



EUROCODES SPREADSHEETS STRUCTURAL DESIGN ©2014
di Carlo Sigmund. Tutti i diritti riservati.

Prima edizione: Febbraio 2016
Formato cartaceo: 18.91 x 25.59

Il presente lavoro affronta in maniera sintetica le principali problematiche delle strutture di ancoraggio al terreno per linee di adduzione idraulica (essenzialmente acquedotti e oleodotti). Nelle procedure di calcolo si è tenuto conto delle attuali norme europee (Eurocodici Strutturali CEN/TC 250) nonché delle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni.

I blocchi di ancoraggio sono essenzialmente delle strutture di fondazione superficiali atte ad assorbire e a scaricare sul suolo le azioni che i liquidi convogliati delle condotte in pressione esercitano in corrispondenza di punti singolari del tracciato della linea di adduzione. Tale argomento richiede quindi un attento esame delle condizioni idrauliche della linea e successivamente uno studio geologico-geotecnico dei terreni interessati.

Il lavoro è stato quindi suddiviso essenzialmente in due parti distinte: una, relativa ai principi di Meccanica dei fluidi e Idraulica dei fluidi newtoniani convogliati all'interno di condotte in pressione, e l'altra relativamente ai principi di Meccanica delle terre dei terreni granulari e coesivi saturi.

Nelle calcolazioni, qui presentate quali semplici esempi di applicazioni pratiche, si è fatto maggior riferimento alle seguenti norme europee: EN 1997-1 (2004): Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules; EN 1997-2 (2007): Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing.

<http://eurocodespreadsheets.jimdo.com/>

ID: 18353903
www.lulu.com



Copia parziale di valutazione - DEMO

Blocchi di ancoraggio di condotte sui terreni - Quaderno Tecnico n. 2

Carlo Sigmund



Tecnica delle Costruzioni

Dimensionamento strutture
secondo Norme Tecniche ed Eurocodici



Carlo Sigmund

Quaderno Tecnico - #2

Blocchi di ancoraggio

di condotte sui terreni

Ingegneria

Civile & Ambientale
Strutture

Prima edizione

• Stampato •

Link per acquisto @lulu.com

EUROCODES SPREADSHEETS STRUCTURAL DESIGN
© 2014 di Carlo Sigmund. Tutti i diritti riservati.
Via Primo Maggio 28/3 - 33017 Tarcento (UD)
info.soft.sigmund@tiscali.it
<http://eurocodespreadsheets.jimdo.com/eurocodes-spreadsheets/>

Editore e autore: Carlo Sigmund

Foto in copertina: Condotta forzata dell'Impianto di Nove 25 a Vittorio Veneto.
<https://www.thinglink.com/scene/617078820750491649>

Prima edizione, Gennaio 2016
Formato cartaceo

Sigmund, Carlo
Dimensionamento strutture secondo Eurocodici e normativa italiana

Titolo del libro: *Tecnica delle Costruzioni - Quaderno Tecnico N.2 - Blocchi di ancoraggio nei terreni per condotte Strutture; Progettazione; Eurocodici Strutturali CEN TC/250.*

Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta, memorizzata in un sistema che ne permetta l'elaborazione, né trasmessa in qualsivoglia forma e con qualsivoglia mezzo elettronico o meccanico, né può essere fotocopiata, riprodotta o registrata altrimenti, senza previo consenso scritto dell'editore, tranne nel caso di brevi citazioni contenute in articoli di critica o recensioni.

La presente pubblicazione contiene le opinioni dell'autore e ha lo scopo di fornire informazioni precise e accurate. L'elaborazione dei testi, anche se curata con scrupolosa attenzione, non può comportare specifiche responsabilità in capo all'autore e/o all'editore per eventuali, errori, refusi e/o inesattezze.

L'autore detiene i diritti per tutti i testi, le tabelle e le illustrazioni contenute in questo documento.

Copia parziale di valutazione - DEMO

Quaderno Tecnico n. 2
Blocchi di ancoraggio di condotte sui terreni

Sommario

1. Azioni dei fluidi sulle pareti delle tubazioni: cenni di Meccanica dei fluidi e Idraulica	7		
1-1 Equazioni meccaniche dei fluidi	7		
La viscosità	8		
Il tensore degli sforzi	8		
Equazione indefinita del moto: equazione di Navier-Stokes	12		
Equazione globale dell'equilibrio per fluido incomprimibile	14		
1-2 Energia meccanica per i fluidi viscosi e ideali	15		
Equazione di bilancio della potenza meccanica e cinetica	16		
Equazione di bilancio del carico totale <i>H</i>	18		
Andamento del carico piezometrico perpendicolarmente alle traiettorie	21		
Velocità nelle condotte e concetto di potenza trasportata	23		
Potenza di una corrente attraverso una sezione di una condotta	26		
Equazione di bilancio dell'energia meccanica attraverso una condotta	27		
1-3 Distribuzione delle energie nelle condotte per liquidi	35		
Distribuzioni della velocità e delle pressioni in condotte cilindriche per liquido in moto stazionario	35		
1-4 Azioni dei fluidi in moto nelle tubazioni in cui sono convogliati	47		
Azioni sulle condotte per effetto delle dissipazioni da attrito	53		
Azioni sulle condotte per effetto di cambi di direzione del flusso	58		
1-5 Azioni del fluido in quiete nelle condotte	68		
		Tratti curvi di condotta su piano orizzontale	69
		Tratti curvi di condotta su piano verticale	72
		Spinte in corrispondenza di punti singolari o in tratti rettilinei interrati a forte pendenza	78
		Blocchi di ancoraggio per posa in cunicolo o galleria	86
		2. Elementi di Geotecnica applicata alla verifica dei blocchi di ancoraggio sui terreni	93
		2-1 Normativa europea sulla geotecnica: EN 1997	94
		Verifiche agli stati limite ultimi (SLU): Design Approaches (DA)	95
		Alcune particolari precisazioni nell'uso delle EN 1997-1 e EN 1997-2	101
		2-2 Proprietà geotecniche dei terreni: cenni	107
		Caratteri principali dei terreni	107
		Prima stima delle condizioni dei terreni	113
		Determinazione delle proprietà dei terreni	114
		2-3 Teoria della Meccanica dei terreni: cenni e principi	121
		Ipotesi di base sulla schematizzazione dei terreni	121
		Classificazione dei terreni e delle rocce	122
		Tensioni totali e tensioni efficaci	124
		Stati di equilibrio limite attivo e passivo	131
		2-4 Le fondazioni superficiali: tipi di rottura e formule pratiche	140
		Possibili meccanismi di rottura del sistema blocco di ancoraggio-terreno	141

<i>Portanza fondazione superficiale in condizioni drenate</i>	142
<i>Portanza fondazione superficiale in condizioni non drenate</i>	144
<i>Formule di portanza semplificate per i blocchi di ancoraggio</i>	145
<i>Coefficienti di capacità portante</i>	146
<i>Stima probabilistica del valore caratteristico di una grandezza misurata</i>	152

3. Indagini geotecniche: cenni **157**

3-1 <i>Finalità e fasi dell'indagine geotecnica: cenni generali</i>	158
<i>Accertamento della fattibilità</i>	158
<i>Progetto di massima ed esecutivo</i>	158
<i>Indagini in fase di costruzione</i>	159
<i>Indagini nella fase di collaudo</i>	159
<i>Ampiezza dell'indagine</i>	159
<i>Mezzi e programmazione dell'indagine</i>	162
3-2 <i>Scavi e perforazioni di sondaggio: cenni</i>	163
<i>Indagini: tipi e caratteristiche</i>	163
<i>Scavi</i>	163
<i>Perforazioni di sondaggio</i>	164
<i>Tecnologie di esecuzione</i>	165

1

Azioni dei fluidi sulle pareti delle tubazioni: cenni di Meccanica dei fluidi e Idraulica

1-1	EQUAZIONI MECCANICHE DEI FLUIDI	7
	<i>La viscosità</i>	8
	<i>Il tensore degli sforzi</i>	8
	<i>Equazione indefinita del moto: equazione di Navier-Stokes</i>	12
	<i>Equazione globale dell'equilibrio per fluido incomprimibile</i>	14
1-2	ENERGIA MECCANICA PER I FLUIDI VISCOSI E IDEALI	15
	<i>Equazione di bilancio della potenza meccanica e cinetica</i>	16
	<i>Equazione di bilancio del carico totale H</i>	18
	<i>Andamento del carico piezometrico perpendicolarmente alle traiettorie</i>	21
	<i>Velocità nelle condotte e concetto di potenza trasportata</i>	23
	<i>Potenza di una corrente attraverso una sezione di una condotta</i>	26
	<i>Equazione di bilancio dell'energia meccanica attraverso una condotta</i>	27
1-3	DISTRIBUZIONE DELLE ENERGIE NELLE CONDOTTE PER LIQUIDI	35
	<i>Distribuzioni della velocità e delle pressioni in condotte cilindriche per liquido in moto stazionario</i>	35
1-4	AZIONI DEI FLUIDI IN MOTO NELLE TUBAZIONI IN CUI SONO CONVOGLIATI	47
	<i>Azioni sulle condotte per effetto delle dissipazioni da attrito</i>	53
	<i>Azioni sulle condotte per effetto di cambi di direzione del flusso</i>	58
1-5	AZIONI DEL FLUIDO IN QUIETE NELLE CONDOTTE	68
	<i>Tratti curvi di condotta su piano orizzontale</i>	69
	<i>Tratti curvi di condotta su piano verticale</i>	72
	<i>Spinte in corrispondenza di punti singolari o in tratti rettilinei interrati a forte pendenza</i>	78
	<i>Blocchi di ancoraggio per posa in cunicolo o galleria</i>	86

I blocchi di ancoraggio assolvono lo scopo di contrastare tutte le sollecitazioni che il fluido trasmette sulle pareti interne delle condotte entro cui è convogliato, assorbendole in modo da scaricarle poi sui terreni di fondazione. Generalmente, queste azioni di tipo idraulico dipendono sia dalla pressione all'interno della condotta e sia da eventuali cambi di direzione dell'asse della condotta in corrispondenza del blocco di ancoraggio stesso. In questo capitolo si riportano succintamente alcuni concetti e formulazioni fondamentali di Idraulica e Meccanica dei Fluidi, necessari per poter quantificare la risultante delle spinte idrauliche del fluido sulle condotte che li racchiudono.

1-1 EQUAZIONI MECCANICHE DEI FLUIDI

Lo stato di sforzo in seno a un fluido può pensarsi, sostanzialmente, come il risultato della sovrapposizione di due distinti contributi: uno dovuto alla componente *idrostatica* – costituita, quindi, dalla sola pressione (sforzi puramente normali p agenti in ogni punto del

fluido che conserva costante il suo volume) – l’altro (“viscoso”) dovuto all’azione degli sforzi per viscosità del fluido.

La viscosità

La viscosità interviene con due contributi: uno⁽ⁱ⁾ si estrinseca (tramite sforzi di attrito T_{kj}) solo quando non sono nulle le velocità relative di deformazione (angolo γ_{kj}) tra i singoli elementi fluidi con cui può pensarsi composta l’intera massa fluida:

$$T_{kj} = \mu \frac{d\gamma_{kj}}{dt} \quad (1-1)$$

e l’altro⁽ⁱⁱ⁾ quando il fluido risulta comprimibile (aeriforme o gas) e quindi soggetto ad ulteriori componenti di pressione Δp legate direttamente (tramite la relativa viscosità μ') alle velocità di contrazione o a dilatazione dell’unità di volume V :

$$\Delta p = -\mu' \frac{1}{V} \frac{DV}{Dt}, \quad (1-2)$$

avendo indicato con il simbolo “ t ” la variabile tempo con cui derivare le relative velocità di deformazione nell’unità di tempo. Il contributo “idrostatico” descrive il fluido cosiddetto “perfetto” (o “ideale”) in quanto, come tale, non presentando sforzi di taglio per attriti interni, non può dissipare energia meccanica: è caratterizzato solo da componenti di sforzi normali (pressioni) in ogni punto della “pellicola” con cui può pensarsi racchiuso qualsiasi suo volume di fluido. Il contributo “viscoso” invece descrive il fluido “reale”, caratterizzato appunto da dissipazione di energia meccanica durante le deformazioni nel moto. Conseguenza che un fluido “reale” in quiete può essere trattato matematicamente con le medesime equazioni del corrispondente fluido “ideale”. In modo approssimato, per alcune applicazioni pratiche della tecnica, un fluido “reale” può essere trattato con le stesse equazioni del fluido “ideale” qualora l’entità delle dissipazioni energetiche possano essere considerate ragionevolmente trascurabili rispetto alle altre grandezze in gioco.



Il tensore degli sforzi

Ciò posto, si può pensare di scomporre il generico stato tensionale in un fluido nella sovrapposizione di due componenti:

- una dipendente dalla sola pressione p (detta quindi *idrostatica*, come se il fluido fosse in quiete) e quindi in assenza degli effetti “viscosi”;
- una legata alle deformazioni in atto (legata alle viscosità μ e μ' del fluido tramite le velocità relative di deformazione tra i vari elementi fluidi).

Per un fluido in quiete, lo stato di tensione interno sarà governato solo dalla prima componente: la pressione p . In particolare, sia per un fluido in quiete che in movimento, la componente della pressione è sempre presente. Isolato un generico elementino infinitesimo di fluido, di forma parallelepipedica di volume elementare $dV = dx_j dx_k dx_3$, su una qualsiasi delle facce agiranno tre tensioni: una componente di tensione normale (pressione) p e due

(i) La viscosità μ in un fluido è una grandezza fisica [$\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$] che misura la resistenza di un fluido allo scorrimento relativo per attrito τ tra i suoi strati interni. La grandezza reciproca della viscosità è la fluidità: più un fluido è viscoso e meno è fluido. In altri termini, un fluido più viscoso dell’acqua tende a scivolare su un piano inclinato più lentamente dell’acqua.

(ii) La viscosità μ' (delle stesse unità di misura della μ) è definita come l’incremento di sforzo di pressione Δp legato alla velocità di deformazione per sola dilatazione (o contrazione) dell’unità di volume della massa fluida.

componenti di tensioni tangenziali, tra loro perpendicolari e parallele alle direzioni delle dimensioni della generica faccetta dell'elementino fluido su cui agiscono.

In condizioni di equilibrio, il generico elementino fluido dV deve rispettare gli equilibri alla traslazione e alla rotazione. In particolare, l'equilibrio alla rotazione impone che tutti gli sforzi di taglio tra loro paralleli (quindi agenti su facce tra loro opposte del parallelepipedo dV) siano uguali: $T_{kj} = T_{jk}$ (reciprocità del taglio).

Facendo tendere a zero il volume infinitesimo dV nel generico punto P , rimangono definite in quel punto 9 valori di tensione T_{ij} (di cui 6 tra loro linearmente indipendenti⁽ⁱⁱⁱ⁾ necessari e sufficienti) per definire completamente lo stato del fluido in quel punto. Per quanto osservato in merito alle due componenti "idrostatica" e "viscosa" del fluido, lo stato di tensione in un punto P può essere descritto mediante un "tensore" \mathbf{T} a due componenti:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} T_{xx} & T_{xy} & T_{xz} \\ T_{yx} & T_{yy} & T_{yz} \\ T_{zx} & T_{zy} & T_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} T_{xx} - p & T_{xy} & T_{xz} \\ T_{yx} & T_{yy} - p & T_{yz} \\ T_{zx} & T_{zy} & T_{zz} - p \end{bmatrix} \quad (1-3)$$

somma, appunto, di un tensore "idrostatico" e di un tensore "viscoso". In condizioni di quiete il secondo tensore a secondo membro diventa identicamente nullo, rimanendo solo il tensore "idrostatico" (governato dal solo valore di pressione p nel punto P).

In particolare, il tensore "viscoso" presenta la caratteristica che le componenti T_{kj} dipendono solo dalla variazione delle velocità di deformazione tramite la viscosità μ :

$$T_{kj} = \mu \frac{d\gamma_{kj}}{dt} = -\mu \left(\frac{\partial v_j}{\partial x_k} + \frac{\partial v_k}{\partial x_j} \right) = -2\mu D_{kj} \quad (1-4)$$

avendo indicato con D_{kj} la relativa componente del tensore delle deformazioni \mathbf{D} . Mentre le componenti $(T_{kk} - p)$ sulla diagonale dipendono sia dalla viscosità μ' per variazioni di volume (contrazioni o dilatazioni)^(iv) legate a vicende di tipo termodinamico (per variazione dell'energia interna) e sia dalla viscosità μ per azioni di attrito con le atri parti di fluido a contatto:

$$T_{kk} - p = \Delta p + T_{kj} = -\mu' \frac{1}{V} \frac{DV}{Dt} + \mu \frac{d\gamma_{kj}}{dt}. \quad (1-5)$$

⇒ **IMPORTANTE**

La prima uguaglianza di quest'ultima equazione può essere anche dedotta dall'applicazione del *teorema dei lavori virtuali* applicato ad un cinematismo congruente di deformazione *isocora* (si veda Figura 1-1 a pagina 10).

A tal proposito, se si considera la sola componente normale $(T_{kk} - p) - \Delta p$ del tensore "viscoso" – associato quindi a sole deformazioni *isocore* (a volume costante) – il resto del lavoro virtuale di deformazione sarà imputabile alle sole componenti di taglio T_{kj} per viscosità μ . In generale, il *teorema dei lavori virtuali* per sistemi deformabili presenta la nota formulazione:

$$L_{est} + L_{RV} = L_{\sigma\tau} \quad (1-6)$$

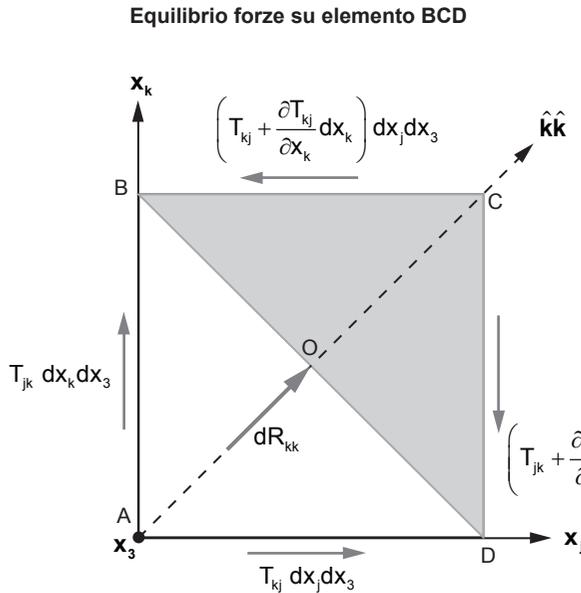
dove:

(iii) In virtù proprio della reciprocità del taglio: $T_{kj} = T_{jk}$.

(iv) Variazioni di volume anisocore: a volume del fluido non costante ma con forma del volume costante (riguardando quindi i fluidi aeriformi comprimibili: elementi fluidi inizialmente sferici si contraggono o si dilatano conservando la forma sferica). Analogamente, si definiscono deformazioni "isocore" quelle che avvengono a volume costante: si ha deformazione con solo variazione di forma.

Figura 1-1

Generica deformazione infinitesima isocora (a volume costante), relativa ai soli contributi degli sforzi di taglio $T_{k_j} = T_{j_k}$ per viscosità μ e alla componente normale $(T_{kk} - p) - \Delta p$ isocora del tensore "viscoso".



Teorema lavori virtuali su BCD:

$$dL_{\tau}^{(BCD)} + dL_{kk}^{(BCD)} \equiv dL_{\sigma\tau} = L_{est} + L_{RV} = 0$$

$$dL_{\tau}^{(BCD)} = T_{k_j} d\gamma_{k_j} \frac{dV}{2} > 0$$

$$dL_{kk}^{(BCD)} = dR d\epsilon_{kk} < 0$$

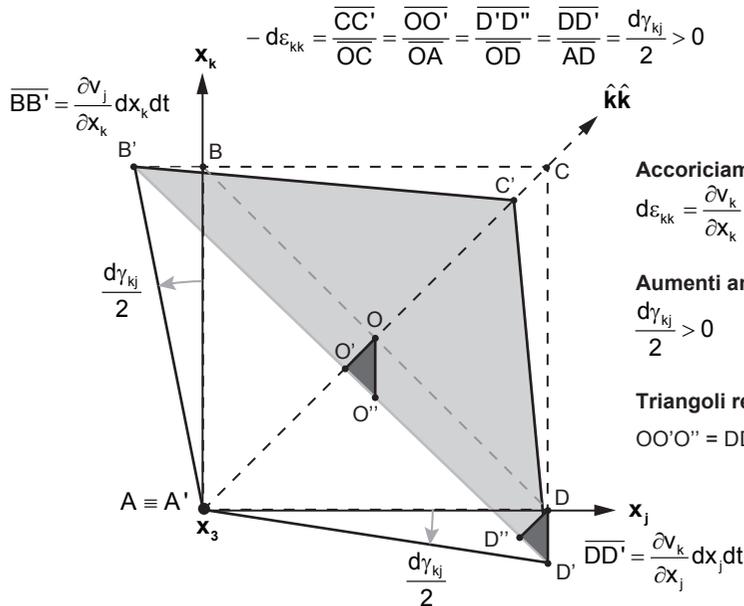
$$(T_{kk} - p) = \Delta p + T_{k_j}$$

$$\overline{AB} = \overline{CD} = dx_k$$

$$\overline{AD} = \overline{BC} = dx_j$$

$$dR_{kk} \equiv [(T_{kk} - p) - \Delta p] \overline{BD} dx_3$$

Cinematismo di deformazione congruente dell'elementino BCD in B'C'D' nell'intervallo di tempo elementare dt



- L_{est} è il lavoro virtuale delle forze esterne applicate al sistema;
- L_{RV} è il lavoro virtuale delle eventuali reazioni vincolari (per cedimento dei vincoli imposti);
- $L_{\sigma\tau}$ è il lavoro virtuale fatto da tutti gli sforzi interni agenti sul sistema che, nel caso di un fluido, saranno di pressione (normali) e di attrito (tangenziali).

Volendo applicare il *teorema dei lavori virtuali* al volume infinitesimo di fluido BCD, rimanendo nell'approssimazione di infinitesimi del primo ordine, si potranno trascurare tutti i lavori virtuali esterni (sotto L_{est}) imputabili alle forze di massa e di inerzia. Inoltre, considerando in generale una porzione generica di elemento fluido, si converrà di considerare una porzione priva di vincoli imposti dall'esterno (per cui sarà nullo anche L_{RV}). Il teorema dei lavori virtuali assumerà la forma particolare di lavoro virtuale interno delle tensioni uguale a zero:

$$dL_{\sigma\tau} = 0 \Rightarrow dL_{\tau}^{(BCD)} + dL_{kk}^{(BCD)} = 0 \quad (1-7)$$

avendo considerato il lavoro virtuale fatto (sull'elemento BCD di volume $dV/2$) dalle tensioni di taglio $T_{jk} = T_{kj}$ e dalla componente normale interna $(T_{kk} - p) - \Delta p$, rispettivamente. Esplicitando, si ha infatti (si veda Figura 1-1):

$$T_{kj} d\gamma_{kj} \frac{dV}{2} + [(T_{kk} - p) - \Delta p] \overline{BD} dx_3 \overline{OA} d\varepsilon_{kk} = 0 \quad (1-8)$$

Tenendo conto che $dV = \overline{OA} dx_3 \overline{BD}$ e che $-d\varepsilon_{kk} = d\gamma_{kj}/2$, la precedente relazione fornisce l'importante legame tra le componenti del tensore "viscoso":

$$\boxed{T_{kj} + \Delta p = (T_{kk} - p)} \quad (1-9)$$

che dimostra quanto già detto a proposito della (1-5) a pagina 9.

In virtù dell'equazione di continuità, quando la massa del fluido è costante, la velocità di variazione dell'unità di volume fluido è misurata proprio dal valore della divergenza $div \mathbf{v}$ del campo della velocità \mathbf{v} . Considerando la massa del fluido sempre costante, la precedente equazione (ovvero la precedente (1-5)) si può quindi esprimere localmente in funzione della divergenza della velocità vettoriale \mathbf{v} del fluido:

$$T_{kk} - p = -\mu' div \mathbf{v} + \mu \frac{d\gamma_{kj}}{dt}. \quad (1-10)$$



Quest'ultima equazione può essere sintetizzata dicendo che la pressione totale $T_{kk} - p$ relativa alle sole deformazioni può essere pensata come la somma di due contributi separati: uno che dipende dalle sole condizioni termodinamiche della massa fluida e che incide solo sulla variazione di energia interna (deformazioni conseguenti a variazioni di volume: componente *anisocora* della deformazione) e l'altro che dipende più direttamente dalle caratteristiche meccaniche della deformazione ed incide sia sulla variazione dell'energia meccanica sia sulla variazione dell'energia interna (distorsioni *isocore* con attriti per viscosità μ).

Da considerazioni geometriche sui cinematismi congruenti di deformazione *isocora* del fluido (si veda Figura 1-1), isolando le sole componenti di taglio $T_{kj} = T_{jk}$ – che sono appunto legate alle sole distorsioni isocore della (1-10) a pagina 11 – si ha che l'aumento della variazione angolare $d\gamma_{kj} > 0$, a causa degli sforzi di taglio T_{kj} , è numericamente pari (in modulo) al doppio dell'accorciamento unitario $d\varepsilon_{kk} < 0$ lungo la direzione del tensore normale T_{kk} nell'intervallo di tempo dt della deformazione:

$$d\gamma_{kj} = -2 d\varepsilon_{kk} \Rightarrow \frac{d\gamma_{kj}}{dt} = -2 \frac{d\varepsilon_{kk}}{dt} = -2 \frac{\partial v_k}{\partial x_k}. \quad (1-11)$$

Nell'ultimo passaggio si è espressa la relazione in termini di velocità delle deformazioni, mediante il differenziale dell'incognita "t" (tempo) a denominatore. Pertanto, l'espressione della componente degli sforzi viscosi normali del tensore (1-10) diventa:

risulta entrante ($\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}$ positivo) e la rimanente porzione di area A_{out} attraverso cui il fluido è uscente ($\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}$ negativo), essendo evidentemente $A = A_{in} + A_{out}$. In tal caso, la (1-27) assume la forma:

$$\int_V \rho \frac{D}{Dt} \mathbf{v} dV = \int_V \frac{\partial (\rho \mathbf{v})}{\partial t} dV - \int_{A_{in}} \rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) dA_{in} - \int_{A_{out}} \rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) dA_{out}. \quad (1-28)$$

Introducendo i seguenti vettori risultanti:

$$\mathbf{I} = - \int_V \frac{\partial (\rho \mathbf{v})}{\partial t} dV \quad (\text{risultante delle inerzie locali, in condizioni di moto vario})$$

$$\mathbf{M}_{in} = \int_{A_{in}} \rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) dA_{in} \quad (\text{quantità di moto entrante in } A \text{ attraverso } A_{in})$$

$$\mathbf{M}_{out} = - \int_{A_{out}} \rho \mathbf{v} (\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) dA_{out} \quad (\text{quantità di moto uscente da } A \text{ attraverso } A_{out})$$

la (1-28) assume la forma:

$$\int_V \rho \frac{D}{Dt} \mathbf{v} dV = - \mathbf{I} + (\mathbf{M}_{out} - \mathbf{M}_{in}). \quad (1-29)$$



Pertanto, l'equazione (1-23) in funzione delle risultanti vettoriali si scriverà come:

$$\mathbf{G} + (\mathbf{\Pi} + \mathbf{T}_\tau) + \mathbf{I} + \mathbf{M}_{in} - \mathbf{M}_{out} = 0 \quad (1-30)$$

dove:

- \mathbf{G} è la risultante vettoriale della forza peso applicata al volume fluido V di densità ρ ;
- $\mathbf{\Pi}$ è la risultante vettoriale delle pressioni p agenti sulla superficie A che racchiude il volume V ;
- \mathbf{T}_τ è la risultante vettoriale di tutte le azioni di trascinamento che avvengono in tutti i punti all'interno del volume V e che hanno come effetto la diminuzione delle pressioni agenti sulla superficie A ;
- \mathbf{I} è la risultante delle azioni di inerzia cui è sollecitato il volume di massa fluida durante i transitori;
- \mathbf{M}_{in} è il vettore di quantità di moto entrante nella sezione A_{in} ;
- $-\mathbf{M}_{out}$ è il vettore (opposto a \mathbf{M}_{out}) che quindi presenta verso entrante all'interno del volume fluido V , attraverso la superficie A_{out} .

La formulazione (1-30) è l'equazione vettoriale di equilibrio delle azioni che sollecitano un volume liquido in movimento. Verrà ripresa in maggiore dettaglio più avanti.

1-2 ENERGIA MECCANICA PER I FLUIDI VISCOSI E IDEALI

L'equazione dell'energia si desume sfruttando la definizione di energia sotto forma di lavoro di una forza e variazione dell'energia cinetica. In particolare, moltiplicando scalarmente entrambi i membri della (1-17) a pagina 12 per il percorso infinitesimo vettoriale $d\mathbf{s} = \mathbf{v} dt$, si ottiene l'equazione della potenza cinetica applicata alla massa fluida.

nica si riduce alla semplice forma:

$$-\frac{1}{g}\rho_a = \frac{D}{Dt}H = \frac{D}{Dt}\left(h + \frac{v^2}{2g}\right) \quad (1-44)$$

avendo indicato con:

$$h = z + \frac{p}{\gamma}$$

il cosiddetto “carico piezometrico” del fluido in un suo punto avente quota ad altezza z rispetto a un riferimento orizzontale e caratterizzato da un valore di pressione p . È opportuno precisare che il carico H (come anche il carico h) sono misurati in termini di lunghezza (generalmente in metri) di *battente idrico*.

⇒ IMPORTANTE

È per questo motivo che il termine $v^2/2g$ viene detto *altezza cinetica*, in quanto appunto misurato anch'esso in termini di metri di *battente idrico*. Considerando il significato di derivata sostanziale di una grandezza scalare (in questo caso il valore del carico totale H), l'equazione di bilancio della potenza meccanica per unità di peso di fluido assume l'aspetto:

$$-\frac{1}{g}\rho_a = \frac{D}{Dt}H = \frac{\partial H}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \text{grad } H. \quad (1-45)$$



Equazione di bilancio del carico totale H

Moltiplicando ambo i membri di quest'ultima equazione per il tempo elementare dt , si può valutare la variazione della funzione di carico $H = H(s, t)$ lungo le linee delle traiettorie. Essendo infatti $ds = \mathbf{v}dt$ il vettore spostamento tangente ad una traiettoria di flusso, l'equazione di bilancio diventa:

$$-\frac{1}{g}\rho_a(\mathbf{x}, t)dt = \frac{\partial H}{\partial t}dt + ds \cdot \text{grad } H = \frac{\partial H}{\partial t}dt + \frac{\partial H}{\partial s}ds = dH(s, t). \quad (1-46)$$

⇒ IMPORTANTE

dove il termine dissipativo a primo membro ha le dimensioni di *Joule* su *Newton* (energia per unità di peso di fluido, come stabilito nella definizione del carico H).

Flusso stazionario per fluido incompressibile. Nell'ipotesi particolare che il flusso sia stazionario,^(vii) il valore del carico totale H in un arbitrario fissato punto del fluido rimane costante nel tempo. In tal caso, il carico H risulta solo funzione dell'ascissa “ s ” misurata lungo una traiettoria del flusso ($H = H(s)$) e l'equazione di bilancio della potenza cinetica (1-46) lungo il tratto di traiettoria scelta (ad esempio, da s_1 a s_2) si riduce al bilancio dell'energia totale H per unità di peso di fluido:

$$-J \Delta s \equiv -\frac{1}{g} \int_1^2 \rho_a(\mathbf{x}, t)dt = \int_1^2 dH(s) = H(s_2) - H(s_1). \quad (1-47)$$

Considerando infatti il valore locale e istantaneo dell'entropia specifica $e(\mathbf{x}, t)$, e supponendo che in questa sede non intervengano apporti di calore forniti volutamente dall'esterno che si sommino a quelli creati per attrito durante la degradazione di energia meccanica in energia interna, si può ritenere che la variazione sostanziale di entropia specifica sia da

(vii) Tutti i termini dipendenti dal tempo (come anche le derivate parziali di grandezze rispetto al tempo) sono identicamente nulli.

attribuire al solo apporto di calore per dissipazione attritiva a causa dei soli sforzi di taglio (il fluido è stato infatti supposto incomprimibile: $div v = 0$). Pertanto:

$$\frac{D}{Dt} e(\mathbf{x}, t) = \frac{\rho_a(\mathbf{x}, t)}{\Gamma} \Rightarrow T de(\mathbf{x}, t) = \rho_a(\mathbf{x}, t) dt \quad (1-48)$$

essendo T la temperatura assoluta del fluido. Pertanto, nella formulazione (1-47), l'entità delle perdite di energia tendono ad aumentare l'entropia specifica del fluido:

$$\int_1^2 \rho_a(\mathbf{x}, t) dt = \int_1^2 T de(\mathbf{x}, t) = \int_1^2 du(\mathbf{x}, t) = u_2 - u_1 > 0 \quad (1-49)$$

confermando che gli attriti, degradando l'energia meccanica in un fluido incomprimibile, localmente tendono ad aumentare direttamente l'energia interna specifica $u(\mathbf{x}, t)$ della massa fluida.

Unità di misura delle perdite di carico. Facendo riferimento all'unità di peso di fluido in termini di *Newton* e alle distanze in *metri*, si può definire la perdita di energia specifica J espressa per unità di peso $[N]$ di fluido e per unità di traiettoria percorsa $[m]$. In tal caso, ricordando che la definizione di energia in *Joule* è data proprio dal lavoro della forza di 1 *Newton* lungo il percorso di 1 *metro*, l'energia specifica J risulta un valore adimensionale:

$$J \rightarrow \frac{[Joule]}{[Newton][metro]} \Rightarrow J \frac{[Joule]}{[Newton][metro]} \times \Delta s [metro] \Rightarrow J \Delta s \frac{[Joule]}{[Newton]}$$

e il prodotto di $J \Delta s$ risulta congruente con le unità di misura del carico H che sono appunto *Joule* per unità di peso del fluido $[Joule/Newton]$.

Perdite di carico lungo la traiettoria. Pertanto, nel caso di fluido incomprimibile in regime di moto stazionario, l'equazione di bilancio dell'energia totale H è semplicemente:

$$\frac{dH(s)}{ds} = -J \quad (1-50)$$

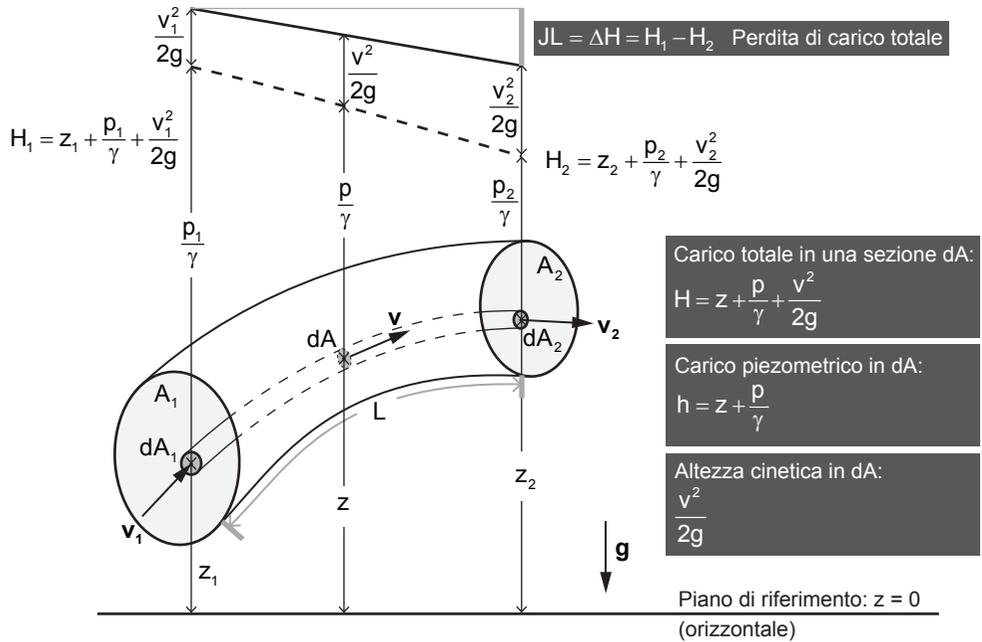
confermando il fatto che, per un tale tipo di fluido, l'energia meccanica $H = H(s)$ non può che diminuire sempre lungo la direzione del moto del fluido, a causa della presenza della viscosità e quindi delle dissipazioni per attriti che tentano di frenare e di disordinare il flusso (fenomeno della turbolenza con sviluppo di vortici che abbassano la velocità media di flusso e successivamente, frammentandosi in vortici sempre più piccoli, dissipano energia tramite viscosità su piccola scala).



Per quanto detto prima, esprimendo i carichi in termini di energia per unità di peso di fluido, il valore della cadente J risulta adimensionale. Calcolando le perdite di energia $J \Delta s$ in termini di *Joule/Newton*, ciò equivale a calcolare le perdite di energia anche in termini di metri di battente fluido. Operativamente, se si ragiona in metri per tutte le distanze e dislivelli, la cadente specifica J può essere espressa come $J [m/m]$: metri di perdita di carico per metro di traiettoria percorsa dal fluido. Se il fluido transita per una distanza Δs lungo una sua traiettoria, la perdita di carico totale (in metri) è $J \Delta s$.

Figura 1-2

Variatione del carico totale H lungo una traiettoria di corrente fluida, definita da un "tubo di flusso" di sezione elementare dA . Considerate le due sezioni dA_1 di entrata e dA_2 di uscita. Carico totale come somma del carico piezometrico h e dell'altezza cinetica relativo alla singola traiettoria all'interno del tubo di sezione trasversale variabile e lungo L .



In particolare, in un flusso rettilineo rotazionale, dovendo però valere la (1-58) unitamente alle condizioni nella (1-63), non può che sussistere il legame (ω con segno algebrico):

$$\frac{2v\omega}{g} = \frac{\partial H}{\partial n} = \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{v^2}{2g} \right). \quad (1-64)$$

Quest'ultima relazione è abbastanza densa di significato per un moto rotazionale all'interno ad esempio di una tubazione rettilinea (con traiettorie rettilinee e parallele tra loro).

Osservazioni. Quando i raggi di curvatura delle singole traiettorie sono molto grandi, la variazione del carico totale o del carico piezometrico lungo le direzioni ad esse normali risulta molto piccola e praticamente trascurabile e la distribuzione della pressione nelle singole sezioni trasversalmente al verso della corrente risulta sensibilmente *idrostatica*:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{v^2}{2g} = \text{cost} \quad (\text{sulla sezione } A \text{ trasversale alle traiettorie}).$$

Molte sono le correnti che godono di questa prerogativa e molto importanti per le applicazioni: questo tipo di correnti si dicono *gradualmente variate* o *correnti lineari*.

Pertanto, nelle applicazioni tecniche, è sempre opportuno individuare quelle sezioni trasversali che risultano perpendicolari alle linee di flusso. Con questo accorgimento le variazioni dei carichi piezometrici h si avranno solo lungo la direzione media del moto (quale potrebbe essere appunto quella coincidente con l'asse di una condotta di sezione costante). In questo modo, non solo si può associare alla generica sezione trasversale A della condotta un preciso e unico valore del carico h (riferendolo ad esempio, sulla linea d'asse tubo) ma è possibile estendere, dalla singola traiettoria all'intera sezione A , il concetto di potenza del carico $H = h + v^2/2g$. Il paragrafo seguente spiega nel dettaglio quanto appena detto.

➔ IMPORTANTE

curva pari a $r = 20 \text{ m}$. La velocità media di trasporto della fase liquida è di circa $U = 0,40 \text{ m/s}$ accompagnata da una pressione media assoluta p_{ass} intorno a 15 bar della miscela bifase. Si stimi l'intensità della risultante delle azioni scaricate (prevalentemente) dalla fase liquida tramite la condotta sul terreno di fondazione.

STEP 1 Calcolo della portata e del valore (medio) del carico totale

1. Calcolo grandezze geometriche condotta e flusso:

- Area sezione liquida (sezione circolare) con diametro interno $D = 1,40 \text{ m}$:

$$(EQN. 1) \quad A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (1,40 \text{ m})^2}{4} = 1,539 \text{ m}^2.$$

- Portata volumetrica sola fase liquida Q :

$$(EQN. 2) \quad Q = AU = (1,539 \text{ m}^2)(0,40 \text{ m/s}) = 0,6156 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Valore (medio) del carico totale H del miscuglio liquido-vapore:

$$(EQN. 3) \quad H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} = \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \approx \frac{p}{\gamma} = \\ = \frac{p_{ass} - p_{atm}}{\gamma} = \frac{(15 - 1) \cdot 10^5 \text{ N/m}^2}{(8044 \text{ N/m}^3)} \approx 174 \text{ m}$$

STEP 2 Calcolo della spinta sul terreno di fondazione

1. Calcolo lunghezza volume di controllo (del tronco curvo di condotta) lungo l'asse:

$$(EQN. 4) \quad L = r\theta + 4D = (20 \text{ m})(3\pi/8) + 4 \cdot (1,40 \text{ m}) \approx 29 \text{ m}.$$

2. Calcolo dell'angolo α_g di inclinazione della spinta $\Pi_{p \rightarrow f}$ rispetto all'orizzontale:

$$(EQN. 5) \quad \tan \alpha_g \approx \frac{(r\theta + 4D)}{H\sqrt{2}} = \frac{(29 \text{ m})}{(174 \text{ m})\sqrt{2}} = 0,11785$$

da cui, si ricava: $\alpha_g = 0,1173 \text{ rad} \approx 6,7^\circ$.

3. Calcolo del modulo della risultante delle spinte del fluido sulle pareti interne della tubazione e quindi scaricata sul terreno di fondazione:

$$(EQN. 6) \quad |\Pi_{f \rightarrow p}| = \frac{\gamma(r\theta + 4D)}{\sin \alpha_g} A = \frac{(8044 \text{ N/m}^3)(29 \text{ m})(1,539 \text{ m}^2)}{(10^3 \text{ kN/N}) \cdot 0,117} \approx 3070 \text{ kN}$$

pari a circa $313 \text{ tonnellate}/(29 \text{ metri}) = 10,8 \text{ t/m}$. Assumendo poi una tubazione in acciaio DN1500 da almeno 25 mm di spessore di parete si ha un peso teorico lineare della sola tubazione di circa $1 \text{ tonnellata}/\text{m} = 9,8 \text{ kN/m}$.

4. Stima (approssimata in eccesso) della spinta per metro di sviluppo di condotta (valore caratteristico):

$$(EQN. 7) \quad |S| = \frac{(3070 \text{ kN})}{(29 \text{ m})} + 9,8 \text{ kN/m} \approx 116 \text{ kN/m}.$$

Osservazioni. La spinta del fluido liquido sulla tubazione (e questa, a sua volta, sul terreno di posa) è inclinata di α_g rispetto all'orizzontale. Il peso proprio della sola tubazione

tali condizioni, appunto, le spinte sulle sezioni trasversali estreme del volume di controllo V sono quelle idrostatiche dovute al massimo carico idrostatico aumentato della sovrappressione di *colpo d'ariete* o al carico previsto nelle prove di collaudo (in tali casi, accettando un margine di sicurezza minore).

Le molteplicità delle singolarità che possono verificarsi in un impianto (oleodotto o acquedotto, ad esempio) sono praticamente illimitate. Si riportano di seguito, a titolo esemplificativo, alcuni dei casi più frequenti. I metodi di calcolo possono eventualmente estendersi a qualsiasi altro caso.

Tratti curvi di condotta su piano orizzontale

Si prende come volume di controllo V quello delimitato dalle due sezioni poste almeno a circa due diametri dal tratto a curvatura non nulla. Ciò, in linea generale, per poter ritenere che il carico idrostatico abbia andamento idrostatico sulle sezioni liquide di estremità (A_{in} e A_{out}), qualora si vogliano comunque analizzare altri assetti con liquido non in quiete. Poiché il tratto di condotta è orizzontale, si può considerare a parte l'effetto del peso del fluido G_W all'interno del volume di controllo.

Considerando l'assetto particolare di liquido in quiete, ci si pone evidentemente in un caso particolare di moto stazionario. Pertanto, detto θ l'angolo di deviazione del tratto di condotta a curvatura non nulla (si veda Figura 1-12 a pagina 70) e h il valore del carico piezometrico (costante, vista la quiete del fluido) in ogni punto del liquido la risultante della spinta orizzontale S dovuta alla curvatura non nulla del tronco di condotta è:

$$|S| = \gamma h A 2 \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = \gamma h \frac{\pi D^2}{4} 2 \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (1-130)$$

essendo:

- γ il peso specifico del liquido in condotta;
- A la sezione liquida (dipendente dal diametro interno D_{int} della condotta);
- θ è l'angolo di curvatura del tratto curvo di condotta (in *radiani*);
- h è il valore del carico piezometrico (essenzialmente p/γ) in condizioni di liquido in quiete.

In questo caso, vale la pena osservare che c'è poca differenza nel confondere il diametro interno D_{int} con il diametro esterno $D_{est} = D$ della tubazione: la differenza in termini di entità della spinta, dipendendo dal tipo di giunzione, risulta comunque del tutto irrilevante).

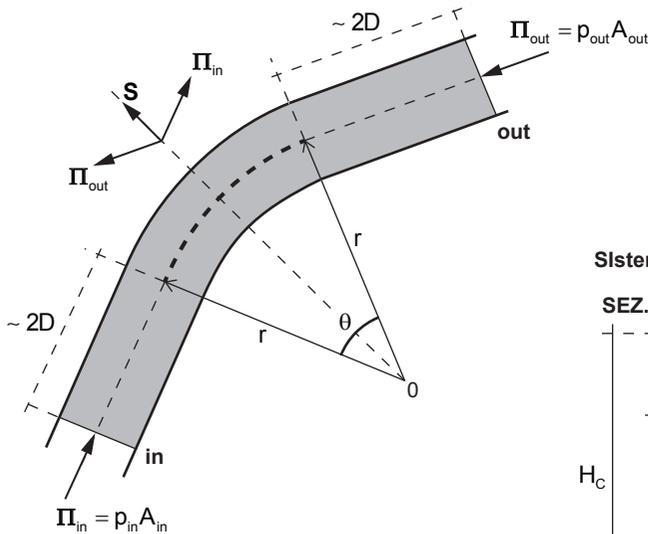
Tale spinta S è diretta perpendicolarmente alla parete esterna dello scavo e può essere contrastata in parte mediante forza di attrito T_{μ} che nasce alla base di appoggio del blocco di ancoraggio sul terreno e in parte a mezzo della spinta passiva (netta)^(xv) della parete dello scavo a contatto con il blocco. Le forze che intervengono nell'equilibrio sono le seguenti:

- forze verticali: peso proprio del blocco di cls G_B , peso proprio della condotta G_T (considerata vuota) e peso proprio del volume fluido G_W all'interno del volume di controllo V considerato;
- forze orizzontali: risultante $\Delta S_{P/A}$ tra la forza di spinta passiva e la forza di spinta attiva dei terreni ai lati del blocco di ancoraggio; spinta dinamica del liquido S dovuta alle sole pressioni sulle sezioni di entrata e uscita;

(xv) Depurata della spinta attiva agente dall'altro lato del blocco di ancoraggio e di verso opposto alla spinta passiva lungo l'orizzontale.

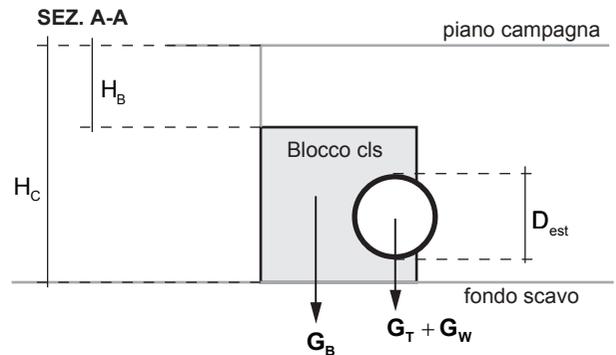
Spinta agente su una curva con deviazione solo planimetrica

$$p_{in} = p_{out} = p = \gamma h$$

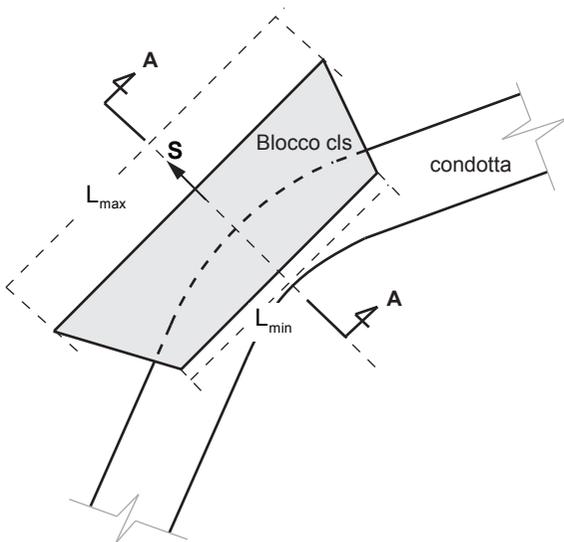


- G_B Peso blocco cls
- G_T Peso proprio condotta (vuota)
- G_W Peso liquido in condotta
- T_μ Azione di attrito blocco-terreno di posa
- $\Delta S_{P/A}$ Risultante spinta passiva-attiva

Sistema di forze verticali agenti



Blocco di ancoraggio e curva condotta: planimetria



Sistema di forze orizzontali agenti: sezione verticale A-A

$$k_P = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad k_A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad \mu = \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}$$

$$\Delta S_{P/A} = \frac{1}{2} \gamma_t (k_P - k_A) (H_C^2 - H_B^2) L_{max} \quad T_\mu = \mu (G_T + G_W + G_B)$$

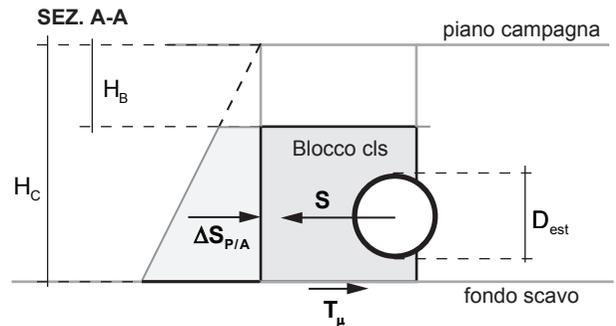


Figura 1-12

Schema qualitativo disposizione geometria e forze per un blocco di ancoraggio in corrispondenza di deviazione solo planimetrica.

- forze di attrito (orizzontali), considerate solo quelle agenti sulla superficie di appoggio del blocco di ancoraggio con il fondo scavo T_μ , dovute essenzialmente a tutti i pesi proprii tranne (ciò per sicurezza) il peso proprio dello strato di terreno di ricoprimento sull'estradosso del blocco di cls.

Le verifiche che devono essere condotte sono le seguenti:

- verifica allo scorrimento del blocco;
- verifica al ribaltamento del blocco
- verifica resistenza del terreno (pressioni massime);
- verifica di resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo del blocco.

In merito alla verifica della resistenza del calcestruzzo, la sezione da verificare è quella di contatto blocco-condotta, di area pari a $L_{min} \cdot D_{est}$, per cui deve risultare (con $\gamma_Q = 1,5$):

$$\begin{aligned} \sigma_c = \frac{\gamma_Q S}{L_{min} D_{est}} < f_{cd} &= \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c} = 0,8 \frac{f_{ck}(t)}{1,5} \approx 0,5 f_{ck}(t) \\ &= 0,5 \left(f_{cm} \cdot \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} - 8 (MPa) \right) \end{aligned} \quad (1-131)$$

avendo utilizzato la relazione 3.15 nella EN 1992-1. Dove, in particolare:

- f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione (secondo i valori di Tabella 3.1 della EN 1992-1);
- s è un opportuno coefficiente, dipendente dalla classe del cemento (classe R, N, S):
 $s = 0,20$ per CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (classe R); $s = 0,25$ per CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (classe N) ed $s = 0,38$ per CEM 32,5 N (classe S).



In merito a questa verifica, considerando che il getto non è armato e che molto spesso le prove di collaudo vengono effettuate prima che questo abbia raggiunto maturazione completa, è opportuno adottare valori relativamente contenuti della resistenza caratteristica (tipicamente a $t < 28$ giorni dal getto).

ESEMPIO 1-12

Calcolo resistenza di progetto schiacciamento blocco di ancoraggio in calcestruzzo non armato

Si consideri un getto di un blocco di calcestruzzo non armato con resistenza caratteristica a compressione $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$ e tensione media $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$ a 28 giorni di maturazione. Considerando un cemento di classe S (secondo 3.1.2 della EN 1992-1), si chiede di valutare la tensione di progetto f_{cd} da considerare per la verifica allo schiacciamento del blocco nelle prime fasi di collaudo effettuate, ad esempio, dopo $t = 7$ giorni dalla prima gettata.

Soluzione

I valori di resistenza a $t < 28$ giorni si deducono a partire dai valori riportati in Tabella 3.1. della EN 1992-1. In funzione della classe del cemento usato nell'impasto (in questo caso, si è supposto di classe S), si procede utilizzando le formulazioni 3.1 e 3.2 riportate nella EN 1992-1.

STEP 1 **Calcolo parametri a $t = 7$ giorni dal getto (secondo EN 1992-1)**

1. Calcolo coefficiente $\beta_{cc}(t)$ al tempo $t = 7$ gg:

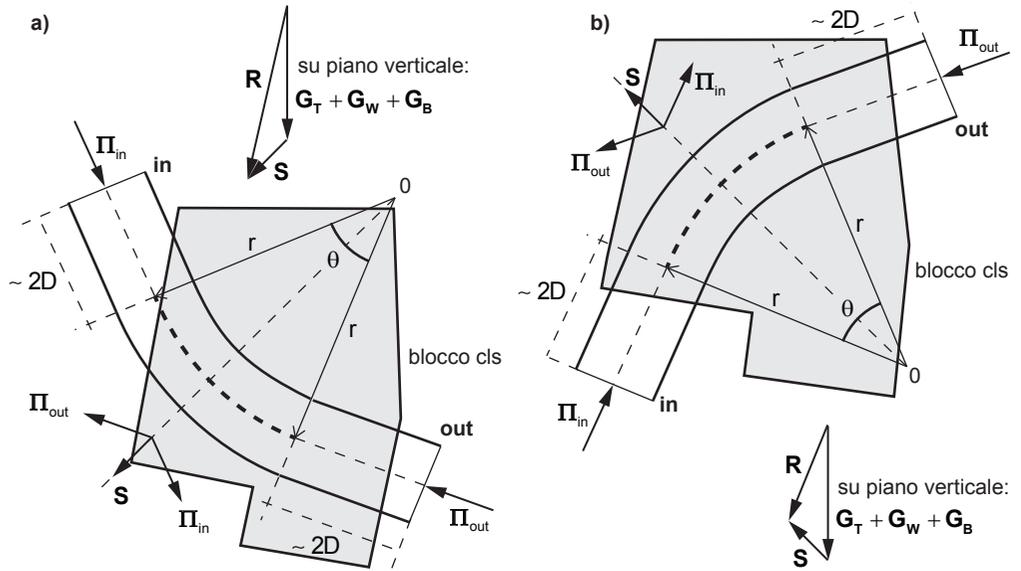
$$(EQN. 1) \quad \beta_{cc}(7 \text{ gg}) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,38 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{1/2} \right] \right\} = e^{-0,38} \approx 0,68.$$

Figura 1-13

a) – Curva con deviazione solo altimetrica con diminuzione di pendenza della condotta.

b) – Curva con deviazione solo altimetrica con aumento della pendenza della condotta.

Schematizzati qualitativamente i blocchi di ancoraggio in cls (campitura grigia).



avendo considerato in quiete il liquido all'interno della condotta ($U_{in} = U_{out} = 0$). In particolare, se si considera nel contributo del vettore \mathbf{G} il peso proprio \mathbf{G}_W del volume fluido all'interno del "volume di controllo" (compreso quindi tra le due sezioni di estremità A_{in} e A_{out}), il peso proprio del solo tronco di condotta \mathbf{G}_T e il peso proprio del blocco di ancoraggio \mathbf{G}_B in cls, la risultante della spinta complessiva \mathbf{R} risulta pari a:

$$\begin{cases} \mathbf{G} + \mathbf{\Pi}_{in} + \mathbf{\Pi}_{out} + \mathbf{\Pi}_{p \rightarrow f} = 0 \\ \mathbf{\Pi}_{p \rightarrow f} + \mathbf{R} = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{R} = \mathbf{G} + \mathbf{\Pi}_{in} + \mathbf{\Pi}_{out} = \mathbf{G} + \mathbf{S} \\ \mathbf{S} = \mathbf{\Pi}_{in} + \mathbf{\Pi}_{out} \end{cases} \quad (1-133)$$

pari quindi ad una componente vettoriale \mathbf{S} di natura puramente idraulica e ad una componente ($\mathbf{G} = \mathbf{G}_T + \mathbf{G}_W + \mathbf{G}_B$) dovuta ai soli pesi propri.

Nel caso di liquido in quiete, la differenza di carico piezometrico h esistente tra la sezione A_{in} e la sezione A_{out} è praticamente nulla ($h_{in} \approx h_{out}$). Per cui il modulo delle due spinte idrauliche sulle due sezioni di estremità ha il medesimo valore:

$$|\mathbf{\Pi}_{in}| = |\mathbf{\Pi}_{out}| = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \gamma h$$

essendo D il diametro della condotta, ^(xvi) γ il peso specifico della fase liquida all'interno della condotta e h il valore (medio) del carico piezometrico tra le due sezioni di estremità del volume di controllo. In tal caso, quindi, la direzione della componente puramente idraulica \mathbf{S} della spinta \mathbf{R} risulta sempre diretta secondo la bisettrice dell'angolo θ formato dalle tracce delle sezioni estreme del tratto curvo di condotta nel piano meridiano verticale.

Assegnate delle dimensioni di tentativo per il blocco di ancoraggio – che dovrà avere come piano di simmetria verticale quello che contiene l'asse della condotta – risultano noti il peso della tubazione (per metro di sviluppo lineare) e del volume liquido all'interno del volume di controllo imposto e la posizione dei loro baricentri su cui sono applicate le rela-

(xvi) Diametro che può considerarsi per semplicità pari a quello esterno della condotta, vista l'esiguità degli spessori delle condotte di adduzione rispetto al loro diametro interno (diametro utile).

tive risultanti. È quindi possibile, una volta computata la componente vettoriale di natura puramente idraulica \mathbf{S} , determinare la retta d'azione $\mathbf{G} = \mathbf{G}_T + \mathbf{G}_W + \mathbf{G}_B$ e comporla poi con la componente \mathbf{S} per determinare la risultante vettoriale complessiva \mathbf{R} che si scarica sul terreno di fondazione del blocco di ancoraggio.

Andranno pertanto effettuate le verifiche di resistenza del terreno, alla traslazione e al ribaltamento del blocco di ancoraggio; mentre risulta superflua la verifica di resistenza del calcestruzzo del blocco stesso, poiché questo è soggetto alle stesse pressioni trasmesse al terreno.

Verifica di resistenza del terreno. Si consideri la sezione A_t ottenuta come proiezione della base del blocco di ancoraggio su un piano del terreno di fondazione perpendicolarmente alla risultante complessiva \mathbf{R} . Il blocco di ancoraggio ha un piano di simmetria verticale che è quello che contiene l'asse della condotta. Di conseguenza, la sezione di proiezione A_t sarà rettangolare e avrà due lati paralleli di larghezza $b = \overline{A'B'}$ e due lati paralleli di lunghezza L ; quest'ultima pari alla dimensione trasversale del blocco (perpendicolarmente al piano del foglio: lunghezza di fuga del manufatto).

Poiché tutte le forze agenti sono contenute nel piano verticale di simmetria, anche la risultante vettoriale complessiva $\mathbf{R} = \mathbf{G} + \mathbf{\Pi}_{in} + \mathbf{\Pi}_{out} = \mathbf{G} + \mathbf{S}$ è contenuta in tale piano e interseca quindi l'asse baricentrico della sezione A_t sopra definita, parallelo ai lati di larghezza b .

Concordemente con gli schemi in Figura 1-14, se con e si indica l'eccentricità della forza \mathbf{R} rispetto al baricentro geometrico O della sezione A_t , le pressioni estreme σ_{max} e σ_{min} trasmesse al terreno di posa si possono determinare secondo le note formule della pressoflessione retta per sezione A_t quando risulti interamente compressa ($e \leq b/6$):

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{|\mathbf{R}|}{A_t} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{R}{bL} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \\ \sigma_{min} = \frac{|\mathbf{R}|}{A_t} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{R}{bL} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \end{cases} \quad (1-134)$$

essendo la proiezione delle sezioni di contatto blocco-terreno pari a $A_t = bL$. Qualora invece, la risultante complessiva \mathbf{R} risultasse esterna al nocciolo ($e > b/6$), risulterebbe compressa di A_t solo una parte. La massima pressione σ_{max} sul terreno si valuta, in tal caso, con la seguente formulazione:

$$|\mathbf{R}| = \frac{3uL\sigma_{max}}{2} \Rightarrow \sigma_{max} = \frac{2}{3} \frac{|\mathbf{R}|}{uL} = \frac{2}{3} \frac{R}{uL} \quad (1-135)$$



derivante dal fatto che la distribuzione delle tensioni è assunta triangolare e la risultante è individuabile in corrispondenza del baricentro^(xvii) del triangolo delle distribuzioni di pressione. Quest'ultima situazione è però da evitare, in quanto una parte del terreno di appoggio sarebbe completamente inattiva;^(xviii) perciò, quando si verifica, è necessario e opportuno assegnare al blocco di ancoraggio dimensioni diverse.

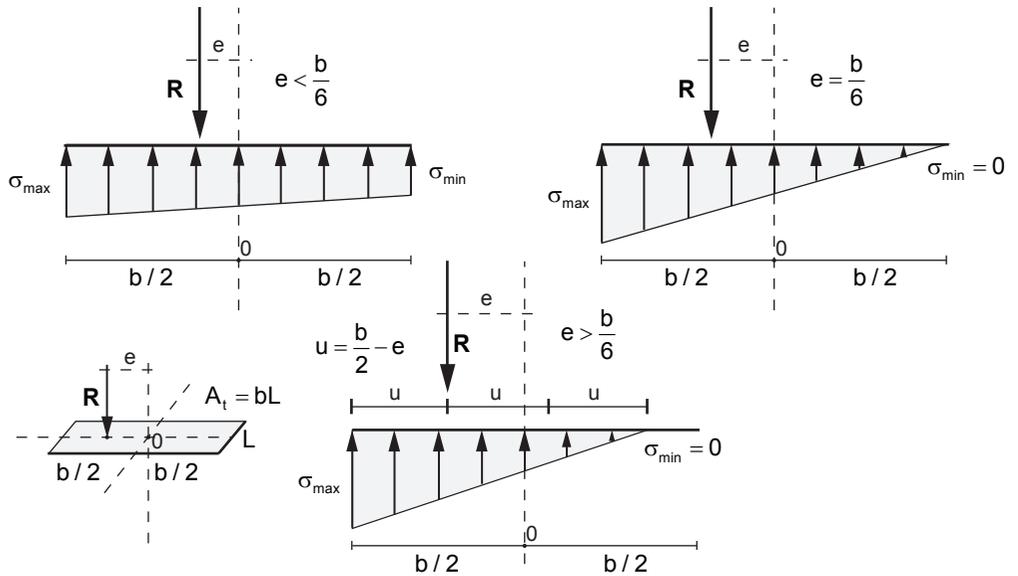
È necessario osservare che sulle sezioni del blocco di ancoraggio perpendicolari alla direzione della risultante \mathbf{R} non agiscono forze di taglio; tali tensioni sono invece presenti

(xvii) Il baricentro del triangolo delle pressioni sul terreno dista di "u" dal punto di massima tensione σ_{max} .

(xviii) Terreno non può infatti resistere anche a trazione.

Figura 1-14

Diagrammi delle pressioni sul terreno di fondazione, scaricate dalla superficie di contatto terreno-blocco di ancoraggio.



nelle sezioni orizzontali del blocco, per la presenza di una componente di taglio dovuta alla componente orizzontale di \mathbf{R} .

Verifica allo scorrimento del blocco di ancoraggio. Dette con N e V , rispettivamente, le componenti verticale e orizzontale di \mathbf{R} :

$$|\mathbf{R}| = R = \sqrt{(N)^2 + (V)^2}$$

deve risultare:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{R,h}} fN = \frac{N}{\gamma_{R,h}} \frac{\tan(\varphi')}{\gamma_{\varphi'}} \quad (1-136)$$

essendo:

- $\gamma_{R,h}$ il coefficiente di sicurezza allo scorrimento $\gamma_{R,h} \geq 1$ (funzione della norma di calcolo considerata);
- $f = \tan(\varphi')/\gamma_{\varphi'}$ il coefficiente di attrito allo scorrimento tra calcestruzzo e terreno alla base del blocco, funzione dell'angolo φ' di attrito interno del terreno e dal coefficiente di sicurezza $\gamma_{\varphi'} \geq 1$ (applicato sul valore della tangente di φ').

La relazione (1-136) è da considerare in sicurezza in quanto si è trascurata la resistenza passiva delle superfici di terreno a contatto con le riseghe del blocco, che contrastano la forza di taglio V .

Verifica ribaltamento blocco di ancoraggio. Se la componente di spinta puramente idraulica S è diretta verso il basso e la sua retta d'azione cade internamente alla base del blocco di ancoraggio, la verifica al ribaltamento è automaticamente soddisfatta in quanto i momenti di S e di G sono entrambi stabilizzanti (si vedano schemi in Figura 1-13 e caso 1 in Figura 1-15 a pagina 76). Se invece la S , pur rivolta verso il basso, ha una retta d'azione esterna alla base del blocco (caso 2 in Figura 1-15 a pagina 76), la verifica

L'impronta della fondazione risulta interamente compressa. Si utilizzeranno quindi le due espressioni (1–134) a pagina 74 e i primi due schemi in alto in Figura 1–15 a pagina 76. Adottando ad esempio la norma EN 1997-1: Eurocode 7: *Geotechnical design - Part 1: General rules*, si dovranno portare le sollecitazioni dal valore caratteristico al corrispondente valore di progetto e quindi eseguire le calcolazioni e le relative verifiche.

STEP 1 **Calcolo valori di progetto (secondo Annex A - EN 1997-1)**

1. Si impone il set di combinazioni più severo per il dimensionamento geotecnico della fondazione (DA1 – Combinazione 2, però con R2): **A2** (per la Tabella A.3 relativamente ai coefficienti parziali di sicurezza delle azioni o degli effetti delle azioni):

- azione di progetto verticale:

$$N = \gamma_Q N_k = 1,30 \cdot (90 \text{ kN}) = 117 \text{ kN};$$

- azione di progetto orizzontale:

$$V = \gamma_Q V_k = 1,30 \cdot (35 \text{ kN}) = 45,5 \text{ kN};$$

- risultante complessiva (valore di progetto):

$$|\mathbf{R}| = R = \sqrt{(N)^2 + (V)^2} = \sqrt{(117)^2 + (45,5)^2} \approx 126 \text{ kN}.$$

2. **M2** (per la Tabella A.4 relativamente ai fattori parziali di sicurezza sui parametri di resistenza del terreno):

- coefficiente di attrito allo scorrimento:

$$f = \tan(\varphi')/\gamma_{\varphi} = \tan(30^\circ)/1,25 \approx 0,462.$$

3. **R2** (per la Tabella A.5 relativamente alle verifiche di stabilità della fondazione: traslazione e capacità portante del piano di posa):

- coefficiente di sicurezza allo scorrimento della fondazione: $\gamma_{R,h} = 1,1$;
- coefficiente di sicurezza alla capacità portante (imposta): $\gamma_{R,e} = 1,4$.

STEP 2 **Calcolo tensioni estreme di progetto sul terreno**

1. Calcolo massima tensione di compressione:

$$(EQN. 1) \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{bL} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{(126 \text{ kN})}{(2 \text{ m})(1,3 \text{ m})} \left(1 + 6 \frac{(0,25 \text{ m})}{(2 \text{ m})}\right) \approx 85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,085 \text{ MPa}.$$

2. Calcolo minima tensione di compressione:

$$(EQN. 2) \quad \sigma_{\min} = \frac{R}{bL} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{(126 \text{ kN})}{(2 \text{ m})(1,3 \text{ m})} \left(1 - 6 \frac{(0,25 \text{ m})}{(2 \text{ m})}\right) \approx 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,012 \text{ MPa}.$$

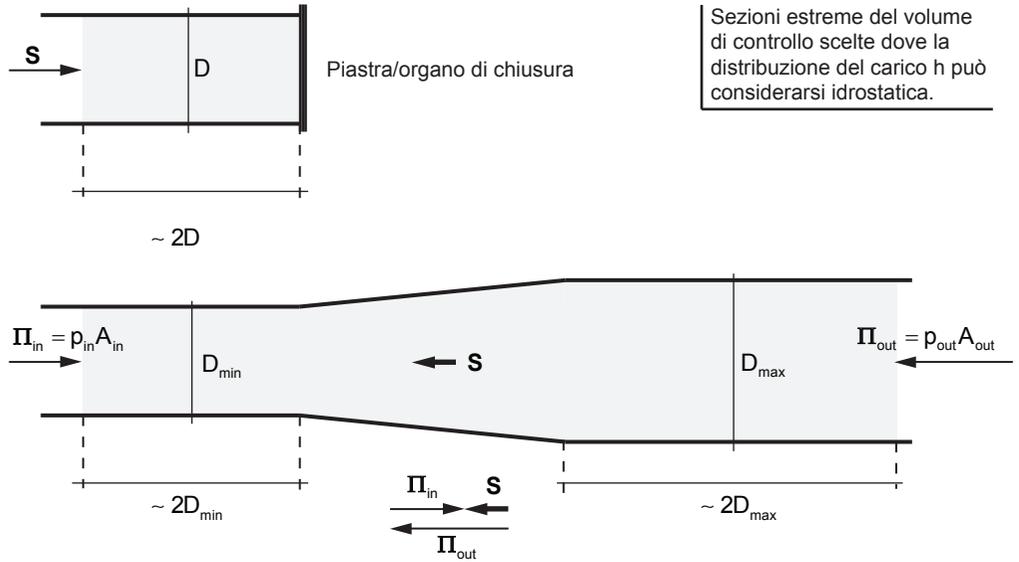
STEP 3 **Verifica capacità portante terreno di fondazione**

1. Ammesso che sia stata precedentemente calcolata la massima tensione $\sigma_{lim} = 0,15 \text{ MPa}$ del carico limite (in *condizioni drenate*) per la fondazione di impronta $A_t = bL$, si calcola il relativo valore di progetto (secondo i valori in Tabella A.5):

$$(EQN. 3) \quad \sigma_{\min} = 0,085 \text{ MPa} < \sigma_d = \frac{\sigma_{lim}}{\gamma_{R,e}} = \frac{(0,15 \text{ MPa})}{1,4} \approx 0,10 \text{ MPa} \text{ (verifica positiva)}.$$

Figura 1-16

Spinte idrauliche che nascono all'estremità di una condotta e in corrispondenza di una variazione di diametro.



Sezioni estreme del volume di controllo scelte dove la distribuzione del carico h può considerarsi idrostatica.

(“colpo d’ariete”), con h il massimo valore del carico piezometrico nel punto di variazione del diametro della condotta e γ il peso specifico del liquido all’interno. Questo tipo di spinta idraulica – come quella relativa alla presenza di un organo di chiusura della condotta – dovrà essere interamente contrastata da un blocco di ancoraggio a gravità.

Avendo considerato la situazione maggiormente critica di liquido in quiete, nella deduzione dell’espressione della spinta idraulica S le componenti di spinta da imputare alla variazione della quantità di moto risultano ovviamente identicamente nulle (per velocità nulle in condotta).

Spinte idrauliche nei nodi di diramazione. Sia data una condotta di diametro D costante lungo tutto il suo sviluppo alla quale è collegata una condotta di diametro d che si immette sul tracciato con un angolo di incidenza pari ad α . Considerato a parte il peso G_W del volume liquido all’interno del volume di controllo V scelto, in condizioni idrostatiche (liquido in quiete, in assenza quindi di perdite di carico) l’applicazione dell’equazione globale dell’equilibrio al volume V porta alla relazione (prescindendo dagli effetti dei vari pesi):

$$S = -R = \Pi_3 \Rightarrow |\Pi_3| = \gamma h \frac{\pi d^2}{4} \quad (1-140)$$

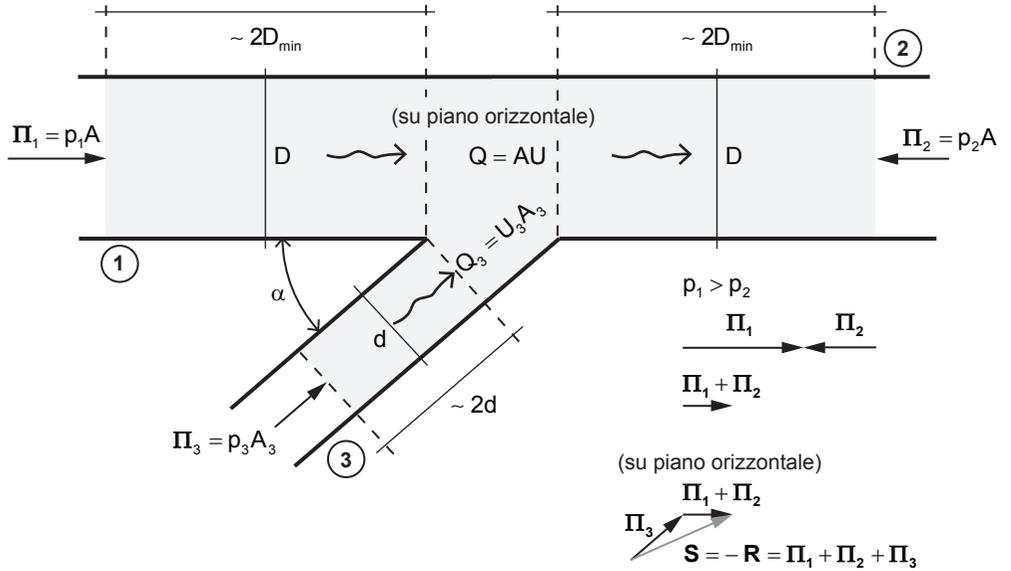
avendo considerato, al solito, con h il massimo valore del carico piezometrico nel nodo di diramazione nella condizione più severa (nella fase di collaudo o durante la chiusura della sezione di impianto). Come si può osservare, le due spinte idrauliche sul tronco di diametro D si annullano vicendevolmente solo qualora sia presente liquido all’interno tutto il tronco di condotta di diametro D .

In fase di collaudo, i tronchi di tubazione che fanno capo al nodo A (si veda schema in Figura 1-17 a pagina 80) vengono sottoposti contemporaneamente alla prova di pressione interna, e la spinta si ottiene mediante la (1-140) con $\gamma h = p_C$ pressione di collaudo. Diversamente, negli altri casi, accade quanto segue:

➡ IMPORTANTE

Figura 1-17

Spinta idraulica S in corrispondenza di una diramazione (su piano orizzontale).



- sono sottoposti a prova separatamente i tre tronchi. Il tronco 3 dà luogo alla spinta S vista sopra, mentre ciascuno dei due tronchi 1 e 2 sottoposto a prova da solo si comporta come un tronco di estremità (primo schema in alto in Figura 1-16), dando luogo a una spinta idraulica diretta secondo l'asse della tubazione, diretta verso il nodo A e di modulo dato dalla (1-138) a pagina 78;
- il tronco 3 viene sottoposto a prova assieme a uno dei tronchi di diametro D (per esempio, assieme al tronco 1); dall'applicazione dell'equazione globale di equilibrio si deduce che la spinta idraulica S risulta pari alla composizione vettoriale delle due spinte idrauliche (sempre escludendo gli effetti dei pesi):

$$S = -R = \Pi_1 + \Pi_3 \Rightarrow \begin{cases} |\Pi_1| = \gamma h \frac{\pi D^2}{4} \\ |\Pi_3| = \gamma h \frac{\pi d^2}{4} \end{cases} \quad (1-141)$$

dove i moduli delle spinte dipendono dal massimo valore del carico piezometrico nel nodo di diramazione e dai rispettivi diametri (interni).

In ogni caso, il blocco di ancoraggio deve essere sottoposto alle varie verifiche per ciascuna delle situazioni che possono verificarsi in fase di collaudo e di esercizio. Inoltre, tali spinte idrauliche dovranno essere assorbite realizzando un blocco di ancoraggio funzionante a gravità. In particolare, nel caso della presenza della sola spinta $S = -R = \Pi_3$ andrà previsto un blocco di ancoraggio posizionato sul tronco terminale della tubazione di diametro d . In generale, (si veda equilibrio generico in Figura 1-17) si provvederà a bloccare tutte e tre le tubazioni che fanno capo al nodo A . In funzione poi dell'entità orizzontale della generica spinta calcolata, si potrà realizzare un blocco che faccia assorbire parzialmente le sollecitazioni scaricate alla resistenza passiva delle pareti di scavo del terreno, secondo quanto già osservato alle pagine precedenti. Avendo ipotizzato che il nodo di diramazione interessi tronchi di condotta su un piano prevalentemente orizzontale, l'effetto dei pesi inciderà quindi sulla resistenza allo scivolamento tramite il coefficiente di attrito terreno-bocca cls.



Valvole riduttrici o regolatrici. In condizioni idrostatiche si ha lo stesso valore di pressione nei tronchi a monte e a valle della valvola, per cui non sorge alcuna spinta idraulica per differenza di carico. Durante il deflusso, invece, detta Δh la massima caduta di carico piezometrico, si manifesta una spinta idraulica S diretta da monte verso valle, secondo l'asse della condotta (in virtù della perdita di carico da monte a valle), il cui modulo è:

$$S = \gamma \Delta h \frac{\pi D^2}{4} \quad (1-142)$$

essendo, al solito, γ il peso specifico del liquido convogliato e D il diametro interno della condotta.

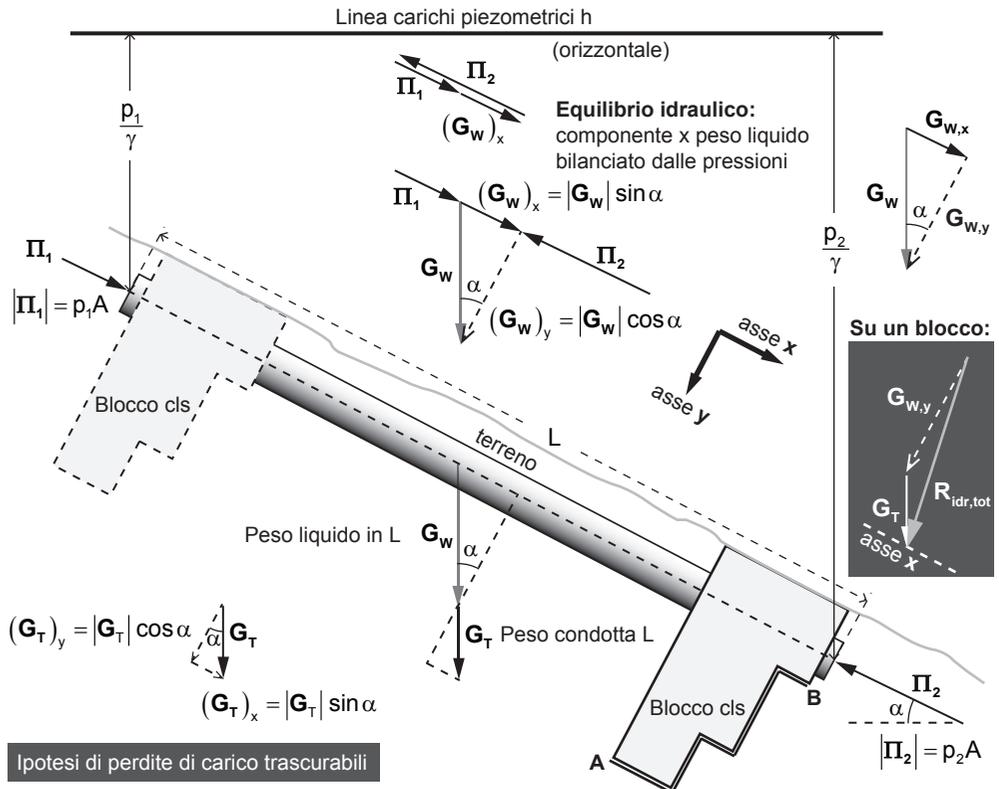
Ancoraggi dei tratti rettilinei per condotte interrate a forte pendenza.

Quando la pendenza delle livellette è molto elevata, è necessario prevedere dei blocchi di ancoraggio per le tubazioni interrate anche per i tratti rettilinei, in quanto la forza di attrito tubo-terreno potrebbe in alcuni casi risultare insufficiente a contrastare la forza che tende a far scivolare verso il basso la condotta stessa. Si consideri un tronco di condotta, a diametro costante, compreso tra due successivi blocchi di ancoraggio (dettagli in Figura 1-18); sia L la lunghezza di questo tronco e α l'angolo di inclinazione dell'asse rispetto all'orizzontale. Applicando l'equazione dell'equilibrio globale (tenendo conto del peso del liquido nel volume di controllo lungo L) dà valore nullo:

$$|S|_x = -|R|_x = |\Pi_1| - |\Pi_2| + |G_w| \sin \alpha = 0 \quad (1-143)$$

Figura 1-18

Sollecitazioni su un tronco rettilineo di condotta interrata a forte pendenza, compreso tra due blocchi di ancoraggio successivi. Ipotesi di perdite di carico trascurabili.



in virtù del fatto che si sono assunte trascurabili le perdite del carico piezometrico h . Pertanto, esplicitando la proiezione della relazione vettoriale dell'equilibrio globale lungo la direzione x (parallela all'asse della condotta), si ottiene:

$$|S|_x = \gamma \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} \right) + \gamma \frac{\pi D^2}{4} L = 0 \Rightarrow \boxed{L \sin \alpha = \frac{p_2}{\gamma} - \frac{p_1}{\gamma}} \quad (1-144)$$

ovvero la relazione geometrica che lega il dislivello tra le altezze di pressione nelle due sezioni (2 e 1) di estremità del volume di controllo lungo L .

⇒ IMPORTANTE

In caso di perdite di carico trascurabili, non potendoci essere azione di trascinamento per attrito, il tronco liquido non trasmette alla condotta alcuna azione lungo la direzione x parallela all'asse. Trascurando gli sforzi dovuti alle dilatazioni termiche, il tronco di condotta tende perciò a scivolare verso il basso parallelamente alla direzione x per effetto della componente del solo peso proprio della tubazione $(\mathbf{G}_T)_x = |\mathbf{G}_T| \sin \alpha$; mentre si oppone allo scorrimento la reazione di attrito tubo-terreno pari a:

$$V_{x,\max} = f(\mathbf{G}_T)_y = f |\mathbf{G}_T| \cos \alpha. \quad (1-145)$$

In particolare, la verifica allo scorrimento non dipende dal fatto che la condotta sia piena di liquido o vuota. Infatti, ricordando la relazione (1-136) a pagina 75, si ha:

$$\gamma_{R;h} \leq \frac{fN}{V} = \frac{V_{x,\max}}{V_x} = \frac{\gamma_{G,fav} f |\mathbf{G}_T| \cos \alpha}{\gamma_{G,unfav} (\mathbf{G}_T)_x} = \frac{\gamma_{G,fav}}{\gamma_{G,unfav}} f \frac{|\mathbf{G}_T| \cos \alpha}{|\mathbf{G}_T| \sin \alpha} = \frac{\gamma_{G,fav}}{\gamma_{G,unfav}} \frac{\tan(\varphi')}{\tan \alpha} \quad (1-146)$$

indifferentemente se si fosse anche considerato accanto a \mathbf{G}_T anche il contributo \mathbf{G}_w : elidendosi tra loro a numeratore e denominatore. Per una prima stima con $\gamma_{G,fav} \approx \gamma_{G,unfav}$:

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{\gamma_{R;h} \gamma_{\varphi'}} \tan(\varphi') = \frac{1}{1,1 \cdot 1,25} \tan(\varphi') \approx 0,73 \tan(\varphi') \quad (1-147)$$

dove i coefficienti parziali di sicurezza sono stati scelti in riferimento alla EN 1997-1, Annex A. Tenendo conto che la situazione più sfavorevole allo scivolamento è quella durante il montaggio e comunque prima del collaudo della condotta, quando questa è ancora scoperta e il rinterro è solo parziale, si assume per sicurezza un angolo di attrito (condizioni drenate) pari a $\varphi' \approx 15^\circ \Rightarrow \tan(\varphi') \approx 0,27$. Pertanto, la resistenza allo scivolamento per solo attrito tubazione-terreno sarà garantita con sufficiente margine per un'inclinazione dell'asse della tubazione che rispetti la disuguaglianza:

$$\tan \alpha \leq 0,73 \tan(\varphi') \approx 0,20. \quad (1-148)$$

Perciò, blocchi di ancoraggio per le condotte interrato rettilinee sono strettamente necessari quando la pendenza delle livellette risulti superiore al 20% circa ($\alpha > 11^\circ$).

La componente della forza di progetto (lungo l'asse x) che sollecita il singolo blocco di ancoraggio, su un tratto rettilineo di condotta lungo L , è dunque:

$$\begin{aligned} F_x &= \gamma_G (\mathbf{G}_T)_x - V_{x,\max} = \gamma_{G,unfav} |\mathbf{G}_T| \sin \alpha - \gamma_{G,fav} f |\mathbf{G}_T| \cos \alpha = \\ &= |\mathbf{G}_T| \left(\gamma_{G,unfav} \sin \alpha - \gamma_{G,fav} \frac{\tan(\varphi')}{\gamma_{\varphi'}} \cos \alpha \right) \end{aligned} \quad (1-149)$$

avendo discriminato in due diversi coefficienti parziali di sicurezza ($\gamma_{G,fav} < \gamma_{G,unfav}$) il coefficiente di sicurezza γ_G sull'azione permanente dovuta al peso proprio della condotta, nel passaggio da valori caratteristici a valori di progetto.

La componente della forza di progetto F_y esercitata dalla tubazione piena lungo la direzione perpendicolare parallela all'asse y (si veda Figura 1–18 a pagina 81) risulta pari a:

$$F_y = \gamma_G (\mathbf{G}_T)_y + \gamma_G (\mathbf{G}_W)_y = \gamma_G (|\mathbf{G}_T| + |\mathbf{G}_W|) \cos \alpha \quad (1-150)$$

avendo considerato i pesi propri della tubazione e del liquido al suo interno nel volume di controllo scelto $V = AL$.

⇒ IMPORTANTE

Osservando l'equilibrio vettoriale in basso a destra nella Figura 1–18 a pagina 81, si riconosce che l'estremità del vettore risultante $\mathbf{R}_{idr,tot}$ (che il tronco di condotta scarica sul blocco di ancoraggio) deve rimanere sui punti dell'asse x . Questo significa che considerando il termine negativo attritivo nella (1–149), l'entità del modulo della $\mathbf{R}_{idr,tot}$ diminuirà rimanendo però quasi invariato. Di conseguenza, la forza (di progetto) $\mathbf{R}_{Ed,idr,tot}$ che la condotta scarica sul singolo blocco di ancoraggio potrà considerarsi semplicemente (e a favore di sicurezza) come composizione vettoriale del valore di progetto del peso proprio della condotta con il valore di progetto della sola componente vettoriale del peso proprio del liquido lungo la direzione perpendicolare all'asse x (trascurando il contributo attritivo):

$$\mathbf{R}_{Ed,idr,tot} = \gamma_{G,unfav} \mathbf{R}_{idr,tot} = \gamma_{G,unfav} (\mathbf{G}_T + \mathbf{G}_{W,y}) \quad (1-151)$$

dove si è evidenziato il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_G = \gamma_{G,unfav}$ sui valori caratteristici delle azioni permanenti, il cui valore è da definire in funzione della norma di calcolo utilizzata. Infine, scelto un valore di tentativo per la geometria del singolo blocco di ancoraggio in cls, il cui vettore forza peso sia \mathbf{G}_B , la sollecitazione vettoriale complessiva $\mathbf{R}_{Ed,tot}$ di progetto che si scarica complessivamente sul terreno di fondazione è data dalla somma vettoriale $\mathbf{R}_{Ed,tot}$, dove il coefficiente γ_G andrà scelto in modo da aumentare l'eccentricità e :

$$\mathbf{R}_{Ed,tot} = \mathbf{R}_{Ed,idr,tot} + \gamma_{G,fav} \mathbf{G}_B = \gamma_{G,unfav} (\mathbf{G}_T + \mathbf{G}_{W,y}) + \gamma_G \mathbf{G}_B. \quad (1-152)$$



Tramite il valore della forza risultante $\mathbf{R}_{Ed,tot}$ andrà quindi valutata la resistenza ultima del terreno a contatto con il blocco di fondazione e anche verificata la geometria inizialmente fissata per il blocco. La distanza tra i blocchi viene in genere fissata pari a $200 \div 300 \text{ m}$ e la condotta deve essere resa solidale con ogni blocco mediante opportuni collegamenti metallici annegati nel cls. A volte i blocchi di ancoraggio vengono realizzati anche per tubazioni interrato aventi pendenze minori del valore del 20% determinato in precedenza (si veda la (1–148)); lo scopo in tal caso è però solo quello di avere dei punti fissati durante la posa in opera dei vari tratti di condotta.

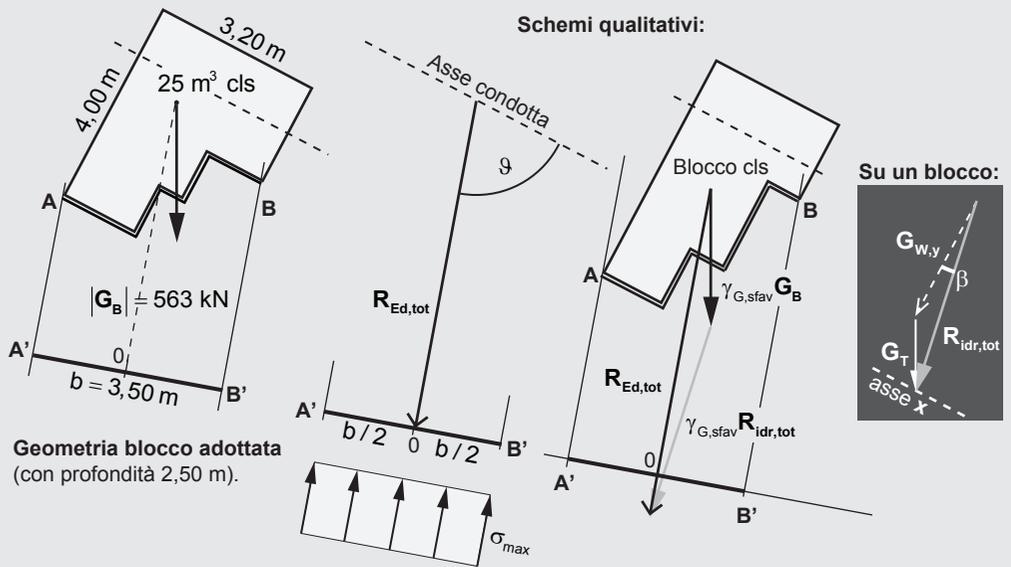
ESEMPIO 1–15

Verifica blocco di ancoraggio per condotta rettilinea interrata a forte pendenza

Si abbia un tronco rettilineo di condotta $L = 250 \text{ m}$ di diametro $D = 1,00 \text{ m}$ (peso della condotta per unità di lunghezza: 240 kg/m) convogliante acqua e con inclinazione della livelletta di $\alpha = 20^\circ$. La larghezza del blocco di ancoraggio è pari a $L_B = 2,50 \text{ m}$ e la geometria è stata scelta in modo tale che $\mathbf{R}_{Ed,tot}$ cada all'interno della linea spezzata della risega da A a B (si veda schema in Figura 1–18 a pagina 81). In funzione delle geometrie di tentativo stimabili per il blocco di ancoraggio in cls non armato (massimo peso proprio $|\mathbf{G}_B| = 1000 \text{ kN}$ con $b = 3 \div 5 \text{ m}$ e $L_B = 2,50 \text{ m}$), la massima tensione del carico limite (condizioni drenate) in fondazione è stata valutata non meno di $\sigma_{lim} = 0,40 \text{ MPa}$.

Figura 1-19

Dimensioni del blocco di ancoraggio fissate in modo tale che la risultante di progetto cada in prossimità del punto centrale O della proiezione di impronta $A'B'$ della superficie di contatto del blocco con il piano di posa del terreno.



Si chiede di verificare la portanza della fondazione e la verifica a scorrimento del blocco, utilizzando la norma EN 1997-1: Eurocode 7: *Geotechnical design - Part 1: General rules*. Si imponga il set di combinazioni più severo per il dimensionamento geotecnico della fondazione (DA1 – Combinazione 2): **A2-M2-R1**.

Soluzione

Per semplicità e sicurezza, si ignora il contributo dell'azione di contrasto attritiva sulla superficie di contatto terreno-tubazione durante la posa in opera della condotta. Si ignora il completamente il contributo della resistenza passiva dei terreni sui lati del blocco di fondazione. Si utilizzerà, quindi, direttamente l'espressione vettoriale data dalla (1-152) e quindi dalla (1-151) a pagina 83, anziché la composizione vettoriale delle due componenti F_x e F_y date dalle (1-149) e (1-150).

STEP 1

Parametri di calcolo, valori caratteristici e coefficienti parziali di sicurezza

1. Area della sezione liquida A in condotta:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (1,00 \text{ m})^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2;$$

2. Peso proprio volume liquido all'interno del volume di controllo $V = AL$:

$$|G_W| = \gamma AL = (9,81 \text{ kN/m}^3)(0,785 \text{ m}^2)(250 \text{ m}) = 1926 \text{ kN};$$

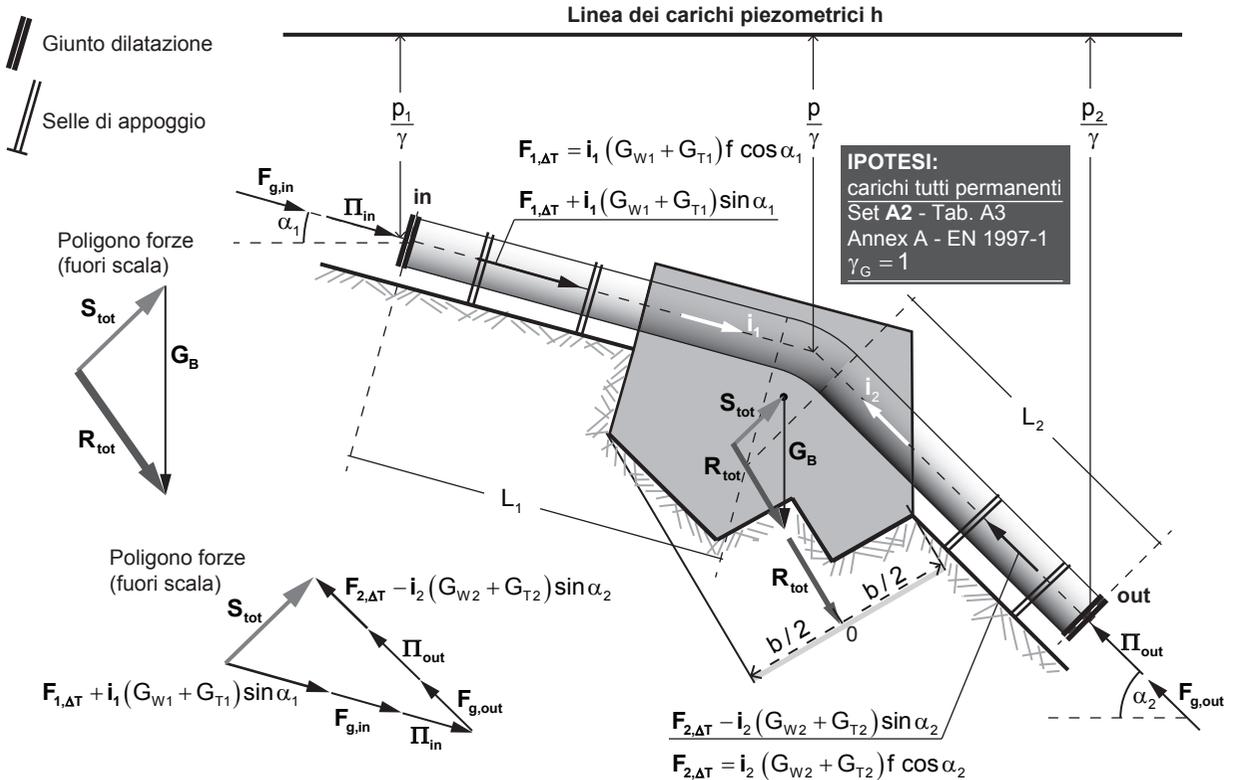
3. Componente del peso proprio perpendicolare all'asse della condotta rettilinea:

$$|G_{W,y}| = (G_W)_y = |G_W| \cos \alpha = (1926 \text{ kN}) \cos(20^\circ) = 1810 \text{ kN};$$

4. Peso proprio del tronco L di tubazione:

$$|G_T| = (240 \text{ kg/m})(250 \text{ m}) = 60000 \text{ kg} \approx 590 \text{ kN};$$

5. Valori dei coefficienti parziali di sicurezza assunti per le azioni, secondo EN 1997-1,


Figura 1-20

Equilibrio di un blocco di ancoraggio in un punto di cambio di livelleta per una condotta con giunti di dilatazione.

NOTA: i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni sono stati assunti unitari (secondo Annex A - Tab.A.3 della EN 1997-1). Tutte le azioni agenti, in particolare, sono state considerate come azioni permanenti e secondo lo schema DA1 - Comb. 2 (A2 + M2 + R1).

- l'azione della pressione idrostatica p_{in} sulla sezione di entrata "in";
- l'azione della pressione idrostatica p_{out} sulla sezione di uscita "out";
- la componente assiale del peso del liquido $G_{W1} \sin \alpha_1$ all'interno del tronco di tubazione L_1 e la relativa componente assiale del peso proprio $G_{T1} \sin \alpha_1$ del tronco di sola condotta;
- la componente assiale del peso del liquido $G_{W2} \sin \alpha_2$ all'interno del tronco di tubazione L_2 e la relativa componente assiale del peso proprio $G_{T2} \sin \alpha_2$ del tronco di sola condotta;
- la componente attritiva, agente sul tronco di monte L_1 lungo le superfici di contatto delle selle d'appoggio, dovuta a dilatazione termica: $F_{1,\Delta T} = f (G_{W1} + G_{T1}) \cos \alpha_1$;
- l'analoga componente attritiva, agente sul tronco di valle L_2 lungo le superfici di contatto delle selle d'appoggio per dilatazione termica: $F_{2,\Delta T} = f (G_{W2} + G_{T2}) \cos \alpha_2$ con un valore del coefficiente di attrito (tubazioni metalliche vetuste) $f = 0,15 \div 0,20$;
- forza di attrito $F_{g,in}$ nel giunto di dilatazione a monte, per una pressione di serraggio nel premistoppa pari alla pressione idraulica p_{in} ;
- forza di attrito $F_{g,out}$ nel giunto di dilatazione a valle, per una pressione di serraggio nel premistoppa pari alla pressione idraulica p_{out} ;
- peso proprio G_B del blocco di ancoraggio nel punto di cambio della livelleta.

EN 1977–1. In particolare, essendo la situazione idraulica più gravosa quella statica, dove già sono imposti i massimi valori caratteristici di pressione (per “colpo d’ariete” o per pressione di collaudo), si ritiene ragionevole applicare per le relative forze di pressione un coefficiente parziale pari all’unità $\gamma_G = 1$, ritenendo che un valore pari a 1,35 (ad esempio per Set. **A1** in Tab. A.3 - Annex A della EN 1997–1) sia di fatto eccessivo, non potendo le pressioni raggiungere valori maggiori addirittura di + 35% di quelle già fissate per “colpo d’ariete” o per quelle raggiungibili in fase di collaudo.



Analogamente, per le azioni di coazione termica, dal punto di vista dell’assegnazione dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni, si può ritenere ragionevole considerarle come azioni permanenti piuttosto che variabili poiché gli effetti di coazione per gradienti termici, una volta definito il $\Delta T > 0$, risultano ben determinati e non altrettanto “incerti” come possono invece risultare i sovraccarichi di esercizio gravanti su un impalcato di una costruzione civile che – diversamente – presentano l’incertezza della determinazione effettiva della loro eccentricità, soprattutto per la stima degli effetti torcenti in condizioni sismiche.

In generale, quindi, per la verifica del blocco di ancoraggio si ritiene più ragionevole penalizzare i parametri geotecnici del terreno adottando (accanto al set **A2** per le azioni, Tab. A.3) il set **M2** della Tab. A.4 (Annex A - EN 1997–1). Quanto osservato verrà applicato anche per la verifica del blocco di ancoraggio nella sezione di cambio di livelletta per l’assetto di condotta priva di giunti di dilatazione.

Condotta priva di giunti di dilatazione. Si considerino i tratti di tubazione compresi tra il generico blocco di ancoraggio (posto sulla sezione di cambio di livelletta) e i rispettivi blocchi a monte e a valle e le sezioni di mezzeria “in” e “out” di tali tratti (si veda schema in Figura 1–21 a pagina 90). In questo caso, il tronco di condotta di monte da prendere in considerazione è compreso tra la sezione “in” e la sezione in cui cambia la livelletta; mentre il tronco di valle da considerare è quello dalla sezione di cambio della livelletta fino alla sezione “out” (si veda Figura 1–21).

Se, analogamente al caso precedente, si indicano questi due tronchi di condotta rispettivamente con L_1 e L_2 e con α_1 e α_2 le relative pendenze rispetto all’orizzontale, si potrà similmente trattare l’equilibrio del blocco di ancoraggio come sottoposto ad una risultante vettoriale \mathbf{R}_{tot} di forze dovute all’azione del liquido \mathbf{S}_{tot} e di tutti i pesi agenti \mathbf{G} . Diversamente dal caso precedente, però, non essendoci sezioni giuntate per i due tronchi, si dovrà tenere in considerazione la formazione di forze di coazione dovute all’impedimento di dilatazioni/contrazioni per gradienti di tipo termico.

Detto con α il coefficiente di dilatazione termica lineare del materiale (di modulo elastico E) costituente la condotta (di diametro D e spessore s costanti), la situazione maggiormente gravosa per il blocco di ancoraggio si ha per una dilatazione termica ΔT su una condotta non libera di dilatarsi. In tal caso, si crea lungo il tronco di monte L_1 una reazione elastica agente sulla sezione “in” e diretta da monte verso valle sul blocco. Analogamente, sul tronco L_2 si crea sulla sezione “out” una reazione elastica che risale da valle verso monte sul blocco. Queste due forze elastiche di coazione presentano rispettivamente le espressioni:

$$F_{\Delta T,1} = \mathbf{i}_1 \sigma_1 \pi D s = \mathbf{i}_1 (E \alpha \Delta T) \pi D s \quad (1-157)$$

$$F_{\Delta T,2} = \mathbf{i}_2 \sigma_2 \pi D s = \mathbf{i}_2 (E \alpha \Delta T) \pi D s \quad (1-158)$$

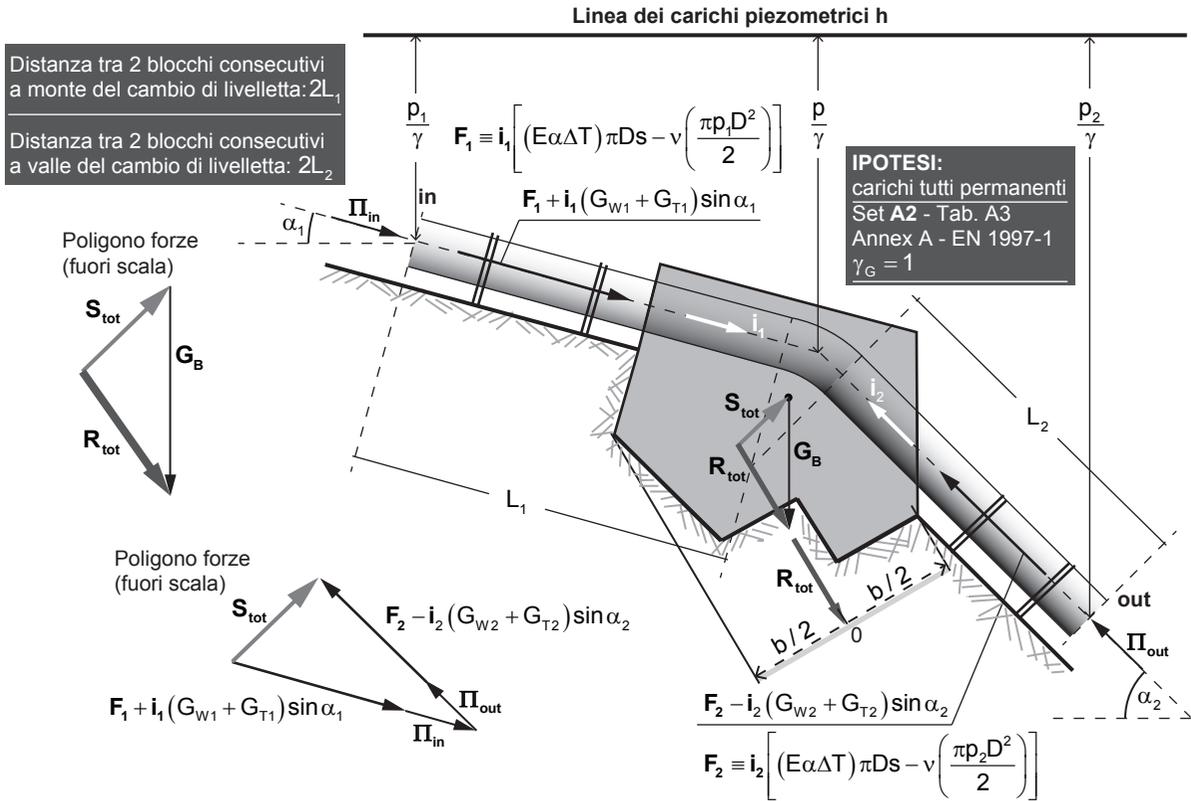


Figura 1-21

Equilibrio di un blocco di ancoraggio in un punto di cambio di livelletta per una condotta priva di giunti di dilatazione.

NOTA: i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni sono stati assunti unitari (secondo Annex A - Tab.A.3 della EN 1997-1). Tutte le azioni agenti, in particolare, sono state considerate come azioni permanenti e secondo lo schema DA1 - Comb. 2 (A2 + M2 + R1).

poiché le tensioni di coazione longitudinali $\sigma = E\alpha\Delta T$ nelle pareti della condotta per dilatazione termica $\Delta T > 0$ nascono perché risulta impedito l'allungamento percentuale:

$$\frac{\Delta L_i}{L_i} = \alpha\Delta T.$$

Accanto a queste due reazioni di coazione, si devono tenere in conto anche le azioni per effetto POISSON dovuto alla pressione agente all'interno della condotta che tende a dilatare radialmente le pareti delle condotte con conseguente contrazione longitudinale che va a contrastare parzialmente l'effetto di un gradiente termico positivo $\Delta T > 0$.

In particolare, per effetto della pressione interna ($p_1 > 0$), la tubazione di monte se fosse libera subirebbe una contrazione longitudinale unitaria $\varepsilon_{L,1}$ per effetto POISSON pari a:

$$\varepsilon_{L,1} = \frac{\nu}{E}\sigma_{r,1} = \frac{\nu}{E}\left(\frac{p_1 D}{2s}\right) \quad (1-159)$$

dove p_1 è il valore della pressione in corrispondenza della sezione "in" del tronco L_1 di condotta a monte. In modo analogo, il tronco di valle se fosse libero di deformarsi in seguito ad una pressione $p_2 > 0$ in condotta subirebbe una contrazione longitudinale unitaria (sempre per effetto POISSON) pari a $\varepsilon_{L,2}$:

$$\varepsilon_{L,2} = \frac{\nu}{E} \sigma_{r,2} = \frac{\nu}{E} \left(\frac{p_2 D}{2s} \right). \quad (1-160)$$

essendo appunto ν il coefficiente di Poisson del materiale della condotta. L'impedita contrazione longitudinale su entrambi i tronchi di condotta fa nascere nel singolo tronco uno sforzo di trazione, diretto assialmente (di modulo $\sigma_{L,i} = E \varepsilon_{L,i}$) e quindi una forza $\mathbf{F}_{p,i}$ agente sulla sezione trasversale della condotta di area resistente $\pi D s$. In particolare, per una pressione positiva all'interno della condotta^(xix) si originano due risultanti di forza di trazione. Per il tronco L_1 di monte, si origina una forza $\mathbf{F}_{p,1}$ diretta assialmente dal blocco di ancoraggio verso monte; mentre nel tronco L_2 di valle, si origina una forza $\mathbf{F}_{p,2}$ diretta assialmente dal blocco di ancoraggio verso valle (si veda schema in Figura 1-21).

➔ IMPORTANTE

Pertanto, nella condizione di carico maggiormente gravosa per l'equilibrio del blocco di ancoraggio ($\Delta T > 0$ e pressione in condotta ovunque positiva $p_i > 0$), per i due tronchi di tubazione L_1, L_2 si ha rispettivamente le risultanti:

$$\mathbf{F}_1 \equiv \mathbf{F}_{\Delta T,1} - \mathbf{i}_1 \sigma_{L,1} \pi D s \Rightarrow \mathbf{F}_1 \equiv \mathbf{i}_1 \left[(E \alpha \Delta T) \pi D s - \nu \left(\frac{\pi p_1 D^2}{2} \right) \right] \quad (1-161)$$

$$\mathbf{F}_2 \equiv \mathbf{F}_{\Delta T,2} - \mathbf{i}_2 \sigma_{L,2} \pi D s \Rightarrow \mathbf{F}_2 \equiv \mathbf{i}_2 \left[(E \alpha \Delta T) \pi D s - \nu \left(\frac{\pi p_2 D^2}{2} \right) \right] \quad (1-162)$$

Poiché i due tronchi di condotta sono sottoposti a pressione interna variabile lungo l'asse, in effetti il calcolo delle tensioni longitudinali nelle pareti della condotta risulterebbe più complesso. È infatti per questo motivo che si è deciso di fissare il volume di controllo in modo che le sezioni di estremità "in" e "out" cadano proprio nella sezione di mezzeria dei due tronchi compresi a monte e a valle tra due successivi blocchi di ancoraggio. In questo modo, i due valori di pressione (p_1 per il tronco L_1 di monte e p_2 per il tronco L_2 di valle) utilizzati in questi calcoli assumono ciascuno valore medio sul tratto di competenza compreso tra due blocchi di ancoraggio consecutivi, semplificando così la trattazione analitica.

Le rimanenti forze agenti sono analoghe al caso di tubazione con cambio di livelletta e dotata di giunti di ancoraggio. Analogamente a quanto osservato per la condotta dotata di giunti di dilatazione, anche in questo caso esistono le seguenti relazioni vettoriali, dedotte proiettando (lungo l'asse del particolare tronco liquido considerato) l'equazione di equilibrio globale:

$$\mathbf{\Pi}_{\text{in}} + (G_{W1} \sin \alpha_1) \mathbf{i}_1 - \frac{\pi D^2}{4} p \mathbf{i}_1 = 0 \Rightarrow \boxed{\mathbf{\Pi}_{\text{in}} + (G_{W1} \sin \alpha_1) \mathbf{i}_1 = \frac{\pi D^2}{4} p \mathbf{i}_1} \quad (1-163)$$

$$\mathbf{\Pi}_{\text{out}} - (G_{W2} \sin \alpha_2) \mathbf{i}_2 - \frac{\pi D^2}{4} p \mathbf{i}_2 = 0 \Rightarrow \boxed{\mathbf{\Pi}_{\text{out}} - (G_{W2} \sin \alpha_2) \mathbf{i}_2 = \frac{\pi D^2}{4} p \mathbf{i}_2} \quad (1-164)$$

esprese quindi in funzione del solo valore (massimo) di pressione p all'interno della tubazione nella sezione in cui avviene il cambio di livelletta. La composizione delle forze verrà ricondotta ad un'unica forza vettoriale \mathbf{R}_{tot} e in base alla sua direzione e intensità verrà scelta la geometria e la disposizione dell'impronta della fondazione per le relative verifiche e quindi la disposizione e la geometria dell'intero blocco di ancoraggio.

Condotta rettilinea a forte pendenza posata in cunicolo. Anche in questo tipo di assetto si può ancora distinguere il caso di condotta munita di giunti di dilatazione

(xix) Pressione positiva significa una pressione maggiore della pressione atmosferica.

da quello di condotta priva di giunti. Nel primo caso, considerando il tronco compreso tra il giunto a monte e quello a valle del blocco, le forze agenti sono ancora quelle viste per il caso di condotta con cambio di livelletta in presenza di giunti di dilatazione, con la differenza che ora i primi membri delle (1-163) e (1-164) a pagina 91 tendono ad annullarsi quando la condotta è tutta rettilinea, risultando infatti:

$$\begin{cases} (\mathbf{II}_{\text{in}} + (G_{W1} \sin \alpha_1) \mathbf{i}_1) + (\mathbf{II}_{\text{out}} - (G_{W2} \sin \alpha_2) \mathbf{i}_2) = \frac{\pi D^2}{4} p (\mathbf{i}_1 + \mathbf{i}_2) = 0 \\ \mathbf{i}_1 + \mathbf{i}_2 = 0 \Rightarrow \mathbf{i}_1 = -\mathbf{i}_2 \quad (\text{se su medesima retta}) \end{cases}$$

Tutte le rimanenti forze sono dirette lungo l'asse della tubazione che è appunto tutta rettilinea, per cui la loro risultante \mathbf{S}_{tot} è diretta secondo tale asse. Il peso proprio del blocco di ancoraggio \mathbf{G}_B deve quindi riportare tale risultante \mathbf{S}_{tot} alla sua base di appoggio al cunicolo. Analogo discorso vale se la tubazione (rettilinea) è a forte pendenza e priva di giunti di dilatazione.

✓ RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ARREDI F., *Costruzioni Idrauliche*, vol. II, UTET, Torino, 1972.
 CITRINI D., NOSEDA G., *Idraulica*, Casa Editrice Ambrosiana Milano, 2000.
 MARCHETTI M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche – Acquedotti*, Tamburini, Milano, 1947.
 MARCHI E., RUBATTA A., *Meccanica dei fluidi, principi e applicazioni idrauliche*, UTET, Torino, 1996.
 MILANO V., *Acquedotti, Guida alla progettazione*, Hoepli, 2000.
 MOSER A. P., FOLKMAN S., *Buried Piped Design*, 3rd Edition, McGraw-Hill, New York, 2008.
 NUCERA D. ING., *Blocchi di ancoraggio per condotte in pressione*, Tubi Ghisa S.p.A., 1980.

Cover Art: http://engineer1974.rssing.com/chan-18289387/all_p5.html#item92

2

Elementi di Geotecnica applicata alla verifica dei blocchi di ancoraggio sui terreni

2-1	NORMATIVA EUROPEA SULLA GEOTECNICA: EN 1997	94
	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU): Design Approaches (DA)</i>	95
	<i>Alcune particolari precisazioni nell'uso delle EN 1997-1 e EN 1997-2</i>	101
2-2	PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI TERRENI: CENNI	107
	<i>Caratteri principali dei terreni</i>	107
	<i>Prima stima delle condizioni dei terreni</i>	113
	<i>Determinazione delle proprietà dei terreni</i>	114
2-3	TEORIA DELLA MECCANICA DEI TERRENI: CENNI E PRINCIPI	121
	<i>Ipotesi di base sulla schematizzazione dei terreni</i>	121
	<i>Classificazione dei terreni e delle rocce</i>	122
	<i>Tensioni totali e tensioni efficaci</i>	124
	<i>Stati di equilibrio limite attivo e passivo</i>	131
2-4	LE FONDAZIONI SUPERFICIALI: TIPI DI ROTTURA E FORMULE PRATICHE	140
	<i>Possibili meccanismi di rottura del sistema blocco di ancoraggio-terreno</i>	141
	<i>Portanza fondazione superficiale in condizioni drenate</i>	142
	<i>Portanza fondazione superficiale in condizioni non drenate</i>	144
	<i>Formule di portanza semplificate per i blocchi di ancoraggio</i>	145
	<i>Coefficienti di capacità portante</i>	146
	<i>Stima probabilistica del valore caratteristico di una grandezza misurata</i>	152

In questa sezione vengono riportati succintamente i principali concetti di *Geotecnica*, inerenti alla portanza dei terreni interessati dalle azioni di scarico che le condotte esercitano sui blocchi di ancoraggio in cls. Tali strutture di fondazione, infatti, hanno lo scopo di distribuire sul terreno di posa circostante, in modo opportuno, tutte le sollecitazioni e le forze che l'esercizio della linea di adduzione scarica.

Come già notato, le maggiori sollecitazioni si verificano durante le operazioni di collaudo (oppure in condizioni di "colpo d'ariete"). Lo studio e la stima della portanza e delle spinte dei terreni è quindi di particolare importanza anche per questo tipo di opere, caratterizzate da sollecitazioni che sorgono in corrispondenza di punti singolari del tracciato (deviazioni o presenza di apparecchi idraulici) e che sono trasmesse tramite i blocchi di ancoraggio o al solo fondo scavo, oppure sia al fondo che a una delle pareti dello scavo stesso.

In questo capitolo, si terrà in conto degli aspetti puramente geotecnici dei terreni e del loro comportamento, concentrando l'attenzione solo sull'analisi della portanza dei terreni secondo la EN 1997-1 (2004): Eurocode 7: *Geotechnical design – Part 1 General rules*.

2-1 **NORMATIVA EUROPEA SULLA GEOTECNICA: EN 1997**

La norma europea sulle opere di fondazione, costituita dalla EN 1997-1 (2004: *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*) e dalla EN 1997-2 (2007: *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*), non fornisce un sistema rigido di procedure applicative ma piuttosto fissa una serie di principi da seguire, lasciando alla responsabilità del Progettista la scelta operativa e il metodo di calcolo da seguire.

L'Eurocodice 7, come anche l'attuale norma italiana,⁽ⁱ⁾ si basa sul comportamento del sistema geotecnico (costituito dal complesso terreno-fondazione) rispetto ai requisiti di stabilità, funzionalità e durabilità.

Qualora una struttura non abbia uno dei tre requisiti sopra menzionati, si raggiunge uno *stato limite*. Gli stati limite sono divisi in due categorie:

- ultimi (SLU);
- di servizio o esercizio (SLE).

È compito del Progettista identificare e prevenire (con un approccio di tipo probabilistico) tutti i possibili stati limite. Un altro concetto importante espresso nell'Eurocodice 7 è quello di categoria geotecnica, in funzione principalmente dei seguenti parametri:

- tipo e dimensione della struttura;
- manufatti esistenti all'intorno;
- caratteristiche dei terreni e della falda idrica;
- sismicità della zona;
- problemi di impatto ambientale.



Le strutture in esame si suddividono in tre categorie (*Geotechnical Category, GC*), essenzialmente:

- *GC1*: strutture relativamente semplici, in terreni di buone caratteristiche geotecniche per le quali il rispetto dei requisiti di funzionamento può essere garantito sulla base dell'esperienza e di indagini geotecniche qualitative;
- *GC2*: strutture per le quali occorrono conoscenze geotecniche e dati quantitativi ma per le quali sono adeguati i metodi convenzionali di progetto, verifica e costruzione; la progettazione deve essere eseguita da ingegneri qualificati e con esperienza geotecnica;⁽ⁱⁱ⁾
- *GC3*: tutte le strutture che non possono rientrare nelle due precedenti categorie (ad esempio: grandi strutture ed opere alla cui costruzione ed esercizio sono connessi alti rischi); è richiesto l'intervento di ingegneri con adeguata competenza specifica e con esperienza nel campo dell'ingegneria geotecnica.

Nella norma EN 1997, come del resto in tutto il restante corpo degli Eurocodici Strutturali, è previsto l'uso di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle caratteristiche di

(i) L'attuale norma italiana adotta di fatto quanto indicato nell'Eurocodice 7, modificandola però in parte in modo da renderla solamente più restrittiva. In questo lavoro, pertanto, considerate le continue verifiche e modifiche della norma italiana negli ultimi quindici anni, riguardo tutto lo spettro della materia "strutture", si è deciso di focalizzare l'attenzione maggiormente sulla norma europea nella sua versione originale (CEN/TC 250).

(ii) I blocchi di ancoraggio e fondazione sui terreni per gli impianti di condotte idrauliche sono evidentemente da riferire alla categoria geotecnica n. 2.

resistenza dei terreni da adottare nelle calcolazioni geotecniche di verifica e progetto. La scelta possibile di questi coefficienti di sicurezza deve essere valutata anche in base alle conseguenze che potrebbe avere il raggiungimento dello stato limite di esame.

Per la raccolta dei dati geotecnici e la programmazione delle indagini la norma europea prevede piani e approfondimenti diversi a seconda della fase di progetto prendendo in considerazione l'utilizzo di un metodo osservabile diretto sotto opportune condizioni.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU): Design Approaches (DA)

Nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di rottura, sia a *breve* sia a *lungo termine*.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali⁽ⁱⁱⁱ⁾ si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dal blocco di fondazione. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:^(iv)

- SLU di equilibrio come corpo rigido (EQU);
- SLU di tipo geotecnico (GEO);
- SLU di tipo strutturale (STR).

Nell'Annex A della EN 1997-1, i fattori parziali di sicurezza da utilizzarsi nelle calcolazioni di verifica sono raggruppati e distinti in gruppi ("set") contraddistinti dalle lettere:

- "A" per azioni o effetti delle azioni agenti;
- "M" per parametri di resistenza del suolo;
- "R" per resistenza del sistema geotecnico (fondazione-terreno).^(v)



I vari gruppi di azioni ("set") indicati dalla norma dovranno scegliersi in funzione del tipo di approccio (alla progettazione) utilizzato (*Design Approach*). L'Eurocodice 7 definisce tre approcci di progettazione, all'interno di ognuno dei quali definisce diverse combinazioni di carico e valori resistenti. Ad esclusione di pali e tiranti di ancoraggio (qui in questa sede non presi in considerazione), si ha per le rimanenti strutture di fondazione:

- DA1 (*Design Approach 1*), costituito da due combinazioni:
 - Combinazione 1: A1 "+" M1 "+" R1^(vi)
 - Combinazione 2: A2 "+" M2 "+" R1.
- DA2 (*Design Approach 2*), costituito dalla sola combinazione:
 - Combinazione 1: A1 "+" M1 "+" R2.
- DA3 (*Design Approach 3*), costituito dalla sola combinazione:
 - Combinazione 1: (A1^(vii) oppure A2^(viii)) "+" M2 "+" R3.

(iii) I blocchi di ancoraggio delle condutture vengono in questo lavoro considerate come fondazioni di superficie (fondazioni superficiali, appunto).

(iv) Si veda Annex A in EN 1997-1.

(v) Portanza del terreno, resistenza a ribaltamento della fondazione e resistenza a scorrimento del piano di posa terreno-fondazione.

(vi) Il simbolo "+" significa: "da combinarsi con"..

(vii) Set A1 applicato alle sole azioni strutturali (scaricate dal telaio sulla struttura di fondazione).

(viii) Set A2 applicato alle sole azioni di natura geotecnica (spinte dei terreni).

⇨ IMPORTANTE

Questi tre approcci alla progettazione dovranno tenere conto sia delle condizioni drenate e sia delle condizioni non drenate dei terreni. In sostanza, si dovranno considerare le verifiche sia nel *breve periodo* (all'inizio dell'età di applicazione dei carichi, qualora le condizioni fossero non drenate)^(ix) sia nel *lungo periodo* (dopo un numero di anni dall'applicazione dei carichi paragonabili alla *vita utile di progetto* della struttura).

Il DA1 si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera due famiglie di combinazioni:

- una di tipo strutturale (STR) con scenario A1 “+” M1 “+” R1;
- e una di tipo geotecnico (GEO) con scenario A2 “+” M2 “+” R1.

La normativa italiana modifica lo scenario (GEO) in A2 “+” M2 “+” R2, rendendolo quindi maggiormente severo esigendo valori maggiori per i coefficienti di sicurezza sulle resistenze del sistema fondazione-terreno.

⇨ IMPORTANTE

La prima combinazione (STR) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale dell'opera di fondazione a contatto con il terreno; mentre la seconda combinazione (GEO) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento e della verifica geotecnica.

Il DA2 prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti A1 “+” M1 “+” R2 da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche. In questo tipo di combinazione vengono incrementati le azioni permanenti e le variabili (con i coefficienti parziali delle azioni relativi al “set A1”) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno (con i coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno relativi al “set M1”). Mentre la resistenza assume valori ridotti o invariati in relazione al tipo di verifica (con i coefficienti di sicurezza relativi al “set R2”).

La norma italiana modifica questo scenario sostituendo al “set R2” il “set R3” esigendo un valore maggiore del coefficiente di resistenza fondazione-terreno.

Il DA3 prevede un'unica combinazione (A1 oppure A2) “+” M2 “+” R3 che differenzia tra le azioni di tipo strutturale (set A1) da quelle dovute alle spinte delle terre (set A2). In particolare, per la verifica di stabilità globale del sistema terreno-fondazione, le azioni agenti sulla superficie del suolo (come azioni scaricate da telai o da carichi viaggianti) devono essere trattate come fossero azioni geotecniche dei terreni (quindi adottando il set A2 per tutte le azioni agenti).



Fattori parziali di resistenza. Rispetto alla norma italiana, la normativa europea ritiene la *verifica a ribaltamento* di una struttura di fondazione superficiale (o, più in particolare, di una struttura di contenimento) uno stato limite non rilevante, poiché lascia intendere^(x) che al ribaltamento della struttura – come corpo rigido su terreno rigido – intervenga prima il superamento della capacità portante in una zona ristretta della struttura di fondazione.

RIBALTAMENTO ⇨

Operativamente, detto con $M_{Ed,dst}$ il momento complessivo destabilizzante (di progetto SLU dato dalle azioni esterne e dalle spinte dei terreni che tendono a destabilizzare la fondazione con un possibile centro istantaneo Ω di rotazione rigida) e con $M_{Ed,stb}$ il momento complessivo stabilizzante dovuto all'azione dei pesi e delle eventuali (minime)

(ix) Ad esempio, nel caso di terreni coesivi saturi (argille), caratterizzati nel momento dell'applicazione di un carico da deformarsi a volume costante e di drenare la fase acquosa in tempi relativamente più lunghi rispetto a terreni di tipo sabbioso-granulare.

(x) Si veda Nota 1 al par. 2.4.7.2 della EN 1997-1.

CARICO LIMITE ⇨

Per la verifica alle massime pressioni (locali) scaricate dalla fondazione nei suoi punti di estremità, si richiede che il carico limite bLq_{lim} del sistema fondazione-terreno (una volta definita tutta la geometria del blocco di ancoraggio) e il valore di progetto E_d delle azioni agenti sul piano di posa della fondazione verifichino la disuguaglianza nel rapporto:

$$\frac{bLq_{lim}}{E_d} \geq \gamma_{R,v} \quad (\text{condizioni drenate e/o non drenate}) \quad (2-4)$$

essendo bL l'area della superficie di contatto fondazione-terreno e q_{lim} il valore del *carico limite* della fondazione (in *condizioni drenate e/o non drenate*) secondo le espressioni teoriche accreditate in letteratura.^(xi)

Nel calcolo della sollecitazione di progetto E_d andranno ovviamente utilizzati i valori massimi non favorevoli della Tabella A.3 in Annex A della EN 1997-1, in modo da rendere minimo il rapporto a primo membro della (2-4).

SLITTAMENTO ⇨

Quando l'azione di progetto complessiva presenta una componente di taglio caratteristica V_{Ek} parallela alla superficie di contatto bL fondazione-terreno, la verifica a slittamento (o traslazione) del piano di posa fondazione-terreno (ignorando come da norma la coesione del terreno^(xii) e anche le reazioni passive ai lati della fondazione) richiede che, in *condizioni drenate*, sia rispettato il rapporto (eq. 6.3b al par. 6.5.3 della EN 1997-1):



$$\frac{N_{Ek} \tan(\varphi'_k)}{\gamma_{G,unfav} V_{Ek}} \geq \gamma_{R,h} \quad (\text{condizioni drenate}) \quad (2-5)$$

dove:

- $\gamma_{G,unfav}$ è un coefficiente (maggiore di $\gamma_{G,fav}$) applicato alla componente caratteristica tangenziale delle azioni esterne sulla fondazione (Tab. A.3 Annex A);
- N_{Ek} e V_{Ek} sono le componenti caratteristiche del carico complessivo che sollecita l'area d'impronta bL del piano di posa terreno-fondazione in direzione ad essa normale e tangenziale rispettivamente.^(xiii)



Quando invece si esegue la verifica in *condizioni non drenate*, mantenendo le medesime ipotesi in sicurezza, deve essere verificata la disuguaglianza nel rapporto:

$$\frac{bL c_{uk}}{\gamma_{G,unfav} V_{Ek}} \geq \gamma_{R,h} \quad (\text{condizioni non drenate}) \quad (2-6)$$

dove c_{uk} è il valore caratteristico della resistenza non drenata del terreno di fondazione. Se poi non è possibile prevenire l'entrata di acqua e aria tra la superficie di contatto della fondazione con un sottofondo argilloso non drenato, allora deve anche essere garantita la seguente limitazione:

$$\frac{bL c_{uk}}{\gamma_{R,h}} \leq 0,4 \gamma_{G,fav} N_{Ek} \quad (2-7)$$

equivalente al rapporto tra azioni di progetto (eq. 6.4b al par. 6.5.3 della EN 1997-1):

$$\frac{R_d}{N_{Ed}} = \frac{bL c_{uk}}{\gamma_{G,fav} N_{Ek}} \leq 0,4. \quad (2-8)$$

(xi) Espressioni della pressione limite q_{lim} per le condizioni drenate e non drenate verranno analizzate nel dettaglio più avanti.

(xii) Si veda punto 6.5.3(10) della EN 1997-1.

(xiii) Nell'espressione (2-5) il valore di N_{Ek} è il carico assiale di progetto N_{Ed} con coefficiente parziale $\gamma = 1$.

Tabella 2-5

Da Tabella A.2 (fattori parziali di resistenza del terreno per EQU), da Annex A della EN 1997-1 (2004).

Parametri del suolo (valori caratteristici)	Grandezza	Simboli	Valori
Angolo di resistenza al taglio	φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza (al taglio) non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,4
Resistenza a compressione uniassiale	q_{uk}	γ_{qu}	1,4
Peso dell'unità di volume del terreno	γ_t	γ_{γ}	1,0

Come già osservato nella (2-3) a pagina 97, il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{\varphi'}$ va applicato alla funzione tangente dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico e il valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio va dedotto tramite la relazione:

$$\tan(\varphi'_d) = \frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}} \Rightarrow \varphi'_d = \arctan\left[\frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}}\right]. \quad (2-9)$$

Fattori parziali di sicurezza (STR) e (GEO). Per le verifiche di resistenza di elementi strutturali della fondazione (STR) e per la verifica geotecnica dell'insieme terreno-fondazione (GEO) si deve fare riferimento ai due “set” di coefficienti A1 e A2, sia per quanto riguarda le azioni caratteristiche sollecitanti (Tab. A.3 - Annex A - EN 1997-1) sia per quanto riguarda i parametri caratteristici di resistenza del terreno (Tab. A.4 - Annex A - EN 1997-1). Di seguito le due tabelle.

Tabella 2-6

Da Tabella A.3 per stati limite STR e GEO (fattori parziali da applicare ai valori caratteristici delle azioni), da Annex A della EN 1997-1.

Azioni (valori caratteristici)	Simboli	Set	
		A1	A2
Permanenti			
Non favorevoli (destabilizzanti)	$\gamma_{G,unfav}$	1,35	1,0
Favorevoli (stabilizzanti)	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0
Variabili			
Non favorevoli (destabilizzanti)	$\gamma_{Q,unfav}$	1,5	1,3
Favorevoli (stabilizzanti)	$\gamma_{Q,fav}$	0	0

NOTA: i simboli dei coefficienti parziali di sicurezza non sono formalmente uguali a quelli riportati in Tab. A.3 della norma. Si è preferito identificarli anche con il pedice “unfav” e “fav” (rispettivamente quando non favorevoli e favorevoli) per la presenza dei due “set” di valori disponibili.



Il primo “set” A1 è da associare ad una combinazione di verifica di tipo strutturale (resistenza della fondazione) e il secondo “set” A2 è da associare ad una combinazione di tipo geotecnico (verifica geotecnica del sistema fondazione-terreno).

Tabella 2-7

Da Tabella A.4 per stati limite STR e GEO (fattori parziali da applicare ai valori caratteristici delle azioni), da Annex A della EN 1997-1 (2004).

Parametri del suolo (valori caratteristici)	Grandezza	Simboli	Set	
			A1	A2
Angolo di resistenza al taglio	ϕ'_k	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza (al taglio) non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza a compressione uniaassiale	q_{uk}	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume del terreno	γ_t	γ_γ	1,0	1,0

Fattori di sicurezza verifica stabilità globale fondazione-terreno.

Come ultima analisi dovrà verificarsi che il sistema fondazione-terreno non presenti problemi di stabilità per franamento del volume di terreno tutto attorno, influenzato dalla presenza della fondazione. Nel caso di strutture di fondazione superficiali, andranno adottati i coefficienti di sicurezza alla Tabella A.14 dell'Annex A - EN 1997-1 che di seguito si riporta.

Tabella 2-8

Da Tabella A.14 (fattori di resistenza equilibrio globale per sistema terreno-fondazione superficiale), da Annex A della EN 1997-1.

Tipo di resistenza	Simboli	Set		
		R1	R2	R3
Resistenza globale terreni	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,1 ^(*)	1,0

(*) Nel caso di strutture di sostegno (ad esempio muri) il valore da considerare relativamente al "set" R2 è pari a 1,4.

Alcune particolari precisazioni nell'uso delle EN 1997-1 e EN 1997-2

Al paragrafo 2.4.5.2 della EN 1997-1 viene meglio specificato il significato di valore caratteristico di una azione o grandezza che interviene nelle verifiche geotecniche. In particolare, il valore di una grandezza caratteristica di resistenza di un terreno deve essere desunto da risultati di prove di laboratorio e confortato anche da risultati di comprovata esperienza. È bene specificare che, in generale, un valore caratteristico di una certa grandezza può essere o maggiore o minore del relativo "valore più probabile"^(xiv) fra una serie di campioni analizzati.

Data una struttura di fondazione, è necessario che l'area di terreno da investigare (da cui prelevare campioni il più possibile indisturbati) sia sufficientemente estesa relativamente all'entità del volume di terreno che, causa la presenza stessa dell'opera geotecnica, risulta caratterizzato da un diverso assetto di tensioni.

In generale, i valori caratteristici delle azioni sono per definizione quei valori che presentano un probabilità prefissata di essere superati dal punto di vista dei valori più sfavorevoli nei confronti di un certo grado di sicurezza richiesto. Per un'azione, si considera valore caratteristico quel valore che ha una probabilità inferiore al 5% di essere superato (frattile

FRATTILE 5% ⇨

(xiv) Indicato dalla norma europea come "most probable value".

superiore di probabilità 5%). Analogamente, per le resistenze dei terreni, il valore caratteristico è quel valore di resistenza che presenta una probabilità inferiore al 5% di risultare inferiore (frattile inferiore di probabilità 5%).

SABBIE ⇨

Per quanto riguarda i terreni sabbiosi (quindi per le *condizioni drenate*) è importante tenere presente che l'angolo di resistenza al taglio (caratteristico) da considerare è quello a *volume costante* $\varphi'_{k,cv}$ e non quello di picco. Infatti, per una sabbia (densa o sciolta), una volta superato il valore di *resistenza di picco* si ha una graduale perdita di resistenza imputabile ad una diminuzione del grado di *mutuo incastro* delle particelle della matrice solida del terreno per effetto della dilatazione verificatasi, fino al raggiungimento di un valore ultimo che si mantiene costante con le deformazioni. In questo caso, il materiale raggiunge il cosiddetto *stato critico* caratterizzato dall'assenza di variazioni di volume e di resistenza col procedere delle deformazioni.

I terreni sabbiosi quando sottoposti a carico drenano acqua immediatamente rispetto ai tempi di disposizione dei carichi: le prove di laboratorio sui campioni di terreno devono essere di tipo drenato. In più le sabbie mancano di agenti cementanti e quindi non presentano alcuna resistenza per coesione (termine coesivo nullo $c' = 0$).

COESIVI SATURI ⇨

I terreni coesivi saturi (essenzialmente i terreni argillosi) presentano la caratteristica di deformarsi mantenendo il volume costante nel breve periodo quando sono caricati. Il processo di consolidamento (essenzialmente espulsione della fase liquida dalla matrice solida) avviene in tempi relativamente lunghi (anche decine d'anni). In tal caso, le verifiche e le resistenze limite di portanza dei terreni andranno condotte considerando la condizione di carico *non drenata*.

COESIONE ⇨

Con il termine coesione si intende la resistenza al taglio che può essere mobilitata in assenza di *tensioni efficaci*^(xv) applicate alla struttura. In generale, l'importanza di tale contributo alla resistenza al taglio aumenta all'aumentare della frazione argillosa e dal grado di sovraconsolidazione (per un terreno argilloso), al diminuire del contenuto d'acqua e cresce soprattutto in presenza di agenti cementanti. Una forma di *coesione apparente* può inoltre svilupparsi per effetto delle tensioni capillari in terreni non saturi. In assenza di cementazione, nel caso di argille sovraconsolidate intatte con *pressioni di sovraconsolidazione* $\sigma_p < 0,5 \div 1 \text{ MPa}$, valori di coesione c' compresi tra 5 e 25 *kPa* possono considerarsi ragionevoli.

In assenza di cementazione tra grani della matrice solida, la resistenza al taglio di un'argilla normalconsolidata e di una sabbia dipende direttamente dalle forze di attrito e l'espressione analitica della resistenza al taglio assume l'aspetto:^(xvi)

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan(\varphi') = \sigma' \tan(\varphi') \quad (2-10)$$

in termini quindi di *tensioni efficaci*, essendo u il valore della pressione idrostatica della fase liquida all'interno del volume di terreno in un suo punto e σ la corrispondente tensione totale (somma quindi della pressione σ' tra i punti di contatto tra grani e del contributo u della pressione della fase acquosa).^(xvii)

(xv) Tensioni agenti solo tra i punti di contatto tra grani della matrice solida del terreno (che può anche essere interessata da una fase acquosa e gassosa in pressione).

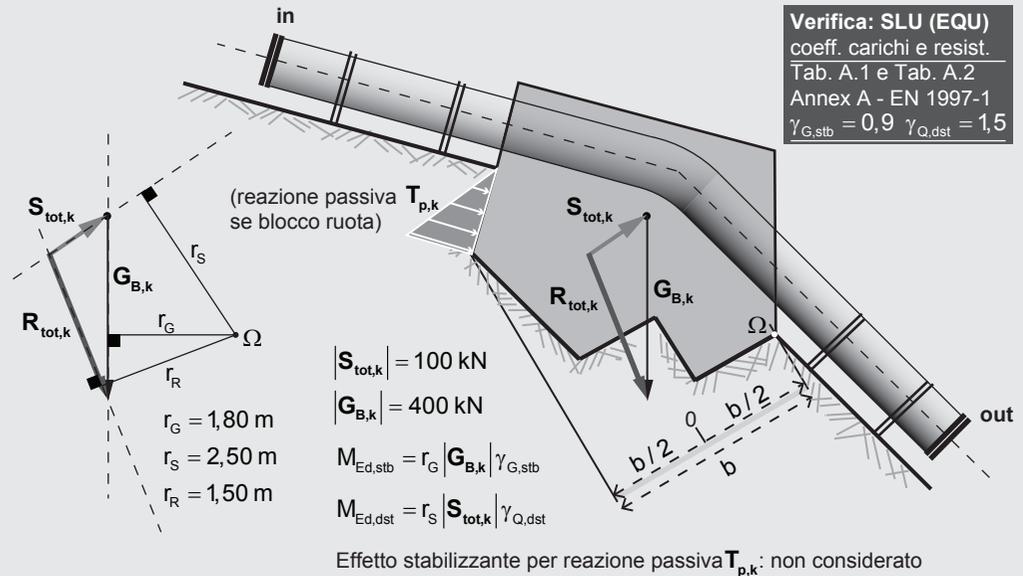
(xvi) Questa equazione verrà analizzata in maggiore dettaglio più avanti.

(xvii) La fase acquosa non è in grado di resistere agli sforzi di taglio che dipendono quindi unicamente dalle forze di contratto attrittive e di mutuo incastro esistenti tra i grani che costituiscono la matrice solida (lo scheletro solido) del terreno.

ESEMPIO 2-1

Verifica a ribaltamento blocco di ancoraggio in cls

Si abbia il blocco di ancoraggio in figura, dove sono indicati i valori caratteristici delle azioni dovute alla spinta compressiva di tipo idraulico e al peso del blocco di ancoraggio. Poiché lo spessore del tratto di terreno aderente a monte del blocco è esiguo (qualche metro) si è deciso di trascurare la spinta attiva tra le azioni agenti sul blocco. Si verifichi quindi a ribaltamento il blocco (attorno al centro istantaneo Ω più probabile) trascurando la reazione passiva $T_{p,k}$ del terreno a monte che potrebbe nascere durante l'eventuale rotazione oraria del blocco di ancoraggio.



Soluzione

Si considerano quindi la sola azione destabilizzante di tipo idraulico (dovuta al cambio di livelletta) e l'azione stabilizzante dovuta al peso proprio del blocco in cls. La verifica dà esito positivo se è soddisfatta la condizione (2-1) a pagina 97 utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni in Tabella 2-4 a pagina 99. Poiché si è deciso di trascurare per sicurezza l'eventuale contributo della spinta passiva $T_{p,k}$ che possa contrastare la rotazione rigida attorno a Ω , non c'è necessità di applicare alcun coefficiente di sicurezza sulla resistenza dei terreni riportati nella Tabella 2-5 a pagina 100.

STEP 1

Valori di calcolo e progetto

1. Distanze delle rette di applicazione delle due componenti rispetto al polo Ω quale centro istantaneo di possibile rotazione in condizioni di non equilibrio rigido:
 - distanza retta d'azione peso proprio blocco (azione stabilizzante): $r_G = 1,80 \text{ m}$;
 - distanza retta d'azione risultante idraulica compressiva (azione destabilizzante): $r_S = 2,50 \text{ m}$;
 - distanza della risultante totale $R_{tot,k}$ (come valore caratteristico): $r_R = 1,50 \text{ m}$.

modo che tutta la sezione di appoggio risulti in pressione. La geometria del blocco di ancoraggio dovrà quindi essere “aggiustata” eventualmente (mantenendo il valore del peso il più possibile invariato, giocando con i volumi delle riseghe) in modo che la risultante di progetto cada non oltre il *terzo medio* (all’interno del *nocciolo centrale d’inerzia* della sezione).

STEP 1 **Calcolo azioni di progetto**

1. Dall’esempio precedente, in base ai valori caratteristici intervengono solo due azioni: una stabilizzante (peso proprio blocco cls) e una destabilizzante (agente verso l’alto dovuta all’effetto idraulico complessivo in condotta). Secondo norma i coefficienti parziali delle azioni sono quelli in Tab A.15 dell’Annex A.
2. Valore di progetto dell’azione stabilizzante (peso proprio blocco cls):

$$G_{stb,d} = |G_{B,k}| \gamma_{G,stb} = (400 \text{ kN}) 0,9 = 360 \text{ kN}.$$

3. Valore di progetto dell’azione destabilizzante (azione idraulica complessiva):

$$Q_{dst,d} \equiv S_{dst,d} = |S_{tot,k}| \gamma_{Q,dst} = (100 \text{ kN}) 1,5 = 150 \text{ kN}.$$

STEP 2 **Esito verifica a non sollevamento**

1. In base alla (2–2) a pagina 97, non intervenendo altre azioni, si ha:

(EQN. 4)
$$ODF = \frac{G_{stb,d} + R_d}{G_{dst,d} + Q_{dst,d}} = \frac{G_{stb,d}}{Q_{dst,d}} = \frac{360 \text{ kN}}{150 \text{ kN}} \approx 2,4 \geq 1$$

con conferma di esito positivo della verifica.

ESEMPIO 2–3

Verifica carico limite sistema terreno-blocco di ancoraggio

Si consideri la geometria e i carichi del blocco di ancoraggio all’Esempio 2–1 a pagina 103. Combinando le due azioni caratteristiche agenti utilizzando il DA1 (*Design Approach 1*) in combinazione 2: A2 “+” M2 “+” + “R1”, l’azione complessiva di progetto $R_{tot,d}$ risulta praticamente perpendicolare alla traccia $b = 3,50 \text{ m}$ della proiezione dell’impronta della fondazione e prossima al punto baricentrale 0, comunque vengano assegnati i coefficienti parziali di sicurezza sulle due azioni $G_{B,k}$ e $S_{tot,k}$.

Valutare che il progetto sia adeguato dal punto di vista del carico limite fondazione-terreno, sapendo che per una larghezza $L_B = L = 2,50 \text{ m}$ del blocco di ancoraggio (perpendicolarmente al piano del foglio) il carico limite è pari a $q_{lim} = 100 \text{ kPa}$.

Soluzione

Componendo graficamente i due vettori delle azioni caratteristiche e permutando i coefficienti parziali di sicurezza sui carichi, relativi al “set” A2 in Tabella A.3 Annex A della EN 1997–1, si ottengono queste due coppie di risultanti:

- $R_{tot,d,I} = G_{B,k} \gamma_{G,stb} + S_{tot,k} \gamma_{Q,dst} = G_{B,k} 1,0 + S_{tot,k} 1,3;$
- $R_{tot,d,II} = G_{B,k} \gamma_{G,dst} + S_{tot,k} \gamma_{Q,std} = G_{B,k} 1,0 + S_{tot,k} 0 = G_{B,k};$

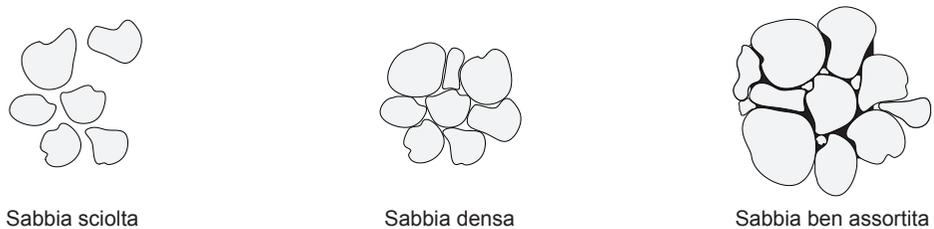
che tengono conto del fatto che nella stima della portanza intervengono sia l’entità dei carichi agenti sia la loro eccentricità rispetto al baricentro 0 dell’impronta terreno-fondazione.

sono trascurabili rispetto a quelle di massa e l'interazione tra le diverse particelle è di tipo esclusivamente meccanico. In questo caso, la struttura dipende dalla forma dei grani e dalla distribuzione delle dimensioni delle particelle, e la sua principale proprietà è costituita dal *grado di addensamento*.

Ad esempio, a seconda che il materiale sia stato soggetto a vibrazioni, o carichi esterni, oppure che sia depositato in presenza di acqua in movimento o in quiete, si può avere una struttura *sciolta* o *densa*. A un maggiore stato di *addensamento* corrispondono un maggior numero di punti di contatto tra grani, un maggior mutuo incastro, una *porosità* e *compressibilità* minori e una *resistenza al taglio* (equivalente attrittiva) più elevata.

Figura 2-1

Stati di addensamento di una sabbia (grani della matrice solida).



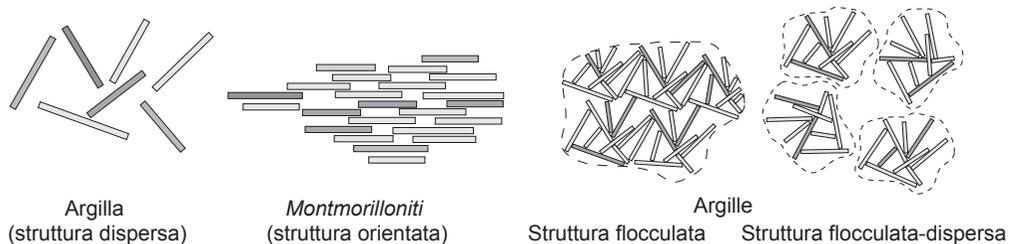
La distribuzione dei grani influenza notevolmente lo stato di addensamento, in quanto con una sabbia ben assortita (Figura 2-1), composta cioè da particelle con diverse dimensioni, è possibile ottenere configurazioni strutturali corrispondenti a stati di addensamento elevato. Inoltre, la forma delle particelle dei grani influisce sul comportamento meccanico di una sabbia: è infatti possibile avere due campioni di sabbia con lo stesso grado di addensamento, la stessa porosità e la stessa distribuzione delle dimensioni dei grani, ma con due strutture completamente diverse e perciò con due differenti comportamenti. L'influenza della *struttura*^(xix) è tanto più marcata quanto più la sabbia è sciolta; mentre l'influenza dell'orientamento delle particelle è più pronunciata in sabbie dense. E quindi si deduce che i parametri di *forma*, *dimensione*, distribuzione delle dimensioni dei grani (*distribuzione granulometrica*) e *stato di addensamento* non sono sufficienti da soli a caratterizzare il comportamento di una sabbia, ma vanno sempre associati al tipo di struttura reale.

◉ IMPORTANTE

Argille. Nel caso delle particelle di argilla, la superficie specifica è molto elevata e le forze di superficie sono quelle che condizionano maggiormente l'interazione reciproca e con l'ambiente circostante. La particella di argilla presenta una carica elettrica superficiale

Figura 2-2

Stati di addensamento di una argilla (particelle della matrice solida).



(xix) Per struttura di una sabbia si intende qui la disposizione spaziale dei grani di forma predominante (quindi, caratterizzante) dell'aggregato di particelle della matrice solida: potendoci essere, in particolare, una prevalenza di forme angolari, di forme subangolari, di forme arrotondate o di forme subarrotondate.

nel campione di terreno analizzato, dove:

- W_w è il peso della fase acquosa (*acqua libera*)^(xxi) che è suscettibile di essere descritta tramite le leggi dell'idraulica dei mezzi porosi;
- W_s è il peso della fase solida (scheletro di particelle solide).

L'analisi in funzione del contenuto d'acqua interstiziale w in un terreno *coesivo saturo* è di fondamentale importanza perché le caratteristiche di compressibilità e resistenza al taglio possono essere correlate ai valori limite di w che individuano il passaggio tra quattro stati fondamentali per le argille (limiti di ATTEBERG):

- stato solido (contenuto $w = w_s$);
- stato semisolido;
- stato plastico (w_p);
- stato liquido (w_L).

Pertanto, riesce adeguato per le argille e i limi una classificazione in base al loro contenuto di acqua interstiziale che, non essendo soggetto a forze di natura chimica, è suscettibile di permeare all'interno delle cavità dello scheletro solido del terreno in virtù di soli gradienti idraulici (sovrappressioni o depressioni).^(xxii)



Il *limite di ritiro* (w_s) rappresenta il contenuto d'acqua al disotto del quale una perdita d'acqua non comporta più alcuna riduzione di volume. Esso viene determinato essiccando progressivamente un provino, di cui vengono di volta in volta misurati il volume e il contenuto d'acqua. A differenza degli altri limiti – che vengono calcolati su campioni rimaneggiati – il limite di ritiro è determinato su un provino *indisturbato*.

Il *limite plastico* è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico. Viene determinato formando dei bastoncini dello spessore di circa 3 mm (manualmente sopra una lastra di vetro) che iniziano a fessurarsi in corrispondenza del raggiungimento di w_p .

Il *limite liquido* w_L è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno possiede una resistenza al taglio così piccola che un solco, praticato in un campione (rimaneggiato), si richiude quando il cucchiaino che lo contiene è sollecitato con dei colpi, secondo una procedura standardizzata.

I valori dei limiti di ATTEBERG (detti anche limiti di consistenza) dipendono innanzitutto dal tipo di argilla; si ha infatti una corrispondenza tra la composizione mineralogica e i limiti di ATTEBERG come si vede nella Tabella 2-9.

Tabella 2-9

Limiti di ATTEBERG di alcuni minerali argillosi.

Fonte: Elementi di geotecnica, seconda edizione, P. Colombo, F. Colleselli. Zanichelli.

Argilla (tipo di minerale)	w_L (%)	w_p (%)	$I_p = w_L - w_p$ (%)
Montmorillonite	300 ÷ 700	50 ÷ 100	200 ÷ 650
Illite	95 ÷ 120	45 ÷ 60	50 ÷ 65
Caolinite	40 ÷ 60	25 ÷ 40	10 ÷ 25

(xxi) Come già osservato, nel caso di terreni coesivi saturi (limi e argille) quando si parla di fase acquosa si fa sempre riferimento alla quota di acqua libera (acqua interstiziale) e non a quella adsorbita per azione chimica.

(xxii) Le sovrappressioni si manifestano quando si applica un carico in superficie su un qualsiasi terreno (sabbioso, ghiaioso o argilloso). Mentre possibili depressioni dell'acqua interstiziale si possono manifestare sulle pareti di uno scavo in un terreno coesivo saturo.

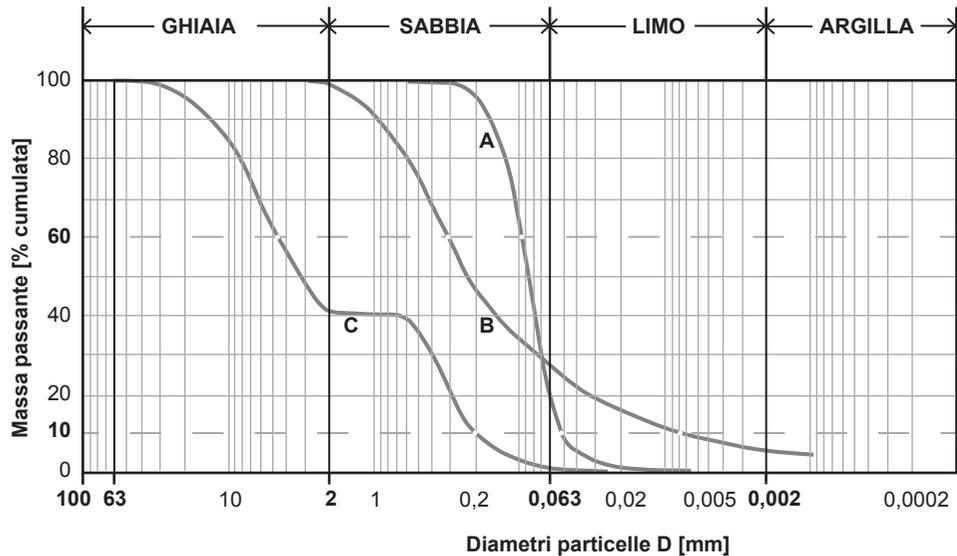
Per ottenere le varie frazioni granulometriche si usano dei setacci con dimensioni delle maglie standardizzate. L'analisi granulometrica mediante setacci è limitata alla frazione grossolana di un terreno, cioè alla percentuale trattenuta dal setaccio che ha un'apertura della maglia quadrata di $0,074 \text{ mm} \times 0,074 \text{ mm}$. Ogni setaccio presenta un'apertura circa metà di quella del setaccio precedente, impiegando normalmente per l'analisi un campione (essiccato in forno) di circa 500 grammi. Si potranno avere quindi 6 setacci, fino ad una dimensione massima di circa $4 \div 5 \text{ mm}$.

La percentuale di passante (in peso), attraverso la gamma ordinata di dimensioni di apertura delle maglie dei setacci, viene diagrammata in scala semilogaritmica, riportando in ascisse il diametro delle particelle (dimensioni dei vari setacci, ordinati quindi in senso crescente) e in ordinate la percentuale in peso delle particelle con diametro inferiore.

Figura 2-3

Esempio qualitativo di tre curve granulometriche di campioni di differente assortimento del diametro (medio) dei grani.

Diagrammi in scala semilogaritmica.



Nella Figura 2-3 tre distribuzioni granulometriche di tre tipologie di terreno:

- curva **A**: appartenente ad una sabbia limosa, costituita da particelle di quasi il medesimo diametro (cosiddetta *sabbia*);
- curva **B**: un classico esempio di terreno con distribuzione granulometrica continua (terreno misto e gradualmente ben assortito);
- curva **C**: terreno ghiaioso-sabbioso che mostra un “gradino”, indice di un terreno ghiaioso parzialmente privo di frazione sabbiosa (da $0,6 \text{ mm}$ a 2 mm , nel caso in figura).

➤ **IMPORTANTE**

La pendenza della curva ottenuta con la rappresentazione della distribuzione granulometrica della massa percentuale passante (cumulata) dà un'idea dell'uniformità del terreno: quanto più la curva è verticale (o subverticale) tanto più omogeneo è il campione esaminato.

Generalmente, il grado di uniformità viene caratterizzato mediante un coefficiente detto coefficiente di uniformità che più propriamente andrebbe definito coefficiente di disuniformità, in quanto più elevato è il suo valore, meno uniforme è il campione di terreno:

$$C = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{2-15}$$

dove:



- D_{60} è il diametro corrispondente al 60% del passante in peso (cumulato);
- D_{10} è il diametro corrispondente al 10% del passante in peso (cumulato).

Si parla di materiale praticamente uniforme fino a $C = 2$ (si veda, ad esempio, la curva **A** in figura); di materiale poco graduato fino a $C = 6$; per valori superiori di materiale ben graduato e per $C > 15$ di materiale decisamente ben graduato (si veda, la curva **B**).

Pertanto, la forma della curva granulometrica è indicativa della distribuzione percentuale dei diametri dei suoi costituenti, cosicché terre uniformi sono rappresentate da andamenti della curva quasi verticali; mentre terre ben graduate (o assortite) occupano parecchi cicli della scala logaritmica con un andamento molto dolce e senza “scalini”.

Prima stima delle condizioni dei terreni

Nella generalità dei casi, quando la linea di adduzione necessita di relativamente limitati diametri delle condotte e per relativamente contenute pressioni di collaudo ed esercizio, una prima sommaria qualitativa valutazione delle condizioni di stato e resistenza dei terreni può essere desunta da:

- preesistenti condotte, nelle vicinanze, che interessino i medesimi terreni;
- informazioni geologiche e geotecniche delle aree interessate dal tracciato;
- esame in situ di eventuali affioramenti o altri indicatori geomorfologici lungo l'intero tracciato;
- prelievo e analisi di campioni dalle pareti degli scavi durante la costruzione.

In prima approssimazione, almeno per la verifica del sistema terreno-blocco di ancoraggio per condotte, si può fare riferimento alla seguente tabella per poter avere una sommaria idea del tipo di terreni che si possono incontrare lungo il tracciato della linea di adduzione.

Tabella 2-11

Stima sommaria e qualitativa delle condizioni dei terreni.

Terreno (qualità indicativa)
Terreno buono:
— Rocce
— Argille consolidate
— Sabbie e Ghiaie cementate
— Sabbie e Ghiaie dense sopra falda
— Strato di terreno consolidato artificialmente
Terreno scadente:
— Argilla plastica/molle
— Sabbie e Ghiaie sciolte sopra falda
— Sabbie e Ghiaie cementate in falda
— Limi
— Torba
— Riempimento poco compattato

derà ad estinguersi praticamente subito, potendo quindi ritenere valida per questi terreni direttamente la relazione: $\sigma' = \sigma - u$ (*principio delle tensioni efficaci*).

Nella (2-16) il termine c' esprime la componente di resistenza al taglio imputabile ai soli fenomeni di cementazione/coesione tra grano e grano e tra gruppi di grani; la quale è uno stato particolare di comportamento meccanico del terreno e non una caratteristica fisica, poiché la componente c' è suscettibile di variare in presenza o meno di falda, per oscillazioni termiche all'interno del terreno (formazione di ghiaccio, etc.).

Allo stesso modo, anche il termine $f = \tan(\varphi')$ (esprime il coefficiente di attrito lungo il generico piano di taglio, dovuto sia all'attrito tra i punti di contatto tra grano e grano e sia, soprattutto, dal grado di mutuo incastro tra i vari grani e quindi dal grado di addensamento e dal grado di porosità del terreno) non rappresenta una particolare caratteristica fisica del terreno ma un comportamento meccanico del terreno: suscettibile quindi di variare in funzione, ad esempio, di consolidamenti per abbassamento di falda o per aumento di carichi in superficie.

Nella maggioranza dei casi, la componente di resistenza per *coesione/cementazione* viene posta pari a zero quando l'ammasso di terreno non risulti in grado di garantire la costanza di un valore minimo per c' . Solo per terreni a "grana grossa" fortemente cementati è possibile tenere in conto tale componente attritiva.

In linea di massima e in condizioni di sicurezza, la resistenza al taglio di un terreno granulare sarà schematizzabile da una relazione attritiva in termini di *tensioni e grandezze efficaci*:

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan(\varphi') = \sigma' \tan(\varphi') \quad (2-17)$$

dove, si considererà sempre implicita la condizione di massima drenabilità $\Delta u = 0$ del terreno.

Terreni a comportamento non drenato. I terreni coesivi saturi (essenzialmente, terreni argillosi) sono caratterizzati da un relativamente basso valore della permeabilità che non consente la dissipazione delle sovrappressioni Δu in tempi rapidi rispetto ai tempi di applicazione dei carichi in superficie: dopo l'applicazione del carico, infatti, i moti di filtrazione all'interno della matrice solida e tra gli interstizi è molto lenta e può durare da mesi fino a vari anni dall'applicazione del carico.

➔ IMPORTANTE

Per questo tipo di terreni, di fatto incompressibili per l'estrema lentezza dell'espulsione di acqua interstiziale per sovrappressioni $\Delta u > 0$ causate da carichi esterni, si adotta lo schema di terreno caratterizzato sotto carico da *deformazioni a volume costante*. In condizioni non drenate, la resistenza al taglio dipende dal contenuto di acqua interstiziale dell'argilla: maggiore è il contenuto d'acqua e minore è la relativa resistenza al taglio. Per questo tipo di terreni, essendo sempre presente una sovrappressione non nulla ($\Delta u > 0$) è più conveniente adottare un modello matematico di resistenza attritiva che faccia direttamente riferimento a prove di taglio in laboratorio con campioni rappresentativi il più possibile all'effettivo contenuto d'acqua nel deposito.

In tal caso, a differenza dei terreni granulari a "grana grossa", si esprimerà la resistenza al taglio (non più in termini di tensioni efficaci,^(xxiv) ma) in termini di tensioni totali σ :

(xxiv) In tal caso, infatti, è necessario sapere in ogni momento del periodo di consolidazione il valore di sovrappressione Δu in modo da poter dedurre il valore di pressione efficace tramite la $\sigma' = \sigma - (u_s + \Delta u)$. Ciò è molto difficile da poter valutare; ed è per questo che si preferisce adottare una formulazione di resistenza al taglio in termini di pressioni totali $\sigma = \sigma' + (\Delta u + u_s)$.

$$\tau_f = c_u + \sigma \tan(\varphi_u) = c_u + [\sigma' + (u_s + \Delta u)] \tan(\varphi_u) \quad (2-18)$$

avendo indicato con c_u la coesione in *condizioni non drenate*,^(xxv) e con φ_u l'angolo di resistenza al taglio riferito alle pressioni totali $\sigma = \sigma' + (u_s + \Delta u)$. Questi parametri, come si è già detto, evidentemente non sono caratteristiche fisiche del terreno, ma solo parametri che consentono di descrivere il comportamento senza drenaggio in termini di tensioni totali. La coesione c_u (che talvolta viene indicata anche con s_u) è quindi detta resistenza al taglio in *condizioni non drenate* (o senza drenaggio) o anche resistenza al taglio iniziale ed è usata nelle verifiche di stabilità eseguite in termini di tensioni totali e che, per tipi di terreno coesivi saturi, sono conosciute anche come verifiche con $\varphi_u = 0$ o verifiche in *condizioni non drenate*. Come detto, nulla vieterebbe di eseguire per i terreni coesivi saturi le verifiche in termini di pressioni efficaci, ma sarebbe necessario conoscere la variazione complessiva di pressione neutra Δu che è spesso molto difficile da determinare.

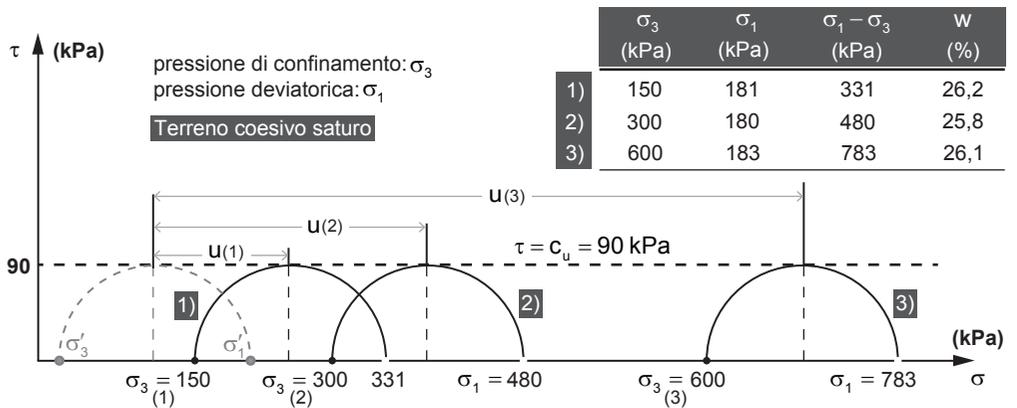
Per campioni di terreno coesivi saturi, le prove di resistenza al taglio in condizioni non

Figura 2-4

Esempio qualitativo di determinazione di resistenza al taglio su tre campioni di terreno coesivo saturo.

Prove su 3 campioni di terreno coesivo saturo con quasi uguale contenuto w d'acqua interstiziale.

Prove non consolidate e non drenate (TxUU).



drenate (senza drenaggio della fase acquosa presente) vengono eseguite generalmente su terre coerenti sature o parzialmente sature; nel caso di terre sature queste prove sono eseguite su campioni indisturbati di argille, limi, argille organiche per misurare la resistenza che hanno strati naturali di terreno. In particolare, vengono eseguite delle prove non consolidate non drenate (TxUU) su campioni di terreno da terre coesive sature. Si dispone il provino di forma e dimensioni standardizzate all'interno dell'apparecchiatura di prova; in una prima fase si applica una pressione di contenimento uguale in tutte le direzioni (pressione isotropa con $\sigma_1 = \sigma_3$) mantenendo i rubinetti del drenaggio per la fase acquosa rigorosamente chiusi sotto carico. Raggiunto un livello fissato di pressione uniforme di contenimento σ_3 , si aumenta nuovamente il carico da σ_3 fino a rottura con $\sigma_1 > \sigma_3$, mantenendo sempre i rubinetti del drenaggio chiusi. Da σ_3 si arriva quindi a rottura per un valore di pressione verticale σ_1 (maggiore della pressione orizzontale che è rimasta invece al primo valore di carico σ_3) mantenendo il volume del provino costante (rubinetti di drenaggio chiusi: nessuna possibilità di poter espellere acqua per filtrazione sotto pressione).

Eseguendo questo tipo di prova su tre provini dello stesso campione, variando per tutti e tre il valore della pressione isotropa σ_3 di contenimento (ad esempio, aumentandone il va-

(xxv) Il pedice "u" - indicato sia per la componente coesiva c sia per l'angolo di resistenza al taglio φ - sta per "undrained" (in lingua inglese: non drenato).

lore da un provino a quello successivo), si trova uno sforzo deviatorico a rottura $(\sigma_1 - \sigma_3)$ pari a:

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = 2\tau_f = 2c_u \Rightarrow c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

pressoché uguale per le tre prove e quindi indipendente dalla tensione isotropa σ_3 raggiunta prima di aumentare solo quella verticale fino a σ_1 , e nel diagramma τ - σ in termini di tensioni totali si ottengono tra semicerchi con uguale raggio poiché i tre provini risultano sottoposti ad uguali variazioni di tensioni effettive dallo stato di compressione isotropo σ_3 fino alla rottura σ_1 .



Per terreni coesivi saturi, quindi, il modello matematico da utilizzarsi per la schematizzazione della sua resistenza al taglio in condizioni non drenate è data in termini di tensioni totali, in questi termini (per un dato contenuto w d'acqua interstiziale):

$$\begin{cases} \tau_f = c_u \\ \varphi_u = 0 \end{cases} \quad (2-19)$$

Il ricorso a un involucro di rottura espresso in termini di tensioni totali è un artificio che permette di superare le difficoltà di descrivere il comportamento del terreno in termini di tensioni efficaci e che offre la possibilità di costruire un modello che si presta a schematizzare e risolvere in modo più agevole problemi di carattere pratico. Di fatto, il comportamento del materiale coesivo saturo continua a essere controllato dalle tensioni efficaci e quindi dai parametri c' e φ' .

La prova di resistenza in condizioni *non consolidate* e *non drenate* dà valori di c_u che sono influenzati dal disturbo nel campionamento, disturbo che a sua volta è influenzato, oltre che dal tipo di campionamento, anche dal grado di *sovracconsolidazione* e dalla *sensibilità* delle argille.

⇒ IMPORTANTE

In genere, il valore dedotto per la c_u è sottovalutato rispetto al valore in situ con le argille *normalconsolidate* (anche del 20 ÷ 50% e perciò ci si trova sempre in condizioni di sicurezza); mentre è sopravvalutata (quindi in condizioni di sfavore di sicurezza) con argille *sovracconsolidate* fessurate perché in genere si impiegano provini di piccole dimensioni. In particolare, nel caso di terreni coesivi saturi molto sovracconsolidati si assiste alla tendenza del materiale di dilatarsi (*dilatanza*). Poiché in una prova di taglio in condizioni *non consolidate* e *non drenate* i rubinetti di drenaggio sono sempre rigorosamente chiusi, la tendenza alla *dilatanza* viene di fatto impedita perché non si consentono variazioni di volume per drenaggio di parte della fase liquida. La presenza di fessure poi induce, durante la prova, una depressione dell'acqua interstiziale $\Delta u < 0$ (a tensioni totali necessariamente costanti $\Delta\sigma = 0$) che ha come effetto finale quello di compattare ulteriormente gli elementi della matrice solida aumentando i loro punti di contatto ($\Delta\sigma' = -\Delta u > 0$) e la resistenza attritiva del campione in prova, indicando quindi un valore maggiore di quello reale in situ.

Nelle argille *normalconsolidate* si assiste al fenomeno contrario ($\Delta\sigma' = -\Delta u < 0$) con una sottostima delle effettive resistenze al taglio non drenate in situ.

Alcune argille diminuiscono di resistenza se sono assoggettate a rimaneggiamento: vengono chiamate *argille sensibili* e il grado di sensibilità è espresso dal rapporto S_t tra la resistenza al taglio non drenata c_u che compete al campione indisturbato e il corrispondente valore c_{ur} che si ottiene dopo il rimaneggiamento, a parità di contenuto d'acqua w ovviamente.

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}} \quad (2-20)$$

Per terreni in *condizioni non drenate*, la posizione del livello della falda freatica non influenza significativamente la capacità del blocco di ancoraggio (capacità portante, resistenza a traslazione e ribaltamento).

Cenni sui mezzi d'indagine. Le caratteristiche e le capacità di resistenza dei terreni possono essere desunte da svariati tipi di indagine, a seconda del tipo di opera e della sua importanza ingegneristica. In linea di massima, tali caratteristiche possono desumersi:

- da analisi di laboratorio di tipo routinario quali *prove triassiali* e *prove di taglio diretto*;
- da prove in situ mediante *prove penetrometriche dinamiche* (SPT)^(xxvii) e *prove scissometriche*^(xxviii) (“Field Vane Test”);
- dall’osservazione in situ del tipo di suolo e della sua consistenza, anche durante le fasi di scavo;
- da analisi e test particolari eseguiti direttamente in situ (ad esempio, prove di carico su piastra; prove penetrometriche statiche con *piezocono* che consiste in una modifica della punta del penetrometro statico tramite l’inserimento di una pietra porosa collegata a un trasduttore che permette di misurare la pressione dell’acqua interstiziale durante l’avanzamento).^(xxix)

Pesi unità di volume dei terreni. Il peso dell’unità di volume dei terreni viene indicato in questo lavoro con il simbolo γ_t , intendendolo come peso di volume del terreno prelevato tal quale: quindi secco, parzialmente saturo o completamente saturo in funzione del quantitativo di acqua interstiziale. Valori maggiori si avranno quando è presente un certo grado di saturazione con la fase liquida della falda freatica eventualmente presente. In tal caso, un terreno saturo presenterà un *peso unitario efficace* pari a:

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

quale componente verticale (appunto *efficace*) nei meccanismi di resistenza alla portanza del terreno e quindi ai meccanismi di resistenza attritivi per taglio.

Tabella 2-13

Ordini di grandezza per la valutazione del peso unitario di alcune tipologie frequenti di terreni di fondazione.

Tipo di terreno (suolo/roccia)	Peso tal quale: γ_t [kN/m ³]	Peso efficace: $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$ [kN/m ³]
Argille/rocce lapidee	20	10 (argille)/20 (matrici lapidee)
Terreni granulari saturi - immersi in falda	18 ÷ 20	8 ÷ 10
Terreni granulari asciutti (non in falda)	16 ÷ 18	16 ÷ 18 ($\gamma_w = 0$: assenza di acqua)
Rinterri/riempimenti	16 ÷ 20	6 ÷ 10

(xxvii) SPT sta per “Standard Penetration Test”.

(xxviii) Le prove scissometriche sono utilizzate in terreni coesivi saturi di bassa e media consistenza per determinare il valore della resistenza al taglio non drenata c_u .

(xxix) Poiché tale pressione è legata al tipo di terreno e alla sua consistenza, il valore misurato permette di ottenere una descrizione dettagliata del profilo stratigrafico e, se combinato con la resistenza alla penetrazione misurata alla punta, anche un indice della storia tensionale del deposito. Essendo possibile poi effettuare con tale apparecchiatura prove di dissipazione della sovrappressione neutra, si possono ottenere inoltre informazioni sulle caratteristiche di consolidazione del terreno e sulle condizioni di falda.

Presenza di falda freatica. Nel caso di terreni *coesivi saturi* o, in generale, in ammassi di terreno in *condizioni non drenate*, il contenuto d'acqua interstiziale rimane pressoché invariato durante l'applicazione del carico. Questi terreni possono essere saturi o insaturi e la pressione all'interno degli interstizi (nei pori) può essere positiva o anche negativa (per depressioni indotte, in parte dei volumi occupati dalle fasi aeriforme e liquida, da fenomeni di essiccazione).

Nelle operazioni di scavo per le trincee di alloggiamento delle condotte e gli scavi per la sistemazione dei blocchi di ancoraggio, si modificano le tensioni litostatiche verticali inducendo una sorta di “scarico” delle tensioni totali $\Delta\sigma < 0 \Rightarrow \Delta\sigma' < -\Delta u$ (eliminazione di volumi di scavo) e di conseguenza una variazione (tutto attorno alle pareti e al fondo scavo) di quelle efficaci σ' , in funzione del tipo di terreni e quindi delle sovrappressioni idrauliche Δu dell'acqua interstiziale.

➤ COESIVI SATURI

Nel caso di terreni coesivi saturi (ad esempio, terreni argillosi) l'eliminazione di volumi di terreno – nella costruzione di trincee e fondi scavo per l'alloggiamento di blocchi di ancoraggio – si traduce evidentemente in una diminuzione delle tensioni litostatiche verticali (totali) $\Delta\sigma < 0$ rispetto al caso di terreno non sottoposto a scavi. Di conseguenza, si crea nella fase acquosa – nell'intorno delle pareti dello scavo – un gradiente di depressione (dovuto appunto a questo disequilibrio) che porta come conseguenza un moto di filtrazione della fase acquosa dai volumi di terreno circostanti verso il terreno scavato, con un aumento di pressione idrica $\Delta u > 0$ in vicinanza dello scavo. Assistendo ad un aumento delle pressioni interstiziali, si avrà una diminuzione delle tensioni efficaci tra i punti di contatto tra gli elementi della matrice solida: $\Delta\sigma' < -\Delta u < 0$ e quindi una diminuzione della resistenza al taglio (in particolare, per aumento del contenuto d'acqua w nel caso di terreno argilloso).

In tal caso, per terreni *coesivi saturi*, l'assetto maggiormente sfavorevole alla sicurezza si ha nel “lungo termine” (dopo mesi o addirittura anni), quando tutta la depressione Δu creatasi inizialmente allo scarico (nelle operazioni di scavo) si è dissipata completamente (quando non c'è più alcun moto di filtrazione dalle zone limitrofe verso le pareti dello scavo). La resistenza del terreno deve quindi valutarsi in *condizioni drenate* (nessuna sovrappressione presente $\Delta u = 0$ e quindi nessun moto di filtrazione che faccia variare il volume del terreno: pressione della fase acquosa *idrostatica* $u = u_s$ con le condizioni idrauliche al contorno) e, cosa più importante, in funzione del contenuto d'acqua w che raggiungerà nel “lungo periodo”.

➤ COND. DRENATE

Nel caso di terreni in *condizioni drenate*, la pressione nei pori delle cavità della matrice solida rimane idrostatica (nessuna sovrappressione idraulica: $\Delta u = 0$) e non rimane che individuare l'assetto delle peggiori condizioni per il progetto. Se può essere accertato come sicuro che il volume di terreno interessato dal blocco di ancoraggio resterà sempre asciutto e non interessato dalla falda freatica (superficie freatica sempre al di sotto del piano di imposta della fondazione del blocco) allora, nelle calcolazioni, andrà imposta la condizione $\gamma_w = 0$ (relativa all'assenza di fase liquida nel terreno).

Viceversa, se ci sono le condizioni che il livello della falda freatica possa trovarsi al di sopra della superficie di imposta del blocco di ancoraggio sul terreno di fondazione allora si dovranno imporre il livello della falda coincidente con il suo massimo: con il livello del piano campagna. In tal caso, nelle formulazioni di progetto e verifica, in linea di teorica si dovrà fare riferimento in termini di *tensioni efficaci* e di *terreno alleggerito* ($\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ quando il terreno è immerso).

➤ COND. INTERM.

Condizioni intermedie, dove il livello dell'acqua è sotto il livello del terreno, ma al di sopra della base del blocco di ancoraggio non sono analizzate specificamente in questo

lavoro. L'ipotesi che la falda acquifera sia proprio al massimo livello sul piano campagna porterà a una soluzione sicura per tutte le altre condizioni delle acque sotterranee.

La relativa esiguità e semplicità di opere di fondazione quali i blocchi di ancoraggio per condotte consente questa approssimazione in sicurezza, essendo le eventuali differenze di quota della falda freatica dell'ordine di qualche paio di metri al massimo al di sopra del piano di posa.

Note sui terreni in falda. Le trincee di scavo spesso agiscono come dreni e canali di scolo e, soprattutto durante eventi piovosi molto prolungati o intensi, possono essere caratterizzati da livelli abbastanza elevati della falda freatica. Questa condizione può essere penalizzante ai fini della sicurezza per le verifiche a non franamento (quindi in *condizioni non drenate*) delle pareti di scavo durante la posa delle tubazioni o il getto del blocco di ancoraggio.

Diversamente, per terreni coesivi saturi (ad esempio, terreni argillosi) non vi è bisogno di stabilire eventuali livelli raggiunti o raggiungibili dalla falda freatica.

Per terreni granulari (ad esempio, sabbie e ghiaie) è opportuno fissare direttamente il livello della falda idrica al livello del piano campagna, a meno che non si possa dimostrare e garantire con assoluta certezza un livello massimo inferiore al piano campagna.

2-3 **TEORIA DELLA MECCANICA DEI TERRENI: CENNI E PRINCIPI**

I terreni e le rocce, similmente ad altri materiali quali l'acciaio e il calcestruzzo, presentano caratteristiche di rigidità e resistenza. Queste due proprietà meccaniche determinano i carichi ultimi che possono essere sostenuti e le relative deformazioni e movimenti del terreno quando i carichi applicati in superficie vengono incrementati fino a rottura. Anche per il semplice dimensionamento di un blocco di ancoraggio in superficie è necessaria una sufficiente comprensione dei meccanismi di resistenza e rottura del terreno, che matematicamente può essere schematizzato come sistema elastico o, in funzione del caso, elastoplastico o perfettamente plastico.

Ipotesi di base sulla schematizzazione dei terreni

In particolare, per la modellazione del comportamento del sistema terreno, si assume quanto segue:

- i terreni sono generalmente sistemi bifase, costituiti da una matrice solida i cui interstizi (porosità interne) sono occupate parzialmente o interamente da aria/gas e acqua o solamente da acqua di falda;
- i terreni sono generalmente compressibili per variazione di volume dovuto essenzialmente alla variazione di porosità (in termini di *indice dei vuoti e*) per riarrangiamento dei grani. In particolare, la modalità di compressibilità di un terreno non è espressa da una legge lineare (tipica di un comportamento elastico), bensì la variazione di volume (in termini di diminuzione della porosità, in riferimento a Δe) è correlata alla variazione del logaritmo (in base 10) del valore delle pressioni verticali efficaci σ'_v . Si definisce, infatti, *indice di compressione* c_s il rapporto:

$$c_s = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)}$$

Alcune semplici note sulla natura del materiale. Un fattore molto importante è la granulometria del terreno e le relative dimensioni medie dei grani. Uno schermo molto semplice per una prima sommaria schematizzazione dei terreni in funzione della dimensione dei grani è riportata nella Tabella 2–14 dove la grandezza dei grani varia in maniera logaritmica dall’argilla ($< 0,002 \text{ mm}$) fino ai grani dei ciottoli ($> 60 \text{ mm}$).

Tabella 2-14

Classificazione di alcuni terreni in base alla grandezza degli elementi della matrice solida.

Terreno (descrizione)	Dimensione grani [mm]
Ciottoli	> 60
Ghiaia	da 60 a 2
Sabbia	da 2 a 0,06
Limo	da 0,06 a 0,002
Argilla	$< 0,002$

Una delle conseguenze più importanti della granulometria è l’influenza sulla permeabilità, che, a sua volta, regola la velocità con cui l’acqua può fluire per filtrazione attraverso gli interstizi del suolo.

Una prima valutazione della diversità di dimensioni della matrice solida dei vari terreni può essere condotta ad occhio nudo per tutti i terreni di tipo granulare (ghiaie e sabbie). Le particelle dei limi possono essere scrutati con una semplice lente d’ingrandimento; mentre per le argille sono necessari degli enormi ingrandimenti che possono anche richiedere il microscopio elettronico.

Ci sono infine altri indicatori molto semplici e pratici per una distinzione tra i vari terreni. Ad esempio, l’argilla tende ad attaccarsi alle mani e alle scarpe e, in funzione del contenuto d’acqua, tende a presentarsi più o meno plastica se manipolata con le dita delle mani. Tracce di terreno limoso, invece, tendono ad essere levate via più facilmente da mani e scarpe rispetto ad un terreno argilloso e addirittura possono essere eliminate completamente per semplice spolveramento se sufficientemente asciutte.

I terreni principali nell’Ingegneria civile. Come già visto nelle pagina precedenti, i principali termini usati nello studio geotecnico dei terreni sono: ghiaia, sabbia, limo e argilla. Le terre consistono in una miscela di due o più di questi costituenti e talvolta contengono materiale organico parzialmente o totalmente decomposto. Inoltre, possono essere completamente sciolte o leggermente cementate e gli spazi vuoti tra le particelle possono contenere – come già osservato – acqua e/o aria.

Una prima suddivisione delle terre è basata sulle dimensioni dei singoli grani e fa riferimento a terre incoerenti o a “grana grossa” che comprendono la ghiaia e la sabbia, le cui particelle sono riconoscibili a occhio nudo, e a terre coesive o a grana fine che comprendono il limo e l’argilla, cioè la frazione microscopica e submicroscopica. La descrizione della sabbia e della ghiaia richiede una stima della quantità di materiale compreso tra i vari diametri e la conoscenza della forma e della composizione mineralogica dei grani. Fra le terre a grana fine, il limo costituisce la parte più grossa della frazione di terreno microscopica, possiede poca o nulla plasticità e coesione ed è compreso tra il limite inferiore delle sabbie ($0,02 \div 0,08 \text{ mm}$) e il limite superiore delle argille ($0,002 \text{ mm} \div 2 \mu\text{m}$).

La forma delle particelle può essere abbastanza diversa ma si può dire che mentre per la ghiaia, la sabbia e il limo la forma è in genere relativamente arrotondata, per l'argilla è decisamente lamellare (si veda la Figura 2–2 a pagina 108). In genere poi i granuli delle ghiaie e delle sabbie grosse sono costituiti da frammenti di rocce mentre quelli delle sabbie medie e fini e dei limi sono costituiti da minerali o da frammenti di minerali stabili e resistenti (quarzo, feldspati, mica, etc.). L'argilla è invece principalmente un aggregato di particelle minerali microscopiche e submicroscopiche di forma lamellare.

L'acqua influenza abbastanza il comportamento dei limi, mentre il comportamento delle argille è essenzialmente dipendente dal contenuto w d'acqua. Come indicato, viene considerato argilla il terreno con particelle di dimensioni inferiori a $2 \mu m$, terreno che è formato prevalentemente da minerali argillosi con cristalli di dimensioni colloidali che chimicamente sono alluminosilicati idrati con altri ioni metallici.

La maggior parte dei cristalli argillosi è formata da strati di silice e di allumina disposti a formare delle lamine; il modo con cui questi strati sono messi insieme, con differenti legami e differenti ioni metallici nel reticolo cristallino, dà luogo ai differenti minerali argillosi tra i quali si ricordano la caolinite, la montmorillonite e la illite.

Nei terreni argillosi è determinante l'influenza della carica elettrica superficiale e quindi fortemente dipendente dalla sua superficie specifica. Risulta pertanto di notevole importanza per i minerali argillosi il parametro "superficie specifica" poiché aiuta a capire il comportamento delle particelle di terreno, comportamento che è regolato sia dalle forze di massa (gravità e quindi peso proprio) sia dalle forze di superficie.

È evidente, quindi, che quanto maggiore è la superficie specifica tanto maggiori sono le forze di superficie. Si ha così che la caolinite ha una superficie specifica dell'ordine di $15 m^2/g$, l'illite dell'ordine di $80 m^2/g$ e la montmorillonite dell'ordine di $800 m^2/g$.

A causa di queste forze di natura elettrica, vi è attrazione tra particelle di argilla e l'idrogeno delle molecole d'acqua, per cui l'acqua a immediato contatto con le particelle ha forti legami e viene chiamata *acqua adsorbita* (si ricordi, invece, l'*acqua interstiziale* che risente solo delle condizioni idrauliche al contorno). Con l'aumento della distanza delle particelle, l'acqua risente sempre meno dei legami elettrostatici perdendo le caratteristiche di acqua adsorbita e assumendo quelle di acqua interstiziale (acqua "libera").

Tensioni totali e tensioni efficaci

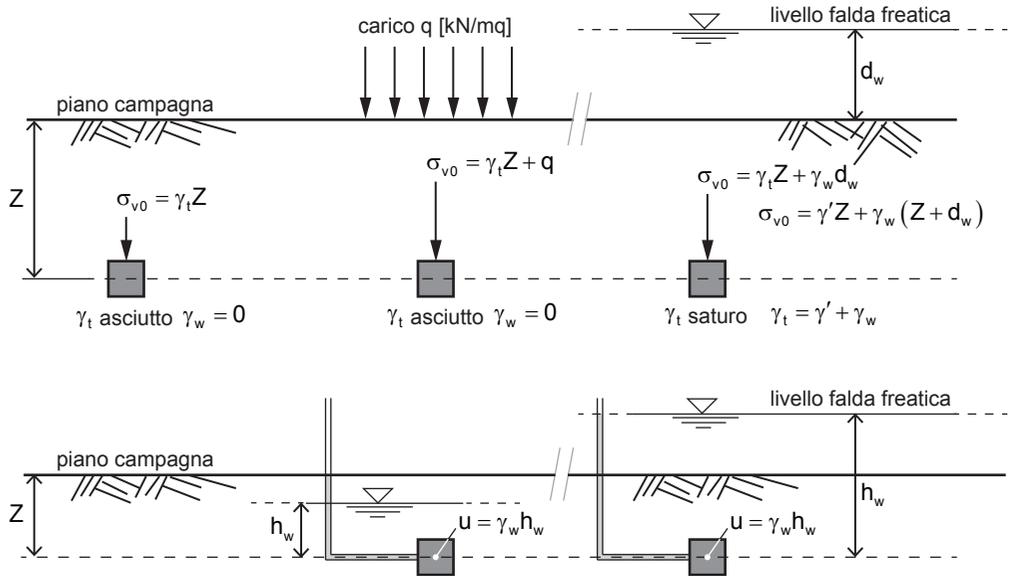
Le tensioni nei terreni e nelle rocce devono tenere in conto del valore della pressione della fase acquosa eventualmente presente all'interno degli interstizi della matrice solida. La pressione verticale totale (*tensione litostatica* verticale) σ_{v0} in un punto di un elemento di terreno tal quale a quota Z rispetto al piano campagna è illustrata nella Figura 2–6. Con γ_t si è indicato il peso unitario del terreno tal quale (secco, o eventualmente parzialmente saturo o completamente saturo e quindi dell'ordine di $17 \div 21 kN/m^3$), con γ_w il peso unitario della fase acquosa (esattamente $9,81 kN/m^3$, ma assunto arrotondato pari a $10 kN/m^3$) e con γ' il peso alleggerito di terreno comunque saturo.

La tensione totale verticale σ_{v0} è la pressione dovuta sia all'effetto del peso proprio della matrice solida, sia del peso della fase acquosa e di eventuali sovraccarichi in superficie (agenti sul piano campagna). Il valore della pressione della fase acquosa $u(Z)$, in condizioni *idrostatiche*, è dato evidentemente dal battente idrico (o più in generale, dal valore del carico piezometrico h) esistente nel punto a quota Z .

La componente di pressione che governa la resistenza a rottura di un terreno in un punto a quota Z dal piano campagna è dovuta solamente alla componente effettiva $\sigma'(Z) = \sigma_{v0}(Z) - u(Z)$ che prescinde dall'effetto delle pressioni idrostatiche.

Figura 2-6

Pressione verticale totale e pressione idraulica della fase liquida tra i meati dello scheletro solido del terreno.



Pertanto, se il livello dell'acqua è al di sopra il livello del piano campagna, un cambiamento di livello dell'acqua non cambia la tensione efficace: analogamente, le tensioni efficaci 1 m sotto il letto del profondo dell'oceano saranno uguali alle tensioni efficaci a 1 m sotto il fondo di uno stagno. Viceversa, se il livello dell'acqua è sotto il livello del piano campagna, un cambiamento di livello dell'acqua cambierà il valore delle tensioni efficaci.

In ogni punto del terreno saturo, il valore della pressione della fase acquosa è dato dal prodotto del carico piezometrico h_w per il peso specifico dell'acqua γ_w :

$$u(Z) = \gamma_w h_w \tag{2-21}$$

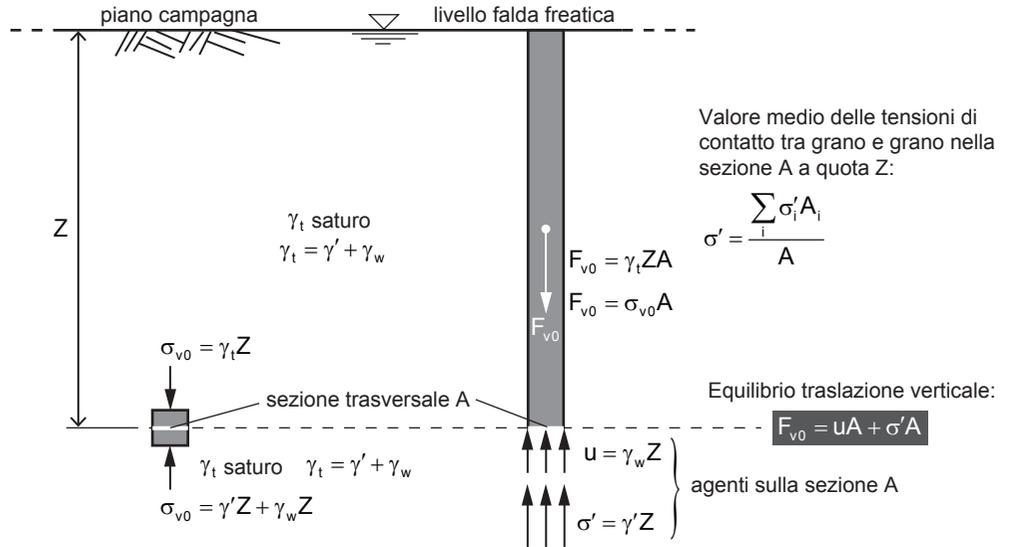
dipendendo solamente dal battente h_w sopra il punto che si trovi a una qualsiasi quota Z sotto il piano campagna. Nel caso generale di un terreno completamente saturo, il valore della tensione litostatica verticale σ_{v0} in un punto del terreno a quota Z sotto il piano campagna si computa come il peso complessivo di tutto ciò che grava al di sopra su un'area unitaria posta a quota Z (peso della matrice solida e della fase acquosa del terreno). Nel caso in figura, si avrà il peso della colonna di terreno saturo alta Z a cui andrà sommato il peso della colonna d'acqua d_w che vi grava sopra. In maniera del tutto equivalente, si può considerare il peso efficace della colonna di parte solida di terreno immerso – che a causa della forza di galleggiamento è come se pesasse $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ – alta Z più il peso di tutta la colonna d'acqua che dalla quota del pelo libero della falda grava in Z con un battente complessivo di $Z + d_w$. In ambedue i casi, si riconosce che le due somme dei pesi delle colonne di terreno e acqua devono dare la medesima pressione litostatica nel punto a quota Z dal piano campagna:

$$\sigma_{v0} = \begin{cases} \gamma_t Z + \gamma_w d_w \\ \gamma' Z + \gamma_w (Z + d_w) \end{cases} \tag{2-22}$$

ritornando così valida la relazione $\gamma_t = \gamma' + \gamma_w$ in accordo con il *principio delle tensioni efficaci*. Questo principio, fondamentale nella meccanica dei terreni, può essere spiegato intuitivamente ragionando su una singola colonna di terreno immersa in una fase acquosa.

Figura 2-7

Schematizzazione del principio delle tensioni efficaci per un terreno granulare completamente saturo.



In particolare, si può pensare di isolare una colonna di terreno saturo γ_t , di altezza pari a Z e di sezione trasversale A , dalla superficie del piano campagna (ipotizzata coincidente con la superficie freatica: Figura 2-7) fino alla quota di un punto generico nel terreno:

$$A = A_w + \sum_i A_i \tag{2-23}$$

Questa sezione orizzontale deve essere pari alla somma della frazione dovuta alla sola azione e presenza della fase liquida e alla somma complessiva di tutte le superfici di contatto A_i tra grane e grano.

Nella sezione di base A agirà una pressione litostatica verticale σ_{v0} , mentre sulla parte di area A_w agirà la pressione idrostatica e sulle rimanenti aree di contatto agiranno le pressioni di contatto degli elementi della matrice solida che indichiamo con σ'_i . In particolare detto con γ_t il peso unitario della colonna scelta di terreno saturo tal quale, questa eserciterà sulla sezione A una forza litostatica verticale pari:

$$F_{v0} = \sigma_{v0} A = \gamma_t Z A. \tag{2-24}$$

Questa forza, agente dall'alto verso il basso, dovrà essere equilibrata sia dalla pressione idrostatica agente sull'area $A_w < A$ e sia dalle reazioni di contatto $A_i \sigma'_i$ puntuali tra grano e grano del volume di controllo in equilibrio. Dovrà quindi essere, lungo la verticale:

$$F_{v0} = u A_w + \sum_i A_i \sigma'_i \Rightarrow \sigma_{v0} A = u A_w + \sum_i A_i \sigma'_i \Rightarrow \sigma_{v0} = u \frac{A_w}{A} + \frac{\sum_i A_i \sigma'_i}{A} \tag{2-25}$$

Per un volume di terreno saturo si può ragionevolmente supporre che, per qualsiasi sezione trasversale scelta, sia $A_w \approx A$. Pertanto, definendo la tensione efficace σ_i come valore medio in A di tutte le diverse tensioni puntuali σ'_i agenti sulle parti A_i , si scriverà:

$$\sigma_i = \frac{\sum_i A_i \sigma'_i}{A}. \tag{2-26}$$

Si deduce quindi la relazione fondamentale di equilibrio lungo la verticale:

$$\frac{F_{v0}}{A} = \sigma_{v0} = \gamma_t Z = u + \sigma' \quad (2-27)$$

Quest'ultima formula, dedotta da un semplice equilibrio di una colonna di terreno saturo alta Z e di sezione trasversale $A \approx A_w$, può essere esplicitata in funzione della tensione efficace σ' , tenendo conto che la pressione idrostatica è necessariamente (per le ipotesi fatte) pari a $u = \gamma_w Z$. In questo modo:

$$\sigma' = \gamma_t Z - u \Rightarrow \sigma' = \gamma_t Z - \gamma_w Z = (\gamma_t - \gamma_w) Z \quad (2-28)$$

Indicando ora con $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ il peso di unità di volume, quando immerso in soluzione acquosa riceve la spinta di Archimede, si ottiene la relazione:

$$\sigma' = \gamma' Z \quad (2-29)$$

dimostrando quindi che il peso “efficace” della matrice solida del terreno (al contributo della pressione litostatica verticale in un punto a quota Z dal piano campagna) contribuisce assieme al peso della fase liquida presente. Infatti, unendo le due equazioni (2-26) e (2-29), si ottiene l'equazione:

$$F_i \equiv \sum_i A_i \sigma'_i = \gamma' ZA \quad (2-30)$$

la quale indica che il peso alleggerito di tutta la matrice solida (all'interno della colonna di terreno di volume ZA) deve essere equilibrato da azioni di contatto; le quali devono necessariamente provenire da punti di contatto tra grani nella sezione di base A . Poiché l'azione della sottospinta idraulica è pari a $F_w = \gamma_w ZA$, l'intera forza litostatica verticale F_{v0} non potrà che essere equilibrata dalla somma di F_i con F_w :

$$F_{v0} = F_w + F_i \Rightarrow \gamma_t ZA = \gamma_w ZA + \gamma' ZA \Rightarrow \boxed{\gamma_t = \gamma_w + \gamma'} \quad (2-31)$$

⇒ IMPORTANTE

Un terreno immerso in falda, dal punto di vista della resistenza al taglio e quindi in virtù delle azioni di contatto esistenti tra grano e grano, non può che schematizzarsi come un terreno secco – pensato in assenza di falda – il cui peso specifico sia però pari al suo valore “efficace”(peso di volume alleggerito o galleggiante):

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

essendo appunto γ_t il peso specifico del terreno saturo tal quale e γ_w il peso specifico dell'acqua. Questo perché, in condizioni di carico usuali, le tensioni di taglio non possono che essere sopportate interamente dallo scheletro solido: la fase acquosa, non è in grado di reagire con azioni di taglio attritive sulla matrice solida. Tutti gli effetti misurabili prodotti da un cambio di tensione, quali una compressione, una distorsione e una variazione della resistenza al taglio, sono esclusivamente dovuti a un cambio delle tensioni efficaci σ' .

Si conclude che un terreno saturo perde ogni capacità di resistenza al taglio quando le condizioni idrauliche (ad esempio, per filtrazione/sifonamento) portano il peso unitario del terreno saturo agli stessi valori della densità dell'acqua.^(xxx) In tal caso, si avrebbe

(xxx) Quando, ad esempio, la pressione di filtrazione dell'acqua è talmente intensa che, agendo dal basso verso l'alto, riesce ad annullare il peso “efficace” della matrice solida. Il terreno diventa praticamente acquoso e sembra quasi ribollire: il terreno perde consistenza e diventa liquido.

$\gamma' = \gamma_t - \gamma_w \approx 0$ e ciò, in virtù della (2–30), equivale ad avere risultante quasi nulla delle forze di contatto tra grani ($F_i \approx 0$). Se le forze di contatto normali sono nulle, lo sono a maggior ragione quelle tangenziali: forza di resistenza al taglio nulla!

Di conseguenza, ogni indagine di stabilità e resistenza di un mezzo saturo richiede la conoscenza sua delle tensioni totali che delle pressioni idrauliche (dette anche *pressioni neutre* u).



Anche se TERZAGHI non attribuisce alle tensioni efficaci alcun significato fisico, confinandone la validità, in termini di causalità, agli “effetti misurabili” come differenza tra tensioni litostatiche verticali e valore delle pressioni neutre, si può ritenere almeno intuitivamente che il valore della tensione efficace in un punto di un deposito di terreno non sia altro che una misura (media) rappresentativa dell’effetto delle forze di contatto tra grani. In questo senso, anche se indirettamente, risulta evidente l’impossibilità pratica di applicare alle forze di contatto il concetto di tensione, e di conoscerne anche con un minimo di precisione l’entità puntuale.

Questa è quindi la parte più significativa della *legge di interazione* tra scheletro solido e fluido interstiziale che governa la ripartizione degli sforzi, ed è nota come principio degli sforzi efficaci (dovuta appunto a KARL TERZAGHI).

ESEMPIO 2–5

Calcolo della tensione efficace in un terreno saturo di porosità “n”

Sia dato lo schema qualitativo in Figura 2–7 a pagina 126. Si ammetta che il deposito di terreno sia completamente saturo e che il terreno possa schematizzarsi come uniforme su tutto il volume, isotropo e con porosità (media) pari a $n = 0,4$ (40%, argilla compatta).^(xxxi)

Il peso specifico del terreno tal quale prelevato dal deposito (limitando il più possibile, il “disturbo” del prelievo) è $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$; mentre il peso unitario della sola parte solida è pari a $\gamma_s = 26 \div 27 \text{ kN/m}^3$. Si determinino le relazioni dell’andamento della tensione efficace $\sigma' = \sigma'(Z)$, della pressione neutra $u = u(Z)$ e della tensione litostatica verticale $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(Z)$ in funzione della profondità Z dal piano campagna. Si consideri il livello della falda freatica coincidente con il piano campagna.

Soluzione

In base al *principio delle tensioni efficaci*, tenendo conto della porosità del materiale, la pressione litostatica verticale in un punto a quota Z sotto il piano campagna è dato dalla relazione:

$$\sigma_{v0}(Z) = [(1 - n)\gamma_s Z] + n\gamma_w Z$$

avendo espresso la tensione come somma dell’effetto imputabile al peso della sola parte solida (volume non poroso $1 - n$) e al peso della fase acquosa (all’interno della porosità n). La pressione neutra della fase acquosa, in condizioni idrostatiche, a quota Z al di sotto del battente idrico è notoriamente (con $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$):

$$u(Z) = \gamma_w Z = (9,81 \text{ kN/m}^3)(Z \text{ m}).$$

(xxxi) La porosità “n” è definita dal rapporto percentuale tra il volume dei vuoti (volume di tutti gli interstizi) e il volume totale del terreno (matrice solida + volume interstizi). Minore è la porosità, minori sono in percentuale il volume degli interstizi, maggiore è l’addensamento delle parti solide del terreno, maggiore il grado di mutuo incastro e quindi maggiore è la resistenza al taglio.

Il valore della tensione efficace, definita come differenza $\sigma' = \sigma_{v0} - u$, risulta quindi pari all'espressione:

$$\sigma'(Z) = \{[(1 - n)\gamma_s Z] + n\gamma_w Z\} - \gamma_w Z = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)Z.$$

La quantità $(1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)$ rappresenta il peso delle particelle solide per unità di volume diminuito della sottospinta idraulica; ed è pertanto pari al peso dell'unità di volume del terreno "efficace" (o alleggerito):

$$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w) = (1 - 0,4)(26,5 - 9,81) \approx 10 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow \gamma' = \gamma_t - \gamma_w.$$

Infatti, il peso unitario dell'unità di volume tal quale (di porosità n) è evidentemente dato dalla somma:

$$\gamma_t = \gamma_s(1 - n) + n\gamma_w \approx 26,5(1 - 0,4) + 0,4 \cdot 9,81 \approx 20 \text{ kN/m}^3.$$

La tensione litostatica verticale, in funzione della profondità, sarà quindi semplicemente:

$$\sigma_{v0}(Z) = \gamma_t Z = (20 \text{ kN/m}^3)(Z \text{ m})$$

e la tensione efficace risulta come differenza $\sigma'(Z) = \sigma_{v0}(Z) - u(Z)$, indipendentemente dal particolare valore della porosità n che caratterizza il deposito di terreno.

Osservazioni. È assolutamente fondamentale tenere a mente che il peso dell'unità di volume della sola parte solida γ_s del terreno non è da confondersi con il peso dell'unità di terreno secco γ_d . In quest'ultimo caso, infatti, sono presenti delle cavità e degli interstizi (quindi una porosità n) che sono occupate da sola aria. In tal caso, è evidente che preso un certo volume unitario di riferimento risulterà sempre $\gamma_s > \gamma_d$.

Come si può notare dai tre grafici, gli andamenti sono lineari con la profondità Z e, in questo particolare caso, la pressione neutra risulta leggermente inferiore alla risultante (media) delle pressioni (efficaci) nei punti di contatto tra grani della matrice solida.

Figura 2-8

Andamento delle tensioni al variare della profondità per il terreno in questione.

Profondità [m] Z	Tensione litostatica [kN/mq] σ_{v0}	Pressione neutra [kN/mq] u	Pressione efficace [kN/mq] σ'
0,00	0	0,00	0,00
0,50	10	4,91	5,10
1,00	20	9,81	10,19
1,50	30	14,72	15,29
2,00	40	19,62	20,38
2,50	50	24,53	25,48
3,00	60	29,43	30,57
3,50	70	34,34	35,67
4,00	80	39,24	40,76
4,50	90	44,15	45,86
5,00	100	49,05	50,95
5,50	110	53,96	56,05
6,00	120	58,86	61,14
6,50	130	63,77	66,24
7,00	140	68,67	71,33
7,50	150	73,58	76,43
8,00	160	78,48	81,52
8,50	170	83,39	86,62
9,00	180	88,29	91,71
9,50	190	93,20	96,81

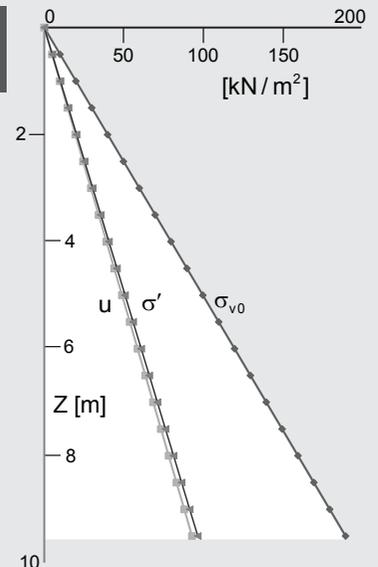
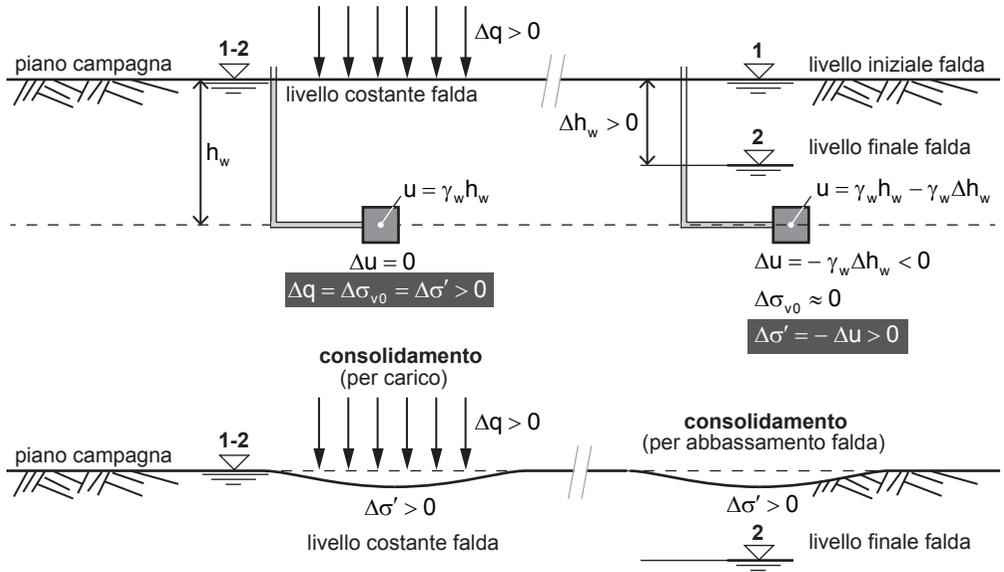


Figura 2-9

Esempi di consolidazione di un terreno per: a) applicazione di un carico superficiale Δq ; b) per abbassamento Δh_w del livello della falda freatica.



Consolidazione del terreno. L'influenza dell'incremento delle tensioni efficaci $\Delta \sigma' > 0$ è responsabile del fenomeno di consolidazione di un terreno: diminuzione del volume percentuale dei vuoti (rispetto alla situazione iniziale) e quindi aumento degli incastri mutui tra le particelle dello scheletro solido. In altri termini, un aumento della resistenza al taglio dovuta appunto ad un'azione di consolidamento per cause esterne.

Nel primo caso in Figura 2-9, l'applicazione di un carico superficiale aumenta le tensioni litostatiche verticali in un generico punto sotto la superficie freatica che si ipotizza di livello in variato. In questo caso, le pressioni non variano (rimanendo il carico idrostatico h_w costante) e l'aumento è compensato da un uguale aumento delle tensioni efficaci $\Delta q = \Delta \sigma_{v0} = \Delta \sigma' > 0$. Un aumento delle tensioni efficaci rispetto alla situazione originaria causa una compattazione del volume di terreno interessato dal carico superficiale e quindi si assiste ad un abbassamento del terreno per compattazione (consolidazione).

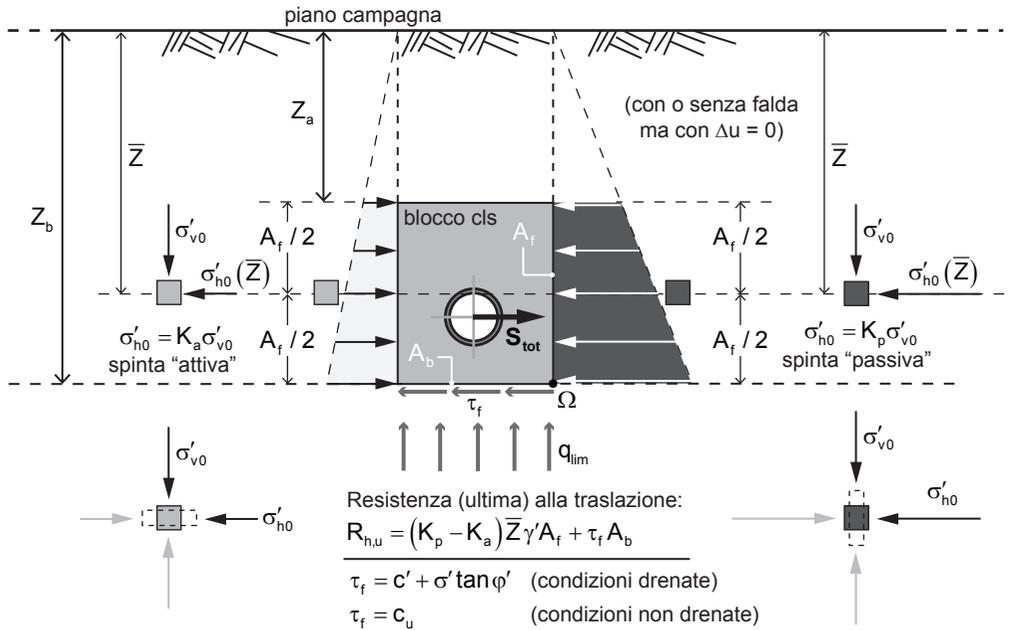
Nel secondo caso, non vi è nessuna applicazione di carichi esterni ma solo un abbassamento del livello della falda. Ritenendo dopo l'abbassamento della falda il terreno ancora umido e quindi di peso unitario quasi invariato, la variazione della pressione neutra si traduce in un aumento delle tensioni efficaci: lo scarico della quota di peso per galleggiamento viene "restituita" alla matrice solida. In questo caso, la parte di terreno abbandonata della falda subisce una compattazione per $\Delta \sigma' > 0$ e quindi un incremento della resistenza al taglio. L'effetto opposto, quindi, si ottiene per innalzamenti della falda dove la resistenza al taglio dovrà diminuire.^(xxxii)

La diminuzione delle tensioni efficaci risulterà poi nulla $\Delta \sigma' = 0$ se l'innalzamento della superficie freatica sale al disopra del piano campagna (in assenza di eventuali effetti dei moti di filtrazione dovuti a gradienti idraulici in zone di terreno connesse tra loro idraulicamente). Nel caso idrostatico di livello della falda freatica al di sopra del piano cam-

(xxxii) È noto che durante i periodi molto piovosi o di intense piogge, si verificano fenomeni di smottamenti e frane. Ciò è dovuto al fatto che l'innalzamento delle falde, causando un aumento delle pressioni neutre (in condizioni di tensioni litostatiche verticali pressoché costanti), inducono una diminuzione delle tensioni efficaci con conseguente diminuzione della resistenza attrittiva al taglio.

Figura 2-10

Esempio qualitativo di equilibrio di un blocco di ancoraggio interrato, in un terreno in assenza di moti di filtrazione. Analisi delle tensioni in termini "efficaci". Volumi di terreno a monte e a valle del blocco in condizioni di spinta attiva e passiva con base di appoggio A_b in condizioni di carico limite.



Le condizioni di spinta attiva e passiva vengono indicate quindi introducendo i corrispettivi coefficienti:

$$\sigma'_{h0} = K_a \sigma'_{v0} \quad (\text{condizioni di spinta attiva}) \quad (2-32)$$

$$\sigma'_{h0} = K_p \sigma'_{v0} \quad (\text{condizioni di spinta passiva}) \quad (2-33)$$

essendo quindi $K_p > K_a$ e, in linea generale: $K_a < K_0 < K_p$, con K_0 coefficiente di spinta a riposo. In base allo schema in Figura 2-10, individuata la quota \bar{Z} di affondamento del baricentro delle superfici laterali A_f del blocco di ancoraggio, le risultanti delle spinte orizzontali (attiva e passiva) sulle superfici laterali si calcolano dal prodotto di A_f con il valore della pressione litostatica verticale (efficace) $\sigma'_{v0} = \gamma' \bar{Z}$ (proprio a quota \bar{Z}) per il corrispettivo coefficiente di spinta (si vedano le due equazioni (2-32) e (2-33)). La risultante orizzontale R_{ap} di queste due spinte (proporzionale alla differenza $K_p - K_a$) contribuisce, assieme alla resistenza ultima al taglio τ_f sulla superficie di appoggio A_b , a contrastare la risultante idraulica S_{tot} dovuta al flusso liquido in condotta.

Condizioni di spinta drenate trascurando la coesione.

In generale, nel modello attritivo TERZAGHI-COULOMB $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$, l'entità della resistenza attritiva sulla superficie di base A_b sarà proporzionale al peso di terreno al di sopra del blocco di ancoraggio (quindi al termine $\gamma' Z_a$) e al peso proprio G_B del blocco di ancoraggio, (oltre che ovviamente all'impronta A_b). Pertanto, in condizioni drenate^(xxxiii) si hanno a disposizione le due relazioni:

$$\begin{cases} R_{ap} = (\gamma_t - \gamma_w) \bar{Z} A_f (K_p - K_a) \\ \tau_f = (\gamma_t - \gamma_w) \bar{Z} \tan \varphi' \end{cases} \quad (2-34)$$

(xxxiii) Anche quindi in presenza di falda freatica, a patto che il terreno sia in assenza di sovrappressioni $\Delta u = 0$.

avendo tenuto direttamente conto che il peso specifico del blocco in cls ($2 \div 2,2 \text{ kN/m}^3$) è sicuramente pari al peso specifico di un rinterro di buona consistenza e compattazione e avendo trascurato per semplicità e sicurezza la coesione efficace c' sia nella superficie di base A_b , sia nelle zone di terreno in condizioni di spinta passiva e attiva. Pertanto, esprimendo in funzione della differenza $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ si tiene conto implicitamente anche della sottospinta idraulica di galleggiamento sul blocco, qualora fosse presente la falda.

Condizioni di spinta drenate con coesione efficace.

Qualora sia lecito poter considerare l'effetto della coesione efficace c' , le relazioni (2-34) a pagina 132 si modificherebbero in questo modo:

$$\begin{cases} R_{ap} = (\gamma_t - \gamma_w) \bar{Z} A_f (K_p - K_a) + c' (K_{pc} + K_{ac}) \\ \tau_f = c' + (\gamma_t - \gamma_w) \bar{Z} \tan \varphi' \end{cases} \quad \text{con} \quad \begin{cases} K_{pc} = 2\sqrt{K_p} \\ K_{ac} = 2\sqrt{K_a} \end{cases} \quad (2-35)$$

Questi ulteriori contributi, dipendenti dall'azione di cementazione tra grani, possono essere giustificate osservando il grafico Figura 2-5 a pagina 122.

⇒ IMPORTANTE

In generale, dette con σ'_1 la tensione principale maggiore e con σ'_3 la tensione principale di consolidazione in condizioni di incipiente rottura per taglio sussiste la relazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad \text{ovvero:} \quad \sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' K_{pc} \quad (2-36)$$

poiché si può dimostrare che il coefficiente di *spinta passiva* K_p si calcola come:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad \text{essendo anche:} \quad \sqrt{K_p} = \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}. \quad (2-37)$$

Analogamente, si può dimostrare che il coefficiente di *spinta attiva* K_a si calcola come:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad \text{essendo anche:} \quad \sqrt{K_a} = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'}. \quad (2-38)$$

Confrontando ora tra loro le ultime relazioni (2-37) e (2-38), si osserva immediatamente che sussistono i seguenti importanti legami (sempre in condizioni limite di rottura):

$$K_p K_a = 1 \quad \text{e quindi anche:} \quad \sqrt{K_a} = \frac{1}{\sqrt{K_p}}. \quad (2-39)$$

Confrontando ora la seconda della (2-36) con la (2-33), si deduce che in condizioni di *spinta passiva*, dovendo essere la tensione efficace orizzontale $\sigma'_{h0} = \sigma'_1$ maggiore di quella litostatica verticale (efficace) $\sigma'_{v0} = \sigma'_3$, deve necessariamente risultare in presenza di coesione:

$$\sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} K_p + c' K_{pc} \quad (\text{spinta passiva con coesione efficace}). \quad (2-40)$$

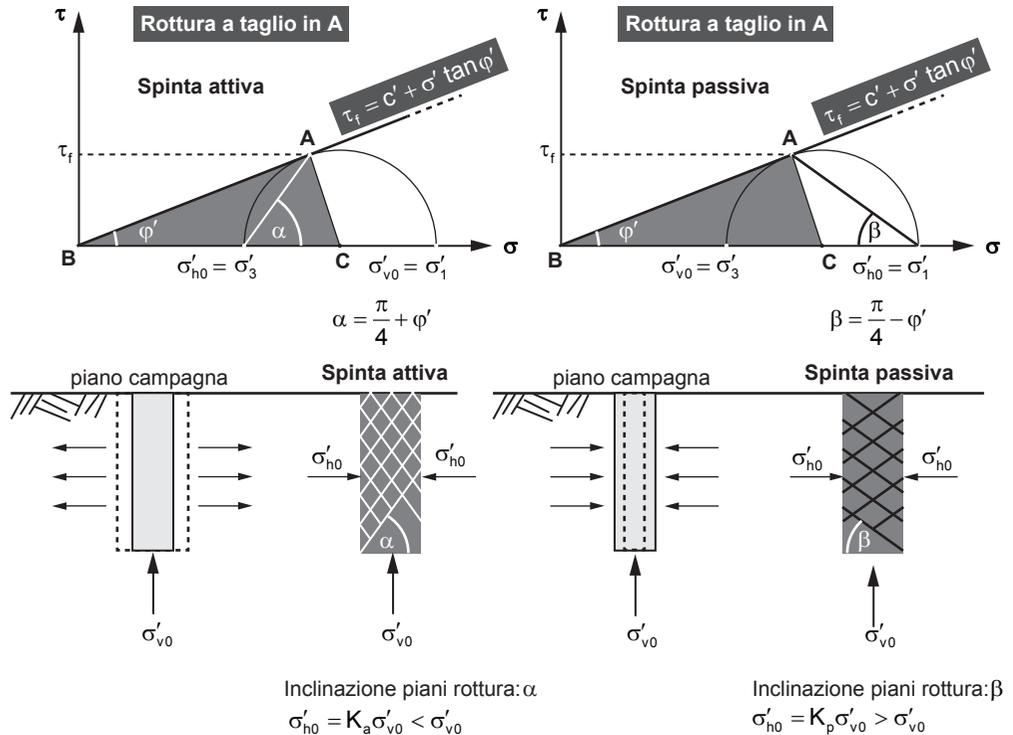
Se ora si moltiplica membro a membro la seconda relazione in (2-36) per $1/K_p$, e si tiene conto delle relazioni (2-39), si arriverà alla relazione tutta in funzione di K_a :

$$\sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} K_a - c' K_{ac} \quad (\text{spinta attiva con coesione efficace}). \quad (2-41)$$

dove, esattamente al contrario della condizione di *spinta passiva*, in condizioni di *spinta attiva* devono valere le seguenti relazioni (a rottura): $\sigma'_{h0} = \sigma'_3 < \sigma'_{v0} = \sigma'_1$. Infatti, in condizioni di spinta attiva la tensione litostatica verticale è maggiore della corrispondente tensione efficace orizzontale ($\sigma'_{v0} > \sigma'_{h0}$).

Figura 2-11

Stati di tensione e inclinazione dei piani di rottura per terreno in condizioni di spinta attiva e in spinta passiva a parità di tensione litostatica verticale. Criterio di rottura al taglio in termini di tensioni efficaci.



I diversi stati tensionali di *spinta attiva* e *spinta passiva* possono essere velocemente giustificati facendo uso della teoria del cerchio di MOHR e tenendo in conto lo stato di rottura a taglio secondo il modello di TERZAGHI-COULOMB in termini di tensioni efficaci. Gli schemi in Figura 2-11 sintetizzano le relazioni utilizzate nelle pagine precedenti.

Condizioni di spinta e attritive non drenate. In condizioni *non drenate*, poiché in generale è difficoltosa la misura della sovrappressione Δu della pressione neutra (qualora questa non si esaurisca in tempi brevi rispetto all'applicazione dei carichi), si ricorre a schematizzazioni che utilizzano grandezze totali (quindi non in termini di *pressioni efficaci*). Osservando, però, il grafico in Figura 2-4 a pagina 116, relativo a prove di resistenza *non drenate* di un terreno coesivo saturo, possiamo comunque affermare che la differenza delle pressioni totali orizzontali in condizioni di limite passivo e attivo per elementini di terreno posti alla medesima quota \bar{Z} dal piano campagna deve coincidere con la relativa differenza in termini di tensioni efficaci, poiché le azioni di contrasto orizzontali sono possibili solo dal mutuo contatto tra grano e grano dello scheletro solido:

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{h0,a} = K_a \sigma'_{v0} + u \\ \sigma_{h0,p} = K_p \sigma'_{v0} + u \end{cases} \Rightarrow \sigma_{h0,p} - \sigma_{h0,a} = (K_p - K_a) \sigma'_{v0}$$

avendo indicato con $\sigma_{h0,p} - \sigma_{h0,a}$, rispettivamente, la differenza delle pressioni totali passiva e attiva in un medesimo punto del terreno. In queste ultime relazioni, avendo considerato il caso di condizioni *non drenate*, si è ammesso implicitamente che il valore della pressione neutra (pari al valore idrostatico u_s più la componente dinamica di filtrazione Δu):

$$u(Z) = u_s(Z) + \Delta u(Z)$$

sia uguale in valore per entrambi gli elementini di terreno ai lati del blocco di ancoraggio (a quota Z sotto il piano di falda). Ciò è ragionevolmente possibile se il blocco stesso non è in una posizione particolare tale da indurre moti di filtrazione rilevanti. In tal caso, alla generica quota Z , la variazione Δu sul lato di terreno in condizioni di *spinta attiva* è uguale alla variazione dinamica Δu sul lato di terreno del blocco in condizioni di *spinta passiva*. Pertanto, se formalmente consideriamo la pressione totale passiva come tensione principale σ_3 (*deviatorica*) e la pressione totale attiva quale pressione principale σ_1 di confinamento (si veda Figura 2-4), la loro differenza $\sigma_3 - \sigma_1$ deve coincidere con il doppio della resistenza al taglio $\tau_f = c_u$ in condizioni *non drenate*. In tal caso, si hanno le due relazioni:



$$\begin{cases} R_{ap} = A_f(\sigma_{h0,p} - \sigma_{h0,a}) = 2\tau_f A_f \\ \tau_f = c_u \end{cases} \quad (2-42)$$

dove $\tau_f = c_u$ è la resistenza al taglio da prove eseguite su provini in condizioni *non drenate* (quindi in termini di tensioni totali).

Espressione della risultante orizzontale delle spinte del terreno.

Tenendo conto di quanto detto e prescindendo dalla particolare condizione (*drenata* o *non drenata*), dette con A_f la superficie laterale e con A_b la superficie orizzontale di appoggio del blocco di ancoraggio, la risultante (caratteristica) delle azioni orizzontali dei terreni agenti su un blocco di ancoraggio interrato sono date da:

$$R_{h,u} = R_{ap} + \tau_f A_b \quad (2-43)$$

dove, di volta in volta, andrà considerato per l'azione R_{ap} l'espressione corrispondente alla particolare condizione (*drenata* o *non drenata*) e al fatto che si possa o meno considerare la coesione efficace c' come contributo di resistenza.

ESEMPIO 2-6

Calcolo della risultante orizzontale delle azioni dei terreni

Sia dato un blocco di ancoraggio in cls ($\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$) come quello in Figura 2-10 a pagina 132. Il blocco è di forma cubica, con singola superficie laterale verticale $A_f = 2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$ e superficie di base $A_b = 2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$, e il suo peso specifico (semplice getto in calcestruzzo) è $\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$. Il terreno presenta i seguenti parametri caratteristici:

- angolo di attrito efficace: $\varphi'_k = 10^\circ$;
- coesione efficace: $c'_k = 10 \text{ kPa}$;
- peso in volume (terreno tal quale in falda): $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$
- inclinazione del pendio: 0° (orizzontale);
- tipo di terreno: argilla compressibile (*coesivo saturo*);
- assenza di sovrappressioni neutre, $\Delta u = 0$ (*condizione drenata*);
- profondità del piano di imposta della superficie A_b : $Z_b = 3,0 \text{ m}$;
- ampiezza del ricoprimento di terreno sull'estradosso del blocco: $Z_a = 1,0 \text{ m}$.

Si chiede di valutare la componente orizzontale delle azioni dei terreni agenti sul blocco di ancoraggio, considerando parte dei terreni in spinta passiva e parte in spinta attiva. L'assenza di un moto di filtrazione è assicurato dal fatto $\Delta u = 0$ che indica che eventuali fenomeni di consolidamento o scarico sono del tutto esauriti (*condizione di lungo periodo*).

Soluzione

Secondo la EN 1997-1, la verifica al ribaltamento del blocco richiede che sia (in termini di effetti):

$$E_{dst,d} \leq E_{std,d} + T_d$$

intendendo con E_d il generico effetto (in questo caso sollecitazione flettente rispetto al più probabile centro istantaneo di rotazione del blocco di ancoraggio) e con T_d l'analogo effetto (del momento di progetto) dovuto alla risultante delle spinte del terreno. Quest'ultimo fattore va penalizzato il più possibile.^(xxxiv) La spinta delle fase liquida in falda, si suppone che sia simmetrica rispetto ai due lati verticali del blocco per cui il loro momento ribaltante è complessivamente nullo. Osservando la Figura 2-10 a pagina 132, il più probabile centro istantaneo di incipiente rotazione per ribaltamento (perdita di equilibrio come corpo rigido) si ha nel punto Ω in basso a destra della superficie orizzontale di appoggio A_b . I momenti delle forze stabilizzanti e destabilizzanti saranno riferiti rispetto al polo Ω . I valori dei coefficienti parziali di sicurezza da adottare per le azioni e per le caratteristiche di resistenza del terreno devono essere desunti dalle Tab. A.1 e Tab. A.2 rispettivamente.^(xxxv) In condizioni non drenate andranno considerate le equazioni nella (2-42) a pagina 135:

$$\begin{cases} R_{ap} = 2\tau_f A_f \\ \tau_f = c_u \end{cases}$$



Nota. Si suppone implicitamente che la zona non rinterrata al di sopra del blocco di fondazione durante le fasi di scavo, posa, getto e collaudo siano state messe in sicurezza da opportune palancole e sbadacchiature. Proprio perché le massime sollecitazioni idrauliche in condotta si registrano durante le fasi di collaudo o durante la chiusura dell'impianto (acqua in quiete alla massima pressione in condotta), si converrà qui di considerare tali azioni di tipo permanente, quali rappresentative (in sicurezza) delle normali pressioni di esercizio.

STEP 1 Coefficienti parziali di sicurezza (Annex A, Tab. A.1 e Tab. A.2)

1. Coefficiente di sicurezza sulle azioni permanenti favorevoli: $\gamma_{G,fav} = 0,9$
2. coefficiente di sicurezza sulle azioni permanenti sfavorevoli: $\gamma_{G,unfav} = 1,1$
3. coefficiente di sicurezza sulle azioni variabili favorevoli: $\gamma_{Q,fav} = 0$
4. coefficiente di sicurezza sulle azioni variabili sfavorevoli: $\gamma_{Q,unfav} = 1,5$
5. coefficiente di sicurezza sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = 1,25$
6. coefficiente di sicurezza sul peso dell'unità di volume: $\gamma_\gamma = 1,0$.

STEP 2 Caratteristiche di progetto dei terreni

1. coesione non drenata, di progetto:

$$(EQN. 11) \quad c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} = \frac{10}{1,25} = 8 \text{ kPa} = 8 \text{ kN/m}^2;$$

2. peso specifico, di progetto (volume terreno saturo tal quale):

$$(EQN. 12) \quad \gamma_{td} = \frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} = \frac{17}{1,0} = 17 \text{ kN/m}^3.$$

(xxxiv) Si veda NOTA 1 al par. 2.4.7.2, punto (2)P nella EN 1997-1.

(xxxv) Si veda Annex A della EN 1997-1.

3. Momento stabilizzante dovuto al peso proprio del blocco di ancoraggio immerso:

$$(EQN. 6) \quad M_{std,d,2} = r_{B,d} G_{B,eff,d} = (0,9)(70) \approx 63 \text{ kNm}$$

STEP 7 **Esito verifica a non ribaltamento del blocco di ancoraggio**

1. Affinché la verifica sia positiva, deve risultare:

$$(EQN. 7) \quad M_{dst,d} \leq M_{std,d,1} + M_{std,d,2} \Rightarrow 0,99 S_{x,max} [kNm] \leq 31 + 63 = 94 \text{ kNm}.$$

2. Massimo valore (caratteristico) della componente orizzontale S_x (della spinta idraulica del liquido in condotta al cambio di direzione planimetrica) che verifica lo stato limite di equilibrio (EQU) a non ribaltamento del blocco durante le fasi di collaudo e rinterro:

$$S_{x,max} = \frac{94}{0,99} \approx 94 \text{ kN (9,5 tonnellate)}.$$

Osservazioni Qualora si fosse dovuto verificare a scorrimento il blocco di ancoraggio in un terreno coesivo saturo in condizioni *non drenate*, è opportuno trascurare per sicurezza il contributo a taglio sulla superficie di contatto orizzontale del blocco A_b e considerare il solo contributo della risultante orizzontale delle spinte dei terreni ai lati del blocco. Pertanto, in questi casi di terreni coesivi saturi non drenati, la verifica allo stato limite per scorrimento è preferibile ridurla alla seguente:

$$H_d \leq R_{ap,d},$$

da cui, sostituendo i valori numerici, si ha:

$$H_d \leq R_{ap,d} = 57 \text{ kN} \Rightarrow (S_{tot})_{x,d} = 1,1 S_{x,max} = R_{ap,d} = 57 \text{ kN}.$$

Si ottiene, infine, il massimo valore caratteristico della componente orizzontale della spinta idraulica in condotta che verifica la condizione di equilibrio a non slittamento del blocco di ancoraggio:

$$S_{x,max} = \frac{R_{ap,d}}{1,1} = \frac{57}{1,1} \approx 50 \text{ kN (5 tonnellate)}.$$

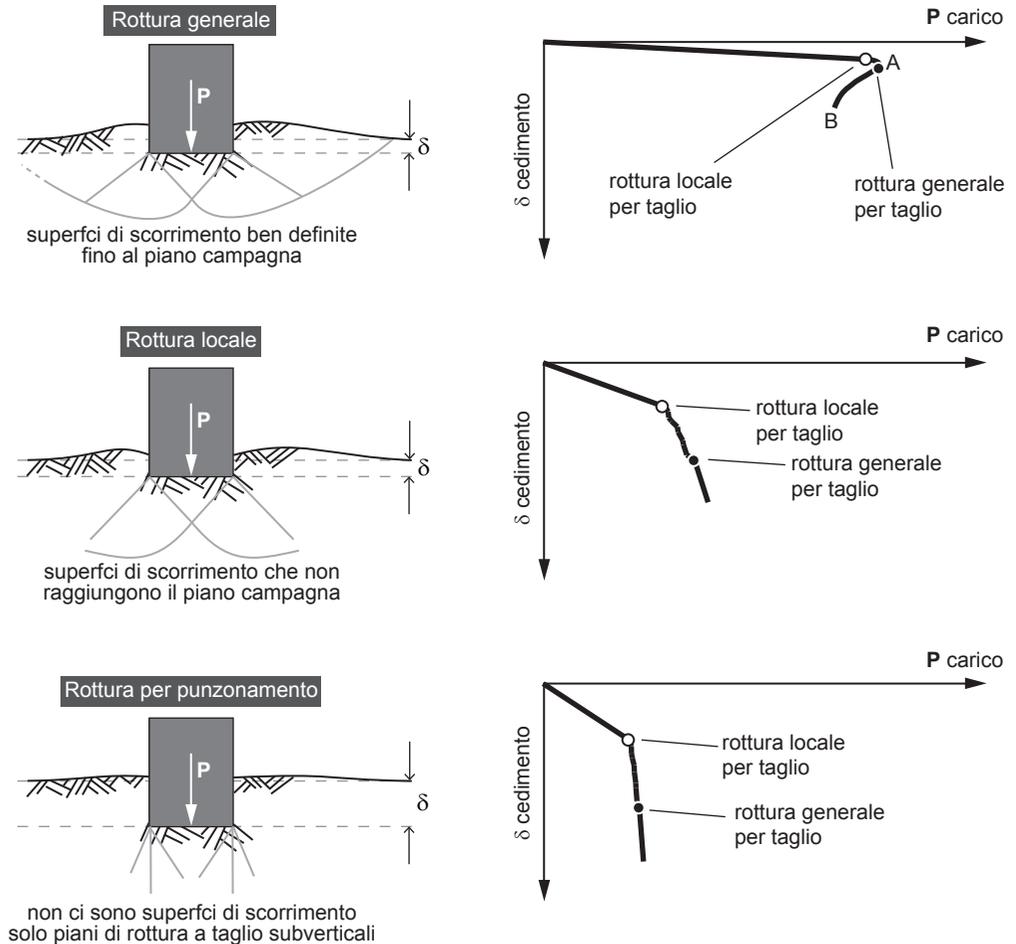
2-4 **LE FONDAZIONI SUPERFICIALI: TIPI DI ROTTURA E FORMULE PRATICHE**

La determinazione della pressione limite q_{lim} che una fondazione superficiale – con dimensioni della proiezione delle superfici di appoggio sul piano di posa di fondazione bL – può trasmettere a un terreno di caratteristiche meccaniche note è un'operazione articolata che deve tenere conto di aspetti differenti e interagenti tra loro:

- il valore di progetto q_d della pressione limite deve avere un margine adeguato, indicato dalla particolare norma di calcolo seguita;
- al tempo stesso devono essere verificati gli stati limite di esercizio e deformabilità (in termini di contenimento dei cedimenti totali e differenziali, secondo normativa);

Figura 2-12

Principali meccanismi di rottura di un terreno per l'azione di una fondazione superficiale compatta.



- occorre verificare che le sollecitazioni indotte nella struttura di fondazione dai carichi esterni applicati e alle pressioni di contatto trasmesse dal terreno siano compatibili con le caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

Possibili meccanismi di rottura del sistema blocco di ancoraggio-terreno

In base a osservazioni di natura sperimentali, per le fondazioni superficiali è possibile distinguere essenzialmente tre meccanismi di rottura del terreno:

- *rottura generale*: caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite che, partendo dal piano di posa della fondazione si sviluppano con delle curve a spirale fino a raggiungere la superficie del piano campagna. Il raggiungimento del carico limite q_{lim} è caratterizzato da un collasso di tipo fragile ed è accompagnato anche da possibili rotazioni della fondazione. Il raggiungimento del carico di collasso si manifesta dopo una certa soglia (punto A in figura) con una sensibile riduzione del carico richiesto per produrre ulteriori cedimenti δ (tratto AB);
- *rottura di tipo locale*: in questo meccanismo ha un ruolo predominante la compressibilità del suolo al disotto della fondazione. Si formano delle superfici di scorrimento a

- rottura come nel caso di rottura generale ma, a differenza di questa, non si propagano fino al piano campagna: le superfici di rottura per taglio rimangono all'interno;
- *rottura per punzonamento*: come nel meccanismo di rottura locale, la compressibilità del terreno sottostante è fondamentale. La fondazione praticamente “buca” il terreno con formazione di superfici di rottura per taglio in direzione essenzialmente verticale e subverticale. Può essere considerato come meccanismo di rottura locale molto intenso che non sviluppa però superfici di scorrimento curve al disotto. La curva carico-cedimenti è tipica di un materiale incoerente, senza un ben definito punto di collasso.

Il verificarsi di uno dei suddetti tre meccanismi dipende dalla concomitanza di vari fattori. In generale, si è osservato che nel caso di un terreno sabbioso sufficientemente denso una fondazione superficiale arriva al collasso seguendo un meccanismo di rottura generale; mentre la stessa fondazione può arrivare al collasso per punzonamento se posta su una sabbia sciolta o molto sciolta.

Inoltre, una fondazione su sabbia densa arriva a rottura seguendo un meccanismo di rottura generale se posta in superficie o a profondità relative D/B modeste, mentre si ha rottura per punzonamento se la profondità del piano di posa è elevata. Rotture per punzonamento sono ancora possibili quando al disotto dello strato di sabbia densa si trova uno strato di terreno più compressibile, come sabbia sciolta o argilla tenera. L'importanza di distinguere i tre diversi meccanismi di rottura risiede nel fatto che le soluzioni disponibili per il calcolo della pressione limite q_{lim} sono basate sull'assunzione di un comportamento rigido-plastico del terreno e sono perciò, a stretto rigore, applicabili solo al caso di rottura generale. Tale aspetto del problema è reso inoltre più complicato dal fatto che mancano precisi criteri quantitativi per stabilire l'occorrenza di uno dei tre meccanismi di rottura.

Portanza fondazione superficiale in condizioni drenate

Per individuare immediatamente quali sono i fattori essenziali che influenzano l'entità della pressione limite q_{lim} conviene analizzare lo stato di equilibrio dei cunei di terreno a contatto al disotto della fondazione superficiale (si veda Figura 2-13). Si consideri un terreno isotropo e omogeneo sottoposto in superficie a una pressione pari proprio al valore limite q_{lim} che porta a rottura il terreno. L'equilibrio, ad incipiente rottura, è garantito da un cuneo in condizioni di *spinta attiva* (cuneo RST con spinta attiva agente sulla parete ST) a contatto con un secondo cuneo in condizioni di *spinta passiva* (cuneo STZ con spinta attiva agente su ST). È importante precisare che l'eventuale fase acquosa presente, non potendo reagire con sforzi di natura attrittiva come quella dei materiali solidi, non contribuisce direttamente in termini di resistenza ma la sua presenza tende a variare l'entità delle tensioni efficaci che sono le sole a garantire gli equilibri (punti di contatto tra grano e grano).

Si ammetta, dunque, che il livello della falda freatica sia coincidente con il piano campagna. Detto quindi con γ_t il peso unitario di terreno (saturo) tal quale, si ragionerà in termini di peso di *terreno alleggerito* o *efficace* $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$. Ricordando le espressioni delle tensioni orizzontali efficaci ((2-40) e (2-41) a pagina 133), si ha:

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} K_p + c' K_{pc} \quad (\text{spinta passiva con coesione efficace}). \quad (2-44)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_{v0} K_a + c' K_{ac} \quad (\text{spinta attiva con coesione efficace}). \quad (2-45)$$

dove nell'espressione della tensione litostatica (effettiva) verticale si è tenuto conto di q' :

$$\sigma'_{v0} = \gamma' z + q'. \quad (2-46)$$



$$N_\gamma = \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{K_a}} \left(\frac{K_p}{K_a} - 1 \right) \quad (2-51)$$

$$N_c = 2 \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}}{K_a} \quad (2-52)$$

$$N_q = \frac{K_p}{K_a}, \quad (2-53)$$

l'espressione (2-50) a pagina 143, assume la forma operativa (forma canonica):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + c' N_c + q' N_q \quad (2-54)$$

Questa equazione mette in luce come la pressione limite q_{lim} , che determina la rottura del terreno per fenomeni di taglio, sia una funzione di tre fattori:

- il primo ($0,5\gamma' B N_\gamma$) esprime il contributo delle forze di attrito, dovute al peso proprio del terreno interno alle superfici di scorrimento (quelle comprese tra i due cunei in equilibrio);
- il secondo ($c' N_c$) esprime il contributo delle forze di coesione agenti lungo le superfici di rottura;
- il terzo ($q' N_q$) definisce l'effetto stabilizzante dovuto dal sovraccarico del terreno (di altezza D rispetto al piano di imposta B della fondazione) agente ai lati della fondazione (che, in presenza di falda, contribuisce alla resistenza con il suo valore efficace γ').

Le tre funzioni N_γ , N_c e N_q dell'angolo di resistenza al taglio φ' sono definiti *fattori di capacità portante* e la loro espressione risulta legata alle assunzioni inerenti alla particolare superficie di rottura. Nel caso in esame, i valori N_γ , N_c e N_q risultano inferiori a quelli desunti dalle evidenze sperimentali (e di conseguenza, risulta sottostimata a favore di sicurezza il valore calcolato per q_{lim}).

Portanza fondazione superficiale in condizioni non drenate

Fatta eccezione per il caso di terreni sovraconsolidati con comportamento dilatante (per aumento del contenuto d'acqua), le condizioni critiche per la stabilità di una fondazione su un *terreno coesivo saturo* si hanno immediatamente dopo l'applicazione dei carichi, ossia a *breve termine*.

L'analisi di stabilità va quindi effettuata in *condizioni non drenate* – escludendo da questa generalizzazione in parte le argille fessurate, per le quali è incerto parlare di comportamento non drenato – e, a rigore, in termini di *tensioni efficaci*. L'impossibilità pratica, però, di misurare e prevedere la sovrappressione interstiziale Δu indotta dai carichi e dipendente:

- dalla storia tensionale del terreno;
- dall'entità e dalle direzioni delle tensioni principali;
- dalla macrostruttura del deposito;
- da fenomeni di plasticizzazione locali,

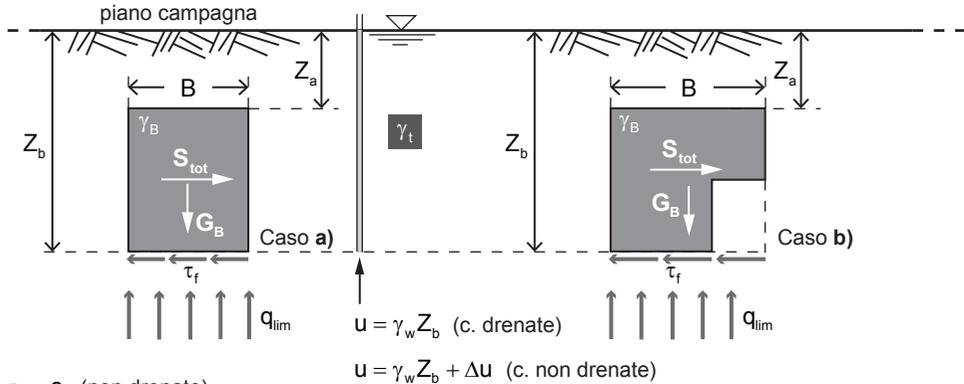
causa l'impossibilità pratica di un approccio in termini di tensioni efficaci,^(xxxvi) per cui è prassi corrente e convalidata dall'esperienza trattare formalmente il problema in termini di

(xxxvi) Si ricordi che la sola matrice solida di un terreno è in grado - in virtù dei punti di contatto mutui tra grano

Figura 2-14

Schemi di applicazione delle formule di capacità portante per blocchi di ancoraggio nel terreno.

Formule semplificate quando il peso unitario del terreno γ_t è al più uguale al peso unitario del getto semplice di cls ($\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$).



$$\tau_f = c_u \text{ (non drenate)}$$

$$\tau_f = c' + (\gamma_t - \gamma_w) Z_b \tan \varphi' \text{ (drenate)}$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} (\gamma_t - \gamma_w) B N_\gamma + c' N_c + (\gamma_t - \gamma_w) Z_b N_q \text{ (drenate)} \quad (\gamma_t - \gamma_w) Z_b \approx (\gamma_t - \gamma_w) Z_a + (\gamma_B - \gamma_w) (Z_b - Z_a)$$

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u + \gamma_t Z_b \text{ (non drenate)} \quad \gamma_t Z_b \approx \gamma_t Z_a + \gamma_B (Z_b - Z_a)$$

In sicurezza, quando:
 $\gamma_t \leq \gamma_B$

tensioni totali. Ricorrendo quindi a questo tipo di approccio, l'involuppo di rottura risulta individuato (nel caso di terreni saturi) dai seguenti parametri (totali):^(xxxvii)

$$\begin{cases} \varphi = 0 \\ \tau_f = c_u \end{cases} \quad (2-55)$$

Tenendo conto di tali parametri, che rendono il terreno teoricamente assimilabile a un mezzo puramente coesivo, va innanzitutto notato che la superficie di rottura (in tal caso a 45°) appaiono geometricamente diverse da quelle sintetizzate nella Figura 2-13 a pagina 143, relativamente ad un terreno in condizioni drenate. In ogni caso, adottando un approccio simile, è possibile dimostrare che l'espressione della pressione limite q_{lim} per fondazioni superficiali in terreni in condizioni non drenate è di questo tipo:

$$\begin{cases} q_{lim} = N_c c_u + q = (2 + \pi) c_u + q \\ q = \gamma_t Z_b \end{cases} \quad (2-56)$$

avendo indicato, analogamente al caso di terreno in condizioni drenate, con N_c il fattore di capacità portante relativo alla coesione totale c_u e l'eventuale sovraccarico q di terreno (tal quale) a lato della fondazione il cui piano d'imposta risulta affondato di un'altezza Z_b rispetto al livello del piano campagna. Il valore di c_u è la resistenza a taglio del terreno tal quale in *condizioni non drenate*.

Formule di portanza semplificate per i blocchi di ancoraggio

Si considera la situazione geometrica di blocco di ancoraggio immerso completamente nel terreno di fondazione, adottando quindi gli schemi in Figura 2-14.

(continua)

e grano - di opporre delle reazioni di pressione e taglio alle azioni scaricate nel terreno. Ciò ovviamente non è possibile per la fase acquosa che può esplicare solo azioni di pressione. L'acqua, infatti, interviene indirettamente sulla resistenza al taglio, diminuendo l'intensità delle reazioni di contatto (così rese effettive, efficaci) tra grano e grano agendo con azioni di galleggiamento sulla matrice solida.

(xxxvii) Si vedano risultati di prove triassiali non consolidate e non drenate (TxUU), Figura 2-4 a pagina 116.

Terreno in condizioni drenate. In condizioni di terreno drenato, il valore della sovrappressione Δu è pari a zero ($u = u_s + \Delta u = u_s$). In presenza di terreno saturo (o parzialmente saturo), l'espressione della portanza del terreno – nel punto a quota Z_b – può ricondursi in termini di pressioni totali semplicemente sommando al valore di portanza in termini efficaci q_{lim} il valore della pressione interstiziale (ormai al valore idrostatico: $u = u_s$) con $\Delta u = 0$. Infatti, applicando il *principio delle tensioni efficaci* formalmente con $q_{lim} \equiv \sigma'_{lim}$ in condizioni limite di rottura, si ha:

$$q_{lim,t} = q_{lim} + u = q_{lim} + \gamma_w Z_b \quad (2-57)$$

ovvero (sempre a quota Z_b al disotto del piano campagna):

$$q_{lim,t} = \frac{1}{2}(\gamma_t - \gamma_w)BN_\gamma + c'N_c + (\gamma_t - \gamma_w)Z_bN_q + \gamma_w Z_b. \quad (2-58)$$

In termini di tensioni totali, è evidentemente $\gamma_w Z_b = \gamma_t Z_b - (\gamma_t - \gamma_w)Z_b$. Sostituendo quest'ultima nell'espressione sopra, si ottiene il valore della *tensione limite totale* $q_{lim,t}$:

$$q_{lim,t} = \frac{1}{2}(\gamma_t - \gamma_w)BN_\gamma + c'N_c + (\gamma_t - \gamma_w)Z_b(N_q - 1) + \gamma_t Z_b. \quad (2-59)$$

Questa equazione può così essere interpretata: nell'ipotesi in cui per il blocco di ancoraggio, immerso nel terreno saturo, possa considerarsi valida la relazione $\gamma_t \leq \gamma_B$, allora il termine $\gamma_t Z_b$ non è altro che la componente di capacità portante relativa alla parte di terreno di rinterro (saturo, tal quale, soprastante il blocco di ancoraggio) e al peso del blocco di ancoraggio stesso. Come conseguenza, la restante parte:



$$q_{lim,t,idr} = \frac{1}{2}(\gamma_t - \gamma_w)BN_\gamma + c'N_c + (\gamma_t - \gamma_w)Z_b(N_q - 1) \quad (2-60)$$

non può che essere la rimanente per bilanciare l'azione di spinta idraulica nella condotta. In questi termini, nella verifica di capacità portante, si potrà direttamente tenere conto della sola componente di azione vettoriale S_{tot} dovuta alla massa liquida all'interno del volume di controllo considerato.

Nota. Nel caso di terreni al disopra del livello della falda freatica, nella formula (2-60) andrà posta la condizione di $\gamma_w = 0$. Mentre, nel caso di terreni immersi in cui è presente la falda freatica, nella formula (2-60) andrà considerato il valore $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

Terreno in condizioni non drenate. In condizioni non drenate è possibile fare lo stesso discorso. Già in termini di tensioni totali per questo caso, il termine $\gamma_t Z_b$ contribuisce alla portanza del terreno di rinterro ($\gamma_t Z_a$) sopra il blocco e alla portanza del peso del blocco stesso ($\gamma_B(Z_b - Z_a)$). In tal caso, la rimanente tensione di portanza per bilanciare la componente di spinta idraulica S_{tot} dalla condotta è:



$$q_{lim,t,idr} = (2 + \pi)c_u \approx 5c_u \quad (2-61)$$

in condizioni di terreno *non drenato*.

Coefficienti di capacità portante

Per l'espressione della capacità portante q_{lim} si può fare riferimento a varie formulazioni di vari Autori (TERZAGHI, BRINCH-HANSEN, VESIC, BUISMAN, PRANDTL, REISSNER, etc.).

Tabella 2-15

Valori dei fattori di capacità portante, in funzione dell'angolo di resistenza al taglio, secondo la teoria di VESIC.

(Fonte: Lancellotta R., Geotecnica, Zanichelli, 2012).

φ' [gradi]	Fattori capacità portante			φ' [gradi]	Fattori capacità portante		
	N_c	N_q	N_γ		N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00				
1	5,38	1,09	0,07	26	22,25	11,85	12,54
2	5,63	1,20	0,15	27	23,94	13,20	14,47
3	5,90	1,31	0,24	28	25,80	14,72	16,72
4	6,19	1,43	0,34	29	27,86	16,44	19,34
5	6,49	1,57	0,45	30	30,14	18,40	22,40
6	6,81	1,72	0,57	31	32,67	20,63	25,99
7	7,16	1,88	0,71	32	35,49	23,18	30,22
8	7,53	2,06	0,86	33	38,64	26,09	35,19
9	7,92	2,25	1,03	34	42,16	29,44	41,06
10	8,35	2,47	1,22	35	46,12	33,30	48,03
11	8,80	2,71	1,44	36	50,59	37,75	56,31
12	9,28	2,97	1,69	37	55,63	42,92	66,19
13	9,81	3,26	1,97	38	61,35	48,93	78,03
14	10,37	3,59	2,29	39	67,87	55,96	92,25
15	10,98	3,94	2,65	40	75,31	64,20	109,41
16	11,63	4,34	3,06	41	83,86	73,90	130,22
17	12,34	4,77	3,53	42	93,71	85,38	155,55
18	13,10	5,26	4,07	43	105,11	99,02	186,54
19	13,93	5,80	4,68	44	118,37	115,31	224,64
20	14,83	6,40	5,39	45	133,88	134,88	271,76
21	15,82	7,07	6,20	46	152,10	158,51	330,35
22	16,88	7,82	7,13	47	173,64	187,21	403,67
23	18,05	8,66	8,20	48	199,26	222,31	496,01
24	19,32	9,60	9,44	49	229,23	265,51	613,16
25	20,72	10,66	10,88	50	266,89	319,07	762,89

➔ **IMPORTANTE**



Considerata la dispersione di valori in funzione delle varie formule impiegate, in questa sede si è deciso di riportare i valori dei *fattori di capacità portante*, proposti dal modello di VESIC. Inoltre, poiché si dà per scontato che la geometria e la disposizione del blocco di ancoraggio nel terreno venga scelta e assunta in modo tale che la risultante delle sollecitazioni di tipo idraulico trasmessa al terreno di fondazione sia essenzialmente in condizioni di pressione centrata (o quasi), non si considereranno i fattori di correzione e di forma tipici della formulazione generale di BRINCH-HANSEN, alla quale si rimanda per maggiori delucidazioni e per casi particolari di ancoraggio.

Per “compensare” eventualmente (in parte) la non perfetta perpendicolarità della risultante delle sollecitazioni idrauliche S_{tot} nel piano di posa, si decide in questa sede di utilizzare per i *fattori di capacità portante* un valore minore (arrotondandolo in difetto). Le varie espressioni per il q_{lim} disponibili in letteratura, infatti, sono tutte da considerarsi

approssimate per i motivi di carattere generale delle ipotesi assunte e della variabilità dei parametri geotecnici. I tre parametri della capacità portante sono infatti calcolabili - tranne qualche caso estremamente semplificato - solo separatamente e con riferimento a superfici di scorrimento (per rottura a taglio) diverse tra loro e perché (a rigore) non è lecito sovrapporne gli effetti.^(xxxviii)

ESEMPIO 2-8

Calcolo capacità portante per un blocco su terreno in condizioni drenate

Si abbia un blocco di ancoraggio in cls ($\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$) a pianta quadrata, dotato di risega sul fondo - si veda caso **b**) in Figura 2-14 a pagina 145 - con proiezione orizzontale sul piano di posa $A_b = BL = 2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$.

Il livello del piano di posa più basso per la fondazione è a livello $Z_b = 3,50 \text{ m}$ al disotto del piano campagna. Il terreno è saturo (con saturazione al 95%) e il suo peso unitario tal quale è $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$, con livello del piano di falda coincidente con il piano campagna.

La risultante della componente della spinta idraulica S_{tot} della condotta sul blocco di ancoraggio è praticamente diretta lungo la verticale (cambio di livelletta su un piano verticale). I parametri *caratteristici* del terreno di fondazione sono i seguenti (in termini *efficaci*):

- angolo di attrito efficace: $\varphi'_k = 10^\circ$;
- coesione efficace: $c'_k = 10 \text{ kPa}$;
- inclinazioni del pendio e del piano di posa: entrambi orizzontali;
- tipo di terreno: *coesivo saturo* (argilla) in *condizioni drenate* $\Delta u = 0$ (lungo periodo).

Valutare la pressione limite $q_{\text{lim},t,idr}$ per bilanciare la sola componente di azione idraulica S_{tot} utilizzando il DA1 (*Design Approach 1*) in combinazione 2: A2 “+” M2 “+” + “R1”, secondo la EN 1997-1.

Soluzione

Il peso unitario del terreno tal quale (saturo) γ_t è pari al peso specifico del blocco di ancoraggio γ_B . Si può quindi adottare la formulazione (2-60) a pagina 146 relativa al caso di terreno in condizioni drenate ($\Delta u = 0$), adottando sul solo coefficiente N_γ una penalizzazione tramite opportuno coefficiente di forma $s_\gamma < 1$ dell'impronta A_b . In particolare, essendo il livello del piano di falda coincidente con il livello del piano campagna, nella formulazione va considerato il valore di $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

Si adotteranno i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni indicati nell'Annex A della EN 1997-1. In particolare, si considera il DA1 (*Design Approach 1*) con la combinazione 2: A2 “+” M2 “+” R1.^(xxxix)

(xxxviii) Il terreno è infatti plasticizzato a rottura. Pertanto, il suo comportamento non è lineare e quindi non vale il principio di sovrapposizione degli effetti. Malgrado ciò, viste le approssimazioni presenti sin dalla definizione delle ipotesi di lavoro per i terreni, si accetta questo “errore” di fondo per poter almeno definire una teoria operativa. Salvo poi “tararla”, con più precisione ai casi reali misurati, tramite l'introduzione di opportuni fattori di natura empirica (fattori di forma della fondazione, fattori correttivi di inclinazione del carico, fattori correttivi dell'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale, fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa).

(xxxix) La Norma italiana adotta come base i coefficienti proposti dalla EN 1997-1 applicando però delle maggiorazioni. Si preferisce però, in questa sede, fare riferimento alla normativa europea, essendo infatti la procedura di calcolo perfettamente analoga.