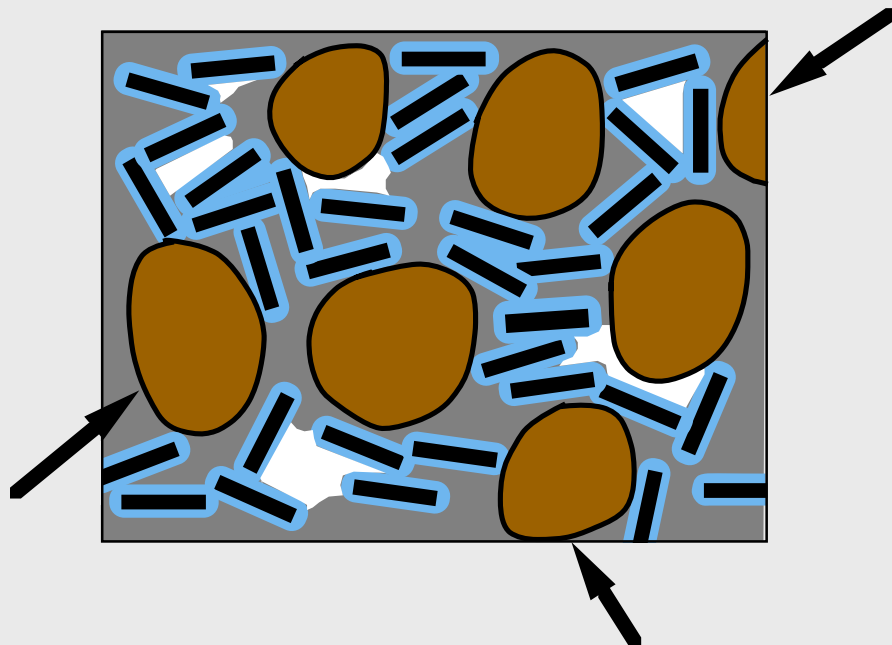


Michel Dysli

**Cycle postgrade:
Géologie Appliquée à l'Ingénierie et à
l'Environnement**

B2-2: Mécanique des sols

Documents distribués



3^{ème} édition, mai 1997

Document No	Titre
-	Buts du cours
1	Bibliographie
2	Discontinu - continu
3	Partie liquide
4	Livres et shaker
5	Reconnaisances géotechniques
6	Procédés de sondage en terrain meuble
7	Exemple d'un logging (géotechnique) de forage
8	Les trois éléments constitutifs d'un sol
9	Détermination masses volumiques et teneur en eau
10	Perte d'eau d'une argile (kaolinite) en fonction de la température
11a - c	Symboles et terminologie, français, allemand et anglais
12	Les limites de consistance
12a	Granulométrie par tamisage
12b	Sédimentométrie
12c	Uniformité et courbure de la granulométrie
13	Classification USCS en laboratoire
14	Exemples de courbes granulométriques de quelques sols types
15	Différences entre USCS Suisse et USCS ASTM (international)
16	Nomenclature des sols selon SN 670'010a
17a - b	Classification USCS - méthode de chantier
18	Relations entre les principaux paramètres
19	Schéma des sols fins
20	Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés
21	Degré de saturation et surconsolidation par dessiccation des sols au-dessus nappe
22	Frangé de gel
23	Indice de gel de l'air FI, gonflement et diminution de la portance au dégel
23a	Températures pendant un cycle de gel-dégel
24	Degré de gélivité des sols
25	Essais de compactage (Proctor)
25a	Engins de compactage: compression et pétrissage
25b	Engins de compactage: vibration
26	Portance, essais CBR et M_E
27	Normes SN (Suisse), essais et divers relatif à la mécanique des sols
28	Contrainte totale et effective
29	Résistance au cisaillement
30	Comportement en contrainte - déformation
31	Lois classiques et réalité
32	Contraintes dues à la gravité sans nappe phréatique, sol horizontal
33	Contraintes dues à la gravité sans nappe phréatique, sol incliné
34	Contraintes dues à la gravité avec nappe phréatique
35	Les équations des contraintes et déformations
36	Principales lois constitutives
37	Solution des équations de contraintes et déformations
38	Allure du diagramme des contraintes verticales en fonction de la profondeur

Cycle postgrade EPFL: Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement
Liste des documents cours de mécanique des sols (suite)

Document	Titre
No	
39	Les deux méthodes de calcul d'une fondation avec rigidité
40	Poutre sur sol élastique (théorie du 1er ordre) : mise au point
41	Relation entre le module de réaction de l'essai et celui de la fondation
42	Comparaison des distributions des pressions de contact pour une même charge totale
43	Contraintes dues au poids propre du sol et contraintes dues aux surcharges
44	Massif plastifié : Mohr-Coulomb et von Mises
45	États limites pour un massif à surface horizontale
46	Etats limites pour un massif à surface inclinée
47	Chemins des contraintes dans diagramme p, q
48	Ordre de grandeur de quelques paramètres de résistance et de déformabilité des sols
49	Tassements des sols
50a	Consolidation unidimensionnelle des sols
50b	Consolidation unidimensionnelle des sols (suite)
51	Essai œdométrique standard (incrémental)
52	Diagramme œdométrique
53	Explication effet préconsolidation
54	Module œdométrique et indice de compression / gonflement
55	Exemple d'usage du diagramme œdométrique: décharge et charge en un point du sol
56	Exemple d'usage du diagramme œdométrique: contraintes et modules œdométriques à différentes profondeurs
56bis	Autres essais de déformabilité
57	Relations entre les modules de déformation
58	Abaque de détermination de $E_{\text{œd}}$
59a	Théorie de la consolidation unidimensionnelle, Principes
59b	Théorie de la consolidation unidimensionnelle, Principes (suite)
60	Sols expansifs (gonflants)
61	Equation de la pression interstitielle de Skempton
62	Rupture d'un sol par cisaillement
63	Résistance de pic (de pointe) et résistance résiduelle
64	Essais de cisaillement

Buts du cours de mécanique des sols :

- **Comprendre la mécanique des sols,**
- **apprendre à s'en servir**
- **et reconnaître ses points délicats.**

Et non pas :

Apprendre des formules par coeur, formules que l'on peut trouver dans le cours polycopié ou dans les nombreux traités de mécanique des sols.

Bibliographie

1. A acquérir (Vente des cours de l'EPFL)

Recordon Ed. (1984). *Technologie des sols*. Cours photocopié EPFL.

Recordon Ed. (1980). *Mécanique des sols*. Cours photocopié EPFL.

2. Acquisitions conseillées

Dysli M. (1991). *Le gel et son action sur les sols et les fondations*. Compléments au traité de génie civil. Presses polytechniques et universitaires romandes. (Vente des cours EPFL).

Holtz R. D., Kovacs W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Trad. J. Lafleur. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal (existe aussi en anglais).

Lang H-J., Huder J. (1982). *Bodenmechanik und Grundbau*. Springer Verlag.

3. Autres

Filliat G. Ed. (1981). *La pratique des sols et fondations*. Editions du Moniteur, Paris.

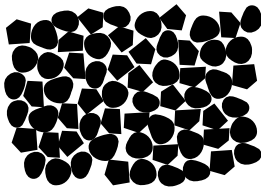
Hansbo S. (1994). *Foundation Engineering*. Dev. in Geot. Eng. Elsevier.

Lambe T. W., Whitman R. V. (1979). *Soil mechanics, SI version*. Wiley & Sons Inc.

Schlosser F. (1988). *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Terzaghi K., Peck R. B. (1965). *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*. Dunod, Paris (existe aussi en anglais).

Yong R. N., Warkentin B. P. (1975). *Soil Properties and Behaviour*. Elsevier



Partie solide d'un sol = discontinu

Pas de mécanique du discontinu utilisable en pratique donc :
 usage de la **mécanique du continu** avec notamment :

- la théorie de l'élasticité,
- la théorie de la plasticité.

Cours du cycle postgrade requis préalablement :

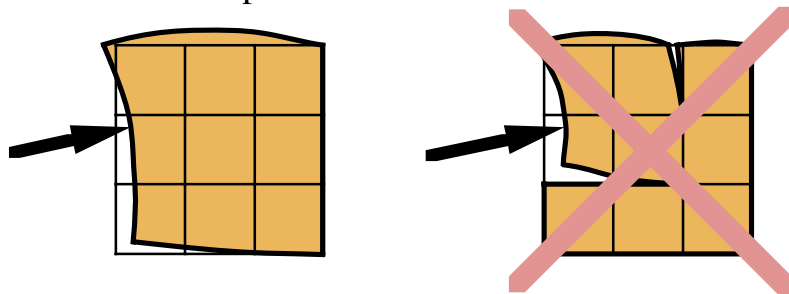
- Module B2-1 : Mécanique du solide

Cours EPFL utiles (polycopiés) :

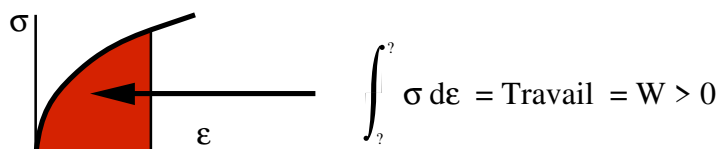
- Prof. Frey : Mécanique des structures et solides I et II (1^{er} et 2^{ème} sem.)
- Prof. Frey : Mécanique des structures et solides III (3^{ème} sem.)
- Prof. Meister : Mécanique I et II (1^{er} et 2^{ème} sem.)

Rappel des principales hypothèses de la mécanique du continu :

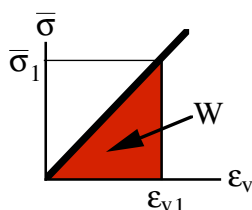
- Un élément de volume aussi petit que l'on veut présente des propriétés physiques semblables.
- Un élément reste continu après déformation :



- Conservation de l'énergie :



conséquence importante :



$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

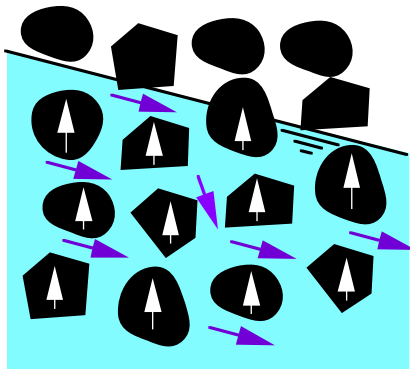


$$\varepsilon_v = \frac{1 - 2\nu}{E} 3\bar{\sigma}$$

$$W = \frac{\bar{\sigma}_1 \varepsilon_{v1}}{2} = \frac{1 - 2\nu}{E} \frac{3\bar{\sigma}_1^2}{2} > 0$$

soit : $\nu < 0,5$

très important en mécanique des sols



Partie **liquide** d'un sol :
 usage de l'**hydrostatique** et de
 l'**hydrodynamique**

Cours du cycle postgrade requis préalablement :

- Module B3-2 : Ecoulements souterrains

Cours EPFL utiles (polycopiés, livre) :

- Recordon : Ecoulements souterrains (4^{ème} sem.)
- Graf et Altinakar : Hydrodynamique (Eyrolles)

Rappel des principales équations de l'hydraulique utilisées
 en mécanique des sols :

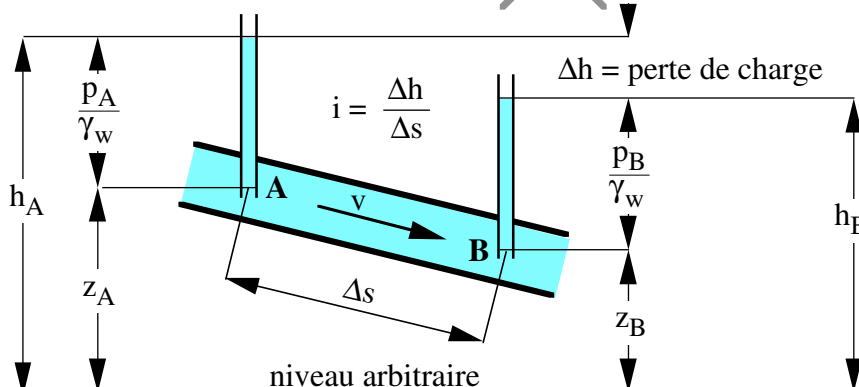
Archimède : Poussée verticale = Volume immergé · γ_w

Continuité : Masse eau entrante = masse eau sortante

Bernoulli :
 (bilan énergétique)

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} = \text{constante}$$

*négligé en
 mécanique
 des sols*



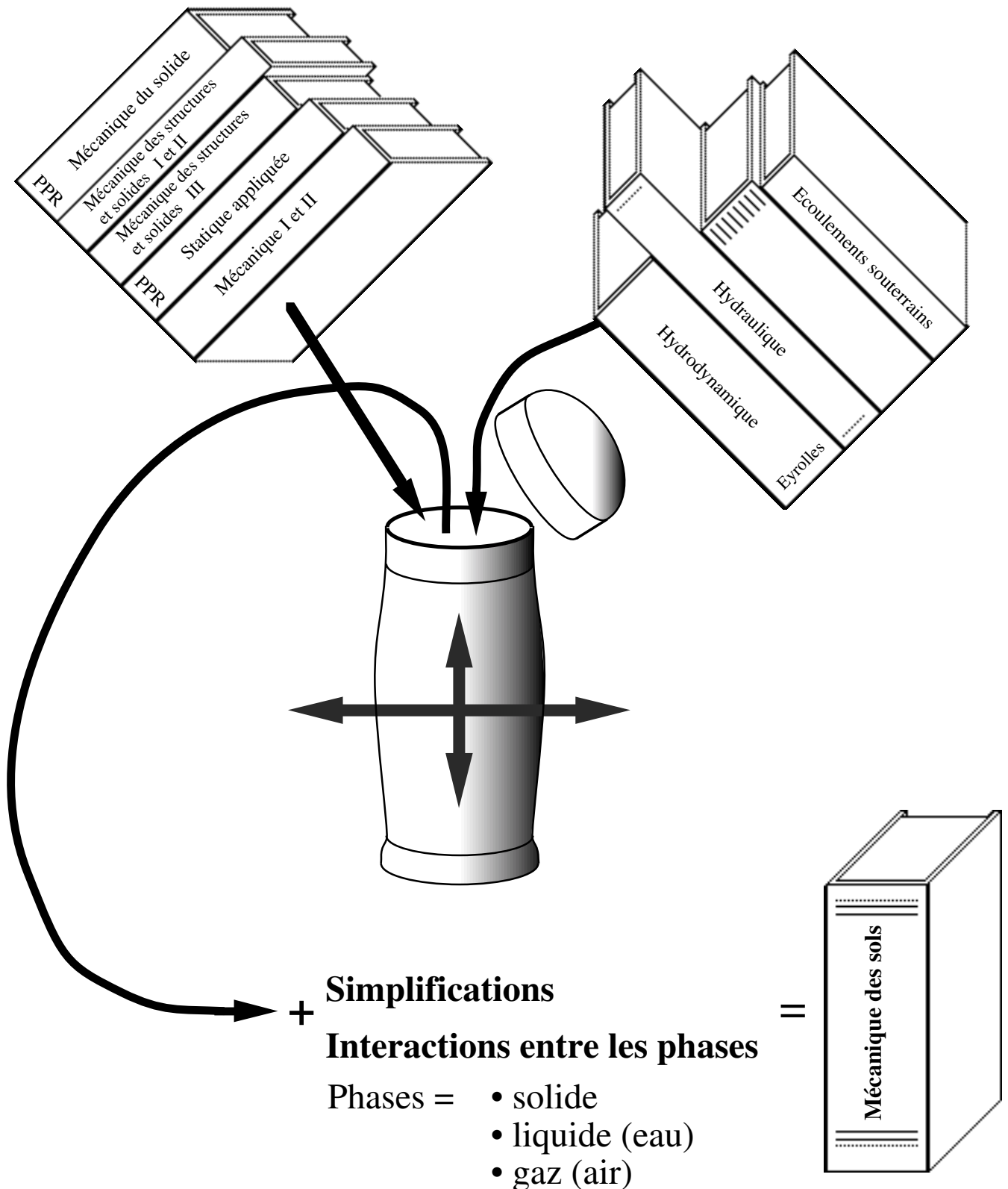
Darcy : $v = k \cdot i$
 (Cours écoulements
 souterrains)

k = perméabilité ou
 conductivité
 hydraulique [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

i = gradient hydraulique

h = charge hydraulique [$\text{m H}_2\text{O}$]
 z = niveau vertical [m]
 p = pression [$\text{kPa} = \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$]

γ_w = poids volumique de l'eau [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$]
 v = vitesse de l'eau [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]
 g = accélération de la pesanteur [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$]



Reconnaisances géotechniques

Questions qui se posent à l'ingénieur civil qui doit réaliser un projet de fondations:

Bâtiments

- Comment exécuter la fouille jusqu'à une profondeur de plusieurs mètres au-dessous du niveau de la nappe?
- Comment fonder le bâtiment, sur semelles filantes, sur radier général ou sur pieux?
- Comment dimensionner les fondations choisies pour éviter les risques de tassements exagérés et de rupture des sols d'assise du bâtiment?

Ponts

Les questions qui se posent sont les mêmes que dans le cas des bâtiments. Encore faut-il éviter des tassements trop différents entre les appuis.

Remblais

- Pour quelle pente des talus le remblai est-il stable?
- Les sols d'assise du remblai tasseront-ils beaucoup, en particulier au voisinage de culées de pont ou devant le portail d'un tunnel?
- Comment compacter un remblai pour qu'il ne se déforme pas trop?
- Les remblais auront-ils une influence sur les ouvrages existant à proximité et sur l'écoulement de la nappe phréatique?

1ère étape: la reconnaissance géotechnique

Enquête préliminaire: reconnaissance sur place, cartes géotechniques, etc.

Prospections: par sondage ou méthodes sismiques ou électriques (sondage + essais in situ + prélèvement d'échantillons)

Essais en laboratoire: sur les échantillons prélevés dans les sondages

Souvent nécessaire: étude géologique par géologue.

*Procédés des sondages de reconnaissance: documents D6 et D7
mais surtout Module D2-1*

PROCEDES DE SONDAGE EN TERRAIN MEUBLE PAR ORDRE DECROISSANT DE LA QUALITE DE L'ECHANTILLON

No	Procédé de forage	Outil de forage	Diamètre D usuel en mm	Profondeur usuelle en m	Adaptation à la nature du sol	Qualité des échantillons	Caractéristiques déterminables en laboratoire	
1	Echantillonneur	Echantillons peu ou pas dérangés Tube carottier spécial pour prélèvement d'échant. intacts		60 à 150	50 T	Sols fins, cohérents	Très bons, non dérangés	G, 0, γ , w, Δe , τ
2a	Rotation à sec	Carottier simple	75 à 150	50 T	Sols fins, cohérents	Bons, non dérangés au centre	G, 0, (γ , w, Δe , τ)	
2b	Rotation à l'eau	Carottier double ou simple	75 à 150	50 T	Sols fins, compacts, roches tendres	Bons, en partie non dérangés	0, (G, γ , w)	
3	Carottier battu	Carottier épais	100 à 300	50 T	Tous les sols si $\phi_{max} < D / 2$	Bons, peu dérangés si tube à tranchant intérieur	G, 0, γ , w (Δe , τ)	
4	Percussion avec sonde à soupape	Echantillons dérangés Sonde à clapet, à piston ou à bille		100 à 600	40 T	Sables et graviers, sables fins, limons	Dérangés, délavés	0 (G)
5	Benne	Benne généralement cylindrique	500 à 1000	30	Graviers et sables avec blocs	Dérangés, év. délavés sous la nappe	0 (G)	
6	Tarière	Tarière ouverte ou avec manteau	50 à 500	50 T	Sols fins à grossiers, $\phi_{max} < D / 4$ cohérents à peu cohérents	Idem	0, (G, év. w)	
7	Excavation	Pelle mécanique, trancheuse, trax, pelle et pioche	fouilles tranchées puits	3 à 4 15	Sols avec gros blocs	Idem	0 (G év. w)	
8	Rotary	Echantillons très dérangés A lames ou à molettes		100 à 200	illimitée	Tous terrains	Très dérangés, concassés, évent. délavés	Inutilisable pour essais en laboratoire
9	Trépan	Avec ou sans circulation d'eau ou de boue	100 à 600	40	Tous terrains	Très dérangés, concassés, évent. délavés	Eventuel. estimation sur place de lagranulométrie	
10	Lançage	Lance gicleuse	30 à 100	15	Sols fins peu ou pas cohérents	Très dérangés, délavés		
11	Pénétration	Pas d'échantillon (sondages indirects) Pénétromètre à pointe cônique		30 à 70	20	Sols fins mous, sols grossiers sans blocs et peu cohérents	Pas d'échantillon	--
12	Géo-électrique	Courant électrique	--	100 à 150	Tous sols disposés en couches bien caractérisées	Pas d'échantillon	--	
13	Géo-sismique	Ondes de chocs	--	100 à 150	Tous sols disposés en couches bien caractérisées	Pas d'échantillon	--	

Notes

Les échantillons dont il est question ici sont ceux qui sont retirés du forage au fur et à mesure du travail et déposés dans la caisse du sondeur pour constituer un échantillonnage continu. Dans tous ces forages, à l'exception des numéros 11, 12 et 13, il est possible de prélever des échantillons non dérangés à l'aide d'un tube carottier spécial, lors d'un arrêt du travail de forage.

T : télescopage du cuvelage nécessaire
 G : granulométrie et limites de consistance (identification)
 Δe , τ : Compressibilité, résistance au cisaillement
 0 : matières organiques
 γ , w : Poids volumique apparent, teneur en eau naturelle

Les essais indiqués entre parenthèses peuvent être exécutés éventuellement

Exemple d'un logging (géotechnique) de forage

PIERRE et CLAUDE DERIAZ		INGENIEURS		CONSEILS - GENEVE		FORE PAR : SWISSBORING S.A. LAUSANNE		DESS : <i>ASJ</i>		VISE :	
COTES		U.S.C.S.		COUPE		OBSERVATIONS		GEOLOGIE		COORDONNEES : X = 117.655 Y = 500.111	
Altitude	Prof.	Epais.	Echant.			W _v , g/m ³	Gp kg/cm ²	N _v coupe/20 cm			
384.80	0.00										
381.20	3.00	3.00	6b ₁)			18.1	-	80 115			
	3.15	3.60				16.2	-				
	5.00		6b ₂)			20.1	1.7	N.P.			
379.80						24.1	0.6				
						20.7	0.3				
						21.3	0.7	87 101			
	7.75		SM-ML 6.80 IGB			18.7	0.9				
	8.00					16.4	(4.0)				
	9.00					23.7	0.4				
375.80	9.00					20.5	0.8	C.G			
	9.60					21.0	0.9	28 40			
	10.00					20.5	0.8				
						19.7	0.9				
						16.4	(4.0)				
						23.7	0.4				
	12.00		11.00			20.0	2.4	27 32			
	12.40					18.1	1.2				
	12.70		6c ₂)			21.6	0.8	18 21			
	13.60					20.3	1.7				
						20.4					
			15.50			22.0	1.1				
						22.0					
	15.30		CL-ML 3 IGB 16.50			22.1	1.0				
						24.5	0.9				
368.15	16.65		6d ₂)								

6) FORMATIONS SUPRAGLACIAIRES DE RETRAIT

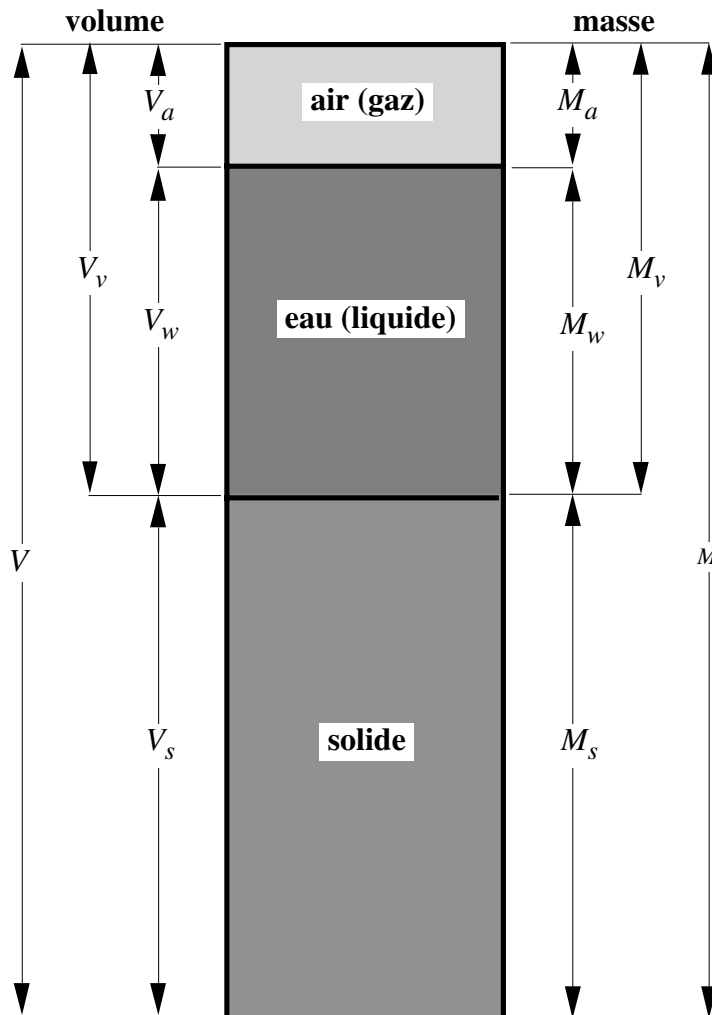
6b1) Phase sableuse : 0,00 - 3,60 m
 Sable limoneux, stratifié, brun
 3,00-3,15 m: sable à litage de limon
 Assise moyennement compacte à compacte

6b2) Phase sableuse : 3,60 - 9,00 m
 Limon parfois finement sableux, à litage de sable fin, brun
 Assise moyennement compacte.
 7,75-8,00 m: passée intraformationnelle de sable grossier.

6c2) Phase limoneuse : 9,00 - 16,65 m
 Limon faiblement argileux, brunâtre, finement stratifié, à délit
 pelliculaires de limon sableux, et de sable fin, peu plastique
 à petites passées intraformationnelles de limon, de limon
 sableux, rarement de sable; tendre à ferme, peu plastique.
 9,60-10,00 m: niveau intraformationnel de sable assez grossier.
 12,00-12,40 m: niveau intraformationnel de sable fin, à litage
 de limon
 12,70-13,60 m: passée à litage de sable fin
 15,30-16,65 m: assise un peu plus argileuse, beige sombre,

6d2) Phase limono-argileuse : 16,65 - 27,00 m
 Limon argileux, gris beige sombre, plus ou moins bien stratifié
 souvent à velléité de stratification, parfois finement stratifié
 et à délit pelliculaires de limon clair, assez plastique, avec
 petites passées intraformationnelles de limon peu, à moyen-
 nement argileux.
 16,65-19,60 m: assise tendre à ferme.
 23,10-27,00 m: assise ferme à dure.
 19,00-23,10 m: Horizon préconsolidé, dur (6dl)
 Phase argileuse: 27,00 - 38,20 m
 Argile limoneuse, gris sombre, souvent bien feuilletée (délits
 pelliculaires de limon), parfois à velléité de stratification
 ou à stratification non apparente, tendre, plastique

Les trois éléments constitutifs du sol



$$\rho = \frac{M}{V}$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \frac{\rho}{1 + w}$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

$$\gamma = \rho \cdot g$$

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

$$\theta = \frac{V_w}{V}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e}$$

$$S_r = \frac{V_v - V_a}{V_v} = \frac{V_w}{V_v}$$

$$\rho_{sat} = \frac{M}{V} \quad \text{si } V_a = 0$$

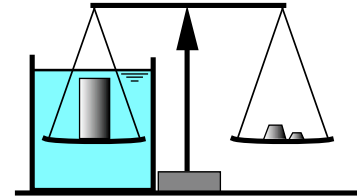
$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w \quad (\rho_w = \text{env. } 1 \text{ t m}^{-3})$$

Terminologie des symboles sur documents Nos 11a - c

Détermination de la masse volumique du sol ρ

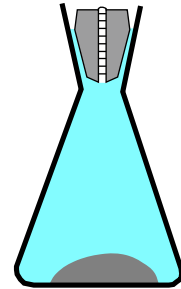
$$\rho = \frac{\text{Masse éprouvette}}{\text{Volume éprouvette}}$$

Plusieurs méthodes : pesée sous l'eau
mesure des dimensions de l'éprouvette
ballon ou sable
nucéomètre (absorbtion rayons gamma)
Norme CH : SN 670'335a : Masse volumique du sol



Détermination de la masse volumique des particules solides ρ_s

Par un picnomètre
Principe: particules broyées,
volume par poids d'eau



Autres masses volumiques

ρ_d = masse volumique du sol sec

ρ_{sat} = masse volumique du sol saturé

ρ' = masse volumique du sol déjaugé

Pour définitions voir documents No 8

Poids volumiques

$\gamma = \rho \cdot g$ avec g = accélération de la pesanteur

Détermination de la teneur en eau w

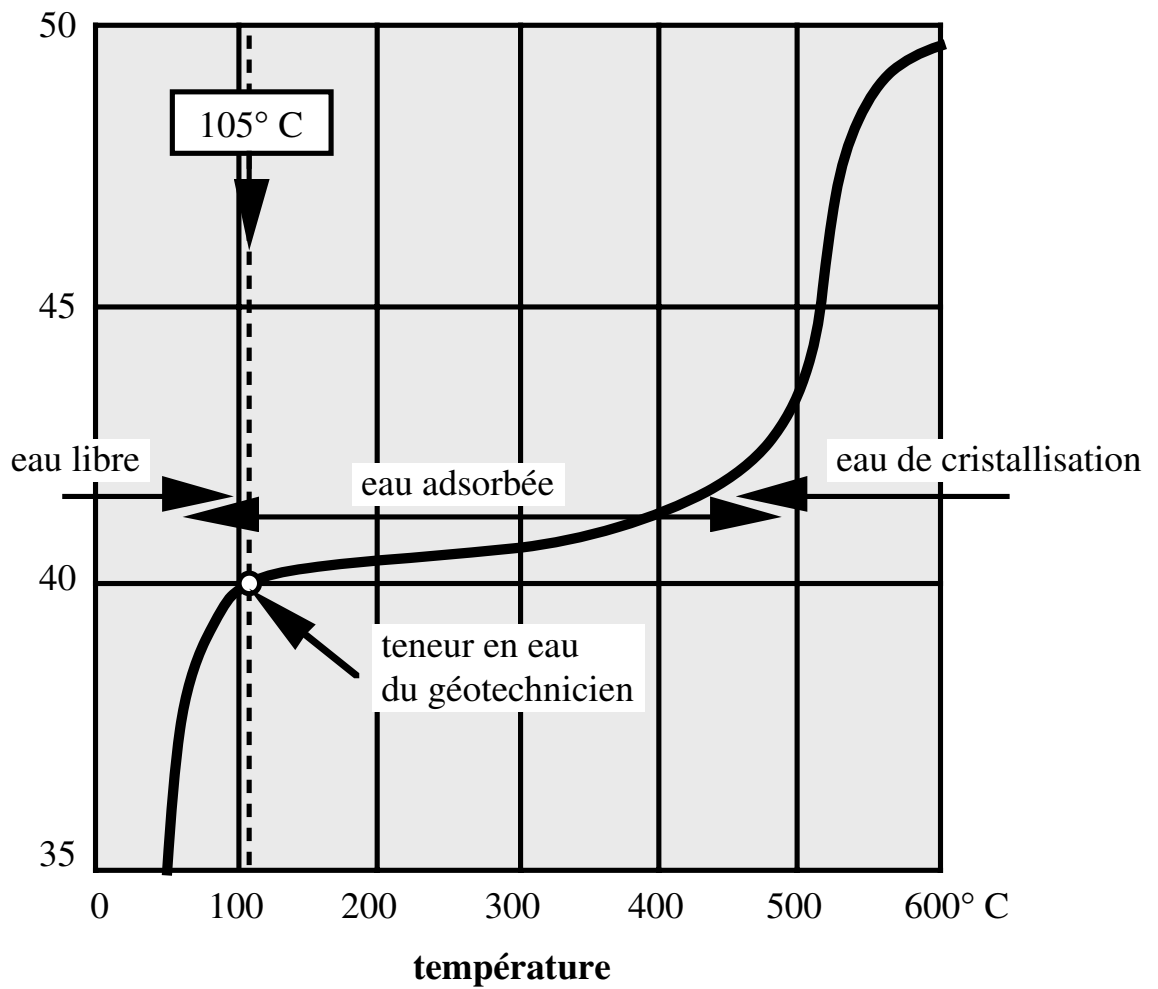
$$w = \frac{\text{Masse de l'eau}}{\text{Masse du sol sec}}$$

En laboratoire: dessèchement à l'étuve à 105°C
Pourquoi 105°C? => voir document No 10

Perte d'eau d'une argile (kaolinite) en fonction de la température

perte d'eau

[% du poids]

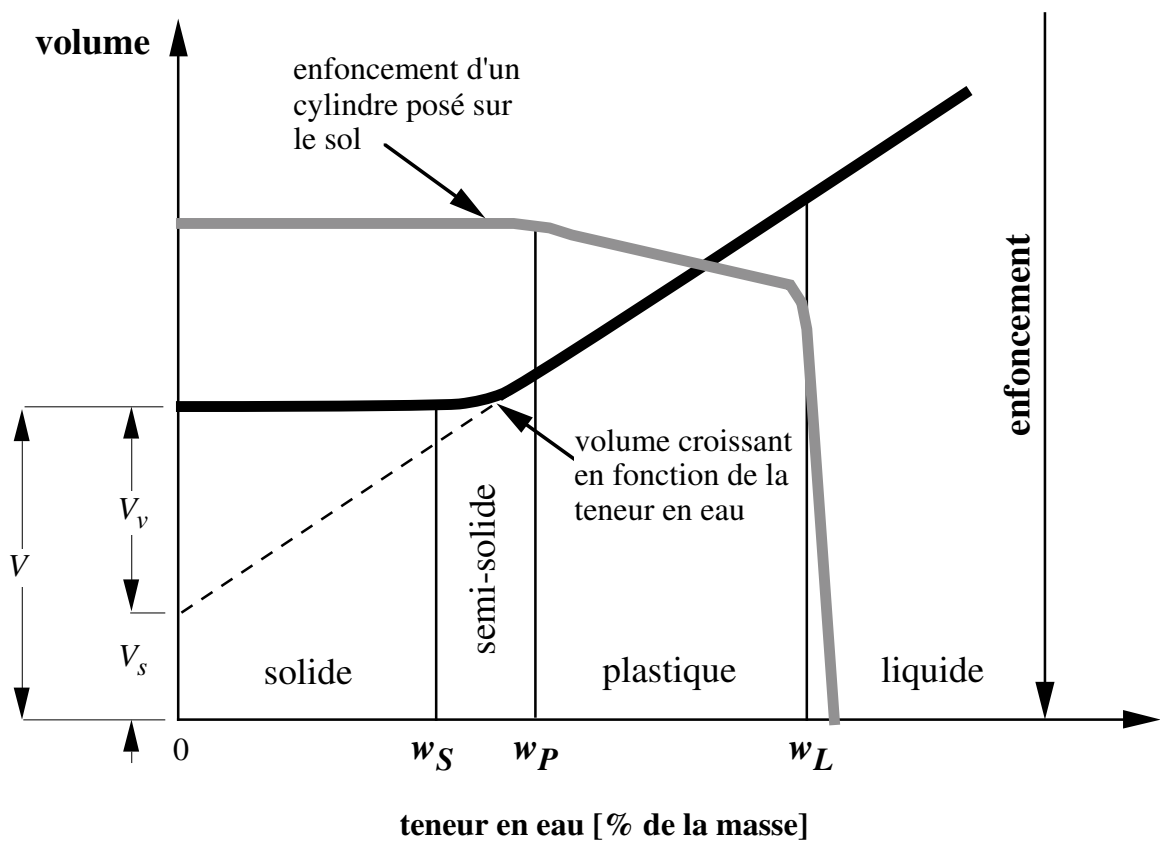


Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Identification	Identifikation	Identification
ρ	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol	Feuchtdichte	density of soil
γ	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol	Feuchtraumgewicht	unit weight of soil
ρ_d	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol sec	Trockendichte	density of dry soil
γ_d	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol sec	Trockenraumgewicht	unit weight of dry soil
ρ_s	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique des particules solides	Dichte der Festsubstanz	density of solid particles
γ_s	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique des particules solides	Spezifisches Gewicht der Festsubstanz	unit weight of solid particles
ρ_{sat}	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol saturé	Dichte des gesättigten Bodens	density of saturated soil
γ_{sat}	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol saturé	Raumgewicht der gesättigten Böden	unit weight of saturated soil
ρ'	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol déjaugé	Dichte des Bodens unter Auftrieb	density of submerged soil
γ'	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol déjaugé	Raumgewicht des Bodens unter Auftrieb	unit weight of submerged soil
ρ_w	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique de l'eau	Dichte des Wassers	density of water
γ_w	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique de l'eau	Raumgewicht des Wassers	unit weight of water
S_r	%	degré de saturation	Sättigungsgrad	degree of saturation
w	% (1)	teneur en eau	Wassergehalt	water content
w_L	% (1)	limite de liquidité	Fliessgrenze	liquid limit
w_P	% (1)	limite de plasticité	Ausrollgrenze	plastic limit
I_P	% (1)	indice de plasticité	Plastizitätsindex	plasticity index
I_L	% (1)	indice de liquidité	Liquiditätsindex	liquidity index
om	% (1)	teneur en matière organique	Gehalt an organischen Substanzen	organic matter content
I_D	-	indice de densité (densité relative)	Dichteindex (Lagerungsdichte)	density index
		Granulométrie	Kornverteilung	Grain size distribution
d_x	mm	diamètre des grains à x % de la courbe granulométrique	Korndurchmesser bei x% der Korngrössenverteilungskurve	x percent-grain diameter
d_{max}	mm	diamètre maximum des grains	maximaler Korndurchmesser	maximum grain size
d_{min}	mm	diamètre minimum des grains	minimaler Korndurchmesser	minimum grain size
C_{cd}	-	degré de courbure	Krümmungsgrad	coefficient of curvature
C_{ud}	-	coefficient d'uniformité	Steilheitskoeffizient	uniformity coefficient

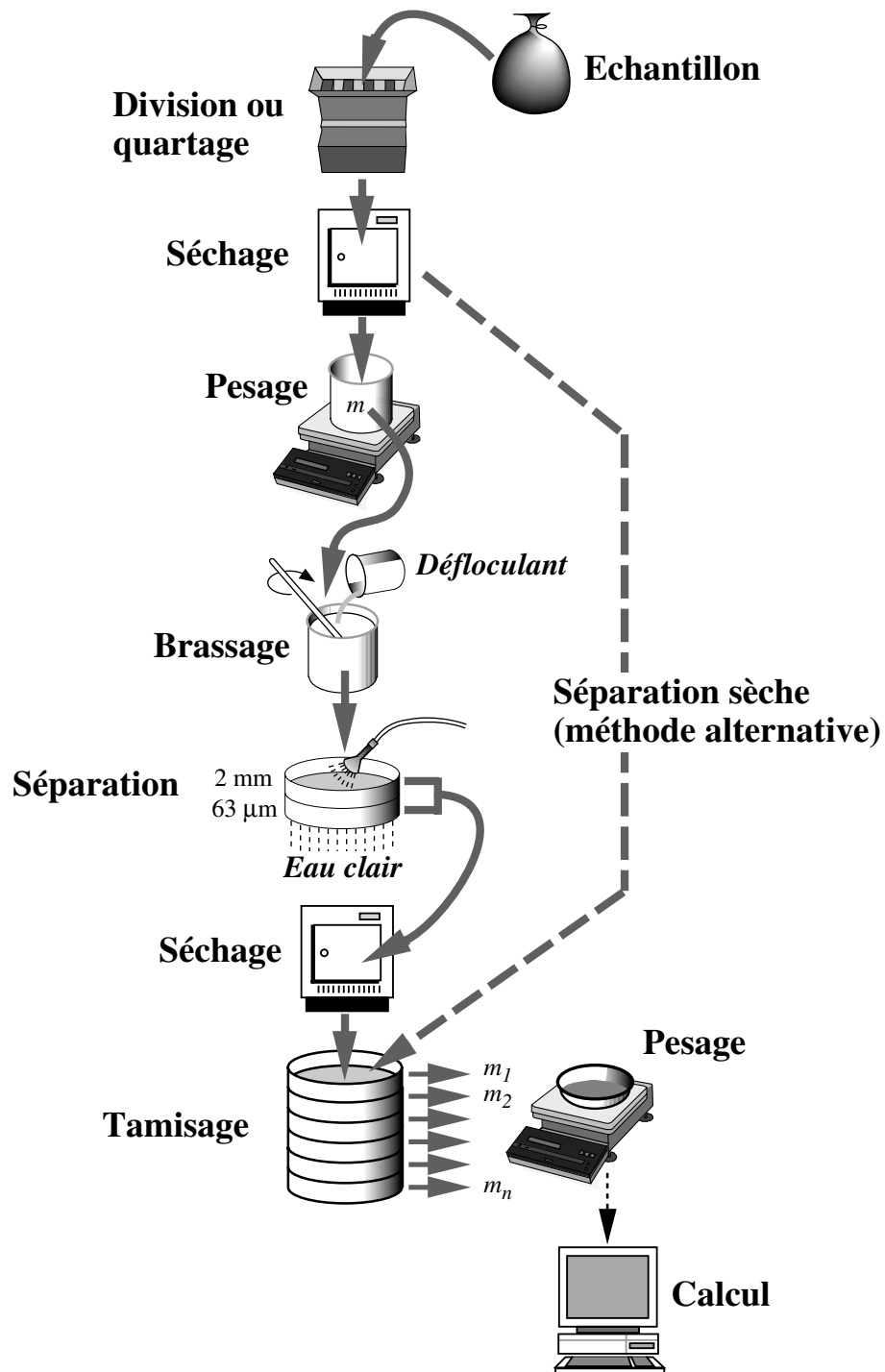
Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Déformabilité	Zusammendrückbarkeit	Deformability
e	-	indice de vide	Porenziffer	void ratio
n	%	porosité	Porosität	porosity
e ₀	-	indice de vide correspondant à σ'_{v0}	Porenziffer bei σ'_{v0}	void ratio at σ'_{v0}
σ'_{v0}	kPa	contrainte effective verticale initiale en place	effektive vertikale Anfangsspannung in situ	effective overburden pressure
e _p	-	indice de vide correspondant à σ'_p	Porenziffer bei σ'_p	void ratio at σ'_p
σ'_p	kPa	contrainte de préconsolidation	Ueberkonsolidationsspannung	preconsolidation pressure
C _c	-	indice de compression	Zusammendrückungsindex	compression index
C _s	-	indice de gonflement	Quellindex	swelling index
E _{œd}	kPa	module œdométrique	Oedometersmodul	oedometric modulus
c _v	m ² ·s ⁻¹	coefficient de consolidation	Konsolidationskoeffizient	coefficient of consolidation
c _{v0}	m ² ·s ⁻¹	coeff. de consolidation correspondant à e ₀	Konsolidationskoeffizient bei e ₀	coefficient of consolidation at e ₀
E _v	kPa	module de déformation à la plaque (M _E)	Verformungsmodul (M _E)	modulus of deformation with a plate test
E _{v1}	kPa	E _v au premier chargement (M _{E1})	E _v bei Erstbelastung (M _{E1})	E _v at first loading (M _{E1})
E _{v2}	kPa	E _v au deuxième chargement (M _{E2})	E _v bei Zweitbelastung (M _{E2})	E _v at second loading (M _{E2})
E _M	kPa	module pressiométrique	Pressimetersmodul	pressuremeter modulus
$\sigma'_{x\min}$ $\sigma'_{x\max}$	kPa	contrainte effective minimale et maximale définissant le domaine de validité d'un paramètre, avec x=1,2,3,v,h	effektive minimale und maximale Spannung, die den Wertbereich eines Parameters definieren, mit x=1,2,3,v,h	maximum or minimum effective pressure for the validity field of a parameter, with x = 1,2,3,v,h
k _s	kN·m ⁻³	module de réaction	Bettungsziffer	modulus of subgrade reaction
		Hydraulique	Hydraulik	Hydraulics
k	m·s ⁻¹	coefficient de perméabilité (Darcy)	Durchlässigkeitskoeffizient (Darcy)	coefficient of permeability
k _{e0}	m·s ⁻¹	coefficient de perméabilité correspondant à e ₀	Durchlässigkeitskoeffizient bei e ₀	coefficient of permeability at e ₀
h	m	charge hydraulique	Druckhöhe	hydraulic head or potential

Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Résistance	Festigkeit	Strength
Φ'	°	angle de frottement effectif	effektiver Reibungswinkel	effective angle of internal friction
Φ'_R	°	angle de frottement résiduel	Restreibungswinkel	residual angle of internal friction
c'	kPa	cohésion effective	effektive Kohäsion	effective cohesion intercept
c'_R	kPa	cohésion résiduelle	Restkohäsion	residual cohesion intercept
Φ_u	°	angle de frottement apparent (non drainé)	Innerer Reibungswinkel (undrainiert)	apparent angle of internal friction (undrained)
c_u	kPa	cohésion apparente (non drainée) $c_u = q_u/2$	undrainierte Scherfestigkeit $c_u = q_u/2$	apparent cohesion intercept (undrained)
c_r	kPa	cohésion remaniée	gestörte Scherfestigkeit	remoulded undrained shear strength
c_{up}	kPa	résistance au pénétromètre de poche	Scherfestigkeit (Taschenpenetrometers)	pocket penetrometer shear strength
c_{us}	kPa	résistance au scissomètre	Scherfestigkeit (Flügelsonde)	vane shear strength
v_s	mm·h ⁻¹	vitesse d'un essai de cisaillement	Geschwindigkeit eines Scherversuches	speed of a shear test
A_S	-	coefficient A de Skempton	A-Koeffizient nach Skempton	coefficient A of Skempton
p_l	kPa	pression limite de l'essai pressiométrique	Grenzdruck des Pressimeters	pressuremeter limit pressure
N	(2)	Valeur SPT	SPT-Wert	SPT blow count
		Compactage	Verdichtung	Compaction
w_{opt}	% (1)	teneur en eau optimale (Proctor)	optimaler Wassergehalt (Proctor)	optimum water content (Proctor)
ρ_{dopt}	t·m ⁻³	masse volumique optimale du sol sec	optimale Trockendichte des Bodens	optimum density of dry soil
S_{ropt}	%	degré de saturation correspondant à l'optimum Proctor	Sättigungsgrad bei Proctor opt.	degree of saturation at optimum Proctor
W_c	MJ·m ⁻³	énergie de compactage	Verdichtungsenergie	compaction energy
CBR_1	%	coefficient CBR imméd. après compactage	CBR-Wert direkt nach Verdichtung	CBR-value just after compaction
CBR_2	%	coefficient CBR selon ASTM	CBR-Wert nach ASTM	CBR-value according to ASTM
CBR_F	%	coefficient CBR après cycle gel-dégel (CBR ₃)	CBR-Wert nach Frost-Auftauzyklus (CBR ₃)	CBR-value after freeze-thaw cycle (CBR ₃)
CBR_p	%	coefficient CBR avec le pénétromètre	CBR-Wert mit Penetrometer	CBR-value with the penetrometer
		Remarques	Bemerkungen	Notes
(1)		% de la masse	Masseprozent	% of the mass
(2)		Nbre de coups pour 300 mm	Anzahl Schläge für 300 mm	blow count for 300 mm

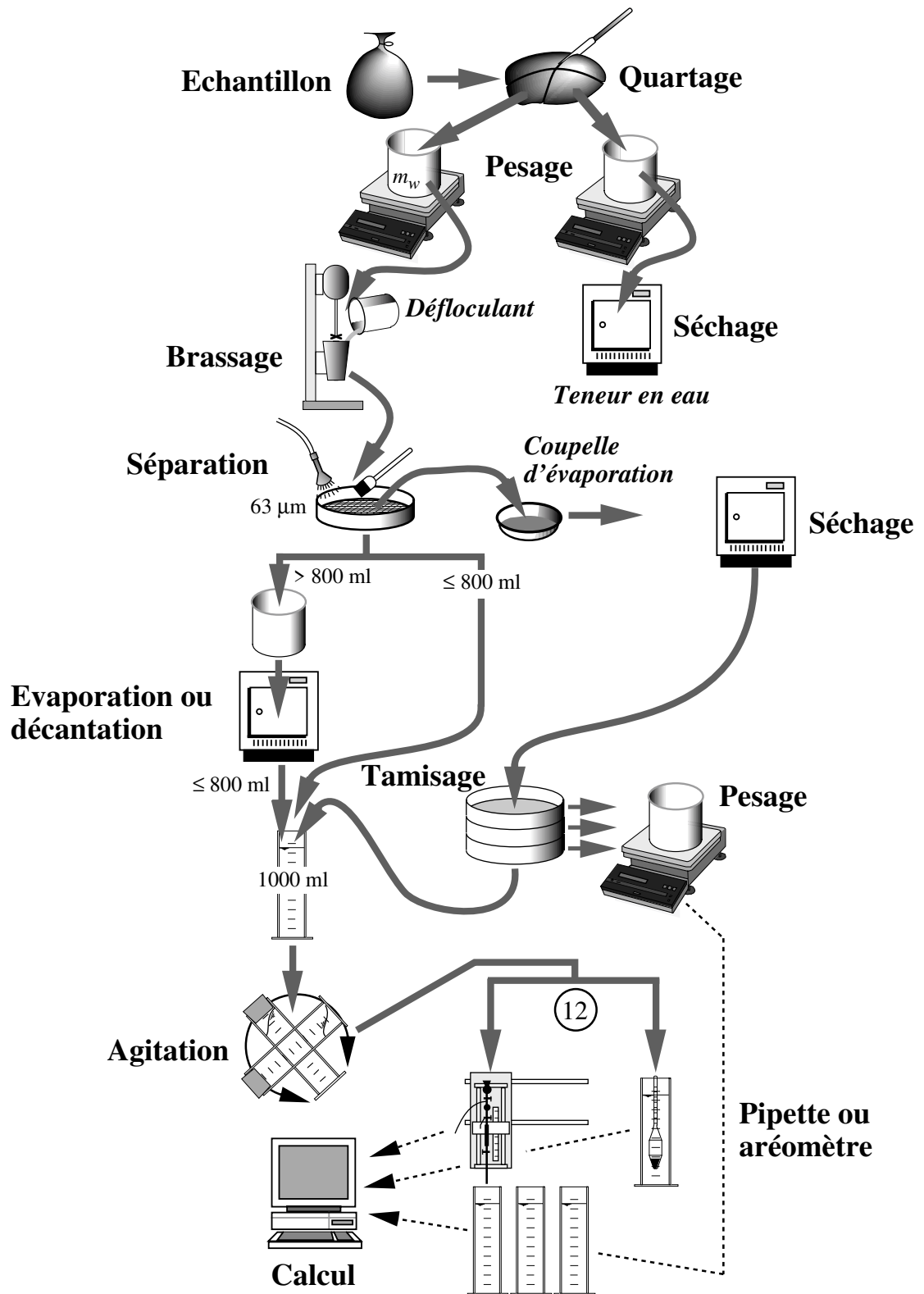
Les limites de consistance



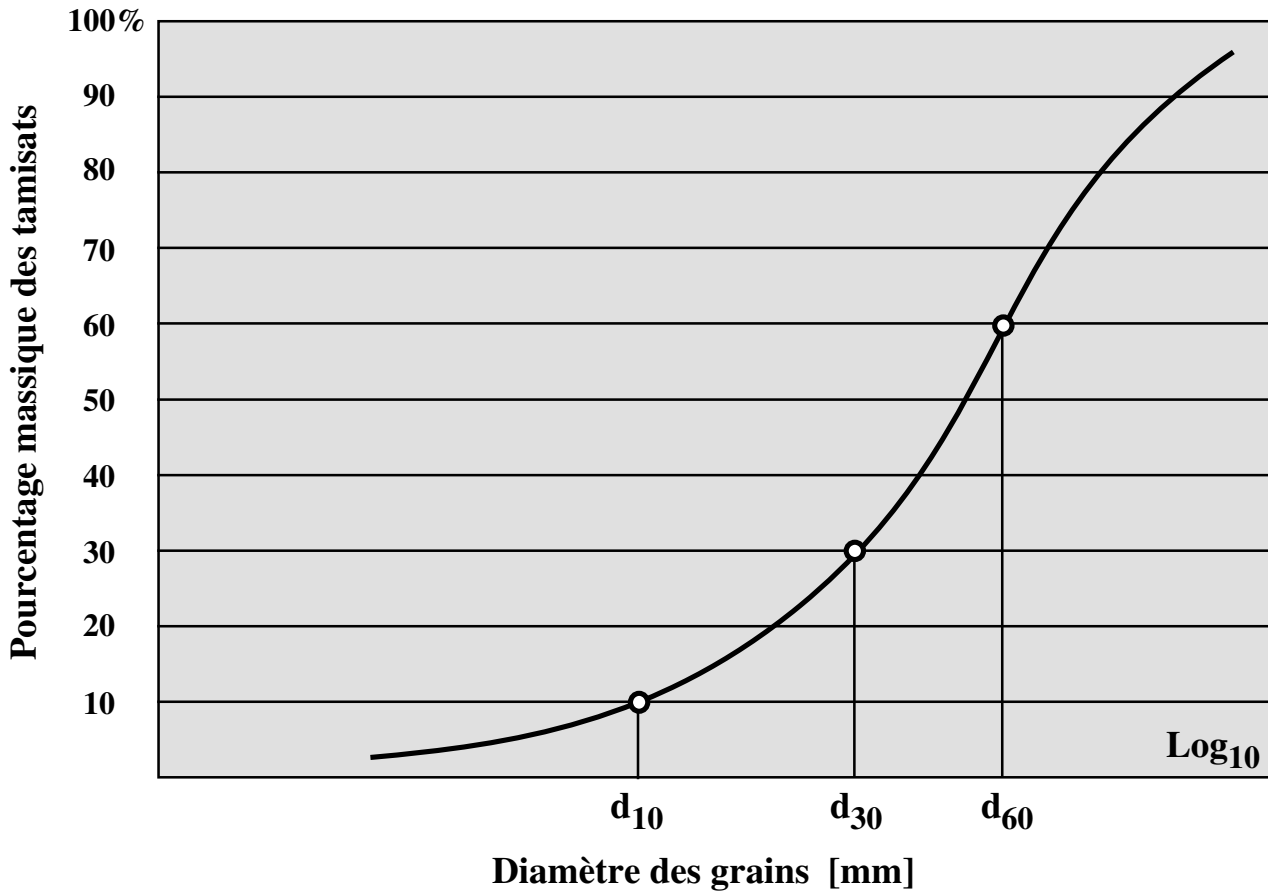
Granulométrie par tamisage



Sédimentométrie



Uniformité et courbure de la granulométrie



Le degré d'uniformité $C_{ud} = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ caractérise la pente de la courbe granulométrique

La courbure C_{cd} de la courbe granulométrique est donnée par:

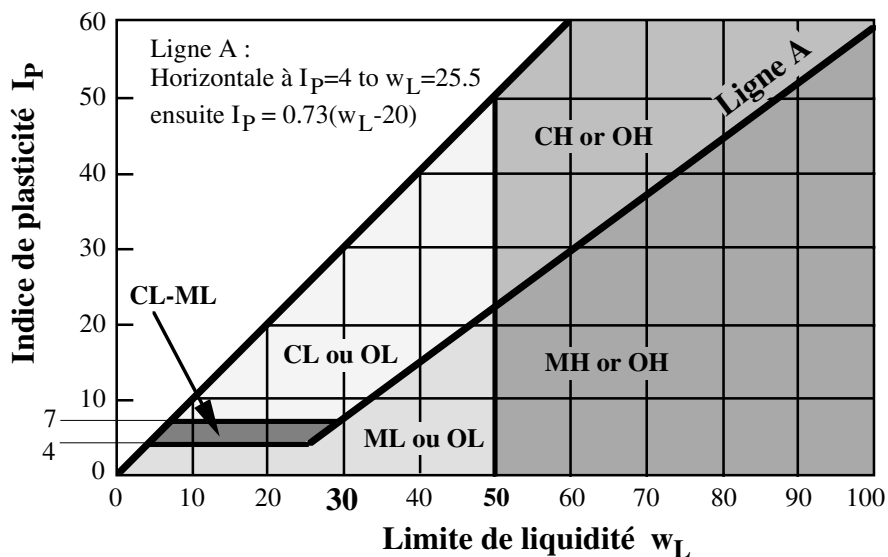
$$C_{cd} = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

Classification USCS en laboratoire

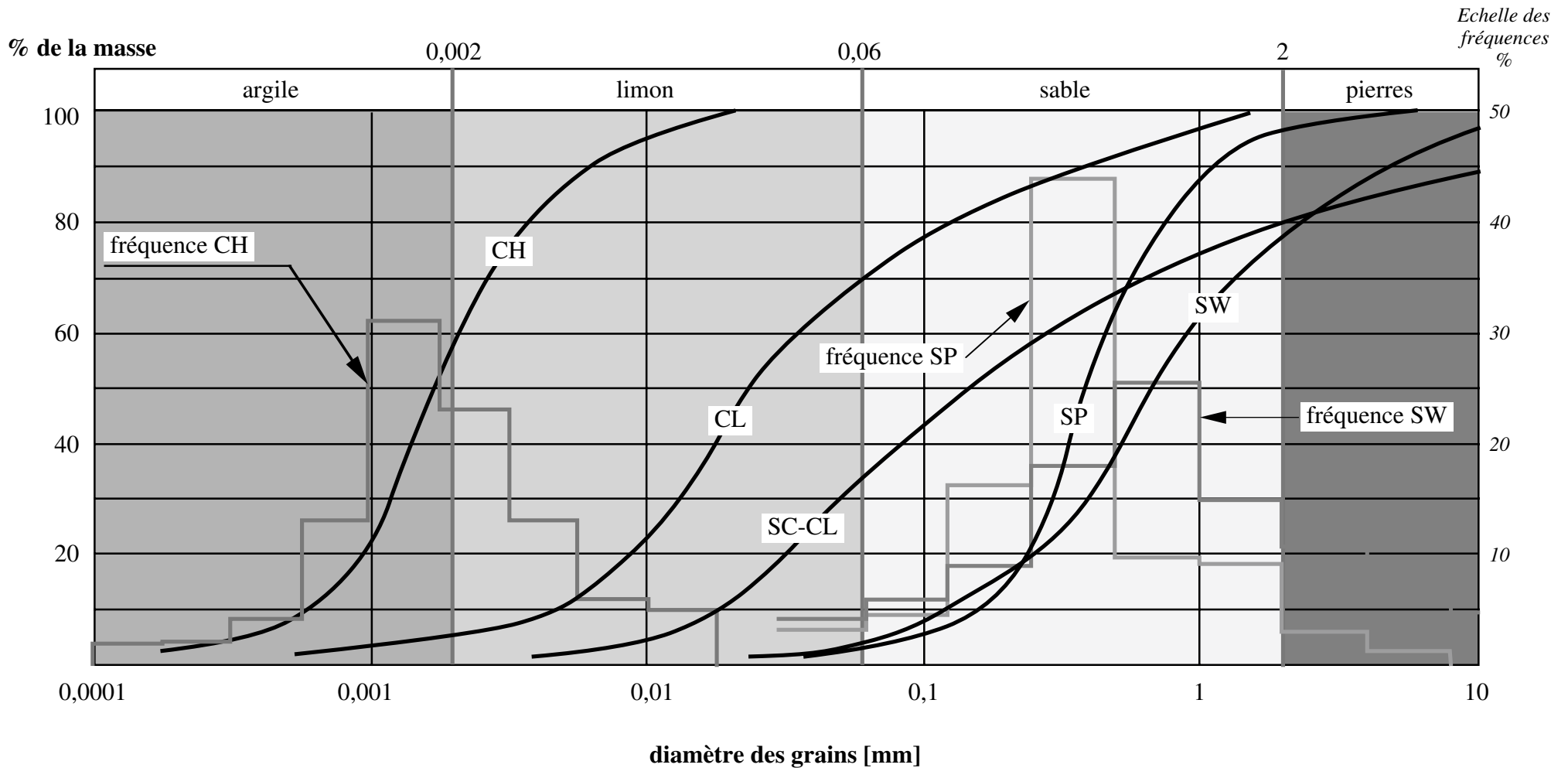
Principes (ne suffisent pas pour une classification précise):

Teneur en gravier Te_g	> 2 mm	$Te_g > Te_s$: G
Teneur en sable Te_s	0.06 - 2 mm	$Te_g < Te_s$: S
Teneur en fin	< 0.06 mm	
< 5% de fins	Symbole simple	GP GW SP SW
5 < fins < 15%	Symbole simple	GM GC SM SC
15 < fins < 50%	Symbole composé $I_p < 4\%$ $4 < I_p < 7\%$ $I_p > 7\%$	GM-ML SM-ML GM-GC SM-SC GC-CL SC-CL
Fins > 50%	Symbole selon diagramme de plasticité ML, ML-CL, CL, OL, MH, CH, OH, Pt	

Diagramme de plasticité:



Exemples de courbes granulométriques de quelques sols types



Différences entre USCS suisse et USCS ASTM (international)

USCS CH (SN 670'008, 1959)		USCS Casagrande (ASTM D2487)	
Teneur en gravier > 2 mm		Teneur en gravier > 4.75 mm	T4
Teneur en fin < 0.06 mm		Teneur en fins < 0.074 mm	T200
< 5% de fins	Symbole simple GP GW SP SW	< 5% de fins	Symbole simple GP GW SP SW
5 < fins < 15%	Symbole simple GM GC SM SC	5 < fins < 12%	Symbole composé GP-GM GP-GC GW-GM GW-GC SP-SM SP-SC SW-SM SW-SC
15 < fins < 50%	Symbole composé Ip < 4% GM-ML, SM-ML 4 < Ip < 7% GM-GC, SM-SC Ip > 7% GC-CL, SC-CL	12 < fins < 50%	Symbole simple et composé Ip < 4% GM SM 4 < Ip < 7% GM-GC, SM-SC Ip > 7% GC SC
Fins > 50%	Symbole simple selon abaque de plasticité ML, ML-CL, CL, OL, MH, CH, OH, Pt	Fins > 50%	Symbole simple selon abaque de plasticité ML, ML-CL, CL, OL, MH, CH, OH, Pt Possibilité d'un double symbole si teneur en fins comprise entre 45 et 55% : GM-ML, GC-CL, SM-ML, SC-CL

Nomenclature des sols

selon SN 670'010a (1993)

Symbole	Nomenclature		
	Français	Deutsch (CH)	English
GW	Gravier et gravier sableux, propre bien gradué	Sauberer, gut abgestufter Kies und sandiger Kies	Well-graded gravel
GP	Gravier et gravier sableux, propre mal gradué	Sauberer, schlecht abgestufter Kies und sandiger Kies	Poorly-graded gravel
GM	Gravier avec un peu de limon	Kies mit wenig Silt	Gravel with few silt
GC	Gravier avec un peu d'argile	Kies mit wenig Ton	Gravel with few clay
GM-ML	Gravier limoneux	Siltiger Kies	Silty gravel
GM-GC	Gravier limono-argileux	Siltiger bis toniger Kies	Silty to clayey gravel
GC-CL	Gravier argileux	Toniger Kies	Clayey gravel
GC-CH	Gravier avec argile de grande plasticité	Kies mit Ton hoher Plastizität	Gravel with fat clay
SW	Sable et sable graveleux, propre bien gradué	Sauberer, gut abgestufter Sand und kiesiger Sand	Well-graded sand
SP	Sable et sable graveleux, propre mal gradué	Sauberer, schlecht abgestufter Sand und kiesiger Sand	Poorly-graded sand
SM	Sable avec un peu de limon	Sand mit wenig Silt	Sand with few silt
SC	Sable avec un peu d'argile	Sand mit wenig Ton	Sand with few clay
SM-ML	Sable limoneux	Siltiger Sand	Silty sand
SM-SC	Sable limono-argileux	Siltiger bis toniger Sand	Silty to clayey sand
SC-CL	Sable argileux	Toniger Sand	Clayey sand
SC-CH	Sable avec argile de grande plasticité	Sand mit Ton hoher Plastizität	Sand with fat clay
ML	Limon graveleux ou sableux	Kiesiger oder sandiger Silt	Gravelly or sandy silt
CL-ML	Limon argileux avec sable et/ou gravier	Toniger Silt mit Sand und/oder Kies	Clayey silt with sand or gravel
CL	Limon argileux, graveleux et/ou sableux	Kiesiger und/oder sandiger toniger Silt	Gravelly or sandy lean clay
OL	Limon organique, graveleux et/ou sableux	Kiesiger und/oder sandiger organischer Silt	Gravelly or sandy organic Silt
CH	Argile limoneuse, graveleuse et/ou sableuse	Kiesiger und/oder sandiger siltiger Ton	Gravelly or sandy fat clay
OH	Argile limoneuse organique, graveleuse et/ou sableuse	Kiesiger und/oder sandiger organischer siltiger Ton	Gravelly or sandy organic clay
MH	Limon graveleux et/ou sableux de haute plasticité	Kiesiger und/oder sandiger Silt hoher Plastizität	Gravelly or sandy elastic silt
Pt	Tourbe	Torf	Peat

Classification USCS simplifiée - méthode de chantier (SN 670'005)

Marche à suivre					Désignations géotechniques		Symboles USCS	
Plus de la moitié des éléments ont un diamètre plus grand que 0,06 mm	SOLS A GROS GRAINS Plus de la moitié des éléments de diam. > 0,06 mm ont un diam. plus grand que 2 mm = gravier	sans éléments fins	dans la partie à gros grains, tous les Ø de grains sont représentés, aucun ne prédomine		Gruvier propre Gruvier propre avec sable		GW	
			dans la partie à gros grains, une grosseur de grains ou un groupe de grains de même grosseur prédomine		Gruvier propre Gruvier propre avec sable } désigner la fraction pré-dominante		GP	
		avec éléments fins	les éléments fins n'ont pas de cohésion		gravier limoneux gravier limoneux avec sable		GM	
			les éléments fins sont cohérents		gravier argileux gravier argileux avec sable		GC	
	SOLS A GRAINS MOYENS Plus de la moitié des éléments de diam. > 0,06 mm ont un diam. plus petit que 2 mm = sable	sans éléments fins	dans la partie à grains moyens, tous les Ø de grains sont représentés, aucun ne prédomine		sable propre sable propre avec gravier		SW	
			dans la partie à grains moyens, une grosseur de grains ou un groupe de grains de même grosseur prédomine		sable propre sable propre avec gravier } désigner la fraction pré-dominante		SP	
		avec éléments fins	les éléments fins n'ont pas de cohésion		sable limoneux sable limoneux avec gravier		SM	
			les éléments fins sont cohérents		sable argileux sable argileux avec gravier		SC	
	Détermination de la plasticité sur le chantier							
				Agitation	Consistance	Résistance à l'état sec		
Plus de la moitié des éléments ont un diamètre plus petit que 0,06 mm	SOLS FINS argile et limon	Limite de liquidité < 50%	rapide à lente	nulle	nulle	limon limon avec sable ou gravier } pas ou très peu plastique	ML	
			nulle à lente	moyenne	moyenne à grande	limon argileux limon argileux avec sable ou gravier } de plasticité faible ou moyenne	CL	
			lente	petite	petite à moyenne	limon argileux limon argileux avec sable ou gravier } de faible plasticité avec matières organiques	OL	
		Limite de liquidité > 50%	lente à nulle	petite à moyenne	petite à moyenne	limons spéciaux p. ex. riches en mica ou en chaux (craie lacustre) } de plasticité moyenne	MH	
			nulle	grande	grande à très grande	argile argile limoneuse } de grande plasticité	CH	
			nulle à très lente	petite à moyenne	moyenne à grande	argile argile limoneuse } avec matières organiques et de plasticité moyenne	OH	
		les matières organiques prédominent		reconnaissables à l'odeur, couleur sombre, texture fibreuse, faible poids spécifique apparent			tourbe, tourbe argileuse, tourbe limoneuse	

Subdivision de détail des argiles et limons

Les sols à grains fins reconnus sous chiffre 8 sont subdivisés plus avant sur la base des trois essais de chantier décrits ci-dessous (col. 4 a ... c) et effectués sur des échantillons préparés de la façon suivante: élimination des grains qui gênent le pétrissage ($> 0,5$ mm) puis humidification ou séchage par pétrissage, afin de rendre l'échantillon plastique mais non collant.

a) Agitation: un échantillon est agité dans le creux d'une main. L'agitation fait apparaître plus ou moins rapidement l'eau à la surface de l'échantillon qui devient brillante. (Cet aspect brillant disparaît lorsque l'échantillon est légèrement serré entre le pouce et l'index.)

Si la surface devient très rapidement brillante, le matériel est un sable fin; si elle devient lentement brillante, c'est un limon; si elle reste mate, c'est une argile.

b) Consistance: un échantillon est pétri, puis roulé entre les paumes des mains ou sur une surface poreuse (papier) pour lui donner la forme d'un cylindre mince (diamètre 3 mm). Cette opération qui élimine peu à peu l'eau doit être répétée jusqu'à ce que le cylindre s'émiette

A cet état, on estime la consistance par écrasement de l'échantillon entre les doigts. Plus la consistance est grande, plus la teneur en argile est élevée.

c) Résistance à l'état sec: un échantillon est séché (à l'air, au soleil ou au four), puis sa résistance à l'état sec est déterminée en le cassant ou en l'émiettant entre les doigts.

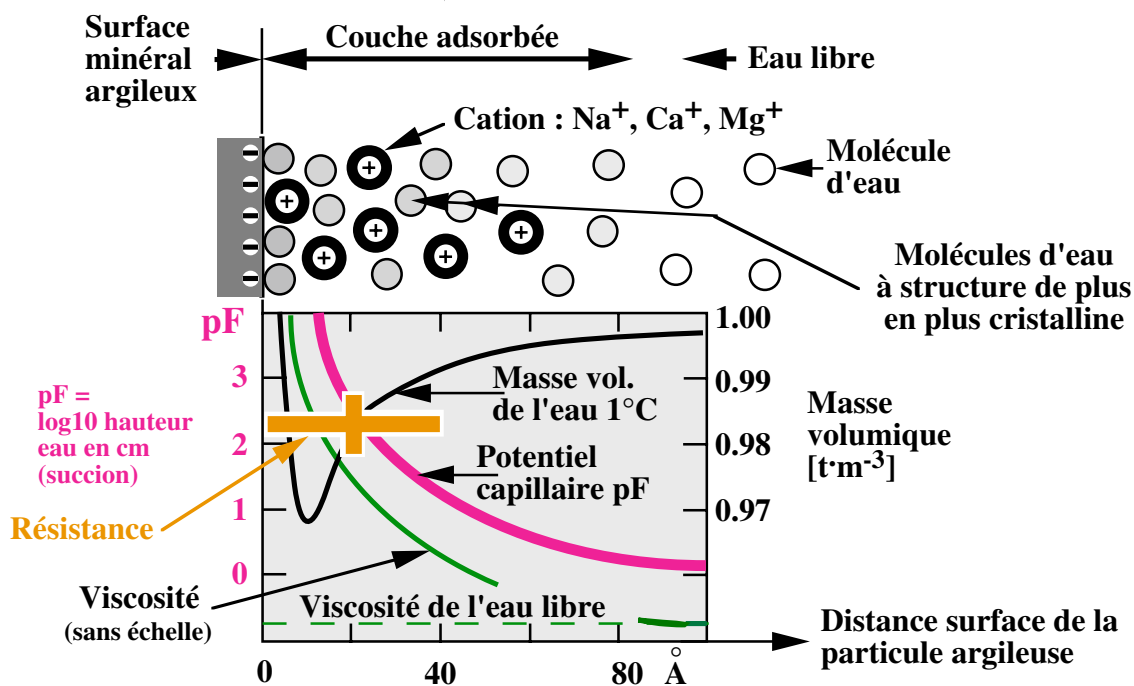
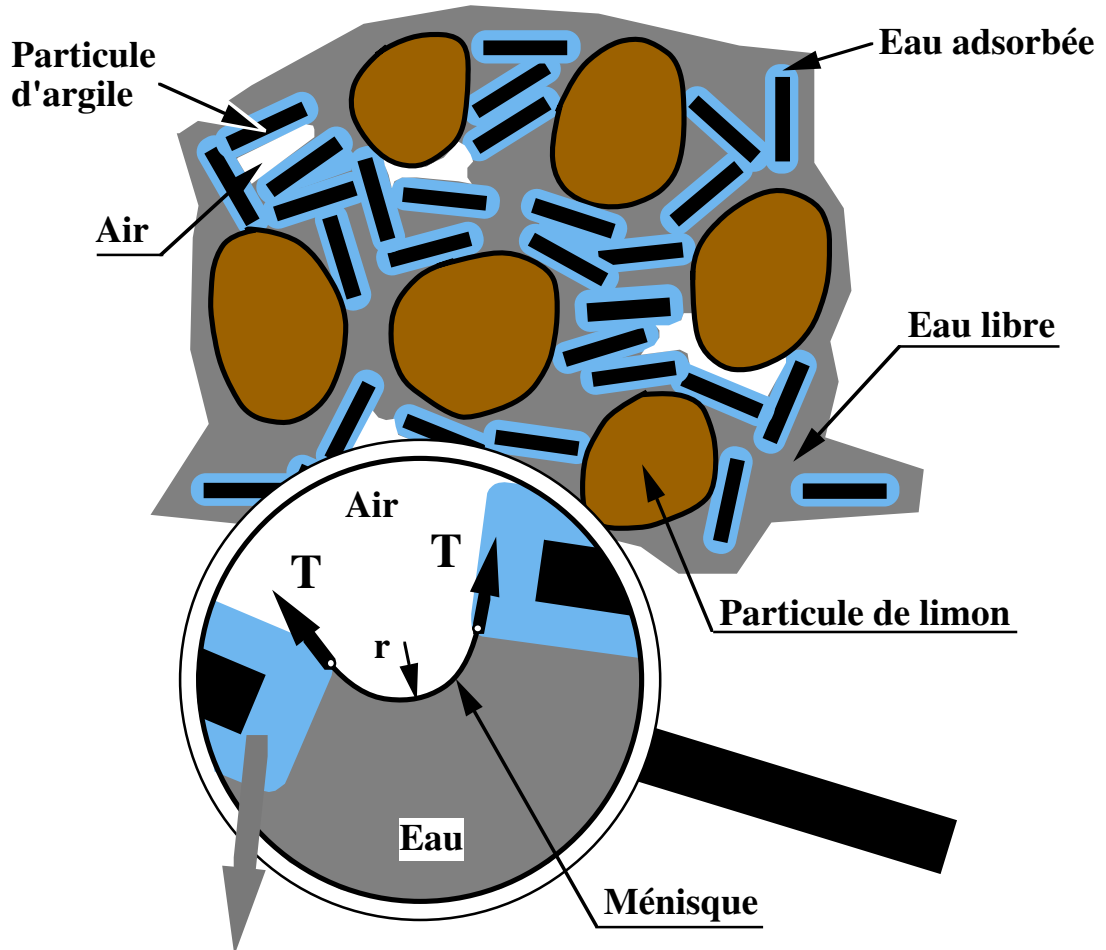
La résistance à l'état sec des argiles est grande, celle des limons est faible; les sables fins limoneux ont également une faible résistance à l'état sec Ils peuvent toutefois être distingués des limons, si après pulvérisation, des grains isolés sont perceptibles au toucher.

Relations entre les principaux paramètres

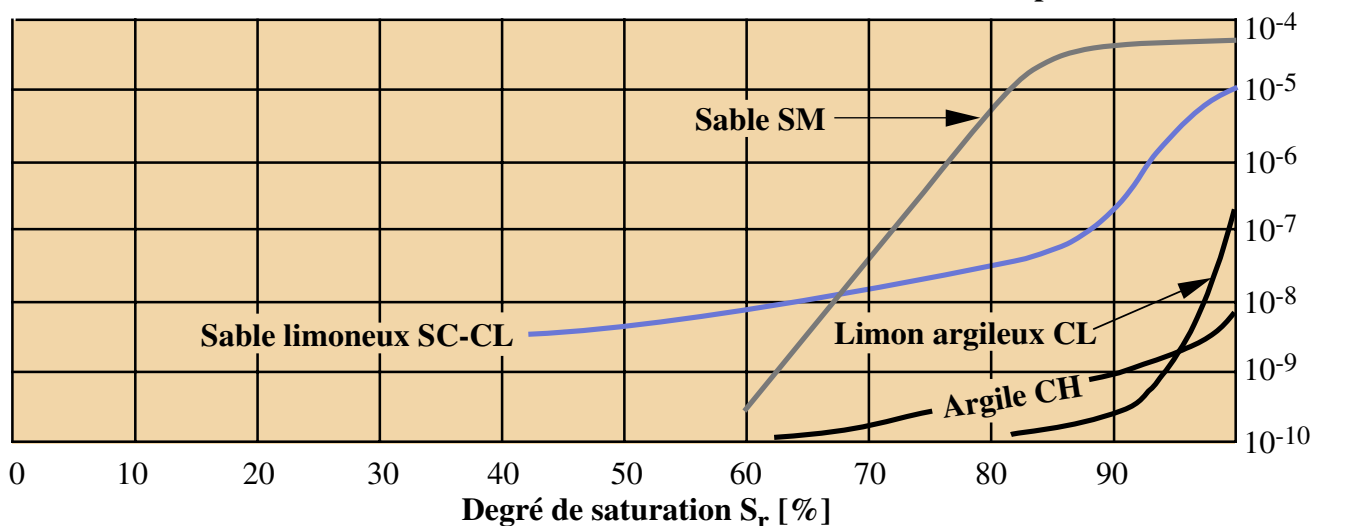
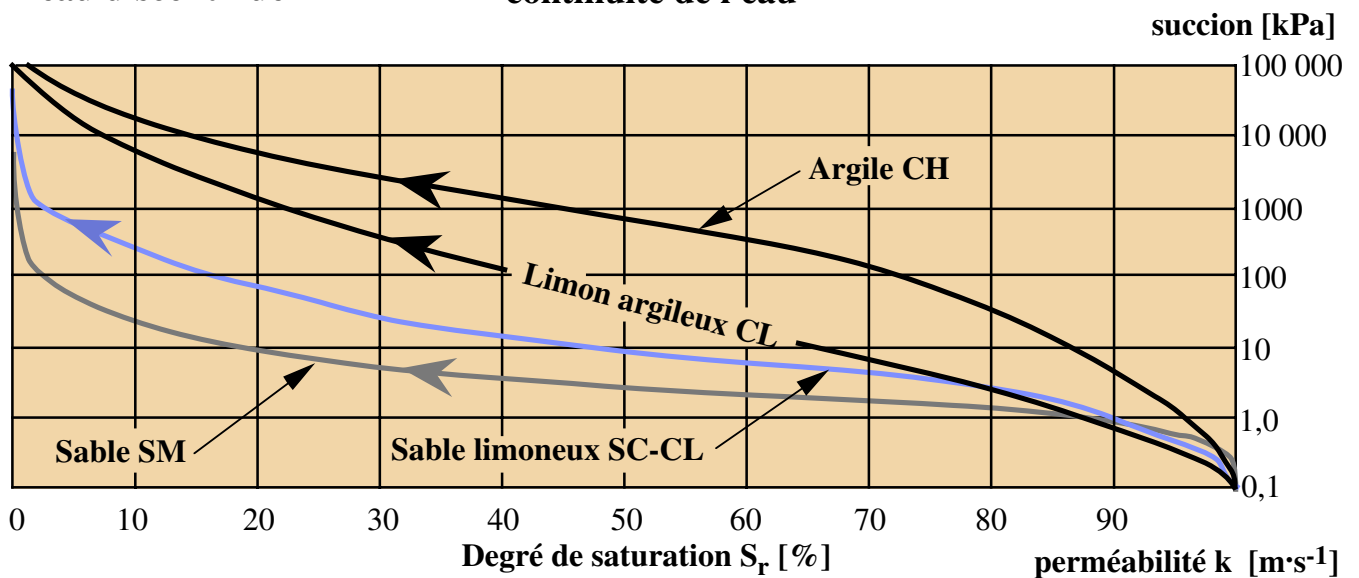
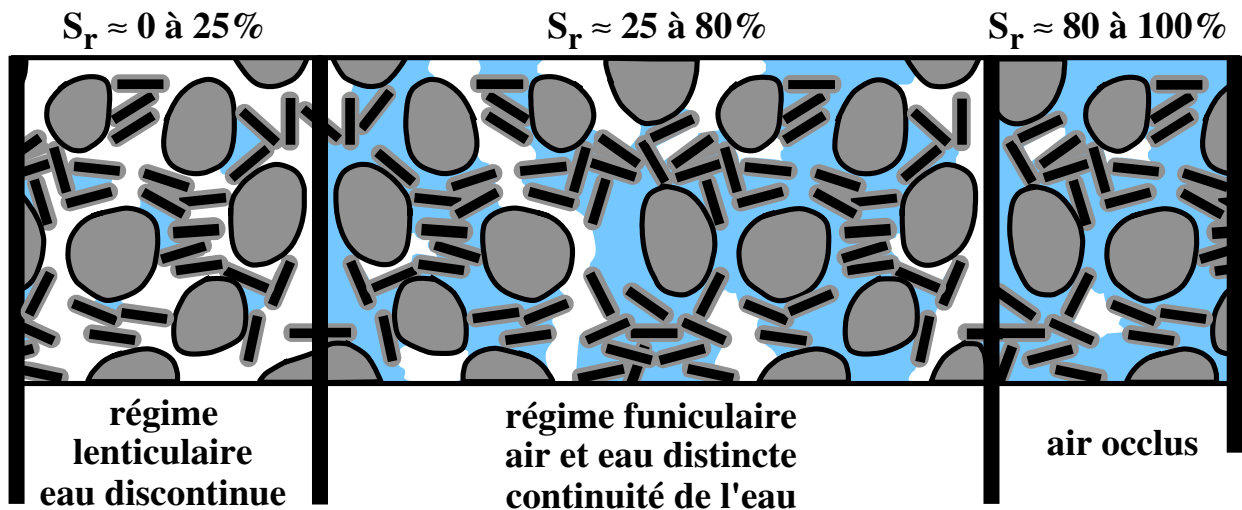
Légende : indéterminé

Paramètres connus	Paramètres à déterminer								
	ρ	ρ_d	ρ_{sat}	ρ_s	w [%]	w_{sat} [%]	n [-]	e [-]	S_r [%]
ρ, w	ρ	$\frac{100 \rho}{100 + w}$			w				
ρ_d, n		ρ_d	$\rho_d + n \rho_w$	$\frac{\rho_d}{1 - n}$		$\frac{100 \rho_w n}{\rho_d}$	n	$\frac{n}{1 - n}$	
ρ_d, e		ρ_d	$\rho_d + \frac{e}{1+e} \rho_w$	$\rho_d (1+e)$		$\frac{100 \rho_w e}{\rho_d (1+e)}$	$\frac{e}{1 + e}$	e	
ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d			w				
ρ_s, ρ_d		ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: auto;"> teneur en eau volumique θ $\theta = \frac{\rho_w}{\rho_s} w$ $w = \frac{\theta \rho_s}{\rho_w}$ $\theta = \frac{w \rho_d}{\rho_w}$ </div>	$\left(\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	
ρ_s, ρ_{sat}		$\frac{\rho_{sat} - \rho_w}{1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}}$	ρ_{sat}	ρ_s		$\frac{100 (\rho_s - \rho_{sat})}{\rho_s \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} - 1 \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_s - \rho_w}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_{sat} - \rho_w}$	
ρ_s, w_{sat}		$\frac{\rho_w}{\frac{\rho_w}{\rho_s} + \frac{w_{sat}}{100}}$	$\frac{\rho_s (100 + w_{sat})}{100 + \frac{\rho_s}{\rho_w} w_{sat}}$	ρ_s		w_{sat}	$\frac{1}{1 + \frac{100 \rho_w}{\rho_s w_{sat}}}$	$\frac{\rho_s w_{sat}}{\rho_w 100}$	
ρ_s, n		$\rho_s (1-n)$	$(1-n) \rho_s + n \rho_w$	ρ_s		$\frac{\rho_w}{\rho_s} \frac{n}{1-n} 100$	n	$\frac{n}{1 - n}$	
ρ_d, w, S_r	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d \left(1 + \frac{w}{S_r} \right)$	$\frac{S_r \rho_d}{S_r \rho_w - w \rho_d}$	w	$\frac{w}{S_r} 100$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r}$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r - w \rho_d}$	S_r
ρ_s, e, w	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{100+w}{100} \right)$	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right)$	$\frac{\rho_s + e \rho_w}{1+e}$	ρ_s	w	$\frac{\rho_w}{\rho_s} e 100$	$\frac{e}{1 + e}$	e	$\frac{w \rho_s}{e \rho_w}$
ρ_s, ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	w	$\left(\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{w \rho_s \rho_d}{(\rho_s - \rho_d) \rho_w}$
ρ_s, ρ, S_r	ρ	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right) + \rho_w (\rho_s - \rho)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	ρ_s	$\frac{\rho_w S_r (\rho_s - \rho)}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_w (\rho_s - \rho) 100}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	S_r

Schéma sols fins

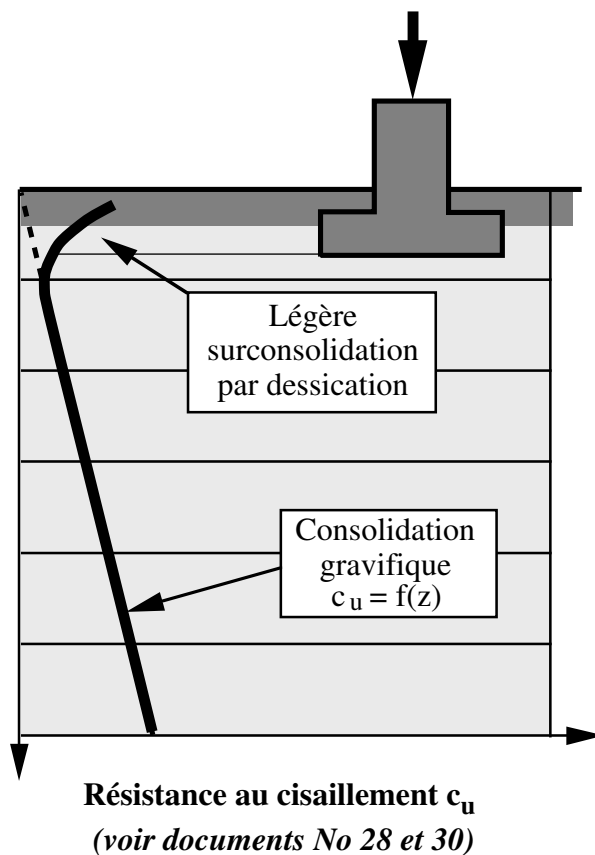
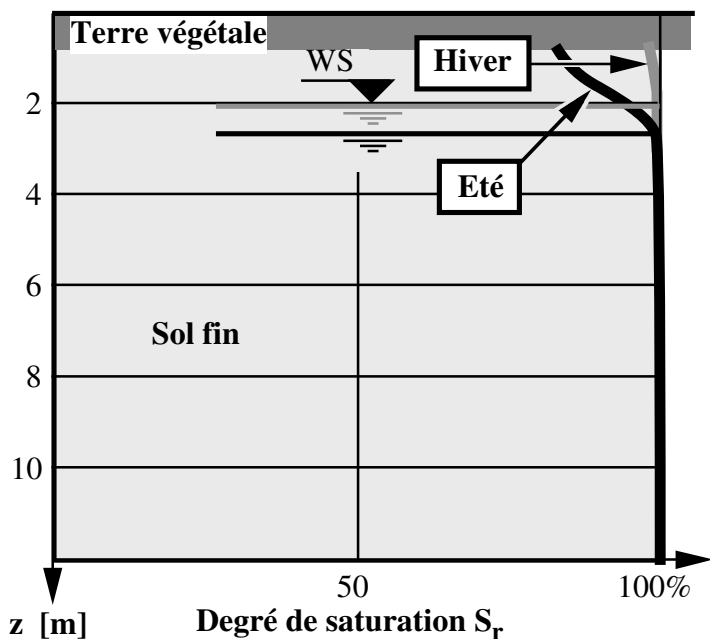


Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés

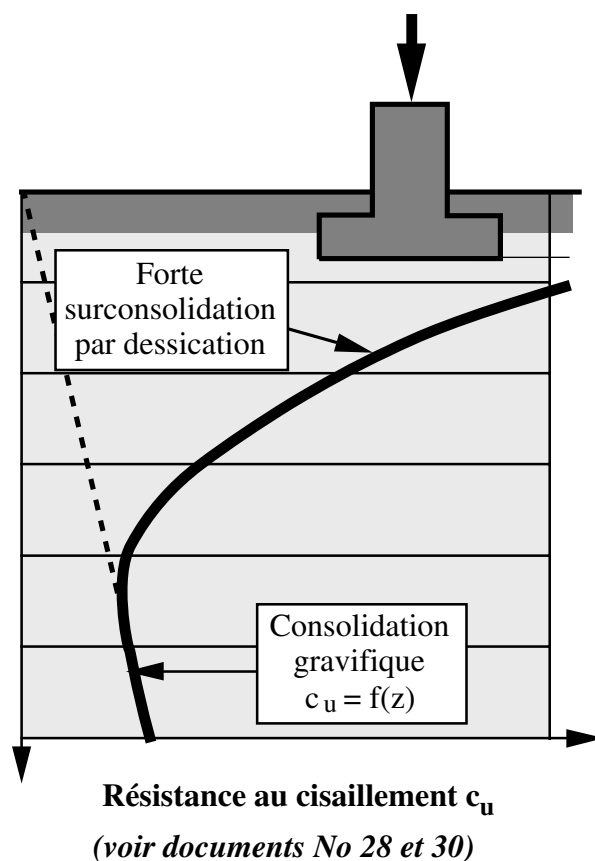
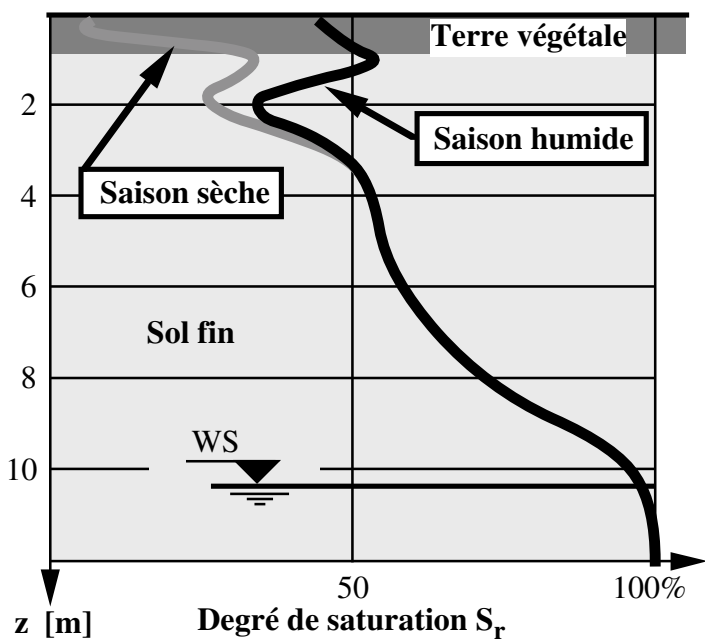


Degré de saturation et surconsolidation par dessiccation des sols au-dessus de la nappe phréatique

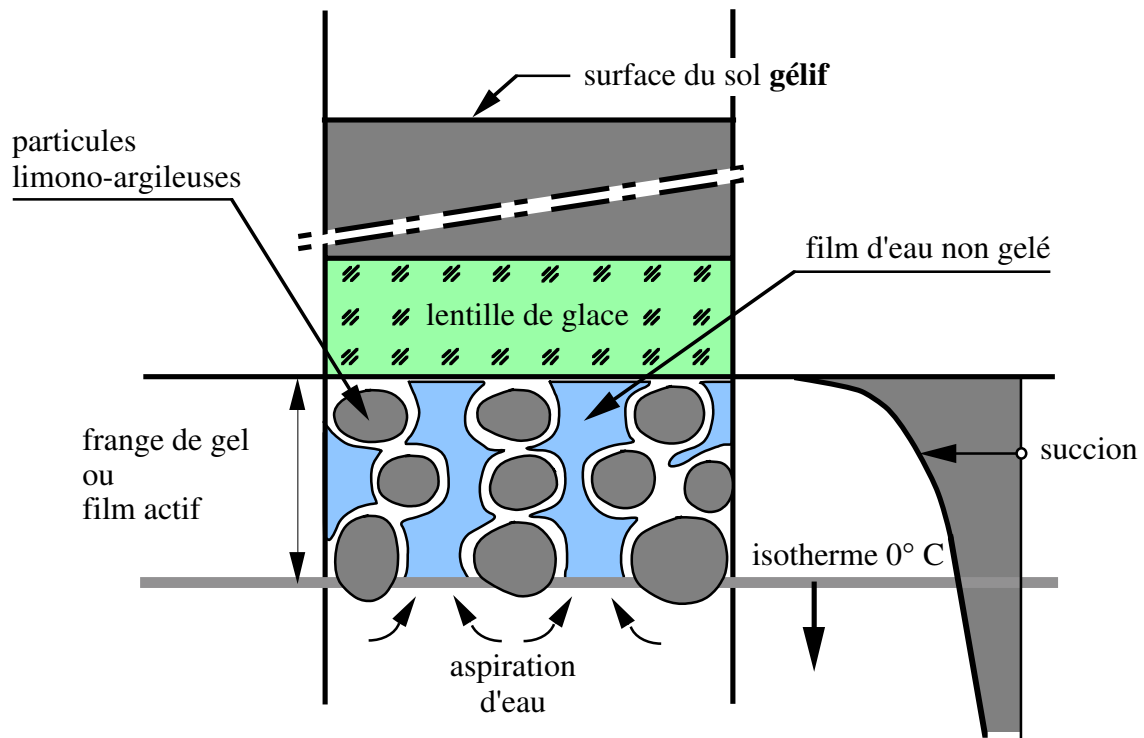
Climat humide tempéré à froid



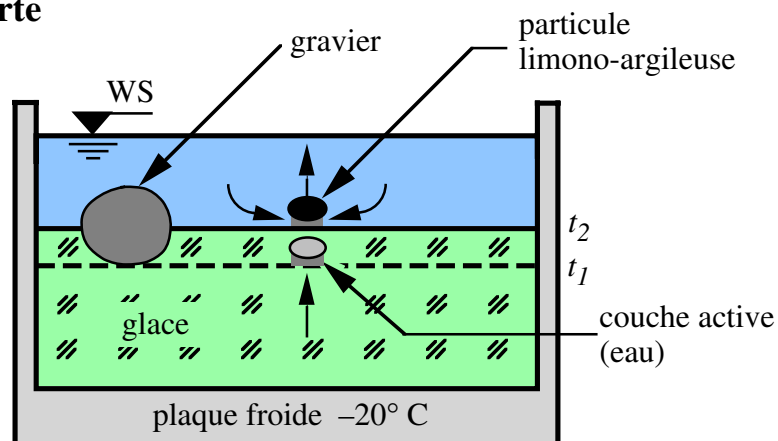
Climat sec chaud à très chaud



Frange de gel

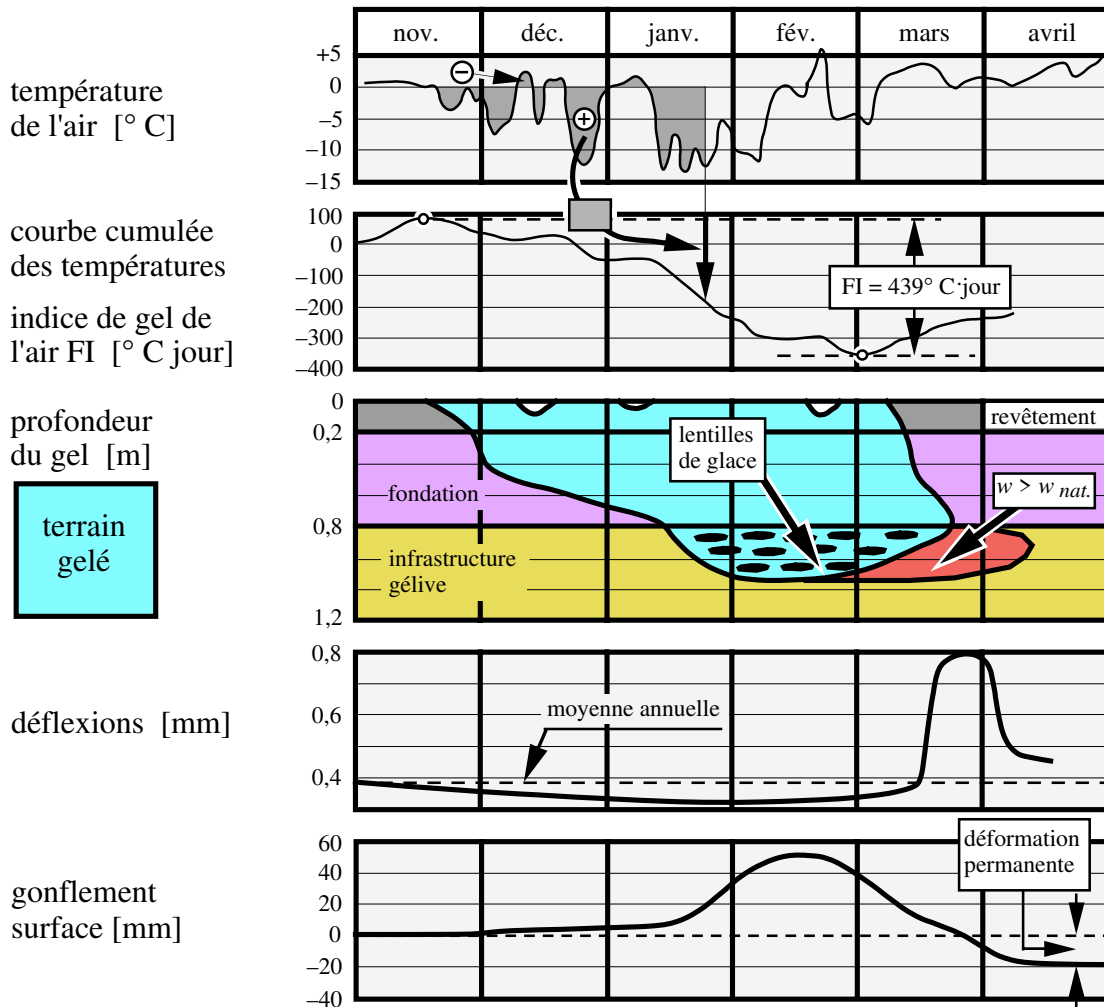


Expérience de Corte



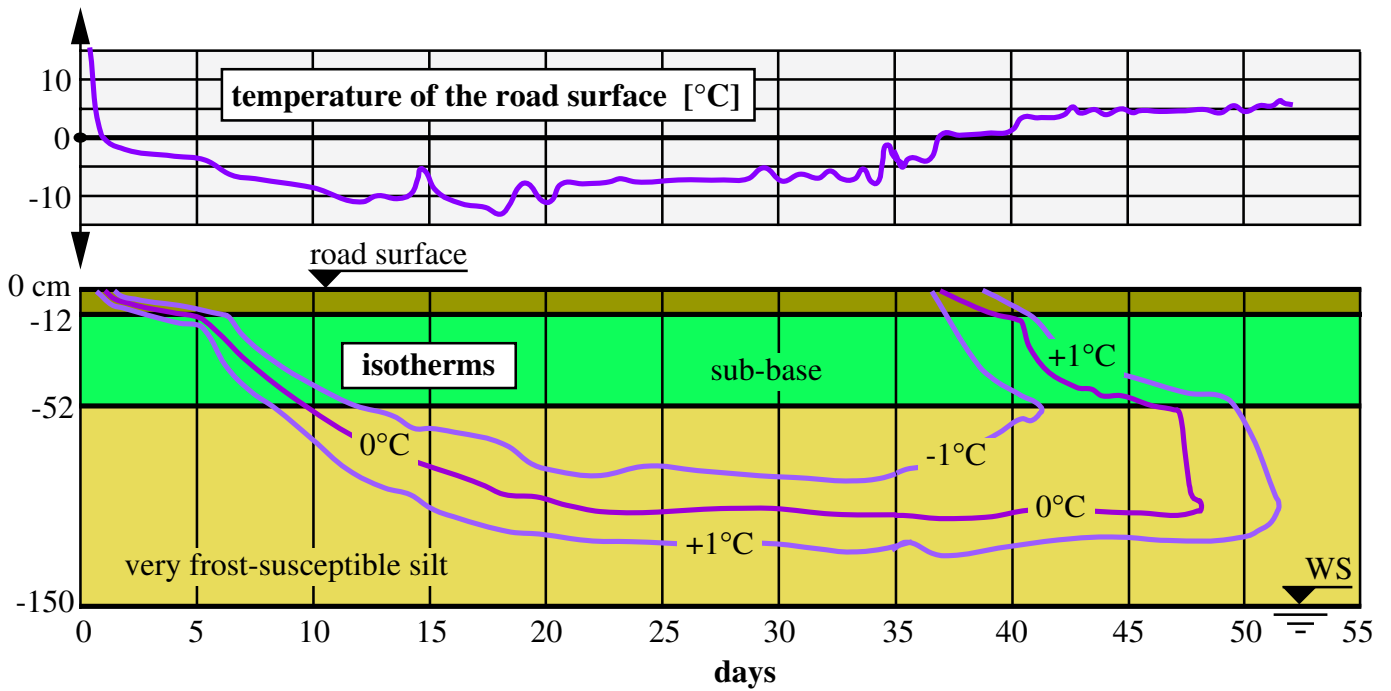
L'expérience de Corte consiste à faire geler une colonne d'eau du bas vers le haut et à déposer, à un certain moment t_1 , sur la surface supérieure de la glace des particules de différentes dimensions. Les particules les plus fines se maintiennent sur le front de la glace qui progresse du bas vers le haut, alors que les plus grosses sont absorbées par la glace (temps t_2 sur la figure). Seule la présence d'un film liquide à la surface des particules fines peut expliquer leur déplacement vertical avec le front de glace.

Indice de gel de l'air FI, gonflement et diminution de la portance au dégel



Full-scale tests carried out at the test facilities of the Soil Mechanics Laboratory of the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne:

Temperatures during a freeze-thaw cycle



Degré de gélivité des sols

La succion capillaire dans la frange de gel provoque la migration de l'eau vers cette frange. Cette migration va cependant être contrariée par le fait que la conductivité hydraulique d'un sol non saturé diminue en même temps que sa teneur en eau. Cette antinomie entre les variations de la succion capillaire et celles de la conductivité hydraulique d'un sol permet d'expliquer toutes les particularités liées au phénomène de la gélivité des sols.

Les sols les plus sensibles au gel –ceux dont le degré de gélivité est le plus élevé– sont donc les sols qui ont une succion capillaire appréciable et une perméabilité pas trop faible.

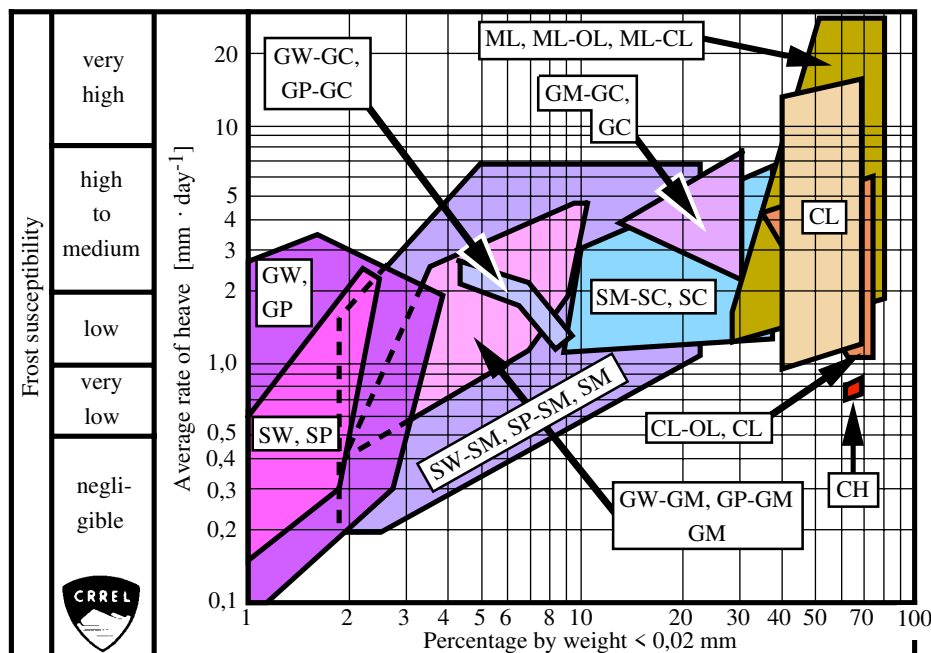
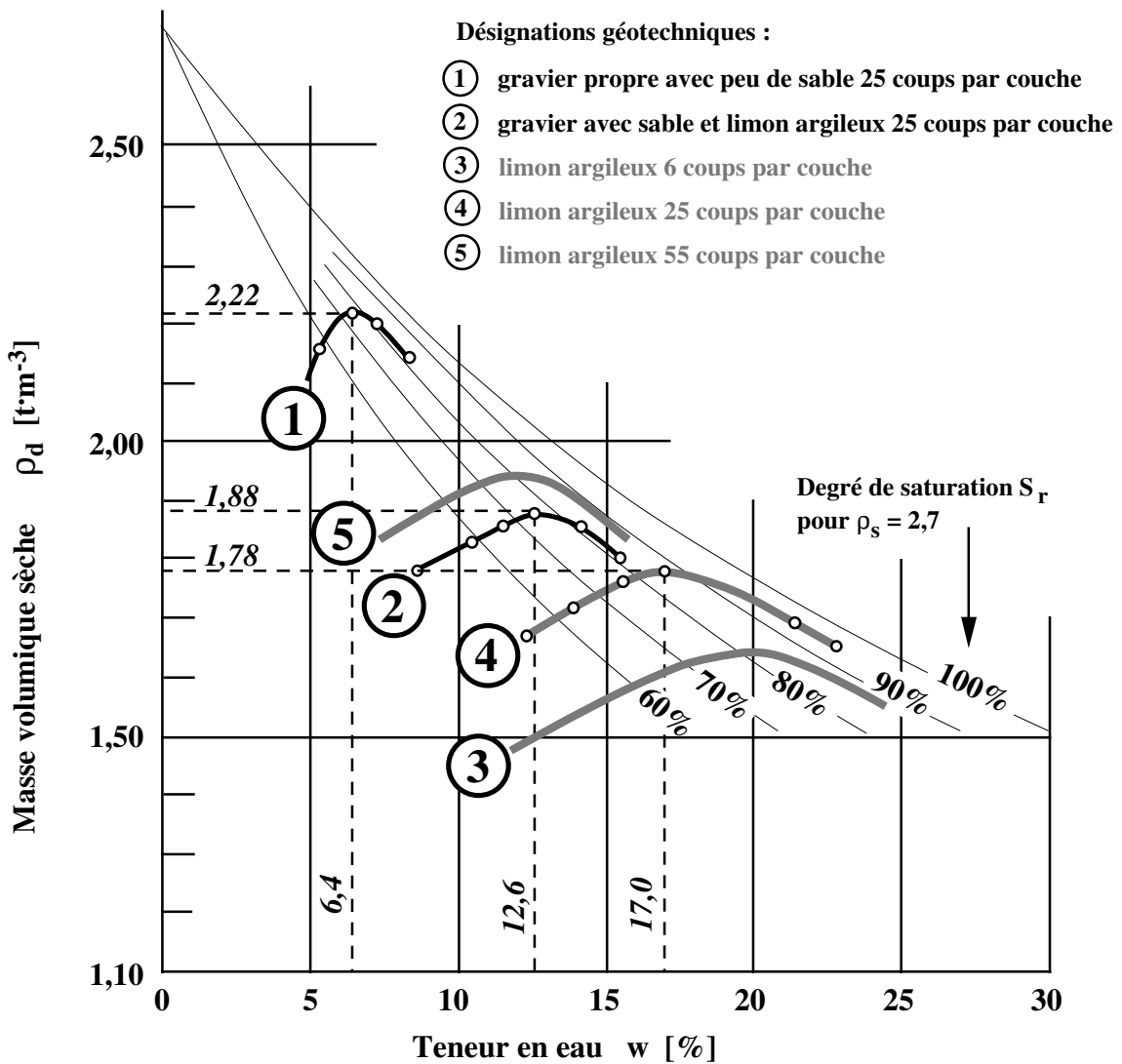
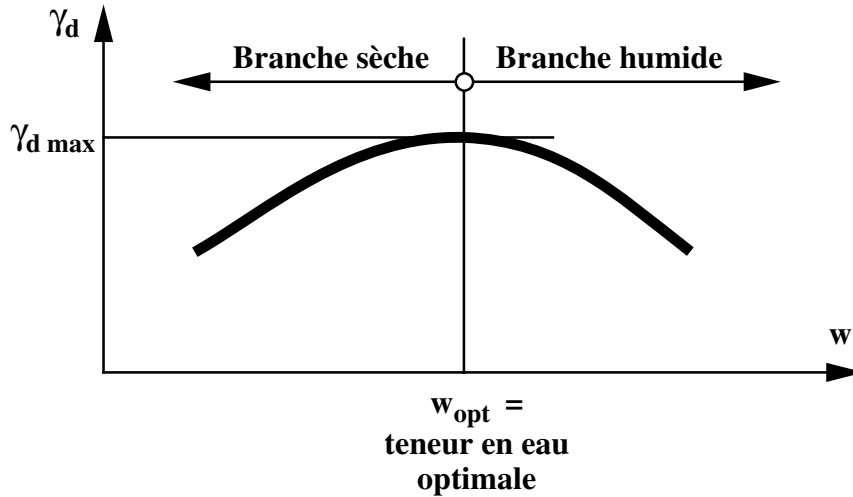


Diagramme
CRREL

Degree of frost susceptibility	Soil	Percentage by mass < 0,02 mm	USCS (ASTM D2487)
F0 negligible	Some gravelly and coarse sandy soils	< 1 (event. < 2)	GW, GP, SW, SP
F1 very low	Numerous gravelly soils < 3		GW, GP
	Numerous sandy soils < 2		SW, SP
	Some gravels with silt < 3		GW-GM, GP-GM, GM
F2 low	Some sands with silt < 10		SW-SM, SP-SM, GM
	Some gravelly soils 1 to 4		GW, GP
	Some sandy soils 1 to 2		SW, SP
	Some gravels with silt or clay 3 to 8		GW-GM, GP-GM, GM, GW-GC, GP-GC
	Some sands with silt or clays >3		SW-SM, SP-SM, SM, SW-SC, SP-SC
	A few special silty clays and clays with plasticity index > 20		CL, CH
F3 high to medium	Gravel with silt or clay >3		GW-GM, GP-GM, GM, GW-GC, GP-GC
	Fine sands with silt or clay >5		SW-SM, SP-SM, SM, SW-SC, SP-SC
	A few silts with plasticity index > 12		ML, OL
	Silty clay and clay with plasticity index > 12		CL, CH
F4 very high	Almost all silts		ML, OL, MH
	Very fine silty sand > 15		SC, SM, SC-SM
	Silty clay and clay, plasticity index < 12		CL, CL-ML
	Varved clays and other fine-grained banded sediments		

Projet
norme
CEN

Essais de compactage (Proctor)

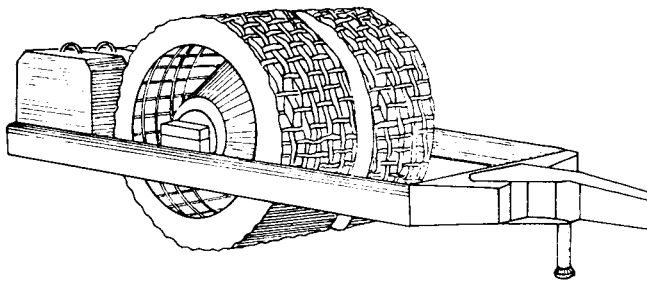


Engins de compactage: Compression et pétrissage



Rouleau lisse automoteur

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
25	nulle	10
à	à	à
150	faible	25



Rouleau à grille tracté

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
150	nulle	20
	à	à
	faible	40



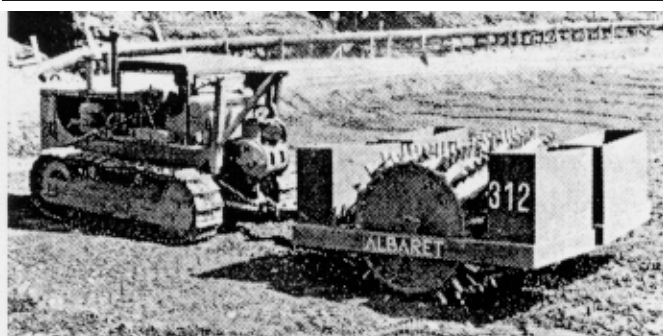
Rouleau à pneu automoteur

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
80	nulle	15
à	à	à
300	moyenne	40



Rouleau à pneu tracté

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
260	nulle	30
à	à	à
880	moyenne	80



Rouleau à pieds de mouton tracté

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
20	moyenne	20
à	à	à
80	grande	30

Engins de compactage: Vibration

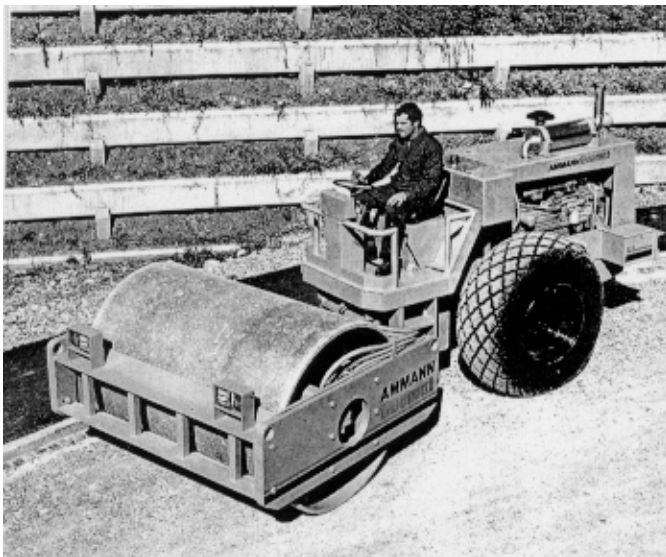


Plaque vibrante

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
2 à 25	nulle	15 à 60

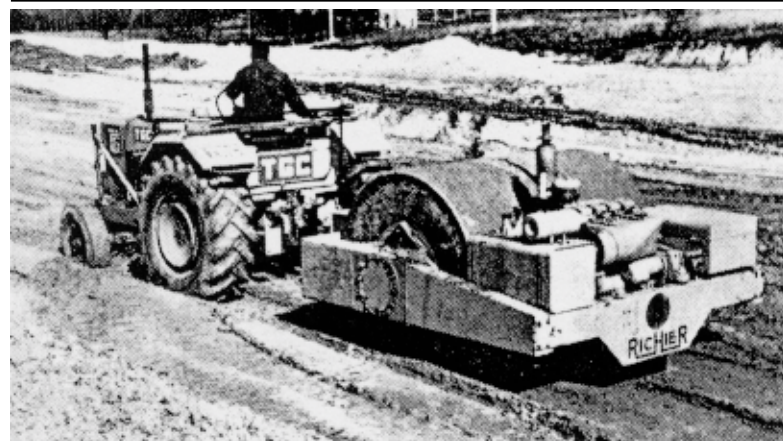
Vibrateur à plaque multiple

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
32 à 80	nulle	25 à 50



Rouleau automoteur

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
5 à 50	nulle	15 à 40



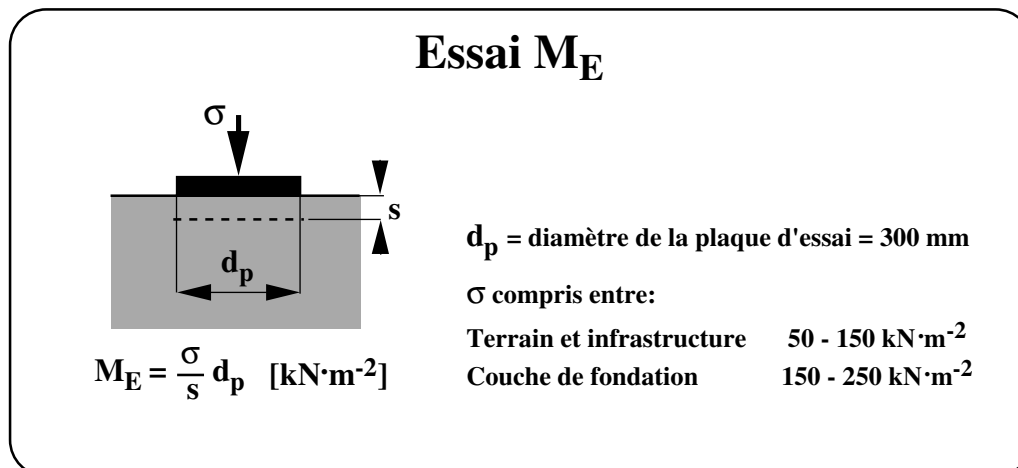
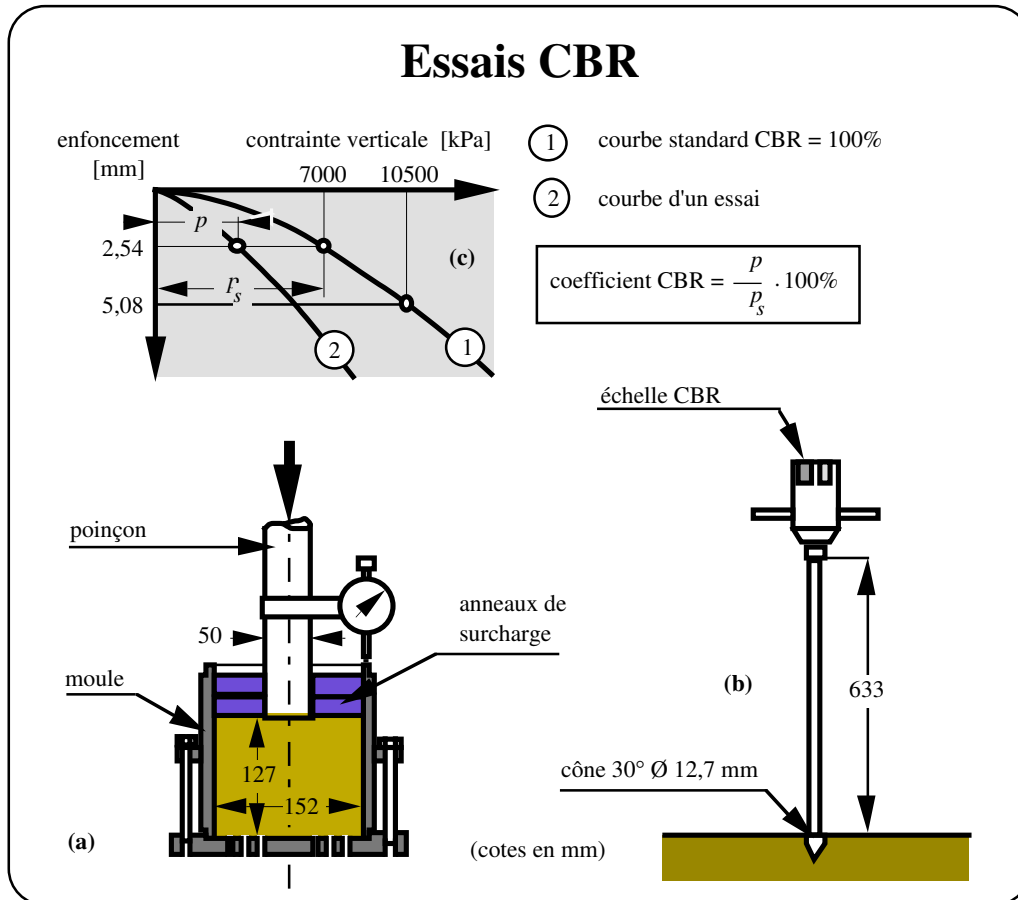
Rouleau tracté

Poids en service KN	Cohésion du sol compacté	Epaisseurs couches cm
30 à 50	nulle	30 à 50

Portance, essais CBR, essai M_E

La portance est un terme qui se rapporte au dimensionnement des voies de communication (routes, voies ferrées); il peut être défini par:

- Le coefficient CBR (California bearing ratio)
- Le module de compressibilité M_E

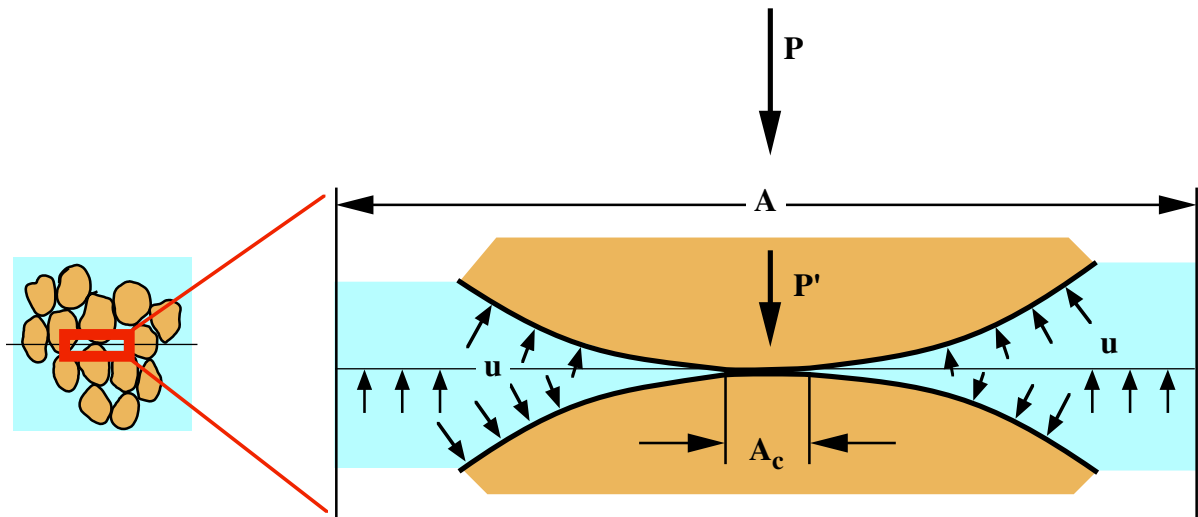


Normes SN (Suisse) : Essais sur les sols et divers relatif à la mécanique des sols

No SN Nom

640 034	Signes conventionnels géotechniques (<i>en révision</i>)
640 302a	Nomenclature super- et infrastructure
640 311a	Études géotechniques pour l'établissement du projet
640 312a	Effet des ébranlements sur les constructions
640 342a	Drainage, étude des projets
640 383	Murs de soutènement, type de murs
640 385	Murs de soutènement, fondations
640 386	Murs de soutènement, parements
640 387	Murs de soutènement, joints
640 388	Murs de soutènement, couronnements
640 389	Murs de soutènement, assainissement et remblayage
640 500a	Stabilisation, généralités
640 503a	Stabilisation à la chaux aérienne
640 506a	Stabilisation aux liants hydrocarbonés
640 509a	Stabilisation aux liants hydrauliques
640 530b	Évacuation des eaux, définitions
640 532b	Évacuation des eaux, collecteurs et drainages, prescriptions d'exécution
640 535b	Fouilles en tranchée, prescriptions d'exécution
640 538a	Prescriptions administratives pour les travaux de fouille dans les voies publiques
640 550	Géotextiles, définitions et description des produits
640 552	Géotextiles, exigences pour les fonctions de séparation, de filtration et de drainage
640 575	Terrassements, généralités, classement des sols
640 576	Remblais et déblais, prescriptions d'exécution
640 585a	Compactage, exigences (<i>en révision</i>)
640 586	Compactage, méthodes de contrôle (<i>en révision</i>)
640 588a	Compactage à l'aide d'engins de chantier
670 005	Classification des sols, méthode de chantier selon USCS
670 008	Classification des sols, méthode de laboratoire selon USCS
670 009	Terminologie géologique des terrains meubles
670 010a	Coefficients caractéristiques des sols
670 120b	Graves pour couches de fondation, prescriptions de qualité (<i>en révision</i>)
670 125a	Matériaux pour filtre, prescriptions de qualité
670 140a	Gel
670 300	Paramètres nécessaires à la présentation des essais géotechniques
670 312a	Appareil VSS pour essais de plaque ME et ME rapide (<i>en révision</i>)
670 316a	Pénétromètre CBR, essai in situ
670 317a	Essai de plaque ME (<i>en révision</i>)
670 318	Essai ME rapide (<i>en révision</i>)
670 319a	Essai de plaque, selon Westergaard
670 320b	Essais CBR en laboratoire
670 321	Essai de gonflement au gel et essai CBR après dégel
670 330b	Compactage selon AASHTO
670 335a	Masse volumique du sol
670 340b	Teneur en eau
670 345a	Limites de consistance
670 350	Pénétromètre de poche, scissomètre de poche et de laboratoire
670 352	Compression simple
670 362a	Poutre de Benkelman
670 365*	Contrôle du compactage par essieu de 10 t
670 800c	Prélèvement d'échantillons
670 808a	Tamis d'analyse, exigences
670 810c	Analyse granulométrique par tamisage
670 816a	Sédimentométrie par la méthode de l'aréomètre

Contrainte totale et effective



- $P =$ Force normale totale
- $P' =$ Force normale intergranulaire
- $u =$ pression interstitielle
- $A =$ aire totale
- $A_c =$ aire de contact entre les grains

$$P = P' + u (A - A_c)$$

$$\text{Divisons par l'aire } A : \frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + \frac{u (A - A_c)}{A} = \frac{P'}{A} + u \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)$$

A_c est très petit relativement à A , d'où : $\frac{A_c}{A} = \text{env. } 0$

$$\frac{P}{A} = \sigma = \text{contrainte totale}$$

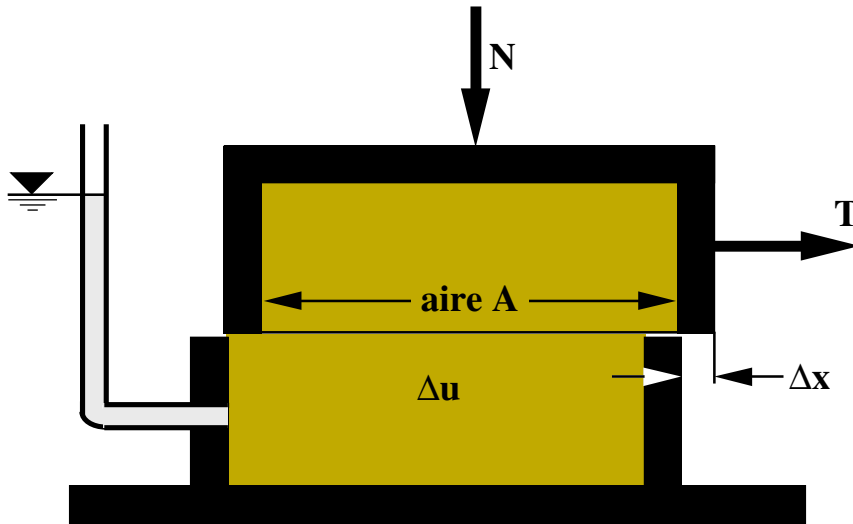
$$\frac{P'}{A} = \sigma' = \text{contrainte effective}$$

$$\text{D'où : } \sigma = \sigma' + u \quad \text{ou} \quad \boxed{\sigma' = \sigma - u}$$

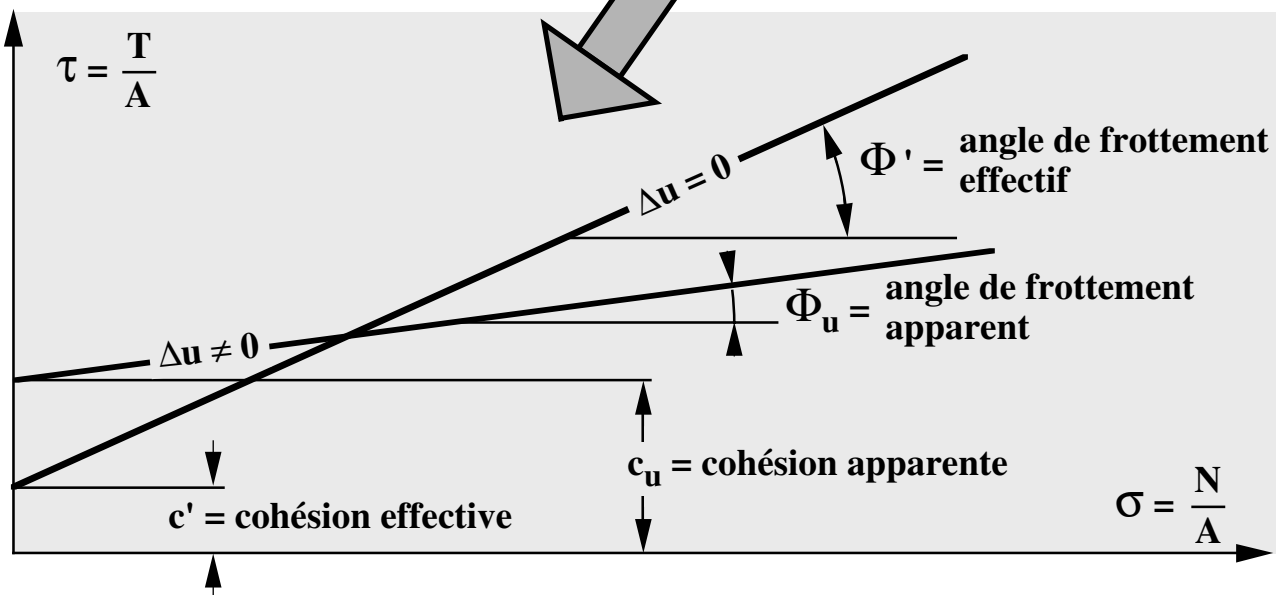
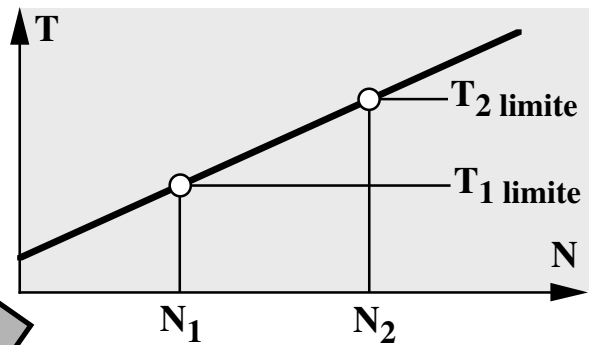
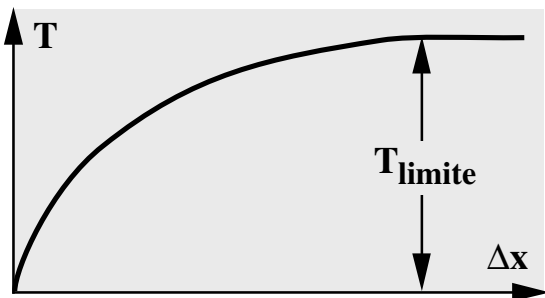
C'est probablement l'équation la plus importante de la mécanique des sols.

Elle paraît très simple, mais est la cause de la plupart des problèmes rencontrés dans cette mécanique.

Résistance au cisaillement

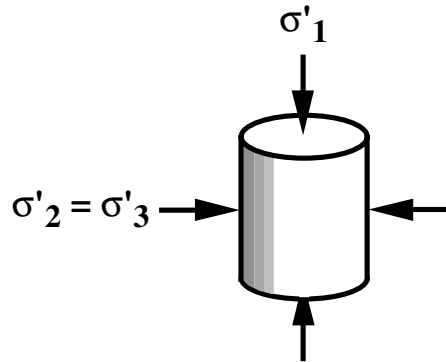


Δu = accroissement de la pression interstitielle par application de la force N



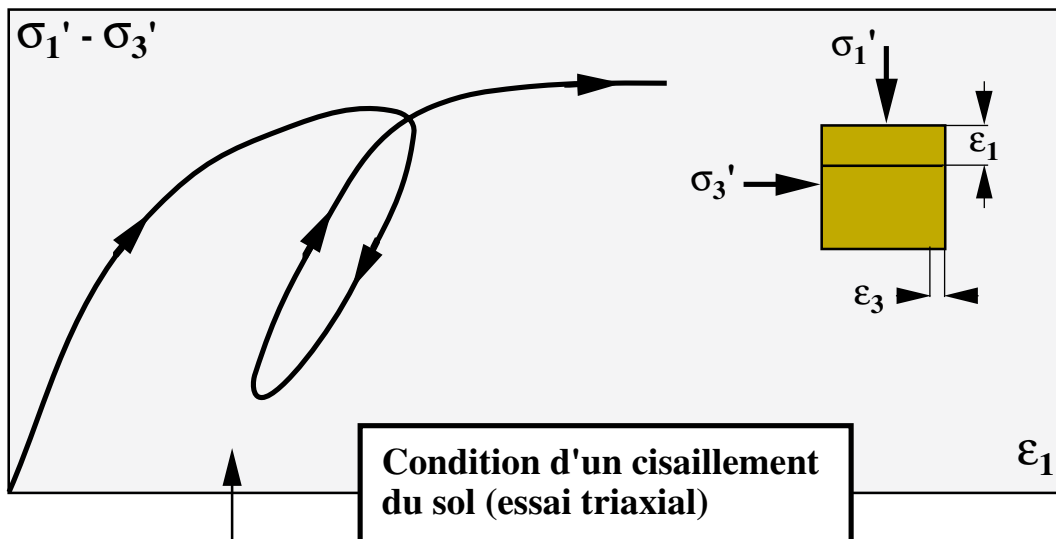
A la limite (grande vitesse d'application de N), $\Phi_u = 0$

Comportement en contrainte - déformation

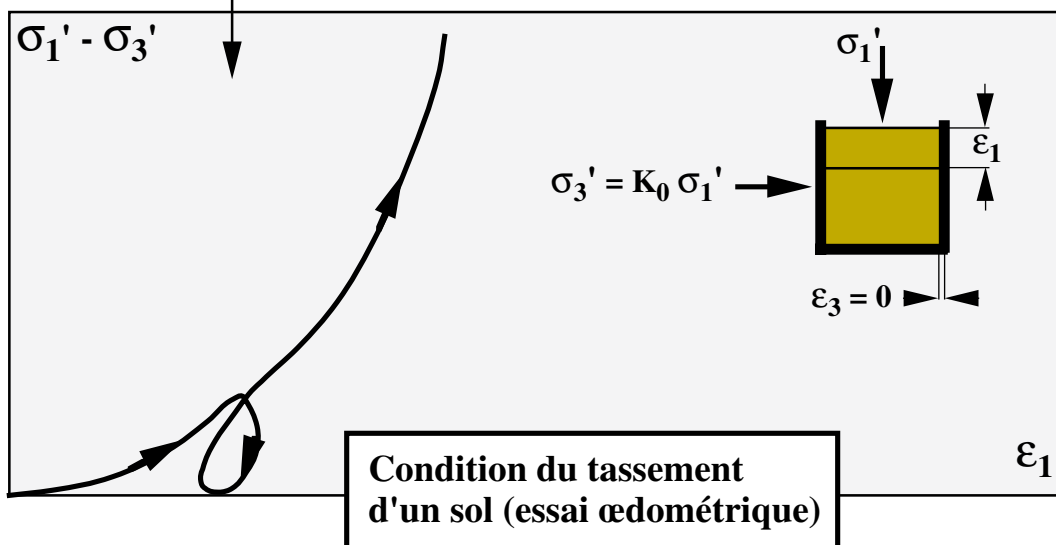


En contraintes effectives

$\Delta u =$ pression interstitielle en excès = 0

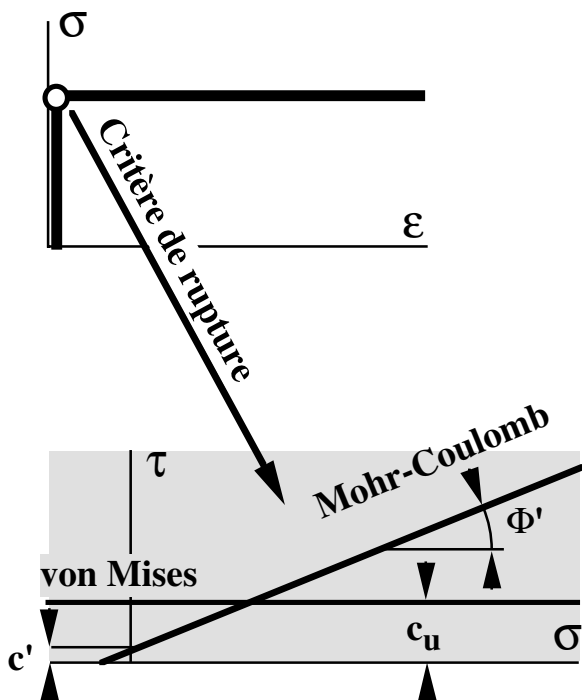


Même sol

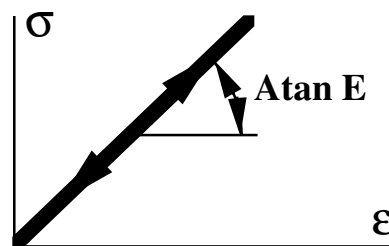


Lois classiques

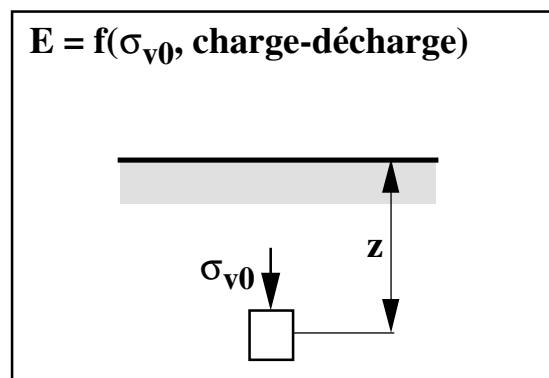
Rupture



Déformation (tassement)

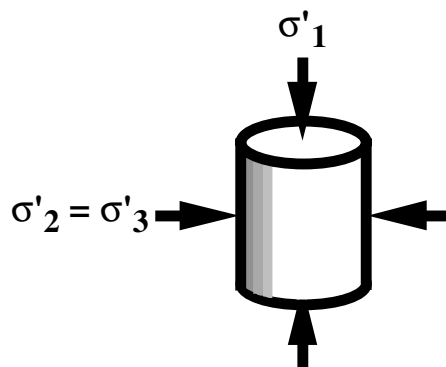
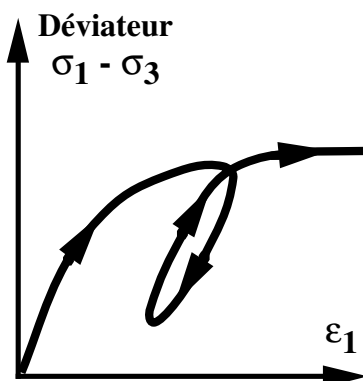


$$E = f(\sigma_{v0}, \text{charge-décharge})$$

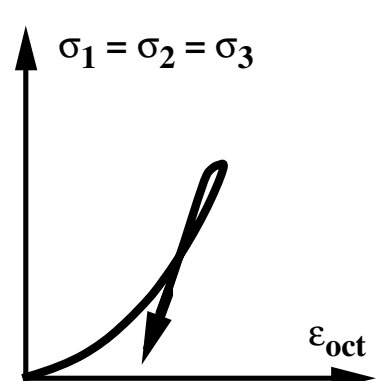


Réalité

Tenseur de contraintes déviatorique

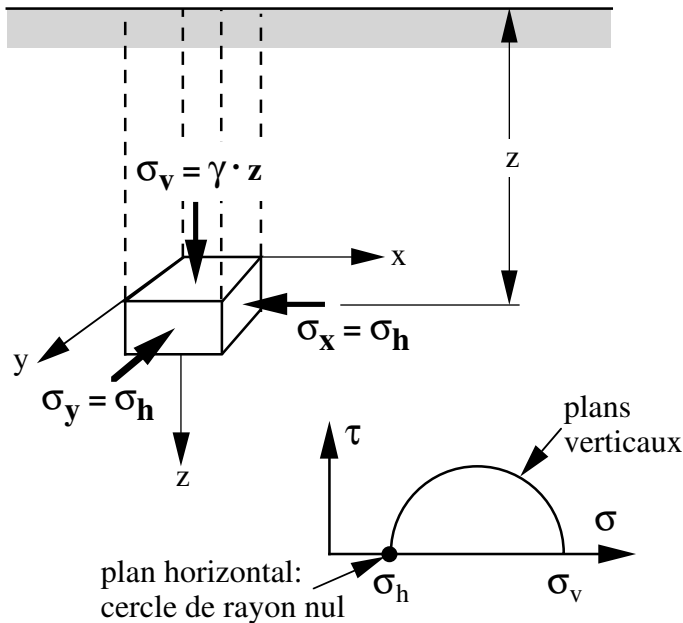


Tenseur de contraintes sphérique



Contraintes dues à la gravité sans nappe phréatique, sol horizontal

Massif homogène et isotrope



Pas de déformations latérales :

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} (\sigma_h + \nu(\sigma_h + \sigma_v)) = 0$$

d'où :

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) = K_0 \sigma_v$$

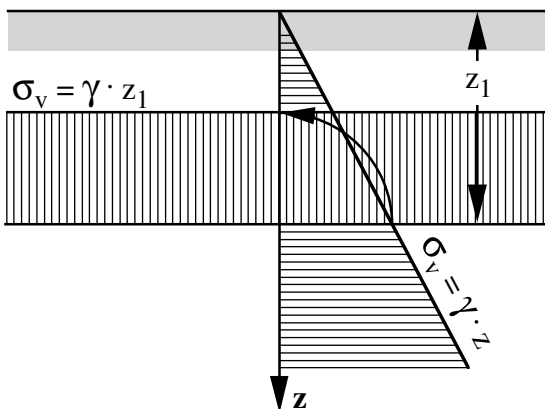
Théoriquement 0 à 1.0
 ($\nu = 0$ à 0.5)

Pratiquement : 0.3 à 0.7

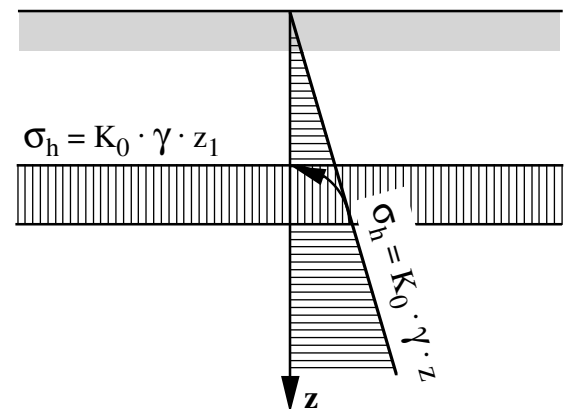
voire ≥ 1.0 pour sol surconsolidé

pas d'eau $\Rightarrow \sigma' = \sigma$

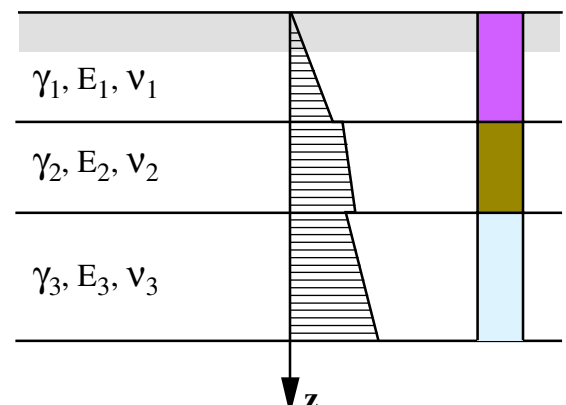
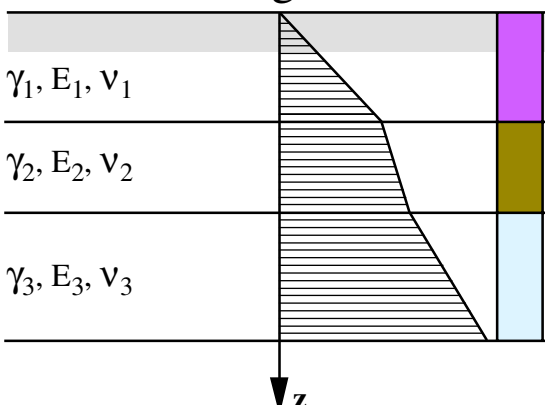
Contraintes verticales σ_v



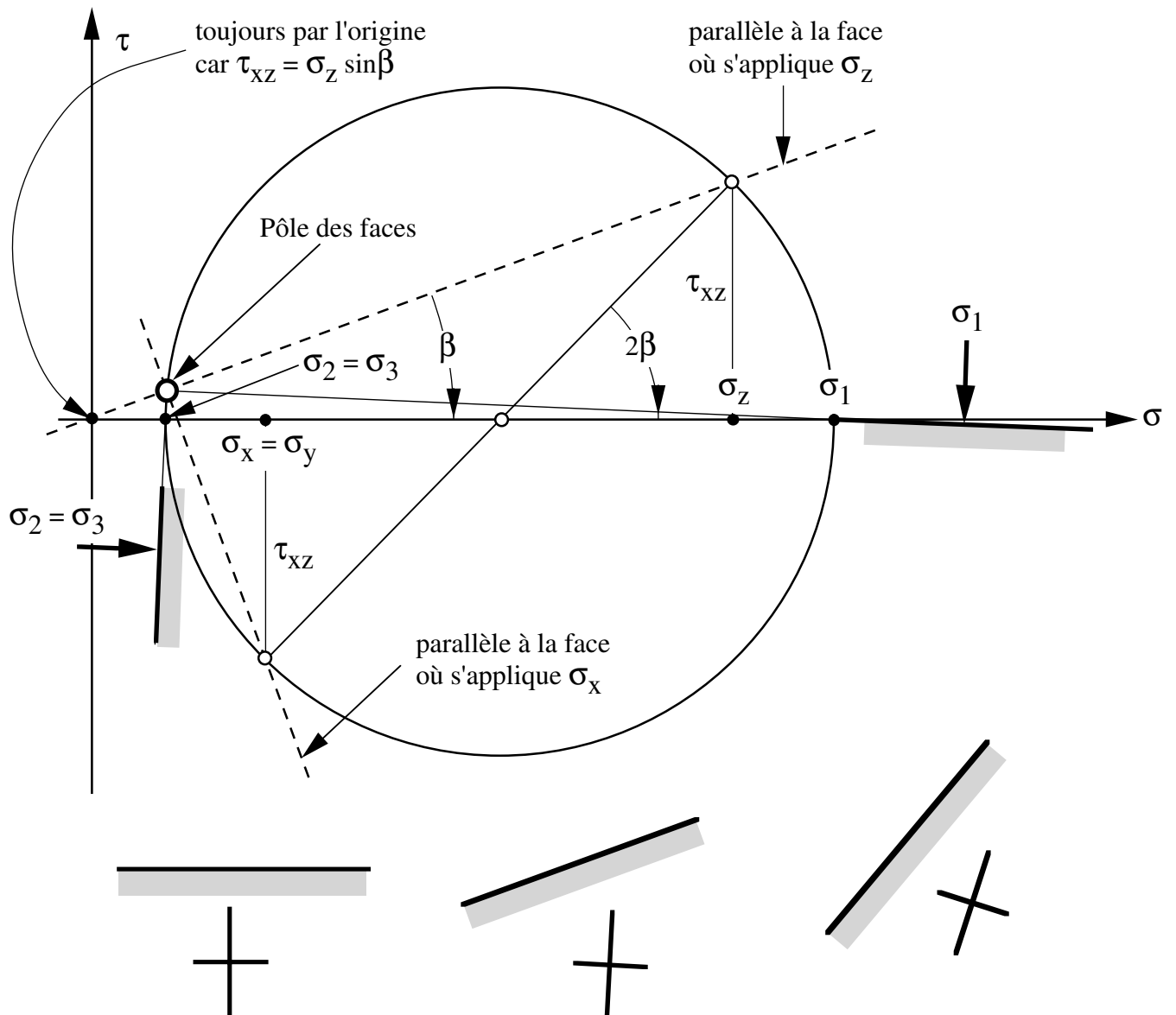
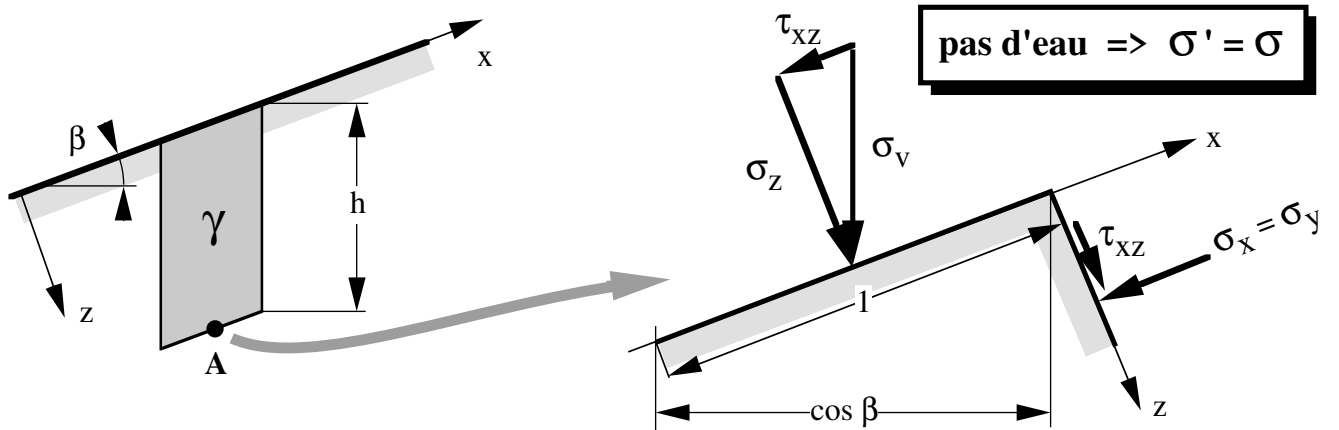
Contraintes horizontales σ_h



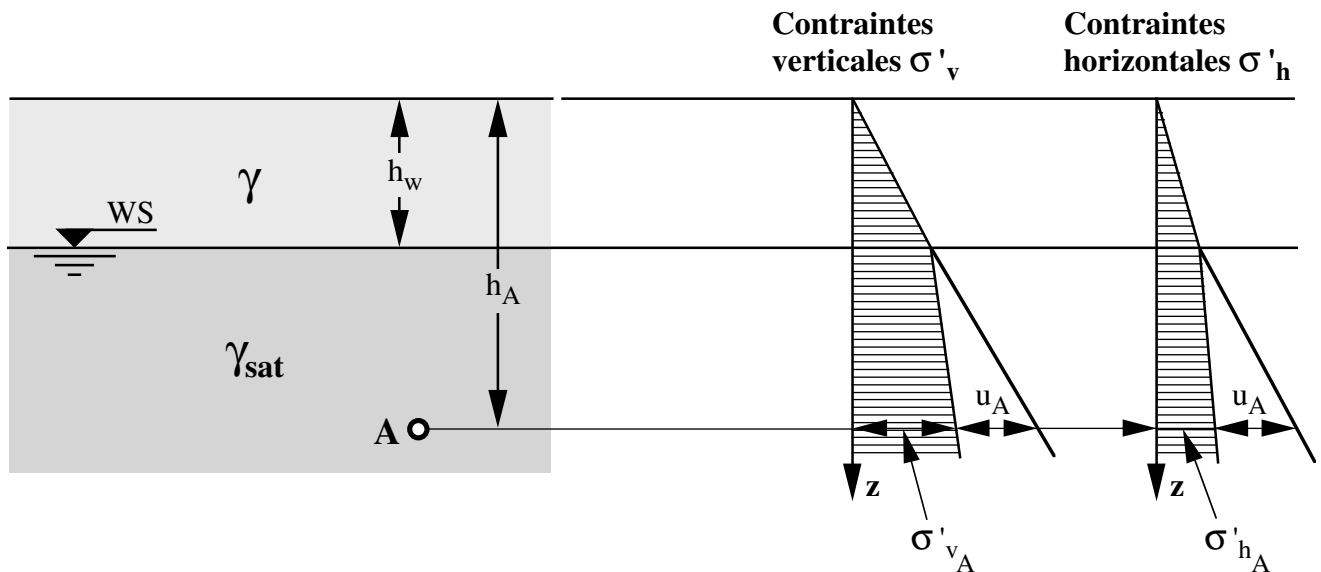
Massif hétérogène



Contraintes dues à la gravité sans nappe phréatique, sol incliné



Contraintes dues à la gravité avec nappe phréatique



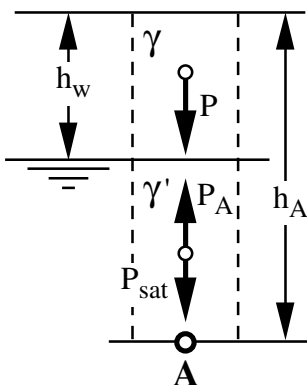
Contrainte verticale totale en A : $\sigma_{vA} = \gamma h_w + \gamma_{sat} (h_A - h_w)$

Contrainte verticale effective en A :

2 méthodes :

1. Efforts intérieurs dus à l'eau

De h_w à h_A , le sol est soumis à la poussée d'Archimède P_A ; son poids volumique vaut donc : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

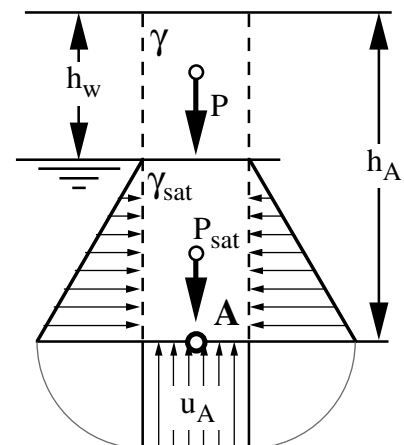


d'où :

$$\sigma'_{vA} = \underbrace{\gamma h_w}_{P \cdot m^{-2}} + \underbrace{\gamma' (h_A - h_w)}_{\frac{P_{sat} - P_A}{m^2}}$$

2. Efforts extérieurs dus à l'eau

En A règne une pression interstitielle : $u_A = \gamma_w (h_A - h_w)$

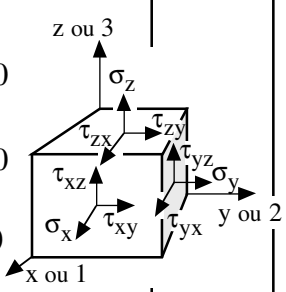
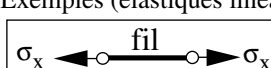
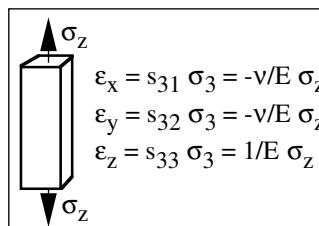
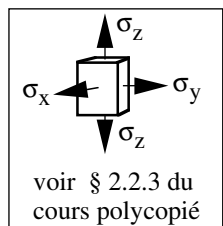


d'où, sachant que $\sigma' = \sigma - u$:

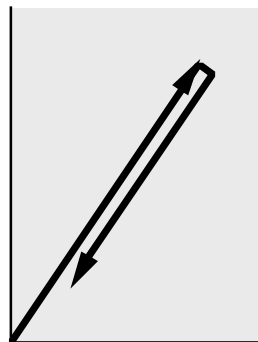
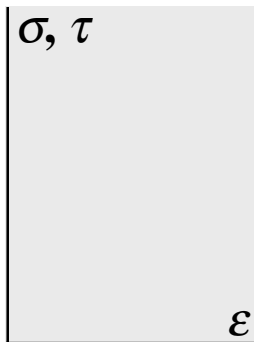
$$\sigma'_{vA} = \underbrace{\gamma h_w + \gamma_{sat} (h_A - h_w)}_{\sigma} - \underbrace{\gamma_w (h_A - h_w)}_{u_A}$$

On trouve bien entendu la même valeur avec les deux méthodes!

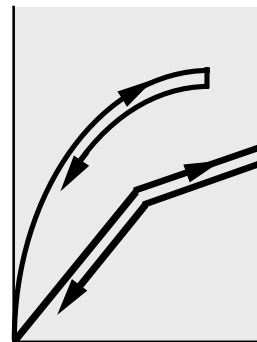
Les équations des contraintes et déformations

Notation indicielle (d'Einstein)	Notation xyz	Nbre équations	Nbre inconnues	
<p>1. Equations d'équilibre</p> $\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_i} + \frac{\partial u}{\partial x_j} + F_j = 0$ <p>$i = 1,2,3 =$ direction des normales aux faces $j = 1,2,3 =$ direction des axes</p> <p>$\sigma = \sigma' + u$ $u =$ pression interstitielle $F_j =$ force par unité de volume En général, F_x (ou F_1) = F_y (ou F_2) = 0 sauf si forces d'inertie (séisme par ex.) F_z (ou F_3) = $-\rho \cdot g$ car sol = milieu pesant</p>	$\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} + F_x = 0$ <p>qui s'écrit habituellement :</p> $\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} + F_x = 0$ $\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} + F_y = 0$ $\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} + F_z = 0$ 	3	6 3 σ 3 τ $\tau_{ij} = \tau_{ji}$	
<p>2. Relations déformation-déplacement (équations géométriques)</p> $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$ <p>$i = 1,2,3$ $j = 1,2,3$</p> <p>$u_{i,j} =$ vecteur des déplacements</p> <p>Formulation de Lagrange : la position d'un point est décrite en fonction de ses coordonnées initiales (avant déformation).</p> <p>Par opposition à la formulation d'Euler où la position d'un point est décrite en fonction de ses coordonnées après déformation.</p>	$\epsilon_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial x}$ <p>$u_x = u ; u_y = v ; u_z = w$</p> $\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \qquad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$ $\epsilon_{xy} = \frac{\gamma_{xy}}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \qquad \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ $\gamma_{yz} = \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)$ $\gamma_{zx} = \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$	6	9 u, v, w $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	
<p>3. Relations contrainte-déformation (lois constitutives, équations d'état, équations de déformabilité)</p> <p>$R(\epsilon_{ij}, \sigma_{ij}) = 0$ ou $\epsilon_{ij} = f(\sigma_{ij}) = s_{ij} \cdot \sigma_{ij}$ $i =$ direction des σ, τ $j =$ direction des ϵ</p> <p>$s_{ij} = \text{cte} \Rightarrow$ loi linéaire $s_{ij} = f(\sigma, \epsilon, t) \Rightarrow$ loi non linéaire</p> <p>s_{ij} est la matrice du matériau et son inverse s_{ij}^{-1} la matrice d'élasticité. s_{ij} est symétrique, elle a donc, pour le cas le plus général d'un matériau anisotrope : $36 - 15 = 21$ termes. Exemples (élastiques linéaires) :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  <p>$\epsilon_x = s_{11} \sigma_x = 1/E \sigma_x$</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> $s_{ij} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} & s_{14} & s_{15} & s_{16} \\ s_{21} & & & & & \\ s_{31} & & & & & \\ s_{41} & & & & & \\ s_{51} & & & & & \\ s_{61} & & & & & \end{bmatrix} \text{ etc.}$ </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  <p>$\epsilon_x = s_{31} \sigma_z = -\nu/E \sigma_z$ $\epsilon_y = s_{32} \sigma_z = -\nu/E \sigma_z$ $\epsilon_z = s_{33} \sigma_z = 1/E \sigma_z$</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  <p>voir § 2.2.3 du cours polycopié</p> </div> </div> <p>Dans le cas de la mécanique des sols, les σ des exemples seraient négatifs (compression = +)</p>		Total intermédiaire	9	15
		il manque 6 équations		
		6	0	
		Total final	15	
		15	15	

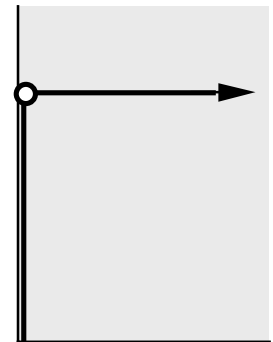
Principales lois constitutives = lois des matériaux = relations σ, ε



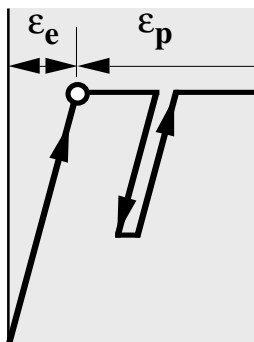
élastique-linéaire



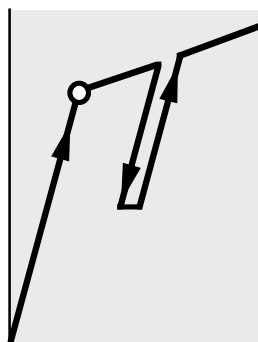
élastique-non linéaire



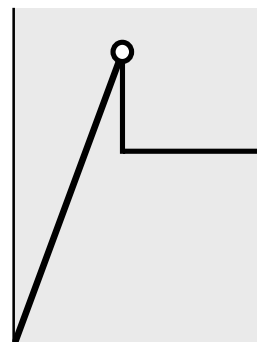
rigide-parfaitement
plastique



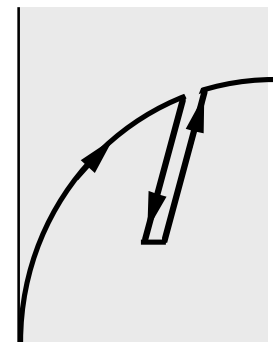
élasto-plastique
sans écrouissage



élasto-plastique
avec écrouissage



élasto-plastique fragile

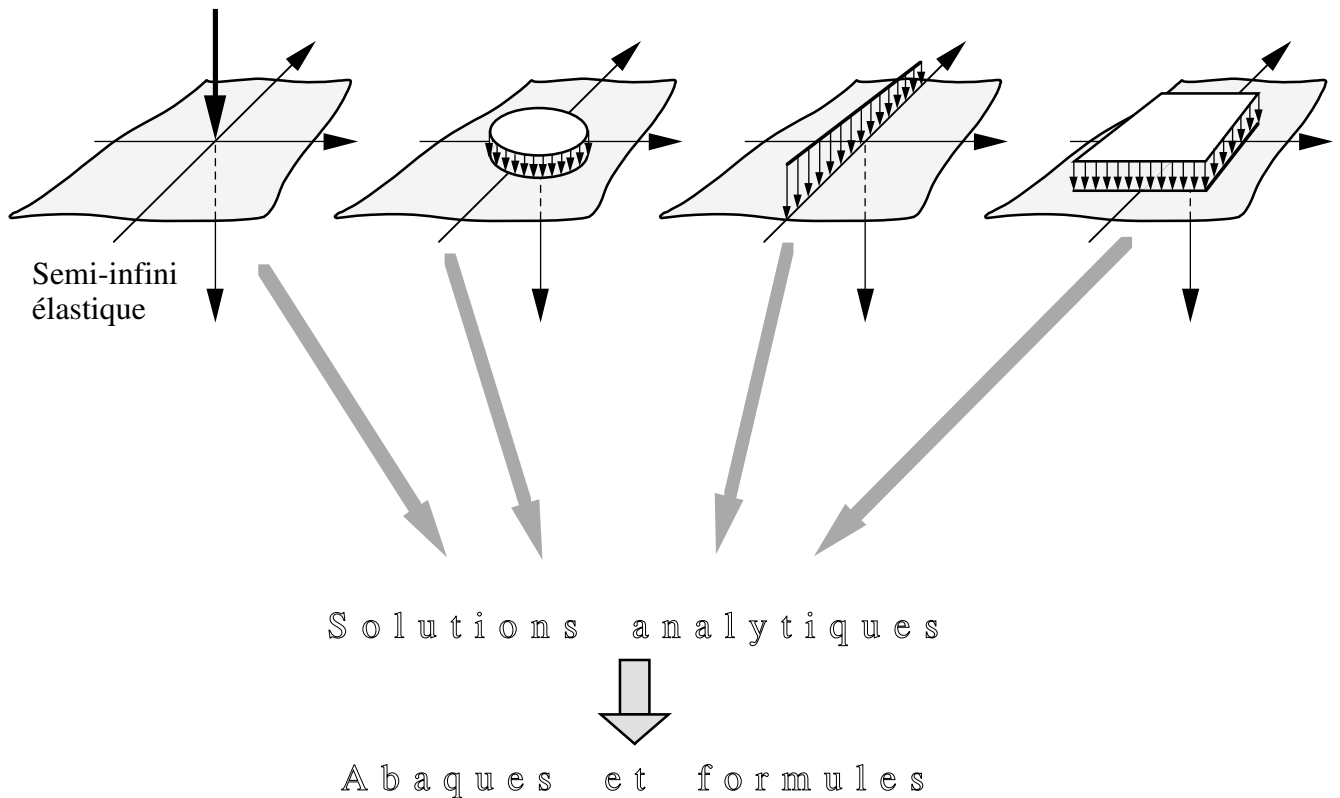


hyperbolique
(Kondner-Duncan)

- Critère de rupture = loi de plastification
 (par ex. : Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, von Mises)

Solution des équations de contraintes et déformations

Charges simples pouvant conduire à une solution analytique :

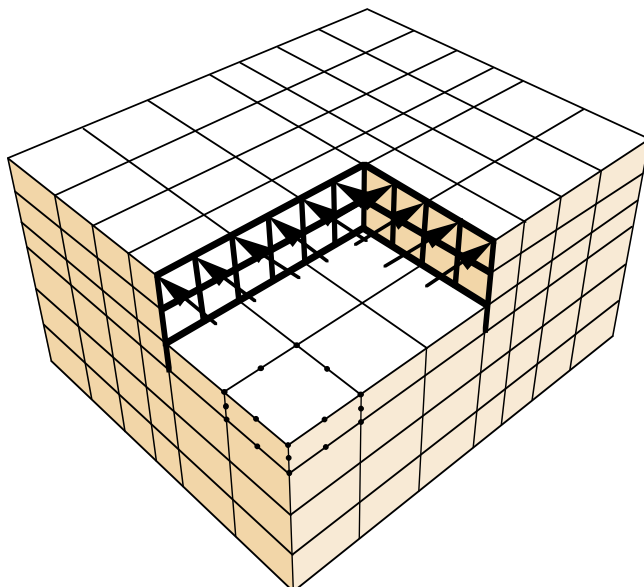


Recordon Ed. (1980). Abaques du cours polycopié de mécanique des sols de l'EPFL.

Giroud J.-P. (1975). Tables pour le calcul des fondations, Tomes 1 et 2. Dunod, Paris.

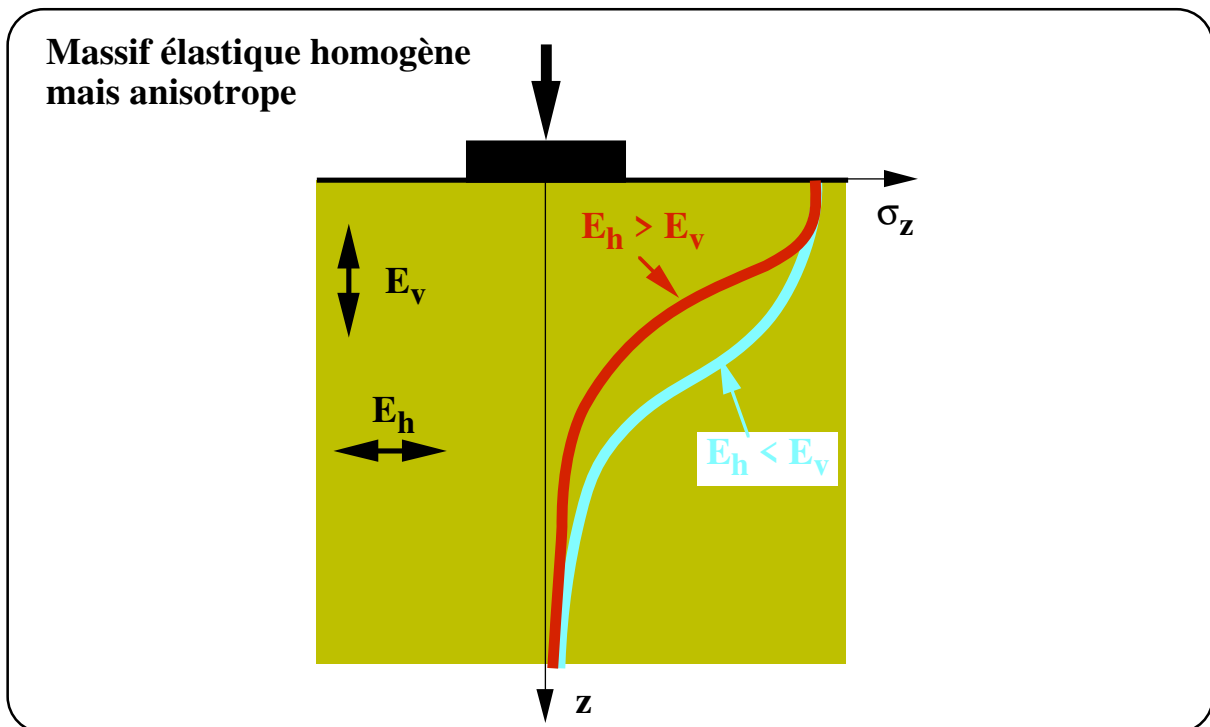
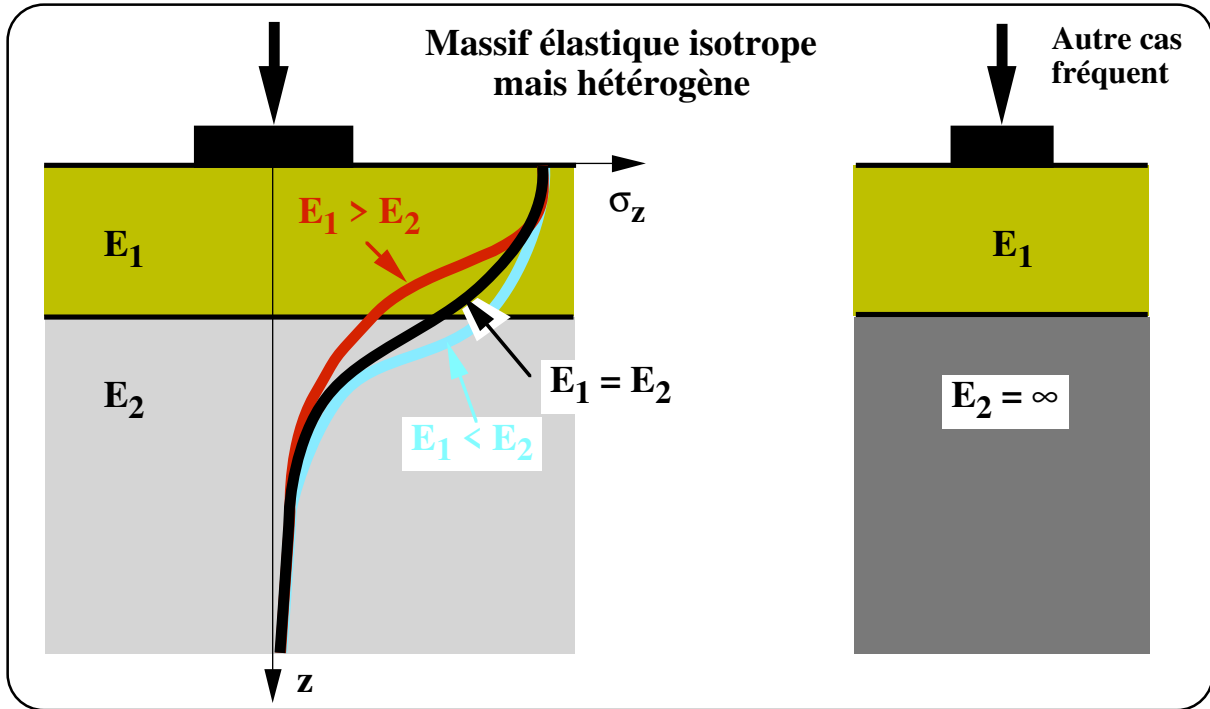
Poulos H. G., Davis E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons.

Pour une géométrie des charges et du sol plus complexe, solution par discrétisation du sol: méthode des éléments finis voire des différences finies.



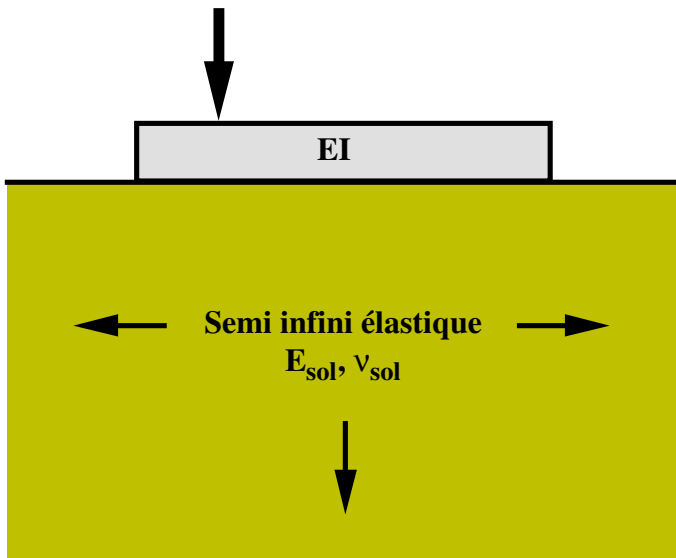
Simulation, par la méthode des éléments finis, d'une grande excavation avec étayage par parois moulées

Allure du diagramme des contraintes verticales en fonction de la profondeur

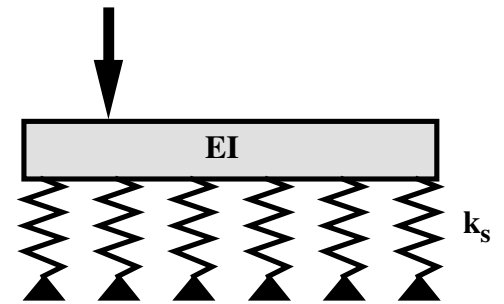


Les deux méthodes de calcul d'une fondation avec rigidité

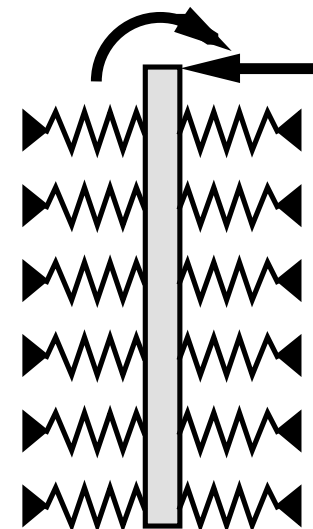
Méthode élastique (2^{ème} ordre)



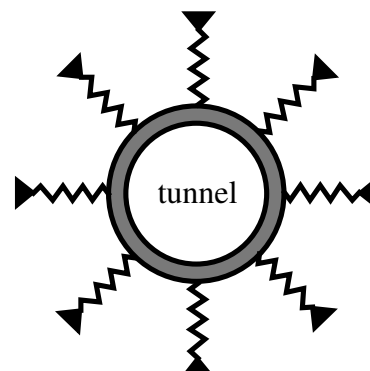
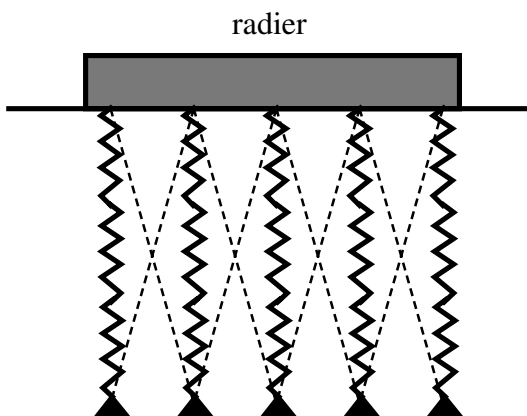
Méthode des ressorts (Westergaard, 1^{ère} ordre)



Dans le cours polycopié,
mais à deux endroits différents.

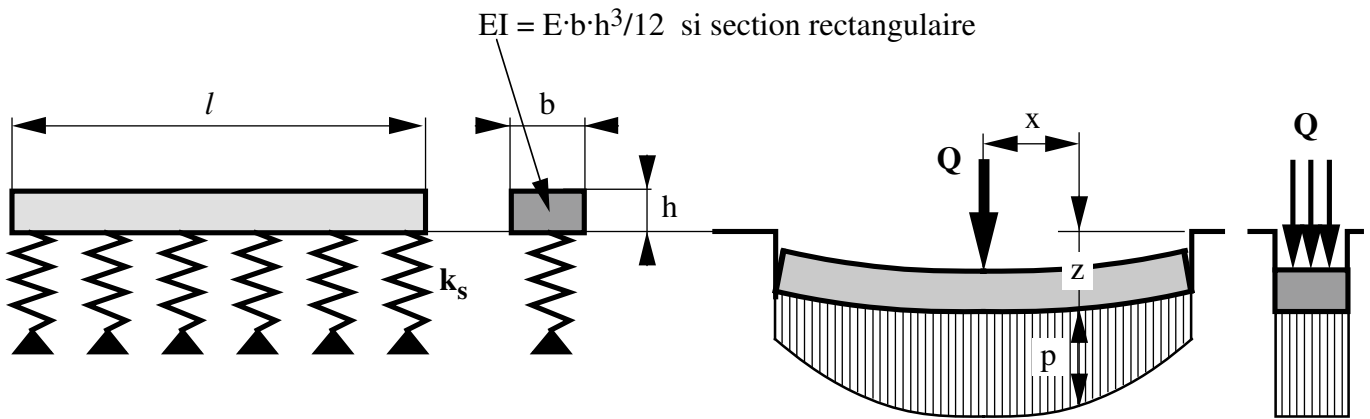


Pieu, paroi



Poutre sur sol élastique (théorie du 1^{er} ordre)

Mise au point



Unités:	b, l, h, x, z [m]
p	[kPa = kN·m ⁻²]
ks	[kN·m ⁻³]
Q	[kN·m ⁻¹]
T	[kN·m ⁻¹]
M	[kN·m·m ⁻¹ = kN]
E	[kPa]
I	[m ⁴]
λ	[m ⁻¹]

Equilibre : $-\frac{dT}{dx} = p = k_s z$ avec T = effort tranchant

Par la théorie de la poutre : $\frac{dT}{dx} = \frac{EI}{b} \frac{d^4z}{dx^4}$

Ainsi : $k_s z = -\frac{EI}{b} \frac{d^4z}{dx^4}$

Equation dont la solution est :

$z = C_1 \cdot \cosh(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot \sinh(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot \cosh(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot \sinh(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x)$

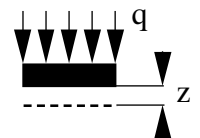
avec : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b k_s}{4 E I}}$ $\lambda \cdot l =$ rigidité relative; si $\lambda \cdot l < 1.5$ on peut considérer que la poutre est rigide

Il faut alors trouver les constantes C_1, C_2, C_3 et C_4 par différentes conditions aux limites connues, par exemple :

$x = 0, \left(\frac{dz}{dx}\right)_0 = 0, T_0 = \frac{Q}{2b}$ ou $x = \frac{l}{2}, M_{l/2} = 0, T_{l/2} = 0$

$k_s =$ module de réaction = constante de ressort par unité de surface [kNm⁻³ par ex.]

$M_E = k_s \cdot D$ avec D = diamètre de la plaque d'essai infiniment rigide



⚠ $k_s =$ fonction du diamètre de la plaque donc aussi des dimensions de la fondation (voir complément No 23)

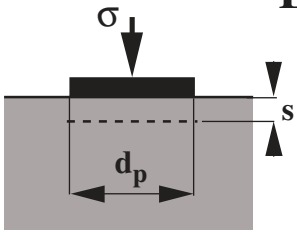
$$k_s = \frac{q}{z}$$



Dans les diagrammes annexes du cours EPFL de mécanique des sols (E. Recordon), b des diagrammes = l des formules ci-dessus. En outre, les ordonnées sont ($\lambda M / Q$) [-] et non pas λM .

Relation entre le module de réaction k_s de l'essai et celui de la fondation


Essai



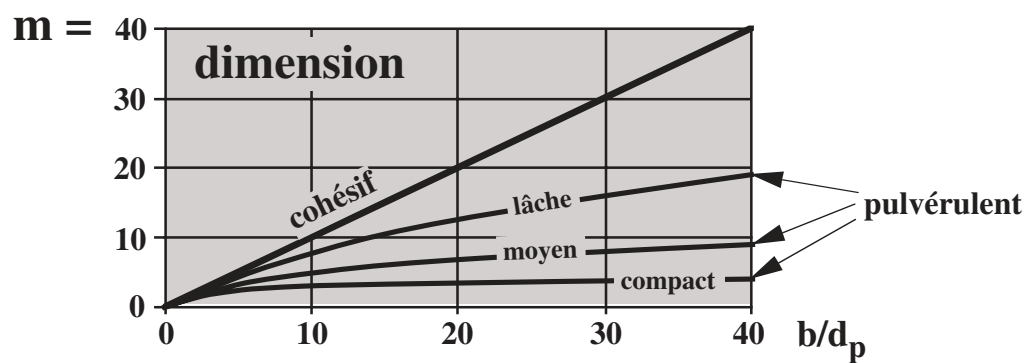
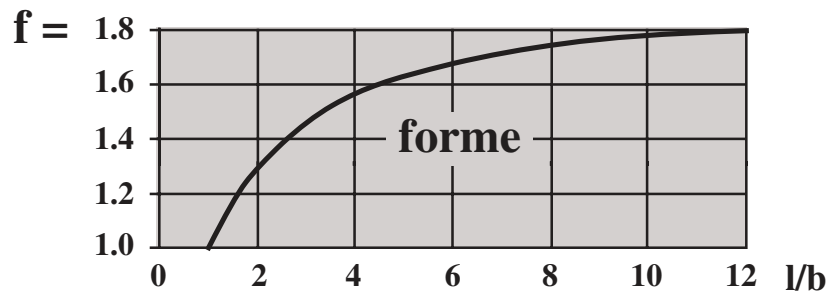
$$k_{sd} = \frac{\sigma}{s} \text{ [kN}\cdot\text{m}^{-3}] = \frac{M_E}{d_p}$$

$k_{s0.3} = k_s$ pour plaque de 0,3 m de diamètre
 d_p = diamètre de la plaque d'essai
 M_E = module de déformation à la plaque

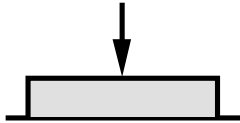
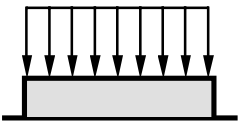
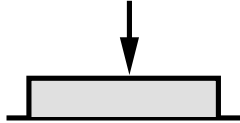
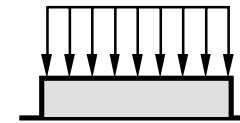
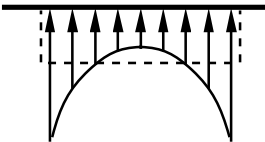

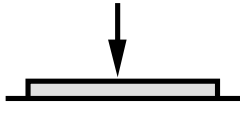
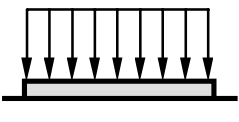
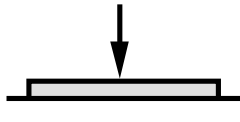
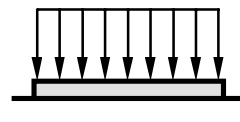
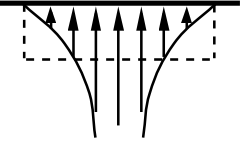
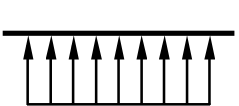
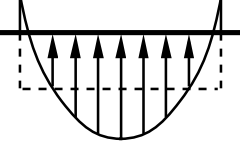
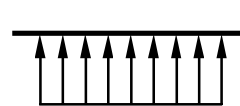
Fondation



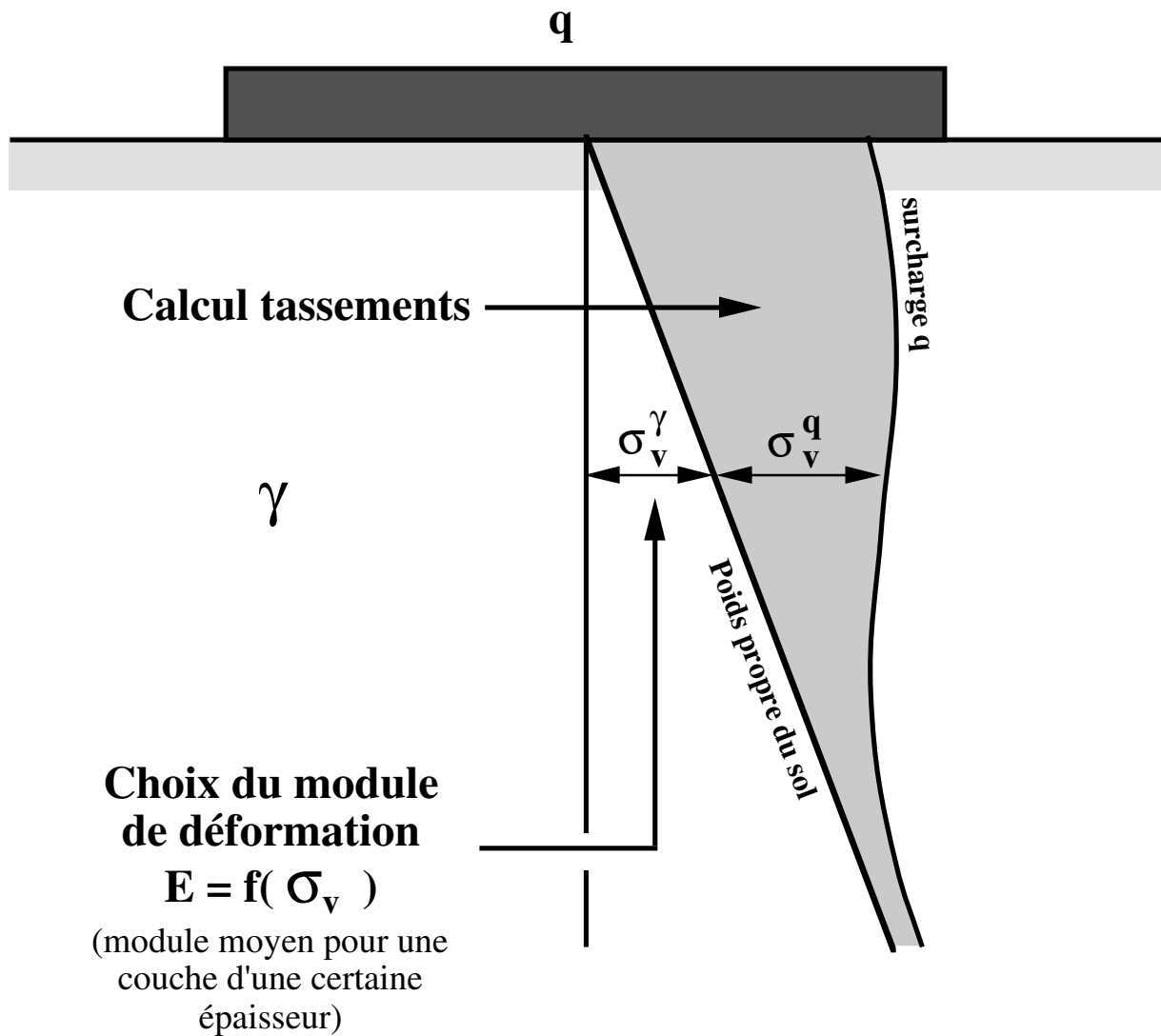
$$k_{s(b,l)} = \frac{k_{sd}}{f \cdot m}$$



Comparaison des distributions des pressions de contact pour une même charge totale

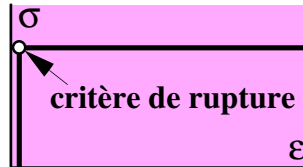
		Massif élastique (Méth. 2 ^{ème} ordre)		Méthode de Westergaard	
Fondation très rigide	Charges				
	Pression de contact				
Fondation très souple	Charges				
	Pression de contact				

Contraintes dues au poids propre du sol et contraintes dues aux surcharges



Massif plastifié : Mohr-Coulomb et von Mises

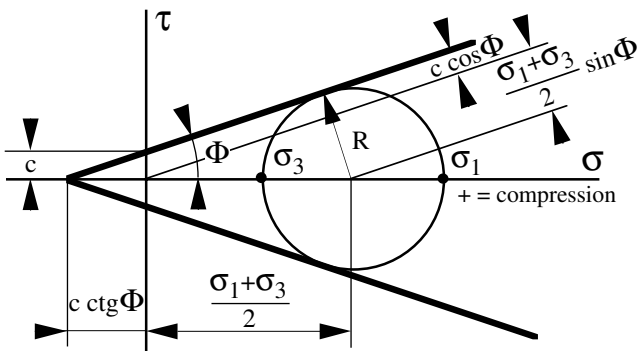
Loi constitutive :
 rigide parfaitement
 plastique



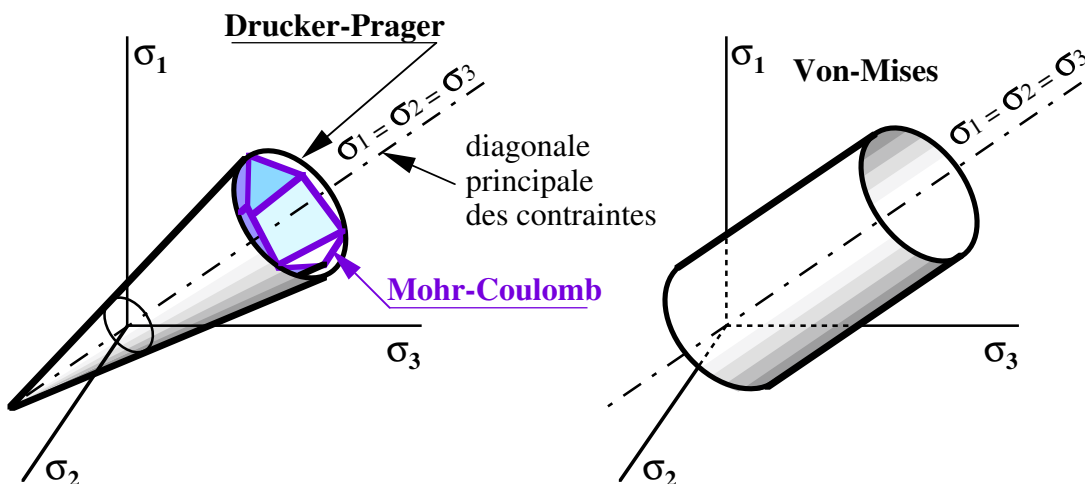
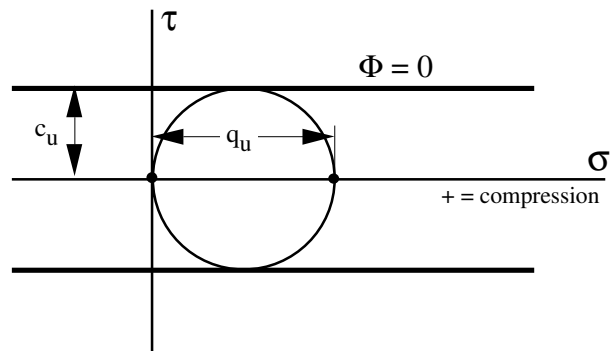
En mécanique des sols, usage surtout de deux critères de rupture :

Loi	Etat du sol	Analyse
Mohr-Coulomb	drainé	c, Φ
von Mises	non drainé	$c, \Phi=0$

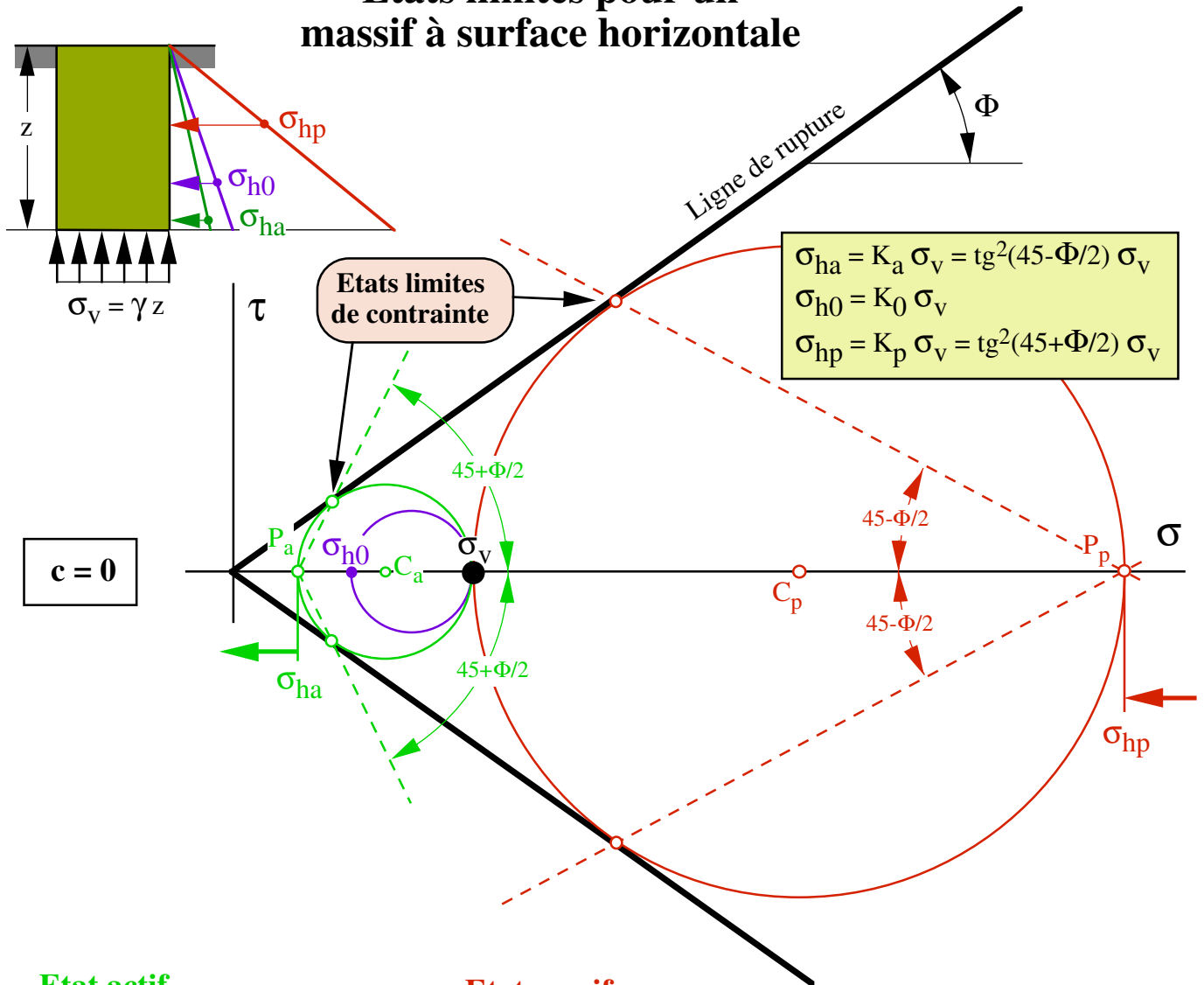
Mohr-Coulomb dans diagramme $\tau-\sigma$



von Mises dans diagramme $\tau-\sigma$

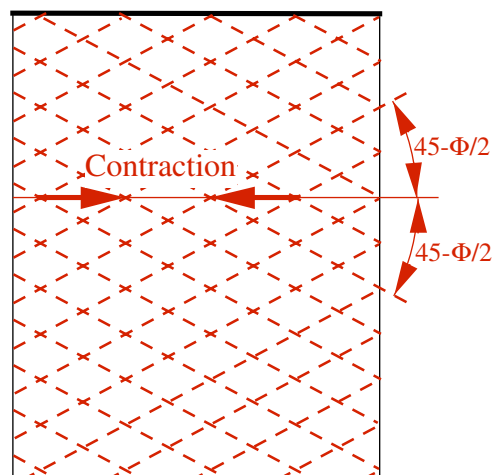
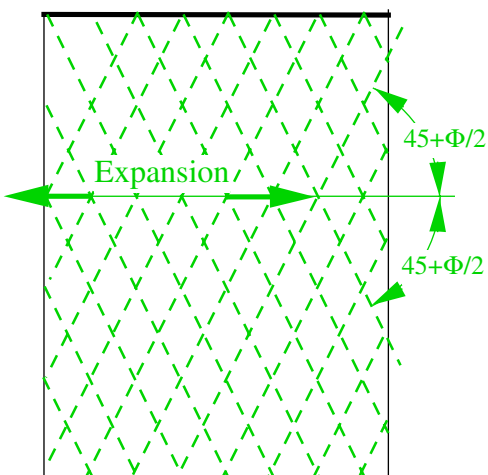


Etats limites pour un massif à surface horizontale

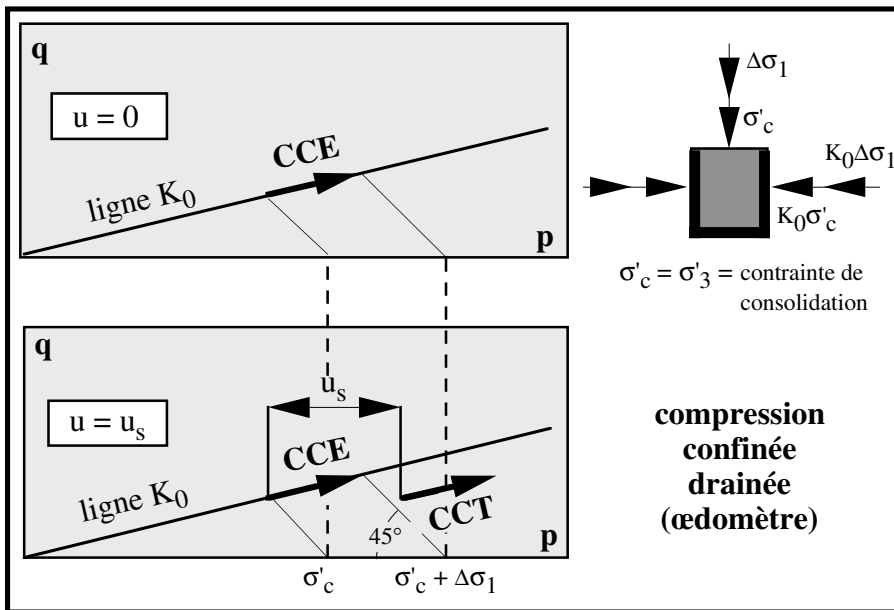
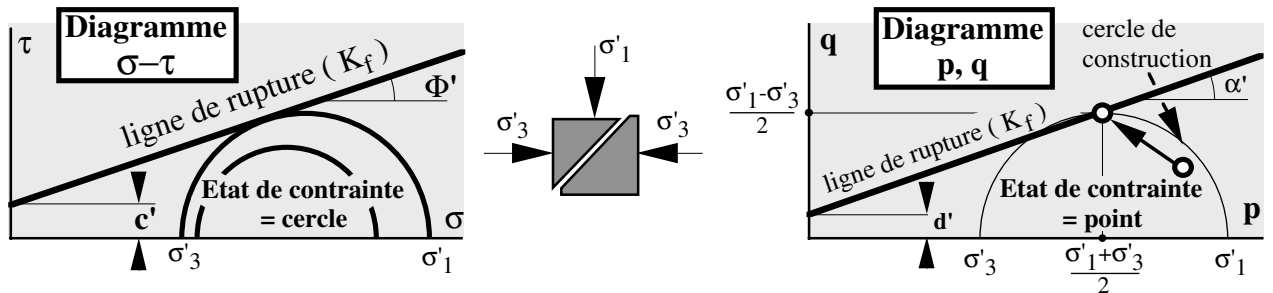


Etat actif

Etat passif



Chemins des contraintes dans diagramme p,q



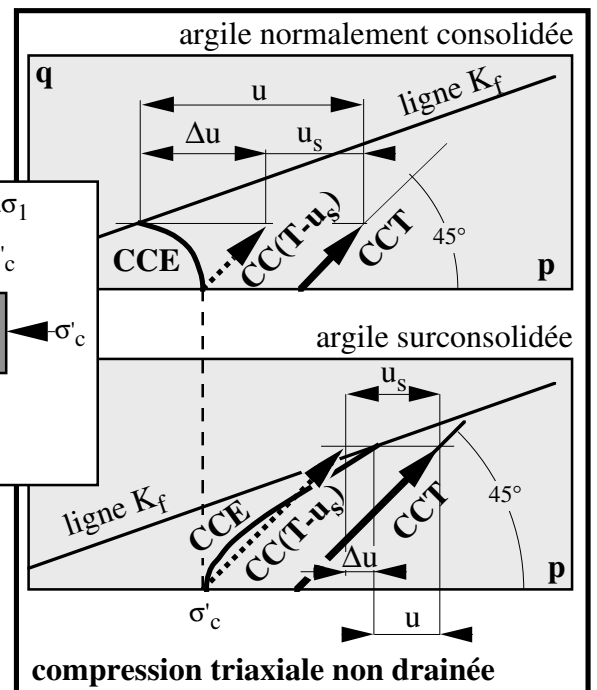
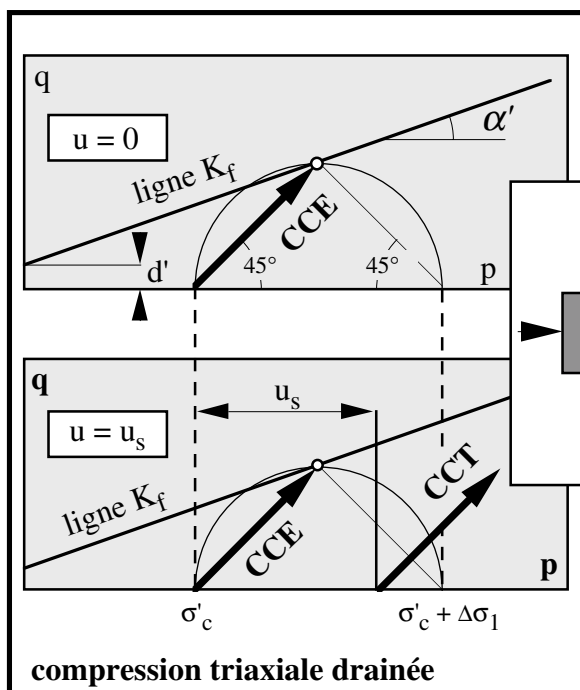
$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

$$\alpha' = \text{atan}(\sin \Phi')$$

$$d' = c' \cos \Phi'$$



CCE = chemin des contraintes effectives CCT = chemin des contraintes totales
 CC(T-u_s) = chemin des contraintes totales moins la pression interstitielle statique u_s
 u = pression interstitielle transitoire (excès de pression interstitielle)

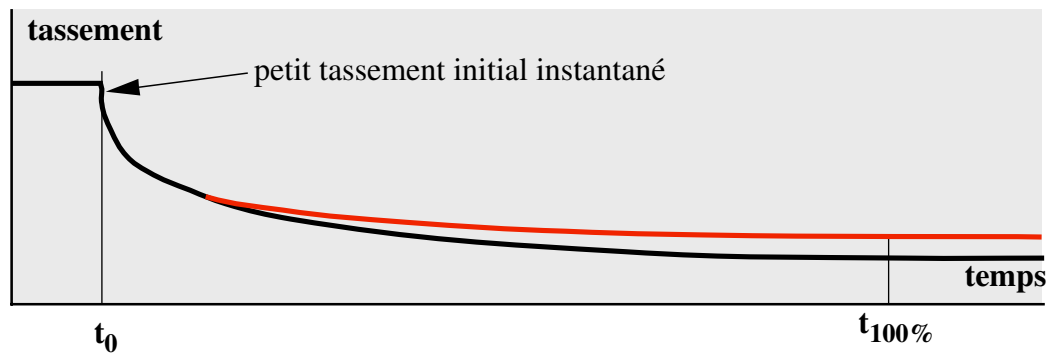
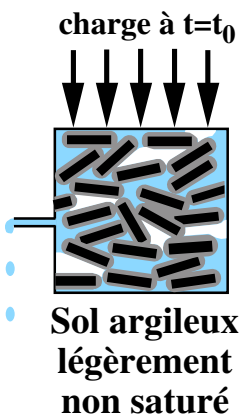
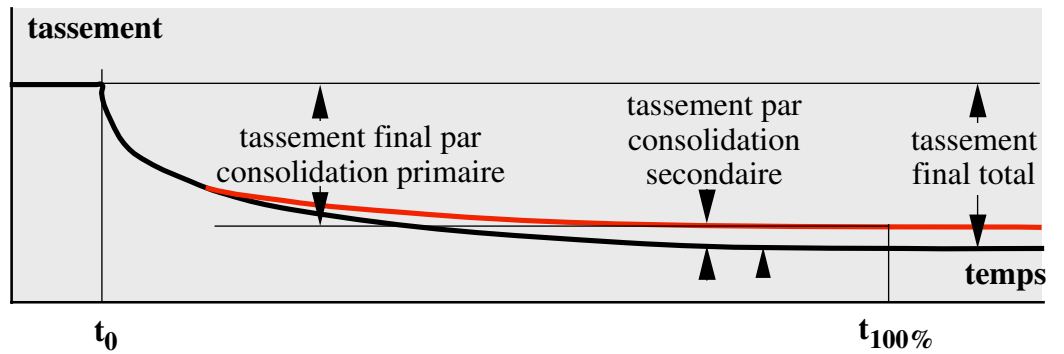
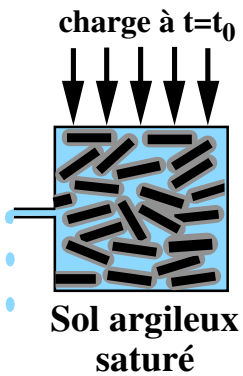
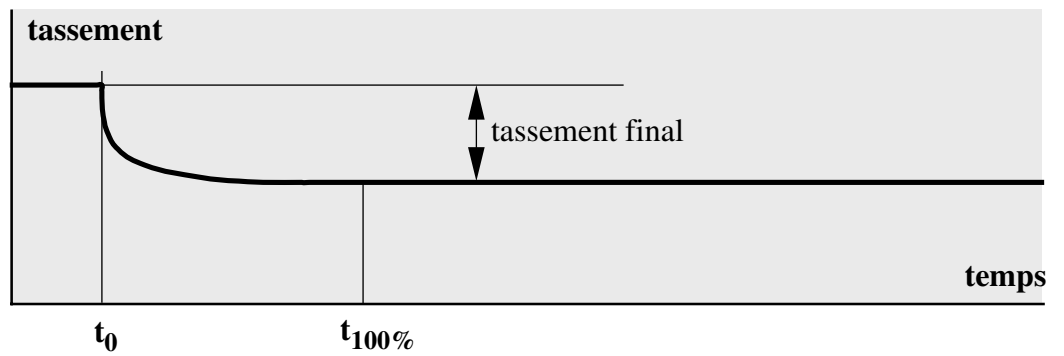
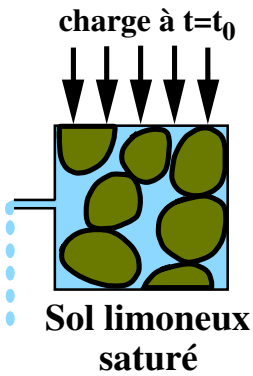
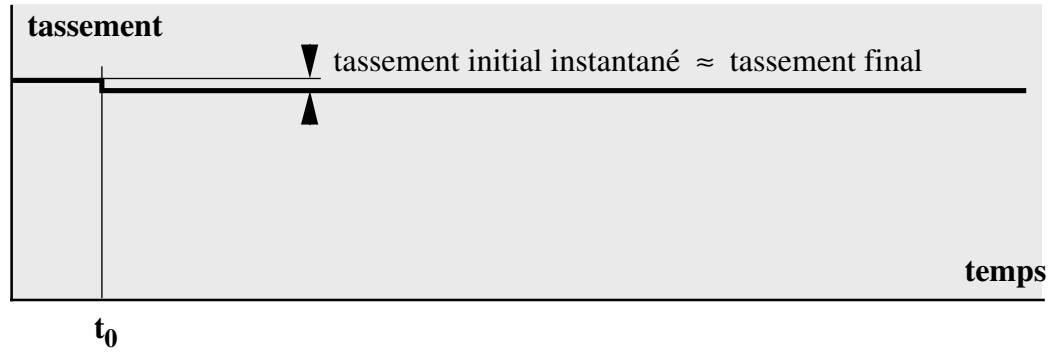
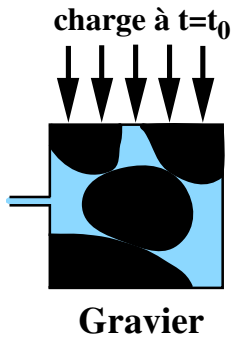
Ordre de grandeur de quelques paramètres de résistance et de déformabilité des sols

sols	USCS	I_P [%]	forme grains	Φ' [°]	c' [kPa]	M_E [MPa]	C_c	C_s
roche concassée			angul.	47 ± 7	0	200 - 400		
gravier propre	GW	0	toutes	40 ± 5	0	50 - 300		
gravier limoneux	GM	2-6	toutes	36 ± 4	env. 0	40 - 300		
gravier argileux	GC	7-12	toutes	34 ± 4	env. 0	20 - 200		
sable propre à granulométrie étendue	SW	0	angul.	40 ± 4	0	30 - 100		
sable propre à granulométrie uniforme	SP	0	arrond.	36 ± 6	0	20 - 80		
sable peu à moyennement limoneux	SM	2-6	toutes	34 ± 3	env. 0	30 - 100		
sable peu à moyennement argileux	SC	6-12	toutes	32 ± 3	env. 0	20 - 80		
sable argileux	SC-CL	9-15	toutes	27 ± 3	5 ± 5	10 - 50		
limon	ML	2-6		33 ± 4	env. 0	6 - 20		
limon argileux (1)	CL-ML	4-10		30 ± 4	15 ± 10	3 - 20 (3)	$0,100 \pm 0,070$	$0,010 \pm 0,007$
argile limoneuse (1)	CL	12-18		27 ± 4	20 ± 10	2 - 10 (3)	$0,150 \pm 0,100$	$0,025 \pm 0,015$
argiles (1)	CH	~20		20 ± 4	20 ± 10	1 - 4 (3)	$0,300 \pm 0,150$	$0,040 \pm 0,025$
	CH	~40		15 ± 4	25 ± 10	0.7 - 2 (3)	$0,400 \pm 0,200$	$0,060 \pm 0,040$
	CH	~60		11 ± 4	(2)	0.5 - 1 (3)	0,600 - 1,000	0,070 - 0,090
	CH	>100		< 8	(2)	< 1 (3)	0,900 - 1,500	0,090 - 0,130

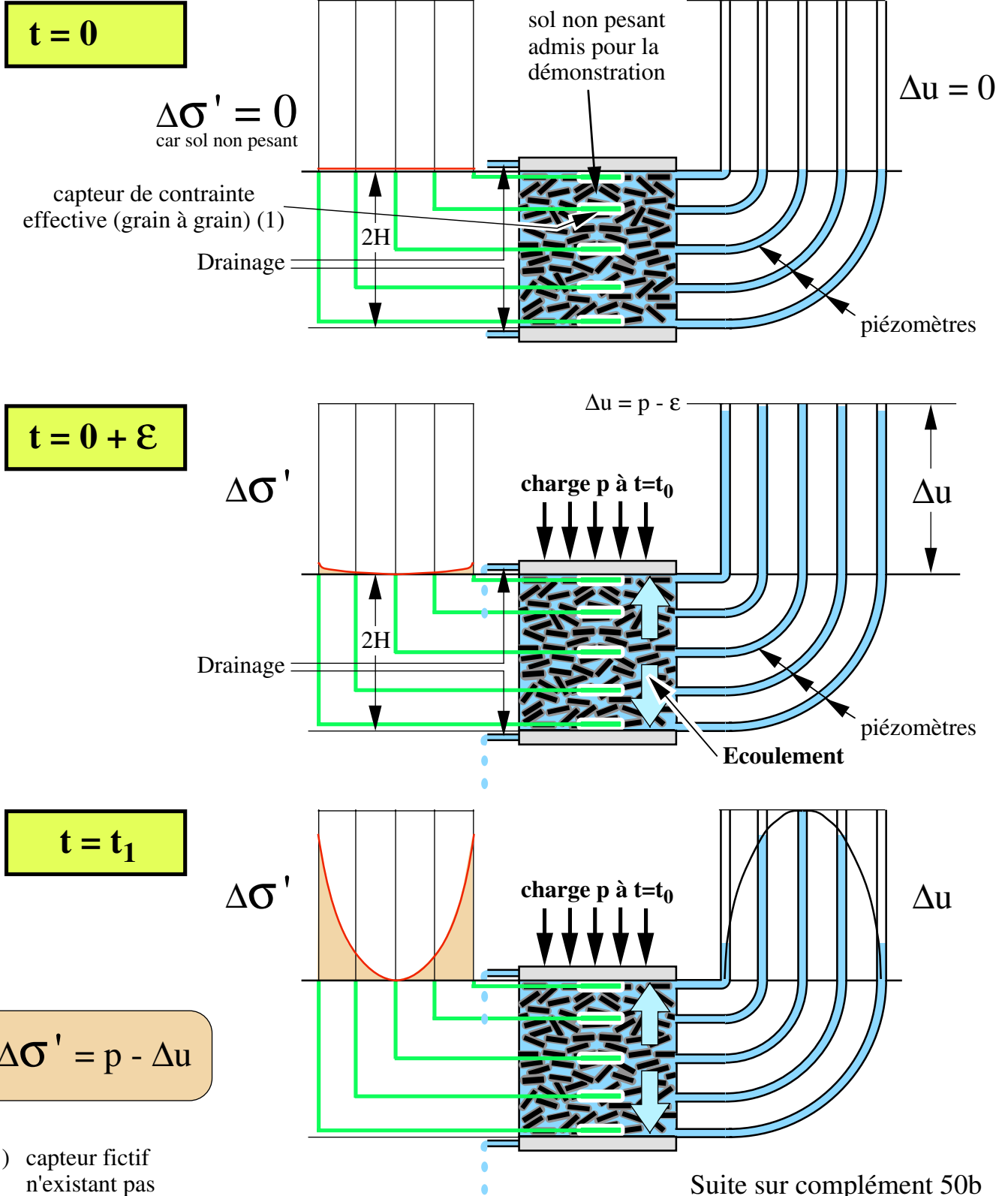
(1) c' et C_c pour des sols normalement consolidés (3) pour sol normalement consolidé; utiliser de préférence les C_c et C_s ± = écart type
 (2) dépend trop de la nature du minéral argileux

Cohésion apparente c_u des sols fins (grosière approximation) Pour analyse non drainée	
$w > w_L$	$c_u < 10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
$w_L > w > w_P$	$10 < c_u < 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
$w < w_P$	$c_u > 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$
$w =$ teneur en eau [%] $w_L =$ limite de liquidité [%] $w_P =$ limite de plasticité [%]	

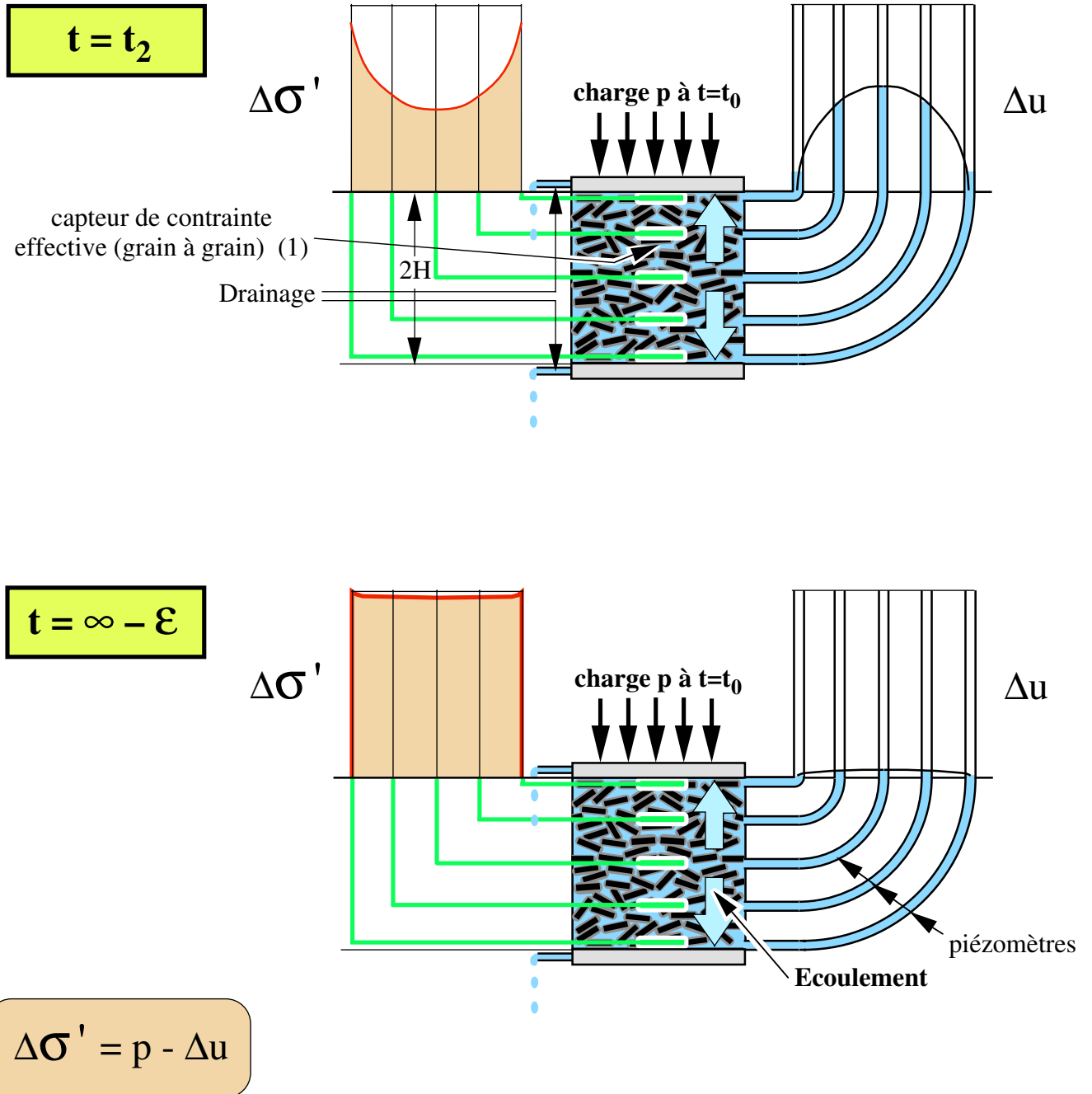
Tassements des sols



Consolidation unidimensionnelle des sols



Consolidation unidimensionnelle des sols (suite)



(1) capteur fictif n'existant pas

Essai œdométrique standard (incrémental)

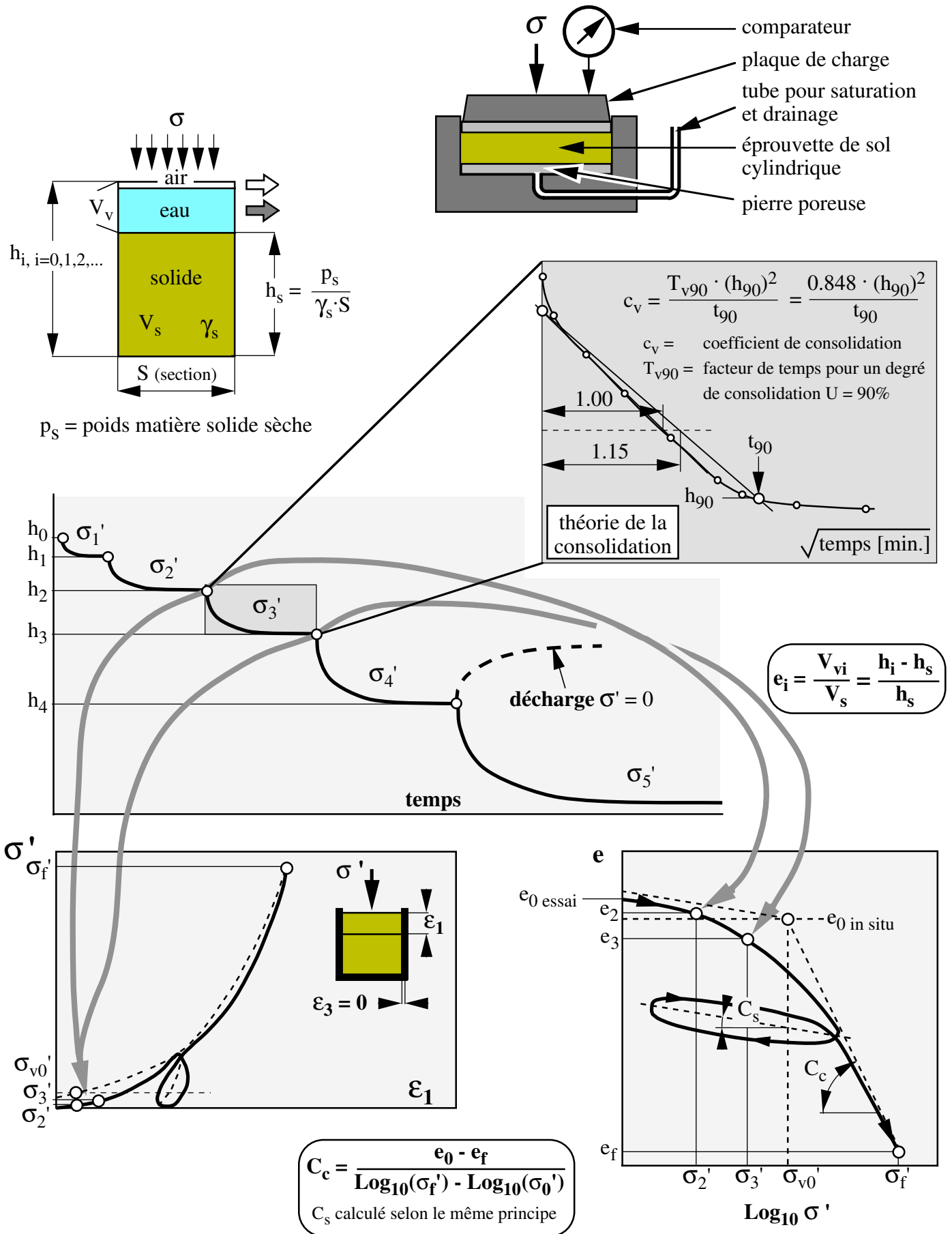
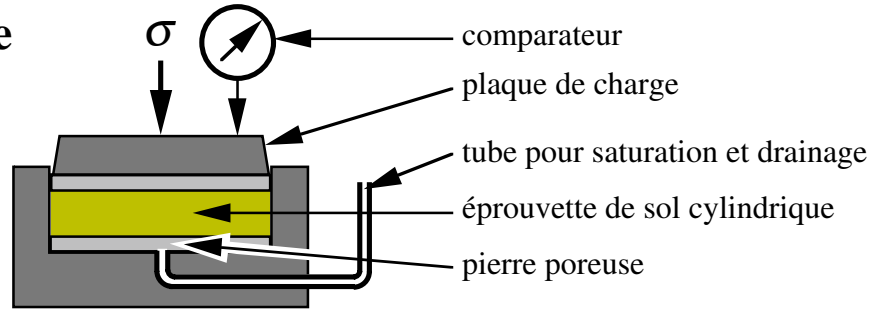
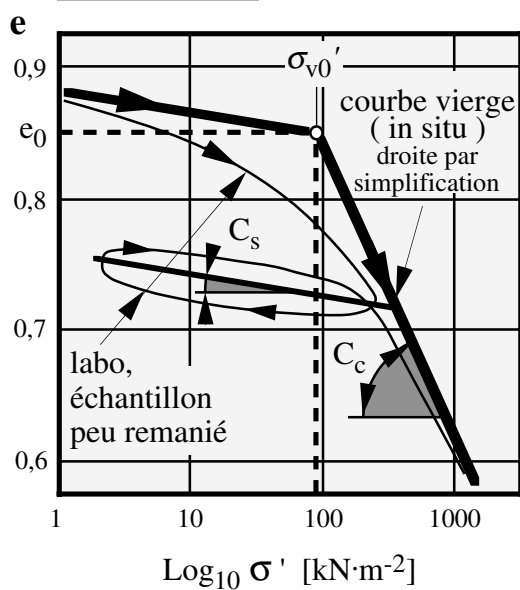
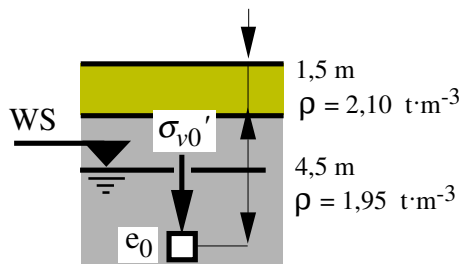


Diagramme œdométrique

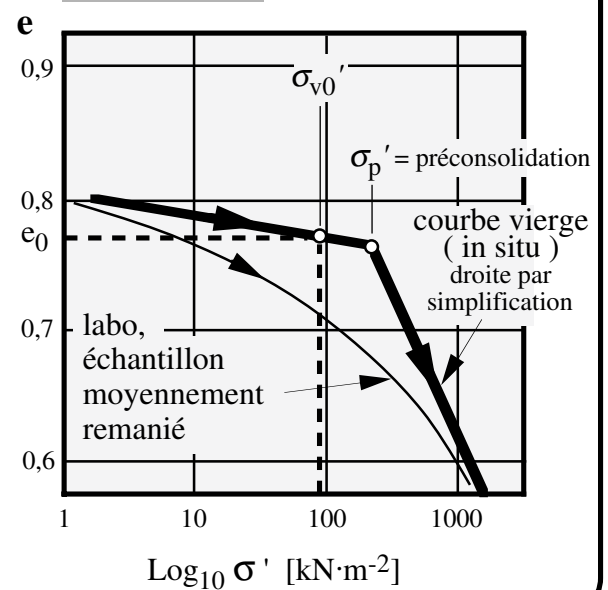
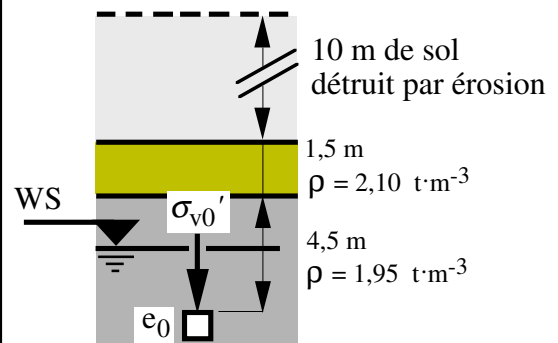
Œdomètre standard



Sol normalement consolidé

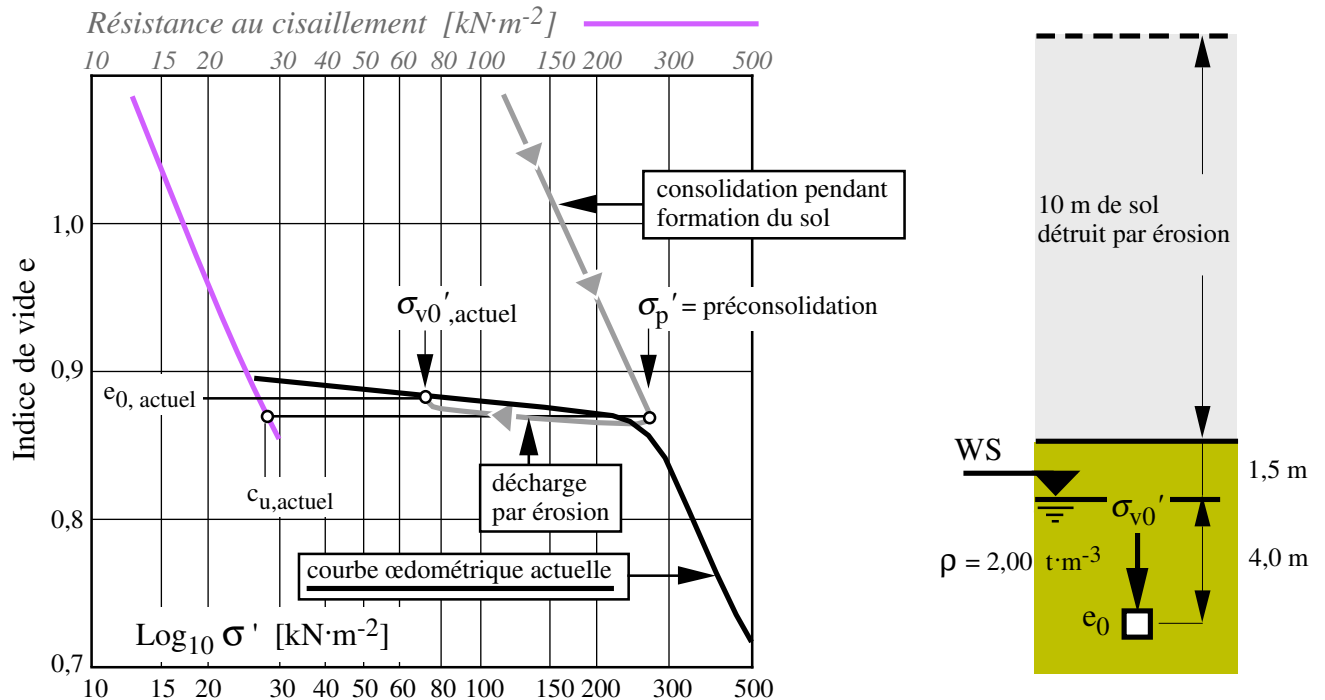


Sol surconsolidé

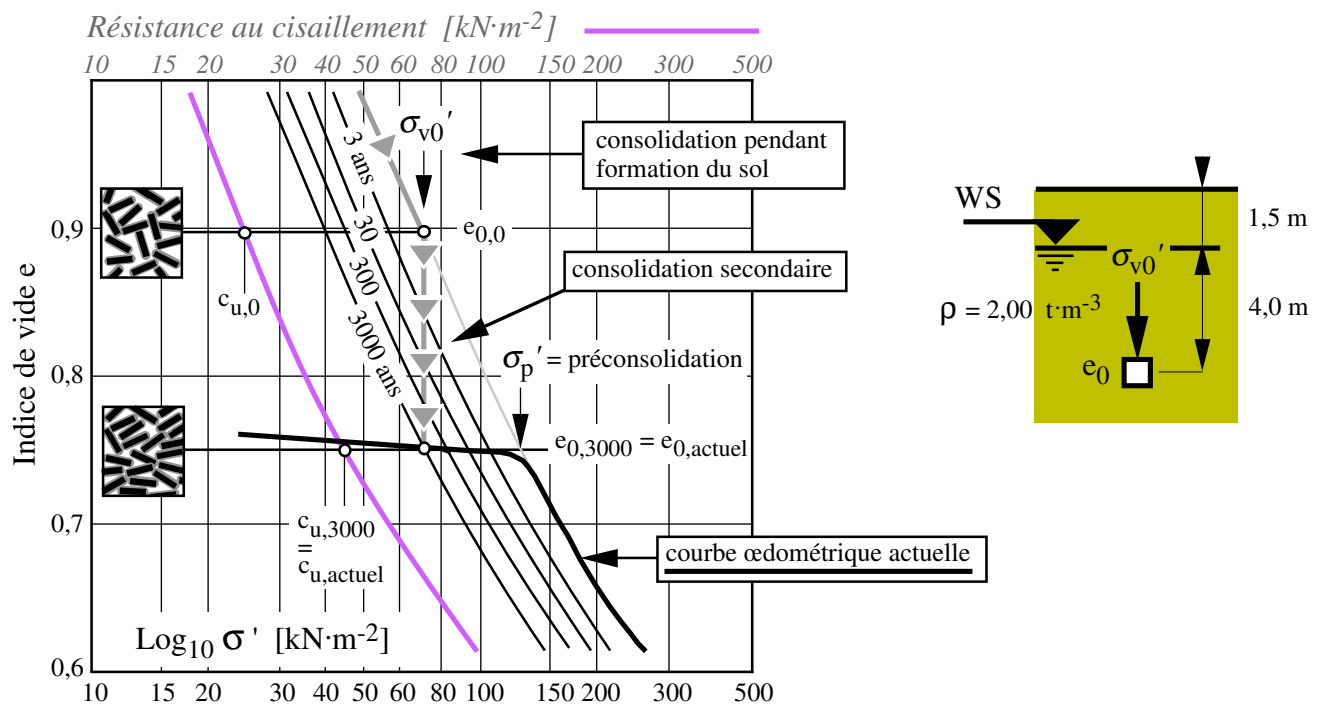


Explication effet préconsolidation

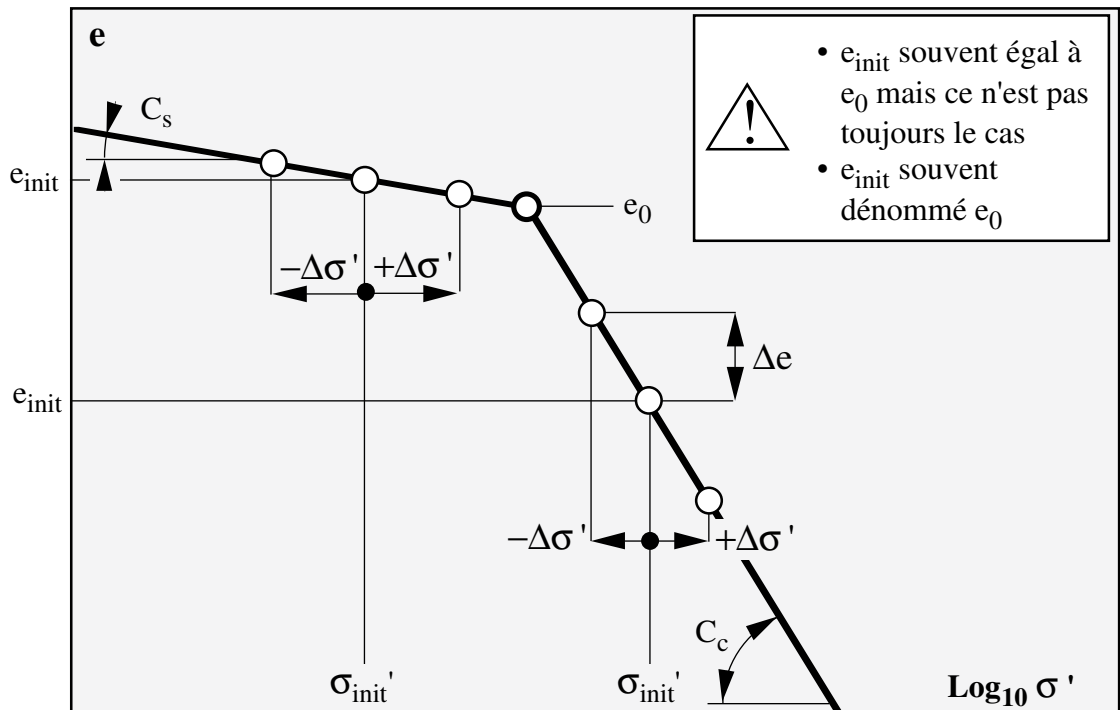
1. Préconsolidation par décharge (sans consolidation secondaire)



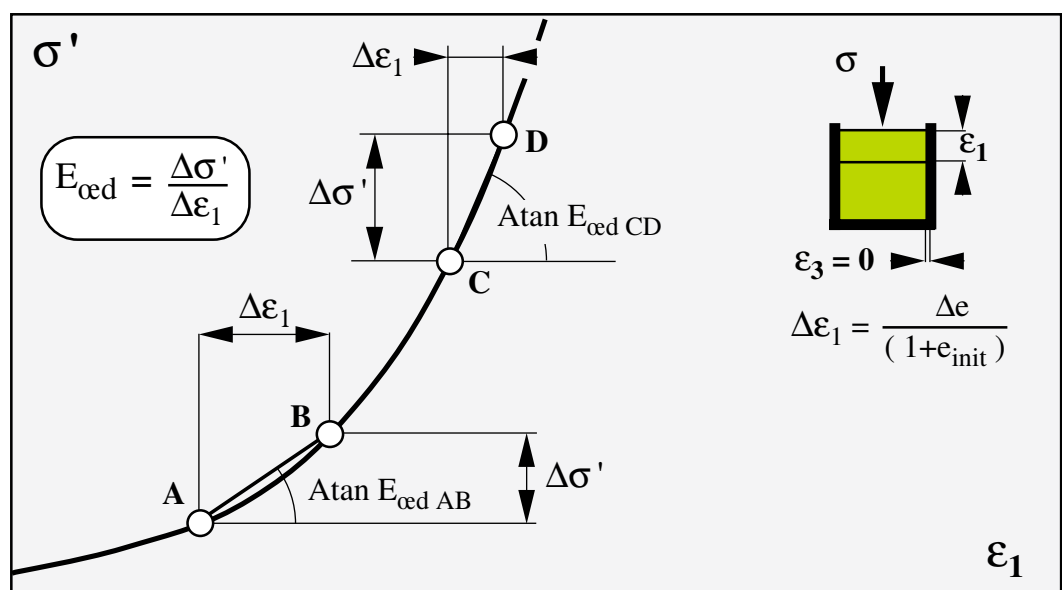
2. Préconsolidation par la seule consolidation secondaire



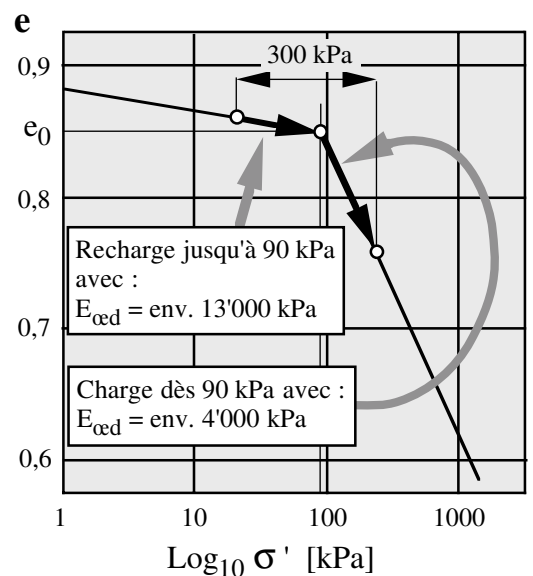
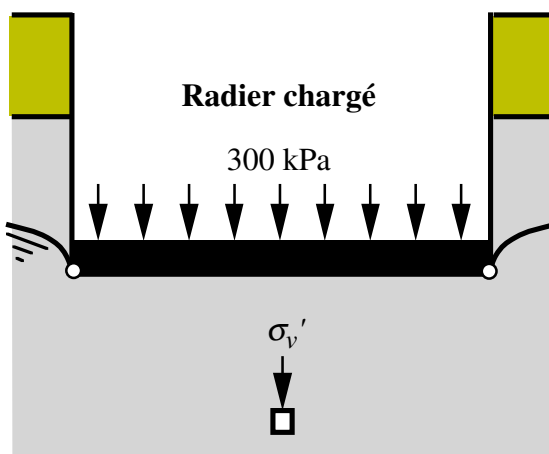
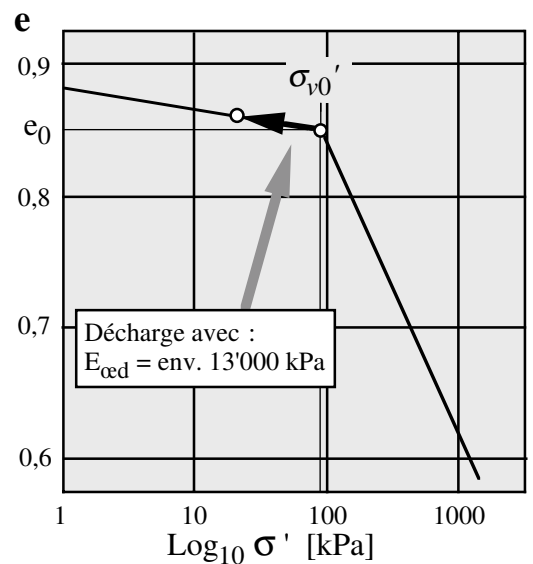
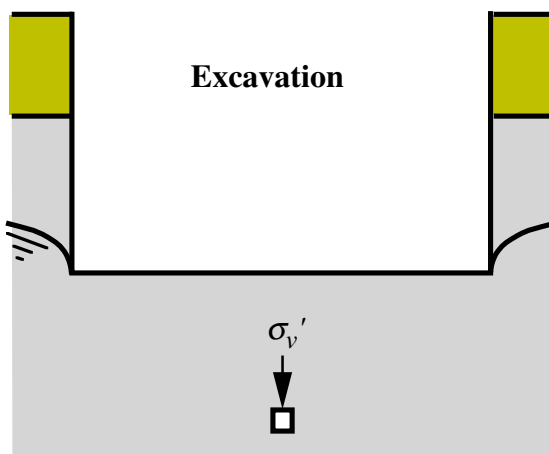
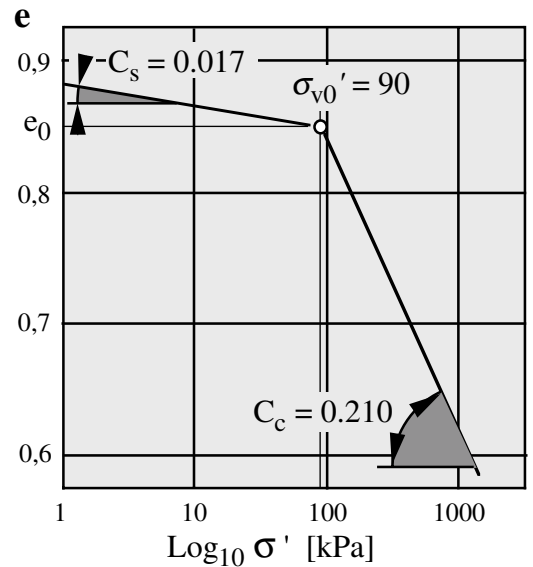
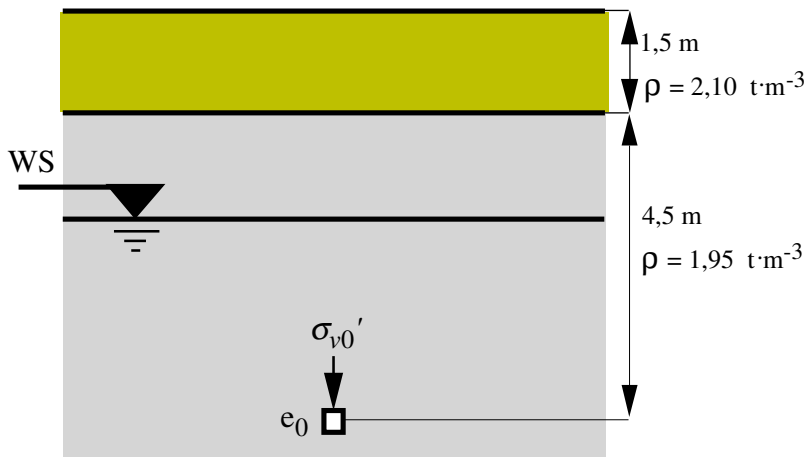
Module œdométrique et indice de compression / gonflement



$$E_{\text{œd}} = \frac{1}{m_v} = \frac{(1+e_{init})}{\Delta e} (\pm\Delta\sigma') = \left(\frac{1+e_{init}}{C_c \text{ ou } C_s} \right) \frac{\Delta\sigma'}{\text{Log}_{10} \left(\frac{\sigma'_{init} \pm \Delta\sigma'}{\sigma'_{init}} \right)}$$



Exemple d'usage du diagramme œdométrique : décharge et charge en un point du sol



Remarque : La surcharge de 300 kPa a été choisie pour que le graphique de droite soit bien lisible. Elle est, en réalité, beaucoup trop élevée pour un sol dont le C_c est de 0.210 (limon argileux CL).

Exemple d'usage du diagramme œdométrique : contrainte et module œdométrique à différentes profondeurs

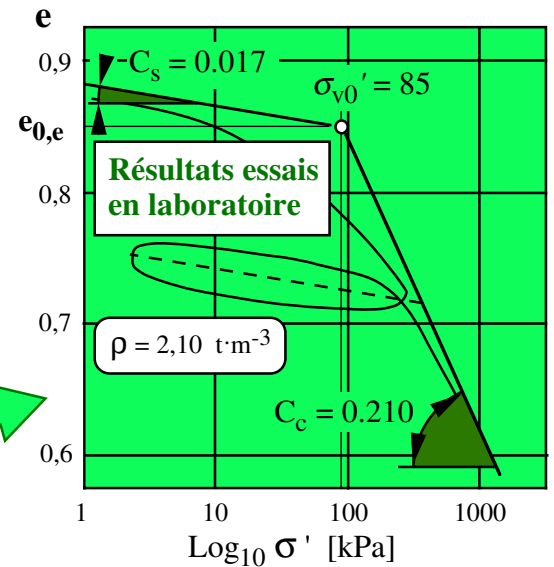
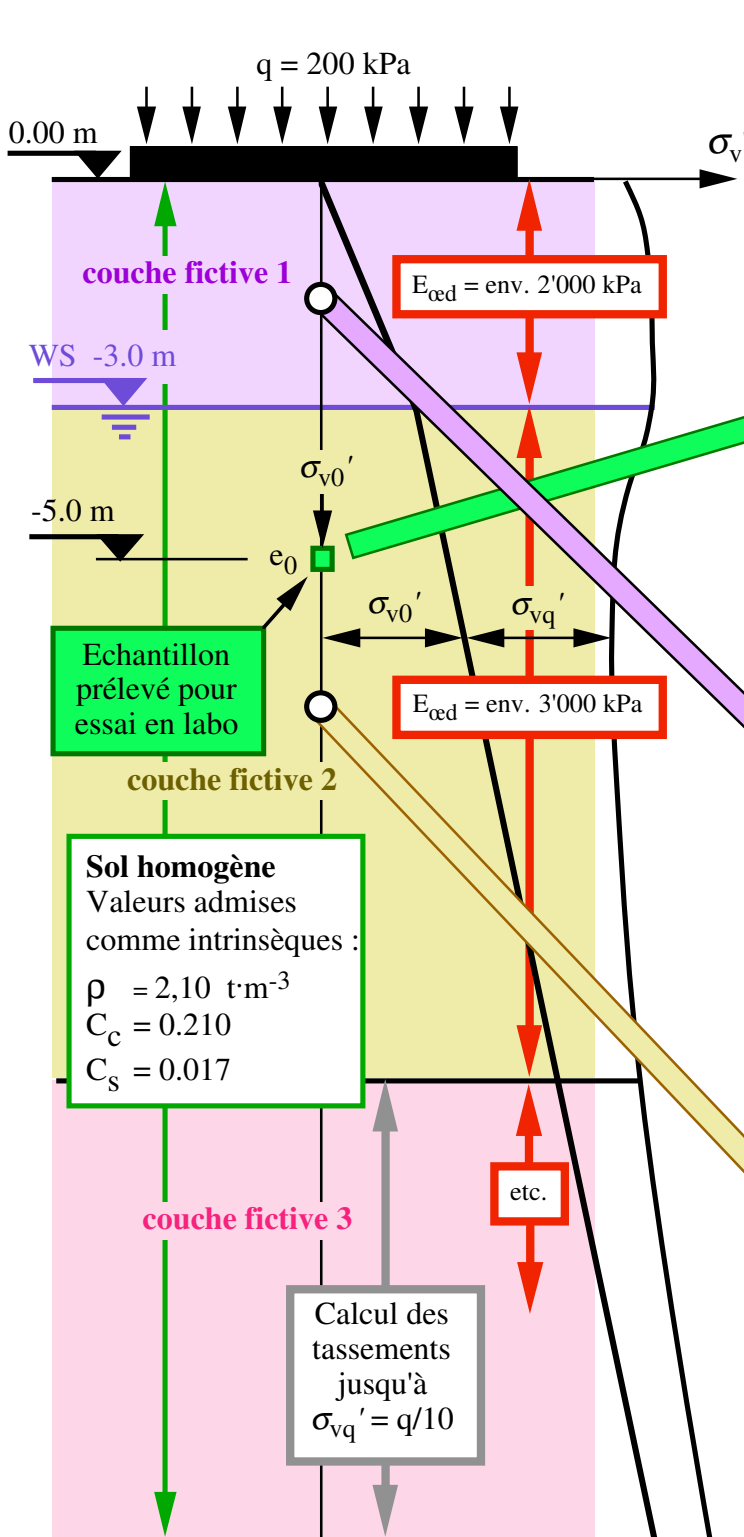


Diagramme œdométrique reconstitué pour couche fictive 1

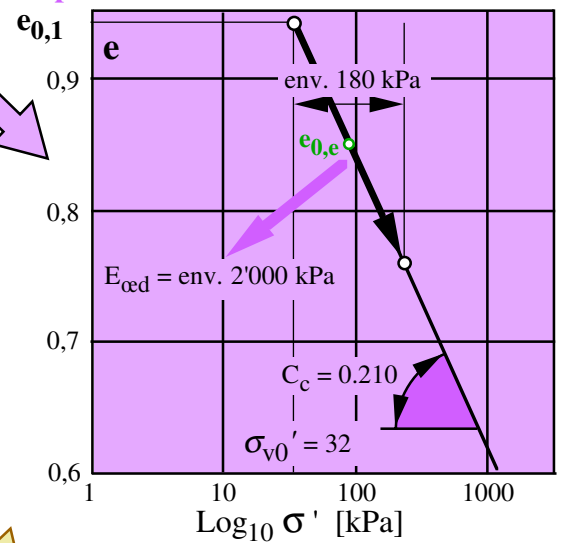
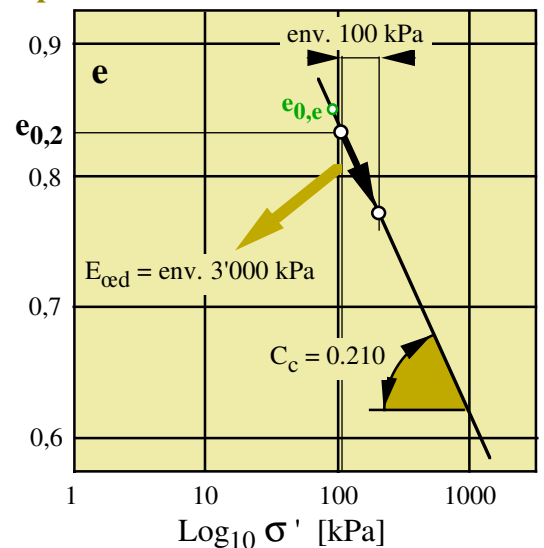


Diagramme œdométrique reconstitué pour couche fictive 2



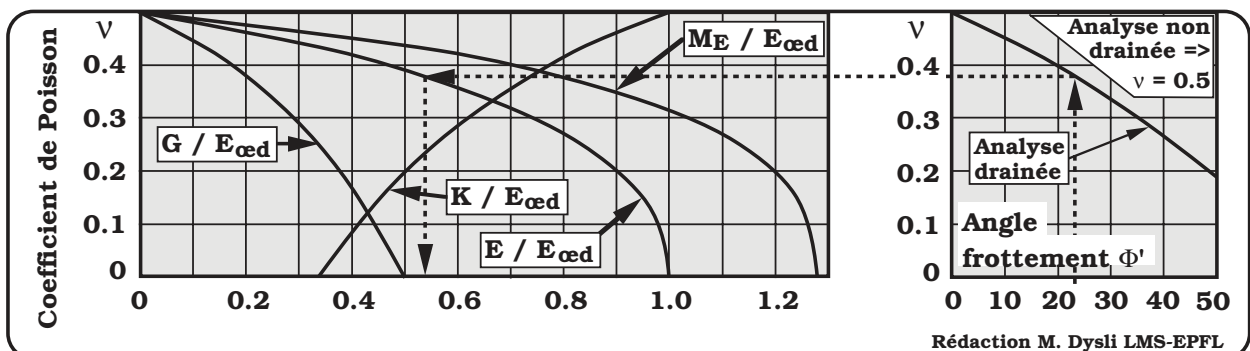
Les couches fictives peuvent être des couches réelles. Une couche réelle peut être décomposée en plusieurs couches fictives, ceci en fonction de la variation de σ'_{vq} .

- $e_{0,e}$ = e_0 de l'essai
- $e_{0,1}$ = e_0 de la couche 1
- $e_{0,2}$ = e_0 de la couche 2

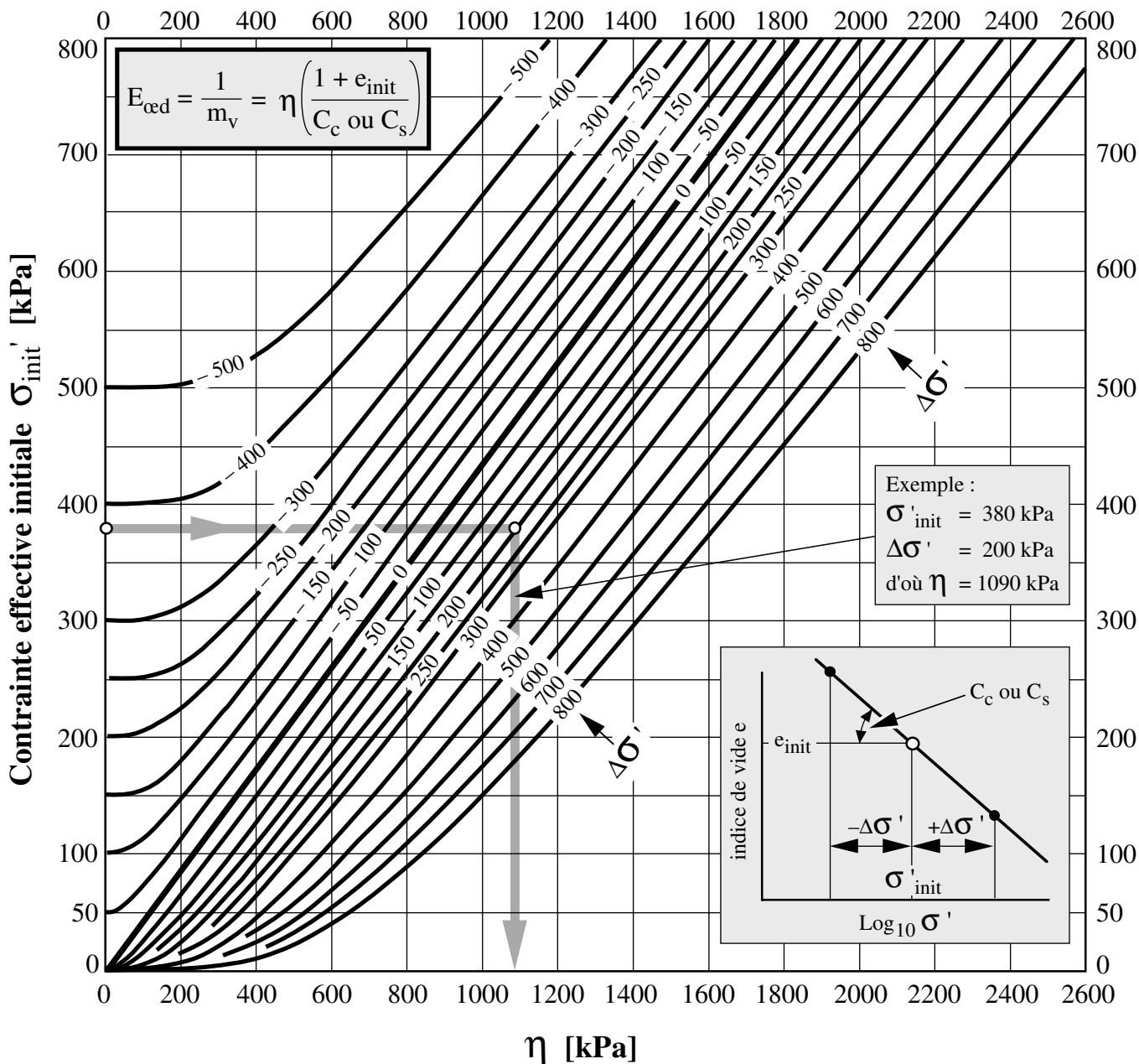
Relations entre les modules de déformation

Connus ↓						
	E = ~ E_M si nu = 0.33	nu	K	G	M_E	E_{oeed} = 1/m_ν $= \frac{1+e_0}{C_c \text{ ou } C_s} \cdot \frac{\Delta\sigma'}{\text{Log}_{10}\left(\frac{\sigma'_0 \pm \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)}$
G, E	E	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{GE}{3(3G-E)}$	G	$\frac{16G^2}{\pi(4G-E)}$	$\frac{G(4G-E)}{3G-E}$
G, nu	$2G(1+\nu)$	nu	$\frac{3G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	G	$\frac{8G}{\pi(1-\nu)}$	$\frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu}$
G, K	$\frac{9KG}{3K+G}$	$\frac{3K-2G}{6K+2G}$	K	G	$\frac{8G(6K+2G)}{\pi(3K+4G)}$	$\frac{3K+4G}{3}$
E, nu	E	nu	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{4E}{\pi(1-\nu^2)}$	$\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
E, K	E	$\frac{3K-E}{6K}$	K	$\frac{3KE}{9K-E}$	$\frac{144K^2}{\pi\left(\frac{27K^2}{E} - E + 6K\right)}$	$\frac{3K(3K+E)}{9K-E}$
nu, K	$3K(1-2\nu)$	nu	K	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$\frac{12K(1-2\nu)}{\pi(1-\nu^2)}$	$\frac{3K(1-\nu)}{1+\nu}$
M_E, nu	$\frac{\pi(1-\nu^2)M_E}{4}$	nu	$\frac{\pi(1-\nu^2)M_E}{12(1-2\nu)}$	$\frac{\pi(1-\nu)M_E}{8}$	M_E	$\frac{\pi(1-\nu)^2M_E}{4(1-2\nu)}$
E_{oeed}, nu	$\frac{(1+\nu)(1-2\nu)E_{oeed}}{(1-\nu)}$	nu	$\frac{(1+\nu)E_{oeed}}{3(1-\nu)}$	$\frac{(1-2\nu)E_{oeed}}{2(1-\nu)}$	$\frac{4(1-2\nu)E_{oeed}}{\pi(1-\nu)^2}$	E_{oeed}
E = module de Young nu = coefficient de Poisson M_E = module M_E E_{oeed} = module œdométrique K = coefficient de compressibilité G = module de glissement ou de cisaillement E_M = module pressiométrique			C_c = indice de compression C_s = indice de gonflement e₀ = indice de vide correspondant à la contrainte effective verticale initiale en place m_ν = coefficient de compressibilité			

Rédaction M. Dysli LMS-EPFL



Abaque de détermination de $E_{\alpha ed}$



Notes :

$$\eta = \frac{\Delta\sigma'}{\text{Log}_{10} \left(\frac{\sigma'_{init} \pm \Delta\sigma'}{\sigma'_{init}} \right)}$$

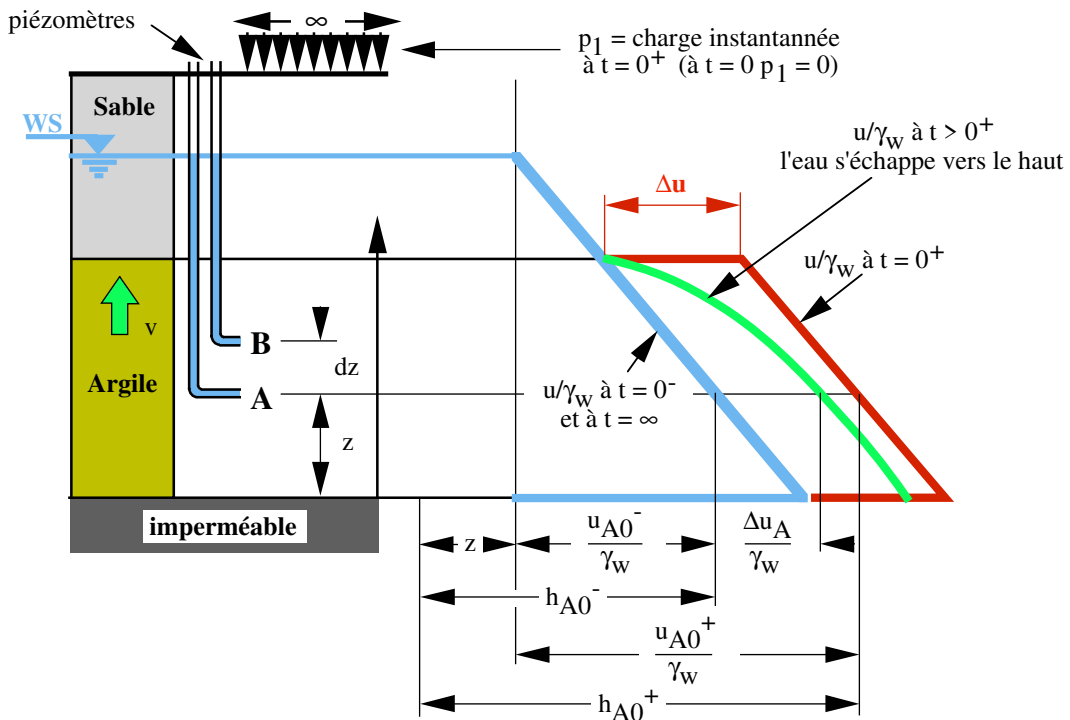
$\Delta\sigma' \neq 0$: module sécant

$\Delta\sigma' = 0$: module tangent (limite de η pour $\Delta\sigma'$ tendant vers 0 : $\eta = 2.303 \sigma'_{init}$)

Théorie de la consolidation unidimensionnelle

Principes

A résoudre: $\Delta u = f(t,z)$ avec u = pression interstitielle, t = temps et z = hauteur

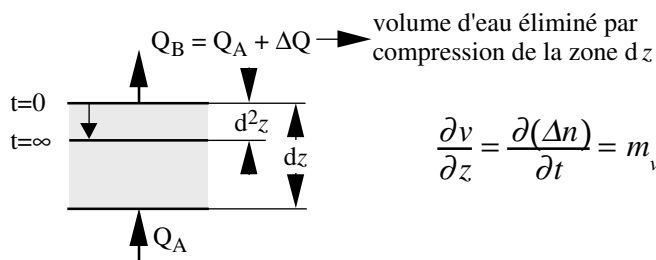


(1) Bernoulli entre A et B: $dh = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Delta u}{\partial z}$

(2) Darcy: $v = k \cdot i = k \cdot -\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Delta u}{\partial z}$

h diminue si z augmente

(3) Continuité (conservation de la masse):



$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial(\Delta n)}{\partial t} = m_v \frac{\partial \Delta \sigma'}{\partial t}$$

v = vitesse d'écoulement de l'eau
 n = porosité
 m_v = coefficient de compressibilité = $1 / E_{\text{œd}}$

$\sigma' = \sigma - u$; $\sigma = \text{constant}$ car la charge p ne varie pas, donc: $\Delta \sigma' = -\Delta u$, à savoir: $\frac{\partial \Delta \sigma'}{\partial t} = -\frac{\partial \Delta u}{\partial t}$ (4)

En introduisant (4) dans (3): $\frac{\partial v}{\partial z} = -m_v \frac{\partial \Delta u}{\partial t}$ (5)

On dérive maintenant (2) par rapport à z : $\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$ (6)

Enfin, en combinant (5) avec (6):

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial \Delta u}{\partial t}$$

C'est l'équation différentielle de la consolidation unidimensionnelle qui est aussi, dans une certaine mesure, l'équation différentielle des écoulements souterrains.

Théorie de la consolidation unidimensionnelle (suite)

Principes

A résoudre: $\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial \Delta u}{\partial t}$ à savoir: $\Delta u = f(t, z)$

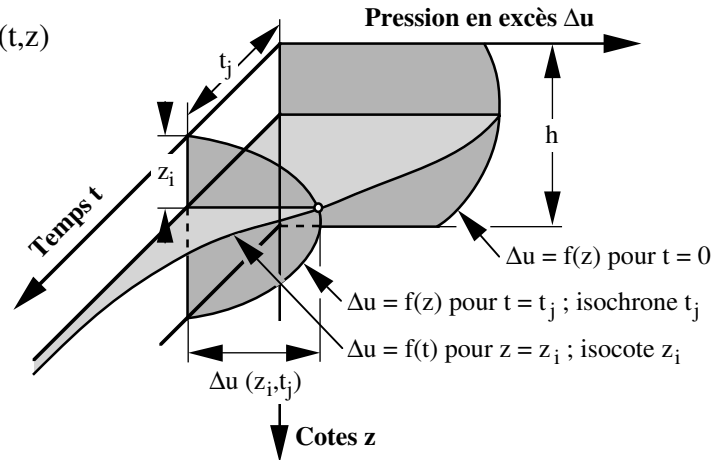
Autres formes de l'équation de la consolidation:

$$\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{m_v \gamma_w}{k} \cdot \frac{\partial \Delta u}{\partial t}$$

$$\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{1}{c_v} \cdot \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad \text{avec } c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

= coefficient de consolidation

$$\nabla^2 \Delta u = \frac{1}{c_v} \cdot \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad \text{avec } \nabla = \text{laplacien}$$



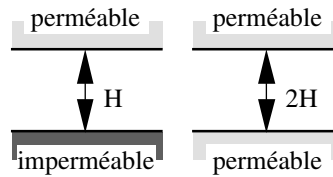
Solutions:

- a) par développement en série (Terzaghi)
- b) par différences finies
- c) par éléments finis = méthode générale actuelle pour une, deux et trois dimensions

a) possible à la main à condition d'avoir des conditions aux limites simples, b) et c) à l'ordinateur

Avec la méthode a) on introduit dans l'équation de la consolidation un paramètre $T_v = \text{facteur de temps}$:

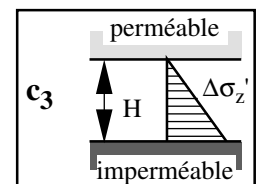
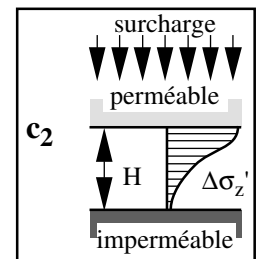
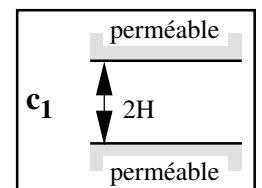
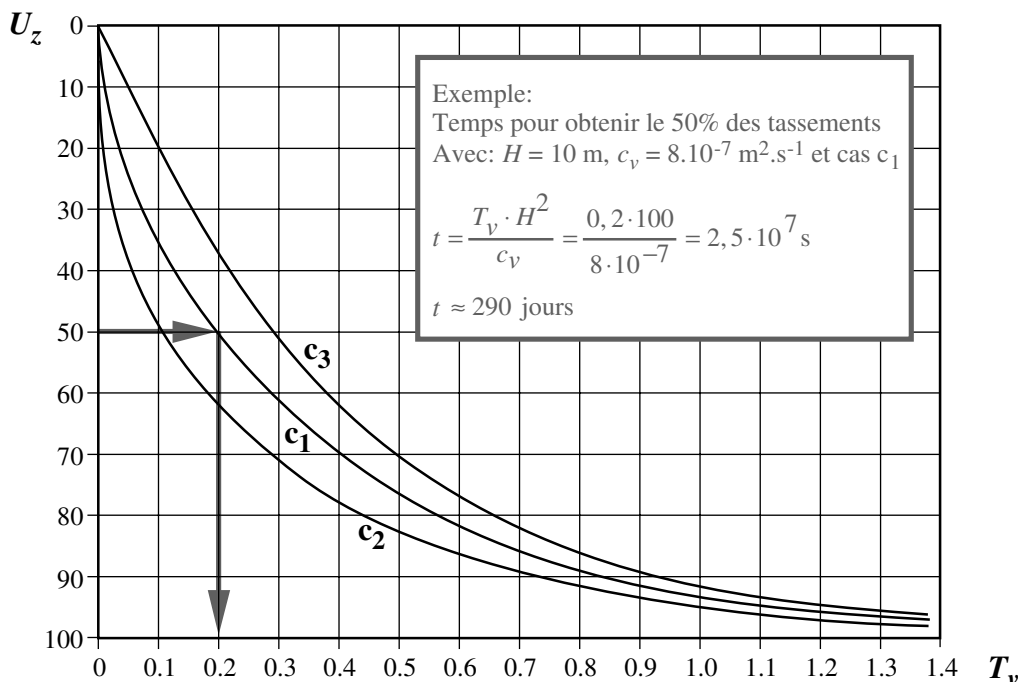
$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$



En outre on résout en fonction du *degré de consolidation* U_z :

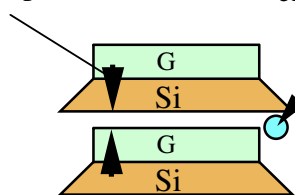
$$U_z = \frac{\varepsilon_z(t)}{\varepsilon_z(t = \infty)} \cdot 100 \approx \left(1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u(t = 0)} \right) \cdot 100 \quad \text{tassement} = \text{eau expulsée}$$

Résultat graphique de l'intégration de l'équation de la consolidation par développement en série



Sols expansifs (gonflants)

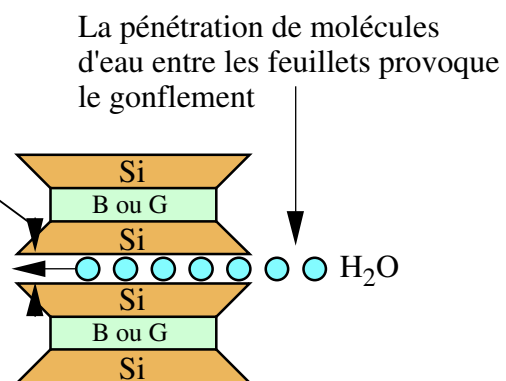
Forces de liaison importantes



Une molécule H_2O ne peut pénétrer entre les feuillets

Si = tétraèdre de silice
 B = brucite
 G = gibbsite

Forces de liaison très faibles

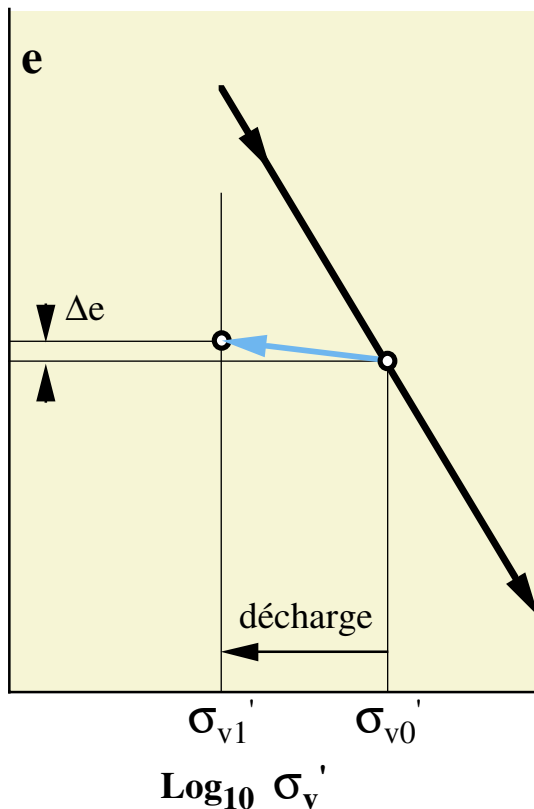


La pénétration de molécules d'eau entre les feuillets provoque le gonflement

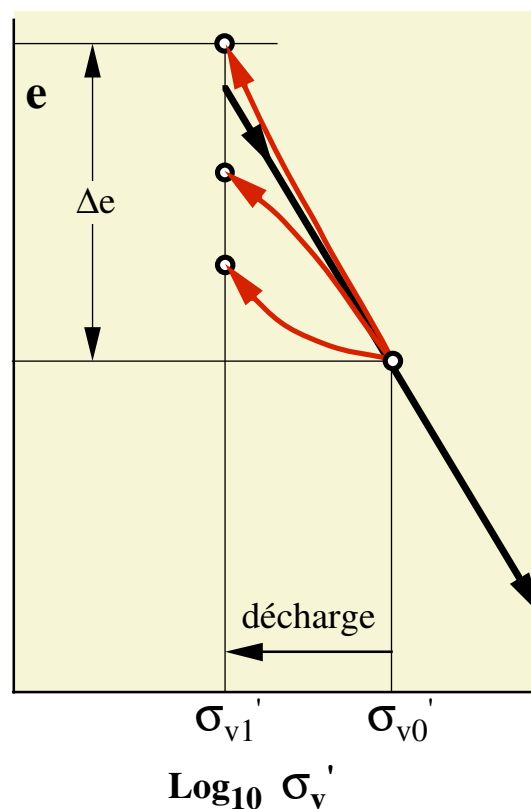
Par exemple kaolinite

Interstratifiés :

- montmorillonite
- vermiculite



SOLS "NORMAUX"



SOLS EXPANSIFS

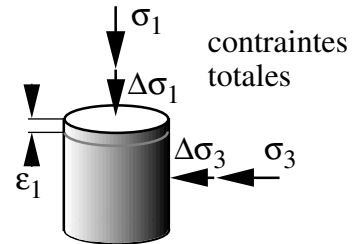
Equation de la pression interstitielle de Skempton

Théorie de la consolidation unidimensionnelle : $\Delta u = -\Delta \sigma'$ car $\sigma = cte$

Réalité et plus général : $\Delta u = f(\Delta \sigma)$ ou $\Delta u = f(\Delta e)$, $e =$ indice de vide

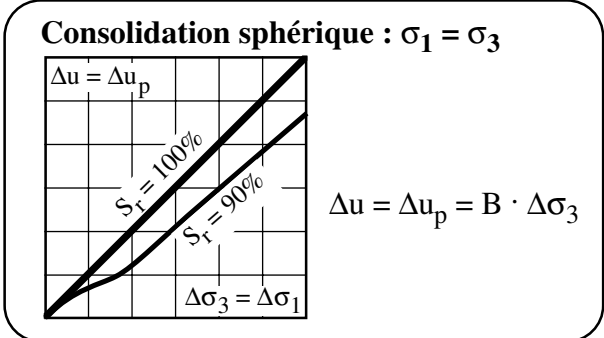
Δu donné par exemple par l'équation de Skempton :

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$



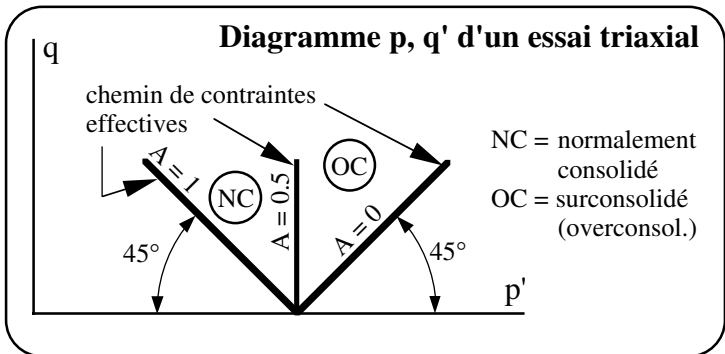
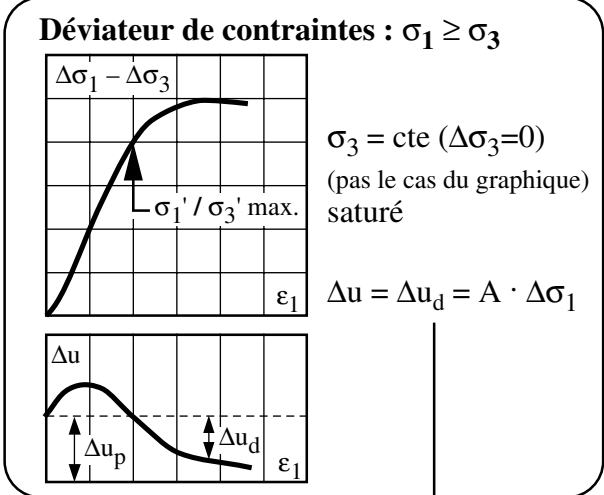
$B = 1$: sols saturés

$B < 1$: sols non saturés
 (cependant relation $B = f(S_r)$ peu connue!)

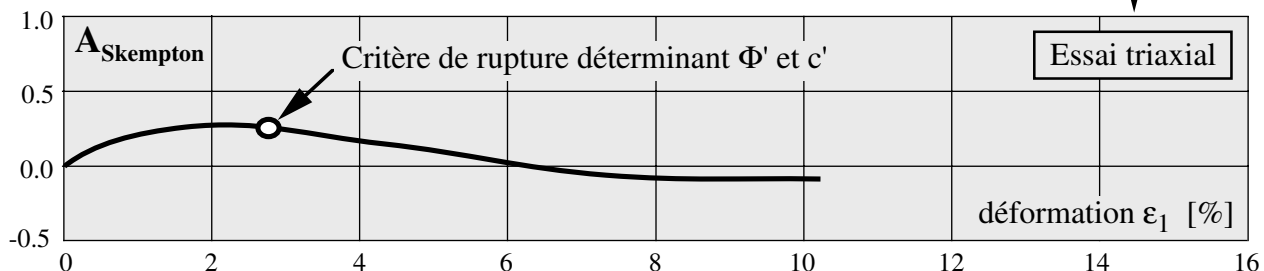


Essai triaxial

$-0,5 \leq A \leq 1,5$ $A = f(\epsilon_1)$

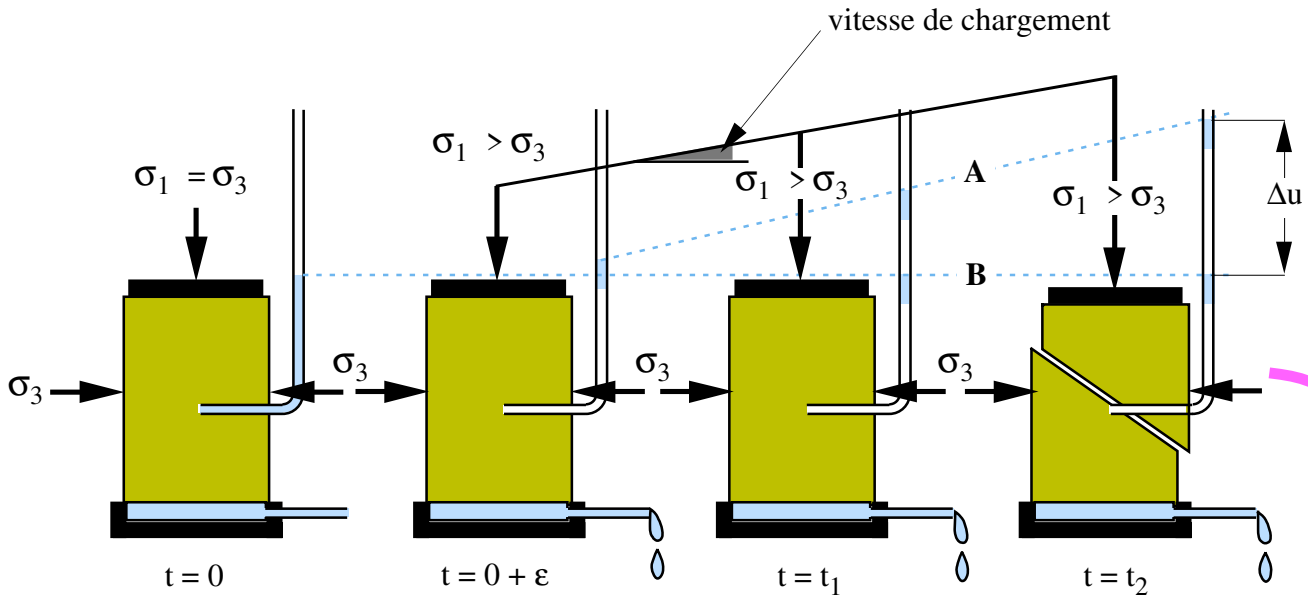


Exemple :

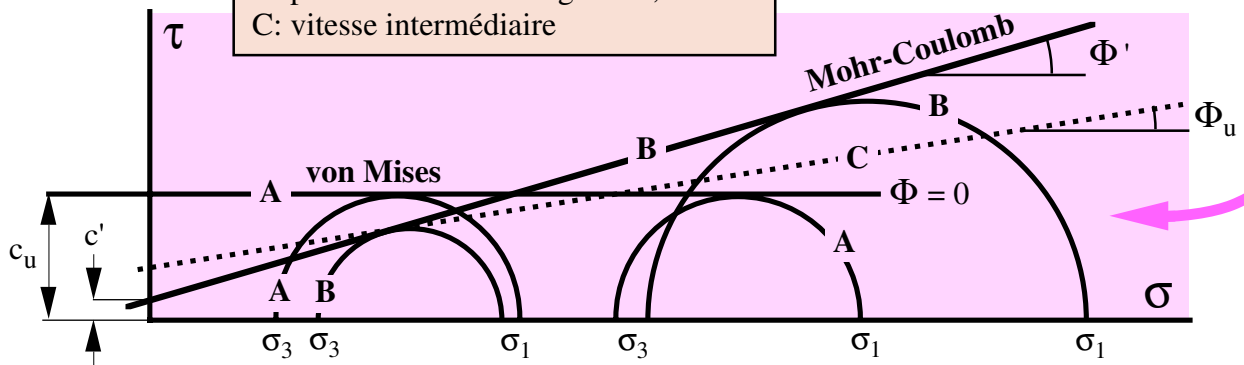


Les A donnés dans la littérature correspondent le plus souvent à la déformation du critère de rupture déterminant Φ' et c' .

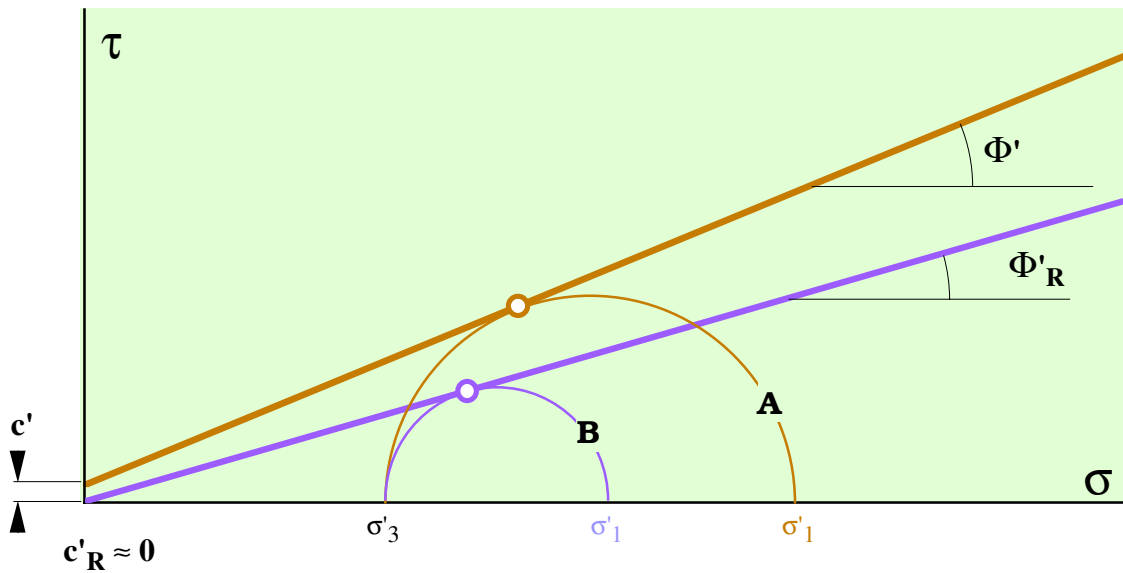
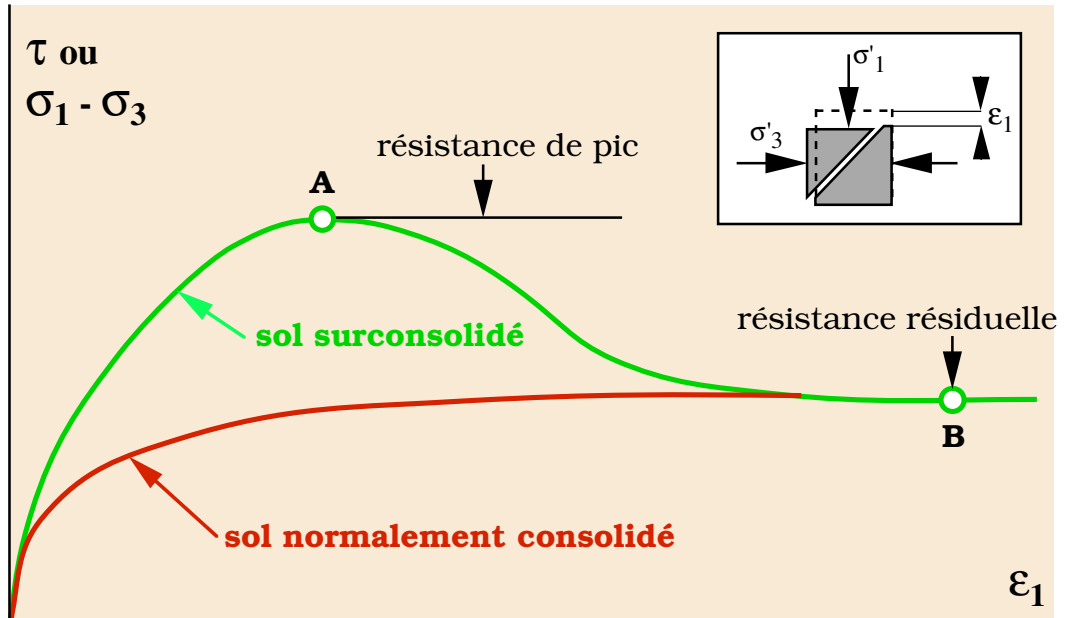
Rupture d'un sol par cisaillement



A: grande vitesse de chargement
 B: petite vitesse de chargement, $\Delta u = 0$
 C: vitesse intermédiaire



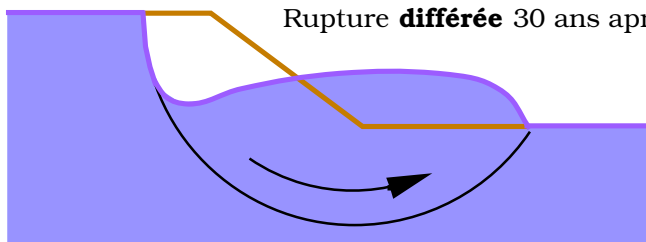
Résistance de pic (de pointe) et résistance résiduelle



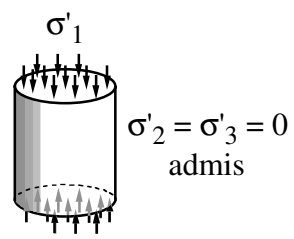
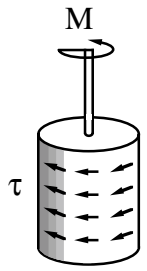
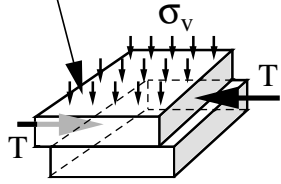
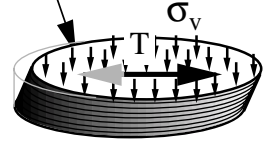
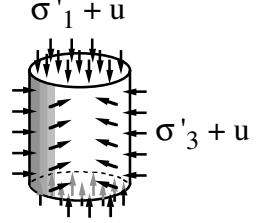
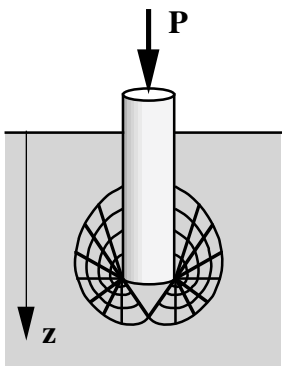
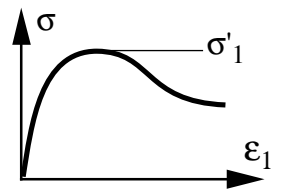
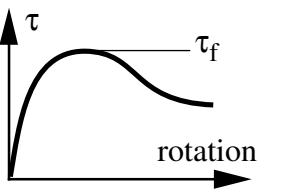
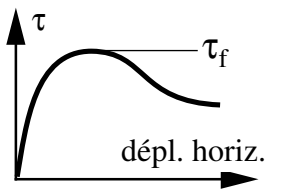
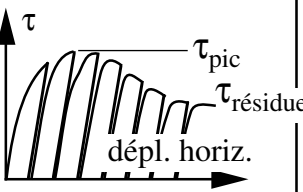
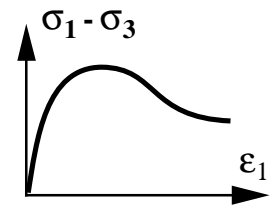
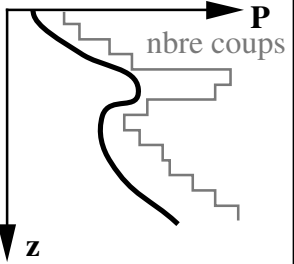
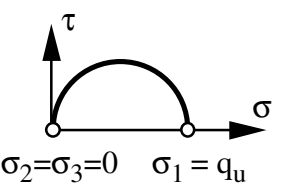
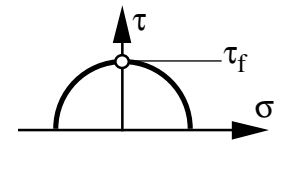
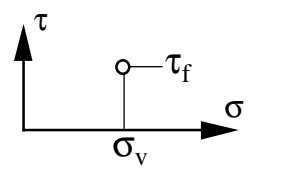
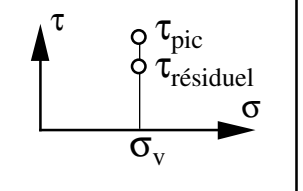
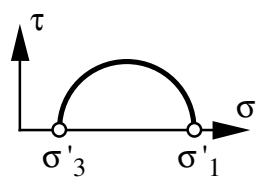
Conséquence pratique :

Talus de chemin de fer dans l'argile surconsolidée de Londres

Rupture **différée** 30 ans après la construction de la voie



Essais de cisaillement

	Compression simple	Scissomètre	Cisaillement direct	Cisaillement simple	Compression triaxiale	Pénétromètre
Tenseur des contraintes	 <p>σ'_1 $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$ admis</p>	 <p>M τ</p>	<p>surface A</p>  <p>σ_v T $\tau = T / A$</p>	<p>surface A</p>  <p>σ_v T $\tau = T / A$</p>	 <p>$\sigma'_1 + u$ $\sigma'_3 + u$</p>	 <p>P z</p>
Relation contraintes-déformations	 <p>σ σ'_1 ϵ_1</p>	 <p>τ τ_f rotation</p>	 <p>τ τ_f dépl. horiz.</p>	 <p>τ τ_{pic} $\tau_{residuel}$ dépl. horiz.</p>	 <p>$\sigma_1 - \sigma_3$ ϵ_1</p>	 <p>P nbre coups z</p>
Etat de contraintes	 <p>τ σ $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ $\sigma_1 = q_u$</p>	 <p>τ τ_f σ</p>	 <p>τ τ_f σ_v σ</p>	 <p>τ τ_{pic} $\tau_{residuel}$ σ_v σ</p>	 <p>τ σ σ'_3 σ'_1</p>	
Remarques		Permet évent. de déterminer la résistance résiduelle.	L'orientation des contraintes principales varie pendant le cisaillement.	Essai alterné pour déterminer la résistance résiduelle.		<ul style="list-style-type: none"> • Pénétromètre de poche • Pénétromètre statique • Pénétromètre dynamique