



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1085

DATA: 16/09/2014

A P P U N T I

STUDENTE: Chiesa

MATERIA: Geotecnica

Prof. Lancellotta

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

DAL DISCRETO REALE AL CONTINUO ASTRATTO : LA MECCANICA DEI CONTINUI

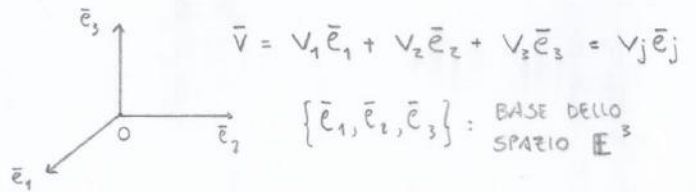
I TERRENI SONO SISTEMI PARTICELLARI MULTIFASE, IN CUI LE COMPONENTI ELEMENTARI SOLIDE COSTITUISCONO LO SCHELETTO, INTORNO AL QUALE SI ACCUMULANO ARIA E ACQUA NEI VUOTI INTERSTIZIALI.

ESSI NON SONO DUNQUE UN ESEMPIO DI FUNZIONE CONTINUA DEL PUNTO, PERCHÉ LE GRANDEZZE FISICHE E MECCANICHE CHE LI CARATTERIZZANO SONO SOGGETTE A DISCONTINUITÀ TRA UN ELEMENTO E L'ALTRO. TUTTAVIA NON ESSENDO POSSIBILE STUDIARE I TERRENI CON MODELLI DISCRETI, TUTTI I PARAMETRI CHE VERIFICHANO DEFINITI IN UN DOMINIO MULTIFASE SARANNO CONSIDERATI "CAMPI" (SCALARI O VETTORIALI), OSSIA FUNZIONI CONTINUE DEL PUNTO.

SPAZIO RAPPRESENTATIVO DI RIFERIMENTO → SPAZIO EUCLIDEO E^3

COMPONENTI DI UNA GENERICA GRANDEZZA DI ORDINE n → 3^n

ORDINE ENTE MATEMATICO	COMPONENTI ENTE MATEMATICO	DEFINIZIONE ENTE MATEMATICO	SIMBOLO ENTE MATEMATICO
0	$3^0 = 1$	SCALARE	a
1	$3^1 = 3$	ETTORE	\vec{a}, a_i
2	$3^2 = 9$	TENSORE II	\vec{A}, A_{ij}
4	$3^4 = 81$	TENSORE IV	A_{ijkl}



$a_i = b_i + c_i$ ✓
 $a_i = b_k + c_i$ ✗

$a_i = T_{ij} \cdot b_j$ (i = INDICE LIBERO → 1 SOLO!
 j = INDICE RIPETUTO → 0,1,2,...)

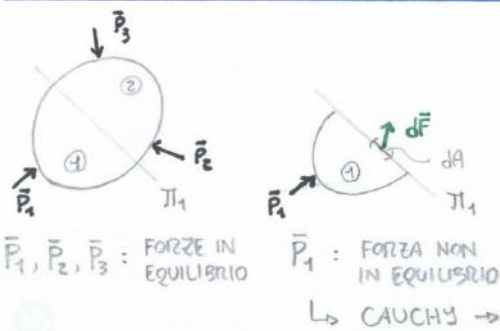
$\sigma_{ij} = D_{ij,hk} \cdot \epsilon_{hk}$ (ij = INDICI LIBERI → 2!
 hk = INDICI RIPETUTI → 0,1,2,...)

$\delta_{ij} = \vec{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$ " δ DI KROENECKER" → OPERATORE DI SOSTITUZIONE (SOSTITUISCE L'INDICE RIPETUTO CON L'INDICE LIBERO)

$a_i \delta_{ij} = a_j \delta_{jj} = a_j$

$\vec{a} \cdot \vec{b} = a_i \vec{e}_i \cdot b_j \vec{e}_j = (a_i b_j) (\vec{e}_i \cdot \vec{e}_j) = (a_i b_j) \delta_{ij} = a_i b_i = a_j b_j$

CONCETTO DI TENSIONE E DI TENSORE DEGLI SFORZI



SUPPONIAMO CHE LE AZIONI SIANO CONTINUE ANCHE SE NON OMOGENEE. ESISTE ED È FINITO IL LIMITE DI $d\vec{F}/dA$ PER dA TENDENTE A ZERO, DEFINITO **VETTORE - SFORZO**, O **VETTORE - TENSIONE**, \vec{T} , CHE È FUNZIONE DEL PUNTO IN CUI È APPLICATO E DELLA GIACITURA DEL PIANO Π_k .

IL MODELLO DEI CONTINUI SOVRAPPosti E IL PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

SE SI ANALIZZA UN MEZZO POROSO SATURO, IN TUTTO IL SUO DOMINIO SONO DEFINITE CONTEMPORANEAMENTE LE PROPRIETÀ RELATIVE ALLE DUE FASI CHE LO COMPONGONO SOVRAPPONENDOSI L'UNA ALL'ALTRA: QUELLA SOLIDA E QUELLA FLUIDA (ARIA E ACQUA), LA QUALE OCCUPA I VUOTI INTERSTIZIALI LASCIATI DALLA PRIMA.

VEDREMO ORA COME SCOMPORRE IL TENSORE DI TENSIONE σ_{ij} RIFERITO AL CONTINUO TOTALE IN DUE COMPONENTI CHE COMPETONO CIASCUNA AD UNA DELLE DUE SUDDETTE FASI:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu & 0 & 0 \\ 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \mu & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \mu & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \mu \end{bmatrix}$$

TENSORE DELLE TENSIONI TOTALI TENSORE DELLE TENSIONI SUBITE DALLA FASE FLUIDA TENSORE DELLE TENSIONI SUBITE DALLA FASE SOLIDA

COMPONENTI NORMALI TENSIONI "EFFICACI" $\begin{cases} \sigma_{11} - \mu \\ \sigma_{22} - \mu \\ \sigma_{33} - \mu \end{cases}$

ASSUMEREMO, D'ORA IN AVANTI, CHE LA FASE FLUIDA SIA RAPPRESENTATA DA UN UNICO FLUIDO PERFETTO (NON VISCOSO \rightarrow NO TENSIONI TANGENZIALI) E INCOMPRESSIBILE (DENSITÀ COSTANTE \rightarrow PESO SPECIFICO COSTANTE), PER IL QUALE LA TENSIONE SI RIDUCE AD UN UNICA COMPONENTE NORMALE VALIDA IN OGNI DIREZIONE E COSTANTE IN OGNI SINGOLO PUNTO (FLUIDO ISOTROPO E OMOGENEO).

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI (TERZAGHI - 1936 - CONGRESSO INTERNAZIONALE DI MECCANICA DELLE TERRE)

" OGNI EFFETTO MISURABILE (VARIAZIONE DI VOLUME, DI RESISTENZA AL TAGLIO, ...) PRODOTTO DA UN CAMBIO DELLO STATO DI SFORZO E' DOVUTO ESCLUSIVAMENTE AD UN CAMBIO DELLE TENSIONI EFFICACI. "

$$\sigma_{ij} = \mu \cdot \delta_{ij} + \sigma'_{ij}$$

SE VALE CIÒ, SECONDO UN' ANALISI FISICA, ANZICHÉ ANALITICA, PRENDENDO UN QUALUNQUE ASSE z ORTOGONALE ALLA ELICITURA DEL PIANO CAMPAGNA, QUESTO RAPPRESENTERÀ, PER QUEL TERRENO OMOGENEO, LA TRACCA DI UN SUO PIANO DI SIMMETRIA VERTICALE, SUL QUALE, PER IL RISPETTO DELLA SIMMETRIA E DELL'EQUILIBRIO, SI AVRANNO TENSIONI TANGENZIALI NULLE IN ENTRAMBI I VERSI ($\uparrow \downarrow$). A QUESTO PUNTO RISULTA EVIDENTE CHE QUESTO PIANO DI SIMMETRIA È ANCHE UN PIANO PRINCIPALE DI TENSIONE, DOVE AGISCONO QUINDI SOLO TENSIONI NORMALI, E LO STESSO VALE ANCHE PER UN QUALSIASI PIANO ORIZZONTALE, CIOÈ ORTOGONALE AL PRIMO (I PIANI PRINCIPALI SONO SEMPRE TRA LORO ORTOGONALI).

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \gamma = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} = 0 \end{array} \right. \quad \sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{PER LA SIMMETRIA: } \sigma_{xx} = \sigma_{yy} \\ \text{SOLO 2 COMPONENTI} \\ \text{DISTINTE DI TENSIONE} \\ \text{(MUTUAMENTE ORTOGONALI)} \end{array}$$

ADESSO POSSIAMO INTEGRARE L'EQUAZIONE SUPERSTITE IMPONENDO LA CONDIZIONE AL CONTOURNO DI FRONTIERA LIBERA (NO CARICHI GRAVANTI SUL PIANO CAMPAGNA):

$$BC: \quad z = 0 \rightarrow \sigma_{zz} = 0 \quad (\text{FRONTIERA LIBERA})$$

$$\sigma_{zz} = \gamma \cdot z = \sigma_{v_0}$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{h_0}$$

IL PASSO SUCCESSIVO SARÀ QUELLO DI DEFINIRE MEDIANTE DUE PERCORSI LOGICI DISTINTI, MA EQUIVALENTI, LE TENSIONI GEOSTATICHE EFFICACI σ'_{v_0} E σ'_{h_0} . SEGUIREMO DAPPRIMA IL METODO BASATO SULLE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO, IN SEGUITO AFFRONTEREMO IL METODO BASATO SULLA LEGGE DI DARCY:

I) CONDIZIONI DI EQUILIBRIO

OCCORRE DISTINGUERE ANZITUTTO TRA LE DUE POSSIBILI CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTOURNO:

- 1) REGIME IDROSTATICO, PIANO DI FALDA \equiv PIANO CAMPAGNA
- 2) REGIME DI FILTRAZIONE, PIANO DI FALDA \neq PIANO CAMPAGNA

LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO SERVONO A DETERMINARE LE TENSIONI EFFICACI NELLA PRIMA CONDIZIONE, PERCHÉ, ANALOGAMENTE A QUANTO SI FA PER LE TENSIONI TOTALI, DOVRA' VALERE CHE

$$u_0 = \gamma_w \cdot z \quad \begin{array}{l} \text{TENSIONE} \\ \text{INTERSTIZIALE} \end{array} \quad (\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3)$$

$$\sigma'_{v_0} = \sigma_{v_0} - u_0$$

TENSIONE GEOSTATICA VERTICALE EFFICACE

N.B. IL VALORE DI σ'_{v_0} DIPENDE DAL REGIME, MA LA FORMA È SEMPRE LA STESSA!

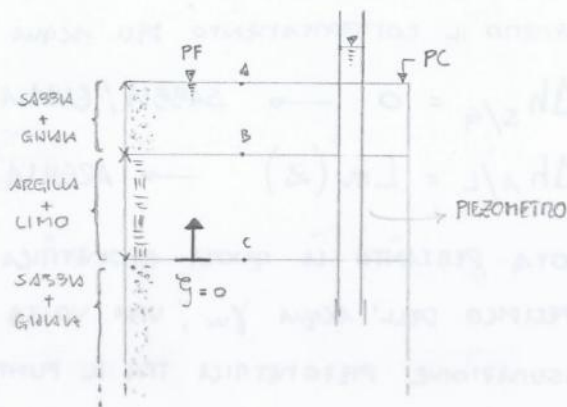
A DIFFERENZA DI QUANTO VISTO PER LA TENSIONE VERTICALE TOTALE, L'INTEGRAZIONE DELL'EQUAZIONE INDEFINITA DI EQUILIBRIO IN DIREZIONE ORIZZONTALE NON È SUFFICIENTE A DETERMINARE IL VALORE DELLA σ_{h_0} E CONSENTE SOLO DI NOTARE CHE ALLA TENSIONE ORIZZONTALE TOTALE PUÒ ES-

DEFINIAMO ORA PIÙ PROPRAMENTE COSA SI INTENDE PER "QUOTA PIEZOMETRICA": ESSA RAPPRESENTA, DA UN PUNTO DI VISTA PRATICO, L'ALTEZZA DEL LIVELLO DELL'ACQUA, MISURATO ATTRAVERSO LA RISALITA CAPILLARE IN UN PIEZOMETRO, RISPETTO AD UN PIANO DI RIFERIMENTO ARBITRARIO, PER UN DETERMINATO ACQUIFERO.

$$h = \gamma + \frac{u}{\gamma_w} \quad \gamma_0 = 0 \rightarrow \text{PIANO DI RIFERIMENTO}$$

SE TRA DUE PUNTI QUALSIASI DI UNO STESSO TERRENO SI VERIFICA CHE $\Delta h = 0$, ALLORA L'ACQUA È IN CONDIZIONI STATICHE (NO MOTO DI FILTRAZIONE); SE INVECE h NON SI MANTIENE COSTANTE A QUALSIASI ALTEZZA, MA TRA UNO STRATO E L'ALTRO

SI VERIFICA CHE $\Delta h \neq 0$, ALLORA L'ACQUA È IN CONDIZIONI DI MOTO FILTRANTE NEL TERRENO.



POICHÉ Δh PUÒ ESSERE INTESA NON SOLO COME IL DISLIVELLO PIEZOMETRICO TRA DUE PUNTI, QUINDI UNA DISTANZA METRICA, MA ANCHE COME LA DISSIPAZIONE ENERGETICA DELL'ELEMENTO DI VOLUME D'ACQUA DI PESO UNITARIO TRA GLI STESSI PUNTI, DOVUTA PROPRIO ALLA FILTRAZIONE DELL'ACQUA ATTRAVERSO UNO STRATO CHE IMPONE UNA SPECIFICA RESISTENZA AL MOTO DELLA STESSA DAL BASSO VERSO L'ALTO O VICEVERSA, CHIUDENDO D'ORA IN POI QUESTA GRANDEZZA "PERDITA DI CARICO" (DOVE PER CARICO SI INTENDE PROPRIO L'ENERGIA CHE SI DISSIPA DURANTE IL MOTO DI FILTRAZIONE E QUINDI, RISPETTO AL SISTEMA CHE STAMO STUDIANDO, VA PERSA). IN GENERALE IL MOTO DI FILTRAZIONE AVVIENE SEMPRE DA UN PUNTO IN CUI h È MAGGIORE VERSO UNO IN CUI È MINORE ($\Delta h \geq 0$).

AL FINE DI INTRODURRE UNA SEMPLIFICAZIONE UTILE E RAGIONEVOLMENTE PUNTUALIZZATO ORA ALCUNI ASPETTI DI NOTEVOLE RILEVANZA TEORICA OLTRE CHE SPERIMENTALE. SUCCESSIVAMENTE APRIREMO IL DISCORSO LEGATO ALL'IMPIEGO DELLA LEGGE DI DARCY.

SI DEFINISCE "PERMEABILITÀ" DI UN MEZZO POROSO LA CAPACITÀ DELL'ACQUA DI PENETRARE AL SUO INTERNO OCCUPANDONE LA FRAZIONE VUOTA.

LE PERDITE DI CARICO PIÙ SIGNIFICATIVE CHE SI VERIFICANO IN UN TERRENO STRATIFICATO SONO LOCALIZZATE TRA I PUNTI ESTREMI DEGLI STRATI PIENO PERMEABILI. SEBENE INFATTI OGNI STRATO OPPONGA UNA CERTA RESISTENZA AL MOTO DI FILTRAZIONE DELL'ACQUA AL PROPRIO INTERNO, ALCUNE TIPOLOGIE DI MATERIALI CHE COSTITUISCONO LA MAGGIOR PARTE DEI DEPOSITI ALLUVIONALI E NATURALI IN GENERALE, PRESENTANO UNA PERMEABILITÀ SENSIBILMENTE DIFFERENTE. PER QUESTO MOTIVO, AD ESEMPIO, CONSIDEREREMO LE PENDITE DI CARICO CHE AVVENGONO IN UNO STRATO SABBIOSO O GHIAIOSO NELLE RISPETTO A QUANTO ACCADE IN SENO AD UNO STRATO ARGILLOSO O LIMOSO.

RIMANENDO SEMPRE SUI MEZZI POROSI IN CUI SI INSTAURANO MOTI DI FILTRAZIONE, LA RELAZIONE FONDAMENTALE CHE LEGA LA VELOCITÀ DI FILTRAZIONE AL CONTENUTO ENERGETICO DEL MOTO È STATA DEFINITA DA DARCY NEL 1856 CHE HA OSSERVATO SPERIMENTALMENTE COME LA PORTATA DI CARICO (O DI EFFLUSSO) Q SIA PROPORZIONALE ALLA SEZIONE A DEL MEZZO POROSO E ALLA PERDITA DI CARICO PER UNITÀ DI LUNGHEZZA $(h_1 - h_2)/L$:

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{h_2 - h_1}{L} \quad \text{CON } h_1 \geq h_2$$

IL COEFFICIENTE DI PROPORZIONALITÀ K ($[K] = [L \cdot T^{-1}]$) CHE COMPARE IN TALE RELAZIONE PRENDE IL NOME DI "COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ". LA PERMEABILITÀ HA DUNQUE LE DIMENSIONI DI UNA VELOCITÀ E DIPENDE DALLA STRUTTURA DEL MEZZO POROSO (POROSITÀ, MORFOLOGIA DELLE PARTICELLE, TORTUOSITÀ) E DALLE PROPRIETÀ DEL FLUIDO (DENSITÀ ρ_w , VISCOSITÀ μ). POICHÉ K ASSUME UN VALORE DIVERSO PER CIASCUN FLUIDO, MA NOI SIAMO INTERESSATI A QUELLO CARATTERISTICO DELL'ACQUA, D'ORA IN POI CI SI RIFERIRÀ AD ESSO COME "COEFFICIENTE DI CONDUCEIBILITÀ IDRAULICA".

RIBATTEZZAMO ORA I SEGUENTI RAPPORTI:

$$\frac{Q}{A} = v = \text{VELOCITÀ DI FILTRAZIONE}$$

$$-\frac{h_2 - h_1}{L} = i = \text{GRADIENTE IDRAULICO} = \text{PERDITA DI CARICO SPECIFICA (OSSIA PER UNITÀ DI LUNGHEZZA)}$$

$$v = K \cdot i \quad \text{LEGGE DI DARCY (CASO MONODIMENSIONALE)}$$

NEL CASO PIÙ GENERALE, OSSIA QUELLO DI PERDITE DI CARICO LUNGO PIÙ DIREZIONI, LA LEGGE DI DARCY MANTIENE COMUNQUE LA STESSA STRUTTURA; TUTTAVIA LA SUA FORMULAZIONE SI EVOLVE PASSANDO DALL'ESSENTE UNA RELAZIONE TRA GRANDIZZE SCALARI A UNA TRA GRANDIZZE VETTORIALI.

$$1D) \quad v = K i$$

$$3D) \quad \vec{v} = K \vec{i} = K(-\nabla h(\vec{x})) \quad h = h(\vec{x}) : \mathbb{R}^3 \rightarrow \mathbb{R} = \begin{matrix} \text{CAMPO SCALARE} \\ \text{(QUOTA PIEZOMETRICA DI } \vec{x}, \\ \text{ENERGIA POTENZIALE DI } \vec{x}) \end{matrix}$$

IL VALORE DI h È COSTANTE LUNGO LE LINEE O LE SUPERFICI IN CUI TUTTI I PUNTI HANNO LA STESSA QUOTA PIEZOMETRICA (LINEE O SUPERFICI EQUIPOTENZIALI). IL GRADIENTE DI h , ∇h , È IL VETTORE DIRETTO LOCALMENTE PERPENDICOLARMENTE ALLE LINEE O SUPERFICI EQUIPOTENZIALI.

LE LINEE DI FLUSSO VISUALIZZANO I CARATTERI DEL MOTO PERCHÉ DESCRIVONO IL CAMPO CINETICO (VETTORI VELOCITÀ DIRETTI IN OGNI PUNTO COME LA TANGENTE A OGNIUNA DI ESSE IN QUEL PUNTO).

$$\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} + \gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial z} - \gamma' = 0$$

$$\gamma_w \cdot \frac{\partial h}{\partial z} = \text{FORZE DI FILTRAZIONE (O DI TRASCINAMENTO)}$$

FORZE DI VOLUME CHE COSTITUISCONO UN CAMPO VARIABILE DA PUNTO A PUNTO CHE SI SOMMA AL CAMPO GRAVITAZIONALE

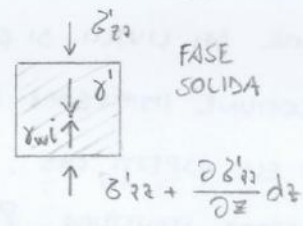
LO SCHELETTO SOLIDO È IN EQUILIBRIO SOTTO L'AZIONE DELLE TENSIONI EFFICACI, DELLE FORZE DERIVANTI DAL CAMPO GRAVITAZIONALE E SOTTO L'EFFETTO DELLE FORZE DI FILTRAZIONE.

$\gamma' =$ PESO ALLEGGERITO DELL'UNITÀ DI VOLUME
 ↳ RAPPRESENTA LE FORZE DERIVANTI DAL CAMPO GRAVITAZIONALE.

DALL'EQUAZIONE APPENA RICAVATA È IMMEDIATO OTTENERE L'ESPRESSIONE DI σ'_{zz} , IMPOSTANDO LA CONDIZIONE AL CONTORNO $z=0 \rightarrow \sigma'_{zz}=0$; RICORDANDO INOLTRE CHE $\frac{\partial h}{\partial z} = i =$ GRADIENTE IDRAULICO = $\frac{V}{K}$ (LEGGE DI DARCY):

$$\sigma'_{zz} = (\gamma' \mp \gamma_w i) \cdot z$$

TENSIONE GEOSTATICA VERTICALE EFFICACE



LE FORZE DI FILTRAZIONE ASSUMONO PARTICOLARE RILEVANZA IN PRESENZA DI UN MOTO DI FILTRAZIONE DIRETTO DAL BASSO VERSO L'ALTO, IN QUANTO, ALL'AUMENTARE DEL GRADIENTE IDRAULICO i , POSSONO ANNULLARE LE TENSIONI EFFICACI (TERRENO SOTTIPRESO $\rightarrow \gamma' - \gamma_w i = 0$), DANDO LUOGO IN TERRENI COSTITUITI DA PARTICELLE PRIVE DI LEGAMI AL FENOMENO DI "SIFONAMENTO". PERCHÈ CIÒ SI VERIFICHI LA LINEA DI FLUSSO DEVE SBOCCARE IN CORRISPONDENZA DI UNA SUPERFICIE LIBERA (NON SOGGETTA A CARICHI). IN TALI CONDIZIONI IL TERRENO PERDE LA SUA STRUTTURA, COTTORLANDOSI COME UN LIQUIDO PESANTE, CON CONSEGUENZE CATASTROFICHE PER LE OPERE CON ESSO INTERAGENTI.

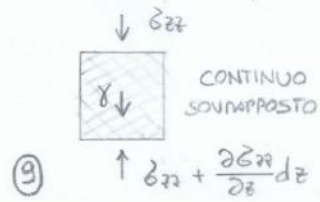
$$\sigma'_{zz} + u = \sigma_{zz} = \gamma \cdot z \rightarrow u = \gamma \cdot z - (\gamma - \gamma_w) \cdot z + \gamma_w i \cdot z$$

$$u = (\gamma_w \pm \gamma_w i) \cdot z$$

PRESSIONE INTERSTIZIALE

COME SI PUÒ OSSERVARE FACILMENTE, QUANDO SI CONSIDERA UNA SINGOLA FASE (SOLIDA O FLUIDA) LA PERDITA DI CARICO i SI NOTA IN MODO ESPlicitO NELL'ESPRESSIONE DELLA CORRISPONDENTE TENSIONE; MENTRE SE SI CONSIDERA IL CONTINUO DATO DALLA SOvrAPPORZIONE DELLE DUE FASI IL GRADIENTE NON COMPARE. LA RAGIONE FISICA DI QUESTO FATTO È CHE LE FORZE DI FILTRAZIONE SONO SCAMBiate TRA LE DUE FASI, MA RIMANGONO SEMPRE ALL'INTERNO DELL'ELEMENTINO DI TERRA, DANDO PERCIÒ EFFETTO RISULTANTE NULLO, DAL PUNTO DI VISTA DELLE PERDITE DI CARICO RIFERITE A TALE ELEMENTINO.

SE PREVALE LA SPINTA IN UN VERSO, QUELLO SARÀ IL VERSO DI u .



CONDIZIONI DI CARICO

IN BASE AL PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI, VISTO IN PRECEDENZA, LA CONOSCENZA DELLE TENSIONI TOTALI APPLICATE AD UN ELEMENTO DI VOLUME NON È, DA SOLA, SUFFICIENTE A CARATTERIZZARNE LA RISPOSTA MECCANICA, MA OCCORRE DETERMINARE ANCHE IL VALORE DELLA PRESSIONE INTERSTIZIALE (E CONSEGUENTEMENTE QUELLO DELLE TENSIONI EFFICACI). PIÙ IN GENERALE SI PUÒ ANCHE AFFERMARE CHE, IN VIRTÙ DELLA NATURA MULTIFASE DEI TERRENI, I PROBLEMI AFFRONTATI NELLA MECCANICA DELLE TERRE RICHIEDONO LA CONTEMPORANEA DESCRIZIONE DEL CAMPO DI MOTO DELL'ACQUA INTERSTIZIALE E DEL CAMPO DEFORMATIVO DELLA FASE SOLIDA. OCCORRE DUNQUE PROCEDERE CON LA RISOLUZIONE DELLE USUALI EQUAZIONI DI CAMPO INCONTRATE NELLA MECCANICA DEI SOLIDI DEFORMABILI E CHE ORA RICHIAMIAMO PER FUGARE EVENTUALI DUBBI. IPONIAMO INNANZITUTTO LE CONDIZIONI AL CONFINO SULLA FRONTIERA DEL DOMINIO STUDIATO (SUPERFICIE LIBERA DEL TERRENO), OSSIA I CARICHI AGENTI SOPRA DI ESSA, E COSÌ FACENDO, SI RICEVERANNO, UNA VOLTA RISOLTE LE EQUAZIONI DI CAMPO, TUTTE LE GRANDENZE DI CAMPO CHE DESCRIVONO PUNTO PER PUNTO LO STATO DEL TERRENO E LA SUA COMPATIBILITÀ CON IL CARICO STRUTTURALE: $\bar{\sigma}(\bar{x})$, $\bar{\epsilon}(\bar{x})$, $\bar{\eta}(\bar{x})$.

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - b_i = 0$$

EQUAZIONI INDEFINITE DI EQUILIBRIO

\Downarrow

$\sigma_{kk} > 0$ SE DI COMPRESSIONE

QUESTE 3 EQUAZIONI NON SONO SUFFICIENTI PER DESCRIVERE IL SISTEMA IN QUANTO PRESENTANO UN NUMERO DI INCOGNITE PARI A 6, TENENDO ANCHE CONTO DELLA SIMMETRIA DEL TENSORE $\bar{\sigma}$, TALE PER CUI È $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$, $\forall i \neq j$. INOLTRE, ANCHE DA UN PUNTO DI VISTA PURAMENTE CONCETTUALE, L'EQUILIBRIO, DESCRITTO DA TALI EQUAZIONI, NON BASTA PER INQUADRARE LO STATO DI UN TERRENO.

N.B.

LE EQUAZIONI DI EQUILIBRIO SONO SOLO 3 - PERCHÉ TANTE SONO QUELLE CHE RESTANO SE SI TOLGONO LE ALTRE 3 EQUAZIONI DI MOMENTO, GIÀ USATE PER DIMOSTRARE LA RECIPROCIITÀ DELLE TENSIONI TANGENZIALI, E CIOÈ LA SIMMETRIA DEL TENSORE DI TENSIONE. QUELLE CHE ASSIUNO RICHIAMATO SOPRA SONO DUNQUE LE SOLE EQUAZIONI DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE NELLE TRE DIREZIONI DELLO SPAZIO.

$$\epsilon_{hk} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_h}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_h} \right)$$

EQUAZIONI DI CONGRUENZA CINEMATICA

SEGNO "-" DOVUTO AL FATTO CHE LE DEFORMAZIONI ϵ_{hk} SONO CONSIDERATE POSITIVE SE DI ACCORCIAMENTO

ALLE TENSIONI TOTALI. ECCO ALLORA CHE SI INSERISCE NEL NOSTRO SISTEMA L'EQUAZIONE NUMERO 16, CHE VALE NELL'IPOTESI DI MEZZI POROSI SATURI E INCOMPRESSIBILI (NO COMPRESSIBILITÀ TRA PARTICELLE SOLIDE E ACQUA) E STABILISCE CHE LA VARIAZIONE DI VOLUME DELL'ELEMENTO DEVE NECESSARIAMENTE EGUALARE LA QUANTITÀ DI ACQUA ESPULSA, COME EFFETTO CONSEGUENTE ALLA DIVERGENZA DEL CAMPO DI VELOCITÀ DELL'ACQUA (LEGGE DI GAUSS): IL NOME CONFERITOGU È "EQUAZIONE DI CONTINUITÀ". (PERCHÈ SI IPOTIZZA CHE LA SUPERFICIE $\partial\Omega$ DI FRONTIERA PER IL DOMINIO EVENTUALE Ω SIA REGOLARE IN SENSO GEOMETRICO, CIOÈ TALE CHE LA NORMALE USCENTE SIA DEFINITA UNIVOCAMENTE IN OGNI SUO PUNTO, SENZA CHE VI SIANO DUNQUE PUNTI DI SINGOLARITÀ, DETTI ANCHE SPIGOLI, IN CUI NON SIA POSSIBILE DEFINIRE LA DERIVATA DIREZIONALE DEL CAMPO \vec{v} ; $\frac{\partial \vec{v}}{\partial \vec{n}}$).

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \nabla \cdot \vec{v}$$

EQUAZIONE DI CONTINUITÀ (1)

$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t}$ = VARIAZIONE DI VOLUME NEL TEMPO PER L'ELEMENTINO $\int dt$ DEFORMAZIONE
 $\nabla \cdot \vec{v}$ = DIVERGENZA DELLA VELOCITÀ DELL'ACQUA $\int d\Omega$ FLUSSO USCENTE

RICHIAMANDO LA LEGGE DI DARCY, CHE GOVERNA IL MOTO DELLA FASE FLUIDA

$$\vec{v} = -k \cdot \nabla h \rightarrow \nabla \cdot \vec{v} = -k \cdot \nabla \cdot \nabla h = -k \cdot \nabla^2 h$$

ED ESPRIMENDO LA QUOTA PIEZOMETRICA h NELLA CONVENIENTE FORMA

$$h = \underbrace{y}_{\text{const.}} + \frac{\underbrace{u}_{\text{const.}}}{\gamma_w} + \frac{\underbrace{u'}_{\text{no const.}}}{\gamma_w}$$

$u'_{\text{staz.}}$ = VALORE STAZIONARIO INIZIALE DI u' (CHE VARIA LINEARMENTE CON LA PROFONDITÀ)
 u' = SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE (SI RIFERISCE ALLA PERTURBAZIONE DEL CARICO)

L'EQUAZIONE DI CONTINUITÀ ASSUMERÀ LA NUOVA FORMA CHE SEGUE ($\nabla^2 h = \frac{\nabla^2 u'}{\gamma_w}$)

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u' = 0 \quad (2)$$

N.B. u' = SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE (SCALARE $u': \mathbb{R}^3 \rightarrow \mathbb{R}$) \rightarrow NO SPOSTAMENTO! (VETTORE DI COMPONENTE GENERICA u'_i)

LE EQUAZIONI DI CAMPO COSÌ OTTENUTE, DA INTEGRARE NEL RISPETTO DELLE CONDIZIONI INIZIALI E AL CONFINO, COSTITUISCONO IL DEFINITIVO SISTEMA DI 16 EQUAZIONI NELLE 16 INCOGNITE (6 COMPONENTI INDIPENDENTI DI TENSIONE δ_{ij} , 6 COMPONENTI INDIPENDENTI DI DEFORMAZIONE ϵ_{hk} , 3 COMPONENTI DI SPOSTAMENTO u_i , SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE u').

ESSE DESCRIVONO LA CONTEMPORANEA EVOLUZIONE DEL REGIME DELLE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI u' E DELLE DEFORMAZIONI DELLO SCHELETRO SOLIDO. PER QUESTO MOTIVO COSTITUISCONO UN MODELLO MATEMATICO NOTO COME "MODELLO ACCOPPIATO DEL MEZZO POROSO" (BIOT-1941).

SUCCESSIVAMENTE, NOTO IL CAMPO DELLE PRESSIONI NEUTRE u_{stag} , SI DETERMINA QUELLO DELLE TENSIONI EFFICACI CON I RELATIVI EFFETTI.

CONDIZIONI NON DRENATE

NEI TERRENI A GRANA FINE (LIMI E ARGILLE), CONSIDERATA LA LORO BASSISSIMA CONDUCIBILITÀ IDRAULICA ($K < 10^{-7} m/a$), SOLO SE LA VELOCITÀ DI APPLICAZIONE DEI CARICHI È ESTREMAMENTE RIDOTTA (PROCESSO DI CARICO QUASISTATICO) SI PUÒ PENSARE CHE SIANO SODDISFATTI I REQUISITI RICHIESTI DALLA DEFINIZIONE DI CONDIZIONE DRENATA.

IN PRATICA PERÒ L'APPLICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI AVVIENE GENERALMENTE IN **CONDIZIONE IDRAULICA NON DRENATA**, INTENDENDOSI COME TALE LA CIRCOSTANZA NELLA QUALE, LOCALMENTE, L'ELEMENTO DI VOLUME NON SCAMBIA MASSA DI ACQUA CON L'ESTERNO (L'ACQUA INTERSTIZIALE È QUINDI SUPPOSTA FERMA NEI PORI).

SE IL MATERIALE È SATURO E SI INTRODUCE L'IPOTESI, USUALE NELLA MECCANICA DELLE TERRE, CHE LE PARTICELLE SOLIDE E L'ACQUA INTERSTIZIALE POSSONO CONSIDERARSI INCOMPRESSIBILI, LA SUDDETTA DEFINIZIONE COINCIDE CON QUELLA DI ASSENZA DI VARIAZIONI DI VOLUME. TALE ASSENZA COSTITUISCE UN VINCOLO INTERNO ALL'ELEMENTO E, COME REAZIONE A TALE VINCOLO, SI GENERA UNA SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE, CHE RENDE LA VARIAZIONE DELLE TENSIONI EFFICACI NON PIÙ UGUALE A QUELLA DELLE TENSIONI TOTALI.

IL FATTO CHE IN CONDIZIONI NON DRENATE IL MEZZO POROSO SI COMPORTI COME UN SISTEMA CHIUSO (IN TERMINI TERMODINAMICI) E QUINDI MONOFASE, RENDE CONVENIENTE NELLE APPLICAZIONI IL RICORSO ALL'ESPEDIENTE DI STUDIARNE LA RISPOSTA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI, A PATTO PERÒ CHE I PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ VENGANO DETERMINATI NELLE STESSA CIRCOSTANZE DEL PROBLEMA REALE E SIANO QUINDI ANCH'ESSI ESPRESSI IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI.

OSSERVAZIONI:

ALLA FASE NON DRENATA SEQUE NEL TEMPO UN LENTO PROCESSO DI DISSIPAZIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI, FINO AL RAGGIUNGIMENTO DI UNA CONDIZIONE STAZIONARIA FINALE, CHE VEDE NUOVAMENTE LE PRESSIONI INTERSTIZIALI DIPENDENTI SOLO DALLE CONDIZIONI AL CONFINO, COINCIDENTE CON LA FASE DRENATA. IL FENOMENO TRANSITORIO CHE DESCRIVE L'EVOLUZIONE NEL TEMPO DELLE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI E DELLE DEFORMAZIONI DEL MEZZO POROSO (FENOMENO QUINDI ACCOPPIATO, CHE RICHIEDE LA SIMULTANEA RISOLUZIONE DI TUTTE LE EQUAZIONI DI CAMPO) È INDICATO COME "CONSOLIDAZIONE".

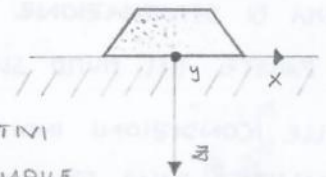
SI RICORDA ANCORA CHE SOLO LA COMPONENTE ISOTROPA DI TENSIONE È INFLUENZATA DALLA PRESSIONE INTERSTIZIALE u , MENTRE LA COMPONENTE DEVIATORICA DELLO SFORZO EFFICACE COINCIDE CON LA COMPONENTE DEVIATORICA DELLO SFORZO TOTALE; PER CUI, NEL SEQUITO, SI OMETTERÀ L'APICE QUANDO SI FARÀ RIFERIMENTO AL DEVIATORE DEGLI SFORZI EFFICACI.

➤ CONDIZIONI DI DEFORMAZIONE PIANA

LE CONDIZIONI RIGUARDANTI MOLTE STRUTTURE (OPERE DI SOSTEGNO, RILEVATI, ARGINI, FONDAZIONI, ...) SONO RICONDUCEBILI A CONDIZIONI DI DEFORMAZIONE PIANA. CONSIDERANDO INFATTI UNA QUALUNQUE SEZIONE ORTOGONALE ALL'ASSE LONGITUDINALE (CHE SUPPONIAMO COINCIDERE CON L'ASSE y), LONTANA DALLE ESTREMITÀ, IL SUO COMPORTAMENTO DOVRÀ RISULTARE IL MEDESIMO, INDIPENDENTEMENTE DALLA POSIZIONE CONSIDERATA, PER CUI, SFRUTTANDO LA CONDIZIONE DI SIMMETRIA, SI ARRIVA ALLA CONCLUSIONE CHE LE DEFORMAZIONI DEVONO ESSERE CONTENUTE NEL PIANO DELLA SEZIONE RETTA:

COMPONENTI DI DEFORMAZIONE NULLE: $\epsilon_{yy}, \gamma_{yx}, \gamma_{yz}$

COMPONENTI DI DEFORMAZIONE NON NULLE: $\epsilon_{xx}, \epsilon_{zz}, \gamma_{xz}$



IN TALI CONDIZIONI, LA COMPONENTE DI SFORZO σ'_{yy} , CHE PER MOTIVI DI SIMMETRIA È UNA TENSIONE PRINCIPALE, PUÒ CONSIDERARSI UNA VARIABILE DIPENDENTE, IN QUANTO IL SUO VALORE È DETERMINATO DALLA CONDIZIONE IMPOSTA $\epsilon_{yy} = 0$.

L'ESPRESSIONE DEL LAVORO SARÀ ALLORA LA SEGUENTE:

$$W = \sigma'_{xx} \cdot \delta \epsilon_{xx} + \sigma'_{zz} \cdot \delta \epsilon_{zz} + \tau_{xz} \cdot \delta \gamma_{xz}$$

E NELL'IPOTESI DI COASSIALITÀ DEGLI ASSI PRINCIPALI DI SFORZO E DEFORMAZIONE DIVENTA

$$W = \sigma'_1 \cdot \delta \epsilon_1 + \sigma'_3 \cdot \delta \epsilon_3$$

NE SEGUE CHE LE VARIABILI DI SFORZO E DI DEFORMAZIONE PIÙ ADATTE A RAPPRESENTARE I PERCORSI DI CARICO RISULTANO ESSERE LE SEGUENTI:

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

TENSIONE EFFICACE MEDIA

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

TENSIONE DEVIATORICA

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_3$$

DEFORMAZIONE DI VOLUME

$$\epsilon_\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3$$

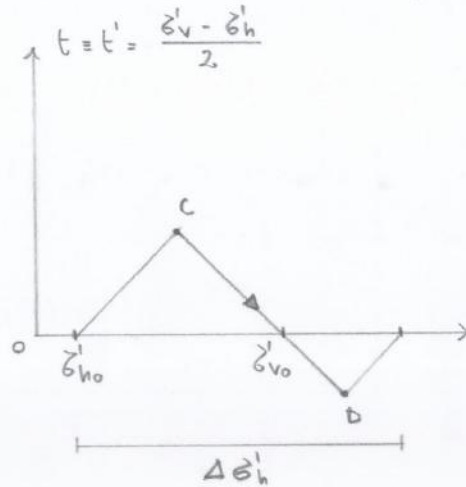
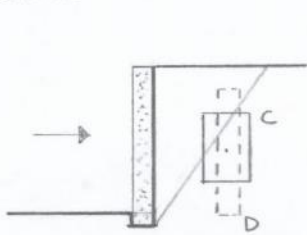
DEFORMAZIONE DEVIATORICA

IL LAVORO, SCRITTO IN FUNZIONE DI QUESTE COMPONENTI, ASSUME LA FORMA DEFINITIVA CHE SEGUE:

$$W = s' \cdot \delta \epsilon_v + t \cdot \delta \epsilon_\gamma$$

LAVORO DI DEFORMAZIONE (PIANA)

SE AL CONTRARIO SI IMMAGINA DI SPINGERE PROGRESSIVAMENTE LA PARETE CONTRO IL TERRENO, IL PERCORSO DI SOLLECITAZIONE SARÀ CARATTERIZZATO DA UN INCREMENTO DELLA TENSIONE ORIZZONTALE, SENZA VARIEZIONI DELLA COMPONENTE VERTICALE, FINO AL RAGGIUNGIMENTO DELLO "STATO LIMITE PASSIVO" E SARÀ RAPPRESENTATO DAL SEGMENTO \overline{CD} , PER IL QUALE SI AVRÀ



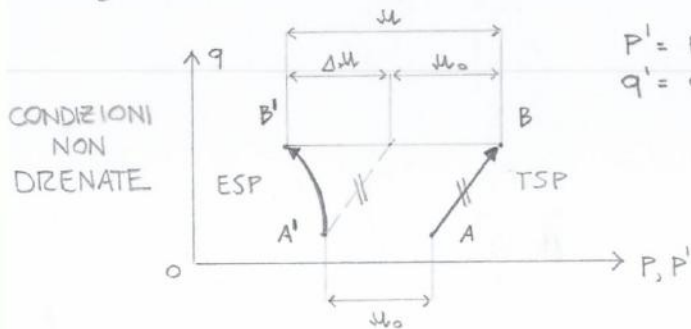
$$\delta s = \frac{\delta \delta_h}{2} > 0$$

$$\delta t = \frac{-\delta \delta_h}{2} < 0$$

$$s = s' = \frac{\delta_v' + \delta_h'}{2}$$

N.B.

SI NOTI CHE, SE NELL'EVOLUZIONE DELLO STATO DI SFORZO SI SVILUPPANO VARIEZIONI DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI, OCCORRERÀ DISTINGUERE IL PERCORSO DELLE TENSIONI EFFICACI (ESP = EFFECTIVE STRESS PATH) DA QUELLO DELLE TENSIONI TOTALI (TSP = TOTAL STRESS PATH), GIACCHÉ, ALLA LUCE DEL PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI, IL COMPORTAMENTO DEL TERRENO È GOVERNATO DALLE TENSIONI EFFICACI. POICHÉ, COME GIÀ RICORDATO, LA COMPONENTE DEVIATORICA DELLO STATO DI SFORZO NON È AFFETTA DALLA PRESSIONE NEUTRA, I DUE PERCORSI DI SOLLECITAZIONE RISULTERANNO SEMPLICEMENTE TRASLATI ORIZZONTALMENTE, UNO RISPETTO ALL'ALTRO, DI UNA QUANTITÀ PARI ALLA PRESSIONE INTERSTIZIALE u_0 .



$$P' = P - u$$

$$q' = q$$

u = PRESSIONE INTERSTIZIALE MISURATA DURANTE IL PERCORSO DI CARICO

u_0 = PRESSIONE INTERSTIZIALE IN CONDIZIONI INIZIALI

Δu = SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE (DISTANZA LOCALE TRA PUNTI OMOLOGHI DEI DUE PERCORSI DI SOLLECITAZIONE)

$$P = \frac{1}{3} (\delta_1 + 2\delta_3) \quad \text{TENSIONE MEDIA}$$

$$q = \delta_1 - \delta_3 \quad \text{SFORZO DEVIATORICO}$$

CONSOLIDAZIONE

FENOMENO TRANSITORIO CHE DESCRIVE L'EVOLUZIONE NEL TEMPO DELLE SOVRAPPRESIONI INTERSTIZIALI E DELLE DEFORMAZIONI DEL MEZZO POROSO.

STORIA TENSIONALE DI UN DEPOSITO

LA CONFIGURAZIONE DI UN DEPOSITO È IL RISULTATO FINALE DI UN PERCORSO STORICO GEOLOGICO (EVENTI GEOLOGICI: GLACIAZIONE, EROSIONE, ...), MA PER DESCRIVERE E QUANTIFICARE LA STORIA DEL DEPOSITO OCCORRONO PARAMETRI IDENTIFICATIVI DELLA STORIA TENSIONALE, OSSIA DELL'ENTITÀ E DELLA DURATA IN PRECISA SEQUENZA DEGLI EVENTI CHE HANNO INTERESSATO QUEL DEPOSITO, DALLA FASE DI FORMAZIONE FINO ALLA SUA ATTUALE CONFIGURAZIONE, IN PARTICOLARE PER QUANTO RIGUARDA LO SVILUPPO DEI CARICHI GRAVANTI.

PRIMA DI INIZIARE A STUDIARE LA STORIA TENSIONALE OCCORRE INDIVIDUARE LE VARIABILI DI STATO CHE DESCRIVONO LO STATO CORRENTE DI UN ELEMENTO DI TERRENO:

VARIABILE MECCANICA (STATO DI SFORZO) → TENSIONE VERTICALE EFFICACE σ'_v

VARIABILE STRUTTURALE (STATO DI AGGREGAZIONE) → INDICE DEI VUOTI $e = \frac{V_{\text{VUOTI}}}{V_{\text{SOLIDA}}}$

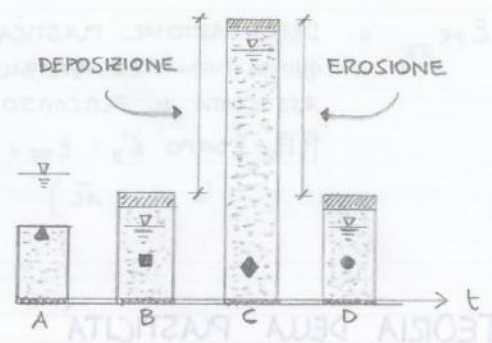
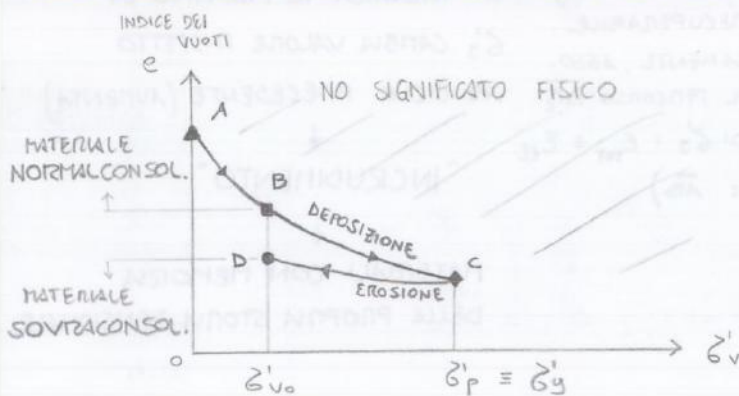
ESSE INDIVIDUANO UNO SPAZIO ASTRATTO (IN QUANTO σ'_v ED e HANNO UNITÀ DI MISURA DIFFERENTI E NON LEGATE TRA LORO IN QUALCHE MODO), DETTO "PIANO DI COMPRESSIONE", NEL QUALE È DESCRITTO COME VARIA IL VOLUME AL VARIARE DELLA TENSIONE.

LA RELAZIONE TRA QUESTE DUE GRANDENZE SIGNIFICATIVE È DI PROPORZIONALITÀ INVERSA, PERTANTO LA CURVA CHE RAPPRESENTA GRAFICAMENTE L'INSIEME DEI PUNTI (σ'_v, e) AVRÀ UN ANDAMENTO PREVALENTEMENTE IPERBOLICO, SUL QUALE PERÒ DOVREMO APPROFONDIRE MOLTI ASPETTI. IN GENERALE, COMUNQUE, UN ELEMENTO MOLTO "POROSO", PERCHÉ APPENA DEPOSITATOSI AL SUOLO SARÀ POCO "TESO". SUCCESSIVAMENTE, PER AVERE UNA RIDUZIONE DEI VUOTI NEL MATERIALE SI INSTAURERÀ UN MOTO RELATIVO TRA LE PARTICELLE (O TRA AGGREGATI DI PARTICELLE, DETTI "FLOCCOLI") CHE NON PRESENTA UNO SVILUPPO LINEARE (ED ECCO PERCHÉ IL TRANSITORIO È GRAFICAMENTE RAPPRESENTATO DA UNA CURVA E NON DA UNA RETTA). LA SUA CURVA HA CONCAVITÀ RIVOLTA VERSO L'ALTO POICHÉ L'INDICE DEI VUOTI HA UN VALORE LIMITE PARI A ZERO ($e = 0 \rightarrow$ NO VUOTI) CHE PER LA CURVA HA IL SIGNIFICATO DI ASINTOTO ORIZZONTALE, AL QUALE LA CURVA STESSA PUÒ TENDERE NEL TEMPO, MA NON PUÒ INVECE INTERSECARLO. QUESTO FATTO, SOMMATO AD ALTRE CONSIDERAZIONI SULLA RESISTENZA ULTIMA DEL MATERIALE (VALORE SUPERATO IL QUALE IL TERRENO COLLASSA O COMUNQUE NON LAVORA PIÙ A COMPRESSIONE), CI DICE ANCHE CHE IL (2)

CONSEQUENTE ALL'EROSIONE PRODURRÀ SOLO DEFORMAZIONI ELASTICHE (MODESTE) FINO A QUANDO NON SI RAGGIUNGERÀ NUOVAMENTE IL MASSIMO STATO TENSIONALE STORICO (PRIMA CHE AVVENISSE L'EROSIONE) A PARTIRE DAL QUALE RICOMINCERÀ L'INSORRENZA DI DEFORMAZIONI PLASTICHE (RILEVANTI). QUESTO STATO TENSIONALE CRITICO IN CONTINUA EVOLUZIONE È FACILMENTE RINTRACCIABILE DI VOLTA IN VOLTA QUANDO LA CURVA DI COMPRESSIONE, QUALUNQUE SIA IL RAMO IN CUI CI SI TROVA, CAMBIA PENDENZA (E PASSA QUINDI AD UN ALTRO RAMO).

QUESTO SCHEMA CONCETTUALE CONSENTE DI INTRAVEDERE QUALI CONSEGUENZE POSSANO PRODURSI SUL PIANO APPLICATIVO A SECONDA CHE LO STATO CORRENTE DEL MATERIALE SIA RAPPRESENTATO DA UN PUNTO CHE SI TROVA SUL "RAMO DI COMPRESSIONE" O SUL "RAMO DI SCARICO". SE, AD ESEMPIO, UNA FONDAZIONE PRODUCE UN INCREMENTO DI TENSIONE CHE NON SUPERA LA "TENSIONE DI SOVRACONSOLIDAZIONE", CIOÈ L'EQUIVALENTE DELLA TENSIONE DI SNERVIAMENTO PER LA CURVA DI COMPRESSIONE, IL SUO CEDIMENTO RISULTERÀ RELATIVAMENTE MODESTO. AL CONTRARIO, SE L'INCREMENTO DI TENSIONE VA OLTRE LA TENSIONE DI SOVRACONSOLIDAZIONE, IL CEDIMENTO DI UNA FONDAZIONE DIRETTA SARÀ RILEVANTE E, NEL CASO DI UN EDIFICIO, POTRÀ RISULTARE NON COMPATIBILE CON I VALORI AMMISSIBILI (COSÌ DA INDURRE IL PROGETTISTA A CONSIDERARE SOLUZIONI ALTERNATIVE). PER TALE MOTIVO, D'ORA IN POI, SI USERÀ DISTINGUERE SEMPRE TRA MATERIALI "NORMALCONSOLIDATI" E MATERIALI "SOVRACONSOLIDATI".

MATERIALI NORMALCONSOLIDATI E SOVRACONSOLIDATI



STORIA TENSIONALE DI UN ELEMENTO DI VOLUME

TERRENO NORMALCONSOLIDATO (NC)

→ LA MASSIMA TENSIONE VERTICALE EFFICACE RAGGIUNTA DURANTE LA STORIA DEL DEPOSITO DA OGNI SUO ELEMENTO COINCIDE CON QUELLA ATTUALE.

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0}$$

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = 1$$

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE (OVERCONSOLIDATION RATIO)

\widehat{ABC} = LINEA DI NORMALCONSOLIDAZIONE (NCL) = CURVA DI CARICO

(4)

DELL'ACQUA (ANCHE QUESTO SOLO IN DIREZIONE VERTICALE) DURANTE LA FASE DI CONSOLIDAZIONE. È BUONA NOTIZIA CHE LE PIETRE POROSE VENGANO INTRODOTTE ALLO STATO SECCO, PER QUALSIASI MATERIALE ANALIZZATO (ANGELLE TENERE, ARGILLE CONSISTENTI, LIMI, ...) E CHE L'ACQUA VENGA IMMESSA NELLA CELLA SOLO DOPO IL RAGGIUNGIMENTO DI UN CARICO CORRISPONDENTE ALLA G_v CIOÈ LA TENSIONE VERTICALE EFFICACE A CUI IL PROVINO ERA SOTTOPOSTO AL MOMENTO DEL PRELIEVO IN SITO. D'ALTRA PARTE L'ACQUA È IMPORTANTE, ANZI NECESSARIA, SIA PER EVITARE FENOMENI DI ESSICCATAMENTO DEL CAMPIONE, CONSIDERATA LA DURATA SOLITAMENTE ESTESA DELLA PROVA, SIA PER CONSENTIRE L'ASSORBIMENTO DI ACQUA DA PARTE DEL CAMPIONE NELLE FASI DI SCARICO TENSIONALE.

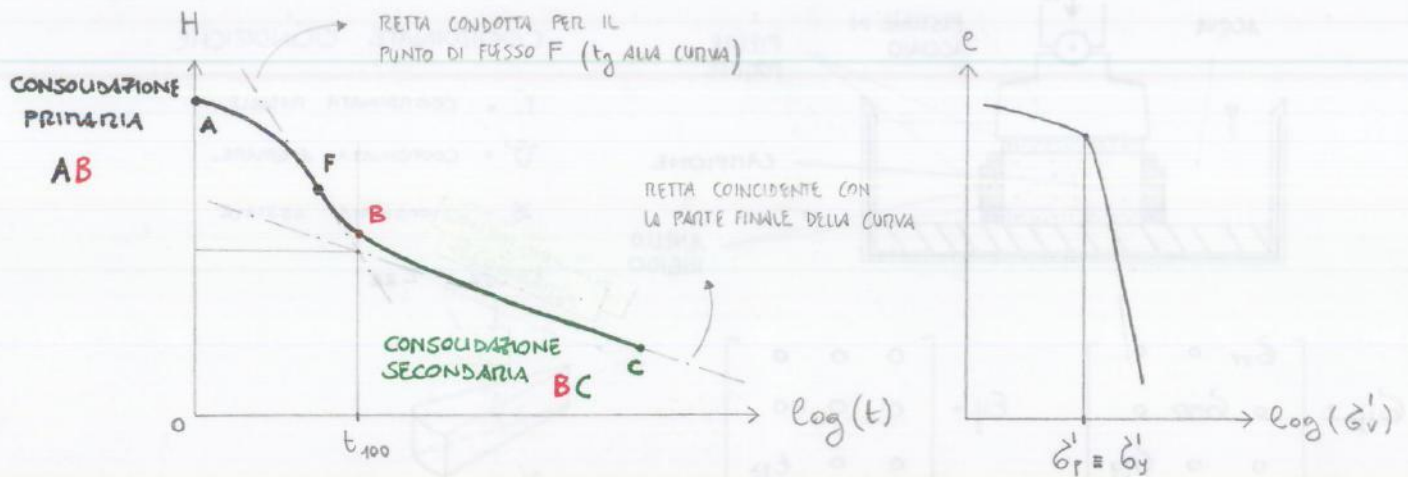
IL CARICO VIENE NATURALMENTE TRASMESSO DALL'ALTO TRAMITE UN PISTONE CHE INCREMENTA GRADUALMENTE LA TENSIONE INTERNA AL CAMPIONE, COMPRIMENDOLO E QUINDI CONSOLIDANDOLO.

I CAMPIONI NORMALMENTE UTILIZZATI HANNO UN DIAMETRO DELL'ORDINE DI 50 MM E PER RIDURRI GLI EFFETTI DELL'ATTRITO LATERALE, IL RAPPORTO TRA DIAMETRO E ALTEZZA È USUALMENTE PARI A $\frac{5}{2}$. PER LO STESSO MOTIVO È AUSPICABILE L'IMPIEGO DI UN ANELLO "FLOTTANTE", OSSIA MOBILE IN ACQUA.

QUANDO SI ESEGUE UNA PROVA EDOMETTRICA, SI OSSERVA SPERIMENTALMENTE CHE UN INCREMENTO DI CARICO DA 20 A 40 KPa, GENERA LO STESSO EFFETTO, IN TERMINI DI ACCORCIAMENTO, PRODOTTO DA UN INCREMENTO DI SFORZO DA 40 A 80 KPa. QUESTA EVIDENZA SPERIMENTALE INDICA CHE IL MATERIALE DIVENTA NEL CORSO DELLA PROVA PROGRESSIVAMENTE PIÙ RIGIDO, MAN MANO CHE AUMENTA IL LIVELLO DI SFORZO APPLICATO, ED È ALL'ORIGINE DELLA PROCEDURA CONVENZIONALE CHE PREVEDE L'APPLICAZIONE DI GRADINI DI CARICO IN PROGRESSIONE GEOMETRICA: $\Delta N / N = 1$ ($N =$ SFORZO NORMALE PRODOTTO DAL CARICO SULLA SUPERFICIE DEL PROVINO).

SE I MATERIALI ESAMINATI SONO A GRANA FINE, VA TENUTO PRESENTE CHE LA RISPOSTA DEL MATERIALE NON RISULTA IMMEDIATA (CONTESTUALE CIOÈ AL CARICO APPLICATO), POICHÈ LA RIDUZIONE DI VOLUME DEL PROVINO CORRISPONDE A UNA RIDUZIONE DELL'INDICE DEI VUOTI, CHE A SUA VOLTA IMPLICA L'ESPULSIONE DI UN EQUIVALENTE VOLUME DI ACQUA INTERSTIZIALE. ESSENDO TALI MATERIALI CARATTERIZZATI DA BASSA CONDUCEBILITÀ IDRAULICA, È PERTANTO NECESSARIO CHE OGNI INCREMENTO DI CARICO SIA MANTENUTO COSTANTE PER UN PERIODO DI TEMPO TALE DA RENDERE POSSIBILE L'EVOLVERSI NEL TEMPO DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE (PROCESSO ACCOPPIATO DI FLUSSO TRANSITORIO DELL'ACQUA E EVOLUZIONE NEL TEMPO DELLA DEFORMAZIONE DEL PROVINO).

CONVENZIONALMENTE OGNI GRADINO DI CARICO È MANTENUTO COSTANTE PER 24 ORE E GLI ASSISTAMENTI DEL PROVINO SONO RILEVATI A OPPORTUNI INTERVALLI DI TEMPO.



ULTIMATA LA PROVA SI PONE IL PROBLEMA DELLA SUA INTERPRETAZIONE: A TAL PROPOSITO È BENE SOTTOLINEARE CHE OGNI QUALVOLTA SI RICAVI UN PARAMETRO CARATTERIZZANTE LA RISPOSTA DEL MATERIALE, SI ASSUME SEMPRE, IN MODO IMPLICITO O ESPlicitO, CHE TALE MATERIALE PRESENTI UN DETERMINATO MODELLO COSTITUTIVO, CIOÈ CHE SI COMPORTI SECONDO I PRINCIPI CHE GOVERNANO LA TEORIA DELL'ELASTICITÀ O DELLA PLASTICITÀ. NEL CASO IN QUESTIONE, LE EVIDENZE SPERIMENTALI SONO TALI DA SUGGERIRCI UNA LETTURA DEI RISULTATI ALLA LUCE DELLA TEORIA DELLA PLASTICITÀ, COME DOVREBBE APPARIRE CHIARO DA QUANTO SEGUE:

RAMO DI RICOMPRESSIONE

TRATTO DELLA CURVA SPERIMENTALE IN CUI SI EVIDENZIA UNA COMPRESSIBILITÀ MODESTA E UN COMPORTAMENTO REVERSIBILE DEL MATERIALE, QUINDI DEFORMAZIONI ELASTICHE, BENCHE' SECONDO UNA LEGGE NON LINEARE. TERMINA NEL PUNTO IN CUI AVVIENE LA TRANSIZIONE DAL REGIME ELASTICO AL REGIME ELASTO-PLASTICO, NOTO COME TENSIONE DI SNERVAMENTO O DI SOVRACONSOLIDAZIONE, INDICATA NEL NOSTRO CONTESTO COME σ'_p .

RAMO DI COMPRESSIONE

TRATTO DELLA CURVA SPERIMENTALE CHE SEGUE AL RAMO DI RICOMPRESSIONE E IN CUI SI EVIDENZIA UN BRUSCO AUMENTO DI PENDENZA, OSSIA UNA COMPRESSIBILITÀ MOLTO PIÙ MARCATA E UN COMPORTAMENTO DEL MATERIALE SIA REVERSIBILE, SIA PREVALENTEMENTE IRREVERSIBILE, OSSIA CARATTERIZZATO DA DEFORMAZIONI ELASTICHE, MA SOPRATTUTTO PLASTICHE, QUINDI ELASTO-PLASTICHE.

RAMO DI SCARICO

TRATTO CHE CONSENTE DI SCINDERE L'AQUOTA REVERSIBILE DA QUELLA IRREVERSIBILE DELLE DEFORMAZIONI CHE AVVENGONO IN SENO AL PROVINO DI TERRENO QUANDO È STATA ORMAI SUPERATA LA SUA TENSIONE σ'_p , OSSIA QUANDO SI È ORMAI ENTRATI NEL RAMO DI COMPRESSIONE. SCEGLIENDO INFATTI DI SCARICARE E RICARICARE IL PROVINO, SI OSSERVA CHE LA DISTANZA VERTICALE TRA IL PUNTO INIZIALE DELLA CURVA E QUELLO FINALE DEL RAMO DI SCARICO È NOTEVOLMENTE SUPERIORE RISPETTO A QUELLA CHE SEPARA QUEST'ULTIMO PUNTO DAL

UNA VOLTA TRACCOLTE LE INFORMAZIONI SULL'EVOLUZIONE NEL TEMPO DELLA TENSIONE DI SOVRACONSOLIDAZIONE, OSSIA SUL FENOMENO DELL'INCRODIMENTO, PER POTER AFFERMARE DI CONOSCERE IN FORMA SINTETICA ED ESAUSTIVA LA STORIA TENSIONALE DI UN DEPOSITO BISOGNA ESSERE IN GRADO DI CLASSIFICARE OGNUNO DEI SUOI STRATI, INSERENDOLI NELLA CATEGORIA NC OPPURE OC. COME GIÀ SAPPAMO PER FARE QUESTO OCCORRE CONOSCERE PER OGNI STRATO IL RAPPORTO $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}}$. POICHE' I CEDIMENTI DI UN TERRENO SOTTO L'AZIONE DI UN DETERMINATO CARICO DIPENDONO, COME VEDREMO, DAI PARAMETRI DI COMPRESSIONITÀ DI TUTTI GLI STRATI, CONSIDERATI SEPARATAMENTE GLI UNI DAGLI ALTRI, DOVREMO ESEGUIRE UN PRELIEVO AD OGNI PROFONDITÀ UTILE A RAPPRESENTARE IL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI VARI LIVELLI DI PROFONDITÀ CHE RISSENTONO DEL CARICO STRUTTURALE. I CAMPIONI ESTRATTI DEVONO ASSOLUTAMENTE CONSERVARE LA STESSA QUANTITÀ D'ACQUA w_w CHE POSSEDEVANO IN SITO E NON DEVONO ESSERE MANIPOLATI (PRIEREQUISITO FONDAMENTALE → CAMPIONI INDISTURBATI).

NEL CASO DI TERRENI ARGILLOSI, PROCEDENDO NELL'ESTRAZIONE DEI CAMPIONI, GLI STRATI DA CUI QUESTI VENGONO PRELEVATI POSSONO ESSERE PROGRESSIVAMENTE PIÙ SPESSI, CON UNA CONSEGUENTE DIFUSIONE DELLE LORO SUPERFICI DI DISCONTINUITÀ MAN MANO CHE SI RAGGIUNGONO PROFONDITÀ MENO INTERESSATE DALLE SOLLECITAZIONI IMPOSTE SULLA SOMMITÀ.

NOTE O STIMATE CON LA CURVA SPERIMENTALE LE TENSIONI DI SOVRACONSOLIDAZIONE σ'_p PER CIASCUNO STRATO VALUTATO, SI CALCOLANO LE RISPETTIVE TENSIONI VERTICALI EFFICACI ATTUALI

$$\sigma'_{v_0} = \sigma_{v_0} - u = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z \quad \left(\text{SUPPONENDO ISTANTANEAMENTE } u = u_0 = \text{cost. ANCHE IN CASO DI REGIME NON IDROSTATICO, OSSIA IN CASO DI MOTI DI FILTRAZIONE} \right)$$

$$\hookrightarrow OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} \rightarrow \begin{cases} = 1 & \text{NC} \\ > 1 & \text{OC} \end{cases}$$

SPERIMENTALMENTE SI OSSERVA NELLA MAGGIORPARTE DEI CASI UNA DISTRIBUZIONE DI QUESTO TIPO:

BASSA PROFONDITÀ → OC ($\sigma'_{v_0} < \sigma'_p$)

ELEVATA PROFONDITÀ → NC ($\sigma'_{v_0} \approx \sigma'_p$)

PARAMETRI DI COMPRESSIONITÀ

IL MODO PIÙ INTUITIVO DI DEDURRE UNA RELAZIONE COSTITUTIVA DAI RISULTATI SPERIMENTALI DESCRITTI DA UNA CURVA DI COMPRESIONE E' CERTAMENTE QUELLO DI FARE RIFERIMENTO ALLA PENDENZA DEI RAMI DI RICOMPRESIONE E COMPRESIONE:

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

INDICE DI RICOMPRESIONE

→ VARIAZIONE DELL'INDICE DEI VUOTI PER OGNI CICLO LOGARITMICO DELLA TENSIONE VERTICALE APPLICATA, RELATIVAMENTE AL RAMO DI

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

INDICE DI COMPRESIONE

→ RICOMPRESIONE / COMPRESIONE

NATURALMENTE VA OSSERVATO CHE QUESTA FORMULA, PER COSÌ DIRE "COMPLETA", SI USA SOLO NEL CASO DI TERRENI COMPOSTI DA MATERIALI POCO O FREQUENTEMENTE SOVRACONSOLIDATI, PER I QUALI SIA VERIFICATA LA CONDIZIONE $\sigma'_{v0} < \sigma'_p < \sigma'_{vf}$.

DIVERSAMENTE SI POSSONO PRESENTARE DUE CASI DIVERSI:

MATERIALI NORMALCONSOLIDATI $\rightarrow \sigma'_{v0} = \sigma'_p < \sigma'_{vf} \rightarrow$ PERCORSO DI CARICO INTERAMENTE SVOLTO NEL FATTO DI COMPRESSIONE (ELASTO-PLASTICO)
 $\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \right]$
 CEDIMENTO MONODIMENSIONALE DEL SINGOLO STRATO NC

MATERIALI MOLTO SOVRACONSOLIDATI $\rightarrow \sigma'_{v0} < \sigma'_{vf} < \sigma'_p \rightarrow$ PERCORSO DI CARICO INTERAMENTE SVOLTO NEL FATTO DI RICOMPRESSIONE (ELASTICO)
 $\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$
 CEDIMENTO MONODIMENSIONALE DEL SINGOLO STRATO MOLTO OC

N.B.
 IL FATTO CHE UNA PARTE DELLA FORMULA COMPLETA NON VENGA CONSIDERATA, OVVERO CHE SI RICADA IN UNO DEI DUE CASI APPENA VISTI, SIGNIFICA CHE IL CEDIMENTO MONODIMENSIONALE ASSOCIATO AD UNA DETERMINATA PARTE DEL PERCORSO DI CARICO È TRASCURABILE RISPETTO ALL'ALTRA, IN TERMINI QUANTITATIVI.

GLI STRATI PIÙ SUPERFICIALI SI DEVONO SEMPRE PRENDERE OPPORTUNAMENTE SOTTILI, PERCHÉ L'ELEMENTO ESTRATTO, CHE OVVIAMENTE HA UNO SPESSORE ESIGUO, DEVE COMUNQUE ESSERE SUFFICIENTEMENTE RAPPRESENTATIVO DELL'INTERO STRATO.

OSSERVAZIONE

LA MINERALOGIA DEGLI STRATI DI TERRA PUÒ INFLUIRE SULLA PENDENZA DELLA CURVA SPERIMENTALE IN MODO SEMPRE PIÙ SIGNIFICATIVO SE SI RAGGIUNGONO PROFONDITÀ CONSIDEREVOLI.

TENSIONE VERTICALE EFFICACE FINALE (DOPO L'INCREMENTO $\Delta \sigma'_v$)

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v$$

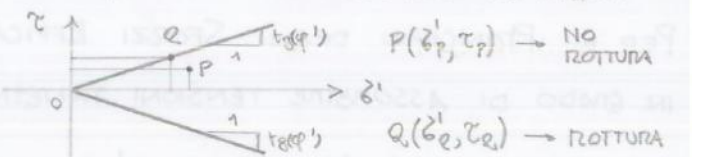
CEDIMENTO MONODIMENSIONALE DEL SINGOLO STRATO

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (12)$$

QUESTA ESPRESSIONE INDIVIDUA NEL PIANO DELLE VARIABILI (σ', τ) , DEFINITO "PIANO DI MOHR", DUE RETTE CHE INDIVIDUANO GLI STATI TENSIONALI FISICAMENTE POSSIBILI E, POICHÉ LO STATO DI SFORZO IN UN PUNTO È GRAFICAMENTE RAPPRESENTATO DAL CERCCHIO DI MOHR, LA CONDIZIONE DI ROTTURA È RAGGIUNTA SE IL CERCCHIO DI MOHR DELLE TENSIONI EFFICACI RISULTA TANGENTE ALE SUDDETTE RETTE, MENTRE NON SI VERIFICA SE TALE CERCCHIO È INTERAMENTE COMPRESO NELL'AREA DELIMITATA DALLE RETTE SENZA TOCCARLE (IL FATTO CHE SIA SECANTE LE RETTE È PRIVO DI SIGNIFICATO FISICO PERCHÉ RAPPRESENTEREBBE UNO STATO TENSIONALE NON VERIFICATO, QUINDI NON SI AVrà MAI UN TALE CASO). LE COORDINATE (σ'_R, τ_R) DEL PUNTO DI TANGENZA, QUALORA ESSO ESISTA, SODDISFANO INFATTI L'EQUAZIONE DEL CRITERIO DI ROTTURA DI COULOMB E IL VETTORE SFORZO AGENTE SUL PIANO DI ROTTURA RAGGIUNGE LA MASSIMA "OSLUIQUITÀ", ESPRESSA DAL RAPPORTO τ/σ' . TALE OSLUIQUITÀ PUÒ ESSERE RAPPRESENTATA DA UN ANGOLO, PER CUI SI PUÒ ASSEGNARE UNA COSTANTE DI PROPORZIONALITÀ μ LA FONDA

$\mu = \text{tg}(\varphi')$ OSLUIQUITÀ DEL VETTORE \vec{T}_R → $\varphi' =$ ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO = VALORE CRITICO DELL'OSLUIQUITÀ AL TAGLIO ↑
 OLTRE IL QUALE È IMPOSSIBILE LA RESISTENZA AL TAGLIO

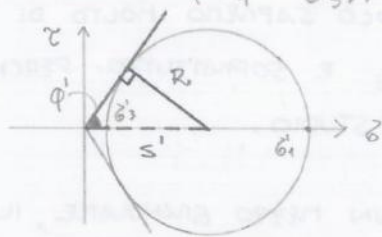
$|\tau_R| = \sigma'_R \cdot \text{tg}(\varphi')$ CRITERIO DI ROTTURA DI COULOMB (2)



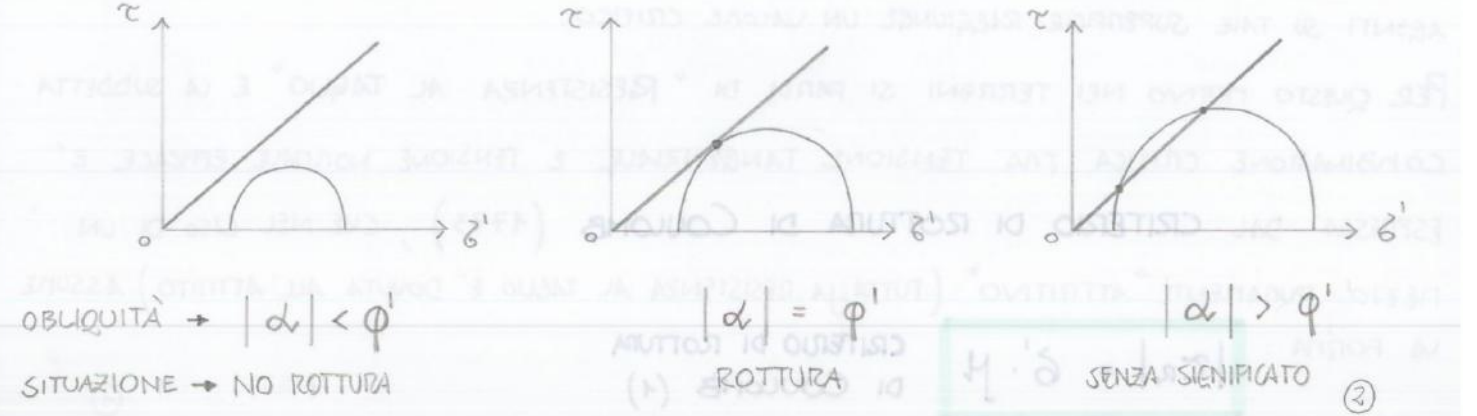
LE TENSIONI APPLICATE AL CONTORNO DI UN PROVINO, OSSIA SULLE SUE SUPERFICI, SONO TENSIONI PRINCIPALI. OSSERVANDO CHE L'ASCISSE s' DEL CENTRO DEL CERCCHIO DI MOHR VALE $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ E CHE IL RAGGIO R È DATO DA $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, DALLA RELAZIONE

$R = s' \cdot \text{sen}(\varphi')$ SI OTTIENE

$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')}$



RISUMENDO, LE RETTE DESCRIVONO L'INVOLUPO DELLE CONDIZIONI DI ROTTURA, DELIMITANDO DUNQUE LA ZONA ACCESSIBILE DEL PIANO DI MOHR, RISPETTO ALLA ZONA COMPLEMENTARE PRIVA DI SIGNIFICATO.



$$\tau_{yx} \cdot A \cdot \delta x - \sigma'_{yy} \cdot A \cdot \delta y = \sigma'_{yy} \cdot A \cdot \mu \cdot \delta x \rightarrow \frac{\tau_{yx}}{\sigma'_{yy}} = \mu + \frac{\delta y}{\delta x}$$

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \mu + \frac{\delta y}{\delta x}$$

EQUAZIONE DI TAYLOR

$$\frac{\delta y}{\delta x} = \frac{\text{VARIAZIONE DI VOLUME}}{\text{DISTRORSIONE DI TAGLIO}}$$

ESSA MOSTRA COME LA RESISTENZA AL TAGLIO, MOBILITATA AL MOMENTO IN CUI $\alpha \rightarrow \phi'$, SIA SOMMA DEL CONTRIBUTO ATTRITIVO, ESPRESSO DAL COEFFICIENTE μ , E DEL TERMINE $\frac{\delta y}{\delta x}$, CHE INDICA LA VARIAZIONE DI VOLUME ASSOCIATA ALLA DISTRORSIONE DELL'ELEMENTO DURANTE LA FASE DI ROTURA A TAGLIO. QUESTO SECONDO TERMINE APPENA DESCRITTO RAPPRESENTA FISICAMENTE L'EFFETTO DEL MUTUO INCASTRO DELLE PARTICELLE, CHE OCCORRE SUPERARE PER FAR SCORRERE LE DUE PARTI DEL CAMPIONE RELATIVAMENTE TRA LORO E CORRISPONDE AL FENOMENO DELLA "DILATANZA". QUESTA PROPRIETA' FU DIMOSTRATA DA REYNOLDS NEL 1885.

COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE SABBIE

NELL'ANALISI SPERIMENTALE DEI FENOMENI CHE PORTANO UN MATERIALE GRANULARE ALLA ROTURA A TAGLIO, E QUINDI NELLA VALUTAZIONE DELL'OMNIPAZZA RESISTENZA, SI TIENE CONTO SU DELL'ATTRITO (μ) SU DELLA DILATANZA ($\frac{\delta y}{\delta x}$) QUEST'ULTIMA IN PARTICOLARE INTERVIENE DURANTE TUTTO IL PROCESSO DI CARICO COMBINATO N, T E NON PUO' ASSOLUTAMENTE ESSERE TRASCURATA. ECCO PERCHE' NON DIRAMO MAI CHE ϕ' , OSSIA L'ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO, E' UN ANGOLO DI PURO ATTRITO. ESISTONO TUTTAVIA DUE CONDIZIONI CHE NECESSITANO DI UN COMMENTO APPROPRIATO:

CONDIZIONE DI STATO CRITICO \rightarrow

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \mu$$

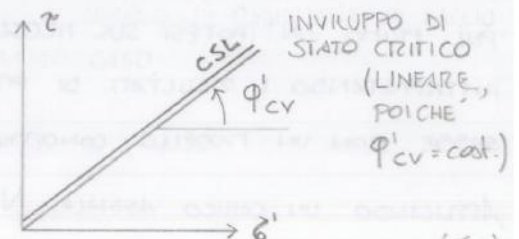
STATO CRITICO

$$\phi' = \phi'_{cv}$$

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO A VOLUME COSTANTE (PROPRIETA', NON PARAMETRO, PERCHE' INDIPENDENTE DALLE CONDIZIONI DI STATO)

SABBIE SILICEE : $34^\circ \leq \phi'_{cv} \leq 36^\circ$

CONDIZIONE ULTIMA DI STAZIONARIETA' TALE PER CUI : $\frac{\delta y}{\delta x} = 0, \frac{d\tau}{dx} = 0, \frac{d\sigma'}{dy} = 0$. LA DILATANZA NON CONTRIBUISCE AD ACCRESCERE O AD ABBASSARE LA RESISTENZA A TAGLIO DEL TERRENO ESAMINATO. E' L'UNICO CASO IN CUI LA RESISTENZA AL TAGLIO E' PURAMENTE ATTRITIVA.



CONDIZIONE DI PICCO \rightarrow

CONDIZIONE DI MASSIMA VELOCITA' DI DILATANZA : $\text{MAX} \left(\frac{\delta y}{\delta x} \right)$. LA DILATANZA INCIDE SULLA RESISTENZA AL TAGLIO DEL TERRENO ESAMINATO, CHE NON E' PIU' PURAMENTE ATTRITIVA.

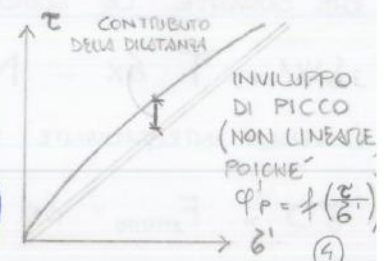
$$\left(\frac{\tau}{\sigma'} \right)_{\text{MAX}} = \mu + \left(\frac{\delta y}{\delta x} \right)_{\text{MAX}}$$

STATO DI PICCO

$$\phi' = \phi'_p$$

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO (PARAMETRO, PERCHE' DIPENDENTE DALLE CONDIZIONI DI STATO - ADDENSAMENTO TRA PARTICELLE) LIVELLO DI SFORZO

SABBIE SILICEE : $34^\circ \leq \phi'_p \leq 48^\circ$



OLTRE LA QUALE LE DEFORMAZIONI PROGREDISCONO SENZA ULTERIORI VARIAZIONI DI VOLUME E DI SFORZI EFFICACI.

I DUE CASI SONO TRA LORO COLLEGATI, IN QUANTO FU OSSERVATO, NEL 1936 DA CASAGRANDE, CHE IL MANIFESTARSI DELLE VARIAZIONI DI VOLUME (AUMENTO O RIDUZIONE) SI VERIFICA FIN TANTO CHE L'INDICE DEI VUOTI NON RAGGIUNGE UN VALORE STAZIONARIO FINALE; QUESTO DISTINGUE DUNQUE IL COMPORTAMENTO ATTESO, POICHÉ PER VALORI MINORI (SABBIE DENSE) SI HA UN AUMENTO DI VOLUME E PER VALORI MAGGIORI (SABBIE SCIOLTE) SE NE HA UNA RIDUZIONE. PER QUESTO MOTIVO, A TALE VALORE DI $e = e_{cr}$ FU ATTRIBUITO IL NOME DI "INDICE DEI VUOTI CRITICO".

OSSERVAZIONE:

L'ANGOLO MINIMO DI RESISTENZA AL TAGLIO PER UN MATERIALE GRANULARE È, COME DETTO, IL SUO ϕ'_{cu} . SE SI PROGETTA UNA FONDAZIONE, PIUTTOSTO CHE UNO SCANO O UNA QUALSIASI ALTRA OPERA STRUTTURALE SU UN PARTICOLARE TERRENO, IL FATTO DI PROGETTARE ALLO STATO CRITICO, OSSIA IN MODO DA SODDISFARNE LE CONDIZIONI DI SFORZO ACCETTABILI NELL'IPOTESI DI RESISTENZA AL TAGLIO MINIMA, SIGNIFICA COMPIERE UNA SCELTA VANTAGGIOSA IN TERMINI DI SICUREZZA, PERCHÉ SI FANNO IPOTESI LIMITE SULLE CAPACITÀ DI RESISTENZA DEL TERRENO NON SUPERABILI INFERIORMENTE.

PERALTRO, SONO POCCHISSIMI I CASI IN CUI SIA POSSIBILE E OPPORTUNO PROGETTARE ALLA EVENTUALE RESISTENZA DI PICCO. INFATTI, IN MOLTI CASI LE TENSIONI CHE PORTANO ALLA ROTTURA A TAGLIO DI UN CUNO DI MATERIALE TERREGENO, CON ANNESSI SCORRIMENTI RELATIVI TRA LE SUPERFICI RECIPROCAMENTE DIVISE, POSSONO PRODURSI IN UNA ZONA LOCALIZZATA E, SUCCESSIVAMENTE, PROPAGARSI E INCREMENTARSI NELLE AREE PIÙ PROSSIME (ROTTURA PROGRESSIVA).

COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE TENERE

IN QUESTO PARAGRAFO VERRANNO EVIDENZIATE LE GRANDEZZE CHE INFLUENZIANO LA RESISTENZA AL TAGLIO DELLE ARGILLE TENERE, MOSTRANDO L'UNICITÀ DEL LUOGO DEI PUNTI A ROTTURA E LA SUA INDIPENDENZA DALLE CONDIZIONI DI PROVA (PROVE DRENATE E NON DRENATE).

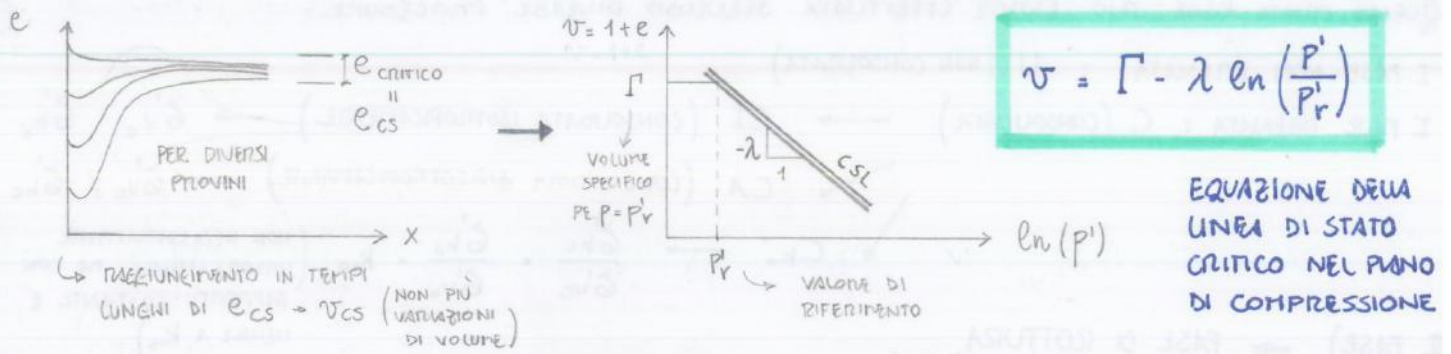
PROVE TRIASSIALI E VARIABILI DI STATO

GENERANO UNO STATO TENSIONALE ISOTROPO CON LO SCOPO DI RIPRISTINARE LO STATO TENSIONALE ANTECEDENTE ALL'ESTRAZIONE DEL PROVINO. LA GEOMETRIA DELL'APPARECCHIO È ASSAI COMPLICATA, PERCIÒ RIMANDIAMO LA SUA DESCRIZIONE AL LIBRO DI TESTO. SI TENGA COMUNQUE PRESENTE CHE IL PROVINO STANDARD È CILINDRICO, DI DIAMETRO $d = 38 \text{ mm}$ E ALTEZZA $h = 76 \text{ mm}$.

VENGONO ESEGUITE SEMPRE IN DUE FASI:

I FASE) → FASE DI RICONOLIDAZIONE

SI APPLICANO AL PROVINO DELLE TENSIONI CHE NON LO PORTANO A ROTTURA, BENSÌ PERMETTONO DI RIPRISTINARE I PARAMETRI MECCANICI PIÙ RAPPRESENTATIVI NELLE MEDESIME CONDIZIONI CHE SI SONO MANIFESTATE IN SITO.



UN MATERIALE HA RAGGIUNTO LA CONDIZIONE DI STATO CRITICO QUANDO LO SFORZO DEVIATORICO q , LA TENSIONE MEDIA EFFICACE p' E IL VOLUME SPECIFICO v SODDISFANO CONTEMPORANEAMENTE LE DUE EQUAZIONI DELLA LINEA DI STATO CRITICO.

L'IDEA CENTRALE DELLA TEORIA DELLO STATO CRITICO È CHE IL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TERRE DIPENDE DALLA RELAZIONE ESISTENTE TRA STATO INIZIALE E STATO CRITICO; QUESTE DUE CONDIZIONI RAPPRESENTANO LE COORDINATE DI RIFERIMENTO, OSSIA LE CONDIZIONI AL CONTORNO DEGLI STRESS-PATHS, O ANCORAI VINCOLI DI NATURA STATICA CHE INTERESSANO I PROVINI. IL PERCORSO DI CARICO, QUALUNQUE ESSO SIA, È IMPOSTO DALLE CONDIZIONI DI PROVA (VINCOLI CINEMATICI) E CONFINATO DALLE SUDDETTE CONDIZIONI AL CONTORNO (VINCOLI STATICI).

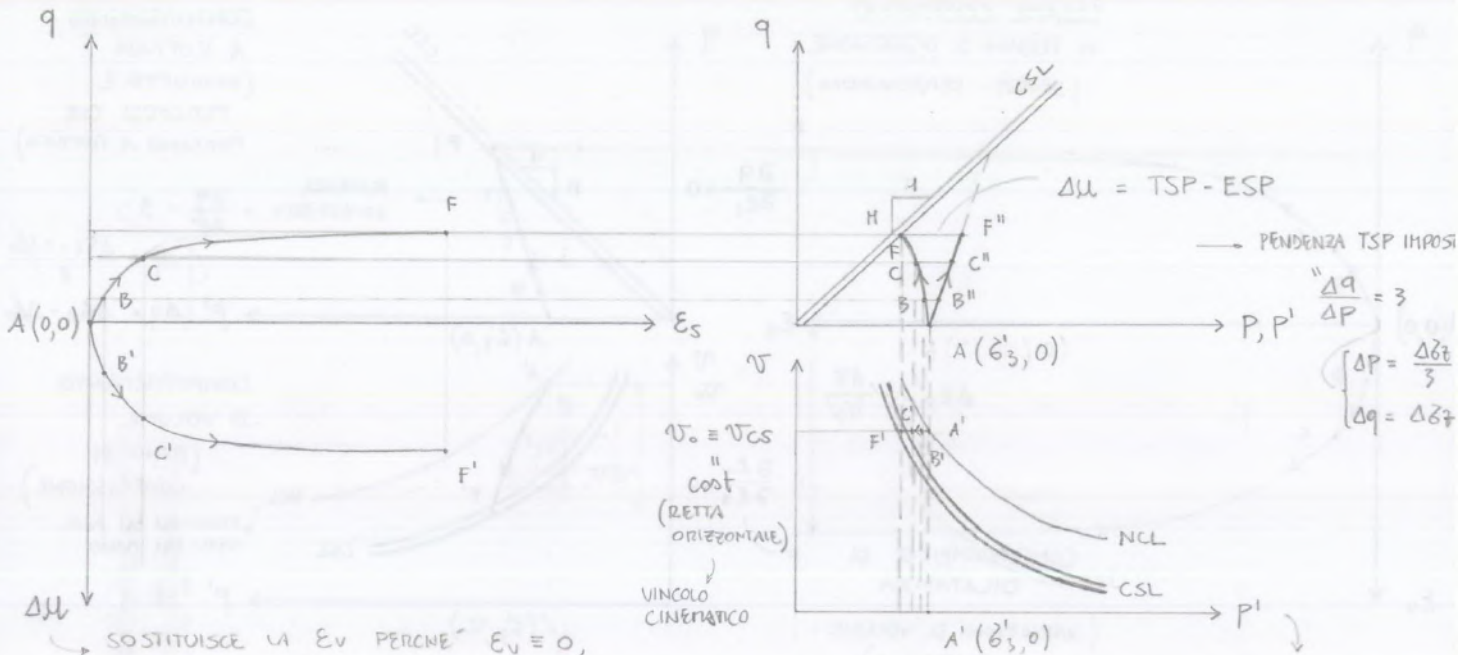
PROVE DRENATE

LE PROVE CONSOLIDATE - DRENATE SONO PROVE CHE PREVEDONO UNA PRIMA FASE, DURANTE LA QUALE IL PROVINO VIENE RICONSOLIDATO TRAMITE L'APPLICAZIONE DI UNO STATO DI SFORZO CHE PUÒ ESSERE ISOTROPO (PROVE CID) O ANISOTROPO (CAD, E IN PARTICOLARE $C_{ko}D$), E UNA SECONDA FASE NEL CORSO DELLA QUALE LO SFORZO DEVIATORICO È APPLICATO COSÌ LENTAMENTE DA EVITARE L'INSORGERE DI SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI. SE LO SCOPO È QUELLO DI DETERMINARE LA RESISTENZA AL TAGLIO, LA PROVA PIÙ SEMPLICE CONSISTE NEL MANTENERE COSTANTE LA PRESSIONE IN CELLA, VA RIVENDO IL CARICO ASSIALE FINO AL RAGGIUNGIMENTO DELLE CONDIZIONI DI ROTTURA.

TRATTANDOSI DI PROVE DRENATE NON C'È SVILUPPO DI SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI E PERTANTO I PERCORSI DI CARICO DELLE TENSIONI TOTALI E DELLE TENSIONI EFFICACI RISULTANO NEL PIANO (p', q) COINCIDENTI (ASSUMENDO CHE IL PROVINO SIA PERFETTAMENTE SATURO E DI POTER TRASCURARE I TEMPI DI DISSOLVENZA DELLE BOLLE D'ARIA E DI ALTRI GAS EVENTUALMENTE CONTENUTI NELLO STESSO). INOLTRE, POICHÉ LE CONDIZIONI DI PROVA PREVEDONO UN PROGRESSIVO AUMENTO DEL CARICO ASSIALE CON PRESSIONE IN CELLA COSTANTE, I SUDDETTI PERCORSI SONO CARATTERIZZATI DA UN GRADIENTE $\frac{\delta q}{\delta p'} = 3$.

SE SI ANALIZZANO I RISULTATI DI PROVE ESEGUITE SU CAMPIONI DIVERSI DELLA STESSA ARGILLA RICOSTITUITA CONSOLIDATE A DIFFERENTI VALORI DI p' , È POSSIBILE OSSERVARE CHE TUTTI I PUNTI RAPPRESENTATIVI DELLE CONDIZIONI DI ROTTURA APPARTENGONO ALLO STESSO INVOLUPO DI ROTTURA, DEFINITO DALLA LINEA DI STATO CRITICO E DESCRITTO NEL PIANO (p', q) DALL'EQUAZIONE $q = M p'$.

PROVA CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE, NON DRENATA (C.I.U.) - ARGILLA TENERA (NC)



SOSTITUISCE LA ϵ_v PERCHÉ $\epsilon_v \equiv 0$, MENTRE LA SOTTOCOMPRESSIONE CRESCE ALL'AUMENTARE DELLE DISTORSIONI PROVOCATE DALLE TENSIONI IMPOSTE.

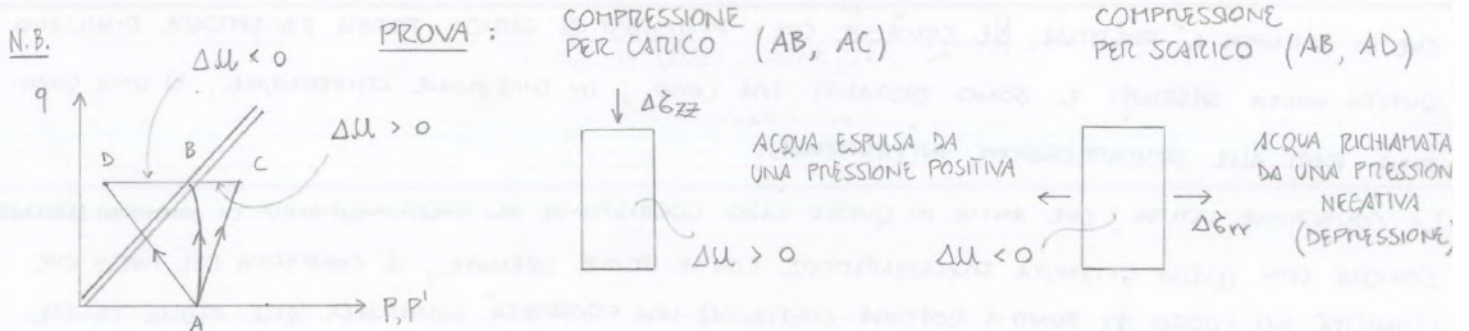
$\Delta \epsilon_v$ e Δu SONO DUE ASPETTI DELLO STESSO FENOMENO (CARATTERI DI DUALITÀ);
 $\left\{ \begin{aligned} \Delta \epsilon_v \uparrow, \Delta u \downarrow \\ \Delta \epsilon_v \downarrow, \Delta u \uparrow \end{aligned} \right.$, HA SE $\epsilon_v \equiv 0$, $\Delta u \uparrow$ PER TENSIONI CRESCENTI.

NON SI INDICA P, PERCHÉ v DIPENDE UNICAMENTE DALLA COMPRESSIBILITÀ, CHE A SUA VOLTA DIPENDE UNICAMENTE DA P

NEL PIANO DI MOHR (P', q), DOVE SI PUÒ APPREZZARE LA DIFFERENZA TRA TSP E ESP (NON LINEARE PERCHÉ L'ARGILLA TENERA, NONRICONSOLIDATA ALL'INIZIO DEL PERCORSO, ASSUME DA SUBITO UN COMPORTAMENTO ELASTO-PLASTICO), LA RETTA CHE DESCRIVE IL TSP HA SENSO SOLO TRA A E F'' (NON TERMINA SULLA CSL), MENTRE LA CURVA CHE DESCRIVE L'ESP HA SENSO SOLO TRA A E F' (TERMINA SULLA CSL): ENTRAMBE SI DEVONO INTERRUPERE QUANDO SI RAGGIUNGE LA ROTTURA.

IN CONCLUSIONE POSSIAMO AFFERMARE CHE IL LUOGO DEI PUNTI A ROTTURA INDIVIDUATO DA PROVE DRENATE E NON DRENATE È UNICO (POSTULATO DI TERZAGHI SUGLI SFORZI EFFICACI - 1923).

LE PROVE DRENATE SONO PIÙ COMODE E RAPIDE; TUTTAVIA, COME ABBIAMO VISTO, NON ESISTONO DIFFERENZE PER QUANTO RIGUARDA LA CONOSCENZA DELLO STATO DI SFORZO E DI DEFORMAZIONE ALLA CONDIZIONE ULTIMA DI ESERCIZIO SIMULATA MEDIANTE LE APPARECCHIATURE DI LABORATORIO.



COMPORAMENTO MECCANICO DELLE ARGILLE CONSISTENTI

LA DEFINIZIONE DI ARGILLA CONSISTENTE SI APPLICA GENERALMENTE AD ARGILLE AVENTI UN INDICE DI LIQUIDITÀ $LI < 0,5$ (TERZAGHI - 1936). TALE DEFINIZIONE INDIVIDUA IN REALTÀ SOLO UN LIMITE DEL CONTENUTO D'ACQUA, AL DISOTTO DEL QUALE L'ARGILLA SI PUÒ CONSIDERARE CONSISTENTE, CON L'IMPLICAZIONE CHE UN'ARGILLA CONSISTENTE PUÒ PRESENTARE DIVERSI VALORI DEL GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE OCR, E, COME CASO LIMITE, ANCHE UN'ARGILLA NC PUÒ ESSERE CONSISTENTE SE SI TROVA A ELEVATE PROFONDITÀ.

I PROBLEMI CHE ESAMINIAMO SONO COMUNQUE CONFINATI A PROFONDITÀ RELATIVAMENTE MODESTE E PERTANTO IL TERMINE "ARGILLA CONSISTENTE" È USATO PER INDICARE UN'ARGILLA CON ELEVATO GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE ($\sigma'_p = 1 \div 10 \text{ MPa}$), IL CUI STATO SI COLLOCA A SINISTRA DELLA CONDIZIONE DI STATO CRITICO.

LE ARGILLE CONSISTENTI SONO UNA DELLE PRINCIPALI CAUSE DI DIVERSI PROBLEMI DI STABILITÀ, IN QUANTO POSSIEDONO CARATTERISTICHE VARIABILI A SECONDA DEL PERCORSO DI CONSOLIDAZIONE E SI DIFFERENZIANO ESSENZIALMENTE TRA INTATTE E FESSURATE. QUESTA CLASSIFICAZIONE SUGGERISCE DI AFFRONTARE CON CAUTELA L'ANALISI DEL LORO COMPORAMENTO ALLA SCALA DELLE PROVE DI LABORATORIO E A QUELLA DELL'AMMASSO IN SITO, QUEST'ULTIMA RESEA ANCORA PIÙ DIFFICILMENTE VERIFICABILE ALLA LUCE DELLA COMPRESENZA DI DUE O PIÙ LITOTIPI (SOLITAMENTE ARGILLOSI, CALCAREO-MARNOSI E ARENACEO-MARNOSI → ANISOTROPIA DIFFUSA).

PER QUESTO MOTIVO CI LIMITEREMO A OSSERVARE, PER IL MOMENTO, IL COMPORAMENTO DELLE ARGILLE CONSISTENTI ALLA SCALA DELL'EVENTO DI VOLUME.

SE DA UN LATO LE PROVE TRIASSIALI MANIFESTANO UNA CERTA SOTTILEZZA TRA I PERCORSI DI CARICO DI UN'ARGILLA CONSISTENTE E DI UNA SABBIA Densa, CON IL RAGGIUNGIMENTO DI UNA RESISTENZA DI PICCO SEGUITA DA UNA CADUTA PIUTTOSTO ACCENTUATA, DALL'ALTRO È ALTRETTANTO PALESE CHE I DUE MATERIALI NON SONO NEANCHE LONTANAMENTE PARENTI SUL PIANO DELLA COMPOSIZIONE PARTICELLARE. LE ARGILLE INFATTI, IN SENSO LATO (NON SOLO QUELLE CONSISTENTI DUNQUE), HANNO PARTICELLE COLLOIDALI (LAMELLARI E AMPIE) E PROPRIO QUESTE ULTIME SONO VINCOLATE TRA LORO NON MECCANICAMENTE, MA SOLO MEDIANTE DEBOLI INTERAZIONI ELETTROSTATICHE, IN RAGIONE DEL FATTO CHE IL RAPPORTO SUPERFICIE/MASSA È MOLTO ELEVATO, A SCAPITO DELLE FORZE DI VOLUME E QUINDI DELLA COESIONE FISICA DELLE PARTICELLE STESSE.

RESISTENZA DI PICCO

BISOGNA INNANZITUTTO SOTTOLINEARE L'IMPORTANZA DI EFFETTUARE UN NUMERO DI PROVE SUPERIORE O AL PIÙ UEGUALE A 3, IN CIASCUNA DELLE QUALI IL PROVINO VIENE PRIMA PORTATO A CONSOLIDAZIONE ISOTROPA E SUCCESSIVAMENTE PORTATO A ROTTURA IN CONDIZIONI DREVATE (CID). OGNI PROVA VIENE CONDOTTA A PARTIRE DA UNA TENSIONE EFFICACE σ'_1 DIVERSA. (12)

RESISTENZA RESIDUA

IL COMPORTAMENTO POST-PICCO DI UN'ARELLA CONSISTENTE PUÒ ESSERE SCHEMATIZZATO COME UN PROCESSO CARATTERIZZATO DA DUE STADI DISTINTI. IL PRIMO È QUELLO APPENA DESCRITTO E FA RIFERIMENTO A SPOSTAMENTI CHE, IN UNA PROVA DI TAGLIO DIRETTO, VARIANO USUALMENTE DA 0,5 A 3 mm CON PARAMETRI PRATICAMENTE COINCIDENTI CON QUELLI PERTINENTI AD UNA CONDIZIONE DI STATO CRITICO.

IL SECONDO STADIO, INVECE, CORRISPONDE, DOPO SPOSTAMENTI RELATIVI SENSIBILMENTE PIÙ ELEVATI (IN UN APPARECCHIO DI TAGLIO ANULARE VARIANO TRA 100 E 500 mm), ALLA CONDIZIONE RESIDUA, CARATTERIZZATA DA UN ISO-ORIENTAMENTO DELLE PARTICELLE ARELLOSE ALL'INTERNO DI UNA BANDA DI TAGLIO (DI SPESSORE COMPRESO TRA 10 E 50 μm).

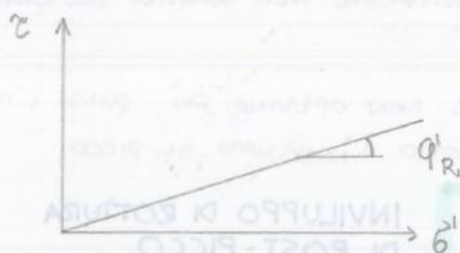
IL RAGGIUNGIMENTO DI QUESTA CONDIZIONE RICHIEDE QUINDI CHE, IN UNA PROVA DI TAGLIO DIRETTO, VENGANO ESEGUITI NUMEROSI CICLI DI TAGLIO, O CHE IN ALTERNATIVA LE PROVE SIANO CONDOTTE CON L'APPARECCHIO DI TAGLIO TORSIONALE, CHE OFFRE IL VANTAGGIO DI IMPORRE UNO SCORRIMENTO CONTINUO NELLA STESSA DIREZIONE.

VOLENDO CARATTERIZZARE LE SUDEPTE CONDIZIONI IN TERMINI DI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO, SI PUÒ EVIDENZIARE NELLE OSSERVAZIONI SPERIMENTALI IL FATTO CHE LA RESISTENZA AL TAGLIO RESIDUA È DEFINIBILE COME IL MINIMO VALORE DI RESISTENZA PERTINENTE A CONFIGURAZIONI CARATTERIZZATE DA ELEVATI SPOSTAMENTI RELATIVI E VELOCITÀ DI SPOSTAMENTO MOLTO BASSE (SOLITAMENTE INFERIORI A 0,01 $\frac{\text{mm}}{\text{min}}$).

PER QUANTO CONCERNE I POSSIBILI ORDINI DI GRANDEZZA DELL'ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO RESIDUO, VALEANO LE SEGUENTI CONDIZIONI:

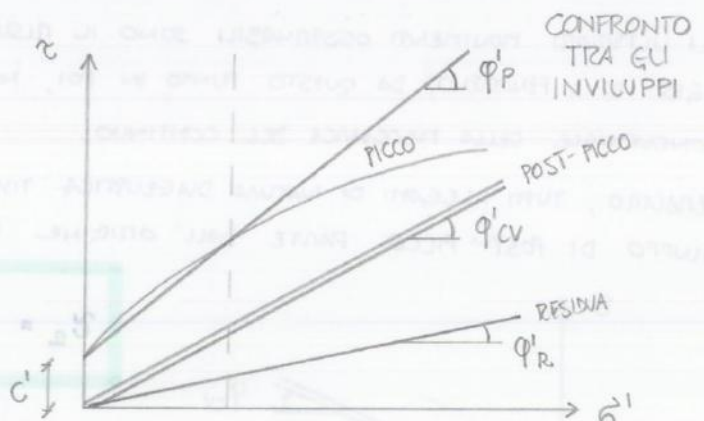
- $CF^* < 25\%$ → ANCHE PER SPOSTAMENTI ELEVATI, IL MATERIALE ESISTE UN COMPORTAMENTO SIMILE ALLO STATO CRITICO, PERCIÒ CON $\varphi' \approx 20^\circ$.
- $CF > 50\%$ → LA RESISTENZA RESIDUA DIPENDE QUASI INTENSAMENTE DALLA MINERALOGIA DELLE PARTICELLE CON VALORI DELL'ANGOLO φ' CHE VARIANO TRA 15° E 5° .
- $25\% < CF < 50\%$ → COMPORTAMENTO DI TRANSIZIONE, CON φ' CHE DIPENDE SULLA QUANTITÀ E DALLA TIPOLOGIA DI ARELLA.

* CF = FRAZIONE ARELLOSA



$$\tau_R = \sigma'_1 \cdot \text{tg}(\varphi'_R)$$

INVILUPPO DI RESISTENZA RESIDUA

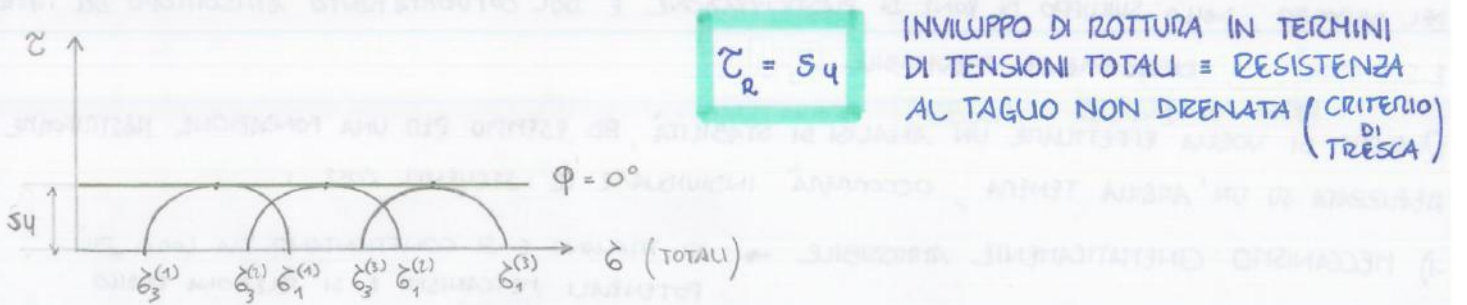


$c', \varphi'_P \Rightarrow$ LEGATI ALLA SCELTA DELL'INTERVALLO DI TENSIONE DI INTERESSE PRATICO

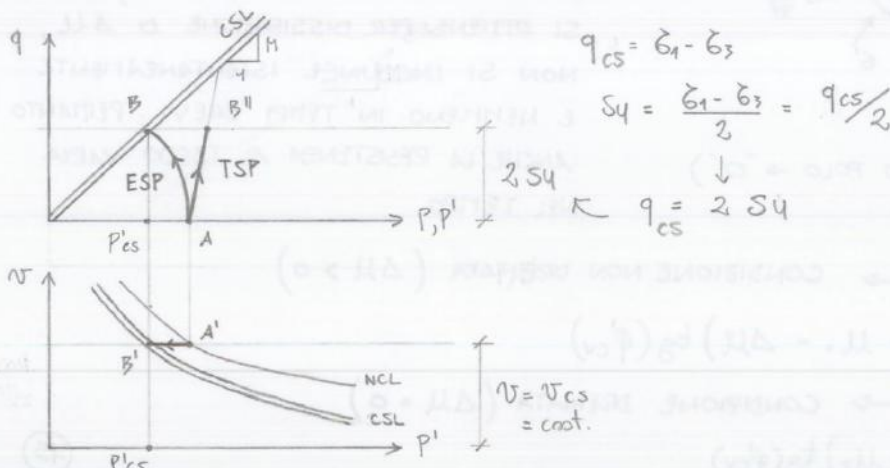
DATO CHE LA CONDIZIONE PIÙ CRITICA DAL PUNTO DI VISTA DELLA STABILITÀ SI HA ALL' INIZIO DEL PROCESSO DI COTICO, QUANDO CIOÈ τ_{cr} È PIÙ BASSA PER LA PRESENZA DI Δu , SI EVINCE CHE L'ANALISI DI STABILITÀ DOVrà ESSERE FATTA SAPENDO COME CALCOLARE Δu . MA QUI SORGE, COME DETTO, UN PROBLEMA LEGATO AI CATTICHI, PER CUI NON È FACILE STIMARE CON ESATTEZZA LA SOTTOPRESSIONE INTERSTIZIALE.

PER OVVIARE A QUESTA DIFFICOLTÀ È PIÙ SILE CORRENTE ANALIZZARE I PROBLEMI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE IN TERMINI DI SFORZI TOTALI, RICORRENDO DI FATTO A UN ARTIFICIO CHE ASSIMILA L'EVENIMENTO DI TERRENO A UN SISTEMA MONOFASE LOCALMENTE CHIUSO, CHE NON SCAMBA QUINDI ACQUA CON L'ESTERNO (CONDIZIONE NON DRENATA: FASE SOLIDA (σ') + FASE FLUIDA (u) = SISTEMA MONOFASE (σ)). SI COMPRENDE COSÌ PERCHÈ LA PROVA PIÙ COMUNEMENTE UTILIZZATA PER LA MISURA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA SIA STATA PER LUNGO TEMPO LA PROVA NON CONSOLIDATA - NON DRENATA (SIGLA UU), CHE DOVENDO AVERE LA SPECIFICITÀ DI ESSERE UNA PROVA A VOLUME COSTANTE, PREVEDE NELLA PRIMA FASE L'APPLICAZIONE DI UNA PRESSIONE IN CELLA A DRENAGGIO CHIUSO (IMPEDENDO COSÌ AL PROVINO DI CONSOLIDARE) E NELLA SECONDA FASE L'APPLICAZIONE DELLO SFORZO DEVIATORICO SEMPRE A DRENAGGIO CHIUSO.

SE I CAMPIONI UTILIZZATI NELLE PROVE SONO SATURI E PROVENGONO TUTTI DALLA STESSA PROFONDITÀ LE EVIDENZE SPERIMENTALI DIMOSTRANO CHE LO SFORZO DEVIATORICO A ROTTURA RISULTA LO STESSO PER TUTTI I CAMPIONI (A PARTE LE TRASCURSIBILI DIFFERENZE IMPUTABILI ALLA NATURALE VARIABILITÀ SPAZIALE DELLE PROPRIETÀ DEL TERRENO) E RISULTA PERTANTO INDIPENDENTE DALLO STATO TENSIONALE TOTALE.



QUINDI L'ANALISI IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI È UN COMODO ARTIFICIO PER SVILUPPARE DALLA TORTUOSA STRADA CHE CONDUCE ALLA DEFINIZIONE DI Δu ; TUTTAVIA, IL TERRENO CONTINUERÀ A COMPORTARSI SEMPRE IN FUNZIONE DELLE TENSIONI EFFICACI.



$$\frac{S_4}{\sigma_{V_0}} = (0,22 \pm 0,03) \cdot OCR^{0,8}$$

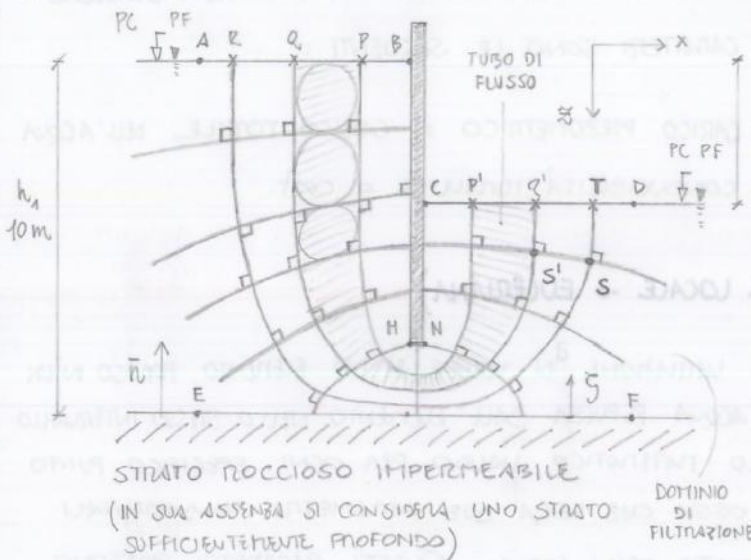
RESISTENZA AL TAGLIO OPERATIVA

LINEA DI STATO CRITICO
EQUAZIONE DELLA

$$S_4 = \frac{1}{2} M \left[e^{-\frac{F \cdot \sigma}{\sigma}} \right]$$

ESISTONO DIVERSI METODI PER RISOLVERE L'EQUAZIONE DI LAPLACE: METODO ANALITICO (USATO TALVOLTA), METODO NUMERICO (USATO SPESSO → DIFFERENZE FINITE), METODO ANALOGICO (SIMULAZIONE → FILTRAZIONE D'ACQUA ≈ FLUSSO DI CORRENTE) E METODO GRAFICO (PIÙ SEMPLICE CONCETTUALMENTE E IN ERRORE DI FORNIRE UN'IDEA CONCRETA DEL FENOMENO STUDIATO).

ANALIZZEREMO IL SEGUENTE CASO PRATICO CON L'APPROCCIO GRAFICO.



PARABOLA; CARICO IDRAULICO NOTO A MONTE E A VALLE

- $h = h(x, z)$
- CURVA DI LIVELLO → LUOGO DEI PUNTI (x, z) PER CUI $h = \text{cost.}$
- LINEA DI FLUSSO (O DI FILTRAZIONE) → LINEA CHE IN OGNI PUNTO HA LA TANGENTE DIRETTA COME IL CAMPO DI VELOCITÀ \vec{v} DELL'ACQUA

LE LINEE EQUIPOTENZIALI E LE LINEE DI FLUSSO, TRÁ LORO PERPENDICOLARI, SONO DUE FAMIGLIE DI FUNZIONI CHE SODDISFANO ENTRAMBE L'EQUAZIONE DI LAPLACE.

- LINEE EQUIPOTENZIALI → FATTO ASTRATTO → ANDAMENTO NON INTUITIVO
- LINEE DI FLUSSO → FATTO FISICO → ANDAMENTO INTUITIVO
- CONDIZIONI AL CONTORNO:

\overline{AB} : L. EQUIPOTENZIALE → $h = 10 \text{ m}$ ($\frac{\partial h}{\partial y} = 0$)
 \overline{CD} : L. EQUIPOTENZIALE → $h = 6 \text{ m}$ ($\frac{\partial h}{\partial y} = 0$)
 \overline{EF} : L. FLUSSO → $\nabla h \cdot \frac{\nabla F}{\|\nabla F\|} = 0$
 \overline{BMNC} : L. FLUSSO → $\nabla h \cdot \frac{\nabla F}{\|\nabla F\|} = 0$

$\vec{v} \cdot \vec{n} = 0$ ($\vec{v} \text{ tg } \overline{EF}$)
 $F = \text{SUPERFICIE DEL CONTORNO} = 0$ ($\vec{v} = -k \cdot \nabla h$)
 $\vec{n} = \frac{\nabla F}{\|\nabla F\|} = \text{NORMALE A F}$

INVILUPPO DELLE DUE FAMIGLIE DI LINEE = RETE DI FLUSSO

- PUNTO S: $(h_s - \gamma_s) \gamma_w = u_s$
 - $\epsilon_s = \epsilon_s - u_s = (\gamma \cdot z_s) - u_s$ → TENSIONI EFFICACI
 - $\epsilon_s = (\epsilon_s - u_s) \text{tg}(\phi_{cv})$ → ϕ_{cv} → RESISTENZA AL TAGLIO
- $i_T = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_s - h_T}{TS}$ → A PARITÀ DI $\Delta h = 4 \text{ m}$, LA CONDIZIONE PIÙ CRITICA IN TERMINI DI GRADIENTE i SI HA QUANDO IL PERCORSO TRA DUE PUNTI È MINIMO, QUINDI SI VERIFICA TRA I PUNTI B E C CHE SI TROVANO A RIDOSSO DELLA PARABOLA → SIFONAMENTO

• VOLUME DI ACQUA FILTRANTE ATTRAVERSO IL GENERICO TUBO DI FLUSSO → CALCOLO DELLA PORTATA DELLE POMPE PER LA RACCOLTA DELL'ACQUA CHE OCCUPA LO SPAZIO DI TERRA SU CUI OCCORRE INTERVENIRE, ASSUNTA COMODAMENTE CON LA PORTATA DEI TUBI DI FLUSSO RACCHIUSI DALLE OMONIME LINEE.

$\bar{Q} = \vec{v} \cdot A = (k \cdot i) \cdot A$
 $\Delta q = -k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta b} \cdot \Delta a$

$\Delta a = \text{SPESSORE DEL TUBO DI FLUSSO}$
 $\Delta b = \text{ALTEZZA DEI SALTI DI POTENZIALE}$

SE $\Delta a = \Delta b$ → $q = k \Delta H$

4) CORRISPONDENDO ITERATIVAMENTE LA POSIZIONE DELLA SUPERFICIE LIBERA SI Perveniva a una soluzione che soddisfa le suddette condizioni al contorno, entro i prefissati margini di errore.

QUESTA ANALISI SI RENDE NECESSARIA IN CONSIDERAZIONE DEL FATTO CHE OGNI LINEA DI FLUSSO E' UNA POSSIBILE SUPERFICIE DI SCIOLVIMENTO PER IL MATERIALE CHE COSTITUISCE LA DICA, SOTTO LA SPINTA DEL CARICO IDRAULICO A MONTE. DUNQUE, LA CONOSCENZA DEI PARAMETRI FONDAMENTALI NEI VARI PUNTI DI UNA DETERMINATA LINEA DI FLUSSO (u , σ' , τ_0) CONSENTE DI PREVEDERE I POSSIBILI RISCHI DI INSTABILITÀ DELL'OPERA E LA LORO COLLOCAZIONE PIÙ O MENO ESATTA.

MOTI DI FILTRAZIONE IN REGIME TRANSITORIO (TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE)

IN MOLTE CIRCOSTANZE E' POSSIBILE CALCOLARE IL CEDIMENTO DI STRUTTURE INTERAGENTI CON MATERIALI A GRANA FINE ASSIMILANDO IL PROCESSO DEFORMATIVO A UN CASO MONODIMENSIONALE OSSIA CON SPOSTAMENTI CHE AVVENGONO IN DIREZIONE UNICAMENTE NORMALE AL PIANO CAMPANA.

IN AGGIUNTA PERÒ ALLA PREVISIONE DELL'ENTITÀ DEL CEDIMENTO, NELLA PRATICA PROFESSIONALE INTERESSA ANCHE L'EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO. IN TALE OTTICA GIOVA ALLORA RICORDARE CHE, NEL CASO DI MATERIALI A GRANA GROSSA (ELEVATA CONDUCEBILITÀ IDRAULICA), E' LECITO ASSUMERE CHE IL CEDIMENTO AVVENGA CONTESTUALMENTE ALL'APPLICAZIONE DEL CARICO.

AL CONTRARIO, NEL CASO DI MATERIALI A GRANA FINE (BASSA CONDUCEBILITÀ IDRAULICA: $k < 10^{-8}$ m/s), IL TEMPO RICHiesto PER IL RAGGIUNGIMENTO DELL'ENTITÀ FINALE DEL CEDIMENTO PUÒ RISULTARE ESTREMAMENTE LUNGO. PERTANTO, I CEDIMENTI SONO DIFFERITI NEL TEMPO ANCHE IN BASE ALLA LORO TIPOLOGIA E, A SECONDA DEI CASI, UNA FASE PUÒ SVILUPPARI IN MODO PIÙ O MENO ESTESO RISPETTO ALLE ALTRE. ECCO ALLORA COME SI SUDDIVIDONO I CEDIMENTI:

- 1) W_i = CEDIMENTO IMMEDIATO → AVVIENE CONTESTUALMENTE ALL'APPLICAZIONE DEL CARICO, QUINDI IN CONDIZIONI NON DRENATE E A VOLUME COSTANTE. SE L'ACQUA CONTENUTA NEL PROVINO NON PUÒ ESSERE ESPULSA Istantaneamente QUESTO MANTIENE INFATTI LO STESSO VOLUME E DISSIPERÀ LA SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE Δu SOLO IN SEQUITO. SE TUTTAVIA IL VOLUME RIMANE INIZIALMENTE LO STESSO E SI GENERA UNO STATO TENSIONALE ASSIALE CHE INDUCE LO SUIVACCAMENTO DI UN QUALSIASI ELEMENTO DI TERRA, QUESTO DOVRÀ ANCHE DILATANSI RADICALMENTE.
- 2) W_c = CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE → AVVIENE PER LA CRESCITA DELLE TENSIONI EFFICACI CHE SEQUE ALLA DISSIPAZIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI. COSTITUISCE L'ALQUOTA MAGGIORE DEL CEDIMENTO TOTALE.
- 3) W_s = CEDIMENTO SECONDARIO → AVVIENE SOTTO TENSIONI EFFICACI COSTANTI PER LE DEFORMAZIONI VISCOSE ("CREEP") DEL MATERIALE, QUANDO ORMAI LE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI SI SONO DEFINITIVAMENTE DISSIPATE.

LE PROVE EDOMETRICHE, GIÀ STUDIATE IN PRECEDENZA, PERMETTONO DI CALCOLARE IL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE W_c , ANCHE QUANDO QUESTO SIA ANCORA IN CORSO.

LA TEORIA MONODIMENSIONALE DELLA CONSOLIDAZIONE, CHE TROVA LA SUA PRIMA FORMULAZIONE NEI LAVORI DI TERZAGHI (1923), È BASATA SULLE SEGUENTI IPOTESI:

- 1) IL MEZZO POROSO È SATURO;
- 2) L'ACQUA E LE PARTICELLE DEL TERRENO SONO INCOMPRESSIBILI;
- 3) LE DEFORMAZIONI SONO INFINITESIME;
- 4) IL FLUSSO DELL'ACQUA E GLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO AVVENGONO SOLO IN DIREZIONE VERTICALE;
- 5) IL COMPORTAMENTO DELLO SCHELETRO SOLIDO È ESPRESSO DALLA RELAZIONE $\delta \epsilon_{zz} = m_v \delta \sigma'_{zz}$ E, NELL'AMBITO DELL'INTERVALLO TENSIONALE DI INTERESSE, SI ASSUME CHE IL COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE m_v (RECIPROCO DEL MODULO EDOMETRICO E_{ed}) SIA COSTANTE → LINEARITÀ
- 6) LA CONDUCEBILITÀ IDRAULICA DEL MEZZO POROSO È ASSUNTA ANCH'ESSA COSTANTE, NELL'AMBITO DELLO STESSO INTERVALLO TENSIONALE.

CON TALI IPOTESI, SI CONSIDERINO LE EQUAZIONI DI CONSERVAZIONE DELLA MASSA PER LA FASE SOLIDA E PER LA FASE FLUIDA.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \bar{v}) = 0 \rightarrow \text{MEZZO BIFASE} = 2 \text{ CONTINUI SOVRAPPosti}$$

↳ DERIVATA NON SOSTANZIALE

$$\frac{\partial}{\partial t} (n \rho_w) + \nabla \cdot [n \rho_w \bar{v}_w] = 0$$

EQUAZIONE DI CONSERVAZIONE DELLA MASSA PER LA FASE FLUIDA E PER LA FASE SOLIDA

$$n = \text{FRAZIONE DI VOLUME} = \frac{V_{\text{FLUIDI}}}{V_{\text{TOT}}}$$

ρ_w = DENSITÀ DELLA FASE FLUIDA (COSTANTE)

ρ_s = DENSITÀ DELLA FASE SOLIDA (COSTANTE)

\bar{v}_w = VELOCITÀ DELLA FASE FLUIDA

\bar{v}_s = VELOCITÀ DELLA FASE SOLIDA

$$\frac{\partial}{\partial t} [(1-n)\rho_s] + \nabla \cdot [(1-n)\rho_s \bar{v}_s] = 0$$

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \nabla \cdot [n \bar{v}_w] = 0 \quad +$$

$$-\frac{\partial n}{\partial t} + \nabla \cdot [(1-n)\bar{v}_s] = 0 \quad =$$

$$\underbrace{\nabla \cdot \bar{v}_s}_{(2)} + \nabla \cdot [n(\bar{v}_w - \bar{v}_s)]_{(1)} = 0$$

$n(\bar{v}_w - \bar{v}_s)$ = VELOCITÀ RELATIVA DELLA FASE FLUIDA RISPETTO ALLA FASE SOLIDA, CHE FLUISCE ATTRAVERSO L'AREA DI ANPIERZA n
↳ VELOCITÀ APPARENTE

$$(1) \quad n(\bar{v}_w - \bar{v}_s) = n \bar{v} = n(-k \nabla h) = n \left[-k \nabla \left(\zeta + \frac{u_{\text{staz}}}{\gamma_w} + \frac{u}{\gamma_w} \right) \right]$$

↳ SOMMERSIONE INTERSTIZIALE + DUE DISSIPAZIONI

DARCY: $\nabla \cdot (n \bar{v}) = -k \nabla \cdot (\nabla h) = -k \nabla^2 h = -\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u$

NEL CASO MONODIMENSIONALE: $\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ ↳ SPOSTAMENTO DELLA FASE SOLIDA IN DIREZIONE z

$$(2) \quad \nabla \cdot \bar{v}_s = \frac{\partial v_{zz}(s)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_{zz}(s)}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_{zz}(s)}{\partial z} \right) = -\frac{\partial \epsilon_{zz}(s)}{\partial t} = -m_v \frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial t}$$

↳ VALORE STAZIONARIO INIZIALE DELLA PRESSIONE DELL'ACQUA (VARIA LINEARMENTE CON LA PROFONDITÀ).
↳ COMPRESIONI POSITIVE

QUINDI, UNENDO I DUE CONTRIBUTI COSÌ ESPRESSI, AVREMO

$$\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE DEL CONTINUO SOVRAPPosto → COMBINA I PARAMETRI DEL MEZZO POROSO E DELLA FASE FLUIDA

ESPRIENDO TUTTO IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI σ CHE SI MANTENGONO COSTANTI DURANTE TUTTO IL PROCESSO, SEBENE I CONTRIBUTI DI σ' E u CAMBINO NEL TEMPO L'UNO

LA SOLUZIONE $u = u(z, t)$ COSÌ INDIVIDUATA AVrà LA SEGUENTE FORMA :

$$u(z, t) = \sum_0^{\infty} k \frac{2u_0}{M} \text{sen} \left(\frac{M \cdot z}{H} \right) e^{-M^2 \cdot T_v}$$

$M = \frac{2(k+1)}{2} \pi$ INDICE DI SOTTORINIA

$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$ VARIABLE TEMPO ADIMENSIONALIZZATA

SI OSSERVI CHE PER $z = H$ SI AVREBBE :

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0 ; \quad v = - \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \begin{cases} < 0 \rightarrow \text{DIRETTA } \uparrow \text{ NELLA METÀ SUPERIORE DELLO STRATO } 2H \\ > 0 \rightarrow \text{DIRETTA } \downarrow \text{ NELLA METÀ INFERIORE DELLO STRATO } 2H \end{cases}$$

\hookrightarrow MEZZENA DI $2H : z = H \rightarrow$ SUPERFICIE DI SINTETICA IMPERMEABILE

SE LO STRATO APPROVA SU UNA SUPERFICIE IMPERMEABILE DOVrà AVERE

$$\frac{\partial u}{\partial z} > 0 \quad \forall z \in H \rightarrow v = - \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} < 0 \rightarrow \text{DIRETTA } \uparrow \text{ IN TUTTO LO STRATO } H$$

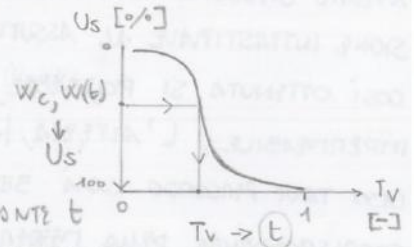
PER ILLUSTRARE LA RILEVANZA APPLICATIVA DEL PROCESSO INDAGATO E, IN PARTICOLARE, PER DESCRIVERE IL DECORSO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO, È CONVENIENTE ORA INTRODURRE I DUE SEGUENTI PARAMETRI :

$U_z = 1 - \frac{u}{u_0}$ GRADO DI CONSOLIDAZIONE

$u_0 - u =$ SOVRAPPRESSIONE DISSIPATA
 $u_0 =$ SOVRAPPRESSIONE INIZIALE

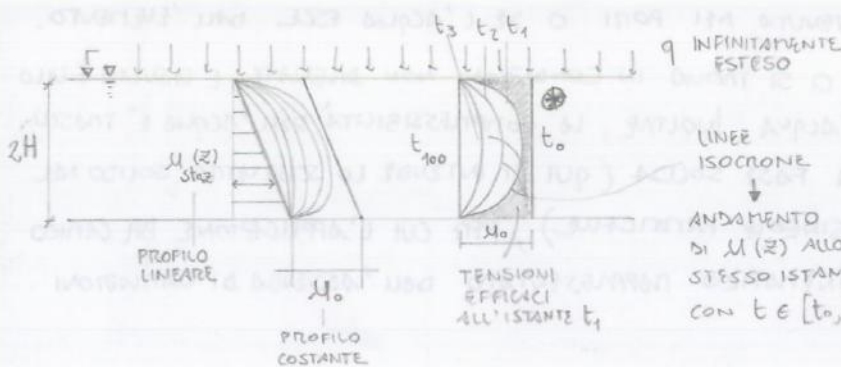
$U_s = \frac{w(t)}{w_c}$ GRADO DI CONSOLIDAZIONE MEDIO

$w(t) =$ CEDIMENTO ALL'ISTANTE t
 $w_c =$ CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE



$U_z \rightarrow$ VARIABLE LOCALE

$U_s \rightarrow$ VARIABLE GLOBALE \rightarrow FACCIONE INTERESSE OPERATIVO (NOTO w_c , DA U_s RICAVIAMO $w(t)$)



ISTANTE	SOVR. INT.	CONDIZIONE
$t = t_0$	$u = u_0 = q$	NO CEDIMENTI
$t = t_1$	$u = u_1 < u_0$	CEDIMENTO $w(t)$
$t = t_i$	$u = u_i < u_{i-1}$	
$t = t_{100}$	$u = u_{100} = 0$	CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE w_c

$$t = t_0 \begin{cases} u = u_0 = q \\ \delta'_{zz} = 0 \end{cases} \rightarrow u$$

$$t = t_1 \begin{cases} u < q \\ \delta'_{zz} = q - u \end{cases} \rightarrow u - u_0$$

$$t = t_{100} \begin{cases} u = 0 \\ \delta'_{zz} = q \end{cases} \rightarrow u - u_0$$

QUANDO LA SOVRAPPRESSIONE INTERSTIZIALE u È UGUALE A ZERO (FINE CONSOLIDAZIONE), LA PRESSIONE INTERSTIZIALE VADE ESATTAMENTE QUANTO LA PRESSIONE STAZIONARIA u_{stat} CHE INVECE NON SI DISSIPA E MANTIENE VALORE COSTANTE.

$$\rightarrow u_{TOT} = \frac{u_{stat}}{u_0} + u$$

$$w(t) = \text{CEDIMENTO ALL'ISTANTE } t = \int_0^{2H} \epsilon_{zz} dz = \int_0^{2H} m_v \delta'_{zz} dz = m_v \int_0^{2H} \delta'_{zz} dz \quad \text{CRESCENTE NEL TEMPO}$$

$$w(t_{100}) = \text{CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE} = w_c = 2Hq = \text{AREA DEL RETTANGOLO GRIGIO}$$

N.B.

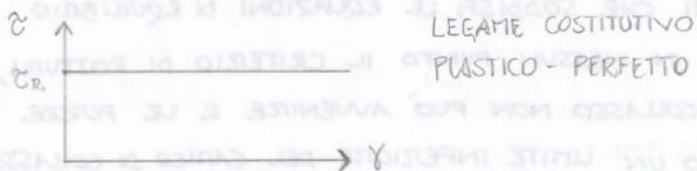
LA VELOCITÀ DI DISSIPAZIONE DI u DIMINUISCE NEL TEMPO, QUINDI OCCORRE SEMPRE PIÙ TEMPO. (8)

L'INTERPRETAZIONE DEL COLLASSO E LE VERIFICHE DI SICUREZZA

TEOREMI DELL'ANALISI LIMITE

COME ACCENNATO, LE MAGGIORI DIFFICOLTÀ NELL'ANALISI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO DERIVANO DAL COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI NON LINEARE, IRREVERSIBILE E DIPENDENTE DAL PERCORSO DI CARICO, SICCHÉ LA POSSIBILITÀ DI PERVENIRE A SOLUZIONI DI INTERESSE APPLICATIVO È SUBORDINATA ALL'INTRODUZIONE DI ALCUNE IPOTESI SEMPLIFICATIVE PER QUANTO CONCERNE IL LEGAME COSTITUTIVO.

MENTRE LO STUDIO DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO TROVA LE SUE RADICI NELLA TEORIA DELL'ELASTICITÀ, L'ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STATO LIMITE ULTIMO VIENE FONDATA SUI METODI DELLA TEORIA DELLA PLASTICITÀ, IPOTIZZANDO IN PARTICOLARE CHE IL COMPORTAMENTO DELLE TERRE POSSA ESSERE ASSIMILATO A QUELLO DI UN MEZZO PLASTICO PERFETTO.



QUESTA IPOTESI, CHE IN PRATICA EQUIVALE A CONSIDERARE IL MATERIALE CAPACE DI SUBIRE DEFORMAZIONI PLASTICHE ARBITRARIAMENTE GRANDI SENZA CADUTA DI RESISTENZA (AMPIA DUTTILITÀ), HA COME IMPORTANTE CONSEGUENZA QUELLA CHE IL CARICO DI

COLLASSO RISULTA ESSERE INDIPENDENTE DALLO STATO TENSIONALE INIZIALE E DALLA STORIA DEI CARICHI E CONSENTE QUINDI, ADOPERANDO I METODI DELL'ANALISI LIMITE, DI CONCENTRARSI SOLO SULLE CONDIZIONI ESISTENTI ALL'ISTANTE DI COLLASSO.

LA SECONDA ASSUNZIONE CHE FAREMO È QUELLA SECONDO LA QUALE È NECESSARIO INDIVIDUARE UN MECCANISMO DI COLLASSO CINEMATICALMENTE AMMISSIBILE E CALCOLARE L'ENERGIA DISSIPATA LUNGO LE DIREZIONI SU CUI SI SVILUPPA IL CINEMATISMO STESSO. SPIEGHIAMO MEGLIO IL RAGIONAMENTO CHE GOVERNA QUESTA IPOTESI.

QUANDO IN UNA STRUTTURA COSTITUITA DA UN SISTEMA DI TRAVI VIENE RACCIUNTO IN UNA SEZIONE IL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE, LA SEZIONE INIZIA A COMPORTARSI COME UNA CERNIERA CHE CONSENTE ALLE PARTI DA ESSA COLLEGATE UNA ROTAZIONE RELATIVA SOTTO MOMENTO COSTANTE. IN TALE CIRCOSTANZA SI AFFERMA CHE SI È FORMATA UNA CERNIERA PLASTICA, SIA PER SOTTOLINEARE CHE ESSA È IN GRADO DI TRASMETTERE IL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE (MENTRE UNA CERNIERA PERFETTA NON TRASMETTE ALCUN MOMENTO), SIA PER EVIDENZIARE CHE ESSA SI COMPORTA COME UNA CERNIERA SOLO SE LA ROTAZIONE AVVIENE CONCORDAMENTE AL MOMENTO CHE L'HA GENERATA, PERCHÉ L'INTERVENTO DI UNA COPPIA DI VERSO CONTRARIO COMPORTEREBBE UNA RIDUZIONE DELLO STATO TENSIONALE AL DI SOTTO DEL LIMITE DI SNERVAMENTO.

SE ALL'AUMENTARE DEL CARICO SI HA LA FORMAZIONE DI UN NUMERO DI CERNIERE PLASTICHE TALE DA RENDERE LABILE IL SISTEMA, SI GENERA UN "MECCANISMO" E IL CARICO CHE LO HA PRODOTTO PRENDE IL NOME DI "CARICO DI COLLASSO".

NEL CASO DI UN MEZZO CONTINUO, UN POSSIBILE MECCANISMO PUÒ ESSERE INDIVIDUATO IMMAGINANDO DI SCOMPORRE IDEALMENTE IL SISTEMA IN UN CONVENIENTE NUMERO DI BLOCCHI RIGIDI, SEPARATI DA ④

SPINTA DELLE TERRE

STATI DI EQUILIBRIO LIMITE DI RANKINE (1857)

LA DETERMINAZIONE DI UN CAMPO DI TENSIONI CHE SODDISFI IN OGNI PUNTO LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO SENZA VIOLARE IL CRITERIO DI ROTTURA È NOTO NELLA MECCANICA DELLE TERRE COME "PROBLEMA DI RANKINE", DAL NOME DELLO STUDIOSO CHE LO RISOLSE PER PRIMO NEL 1857.

NEL CONTESTO DELLA TEORIA DELLA PLASTICITÀ, LA COSTRUZIONE DI UN SIMILE CAMPO DI TENSIONI CORRISPONDE ALL'APPLICAZIONE DEL TEOREMA STATICO E PERTANTO LA SOLUZIONE DI UN PROBLEMA AL CONTORNO COSÌ RICAVATA RAPPRESENTA UN LIMITE INFERIORE DELLA SOLUZIONE ESATTA E QUINDI UNA STIMA CAUTELATIVA.

SI TENGA PRESENTE CHE I TERRENI A GRANA FINE VENGONO CONVENZIONALMENTE CONSIDERATI COME MATERIALI PURAMENTE COESIVI ($\tau_R = s_u$) QUANDO CI SI TROVA IN CONDIZIONI NON DRENATE E L'ANALISI È CONDOTTA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI. GLI STESSI MATERIALI VENGONO INVECE RICONOSCIUTI COME PURAMENTE ATTRITIVI ($\tau_R = \sigma'_y \cdot \tan(\phi')$) NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DI LINEE TERRENE, CONDOTTE IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI.

NEL CASO DI MATERIALI A GRANA GROSSA, LE VERIFICHE SONO SEMPRE EFFETTUATE IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI E CONSEGUENTEMENTE IL MODELLO DI RIFERIMENTO È QUELLO DI MATERIALE PURAMENTE ATTRITIVO.

CON QUESTE PREMESSE SI CONSIDERI UN MEZZO PURAMENTE ATTRITIVO, OMOGENEO IN DIREZIONE ORIZZONTALE, DELIMITATO DA UNA SUPERFICIE LIBERA E CARATTERIZZATO DAI SEGUENTI PARAMETRI: $c' = 0$, $\phi' \neq 0$, $\gamma \neq 0$. NELLE CIRCOSTANZE DESCRITTE, OGNI SEZIONE VERTICALE RISULTA ESSERE SEZIONE DI SIMMETRIA E PERTANTO I PIANI VERTICALI E ORIZZONTALI SONO PIANI PRINCIPALI DI TENSIONE. ALLA GENERICA PROFONDITÀ z , LO STATO TENSIONIALE È DETERMINATO SOLO DAL PESO PROPRIO E, SE SI IPOTIZZA CHE LO STATO SIA LONTANO DALLA ROTTURA, MENTRE LA TENSIONE VERTICALE EFFICACE AGENTE SUL PIANO ORIZZONTALE È DEFINITA DALLE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO ED È PARI A $\sigma'_{vo} = \gamma' z$, LE STESSA CONDIZIONI LASCIANO INDETERMINATA LA TENSIONE AGENTE SUI PIANI VERTICALI. PERTANTO, IN ASSENZA DI CONSIDERAZIONI AGGIUNTIVE RIGUARDANTI IL COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO K_0 , INFINITI CERCHI DI MOWR POSSONO ESSERE TRACCIATI, A PARTIRE DAL VALORE σ'_{vo} SOPRA DEFINITO.

➤ STATO LIMITE ATTIVO

SE SI IMMAGINA PERÒ DI PRODURRE UN'ESPANSIONE LATERALE UNIFORME DELL'INTERA MASSA DI TERRENO, RIDUCENDO PROGRESSIVAMENTE LA TENSIONE ORIZZONTALE EFFICACE E MANTENENDO INALTERATA LA TENSIONE VERTICALE EFFICACE, POICHÉ IL MATERIALE HA RESISTENZA AL TAGLIO LIMITATA, SARÀ POSSIBILE DIMINUIRE LA TENSIONE ORIZZONTALE SOLO FINO AL RAGGIUNGIMENTO DI UNO STATO DI EQUILIBRIO LIMITE, INDIVIDUATO NELLA RAPPRESENTAZIONE DI MOWR DAL CERCHIO TANGENTE ALL'INVOLUPO DI ROTTURA.



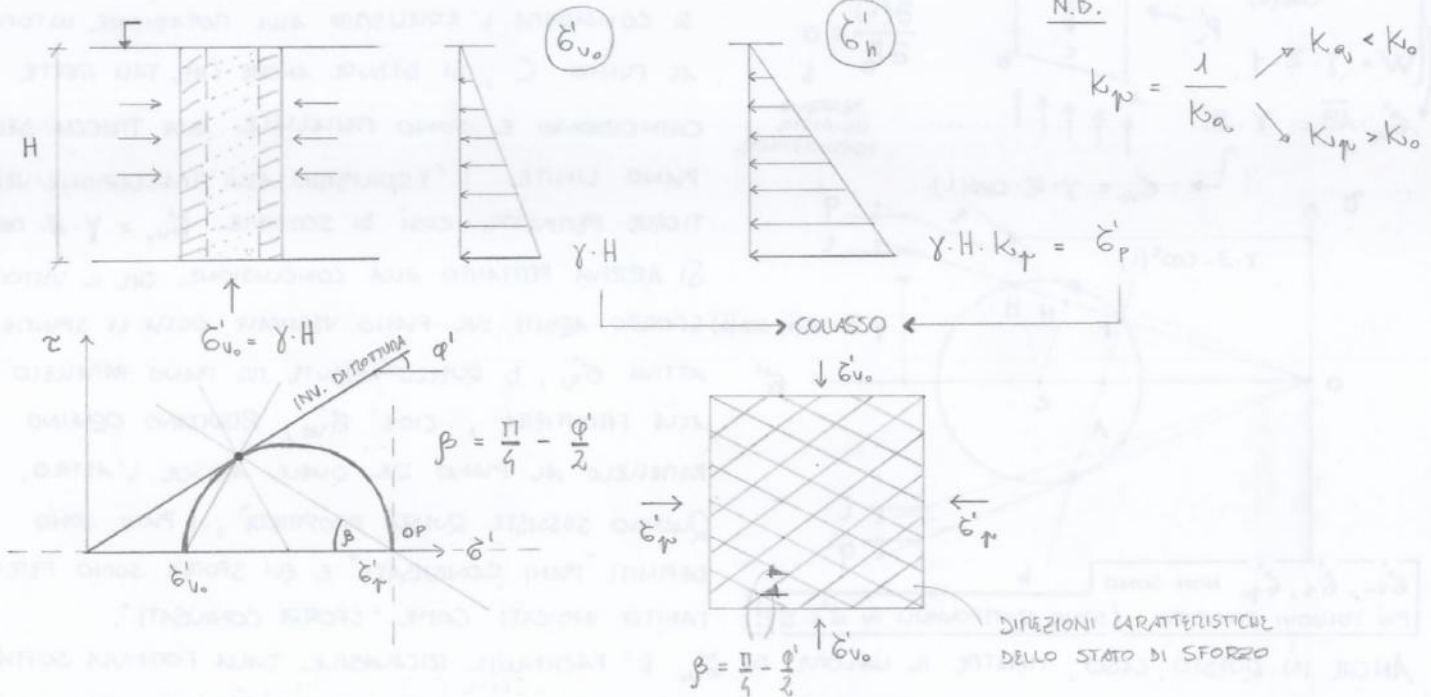
$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_{v0}$$

RESISTENZA PASSIVA

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

COEFFICIENTE DI RESISTENZA PASSIVA

ANCHE IN QUESTO CASO VALEONO DELLE CONSIDERAZIONI GEOMETRICHE AFFINI A QUELLE FATTE PER IL CASO PRECEDENTE: ESISTONO DUE FASCE DI PUNTI, SUI QUALI LA RESISTENZA AL TAGLIO È INTERAMENTE MOBILITATA, CHE FORMANO UN ANGOLO $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}$ CON LA DIREZIONE DELLA TENSIONE PRINCIPALE MAGGIORE, OSSIA CON LA DIREZIONE DELLA RESISTENZA PASSIVA σ'_p (ORIZZONTALE), E LE TRACCE DI QUESTI DUE PUNTI PRENDONO SEMPRE IL NOME DI "DIREZIONI CARATTERISTICHE DELLO STATO DI SFORZO".

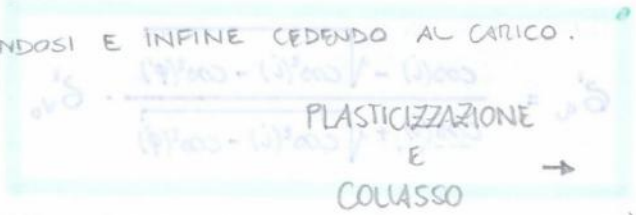


PER QUANTO RIGUARDA GLI ORDINI DI GRANDEZZA DEI DUE COEFFICIENTI SI PRENDANO A RIFERIMENTO I SEGUENTI VALORI, RICORDANDO CHE $K_0 = 0.35 \div 0.70$:

$$K_a \approx 0.3$$

$$K_p \approx 3$$

LA RILEVANZA PRATICA DELLO STUDIO DI K_p APPARE EVIDENTE SE SI CONSIDERA AD ESEMPIO IL CASO DI UN DIAPHRAGMA CHE SEPARA DUE ANFISSI DI TERRA, UNO DI MONTE E UNO DI VALLE. DI QUESTI IL PRIMO, PIÙ CONSISTENTE IN TERMINI DI PESO PROPRIO, ESERCITA UNA SPINTA ATTIVA, MENTRE IL SECONDO PIÙ LEGGERO OPpone UNA RESISTENZA PASSIVA, PER LA QUALE È NECESSARIO CHE K_p NON SIA TROPPO BASSO, OSSIA BASSO AL PUNTO TALE DA NON CONSENTIRE NEMMENO DI PROCEDERE CON GLI ACCONCIAMENTI DEL CASO PER RINFORZARE LA PARATEA PRIMA CHE QUESTA COLASSI SOTTO LA SPINTA DELL'AMMASSO DI MONTE RUOTANDO DOPPIA INTORNO AD UN CENTRO DI ISTANTANEA ROTAZIONE, PLASTICIZZANDOSI E INFINE CEDENDO AL CARICO.



(5)

CONSIDERAZIONI ANALOGHE POSSONO ESSERE SVOLTE PER LA RICERCA DEL MASSIMO VALORE POSSIBILE PER LA TENSIONE AGENTE SUL PIANO VERTICALE. IN QUESTO CASO BASTA OSSERVARE CHE LA TENSIONE VERTICALE SARÀ RAPPRESENTATA DAL PUNTO P E L'ORIGINE DEI PIANI DAL PUNTO M, PER CUI RISULTA:

$$\sigma'_p = \frac{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi')}}{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi')}} \cdot \sigma'_{v_0}$$

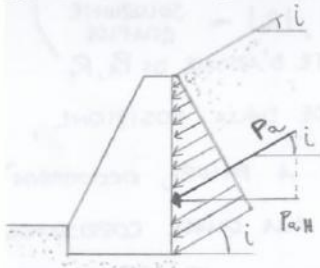
CONDIZIONE LIMITE PASSIVA DI RANKINE

N.B. $K_{p1} = \frac{1}{K_{a2}}$

$i = 0 \rightarrow K_{p1} = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')}$
CASO SEMPLICE

OSSERVAZIONE:

L'APPLICAZIONE DELLA TEORIA DI RANKINE AL CALCOLO DELLA SPINTA SULLE OPERE DI SOSTEGNO PONE IMPLICITAMENTE UNA RESTRIZIONE ALL'ATTRITO MOBILITATO TRA SUPERFICIE INTERNA DI UN MURO E TERRENO, GIACCHÉ LA RETTA D'AZIONE DELLA RISULTANTE DEVE ESSERE PARALLELA ALLA SUPERFICIE DEL TERRAPIENO. COME CONSEGUENZA, NEL CASO SEMPLICE DI PIANO CAMPAENA ORIZZONTALE, CIÒ COMPORTA L'ASSENZA TOTALE DI ATTRITO, DOVENDO ESSERE TALE SPINTA ORIZZONTALE (IN GENERALE VALE $\delta = i$).



$$P_{aH} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{a0} \cos(i)$$

SOLUZIONE STATICA (A FAVORE DI SICUREZZA)

LA DIREZIONE DELLA SPINTA ATTIVA DIPENDE SEMPRE DALLA PEGGIORAZIONE DEI PIANI CONVEGATI, MENTRE NON CAMBIA AL VARIARE DELLA NATURA E DELLA GEOMETRIA DELL'OPERA DI SOSTEGNO.

METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE DI COULOMB (1773)

PRIMA DI RANKINE, COULOMB AVEVA RISOLTO NEL 1773 IL PROBLEMA DELLA DETERMINAZIONE DELLA SPINTA ESERCITATA DAL TERRENO SU UN'OPERA DI SOSTEGNO, USANDO UN PROCEDIMENTO CHE OGGI INDICHIAMO COME "METODO DELL'EQUILIBRIO GLOBALE".

IN TERMINI ALQUANTO GENERALI, IL PROCEDIMENTO CONSISTE NELL'INDIVIDUARE UN MECCANISMO E NEL DERIVARE IL CARICO DI COLLASSO DA CONSIDERAZIONI DI EQUILIBRIO GLOBALE.

➤ STATO LIMITE ATTIVO

SE APPLICATO AL CASO DELLA SPINTA ATTIVA, IL METODO CONSIDERA L'EQUILIBRIO DI UN CUNEO DI TERRENO ABC (ASSIMILATO AD UN CORPO RIGIDO), DELIMITATO A MONTE DALLA SUPERFICIE DEL TERRAPIENO E DA QUELLA DI SCIVOLAMENTO E A VALLE DAL MURO.

ASSUMENDO CHE SIA VALIDO IL CRITERIO DI ROTTURA DI COULOMB, LA REAZIONE R_i AGENTE SULLA SUPERFICIE AC DI SCIVOLAMENTO HA OBLIQUITÀ φ' RISPETTO ALLA NORMALE ALLA SUPERFICIE STESSA. INOLTRE SE δ È L'ANGOLO DI ATTRITO CHE CARATTERIZZA L'INTERFACCIA MURO-TERRENO, LA SPINTA ATTIVA P_a HA UN'OBLIQUITÀ δ RISPETTO ALLA NORMALE AL MURO.

IL PESO W_t DEL CUNEO DI SPINTA È UN VETTORE DI CUI SI CONOSCE TUTTO: AUNA RETTA D'AZIONE COSTANTEMENTE DIRETTA NORMALMENTE ALLA SUPERFICIE ORIZZONTALE DEL TERRENO, QUINDI PER LE NOSTRE RAPPRESENTAZIONI SI CONSIDERA VERTICALE; IL VERSO È INTERNO; IL MODULO DIPENDE DALLA MASSA DEL TERRENO RACCHIUSO NEL CUNEO E DALL'ACCELERAZIONE DI GRAVITÀ; IL PUNTO DI APPLICAZIONE ⑦

➤ STATO LIMITE PASSIVO

L'ASSUNZIONE DI UNA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PIANA NON È CONGRUENTE CON L'IPOTESI CHE VI SIA ATTRITO TRA MURO E TERRENO, PER CUI, MENTRE IL VALORE DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA CALCOLATO CON LA TEORIA DI COULOMB È IN ACCORDO CON I VALORI DEDUCIBILI DA ANALISI PIÙ RAFFINATE, QUELLO DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA PASSIVA RISULTA SOVRASTIMATO (E PERTANTO NON CAUTEATIVO), SOPRATTUTTO IN PRESENZA DI VALORI DELL'ANGOLO DI ATTRITO MURO-TERRENO $\delta > \phi'/3$.

PER TALE MOTIVO NON SI RIPORTA L'ESPRESSIONE DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA PASSIVA, MENTRE SI RACCOMANDA LA FORMULA DI LANCELLOTTA (2002) O DI SOKOLOWSKI (1985), BASATA SUL METODO DELLE CARATTERISTICHE.

➤ IL METODO DI COULOMB E IL TEOREMA CINEMATICO DELLA PLASTICITÀ

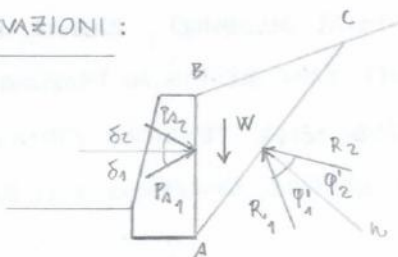
POICHÉ IL TEOREMA CINEMATICO FORNISCE UNA STIMA PER ECCESSO DEL CARICO DI COLASSO, IL PROCEDIMENTO DOVREBBE PREVEDERE LA RICERCA DEL MECCANISMO CHE MINIMIZZA L'ESPRESSIONE DEL CARICO DI COLASSO, MENTRE NEL METODO DI COULOMB SI RICERCA IL MASSIMO DELLA SPINTA ATTIVA. QUESTO ASPETTO POTREBBE INGENERARE CONFUSIONE, MA LE COSE SI CHIARISCONO SE SI OSSERVA CHE NEL PROBLEMA CHE SI STA ESAMINANDO IL CARICO CHE DETERMINA IL COLASSO È RAPPRESENTATO DAL PESO PROPRIO DEL CUNEO, MENTRE LA SPINTA ATTIVA RAPPRESENTA LA REAZIONE VINCOLARE CHE IL MURO DEVE ESSERE IN GRADO DI OFFRIRE PER IMPEDIRE IL COLASSO.

PERTANTO, POICHÉ, IN ACCORDO CON IL TEOREMA CINEMATICO, SE IL LAVORO DELLE FORZE ESTERNE EGUALLA L'ENERGIA DISSIPATA DEVE NECESSARIAMENTE VERIFICARSI IL COLASSO, A PARITÀ DI PESO PROPRIO DEL CUNEO (CHE NON PUÒ ESSERE AMPLIFICATO) IL COLASSO È DETERMINATO DA UN'INSUFFICIENTE REAZIONE (SPINTA ATTIVA) E PERTANTO L'OTTIMIZZAZIONE DELLA SOLUZIONE VA IN QUESTO CASO EFFETTUATA ESPLORANDO I DIVERSI MECCANISMI E RICERCANDO IL MASSIMO VALORE DELLA SPINTA RICHIESTO PER ASSICURARE L'EQUILIBRIO.

NONOSTANTE TALE ASPETTO, CHE COLLOCEREBBE LA SOLUZIONE OTTENUTA CON IL METODO DI COULOMB TRA LE SOLUZIONI NON CONSERVATIVE, L'ESPERIENZA HA MOSTRATO CHE TALE METODO PORTA A STIME MAGGIORI DELLA SPINTA ATTIVA (ERRORE TRASCURBILE), MENTRE RIBADIATO CHE NON AVVIENE LA STESSA COSA PER LA RESISTENZA PASSIVA (ERRORE SOSTANZIALE).

INOLTRE, IL VANTAGGIO DI POTER APPLICARE AGEVOLMENTE TALE PROCEDURA ANCHE A CASI COMPLESSI, CARATTERIZZATI DA CONFIGURAZIONI GEOMETRICHE DEL TUTTO GENERALI E PROFILI STRATIGRAFICI NON OMOGENEI, NE GIUSTIFICA L'AMPIA DIFFUSIONE NELLA PRATICA INGEGNERISTICA.

OSSERVAZIONI:



TRA LE DUE POSSIBILI COMBINAZIONI DI P_A E DI R RIFERITE AD ANGOLO $\delta_1 = \delta_2$ E $\phi'_1 = \phi'_2$, BISOGNA SCEGLIERE QUELLA CHE HA R RIVOLTA VERSO L'ALTO, IN QUANTO SI STA IPOTIZZANDO UN CINEMATISMO DI SCIVOLAMENTO. DI CONSEGUENZA ANCHE P_A PUNTA VERSO L'ALTO.

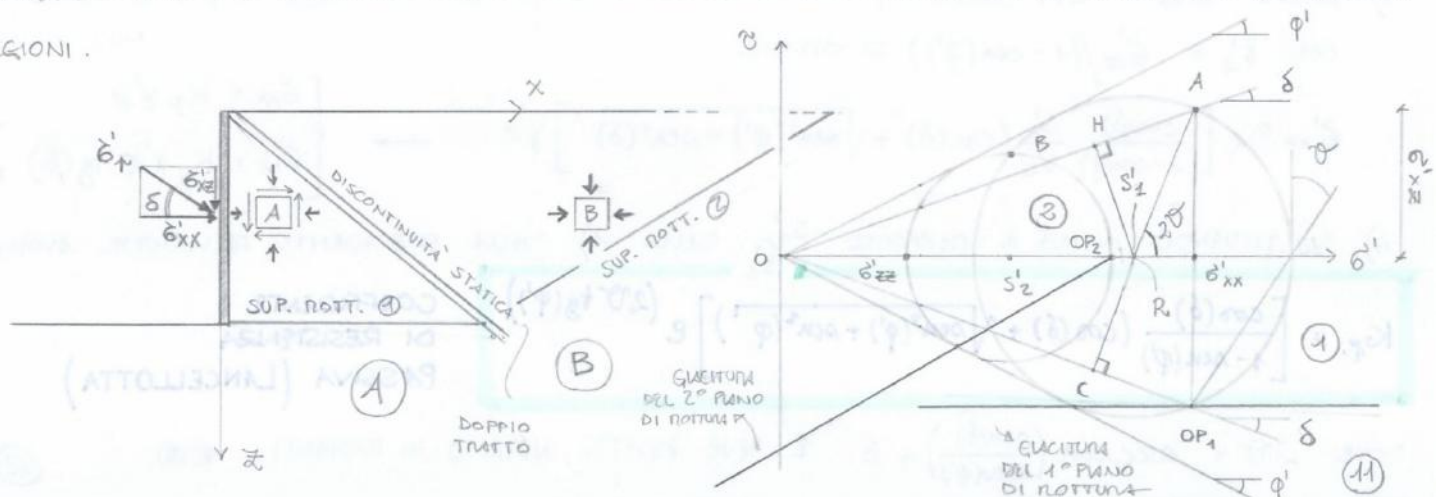
UN MODO CONVENIENTE DI RISOLVERE IL PROBLEMA CONSISTE NELL'IMMAGINARE DI SUDDIVIDERE IL DOMINIO IN UN NUMERO DI REGIONI DISTINTE, SEPARATE DA SUPERFICIE PIANE. ALL'INTERNO DI OGNI REGIONE SI ASSUME CHE LO STATO TENSIONALE SIA CONTINUO, CHE SIANO SODDISFATTE LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO E IL CRITERIO DI ROTTURA E CHE LE DIREZIONI PRINCIPALI SIANO COSTANTI, MENTRE NEL PASSAGGIO DA UNA REGIONE ALL'ALTRA, LO STATO DI SFORZO E' DISCONTINUO. SI IMMAGINI DI OTTENERE DUE REGIONI DIVISE DA UN'UNICA SUPERFICIE DI SEPARAZIONE; DA CIASCUNA DI QUESTE PARTICOLARI REGIONI ESTRAPOLIAMO DUE ELEMENTI DI VOLUME, DI CUI IL PRIMO A RIDOSSO DELLA FRONTIERA IN MODO TALE DA POTER ASSUMERE CHE LE TENSIONI TANGENZIALI AGENTI SULLE SUPERFICIE DEL CUBETTO NEL S.R. (x, z) RIPORTATO SOTTO, SIANO VEROSIMILMENTE UGUALI IN MODULO ALLA COMPONENTE TANGENZIALE DELLA RESISTENZA PASSIVA PRODOTTA DALLA PARETE (FRONTIERA DEL DOMINIO). PER QUANTO RIGUARDA IL SECONDO ELEMENTINO, O SI PRENDE AD UNA DISTANZA NOTENDE DALLA FRONTIERA, E SI IPOTIZZA CHE SULLE SUE FACCE, ORIENTATE ESATTAMENTE COME QUELLE DEL PRIMO CUBETTO, AGISCONO SOLO TENSIONI NORMALI, L CHE SIGNIFICA CHE TALI TENSIONI SONO PRINCIPALI, COME IL S.R. (x, z) .

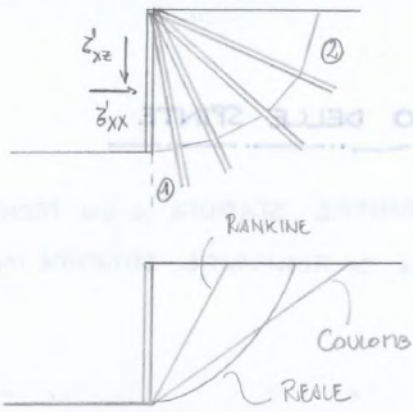
SE LO STATO DI SFORZO NON E' PIU' OMOGENEO, MA VARIA DA PUNTO A PUNTO, SIGNIFICA CHE IL S.R. DEGLI ASSI PRINCIPALI DI TENSIONE RUOTA E SOLO A UNA CERTA DISTANZA DALLA FRONTIERA DEL DOMINIO PUO' DIRSI COINCIDENTE CON (x, z) .

CON L'INTRODUZIONE DI UNA SUPERFICIE DI SEPARAZIONE TRA LE DUE REGIONI OMOGENEE CADONO LE IPOTESI DI RANKINE (STATO DI SFORZO OMOGENEO \rightarrow DISOMOGENEO) E DI COULOMB (SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO PIANA \rightarrow SPEZZATA).

LA RETTA CHE DISCRETIZZA IL DOMINIO SUDDIVIDENDOLO IN DUE MICRO-REGIONI (SI NOTI CHE QUESTA E' UNA SUDDIVISIONE SEMPLICE, CHE DI FATTO NON PUO' CONSIDERARSI PRATICAMENTE APPLICABILE PERCHE' POCO INDICATIVA DELLA REALE RIPARTIZIONE DEGLI SFORZI) E' DETTA "DISCONTINUITA' STATICA" PERCHE' RAPPRESENTA IL CONFINE LINEO IL QUALE CAMBIANO LE CONDIZIONI CHE GARANTISCONO L'EQUILIBRIO STATICO DEI SINGOLI PUNTI E DELL'INTERO DOMINIO.

POICHE' SI E' SCELTO DI DIVIDERE IL DOMINIO IN DUE REGIONI OMOGENEE DAL PUNTO DI VISTA DELLE TENSIONI BISOGNERA' DISEGNARE UN UGUALE NUMERO DI CERCHI DI MOHR. LO STESSO SAREBBE STATO SE AVESSIMO SCELTO DI SUDDIVIDERE IL DOMINIO IN UN INDEFINITO NUMERO DI REGIONI.





DISCRETIZZANDO IN n REGIONI IL DOMINIO, CON n MOLTO ELEVATO, SI MIGLIORA LA CONFIGURAZIONE DELLA SUPERFICIE DI SCIoglimento REALE CHE NATURALMENTE NON È LINEARE, NÈ SI TRATTA DI UNA SPEZZATA, BENSÌ DI UNA CURVA. PERTANTO SU RANKINE SIA COULOMB HANNO INTRODOTTO IPOTESI SEMPLIFICATIVE CHE HANNO PRODOTTO SUPERFICI APPROSSIMATE.

RANKINE → SOTTOSTIMA DI σ'_n (SICUREZZA)

COULOMB → SOTTOSTIMA DI σ'_n (NO SICUREZZA)

POICHÈ NELLA REALTÀ NON SI VERIFICANO SALTII, DOVREMO AVERE ∞ RETTE DI DISCONTINUITÀ STATICA, OTTENENDO COSÌ ∞ CERCHI DI MOHR TRA QUELLI DELLE REGIONI ESTERNE (1) E (2).

PER $\delta = 0$, OVIERO SENZA ATTRITO TRA PARETE E MURO, SI RICADE NEL CASO PARTICOLARE DI RANKINE, CON $k_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$. QUESTA SOLUZIONE, PIÙ CAUTELATIVA DI TUTTE LE ALTRE, PUÒ ESSERE UTILE PER PREVENIRE DANNI IN CASO DI SPINTE ATTIVE CHE ASSUMONO VALORI OCCASIONALMENTE MAGGIORI DI QUELLE DOVUTE AL PESO PROPRIO DEL TERRENO SULLA PARETE, AD ESEMPLO DURANTE UN SISMA (ONDE TRASVERSALI).

	$\varphi' = 30^\circ$	$\varphi' = 35^\circ$
(RANKINE) $\delta/\varphi' = 0$	$k_p = 3$	$k_p = 3.7$
(LANCELLOTTA) $\delta/\varphi' = 1/2$	$k_p = 4.5$	$k_p = 6$

COEFFICIENTE k_p DI LANCELOTTA

SOLUZIONE BASATA SUL TEOREMA STATICO DELLA PLASTICITÀ

VALORI DALLA PARTE DELLA SICUREZZA

(k_p MAI AL PIÙ MAGGIORE, MA MAI MINORE)

⊗

⊗⊗

→ IL CALCOLO PRATICO DELLE SPINTE

LA FORMA E L'ESTENSIONE DELLE ZONE DI EQUILIBRIO LIMITE SONO FORTEMENTE INFLUENZATE DALL'ATTRITO CHE SI SVILUPPA TRA IL MURO E IL TERRENO, DALL'INCLINAZIONE DEL PAVIMENTO INTERNO DEL MURO, DALL'INCLINAZIONE DEL TERRAPIENO E DAI VINCOLI CINEMATICI AI QUALI È SOGGETTA L'OPERA. È PERTANTO NECESSARIO AVERE BENE IN MENTE LE IPOTESI SULLE QUALI SONO BASATI I METODI DI CALCOLO DELLE SPINTE DISCUSSI NEI PRECEDENTI PARAGRAFI, IN MODO DA ESSERE CONSAPEVOLI DEL LIVELLO DI APPROSSIMAZIONE CHE SI INTRODUCE QUANDO VENGONO UTILIZZATI NELLE VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO.

1) MURI A GRAVITÀ

LE TENSIONI TANGENZIALI, DOVUTE ALL'ATTRITO CHE SI SVILUPPA TRA IL PAVIMENTO INTERNO DEL MURO E IL TERRENO, TENDONO A RIDURRE IL VALORE DELLA SPINTA ATTIVA, PER CUI L'APPLICAZIONE DELLA TEORIA DI RANKINE PORTEREBBE IN QUESTO CASO AD UNA STIMA CAUTELATIVA. PER QUESTO MOTIVO, ALCUNI AUTORI CONSIGLIANO IL RICORSO ALLA TEORIA DI COULOMB, SUGGERENDO PER L'ANGOLO DI ATTRITO δ VALORI COMPRESI TRA $\phi'/2$ E $\frac{2}{3}\phi'$. COERENTEMENTE CON TALE TEORIA, SI SUPPONE CHE LA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO POSSA ESSERE RAPPRESENTATA DA UN PIANO, ANCHE SE LA PRESENZA DELL'ATTRITO MURO-TERRENO COMPORTA UNA ROTAZIONE DEI PIANI PRINCIPALI E MODIFICA LA FORMA DELLA SUPERFICIE DI ROTTURA CHE NON PUÒ PIÙ ESSERE PIANA. L'ERRORE CHE SI COMMETTE IN QUESTO MODO È MODESTO SE SI TRATTA DELLA SPINTA ATTIVA, PENTRÀ NON È ACCETTABILE NEL CASO DELLA RESISTENZA PASSIVA (SOPRATTUTTO IN PRESENZA DI VALORI $\delta > \phi'/3$). PER IL CALCOLO DELLA RESISTENZA PASSIVA, DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE PARTIE, VA RICORDATO CHE I METODI BASATI SULL'EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE, INQUADRABILI NELL'AMBITO DEL TEOREMA CINEMATICO, CONDUCONO A STIME CHE RAPPRESENTANO UN LIMITE SUPERIORE DELLA SOLUZIONE ESATTA E PERTANTO SONO A SFAVORE DI STABILITÀ. OCCORRE DUNQUE RIFARSI ALLE SOLUZIONI RICONDUCEBILI AL TEOREMA STATICO.

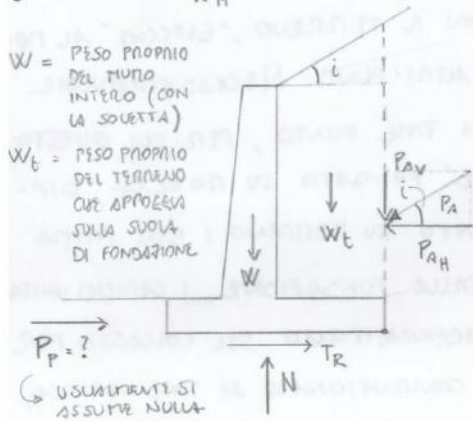
$$\delta = \frac{2}{3}\phi' \Rightarrow P_A = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{a0} \quad \text{con } K_{a0} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2(\beta) \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

TEORIA DI COULOMB

2) MURI A MENSOLO

È PRASSI APPLICARE LA TEORIA DI RANKINE PER CALCOLARE LA SPINTA SULLA SUPERFICIE VERTICALE ESTERNA DEL VOLUME DI TERRA CHE APPREGGIA SULLA SOLETTA, CHE ASSUME IN QUESTO CASO IL RUOLO DI PAVIMENTO VIRTUALE. COSÌ FACENDO SI ASSUME IMPLICITAMENTE CHE LA COSTRUZIONE DEL MURO NON ABBA ALTERATO LE CONDIZIONI INIZIALI DEL TERRENO, CHE SI POSSA INDIVIDUARE UNA PARETE VERTICALE CHE MANTIENE LE CONDIZIONI ESISTENTI IN UN VOLUME INDEFINITO E CHE, CON PICCOLI MOVIMENTI, PRODUCA LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO LIMITE ATTIVO. COERENTEMENTE CON TALE ASSUNZIONE LA RETTA D'AZIONE DELLA SPINTA RISULTA PARALLELA ALLA SUPERFICIE DEL TERRAPIENO E IL TERRENO CHE GRAVA SULLA SVOLA DI FONDAZIONE VIENE SOTTATO AL PESO DEL MURO NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ. IN REALTÀ VA OSSERVATO CHE L'ATTRITO CHE SI SVILUPPA ALLA BASE DELLA FONDAZIONE DEL

NORMALE A TALE PIANO (COMPONENTE $N = W + W_t + P_{AV}$) PER IL COEFFICIENTE DI ATTRITO $tg \delta$. L'ANGOLO DI ATTRITO δ_b È L'ANGOLO CHE CARATTERIZZA IL COMPORTAMENTO DELL'INTERFACCIA FONDAZIONE TERRENO, CONDIZIONATO DALLA NATURA DEL TERRENO E MODALITÀ DI GETTO DELLA FONDAZIONE STESSA (SABBIE E GIOVINE PULITE: $tg \delta = 0,55$; SABBIE E GIOVINE UNOSE: $tg \delta = 0,45$; LIMI: $tg \delta = 0,35$). L'APPROCCIO TRADIZIONALE, BASATO SULL'IMPIEGO DI UN COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE, RICHIEDE CHE IL RAPPORTO TRA LA RESISTENZA $T_R = N \cdot tg \delta_b$ E L'AZIONE DI SPINTA P_{AH} RISULTI NON INFERIORE A 1,5.



$$\left. \begin{aligned} P_{AH} &= P_A \cdot \cos(i) \\ P_{AV} &= P_A \cdot \sin(i) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \delta = i \\ \text{METODO DI} \\ \text{RANKINE} \end{array}$$

$\delta_b < \varphi' \rightarrow$ PER EVITARE IL RISCHIO DI ROTTURA

$$F_s = \frac{T_R}{P_{AH}} = \frac{(W + W_t + P_{AV}) \cdot tg(\delta_b)}{P_{AH}} \geq 1,5$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE ALLO SCORRIMENTO

NELL'APPROCCIO AGLI STATI LIMITE, LA VERIFICA DI SICUREZZA ASSUME LA SEGUENTE RELAZIONE:

$$P_{AH,d} = \frac{N_d \cdot tg(\delta_d)}{\gamma_R}$$

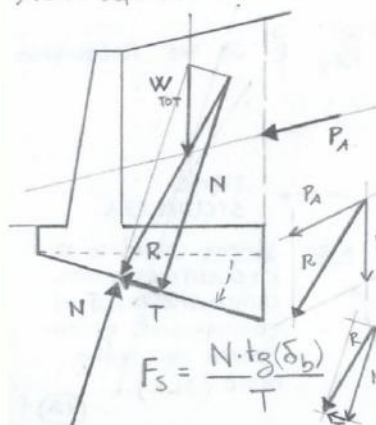
NELLA QUALE I SIMBOLI APPAIONO ORA CON IL PEDICE d, PER SOTTOLINEARE IL FATTO CHE, PER TENERE CONTO DELLE DIVERSE FONTI DI INCERTEZZA SONO STATI APPLICATI I VALORI DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI SUGGERITI DALLE NORME (VALORI DI PROGETTO \rightarrow "DESIGN" \rightarrow d). IN AGGIUNTA, γ_R RAPPRESENTA IL COEFFICIENTE DI SICUREZZA PARZIALE DA APPLICARE ALLA RESISTENZA DEL COMPLESSO STRUTTURA - TERRENO, DA INTERPRETARSI COME UN COEFFICIENTE CHE COPRE LE INCERTEZZE DI MODELLO.

N.B.

LA RESISTENZA PASSIVA, AGENTE A VALLE DELLA FONDAZIONE DEL MURO, È USUALMENTE TRASCURATA, SIA PERCHÈ IN TALE ZONA IL TERRENO È SOGGETTO A CICLI DI IMBIBIZIONE ED ESSICCATO CHE RENDONO ALQUANTO INCERTA LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA, SIA PERCHÈ IL TERRENO, DI MODERATO SPESSORE, PUÒ ESSERE FACILMENTE ASPORTATO O RUPOSO.

OSSERVAZIONE:

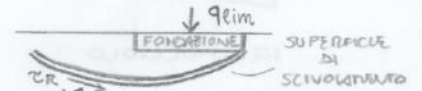
Accorgimenti in caso di verifica non positiva, ossia quando R_i non interseca la fondazione:



R_i DEVE PASSARE DAL PUNTO IN CUI SI INCONTRANO LE RETTE D'AZIONE DI W_{TOT} E P_A PER DARE MOMENTO TOTALE Nullo. SUCCESSIVAMENTE OPERANDO LA SCOMPOSIZIONE DI R_i IN N E T SI PUÒ NOTARE CHE, PUR DOVENDO MANTENERE $R_i = const.$, TRA LE SUE COMPONENTI PUÒ PRODURSI UNA VARIAZIONE RELATIVA CHE, SE AVVIENE A FAVORE DELLA COMPONENTE N , IMPONE UNA RIDUZIONE DELLO SCORRIMENTO T . TALE VARIAZIONE RELATIVA SI VERIFICA MODIFICANDO L'INCLINAZIONE DI R_i E RENDENDOLA PIÙ TENDENTE A UN ORIENTAMENTO VERTICALE.

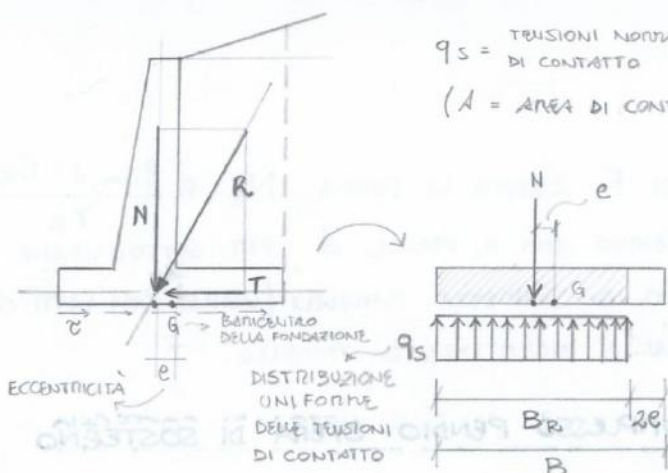
➤ VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

IMMAGINIAMO DI AVERE UNA FONDAZIONE SOGGETTA AD UN CARICO E DI AUMENTARNE PROGRESSIVAMENTE L'INTENSITÀ FINO A CHE NON SIA RAGGIUNTO IL CARICO LIMITE; PER CARICO LIMITE O "CAPACITÀ PORTANTE" DI UNA FONDAZIONE DITTA SI INTENDE IL VALORE DEL CARICO CHE, DISTRIBUITO TRAMITE LA STRUTTURA DI FONDAZIONE SU UNA PORZIONE LIMITATA DEL TERRENO, DETERMINA LE CONDIZIONI DI COLASSO DEL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO (E NON SOLO DI UNO DEI DUE QUINDI), PER FORMAZIONE DI UN MECCANISMO ALL'INTERNO DEL TERRENO (SI GENERA UNA SUPERFICIE DI SCIOLVAMENTO E L'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO SCIOLVA COME UN CORPO RIGIDO SULLA SUPERFICIE DI DISCONTINUITÀ CINEMATICA).



IL CARICO LIMITE DIPENDE DALLA CONFIGURAZIONE DEI CARICHI (INCLINAZIONE E ECCENTRICITÀ DELLA RESULTANTE), DALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE (FORMA E PIANO DI POSA) E DALLA RESISTENZA AL TAGLIO DEL TERRENO ALLE VARIE PROFONDITÀ; NON È QUINDI UNA PROPRIETÀ INTRINSECA DEL TERRENO COSTANTE NEL TEMPO (NON È LEGATO ALLA SUA NATURA).

NEL CASO DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME (PROBLEMA DI DEFORMAZIONE PURA) LA RESISTENZA È RAPPRESENTATA DAL PRODOTTO $q_{lim} B_R$, NEL QUALE IL TERMINE q_{lim} RAPPRESENTA IL VALORE DEL CARICO LIMITE UNITARIO E B_R RAPPRESENTA LA LARGHEZZA DELLA BASE RIDOTTA CHE TIENE CONTO DELL'ECCENTRICITÀ E DEL CARICO ($B_R = B - 2e$). COSÌ FACENDO SI AMMETTE CHE LA BASE B_R SIA INTERAMENTE PASTICIZZATA E INTERESSATA QUINDI DA UNA DISTRIBUZIONE UNIFORME DI TENSIONI DI CONTATTO DI INTENSITÀ PARI AL CARICO LIMITE SPECIFICO (OSSIA PER UNITÀ DI SUPERFICIE). L'AZIONE CHE TENDE A DETERMINARE IL MECCANISMO DI COLASSO IN ESATTE È RAPPRESENTATA DALLA COMPONENTE N NORMALE AL PIANO DI POSA DEL CARICO TRASMESSO ALLA FONDAZIONE. TRADIZIONALMENTE, LA VERIFICA DI SICUREZZA RICHIEDE CHE IL COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE, DEFINITO DAL RAPPORTO TRA IL CARICO LIMITE E LA COMPONENTE NORMALE N , RISULTI SUPERIORE A 2,5 NEL CASO DEI MURI DI SOSTEGNO:



$$q_s = \text{TENSIONI NORMALI DI CONTATTO} = \frac{N}{A} \quad \rightarrow \quad q_{lim} = \frac{N_{lim}}{A} \quad \left(\text{DAI TEOREMI DELLA PLASTICITÀ} \right)$$

(A = AREA DI CONTATTO)

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_s} = \frac{q_{lim} B_R}{N} \geq 2,5$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA GLOBALE AL CARICO LIMITE (SLU)

FONDAZIONE EQUIVALENTE: FONDAZIONE RISPETTO ALLA QUALE IL CARICO N RISULTA CENTRATO ($= B_R$).

FINO A QUESTO PUNTO ABBIAMO SUPPOSTO DI CONDUERE UN'ANALISI ALLO STATO LIMITE, IN QUANTO ABBIAMO OSSERVATO CIÒ CHE AVVIENE PER FONDAZIONI SOTTOPOSTE AL LORO CARICO LIMITE.

PASSIAMO A VEDERE COME CAMBIANO I COMPORTAMENTI ATTESI NELL'ANALISI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO, E PER FARLO DOBBIAMO INTRODURRE LA DEFINIZIONE DI NOCCILO D'INERZIA (19)

➤ PRESENZA DELLA COESIONE

ABBIAMO AVUTO MODO DI OSSERVARE IN PRECEDENZA COME L'INVILUPPO DI TROTTURA DELLE AR-
 GELLE CONSISTENTI NEL PIANO (τ, σ') SIA CARATTERIZZATO DA UNA FURCATA CURVATURA, SO-
 PRATTUTTO IN PROSSIMITÀ DELL'ORIGINE. NE SEQUE CHE L'USUALE LINEARIZZAZIONE DI TALE INVI-
 LUPPO, CHE RISULTEREBBE COSÌ DESCRITTO DALLA RELAZIONE $\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi')$, VA OPERATA
 CON UNA CERTA CAUTELE E CON RIFERIMENTO SEMPRE ALL'INTERVALLO TENSIONALE CARATTERISTICO
 DEL PROBLEMA IN ESAME, IN MODO DA EVITARE UNA SOVRASTIMA DELL'INTERCETTA c' .

CON TALE AVVERTENZA E RESTANDO NELL'AMBITO DELLA SUDETTA APPROSSIMAZIONE, SI
 PONE ORA IL PROBLEMA DI VALUTARE LA SPINTA IN PRESENZA DI ENTRAMBE LE COMPONENTI
 DI RESISTENZA AL TAGLIO (COESIONE E ATTRITO). TALE PROBLEMA PUÒ ESSERE RISOLTO IN MODO
 FORMALMENTE ELEGANTE, RICORRENDO AL TEOREMA DI CAQUOT (1934):

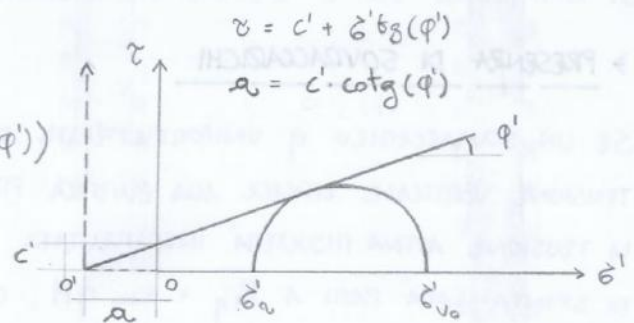
TEOREMA DEGLI STATI CORRISPONDENTI :

LA SOLUZIONE RELATIVA A UN MEZZO CARATTERIZZATO DA c' E φ' PUÒ OTTENERSI DA
 QUELLA RELATIVA AL MEZZO DOTATO SOLO DI ATTRITO INTERNO, OPERANDO UNA TRASLA-
 ZIONE DELL'ORIGINE DELLE σ' , OSSIA IMMAGINANDO CHE IL MEZZO SIA SOGGETTO A
 UNO SFORZO ISOTROPO PARI A $c' \cotg(\varphi')$.

IN BASE A TALE TEOREMA SI PUÒ QUINDI SCRIVERE

$$\sigma'_3 + c' \cotg(\varphi') = \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} (\sigma'_1 + c' \cotg(\varphi'))$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} - 2c' \frac{\cos(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')}$$



E POICHÉ

$$\frac{\cos(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} = \frac{\sqrt{1 - \sin^2(\varphi')}}{1 + \sin(\varphi')} = \frac{\sqrt{(1 - \sin(\varphi'))(1 + \sin(\varphi'))}}{1 + \sin(\varphi')} = \frac{\sqrt{1 - \sin(\varphi')}}{\sqrt{1 + \sin(\varphi')}}$$

DOVRÀ VALERE

$$\sigma'_3 = K_a \sigma'_1 - 2c' \sqrt{K_a}$$

SE IL SEMISPAZIO È DELIMITATO DA UNA SUPERFICIE ORIZZONTALE, SI DEDUCE PERTANTO CHE I VALORI
 ESTREMI DELLA TENSIONE ORIZZONTALE SONO INDIVIDUATI DALLE SEGUENTI ESPRESSIONI:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{v0} - 2c' \sqrt{K_a} \quad \text{SPINTA ATTIVA CON COESIONE}$$

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{v0} - 2c' \sqrt{K_p} \quad \text{RESISTENZA PASSIVA CON COESIONE}$$

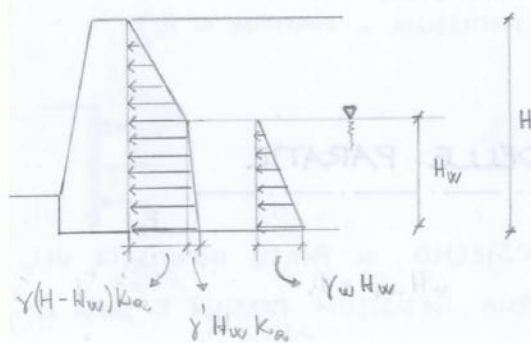
$$K_a = 1/K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} \quad \text{COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E RESISTENZA PASSIVA}$$

➤ PRESENZA DI ACQUA

TERZAGHI E PECK (1967), NEL LORO CLASSICO TRATTATO "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE", SOTTOLINEANO COME NELLA PROGETTAZIONE DEI MURO DI SOSTEGNO LA PREDISPOSIZIONE DI ADEGUATI SISTEMI DI DRENAGGIO E L'ALTEZZA PRESA IN CONSIDERAZIONE DEL PROBLEMA DELLE FONDAZIONI SIANO GLI ASPETTI PIÙ RILEVANTI, CON UN PESO BEN MAGGIORE DELL'ESATTA VALUTAZIONE DELLE SPINTE.

CON RIFERIMENTO AL PRIMO ASPETTO, SI OSSERVA CHE LO SCOPO PRINCIPALE DI UN SISTEMA DI DRENAGGIO È QUELLO DI EVITARE CHE SULL'OPERA POSSANO PRODURSI SPINTE DI ELEVATA INTENSITÀ, E, PER RAGGIUNGERE QUESTO OBIETTIVO, SONO POSSIBILI DIVERSE SOLUZIONI, VOLTE A RIDURRE L'EFFETTO DI RISTAGNO E ACCUMULO DELLE ACQUE A RIDOSSO DELL'OPERA E A PREVENIRE GLI EFFETTI LEGATI ALL'AZIONE DEL GELO.

1) CASO IDROSTATICO: LA SPINTA ESERCITATA DAL TERRENO VA CALCOLATA CON RIFERIMENTO ALE TENSIONI EFFICACI, SOSTITUENDO DUNQUE γ CON γ' (PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME DEL TERRENO SUEFFERITO); A QUESTA BISOGNA AGGIUNGERE LA SPINTA IDROSTATICA DELL'ACQUA.



$$\text{SE } z \leq H - H_w \rightarrow \sigma'_v = \gamma \cdot z; \quad \sigma'_a = K_a \sigma'_v$$

$$\text{SE } z > H - H_w \rightarrow \sigma'_v = \gamma' \cdot z; \quad \sigma'_a = K_a \sigma'_v + u$$

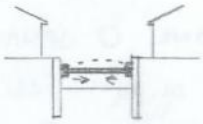
$$P_a = P'_a + P_w = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2$$

SPINTA ATTIVA
CON ACQUA
IN CONDIZIONI
IDROSTATICHE

2) PRECIPITAZIONI: IL TERRAPIENO TENDE A SATURARSI, CON CONSEGUENTE AUMENTO DEL PESO DI VOLUME, E LA PRESSIONE DELL'ACQUA INFLUENZA LA STABILITÀ DELL'OPERA IN MANIERA DIPENDENTE DAI SISTEMI DI DRENAGGIO ADOTTATI. PER ELIMINARE L'ACQUA DI INFILTRAZIONE VENGONO SOLITAMENTE PREDISPOSTI FORI DI SCARICO NEL CORPO DEL MURO E DRENAGGI NEL TERRAPIENO. I PRIMI SONO SOLITAMENTE COSTITUITI DA TUBI DEL DIAMETRO DI 10 CM A INTERASSE (ORIZZONTALE E VERTICALE) DI 1.50 M, MUNITI DI UN FILTRO CHE NE IMPEDISCA L'OCCLUSSIONE. QUESTO MODO DI PROCEDERE PRESENTA PERÒ L'INCONVENIENTE CHE L'ACQUA CHE ESCE DAI TUBI SI INFILTRA NEL TERRENO AL PIEDE

DELLA FONDAZIONE DEL MURO, DOVE È INVECE OPPORTUNO CHE IL TERRENO RISULTI PIÙ ASCIUTTO POSSIBILE. PER ELIMINARE QUESTO INCONVENIENTE SI PUÒ RICORRERE AD UN DRENO CONTINUO A RIDOSSO DELLA PARETE INTERNA DEL MURO, CON SBocchi SITUATI ALE ESTREMITÀ DEL MURO STESSO, E PER DETERMINARE IL VALORE DELLA PRESSIONE DELL'ACQUA IN OGNI PUNTO DELLA POTENZIALE SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SI RICORRE ALLA COSTRUZIONE DELLA GIÀ NOTA RETE DI FLESSO. NOTO AD ESERPIO IL RETICOLO DI FILTRAZIONE, LA PRESSIONE NEL GENERICO PUNTO A SI OTTIENE OSSERVANDO CHE ESSO APPARTIENE ALLA STESSA EQUIPOTENZIALE PASSANTE PER IL PUNTO A', CHE SI TROVA A PRESSIONE ATMOSFERICA E QUINDI NULLA, E RISULTA PERTANTO PARIA A $\gamma_w \Delta z$. UNA VOLTA DETERMINATA LA RISULTANTE S_w DELLE PRESSIONI DELL'ACQUA (AGENTI SULLA SUPERFICIE DI SCIOLVIMENTO), (33)

2) COLLASSO DI TIPO STRUTTURALE → DIMENSIONAMENTO SBALEATO O PROBLEMI DI INSTABILITÀ DEI PUNTONI O DI SFILAMENTO DEI TIRANTI.



- ANCHE SE IL PUNTO NON RAGGIUNGE LA CONDIZIONE DI SLU (RESISTENZA A ROTAZIONE) PUÒ SUTTERE DI LAVORARE CORRETTAMENTE PER L'INSORGERE DI PERTURBAZIONI CHE PORTANO AD AVERE INSTABILITÀ ELASTICA (SLE).
- D'ALTRA PARTE, SE L'UNICO TRATTO VINCOLATO DEL TIRANTE, CIOÈ IL SUO ANCORAGGIO, NON È PIÙ ASSICURATO AL TERRENO, MA SI SFILA, SI CREA UN MECCANISMO.

3) COLLASSO DI TIPO GEOSTATICO → MECCANISMO DOVUTO A SCARSA RESISTENZA PASSIVA.

➤ PARATIA CON VINCOLO CINEMATICO (ANCORAGGIO)

- DATI: H, a, P_A, P_P
- INCOGNITE: d, T

- I) SI IPOTIZZA UN MECCANISMO CINEMATICAMENTE AMMISSIBILE → ROTAZIONE INTORNO AL PUNTO VINCOLATO DELLA PARATIA (C.IST.NOT.)
- II) SI IPOTIZZA CHE LA PARATIA SI COMPORTI COME UN CORPO FLECIDO (NO DEFORMAZIONI)
 - ↳ LE DEFORMAZIONI PASTICHE DEL TERRENO IN FASE DI COLLASSO SONO MARCATAMENTE PIÙ EVIDENTI DI QUELLE ELASTICHE DELLA PARATIA, CHE PERTANTO SI CONSIDERANO NULLE.

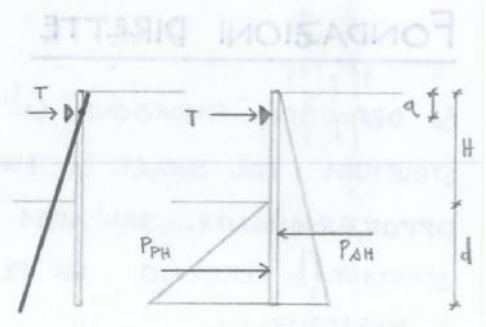
- III) COULOMB ($\delta = \frac{2}{3} \phi'$) → K_a → $P_{AH} = P_A \cos(\delta)$ APPLICATA A $\frac{1}{3}$ DI $(H+d)$
- LANCULLOTA ($\delta = \phi'_{(2)}$) → K_p → $P_{PH} = P_P \cos(\delta)$ APPLICATA A $\frac{1}{3}$ DI d

IV) $\sum M(A) = 0 \rightarrow P_{AH} \left[\frac{2}{3}(H+d) - a \right] - \frac{P_{PH}}{F_S^P} \left[\frac{2}{3}d + (H-a) \right] = 0 \rightarrow \textcircled{d}$

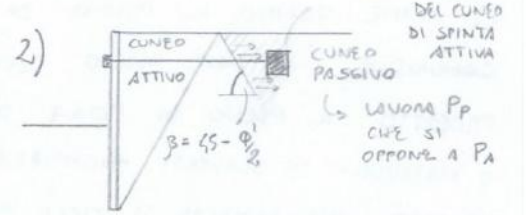
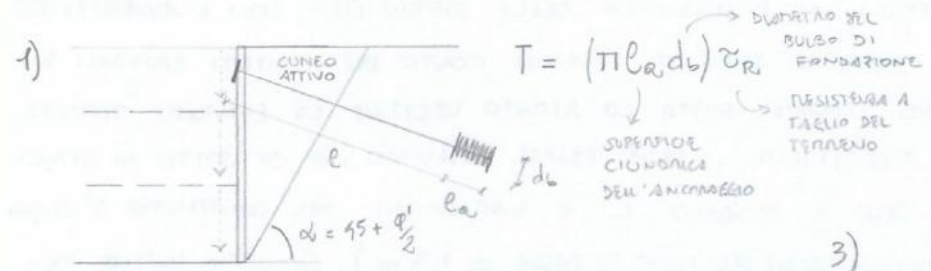
$\sum H = 0 \quad P_{AH} - \frac{P_{PH}}{F_S^T} - T = 0 \rightarrow \textcircled{T}$

⊗ $F_S^P = 2$
 $F_S^T = 1.25$

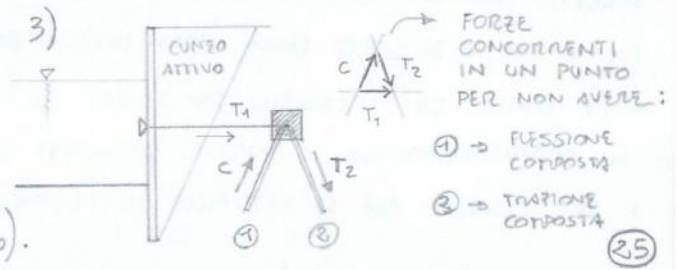
I COEFFICIENTI DI SICUREZZA SONO DIVERSI TRA LORO PERCHÈ NON SI HA IL CONTROLLO SULLE VARIAZIONI DI P_{PH} , MA SI HA SU T , IN QUANTO È POSSIBILE COLLEGARE I TIRANTI CON LA TECNICA DEL PRETENSIONAMENTO, ATTUABILE PRIMA DELLA MESSA IN OPERA.



N.B. GLI ANCORAGGI POSSONO ESSERE EFFETTUATI IN VARI MODI:



VINCOLARE LA PARATIA DOPO LE PRIME FASI DI SGOVO, PER EVITARE CHE ESSA SI INFLETTA, RILIBERANDO UN TIRANTE CHE PROSEGUA IN PROFONDITÀ FINO AD USCIRE DEL CUNEO DI SPINTA ATTIVA E CON IL BULBO LONTANO DALLA SUPERFICIE (PER EVITARE CHE SI DIVOLTO).



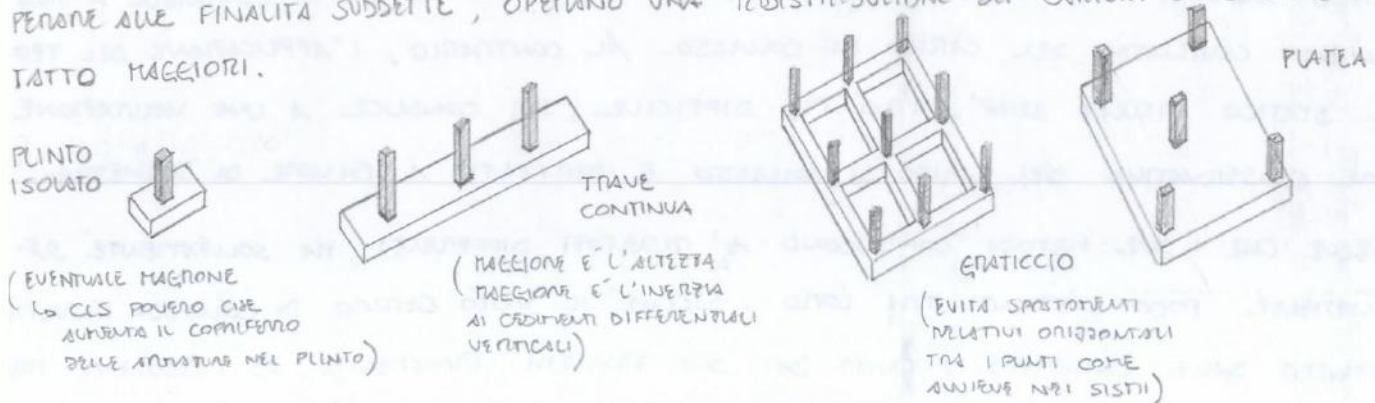
A QUESTI ACCORGIMENTI DI SICUREZZA SI AGGIUNGONO ALCUNE CONSIDERAZIONI GENERALI CHE TROVANO PERÒ AMPI RISCONTRI PRATICI E SONO PERTANTO INQUADRATE IN UNA VALUTAZIONE ANALITICA RIGOROSA:

- DEVONO ESISTERE MARGINI DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEL CARICO LIMITE CHE PORTA AL COLLASSO IL SISTEMA FONDAZIONE - TERRENO (SLU);
- I CEDIMENTI TOTALI E DIFFERENZIALI (OSSIA ASSOLUTI E RELATIVI TRA UN PUNTO E GLI ALTRI DELLA FONDAZIONE) DEVONO RIENTRARE NEI LIMITI PRESTABILITI, I QUALI DIPENDONO DALLA TIPOLOGIA STRUTTURALE (SLE) → PIÙ RESTRITTIVO;
- LA FONDAZIONE DEVE GARANTIRE UNA CERTA DURABILITÀ ALLA STRUTTURA PERCHÉ NON SARÀ NE' ISPEZIONABILE NE' RIPARABILE → DETTAGLI DI PROGETTO (CORRIFERRO, POSA DELLE ARMATURE, FASE DI GETTO, ...).

UN ERRORE NELLA PROGETTAZIONE DELLE FONDAZIONI SI RIPERCUOTE E TALORA SI APPLICHA SU TUTTA LA STRUTTURA, QUINDI PROVOCA DANNI GLOBALI (NON LOCALIZZATI).

SOLITAMENTE SI REALIZZANO SCHEMI PUNTUALI, DEFINITI "PLINTI DI FONDAZIONE", QUANDO SI PUÒ FARE AFFIDAMENTO SU TERRENI DI BUONE CARATTERISTICHE MECCANICHE (AFFRUSO ROCCIOSI, SABBIE E GHIAIE MOLTO DENSE, ARGILLE DURE) E COMUNQUE TALI DA ESCLUDERE IL VERIFICARSI DI CEDIMENTI DIFFERENZIALI SIGNIFICATIVI.

NEGLI ALTRI CASI, SI ADOTTANO SCHEMI CONTINUI (IN CEMENTO ARMATO: TRAVI ROVERSCIE, GRATICCI E PLATEE; IN MURATURA: MURATURE CONTINUE, ARCHI E VOLTE ROVERSCIE), CHE, PER OTTENERE ALLE FINALITÀ SUDETTE, OPERANO UNA RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI SU SUPERFICI DI CONTATTO MAGGIORI.



QUANDO L'UTILIZZO DI FONDAZIONI DIRETTE NON CONSENTE DI MINIMIZZARE I CEDIMENTI TOTALI E DIFFERENZIALI DELLA SOMMASTRUTTURA O NON GARANTISCE ADEGUATI MARGINI DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEL COLLASSO DEL SISTEMA STRUTTURA - TERRENO, SI RICORRE A FONDAZIONI SU PALI, DETTE ANCHE "FONDAZIONI PROFONDE". TALE SITUAZIONE È MOLTO FREQUENTE NEL CASO DI AREELE TENDE, OSSIA TERRENI FORTEMENTE INSTABILI. L'OBIETTIVO È TRASFERIRE IL CARICO DELLA SOMMASTRUTTURA AL TERRENO IN MANIERA DIFFERENTE RISPETTO A QUANTO AVVIENE NELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI: ESSE INFATTI GARANTISCONO STABILITÀ TRAMITE LE TENSIONI DI CONTATTO SFRUTTANDO L'AMPIEZZA DELLA LORO BASE D'APPOCCIO; INVECE LE FONDAZIONI SU PALI CHE HANNO BASE TRASCURABILE RISPETTO ALLA LORO ALTEZZA, TRASFERISCONO IL CARICO TRAMITE L'ATTRITO LATERALE ($l \gg d \rightarrow$ ATTRITO LATERALE \gg TENSIONI DI CONTATTO). (27)

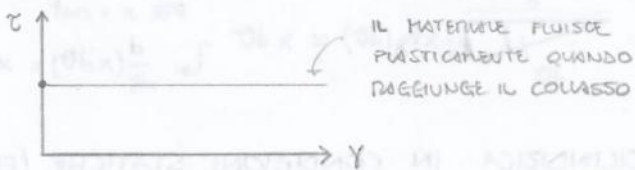
OSSIA SENZA VARIAZIONI DEL CONTENUTO D'ACQUA. INOLTRE, L'ANALISI DEI PERCORSI DI SOLLECITAZIONE CONDUCE ANCHE ALLA CONCLUSIONE CHE LO SVILUPPO DI SOVAPRESSIONI INTERSTIZIALI POSITIVE (COME DI FATTO AVVIENE NELLE ARGILLE TENERE) CONFIGURA LA CONDIZIONE NON DRENATA COME LA CONDIZIONE PIÙ CRITICA PER LA STABILITÀ DELL'INSIEME FONDAZIONE - TERRENO, PER CUI È DI INTERESSE DETERMINARE IL CARICO LIMITE RAGGIUNGIBILE IN TALE CONDIZIONE.

COME GIÀ DISCUSO IN PRECEDENZA LA CONDIZIONE NON DRENATA DI CARICO VIENE NORMALMENTE ESAMINATA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (PER CUI ANCHE ALLE DIFFICOLTÀ LEGATE ALLA PREVISIONE DELLE SOVAPRESSIONI INTERSTIZIALI) E CON TALE ASSUNZIONE IL CRITERIO DI ROTTURA SI RIDUCE A QUELLO DI UN MATERIALE PURAMENTE COESIVO, CON RESISTENZA AL TAGLIO ESPRESSA DALLA RESISTENZA NON DRENATA $s_u : \tau_R = s_u$.

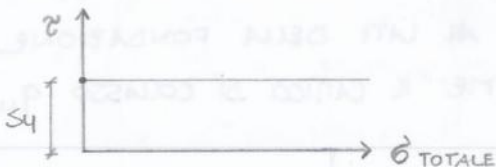
➤ APPLICAZIONE DEL TEOREMA CINEMATICO

I POTESI PRELIMINARI :

- 1) LEGAME COSTITUTIVO DEL MATERIALE → MEZZO PERFETTAMENTE PLASTICO E RIGIDO



- 2) CRITERIO DI ROTTURA → RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA



TEOREMA CINEMATICO :

" SE IN UN MECCANISMO DI COLLASSO CINEMATICAMENTE AMMISSIBILE (OSSIA UN MECCANISMO CHE NON COMPORTI STRAPPI, SEPARAZIONE O SOVAPPOSIZIONE DI MATERIA), LA POTENZA DEI CARICHI ESTERNI EGUALGA LA POTENZA DISSIPATA, SI VERIFICA DI SICURO IL COLLASSO E I CARICHI ESTERNI RAPPRESENTANO UN LIMITE SUPERIORE DEI VALORI DI COLLASSO O AL PIÙ COINCIDONO CON ESSI."

CRITERI PER LA SCELTA DEI MECCANISMI DI COLLASSO CINEMATICAMENTE AMMISSIBILI :

- 1) SCOMPOSIZIONE DEL TERRENO IN BLOCCHI RIGIDI, SEPARATI DA BANDE SOTTILI ALL'INTERNO DELLE QUALI DEVONO CONCENTRARSI LA DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA MECCANICA E GLI SCORRIMENTI RELATIVI TRA GLI STESSI BLOCCHI. LO SPESSORE DI TALI BANDE

CAMENTE E RIGIDAMENTE, LA POTENZA DOVUTA AI CARICHI ESTERNI EGUALERÀ QUELLA DISSIPATA LUNGO LA SUPERFICIE DI DISCONTINUITÀ.

CALCOLO DELLA POTENZA DISSIPATA SULLA SUPERFICIE DI ALTEZZA UNITARIA:

$$P_{diss} = 1 \cdot \int_0^{\pi} [s_u (R d\alpha)] (d\dot{\theta} R) = \int_0^{\pi} s_u R^2 d\dot{\theta} d\alpha = s_u R^2 d\dot{\theta} [\alpha]_0^{\pi}$$

PROFONDITÀ DELLA SUPERFICIE → ELEMENTO DI SUPERFICIE SEMICILINDRICA DI RAGGIO R E ANGOLO $d\alpha$ → ROTAZIONE NELL'UNITÀ DI TEMPO → VELOCITÀ DI ROTAZIONE

MATERIALE OMOGENEO " cost. → RAGGIO DI UNA SUPERFICIE CILINDRICA A BASE CIRCOLARE " cost. → ARBITRARIO " cost. →

FORZA DI ATTRITO SUPERFICIALE ← RISULTANTE DI s_u SU R $d\alpha$ →

$\pi s_u R^2 d\dot{\theta}$
 $\pi s_u B^2 d\dot{\theta}$
 (POICHÉ È $R \equiv B$ PER COSTRUZIONE)

APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DEI LAVORI VIRTUALI:

$$L_e = dt [P_{q_{um}} - P_q] = L_{q_{um}} - L_q$$

LAVORI CHE TENDONO A BILANCIARSI

$$L_i = dt [P_{diss}] = E_{diss}$$

$L_e = L_i$ → NELL'AMBITO DEI CORPI RIGIDI DOVREBBE ESSERE $L_i = 0$, MA POICHÉ SIAMO NELLA TEORIA DELLA PLASTICITÀ IL COLASSO DEVE AVVENIRE PER UNA CONDIZIONE LIMITE CHE PREVEDE L'ACCUMULO DI UNA SOLLECITAZIONE INTERNA CHE POI SI DISSIPAZIONE Istantaneamente (CONDIZIONE IDEALE, QUINDI NON REALE, MA ASSUNTA VERA PER IPOTESI) E NON PRODUCE DEFORMAZIONI DI TIPO ELASTO-PLASTICO, MA SEMPLICEMENTE SOSTIENE IL MECCANISMO DI COLASSO IPOTIZZATO.

$$q_{um} \frac{B^2}{2} d\dot{\theta} - q \frac{B^2}{2} d\dot{\theta} = \pi s_u B^2 d\dot{\theta} \rightarrow q_{um} = 2\pi s_u + q$$

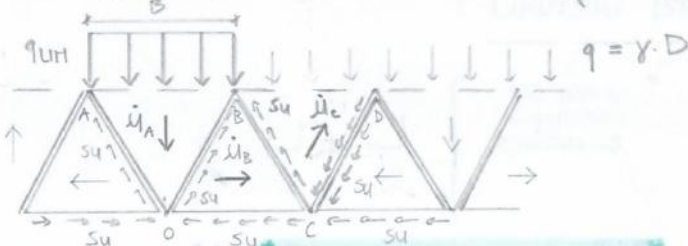
1° SOLUZIONE CON IL TEOREMA CINEMATICO (LIMITE SUP. A SFAVORE DI SICUREZZA)

N.B.

$$q_{um} = f(s_u, \gamma, D) \text{ ESSENDO } q = \gamma \cdot D$$

$$q_{um} \neq f(B, d\dot{\theta}) \text{ ESSENDO } B \text{ UN TRATTO FINITO SU UN PIANO COMPAGNA SUPPOSTO INFINITAMENTE ESTESO E } d\dot{\theta} \text{ SCELTA ARBITRARIAMENTE}$$

② → CERCHIAMO DI OTTIMIZZARE (E QUINDI MINIMIZZARE) q_{um}

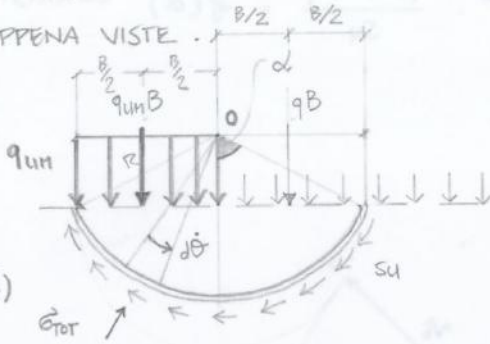


SUPERFICIE DI DISSIPAZIONE "A SPINA DI PESCE"

↳ BLOCCHI RIGIDI TRIANGOLARI EQUILATERI → CINEMATISMI CON VELOCITÀ \dot{u}_i (\dot{u}_A ARBITRARIA)

QUESTA SECONDA IPOTESI DI MECCANISMO DI COLASSO CINEMATICAMENTE AMMISSIBILE HA PRODOTTO UNA RIDUZIONE DI q_{lim} CHE CI PROIETTA VERSO UNA SOLUZIONE MIGLIORE; TUTTAVIA È NECESSARIO PROSEGUIRE IN QUESTO PROCESSO DI OTTIMIZZAZIONE CHE PASSERÀ SEMPRE ATTRAVERSO LE FASI APPENA VISTE.

③



$$R = \frac{B}{\sin(\alpha)}$$

SUPERFICIE DI DISSIPAZIONE CILINDRICA

↳ ROTAZIONE DELLA FONDAZIONE INTORNO AL POLO "O"

CONDIZIONI AL CONFINO:

- I) TERRENO ESTERNO ALLA SUPERFICIE CILINDRICA IN CONDIZIONI STATICHE (FERMO);
- II) VELOCITÀ DI ROTAZIONE VIRTUALE $d\dot{\theta}$ ARBITRARIA (DOVrà ELIDERSI ALLA FINE);
- III) SOVRACCARICO DEL TERRENO SUL PIANO DI POSA $q = \gamma \cdot D$ UNIFORMEMENTE RIPARTITO, COSÌ COME IL CARICO DI COLASSO q_{lim} .

CALCOLO DELLA POTENZA DEL TERRENO PER q_{lim} E q :

$$P_{q_{lim}} = \int_0^{B/2} [(q_{lim} B) dx] d\dot{\theta} = q_{lim} B d\dot{\theta} \int_0^{B/2} dx = q_{lim} B d\dot{\theta} [x]_0^{B/2} = q_{lim} \frac{B^2}{2} d\dot{\theta}$$

MOMENTO DELLA RESULTANTE $q_{lim}B$ RISPETTO A "O"

ROTAZIONE NELL'UNITÀ DI TEMPO + VELOCITÀ ANGOLARE

UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO "const."

ARBITRARIO "const."

$$P_q = \int_0^{B/2} [(q B) dx] d\dot{\theta} = q B d\dot{\theta} \int_0^{B/2} dx = q B d\dot{\theta} [x]_0^{B/2} = q \frac{B^2}{2} d\dot{\theta}$$

CALCOLO DELLA POTENZA DISSIPATA SULLA SUPERFICIE DI ALTEZZA UNITARIA:

$$P_{diss} = \int_0^{2\alpha} \int_0^R (s_y R dr) (dr d\dot{\theta}) = s_y d\dot{\theta} R \left[\int_0^{2\alpha} dr \cdot \int_0^R dr \right] = s_y R d\dot{\theta} [r]_0^{2\alpha} [r]_0^R = 2\alpha R^2 s_y d\dot{\theta} = 2\alpha \frac{B^2}{\sin^2(\alpha)} s_y d\dot{\theta}$$

FORZA DI ATTRITO

VELOCITÀ TANGENZIALE

APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DEI LAVORI VIRTUALI:

$$\left. \begin{aligned} L_e &= dt [P_{q_{lim}} - P_q] = L_{q_{lim}} - L_q \\ L_i &= dt [P_{diss}] = E_{diss} \end{aligned} \right\} L_e = L_i$$

$$\frac{q_{lim} - q}{s_y} = f(\alpha)$$

$$q_{lim} \frac{B^2}{2} d\dot{\theta} - q \frac{B^2}{2} d\dot{\theta} = 2\alpha \frac{B^2}{\sin^2(\alpha)} s_y d\dot{\theta} \rightarrow q_{lim} = \frac{4\alpha}{\sin^2(\alpha)} s_y + q$$

PER CERCARE IL MINIMO DI q_{lim}

$$q'_{lim}(\alpha) = \frac{4\alpha \sin^2(\alpha) - 4\alpha(2\alpha \sin(\alpha) \cos(\alpha))}{\sin^4(\alpha)} s_y = 0 \rightarrow 8\alpha \sin(\alpha) \cos(\alpha) - 4\alpha \sin^2(\alpha) = 0$$

$$2\alpha \sin(\alpha) \cos(\alpha) - \sin^2(\alpha) = 0 \quad \sin(\alpha)(2\alpha \cos(\alpha) - \sin(\alpha)) = 0 \quad \begin{cases} \sin(\alpha) = 0 \rightarrow \alpha = 0 \\ \tan(\alpha) = 2\alpha \end{cases} \quad (33)$$

CALCOLO DELLA POTENZA DEL TERRAMINO PER q_{lim} E q :

$$P_{q_{lim}} = \int_0^B (q_{lim} dx) v = q_{lim} B v$$

FONZA VERTICALE VELOCITÀ DI SPOSTAMENTO VERTICALE

$$P_q = \int_0^B (q dx) v = q B v$$

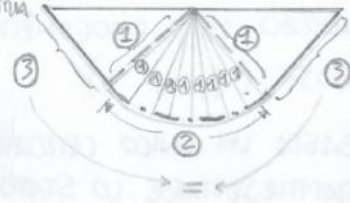
CALCOLO DELLA POTENZA DISSIPATA SULLA SUPERFICIE DI ALTEZZA UNITARIA :

$$P_{diss} = P_{diss}^{PIANI ZONA RADIALE} + P_{diss}^{ARCO CIRCOLARE} + P_{diss}^{PIANI CONI TRIANGOLARI} = P_1 + P_2 + P_3$$

$$= \int_0^{\frac{\pi}{2}} (s_4 R d\theta) w + \int_0^{\frac{\pi}{2}} [s_4 (R d\theta)] w + \int_0^R (s_4 dr) w =$$

FONZA VELOCITÀ FONZA VELOCITÀ FONZA VELOCITÀ

$$= s_4 \frac{\pi}{2} R w + s_4 \frac{\pi}{2} R w + 2 s_4 R w$$



APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DEI LAVORI VIRTUALI :

$$L_e = dt [P_{q_{lim}} - P_q] = L_{q_{lim}} - L_q$$

LAVORI CHE TENDONO A SINCRONIZI

$$L_i = dt [P_{diss}] = E_{diss}$$

$$L_e = L_i$$

$$q_{lim} B v - q B v = s_4 \frac{\pi}{2} \left(\frac{B}{\sqrt{2}}\right) (\sqrt{2} v) + s_4 \frac{\pi}{2} \left(\frac{B}{\sqrt{2}}\right) (\sqrt{2} v) + 2 s_4 \left(\frac{B}{\sqrt{2}}\right) (\sqrt{2} v) =$$

$$= q_{lim} - q = s_4 \left[\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2} + 2 \right] \rightarrow \boxed{q_{lim} = (2 + \pi) s_4 + q}$$

4° SOLUZIONE CON IL TEOREMA CINEMATICO

AFFRONTANDO ORA IL PROBLEMA DELLA VALUTAZIONE DI q_{lim} MEDIANTE L'APPLICAZIONE DEL TEOREMA STATICO DIMOSTREREMO CHE QUEST'ULTIMA SOLUZIONE OTTENUTA DAL TEOREMA CINEMATICO CORRISPONDE ANCHE A QUELLA MIGLIORE CON L'ALTRO APPROCCIO, QUELLO STATICO APPUNTO. CIÒ SIGNIFICA CHE IL MECCANISMO CINEMATICAMENTE AMMISSIBILE CHE PORTA A QUESTO VALORE DI q_{lim} SARÀ IL MECCANISMO DI COLASSO REALE. FINO A QUEL MOMENTO PERO' QUESTA ESPRESSIONE RIMANE A RIFERIRE DI LOGICA ANCORA UNA STIMA PRELIMINARE, QUINDI DA NON CONSIDERARSI SICURA.