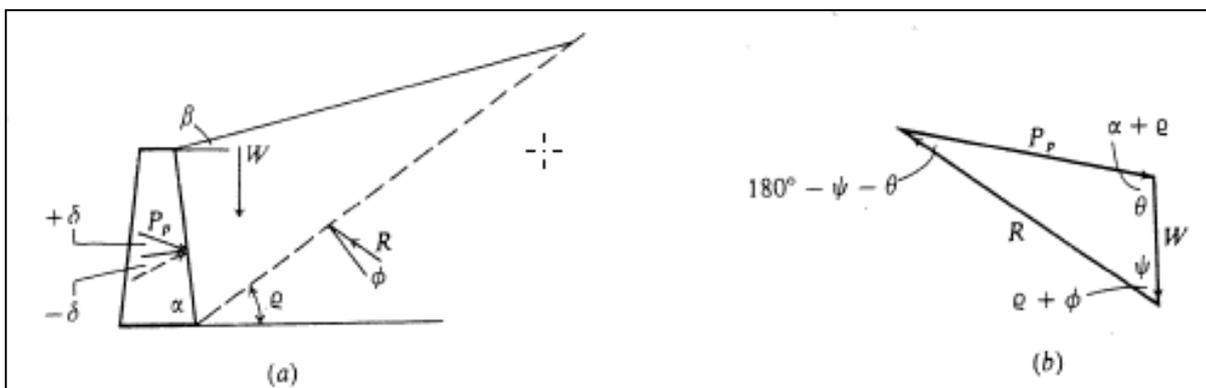


Fig. 2.3.3.3 - Configurazione della spinta passiva (da Bowles, 1991)

Viene inoltre riportata una tabella contenente i coefficienti di spinta passiva K_p calcolati col metodo di Coulomb al variare di ϕ , δ , α e β .

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = -10^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	1.914	2.053	2.204	2.369	2.547	2.743	2.957	3.193	3.452
16°	2.693	2.956	3.247	3.571	3.934	4.344	4.807	5.335	5.940
17°	2.760	3.034	3.339	3.679	4.062	4.493	4.983	5.543	6.187
20°	2.980	3.294	3.645	4.041	4.488	4.997	5.581	6.255	7.039
22°	3.154	3.490	3.878	4.317	4.816	5.389	6.050	6.819	7.720

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = -5^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	2.223	2.392	2.577	2.781	3.004	3.250	3.523	3.826	4.163
16°	3.367	3.709	4.094	4.529	5.024	5.591	6.243	7.000	7.883
17°	3.469	3.828	4.234	4.694	5.218	5.820	6.516	7.326	8.277
20°	3.806	4.226	4.704	5.250	5.879	6.609	7.462	8.468	9.665
22°	4.064	4.532	5.067	5.684	6.399	7.236	8.222	9.397	10.809

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 0^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16°	4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17°	4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20°	4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22°	5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 5^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	2.943	3.203	3.492	3.815	4.177	4.585	5.046	5.572	6.173
16°	5.250	5.878	6.609	7.464	8.474	9.678	11.128	12.894	15.076
17°	5.475	6.146	6.929	7.850	8.942	10.251	11.836	13.781	16.201
20°	6.249	7.074	8.049	9.212	10.613	12.321	14.433	17.083	20.468
22°	6.864	7.820	8.960	10.334	12.011	14.083	16.685	20.011	24.352

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 10^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	3.385	3.712	4.080	4.496	4.968	5.507	6.125	6.840	7.673
16°	6.652	7.545	8.605	9.876	11.417	13.309	15.665	18.647	22.497
17°	6.992	7.956	9.105	10.492	12.183	14.274	16.899	20.254	24.633
20°	8.196	9.414	10.903	12.733	15.014	17.903	21.636	26.569	33.270
22°	9.164	10.625	12.421	14.659	17.497	21.164	26.012	32.601	41.863

		$\alpha = 90^\circ$		$\beta = 15^\circ$					
δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	3.913	4.331	4.807	5.352	5.980	6.710	7.563	8.570	9.768
16°	8.611	9.936	11.555	13.557	16.073	19.291	23.494	29.123	36.894
17°	9.139	10.590	12.373	14.595	17.413	21.054	25.867	32.409	41.603
20°	11.049	12.986	15.422	18.541	22.617	28.080	35.629	46.458	62.759
22°	12.676	15.067	18.130	22.136	27.506	34.930	45.584	61.626	87.354

Tabella. 2.3.3.2 – Coefficienti di spinta attiva K_p secondo Coulomb (da Bowles, 1991)

La teoria di Coulomb (e anche in quella di Rankine), non fa riferimento alla presenza di coesione drenata, caratteristica dei terreni argillosi sovraconsolidati; tale ipotesi è stata invece valutata da Bell (1915) nel seguente modo:

$$\sigma_a = \gamma K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

e in particolare

$$h_c = \frac{2c}{\gamma K_a}$$

ove h_c è detta altezza critica e rappresenta l'altezza dell'opera al di sopra della quale la spinta risulta negativa (e quindi soggetta a trazione), al di sotto della quale risulta positiva e in corrispondenza della quale si possono avere, per tale motivo, potenziali fratture di trazione.

Tale equazione può essere adattata a quella di Coulomb (e anche di Rankine), utilizzando i coefficienti di spinta K determinati con i suddetti metodi.

Si sottolinea come, per un'altezza pari a $2h_c$, si verifichi una situazione di equilibrio delle spinte (negativa al di sopra di h_c e negativa al di sotto), per cui teoricamente un fronte verticale di altezza pari a $2h_c$ dovrebbe rimanere in equilibrio senza l'ausilio di apporti esterni.

In realtà l'originarsi, a causa delle tensioni di trazione, di una serie di fessure provoca la riduzione di tale altezza critica, che può essere più correttamente determinata col metodo di Terzaghi (1943), secondo cui

$$h_c = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - y$$

ove y = altezza delle fessure

Il cuneo di spinta da prendere in considerazione in questo caso, considerando $y = h_c$, è quello sottostante all'altezza critica, mentre la porzione di terreno soprastante h_c si comporterà come un sovraccarico.

Si sottolinea come la determinazione dei parametri drenati di un'argilla sovraconsolidata sia particolarmente difficile, soprattutto per la pronunciata curvatura dell'involuppo di rottura in funzione della pressione di confinamento. Alcuni manuali suggeriscono di non usare valori superiori a 5-25 kPa (Lancellotta, 1987).

Relativamente al parametro c_a (adesione), molti manuali lo trattano soltanto nel caso di verifiche non drenate (Bowles, 1994, Powrie, 2004), e molti progettisti comunque lo trascurano nelle verifiche in condizioni di tensioni efficaci.

Se la formula di Bell consente di valutare le condizioni di equilibrio di un fronte di scavo relativamente ai terreni sovraconsolidati, caratterizzati da coesione drenata, la soluzione di Taylor (1948), basata sul metodo dell'equilibrio limite globale, può essere invece utilizzata per i terreni normalconsolidati, caratterizzati da coesione non drenata, in cui l'analisi si effettua a breve termine, in condizioni di tensioni totali (C 6.8.6.2. della circolare NTC). Il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso nella forma:

$$F = \frac{N \cdot C_u}{\gamma \cdot H}$$

dove:

N = fattore di stabilità definito da Taylor (1948)

γ = peso dell'unità di volume del terreno

C_u = resistenza al taglio non drenata

H = altezza del fronte di scavo

I fattori al numeratore risultano stabilizzanti (R_d) mentre quelli al denominatore risultano destabilizzanti (E_d).

2.3.3.2 LA TEORIA DI RANKINE.

La teoria di Rankine rappresenta una semplificazione della teoria di Coulomb, poiché viene trascurata la presenza di attrito tra muro e terreno. La spinta è inclinata di β rispetto al piano orizzontale ed è calcolata con la medesima formula del metodo di Coulomb, con modificazione del K_a .

Nel seguito viene riportato un esempio della configurazione ipotizzata, tratta da Bowles (1991)

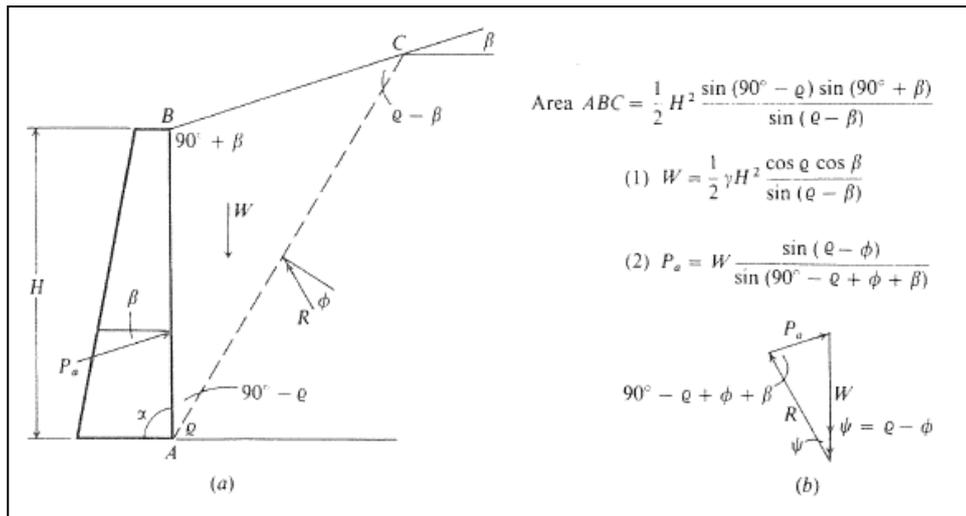


Fig. 2.3.3.4 – Soluzione di Rankine per spinta attiva (da Bowles, 1991)

L'equazione trigonometrica finale che determina la spinta massima orizzontale possibile, formulata da tale teoria, è la seguente:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a$$

ove

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Nel seguito viene riportata una tabella contenente i coefficienti di spinta attiva K_a calcolati col metodo di Rankine al variare di ϕ e β .

δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5°	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10°	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15°	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20°	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2796	0.2504	0.2262
25°	0.699	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30°			0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35°						0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40°								0.7660	0.4668

Tabella. 2.3.3.3 – Coefficienti di spinta attiva K_a secondo Rankine (da Bowles, 1991)

In maniera analoga

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Nel seguito viene riportata una tabella contenente i coefficienti di spinta passiva K_p calcolati col metodo di Rankine al variare di ϕ e δ .

δ	$\phi = 26^\circ$	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5°	2.5070	2.7145	2.9341	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9884
10°	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161	4.7437
15°	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766	4.3827
20°	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25°	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30°			0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35°						1.1239	1.4347	1.7177	2.0088
40°								0.7660	1.2570

Tabella. 2.3.3.4 – Coefficienti di spinta attiva K_p secondo Rankine (da Bowles, 1991)

2.3.3.3 IL METODO DI CULMANN

Il metodo di **Culmann** (1886) è un metodo che adotta le stesse assunzioni di quello di Coulomb, al contrario del quale tuttavia consente di considerare una superficie topografica a tergo del muro di forma generica e più sovraccarichi distribuiti in modo non uniforme.

Si tratta di un metodo essenzialmente grafico evolutosi in seguito in metodo numerico ("cuneo di tentativo"), che vede la determinazione della spinta massima per "tentativi", determinando volta per volta i valori di P_a relativi a una serie di cunei individuati aumentando progressivamente l'angolo tra il muro e la linea esterna del cuneo sino ad intercettare tutti i carichi presenti sul terrapieno. Il valore di P_a che verrà considerato nelle elaborazioni sarà appunto quello massimo ottenuto.

2.3.3.4 CONSIDERAZIONE FINALI SUI TRE METODI TRATTATI

La validità dei metodi di Coulomb e Rankine per la determinazione delle spinte attiva e passiva sulle opere di sostegno è stata provata tramite la realizzazione di prove sperimentali su muri, prove che hanno dimostrato la bontà dei metodi nel caso di opere in grado di ruotare e traslare in modo sufficiente a mobilitare la resistenza al taglio, e nel caso in cui il costipamento del terrapieno sia eseguito in modo tale da non causare eccessive sovrappressioni.

Il metodo di Culmann inoltre, rispetto ai due precedenti, consente di considerare, come detto al §2.3.3.3, una superficie topografica a tergo del muro di forma generica e più sovraccarichi distribuiti in modo non uniforme.

Il limite principale di queste tre teorie, tuttavia, consiste nell'ipotizzare una superficie di scivolamento piana, che induce a sovrastimare la spinta passiva.

Le teorie esposte brevemente di seguito, invece, prenderanno in considerazione superfici di scivolamento curve, più adatte alla determinazione della spinta passiva.

2.3.3.5 LA TEORIA DI ROSENFARB E CHEN, I METODI DI CAQUOT- KERISEL E SOKOLOWSKI, L'EUROCODICE Z

Verranno nel seguito brevemente trattati altri metodi per la determinazione delle spinte sulle opere di sostegno rispetto a quelli comunemente utilizzati e precedentemente esposti, tutti comunque aderenti alla teoria della plasticità e dell'equilibrio limite.

Caquot e Kerisel (1948) e **Sokolovski** (1960) hanno sviluppato metodi che ipotizzano superfici di rottura non piane e che si sono esplicitati in tabelle per la determinazione di K_a e K_p (tab. 2.3.3.5, 2.3.3.6, 2.3.3.7) in funzione di ϕ e δ , valide però solo per pareti verticali; i valori di K_p determinabili in tal modo risultano minori rispetto a quelli che si calcolano con la teoria di Coulomb, mentre i coefficienti di pressione attiva K_a risultano alquanto simili. Tuttavia, con $\delta = 0$ (parete liscia), i valori di K_p risultano analoghi a quelli che si ottengono col metodo di Rankine.

Rosenfarb e Chen (1972) hanno sviluppato un meccanismo iterativo di calcolo di K_p ipotizzando superfici di rottura a forma di spirale logaritmica. Questo metodo fornisce valori di K_p differenti rispetto alla teoria di Coulomb, ma soltanto nelle seguenti condizioni: $\phi < 35^\circ$, $\delta \geq \phi/2$ e $\beta \neq 0$.

Navfac (Fig. 2.3.3.6) ha elaborato un diagramma per la determinazione di K_a e K_p ipotizzando anch'egli superfici di scorrimento a forma di spirale logaritmica.

φ	δ			φ
	0	1/3 φ	2/3 φ	
15	1.70	1.88	2.03	2.12
20	2.04	2.36	2.65	2.86
25	2.46	3.00	3.46	3.81
30	3.00	3.96	4.93	5.68
35	3.70	5.43	7.34	8.76
40	4.60	7.88	11.44	13.94
45	5.80	11.59	18.19	24.75

Tabella. 2.3.3.5 – Coefficienti di spinta attiva K_p secondo Caquot (da Mancina, Nori, Iasiello 2010)

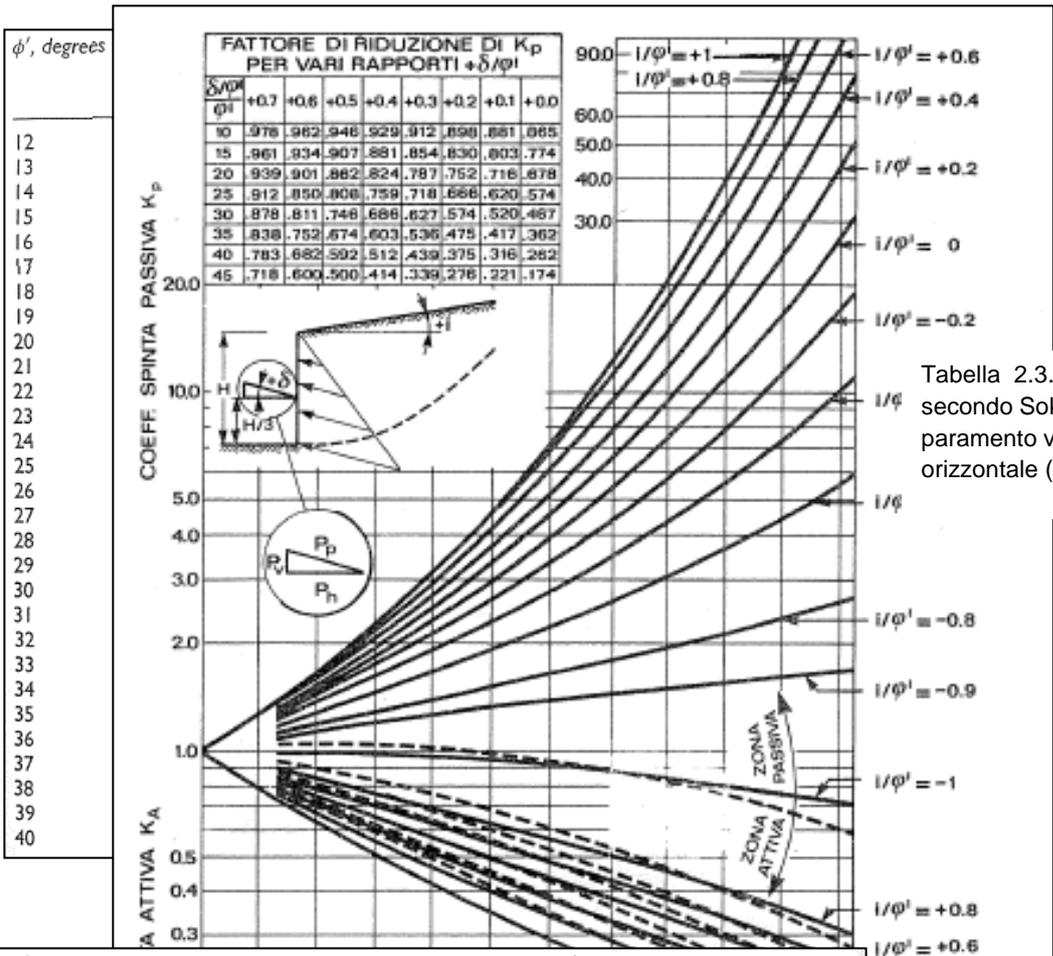


Tabella 2.3.3.6 – valori di K_a secondo Sokolowski con ipotesi di paramento verticale e terrapieno orizzontale (da Powrie, 2004)

ϕ' , degrees	K_p with $\delta = 0$ (eqn (7.4))	K_p with $\delta = \phi'/2$	K_p with $\delta = 2\phi'/3$	K_p with $\tan \delta = 0.75 \times \tan \phi'$ (BS8002)	K_p with $\delta = \phi'$
12	1.5250	1.6993	1.7458	1.7674	1.8128
13	1.5805	1.7811	1.8351	1.8605	1.9130
14	1.6383	1.8680	1.9303	1.9600	2.0204
15	1.6984	1.9603	2.0320	2.0665	2.1357
16	1.7610	2.0585	2.1406	2.1807	2.2596
17	1.8263	2.1630	2.2568	2.3033	2.3931
18	1.8944	2.2743	2.3814	2.4351	2.5370
19	1.9655	2.3932	2.5150	2.5770	2.6925
20	2.0396	2.5203	2.6586	2.7302	2.8608
21	2.1171	2.6562	2.8132	2.8958	3.0433
22	2.1980	2.8019	2.9799	3.0751	3.2414
23	2.2826	2.9583	3.1599	3.2696	3.4571
24	2.3712	3.1264	3.3546	3.4812	3.6923
25	2.4639	3.3073	3.5657	3.7116	3.9493
26	2.5611	3.5024	3.7949	3.9633	4.2309
27	2.6629	3.7131	4.0443	4.2388	4.5399
28	2.7698	3.9411	4.3163	4.5411	4.8801
29	2.8821	4.1883	4.6135	4.8736	5.2553
30	3.0000	4.4568	4.9390	5.2404	5.6704
31	3.1240	4.7491	5.2963	5.6460	6.1309
32	3.2546	5.0679	5.6896	6.0960	6.6432
33	3.3921	5.4164	6.1237	6.5967	7.2148
34	3.5371	5.7983	6.6039	7.1557	7.8547
35	3.6902	6.2178	7.1369	7.7818	8.5734
36	3.8518	6.6798	7.7302	8.4855	9.3836
37	4.0228	7.1901	8.3927	9.2796	10.300
38	4.2037	7.7551	9.1350	10.179	11.341
39	4.3955	8.3838	9.9687	11.202	12.529
40	4.5989	9.0823	10.912	12.371	13.889

Tabella 2.3.3.7 – valori di K_p
secondo Sokolowski con ipotesi di
paramento verticale e terrapieno
orizzontale (da Powrie, 2004)

Un altro metodo di calcolo delle spinte che adotta superfici di scorrimento non piane è quello dell'**Eurocodice 7** (annesso G), la cui formula generale relativa alla componente della spinta normale alla parete dell'opera è la seguente:

$$\sigma_n = K_y \gamma z + K_c c + K_q q$$

ove i 3 coefficienti K_y , K_c , K_q sono legati rispettivamente al peso di volume e alla coesione del terreno a tergo del muro, e al sovraccarico agente sul terreno stesso, e z rappresenta la distanza tra il punto in corrispondenza del quale si vuole calcolare la spinta e il piano campagna.

L'eurocodice 7 riporta tre differenti versioni della formula sopra riportata, relative alle condizioni di :

- terreni non saturi e tensioni efficaci:

$$\sigma_n = \sigma' = K_y \int_0^z \gamma dz + K_q q' + K_c c'$$

- terreni saturi e tensioni efficaci

$$\sigma_n = \sigma' + u_z = \left(K_y \left(\int_0^z \gamma dz - \frac{u_z - u_0}{\cos \theta} \right) + K_q q' + K_c c' \right) + u_z$$

- terreni saturi e tensioni totali:

$$\sigma_n = K_{yu} \int_0^z \gamma dz + K_{qu} q + K_{cu} c_u$$

ove:

σ' = tensione efficace normale alla struttura alla profondità z

q' = sovraccarico in termini di tensioni efficaci

q = sovraccarico in termini di tensioni totali

u_z = pressione interstiziale sulla superficie di rottura alla profondità $z \cos \theta$

u_0 = pressione interstiziale a $z=0$

θ = angolo compreso tra la verticale e il paramento interno della struttura

Le componenti tangenziali della spinta sono invece le seguenti:

- terreni non saturi e tensioni efficaci:

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a'$$

- terreni saturi e tensioni efficaci:

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a'$$

- terreni saturi e tensioni totali:

$$\tau = a_u$$

in cui:

δ = angolo di attrito tra terreno e struttura

a' = adesione efficace tra terreno e struttura

a_u = adesione non drenata tra terreno e struttura

Relativamente al calcolo dei coefficienti K_y K_c K_q , questi dipendono sia dalla geometria dell'insieme terreno-opera, sia dalla geometria della superficie di rottura, ipotizzata curva, come precedentemente affermato. Per tali determinazioni si rimanda all'Annesso G dell'Eurocodice 7.

Lo stesso Annesso G riporta alcuni grafici per la determinazione dei coefficienti di spinta K_a attiva e passiva K_p , in condizioni di superficie topografica a tergo del muro sia orizzontale sia inclinata.

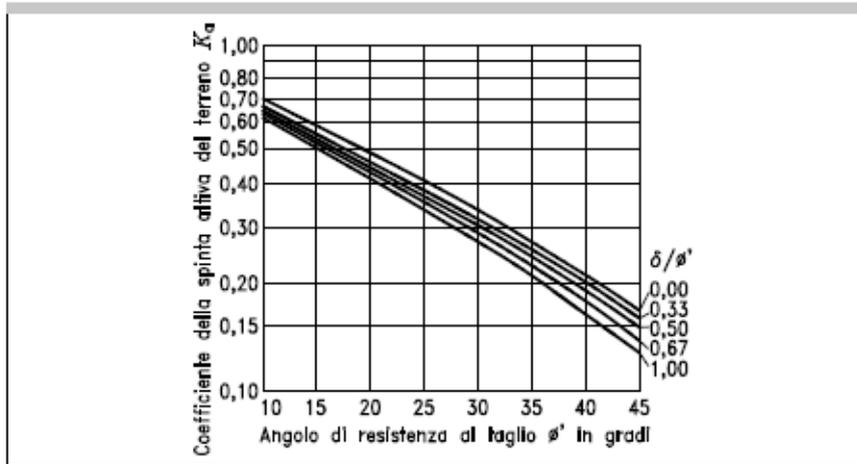


Fig. 2.3.3.7 - Coefficiente di spinta attiva per terrapieni con superficie limite orizzontale (da Eurocodice 7)

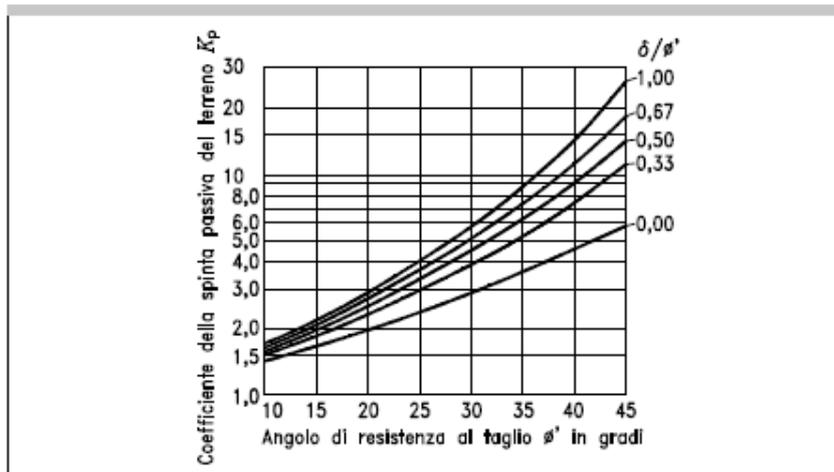


Fig. 2.3.3.8 Coefficiente di spinta passiva per terrapieni con superficie limite orizzontale (da Eurocodice 7)

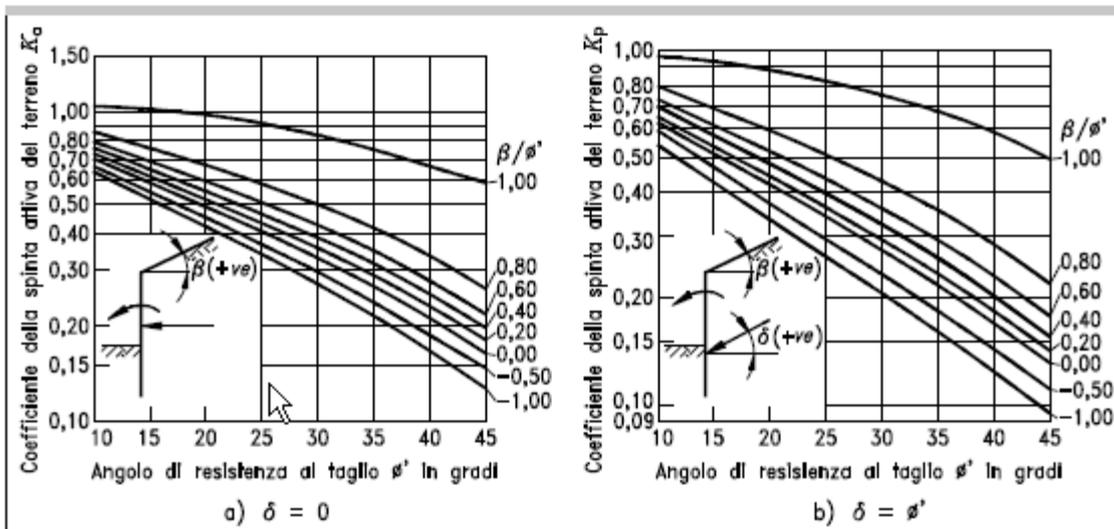


Fig. 2.3.3.9 - Coefficiente di spinta attiva per terrapieni con superficie limite inclinata e attrito terreno-struttura (da Eurocodice 7)

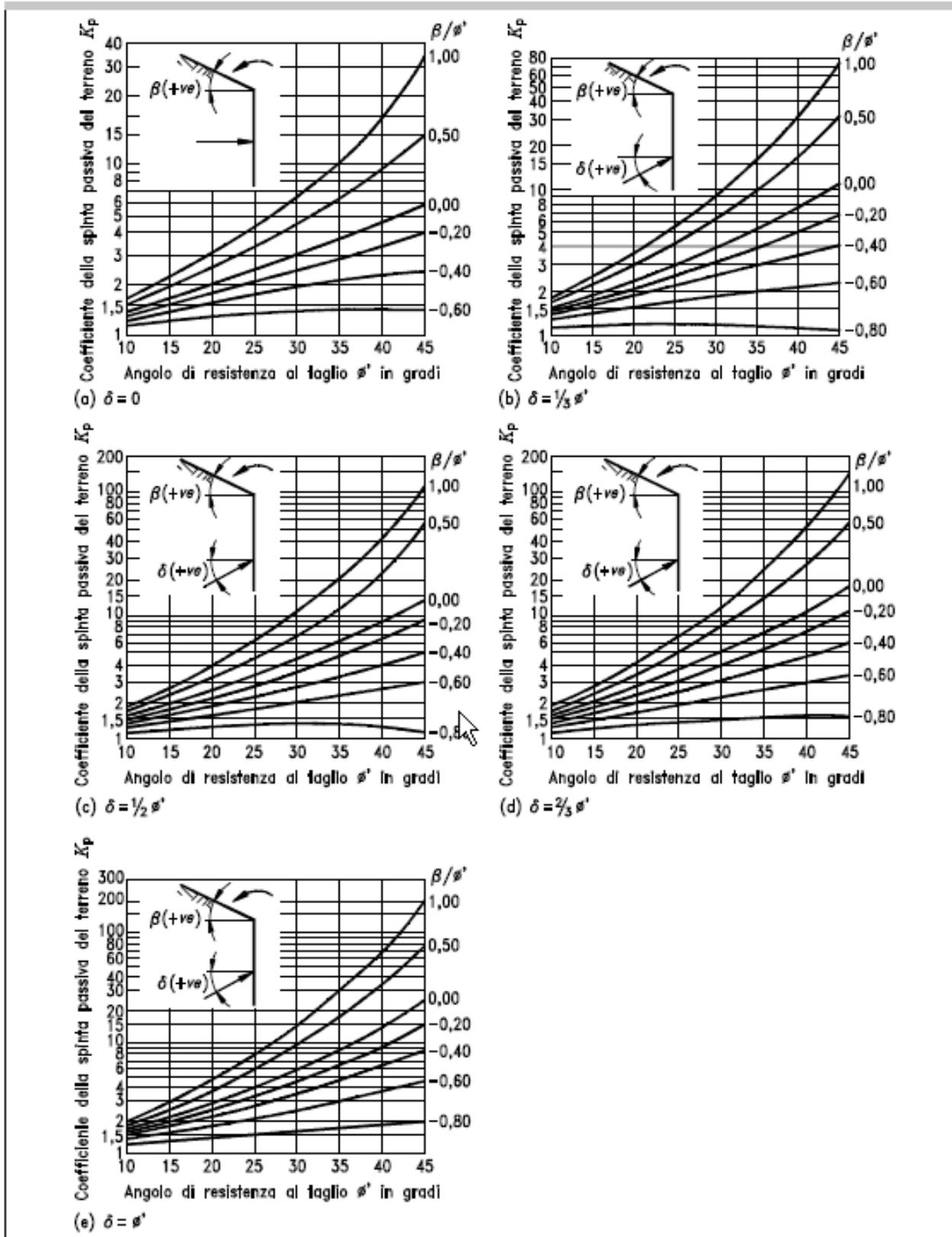


Fig. 2.3.3.10 - Coefficiente di spinta passiva per terrapieni con superficie limite inclinata e attrito terreno-struttura (da Eurocodice 7)

2.3.4 LA SPINTA A RIPOSO, LE SPINTE INTERMEDIE E GLI SPOSTAMENTI DELL'OPERA

Le spinte attive e passive si verificano quando l'entità degli spostamenti è tale da mobilitare la resistenza al taglio del terreno. Nel caso di spostamenti impediti, ridotti o non sufficienti per mobilitare la resistenza al taglio, si parla di spinta a riposo o di spinte intermedie.

L'entità degli **spostamenti** necessari per mobilitare la spinta passiva sono leggermente superiori rispetto a quelli necessari alla mobilitazione della spinta attiva. L'**Eurocodice 7** fornisce indicazioni relative agli spostamenti necessari per raggiungere lo stato limite attivo in terreni non coesivi di medio addensamento:

- rotazione intorno alla sommità = $0.002 \cdot H$
 - rotazione intorno alla base = $0.005 \cdot H$
 - scorrimento = $0.001 \cdot H$
- ove H è l'altezza del muro.

Altri valori, indicati da **Terzaghi** e altri ricercatori, sono riportati nella sottostante tabella:

Terreno	Stato di tensione	Tipo di movimento	Spostamento necessario
Sabbia	Attivo	Traslazione	0,001 H
		Rotazione intorno alla base	0,001 H
	Passivo	Traslazione	0,05 H
		Rotazione intorno alla base	0,01 H
Argilla	Attivo	Traslazione	0,004 H
		Rotazione intorno alla base	0,004 H

Tabella. 2.3.4.1. – Terzaghi : spostamenti per mobilitare gli stati attivi e passivi (da Mancina, Nori, Iasiello 2010)

Navfac, dal canto suo, ha prodotto un grafico che mette in relazione l'entità della rotazione dell'opera intorno alla base in funzione dei valori di K_a e K_p ; da tale grafico si evince innanzi tutto che le spinte attive, anche quelle maggiori, si manifestano per spostamenti molto piccoli (di ordine millimetrico), soprattutto nel caso di terreni incoerenti e addensati (vedi tabella inserita nella figura); per quanto concerne le spinte passive, sino a un valore di $K_p \approx 3$ si mobilitano anch'esse per spostamenti molto piccoli, mentre quelle di entità più elevata vengono attivate con spostamenti decisamente maggiori (di ordine centimetrico).

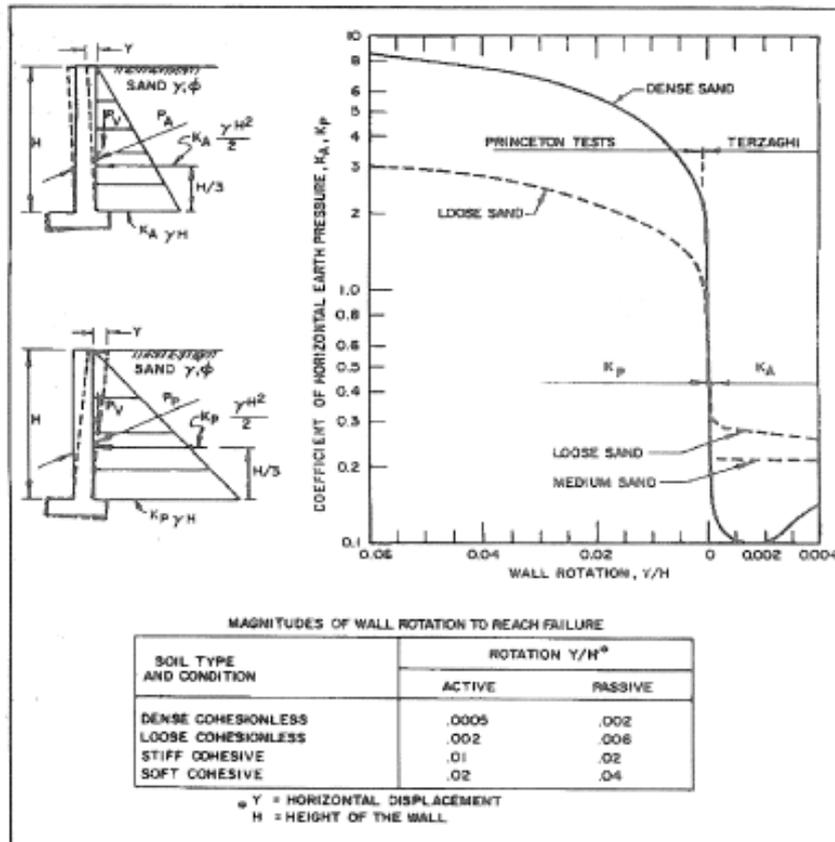


Fig. 2.3.4.1. – Navfac: spostamenti per mobilizzare gli stati attivi e passivi (da Mancina, Nori, Iasiello 2010)

Per quanto concerne la **spinta a riposo**, questa si utilizza, come precedentemente riportato, nel caso di spostamenti impediti o molto ridotti (es. 0.0005H per terreni coesivi NC).

La formula relativa è la seguente:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)\sqrt{O_{CR}}$$

ove O_{CR} è il grado di sovraconsolidazione del terreno. L'equazione è valida per gradi di sovraconsolidazione non molto elevati.

Il valore di K_0 varia da 0.4÷0.6 per i terreni normalconsolidati, a valori > 1 nei terreni sovraconsolidati, per cui $\sigma'_h > \sigma'_{v0}$.

Se il piano campagna è inclinato di β , si può scrivere:

$$K_{0\beta} = K_0(1 + \text{sen}\beta)$$

Quando l'entità degli spostamenti non è sufficiente per mobilizzare completamente la resistenza al taglio del terreno, si parla di "**spinte intermedie**", che possono essere determinate utilizzando regole empiriche, metodi agli elementi finiti, "spring constant methods", che devono tener conto dell'entità e della direzione del movimento del muro relativamente al terreno.

Una pressione aggiuntiva si verifica quando l'opera di sostegno è riempita a tergo con compattazione degli strati. Quando il riempimento è completato, la pressione in eccesso solitamente agisce nella parte superiore dell'opera. Per tale motivo bisogna eseguire una compattazione appropriata al fine di evitare sovrappressioni che possano portare ad eccessivi movimenti della struttura.

Si riporta nel seguito un grafico dimostrativo dell'incremento della pressione orizzontale per tener conto dell'azione di costipamento, ove il valore del carico "p" dipende dal peso statico e dalle dimensioni del rullo, e dall'eventuale azione vibratoria che si considera come incremento di peso.

In particolare la profondità critica Z_c è pari a

$$Z_c = K_a \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma}}$$

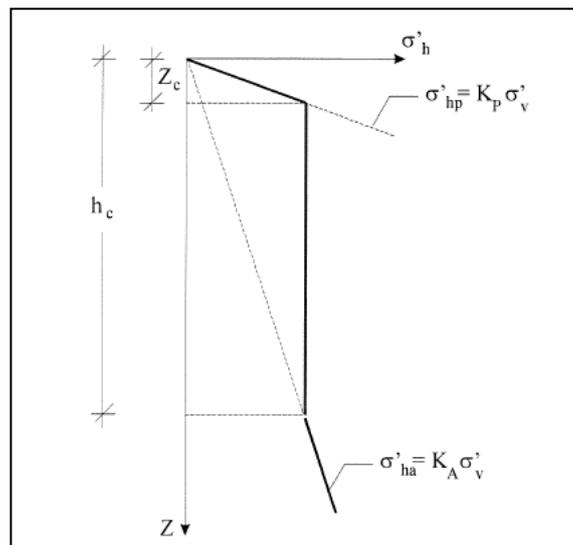


Fig. 2.3.4.2. – Effetto del costipamento sul diagramma di spinta attiva (da Facciorusso, Madiari, Vannucchi, 2008)

Si sottolinea come (§ 6.8.1.1) “per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti.”

2.3.5 LE DETERMINAZIONE DELLE SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE: I METODI PSEUDOSTATICI , DINAMICI SEMPLIFICATI E PSEUDODINAMICI

Per la determinazione delle spinte in condizioni sismiche, è necessario tener conto dei seguenti aspetti (§ 7.11.6.1 NTC):

- la generale non linearità del comportamento del terreno durante l'interazione sismica con la struttura di sostegno;
- gli effetti inerziali associati alla massa del terreno, della struttura, e di tutti gli altri carichi che possono far parte del processo di interazione col sisma;
- gli effetti idrodinamici generati dalla presenza di acqua nel terreno a tergo della struttura e/o davanti ad essa
- la compatibilità tra le deformazioni del terreno, della struttura e dei vincoli, ove presenti

Inoltre *“la sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto. Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale”* (§ 7.11.6.1 NTC):.

Verranno analizzati in questa sede i metodi più frequentemente utilizzati per il calcolo delle spinte delle terre in condizioni sismiche, che possono essere distinti in metodi pseudostatici, dinamici semplificati e pseudodinamici. Relativamente ai metodi dinamici avanzati si rimanda alla letteratura specialistica.

Al contrario delle spinte in condizioni statiche, la cui procedura di calcolo è valida per tutte le tipologie di opere di sostegno trattate nel presente quaderno, per le spinte in condizioni sismiche è opportuno adottare metodi di differenti per i muri in cls e le strutture miste da una parte, e le paratie dall'altra (vedi quaderno **“paratie”**), per i motivi che verranno esposti nel seguito.

Attualmente, la progettazione delle opere di sostegno a gravità è generalmente basata sull'utilizzo o dei metodi pseudostatici, che possono essere suddivisi in:

- metodi all'equilibrio limite: Mononobe-Okabe (1926, 1929), Prakash and Saran (1966), Madhav and Kameswara Rao (1969), Ebeling and Morrison (1992), Morrison and Ebeling (1995), Choudhury et al. (2002), Subba Rao and Choudhury (2005), Choudhury and Singh (2006)
- analisi limite: Soubra (2000), Lancellotta (2002)
- metodo delle caratteristiche : Kumar and Chitikela (2002)

o dei metodi dinamici semplificati, che derivano dal metodo di Newmark e che consentono la valutazione degli spostamenti permanenti dell'opera indotti dal sisma (Richards e Elms, 1979; Whitman e Liao, 1985).

Questi ultimi metodi sono più adatti ad esprimere il comportamento dell'opera in condizioni sismiche rispetto ai metodi pseudostatici, poiché tengono conto di tutti gli aspetti dell'azione sismica (ampiezza, durata e frequenza), mentre nei metodi pseudostatici le azioni inerziali indotte dal sisma, variabili nel tempo e nello spazio, sono assimilate a forze statiche equivalenti.

Entrambi i metodi, tuttavia, hanno dimostrato negli anni di fornire risposte soddisfacenti in relazione alla modellizzazione degli effetti dell'azione sismica sulle opere di sostegno a gravità, nonostante le notevoli approssimazioni apportate dalla normativa relativamente alla determinazione della risposta sismica locale, questo per lo meno per strutture di altezza non troppo elevata e tali da consentire al terreno a tergo spostamenti sufficienti da mobilitare la resistenza al taglio e a raggiungere quindi lo stato di equilibrio limite attivo (Whitman 1990).

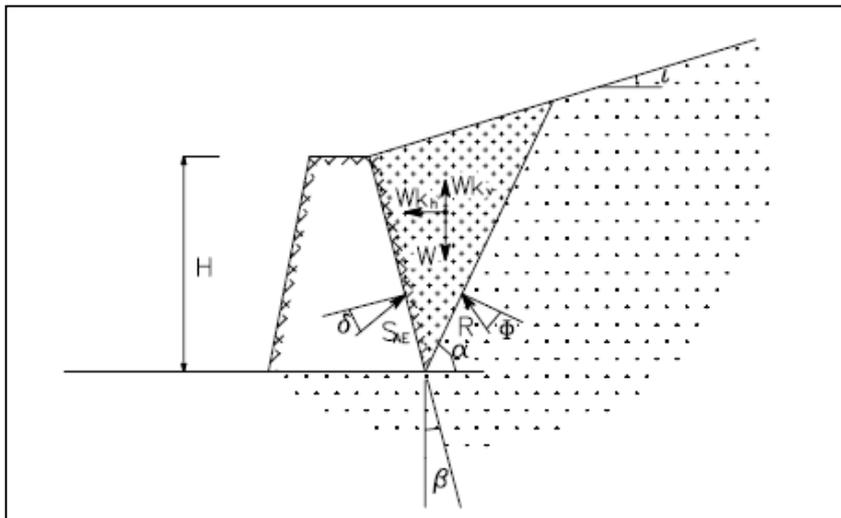
Nel **metodo pseudostatico**, l'azione sismica è rappresentata da forze statiche orizzontali e verticali uguali al prodotto della forza di gravità per un coefficiente sismico (k_h e k_v); l'azione sismica verticale deve essere ipotizzata come rivolta verso l'alto e verso il basso, in modo tale da produrre gli effetti più sfavorevoli

L'intensità di queste azioni sismiche equivalenti dipende dall'entità dello spostamento permanente che deve essere accettabile e realmente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

Il metodo pseudostatico generalmente adottato è il metodo di Mononobe-Okabe, che rappresenta un'estensione della teoria di Coulomb in chiave sismica e che prevede le seguenti assunzioni:

- terreno omogeneo incoerente ed asciutto
- spostamenti subiti dall'opera sufficienti a mobilitare le condizioni di stato limite attivo/passivo nel terreno a monte (*yielding wall*);
- comportamento rigido-plastico, che risponda alla teoria di Mohr-Coulomb
- cuneo di rottura rigido, delimitato da una superficie piana, lungo la quale è completamente mobilizzata la resistenza al taglio del terreno
- terreno soggetto ad accelerazioni sismiche costanti, analoghe a quelle agenti alla base della struttura

Fig. 2.3.5.1. - Metodo di Mononobe-Okabe - azioni sul cuneo di spinta attiva (da Conti, 2010)



La spinta attiva è pertanto definita dalla seguente relazione:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 \pm k_v)$$

ove:

γ = densità del terreno a tergo del muro

H = altezza del muro

K_{AE} = coefficiente di spinta attiva

k_v = coefficiente sismico verticale

Il coefficiente di spinta attiva K_{AE} è il seguente:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \vartheta)}{\text{sen}(\beta + \delta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

ove gli angoli contemplati dalla formula sono individuabili nella Fig 2.3.5.1.e θ rappresenta l'inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo, definita dall'equazione:

$$\tan \vartheta = \frac{k_h W}{W \pm k_v W} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Analogamente, la spinta passiva è data da:

$$S_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 \pm k_v)$$

ove

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + i - \vartheta)}{\text{sen}(\delta - \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe, di facile applicazione, fornisce una buona stima dell'entità delle azioni esercitate sulle opere di sostegno in condizioni sismiche (Kramer, 1996). D'altra parte però (Conti, 2010) non consente di determinare il punto di applicazione delle spinte, in quanto queste vengono ricavate imponendo il solo equilibrio alla traslazione del cuneo di spinta lungo due direzioni indipendenti, trascurando l'equilibrio alla rotazione. Ciò rappresenta senza dubbio un importante limite del metodo, specialmente per le strutture flessibili, per cui il punto di applicazione della spinta è fondamentale.

Anche il metodo di Mononobe-Okabe, così come quelli analoghi in condizioni statiche (Coulomb, Rankine e Culmann) sovrastima l'entità della spinta passiva, soprattutto per valori dell'angolo di attrito tra parete e terreno $\delta > \phi/2$. Tale metodo pertanto non è adatto, poiché poco cautelativo, ai fini della progettazione delle strutture di sostegno flessibili, per le quali la stabilità della parete è garantita dalla resistenza del terreno a valle dell'opera (Conti, 2010).

Inoltre la scelta di un idoneo valore di k_h risulta spesso difficoltoso (Conti, 2010): infatti, nonostante tale parametro sia determinabile anche attraverso relazioni empiriche derivate da analisi di risposta sismica locale, come quelle previste dalle NTC, il risultato non tiene conto degli effetti di amplificazione connessi all'interazione terreno-struttura (Callisto e Soccodato, 2010). Si è ad esempio accertato che, in caso di strutture flessibili, l'accelerazione massima nel terreno posto in adiacenza allo scavo può raggiungere valori anche maggiori di due volte quelli calcolati in condizioni monodimensionali, e questo rappresenta un limite nella progettazione appunto di tali strutture, così come l'ipotesi che l'accelerazione nel terreno sia uniforme e che il terreno sia omogeneo, condizione molto rara nelle situazioni in cui viene previsto la realizzazione di tali opere.

Infine, secondo Steedman e Zeng (1993), il metodo di Mononobe-Okabe non è applicabile ai terreni che subiscono una significativa riduzione di resistenza durante il terremoto (e.g. terreni liquefacibili).

Più in generale, nei metodi pseudostatici l'opera è dimensionata in modo tale da resistere ad un dato terremoto di progetto, cioè alle azioni calcolate in condizioni sismiche; tali metodi però non forniscono indicazioni circa la prestazione della struttura in caso di raggiungimento dell'equilibrio limite. D'altro canto, se le azioni sono calcolate considerando i terremoti più frequenti, allora i metodi pseudostatici non sono in grado di prevedere il comportamento della struttura in caso di eventi sismici più intensi.

Nelle figure di seguito riportate vengono evidenziati altri limiti legati all'equazione di Mononobe-Okabe: nella Fig. 2.3.5.2. si osserva come, per valori di $k_h > 0.5$ e bassi valori di ϕ , il K_{AE} tenda all'infinito e quindi l'opera tenda ad essere necessariamente sovradimensionata; nella medesima figura si osserva inoltre come l'aumento della pendenza del terrapieno, per valori di k_h più bassi, provochi un aumento notevole di K_{AE} .

fig. Fig. 2.3.5.3 si osserva l'andamento anomalo del K_{AE} al variare dell'angolo del terrapieno retrostante l'opera ove, per valori $> 15^\circ$ circa, l'aumento della spinta risulta "iperbolico"; nella Fig. 2.3.5.5 si osserva come all'aumento di k_h , l'angolo di "rottura" del terrapieno diminuisca, e oltre certi valori di k_h sia privo di significato poiché risulta inferiore all'angolo del terrapieno medesimo.

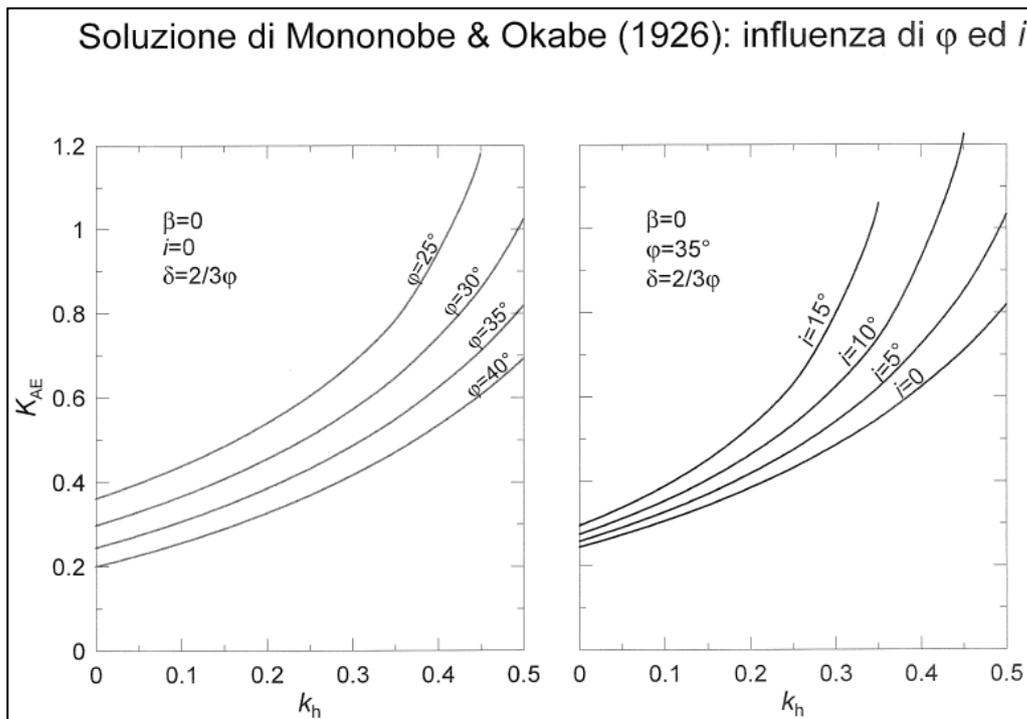


Fig. 2.3.5.2. – Effetto del coefficiente sismico k_h , dell'angolo di attrito ϕ e dell'inclinazione del terrapieno "i" sul coefficiente di spinta attiva (da Cascone, corso di aggiornamento, 2004)

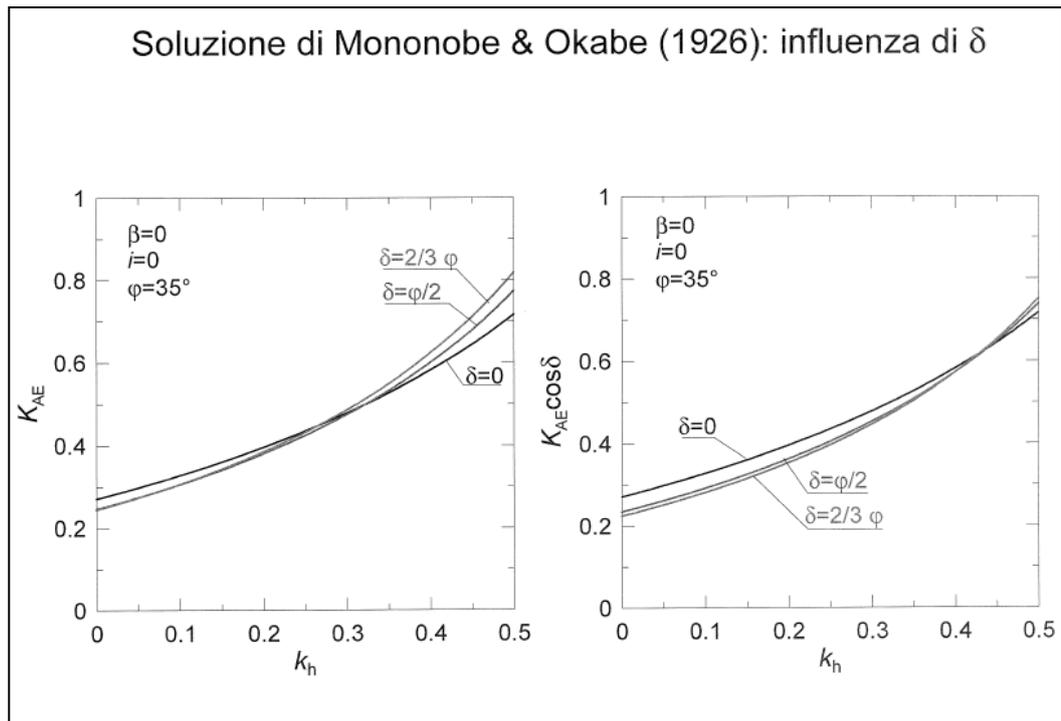


Fig. 2.3.5.3. – Effetto dell'angolo di attrito terra-muro e del coefficiente sismico k_h sul coefficiente di spinta attiva (da Cascone, corso di aggiornamento, 2004)

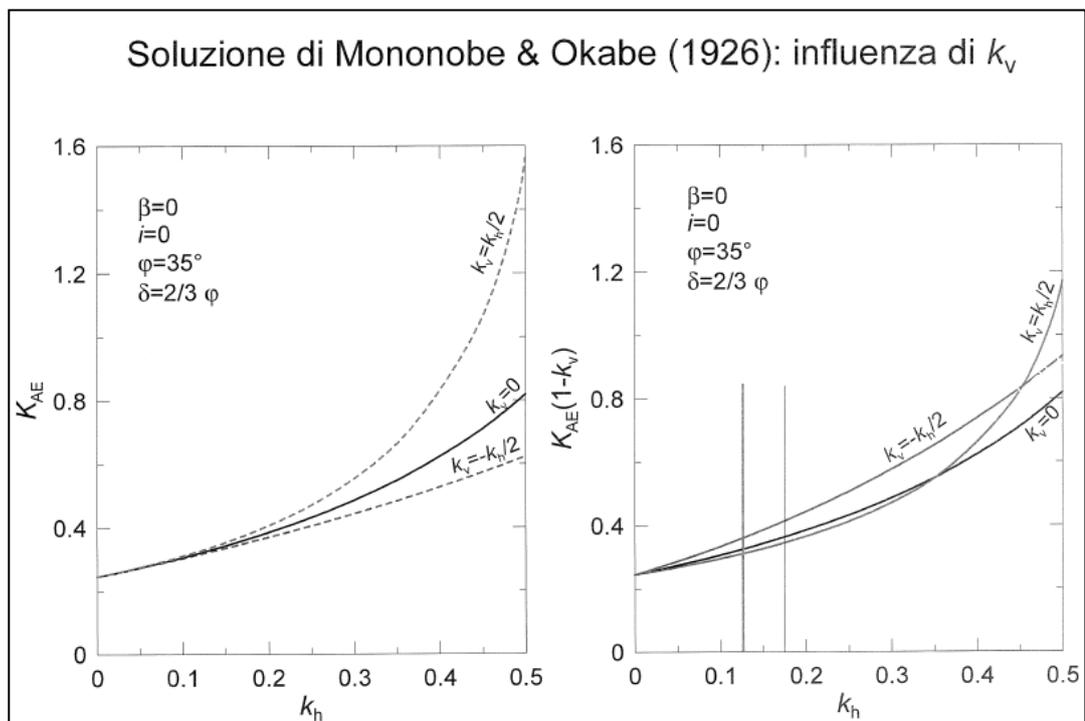


Fig. 2.3.5.4. – Effetto dei coefficienti sismici k_h e k_v sul coefficiente di spinta attiva (da Cascone, corso di aggiornamento, 2004)

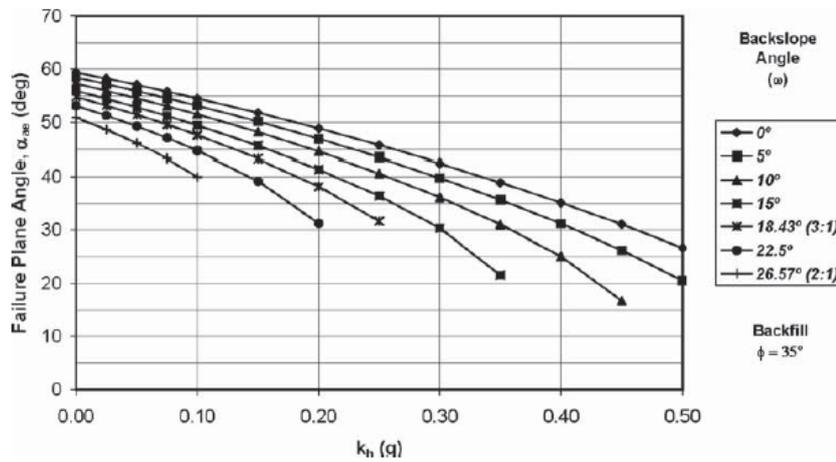


Fig. 2.3.5.5. – variazione dell'angolo di rottura del terrapieno al variare del coefficiente sismico (da NCHRP Report 611, 2008)

Tuttavia, in ragione della loro relativa semplicità, le analisi pseudostatiche sono ancora oggi ampiamente utilizzate nella pratica progettuale, nonostante i limiti evidenti ad esse associati.

L'equazione di M-O non contempla inoltre la presenza di coesione; per tale motivo la teoria di M-O è stata estesa da Prakash e Saran (1966), Richards and Shi (1994) e Chen e Liu (1990). Il diagramma sotto riportato (fig 2.3.5.5) mostra come un aumento di coesione, a parità di k_h e di altezza dell'opera (H), porti a una diminuzione di K_{AE} e quindi delle spinte sull'opera stessa; in particolare si osserva anche in questo caso come, in assenza di coesione, il K_{AE} , per valori di k_h superiori a 0.6, tenda ad aumentare all'infinito.

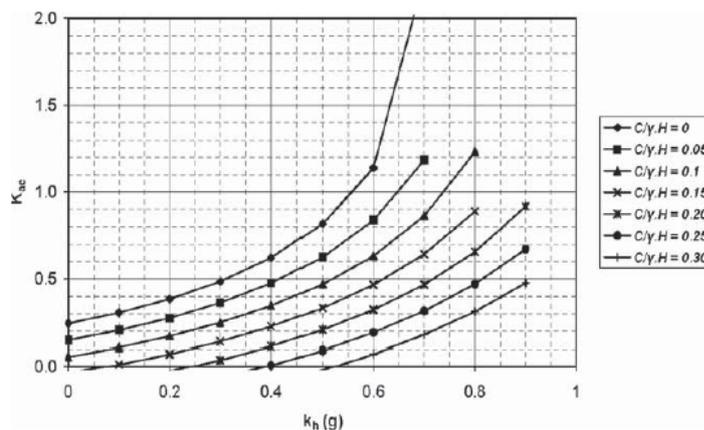


Fig. 2.3.5.5. – effetto della presenza di coesione sul coefficiente di spinta attiva per terreni con $\phi = 35^\circ$ (da NCHRP Report 611, 2008)

Quindi anche una coesione di entità minima è sufficiente a ridurre in modo consistente la spinta in condizioni sismiche; tale riduzione varia dal 50-75 %. In condizioni di bassa sismicità, la presenza di coesione può addirittura annullare la spinta addizionale sismica.

I **metodi dinamici semplificati** consentono di calcolare gli spostamenti a cui è soggetta l'opera durante un evento sismico, e rappresentano la base della progettazione tipo prestazionale che prevede che, al raggiungimento di un'accelerazione critica corrispondente alla completa mobilitazione della resistenza disponibile, si verifichi un moto relativo di tipo rotazionale e/o traslazionale tra il muro e terreno circostante, con un conseguente accumulo di spostamenti permanenti. Tali metodi si rifanno alla teoria del blocco rigido di Newmark (1965), successivamente estesa all'analisi sismica di opere di sostegno a gravità da Richards e Elms (1979), Whitman (1990), Zeng e Steedman (2000), che prevede la doppia integrazione dell'equazione differenziale del moto relativo fra il blocco ed il piano, allorché l'accelerazione a_0 lungo la superficie di scorrimento risulta maggiore dell'accelerazione critica a_c (supposta costante nel tempo) definita come il valore limite dell'accelerazione superato il quale il blocco rigido inizia a muoversi.

La teoria di Newmark è schematizzata nella Fig 2.3.5.6 con le seguenti assunzioni:

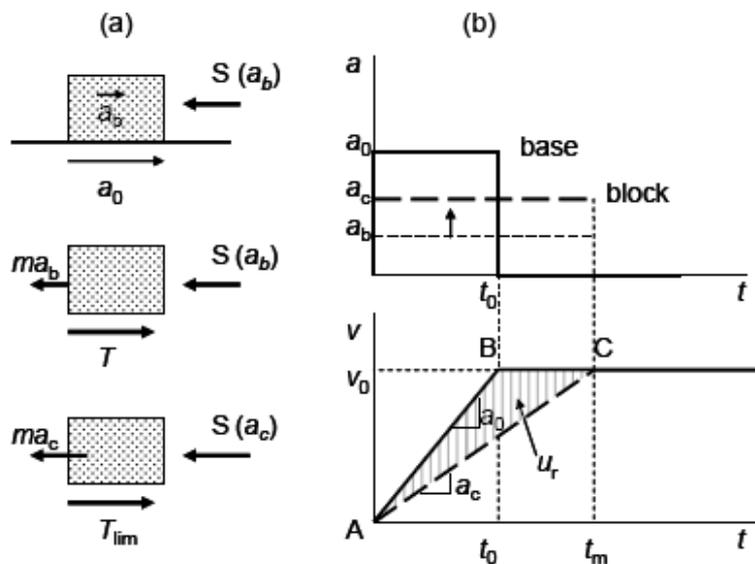


Fig. 2.3.5.6. - Analisi del comportamento di un blocco rigido soggetto a un'azione dinamica impulsiva (Callisto e Aversa, 2008, da Colleselli-Sanzani, 2009, corso di aggiornamento)

- Il problema è bidimensionale
- blocco e terreno sono assimilati a corpi rigidi; il blocco è localizzato su una superficie piana
- la pressione di contatto verticale è uniforme
- la resistenza allo scorrimento sul piano orizzontale è attritiva e costante
- il blocco ha massa m ed è soggetto a un'accelerazione orizzontale a_0 e alla spinta dinamica del terreno $S(a)$ (Callisto e Soccodato, 2010).
- il blocco è soggetto a un'accelerazione critica a_c che dipende dalle caratteristiche del blocco e del piano (attrito)
- la resistenza disponibile alla base del blocco $T_{lim} = ma_c + S(a_c)$ è completamente mobilitata quando $a_0 = a_c$
- se $a_0 < a_c$ non si verificano scorrimenti relativi
- se $a_0 > a_c$ si verifica uno spostamento relativo permanente blocco-piano (u_r), con accelerazione della base
- una volta raggiunta a_c , le forze di inerzia e la spinta non aumentano più

L'accelerazione critica a_c risulta pari a:

$$a_c = \frac{T \lim}{m}$$

e lo spostamento

$$u_r = \frac{v_0^2}{2a_c} \left(1 - \frac{a_c}{a_0} \right)$$

Inoltre, sulla base della figura 2.3.5.7:

$$T \lim = W_b \tan \delta_b$$

e

$$a_c = k_c \cdot g$$

$$k_c = (1 - k_v) \cdot \tan \delta_b$$

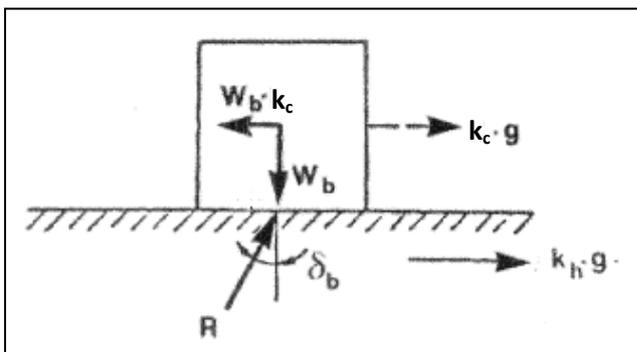


Fig. 2.3.5.7. - Analisi del comportamento di un blocco rigido soggetto a un'accelerazione sismica (da Foti, corso di aggiornamento, modif.)

Per i muri a gravità Newmark ha ipotizzato il seguente metodo per il calcolo di a_c :

$$a_c = \left(\mu - \frac{P_{AE} \cdot \cos \delta - \mu \cdot P_{AE} \cdot \sin \delta}{W_g} \right) \cdot g$$

in cui

μ = coefficiente di attrito muro-terreno alla base

δ = angolo di attrito muro-terreno sul paramento verticale

W_g = peso del muro

Il metodo di Newmark è stato implementato da alcuni autori che hanno introdotto parametri aggiuntivi, ad esempio :

- Richards e Elms (1979): lo spostamento, definito questa volta come “s” è dato da:

$$s = 0.087 \frac{v_{\max}^2}{a_{\max}} \cdot \left(\frac{N}{A} \right)^{-4}$$

ove

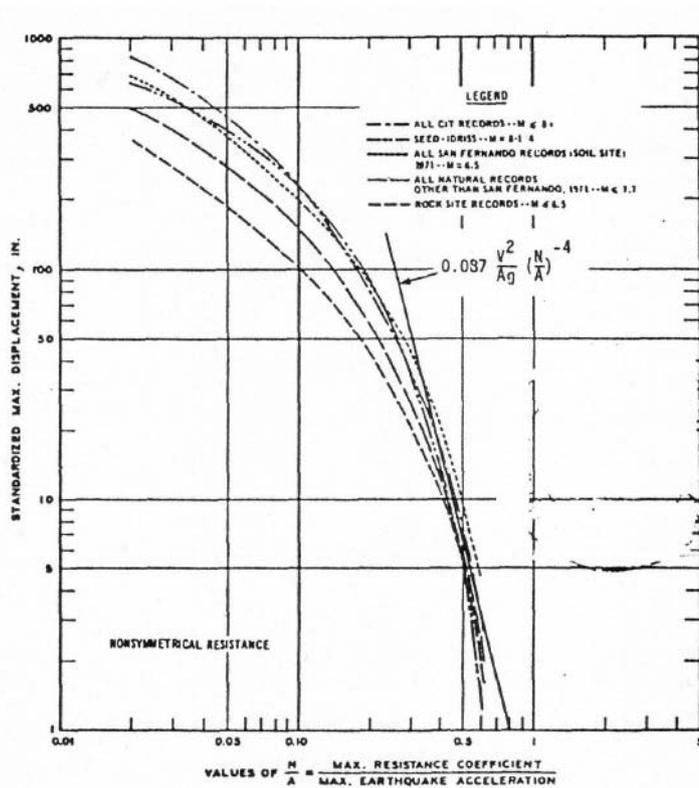


Fig. 2.3.5.8. - (Richards e Elms, 1979)

$N = k_c =$ coefficiente sismico critico (o coefficiente di resistenza)

$A = a_{\max}/g$

- Whitman e Liao (1984)

$$s = \frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} e^{-9.4 \frac{N}{A}}$$

- Crespellani, Madiati e Vannucchi (1996)

$$s = 0.038 P_D^{0.977} k_c^{-1.338}$$

in cui

$$P_D = \frac{I_A}{v_0^2} = \frac{\pi}{2g} \frac{\int_0^t a^2(t) dt}{v_0^2}$$

P_D = potenziale sismico distruttivo

I_A = intensità di Arias

v_0 = numero di passaggi per lo 0 al secondo

$a(t)$ = accelerazione al tempo t

Il potenziale sismico distruttivo è un parametro introdotto da Araya e Saragoni (1984), rappresenta la gravità di un sisma e sintetizza le caratteristiche del movimento di un terreno sottoposto a sisma che possono influenzare il comportamento di un'opera di sostegno.

L'intensità di Arias è un parametro integrale, ottenuto come misura cumulativa del moto sismico durante la sua durata. Rappresenta il valore massimo della funzione sopra riportata, con $t = T_d$ (durata totale dell'accelerogramma).

Secondo Rampello e Callisto (2008) lo spostamento è dato da:

$$u_r = B e^{A \frac{a_c}{a_{max}}}$$

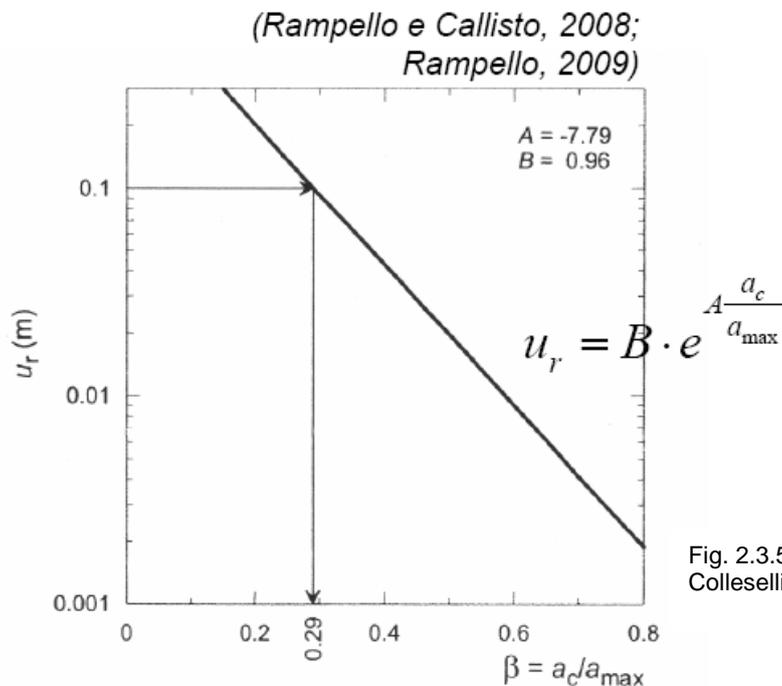


Fig. 2.3.5.9. - (Rampello e Callisto, 2008, da Colleselli-Sanzani, corso di aggiornamento)

Per un completo quadro dei vari metodi agli spostamenti elaborati da vari autori si cita in questa sede Blanco, 2010.

Come precedentemente affermato, il metodo di Newmark e quelli da esso derivati è concettualmente da preferire a quelli pseudostatici, poiché consente di tener conto di alcune importanti caratteristiche dell'input sismico (es. durata, frequenza) e non solo del valore di picco dell'accelerazione. Occorre sottolineare tuttavia che gli spostamenti ottenuti con tale metodo dipendono fortemente dall'accelerogramma utilizzato, il quale pertanto deve essere rappresentativo della sismicità locale.

Tali metodi presentano tuttavia alcune limitazioni:

- il terreno è assimilato a un blocco rigido, a comportamento perfettamente plastico;
- le deformazioni sono trascurate
- la superficie di scivolamento è ben definita
- i parametri geomeccanici sono costanti
- la situazione è bidimensionale

Un'altra limitazione è data dal fatto che tale teoria non contempla il fenomeno della rotazione (per cui bisogna utilizzare equazioni più complesse che modellizzino entrambi i fenomeni) e che non è applicabile a opere di dimensioni superiori ai 6m circa.

Relativamente allo spostamento massimo ammissibile dalla struttura, questo dipende dalle caratteristiche dell'opera e dalla natura e dall'entità di ciò che deve sostenere. La pratica progettuale di stati localizzati in aree sismiche che utilizzano i metodi sopra esposti è quella di utilizzare 5-10 cm circa di spostamento ammissibile.

I metodi pseudodinamici (Choudury e Nimbalkar, 2006) si basano sostanzialmente sui metodi pseudostatici, ipotizzando la determinazione delle pressioni attive e passive P_{AE} e P_{PE} , con i relativi coefficienti K_{AE} e K_{PE} , integrando le equazioni pseudostatiche con coefficienti dipendenti dalle caratteristiche temporali, di frequenza e velocità delle onde primarie e di taglio (V_p e V_s).

2.3.6 IL PUNTO DI APPLICAZIONE DELLE SPINTE

Il punto di applicazione delle spinte condiziona essenzialmente la verifica a rotazione dell'opera di sostegno.

Relativamente alle spinte di tipo statico, le teorie esposte nei precedenti capitoli ipotizzano una distribuzione delle medesime di tipo lineare, con la risultante delle forze applicata a $1/3H$, ove H è l'altezza del muro.

In realtà la distribuzione delle pressioni laterali non è generalmente di tipo lineare, e dipende:

- dall'eventuale movimento rigido dell'opera e dalla sua entità
- dal tipo di movimento (scorrimento orizzontale, rotazione intorno alla base, alla testa o combinazione di entrambi i movimenti)
- dalle caratteristiche del terrapieno (geometria, deformabilità ecc.)

Nel caso di rotazioni intorno alla base, la distribuzione delle spinte può considerarsi di tipo lineare, e quindi il loro punto di applicazione si suppone localizzato a $1/3H$; in caso di scorrimenti o rotazioni intorno alla testa, la risultante delle forze è invece localizzata a $0.4\div 0.5H$; da verifiche sperimentali in situ su muri e in laboratorio su modelli, inoltre, si è osservato che la risultante delle forze è localizzata a $0.33\div 0.45H$.

La normativa nazionale, sia la precedente (DM '96) che quella attuale (NTC'08), così come l'EC8-5, concordano comunque nell'indicare il punto di applicazione della spinta statica a $1/3H$.

La spinta dovuta al sovraccarico uniformemente distribuito è invece applicata a $1/2 H$.

In caso di spinte in condizioni sismiche, le stesse possono essere suddivise in due componenti: una componente statica, il cui punto di applicazione è ipotizzato, come sopra esposto, a $1/3H$, e una componente dinamica, il cui punto di applicazione dipende dalla flessibilità dell'opera, dalla distribuzione dell'accelerazione sismica all'interno del terrapieno e dall'entità degli spostamenti subiti.

Seed e Whitman (1970) raccomandano di considerare la componente dinamica della spinta applicata a circa $0.6H$ dalla base del muro, mentre le normative precedentemente citate indicano:

- $2/3 H$ per il DM '96
- $1/2H$ per l'EC8-5 e le NTC
- $1/3H$ per le NTC solo per muri liberi di scorrere e ruotare intorno alla base.

Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro (NTC §7.11.6.2.1).

2.3.7 LA SCELTA DEI PARAMETRI DEL TERRENO

Per quanto concerne l'**angolo di resistenza al taglio ϕ'** , la circolare 2 febbraio 2009 n. 617 fornisce indicazioni relativamente al tipo di angolo da utilizzare nelle verifiche di sicurezza per la determinazione delle caratteristiche di resistenza del terreno: in particolare, la scelta "*richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica. Ad esempio, nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento. Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento al valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio, senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno*" (v. Quaderno "Parametri caratteristici"). In effetti, si assume il valore prossimo al valore medio, ossia il valore medio a meno della deviazione standard.

Detta circolare non fa però riferimento agli angoli di attrito da utilizzare per il calcolo delle spinte delle terre, e in particolar modo per la determinazione dei coefficienti di spinta attiva (k_a) e passiva (k_p); si tratta degli angoli di attrito del terreno presente a tergo e davanti al muro (ϕ') e dell'angolo di attrito terra-muro (δ).

Per opere di sostegno di notevole altezza trattasi, tuttavia, di grandi volumi di terreno e si procede pertanto come per il calcolo della capacità portante della fondazione del muro. Per opere di sostegno di modesta altezza si assumono i valori prossimi ai minimi, ossia i valori minimi a meno della deviazione standard.

Con lo scopo di fornire un ulteriore approfondimento riguardante il tema trattato di seguito si espongono i punti di vista di alcuni autori.

Secondo **Bowles** (1991) i parametri attritivi da utilizzare per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono i seguenti:

- per le sabbie: si assumono valori di ϕ' in condizioni di deformazione piana, come quelli ottenuti da prove di taglio diretto (o si stima un valore di sicurezza tra 30° - 34°)
- per i terreni coesivi sovraconsolidati: si adotta la condizione drenata con ϕ' compreso tra i valori di picco e di resistenza residua.

Secondo **Powrie** (2004), i valori di ϕ' da utilizzare nei calcoli possono rappresentare lo stato tensionale di picco o critico in ragione delle seguenti motivazioni:

- in un terreno, il valore di ϕ'_{crit} è costante, mentre quello di picco dipende dal potenziale di dilatanza, che a sua volta dipende dallo stato di addensamento del terreno
- il ϕ'_{picco} permane sino a quando il terreno è interessato dal fenomeno di dilatanza, dopodichè tale valore di angolo di resistenza al taglio decade e il terreno è sottoposto al fenomeno di "strain softening"; il teorema della plasticità, su cui si basa l'analisi anche delle opere di sostegno, necessita invece che i materiali coinvolti nell'analisi mostrino un comportamento a "plastic plateau", caratterizzato cioè da una rottura improvvisa e da una permanenza del valore tensionale, che non varia con l'aumento della deformazione, comportamento che invece non riguarda i

materiali sottoposti a strain softening, in cui la rottura è progressiva e il valore tensionale diminuisce all'aumento della deformazione.

- l'unico vantaggio nell'utilizzo del ϕ'_{picco} è dato dal fatto che tale valore dà indicazione riguardo alla rigidità dei terreni, nel caso fossero caratterizzati da elevato addensamento.

A questo proposito il BS8002 (British code of practice for the design of earth retaining structures", 1994) suggeriva l'utilizzo di un "mobilizing factor" pari a 1.2 da utilizzare nel seguente modo:

- se il terreno è molto addensato , per cui $\phi'_{\text{picco}} > \phi'_{\text{crit}} \times 1.2$, il ϕ'_d da utilizzare è il ϕ'_{crit} , la cui tangente è divisa per un $F_s = 1$
- se il terreno è poco addensato, per cui $\phi'_{\text{picco}} < \phi'_{\text{crit}} \times 1.2$, il ϕ'_d da utilizzare è il ϕ'_{picco} la cui tangente è divisa per un $F_s = 1 \div 1.2$ a discrezione del progettista
- se il terreno è sciolto, il ϕ'_d da utilizzare è il ϕ'_{picco} la cui tangente è divisa per un $F_s = 1.2$

Tale criterio, pur essendo sicuramente valido poiché stabilisce una variabilità del ϕ'_d dipendente dalla tipologia del terreno interessato dall'intervento e dalla sua storia tensionale, risulta non compatibile con la nuova normativa (NTC), che introduce i valori caratteristici dei parametri geotecnici e stabilisce dei fattori di sicurezza costanti, dipendenti solo dall'approccio utilizzato nei calcoli, sottraendo questi ultimi (i fattori di sicurezza) di fatto alla discrezionalità del progettista; si tratta comunque di un criterio esemplificativo del fatto che la tendenza all'utilizzo del ϕ'_{crit} per alcune scuole di pensiero è predominante.

Secondo le NTC si è in ogni caso in presenza di parametri nominali che vanno comunque trasformati in caratteristici.

Relativamente all'angolo di attrito terra-muro δ (assente nel metodo di Rankine), questo esprime la resistenza al taglio che viene mobilizzata all'interfaccia tra muro e terreno, modificando sensibilmente sia la superficie di rottura sia l'entità delle spinte, soprattutto della spinta passiva. Si sottolinea come spesso, soprattutto in presenza di muri scabri, tale parametro debba essere preso in considerazione nei calcoli per evitare una progettazione antieconomica.

Tale angolo ricorre anche nelle verifiche a scorrimento, e riguarda l'attrito tra la fondazione e il terreno di posa della fondazione stessa; i criteri di determinazione possono essere considerati i medesimi di quelli utilizzati per la determinazione delle spinte delle terre.

In particolare, **Terzaghi** (1954) indica valori di $\delta = \phi'/2$ dietro il muro e $\delta = 2/3\phi'$ davanti al muro; **l'Eurocodice 7** fornisce valori di $\delta = \phi'$ per strutture in cls gettate in opera e $\delta = 2/3\phi'$ per strutture in cls o acciaio prefabbricate; le **BS 8002** indicano $\tan \delta = 0.75 \square \phi_{\text{mob}}$ ove $\square \phi_{\text{mob}}$ rappresenta la tensione del terreno che deve essere mobilizzata per mantenere l'equilibrio del muro.

La tabella sottostante riporta alcuni valori indicativi di δ in funzione dei diversi tipi di opera, dei differenti materiali da costruzione e del litotipo presente a tergo dell'opera stessa.

Materiali costituenti l'interfaccia	Angolo di attrito δ , in gradi ⁽²⁾
Calcestruzzo grezzo o muratura a contatto con:	
Roccia profonda pulita	35
Ghiaia pulita, miscele di sabbia e ghiaia, sabbia grossa	29 ÷ 31
Sabbia pulita con granulometria da fine a media, sabbia limosa da media a grossa, ghiaia limosa o argillosa	24 ÷ 29
Sabbia pulita fine, sabbia limosa o argillosa con granulometria da fine a media	19 ÷ 24
Limo pulito fine, limo non plastico	17 ÷ 19
Residui duri e molto duri di argilla preconsolidata	22 ÷ 26
Argilla mediamente dura e dura e argilla limosa	17 ÷ 19
Palancolate in acciaio contro:	
Ghiaia pulita, miscele di ghiaia e sabbia, riporti di roccia con frammenti ben graduati	22
Sabbia pulita, miscela limosa di sabbia e ghiaia, riporti di roccia dura a pezzatura unica	17
Sabbia limosa, ghiaia o sabbia miscelate con limo o argilla	14
Limo sabbioso fine, limo non plastico	11
Calcestruzzo gettato in casseforme o palancolate in calcestruzzo contro:	
Ghiaia pulita, miscele di ghiaia e sabbia, riporti di roccia con frammenti ben graduati	22 ÷ 26
Sabbia pulita, miscela limosa di sabbia e ghiaia, riporti di roccia dura a pezzatura unica	17 ÷ 22
Sabbia limosa, ghiaia o sabbia miscelate con limo o argilla	17
Limo sabbioso fine, limo non plastico	14
Altri materiali strutturali:	
Muratura contro muratura, rocce ignee e metamorfiche:	
Roccia soffice dilavata contro roccia soffice dilavata	35
Roccia dura dilavata contro roccia soffice dilavata	33
Roccia dura dilavata contro roccia dura dilavata	29
Muratura contro legno (trasversalmente alla venatura)	26
Acciaio contro acciaio nei bloccaggi delle palancolate	17
Legno contro terreno	14 ÷ 16 ⁽³⁾

(1) Per la sabbia può dipendere dallo stato di sforzo (vedi testo).
(2) Valori singoli $\pm 2^\circ$; in alternativa per calcestruzzo contro terreno è $\delta = \phi$.
(3) Può essere più elevato in sabbie dense oppure se la sabbia penetra entro il legno.

Fig. 2.3.7.1. – angoli di attrito δ (da Bowles, 1991)

In presenza di terreni coesivi normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati, il parametro geotecnico da utilizzare è la **resistenza al taglio non drenata** c_u (o s_u), la cui determinazione non implica considerazioni particolari se non un appropriato numero di indagini geotecniche *in situ* e in laboratorio.

Nelle analisi in condizioni di tensioni totali, interviene però un altro parametro, l'**adesione tra muro e terreno** c_a . Tale fenomeno si verifica solitamente nella parte inferiore dell'opera di sostegno, poiché nella parte superiore ci si aspetta solitamente che, soprattutto nei periodi secchi, si verifichino delle fratture per trazione (v. § 2.3.3.1) e che pertanto tale parametro, relativamente a quel tratto di sostegno, possa essere trascurato.

Secondo Powrie (2004), il valore di c_a è inferiore a $s_u/2$, mentre per Bowles (1994) risulta solitamente pari a $0.5\div 0.7 s_u$, con un valore massimo non molto superiore a 50 kPa.

2.3.8 INFLUENZA DELLA FALDA IDRICA SUL REGIME DELLE SPINTE

La presenza di acqua nel terrapieno è particolarmente svantaggiosa poiché aumenta la pressione laterale del terreno sull'opera, dal momento che alla spinta statica si aggiunge la spinta idrostatica. In caso di presenza di falda addirittura si ha un azzeramento di ϕ' e $K_a=K_p=1$.

Secondo l'EC7 il progetto deve tener conto del livello piezometrico al di sotto dell'opera e in corrispondenza della stessa. Per terreni di media o bassa permeabilità (limi e argille), si deve ipotizzare che l'incremento di spinta dovuto all'acqua agisca sino al tetto del materiale meno permeabile, a meno della

presenza di un idoneo sistema di drenaggio; nei terreni coesivi soggetti a fenomeni di trazione e ritiro, è opportuno che la spinta totale di progetto non sia inferiore alla pressione idrostatica con superficie libera della falda coincidente con il piano campagna.

Poiché la spinta idrostatica può superare quella esercitata dal terreno, è auspicabile almeno ridurre l'entità mediante la realizzazione di drenaggi a tergo dell'opera, argomento che verrà trattato nel paragrafo successivo.

La presenza di acqua è indesiderabile soprattutto in caso di sisma, ove l'incremento di spinta è dato non solo dalla pressione idrostatica, presente in condizioni sia statiche sia sismiche e che cresce in modo lineare con la profondità, ma anche dalla pressione idrodinamica, che dipende dalla risposta dinamica del corpo idrico.

Secondo l'EC8 il punto di applicazione dell'incremento di spinta idrostatica+idrodinamica è localizzato in corrispondenza del 60% dello spessore dello strato saturo misurato dal tetto del medesimo.

In caso di presenza di acqua sul lato di valle dell'opera di sostegno, si cita in questa sede il metodo di Westergaard (1960), il quale ha stimato l'entità della spinta idrodinamica in questo modo:

$$P_v = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

in cui

P_v = spinta idrodinamica lato valle

k_h = coefficiente sismico orizzontale

γ_w = peso di volume dell'acqua

h = altezza della falda dalla base del muro.

La presenza di acqua sul lato di monte dell'opera di sostegno può influenzare la spinta sismica in questo modo:

- alterando le forze inerziali nel terrapieno
- sviluppando pressioni idrodinamiche nel terrapieno
- consentendo la formazione di pressioni interstiziali in eccesso dovute a deformazioni cicliche

Le forze inerziali nei terreni saturi dipendono dal movimento relativo tra le particelle e l'acqua interstiziale. Se la permeabilità del terreno è abbastanza bassa ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in modo tale che l'acqua interstiziale si muova solidale al terreno durante l'evento sismico, le forze inerziali sono proporzionali al peso di volume del terreno. Se invece la permeabilità è elevata ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), l'acqua interstiziale può rimanere ferma mentre lo scheletro solido si muove; in questi casi, le forze inerziali saranno proporzionali al peso di volume alleggerito del terreno.

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta alla presenza di acqua in condizioni sismiche, il metodo di Mononobe-Okabe consente di effettuare una correzione nell'ambito delle relative equazioni, con un aumento del valore di θ , come sotto riportato:

- per terreni a bassa permeabilità (coefficiente di permeabilità $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido ma si muove con esso (mezzo monofase)

$$\theta = \arctg\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

- per terreni a permeabilità elevata ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui l'acqua si muove rispetto al terreno

$$\theta = \arctg\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

in cui:

k_h = coefficiente sismico orizzontale

k_v = coefficiente sismico verticale

γ_w = peso di volume dell'acqua

γ_{sat} = peso di volume del terreno in condizioni di saturazione

γ_d = peso di volume secco

oppure si può applicare la teoria di Matsuo e Ohara (1960), nel caso di presenza di acqua sia dal lato monte, sia dal lato valle, per cui

$$P_m = 0.7P_v = 0.7 \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

P_m = spinta idrodinamica lato monte

oppure, secondo l'EC8:

$$P_m = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz}$$

ove

z = distanza della superficie piezometrica dalla base del muro

h = altezza della falda libera dalla base dello strato interessato dalla medesima

2.3.9 LA FUNZIONE DEI SISTEMI DRENANTI

La spinta idrostatica citata nel precedente paragrafo può essere facilmente ridotta, se non addirittura annullata, con l'utilizzo, a tergo delle opere di sostegno (in particolare nel caso di muri e strutture miste), di sistemi drenanti appropriati.

Secondo § C.6.8.1.2 i drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

- ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo di strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.

Inoltre : i drenaggi e i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

- *il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto;*
- *la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;*
- *lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.*

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante nei riguardi di quelli adiacenti sarà progettato alla stessa stregua di un filtro monostrato.

E ancora: i tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, devono essere formati da granuli resistenti e durevoli e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regimentate in superficie mediante canalizzazioni.

Il terreno formante il piano di posa di drenaggio e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

Il sistema drenante più comune è rappresentato dall'associazione di materiale drenante a ridosso del muro, di fori di scolo che attraversano la struttura (diametro 7.5÷10cm) e dalla posa di collettori longitudinali lungo la faccia interna del muro stesso. Il materiale drenante deve essere costituito preferibilmente da ghiaia grossa, separata dal terreno in posto per mezzo di uno strato di geotessile, con la funzione di impedire all'eventuale frazione fine dilavata di intasare il materiale drenante stesso. Il geotessile può anche essere collocato tra materiale drenante e muro, con lo scopo di evitare la fuoriuscita del dreno attraverso i fori di scolo (Fig. 2.3.9.1). Tale sistema, in presenza di falda, ne consente l'abbattimento, e in assenza della stessa impedisce, in caso di piogge intense, l'instaurarsi di un fenomeno di flusso continuo di acqua all'interno del terrapieno.

Nel caso di terrapieni argillosi soggetti a fessurazione si può ricorrere a un sistema di drenaggio costituito da un filtro verticale di altezza analoga a quella delle ipotetiche fessure, collegato a un dreno in contropendenza (per la raccolta delle acque di infiltrazione superficiali) collegato a sua volta con un dreno orizzontale (Fig. 2.3.9.2). Si tratta comunque di un sistema complesso che può essere sostituito dal sistema più semplice sopra descritto.

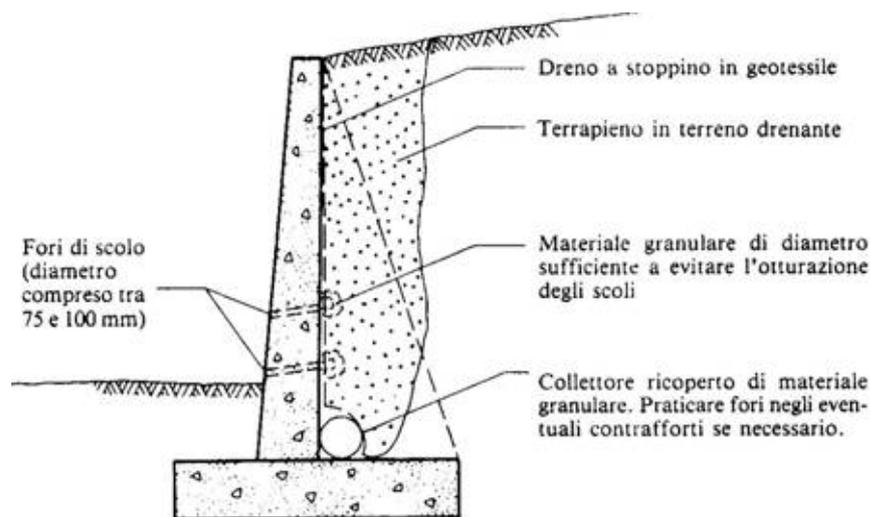


Fig. 2.3.9.1. – Drenaggio di tipo tradizionale

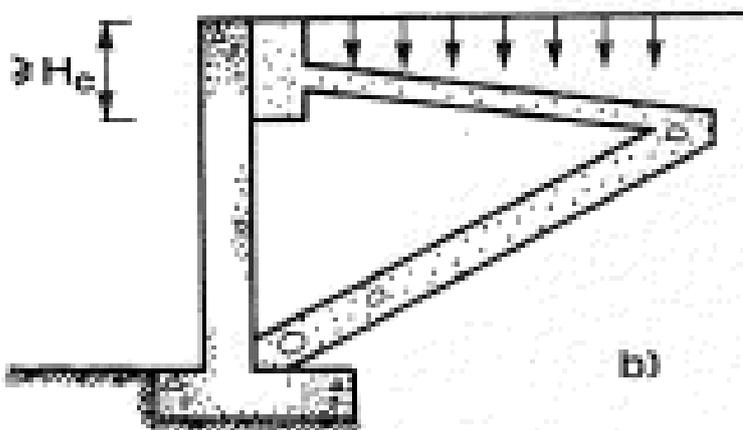


Fig. 2.3.9.2. – Drenaggio di terrapieni argillosi (da Lancellotta, 1987)

Ai sistemi drenanti tradizionali vengono recentemente associati sistemi più recenti, che resistono alla compressione senza perdere le loro proprietà drenanti, e sono rappresentati:

- dai geocompositi drenanti, associati a collettori drenanti alla base del muro (Fig. 2.3.9.3)
- da sistemi costituiti da trucioli di polistirolo espanso contenuti in strutture a reti metalliche, con frapposto uno strato di geotessile anti-intasante (Fig. 2.3.9.4)

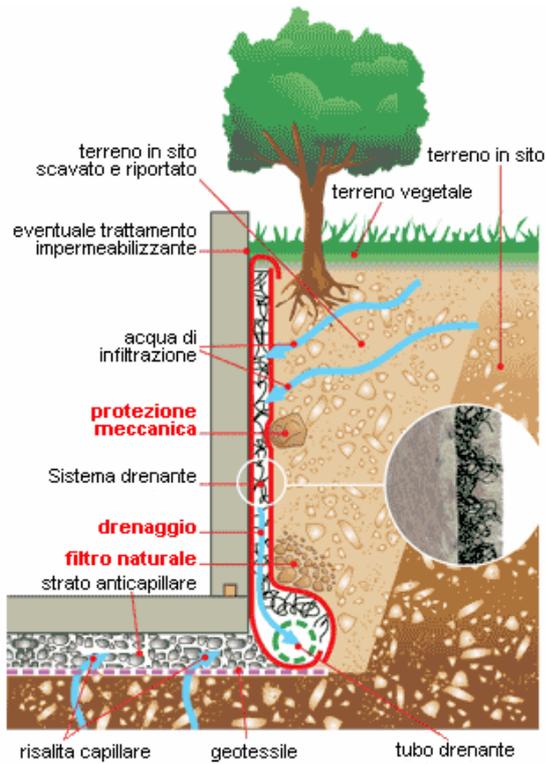


Fig. 2.3.9.3. – Geocompositi drenanti



Fig..2.3.9.4 – Sistemi di “materassi drenanti”

3 LE VERIFICHE (*)

3.1 IL MODELLO GEOTECNICO E I PARAMETRI CARATTERISTICI

Il modello geotecnico viene definito dalle NTC (§ 6.2.2) come “*uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico*”.

Si tratta di definire in questa sede cosa si intenda per volume significativo in relazione a un’opera di sostegno.

In particolare si può stabilire che:

- per la verifica al collasso del carico limite dell’insieme fondazioni-terreno, il volume significativo dipende dalla tipologia e dalle dimensioni fondazionali
- per la verifica allo scorrimento, il volume significativo è limitato al terreno superficiale coinvolto dal movimento traslazionale
- per la verifica globale, il volume significativo dipende dalla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento localizzata al di sotto dell’opera di sostegno

Le NTC (§ 6.2.2) fanno tuttavia anche riferimento, a livello di volume significativo e ovviamente in condizioni sismiche, a quanto previsto al § 3.2.2, che fa riferimento ai primi 30 m di sottosuolo, per i quali la determinazione delle V_{S30} a partire dal piano fondazione consente la definizione della categoria di sottosuolo.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare appunto detto volume, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l’interpretazione dei risultati di prove e misure in sito, ove, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Relativamente a quest’ultimo aspetto si rimanda alle esaustive trattazioni effettuate nel Quaderno “**Parametri caratteristici**”

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull’esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali; anche per questo argomento tuttavia si rimanda al Quaderno “**Interventi di modesta entità**”.

3.2 VERIFICHE GEOTECNICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, l’entra in vigore del DM 14/01/2008 ha introdotto l’obbligo del “metodo agli stati limite”.

Tuttavia, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d’uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, si è ancora ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, con riferimento D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici. Tale norma si deve applicare integralmente, ad eccezione delle azioni, per le quali valgono le prescrizioni riportate nelle NTC.

Poiché si intende per:

- **costruzioni di tipo 1**: opere provvisorie – opere provvisionali - strutture in fase costruttiva;
- **costruzioni di tipo 2**: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- **costruzioni di classe d’uso I**: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli

- **costruzioni di classe d'uso II:** costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV,

si ritiene in questa sede che la norma consenta ancora un ampio utilizzo del metodo delle tensioni ammissibili per le opere di sostegno ricadenti in zona 4.

Il metodo di calcolo da adottare per le verifiche geotecniche deve tuttavia essere preventivamente concordato col progettista delle strutture.

Poiché, come precedentemente affermato, le presenti norme devono essere applicate integralmente ad eccezione delle azioni, che invece sono definite anche in questo caso dalle NTC, la combinazione delle azioni da utilizzare è quella definita come caratteristica (rara), data da:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

che vede l'assenza dei coefficienti parziali delle azioni permanenti e variabili; le azioni variabili non dominanti vengono moltiplicate anche per i coefficienti di combinazione.

In particolare, per i muri e le strutture miste:

- le verifiche da effettuare per un'opera di sostegno sono le medesime da effettuare agli stati limite
- i valori dei parametri geotecnici da utilizzare possono essere quelli nominali
- i valori di resistenza devono essere divisi per un coefficiente di sicurezza variabile a seconda del tipo di verifica : **F_s = 1.3** per la verifica di stabilità globale del complesso terreno-opera; **F_s = 1.3** per lo scorrimento sul piano di posa; **F_s = 2** per il collasso per carico limite della fondazione, **F_s = 1.5** per il ribaltamento
- le verifiche devono essere effettuate sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

Nel metodo delle tensioni ammissibili, le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito nel D.M. LL. PP. 16.01.1996.

Tale norma prevede che, oltre alla spinta statica orizzontale F, debbano essere considerate nei calcoli alte due forze:

1. un incremento di spinta ΔF pari alla differenza tra la spinta totale F_s esercitata dal terreno retrostante l'opera in condizioni sismiche e quella statica F, da applicare ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso

$$\Delta F = F_s - F$$

$$\text{in cui : } F_s = AF'$$

ove

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$$\theta = \arctg C$$

C = coefficiente di intensità sismica = (S - 2)/100

F' = spinta calcolata per i' = i + θ

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede)

2. una forza d'inerzia orizzontale , da applicare nel baricentro dei pesi

$$F_i = C \cdot W$$

ove:

C = coefficiente di intensità sismica

W = peso proprio del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione

Poiché per la zona 4 si deve assumere il grado di sismicità pari a 5, il coefficiente di intensità sismica da applicare sarà sempre pari a **0.03**.

3.3 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE : I MURI E LE STRUTTURE MISTE

Nel presente capitolo verranno illustrate le verifiche geotecniche da effettuarsi agli stati limite per i muri e le strutture miste. Si tratta di verifiche cosiddette "esterne", in quanto , per "interne", sono da intendersi le verifiche strutturali di competenza del progettista delle strutture.

In questa sede si farà un richiamo agli approcci previsti dalle NTC e ai metodi di calcolo comunemente adottati e si fornirà un caso esemplificativo di verifiche geotecniche, al fine di chiarire alcuni concetti trattati sino ad ora in maniera prettamente teorica.

In alcuni casi si farà inoltre riferimento ad altri quaderni, nei quali una particolare tipologia di verifica ha rappresentato il principale e quindi proprio per questo motivo particolarmente approfondito argomento di trattazione.

3.3.1 VERIFICHE ALLO SLU (CONDIZIONI STATICHE)

Secondo le NTC, le verifiche nei confronti di stati limite ultimi (SLU) sono verifiche di sicurezza che devono dimostrare la capacità, da parte del complesso struttura-terreno, 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 (§ 2.1).

Le NTC (§ 2.3.), per la valutazione della sicurezza delle costruzioni, prevedono, per le opere di importanza ordinaria, l'utilizzo del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, che tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza di opere e sistemi geotecnici deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni, per cui

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza del complesso terreno-opera

Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato come è stato riportato al capitolo ...

I coefficienti parziali da utilizzare relativi alle azioni e alle resistenze, a seconda degli approcci e delle combinazioni, sono quelli riportati nelle sottostanti tabelle:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

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

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

La combinazione delle azioni da utilizzare è quella definita come fondamentale, data da:

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

che vede la presenza dei coefficienti parziali delle azioni permanenti e variabili; in particolare le azioni parziali non dominanti vengono moltiplicate anche per i coefficienti di combinazione.

3.3.1.1 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO TERRENO OPERA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

La verifica di stabilità globale ha lo scopo di dimostrare la stabilità del terreno nel contesto in cui si inserisce l'opera, e consiste nell'ipotizzare le più probabili superfici di scivolamento passanti al di sotto dell'opera e verificarne la stabilità sulla base dell'assunto che $R_d \geq E_d$.

I metodi di calcolo comunemente usati sono quelli delle "strisce", che prevedono la suddivisione del volume di terreno compreso tra la superficie topografica e le superfici di scivolamento imposte appunto in strisce, per ognuna delle quali, utilizzando la teoria dell'equilibrio limite, viene calcolato un fattore di sicurezza alla rotazione e/o alla traslazione. Il fattore di sicurezza assunto è quello minimo; per la stabilità dev'essere verificata la disequazione $F_s \geq 1$.

L'approccio da utilizzare nei calcoli è sempre l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II. In particolare, riguardo al coefficiente parziale R, si deve utilizzare quello riportato nella tabella 6.8.I, valido anche per le opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Relativamente ai metodi di calcolo da utilizzare in tale tipologia di verifica si rimanda comunque al più dettagliato quaderno relativo alla “**Stabilità dei versanti**”.

3.3.1.2 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

La verifica a scorrimento sul piano di posa ha lo scopo di dimostrare che le forze parallele al piano di imposta della fondazione, che tendono a fare scorrere il muro, sono di entità inferiore rispetto a quelle anch'esse parallele al piano medesimo ma che si oppongono allo scivolamento, sulla base dell'assunto che $R_d \geq E_d$ per cui $F_s \geq 1$.

Tali verifiche possono essere effettuate seguendo uno dei due approcci (1 o 2), utilizzando i coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I.

Le forze agenti sono rappresentate dalla componente della spinta statica e dalla componente delle forze d'inerzia (condizioni sismiche) parallele al piano di fondazione. Le forze resistenti sono rappresentate dalla resistenza per attrito e/o dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

Nel seguito vengono riportate le formule di riferimento, tratte dal corso di aggiornamento di Colleselli-Sanzani, 2009 (come parte delle formule di seguito riportate), per il calcolo di R_d ed E_d , in condizioni statiche.

Le **forze resistenti** sono le seguenti:

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (\gamma_G \cdot W \cdot tg \delta_{k,d} + \gamma_Q \cdot Q \cdot tg \delta_{k,d})$$

ove

γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze, dipendente dall'approccio utilizzato

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **1** in tutti i tipi di approccio/ combinazione

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0** in tutti i tipi di approccio/ combinazione

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

Q = componente normale al piano di fondazione del sovraccarico; il sovraccarico non viene quindi portato in conto nella determinazione delle forze stabilizzanti

$\delta_{k,d}$ = angolo di attrito terra-muro, caratteristico o di progetto dipendentemente dall'approccio/combinazione utilizzati

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo $\gamma_Q = 0$, il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

Si ricorda inoltre che, secondo la circolare la circolare 2 febbraio 2009 n. 617, “*nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza*”.

Per la determinazione di δ si rimanda al § 2.3.7. In linea generale si può comunque indicare un valore $\delta = \phi'_{crit}$ per i muri gettati in opera, a fondazione scabra, e pari a $\delta = 2/3 \phi'_{crit}$ per le strutture a fondazione liscia (ϕ'_{crit} = angolo di attrito del terreno di fondazione allo stato critico). Tale angolo deve poi essere trasformato in δ_k o δ_d a seconda del tipo di approccio/combinazione.

Le forze agenti sono le seguenti:

$$E_d = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq}$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, dipendente dal tipo di approccio/combinazione

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, dipendente dal tipo di approccio/combinazione

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico

Le NTC prescrivono che si consideri il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, “*da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota*”.

Un caso di permanenza di tale contributo può essere rappresentato dalla presenza di uno sperone che contrasti lo scivolamento (dente), che può essere inserito sia in posizione di monte sia in posizione di valle rispetto alla fondazione (generalmente a monte). Uno dei metodi per calcolare l'influenza del dente sulle forze resistenti è quello di determinare la resistenza passiva che si sviluppa lungo il cuneo individuato nel volume di terreno compreso tra fondazione e base del dente (Fig. 3.3.1.1.); tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale a seconda della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione e viene individuato da software attraverso un processo iterativo finalizzato a determinare il coefficiente di sicurezza a scorrimento minimo.



Fig. 3.3.1.1. da manuale Max 10 di Aztec

In tal caso, alla formula per il calcolo di R_d si dovrà aggiungere il valore di resistenza passiva P_p determinata, moltiplicata per $\gamma_G = 1$.

In caso di forma triangolare del cuneo, la determinazione di P_p dovuta alla presenza di un dente è la seguente:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_d^2 \cdot K_p + (2c \cdot K_p^{0.5} + \gamma \cdot K_p \cdot H) \cdot H_d$$

ove:

γ = densità del terreno di fondazione

H_d = altezza del dente

H = altezza della fondazione

K_p = coefficiente di spinta passiva in fondazione (dipende solo dall'angolo di attrito fondazione-terreno)

c = coesione drenata del terreno, ove presente, ma solitamente trascurata

3.3.1.3 MOMENTI ED ECCENTRICITÀ

Momenti ed eccentricità rappresentano elementi strettamente dipendenti e assai importanti nell'ambito delle verifiche dei muri di sostegno, poiché i primi influenzano le verifiche a ribaltamento e le seconde le verifiche del collasso per carico limite della fondazione.

I momenti possono essere suddivisi in momenti stabilizzanti e ribaltanti, ove i primi rappresentano il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_{stab}), mentre i secondi rappresentano il momento risultante di tutte le forze che tendono a far ribaltare il muro (momento ribaltante M_{rib}); tali momenti sono utilizzati nella verifica a rotazione dell'opera.

Il momento globale (M_{tot}) deriva dalla risultante di tutti i momenti agenti sulla fondazione dell'edificio e viene utilizzato per la determinazione dell'eccentricità dei carichi agenti sul terreno di fondazione, e quindi della fondazione "equivalente", cioè della fondazione utile alla trasmissione dei carichi medesimi al terreno.

I momenti stabilizzanti (M_{stab}) si determinano solitamente scomponendo l'opera di sostegno in settori omogenei (vedi fig. 3.3.1.3.1) e derivano dalla somma dei prodotti dei carichi verticali dei singoli settori e dei sovraccarichi moltiplicati per il relativo "braccio" (b_w), ove il punto di rotazione solitamente coincide solitamente con lo spigolo di valle della fondazione.

In una situazione semplice, in cui non vi sia inclinazione del terrapieno retrostante l'opera ($\beta = 0$),

$$\sum M_{stab} = W \cdot b_w + Q \cdot b_q$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

b_w = "braccio" di W

b_q = "braccio" di Q

I momenti ribaltanti (M_{rib}) si ottengono dal prodotto delle componenti orizzontali delle spinte dovute ai carichi e ai sovraccarichi moltiplicate per le altezze dalla base del muro corrispondenti ai relativi punti di applicazione delle spinte medesime.

$$\sum M_{rib} = P_{ay} \cdot \frac{H}{3} + P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove:

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico

H = altezza del muro

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

La sottostante Fig. 3.3.1.2, tratta dal corso di F. Colleselli e A. Sanzani (2009), mostra graficamente il metodo di calcolo dei momenti stabilizzanti di un muro a mensola rispetto allo spigolo di valle della fondazione, e l'entità e il punto di applicazione delle spinte originanti i momenti ribaltanti.

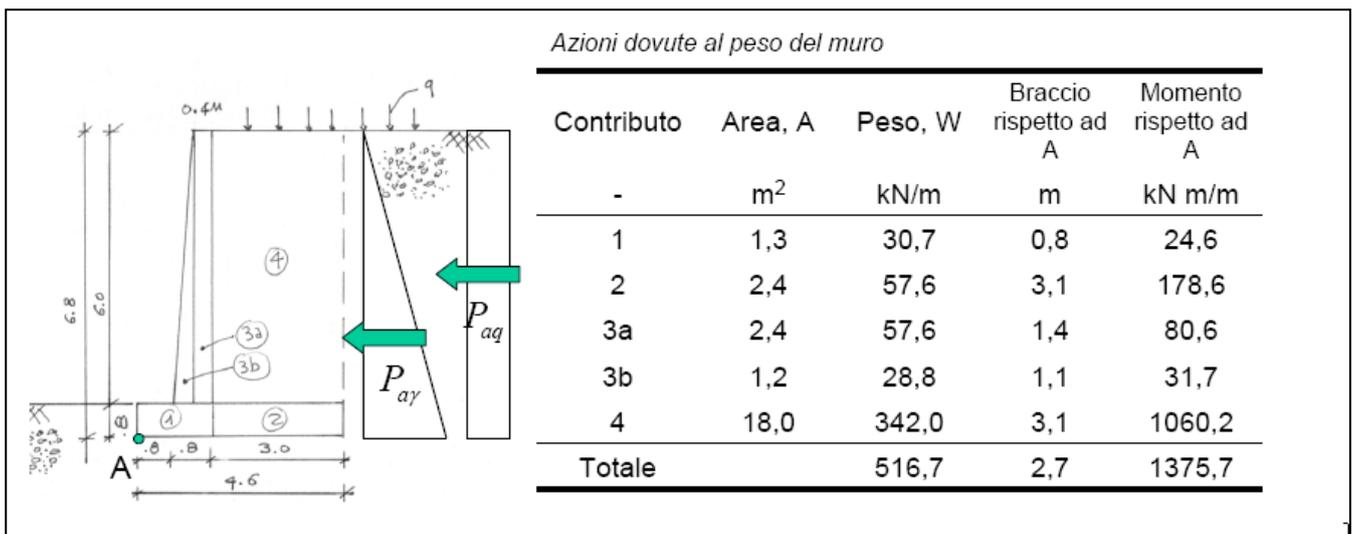


Fig. 3.3.1.2, da Colleselli – Sanzani , 2004, corso di aggiornamento

Il momento globale (M_{tot}) agente sulla fondazione, necessario per la valutazione dell'eccentricità della fondazione medesima, si ottiene per differenza tra i momenti derivanti dalle azioni verticali e i momenti derivanti dalle spinte orizzontali; per i momenti derivanti dalle azioni verticali il braccio ora è però dato dalla differenza tra il punto centrale della fondazione ($B/2$) e b_w (distanza tra baricentro di applicazione dei carichi e punto di rotazione).

Quindi

$$M_{fond} = W \cdot \left(b_w - \frac{B}{2} \right) - P_{ay} \cdot \frac{H}{3} - P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

b_w = "braccio" di W

B = larghezza della fondazione

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico

H = altezza del muro

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

L'eccentricità deve essere $< B/6$. Pertanto maggiori sono le spinte a tergo dell'opera e maggiore sarà l'eccentricità della fondazione.

In particolare:

$$e = \frac{M_{fond}}{W}$$

In chiave sismica, col metodo pseudostatico, il momento totale sarà così espresso:

$$M_{fond} = W \cdot (1 \pm k_v) \cdot \left(b_w - \frac{B}{2} \right) - W \cdot k_{kh} \cdot d_w - S_{AE} \cdot \frac{H}{3} - P_{AE} \cdot \frac{H}{2}$$

Pertanto la larghezza B' della fondazione che trasferirà il carico sul terreno e che dovrà essere utilizzata nelle verifiche geotecniche sarà pari a:

$$B' = B - 2e$$

3.3.1.4 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE (SUPERFICIALE) TERRENO: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

La verifica per carico limite dell'insieme fondazione terreno è volta a dimostrare che i carichi e le sollecitazioni agenti sulla fondazione del muro di sostegno sono inferiori rispetto alla resistenza a rottura fornita dal terreno su cui la fondazione medesima è posata, sulla base dell'assunto che $R_d \geq E_d$.

Tale verifiche può essere effettuata seguendo uno dei due approcci (1 o 2), utilizzando i coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I.

Relativamente ai metodi di calcolo, si rimanda al quaderno "**Fondazioni superficiali**".

Si sottolinea comunque l'importanza delle sollecitazioni agenti sulla fondazione, rappresentate:

- dagli sforzi di taglio alla base, derivanti dalla risultante della componente orizzontale della spinta attiva a cui viene sottratta la componente orizzontale dell'eventuale spinta passiva; tali sollecitazioni agiscono, nei più comuni metodi di calcolo, sul fattore di inclinazione del carico "i";

- dal momento globale (M_{tot}) che, diviso per il carico verticale, determina l'eccentricità del carico "e" e conseguentemente la porzione di fondazione "utile" a trasmettere detto carico al terreno (fondazione equivalente). In particolare:

$$M_{fond} = \gamma_G \cdot W \cdot \left(b_w - \frac{B}{2}\right) - \gamma_G \cdot P_{av} \cdot \frac{H}{3} - \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli (dipende dall'approccio utilizzato)

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli (dipende dall'approccio utilizzato)

e conseguentemente:

$$e = \frac{M_{fond}}{\gamma_G \cdot W}$$

3.3.1.5 RIBALTAMENTO : GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

La verifica a ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e lo stato limite relativo deve essere considerato come stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali riduttivi del gruppo **M2** per la determinazione dei parametri geotecnici da introdurre nel calcolo delle spinte.

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare che il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_{rib}) sia di entità inferiore rispetto al momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_{stab}) rispetto allo spigolo a valle della fondazione, sulla base dell'assunto che $R_d \geq E_d$ per cui $F_s \geq 1$.

I momenti stabilizzanti, già esplicitati al §.3.3.1.3 si ottengono nel modo seguente:

$$R_d = \sum M_{stab} = \gamma_G \cdot W \cdot b_w + \gamma_Q \cdot Q \cdot b_q$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **0.9**

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

b_w = "braccio" di W

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico

b_q = "braccio" di Q

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo $\gamma_Q = 0$, il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

I momenti ribaltanti si ottengono dal prodotto delle componenti orizzontali delle spinte dovute ai carichi e ai sovraccarichi moltiplicate per le altezze dalla base del muro che corrispondono ai relativi punti di applicazione delle spinte medesime.

$$E_d = \sum M_{rib} = \gamma_G \cdot P_{ay} \cdot \frac{H}{3} + \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, pari a **1.1**

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico

H = altezza del muro

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

3.3.2 VERIFICHE ALLO SLV

3.3.2.1 IL METODO PSEUDOSTATICO

Le verifiche in chiave sismica agli SLV sono le medesime previste per gli SLU, anche se si deve introdurre nei calcoli l'azione sismica, già valutata, a livello di determinazione delle spinte, al § 2.3.5. In questa sede le verifiche verranno trattate col metodo pseudostatico, in cui i coefficienti sismici k_h e k_v agiscono sia a livello di incremento delle azioni statiche, sia a livello di riduzione delle resistenze, dipendentemente dalla tipologia di verifica da eseguire.

Con l'introduzione dell'azione sismica, tali verifiche andranno condotte adottando gli approcci descritti per gli SLU, con i relativi coefficienti parziali M ed R.

La combinazione di carico da utilizzare è quella sismica E, data da

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

che vede l'assenza dei coefficienti parziali delle azioni permanenti e variabili e la presenza dei coefficienti di combinazione associati a tutte le azioni variabili, dominanti e non dominanti.

Nell'analisi pseudostatica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente costante nel tempo pari al prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico k_h , valutato nel modo seguente:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0.5 k_h$$

ove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

ove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T)

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente β_m , più ampiamente trattato nel § 3.3.2.2, assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

Le azioni pertanto subiscono un incremento dipendente dal coefficiente di intensità sismica $[K_h/(1 \pm k_v)]$. Il valore di k_v (positivo o negativo) da utilizzare nei calcoli è quello che fornisce risultati più cautelativi.

Si sottolinea comunque come, soprattutto relativamente alle fondazioni dei muri di sostegno, sia le NTC sia la relativa circolare facciano sempre riferimento ad azioni inerziali:

1. "le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi" (NTC § 7.11.6.2.2)
2. le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche sono tali per cui "le forze d'inerzia sul muro si sommano alla spinta" (NTC § C 7.11.6.2)

Inoltre, sempre relativamente alle fondazioni superficiali, e quindi anche a quelle relative ai muri di sostegno "l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale)."

E ancora: "nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Kh_i e Kh_k , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori Kh_k possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2).

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Kh_i e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico Kh_k ; il fattore N_γ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico".

Per tale motivo si ritiene in questa sede di introdurre, a livello di verifiche fondazionali (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e scorrimento sul piano di posa) entrambi i coefficienti pseudostatici sopra citati, ove il coefficiente cinematico può essere assimilato al k_h definito nel presente §, e il kh_i può essere ricavato dal rapporto tra le componenti orizzontali e verticali dei carichi trasmessi in fondazione, agendo sul fattore di inclinazione del carico "i" sulla base delle formule correntemente utilizzate per la determinazione della verifica a collasso per carico limite.

3.3.2.2 L'UTILIZZO DI β_m

Relativamente al β_m , si tratta di un parametro tarato sulla base degli spostamenti massimi ammissibili dalle opere di sostegno, che riduce significativamente il valore di k_h .

La motivazione dell'introduzione di tale parametro è dovuta al fatto che, già dopo l'uscita dell'OPCM 3274, si riscontrò l'inapplicabilità della nuova normativa nei progetti dei muri, perché eccessivamente cautelativa in caso di utilizzo dei metodi pseudostatici; le NTC, con l'introduzione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici al posto di quelli nominali, avrebbero ulteriormente aggravato la situazione.

Si è resa pertanto necessaria l'introduzione di un fattore correttivo che esprimesse anche il concetto che non è il picco massimo di accelerazione che incide significativamente sulla stabilità dell'opera.

Un fattore correttivo tuttavia era già stato introdotto con l'Eurocodice 8 (e nell'OPCM 3274), che presenta un elemento originale e positivo nella determinazione delle forze sismiche, che consiste nella dipendenza della loro intensità dallo spostamento tollerabile e realmente consentito dall'opera (spostamento ammissibile); i valori di soglia che consentono di determinare graficamente tali spostamenti variano al variare della zona sismica (cioè del valore dell'accelerazione che la caratterizza).

Il coefficiente sismico orizzontale k_h secondo l'Eurocodice 8 è pertanto così definito:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g \cdot r)$$

in cui:

r è il coefficiente che tiene conto di eventuali spostamenti ammissibili per l'opera

a_{gR} è l'accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante

γ_I è il fattore di importanza

S è il soil factor.

Il coefficiente k_h si assume costante con la profondità, per opere di altezza fino a 10 m.

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito come

$$k_v = \mp 0.5 k_h$$

quando il rapporto fra le accelerazioni di progetto verticale ed orizzontale (avv/ag) è maggiore di 0.6, altrimenti vale:

$$k_v = \mp 0.33 k_h$$

Il **fattore r** ha la funzione di ridurre il valore dell'accelerazione sismica orizzontale, e quindi del coefficiente k_h al crescere dello spostamento orizzontale ammissibile; il grafico di Fig. 3.3.1.3.) indica il valore del fattore r in funzione dell'accelerazione massima al suolo e dello spostamento ammissibile dalla struttura.

“Lo spostamento tollerabile viene confrontato con valori soglia che sono proporzionali all'accelerazione di picco in superficie e pertanto variano in funzione della tipologia di sottosuolo e della zona sismica in cui è situata la struttura” (da Simonelli, 2003).

In particolare:

$r = 2$ corrisponde a muri a gravità che possono subire spostamenti superiori a 300 mm

$r = 1.5$ corrisponde a muri a gravità che possono subire spostamenti compresi tra 200÷ 300 mm

$r = 1$ corrisponde a muri che non possono subire spostamenti

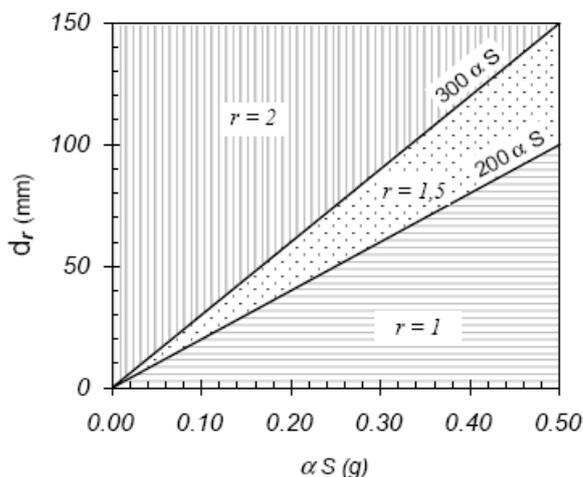


Fig. 3.3.1.3 (da Simonelli , 2003)

Si desume inoltre che, poiché, secondo l'Eurocodice 8

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g \cdot r) = \frac{1}{r} \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

allora

$$\frac{1}{r} = \beta_m$$

e per muri liberi di ruotare ove $r=2$

$$\beta_m = 0.5$$

In fase di stesura di NTC, per la valutazione del β_m sono stati effettuati studi non resi ancora pubblici, che hanno comunque preso in considerazione un nutrito numero di accelerogrammi, consistenti in

- 214 registrazioni accelerometriche in campo libero (NS-EO)
- 47 eventi di magnitudo $M \geq 4.0$ e distanza epicentrale < 100 km
- valori di $0.4g > PGA > 0.05g$; $I_a = 0.006-1.233$ m/s

Tali accelerogrammi sono stati suddivisi sulla base di tre categorie di sottosuolo (A,B,C) e sulla base di quattro "range" di valori di a_{\max} per ogni categoria ($0.05g \div 0.1g$; $0.1g \div 0.2g$; $0.2g \div 0.3g$; $0.3g \div 0.4g$).

Con tali assunti, per ogni categoria di sottosuolo e per tre differenti range di variazione di a_{\max} , sulla base degli spostamenti massimi ammissibili dalla struttura è stato tarato il β_m , come da tabella sotto riportata.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

Si tratta di valori inferiori al fattore $1/r$ dell'Eurocodice 8 e dell'OPCM 3274, che tengono verosimilmente conto dell'utilizzo dei valori caratteristici dei parametri geotecnici e che consentono l'utilizzo dei metodi pseudostatici senza che il dimensionamento dell'opera risulti irrealisticamente cautelativo.

3.3.2.3 IL METODO DEGLI SPOSTAMENTI

Alcune verifiche (es. verifica di stabilità globale e allo scorrimento) possono essere anche eseguite col metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2), o metodi dinamici semplificati, già descritti nel § 2.3.5., in cui l'opera viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile.

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es. un accelerogramma), e la risposta del pendio (o della fondazione) all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo l'integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e formazione di base.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di collasso generalizzato (stato limite ultimo), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (stato limite di danno).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma (a_{max} , forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. In assenza di tali studi, è consigliabile confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 5), registrati in zone prossime al sito e opportunamente scalati.

In tale metodo, inoltre, la valutazione delle condizioni di stabilità è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematismo di collasso critico e valori limite o di soglia dello stesso, valori opportunamente motivati dal progettista. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

L'analisi sismica dei muri di sostegno (§ C 7.11.6.2) con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente. La sicurezza deve essere valutata confrontando lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame.

3.3.2.4 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO TERRENO OPERA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

Secondo le NTC, "i muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5". Si possono quindi utilizzare

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

L'approccio da utilizzare nei calcoli è sempre l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), con i coefficienti parziali delle azioni pari a 1 e i coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze riportati nelle tabelle 6.2.II e 6.8.I.

Relativamente ai metodi di calcolo da utilizzare in tale tipologia di verifica e alle implicazioni relative a questa tipologia di verifica in condizioni sismiche si rimanda al quaderno "**Stabilità dei versanti**".

3.3.2.5 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

Come già riportato nelle condizioni statiche, la verifica a scorrimento sul piano di posa ha lo scopo di dimostrare che le forze parallele al piano di imposta della fondazione, che tendono a fare scorrere il muro, sono di entità inferiore rispetto a quelle anch'esse parallele al piano medesimo ma che si oppongono allo scivolamento, sulla base dell'assunto che $R_d \geq E_d$ per cui $F_s \geq 1$.

Tali verifiche possono essere effettuate seguendo uno dei due approcci (1 o 2), utilizzando i coefficienti parziali delle azioni pari a 1 e i coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze riportati nelle tabelle 6.2.II e 6.8.I.

Si sottolinea comunque (C 7.11.6.2) che l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questa tipologia di verifica è pertanto preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

Le forze agenti sono rappresentate dalla componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. Le forze resistenti sono rappresentate dalla resistenza d'attrito e/o dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

La formule di riferimento per il calcolo di R_d ed E_d sono le seguenti:

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (1 \pm k_v) \cdot W \cdot \operatorname{tg} \delta_{k,d}$$

ove

γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze, dipendente dall'approccio utilizzato

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

$\delta_{k,d}$ = angolo di attrito terra-muro, caratteristico o di progetto dipendentemente dall'approccio/combinazione utilizzati

k_v = coefficiente sismico pseudostatico verticale, nei suoi termini positivo e negativo

Anche in questo caso non è presente (poiché si annulla) il termine relativo al sovraccarico, mentre le azioni dominanti sono prive di coefficiente parziale.

Si ricorda inoltre che, secondo la circolare 2 febbraio 2009 n. 617, "nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza".

Per la determinazione di δ si rimanda al § 2.3.7. In linea generale si può comunque indicare un valore $\delta = \phi'_{crit}$ per i muri gettati in opera, a fondazione scabra, e pari a $\delta = 2/3 \phi'_{crit}$ per le strutture a fondazione liscia (ϕ'_{crit} = angolo di attrito del terreno di fondazione allo stato critico). Tale angolo deve poi essere trasformato in δ_k o δ_d a seconda del tipo di approccio/combinazione.

Le forze agenti sono le seguenti:

$$E_d = (W \cdot k_{hi}) + S_{AE} + \psi_{21} \cdot P_{AE}$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

K_{hi} = coefficiente sismico pseudostatico inerziale orizzontale

S_{AE} = componente orizzontale della spinta statica e sismica

ψ = coefficiente di combinazione definito dalla tabella 2.5.I

P_{AE} = componente orizzontale della spinta dovuta al sovraccarico

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \quad \text{[PAGINA 65 di 97]}$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 \pm k_v)$$

Le NTC prescrivono che si consideri il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, “*da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un’aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all’assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota*”.

3.3.2.6 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE TERRENO: GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

Relativamente a tale verifica, in condizioni sismiche, si rimanda al quaderno “**Fondazioni superficiali**”.

Si sottolinea comunque, rispetto alla condizione statica, un decremento dei carichi verticali, dovuti all’utilizzo della combinazione sismica, e un incremento delle sollecitazioni di taglio e dei momenti.

Inoltre, come in precedenza esposto (§ 3.3.2.1), con l’utilizzo del metodo pseudostatico si propone, anche per i muri di sostegno, l’utilizzo di entrambi i coefficienti pseudostatici inerziali e cinematici, ove il coefficiente cinematico kh_k può essere assimilato al k_h definito, e il coefficiente inerziale kh_i può essere ricavato dal rapporto tra le componenti orizzontali e verticali dei carichi trasmessi in fondazione, agendo sul fattore di inclinazione del carico “i” sulla base delle formule correntemente utilizzate per la determinazione della verifica a collasso per carico limite.

3.3.2.7 RIBALTAMENTO : GLI APPROCCI E I METODI DI CALCOLO

Come già espletato nel capitolo relativo alle verifiche in condizioni sismiche, la verifica a ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e lo stato limite relativo deve essere considerato come stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU), in questo caso adoperando coefficienti parziali riduttivi del gruppo **M2** per la determinazione dei parametri geotecnici da introdurre nel calcolo delle spinte.

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare che il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_{rib}) sia di entità inferiore rispetto al momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_{stab}) rispetto allo spigolo a valle della fondazione, sulla base dell’assunto che $R_d \geq E_d$ per cui $F_s \geq 1$.

I momenti stabilizzanti si ottengono dal prodotto dei carichi e dei sovraccarichi moltiplicati per il “braccio”, cioè per la distanza dello spigolo di valle della fondazione rispetto al baricentro di applicazione dei carichi e sovraccarichi medesimi.

$$R_d = \sum M_{stab} = W \cdot (1 \pm k_v) \cdot b_w$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

b_w = “braccio” di W

k_v = coefficiente sismico pseudostatico verticale, nei suoi termini positivo e negativo

I momenti ribaltanti si ottengono dal prodotto delle componenti orizzontali delle spinte dovute ai carichi e ai sovraccarichi moltiplicate per le altezze dalla base del muro che corrispondono ai relativi punti di applicazione delle spinte medesime.

$$E_d = \sum M_{rib} = (W \cdot k_h \cdot d_w) + \left(S_{AE} \cdot \frac{H}{3} \right) + \left(\psi_{21} \cdot P_{AE} \cdot \frac{H}{2} \right)$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura

K_h = coefficiente sismico pseudostatico orizzontale

d_w = "braccio" di W

S_{AE} = componente orizzontale della spinta statica e sismica

ψ = coefficiente di combinazione definito dalla tabella 2.5.I

P_{AE} = componente orizzontale della spinta dovuta al sovraccarico

H = altezza del muro

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v)$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 \pm k_v)$$

3.3.3 VERIFICHE ALLO SLE E SLD

3.3.3.1 VERIFICHE AI CEDIMENTI VERTICALI: I METODI DI CALCOLO

Le NTC non prevedono verifiche allo SLE per i muri di sostegno in condizioni statiche. Si ritiene comunque opportuno, al fine di rendere "completa" la verifica della fondazione, effettuare anche il calcolo dei cedimenti della medesima.

Le combinazioni delle azioni da utilizzare, in condizioni statiche, per la determinazione delle azioni sono le seguenti:

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

In condizioni sismiche, la combinazione delle azioni da utilizzare, è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Per quanto riguarda i parametri geotecnici, questi devono essere considerati nei loro valori caratteristici.

Relativamente a tale verifica e ai metodi di calcolo da adottare, in condizioni sia statiche sia sismiche, si rimanda al quaderno relativo "**Fondazioni superficiali**".

Si raccomanda comunque l'utilizzo nei calcoli della fondazione equivalente, a causa delle due eccentricità in precedenza determinate (condizioni statiche e condizioni sismiche).

3.3.3.2 VERIFICHE AGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: I METODI DI CALCOLO

In condizioni sismiche, le NTC (§ 7.11.6.2.2.) prevedono la verifica agli spostamenti permanenti indotti dal sisma, che devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

I metodi di analisi relativi a tale verifica sono già stati descritti ai §§ 2.3.5 e 3.3.2.3.

3.3.4 INFLUENZA DEGLI APPROCCI SUL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DEI MURI DI SOSTEGNO

Le verifiche geotecniche previste per la progettazione geotecnica delle opere di sostegno, ad eccezione della verifica di stabilità globale, prevedono l'utilizzo di entrambi gli approcci: l'approccio 1 (combinazione 2) e l'approccio 2. Le NTC, a livello di verifiche geotecniche non consigliano l'utilizzo di un approccio in particolare, ad eccezione della verifica a scorrimento in condizioni sismiche, per le quali (C 7.11.6.2) si sottolinea che l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questa tipologia di verifica è pertanto preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

Una recente pubblicazione (Mancina e Nori, 2010) ha esposto i risultati del dimensionamento fondazionale di un muro di sostegno a mensola effettuato a seguito di analisi condotte con i due approcci sopra citati e con il DM 11/03/1988, in condizioni statiche e sismiche.

Le condizioni ipotizzate sono le seguenti:

- terrapieno spingente caratterizzato da materiale drenante e privo di inclinazione
- terreno di fondazione incoerente a diverse caratteristiche di addensamento ($\phi'k$ 20°÷40°)
- falda assente o coincidente col piano campagna
- B = larghezza della fondazione; H = altezza del muro dalla base della fondazione

L'analisi ha evidenziato che, in condizioni statiche, sia in assenza sia in presenza di falda, l'approccio 1 (con la combinazione 2) risulta il metodo più conservativo, per il quale il rapporto B/H della fondazione risulta maggiore; l'approccio 2 si colloca in una situazione intermedia; le verifiche effettuate secondo il DM 11/03/1988 risultano invece le meno conservative, ad eccezione del caso in cui il piano di posa della fondazione sia rappresentato da terreni molto scadenti, con basso angolo di resistenza al taglio caratteristico, nel qual caso i risultati ottenuti col DM 11/03/1988 sono i più prudenti.

In presenza di sisma ($c=0.07$ o $kh=0.06$, con $a_{max}=0.25g$) invece, l'approccio 1 risulta ancora il più conservativo mentre l'approccio 2 risulta il meno conservativo, anche rispetto all'analisi effettuata con il DM 11/08/1988, i cui risultati si collocano in una posizione intermedia, ad eccezione della situazione di presenza di falda e di terreni scadenti, in cui tale metodo risulta ancora più cautelativo dell'approccio 1.

In sintesi, in condizioni statiche l'approccio 2 risulta quello intermedio, non scostandosi di molto, soprattutto in presenza di falda, dall'approccio 1, mentre in condizioni sismiche l'approccio 1 tende a sovradimensionare le dimensioni fondazionali dell'opera e l'approccio 2 tende a sottostimarle, soprattutto in relazione alla verifica a scorrimento, per la quale le NTC consigliano l'utilizzo dell'approccio 1. La situazione intermedia, definita con le verifiche effettuate secondo il dm 11/03/1988, è ipotizzabile soltanto per la zona 4, qualora si eseguissero i calcoli in termini di tensioni ammissibili.

3.4 LE VERIFICHE INTERNE ALLO SLU DI STRUTTURE MISTE: LE TERRE RINFORZATE (**)

3.4.1 PREMESSA

Le terre rinforzate sono strutture miste (rinforzo+terreno), in cui i rinforzi sono rappresentati per lo più da geosinteteci, e in subordine da reti metalliche o da strisce metalliche ("terre armate").

Nonostante abbiano molteplici applicazioni (es. come rilevati stradali e ferroviari), esse, nella maggior parte dei casi, rappresentano interventi finalizzati alla stabilizzazione di versanti o scarpate, così come le barriere paramassi, le barriere paravalanghe, le reti di contenimento, ecc, e per questo il loro utilizzo dipende dalle caratteristiche geomorfologiche, geostrutturali, litotecniche e idrogeologiche dei siti interessati dal dissesto potenziale o in atto. La scelta dell'utilizzo di tale intervento di stabilizzazione, previa redazione di relazione geologica, fa parte delle scelte progettualmente compatibili con le caratteristiche dinamiche di ciascun ambiente geologico e perciò compatibili con le competenze del geologo.

Sotto l'aspetto normativo-progettuale, mentre il DM 11/09/2005 citava sia le terre rinforzate sia le terre armate (cap. 7 par. 7.3.2. "Opere di sostegno") annoverandole entrambe, insieme con i muri cellulari, nelle "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", il DM 14/01/2008 cita soltanto le terre rinforzate (cap. 6 par. 6.5 "Opere di sostegno"), includendole anch'esso nelle strutture miste.

Relativamente al materiale di riempimento (C. 6.8.1.1), per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 micron non superiore al 20%, le cui caratteristiche meccaniche e chimico fisiche devono soddisfare i requisiti richiesti comunemente per tali tipi di opere.

Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

Relativamente ai drenaggi, si rimanda al § 2.3.9.

L'analisi delle NTC relativamente alle strutture miste ha evidenziato non poche carenze relativamente agli aspetti progettuali delle opere in trattazione, soprattutto riguardo alle verifiche cosiddette "interne" e "composte", che si cercherà di prendere in considerazione in questa sede insieme a quelle definite come "esterne", valide invece per tutte le opere di sostegno.

3.4.1.1 VERIFICHE INTERNE : I METODI DI CALCOLO

Le verifiche interne rientrano tra quelle che per le quali le NTC definisce come raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (SLU di tipo strutturale).

Si tratta di verifiche in cui si possono utilizzare gli approcci 1 o 2, così come per le verifiche di scorrimento e di collasso della fondazione-terreno; in caso di utilizzo dell'approccio 2 il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

In tali elaborati si devono inoltre introdurre i valori di resistenza dei materiali di rinforzo e si devono utilizzare fattori di sicurezza parziali relativi ai rinforzi medesimi (solitamente forniti dalla ditta produttrice), che tengano conto sia dell'eventuale danneggiamento meccanico durante la costruzione, sia della durata dell'opera, sia della degradazione ambientale nel tempo, per effettuare in questo modo verifiche più cautelative "a lungo termine"

Vengono suddivise in:

- verifica a scorrimento diretto: serve a determinare una lunghezza del rinforzo tale da evitare lo scivolamento del blocco di terra rinforzata al di sopra del rinforzo stesso; in particolare il rapporto resistenza a scorrimento / spinta agente alla quota del rinforzo deve essere ≥ 1 ;
- verifica a sfilamento: serve a valutare una lunghezza del rinforzo tale da evitarne lo sfilamento; in particolare il rapporto resistenza a sfilamento / spinta agente alla quota del rinforzo deve essere ≥ 1 ;
- verifica a trazione: serve ad accertare che la resistenza a trazione del rinforzo non superi quella ammissibile, intendendo come resistenza ammissibile un valore che dipende dalla resistenza di progetto a lungo termine del rinforzo divisa per coefficienti parziali dipendenti da danni meccanici,

biologici, ambientali e chimici. Nel caso in esame la resistenza ammissibile/ sforzo agente nel rinforzo ≥ 1 .

Le seguenti formule, tratte da Nart (2007), illustrano in modo analitico i metodi di verifica da svolgere:

1. verifica interna a scorrimento

$$\tau_{\delta} = \sigma'_n \cdot f_{\delta} \cdot \tan(\varphi)$$

$$f_{ds} = \alpha_s \cdot \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} + (1 - \alpha_s)$$

$$T_{\delta} = L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \cdot f_{\delta} \cdot \tan(\varphi)$$

per una larghezza unitaria:

$$T_{\delta} = \tau_{\delta} \cdot L$$

$$L_{ds} \geq \frac{FS_{ds} \cdot T_{zi}}{\tau_{ds}} = \frac{FS_{ds} \cdot T_{zi}}{\sigma'_n \cdot f_{ds} \cdot \tan(\varphi')}$$

In condizioni sismiche:

$$L_{ds} \geq \frac{FS_{ds} \cdot T_{zi}}{(1 \pm k_v) \cdot \sigma'_n \cdot f_{ds} \cdot \tan(\varphi')}$$

ove:

τ_{ds} = resistenza allo scorrimento (kPa);

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

T_{ds} = forza che contrasta lo scorrimento (kN/m);

T_{zi} = forza, alla quota z_i per garantire la stabilità del rinforzo (kN/m)

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

φ = angolo di resistenza al taglio.

δ = angolo di attrito all'interfaccia georete - terreno

α_s = frazione solida della superficie della geogriglia;

W_r = larghezza del rinforzo (m);

L_r = lunghezza del rinforzo (m);

L_{ds} = lunghezza di sicurezza allo scivolamento (m).

Trattandosi di determinazione di resistenze, per i parametri del terreno sarà necessario l'utilizzo dei valori caratteristici o di progetto dipendentemente dall'approccio utilizzato, mentre le azioni dovranno essere moltiplicate per il coefficiente parziale delle azioni favorevoli (pari a 1).

Relativamente alle spinte agenti alla quota del rinforzo, con le quali si dovranno confrontare le resistenze, si rimanda ai § 2.3.3 ecc.

2. verifica interna a sfilamento

$$\tau_{pi} = \sigma'_n \cdot f_{pi} \cdot \tan(\varphi)$$

$$f_{pul} = \alpha_s \cdot \left(\frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)} \right) + \left(\frac{\alpha_b \cdot B}{S} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

$$T_{pullout} = 2 \cdot [L_e \cdot W_e \cdot \sigma'_n \cdot f_{pul} \cdot \tan(\varphi)']$$

per una larghezza unitaria:

$$T_{pi} = \tau_{pi} \cdot L_r$$

$$L_e \geq \frac{FS_{pullout} \cdot T_{zi}}{2 \cdot f_b \cdot \tan(\varphi) \cdot \sigma'_v}$$

in condizioni sismiche

$$L_e \geq \frac{FS_{pul} \cdot T_{zi}}{2(1 \pm k_v) \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\varphi)'}$$

ove:

τ_{pul} = resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno (kPa)

α_b = frazione della larghezza della geogriglia capace di mobilitare resistenza passiva;

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

B = spessore degli elementi trasversali (m);

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

f_{pul} = coefficiente di attrito equivalente per sfilamento;

δ = angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno;

L_e = L - L_a (m);

L = lunghezza totale del rinforzo (m);

L_a = lunghezza del rinforzo fino all'intersezione con la superficie critica (m);

L_e = lunghezza del rinforzo fino alla parte stabile posta oltre la superficie critica (m);

Trattandosi anche in questo caso di determinazioni di resistenze, per i parametri del terreno sarà necessario l'utilizzo dei valori caratteristici o di progetto dipendentemente dall'approccio utilizzato, mentre le azioni dovranno essere moltiplicate per il coefficiente parziale delle azioni favorevoli (pari a 1).

Relativamente alle spinte agenti alla quota del rinforzo, con le quali si dovranno confrontare le resistenze, si rimanda ai § 2.3.3 ecc.

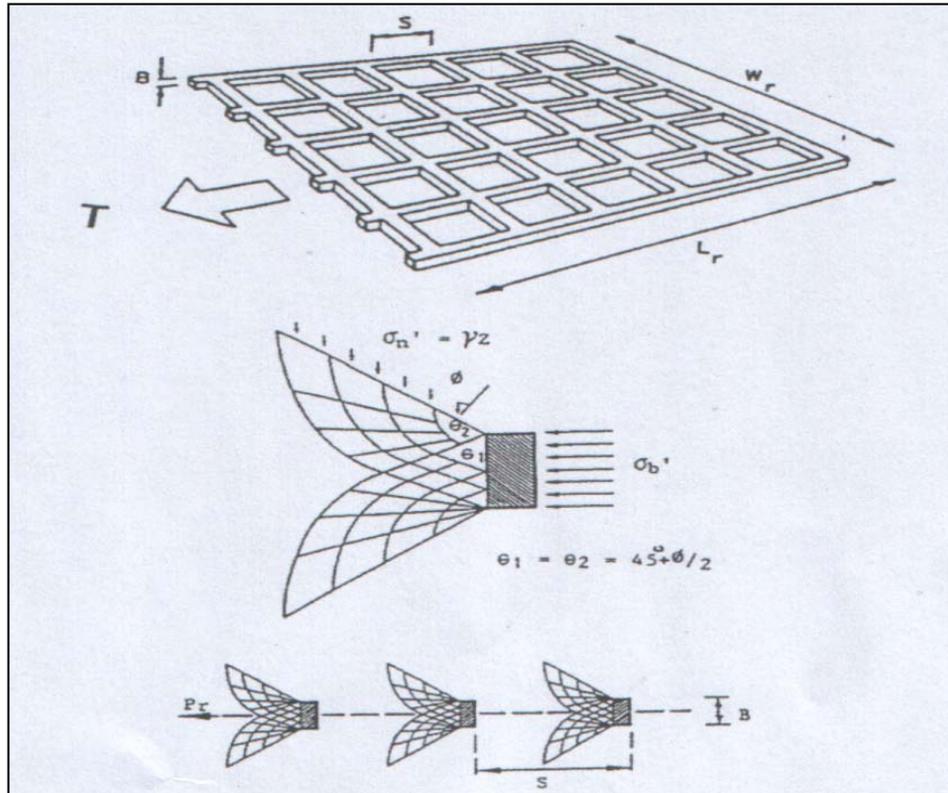


Fig. 3.4.1.1. schema di comportamento di una geogriglia per la definizione di f_{ds} e f_b (da Nart 2007)

3. verifica interna a trazione

$$T_{\max} = 0,5 * k_a * \gamma * H^2$$

- H = altezza del manufatto (m);
- γ = peso di volume del terreno (kN/m^3);
- K_a = coefficiente di spinta attiva ;

$$\left(\frac{T_{\max}}{n} \right) \leq T_{\text{allow}} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

- T_{\max} = la risultante delle tensioni orizzontali generate dal terreno a tergo del manufatto (kN/m);
- n = numero dei rinforzi;
- T_{allow} = resistenza ammissibile del rinforzo (kN/m);

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{ult}}}{\prod_{i=1}^n FS}$$

ove FS corrispondono ai fattori di sicurezza integrativi relativi al materiale, legati al decadimento prestazionale ed elencati nella tabella a seguire. Inoltre

$$S_v = \frac{T_{\text{allow}}}{\gamma * K_a * z}$$

S_v = spaziatura (m);

Per convalidare la relazione $\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq F S_{rottura}$ anche in condizioni sismiche occorre che la spaziatura tenga conto del coefficiente sismico, secondo la seguente relazione

$$S_v = \frac{T_{allow}}{y \cdot k_a \cdot z \cdot (1 \pm k_v)}$$

In questa verifica le azioni sfavorevoli devono essere determinate secondo il § 2.3.3 (spinte) , le azioni favorevoli dovranno essere moltiplicate per il coefficiente parziale delle azioni favorevoli (pari a **1**) , mentre non sussiste la presenza di parametri geotecnici del terreno.

Tra i fattori di decadimento prestazionale, da applicare come fattori di sicurezza integrativi per ottenere la resistenza ammissibile del prodotto, ricordiamo quelli proposti dal Geosynthetic Research Institute (GRI), secondo le standard practice GG4 (a) e GG4 (b).

$$F_s = F_{sID} + F_{sCR} + F_{sCD} + F_{sBD} + F_{sINT}$$

F_{sID} = fattore di danneggiamento a seguito della installazione del prodotto;

F_{sCR} = fattore di danneggiamento per effetto del creep;

F_{sCD} = fattore di danneggiamento per effetto del livello di aggressività chimica del suolo;

F_{sBD} = fattore di danneggiamento per effetto del livello di aggressività biologica del suolo;

F_{sINT} = fattore di danneggiamento per effetto delle sovrapposizioni.

APPLICAZIONI	F_{sID}	F_{sCR}	F_{sCD}	F_{sBD}	F_{sINT}
Rilevati	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Pendii	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Muri di sostegno	1,4	3,0	1,4	1,3	2,0
Capacità portante	1,5	3,0	1,4	1,3	2,0

Per quanto concerne l’inserimento del correttivo sismico di cui ai paragrafi precedenti, si accenna che anche nelle verifiche di stabilità interne di un rilevato in terre rinforzate in condizioni sismiche può essere utilizzato il metodo pseudostatico , come quello degli spostamenti , come quello pseudodinamico di cui si riportano brevi cenni.

3.4.1.2 METODO PSEUDOSTATICO

1. Rottura a trazione

In questo metodo gli strati di rinforzo sono modellati come tie backs, con la resistenza a trazione dinamica, F_{dyn} , che eguaglia la spinta dinamica della terra, integrata per la superficie di spinta e sommata al corrispondente incremento della forza inerziale $k_h \Delta W_w$

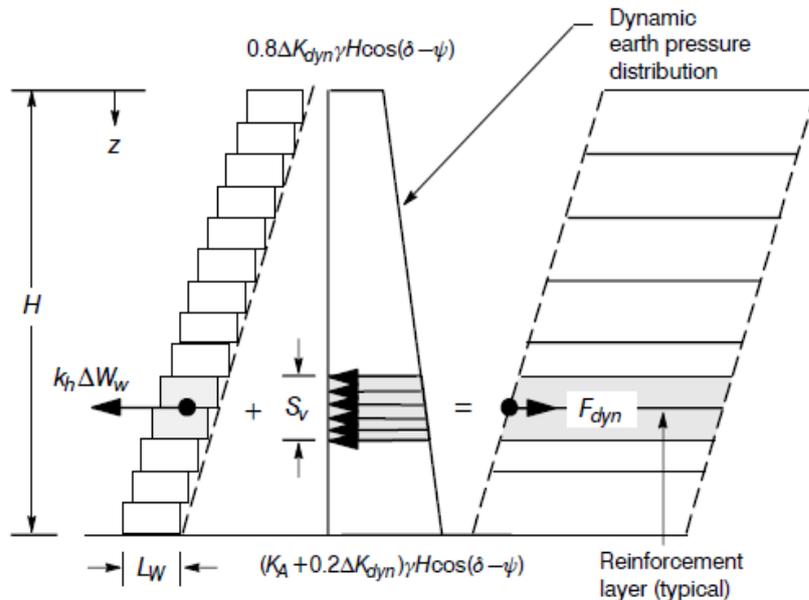


Fig. 3.4.1.2. influenza dei coefficienti sismici, k_h e k_v sul coefficiente di amplificazione dinamica r_f (da Bathurst and Cai, 1995)

Dalla quale si ricava il fattore dinamico di sicurezza alla rottura di uno strato di rinforzo sotto carico sismico e ad una profondità z sotto la sommità del muro:

$$FS_{os} = \frac{T_{allow}}{F_{dyn}}$$

$$= \frac{T_{allow}}{\left[0.8\Delta K_{dyn} \cos(\delta - \psi) + (K_A - 0.6\Delta K_{dyn}) \cos(\delta - \psi) \frac{z}{H} + k_h \frac{L_w}{H} \right] \gamma H S_v}$$

L'influenza dei valori dei coefficienti sismici sulla magnitudo della resistenza del rinforzo può essere ricavata prendendo in considerazione un fattore di amplificazione r_F , dato dal rapporto tra la resistenza a trazione dinamica, F_{dyn} , e quella statica F_{sta} per uno strato di rinforzo situato ad una profondità z sotto la sommità del rilevato. I risultati dei calcoli effettuati su degli strati i rinforzo situati a cinque profondità differenti dimostrano che è richiesto un aumento della resistenza del rinforzo soprattutto per gli strati più sottili.

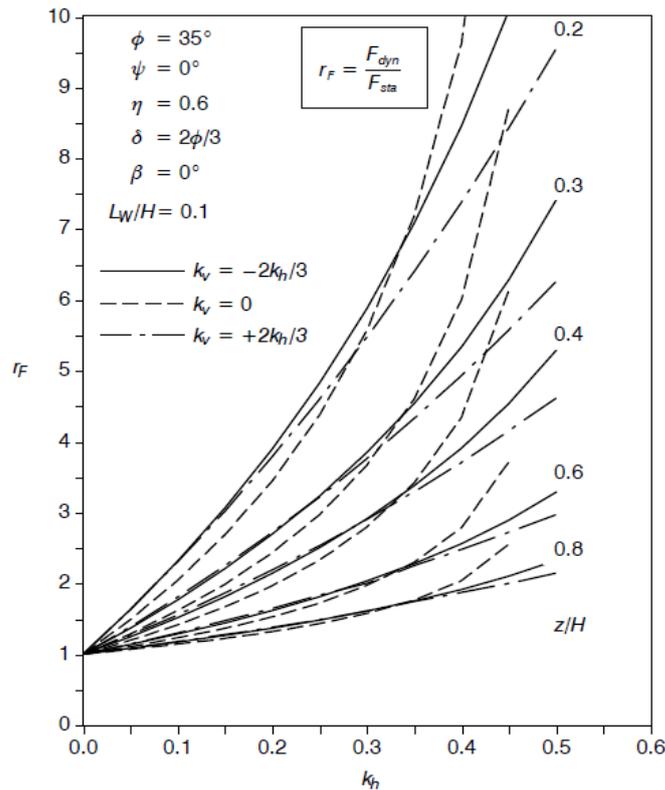


Fig. 3.4.1.3. influenza dei coefficienti sismici, kh e kv sul coefficiente i amplificazione dinamica rf (da Bathurst and Cai 1995)

2. Verifica interna a scivolamento

La resistenza statica al taglio V_u , disponibile all'interfaccia orizzontale tra due teli, può essere espressa come segue:

$$V_u = a_u + W_w(1 \pm k_v) \tan \lambda_u$$

Ove a_u rappresenta la minima capacità di resistenza al taglio e λ_u l'angolo equivalente di resistenza tra le facce del rinforzo

Il fattore di sicurezza risulta quindi

$$FS_{sl} = \frac{\frac{V_u}{\gamma Z^2} + \left(\frac{L-L_w}{Z}\right) a_2 (1 \pm k_v) \tan \phi_{ds}}{\frac{1}{2} K_{AE}(1 \pm k_v) a_1^2 \cos(\delta - \psi) + k_h \lambda \left[\left(\frac{L-L_w}{Z}\right) a_2 + \frac{L_w}{Z} \right]}$$

con

$$a_1 = 1 + \frac{L - L_w}{H} \tan \beta$$

$$a_2 = 1 + \frac{L - L_w}{2H} \tan \beta$$

H=z

3. Verifica interna a sfilamento

Nelle seguenti figure sono indicati lo schema delle forze dinamiche di interfaccia e la formula del coefficiente di sicurezza. La forza che tende a mobilizzare fino a rottura la resistenza di taglio alla base del paramento è semplicemente la somma della colonna che contiene la forza inerziale $k_h \Delta W_w$ più la forza dovuta all'area CDEF in figura 3.4.1.4.

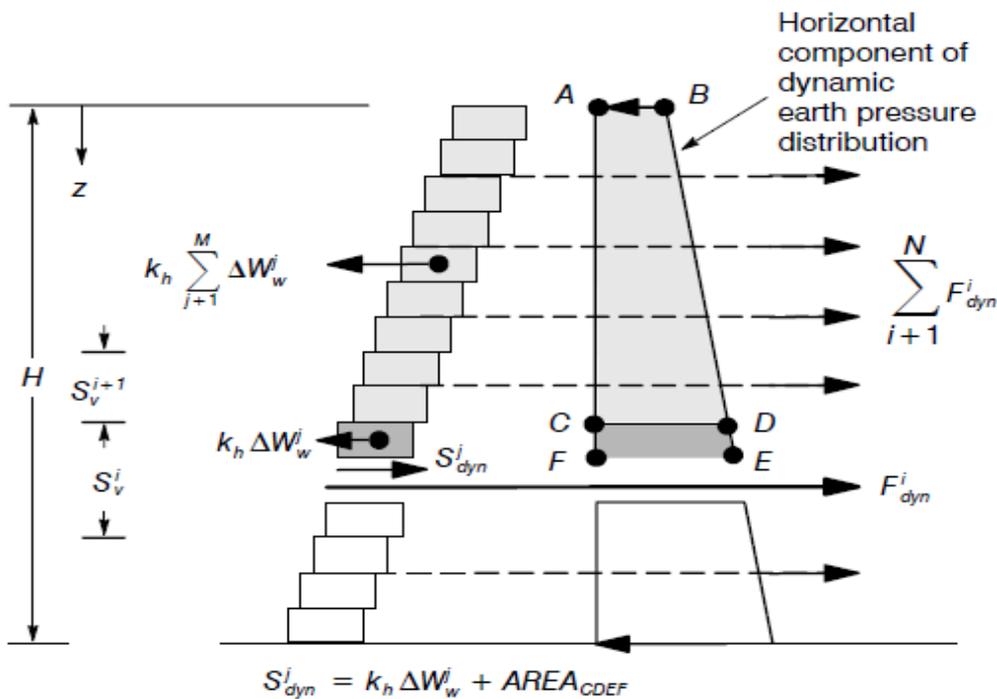


Fig. 3.4.1.4 schema di calcolo della resistenza al taglio tra due strati (da Bathurst and Cai 1995)

$$FS_{sc} = \frac{V_u}{S_{dyn}}$$

$$= \frac{V_u}{\left[0.8 \Delta K_{\phi_{dyn}} \cos(\delta - \psi) + (K_A - 0.6 \Delta K_{dyn}) \cos(\delta - \psi) \left(\frac{z}{H} - \frac{S_v}{4H} \right) + k_h \frac{L_w}{H} \right] \frac{\gamma H S_v}{2}}$$

3.4.1.3 METODO DEGLI SPOSTAMENTI

Nel progetto di una terra rinforzata, la verifica di stabilità interna deve fornire la lunghezza e la forza degli strati di geotessile sufficienti a contrastare la rottura e lo sfilamento.

In condizioni sismiche, le forze in gioco, considerando la teoria del cuneo di resistenza che contrasta quello di spinta, sono quelle rappresentate nella seguente figura:

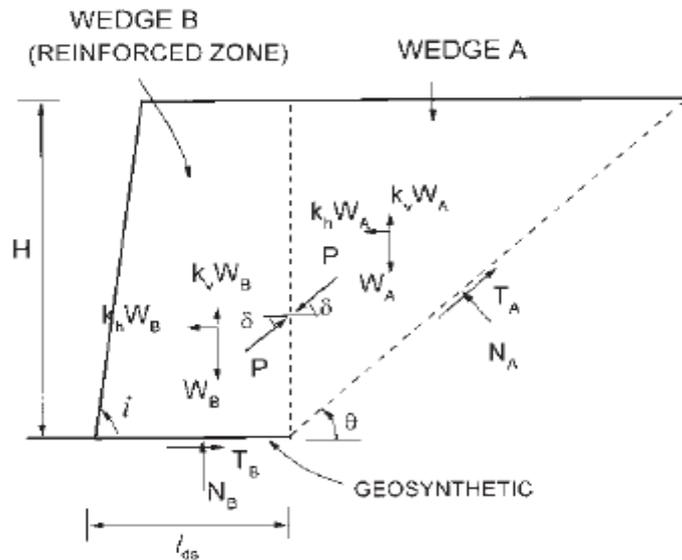


Fig. 3.4.1.5 analisi dello scorrimento interno con il metodo dei due blocchi (da Ling,2003)

La lunghezza e la forza di un geosintetico calcolate usando dei coefficienti normalizzati sono le seguenti:

$$K = \left(\frac{\sum t_j}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \right) \approx \frac{t_j}{\gamma h_j D_j}$$

$$L_c = \frac{l_c}{H}$$

$$L_{ds} = \frac{l_{ds}}{H}$$

ove: γ e H sono rispettivamente il peso di volume del terreno e l'altezza del rilevato dalla sommità, h_j è la profondità dello strato j , t_j e D_j sono, rispettivamente, la resistenza del geosintetico e l'area che conferisce resistenza dello strato j , l_c e l_{ds} sono le lunghezze richieste per resistere alla rottura per tieback / compound e scivolamento diretto, K è un coefficiente analogo al coefficiente di spinta delle terre.

In condizioni sismiche, la lunghezza di ancoraggio necessaria a contrastare lo sfilamento in condizioni sismiche, richiesta per lo strato j è data dalla seguente espressione

$$l_{e,j} = \frac{t_j}{2(1 - k_v) \sigma_{v,j} * C_j \tan \varphi}$$

ove ϕ = angolo di attrito interno, C_j = coefficiente di interazione tra il suolo ed il geosintetico, σ_v = pressione totale media agente alla profondità dello strato J esimo.

Analogamente si possono ricavare la lunghezza di sicurezza rispetto allo scorrimento e la spaziatura minima tra gli strati, sempre in condizioni sismiche.

3.4.1.4 METODO PSEUDO DINAMICO

Il metodo pseudodinamico può essere applicato alle verifiche di stabilità interna di un rilevato in terra rinforzata prendendo in considerazione gli effetti delle onde sismiche di taglio e secondarie, con l'assunzione che il modulo di taglio rimanga costante con la profondità nel riempimento e che sia solo la fase e non l'ampiezza delle onde a cambiare nel terreno rinforzato con i teli.

Lo studio effettuato da S.S. Nimbalkar et al. (2006) , ha preso in considerazione una terra rinforzata di altezza H e di angolo rispetto all'orizzontale realizzata con terreno senza coesione e completamente drenato , sottoposto alle forze dinamiche generate da un terremoto.

Agiscono quindi sul riempimento rinforzato sia le onde di taglio V_s che le onde primarie V_p , le cui equazioni sono:

1) $V_s = (G/\rho)^{1/2}$

$$2) V_p = \left[G \frac{(2 - 2\nu)}{\rho * (1 - 2\nu)} \right]^{1/2}$$

considerando che per la gran parte dei materiali geologici vale il rapporto $V_p/V_s = 1.87$ e considerando un periodo di scuotimento laterale $T = 2\pi/\omega = 4H/V_s$.

Il metodo di calcolo per la stabilità utilizzato è quello all'equilibrio limite, che prevede di suddividere il riempimento in strisce, per ognuna delle quali si determinano le forze e le caratteristiche sismiche e geotecniche, considerando la presenza di una superficie di scivolamento multilineare.

Nella seguente figura è indicato il metodo e le grandezze interessate:

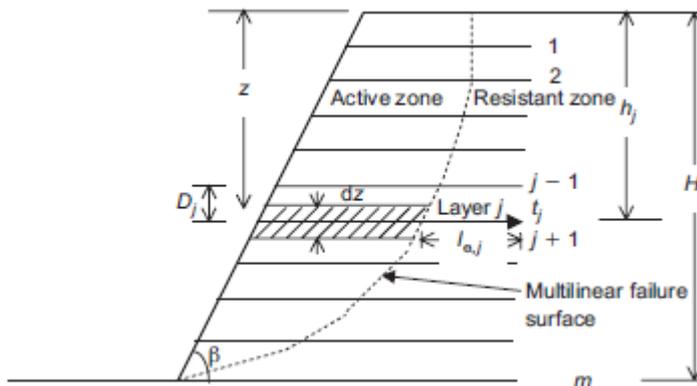


Fig. 3.4.1.6 modello considerato per la verifica della terra rinforzata (da Nimbalkar et al, 2006)

Si considera inoltre che le vibrazioni in senso orizzontale e verticale inizino allo stesso momento e che non ci sia spostamento di fase tra di esse.

Le due accelerazioni sono considerate quindi come armoniche e sinusoidali.

Attraverso vari passaggi matematici che tengono conto del valore delle accelerazioni, orizzontali e verticali, della definizione della massa e del peso di ogni singola striscia, della lunghezza d'onda e della velocità delle onde sismiche, il metodo consente di ricavare le forze di inerzia orizzontali e verticali.

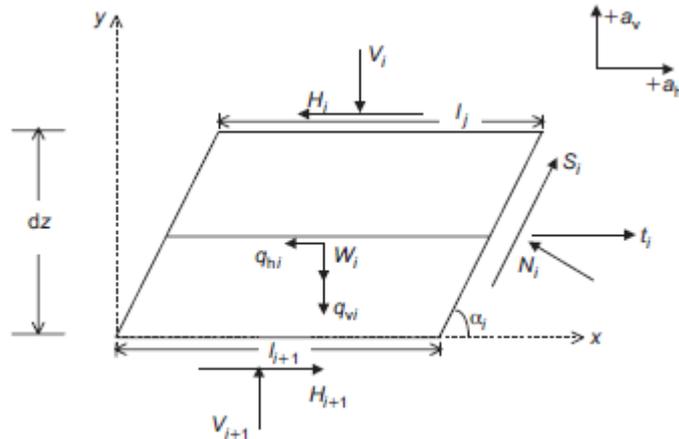


Fig. 3.4.1.7 forze agenti su una singola striscia (da Nimbalkar et al, 2006)

Gli autori passano quindi a discutere gli effetti delle forze di inerzia pseudodinamiche considerando un caso concreto di una terra rinforzata con queste caratteristiche:

- pendenza del paramento a valle $\beta = 90^\circ$
- altezza $H = 5$ m
- peso di volume del suolo $\gamma = 18$ kN/m³
- coesione $c = 0$ kN/m².

Si analizzano i gli effetti delle onde sismiche, considerando differenti valori dell'angolo di attrito ϕ , dei coefficiente sismico orizzontale e verticale (k_h e k_v), mantenendo invece costanti la velocità delle onde sismiche, il periodo di oscillazione della struttura, e le lunghezze d'onda.

Tutte le verifiche eseguite confermano che gli effetti delle variazioni dell'angolo di attrito sono più pronunciati sulla lunghezza necessaria dei teli che non sulla loro resistenza, mentre le variazioni di accelerazione presentano maggiore influenza sulla lunghezza richiesta per lo strato di geotessile

Il metodo pseudodinamico fornisce risultati comparabili con quelli del metodo pseudostatico, ma nello stesso tempo indica la necessità di ricorrere a strati di geotessile più resistenti e più lunghi di quelli richiesti con le stesse forze sismiche, dal metodo pseudostatico convenzionale.

Nella seguente tabella, tratta dalla pubblicazione citata, si nota la differenza in termini di resistenza dei teli tra i valori calcolati con il metodo pseudostatico e quelli calcolati con il metodo pseudodinamico, con incrementi superiori per valori maggiori di k_h .

k_h	Required geosynthetic reinforcement, Σt_{jmax} (kN/m)								
	$\phi = 20^\circ$			$\phi = 25^\circ$			$\phi = 30^\circ$		
	ReSlope	HSM	Present study	ReSlope	HSM	Present study	ReSlope	HSM	Present study
0.0	110	110	110	95	91	91	74	75	75
0.1	128	128	137	110	107	113	90	89	93
0.2	151	151	164	126	127	135	106	106	109
0.3	187	187	196	153	153	160	128	128	130

Data used: $k_v = 0.0$, $H/\lambda = 0.167$, $H/\eta = 0.09$, $H = 5$ m, $\beta = 90^\circ$

Tabella 3.4.1.1 (da Nimbalkar et al, 2006)

3.4.1.5 VERIFICHE COMPOSTE: I METODI DI CALCOLO

Le verifiche miste (o composte) riguardano l'insieme terreno-rinforzi, identificano cioè l'eventuale rottura nel terreno e nei rinforzi sulla base dell'individuazione di superfici circolari. Si tratta di verifiche caratterizzate dagli stessi principi di quelle di stabilità globale, in cui però si tiene conto del contributo di resistenza dei rinforzi in termini di incremento di resistenza al taglio; tali verifiche individuano la tendenza o meno dei rinforzi allo sfilamento e alla rottura a seguito delle spinte verticali.

Trattandosi di verifiche analoghe appunto a quelle di stabilità globale, si può fare ragionevolmente riferimento all'utilizzo dell'approccio 1, combinazione 2, con la necessità di verificare che $F_s \geq 1$, così come definito al C6.8.6.2 .

Nella seguente figura sono evidenziate le grandezze che entrano in gioco in assenza ed in presenza dei rinforzi:

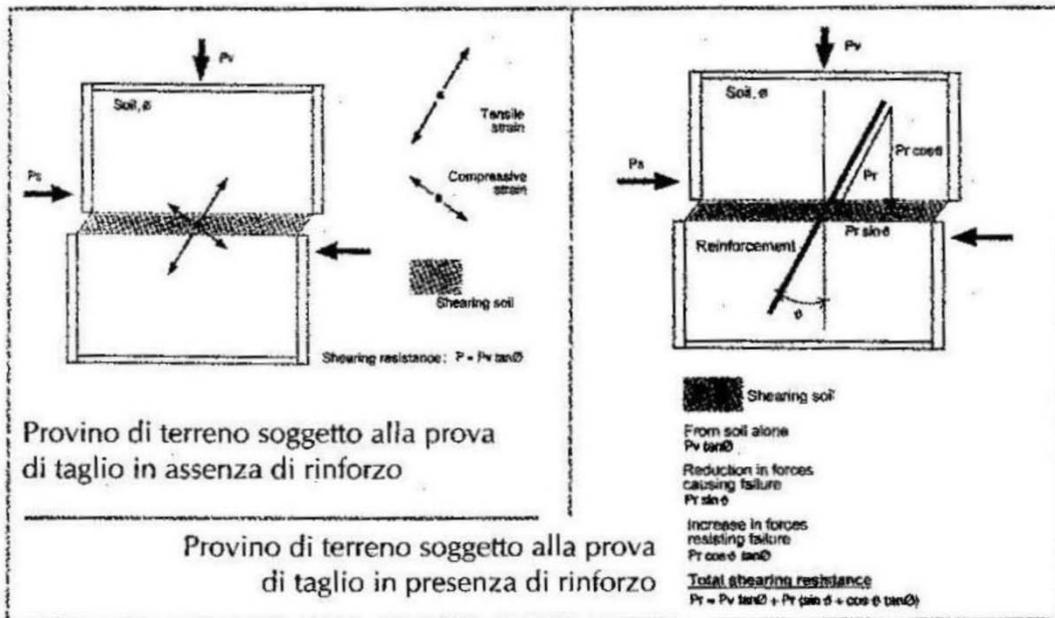


Fig. 3.4.1.8 resistenza a trazione esplicitata dal provino in presenza di rinforzo (da Nart 2007)

$$P_{res} = P_v \cdot \tan(\varphi')$$

P_{res} = resistenza al taglio (kPa);

P_v = carico assiale (kPa);

φ = angolo di resistenza al taglio.

$$P'_{res} = P_r * \sin(\vartheta);$$

$$P''_{res} = P_r * \cos(\vartheta).$$

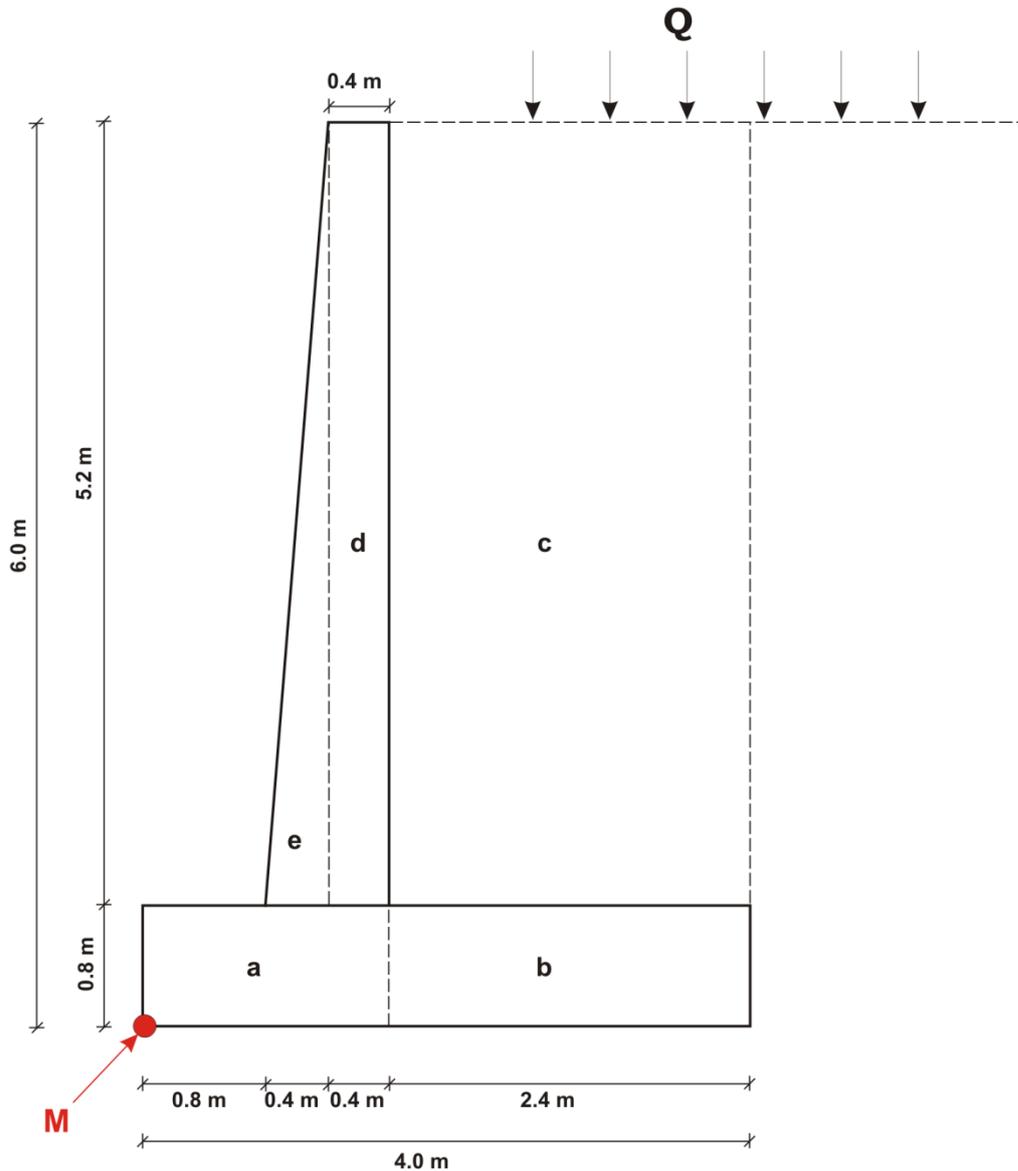
ove θ è indicato in fig. 1

Resistenza a trazione esplicitata dal provino in presenza di rinforzo:

$$P'_{res} = P_r * \cos(\vartheta) * \tan(\varphi') + P_r * \sin(\vartheta)$$

Per un'analisi più dettagliata si rimanda comunque alla letteratura di settore.

4 ESEMPIO PRATICO DI VERIFICHE GEOTECNICHE DI UN MURO A MENSOLA IN C.A.



Terreno a tergo del muro: ghiaia sabbiosa

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi_k = 35^\circ$$

$$\Phi_d = 29.3^\circ$$

$$\delta = 0 \text{ tra muro e terreno a tergo}$$

$$\delta = \Phi_k \text{ o } \Phi_d \text{ tra muro e terreno di fondazione}$$

$$\beta = 0 \text{ angolo terrapieno}$$

Muro a mensola

$$\gamma_{cls} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Sovraccarico

$$Q = 10 \text{ kN/m}^2$$

Dati sismici

Zona sismica : 3

Classe d'uso : II

V_N : 50 anni

V_R : 50 anni

T_R SLV : 475 anni

Categoria di sottosuolo: B

Condizioni topografiche : area pianeggiante

$$a_g = 0.908 \text{ m/s}^2$$

$$a_g/g = 0.0908$$

$$a_{max} = 1.09 \text{ m/s}^2$$

$$a_{max}/g = 0.109$$

$$k_h = (a_{max}/g) \cdot \beta_m = 0.109 \cdot 0.24 = 0.026$$

$$K_v = 0.026 \cdot 0.5 = 0.013$$

$$\theta = kh/1 \pm k_v = 1.47^\circ; 1.51^\circ$$

4.1 CONDIZIONI STATICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

settore	area (A) m ²	peso (W) kN/m	braccio rispetto a M (m)	momento rispetto a M (kN/m·m)
a	1.28	30.72	0.80	24.58
b	1.92	46.08	2.80	129.02
c	12.48	237.12	2.80	663.94
d	2.08	49.92	1.40	69.89
e	1.04	24.96	1.10	27.46
totale	18.80	388.80	2.35	914.88

Le **azioni orizzontali** sono calcolate col metodo di Rankine (assenza di attrito tra muro e terreno a tergo del medesimo) in presenza di angolo di attrito caratteristico e di progetto:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_k}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_k}} = 0.263$$

$$P_{ay} = \frac{yH^2}{2} \cdot K_a = \frac{19 \cdot 6 \cdot 6}{2} \cdot 0.263 = 89.95 \text{ kN/m}$$

$$P_{aq} = QHK_a = 10 \cdot 6 \cdot 0.263 = 15.78 \text{ kN/m}$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_d}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_d}} = 0.300$$

$$P_{aq} = QHK_a = 10 \cdot 6 \cdot 0.300 = 18.00 \text{ kN} / m$$

$$P_{ay} = \frac{yH^2}{2} \cdot K_a = \frac{19 \cdot 6 \cdot 6}{2} \cdot 0.300 = 102.60 \text{ kN} / m$$

Le **azioni verticali** sono pari a:

$$W = 388.80 \text{ kN} / m$$

4.1.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)

$$R_d = \sum M_{stab} = \gamma_G \cdot W \cdot b_w + \gamma_Q \cdot Q \cdot b_q$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli = **0.9**

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

b_w = "braccio" di W = **2.35 m**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

Q = sovraccarico

b_q = "braccio" di Q

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo $\gamma_Q = 0$, il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = 0.9 \cdot 388.80 \cdot 2.35 = 822.31 \text{ kNm/m}$$

$$E_d = \sum M_{rib} = \gamma_G \cdot P_{ay} \cdot \frac{H}{3} + \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, pari a **1.1**

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri di progetto) = **102.60 kN/m**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri di progetto) = **18.00 kN/m**

H = altezza del muro = **6m**

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

$$E_d = 1.1 \cdot 102.60 \cdot \frac{6}{3} + 1.5 \cdot 18.00 \cdot \frac{6}{2} = 306.72 \text{ kNm/m}$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

4.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2)

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (\gamma_G \cdot W \cdot \operatorname{tg} \delta_d + \gamma_Q \cdot Q \cdot \operatorname{tg} \delta_d)$$

ove

γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze = **1.0**

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **1.0**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80 kN/m**

Q = componente normale al piano di fondazione del sovraccarico; il sovraccarico non viene quindi portato in conto nella determinazione delle forze stabilizzanti

δ_d = angolo di attrito di progetto tra muro e terreno di fondazione = **29.3°**

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo $\gamma_Q = 0$, il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = \frac{1}{1.0} (1 \cdot 388.80 \cdot 0.56) = 217.73 \text{ kN} / \text{m}$$

$$E_d = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq}$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli = **1.0**

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri di progetto) = **102.60 kN/m**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.3**

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri di progetto) = **18.00 kN/m**

$$E_d = 1.0 \cdot 102.60 + 1.3 \cdot 18.00 = 126.00 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

4.1.3 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (APPROCCIO 2)

$$R_d = \sum F_{stab} = \frac{1}{\gamma_R} (\gamma_G \cdot W \cdot \operatorname{tg} \delta_k + \gamma_Q \cdot Q \cdot \operatorname{tg} \delta_k)$$

ove

γ_R = coefficiente parziale da applicare alle resistenze = **1.1**

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti favorevoli, pari a **1.0**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili favorevoli, pari a **0**

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80** kN/m

Q = componente normale al piano di fondazione del sovraccarico; il sovraccarico non viene quindi portato in conto nella determinazione delle forze stabilizzanti

δ_k = angolo di attrito caratteristico tra muro e terreno di fondazione = **35°**

Si sottolinea quindi che, secondo le NTC, essendo $\gamma_Q = 0$, il termine dovuto al sovraccarico si annulla e quindi cautelativamente non agisce ai fini della stabilizzazione dell'opera.

$$R_d = \frac{1}{1.1} (1 \cdot 388.80 \cdot 0.70) = 247.42 \text{ kN} / \text{m}$$

$$E_d = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq}$$

ove:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli = **1.3**

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri caratteristici) = **89.95** kN/m

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri caratteristici) = **15.78** kN/m

$$E_d = 1.3 \cdot 89.95 + 1.5 \cdot 15.78 = 140.61 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

4.1.4 VERIFICA AL CARICO LIMITE (APPROCCIO 2)

Determinazione dell'eccentricità

$$M_{fond} = \gamma_G \cdot W \cdot \left(b_w - \frac{B}{2}\right) - \gamma_G \cdot P_{ay} \cdot \frac{H}{3} - \gamma_Q \cdot P_{aq} \cdot \frac{H}{2}$$

in cui:

γ_G = coefficiente parziale dei carichi permanenti sfavorevoli, pari a **1.3**

γ_Q = coefficiente parziale dei carichi variabili sfavorevoli, pari a **1.5**

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **388.80** kN/m

B = larghezza della fondazione = **4 m**

P_{ay} = componente orizzontale della spinta attiva (calcolata con i parametri caratteristici) = **89.95** kN/m

P_{aq} = componente orizzontale della spinta attiva dovuta al sovraccarico (calcolata con i parametri caratteristici) = **15.78** kN/m

H = altezza del muro

$$M_{fond} = 1.3 \cdot 388.80 \cdot (2.35 - 2.0) - 1.3 \cdot 89.95 \cdot 2 - 1.5 \cdot 15.78 \cdot 2 = -127.98 \text{ kNm} / m$$

$$e = \frac{M_{fond}}{\gamma_G W} = \frac{127.98}{1.3 \cdot 388.80} = 0.25 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 4.0 - 0.5 = 3.5 \text{ m}$$

Determinazione del fattore di inclinazione del carico "i" (Bowles, 1991)

H = carico orizzontale = taglio alla base statico

V = carico verticale

$$H = \gamma_G \cdot P_{ay} + \gamma_Q \cdot P_{aq} = 1.3 \cdot 89.95 + 1.5 \cdot 15.78 = 140.60 \text{ kN} / m$$

$$V = \gamma_G \cdot W = 1.3 \cdot 388.80 = 505.44 \text{ kN} / m$$

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot 140.60}{505.44 + 0}\right)^5 = 0.47$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot 140.60}{505.44 + 0}\right)^5 = 0.34$$

Determinazione del fattore di capacità portante "N"

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \text{tg} \varphi} = 3.69 \cdot 9.02 = 33.29$$

(Prandtl, Reissner)

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi = 33.92$$

(Brinch-Hansen)

Determinazione della resistenza di progetto R_d (formula di Brinch-Hansen)

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left[B' \cdot (i_q \cdot q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot B' \cdot i_\gamma) \right] = \frac{1}{1.4} \cdot [3.5 \cdot (0.47 \cdot 0.8 \cdot 19 \cdot 33.29 + 0.5 \cdot 19 \cdot 33.92 \cdot 3.5 \cdot 0.34)]$$

$$R_d = 1553.22 \text{ kN} / m$$

γ_R = coefficiente parziale delle resistenze, pari a **1.4**

$$E_d = \gamma_G \cdot W = 1.3 \cdot 388.80 = 505.44 \text{ kN} / m$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

4.2 CONDIZIONI SISMICHE: DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

Le **azioni orizzontali** sono calcolate col metodo di Mononobe-Okabe :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \vartheta)}{\text{sen}(\beta + \delta + \vartheta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

In questo caso:

$\beta = 0$ angolo tra paramento interno del muro e verticale

$i = 0$ angolo terrapieno

$\Phi_k = 35^\circ$

$\Phi_d = 29.3^\circ$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(35 - 0 - 1.51)}{\cos(1.51) \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 1.51) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35 + 0) \text{sen}(35 - 0 - 1.51)}{\text{sen}(0 + 0 + 1.51) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.285$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 - k_v) = 10 \cdot 0.285 \cdot 6 \cdot 0.987 = 16.88$$

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = 0.5 \cdot 0.285 \cdot 19 \cdot 36 \cdot 0.987 = 96.20 \text{ kN/m}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(29.3 - 0 - 1.51)}{\cos(1.51) \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 1.51) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(29.3 + 0) \text{sen}(29.3 - 0 - 1.51)}{\text{sen}(0 + 0 + 1.51) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.359$$

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) = 0.5 \cdot 0.359 \cdot 19 \cdot 36 \cdot 0.987 = 121.18 \text{ kN/m}$$

$$P_{AE} = Q \cdot K_{AE} \cdot H \cdot (1 - k_v) = 10 \cdot 0.359 \cdot 6 \cdot 0.987 = 21.26 \text{ kN/m}$$

Le **azioni verticali** sono pari a:

$$W = W \cdot (1 \pm k_v) = 388.80 \cdot (1 \pm 0.013) = 375.85 \div 385.75 \text{ kN / m}$$

4.2.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU + M2)

$$R_d = \sum M_{stab} = W \cdot (1 - k_v) \cdot b_w$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **380.80 kN/m**

b_w = "braccio" di W = **2.35 m**

k_v = coefficiente sismico pseudostatico verticale, nei suoi termini negativo (più cautelativo) = **0.013**

$$R_d = 375.85 \cdot 2.35 = 888.25 \text{ kNm/m}$$

$$E_d = \sum M_{rib} = (W \cdot k_h \cdot d_w) + \left(S_{AE} \cdot \frac{H}{3} \right) + \left(\psi_{21} \cdot P_{AE} \cdot \frac{H}{2} \right)$$

ove:

W = componente normale al piano di fondazione del carico dato da terreno + struttura = **380.80 kN/m**

k_h = coefficiente sismico pseudostatico orizzontale = **0.026**

d_w = "braccio" di W

S_{AE} = componente orizzontale della spinta statica e sismica = **121.18 kN/m**

ψ = coefficiente di combinazione definito dalla tabella 2.5.I = **0.3 (ambienti ad uso residenziale)**

P_{AE} = componente orizzontale della spinta dovuta al sovraccarico = **21.26 kN/m**

H = altezza del muro = **6m**

$H/3$ = punto di applicazione della spinta dovuta al carico

$H/2$ = punto di applicazione della spinta dovuta al sovraccarico

$$E_d = \sum M_{rib} = (388.80 \cdot 0.026 \cdot d_w) + (121.18 \cdot 2) + (0.3 \cdot 21.26 \cdot 3)$$

$$E_d = 1.1 \cdot 102.60 \cdot \frac{6}{3} + 1.5 \cdot 18.00 \cdot \frac{6}{2} = 306.72 \text{ kNm/m}$$

$$R_d \geq E_d$$

Verifica soddisfatta

5 BIBLIOGRAFIA

- Araya R., Saragoni G.R. (1984). "Earthquake accelerogram destructiveness potential factor". Proceed. 8th WCEE, 1984, San Francisco, 2, 835-841.
- Arias A. (1970). "A measure of earthquake intensity". In: R. Hansen, Seismic Design for Nuclear Power Plants, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- Aztec Informatica (2010), *Max 10 Analisi e calcolo muri di sostegno*.
<http://www.aztec.it/uploads/Prodotti/MAX/manuale/ManualeMAX10.pdf>
- Bathurst R.J., Cai Z.. (1995). "Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls". In: Geosynthetics, vol.2, No 5 , pp 787-830
- Blanco G.L.M. (2010). "Analisi delle condizioni di equilibrio limite e valutazione degli spostamenti permanenti di opere di sostegno rigide soggette ad azione sismica". Tesi di dottorato Università di Catania
<http://www.dspace.unict.it/jspui/bitstream/123456789/218/1/Tesi%20Dottorato%20GLMB.pdf>
- Bowles, J.E. (1991), *Fondazioni, progetto e analisi* . McGraw Hill companies
- Callisto L., Aversa S. (2008). "Dimensionamento di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche". In: Opere geotecniche in condizioni sismiche, MIR 2008. Pàtron, Bologna, 273-308.
- Callisto L., Soccodato, F.M. (2010). "Seismic design of flexible cantilevered retaining walls". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. **136**, No.2, February 2010, 344-354.
- Caquot A., Kerisel J. (1948). " Tables for the calculation of Passive Pressure, Active Pressure and bearing Capacity of foundation". Gauthier-Villars, Paris
- Cascone E. (2004). "Opere di sostegno in zona sismica" Corso di aggiornamento
<http://www.dica.unict.it/users/agheresi/AggProfess/Corsi3274/Catania/6-TerrenoFondazioni/4-OpereSostegno.pdf>
- Chen W.F., X.L. Liu (1990). "Limit analysis in soil mechanics". Elsevier, Amsterdam, 477 pp.
- Madhav M. R., Kameswara Rao (1969). N. S. V. "Earth Pressures Under Seismic Conditions". *Soils and Foundations*. Vol. IX, No. 4, 1969, pp. 33-47.
- Choudhury, D., Subba Rao, K. S. and Ghosh, S. (2002)., "Passive earth pressure distribution under seismic condition". *Proceedings of 15 th Engineering Mechanics Conference of ASCE, (EM2002)* , Columbia university, USA, (in CD).
- Choudhury D., Singh S. (2006). "New approach for estimation of static and seismic active earth pressure". *Geotechnical and Geological Engineering*, Springer, Netherlands , 24(1), 117-127.
- Choudhury D., Nimbalkar S. (2006). "Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall". *Geotechnical and Geological Engineering*, An International Journal, (ISSN: 0960-3182) Springer, Netherlands, Vol. 24, No.5: pp.1103-1113.
- Colleselli F., Sanzani A. (2009). "La progettazione in ambito geotecnico" . Corso di aggiornamento
- Conti R.(2010) . "Modellazione fisica e numerica del comportamento di opere di sostegno flessibili in condizioni sismiche" . Tesi di dottorato dell' Università degli Studi di Roma "Tor Vergata"
http://dspace.uniroma2.it/dspace/bitstream/2108/1382/1/Conti_2010_tesi_dottorato.pdf
- Crespellani T., Madiati C., Vannucchi G. (1996). "Earthquake destructiveness potential factor and permanent displacements of gravity retaining walls". Special Conference ASCE on "Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes", Washington, DC, November, 1996, pag. 124-133.
- DM LL.PP. 11/3/88 . " Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i rinterri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo

delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n.127 del 1/6/88.

DM LL.PP. 16/1/96 ."*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*". Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 29 del 5/2/96.

DM LL.PP. 14/09/2005. "*Norme tecniche per le costruzioni*". Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 222 del 23 settembre 2005 - Suppl. Ordinario n. 159

DM LL.PP. 14/01/2008. "*Norme tecniche per le costruzioni*". Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30,
http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=3269&Itemid=10 (in Italian).

Ebeling R. M., Morrison, E.E. (1992). "*Seismic design of waterfront retaining structures*" Technical Report ITL-92-11, US Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

EN 1997-1 (2002). "*Eurocode 7 Geotechnical Design – Part 1: General Rules*". CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

EN 1998-5 (2003). "*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*". CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.

Facciorusso J., Madiati C., Vannucchi G. (2008), *Dispense di geotecnica*. Università degli studi di Firenze. Dipartimento di Ingegneria Civile e ambientale – Sezione geotecnica . Cap. 13 . 13-27 pp
http://www.dicea.unifi.it/~johannf/disp_13.pdf

Foti S. "*Corso di aggiornamento sulla normativa sismica di cui all'ordinanza 3274 del 20 – 03 – 2003: opere di Sostegno*"
<http://www.regione.piemonte.it/protciv/pubblicazioni/dwd/new/foti/foti3.pdf>

Hoe I.Ling (2003) "*Application of sliding block concept to geosynthetic – constructed facilities*" Edited by Hoe I . Ling , Dov Leshchinsky , and Fumio Tatsuoka

Iai S. (2001). "*Seismic Performance-Based Design of Port Structures and Simulation Techniques*". In Proc. of NSF International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland.

Kramer, Steven L.(1996). "*Geotechnical Earthquake Engineering*". Publ. Prentice Hall

Kumar, J. , Chitikela S.(2002). "*Seismic earth passive pressure coefficients using the method of characteristics*". Canadian Geotechnical Journal, 39 (2), 463-471

Lancellotta R. (1987), *Geotecnica* . Zanichelli, Bologna, 531 pp

Lancellotta R. (2002). "*Analytical solution of passive earth pressure*". Geotechnique, 52(8), 617–619.

L. 2 Febbraio 1974, n. 64. "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*" Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana del 21 marzo 1974, n. 76

Madhav M.R., Kameswara Rao N.S.V. (1969). "*Earth pressures under seismic conditions*". Soils and Foundations, 9 (4), 33-47.

Mononobe, N. & Matsuo, H., 1929. "*On the determination of earth pressure during earthquakes*". In Proc. Of the World Engineering Conf., Vol. 9, str. 176

Mancina M, Nori R. (2010). "*Progettare muri di sostegno*". Rivista Ponte n. 5-2010. DEI tipografica del genio civile
<http://www.edilio.it/media/edilio/news/pdf/Mancina-2010.pdf>

- Mancina M, Nori R., Iasiello P. (2010), *Progetti e calcoli di geotecnica con Excel* – Volume 1. Dei s.r.l. – Tipografia del Genio Civile
- Matsuo H., Ohara, S. (1960). "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes". Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1:165-183.
- Mononobe N., Matsuo H. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes". Proceedings, World Engineering Congress, 9.
- Morrison E. E., Ebeling R. M. (1995). "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure". Can. Geotech. J., Ottawa, 32, 481-487.
- Navfac (1971). "Design manual". DM7. U.S. Naval Publ. and Forms Center, Philadelphia
- Nart M (2007) "Rinforzo e drenaggio dei terreni con geosintetici," Edilizi quaderni per la progettazione, EPC libri, 320-390
- NCHRP REPORT 611 (2008). "Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments". TRB, National Research Council, Washington D.C.
http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_611.pdf
- Newmark N. M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments". Geotechnique, 15(2), 139–160.
- Nimbalkar S.S. et al., (2006). "Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method" Geosynthetics International, 2006, 13, No. 3
- OPCM n. 3274 (20/3/03) . "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 105 dell'8/5/03.
- Okabe S. (1926). "General Theory of Earth Pressures". Journal Japan Society of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1.
- Powrie (2004), "Soil mechanics – Concepts & applications" Spon Press, Taylor and Francis Group . London and New York
- Prakash S., S. Saran (1966). "Static and Dynamic Earth Pressure Behind Retaining Walls". Proceedings, 3rd Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, Vol. 1, pp 273–288.
- Rampello S., Callisto I. (2008). "Stabilità dei pendii in condizioni sismiche" Opere Geotecniche in Condizioni Sismiche 241-271, XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, 241-271.
- Rampello S. (2009). "Slope Stability". vol.1:1-29 DiSG – Sapienza Università di Roma
- Richards R., Elms D. G. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(4), 449–464.
- Richards, R., Shi, X. (1994). "Seismic lateral pressures in soils with cohesion". J. Geotech. Engg., 120 (7) 1230 - 1251
- Rosenfarb J.L ., Chen W.F. (1972). "Limit analysis solutions of earth pressure problem" Fritz Eng. Lab. Report n. 355.14, Lehigh University, 53 pp.
- Seed H. B., Whitman R. V. (1970) "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, Lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures", ASCE, New York, 103 – 107.
- Simonelli A.L. (2003). "Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni". Rivista Italiana di Geotecnica, 2003

<http://www.ding.unisannio.it/ricerca/gruppi/ingciv/simonelli/Eurocodice8.pdf>

Sokolowski V. (1960). "*Statics of Soil Media*". Butterworths Publications, London

Soubra A. H. (2000). "Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures". *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 37, 463-478.

Steedman R. S.; Zeng X. (1990a). "*The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on retaining wall*". *Geotechnique*, **40**(1), 103–112.

Subba Rao K. S., Choudhury D. (2005). "*Seismic passive earth pressures in soils*". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 131(1), 131-135.

Terzaghi K. (1934). "*Large retaining wall tests*". *Engineering News - Record*, 85, February 1--April 19.

Terzaghi K. (1954). "*Anchored bulkheads*". *Trans ASCEE*, Vol. 119 , pp 1243-1280

Westergaard H. M. (1933). "*Water pressures on dams during earthquakes*". *American Society of Civil Engineers*, 98, 418-433. ASCE Publication Fulfillment, 345 East 4th St., New York, NY.

Whitman R. V., Liao, S. (1985). "*Seismic design of gravity retaining walls*". Miscellaneous Paper GL-85-1, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Whitman R. V. (1990). "*Seismic design and behaviour of gravity retaining walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures*". ASCE, Geotechnical Special Publication, 25, 817–842.

Zeng X., Steedman R. S. (2000). "*Rotating block method for seismic displacement of gravity walls*". *J. Geotech. and Geoenviron. Engng.*, ASCE, 126(8), 709–717.