

1. CARATTERISTICHE DEI TERRENI E FATTORI INFLUENZANTI LA STABILITA'

1.1 INTRODUZIONE

Terreno è una parola con molte sfaccettature, e che nel linguaggio quotidiano viene utilizzata per identificare qualsiasi parte delle terre emerse del nostro pianeta. Nel campo dell'Ingegneria Geotecnica è usuale differenziare le *terre* dalle *rocce*, dando una specifica definizione ad ognuna e studiandone i rispettivi comportamenti meccanici.

Per *terra* si intende un sistema multifase composto da particelle minerali e vuoti interstiziali riempiti da fluidi come aria, acqua e gas. Nella loro formazione hanno subito processi di alterazione fisico-chimici a partire dai materiali primari che costituiscono la crosta terrestre, ovvero le *rocce*. In tempi susseguenti le rocce sono state oggetto di disaggregazione meccanica durante le fasi di erosione e trasporto ad opera dell'acqua, del vento e dei ghiacciai, e di successiva sedimentazione. Le modalità di alterazione, trasporto e deposizione cui i sedimenti sono stati sottoposti creano quelle caratteristiche per cui un terreno viene classificato e di conseguenza influenzano il comportamento meccanico delle terre.

Dunque il comportamento dei terreni è marcatamente influenzato dalle caratteristiche della propria struttura, perciò l'oggetto del primo capitolo sarà proprio l'analisi di queste caratteristiche.

1.2 STRUTTURA E CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

Con riferimento alla struttura e alle caratteristiche, dei terreni, la loro analisi può essere suddivisa in tre grandi famiglie:

- *Microstruttura*: si riferisce alla forma e alla dimensione dei grani ed ai legami esistenti tra le particelle;
- *Macrostruttura*: fa riferimento ad una porzione di terreno di dimensioni limitate, come può essere un provino da laboratorio, ove sono individuabili fessure, intercalazioni e inclusioni di materiale organico;
- *Megastruttura*: l'osservazione avviene a grande scala, indagando ad esempio faglie e fratture, giunti di discontinuità.

Si evidenziano ora le caratteristiche microstrutturali dei terreni. Considerando il terreno come un aggregato di particelle con vuoti interstiziali è facile intuire che tra queste particelle, l'acqua e il gas che riempiono i vuoti interstiziali, si instaureranno delle interazioni:

- di tipo meccanico dovute alle *forze di volume*;
- di tipo chimico dovute alle *forze di superficie*.

In primo luogo occorre specificare che le *forze di volume* sono esercitate sulle particelle comandate da una azione a distanza (attrazione terrestre), mentre le *forze di superficie* sono esercitate, come da definizione, sulla superficie dei granuli al contatto con corpi esterni (forze di attrazione/repulsione). Gli elementi che distinguono la prevalenza di una forza rispetto all'altra sono essenzialmente la geometria e le dimensioni delle particelle.

Per una spiegazione più intuitiva di queste prevalenze si introduce una dimensione caratteristica associandola ad una particella, ovvero il diametro equivalente d_{eq} . Si può

affermare che le forze di volume sono proporzionali alla variazione di volume ΔV e quindi a d_{eq}^3 mentre quelle di superficie sono proporzionali alla variazione di superficie ΔA e

quindi a d_{eq}^2 . Risulta che al diminuire del diametro equivalente d_{eq} , cioè delle dimensioni dei granuli, le forze di superficie sono prevalenti su quelle di volume. Si può dedurre, quindi, che le forze di superficie sono relativamente più importanti nei terreni a grana fine che in quelli a grana grossa. Un ruolo importante quindi, è assunto dalla geometria

dei granuli, ovvero dalla **superficie specifica** riferita all'unità di massa. Essa è definita come il rapporto tra l'area della superficie della particella e la sua massa:

$$S_{sp} = \frac{\Delta A}{\rho \Delta V}$$

Dove:

- S è la superficie del granulo;
- M è la massa;
- V è il volume;
- ρ è la densità.

Viene così introdotta una prima distinzione tra i vari tipi di terreni, che viene fatta in base alle dimensioni e alla forma delle particelle che li costituiscono, identificando:

- *terreni a grana grossa* come ghiaie e sabbie;
- *terreni a grana fine* come limi ed argille.

Quindi, si può evincere che nei materiali come le sabbie le interazioni tra i granuli sono di tipo meccanico, mentre nei materiali argillosi le interazioni sono di tipo chimico. Si riportano in tabella 1.1 valori tipici della dimensione media e della superficie specifica di sabbie e argille.

		Dimensione media (mm)	Superficie specifica (m ² /g)
Argille	Montmorillonite	10 ⁻⁴	fino a 840
	Illite	(0.03 - 0.1)10 ⁻³	65 ÷ 200
	Caolinite	(0.1 - 4)10 ⁻³	10 ÷ 20
	Sabbie	2	2 · 10 ⁻⁴

Tabella 1.1 R. Berardi (2009), "Fondamenti di geotecnica"

I terreni naturali consistono generalmente in una miscela delle due categorie prima elencate. Ma anche qui si può distinguere: le terre a grana grossa, come quelle i cui grani hanno diametro superiore a circa 0.06-0.07 mm; e le terre a grana fine con un valore al di sotto di quello appena specificato. I granuli delle terre possono quindi avere dimensioni estremamente variabili, e passare da ghiaie con diametro dell'ordine del centimetro ad argille con diametro del ordine del micron (10⁻⁶ m). In tabella 1.2 si riporta il diametro dei grani in mm e loro denominazione.

Blocchi	Ciottoli	Ghiaia			Sabbia			Limo			Argilla
		grossa	media	fine	grossa	media	fine	grossa	media	fine	
200	60	20	6	2	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	

Tabella 1.2: Diametro dei grani (mm), Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica A.A. 2006/2007

La forma dei granuli è un altro aspetto importante in quanto particelle con forma più arrotondata danno origine a terreni meno resistenti, al contrario di quelli a forma più irregolare. La forma dei granuli può essere identificata in quattro tipologie, ovvero: angolare, sub-angolare, arrotondata, sub-arrotondata. In figura 1.1 si mostra una visualizzazione di queste forme.

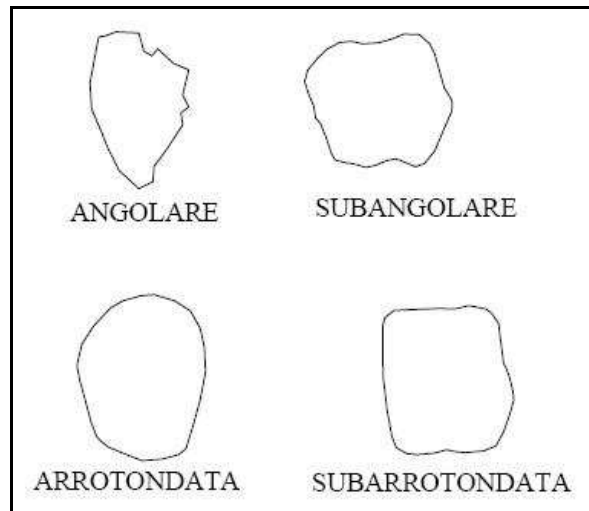


Fig. 1.1 Forme dei granuli, Dispense di Geotecnica, Università degli Studi di Firenze.

Sulla base delle precedenti considerazioni si può dedurre che il comportamento dei terreni a grana grossa dipende in particolar modo: dalla *dimensione dei granuli*, dalla loro *forma*, dalla *distribuzione granulometrica* e dal grado di *addensamento dei granuli* (questi ultimi due parametri sono strettamente correlati). Per quanto riguarda, invece, i terreni a grana fine il loro comportamento è influenzato dalla composizione mineralogica, dal contenuto d'acqua e dalle particolarità strutturali. Si prendono in esame inizialmente i terreni a grana grossa mentre quelli a grana fine saranno oggetto di analisi nei paragrafi seguenti.

La determinazione della distribuzione granulometrica dei terreni ha come scopo l'identificazione della *curva granulometrica*. Quest'ultima è un diagramma ottenuto tramite prove in laboratorio di setacciatura del materiale campione. Dalla sperimentazione si ricava un diagramma in scala ordinaria e logaritmica, dove in ordinata può essere indicata la percentuale passante del materiale più fine della maglia del setaccio che la attraversa, in scala ordinaria, mentre in ascissa il corrispondente diametro d dei grani espresso in mm, in scala logaritmica a base decimale. In figura 1.2 è riportato un esempio di tale grafico. L'analisi granulometrica sarà oggetto di maggiore studio nei paragrafi successivi in quanto, insieme alla determinazione di limiti di Atterberg, costituiscono le prove di classificazione dei terreni.

L'*addensamento* associato ai terreni a grana grossa, e la *consistenza* associata a quelli a grana fina, è un concetto legato alle parti occupate dai vuoti e dalle particelle in un volume di terreno. Un parametro che influenza questi stati è l'indice dei vuoti e . Ma prima di definirlo più nello specifico occorre comprendere le relazioni tra le varie fasi di un campione di terreno.

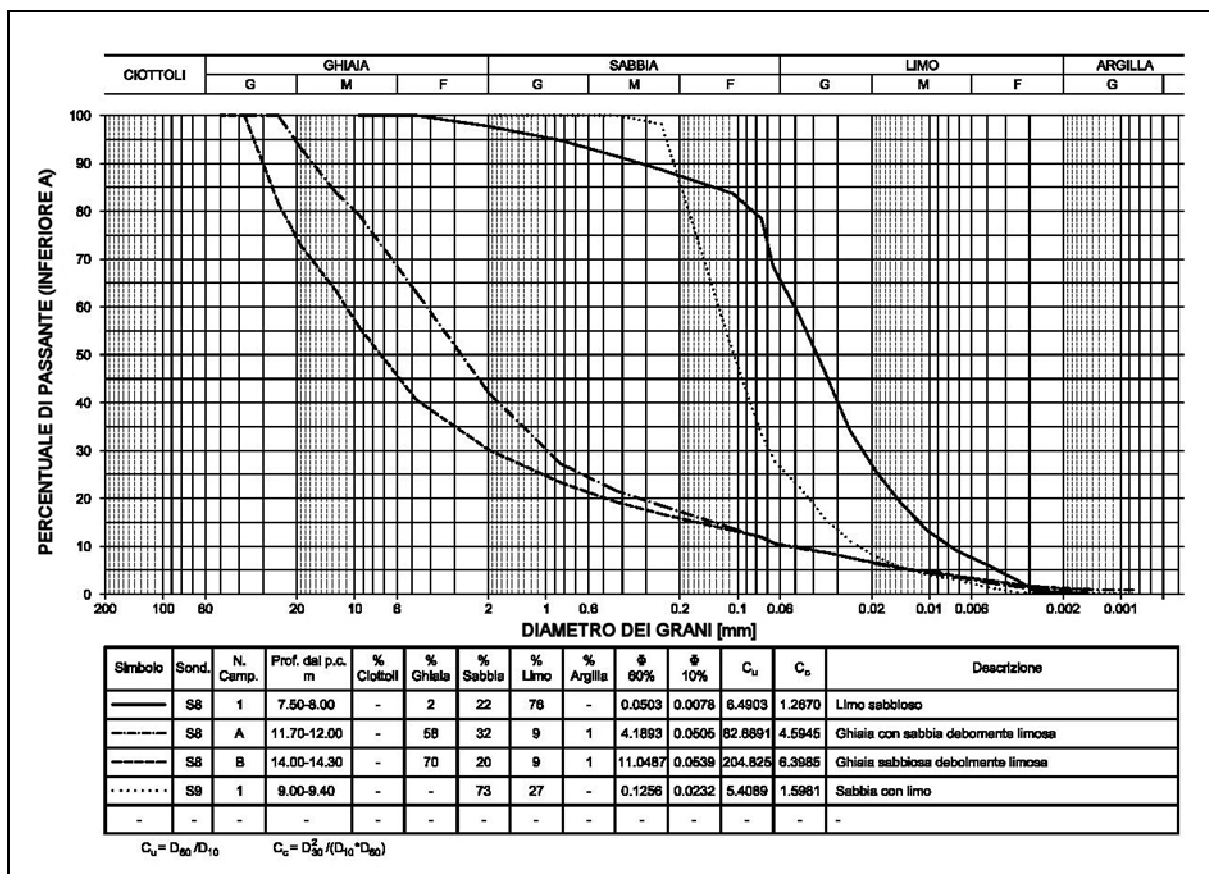


Figura 1.2: Curve granulometriche, sito web della II facoltà di Ingegneria del Politecnico di Torino, sede di Vercelli

Un terreno può essere considerato come un sistema multifase, costituito da una scheletro di particelle solide e tra esse dei vuoti, che possono essere riempiti da acqua o gas. Per rendere più intuitive le relazioni tra queste fasi si immagini di separarle, per un certo volume di terreno. In figura 1.3 e 1.4 è riportata questa schematizzazione.

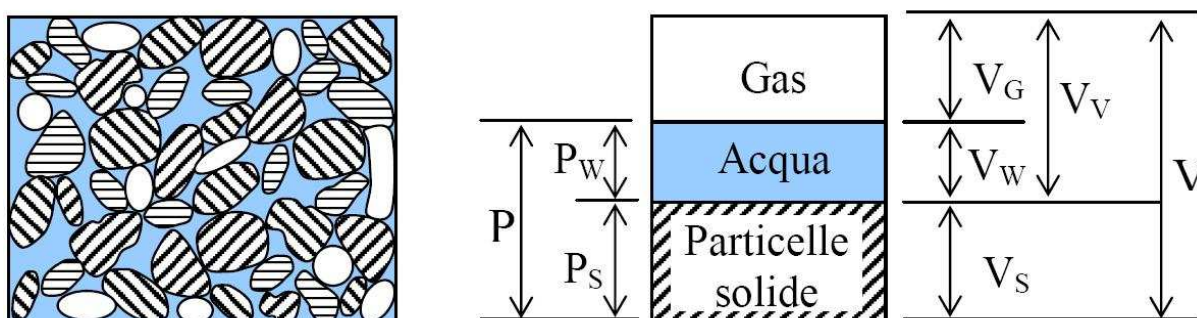


Figura 1.3 e 1.4: Sezione schematica di un volume di terreno e le fasi che costituiscono il terreno, separate. Dispense di Geotecnica, Università degli Studi di Firenze.

Dove sono indicati con:

- V_s : volume del solido;
- V_w : volume dell'acqua;
- V_G : volume del gas;
- V_v : volume dei vuoti ($V_w + V_G$);
- V : volume totale ($V_w + V_G + V_s$);
- P_s : peso del solido;

- P_w : peso dell'acqua;
- P : peso totale ($P_s + P_w$)

Si possono così ricavare le seguenti relazioni:

- La porosità n , che è pari al rapporto tra il volume dei vuoti e il volume totale (%):

$$n = \frac{V_v}{V} \cdot 100$$

- L'indice dei vuoti e , che è il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume della fase solida:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- Grado di saturazione S , che è pari al rapporto tra il volume dell'acqua e il volume dei vuoti (%). Un grado di saturazione pari al 100% corrisponde ad un terreno saturo mentre pari a 0% corrisponde ad un terreno secco:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

- Il contenuto d'acqua w , che viene definito come il rapporto tra il peso dell'acqua e quello delle particelle(%):

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

- Il peso dell'unità di volume totale γ , che è il rapporto tra il peso totale della porzione di terreno presa in esame e il volume totale. Il volume si determina su campioni completamente saturi, misurando il volume di acqua spostato in un recipiente graduato:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

- Il peso dell'unità di volume della parte solida γ_s , è definito come il rapporto tra il peso della parte solida e il volume di essa:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

- si possono ricavare le relazioni per il peso dell'unità di volume del terreno secco γ_d e quello saturo γ_{sat} , che sono rispettivamente uno il rapporto tra peso con il grado di saturazione pari a 0% e il volume totale, e l'altro il rapporto tra il peso con grado di saturazione pari al 100% e il volume totale (kN/m^3):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V}$$

- considerando γ_w come il peso dell'unità di volume dell'acqua, la differenza tra il peso totale e γ_w è definita il peso dell'unità di volume del terreno alleggerito:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

- Infine si possono definire altre due grandezze, ovvero il peso specifico totale G e il peso specifico dei grani G_s . Essi sono il rapporto, nel primo caso tra il peso dell'unità di volume totale e il peso di volume dell'acqua, mentre nel secondo caso è il rapporto tra il peso di volume della parte solida e il peso di volume dell'acqua:

$$G = \frac{\gamma}{\gamma_w} \quad G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Si riportano dei valori orientativi delle grandezze appena definite per alcuni terreni nella tabella 1.3:

Terreno	n (%)	e	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
Ghiaia	25-40	0.3-0.67		14-21	18-23
Sabbia	25-50	0.3-1.00		13-18	16-21
Limo	35-50	0.5-1.00		13-19	16-21
Argilla tenera	40-70	0.7-2.30	40-100	7.0-13	14-18
Argilla compatta	30-50	0.4-1.00	20-40	14-18	18-21
Torba	75-95	3.0-19	200-600	1.0-5	10.0-13

Tabella 1.3: valori orientativi per terreni sciolti, R. Lancellotta

Si riprende ora il concetto di *grado di addensamento*. Esso è un parametro influente nel comportamento meccanico delle terre, in quanto un maggior stato di addensamento significa grani più vicini tra loro e con maggior numero di punti di contatto, a cui consegue un maggior grado di mutuo incastro e una porosità inferiore. Tutto ciò significa avere un sistema con compressibilità inferiore e resistenza al taglio più elevata. Dunque la quantità di vuoti interstiziali tra i grani è di fondamentale importanza, in quanto influenza il grado di addensamento. Un terreno a grana grossa, in base alla quantità di vuoti presenti tra i grani, può definirsi qualitativamente *sciolto*, *mediamente addensato*, *denso*.

Si introduce così un altro parametro, che è quello della densità relativa D_R :

$$D_R = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}}$$

Esso può variare tra 0% e 100%.

La differenza che si trova al denominatore è caratteristica intrinseca del terreno mentre il numeratore dipende dallo stato in cui il terreno si trova.

I valori di e_{max} , ed e_{min} , che sono rispettivamente gli indici dei vuoti corrispondenti al minimo e al massimo stato di addensamento del materiale preso in considerazione, sono ricavati con prove standardizzate che variano in relazione al materiale, mentre e_0 è il valore attuale dell'indice dei vuoti del materiale.

Il parametro D_R nella pratica si valuta direttamente con prove in sito sul terreno e non come valore ricavato dal confronto con i suddetti valori degli indici dei vuoti. In tabella 1.4 si riportano gli stati di addensamento di un terreno con i relativi valori della densità relativa, per terre a grana grossa.

Terreno	DR
Molto sciolto	0-15
Sciolto	15-35
Mediamente addensato	35-65
Denso	65-85
Molto denso	85-100

Tabella 1. 4: Stati di addensamento per terre a grana grossa, . Berardi (2009), "Fondamenti di geotecnica"

Tale stato di addensamento è notevolmente influenzato dalla distribuzione dei grani, in quanto un terreno ben assortito, cioè composto da particelle di varie dimensioni può arrivare ad una compattezza d'insieme considerevole, raggiungendo così uno stato di addensamento elevato.

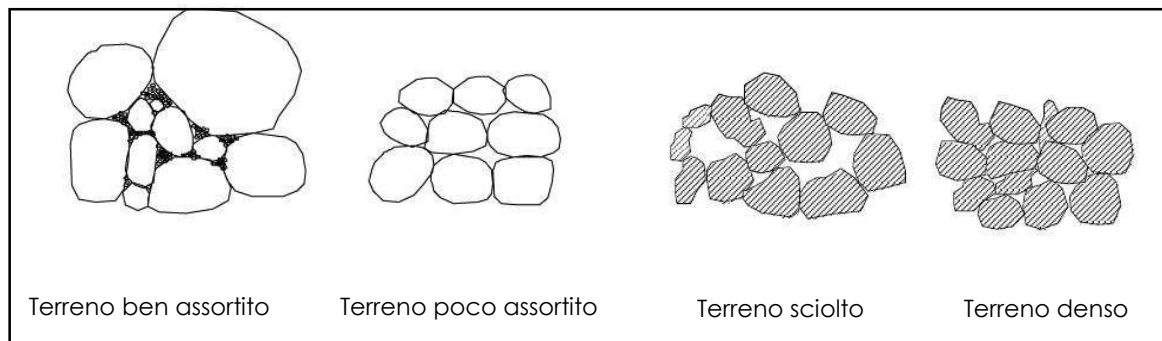


Figura 1.5: addensamento e distribuzione dei grani, Dispense di Geotecnica, Università degli Studi di

1.2.1 ANALISI GRANULOMETRICA

L'analisi granulometrica è una prova che consente di classificare i terreni identificando le dimensioni delle particelle e definendo le percentuali in peso delle frazioni granulometriche presenti entro limiti di riferimento prefissati. L'analisi avviene in due fasi distinte: setacciatura e sedimentazione.

- Nella fase della *setacciatura* si utilizzano batterie di setacci standardizzati ASTM (*American Society for Testing Materials*) in cui la dimensione della maglia diminuisce progressivamente verso il basso di circa metà del diametro del setaccio precedente. In figura 1.6 è raffigurato un setacciatore mentre in figura 1.7 alcuni setacci di rete metallica. La batteria viene quindi posta su tavola vibrante, e il materiale versato nel setaccio più alto con maglia più larga viene sottoposto ad un'azione meccanica per circa 30 minuti. Di seguito si stima il peso di ogni frazione trattenuta all'interno dei setacci e quindi la percentuale rispetto al peso iniziale del materiale per ogni classe di granulometria. Il setaccio a maglia più fine è quello ASTM200 con apertura della maglia pari a 0.074 mm. La frazione così trattenuta è una polvere finissima che verrà sottoposta a sedimentazione.



Figura 1.6: Batteria di setacci posti su tavola



Figura 1.7: Setacci a rete metallica serie ASTM.

- Nella fase della *sedimentazione*, la frazione trattenuta dall'ultimo setaccio viene analizzata per via umida, ovvero viene collocata in un contenitore con l'aggiunta di acqua ossigenata e antiflocculante. Successivamente la soluzione, dopo essere stata inserita in un agitatore meccanico e tenuto per circa 10 minuti, viene posta in un cilindro di vetro. Si valuta quindi la velocità di caduta delle particelle, ovvero

la sedimentazione, che è funzione del diametro delle stesse (principio espresso dalla Legge di Stokes).

I risultati di questa analisi vengono riportati sulla curva granulometrica. Essa è ricavata diagrammando i dati così ricavati in un grafico a scala semilogaritmica, dove in ascissa è riportato il diametro delle particelle e in ordinata la percentuale in peso delle particelle con diametro inferiore. Un dato importante che si può ricavare da questo diagramma è il grado di uniformità di un terreno, in quanto più la curva è verticale tanto meno si ha nel terreno *omogeneità*.

I due concetti sono opposti: ad esempio, un terreno interamente sabbioso è uniforme, un terreno eterometrico è omogeneo.

Questo risultato generalmente si esprime anche con il *coefficiente di uniformità C*.

$$C = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Dove:

- D_{60} è il diametro per cui si ha il 60% di passante in peso;
- D_{10} è il diametro per cui si ha il 10% di passante in peso.

Si può quindi dedurre che più basso è il suo valore più uniforme è il terreno. Si può considerare uniforme un terreno che ha un coefficiente di uniformità inferiore a due. In figura 1.8 è riportata una curva granulometrica di due terreni non specificati e in tabella 1.5 il risultato di questa analisi.

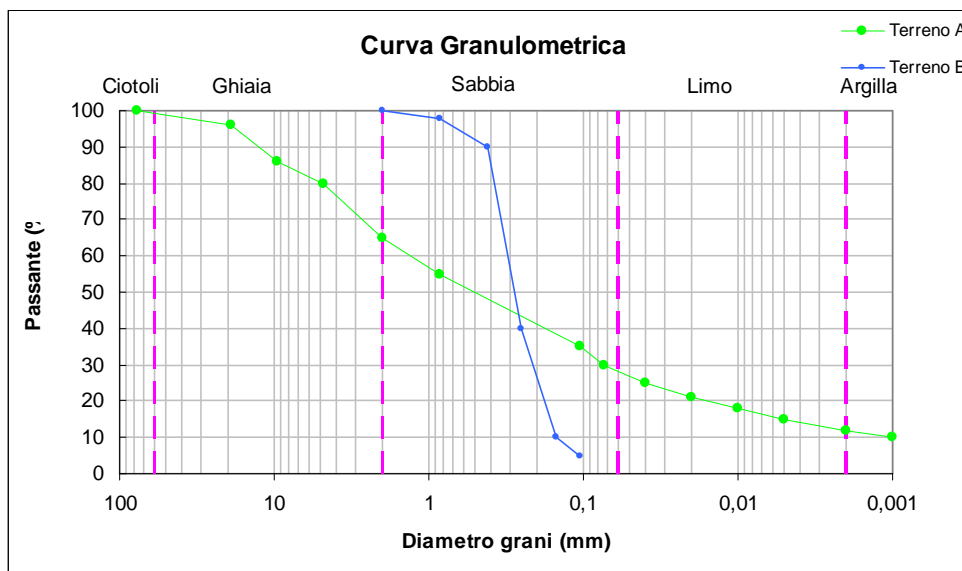


Figura 1.8: curva granulometrica di due tipologie di terreno. Esercitazione di Fondamenti di Geotecnica, Politecnico di Torino 2006/2007.

	% Ciotoli	% Ghiaia	% Sabbia	% Limo	% Argille	Descrizione del tipo di terreno
Terreno A	1	33	38	16	12	Terreno ghiaioso, sabbioso e limoso
Terreno B	0	0	96	0	0	terreno sabbioso

Tabella 1.5: Risultati dell'analisi granulometrica. Esercitazione di Fondamenti di Geotecnica, Politecnico di Torino 2006/2007.

1.2.2 TERRENI A GRANA FINE, LIMITI DI ATTERBERG E INDICI DI CONSISTENZA

Nel caso dei terreni a grana fine, come le argille, le informazioni relative alla distribuzione granulometrica sono meno significative in quanto essi sono influenzati soprattutto dalla mineralogia e dalla presenza di acqua.

I minerali argillosi hanno struttura formata da tetraedri ed ottaedri (unità elementari) che si combinano tra di loro per formare dei reticoli piani. La combinazione di queste unità elementari da origine ai cosiddetti "pacchetti elementari" che a loro volta combinate tra loro danno origine alle particelle di argilla. In figura 1.9 è riportata una schematizzazione grafica dell'unità elementare tetraedrica ed ottaedrica con relativa combinazione reticolare.

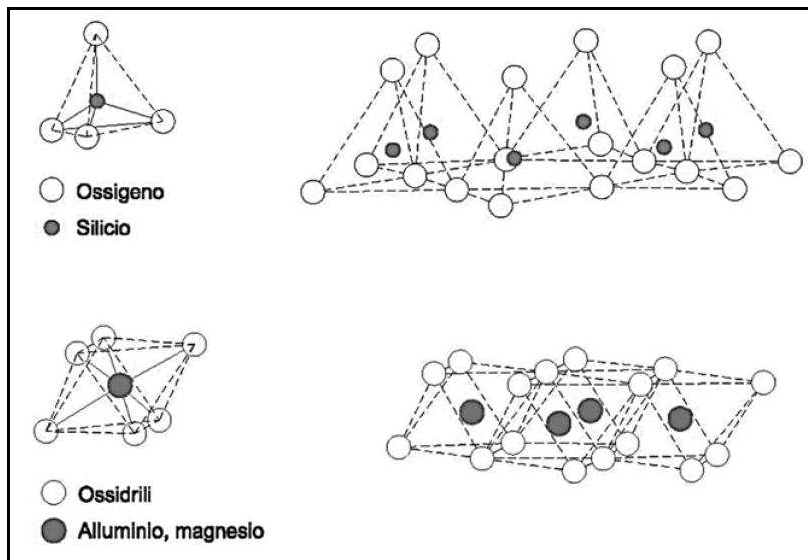


Figura 1.9: Unità elementare tetraedrica con reticolo ed unità elementare ottaedrica con relativo reticolo. Quaderni per la progettazione, F. Cetraro

Le unità fondamentali che sono alla base delle particelle di argilla sono complessivamente neutre, anche se hanno una carica positiva nel nucleo, dovuta agli ioni metallici di silicio, alluminio, magnesio, e una carica negativa in superficie essendo costituita da ioni di ossigeno ed ossidrili. Questa configurazione delle particelle fa in modo che parte delle molecole di acqua che sono a stretto contatto con la superficie delle particelle si leghi ad essi in modo molto forte, a tal punto da essere considerata parte integrante della struttura. Essa viene denominata *acqua adsorbita* non essendo più in libero movimento. Questi legami elettrostatici si sentono sempre meno man mano che le molecole dell'acqua si allontanano dalle particelle, fino a riprendere le proprie caratteristiche di acqua libera o *acqua interstiziale*. Essa influisce notevolmente sullo stato fisico in cui si possono trovare i terreni a grana fine. Infatti, in base al *contenuto naturale d'acqua* w_n , questi terreni possono presentarsi nello stato solido, semisolido, plastico e liquido. I valori limiti di w corrispondenti alla transazione da uno stato di consistenza ad un altro sono il *limite di ritiro* w_s , il *limite plastico* w_p ed il *limite liquido* w_l . Essi sono stati definiti da Atterberg nel 1911, infatti vengono anche detti Limiti di Atterberg. La figura 1.10 schematizza i quattro stati fisici e i limiti corrispondenti. Definiamo ora uno alla volta tali limiti.

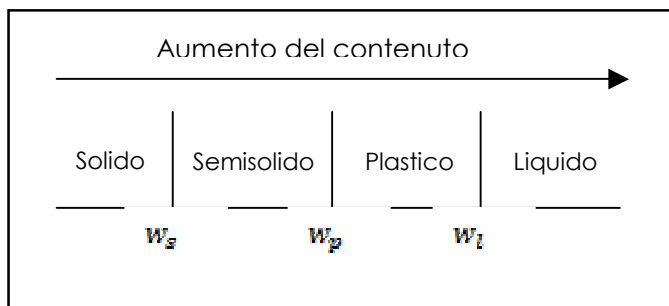


Figura 1.10: Limiti di Atterberg.

Limite liquido

Per il calcolo di questo limite si utilizza un apparecchio detto il cucchiaino di Casagrande (Figura 1.11). Esso determina il passaggio dallo stato plastico a quello liquido di un terreno a grana fine. Per questa prova normalmente si impiega un campione di terra di circa 1N prelevato dalla frazione passante al setaccio ASTM40 (0.42mm). Il materiale viene accuratamente mescolato con acqua distillata fino ad ottenere un impasto omogeneo. Parte di esso viene collocato nel cucchiaino, e tramite un apposito utensile, viene realizzato un solco. A questo punto si mette in movimento il cucchiaino che compie una serie di movimenti verticali, provocando i colpi, in corrispondenza della caduta verso il basso della coppa di ottone. Si contano quindi i colpi N_c necessari per far chiudere il solco di un tratto di circa 13mm di lunghezza. Di seguito su parte di questo materiale viene determinato il contenuto d'acqua naturale w_n . Si ha così una coppia di valori N_c - w_n . Le operazioni si ripetono dopo aver aggiunta altra acqua distillata a formare un altro impasto per ottenere ulteriori valori N_c - w_n . Quando si hanno a disposizione 4 o 5 valori si può tracciare un diagramma, dove in ascisse si trovano i numeri di colpi ed in ordinate il contenuto d'acqua naturale. Si interpolano i punti con una retta e da essa si ricava il valore del *limite liquido* w_L corrispondente ad un numero di colpi pari a 25. In figura 1.12 si riporta l'esempio di un grafico utile per il calcolo del limite liquido.

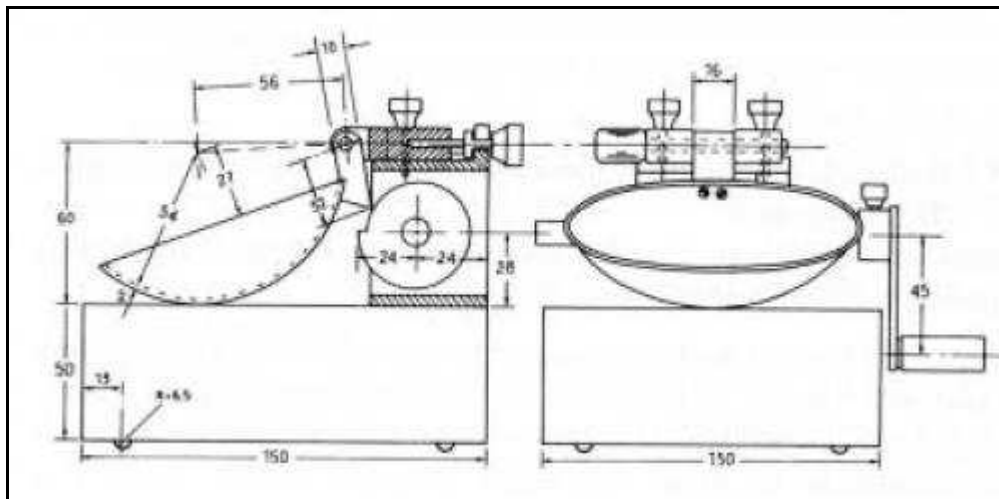


Figura 1.11: Apparecchio di Casagrande. Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica, 2006/2007.

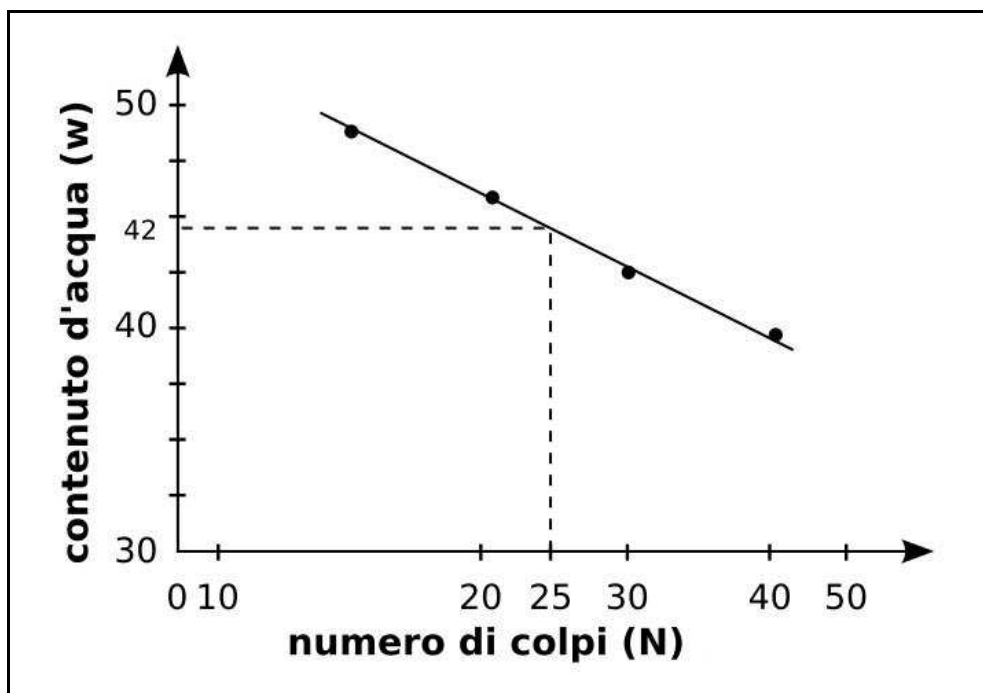


Figura 1.12: Esempio del calcolo del limite liquido, Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica, 2006/2007

Limite plastico

Il limite plastico è quel contenuto d'acqua per il quale il campione di terra inizia a perdere il comportamento plastico. Esso viene determinato formando manualmente dei cilindretti del diametro di 3.2mm; nel momento in cui il campione comincia a fessurarsi in frammenti di 5-10mm significa che si è raggiunto il limite plastico. Successivamente si determina il contenuto di acqua naturale e si ripete la prova per almeno altre due volte. Il *limite plastico* w_p è calcolato come media dei tre valori prima ottenuti.

In figura 1.13 e 1.14 si può vedere un esempio della determinazione del limite plastico.



Figura 1.13: Il materiale umido pronto per la prova



Figura 1.14: Determinazione del limite plastico.

Limite di ritiro

Questo limite rappresenta il contenuto del acqua al di sotto del quale ogni ulteriore perdita d'acqua non provoca nessun cambiamento di volume. Il suo calcolo avviene su un campione indisturbato, a differenza dei due limiti precedenti i quali venivano determinati su campioni rimaneggiati. Il provino scelto viene essiccato per passi successivi e mano a mano si calcola il contenuto d'acqua. In figura 1.16 si mostra un esempio di calcolo del *limite di ritiro* (w_{SR}).

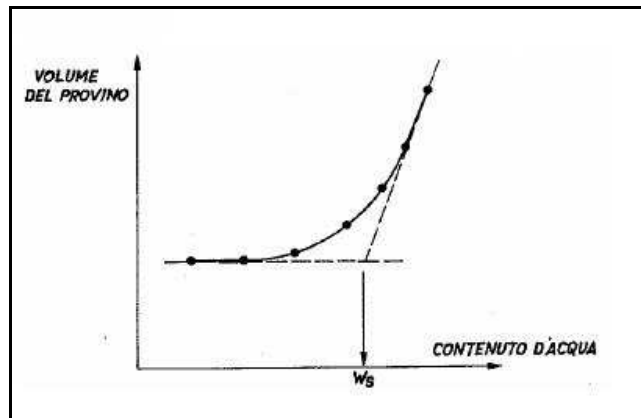


Figura 1.16: Determinazione del limite di ritiro. Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica,

Indici di consistenza

In base ai limiti sopra definiti si possono identificare degli indici detti *di consistenza* che rappresentano appunto la consistenza dei terreni a granulometria fine. Questi indici caratteristici sono:

- *L'indice di plasticità (PI)*: è l'intervallo all'interno del quale il materiale possiede un comportamento plastico, ovvero può subire deformazioni ed essere rimaneggiato senza che si creino fessurazioni e cambi di volume. L'indice di plasticità è definito come la differenza tra il limite liquido e quello plastico:

$$PI = w_l - w_p$$

Tale indice dipende dal tipo di argilla presente e dalla sua percentuale in un dato campione, infatti per ogni tipo di materiale cresce linearmente in funzione della percentuale di argilla. La pendenza di questa retta è stata definita da Skempton nel 1953 ed è denominata *indice di attività (A)*:

$$A = \frac{PI}{CF} = \frac{\text{indice di plasticità}}{\% \text{ in peso di argilla}}$$

Esso è indicatore dell'interazione del terreno con un fluido ed in base al suo valore i terreni possono distinguersi in:

- | | |
|----------------------|-------------------|
| - Inattivi | $A < 0.75$ |
| - Normalmente attivi | $0.75 < A < 1.25$ |
| - Attivi | $A > 1.25$ |

- *L'indice di liquidità (LI)*: questo indice fornisce indicazioni sullo stato corrente del materiale, cioè la consistenza del deposito di terreno. Esso è definito da:

$$LI = \frac{w_n - w_p}{PI}$$

Se il limite di liquidità (*LI*) è pari ad un valore unitario, il deposito di terreno in questione presenta un contenuto naturale d'acqua (w_n) prossimo al limite liquido (w_l). Ciò significa che un terreno in queste condizioni ha una consistenza più bassa rispetto ad un deposito in cui il limite di liquidità è pari a zero, ovvero (w_n) è prossimo al limite plastico (w_p).

- *L'indice di consistenza (IC)*: da un'importante informazione in quanto all'aumentare del suo valore si ha un incremento della resistenza al taglio e una riduzione della compressibilità del materiale. Esso è definito come:

$$IC = \frac{w_l - w_n}{PI} = 1 - LI$$

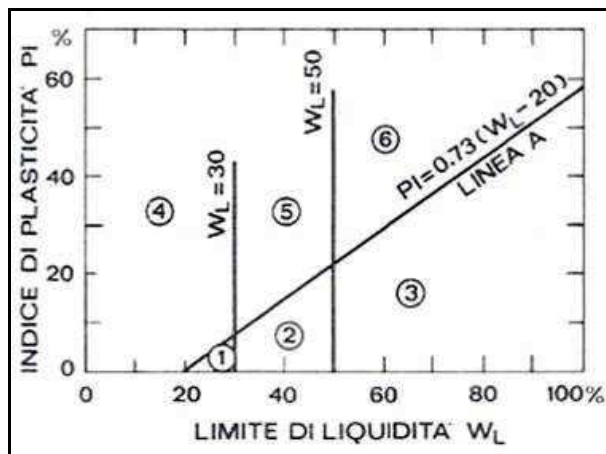
In tabella 1.5 si riportano i valori del *limite liquido* (w_l), *limite plastico* (w_p), *contenuto naturale d'acqua* (w_n) e *l'indice di plasticità* (*PI*) di alcune argille

Argilla	$w_p(\%)$	$w_n(\%)$	$w_l(\%)$	$CF(\%)$	$PI(\%)$
Porto Tolle	22	36	52	34	30
Trieste	24	50	71	46	47
Guasticce	25	68	88	52	63
Montalto di Castro	18	26	52	35	34
Taranto	18-40	20-25	40-70	-	22-30
Pisa	24	26	68	46	44

Tabella 1.5, R. Lancellotta "Geotecnica".

Come già osservato il comportamento dei terreni a grana fine come limi ed argille è influenzato dal tipo di minerale, quindi un sistema di classificazione basato sulla granulometria delle particelle è poco efficace. A tal proposito Casagrande nel 1948, basandosi sui limiti di Atterberg, ha proposto un sistema utilizzando *l'indice di plasticità* (*PI*) e il *limite liquido* (w_l). Questo sistema è stato denominato *Carta di plasticità di Casagrande* (figura 1.17), in quanto è un diagramma dove in ascisse si trova il limite di liquidità ed in ordinate l'indice di plasticità. La carta è suddivisa in sei regioni dalla retta *A* (*indice di attività*) e da due rette verticali che sono:

$$PI = 0.73(w_l - 20); \quad w_l = 30; \quad w_l = 50$$



- ① Limi inorganici di bassa compressibilità
- ② Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- ③ Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- ④ Argille inorganiche di bassa plasticità
- ⑤ Argille inorganiche di media plasticità
- ⑥ Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 1.17: Carta di plasticità di Casagrande, Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica,

1.3 RESISTENZA AL TAGLIO

Nella Meccanica delle Terre gli stati tensionali di taglio rivestono un ruolo importante nel meccanismo di rottura, in quanto le deformazioni e la rottura avvengono principalmente per scorrimento tra i grani. Avendo definito in precedenza il terreno come un materiale multifase, per meglio comprendere il suo comportamento occorre definire una legge di interazione tra queste fasi (grani, acqua, gas) che consenta di esprimere quale sia la ripartizione degli sforzi applicati. Con questa intenzione, negli anni tra 1920 e il 1936 Karl Terzaghi introdusse il *Principio degli sforzi efficaci*. Utile ad intuire questo principio è l'utilizzo del così detto *modello continuo del terreno* (figura 1.18), ovvero la sovrapposizione nello stesso spazio di due mezzi continui: uno che rappresenti le particelle solide del terreno e l'altro che corrisponda all'acqua interstiziale presente nel terreno. Detto ciò, è necessario riferirsi ad un terreno saturo.

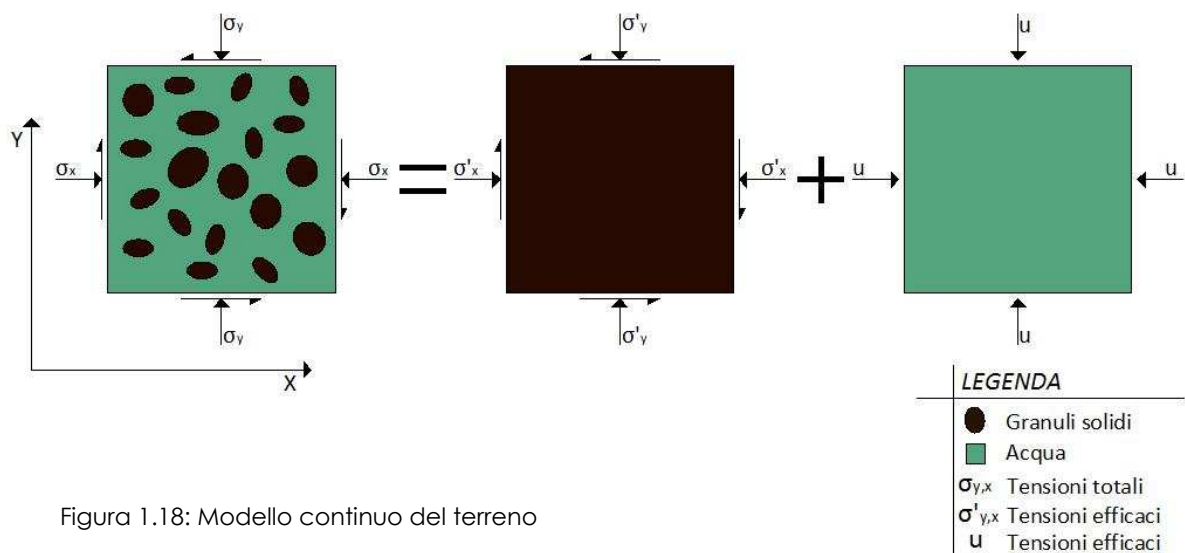


Figura 1.18: Modello continuo del terreno

Per il **principio degli sforzi efficaci**: "Le tensioni in ogni punto di una sezione attraverso una massa di terreno possono essere calcolate dalle tensioni principali totali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ che agiscono in quel punto. Se i pori del terreno sono pieni d'acqua ad una pressione u , le tensioni principali totali possono scomporsi in due parti. Una parte, u , agisce nell'acqua e nella fase solida in tutte le direzioni con eguale intensità, ed è chiamata *pressione neutra* (o pressione di pori). Le differenze:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u; \quad \sigma'_2 = \sigma_2 - u; \quad \sigma'_3 = \sigma_3 - u,$$

rappresentano un incremento rispetto alla pressione neutra ed hanno sede esclusivamente nella fase solida del terreno. Questa frazione della tensione totale principale sarà chiamata **tensione principale efficace**. Ogni effetto misurabile di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio è attribuibile esclusivamente a variazione delle tensioni efficaci”.

È importante osservare che le tensioni efficaci non sono direttamente misurabili, ma risultano dalla conoscenza delle tensioni totali e della pressione interstiziale, che si possono calcolare sperimentalmente, e che una variazione delle tensioni efficaci genera una variazione di resistenza. In un terreno asciutto il valore delle tensioni totali e delle tensioni efficaci coincidono, essendo nulla la pressione interstiziale.

Ricapitolando si può affermare che:

- Lo sforzo normale totale σ_n può immaginarsi costituito da:

$$\sigma_n = \sigma'_n + u$$

- Il fluido è in grado di sostenere solo sforzi normali;
- Lo sforzo di taglio, τ , è sostenuto interamente dalla parte solida e che quindi lo sforzo di taglio totale è pari allo sforzo di taglio efficace:

$$\tau = \tau'$$

- Il comportamento meccanico del materiale dipende dagli sforzi recepiti dallo scheletro solido, che acquisiscono così il significato di sforzi efficaci.
- L'equazione delle tensioni efficaci è ricavata da osservazioni empiriche.

Dunque la resistenza del terreno, come in precedenza è stato sottolineato, è una resistenza al taglio.

Nel 1773, Coulomb esprime la condizione limite dello stato tensionale a taglio come:

$$|\tau| = c + \sigma \cdot \mu = c + \sigma \cdot \tan \vartheta$$

in cui le grandezze significano:

- σ , tensioni che agiscono in direzione normale alla superficie di scorrimento;
- μ , è il coefficiente di attrito che viene definito come tangente dell'angolo di attrito ϑ ;
- c , è un contributo alla resistenza denominato coesione.

Poiché il modello di Coulomb è basato sullo scorrimento fra due corpi rigidi lungo una superficie di contatto è importante definire quest'ultima, nella sua forma e posizione, per identificare il meccanismo di movimento. Pertanto, questo criterio è efficace ad esprimere i fenomeni di rottura per scorrimento, innescati da tensioni tangenziali, ma non è in grado di interpretare quelli innescati da tensioni di trazione. Una generalizzazione di suddetto criterio è stata introdotta nel 1900 da Mohr, che introduce una funzione, al posto del legame lineare proposto da Coulomb, da determinarsi sperimentalmente per ogni materiale:

$$|\tau| = f(\sigma)$$

Con la comprensione del termine “tensioni efficaci” si giunge poi ad una definizione maggiormente integrata del criterio di rottura detto di Mohr-Coulomb, espresso come:

$$|\tau| = c' + \sigma' \tan \vartheta'$$

dove le grandezze sono riferite alle tensioni efficaci, e prendono il nome di:

- c' , coesione efficace;
- ϑ' , angolo di resistenza al taglio.

L'equazione appena definita si rappresenta nel piano $(\tau; \sigma')$ come una retta detta involucro di rottura o di resistenza. In questa retta si trovano quegli stati tensionali limiti per i quali il materiale giunge a rottura. Gli stati tensionali situati al di sopra della retta di involucro di resistenza non sono ammissibili, mentre al di sotto di essa si trovano stati tensionali ammissibili in cui non sono raggiunte le condizioni di rottura. In figura 1.19 si riporta questo criterio di resistenza.

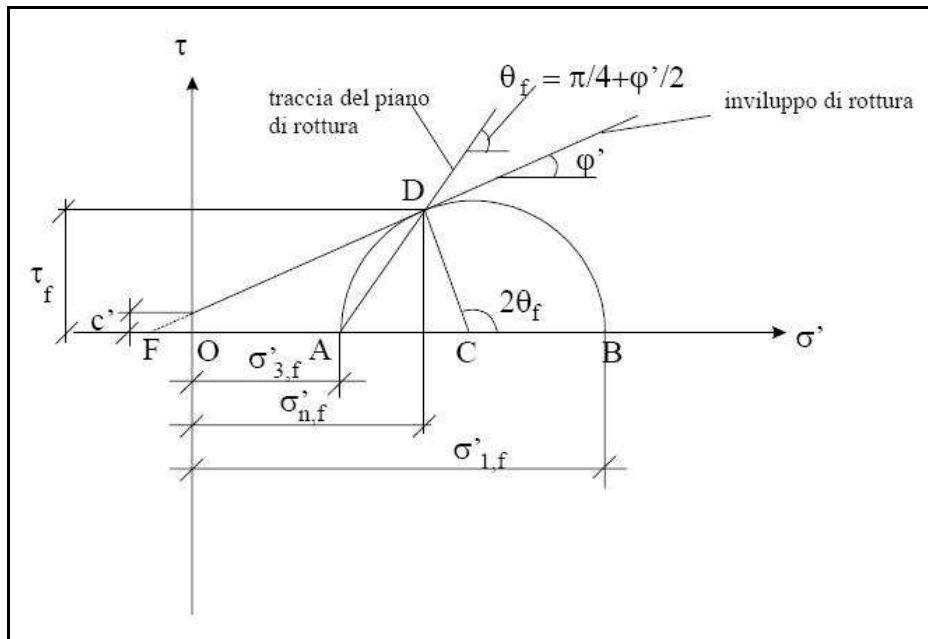


Figura 1.19: Criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Dispense di Geotecnica, Università degli Studi di Firenze.

L'angolo di resistenza al taglio dipende prima di tutto dalla natura del terreno, nel senso che assume differenti valori in funzione del terreno, se esso è prevalentemente a grana grossa o a grana fine. Indicativamente per le sabbie, che sono terreni a granulometria grossa, varia tra i 30° e i 45°, mentre per le argille, terreni a grana fine, il suo valore si stabilizza nell'intervallo tra 20° e i 35° (Berardi 2009). Nelle figure 1.20 e 1.21 si riportano rispettivamente i valori di angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa (D_R) per le terre a grana grossa e dell'indice di plasticità (PI) per le terre a grana fine.

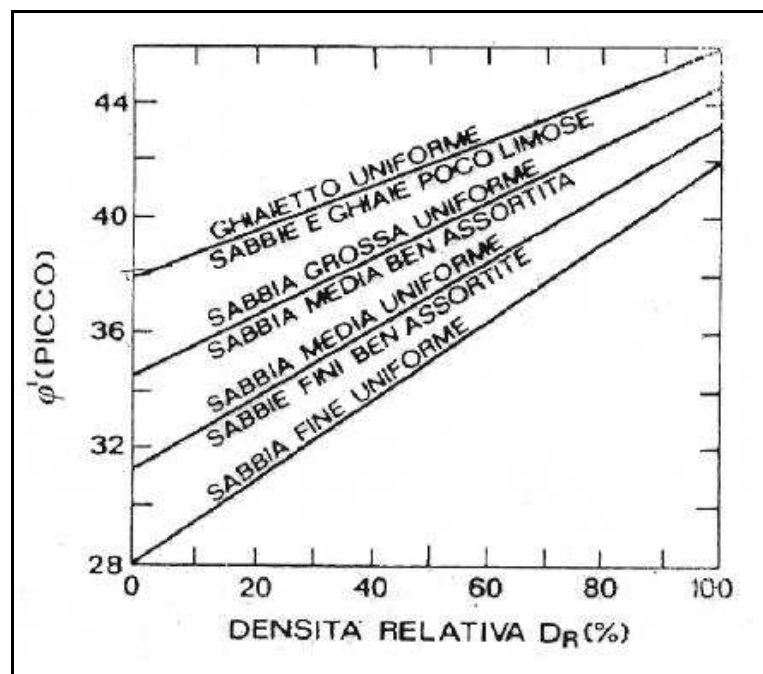


Figura 1.20: Valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco in funzione di D_R . Marta Castelli, Corso di Geotecnica, 2007/2008

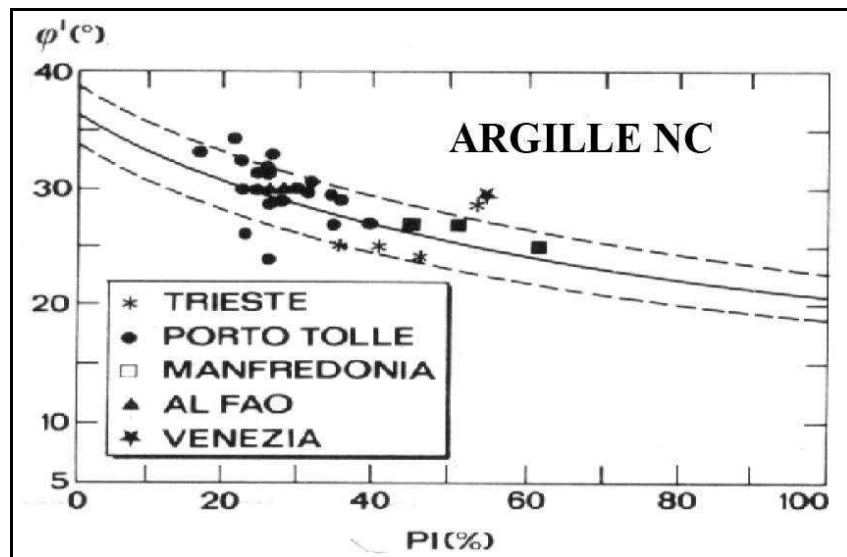


Figura 1.21: Valori dell'angolo di resistenza al taglio residuo in funzione di PI , Marta Castelli, Corso di Geotecnica, 2007/2008

Si introduce ora un concetto altrettanto importante, ovvero la *consolidazione*. Tale processo ha senso se si tratta di terreni a grana fine, argille, in quanto si trovano in condizioni non drenate. Se si immagina di sottoporre un deposito di argilla saturo ad un carico, in esso si verificherà un aumento delle tensioni interstiziali pari a Δu mentre le tensioni efficaci non subiranno alcuna variazione. Con il tempo, se il carico è mantenuto costante, nel terreno saturo si innesca un fenomeno di filtrazione che fa sì, che le sovrappressioni si dissipino.

Ciò comporta una diminuzione delle pressioni interstiziali e un progressivo aumento delle tensioni efficaci. Da ciò si deduce che in funzione del volume di acqua, perso per effetto della filtrazione, si avrà una riduzione del volume di terreno. Dunque un processo di consolidazione comporta un incremento delle tensioni efficaci e una diminuzione di volume dei vuoti dando al terreno una maggior resistenza e una minor deformabilità. Per quanto riguarda i terreni a grana grossa invece, non si può parlare propriamente di consolidazione ma di *compressione*¹. Il risultato finale è il medesimo del caso precedente con la differenza che, essendo questa tipologia di terreno drenata, le pressioni interstiziali non variano. In figura 1.22 si riportano i grafici per il carico di un terreno in condizioni non drenate con conseguente consolidazione.

¹ Fondamenti di geotecnica, Berardi 2009

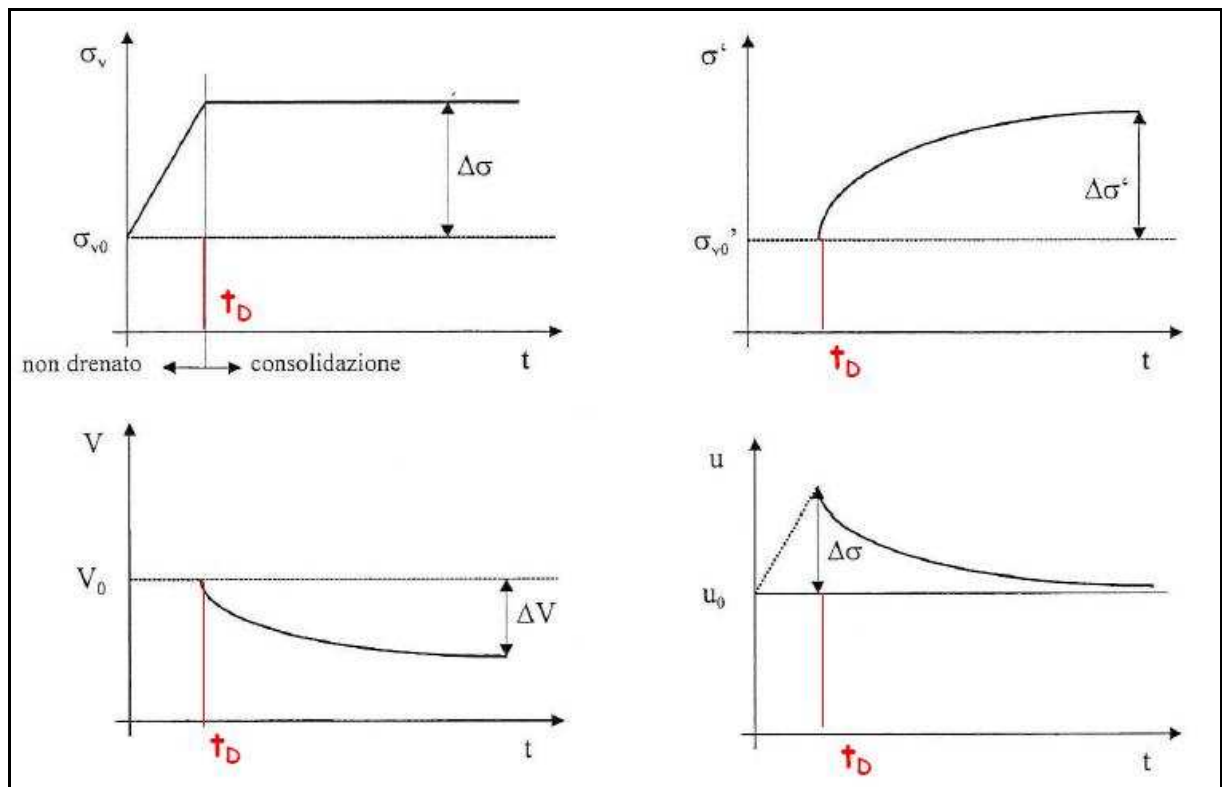


Figura 1.22: carico in condizioni non drenate e consolidazione, Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica. 2006/2007

Da ciò si può facilmente dedurre che la storia tensionale di un deposito di terreno è di notevole importanza per capire il suo stato attuale. Per questo entra in gioco un coefficiente detto *grado di sovraconsolidazione (OCR)*:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

Dove:

- σ'_v è la tensione verticale efficace agente all'istante in cui si valuta OCR;
- σ'_p è la massima tensione verticale efficace a cui è stato oppure è tuttora sottoposto il terreno.

Nel caso in cui questo rapporto risulti pari ad 1, ovvero $\sigma'_p = \sigma'_v$, il terreno viene definito *normalconsolidato (NC)*. In questo caso la tensione verticale efficace a cui è sottoposto il terreno è la massima tensione verticale efficace mai sperimentata da quel terreno. Se invece il valore del grado di sovraconsolidazione è maggiore di 1 ($\sigma'_p \neq \sigma'_v$; $\sigma'_p > \sigma'_v$) il deposito di terreno è detto *sovraconsolidato (OC)*. Si può quindi dire che, in questo caso, la tensione verticale efficace a cui è soggetto il terreno è minore del valore massimo raggiunto nel corso della sua storia. Un terreno in condizioni di sovraconsolidazione risulta più resistente e meno deformabile rispetto ad un terreno normalconsolidato. Se valutiamo il comportamento meccanico non solo delle argille ma anche delle sabbie, distinguendole in sabbie sciolte e dense in base alla densità relativa (D_R), esse si possono paragonare: nel caso delle sabbie dense alle argille sovraconsolidate e nel caso delle sabbie sciolte alle argille normalconsolidate.

Ritornando su ciò che si è detto sul calcolo della resistenza delle terre, si nota che un parametro basilare è l'angolo di resistenza al taglio, in quanto ne condiziona notevolmente l'esito, e poter calcolare con precisione questo parametro è di fondamentale importanza, come anche l'eventuale coesione. Per ottenere ciò è necessario realizzare delle prove di laboratorio.

Per quanto riguarda le sabbie, l'assenza di coesione è causa dell'impossibilità di ottenere campioni indisturbati in quanto il materiale, durante lo spostamento altera le proprie caratteristiche, sarebbe quindi più indicato compiere delle prove in sito. Queste ultime danno un buon risultato al fine di identificare la stratigrafia del deposito e la risposta del terreno alle sollecitazioni imposte, ma non consentono di arrivare ad una conoscenza dettagliata della natura del terreno e delle sue caratteristiche.

Le prove in sito possono essere *dinamiche* (SPT), ad infissione e a percussione, e *statiche* (CPT) ad infissione ad avanzamento costante.

A differenza delle sabbie, le argille possiedono una certa coesione che fa sì che si possano ottenere campioni indisturbati. Perciò una volta ottenuto il materiale per le prove di laboratorio, che sono le così dette prove di taglio diretto (figura 1.23) e le prove triassiali, si possono costruire grafici di tensione (τ) e deformazione (ϵ) dai quali ricavare i valori degli angoli di resistenza al taglio di picco (φ'_P) e residuo (φ'_R) e la coesione (c').

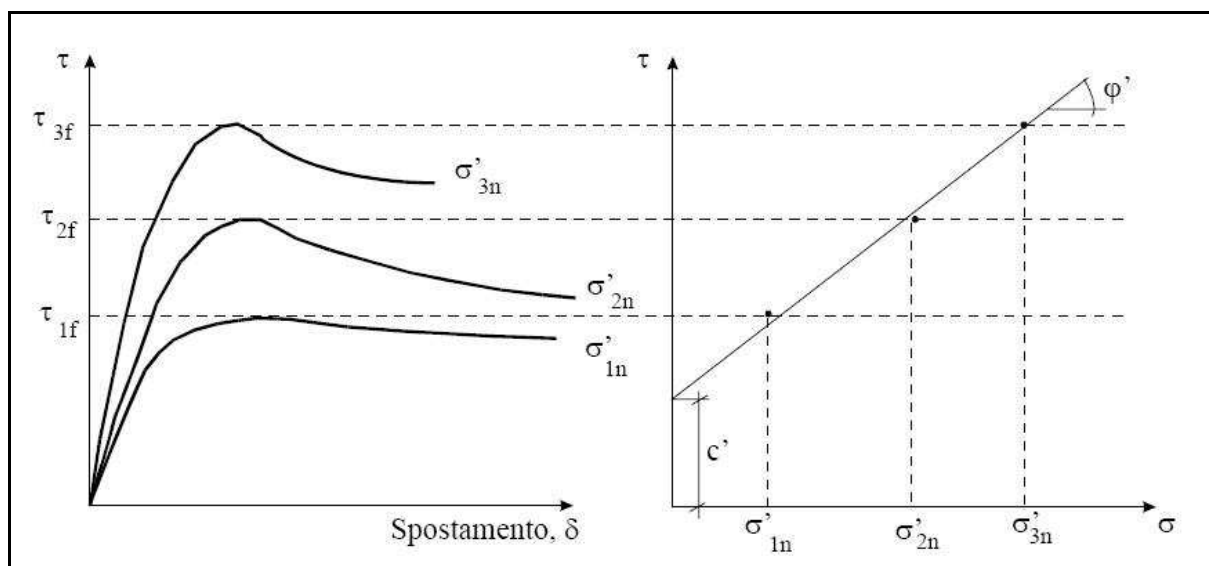


Figura 1.23: Calcolo della resistenza a rottura τ e dei parametri di resistenza a taglio mediante prova a taglio diretto. Claudio Scavia, Corso di Fondamenti di Geotecnica, 2006/2007.

Le prove triassiali sono le più diffuse e versatili tra le prove di laboratorio². Il loro utilizzo ha lo scopo di ricavare le curve sforzi-deformazioni dei terreni e delle rocce ed ottenere i parametri di resistenza del materiale che sono: in termini di sforzi efficaci l'angolo di resistenza al taglio di picco (φ'_P) e residuo (φ'_R), e la coesione (c'); mentre in termini di sforzi totali la resistenza al taglio non drenata (C_u). In figura 1.24 si può vedere uno schema generale semplificato dell'apparecchiatura utilizzata in queste prove. Essa consiste in una cella di contenimento con all'interno un fluido, solitamente un olio, un pistone per l'applicazione del carico, un tubo che serve per immettere l'acqua all'interno del provino, un misuratore di pressione dell'acqua e un rubinetto di drenaggio. Il provino avvolto da una membrana, che lo isola dall'esterno e ne permette le deformazioni. Con questo sistema si possono avere tre principali tipologie di prove:

- Prova *non consolidata-non drenata* (UU), in cui il drenaggio è sempre chiuso durante tutte le fasi della prova. In questa situazione si ottiene il parametro di resistenza in termini di sforzi totali, ovvero la resistenza al taglio non drenata (C_u);
- Prova *consolidata-non drenata* (CU), in cui la prima fase della prova è drenata mentre quella a rottura viene eseguita a drenaggio chiuso;
- Prova *consolidata-drenata* (CD), in cui il drenaggio è sempre aperto.

² Berardi 2009

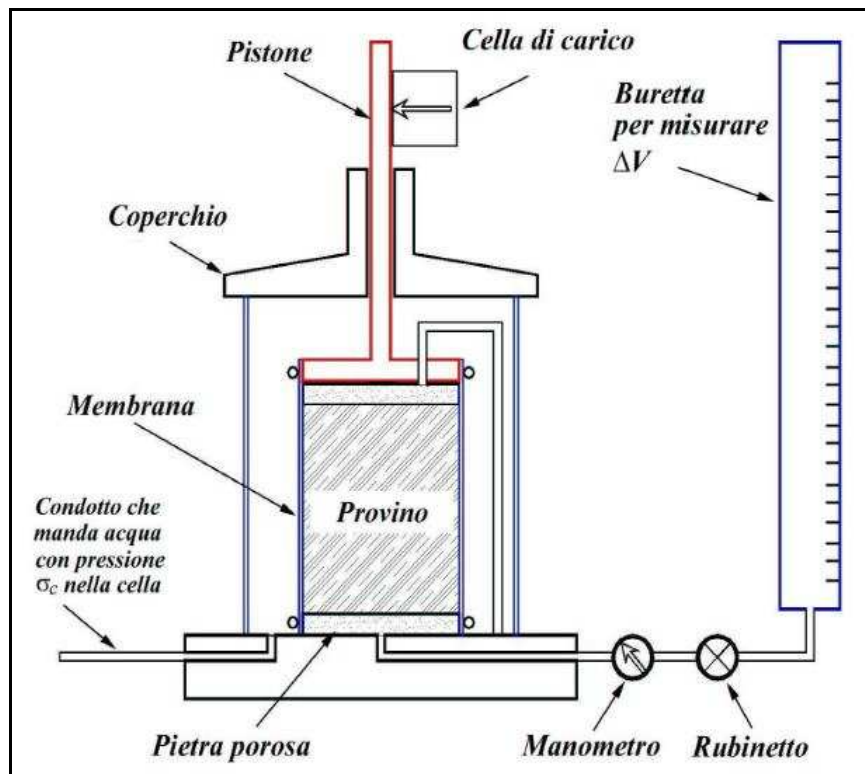


Figura 1.24: schema semplificato di una cella triassiale. Appunti di Geotecnica, Giuseppe Dellana

Nel seguito verrà introdotto un altro importante aspetto, che è quello della stabilità dei pendii. Infatti la capacità di resistenza di un materiale, e precisamente di un deposito di terre, è fortemente determinante sulle sue condizioni di stabilità. In un pendio, se lungo una superficie, o meglio una fascia di superfici, la capacità di resistenza al taglio del terreno eguaglia le tensioni tangenziali sollecitanti si innesca il movimento di quel pendio lungo la suddetta superficie. Questo fenomeno è con la denominazione generica di *frana*.

1.4 STABILITA' DEI PENDII

In questo paragrafo si indagheranno più nello specifico i motivi che causano i movimenti franosi, dando anche una breve classificazione delle forme di instabilità dei pendii. Innanzitutto vanno distinte le tipologie di pendio; esse possono essere *naturali* o *artificiali*.

I pendii naturali sono così chiamati proprio perché sono stati creati da processi naturali e sono classificati in pendii attivi o inattivi, in base allo stato di attività di un eventuale fenomeno franoso.

I pendii artificiali sono creati dall'uomo tramite l'esecuzione di scavi, rilevati, la realizzazione di dighe o discariche.

Si deve però menzionare anche la distinzione a cui sono soggetti i pendii in funzione della loro formazione, ovvero se sono *pendii in roccia* o *in terreno naturale*. Si richiamano le differenze sostanziali tra roccia, un aggregato naturale di minerali che hanno legami e resistenze elevate, e terra, un sistema prodotto dell'unione tra particelle minerali e vuoti interstiziali occupati da acqua e gas.

Si possono definire i pendii in roccia come caratterizzati da un ammasso costituito da una o più unità litologiche (individuabili per composizione, struttura cristallina e caratterizzazione delle sue discontinuità) e i pendii in terreno naturale contraddistinti da una specifica granulometria e stratigrafia del deposito.

Un rapido spostamento di una massa di roccia o di terra, il cui centro di gravità si muove verso il basso e verso l'esterno, è detto *movimento franoso* o semplicemente *frana*. Secondo Zaruba e Mencl (1969) e Varnes (1978) tale movimento viene definito *recente* se si è verificato nel corso degli ultimi decenni su un versante che non era ancora stato sede di movimenti di massa, *antico* se è un fenomeno di cui non si ha più memoria, *fossile*, qualora il fenomeno si è verificato in un'età geologica precedente all'attuale.

I principali fattori che influenzano la franosità sono:

- Fattori geologici, ovvero dovuti a caratteri strutturali (faglie e fratturazioni), eventi sismici e vulcanici;
- Fattori morfologici, ovvero pendenza dei versanti;
- Fattori idrogeologici, ovvero circolazione idrica superficiale e sotterranea, entità e distribuzioni delle pressioni neutre;
- Fattori climatici e vegetazionali, ovvero siccità e/o prolungata piovosità, disboscamenti e incendi;
- Fattori antropici

Risulta necessario a questo punto capire quali siano e come sono denominate le parti di un ammasso roccioso o di terra che sono coinvolte in un movimento franoso. In figura 1.25a si possono vedere: la *nicchia* di distacco, che è la zona superiore della frana, l'*alveo* di frana, che è la porzione intermedia, ed in fine l'accumulo o *cumulo* di frana.

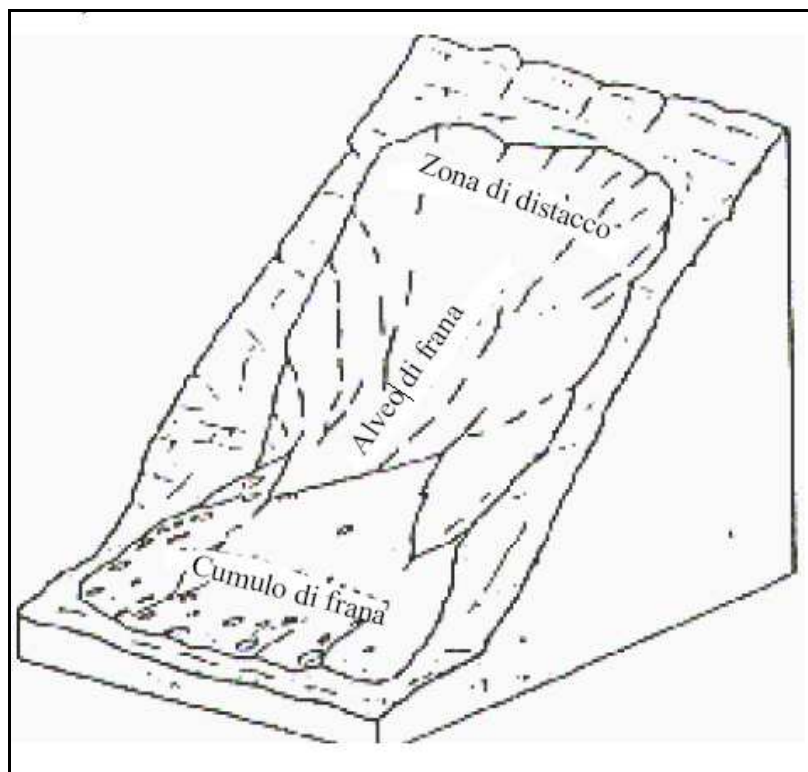


Figura 1.25a

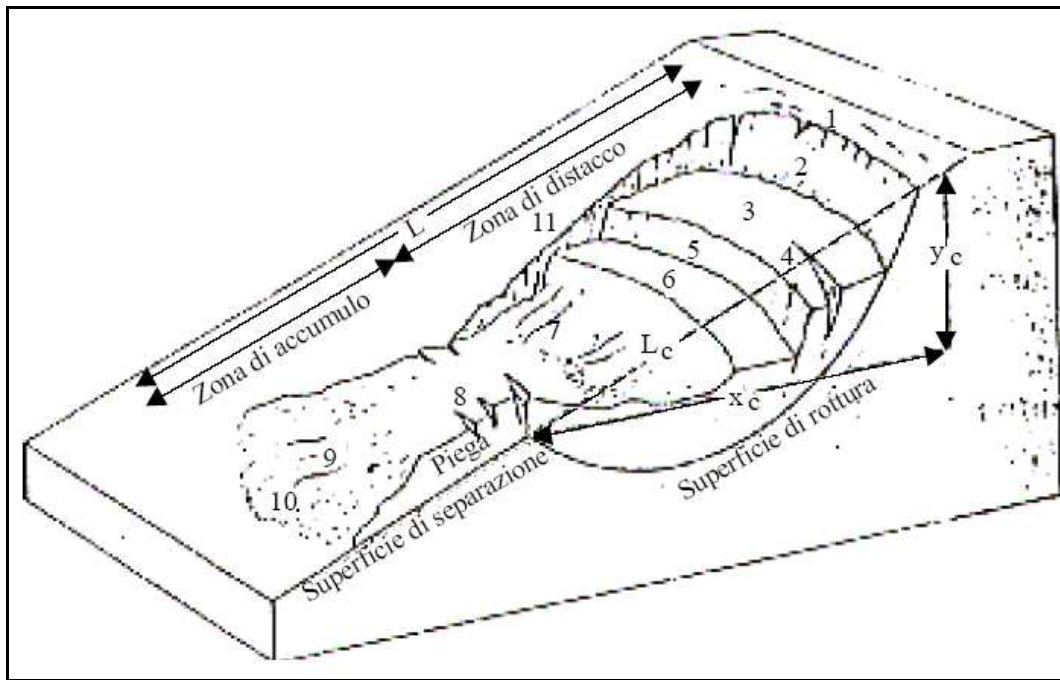


Figura 1.25b

In figura 1.25b sono indicate:

1. il coronamento
2. la scarpata principale
3. la testata o terrazzo di frana
4. le fessure trasversali
5. la scarpata secondaria
6. il terrazzo di frana secondario
7. zona delle fessure longitudinali
8. la zona delle fessure trasversali
9. zona dei rigonfiamenti trasversali
10. l'unghia del cumulo di frana
11. il fianco destro

I movimenti franosi possono essere caratterizzati da diverse forme della superficie di scorrimento e da diversi meccanismi di rottura. Esistono diversi sistemi di classificazione delle frane tra i quali il più completo e utilizzato, è il sistema di Varnes (1978). Questa classificazione suddivide i fenomeni franosi sulla base del tipo di movimento al quale i pendii possono essere soggetti, ed in particolare si distinguono sei classi di movimento: crolli, ribaltamenti, scivolamenti suddivisi in rotazionali e trasversali, espansioni laterali, colate e fenomeni complessi. In tabella 1.6 si riporta questa classificazione in forma abbreviata.

Tipo di movimento franoso		Tipo del materiale (prima del movimento)		
		Ammasso roccioso	Terreno sciolto	
			Detrito	Terra
Crolli		Crollo di roccia	Crollo di detrito	Crollo di terra
Ribaltamenti		Ribaltamento di roccia	Ribaltamento di detrito	Ribaltamento di terra
Scivolamenti	Rotazionali	Scivolamento rotazionale di roccia	Scivolamento rotazionale di detrito	Scivolamento rotazionale di terra
	Traslativi	Scivolamento trasversale di roccia	Scivolamento trasversale di detrito	Scivolamento trasversale di terra
Espansioni Laterali		Espansione laterale di roccia	Espansione laterale di detrito	Espansione laterale di terra
Colamenti		Colamento di roccia	Colamento di detrito	Colamento di terra
Frane complesse				

Tabella 1.6

Ognuna di queste classi, ad eccezione delle frane complesse, è suddivisa secondo il tipo di materiale interessato dal fenomeno franoso. Si ottengono così 18 tipi di movimenti.

Crolli: caratterizzati dallo spostamento dei materiali in caduta libera e dal successivo movimento per salti e/o rimbalzi dei frammenti di roccia o di terreno sciolto. Generalmente si verificano in versanti interessati da preesistenti discontinuità strutturali (faglie e piani di stratificazione) e sono di norma improvvisi con velocità di caduta dei materiali elevate. La frana di crollo avviene in pareti subverticali di roccia, dalle quali si staccano blocchi di materiale che precipitano al piede della scarpata. Cause determinanti sono le escursioni termiche (gelo e disgelo), l'erosione alla base, le azioni sismiche e le azioni antropiche (Figura 1.26).

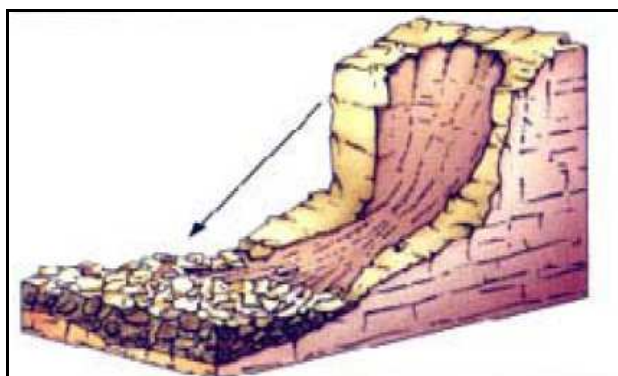


Figura 1.26

Ribaltamenti: Movimenti simili ai crolli, determinati dalle stesse cause e dovuti a forze che causano un momento ribaltante attorno ad un punto di rotazione situato al di sotto del centro di gravità della massa. Il fenomeno può evolversi in un crollo o in uno scorrimento. I materiali interessati sono generalmente rocce lapidee che hanno subito intensi processi di alterazione e/o che presentano delle superfici di discontinuità (Figura 1.27).

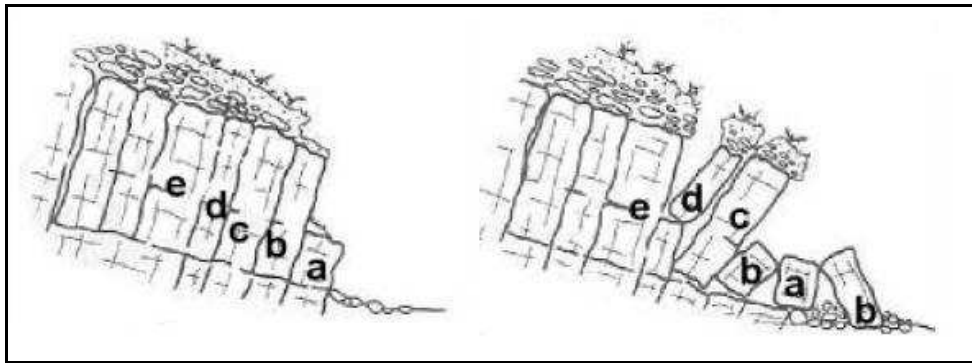


Figura 1.27

Scivolamenti: il movimento avviene con spostamenti per taglio lungo una o più superfici. In base alla forma della superficie di scorrimento si distinguono in:

- *scivolamenti rotazionali*, in cui il movimento è dovuto a forze che danno luogo ad un momento di rotazione attorno ad un punto posto al di sopra del centro di gravità della massa e la superficie di rottura è generalmente concava. Questi scivolamenti sono in genere caratteristici dei pendii formati da depositi argillosi abbastanza omogenei, ma possono anche interessare i pendii in roccia (Figura 1.25a).
- *Scivolamenti traslativi*; si hanno in genere lungo una superficie piana corrispondente al passaggio tra strati di diversa composizione litologica, o a discontinuità strutturali. Le principali cause degli scorrimenti sono l'infiltrazione dell'acqua, le azioni antropiche e i terremoti (Figura 1.28b).

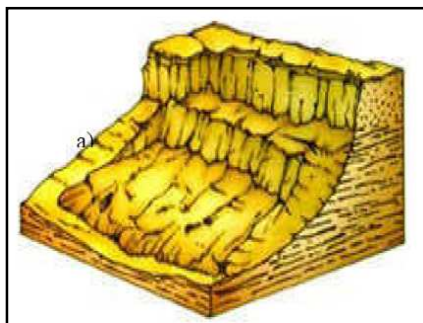


Figura 1.28a

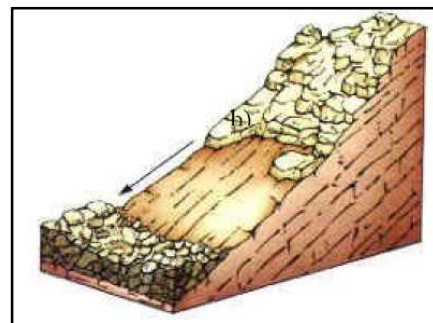


Figura 1.28b

Espansioni laterali: tali movimenti, a componente orizzontale prevalente, si verificano in una massa fratturata di terra o di roccia e si tratta di movimenti di traslazione di porzioni rigide su strati più deformabili, cioè quando una massa rocciosa lapidea e fratturata giace su un terreno dal comportamento molto plastico (Figura 1.29).

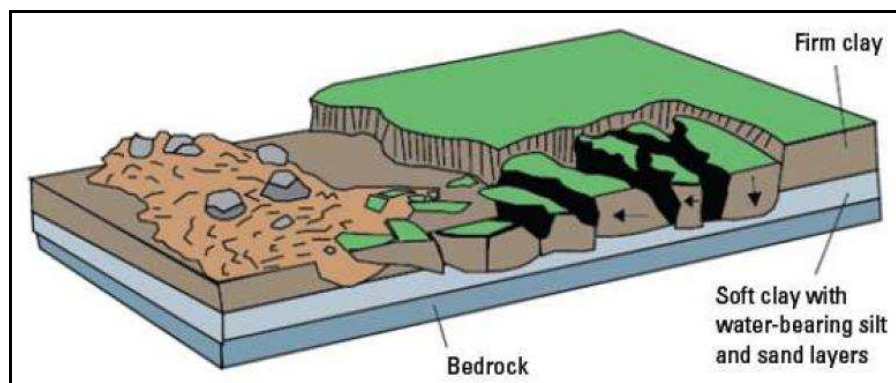


Figura 1.29

Colamenti: Sono movimenti franosi, anche molto estesi, che si verificano nei terreni sciolti. La superficie di scorrimento non è ben definibile e la velocità è variabile da punto a punto della massa in frana, talvolta è molto elevata con conseguenze catastrofiche. Il materiale in frana ha il comportamento di un fluido viscoso e segue l'andamento di preesistenti solchi di erosione che ne costituiscono l'alveolo (Figura 1.30).

Fenomeni complessi: il movimento risulta dalla combinazione di due o più dei cinque tipi prima descritti. Le parti della massa possono muoversi con un determinato tipo di movimento dall'inizio alla fine del cinematismo oppure cambiare tipologia lungo il percorso (Figura 1.31).

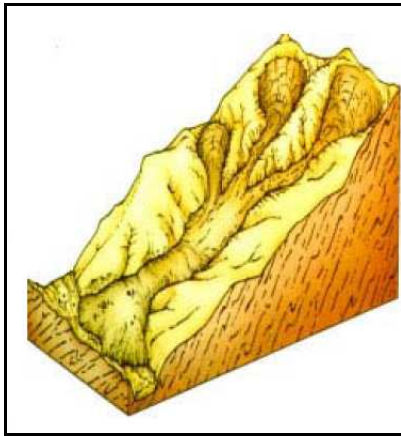


Figura 1.30

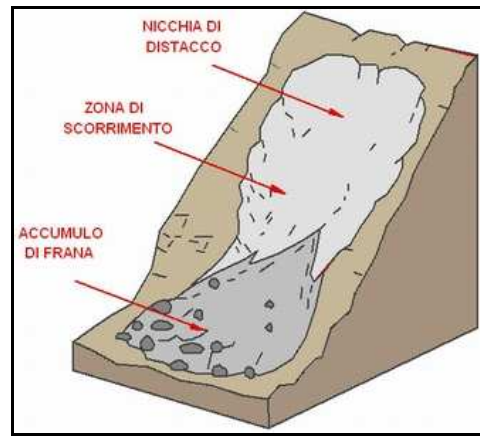


Figura 1.31

Il movimento franoso, come si è già detto, si manifesta quando lungo una superficie all'interno del pendio, le tensioni tangenziali mobilitate per l'equilibrio eguagliano, la capacità di resistenza al taglio, del terreno. Ciò può avvenire per un aumento degli sforzi di taglio e/o per una riduzione della resistenza al taglio del materiale.

• **L'aumento degli sforzi di taglio**

I principali fenomeni che contribuiscono all'aumento degli sforzi di taglio riguardano una variazione delle condizioni al contorno e cioè l'indebolimento della zona del piede o della parte superficiale del pendio e la presenza di sovraccarichi. Per quanto riguarda l'*indebolimento del piede* o della parte superficiale del pendio, i fenomeni possono essere:

- fenomeni erosivi provocati da corsi d'acqua, da onde e correnti marine, dall'azione del vento, da cicli termici, da ristagni d'acqua;
- a una scala ben più estesa, fenomeni di decompressione derivante dal ritiro dei ghiacci o dall'erosione valliva, che provoca scarichi tensionali importanti;
- fenomeni di subsidenza e di instabilità di tipo colonnare o di crolli;
- fenomeni legati ad azioni antropiche come scavi minerari, tagli stradali, costruzioni di canali e sbancamenti, con esportazione di volumi di materiale.

Relativamente ai *sovraccarichi* che possono causare fenomeni di instabilità si citano:

- sovraccarichi naturali, che sono quelli dovuti al peso dell'acqua piovana o della neve, agli effetti provocati dalla percolazione dell'acqua nei giunti e nei piani di discontinuità;
- sovraccarichi provocati da agenti antropici possono essere; i rilevati, riempimenti, discariche, peso di edifici o di altre strutture;
- terremoti.

■ **La diminuzione della resistenza a taglio**

Le cause che generano una riduzione nel materiale delle caratteristiche di resistenza a taglio possono dipendere: dalla struttura del materiale, da reazioni chimico-fisiche, da variazioni delle forze intergranulari e da variazioni della struttura dei materiali.

Analizzando la *struttura*, alcuni materiali possono diventar meno resistenti cambiando il loro contenuto d'acqua, come nei casi di materiali organici, di argille, scisti e tufi vulcanici. Inoltre, una caratteristica importante nella struttura di un materiale è la sua tessitura. Infatti una forma arrotondata dei grani nelle sabbie diminuisce la loro resistenza, mentre l'angolosità dei granuli ne aumenta l'angolo di attrito interno.

Per quanto riguarda le *reazioni fisico-chimiche* si possono citare:

- il rammollimento in argille fessurate;
- la disgregazione di rocce granulari quali graniti ed arenarie sotto azioni del gelo o l'effetto di cicli termici;
- l'idratazione in materiali argillosi, dove l'assorbimento di grandi quantità d'acqua da parte della frazione argillosa fa diminuire la resistenza al taglio iniziale;
- il fenomeno di dissoluzione del cemento in conglomerati ed arenarie.

La *variazione delle forze intergranulari* dipende da:

- il contenuto d'acqua e la pressione nei pori e fratture;
- il taglio della vegetazione e i disboscamenti.

Ed in fine, la *variazione della struttura dei materiali* può essere causata da:

- fessuramento;
- fratturazione ed indebolimento di pendii in roccia dovuti al rilasci di costrizioni laterali o verticali nelle pareti montane o negli scavi.