



# Centro de Transferencia de Tecnología de Transportación

Curso corto: Conceptos Básicos de Muros y Taludes en  
Tierra Reforzada

## INTRODUCCIÓN

Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

Dra. Beatriz I. Camacho-Padrón  
Catedrática Asociada UPRM



# Agenda Revisada

- **Parte I**
  - **Introducción**
    - Importancia de la Geotecnia
    - Geotecnia en la Transportación
  - **Revisión conceptos ingeniería geotécnica**
    - Origen de los suelos
    - Exploración geotécnica I y II
    - Clasificación suelos (ejemplos)
    - Propiedades Índices y Relaciones Peso/Volumen

# Agenda Revisada

- **Parte I**

- Revisión conceptos ingeniería geotécnica (cont...)
  - Esfuerzos en una masa de suelo/Presiones Laterales
  - Resistencia al corte
  - Consolidación; Introducción y Terminología

# ¿Qué es la Geotécnia?

- ◆ Área de especialización dentro de la ingeniería civil relacionada con las aplicaciones en las que están envueltos los suelos y/o las rocas.

¿Qué es y que hace el Ingeniero Civil especializado en Geotécnica?



◆ El ingeniero geotécnico aplica los principios básicos de Mecánica (estática, dinámica, fluido, resistencia de materiales, etc) unido a sus conocimientos de geología para resolver problemas o situaciones relacionados a los suelos y las rocas.

## ◆ Geotécnia

- Mecánica de suelos
- Mecánica de rocas

# ¿ Quienes están interesados en los suelo?

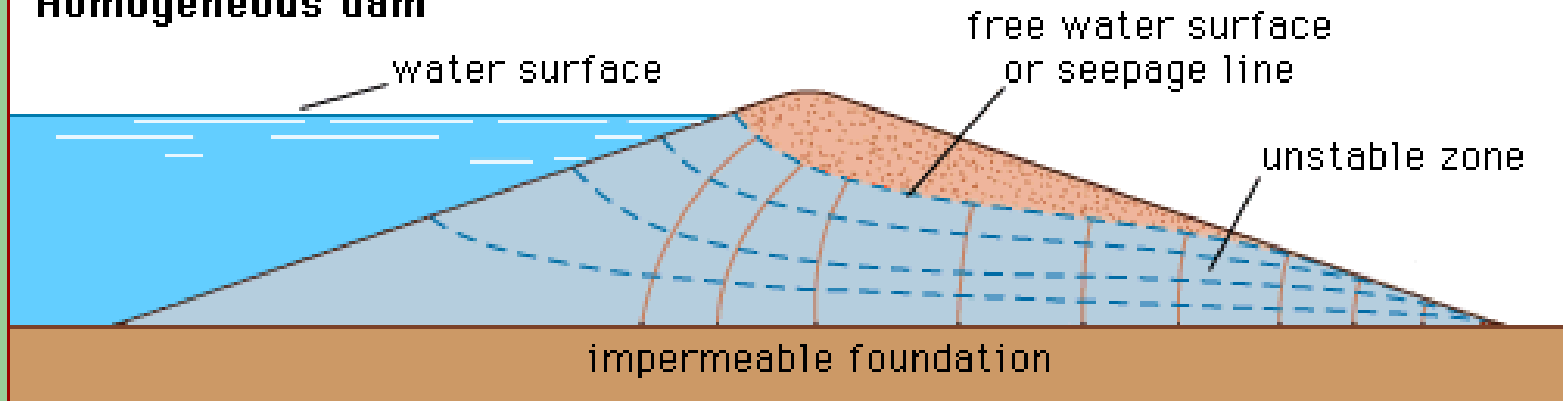
- ◆ Agrimensores
- ◆ Geólogos
- ◆ Hidrólogos
- ◆ Ingenieros civiles
  - Material de construcción
  - Provee apoyo para las edificaciones

# Áreas de aplicación en Ing. Civil

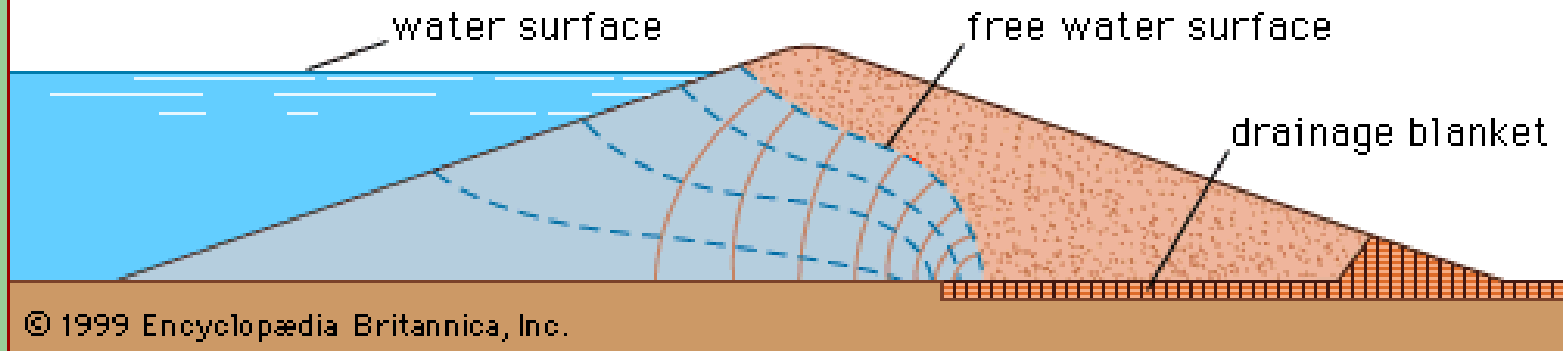
- ◆ Suelo como material de construcción
  - Represas de tierra
  - Terraplenes

# Represa de Tierra

## Homogeneous dam



## Dam with a drainage blanket



# Terraplén- a lo largo del río



**Antes**



Terraplén  
Obra vial

**Después**



# Terraplén natural- vía del tren



**Estribo puente**



**Terraplén**

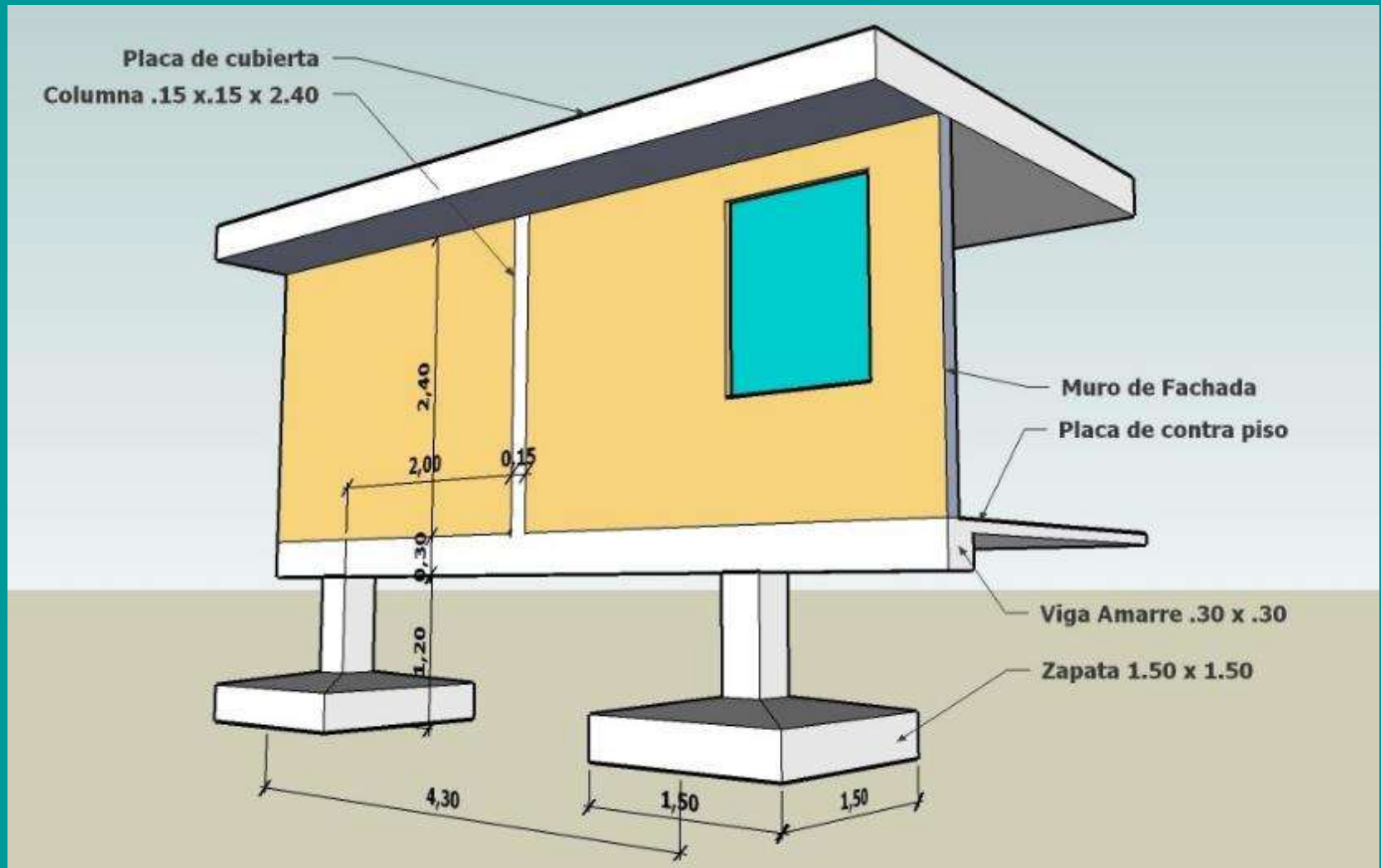


# Áreas de aplicación-cont..

## Apoyo edificaciones

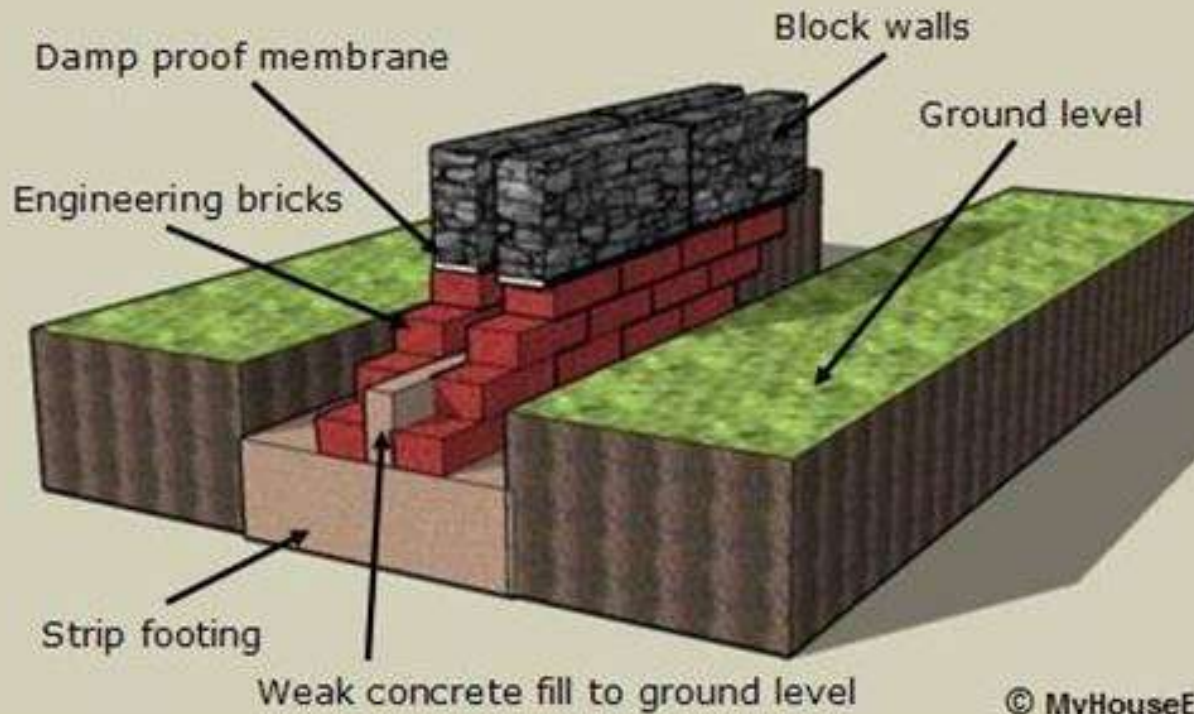
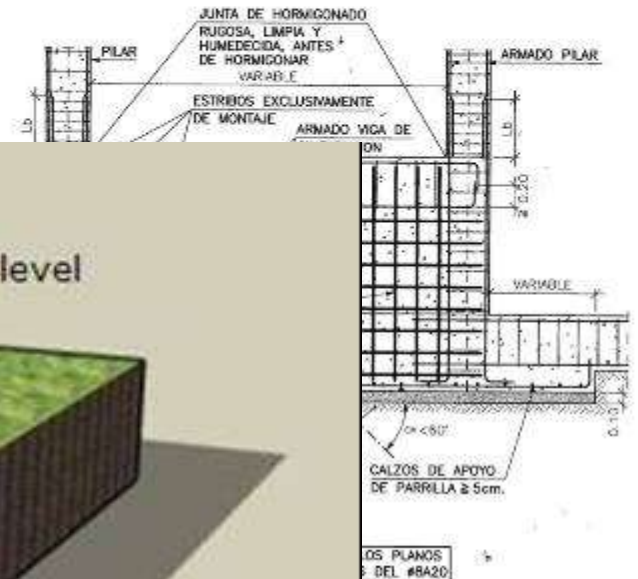
- ◆ Fundaciones o cimientos para estructuras
  - Superficiales – zapatas, mattress
  - Profundas – pilotes, fustes barrenados

# Fundación Superficial-Zapata



# Zapata-cont...

## UNION DE ZAPATAS A DISTINTO NIVEL

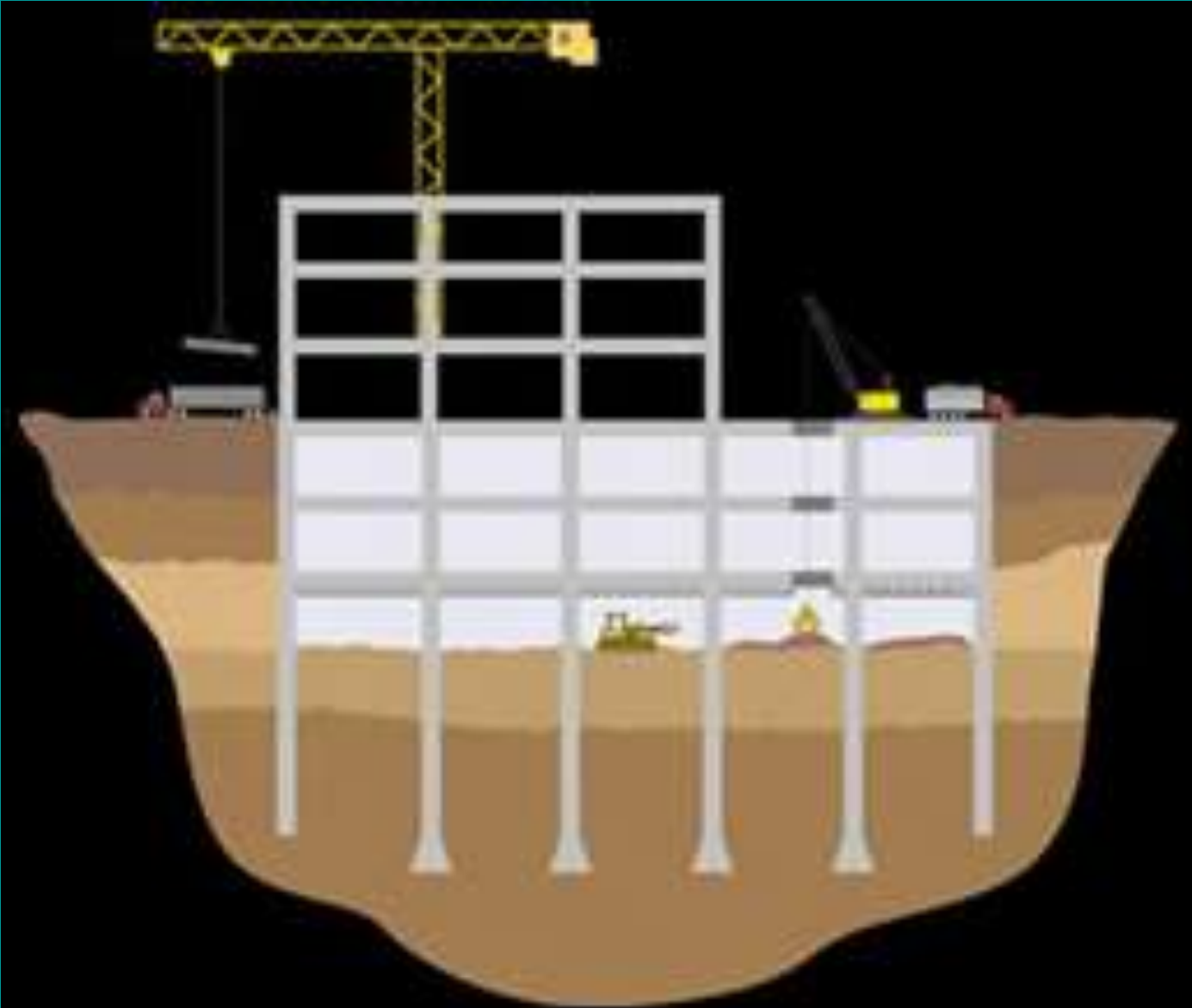


© MyHouseExtension 2007

ESCALA 1:40

- La zapata superior debe hundirse lo necesario en el terreno para que el ángulo de influencia sobre la zapata adyacente sea menor o igual a  $45^\circ$ .

# Fundación Profunda





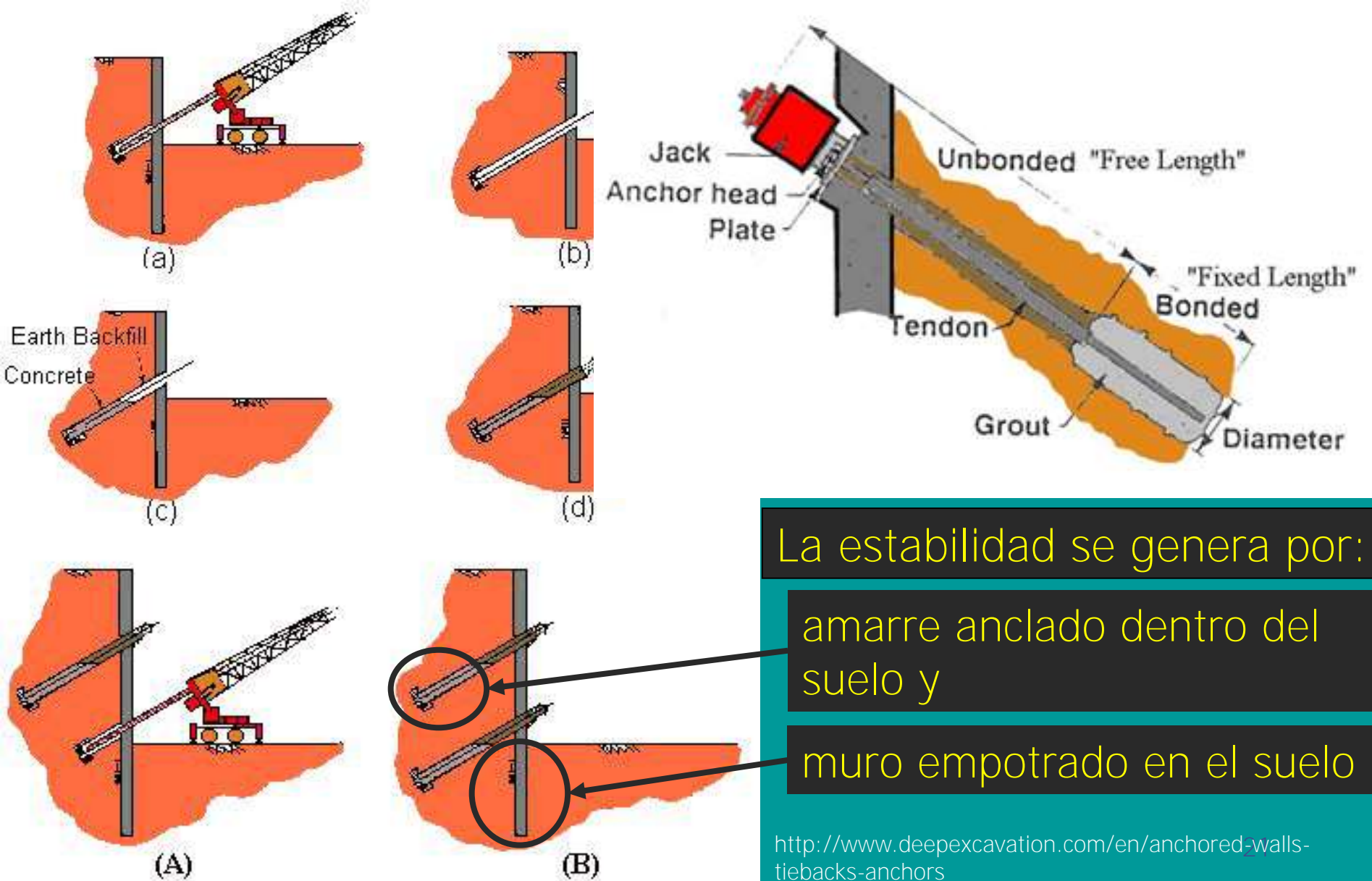
# Áreas de aplicación-**cont...**

- ◆ Estructuras de retención
  - Al voladizo
  - MSE walls (Mechanically Stabilized Earth)
  - Tiebacks
  - Soil nailing
- ◆ Estabilidad de Taludes – Deslizamientos
- ◆ Casos especiales

3D View



# Tieback



# Soldier pile video

- ◆ <https://www.youtube.com/watch?v=Ugv-srxGajc>
- ◆ [Soldier pile](#)

# Tieback



© DWIDAG-SYSTEMS  
INTERNATIONAL

DSI

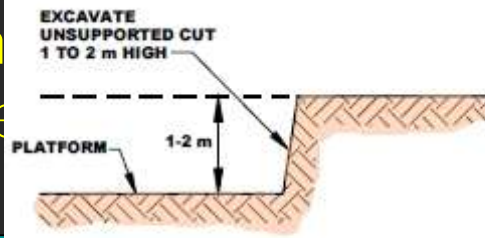
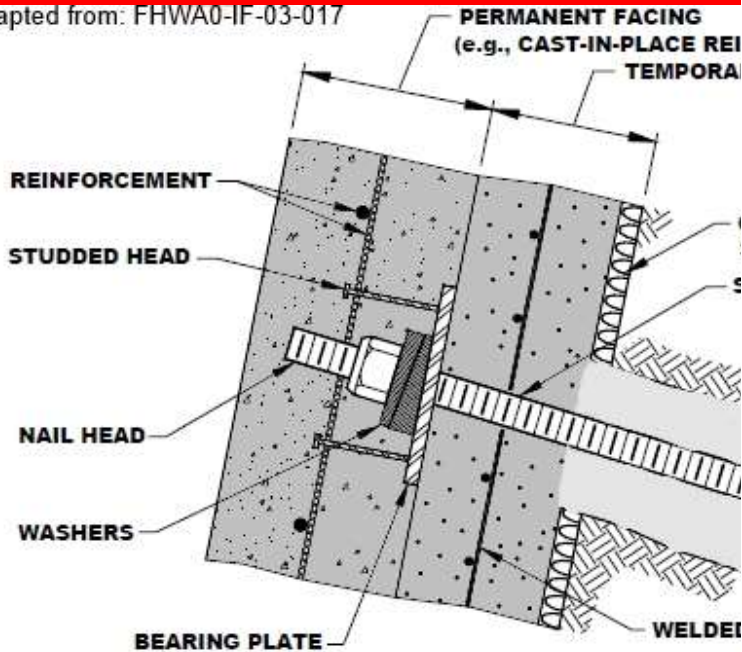
# Soil Nailing

En  
me  
co

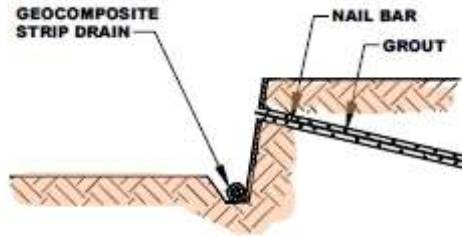
## Configuración Típica



Adapted from: FHWA0-IF-03-017



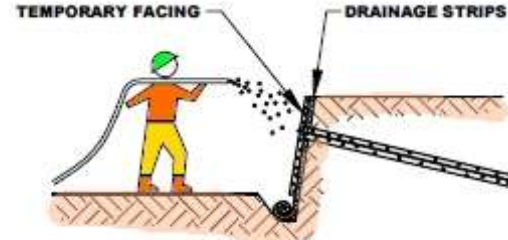
STEP 1. EXCAVATE SMALL CUT



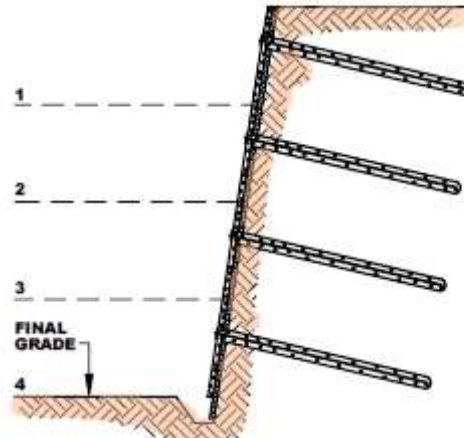
STEP 3. INSTALL AND GROUT NAIL  
(INCLUDES STRIP DRAIN INSTALLATION)



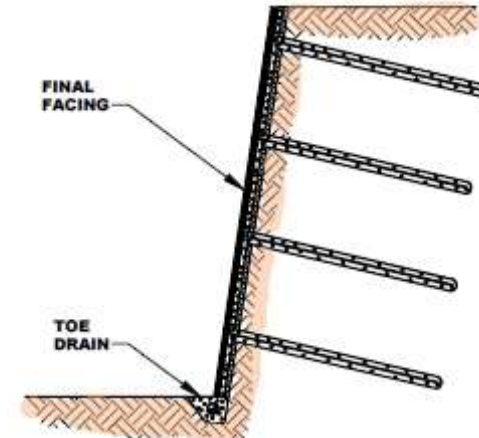
STEP 2. DRILL NAIL HOLE



STEP 4. PLACE TEMPORARY FACING  
(INCLUDES SHOTCRETE, REINFORCEMENT, BEARING PLATE, HEX NUT, AND WASHERS INSTALLATION)



STEP 5. CONSTRUCTION OF  
SUBSEQUENT LEVELS



STEP 6. PLACE FINAL FACING  
ON PERMANENT WALLS  
(INCLUDES BUILDING OF TOE DRAIN)

# Soil Nailing

## Expuesta



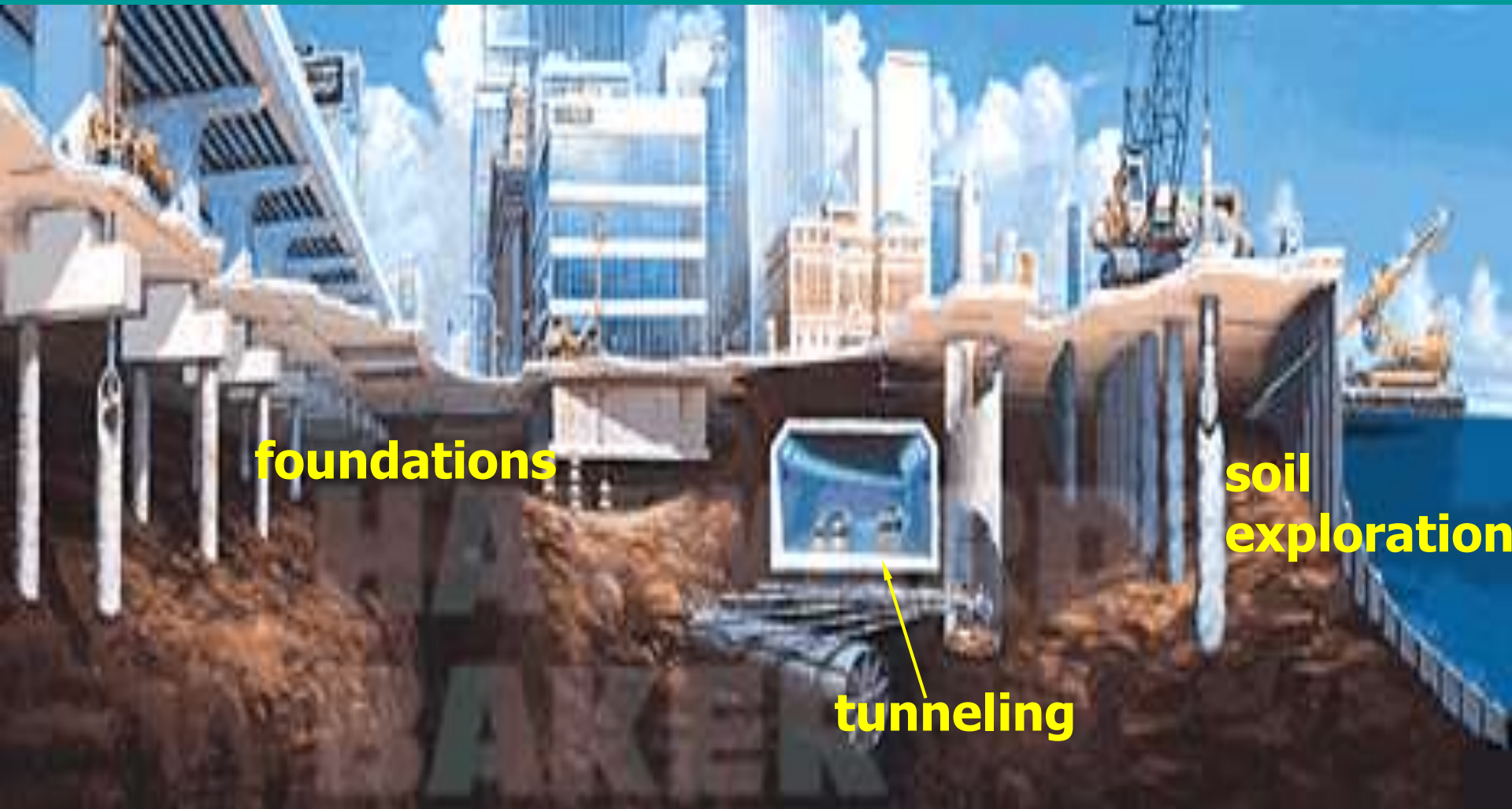
# Soil Nailing – Cubierta



# Casos especiales

- ◆ Estructuras soterradas
- ◆ Construcción en la zona cársica (KARST)
- ◆ Vibraciones de maquinarias
- ◆ Terremotos
- ◆ Licuación
- ◆ Control de contaminación
- ◆ Vertederos o rellenos sanitarios

# Some unsung heroes of Civil Engineering...



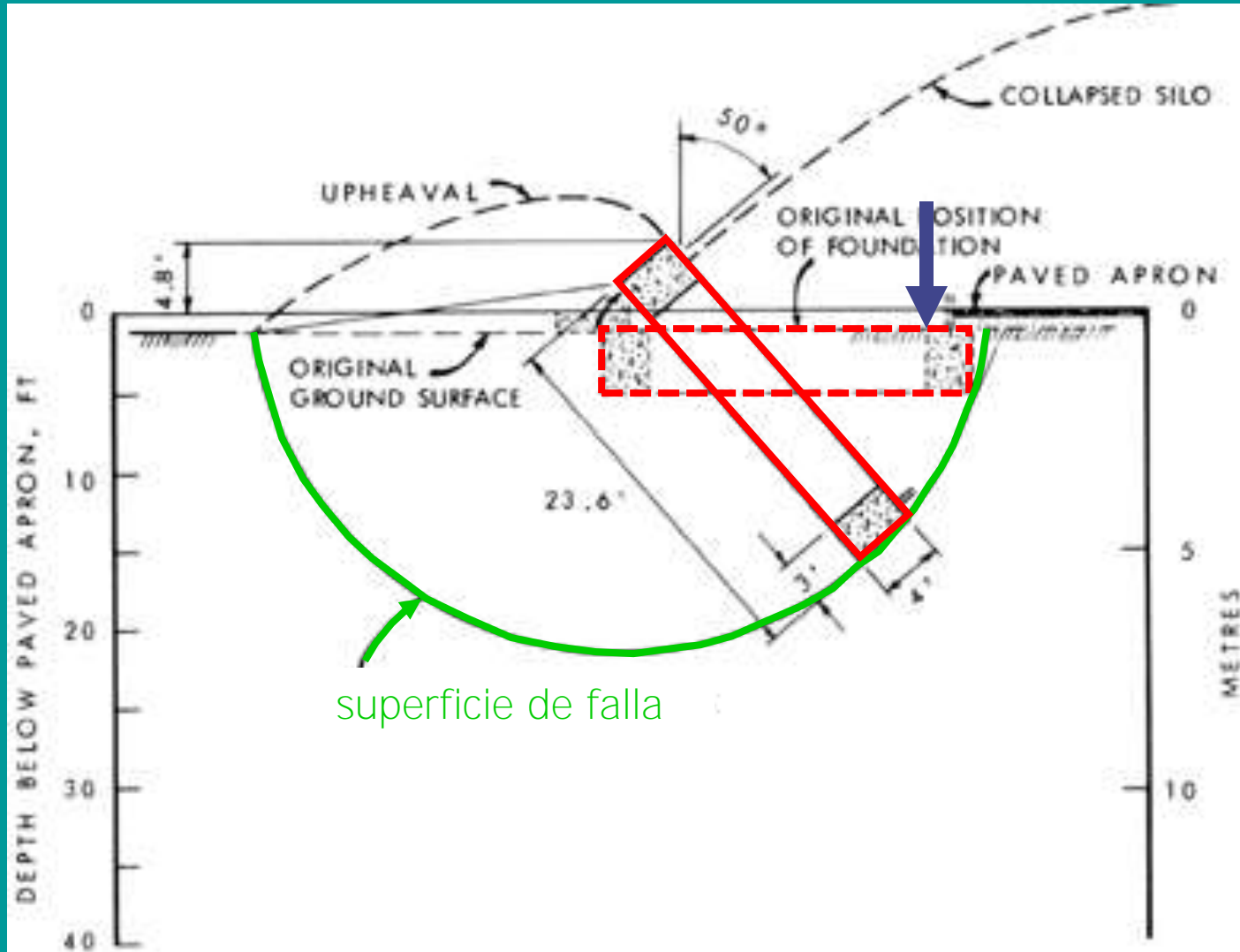
... buried right under your feet.



Aspectos que debe considerar  
un Ingeniero Geotécnico

Importancia de conocer  
comportamiento y propiedades  
de los suelos

# Falla por Capacidad de Carga (Bearing Capacity Failures)



# Falla por Capacidad de Carga – Terremoto Niigata 1964



# Falla por Capacidad de Carga Adapazari, Turquía



Terremoto  
Kocaeli, 1999

Magnitud 7.4

# Falla por Capacidad de Carga Adapazari, Turquía



# Deslizamiento en Turnagain Heights, Alaska Earthquake 1964

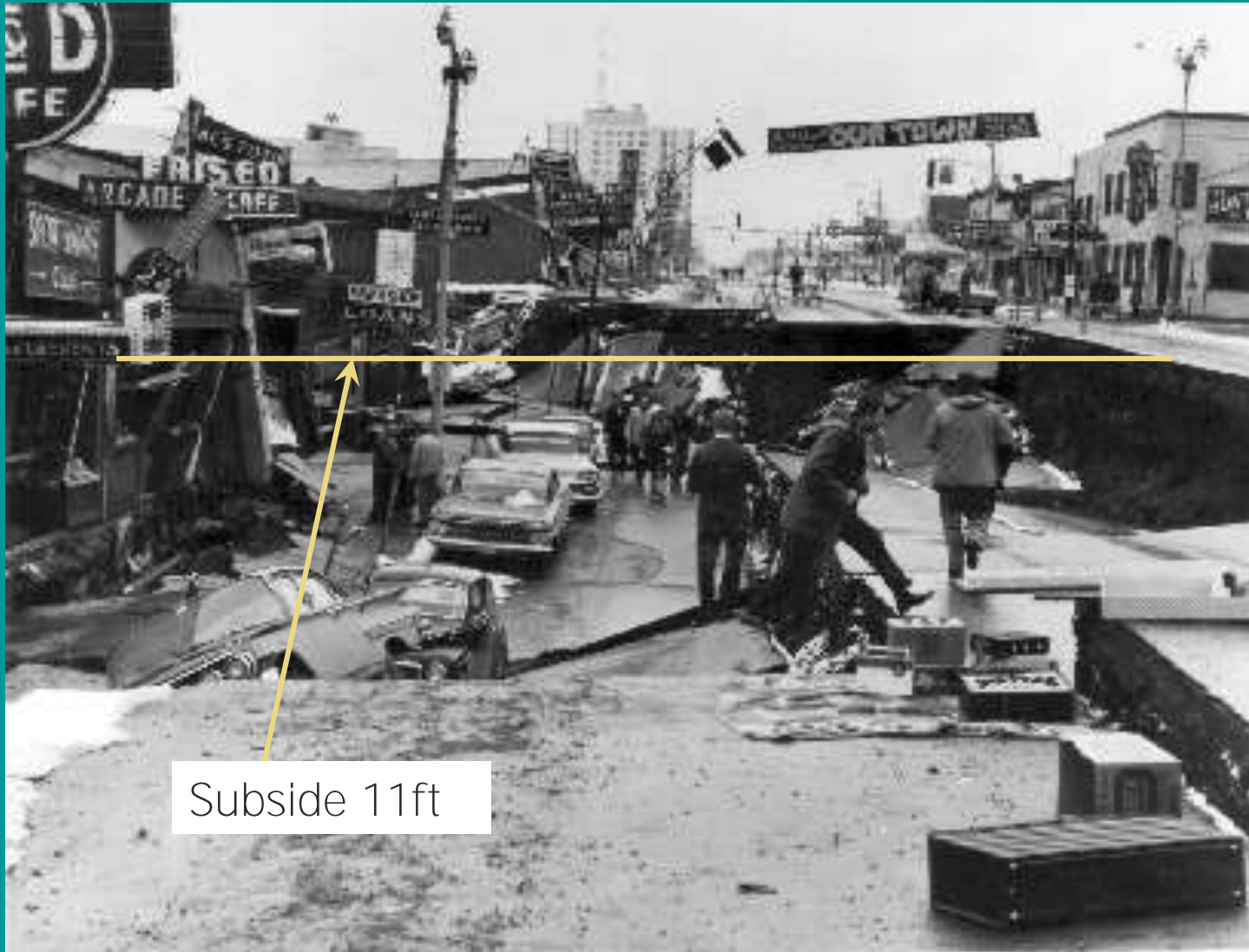


1 acre =  $4000\text{m}^2$  =  $43600\text{ft}^2$

# Deslizamiento en Turnagain Heights, Alaska Earthquake 1964



# Deslizamiento en Turnagain Heights, Alaska Earthquake 1964



# Deslizamiento en Turnagain Heights, Alaska Earthquake 1964



# Asentamiento Total-Palacio de Bellas Artes en Ciudad Mexico



# Asentamiento Total-Palacio de Bellas Artes en Ciudad Mexico-15 ft



Estructura

- acero
- concreto
- marmol

210 columnas

Muros:

- concreto
- marmol

# Asentamiento Diferencial – Torre de Pisa - Italia

- ◆ Construcción (1173-1372)
  - $\approx$  200 años
- ◆ Ángulo de inclinación
  - 5 grados



# Asentamiento Diferencial Adapazari, Turquía



Terremoto  
Kocaeli, 1999

Magnitud 7.4



# Sumideros (Sinkholes)



# Sumideros (Sinkholes)



# Erosión



# Erosión



# Erosión



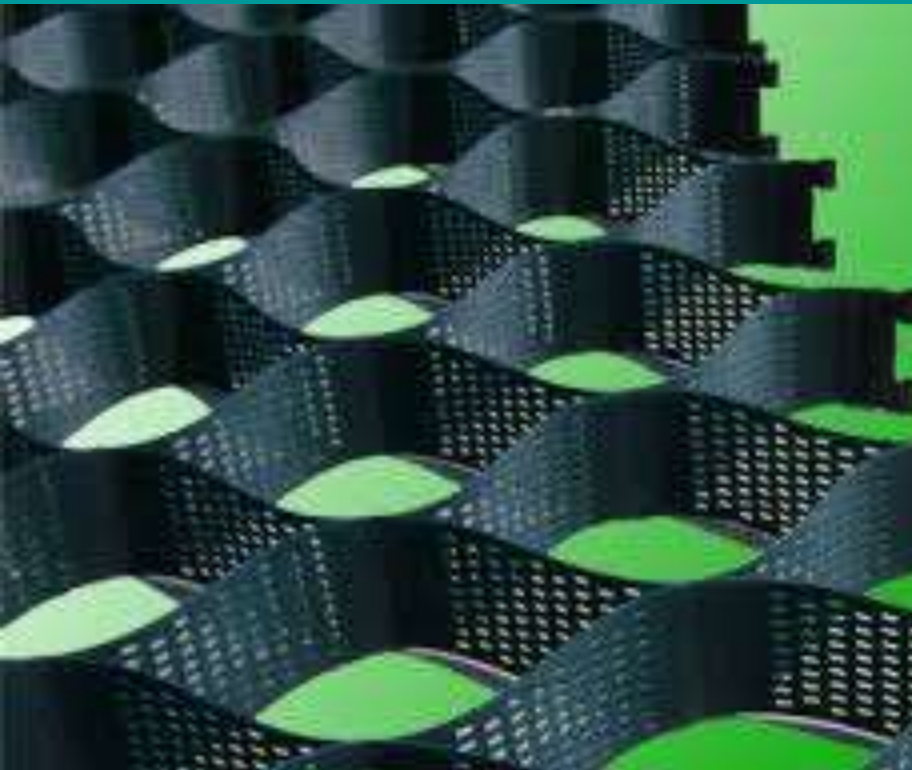
# Erosión del Suelo-Prevención-Barreras



# Erosión del Suelo-Prevención-Geocelda



# Geocelda



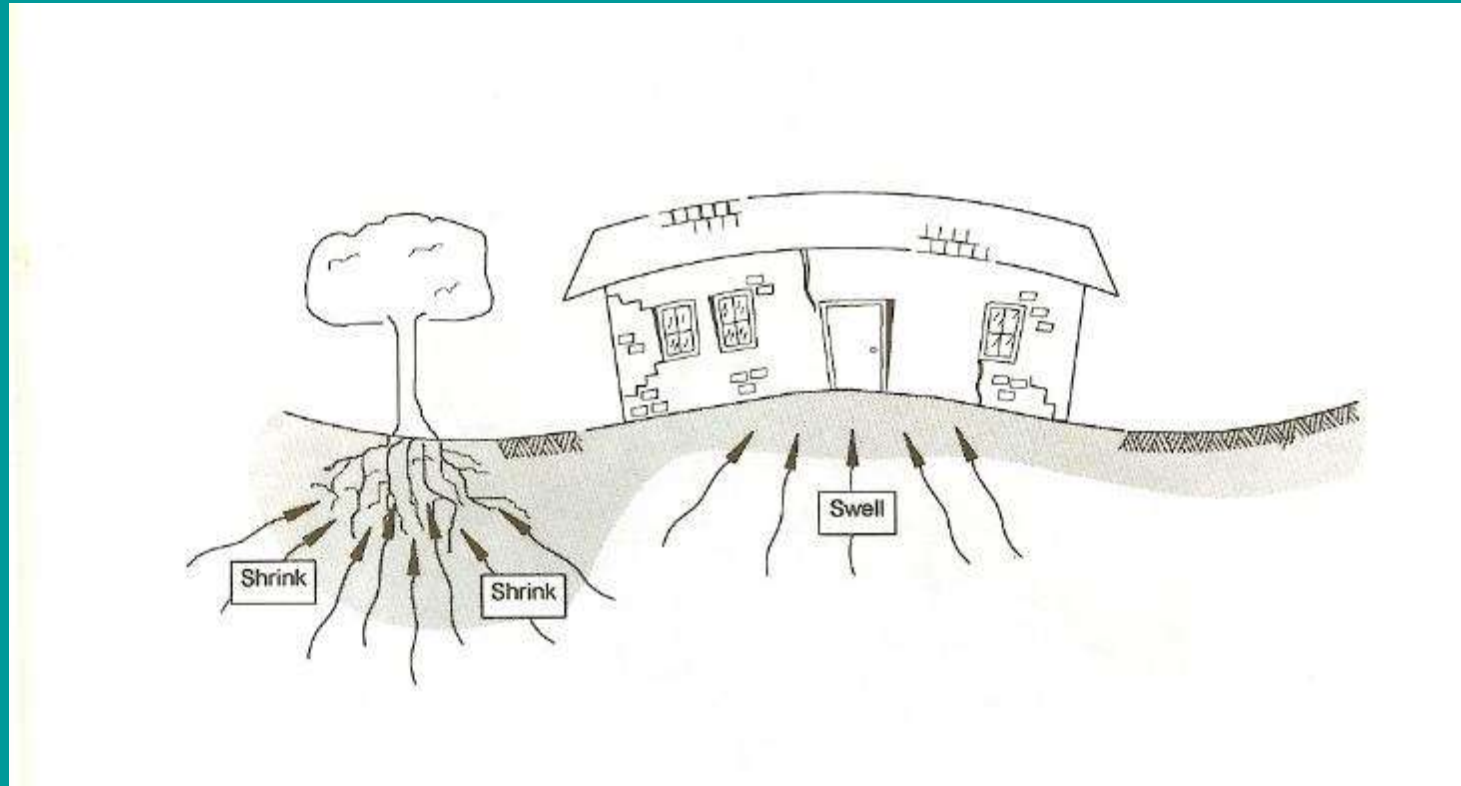
<http://www.sdhuateng.com/english/Product.htm>

[http://qdjunfeng.en.alibaba.com/product/285574038-219458622/Textured\\_Geocell.html](http://qdjunfeng.en.alibaba.com/product/285574038-219458622/Textured_Geocell.html)

# Suelos Compresibles - Arcillas



# Distorsión debido a la Compresibilidad



# Arena Suelta

◆ Licuación



# Aplicaciones de la geotecnia en la transportación



Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Aplicaciones de la geotecnia en la transportación

1. Selección material, caracterización y compactación de terraplenes para carreteras
2. Selección del material, caracterización y compactación de bases - subbases de pavimentos
3. Túneles
4. Viaductos y puentes

**Antes**



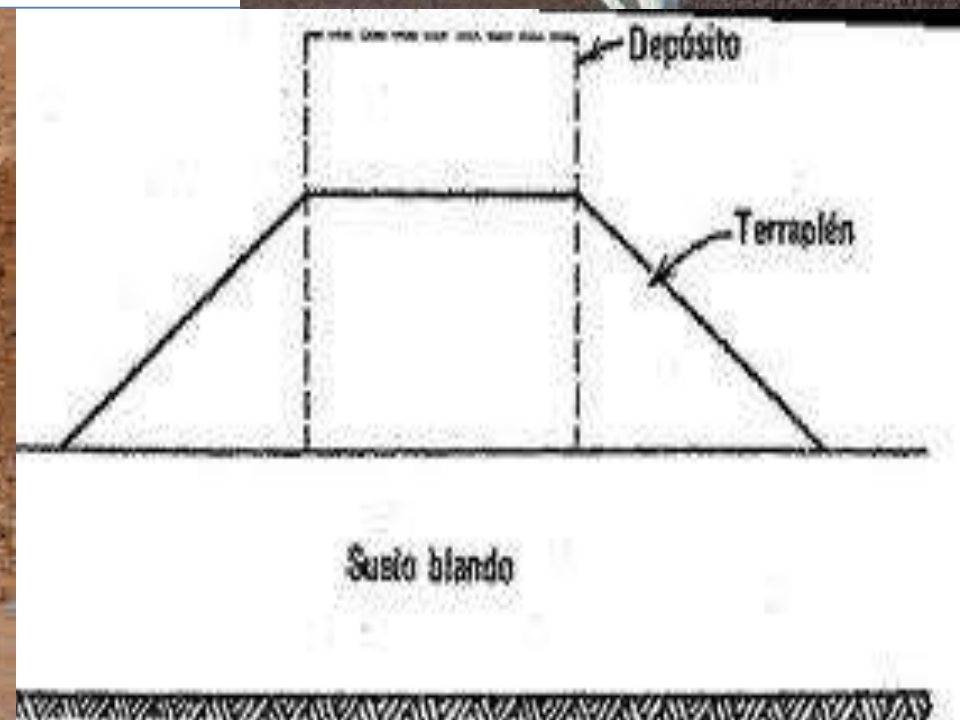
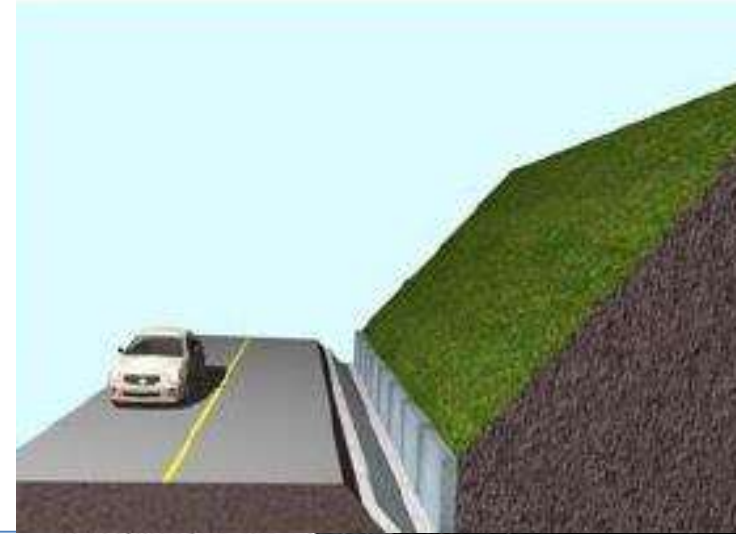
**Terraplén:  
Obra vial**

**Después**



# Terraplén

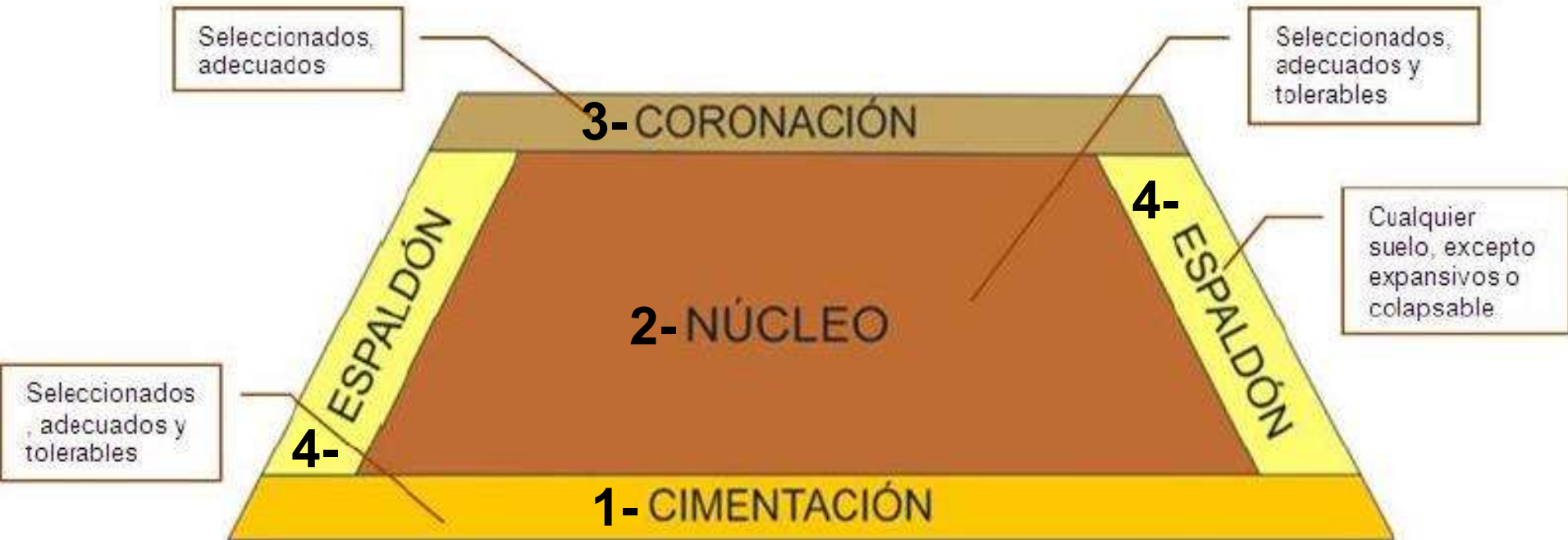
- Por definición un terraplén se llama a la acumulación de tierra o sedimentos, ya sea de una excavación o de préstamo, con la cual se rellena un terreno para levantar su nivel.



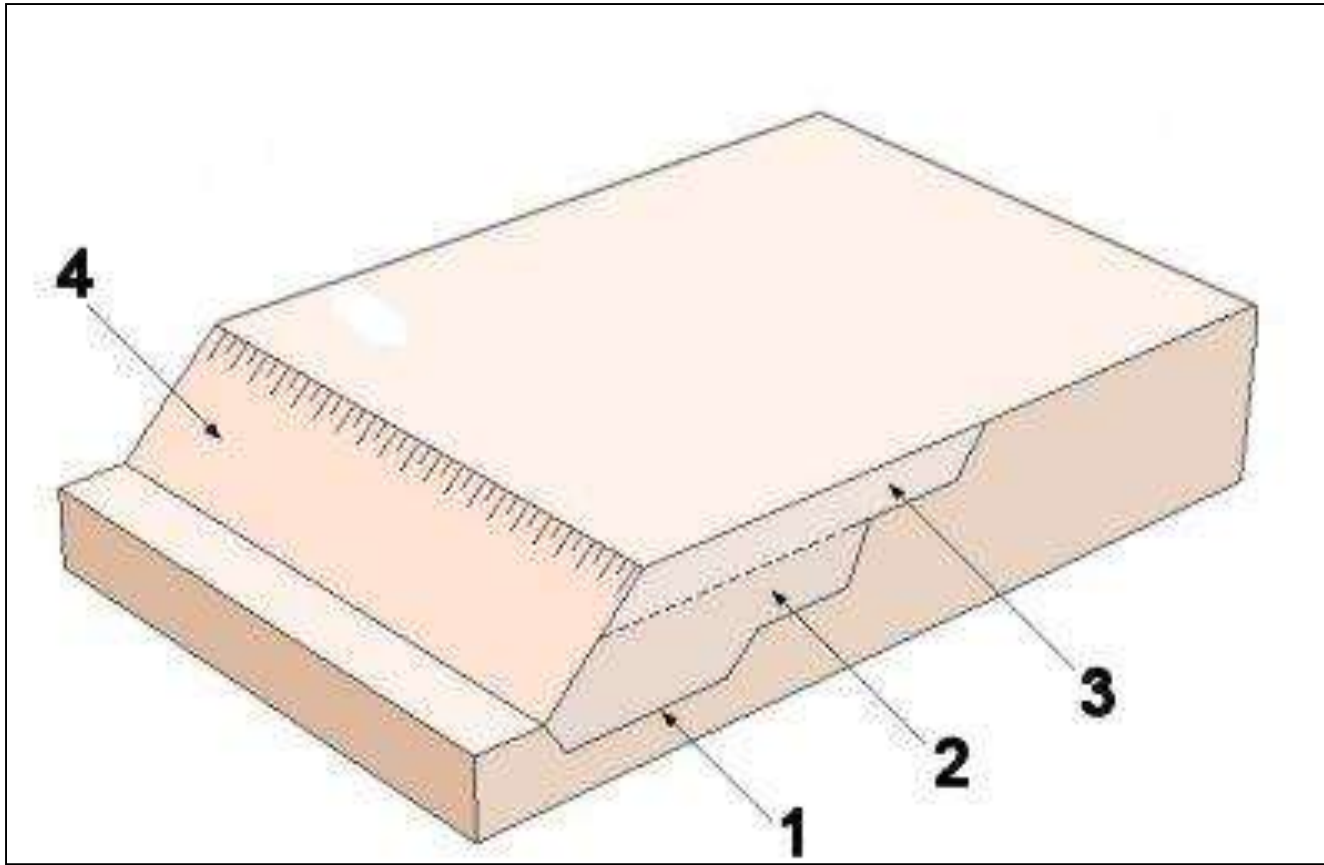
# Partes de un terraplén

- 1- Cimiento o base: Parte inferior en un terraplén, que esta en contacto con la superficie de apoyo
- 2- Núcleo o cuerpo: Parte de terraplén que se ubica entre el cimiento y la coronación.
- 3- Coronación o corona: Es la parte superior en un terraplén.
- 4- Espaldón: Es la parte exterior del terraplén, generalmente forma taludes.

# Partes de un Terraplén



# Perspectiva Isométrica Terraplén



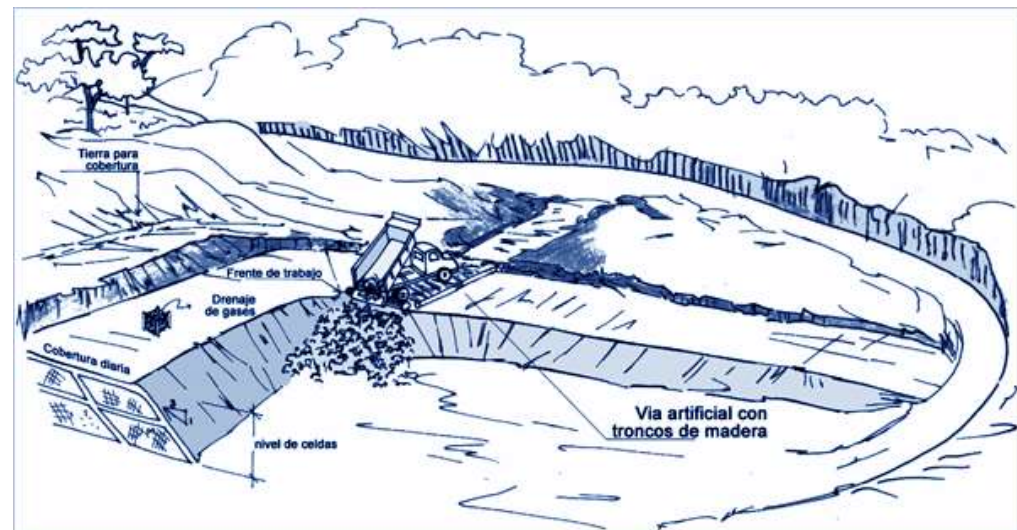
# Materiales para la construcción de un Terraplén (relleno)

- Los materiales deben ser suelos procedentes de las excavaciones o de préstamos.
- Antes a la excavación se establece un plan para efectuar los ensayos de identificación de materiales, para verificar si son tierras aptas para un terraplén.
- Cuando se emplean materiales de préstamos, del mismo modo deben efectuarse los ensayos del material.

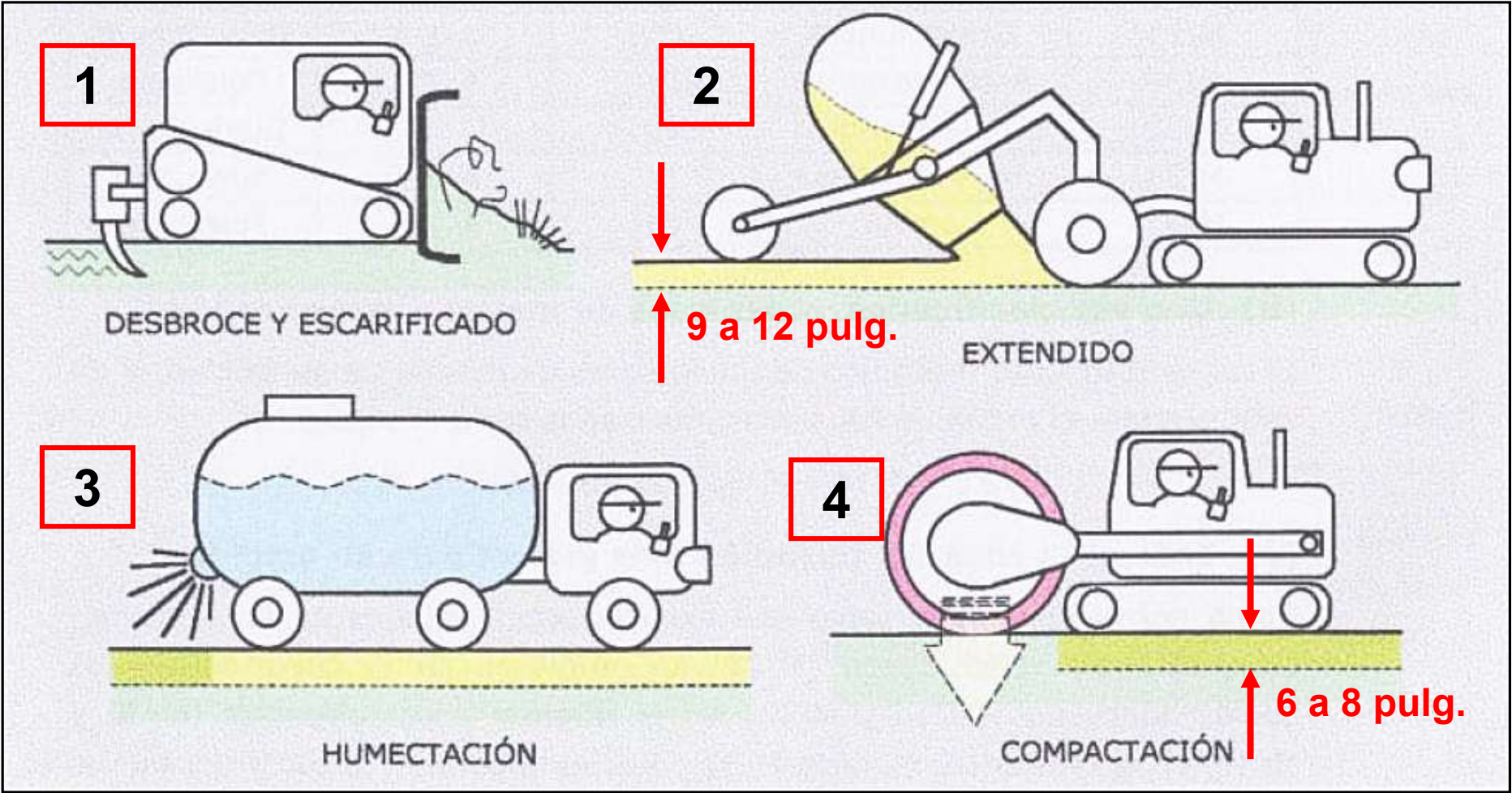
# Construcción terraplén

Un terraplén se conforma cíclicamente por los siguientes pasos o procedimientos:

- Extendido de la capa de suelo.
- Humectación a la humedad optima.
- Compactación de la capa.



# Proceso de Construcción de un Terraplén



Este procedimiento se realizará hasta que el terraplén alcance la altura definida en el proyecto.

# Compactación de un terraplén

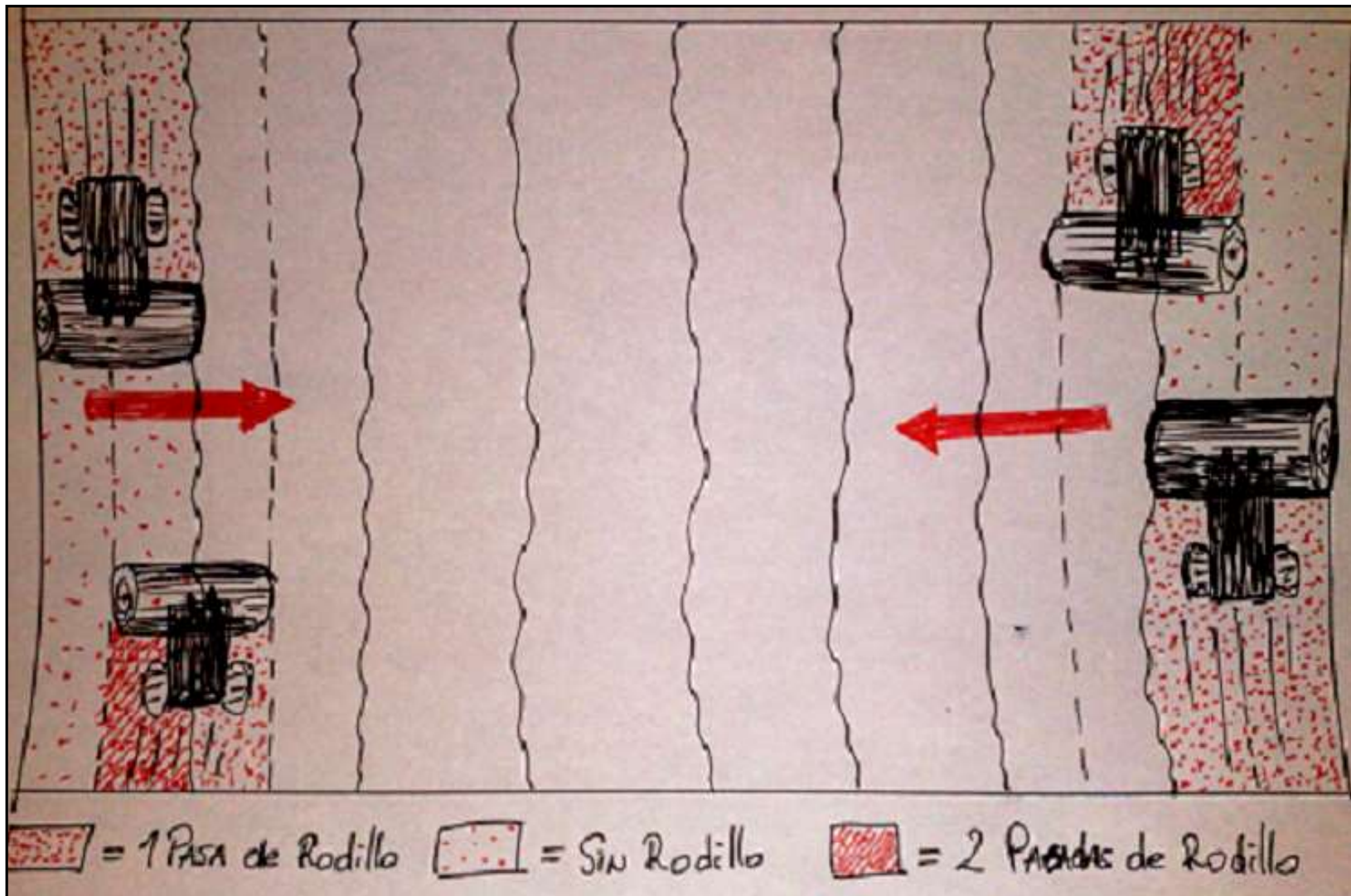
- Espesor máx. de 30 cm. (12 pulg.) sin compactar, a menos que dispongamos de los equipos necesarios que nos garantice la compactación necesaria en el proyecto.
- Para la compactación del material este debe estar en las siguiente Condiciones de humedad:
  - El material deberá estar homogéneamente húmedos, cercano al óptimo, por lo tanto según como esté el terreno se deberá agregar o quitar agua.
- Los rellenos efectuados por capas deberán alcanzar una densidad del 95% D.M.C.S (densidad máxima compactada seca) o un 80% de D.R. (densidad relativa)
- En los bordes se exige un 90% de D.M.C.S y un 70% de D.R.

# Compactación de un terraplén

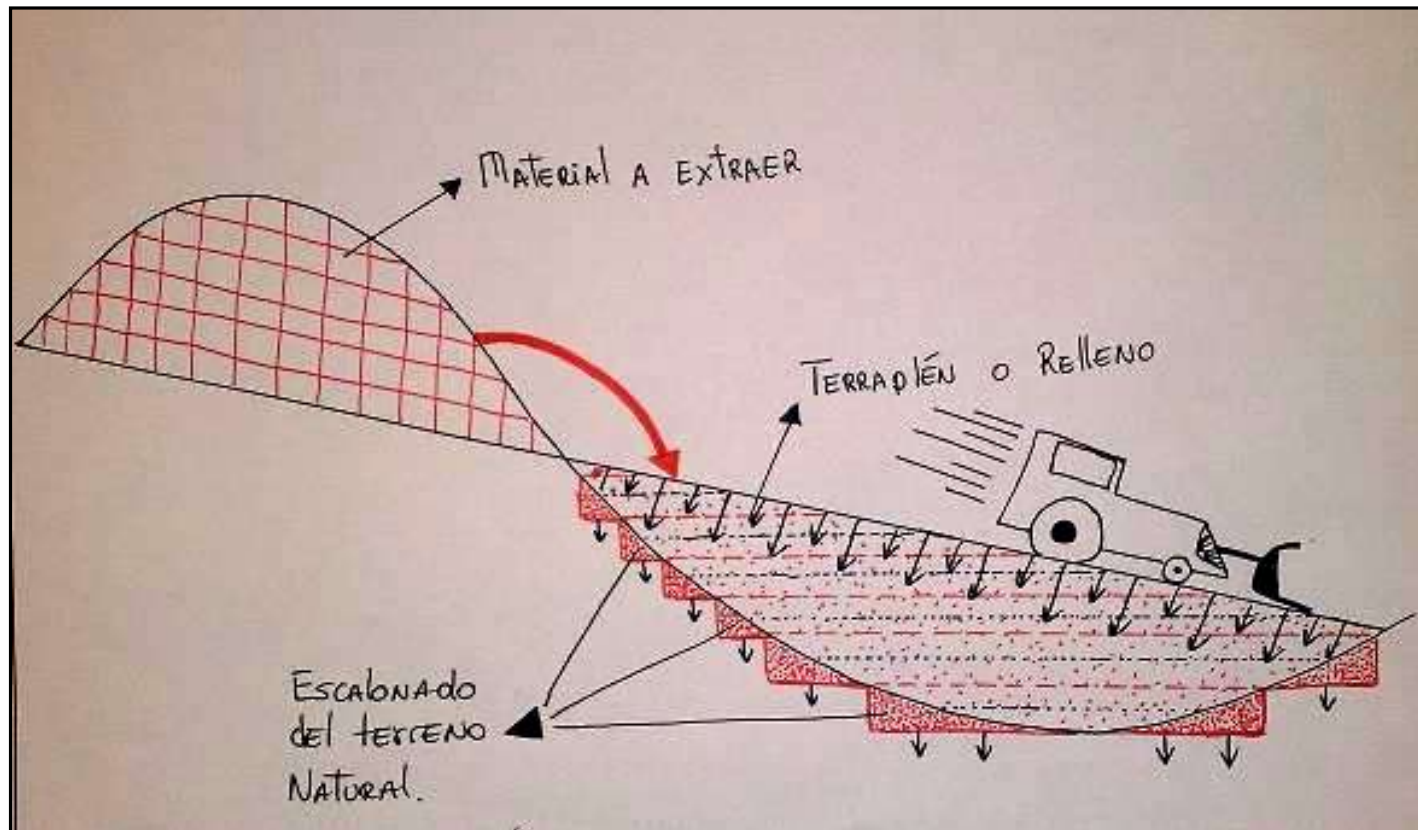
## *Procedimiento:*

- El trabajo debe realizarse comenzando desde el borde del terraplén, avanzando hacia el centro con pasadas paralelas traslapadas en por lo menos la mitad del ancho de la unidad compactadora.
- Toda la superficie debe recibir un número suficiente de pasadas para que quede correctamente compactada.

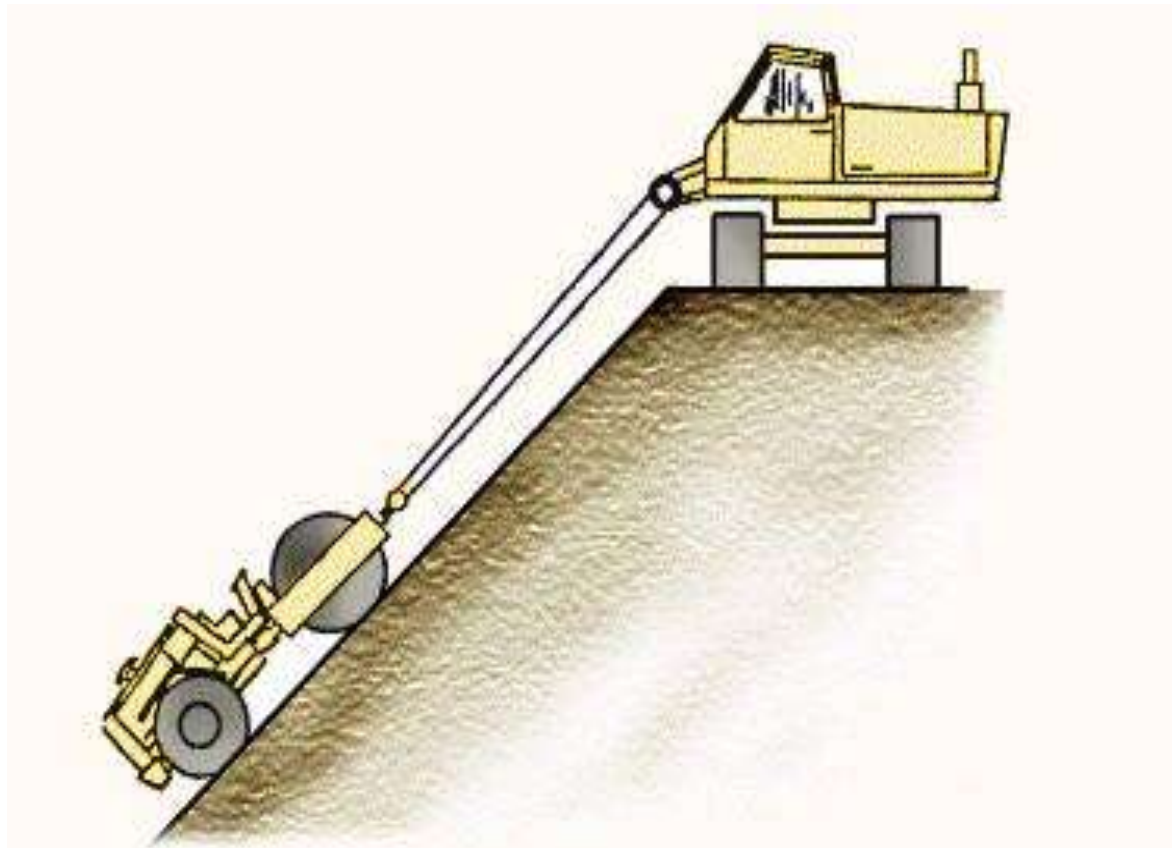
# Esquema de compactación por capa



# Consideraciones en la construcción de un Terraplén en una ladera.



# Compactación del talud en un terraplén.



**Figura 6.6.5.b Compactación de taludes con ayuda de grúas o tractores**

# Fallas más comunes

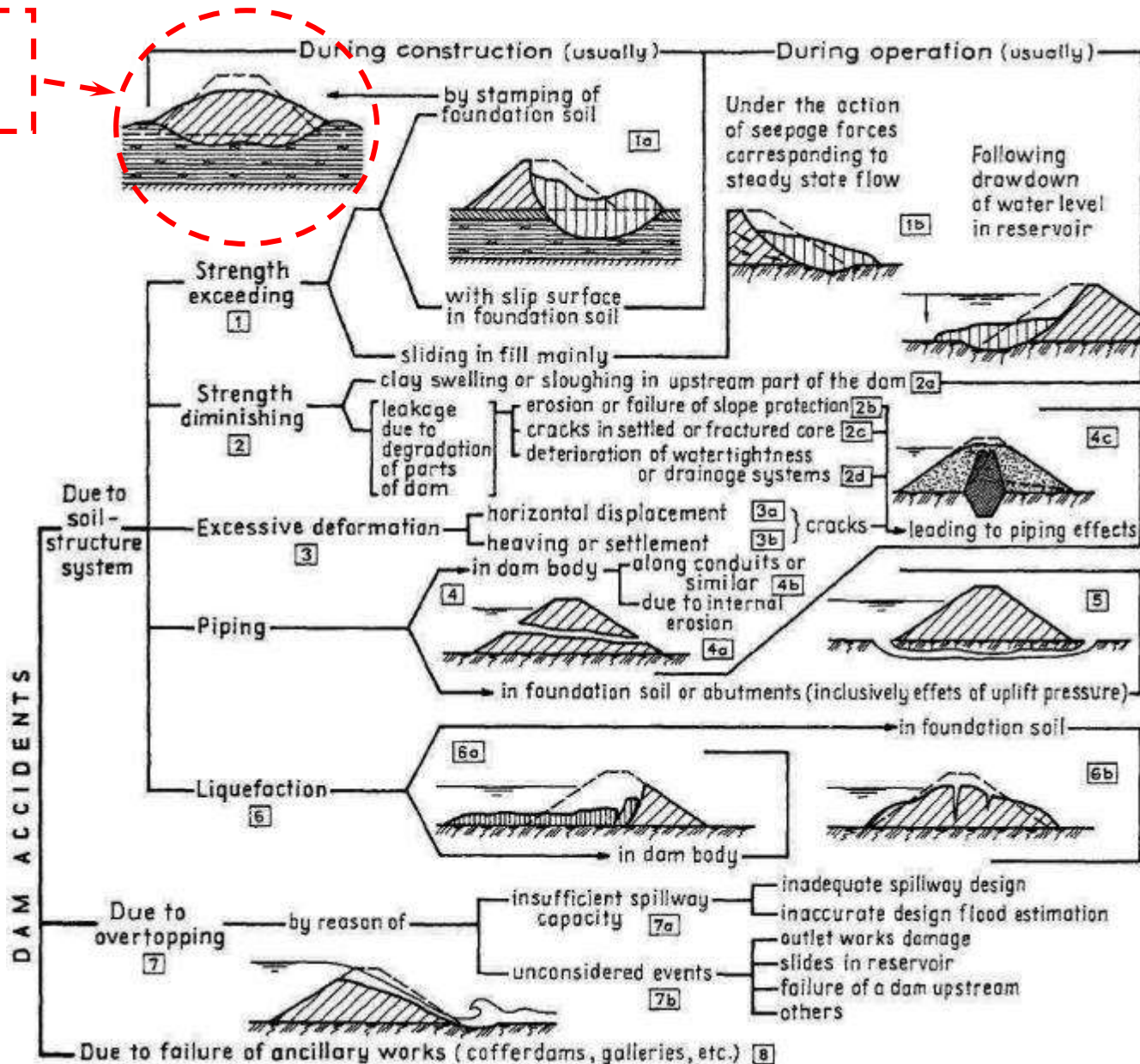
- Deslizamiento, esta falla no es común en terraplenes por que uno bien diseñado y construido no debería presentarla.
- Erosión y deslizamientos locales
- Corrimientos por apoyo en planos inclinados (laderas de cerros).

# Fallas más comunes

- Asentamiento por disminución de huecos del suelo del terraplén.
- Hundimientos por consolidación del suelo de fundación.
- Flujo plástico del suelo de fundación
- Asentamiento por vibraciones y licuación del suelo.

falla por capacidad de carga

# Fallas más comunes



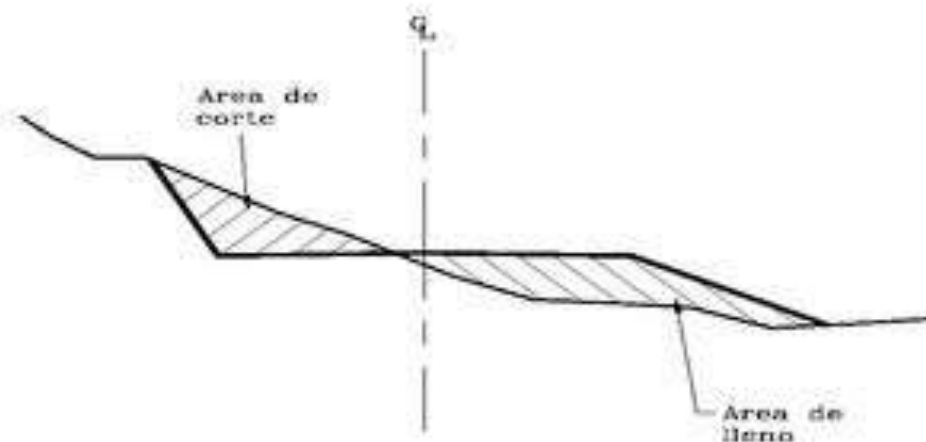
# Tipos de terraplenes en carretera

En zonas planas:

Se caracterizan por tener alturas pequeñas, longitudes grandes y ofrecen amplios espacios de trabajo.

En zonas montañosas y escarpadas:

Se caracterizan por tener altura muy grandes, longitudes pequeñas y no ofrecen espacios amplios para el trabajo.



# Control de calidad

Existen dos tipos: el método de control final, y el de seguimiento de obra.

Para vías y obras en algunos países, las especificaciones de control de calidad y ensayos más comunes son los siguientes:

- Densidad de terreno  $> 95\%$  de la densidad seca, obtenida por el ensayo de proctor modificado o, igual o superior al  $80\%$  obtenida por el ensayo de DR si se trata de suelos esencialmente granulares.
- Ensayo de CBR  $>$  que el  $15\%$ , para  $0.2''$  **de penetración.**
- Limite líquido menor o igual a 35
- Índice de plasticidad menor o igual que 15

# Frecuencia

<b>Ensayos o propiedades</b>	<b>Frecuencia referente</b>
Granulometría	1 cada 1000 m <sup>3</sup>
Limites de Atterberg	1 cada 1000 m <sup>3</sup>
Cont. De materia orgánica	1 cada 3000 m <sup>3</sup>
Densidad húmeda (base y cuerpo)	1 cada 1000 m <sup>3</sup>
Compactación (corona)	1 cada 250 m <sup>3</sup>

# Maquinaria Utilizada

Retroexcavadora



Rodillo de Compactación Pata de Cabra



# Maquinaria Utilizada

Rodillo de Compactación Liso



Rodillo de Compactación de Neumáticos



# Maquinaria Utilizada

Autoniveladora (Escarificadora)



Rodillo Vibratorio



# Maquinaria Utilizada

## Camiones de carga



# Colocando el suelo



# Excavación y terraplenes

## Tipo y frecuencia de pruebas

Table 204-1  
Sampling and Testing Requirements

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Topping (704.05)	Measured and tested for conformance (106.04)	Classification	—	AASHTO M 145	1 per soil type	Processed material before incorporating in work	Yes, when requested	Before using in work
		Moisture-density	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup> or T 99, method C <sup>(1)</sup>	1 per soil type but not less than 1 per 10,000 m <sup>3</sup>	"	"	"
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 5000 m <sup>2</sup> but not less than 1 per layer	In-place	—	—
Select topping (704.08)	Measured and tested for conformance (106.04)	Classification	—	AASHTO M 145	1 per soil type but not less than 1 for each day of production	Processed material before incorporating in work	Yes, when requested	Before using in work
		Gradation	—	AASHTO T 27 & T 11	"	"	"	"
		Liquid limit	—	AASHTO T 89	"	"	"	"
		Moisture-density	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup> or T 99, method C <sup>(1)</sup>	1 per soil type but not less than 1 per 10,000 m <sup>3</sup>	"	"	"
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 5000 m <sup>2</sup> but not less than 1 per layer	In-place	"	Before placing next layer

(1) Minimum of 5 points per proctor

# Excavación y terraplenes

## Tipo y frecuencia de pruebas

Table 204-1 (continued)  
Sampling and Testing Requirements

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Unclassified borrow (704.06)	Measured and tested for conformance (106.04)	Classification	—	AASHTO M 145	1 per soil type	Processed material before incorporating in work	Yes, when requested	Before using in work
		Moisture-density	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup> or T 99, method C <sup>(1)</sup>	1 per soil type but not less than 1 per 10,000 m <sup>3</sup>	"	"	"
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 3000 m <sup>2</sup> but not less than 1 per layer	In-place	—	Before placing next layer
Select borrow (704.07)	Measured and tested for conformance (106.04)	Classification	—	AASHTO M 145	1 per soil type but not less than 1 for each day of production	Processed material before incorporating in work	Yes, when requested	24 hours
		Gradation	—	AASHTO T 27 & T 11	"	"	"	"
		Liquid limit	—	AASHTO T 89	"	"	"	"
		Moisture-density	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup> or T 99, method C <sup>(1)</sup>	1 per soil type but not less than 1 per 10,000 m <sup>3</sup>	"	"	"
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 3000 m <sup>2</sup> but not less than 1 per layer	In-place	"	Before placing next layer

(1) Minimum of 5 points per proctor.

# Excavación y terraplenes

## Tipo y frecuencia de pruebas

Table 204-1 (continued)  
Sampling and Testing Requirements

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Earth embankment (204.11)	Measured and tested for conformance (106.04)	Classification	—	AASHTO M 145	1 per soil type	Source of material	Yes, when requested	Before using in work
		Moisture-density	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup> or T 99, method C <sup>(1)</sup>	1 per soil type but not less than 1 per 10,000 m <sup>3</sup>	"	"	"
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 3000 m <sup>3</sup> but not less than 1 per layer	In-place	—	Before placing next layer
Top of subgrade (204.11)	Measured and tested for conformance (106.04)	Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 2000 m <sup>3</sup>	In-place	—	Before placing next layer

(1) Minimum of 5 points per proctor.

# Agregado grueso no tratado

## Tipo y frecuencia de pruebas

**Table 301-1**  
**Sampling and Testing Requirements**

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Aggregate source quality 703.05(a)	Measured and tested for conformance (106.04& 105)	LA abrasion (coarse)	—	AASHTO T 96	1 per type & source of material	Source of material	Yes, when requested	Before using in work
		Sodium sulfate soundness loss (coarse & fine)	—	AASHTO T 104	"	"	"	"
		Durability index (coarse & fine)	—	AASHTO T 210	"	"	"	"
		Fractured faces	—	ASTMD 5821	"	"	"	"
Subbase courses grading A & B	Statistical (106.05)	Gradation		AASHTO T 27 & T 11	1 per 1000 t	From windrow or road bed after processing	Yes	4 hours
		4.75 mm	I					
		75 µm	I					
		Other specified sieves	II					

# Agregado grueso no tratado

## Tipo y frecuencia de pruebas

Table 301-1 (continued)  
Sampling and Testing Requirements

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Base course grading C, D, & E	Statistical (106.05)	Gradation		AASHTO T 27 & T 11	1 per 1000 t	From windrow or roadbed after processing	Yes	4 hours
		9.5 mm	I					
		4.75 mm	I					
		75 $\mu$ m	I					
Other specified sieves	II							
Subbase & base course grading A, B, C, D & E	Measured and tested for conformance (106.04)	Liquid limit	—	AASHTO T 89	1 per 1000 t	From windrow or roadbed after processing	Yes	4 hours
		Moisture-density (max. density)	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup>	1 per type & source of material	Material source before using	Yes	
		Compaction	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 500 t	In-place	—	Before placing next layer

(1) Minimum of 5 points per proctor.

# Agregado grueso no tratado

## Tipo y frecuencia de pruebas

Table 301-1 (continued)  
Sampling and Testing Requirements

Material or Product	Type of Acceptance (Subsection)	Characteristic	Category	Test Methods Specifications	Sampling Frequency	Point of Sampling	Split Sample	Reporting Time
Surface course aggregate	Statistical (106.05)	Gradation		AASHTO T 27 & T 11	1 per 1000 t	From windrow or roadbed after processing	Yes	4 hours
		4.75 mm	I					
		425 $\mu$ m	I					
		75 $\mu$ m	I					
		Other specified sieves	II					
		Liquid limit	II	AASHTO T 89	"			
	Plasticity index	I	AASHTO T 90	"	"	"		
Measured and tested for conformance (106.04)	Moisture-density (max. density)	—	—	AASHTO T 180, method D <sup>(1)</sup>	1 per type & source of material	Source of material	Yes	Before using in work
		Density	—	AASHTO T 310 or other approved procedures	1 per 500 t	In-place	—	Before placing next layer
		Fractured faces	—	ASTM D5821	1 per 1000 t	From windrow on roadbed after processing	Yes	Before using in work

(1) Minimum of 5 points per proctor.

# Propiedades ingenieriles de suelos compactados

Typical names of Soil Groups	Group Symbols	Important Engineering Properties				Relative Desirability for Various Uses (No. 1 is considered the best)										
		Permeability When Compacted	Shear Strength When Compacted and Saturated	Compressibility When Compacted and Saturated	Workability as a Construction Material	Rollo Earthfill Dams		Canal Sections		Foundations			Roadways			
						Homogeneous Embankment	Core	Shell	Erosion Resistance	Compacted Earth Lining	Seepage Important	Seepage Not Important	Fills		Surfacing	
													Frost Heave Not Possible	Frost Heave Possible		
Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	GW	Pervious	Excellent	Negligible	Excellent	—	—	1	1	—	—	1	1	1	1	3
Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	GP	Very pervious	Good	Negligible	Good	—	—	2	2	—	—	3	3	3	3	—
Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt mixtures	GM	Semipervious to impervious	Good	Negligible	Good	2	4	—	4	4	1	4	4	9	5	
Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-	GC	Impervious	Good to fair	Very low	Good	1	1	—	3	1	2	6	5	5	1	

Tipo de suelo

Propiedades

Uso que se le puede dar

# Propiedades ingenieriles de suelos compactados - USCS

TABLE 4-2  
Compaction Characteristics and Ratings of Unified Soil Classification System Classes for Soil Construction [4, 6]

Class	Compaction Characteristics	Maximum Dry Unit Weight Standard Proctor (lb/ft <sup>3</sup> ) <sup>1</sup>	Compressibility and Expansion	Value as Embankment Material	Value as Subgrade Material	Value as Base Course
CW	Good: Tractor, rubber-tired, steel wheel, or vibratory roller	125-135	Almost none	Very stable	Excellent	Good
GP	Good: Tractor, rubber-tired, steel wheel, or vibratory roller	115-125	Almost none	Reasonably stable	Excellent to good	Poor to fair
GM	Good: Rubber-tired or light sheepfoot roller	120-135	Slight	Reasonably stable	Excellent to good	Fair to poor
GC	Good to fair: Rubber-tired or sheepfoot roller	115-130	Slight	Reasonably stable	Good	Good to fair
SW	Good: Tractor, rubber-tired, or vibratory roller	110-130	Almost none	Very stable	Good	Fair to poor
SP	Good: Tractor, rubber-tired, or vibratory roller	100-120	Almost none	Reasonably stable when dense	Good to fair	Poor
SM	Good: Rubber-tired or sheepfoot roller	110-125	Slight	Reasonably stable when dense	Good to fair	Poor
SC	Good to fair: Rubber-tired or sheepfoot roller	105-125	Slight to medium	Reasonably stable	Good to fair	Fair to poor
ML	Good to poor: Rubber-tired or sheepfoot roller	95-120	Slight to medium	Poor stability, high density required	Fair to poor	Not suitable
CL	Good to fair: Sheepfoot or rubber-tired roller	95-120	Medium	Good stability	Fair to poor	Not suitable
OL	Fair to poor: Sheepfoot or rubber-tired roller	80-100	Medium to high	Unstable, should not be used	Poor	Not suitable
MH	Fair to poor: Sheepfoot or rubber-tired roller	70-95	High	Poor stability, should not be used	Poor	Not suitable
CH	Fair to poor: Sheepfoot roller	80-105	Very high	Fair stability, may soften on expansion	Poor to very poor	Not suitable
OH	Fair to poor: Sheepfoot roller	65-100	High	Unstable, should not be used	Very poor	Not suitable
PT	Not suitable	—	Very high	Should not be used	Not suitable	Not suitable

<sup>1</sup> 1 lb/ft<sup>3</sup> = 0.1571 kN/m<sup>3</sup>.

# Propiedades ingenieriles - AASHTO

TABLE 4-3

General Guide to Selection of Soils on Basis of Anticipated Embankment Performance [4, 7]

AASHTO Classification	Visual Description	Maximum Dry Unit Weight Range (lb/ft <sup>3</sup> ) <sup>1</sup>	Optimum Moisture Range (%)	Anticipated Embankment Performance
A-1-a	Granular material	115-142	7-15	Good to excellent
A-1-b				
A-2-4	Granular material with soil	110-135	9-18	Fair to excellent
A-2-5				
A-2-6				
A-2-7				
A-3	Fine sand and sand	110-115	9-15	Fair to good
A-4	Sandy silts and silts	95-130	10-20	Poor to good
A-5	Elastic silts and clays	85-100	20-35	Unsatisfactory
A-6	Silt-clay	95-120	10-30	Poor to good
A-7-5	Elastic silty clay	85-100	20-35	Unsatisfactory
A-7-6	Clay	90-115	15-30	Poor to fair

<sup>1</sup> 1 lb/ft<sup>3</sup> = 0.1571 kN/m<sup>3</sup>.

# Selección tipo maquinaria compactación en función tipo suelo

	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7
Rodillo Liso	1	2	2	1	1	1	2	2	3	3	4
Rodillo Neumático	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	3
Rodillo Pata de Cabra	5	5	5	4	4	3	2	2	1	1	1
Pisón impacto	2	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4
Rodillo vibratorio	1	1	1	1	1	3	4	3	3	5	5

- 1 Excelente**
- 2 Bueno**
- 3 Regular**
- 4 Deficiente**
- 5 Inadecuado**

# Terraplén para Carretera



Download from  
**Dreamstime.com**

This watermarked comp image is for previewing purpose only.



ID 35650402

Wastesoul | Dreamstime.com

# Pavimentos

- Conjunto de capas de material seleccionado
  - reciben en forma directa las cargas del tránsito,
  - transmiten las cargas a los estratos inferiores en forma disipada, y
  - proporciona superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente.

## Sección Transversal – Pavimento Flexible:



¿ Que preguntas se haría para diseño y construcción?

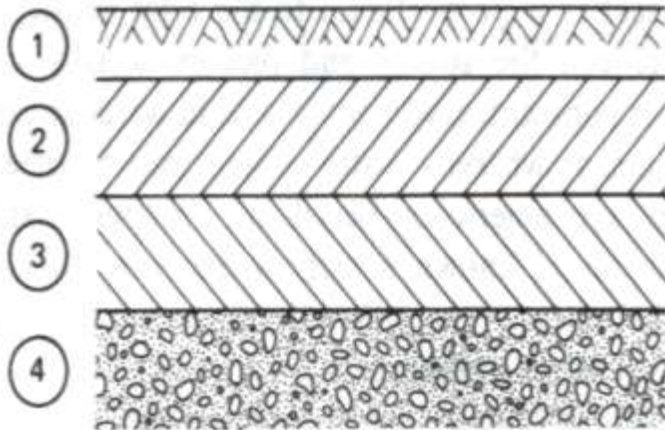
Tamaño de granos Permeabilidad Magnitud de esfuerzos Sera resistente?

¿ Cómo identifico el material? ¿ Cómo lo coloco? Grado de compactación

# Pavimentos

Caracterización de los materiales para efectos de diseño estructural del pavimento

Cemento portland o concreto asfáltico



- 1 Wearing surface: 20-25 cm Portland cement or 2-8 cm asphaltic concrete.
- 2 Base: 5-10 cm asphaltic concrete, 15-30 cm sand-gravel base, 20-30 cm soil-cement, or 15-20 cm asphalt stabilized sand.
- 3 Subbase material (this layer may be omitted): 15-30 cm sand-gravel.
- 4 Subgrade: The natural soil at the site. The top 0.15-0.5 m is usually compacted prior to the placement of the other layers of the pavement.

suelo natural

Fig. 5.28 Definitions of terms relating to pavement systems, with typical dimensions and materials for each component.

# Pavimentos

Caracterización de los materiales para efectos de diseño estructural del pavimento

- Se trata de ensayos para establecer la respuesta de los materiales al esfuerzo y a la deformación
- Se emplean para cuantificar módulos y relaciones de Poisson y, para determinados componentes de la estructura del pavimento, medir su resistencia a la fatiga

# Fuentes de materiales granulares “bases y subbases”





# Túneles

- Los túneles son en su mayoría construcciones artificiales que el ser humano diseña y ejecuta con el único propósito de pasar de un lado a otro cuando dos puntos se encuentran cerrados o cubiertos de materia.

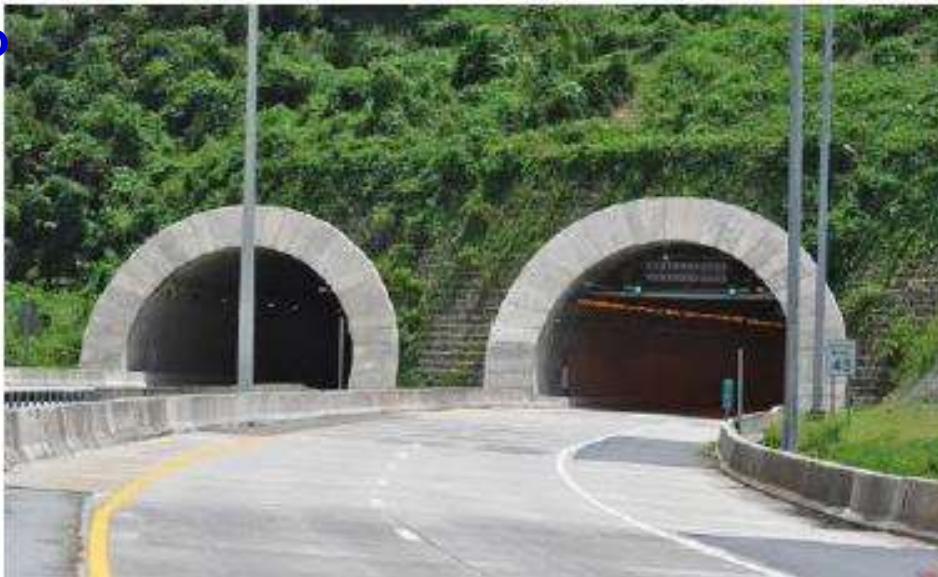
¿Porque es importante la Investigación Geotécnica?

-Tipo de suelo

-Maquinaria

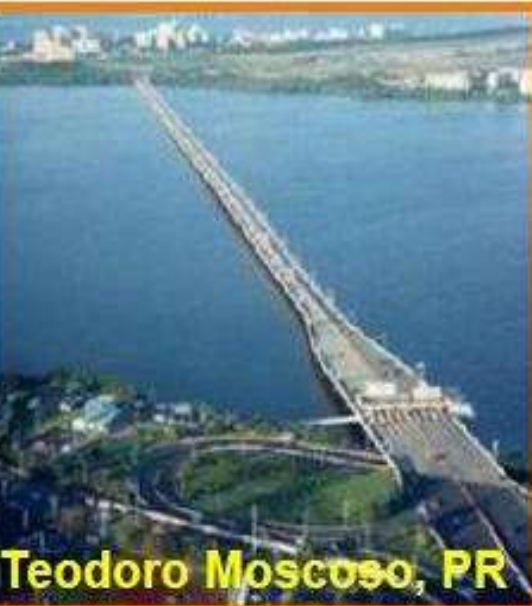
-Método de excavación

-Tipo de soportes



# Puentes

Construcción sobre un río, fosa o cualquier depresión del terreno que permite pasar de una orilla a otra de los mismos.



**Teodoro Moscoso, PR**

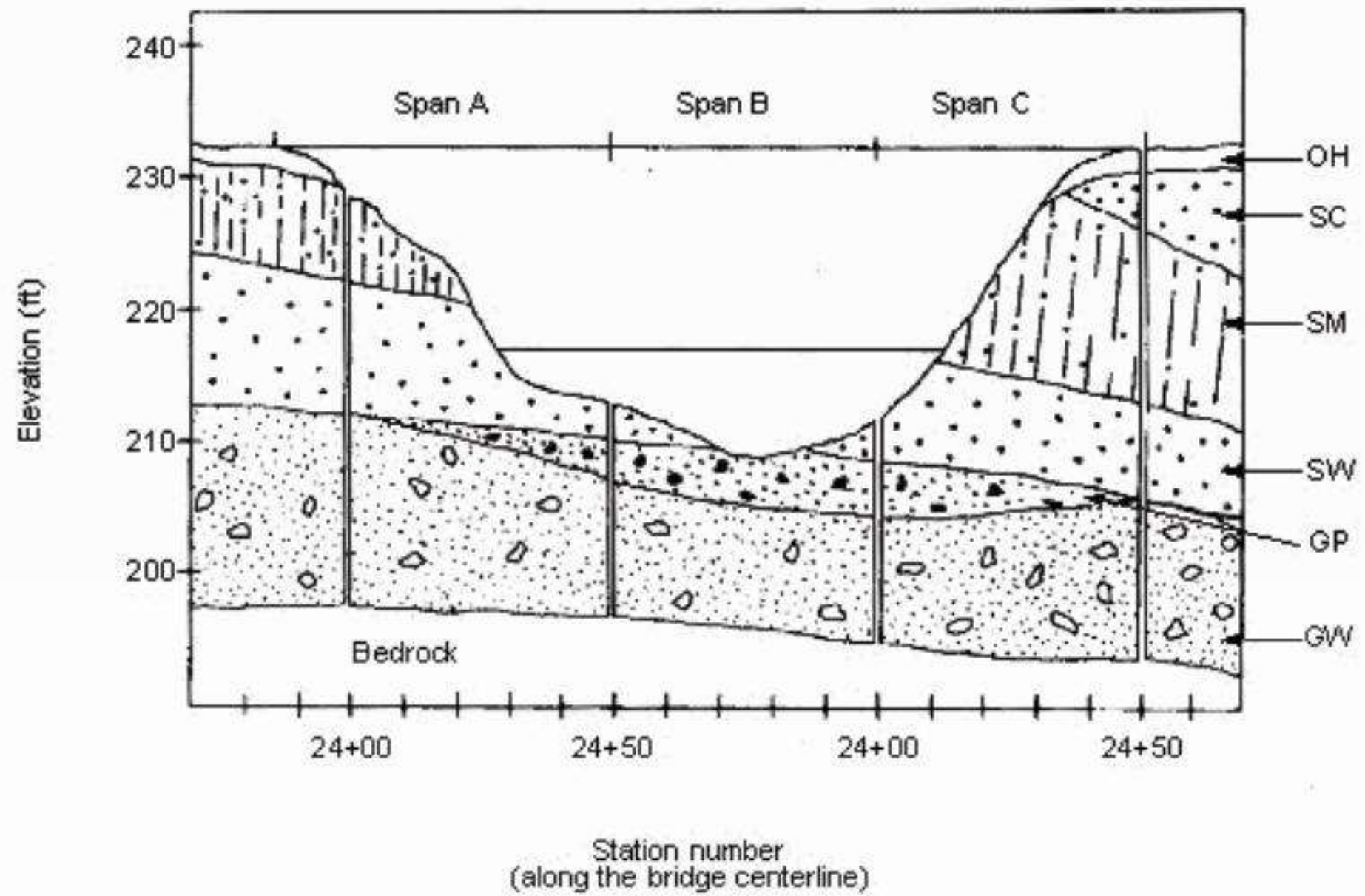
**Great River Bridge-Arkansas City**

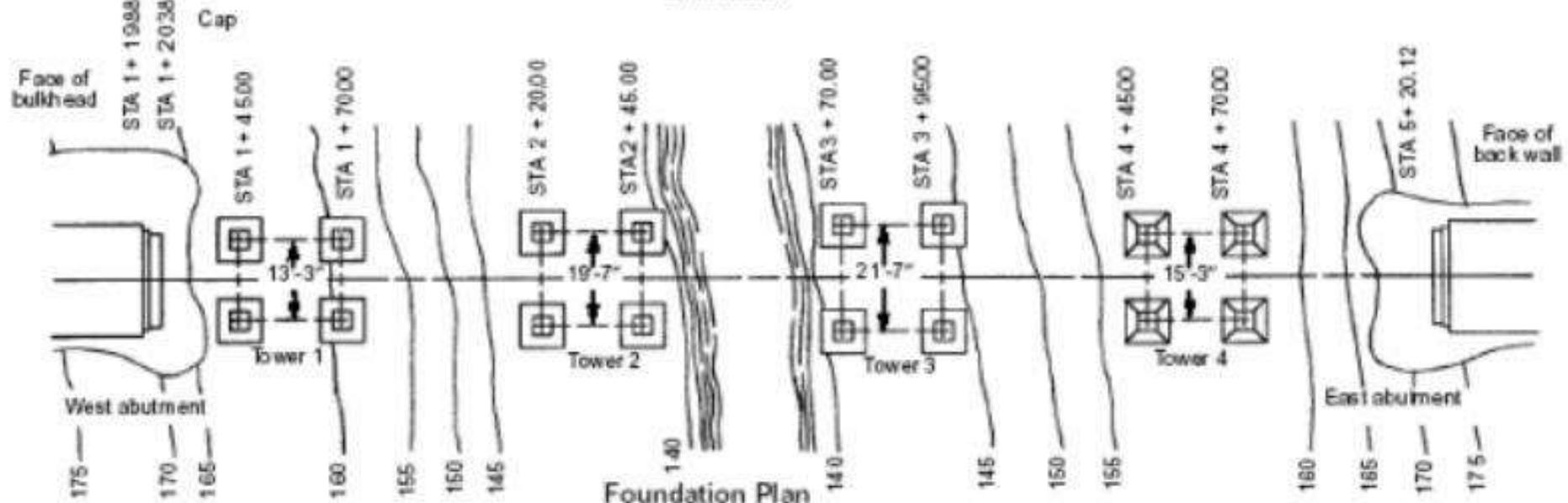
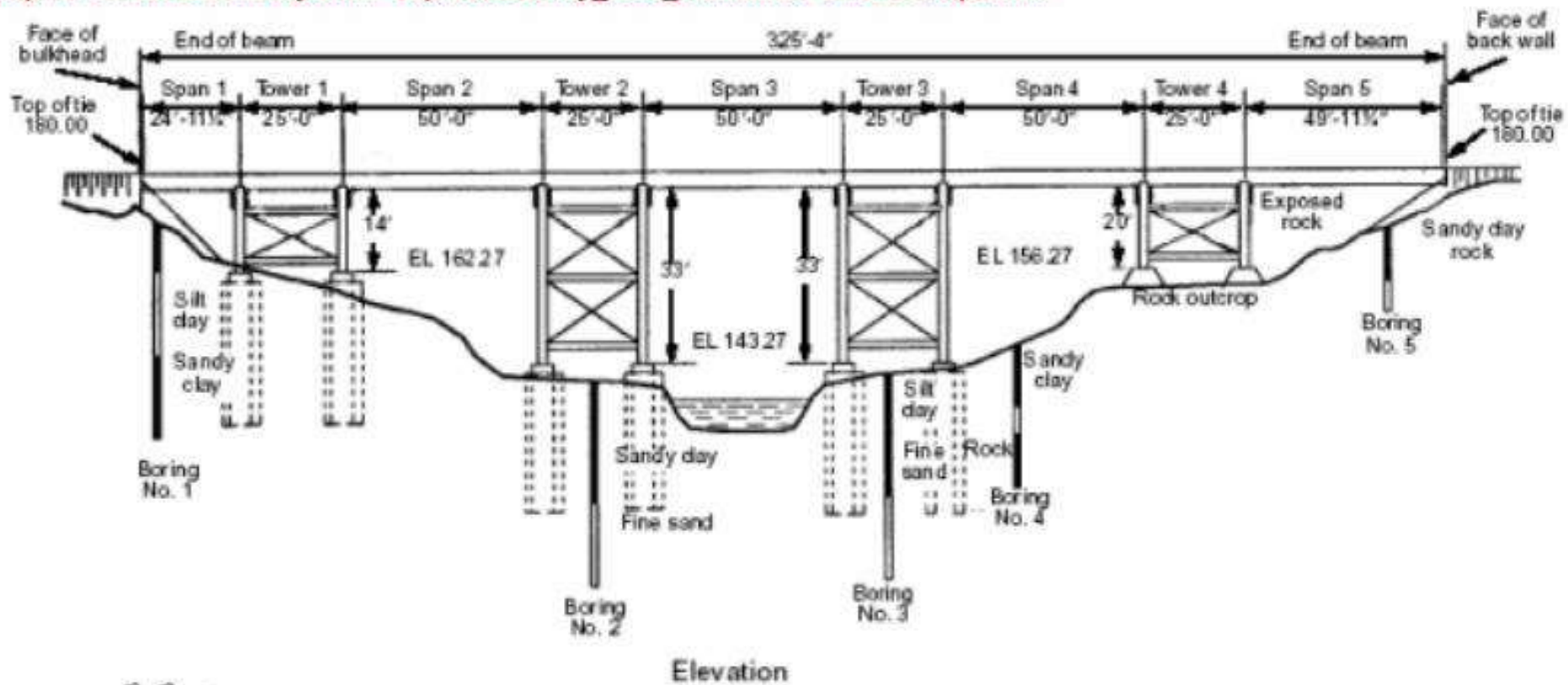


**Woodrow Wilson Bridge, Washington, DC**



# Perfil de Suelo







Otros aspectos que debemos  
considerar en proyectos de carreteras

# Muro de retención (Gabion)



# Aplicación de tabla estacas en la infraestructura de transporte



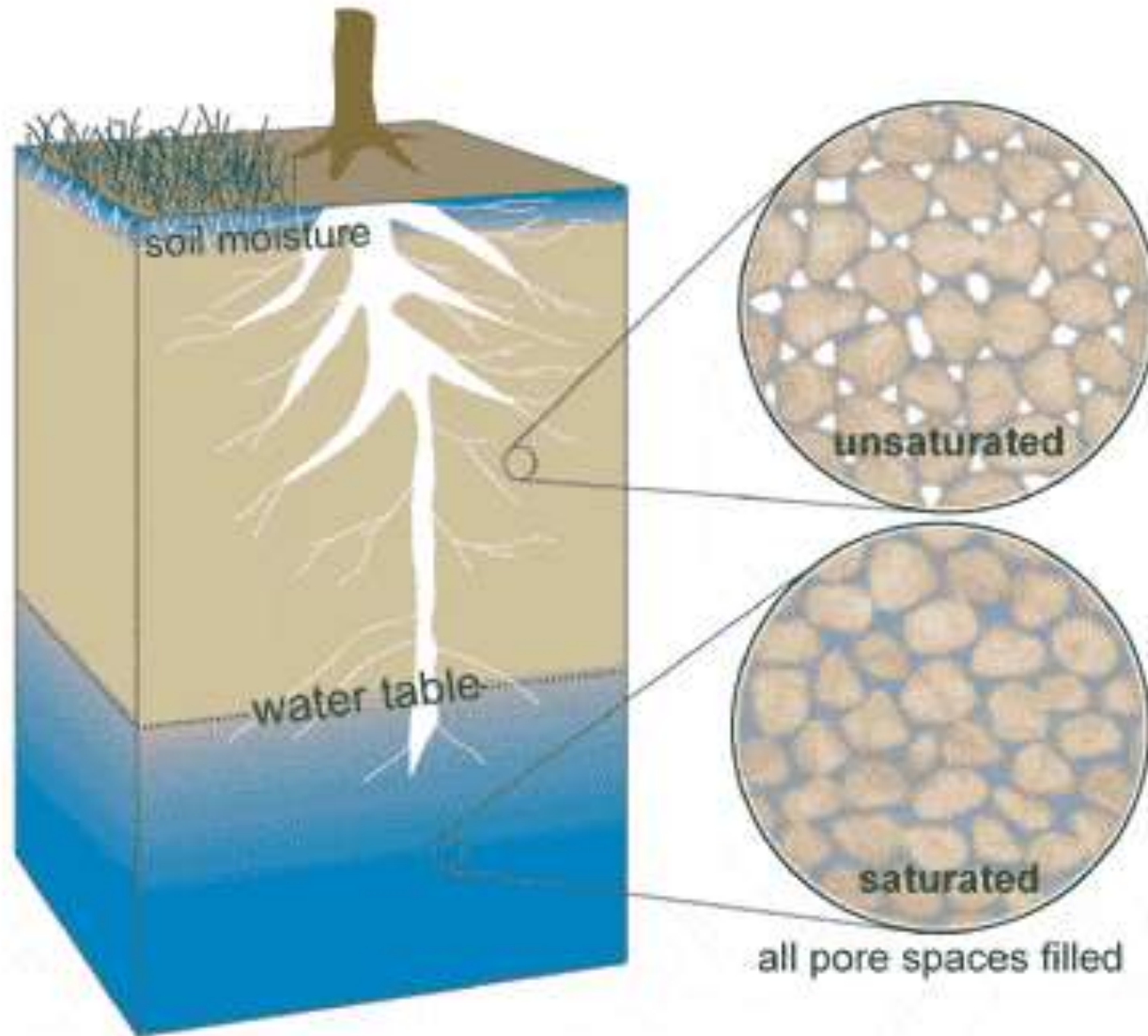
# ORIGEN DE LOS SUELOS

Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

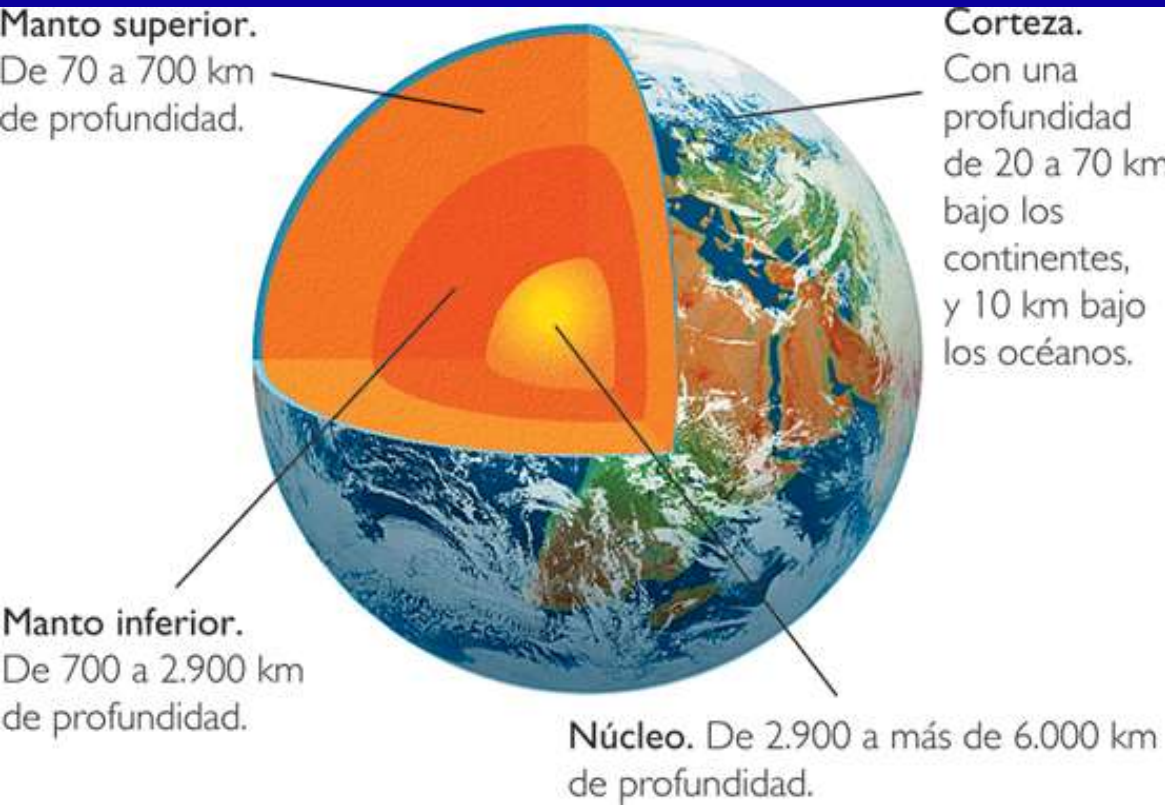
# Suelo- Definición

- Es un agregado natural
  - no cementado y
  - poroso
  - compuesto de partículas minerales
  - con o sin constituyentes orgánicos y
  - que tiene aire y/o agua ocupando los espacios entre las partículas sólidas.

# Suelo- Definición (cont...)



# Elementos de la Tierra

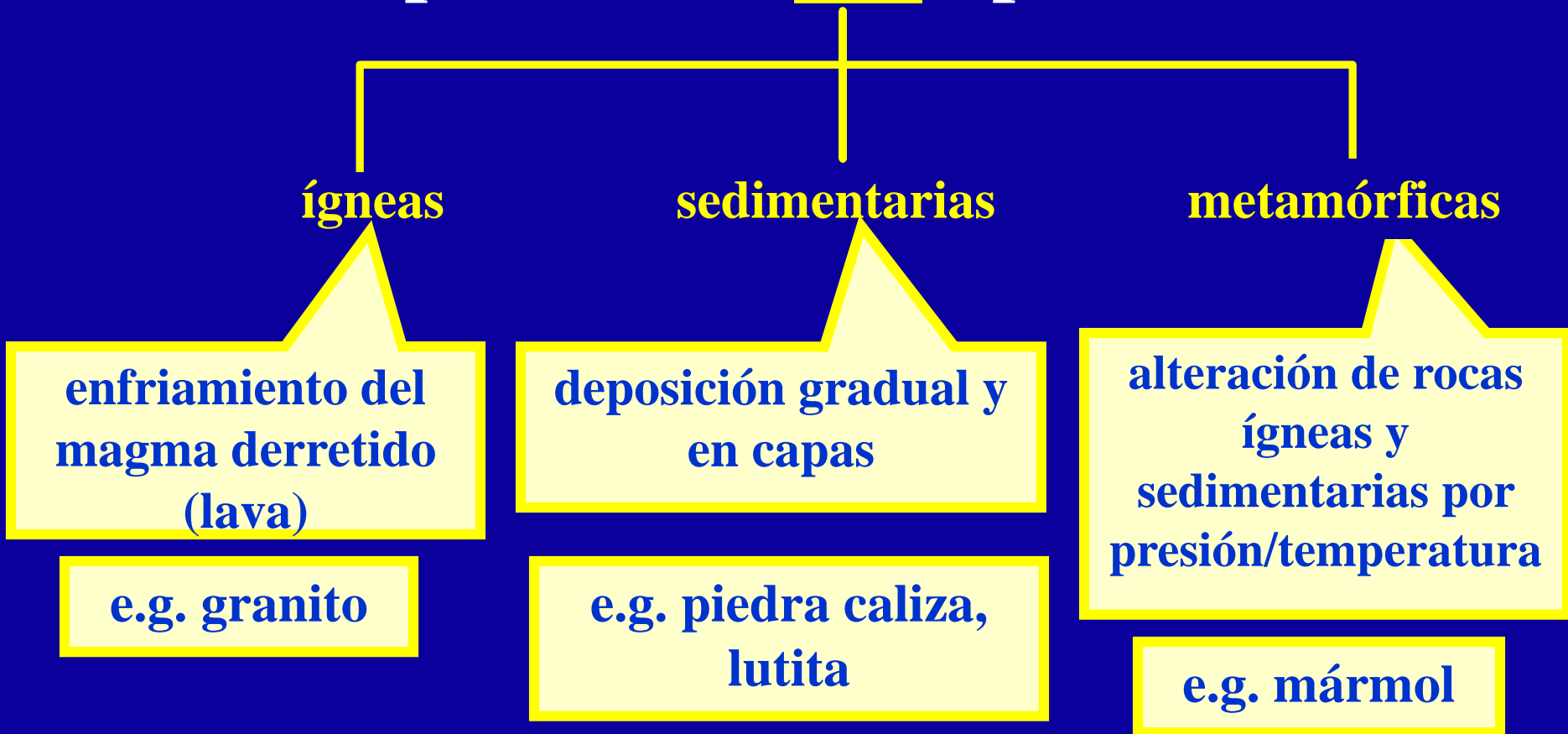


## % por peso en la corteza

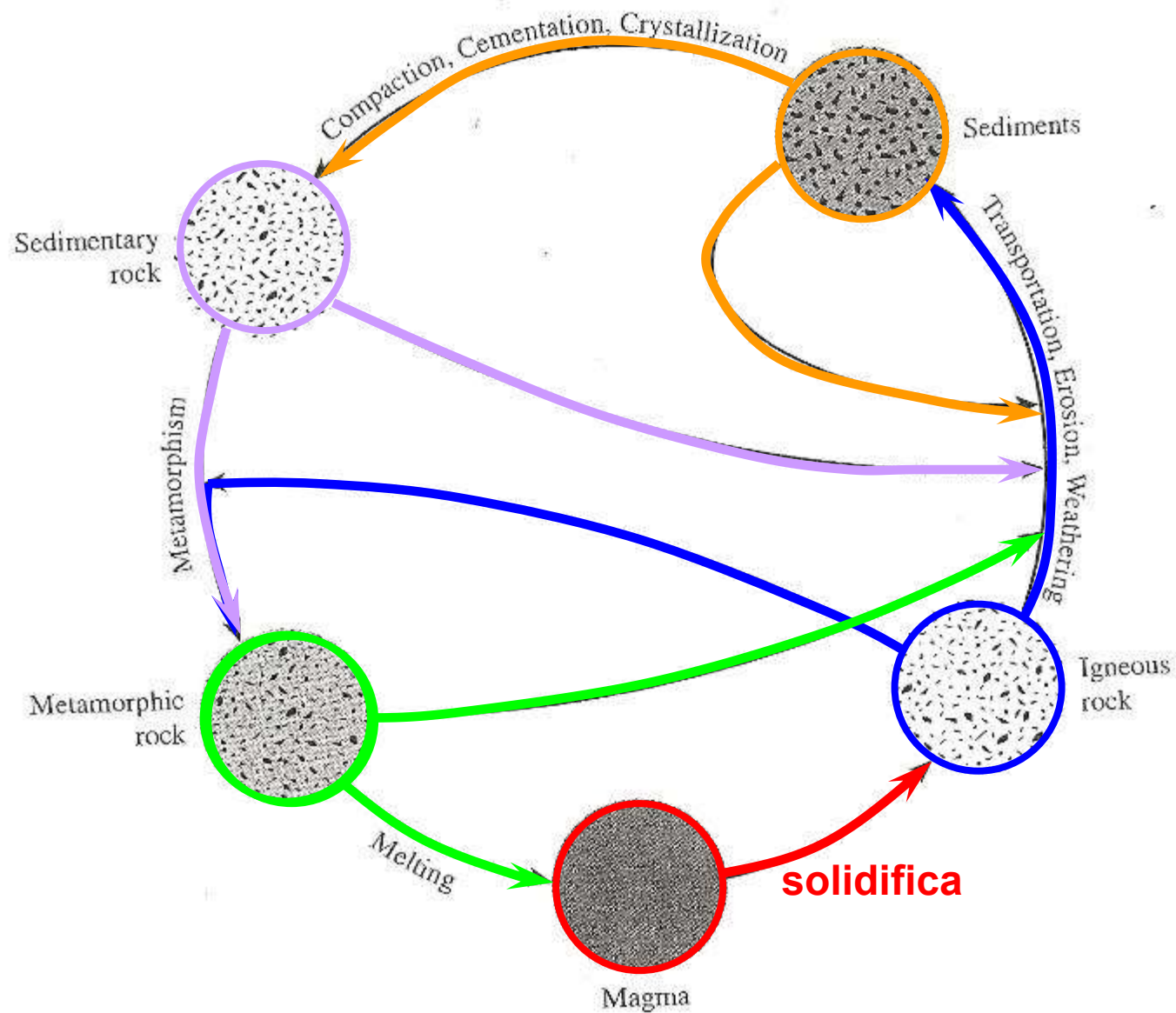
O	= 49.2	} 82.4%
Si	= 25.7	
Al	= 7.5	
Fe	= 4.7	
Ca	= 3.4	
Na	= 2.6	
K	= 2.4	
Mg	= 1.9	
other	= 2.6	

# Roca Madre

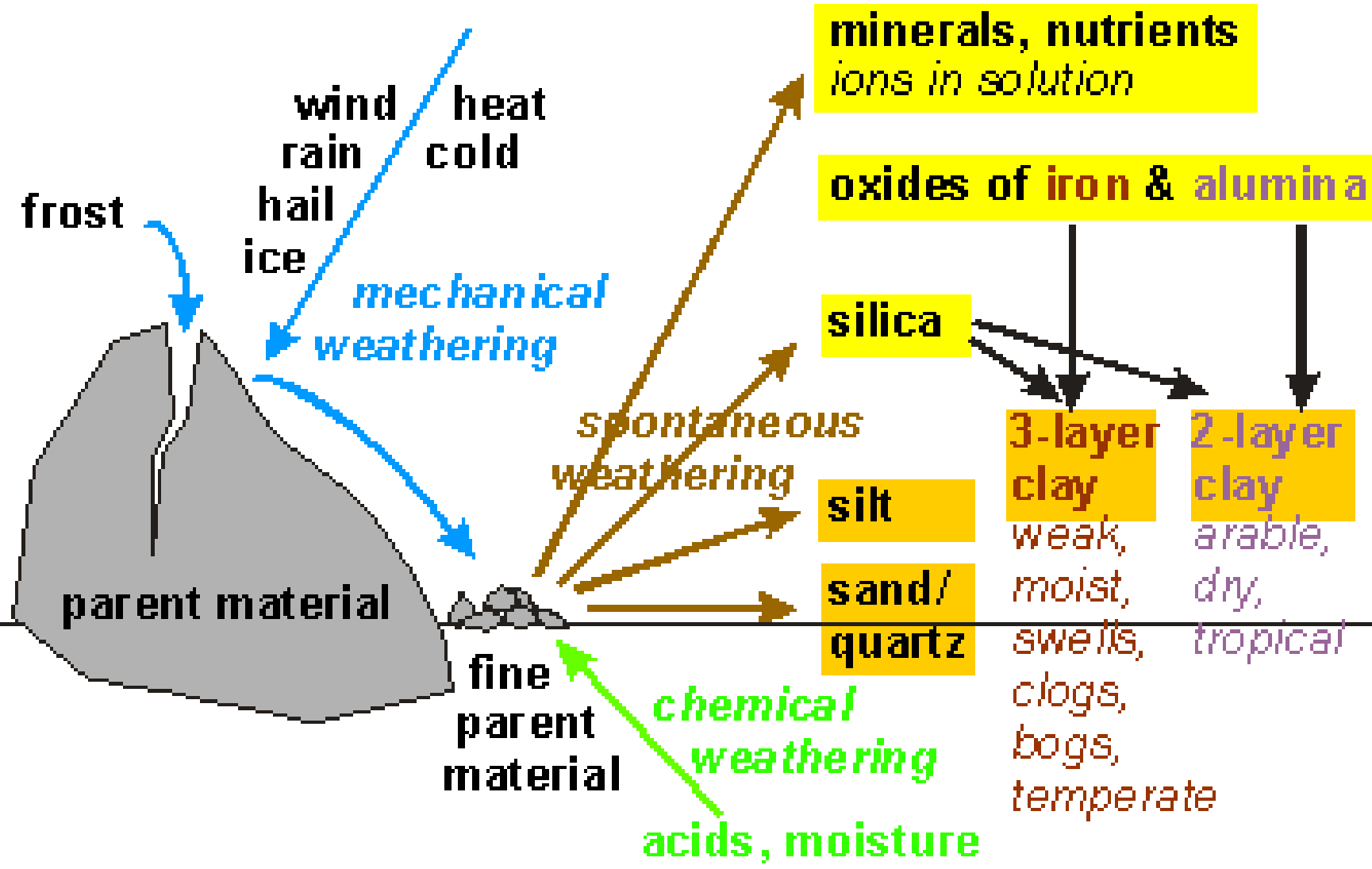
~ formada por uno de tres tipos diferentes



# Ciclo de la Roca



# How is soil made? - weathering



# Suelos Transportados

- Suelos cuyas partículas se forman en un lugar determinado y estas partículas son luego transportadas y depositadas en otro lugar
- Existen diferentes agentes de transporte y diferentes sitios de deposición.

# Suelos Transportados

- Transportados por:

- Viento
- Mar (agua salada)
- Lago (agua dulce)
- Rio
- Gravedad
- Hielo

- Nombre especial:

- “Eólicos”
- “Litorales”
- “Lacustres”
- “Aluviales”
- “Coluviales”
- “Glaciales”

# Influencia de la Forma de Transporte

Tabla 7.1 Influencia de la forma de transporte sobre las características de los sedimentos

	Agua	Aire	Hielo	Gravedad	Organismos
Tamaño	Reducción por disolución, ligera abrasión en suspensión, abrasión e impacto en el arrastre.	Considerable reducción	Considerable abrasión e impacto	Impactos considerables	Ligeros efectos de abrasión por el transporte directo por organismos
Forma y redondez	Redondeo de arenas y gravas	Elevado grado de redondeo	Partículas angulosas y aplanadas (D)	Angulosas, no esféricas	
Textura superficial	Arena: lisa, pulimentada, brillante  Limo: escaso efecto	El impacto produce superficies mates	Superficies estriadas		
Clasificación por tamaños	Considerable	Muy considerable (progresiva)	Muy escasa	Nula	Limitada

# Suelos Transportados

- **Eólicos** - suelos cuyas partículas tienen un tamaño uniforme , su estructura es suelta
- **Litorales** - extremadamente compresibles – arenas finas y limos—abundante materia orgánica y carbonatos
- **Lacustre** - sedimento de grano fino (arcillas y limos) - materia orgánica alta-estructuras laminadas
- **Aluviales** - varían entre arcillas y gravas, suelos anisotrópicos (generalmente NF alto)
- **Coluviales** - resistencia baja, alta posibilidad de falla debido a incremento de presión de poro, relacionados a masas inestables.
- **Glaciales** - suelos altamente heterogéneos y anisotrópicos

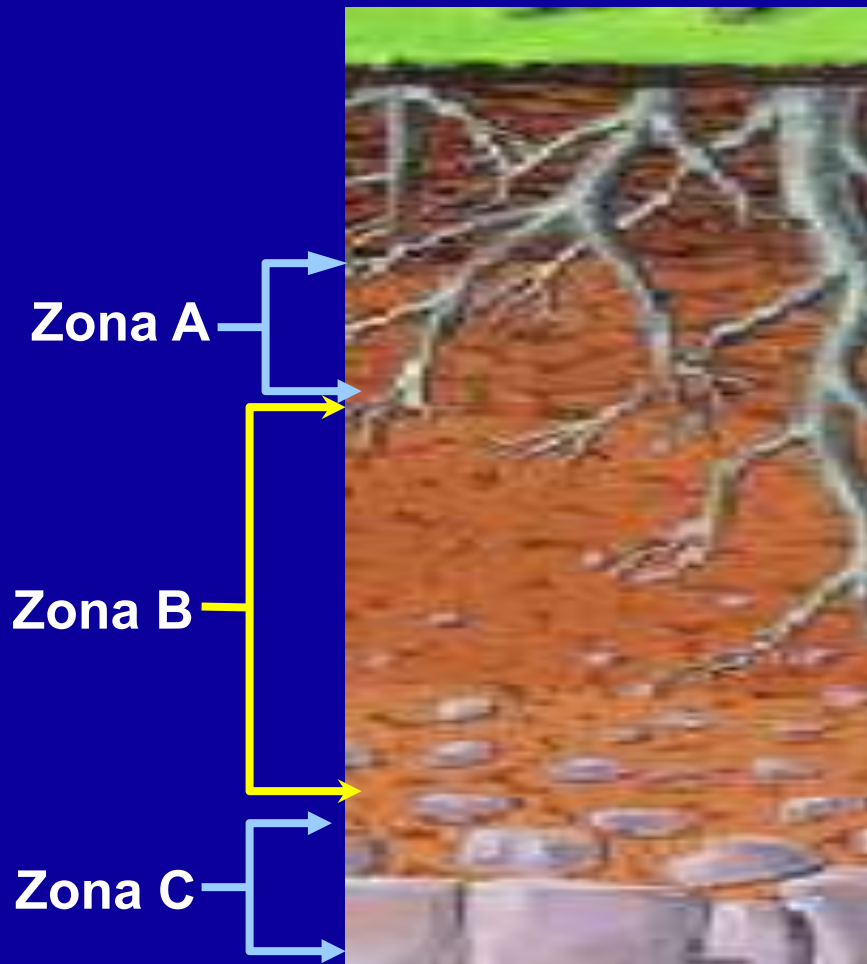
# Suelos Residuales

- Se forman por la meteorización excesiva “in situ” de la roca madre
- Sus propiedades geotécnicas van a diferir de los suelos transportados y sedimentados
- Problemas típicos de estos suelos:
  - Formación de agregados de arcilla con tamaño de limos y arenas (tamaño de partículas y plasticidad no concuerdan)
  - Propiedades expansivas y de pobre drenaje
  - Sensibles a la desecación y agregación de partículas

# Perfil de Suelo

- Los suelos residuales se originan cuando los productos de la meteorización de las rocas no son transportados como sedimentos, sino que se acumulan en el sitio en que se van formando
  - El resultado de la meteorización (sin que ocurra transportación) es la formación de un perfil de suelo.
- Un perfil de suelo es la variación en las capas de suelo desde la superficie del terreno hasta la roca madre
- Un perfil de suelo residual bien desarrollado generalmente contiene tres zonas

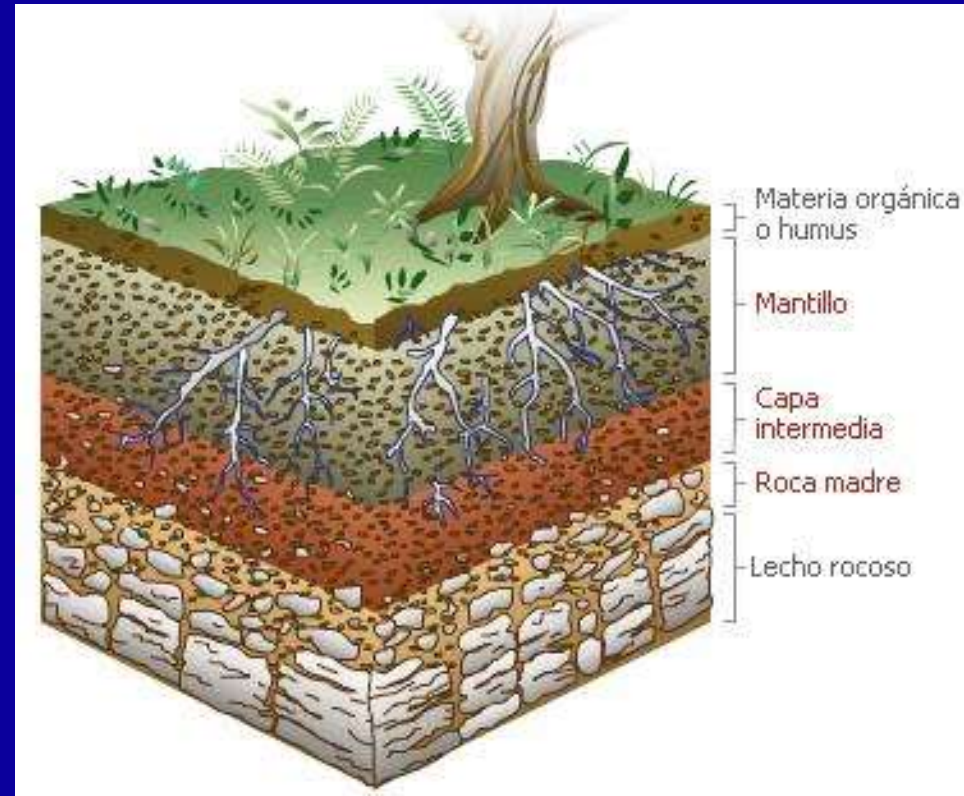
# Ejemplo de perfil de suelo residual



- **Zona A- zona superior**
  - pocas partículas de arcilla
  - rica en materia orgánica
  - posee alto grado de meteorización pero también algo de arrastre
- **Zona B- roca meteorizada**
  - mayor cantidad de arcilla, y
  - menos materia orgánica
- **Zona C – roca intacta**  
(sin meteorizar)

# Factores que Controlan el Desarrollo de un Perfil de Suelo Residual

- Tipo de roca
- Clima
- Tiempo (edad del suelo)
- Topografía
- Vegetación



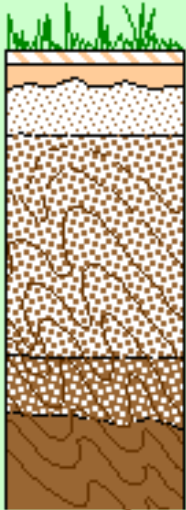
<https://www.google.com/search?q=perfil+de+suelo&tbm>

# Tipos de Suelos Según Formación

## SUELOS RESIDUALES

Grade

VI  
V  
IV  
III  
II  
I

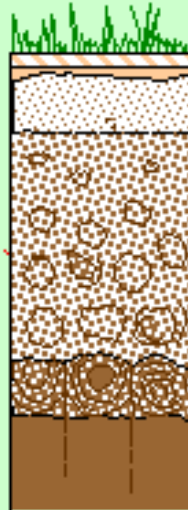


modern soil  
100%  
decomposed

>50%  
decomposed

<50%  
decomposed

weathering front  
fresh bedrock



<https://www.google.com/search?q=perfil+de+suelo&tbm>



# Tipos de Suelos Según Formación

## SUELOS TRANSPORTADOS



(Loess) eólicos

## VIENTO (eólicos)

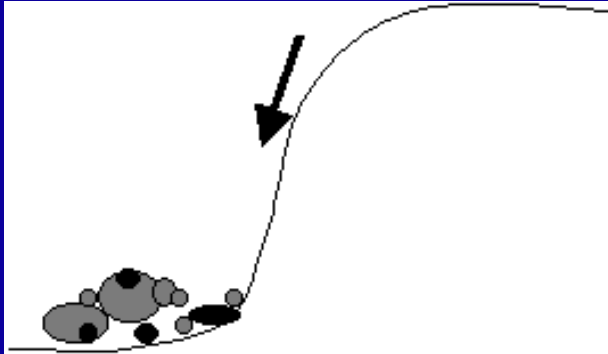


<https://www.google.com/search?q=suelos+transportados+por+el+viento>

# Tipos de Suelos Según Formación

## SUELOS TRANSPORTADOS

### GRAVEDAD



### AGUA



### ERUPCIONES VOLCANICAS



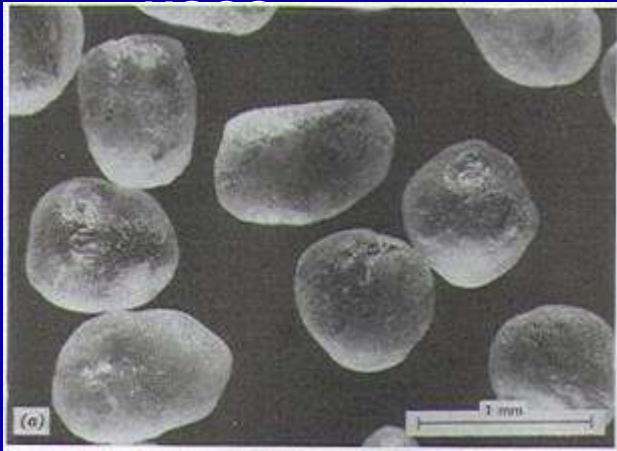
# Tipos de Suelos Según su Tamaño

## SUELOS GRANULARES

GRAVAS: 75mm – 5mm: > Tamiz # 4 USCS



ARENAS: 5mm – 0.074mm: Tamiz 200 – Tamiz # 4



redondas



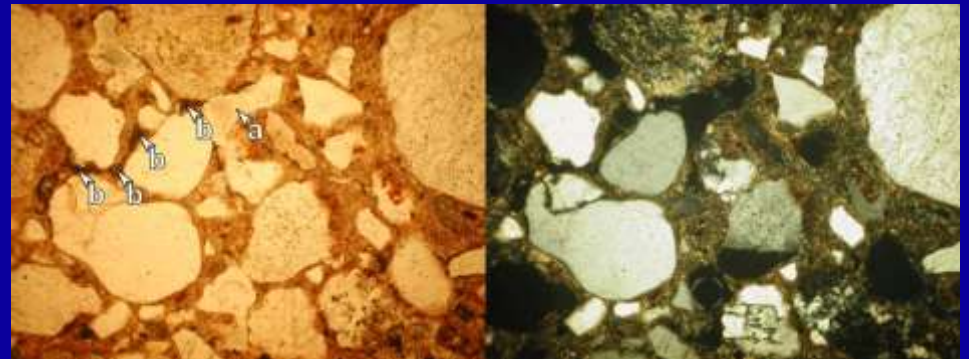
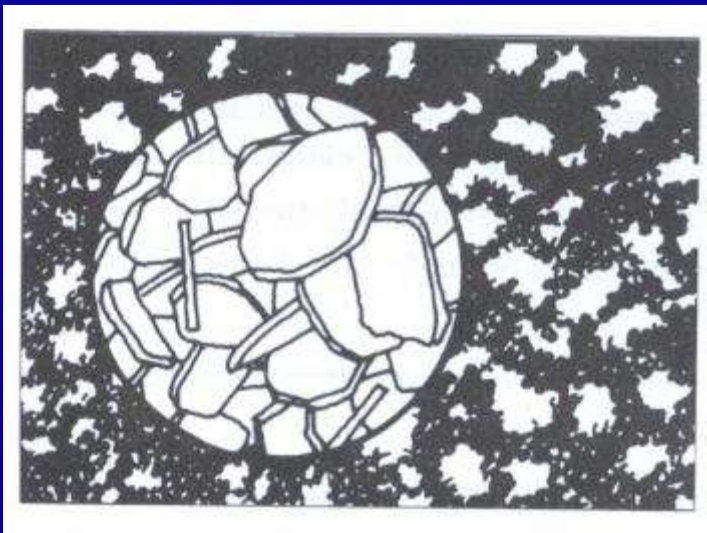
angulares

# Tipos de Suelos Según su Tamaño

## SUELOS FINOS (Normalmente COHESIVOS)

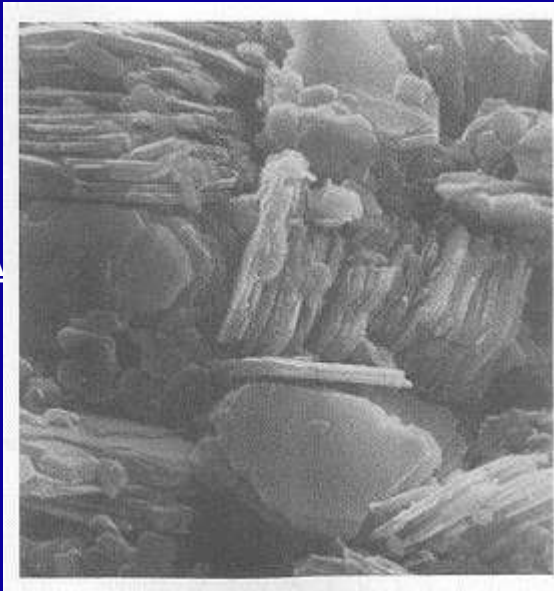
LIMOS < Tamiz 200 hasta 2 micras (0.002 mm)

ARCILLAS < 2 micras

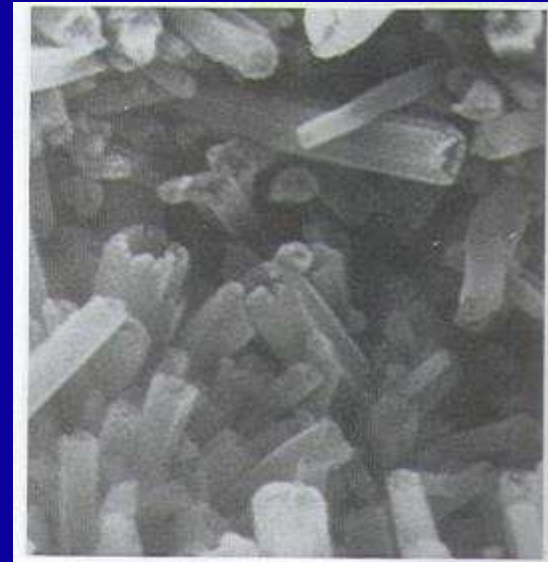


# TIPOS DE ARCILLAS (SEGUN MINERALES)

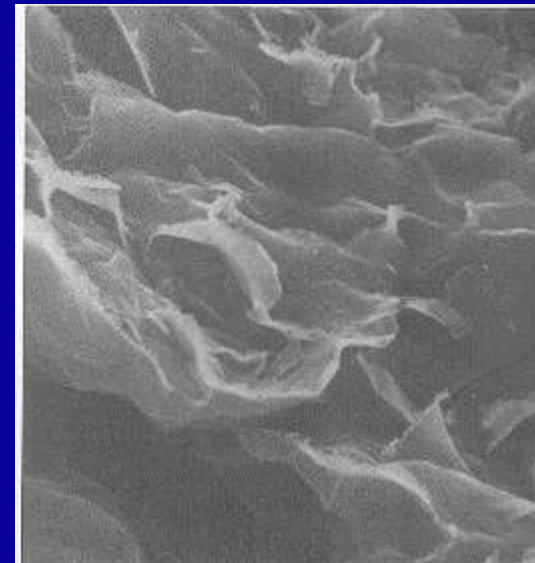
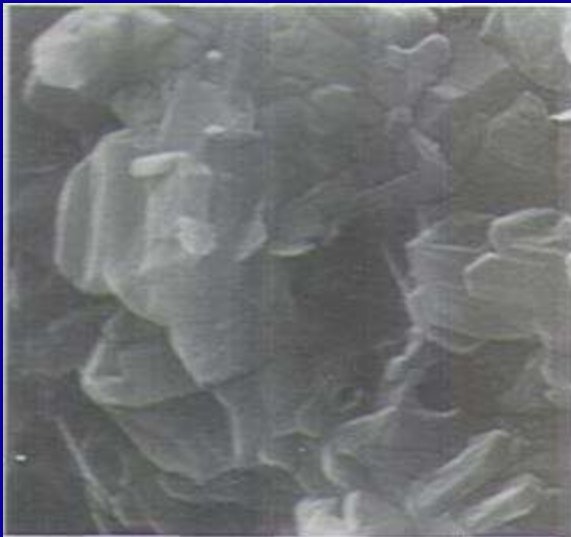
CAOLINITA



HALOISITA



ILLITA



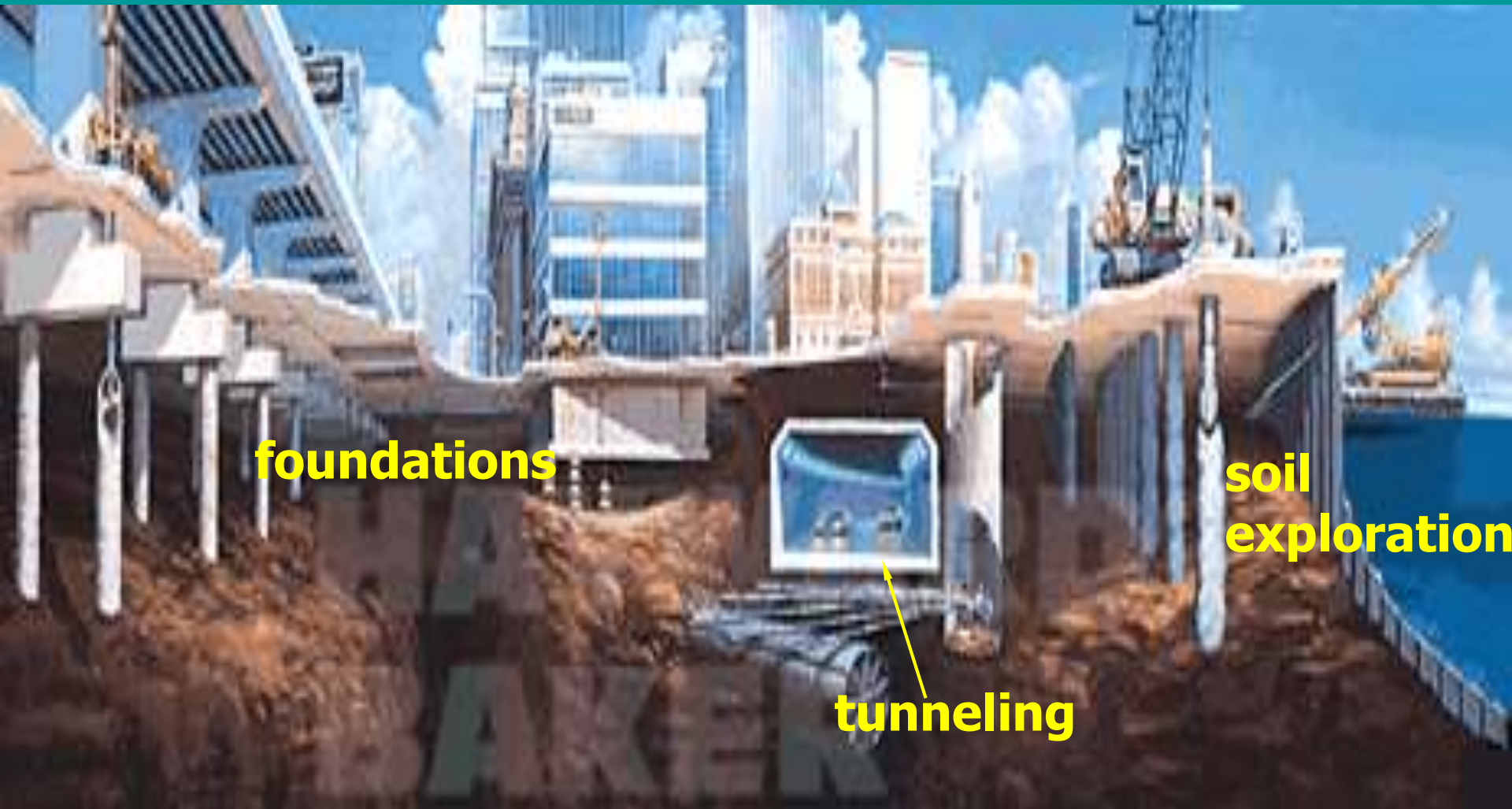
MONTMORILLONITA (BENTONITA)

# Site Investigation



Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Some unsung heroes of Civil Engineering...

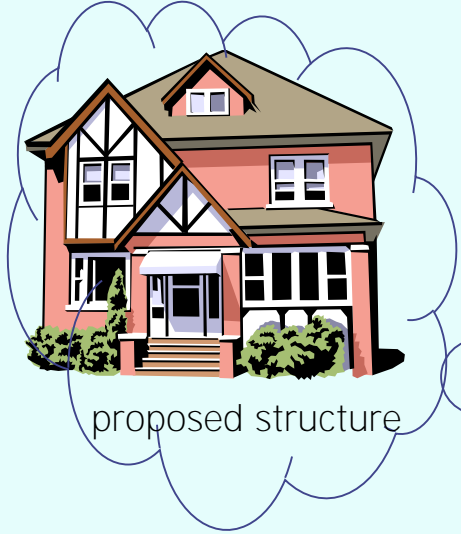


... buried right under your feet.

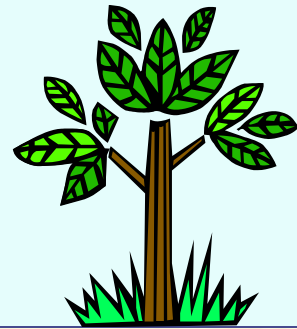


A good site investigation is a prerequisite.





Need good knowledge  
of the soil conditions



Problem Soils  
e.g., reactive clays, soft  
soils, sink holes, etc.



# Soil data required:

- ❖ Soil profile
  - layer thickness and soil identification
- ❖ Index properties
  - water content, Atterberg limits, etc.
- ❖ Strength & compressibility characteristics
  - $c'$ ,  $c_u$ ,  $\phi'$ ,  $C_c$ ,  $C_r$ , **OCR**, ...
- ❖ Others (e.g., water table depth)



# Desk Study

First stage of site investigation. Negligible cost.  
Look for any freebies (i.e., info available currently)

- ✓ Aerial photographs
- ✓ Topographical maps
- ✓ Existing site investigation reports (for nearby sites)
- ✓ Other info. from local councils, literature

Table 2. Sources of historical site data. (from FHWA, 2002)

Source	Functional Use	Location	Examples
<b>Utility Maps</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Identifies buried utility locations</li> <li>Identifies access restrictions</li> <li>Prevents damage to utilities</li> </ul>	Local agencies/utility companies	Power line identification prior to an intrusive investigation prevents extensive power outage, expensive repairs, and bodily harm
<b>Aerial Photographs</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Identifies manmade structures</li> <li>Identifies potential borrow source areas</li> <li>Provides geologic and hydrological information which can be used as a basis for site reconnaissance</li> <li>Track site changes over time</li> </ul>	Local Soil Conservation Office, United States Geological Survey (USGS), Local Library, Local & National aerial survey companies	Evaluating a series of aerial photographs may show an area on site which was filled during the time period reviewed
<b>Topographic Maps</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Provides good index map of site area</li> <li>Allows for estimation of site topography</li> <li>Identifies physical features in the site area</li> <li>Can be used to assess access restrictions</li> </ul>	USGS, State Geological Survey	Engineer identifies access areas/restrictions, identifies areas of potential slope instability; and can estimate cut/fill capacity before visiting the site
<b>Existing Subsurface Investigation Report</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>May provide information on nearby soil/rock type; strength parameters; hydrogeological issues; foundation types previously used; environmental concerns</li> </ul>	USGS, United States Environmental Protection Agency (USEPA), State DOTs	A five year old report for a nearby roadway widening project provides geologic, hydrogeologic, and geotechnical information for the area, reducing the scope of the investigation
<b>Geologic Reports and Maps</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Provides information on nearby soil/rock type and characteristics; hydrogeological issues, environmental concerns</li> </ul>	USGS and State Geological Survey	A twenty year old report on regional geology identifies rock types, fracture and orientation and groundwater flow patterns

**Reference:**

**Geotechnical Engineering Circulation No.5, "Evaluation of Soil and Rock Properties, Report No. FHWA-IF-02-034, April 2002**

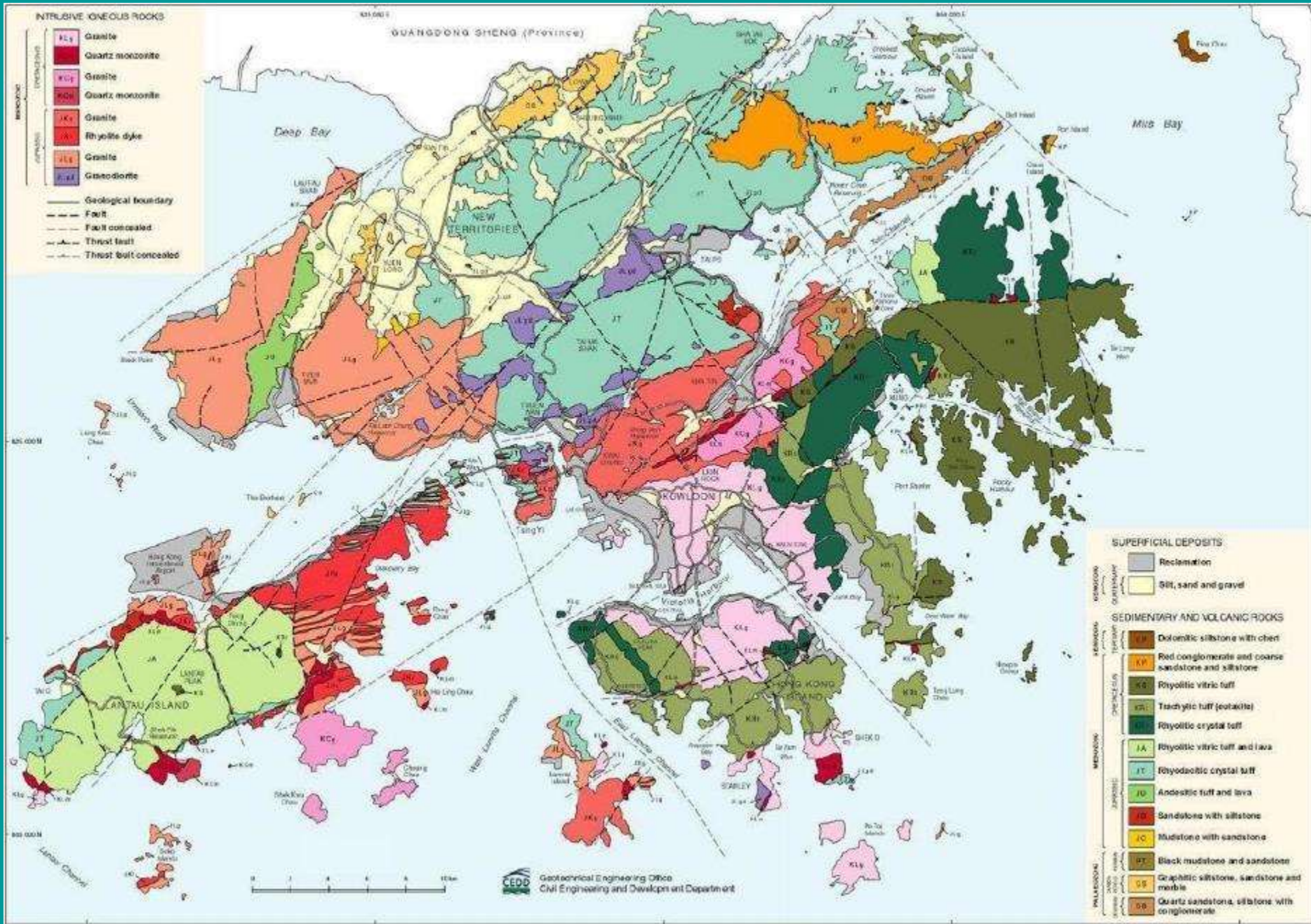


Figure 1. Geological Map of Hong Kong

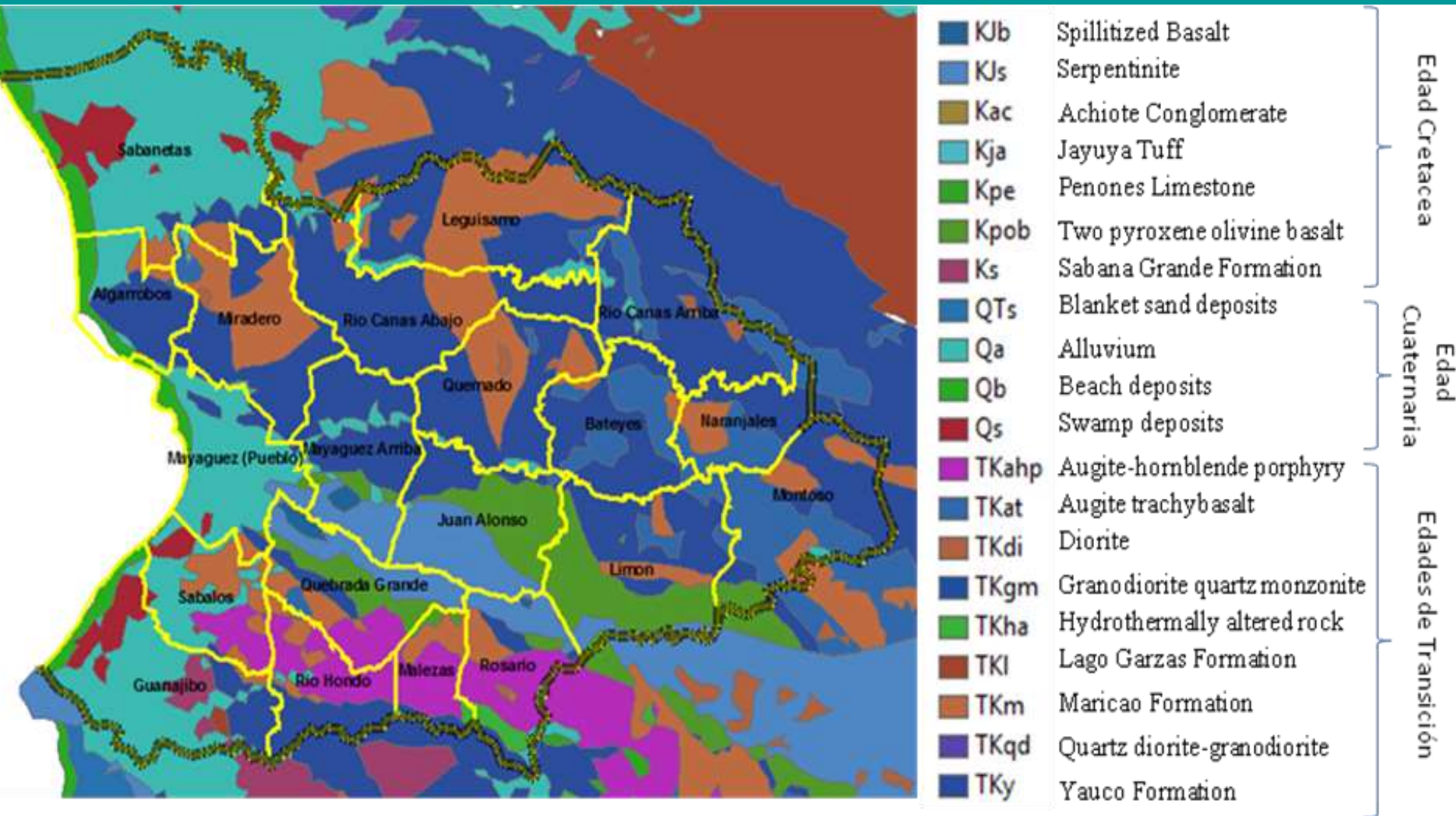


Figure 2. Geological Map of Puerto Rico (from Paredes-Ceron, 2009)

# Site Reconnaissance

A site visit and chat with locals.

- ✓ Site access (equipment)
- ✓ Topography
- ✓ Site geology (drainage and erosion patterns)
- ✓ Conditions of adjacent structures
- ✓ Bodies of water (rivers)- groundwater flow
- ✓ Cuts or Excavations (adjacent roads)
- ✓ Any obvious problems foreseen? (sinkholes, sand dunes, etc)
- ✓ Talk to residents

Date \_\_\_\_\_

Prepared by: \_\_\_\_\_

Organization \_\_\_\_\_

Other remarks \_\_\_\_\_

**SITE HYDROLOGY**

Dry - Barren

Desert

Surface Water Conditions

None

Swampy

Pond

Lake

Ocean

Stream

River

Subsurface Water

None

Not Obvious

Major Aquifer

Water Wells

Pumping from deep wells

Other Details \_\_\_\_\_

**SITE DRAINAGE**

Runoff Features

Erosion

Ponding

Waterfalls

Piping

Swale

Other \_\_\_\_\_

Natural

Excellent

Good

Fair

Poor

Artificial Drains

Stormwater System

Retention Pond

Vertical wick drains

Pumping Stations

Other \_\_\_\_\_

**SOIL AND ROCK CONDITIONS**

Surface Soils

Topsoil

Presence of Fills

Evidence of Debris

Pollutants/Contaminants

Agrarian types/farming

Evidence of slope instability

Landslides/slips

Creep

Cracking

Scour

Heave

Subsidence

Cut/Quarry Operations

Fill/Borrow

Other \_\_\_\_\_

Subsurface Soils

USCS soil types:

GM, GC, GP, GW

SM, SC, SP, SW

CL, CH, ML, MH

Pt, OL, OH

Other \_\_\_\_\_

Surface Rocks

Loose cobbles

Boulders

Rock outcroppings

Type of rocks

Igneous

Sedimentary

Metamorphic

Details \_\_\_\_\_

Rock Features

Jointing Patterns

Faults

Discontinuities

Weathering

Planes of weakness

Evidence of talus

Karst/sinkholes

Caves

Other \_\_\_\_\_

**INVESTIGATIVE OPERATIONS**

Existing test pits

Existing boreholes

Cased holes

Blasting operations

Dynamite

ANFO

Rippers

Percussive Drills

Erratics/ boulders

Coreholes

Diamond drilling

Wireline drilling

Exploratory Adits

Vertical shafts

Tunnels

Pilot Holes

Other info: \_\_\_\_\_

**PRIOR INFORMATION**

Tax map records

Federal Documents

State records

County tax maps

City records files

Personal files

Interviews with neighbors and nearby businesses: \_\_\_\_\_

**TOPOGRAPHIC DATA**

USGS Quadrangle Maps

State Survey

County Surveys

Site Survey

Transit/Level

Aerial Photos

GPS data

Details \_\_\_\_\_

**GEOLOGIC INFORMATION**

USGS Geologic Maps

State Geologic Surveys

Field Mapping by geologists

Specimens for lab analysis

Details on geologic setting \_\_\_\_\_

**UTILITIES**

Existing overhead lines

Marked gas lines

Easements

Manholes

Sewer outfalls

Power substations

Electromagnetic readings

Ground penetrating radar, VEM surveys

Magnetometer

Resistivity measurements

Other \_\_\_\_\_

**NOTES & REMARKS** \_\_\_\_\_

**ACCESSIBILITY**

Easy

By Vehicle only

Difficult by car - Walk only

Requires 4-wheeled drive

Dozer and Grading Required

Inaccessible

Details \_\_\_\_\_

**VISIT TO SITE**

Date/Time of Day \_\_\_\_\_

Visitors \_\_\_\_\_

Weather Conditions

Sunny

Cloudy

Rain

Snow

Icy

Freezing

**GROUND COVER**

Asphalt

Grass

Flowers

Bushes

Trees

Forest

Soil

Gravel

Concrete

Rock Outcroppings

Evidence of fill/debris

Prior Construction

Existing Buildings

Roadways

Other \_\_\_\_\_

**EXISTING TERRAIN**

Level Ground

Sloping Conditions

Gentle Dip

Steep

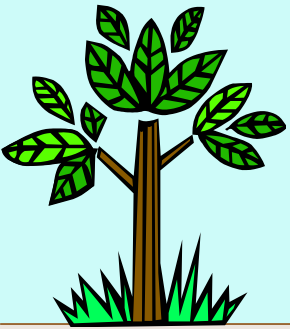
Hummocky

Rolling Hills

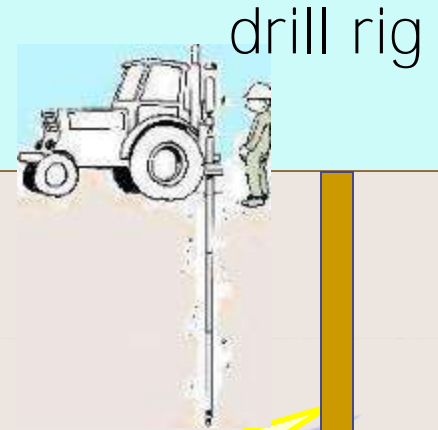
Mountainous

Figure 2. Checklist Items for Site Reconnaissance (from FHWA, 2002)

# In situ Investigation



back hoe



drill rig

Trial Pit

1-2 m width  
2-4 m depth

**CLAY**

Bore hole

75 mm dia  
10-30 m depth



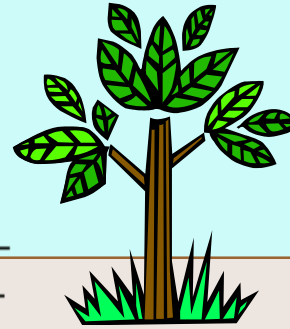
# Trial Pit in Hong Kong

Enables visual inspection, locating strata boundaries, and access for undisturbed block samples.



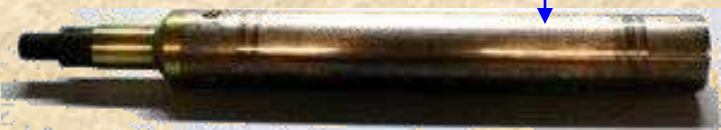
A Very Large Trial Pit

# In clay layers...



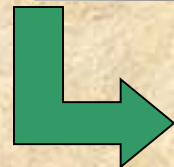
Clay

collect undisturbed clay samples in thin walled sampler (e.g. shelby tube)



bore hole

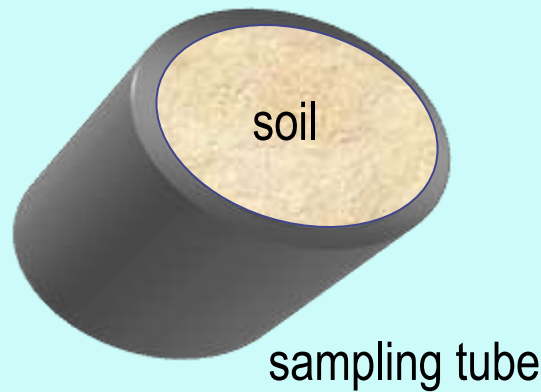
Consolidation, triaxial tests in lab



# Undisturbed Clay Samples

- Required for triaxial, consolidation tests in the lab.
- Good quality samples necessary.

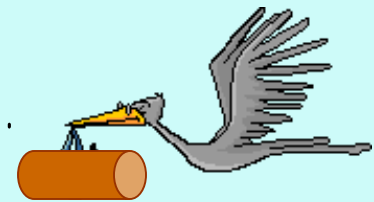
$$A_R < 10\%$$



$$A_R = \frac{O.D.^2 - I.D.^2}{I.D.^2} \times 100 (\%)$$

area ratio

- Thicker the wall, greater the disturbance.
- Take good care in transport and handling.



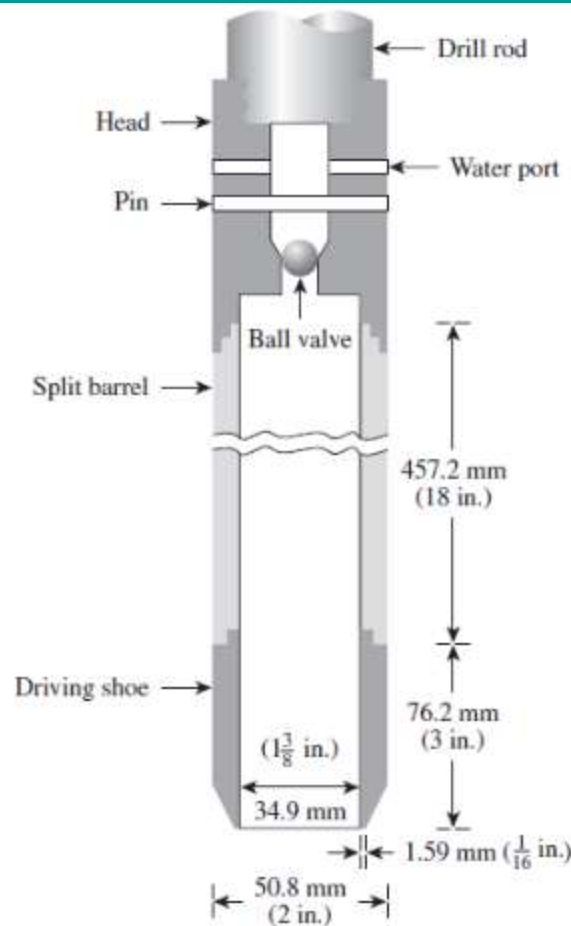
# Common Sampling Methods

<i>Sampler</i>	<i>Disturbed / Undisturbed</i>	<i>Appropriate Soil Types</i>	<i>Method of Penetration</i>	<i>% Use in Practice</i>
<b>Split-Barrel (Split Spoon)</b>	Disturbed	Sands, silts, clays	Hammer driven	85
<b>Thin-Walled Shelby Tube</b>	Undisturbed	Clays, silts, fine-grained soils, clayey sands	Mechanically Pushed	6
<b>Continuous Push</b>	Partially Undisturbed	Sands, silts, & clays	Hydraulic push with plastic lining	4
<b>Piston</b>	Undisturbed	Silts and clays	Hydraulic Push	1
<b>Pitcher</b>	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand, partially weather rock, and frozen or resin impregnated granular soil	Rotation and hydraulic pressure	<1
<b>Denison</b>	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand and partially weather rock	Rotation and hydraulic pressure	<1
<b>Modified California</b>	Disturbed	Sands, silts, clays, and gravels	Hammer driven (large split spoon)	<1
<b>Continuous Auger</b>	Disturbed	Cohesive soils	Drilling w/ Hollow Stem Augers	<1
<b>Bulk</b>	Disturbed	Gravels, Sands, Silts, Clays	Hand tools, bucket augering	<1
<b>Block</b>	Undisturbed	Cohesive soils and frozen or resin impregnated granular soil	Hand tools	<1

# Split Spoon Sampler



**Figure 18.6** Split-spoon sampler, unassembled (Courtesy of ELE International)



**Figure 18.5** Diagram of standard split-spoon sampler



# Shelby Tube Sampler



# In Granular Soils ...

Very difficult to get undisturbed samples.

∴ Go for in situ tests.

e.g., penetration tests

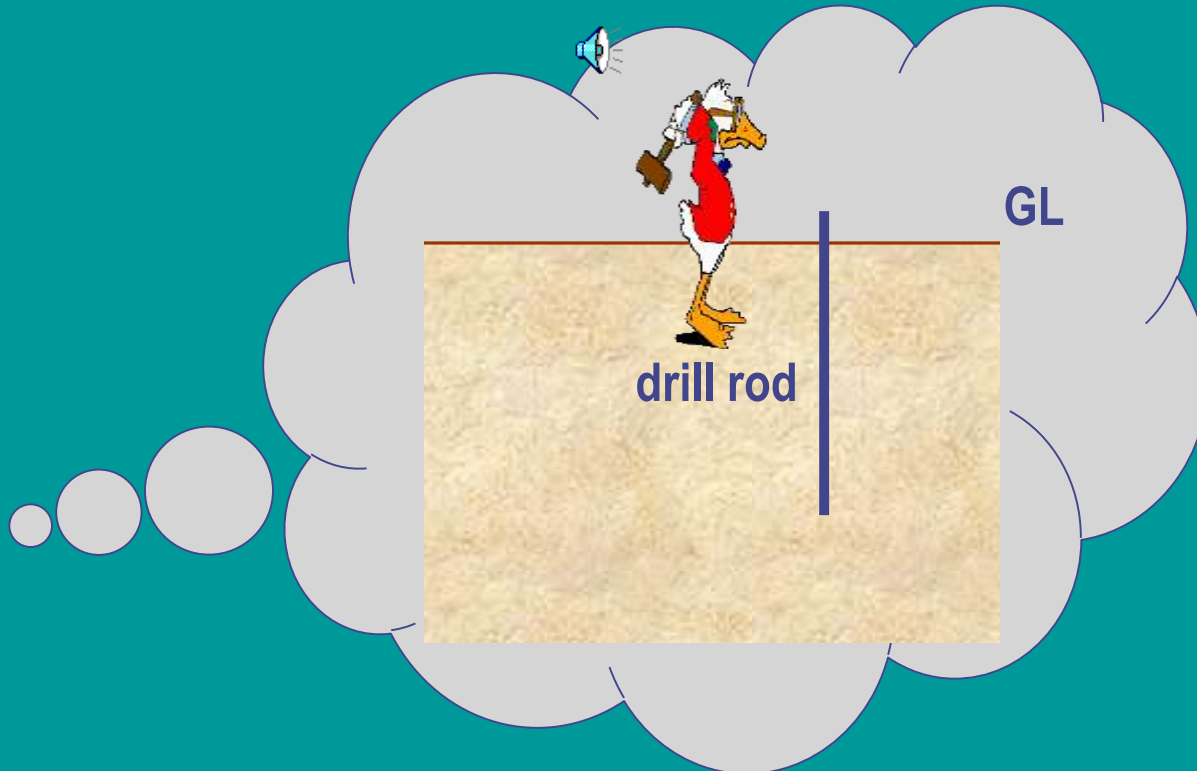
80-90% of foundation designs  
are based on penetration tests



# Penetration Tests

Measuring the soil resistance to penetration by a probe.

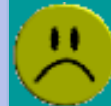
$\phi'$ ,  $E$  ...



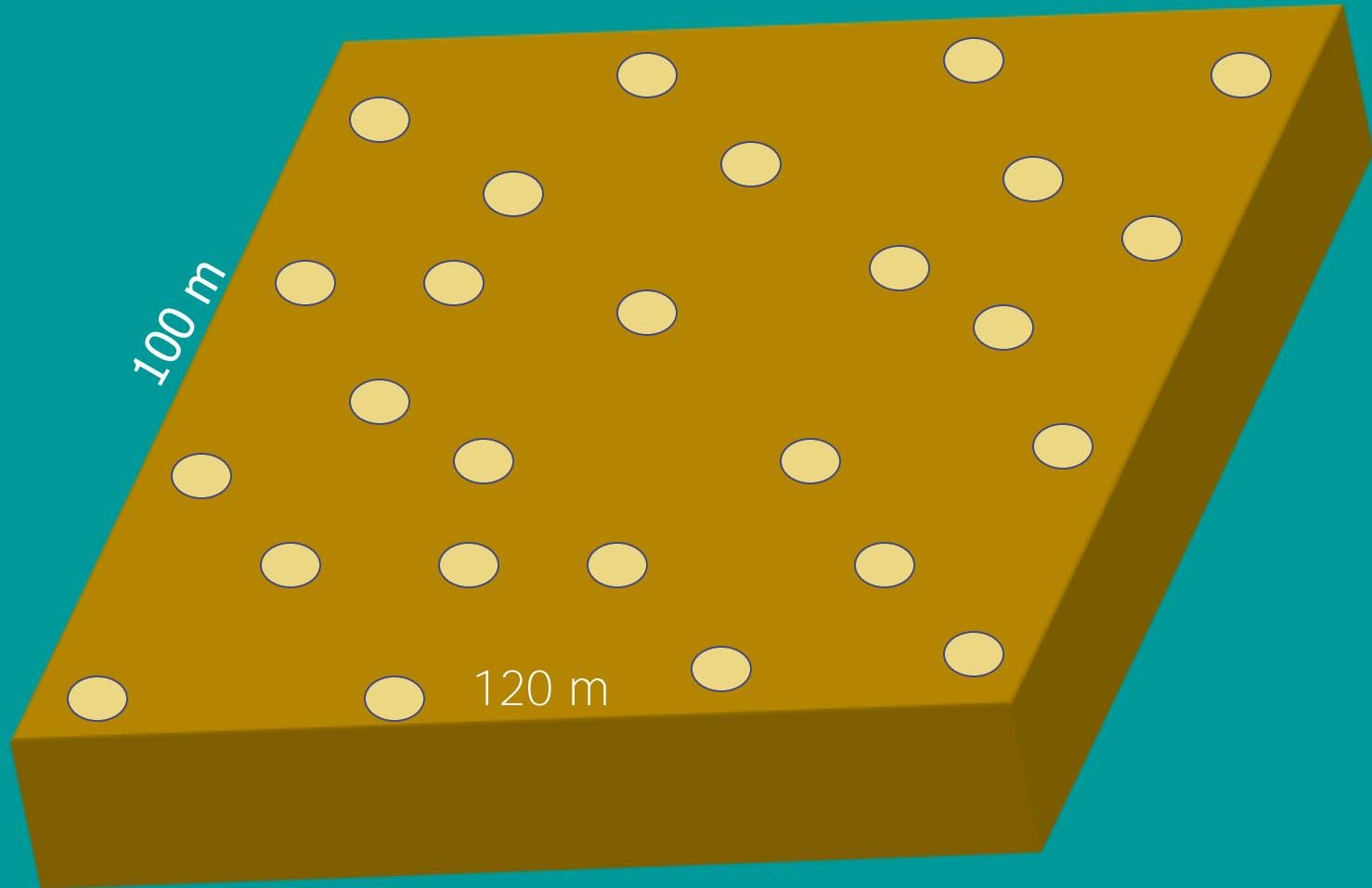
# How many bore holes?



Not enough bore holes; soil profile and properties not well defined..



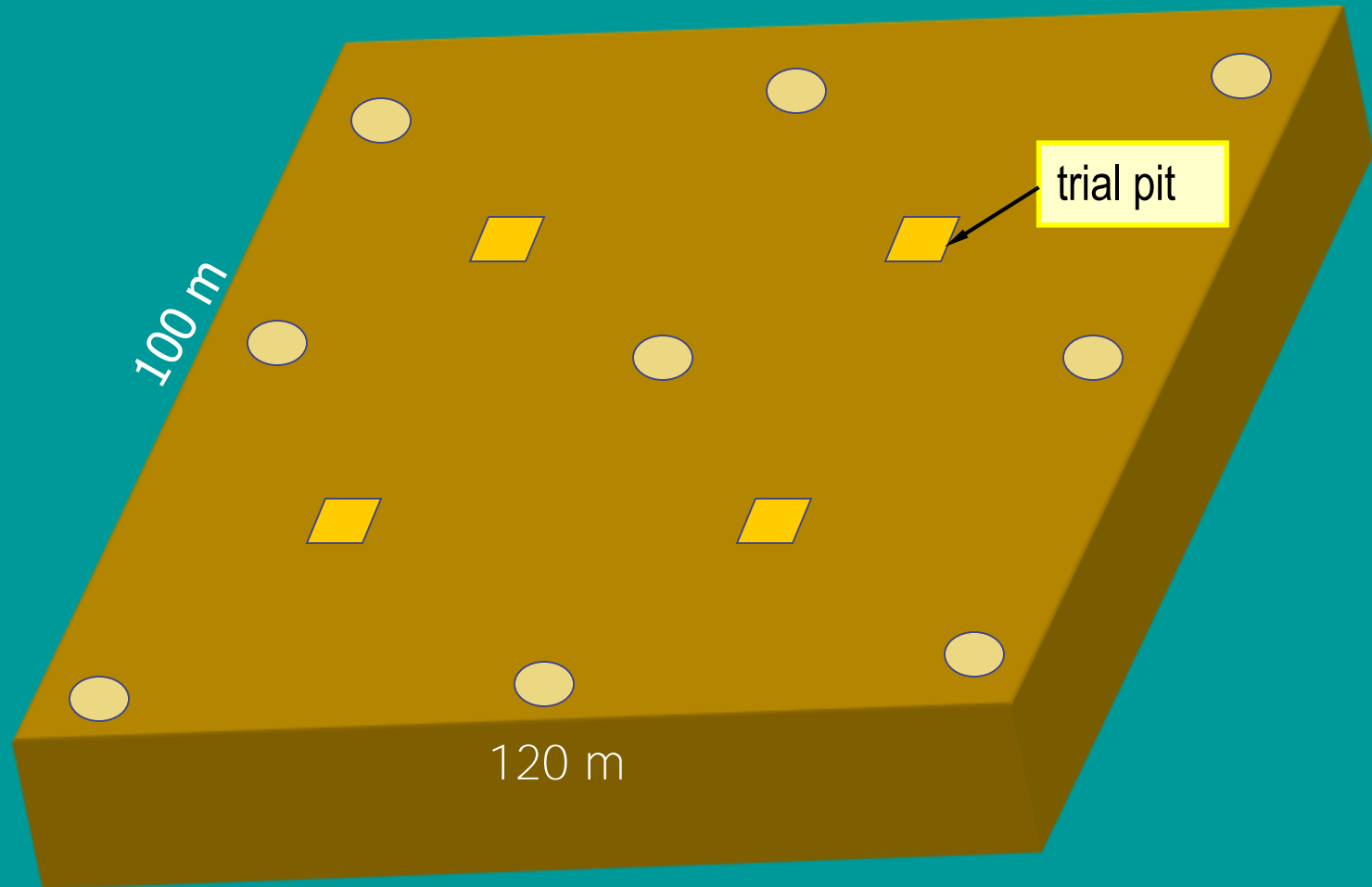
# How many bore holes?



Too many bore holes and blows the budget.



# How many bore holes?



About right? 😊



# How many bore holes?

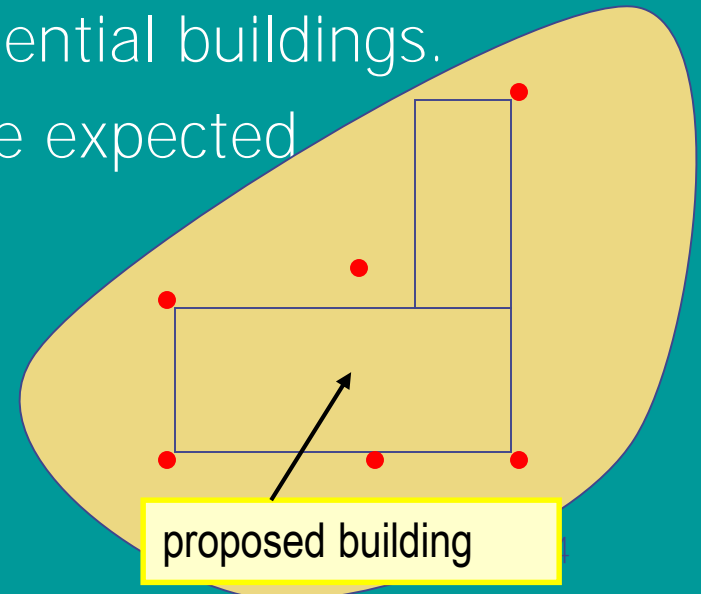


The number of bore holes depends on:

- type and size of the project
- budget for site investigation
- soil variability

Typically spaced at 20-40 m for non-residential buildings.

Locate the bore holes where the loads are expected



# Guidelines for Number of Borings

Suggested Number of Borings	Distance between borings (ft)			Minimum no. of borings each structure
	Horizontal stratification of soil			
	Uniform	Average	Erratic	
Mutli story buildings	150	100	50	4
1 or 2 story buildings	200	100	50	3
Bridge piers, abutments, television towers, etc		100	25	1-2 for each foundation unit
Highways	1000	500	100	
Borrow pits (for compacted fills)	1000-500	500-200	100-50	

## Reference:

Geotechnical Engineering Circulation No.5, "Evaluation of Soil and Rock Properties, Report No. FHWA-IF-02-034, April 2002

# Guidelines for Number of Borings

Tipo de estructura	Nivel de estudio o tipo de cimentación anticipada	Densidad de investigación: Sugerencias para ubicación o densidad de sondeos o líneas de geofísica (duplicar para taludes)	Sugerencias para profundidad de la investigación
Edificios aislados, relativamente pequeños, dentro de otros predios (ejemplo, edificios "self-standing" dentro de centros comerciales)	Preliminar	Un sondeo por edificio - depende, en gran medida, de la geometría del edificio y condición del sitio. Estructuras en taludes requieren mayor densidad de investigación y deben hacerse perfiles.	El sondeo deberá llevarse a una profundidad al menos igual a dos veces el ancho del edificio. Cualquier espesor adicional de relleno incluirá asentamientos que afectarán los requisitos de investigación.
	Final	Tres barrenos a lo largo o diagonal, con al menos un barreno cada 2,500 p <sup>2</sup> , espaciamento máximo de 70 pies. Al igual que para estudios preliminares (ver arriba), depende de la geometría del edificio y condiciones topográficas. Estructuras en taludes requieren mayor densidad de investigación y perfiles.	La profundidad final de los sondeos depende de las condiciones al barrenar y la geometría de cualquier relleno. Para pilotes, los sondeos deben llevarse 10 diámetros por debajo de la punta. Para zapatas, típicamente serán de 3 a 5 veces el ancho de las zapatas individuales, con al menos un sondeo a profundidad similar al ancho del edificio.
Estructuras de 2 y 3 pisos, tanques rectangulares, centros comerciales multipisos, edificios de apartamentos, edificios pequeños de estacionamiento o industriales pequeños y estructuras similares	En zapatas	Cada 2,500 p <sup>2</sup> , mínimo 5 sondeos según la geometría (ejemplo, esquinas y centro). Distancia entre sondeos deberá ser de 50 a 100 pies.	Al menos uno de los sondeos deberá llevarse a 10 veces el ancho anticipado de zapata; el resto a 4 veces el ancho anticipado de zapata (medido desde el nivel final de zapata)
	En pilotes	Cada 5,000 p <sup>2</sup> , mínimo 5 sondeos según la geometría (esquinas y centro). Distancia entre sondeos deberá ser de 100 a 150 pies.	Los sondeos deberán sobrepasar el largo estimado del pilote por al menos 10 veces el diámetro o ancho del pilote.
Edificios de altura mayor de 4 pisos, hoteles, edificios de estacionamiento de mayor altura, condominios de gran altura, aquellas estructuras con huella mayor de 10,000 p <sup>2</sup> , auditorios, estadios o centros deportivos	Zapatas o plateas	Para un estudio preliminar, debe hacerse un sondeo por cada 20,000 p <sup>2</sup> de solar, o uno cada 10,000 p <sup>2</sup> de huella de estructura si se conoce. Para un estudio final, dependiendo del suelo, haga un sondeo cada 2,000 a 5,000 p <sup>2</sup> de área de piso, con un mínimo de 5 perforaciones SPT o sondeos "CPT" o combinación. La separación típica entre sondeos no debe exceder 65 a 100 pies. En adición, cargas puntuales deben recibir mayor atención, dependiendo de la huella.	Para un estudio preliminar, llevar al menos uno de los sondeos a 10 veces el ancho anticipado de zapata, o 3 veces el ancho de la platea. Para un estudio final, 3 veces el ancho de la platea o 4 veces el ancho de las zapatas. Si no se lleva a cabo estudio preliminar, el estudio final deberá incluir los sondeos profundos especificados para los estudios preliminares.
	Pilotes	Para un estudio preliminar, hacer un sondeo cada 10,000 p <sup>2</sup> de huella del edificio. Para un estudio final, un sondeo cada 5,000 p <sup>2</sup> , mínimo 5 sondeos, 80 a 120 pies separación máxima. Si se utilizan pilotes taladrados, siga las recomendaciones del FHWA: un barreno o sondeo si el diámetro ( $\phi$ ) es mayor de 1.83 m; un barreno o sondeo cada 2 pilotes con $\phi$ de 1.22 m a 1.83 m; un barreno cada 4 pilotes taladrados con $\phi < 1.22$ m.	La profundidad de los sondeos deberá exceder el largo anticipado de los pilotes por al menos 10 a 20 diámetros del ancho del pilote. Aunque la densidad de investigación pudiera ser menor que con zapatas, cuidado con expectativas falsas de seguridad usando pilotes.

# Borehole Spacing

<b>Subsurface conditions</b>	<b>Area per borehole (m<sup>2</sup>)</b>
Erratic and/or poor quality	100- 300
Typical	200- 400
Uniform and/or good quality	300- 1000
BOCA building code	230 (for N > 3)

# Borehole Spacing

- ◆ At least one boring every 2,500 ft<sup>2</sup> of built-over area

Type of Construction	Borehole Spacing (ft)
Multi- Story	50- 150
Single Story	65- 300
Highway	200- 2000
Earth Dam	50- 260

- Spacing might be doubled at sites with very uniform
- Or halved at sites with very erratic soil condition

# How deep to explore?

Explore the soil to a depth where the stress changes become insignificant



# Borehole Depth ( $Z_B$ )

- Must encounter competent material
- Must explore to depths where stress increases ( $\Delta\sigma'_v$ ) are small compared to in situ or applied stresses
  - $\Delta\sigma'_v = 0.10 \cdot \Delta\sigma_{v,\text{surface}}$
  - $\Delta\sigma'_v = 0.05 \cdot \sigma'_{v,0}$
  - $Z_B = 2 \cdot B_{\text{max}}$   
Where  $B_{\text{max}}$  = maximum foundation width

# Borehole Depth

- Depth may be expressed as a function of the size of the structure
  - Light, narrow structures:  $Z_B(\text{ft}) = 10 \cdot N^{0.7}$
  - Heavy, wide structures:  $Z_B(\text{ft}) = 20 \cdot N^{0.7}$

**Where N = number of stories**

# Borehole Depth

- For deep foundations

- $Z_B = 1.2 \text{ to } 1.3 \cdot L_{\text{pile}}$

- For excavations

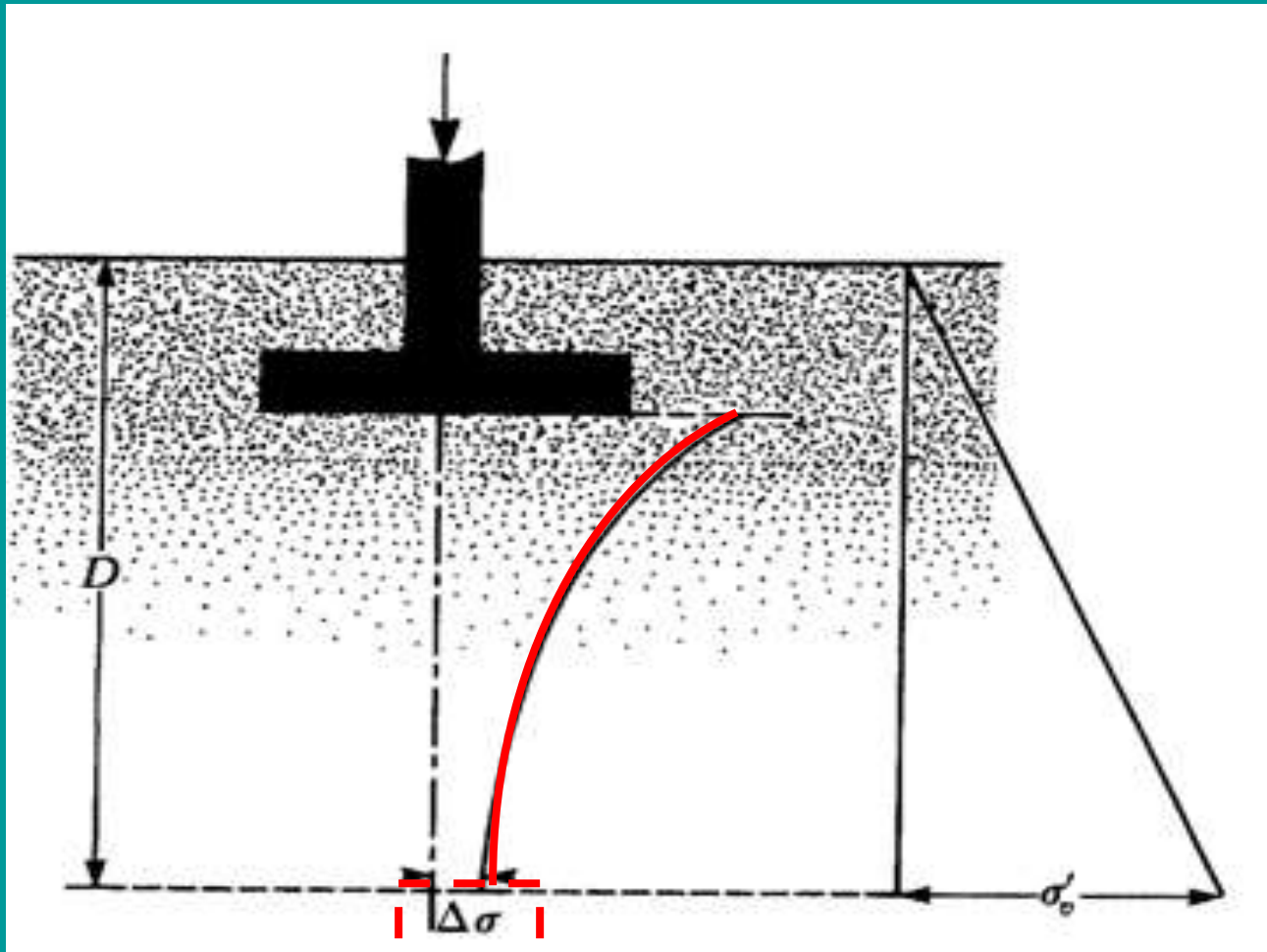
- $Z_B = 1.5 \cdot Z_{\text{excavation}}$

# Borehole Depth

- ◆ If fill is present, the borings must extend through it and into the natural ground below
- ◆ For heavy structures, at least some of the borings should be carried to bedrock

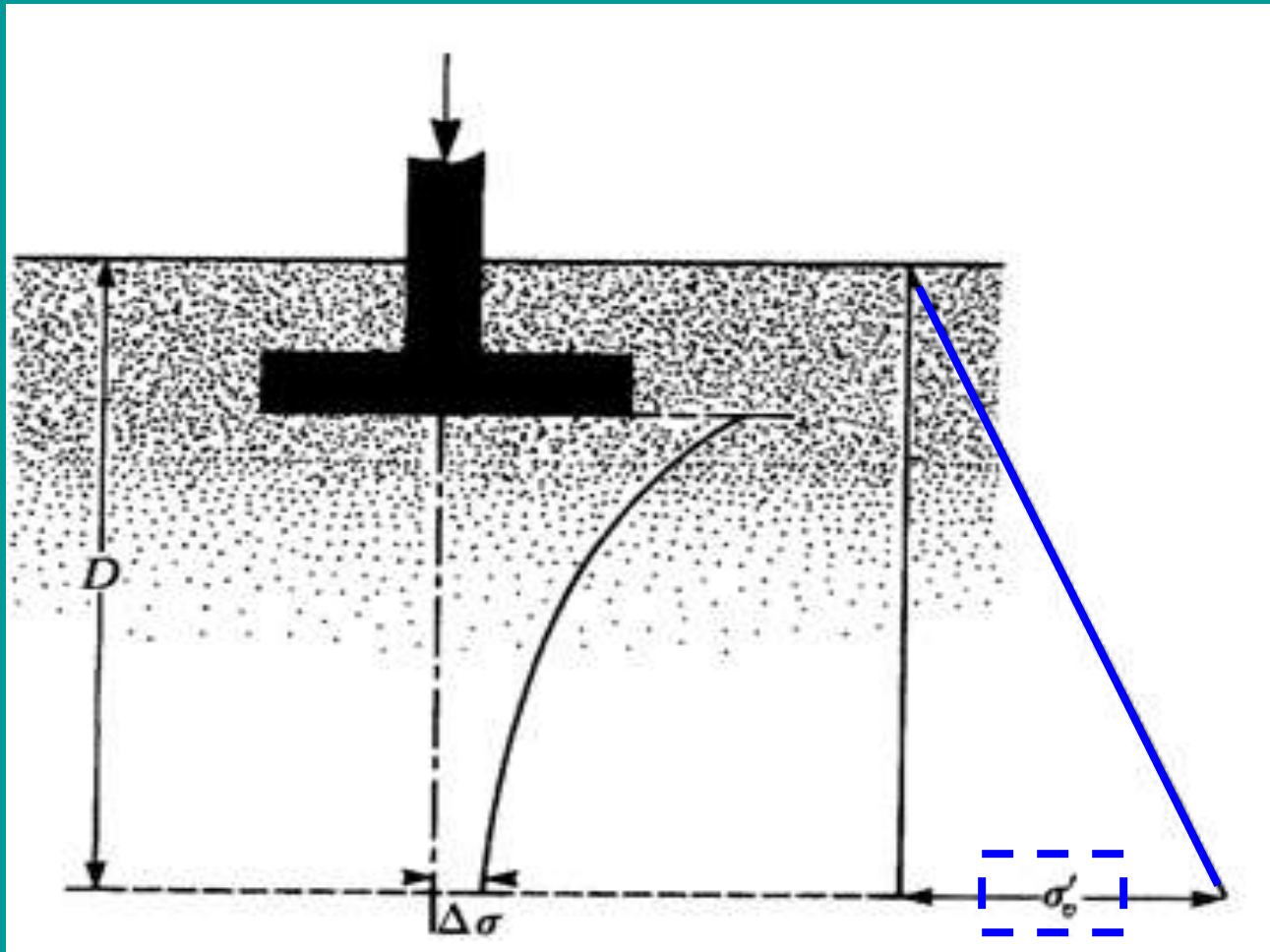
# Depth of Boring

1. Determine the net increase of stress,  $\Delta\sigma$  under a foundation with depth as shown in the Figure.



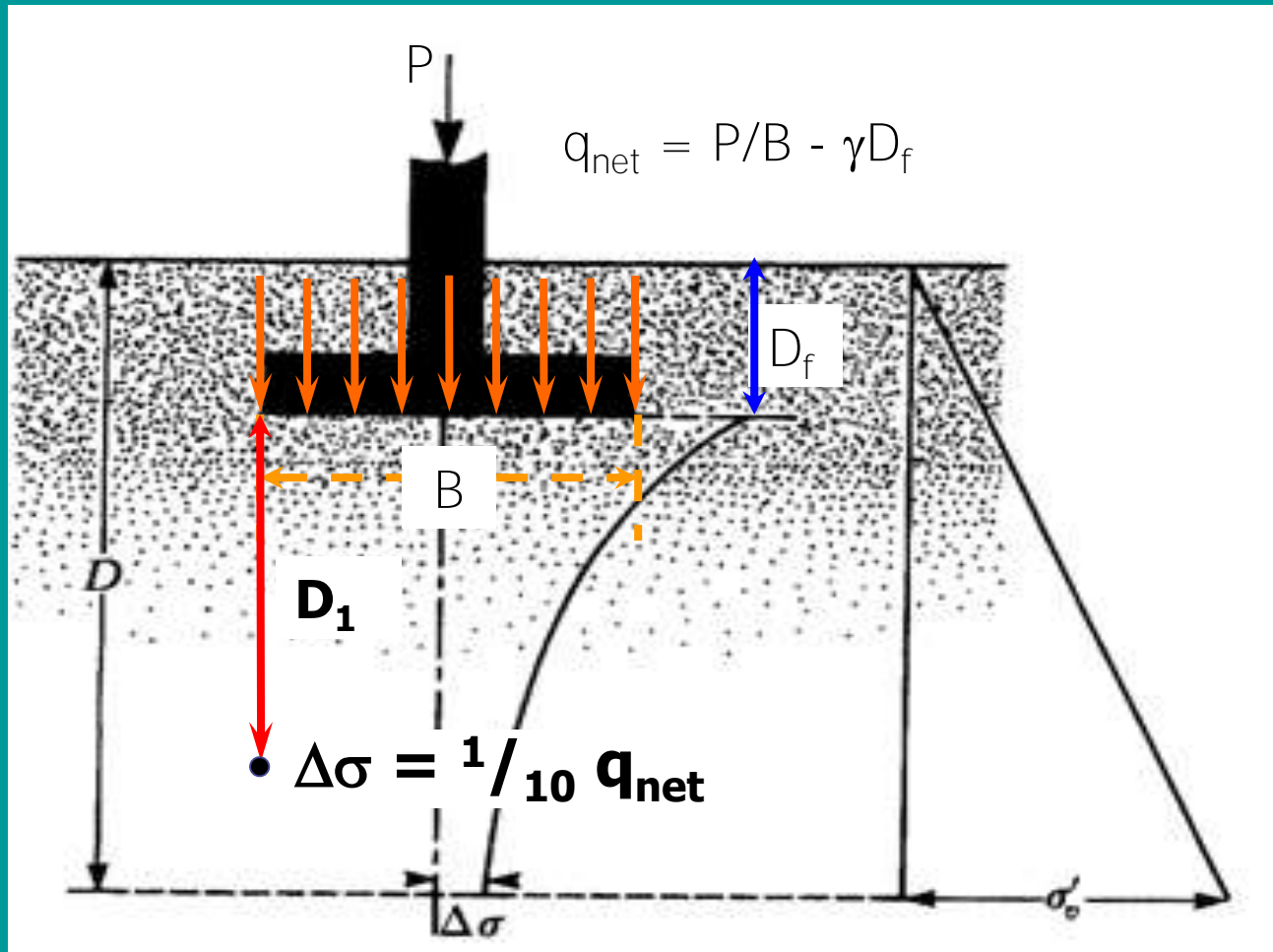
# Depth of Boring

2. Estimate the variation of the vertical effective stress,  $\sigma'_v$ , with depth.



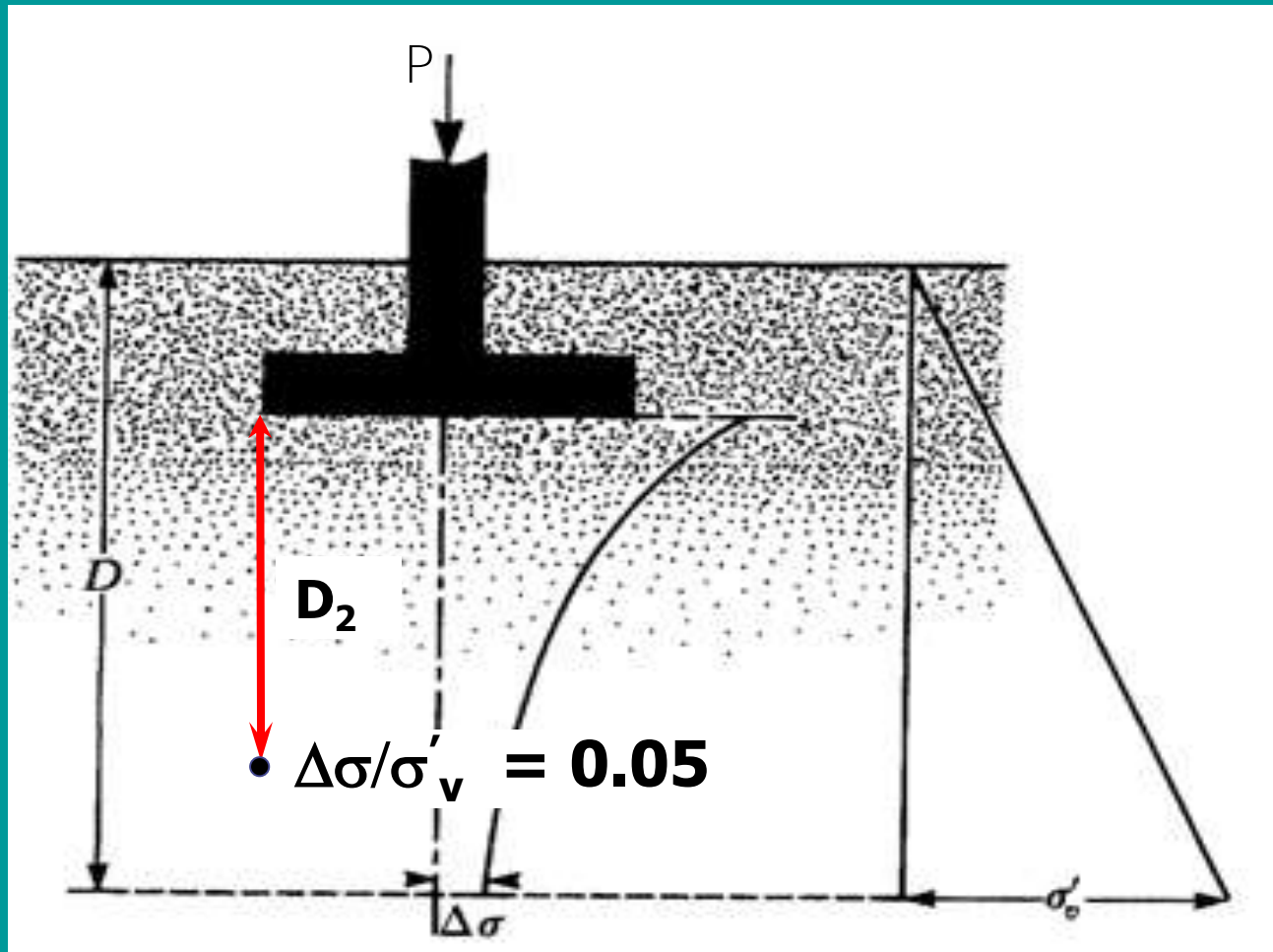
# Depth of Boring

3. Define  $D_1 = D$  at which  $\Delta\sigma = 1/10 q$   
( $q$ =estimated net stress on the foundation)



# Depth of Boring

4. Define  $D_2 = D$  at which  $\Delta\sigma/\sigma'_v = 0.05$



# Depth of Boring

5. Unless bedrock is encountered, the smaller of the two depths,  $D_1$  and  $D_2$ , just determined is the approximate minimum depth of boring required.

Table shows the minimum depths of borings for buildings based on the preceding rule.

# Depth of Boring

Building width (m)	Number of Stories				
	1	2	4	8	16
	Boring Depth (m)				
30.5	3.4	6.1	10.1	16.2	24.1
61.0	3.7	6.7	12.5	20.7	32.9
122.0	3.7	7.0	13.7	24.7	41.5

# Depth of Boring

- ◆ When deep excavations are anticipated
  - depth of boring at least 1.5 times the depth of excavation.
- ◆ Sometimes subsoil conditions are such that the foundation load may have to be transmitted to the bedrock.
  - minimum depth of core boring into the bedrock is about 3m.
- ◆ If the bedrock is irregular or weathered, the core borings may have to be extended to greater depths.

**TABLE 4.2 GUIDELINES FOR DEPTHS OF EXPLORATORY BORINGS FOR BUILDINGS ON SHALLOW FOUNDATIONS (Adapted from Sowers, 1979)**

Minimum Depth of Borings  
( $S$  = number of stories;  
 $D$  = anticipated depth of foundation)

Subsurface Conditions	(m)	(ft)
Poor	$6 S^{0.7} + D$	$20 S^{0.7} + D$
Average	$5 S^{0.7} + D$	$15 S^{0.7} + D$
Good	$3 S^{0.7} + D$	$10 S^{0.7} + D$

# Depth of Boring

Geotechnical Feature	Minimum Number of Borings	Minimum Depth of Borings
Structure Foundation	<p>1 per substructure unit under 30 m (100 ft) in width 2 per substructure unit over 30 m (100 ft) in width</p> <p>Additional borings in areas of erratic subsurface conditions</p>	<p>Spread footings: <math>2B</math> where <math>L &lt; 2B</math>, <math>4B</math> where <math>L &gt; 2B</math> and interpolate for <math>L</math> between <math>2B</math> and <math>4B</math></p> <p>Deep foundations: 6m (20ft) below tip elevation or two times maximum pile group dimension, whichever is greater</p> <p>If bedrock is encountered: for piles core 3 m (10 ft) below tip elevation; for shafts core <math>3D</math> or 2 times maximum shaft group dimension below tip elevation, whichever is greater.</p>
Retaining Structures	<p>Borings spaced every 30 to 60 m (100 to 200 ft). Some borings should be at the front of and some in back of the wall face.</p>	<p>Extend borings to depth of 0.75 to 1.5 times wall height</p> <p>When stratum indicates potential deep stability or settlement problem, extend borings to hard stratum</p>
Bridge Approach Embankments over Soft Ground	<p>When approach embankments are to be placed over soft ground, at least one boring should be made at each embankment to determine the problems associated with stability and settlement of the embankment. Typically, test borings taken for the approach embankments are located at the proposed abutment locations to serve a dual function.</p>	<p>Extend borings into competent material and to a depth where added stresses due to embankment load is less than 10% of existing effective overburden stress or 3 m (10 ft) into bedrock if encountered at a shallower depth</p> <p>Additional shallow explorations (hand auger holes) taken at approach embankment locations to determine depth and extent of unsuitable surface soils or topsoil.</p>
Centerline Cuts and Embankments	<p>Borings typically spaced every 60 m (200 ft) (erratic conditions) to 120 m (400 ft) (uniform conditions) with at least one boring taken in each separate landform.</p> <p>For high cuts and fills, should have a minimum of 3 borings along a line perpendicular to centerline or planned slope face to establish geologic cross-section for analysis.</p>	<p>Cuts: (1) in stable materials extend borings minimum 5 m (15 ft) below depth of cut at the ditch line and, (2) in weak soils extend borings below grade to firm materials or to twice the depth of cut whichever occurs first.</p> <p>Embankments: Extend borings to a hard stratum or to a depth of twice the embankment height.</p>
Landslides	<p>Minimum 3 borings along a line perpendicular to centerline or planned slope face to establish geologic cross-section for analysis. Number of sections depends on extent of stability problem. For active slide, place at least on boring each above and below sliding area</p>	<p>Extend borings to an elevation below active or potential failure surface and into hard stratum, or to a depth for which failure is unlikely because of geometry of cross-section.</p> <p>Slope inclinometers used to locate the depth of an active slide must extend below base of slide.</p>
Ground Improvement Techniques	<p>Varies widely depending in the ground improvement technique(s) being employed. For more information see "Ground Improvement Technical Summaries" FHWA SA-98-086R.</p>	
Material Sites (Borrow sources, Quarries)	<p>Borings spaced every 30 to 60 m (100 to 200 ft).</p>	<p>Extend exploration to base of deposit or to depth required to provide needed quantity.</p>

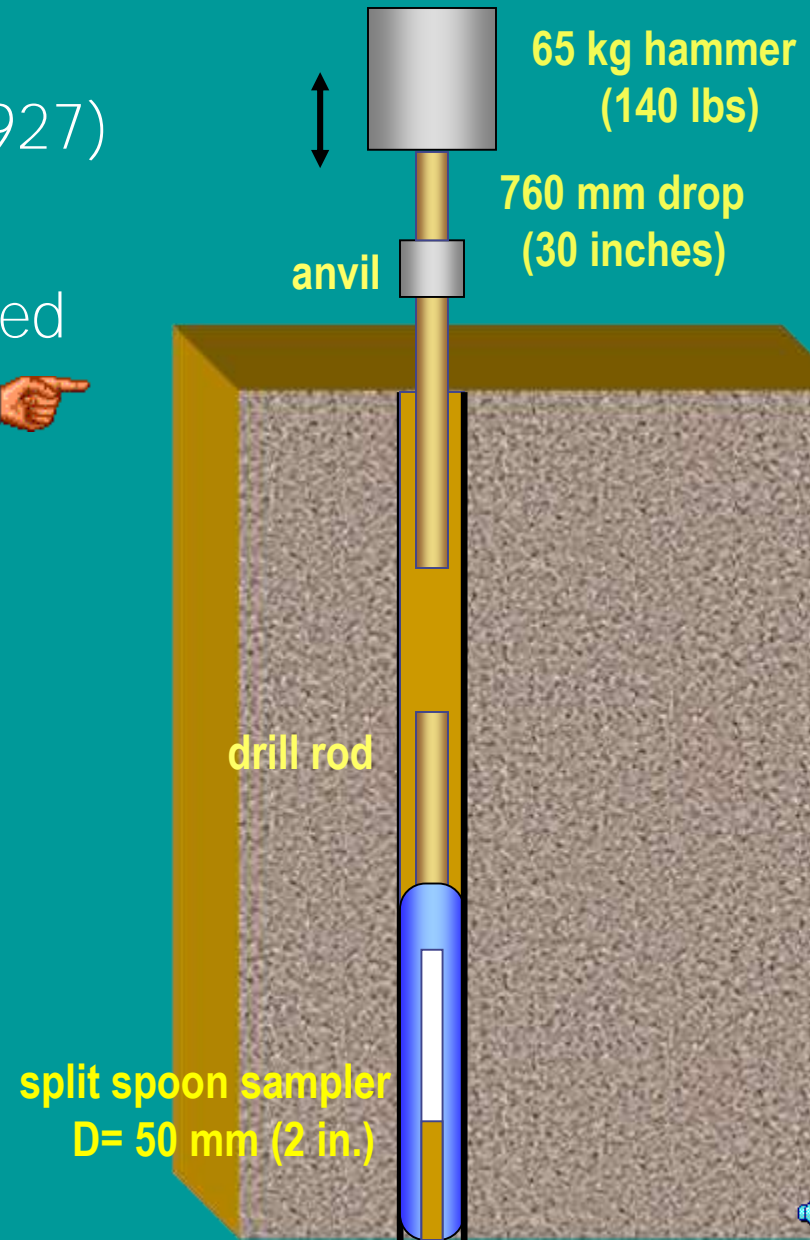
# In-situ Testing

# Standard Penetration Test (SPT)

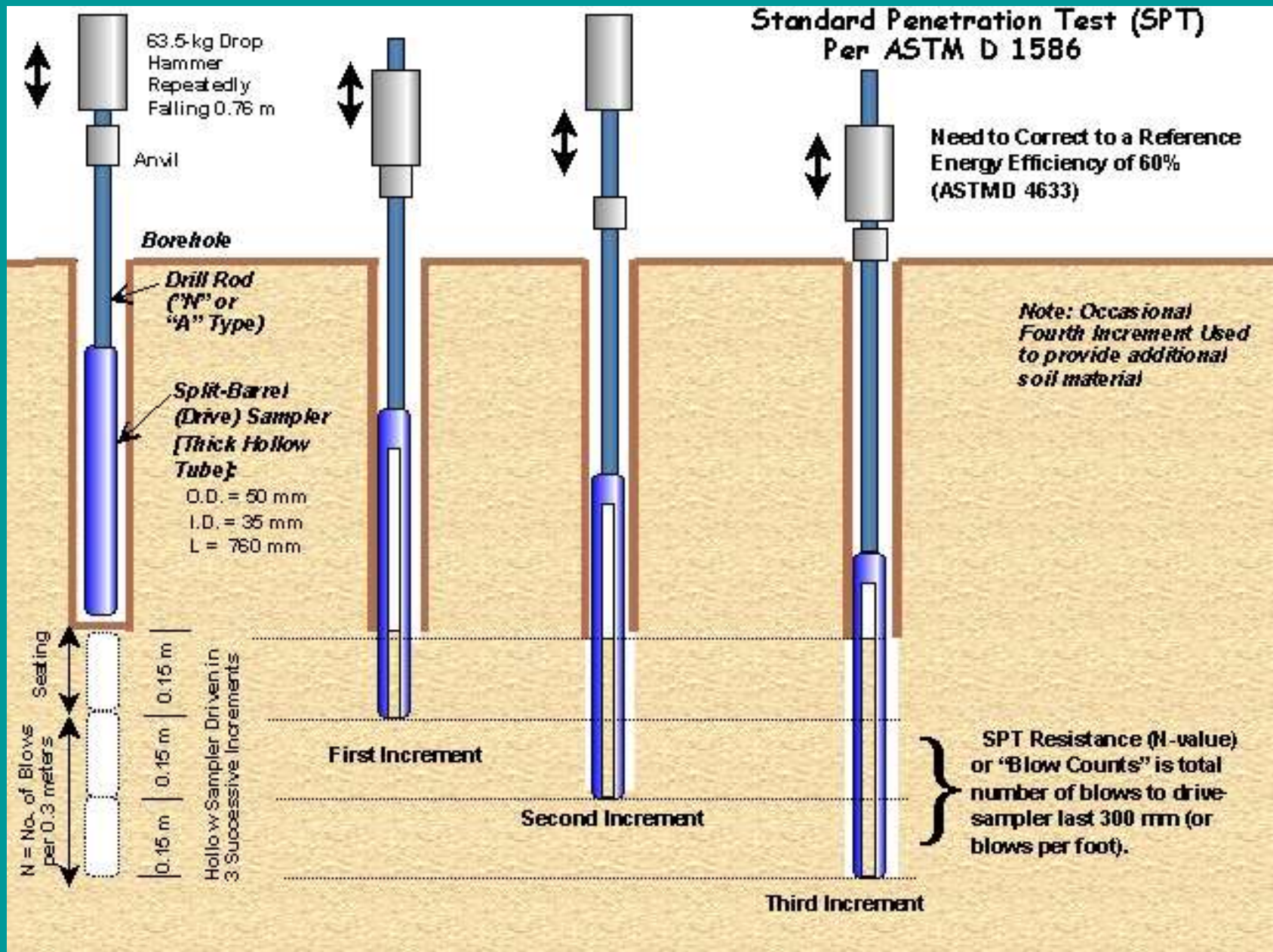
- Developed in North America (1927)

Count the number of blows required for 300 mm (12 in.) penetration

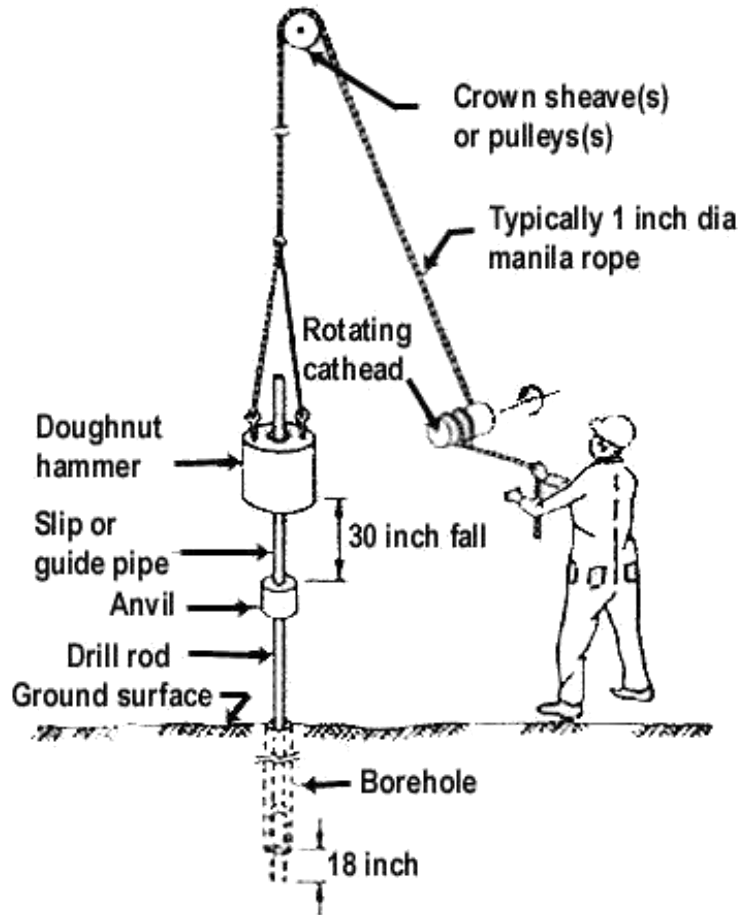
Blow count  
or  
N-Value



# SPT Test Sequence



# Standard Penetration Test



# SPT Hammer



# Standard Penetration Test

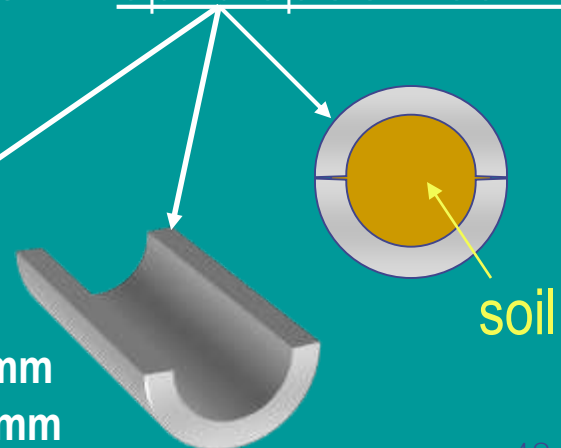
still has some  
value

- mainly for granular soils; unreliable in clays
- N-value correlated to  $\phi'$ ,  $E$  ...
- done within bore holes at 1.5 m depth intervals
- samples (disturbed) collected in split-spoon sampler

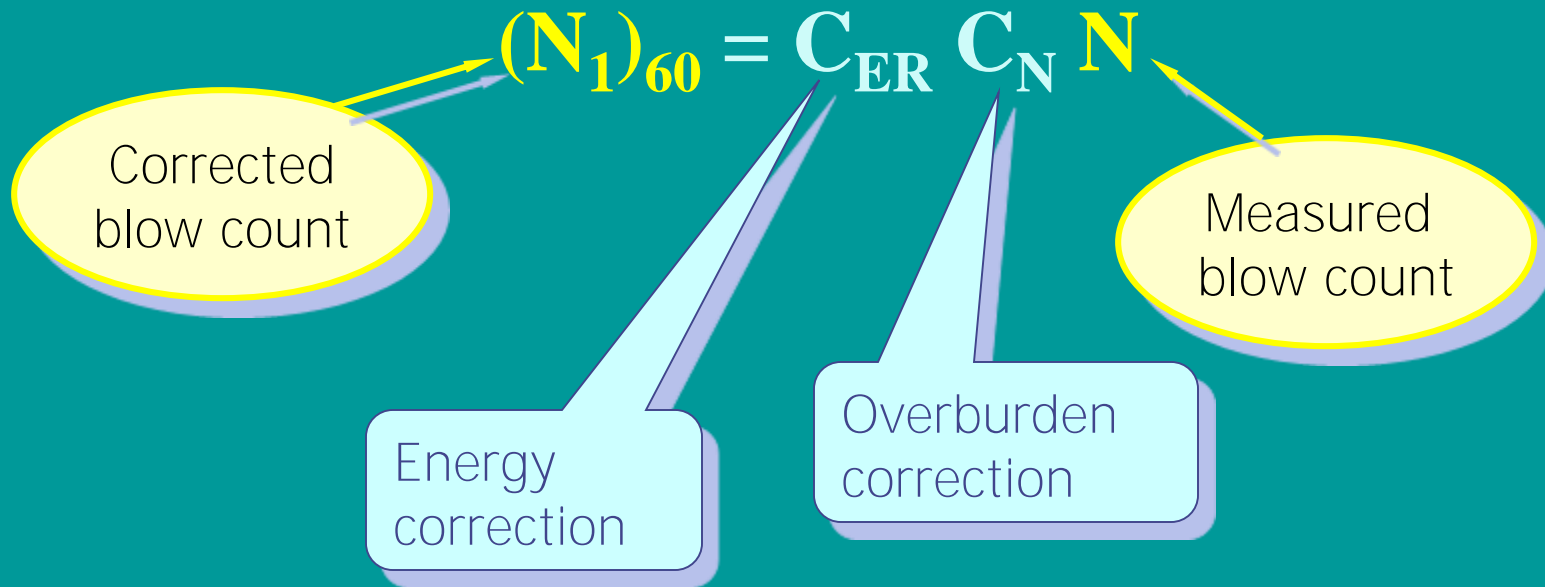
$A_R = 112\%$ ; use  
for classification



I.D. = 35 mm  
O.D. = 51 mm



# SPT Corrections-two most imp.



# Corrections to SPT N-value

- ❑  $N_{\text{measured}}$  = Raw SPT Resistance (ASTM D 1586).
- ❑  $N_{60} = (ER/60) N_{\text{measured}}$  = Energy-corrected N value where ER = energy ratio (ASTM D 4633). Note:  $30\% < ER < 100\%$  with average ER = 60% in the U.S.
- ❑  $N_{60} = C_E C_B C_S C_R N_{\text{measured}} \approx$  Estimated corrected value
  - ❑  $C_E$  = hammer efficiency correction (depends on type of hammer used).
  - ❑  $C_B$  = borehole diameter correction (1.00, 1.05, 1.15 for 2.5 to 4.5 in., 6 in., and 8 in., respectively)
  - ❑  $C_S$  = Sampler correction - liner (1.0) vs no liner (1.20), not recommended
  - ❑  $C_R$  = rod length correction – 0.75 to 1.0 for length from 10 to > 30 ft

# SPT Correlations in Granular Soils

<b>(N)<sub>60</sub></b>	<b>D<sub>r</sub> (%)</b>	<b>Soil density</b>
0-4	0-15	very loose
4-10	15-35	loose
10-30	35-65	medium
30-50	65-85	dense
>50	85-100	very dense

not corrected for  
overburden



# SPT Correlations in Clays

not corrected  
for overburden

$N_{60}$	$c_u$ (kPa)	consistency	visual identification
0-2	0 - 12	very soft	Thumb can penetrate > 25 mm
2-4	12-25	soft	Thumb can penetrate 25 mm
4-8	25-50	medium	Thumb penetrates with moderate effort
8-15	50-100	stiff	Thumb will indent 8 mm
15-30	100-200	very stiff	Can indent with thumb nail; not thumb
>30	>200	hard	Cannot indent even with thumb nail



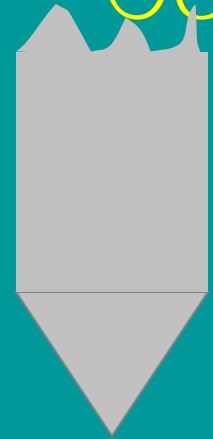
Use with caution; unreliable.



# Cone Penetration Test (CPT)

- ◆ Developed in Holland (1934)
- ◆ Created to:
  - Locate layers of sand within soft clay, and
  - Evaluate its density

# Cone Penetration Test (CPT)



Dynamic cone penetration test (DCPT)

- similar to SPT; hammer driven
- using cone instead of split spoon

closed end;  
no samples

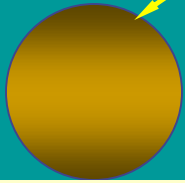
- gives blow counts @ 1.5 m depth intervals

Static cone penetration test (SCPT)

- pushed into the ground @ 2 cm/s
- gives continuous measurements



# Static Cone Penetration Test



10 cm<sup>2</sup> cross section



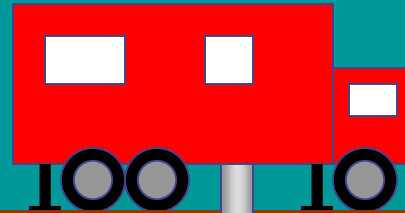
sleeve friction ( $f_s$ )

cone resistance ( $q_c$ )  
or tip resistance ( $q_T$ )

$$\text{friction ratio, } f_R = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \%$$

Typically 0 ——— 10%.  
└──┬──┘ └──┬──┘  
granular cohesive

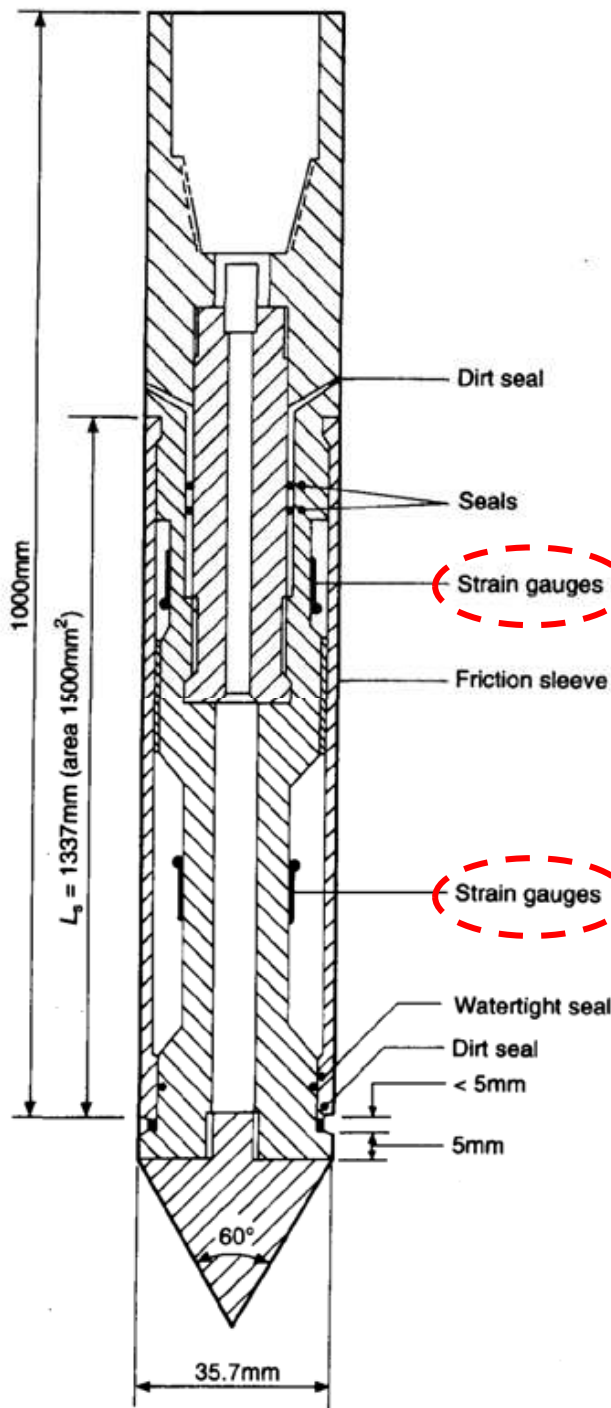




Pushed in @  
20 mm/s rate

Continuous  
measurements  
of  $q_c$ ,  $f_s$  and  $u$ .



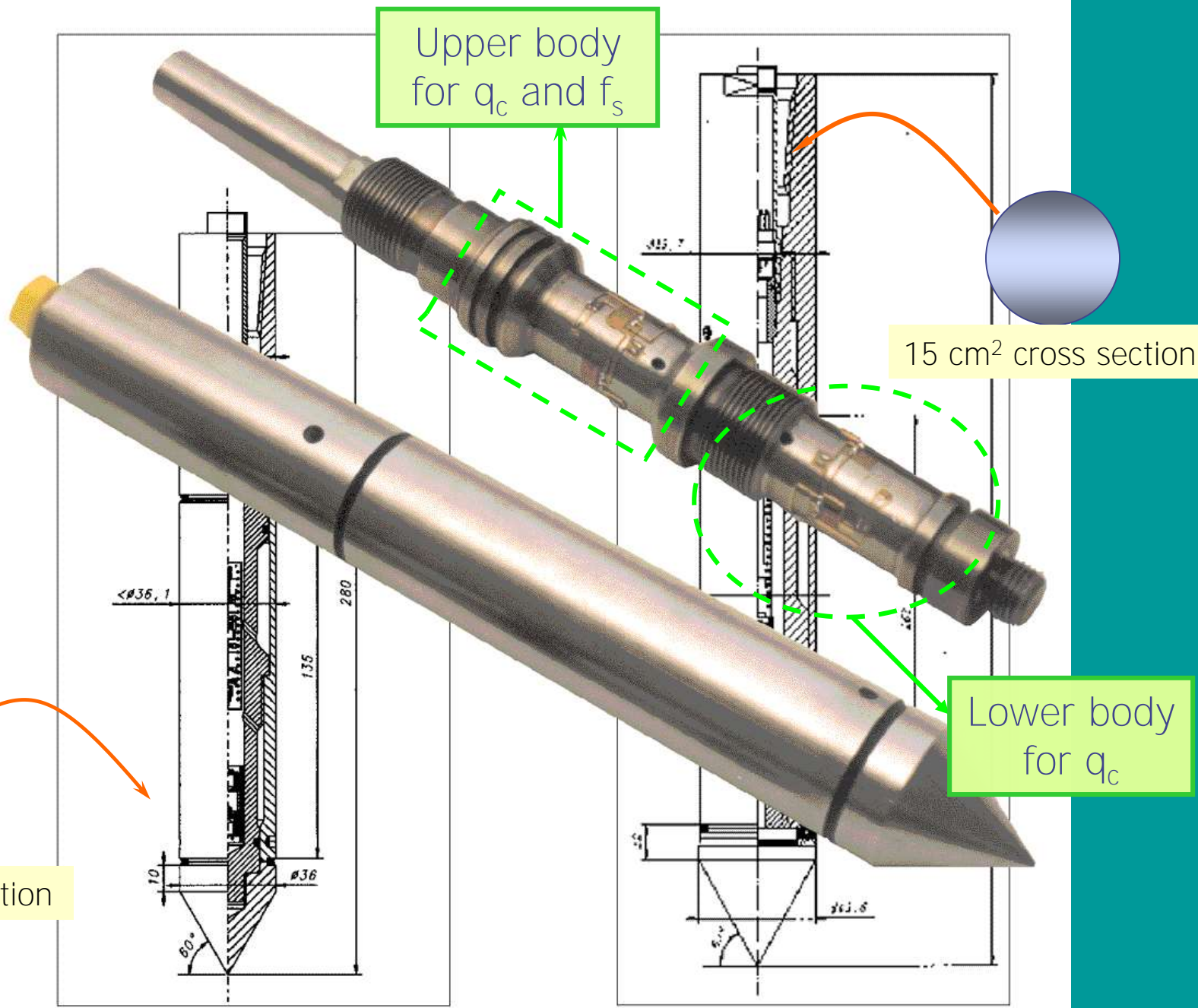


for  $f_s$

# Electric Cone Penetrometer

(from: [www.geomil.com](http://www.geomil.com))

for  $q_c$



Called subtraction cones

(from: [www.geomil.com](http://www.geomil.com))

# Piezocone (CPTU)

A modern static cone; measures pore water pressure also.



Porous stone for pore pressure measurement



Piezocone with leads

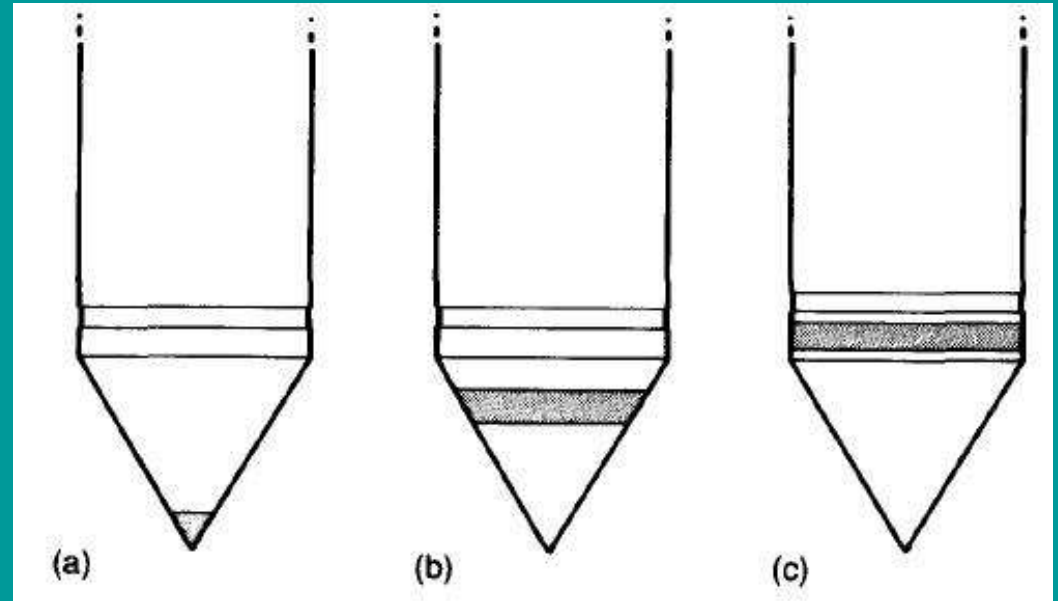


Pushed into the ground



# Piezocone (CPTU)

- Three popular positions



- Applications:

## 1. Profiling.

- Detection of **thin granular** layers within soft cohesive deposits

## 2. Identification of soil type.

- Additional parameter for soil identification ( $B_q \sim u/q_{c-net}$ )

## 3. Static pore pressure.

- Measurement in granular soils (**rapid dissipation**)
- Estimates in cohesive soils

## 4. In situ consolidation characteristics.

- Horizontal coefficient of consolidation



# CPT Measurements

- ◆  $F_c$  = axial force required to push the cone into the ground

$$q_c = F_c/A_c$$

$A_c$  = cone plan area (10cm<sup>2</sup>)

- ◆  $F_s$  = force generated by adhesion or friction

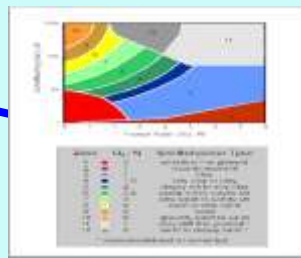
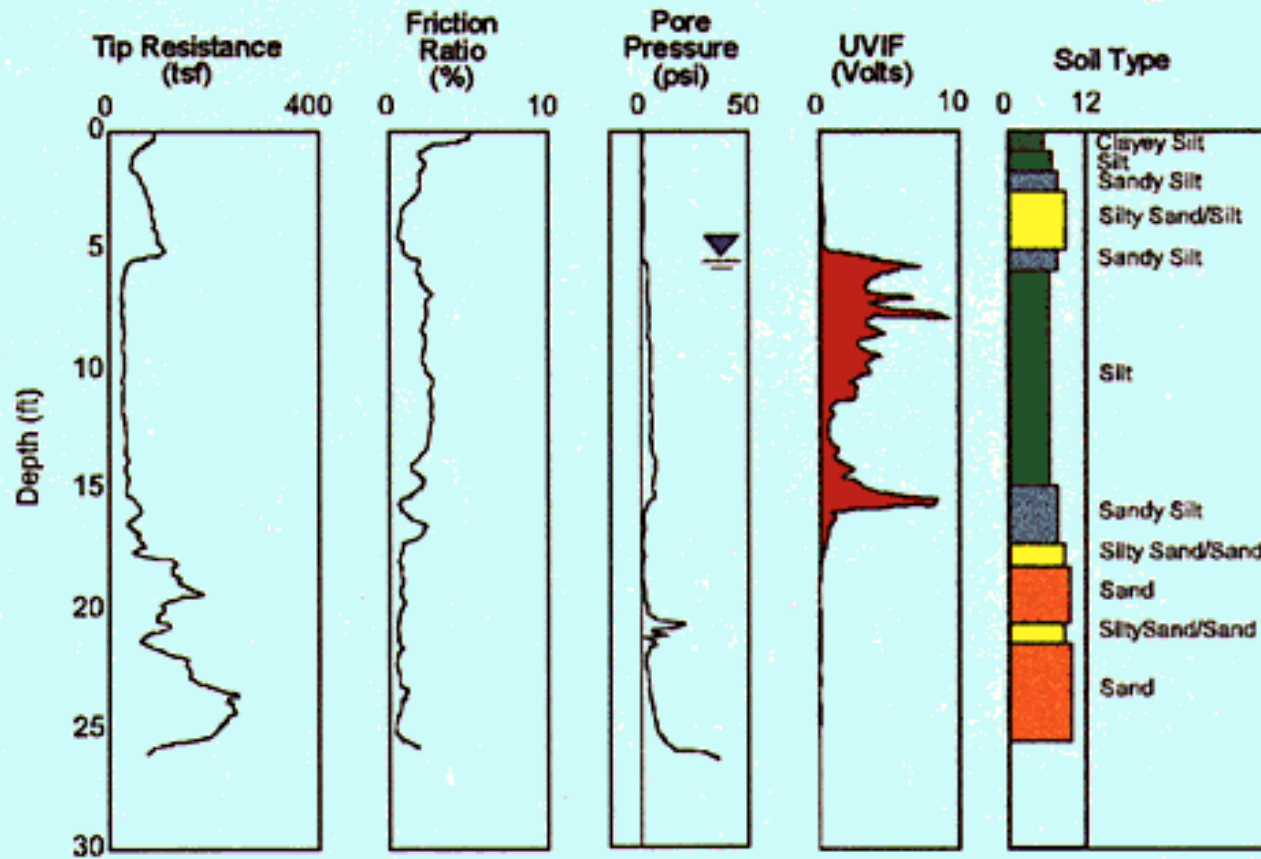
$$f_s = F_s/A_s$$

$A_s$  = cone surface area (150cm<sup>2</sup>)

- ◆  $u_2$  = pore water pressure

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

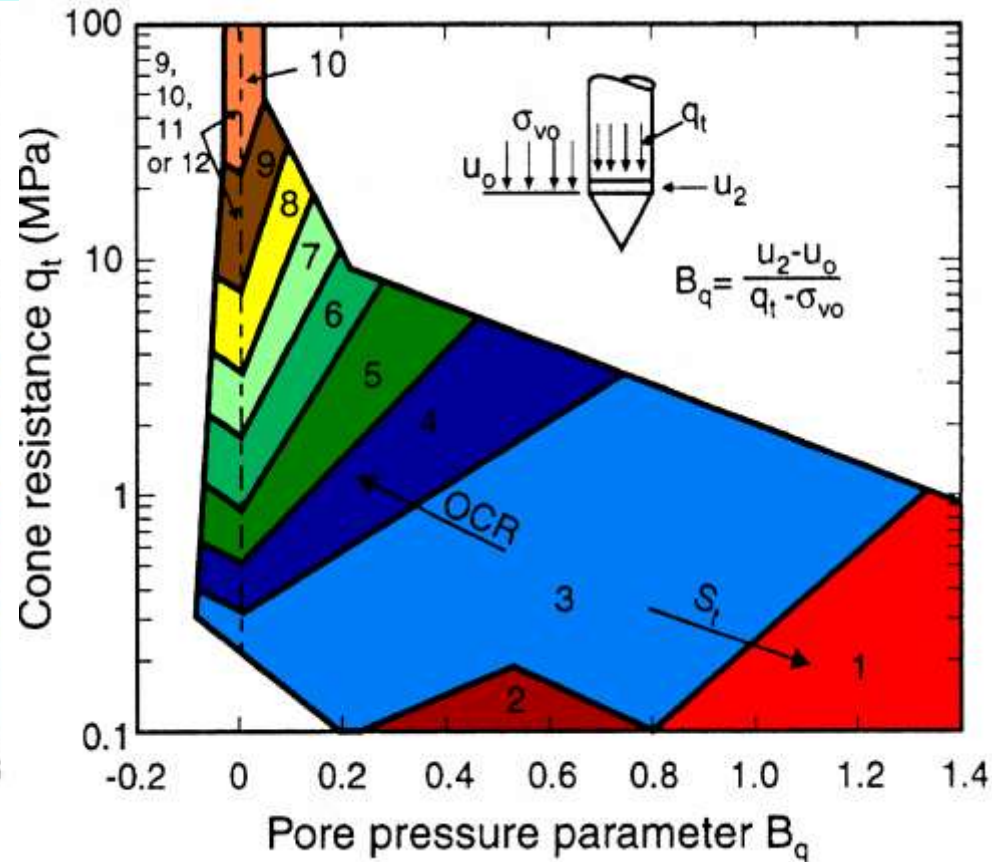
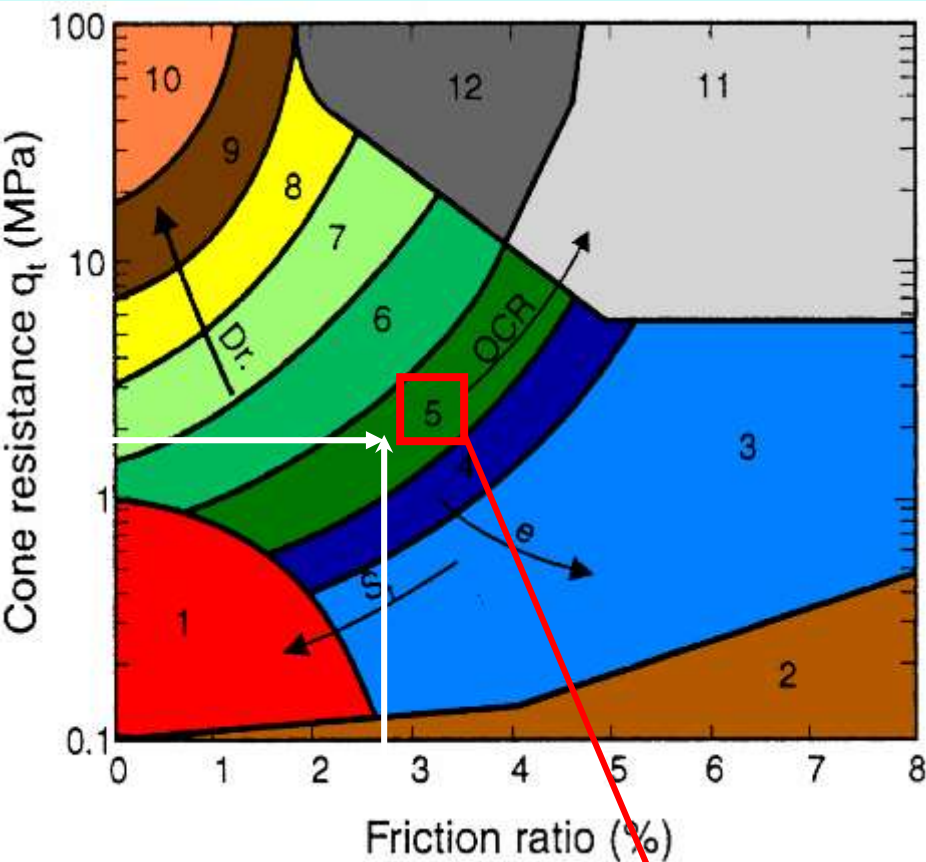
# Interpreting Static CPT Data



See next slide



# Interpreting Static CPT (Piezocone) Data

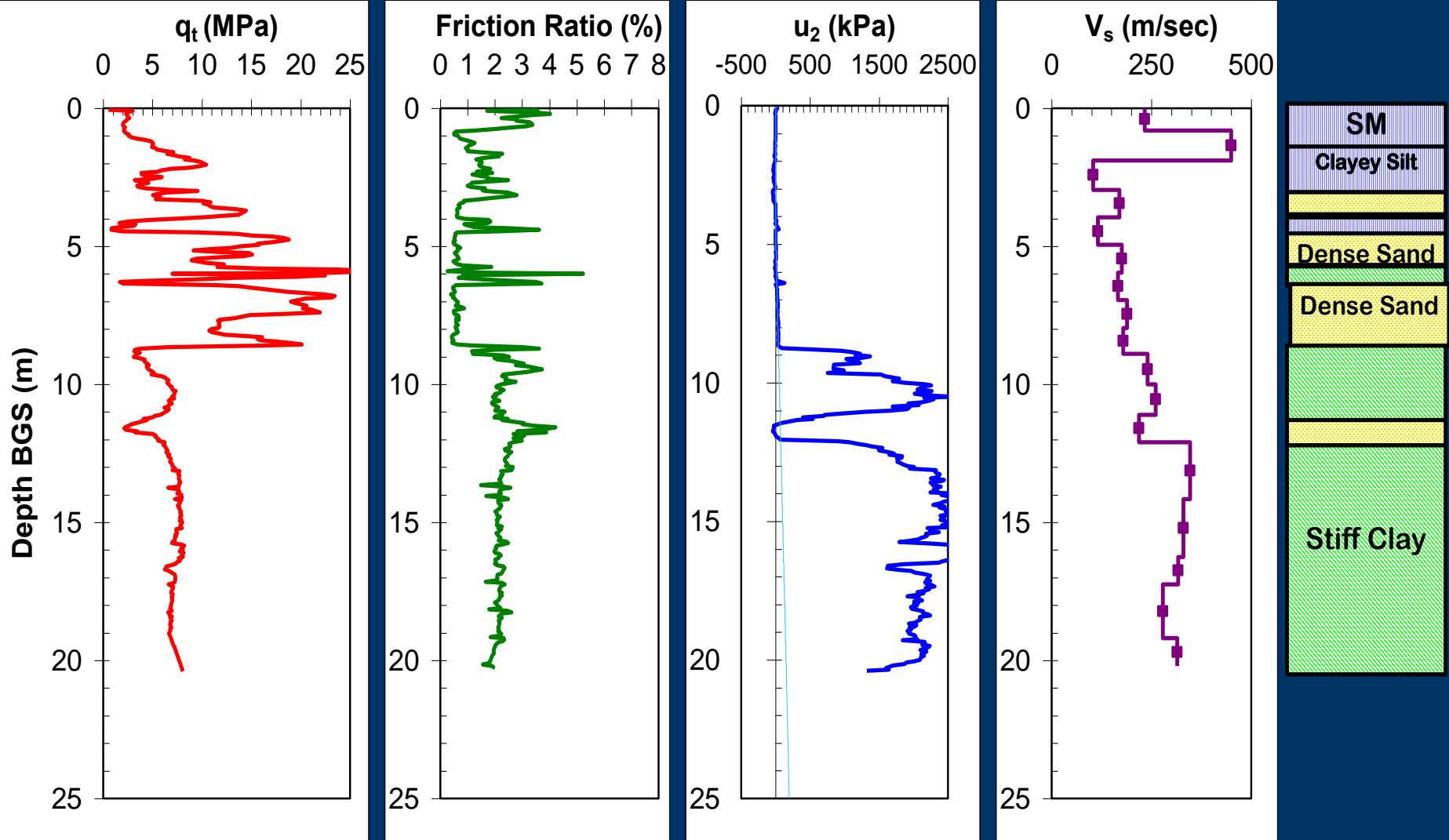


## Soil Behavior Type (Robertson et al., 1986; Robertson & Campanella, 1988)

- |                                   |                                      |                                      |
|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>1</b> – Sensitive fine grained | <b>5</b> – Clayey silt to silty clay | <b>9</b> – Sand                      |
| <b>2</b> – Organic material       | <b>6</b> – Sandy silt to silty sand  | <b>10</b> – Gravelly sand to sand    |
| <b>3</b> – Clay                   | <b>7</b> – Silty sand to sandy silt  | <b>11</b> – Very stiff fine grained* |
| <b>4</b> – Silty clay to clay     | <b>8</b> – Sand to silty sand        | <b>12</b> – Sand to clayey sand*     |

\*Note: Overconsolidated or cemented

# Sounding - Shelby County, TN (U.S.A)



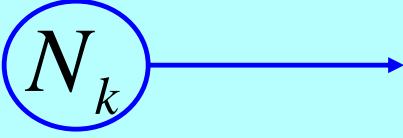
Courtesy: Professor. P.W. Mayne, Georgia Inst. of Technology



# SCPT Correlations

In Clays,

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

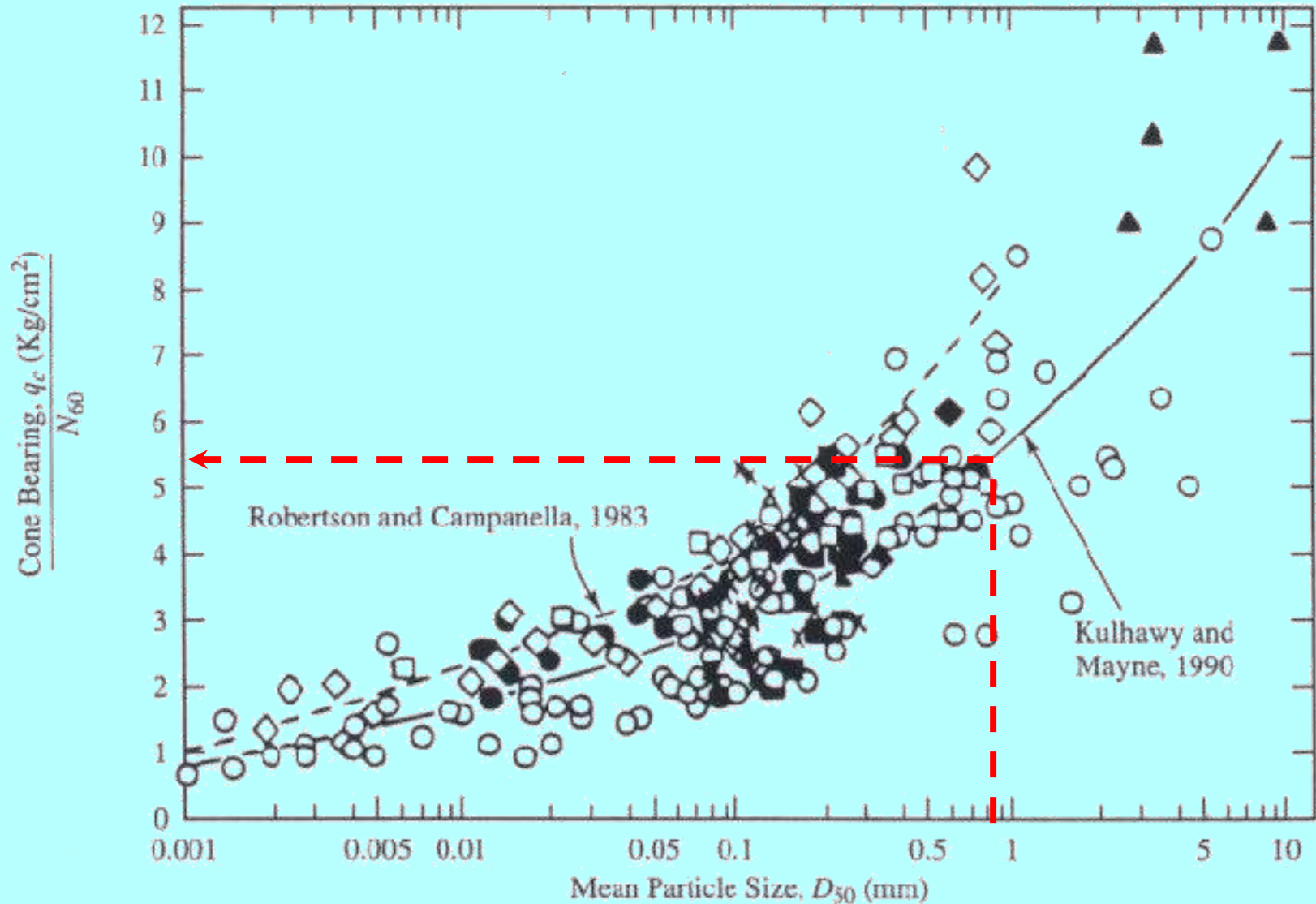
 cone factor (15-20);  
varies with cone

In Sands,

$$E = 2.5-3.5 q_c \quad (\text{for young normally consolidated sands})$$



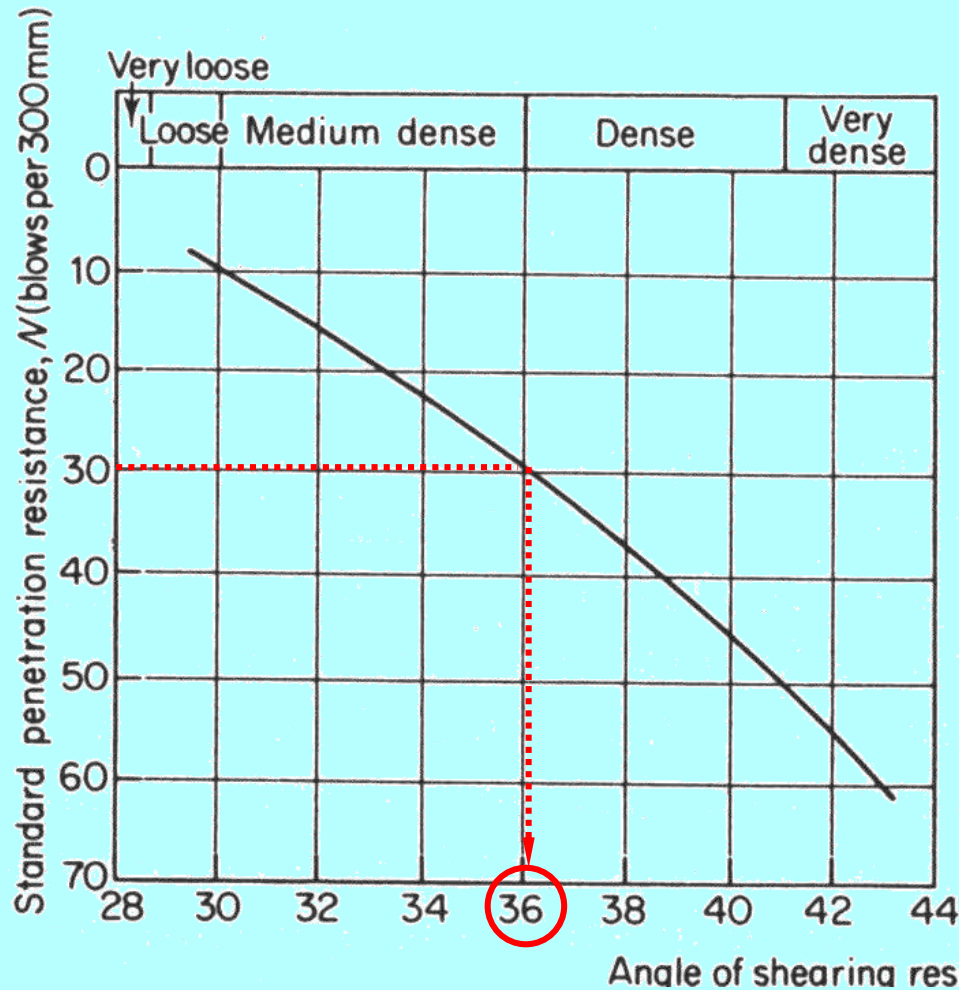
# $q_c/N$ Relation in Granular Soils



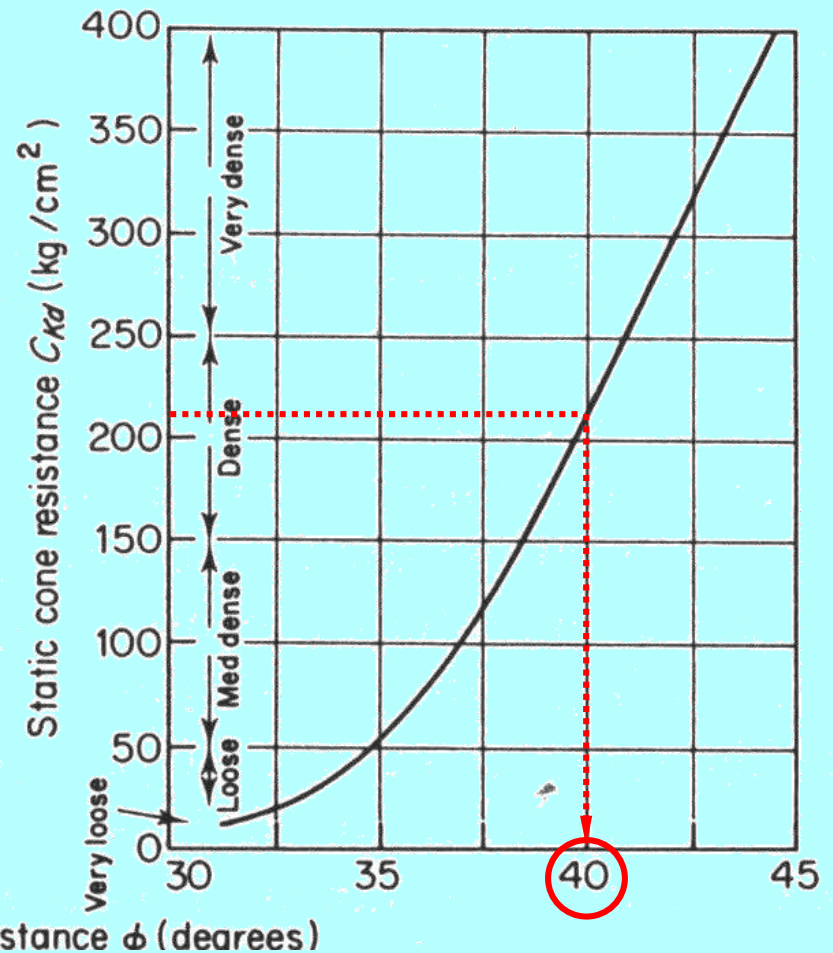
$q_c$  in kg/cm<sup>2</sup> (1 kg/cm<sup>2</sup> = 98.07 kPa)



# $\phi'$ from SPT/CPT in Granular Soils



After Peck et al. (1974)



After Meyerhof (1976)



## **Hypertext References:**

[www.fugro.nl](http://www.fugro.nl) Fugro International-

[www.ce.gatech.edu](http://www.ce.gatech.edu) Georgia Institute of Technology

[www.pagani-geotechnical.com](http://www.pagani-geotechnical.com) Pagani Geotechnical Equipment

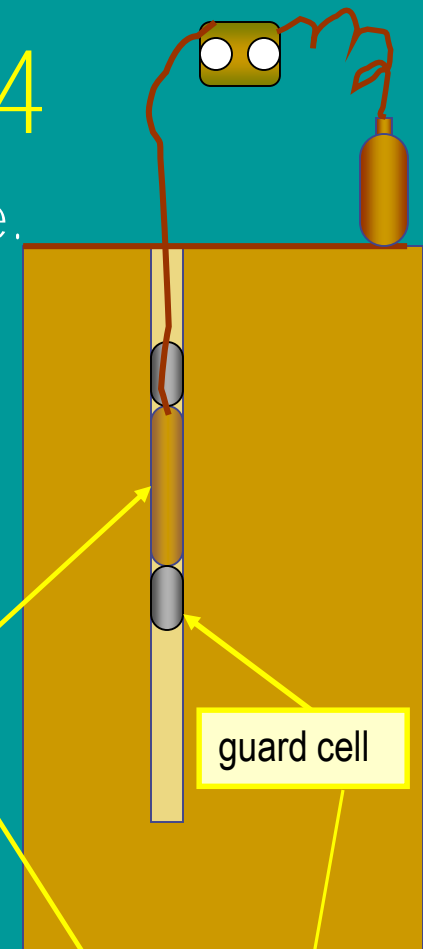


# Exploración Suelos Otros Métodos In-Situ

Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Pressuremeter Test-1954

- Expand a cylindrical probe inside a bore hole.
- Most rational of all in situ tests
- Gives strength, modulus,  $K_0$ ,  $c_v$ ...
- For all soils



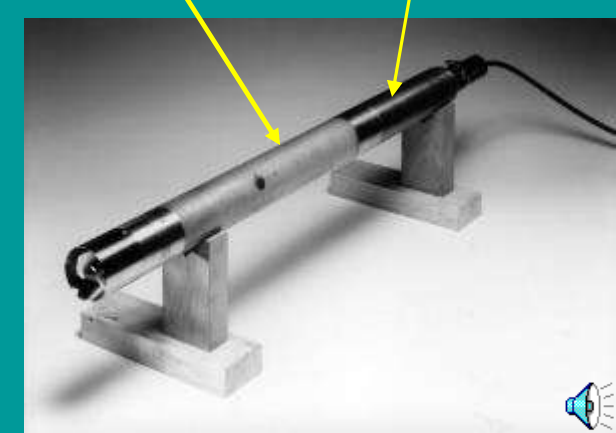
cylindrical probe

guard cell

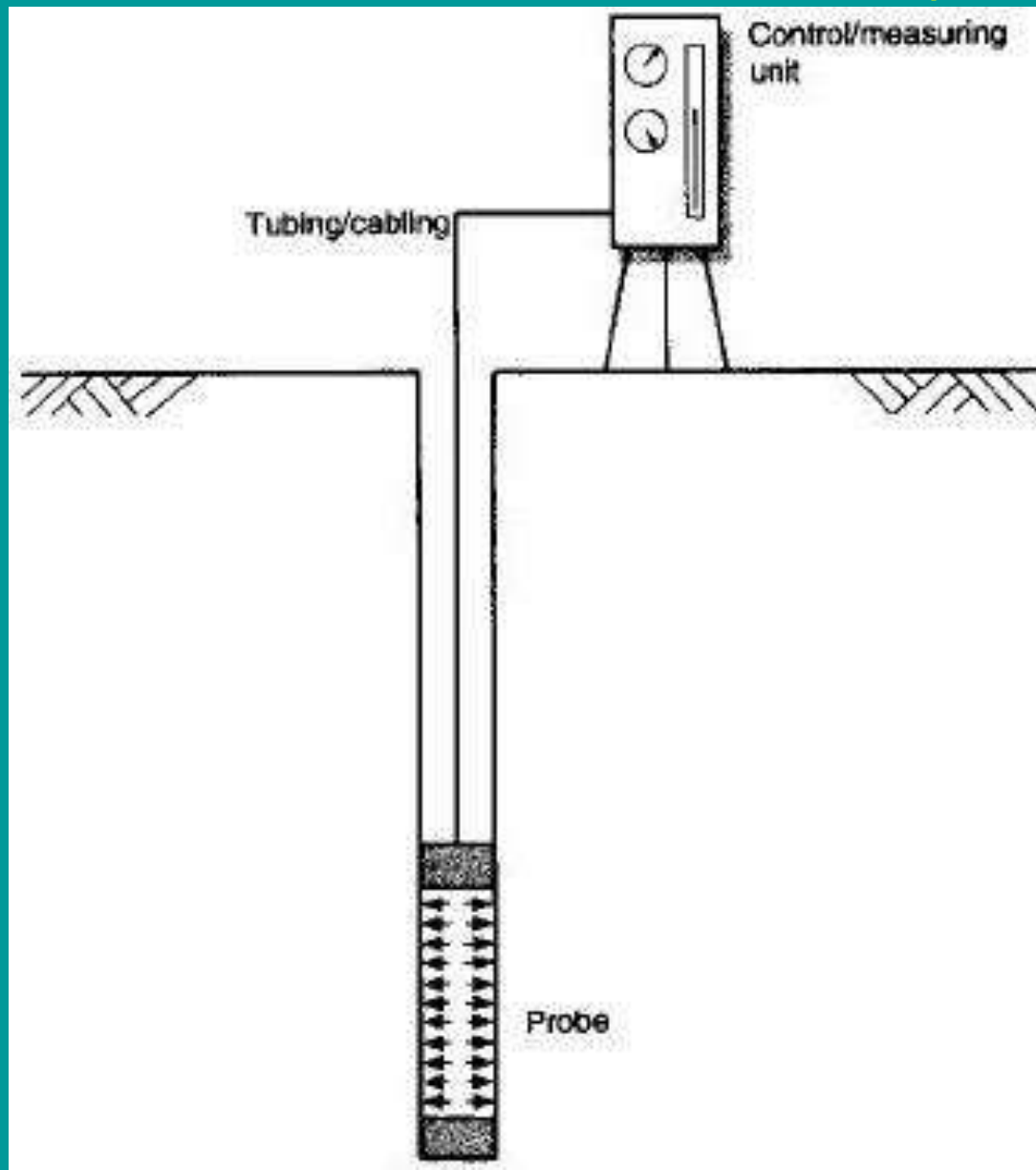


Siva

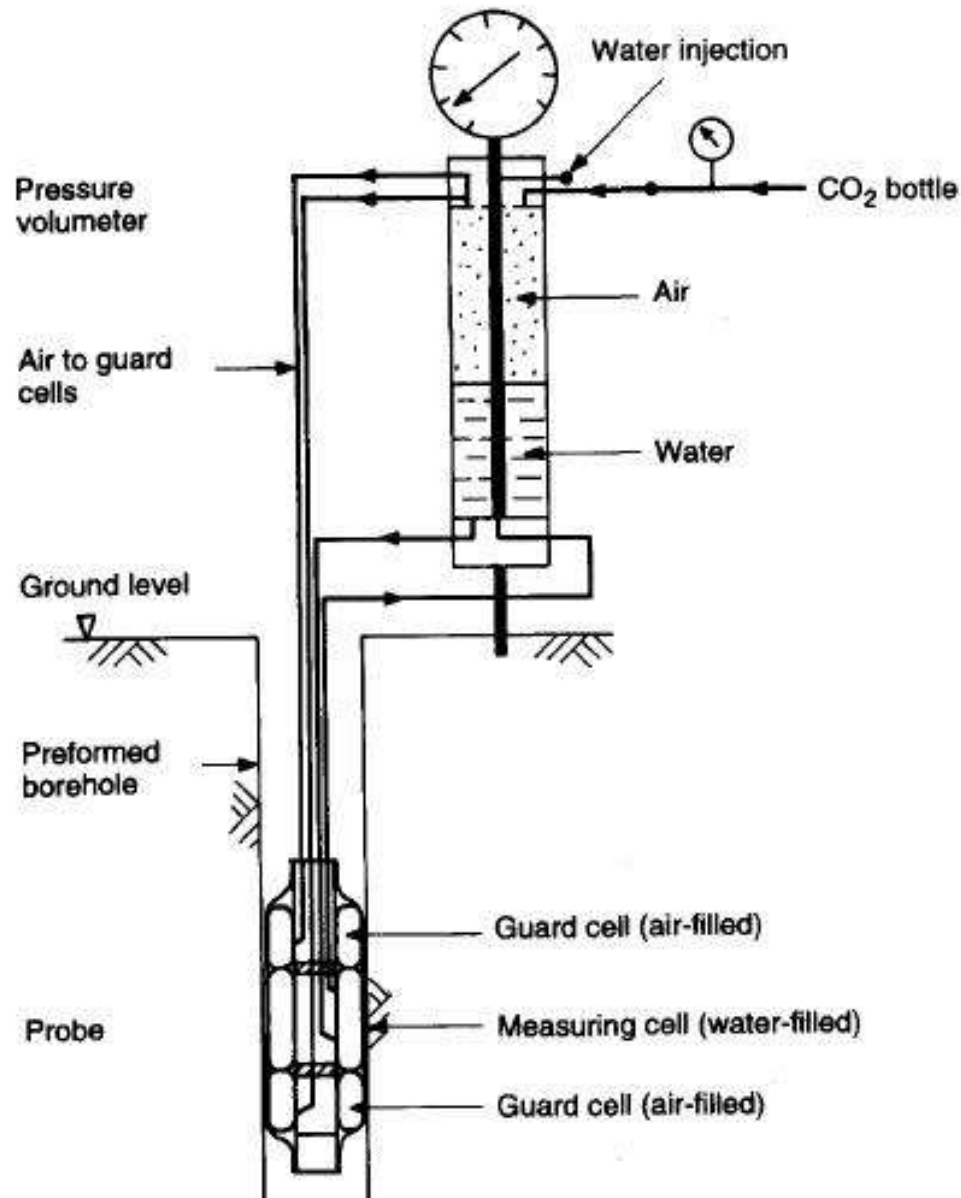
pressuremeter



# Pressuremeter-Basic Components

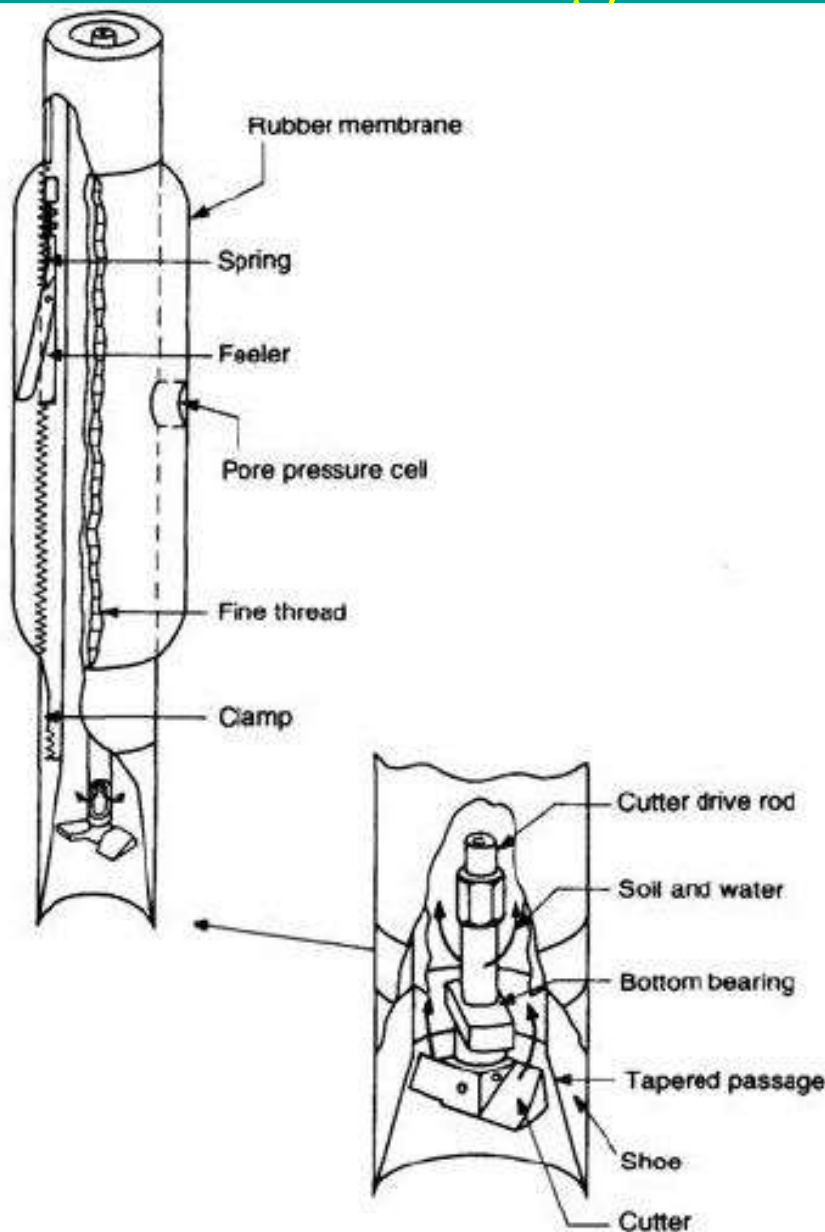


# Borehole Pressuremeter



- ◆ Louis Menard
- ◆ Predrill borehole
- ◆ 2 guard cells-air filled (CO<sub>2</sub>)
- ◆ 1 measuring cell-volume

# Self Boring Pressuremeter (SBP)



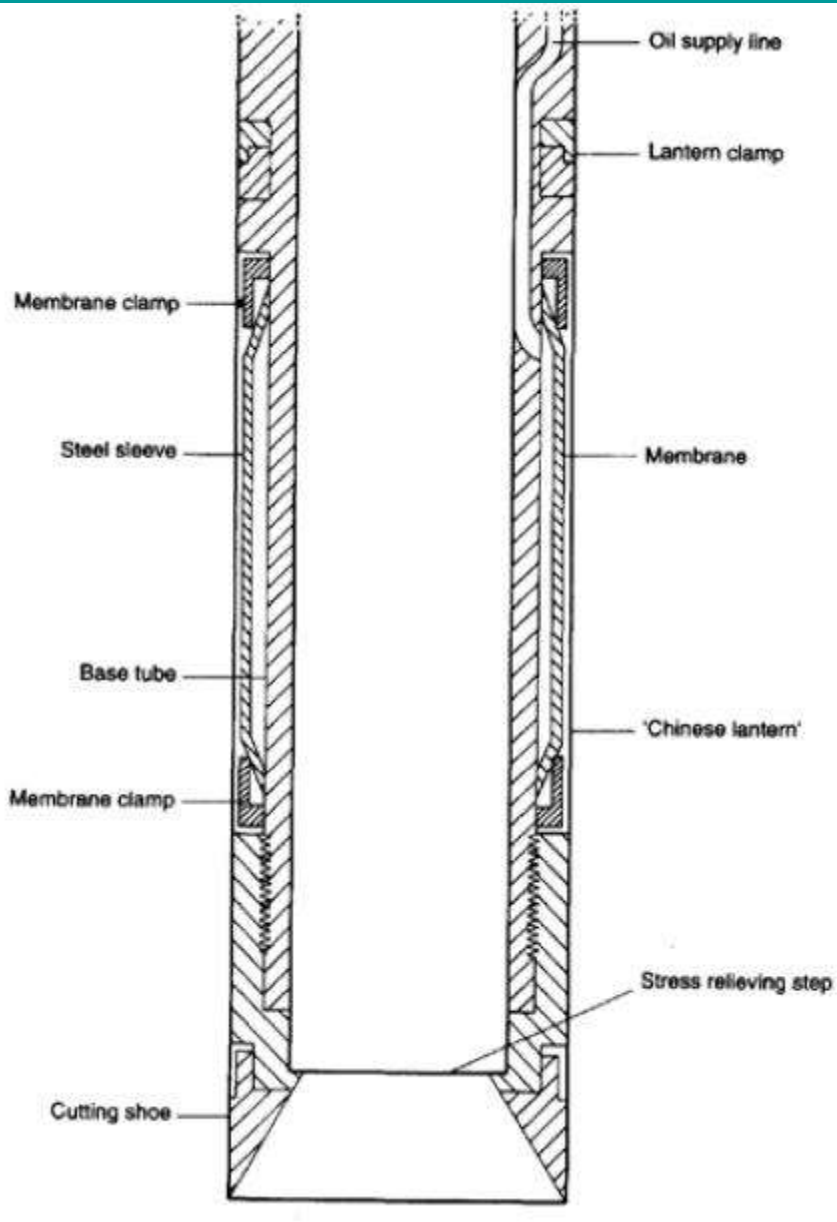
◆ Cambridge University

◆ No pre-drilling

◆ Internal cutter

- Rotates & supply fluid while hydraulically pushed into ground

# Displacement Pressuremeter (SBP)



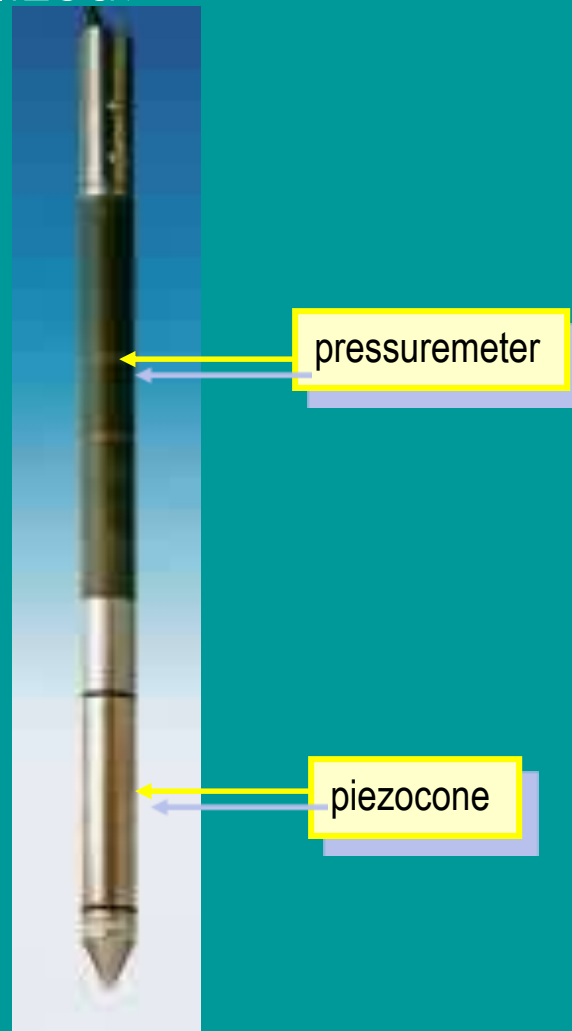
◆ No pre-drilling

◆ Pushed into the soil

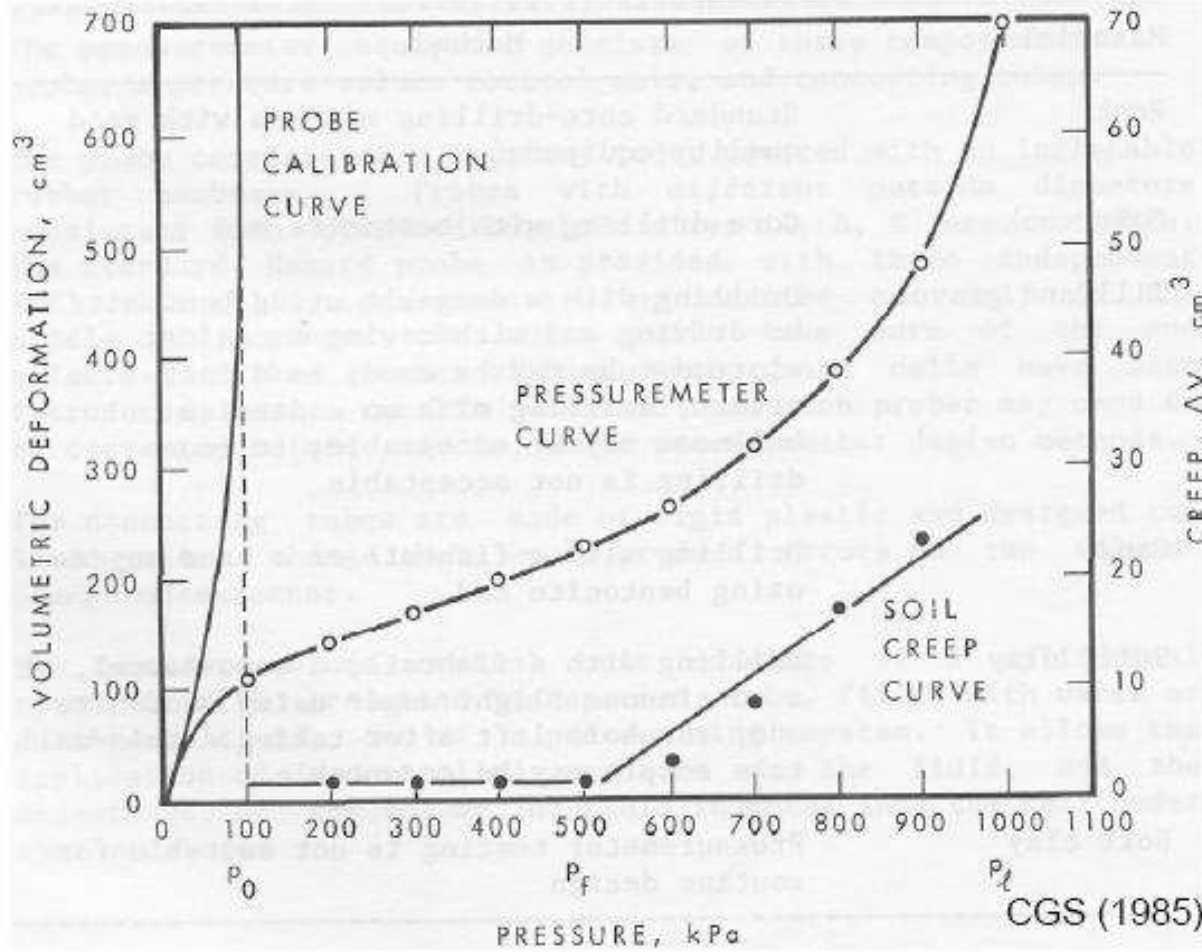
◆ Commonly used off-shore

# Cone Pressuremeter

- Combines piezocone and pressuremeter.
- Uncommon; specialized.



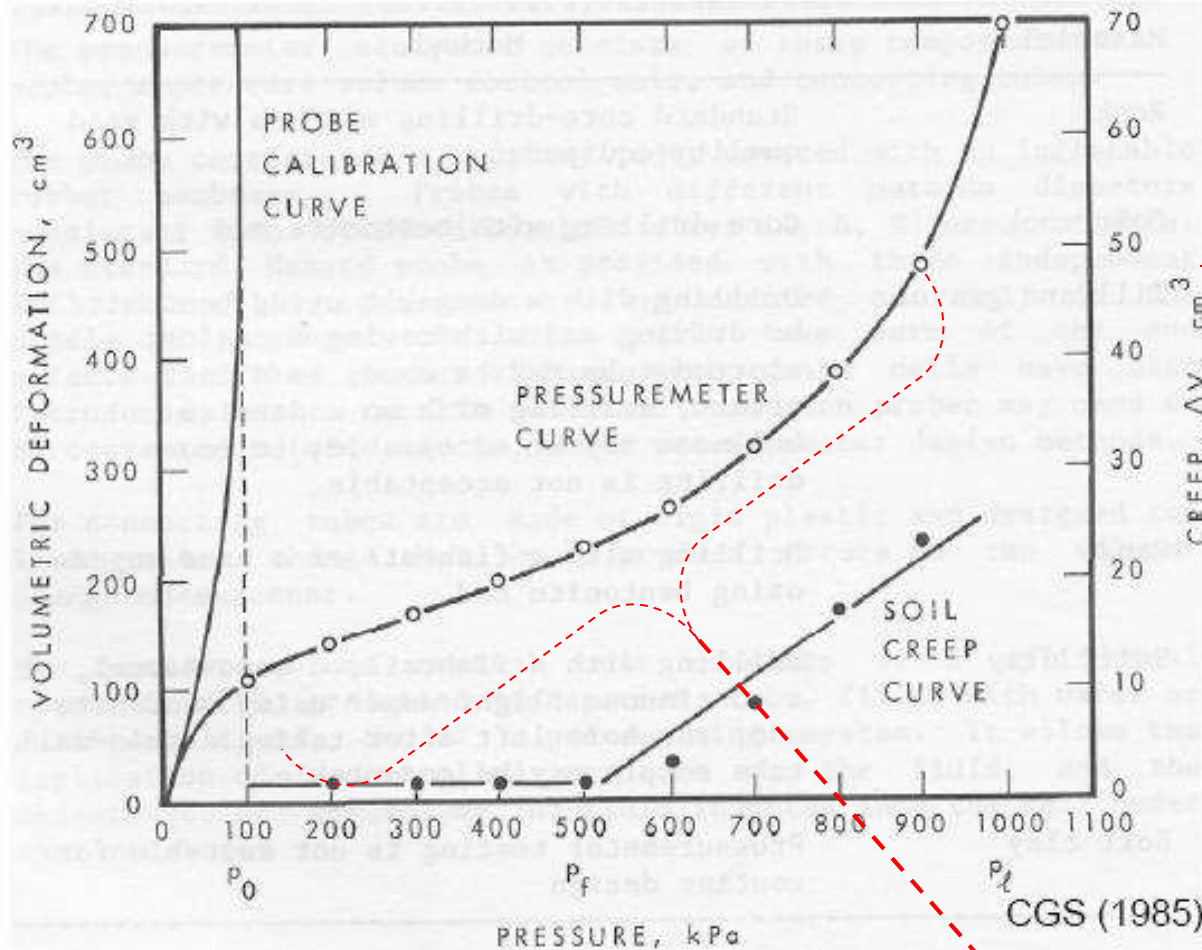
# Pressuremeter Test (Borehole)



TYPICAL INFORMATION



# Pressuremeter Test



## TYPICAL INFORMATION

Take measurements at:

- 15, 30, 60 and 120sec
- plot P vs V at 120s

5-14 pressure increments

◆ Data presented depends on type of pressuremeter used

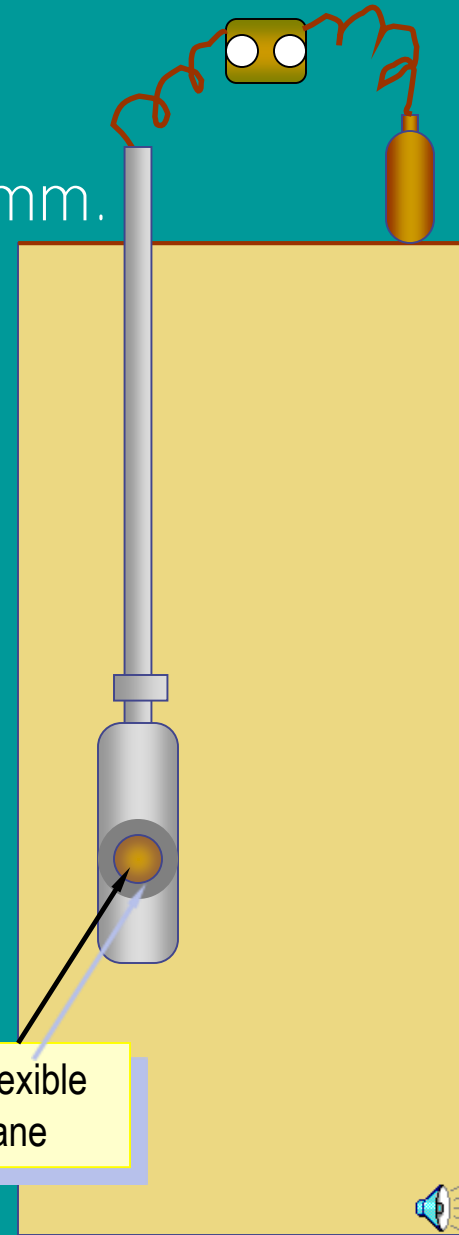
# Dilatometer Test (DMT)-ASTM D 6635

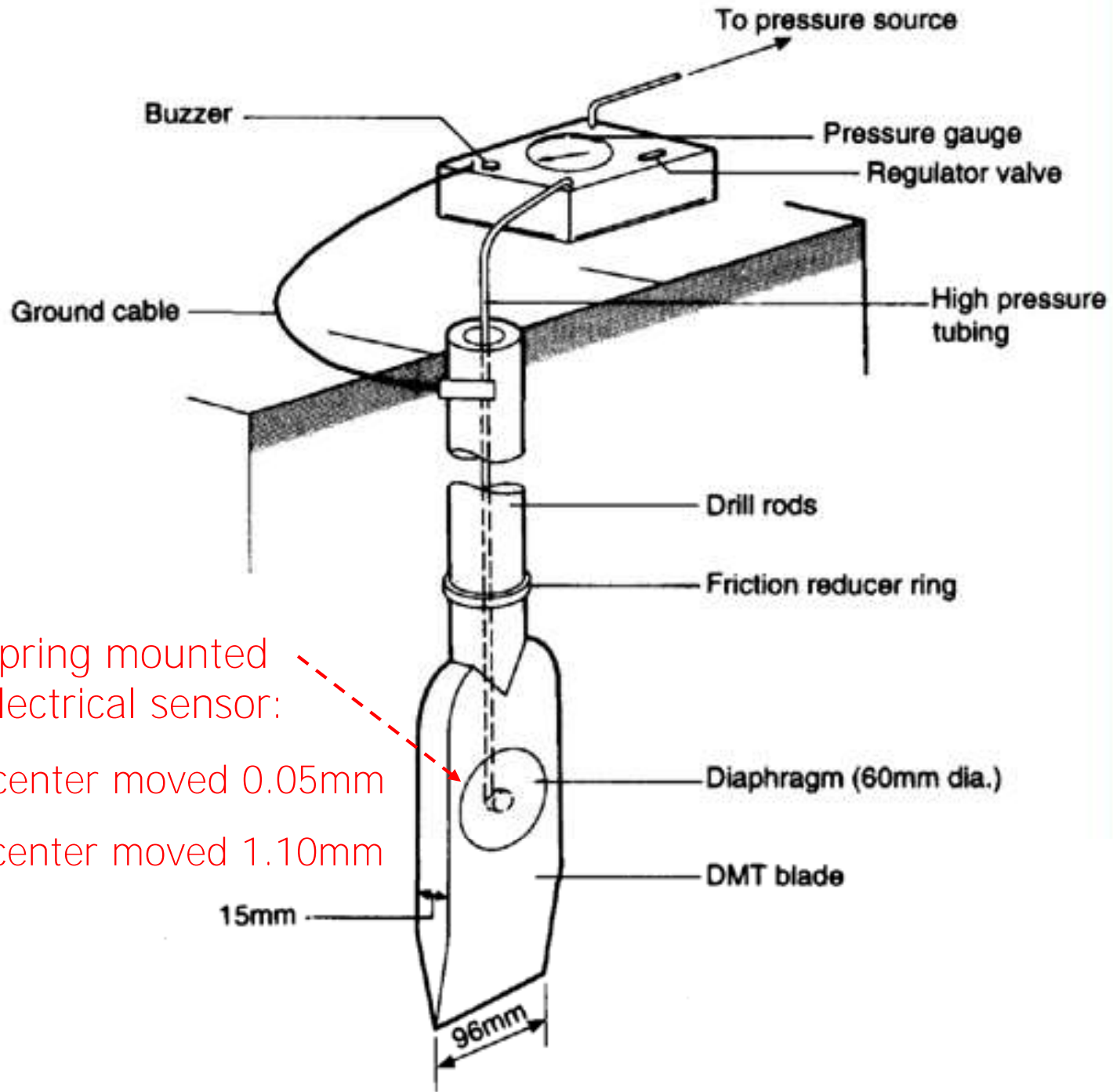
- Professor Marchetti (1975)
- Advance @ 20 mm/s. Test every 200-300 mm.
- Nitrogen tank for inflating the membrane.
- Gives  $c_u$ ,  $K_0$ , OCR,  $c_v$ ,  $k$ , soil stiffness .
- Can identify soil (from a chart).

Similar to  
the cone



60 mm dia. flexible  
steel membrane





Spring mounted electrical sensor:

-center moved 0.05mm

-center moved 1.10mm



Control unit

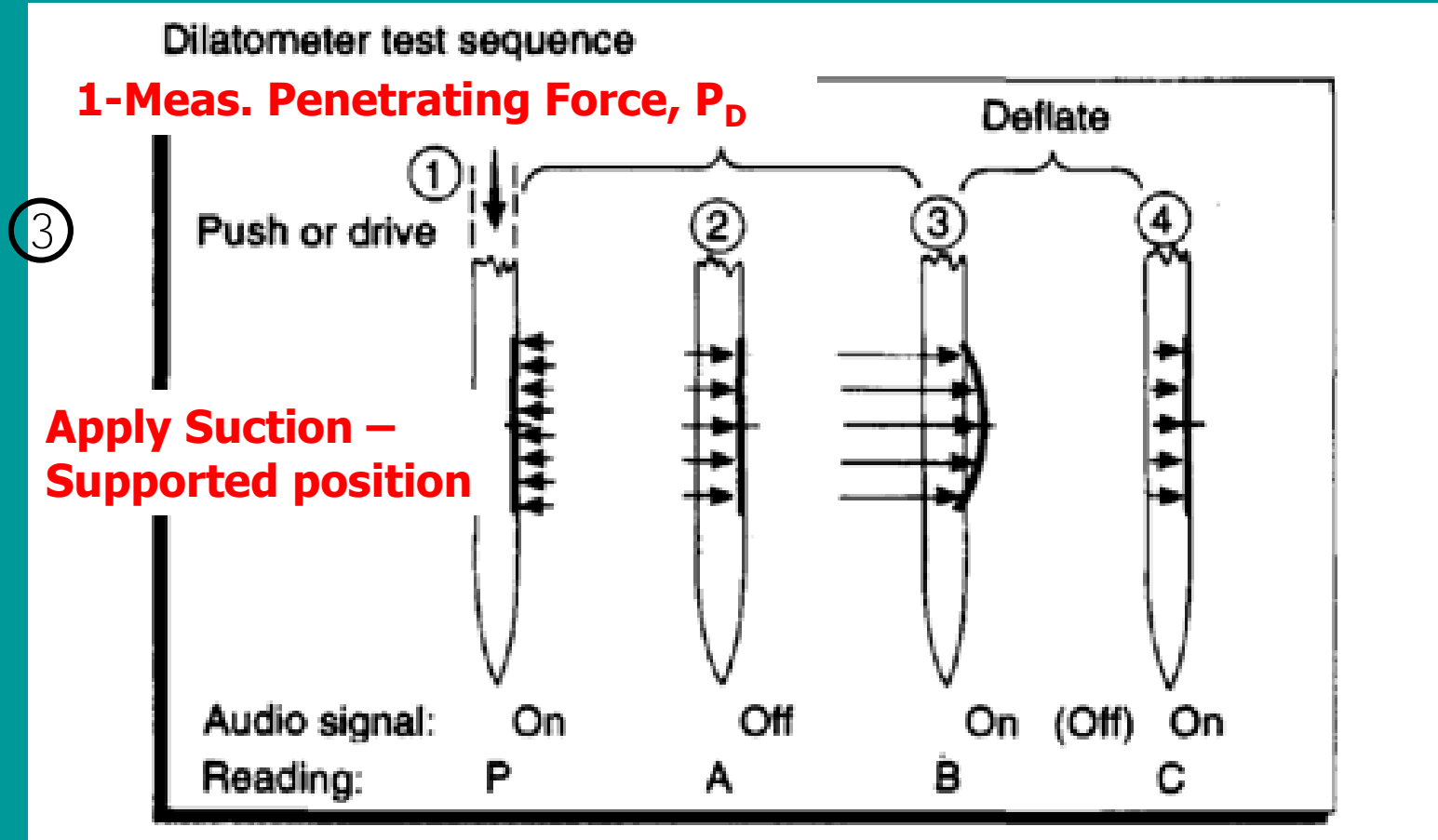
Record data



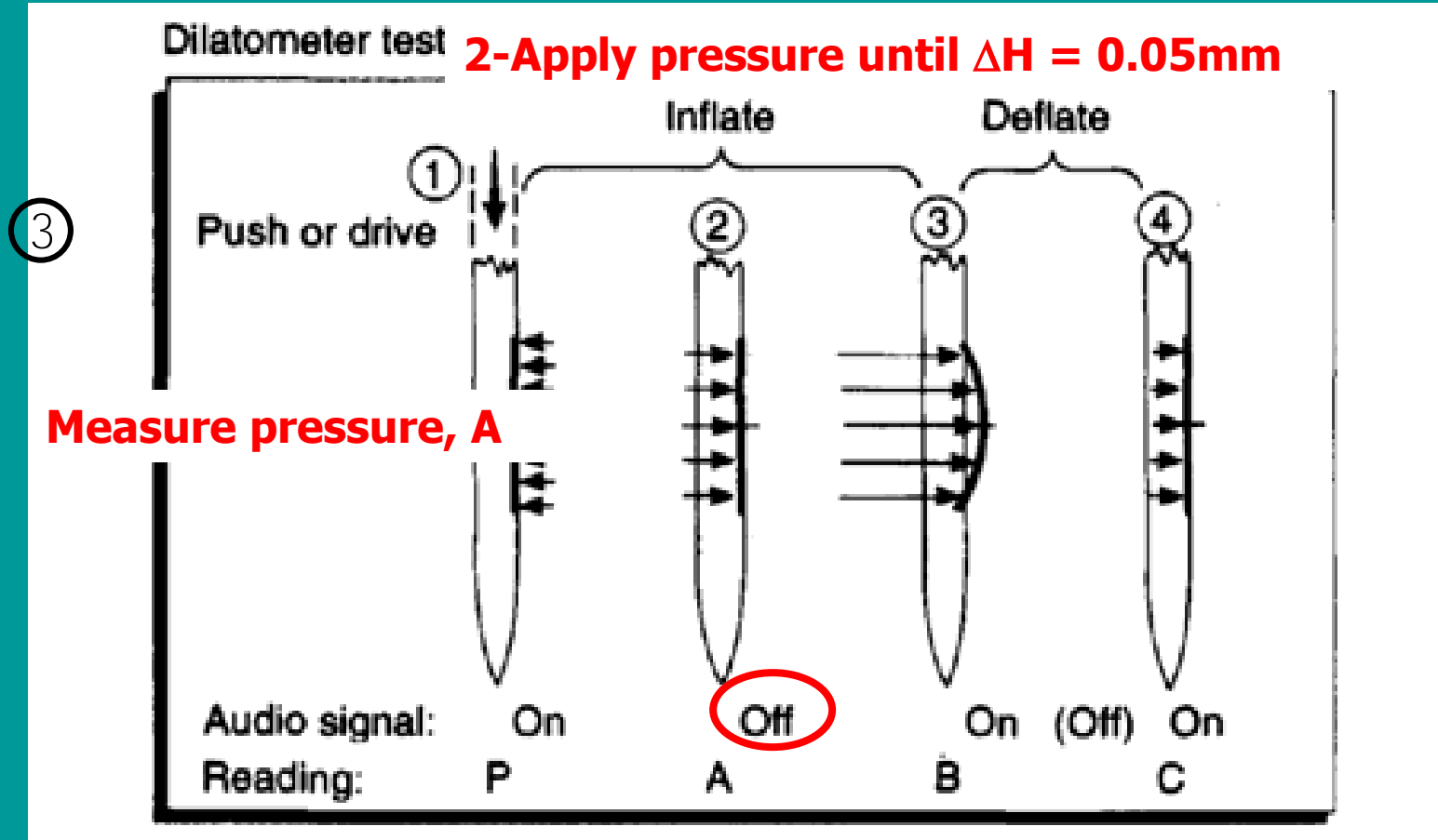
DMT



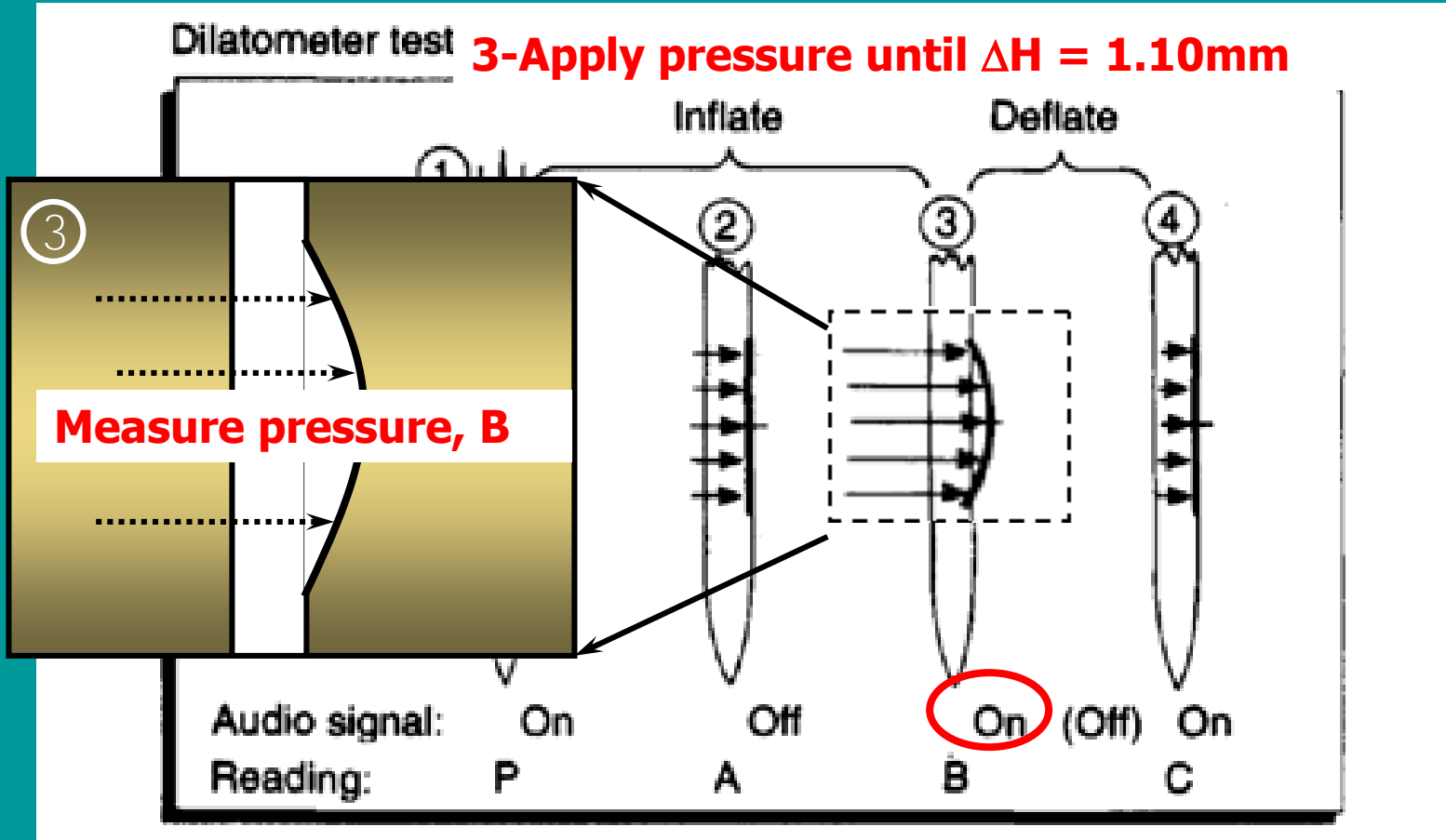
# Dilatometer Test Sequence



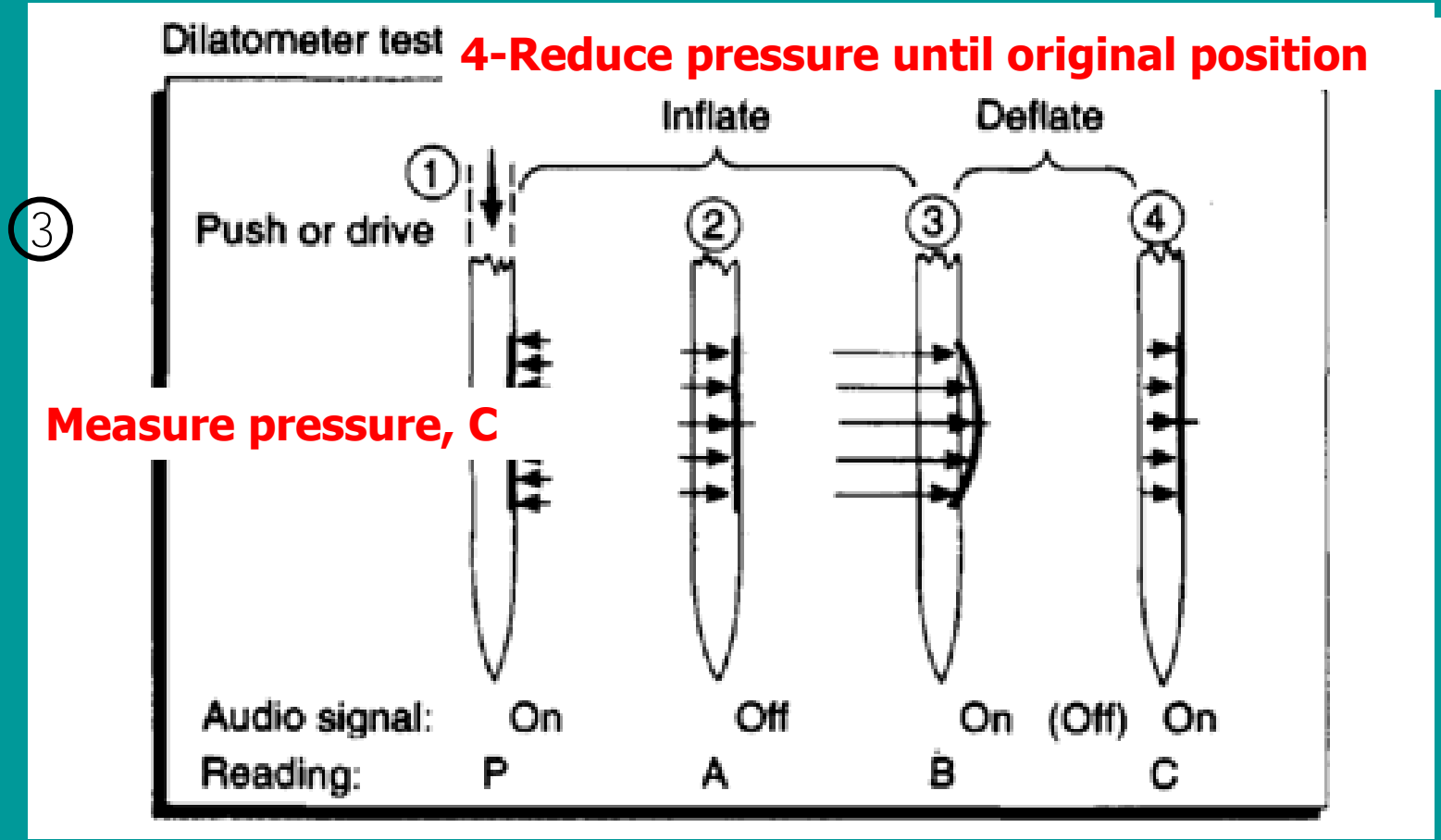
# Dilatometer Test Sequence



# Dilatometer Test Sequence



# Dilatometer Test Sequence



# Dilatometer Indexes

- ◆ Material Index,  $I_D$ 
  - normalized modulus which varies with soil type
- ◆ Horizontal Stress Index,  $K_D$ 
  - normalized lateral stress
- ◆ Dilatometer Modulus,  $E_D$ 
  - **estimate of elastic Young's modulus**
- ◆ Pore pressure index,  $U_D$ 
  - measure of pore pressure

Material index (a normalized modulus which varies with soil type):

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)}$$

Horizontal stress index (a normalized lateral stress):

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_v}$$

Dilatometer modulus (an estimate of elastic Young's modulus):

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0)$$

Pore pressure index (a measure of the pore pressure set up by membrane expansion):

$$U_D = \frac{(p_2 - u_0)}{(p_0 - u_0)}$$

# Corrected pressures-DMT

$$p_0 = 1.05 (A - z_m + \Delta A) - 0.05 (B - z_m - \Delta B)$$

$$p_1 = B - z_m - \Delta B$$

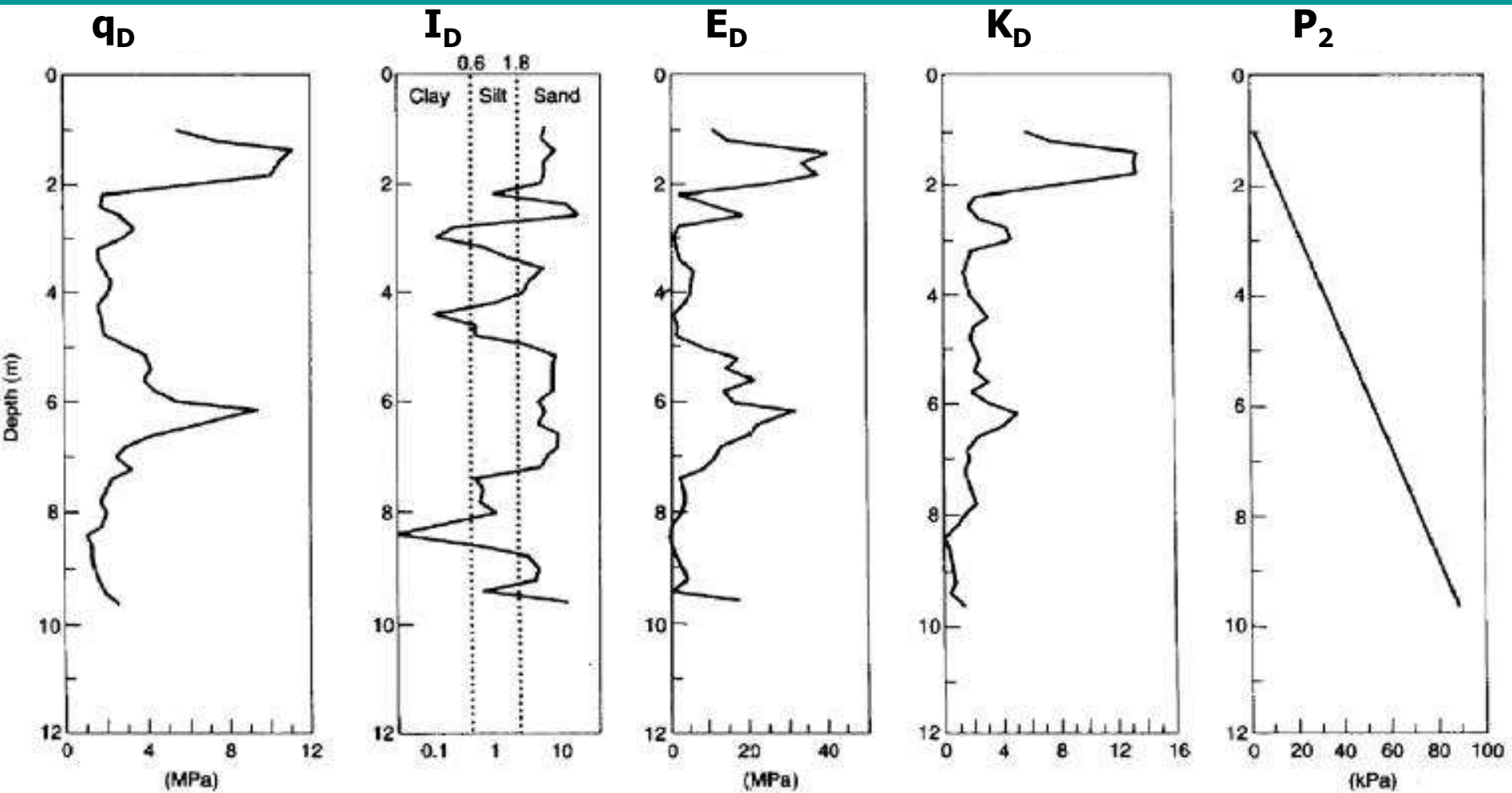
$$p_2 = 1.05 (C - z_m + \Delta A) - 0.05 (B - z_m - \Delta B)$$

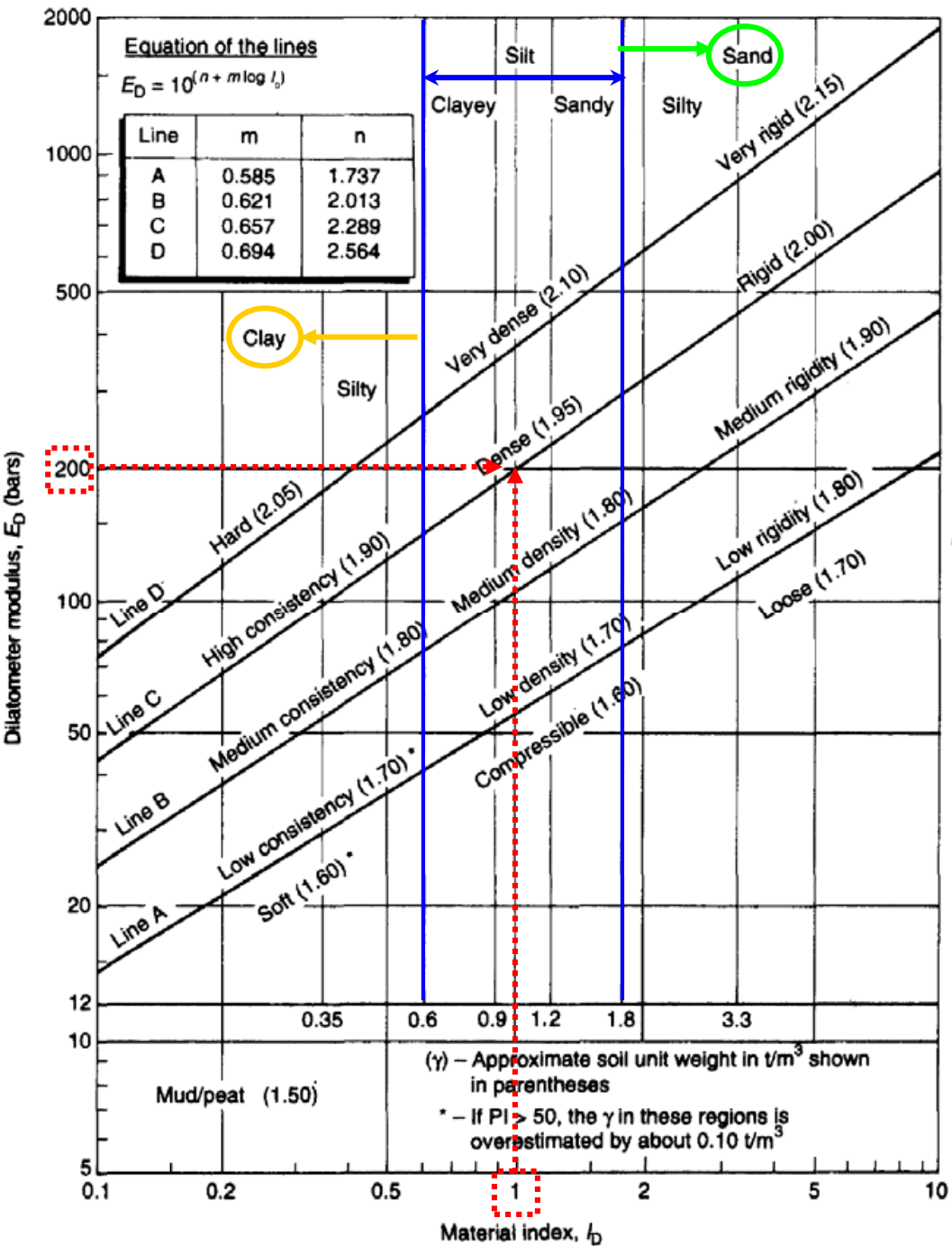
$p_0$  = corrected pressure on the membrane before lift-off (i.e. at 0.00mm expansion)

$p_1$  = corrected membrane pressure at 1.10 mm expansion

$p_2$  = corrected pressure at which the membrane just returns to its support after expansion

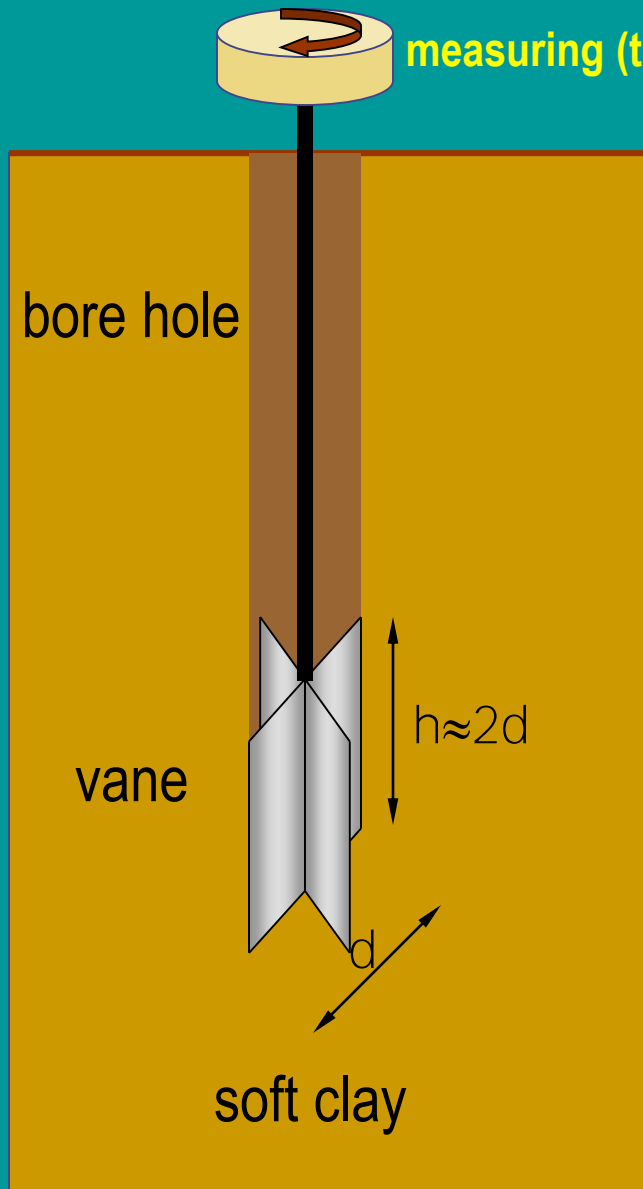
# Typical Results of DMT





Use  $E_D$  (Dilatometer Modulus) and  $I_D$  (Material Index) to determine soil description and unit weight (from Marchetti and Crapps 1981).

# Vane Shear Test



- For clays, and mainly for soft clays.
- Measure torque required to **quickly** shear the vane pushed into soft clay.

∴ undrained

Torque  $T_{\max}$  → undrained shear strength  $c_u$

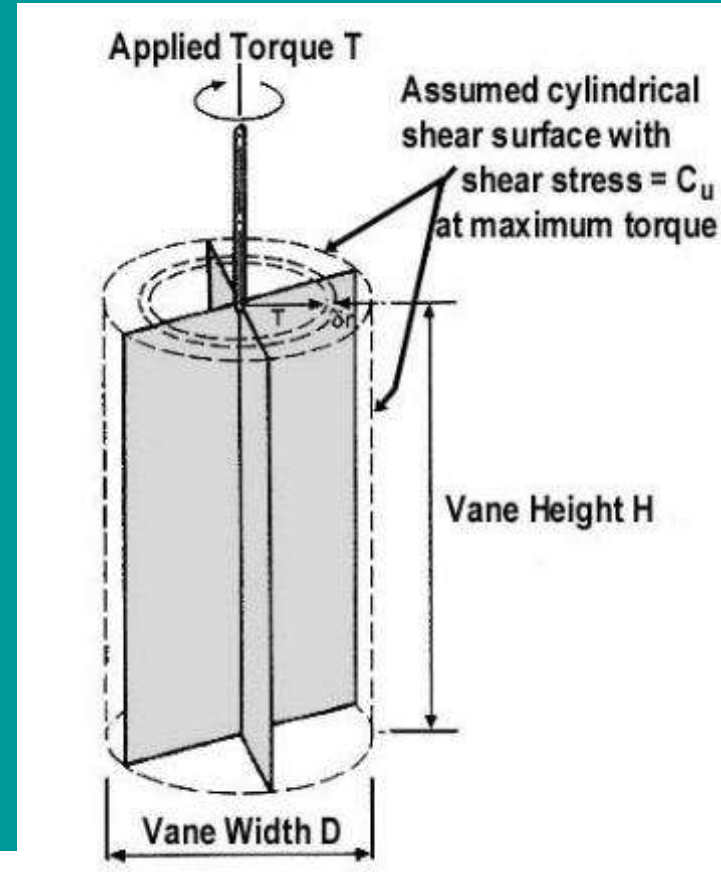
- Typical  $d = 20-100$  mm.



# Vane Shear Test



Test in Progress

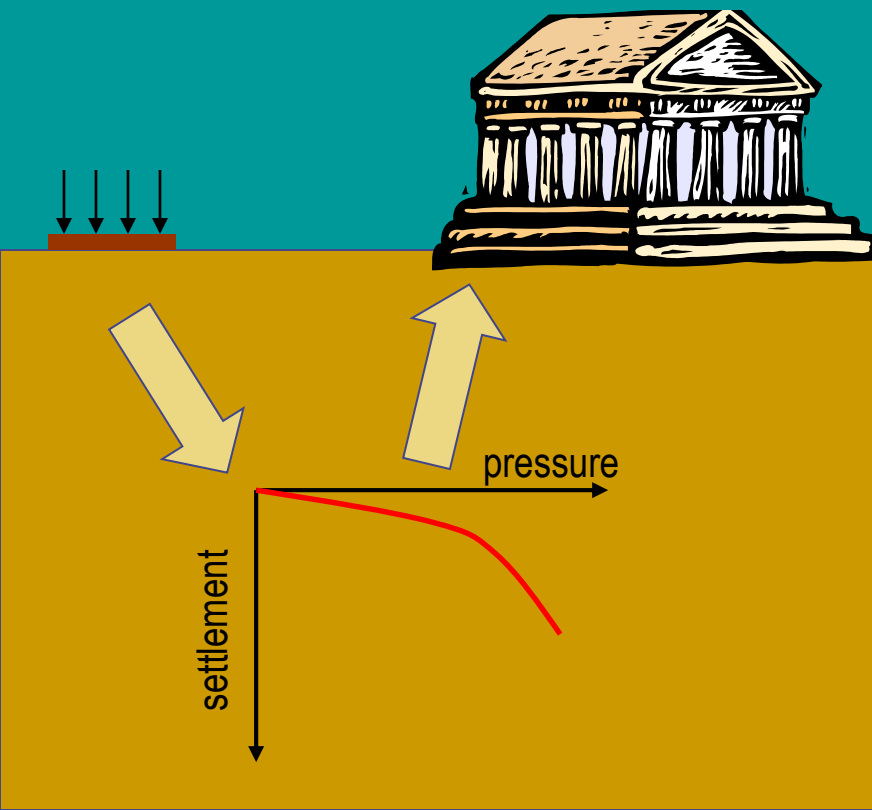


$$S_{uv} = \frac{6T_{\max}}{7\pi D^3}$$

Failure surface

# Plate Loading Test

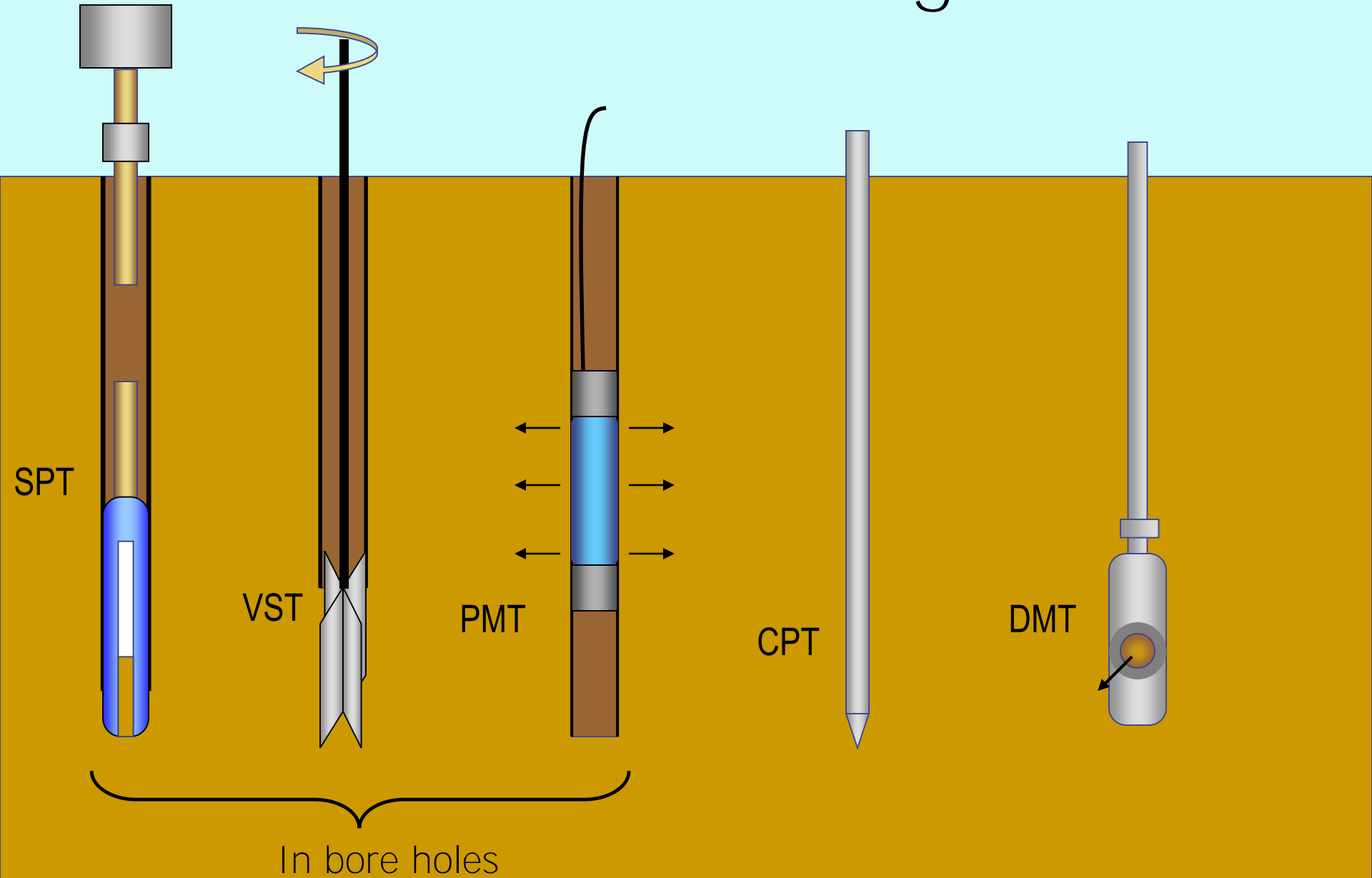
- Load a square plate (300 mm x 300 mm) to failure. Plot pressure vs. settlement. Extrapolate to prototype.
- Loading arrangement makes it expensive.
- Good on random fills; indicates an average behavior.



Doing it in Sri Lankan style.



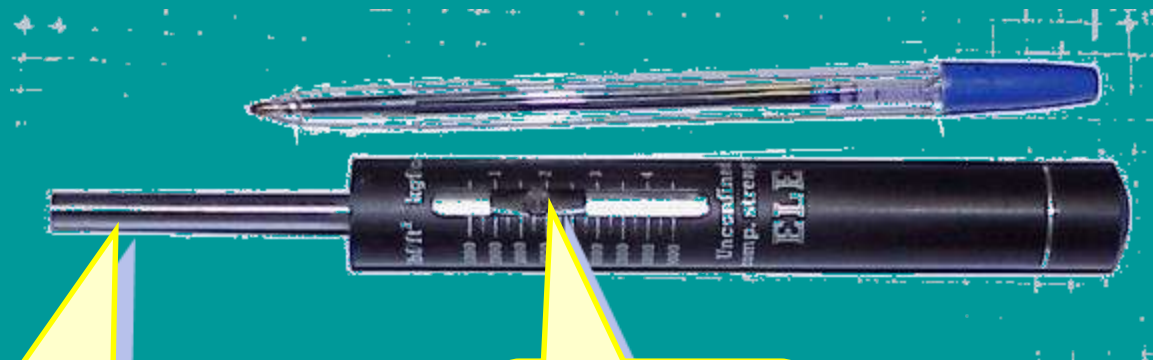
# Common In Situ Testing Devices



# Pocket penetrometer

- A simple hand-held device for measuring unconfined compressive strength ( $q_u = 2 c_u$ ) of a clay.
- Used in trial pits and samples.
- Must for every practicing geotechnical engineer.

very rough

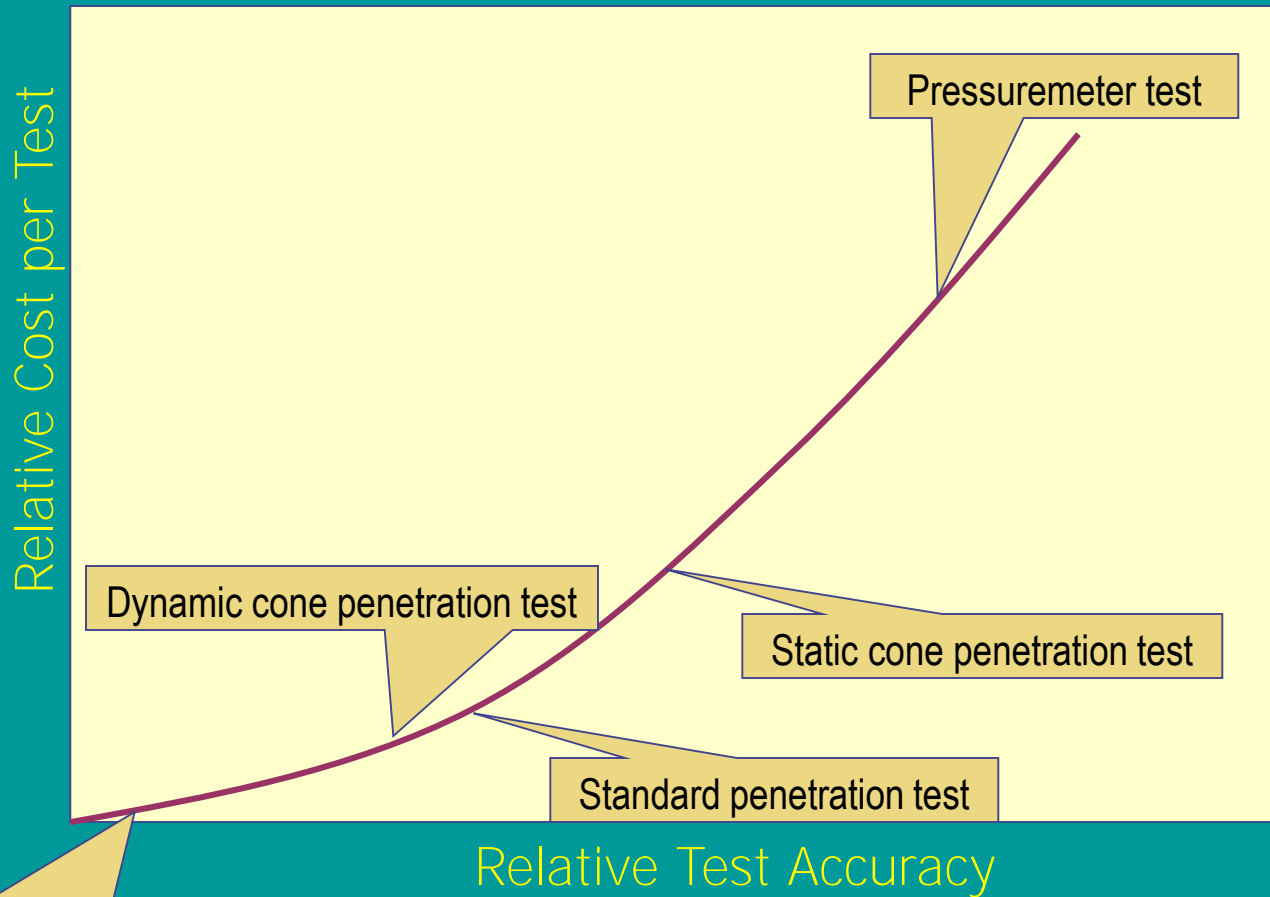


Push into the clay, and..

..read the strength



# Cost versus Accuracy



Pocket penetrometer test

Dynamic cone penetration test

Standard penetration test

Static cone penetration test

Pressuremeter test



If only they had proper site investigation...



...Tower of Pisa will not be leaning today!

## **Hypertext References:**

[www.fugro.nl](http://www.fugro.nl) Fugro International-

[www.ce.gatech.edu](http://www.ce.gatech.edu) Georgia Institute of Technology

[www.pagani-geotechnical.com](http://www.pagani-geotechnical.com) Pagani Geotechnical Equipment

[www.geotechnique.info/SI/SI%20Book%20Chapter%209.pdf](http://www.geotechnique.info/SI/SI%20Book%20Chapter%209.pdf)



# Clasificación de Suelos

Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Objetivos

---

- ❖ Desarrollar una manera sistemática de describir y clasificar suelos;
- ❖ Agrupar suelos con características geotécnicas similares, y
- ❖ Asignar símbolos indicativos del tipo de suelo analizado.

# Principales Agrupaciones de Suelos



# Distribución Granulométrica (GSD)

---

## Importancia de GSD

- ❖ Conocer las proporciones relativas de los diferentes tamaños de partículas en un suelo;
- ❖ Es un factor de suma importancia que afecta las características geotécnicas de suelos **gruesos** (arenas y gravas)
- ❖ No es muy importante para suelos finos



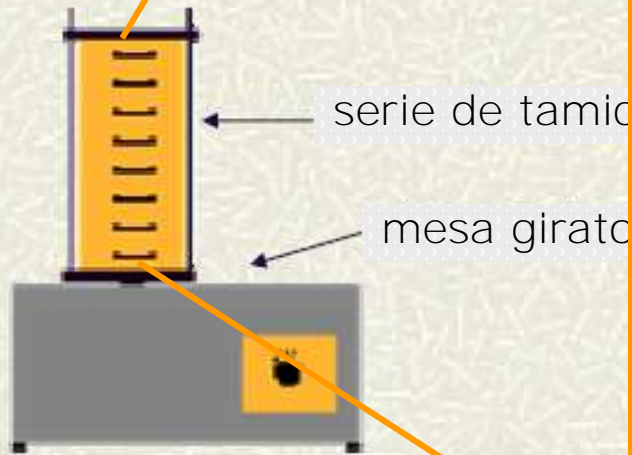
**Figure** An 8-in. (200 mm) diameter sieve used for soil testing. This one is a 1-in. sieve. Notice how the smaller pieces of gravel have passed through, while the larger pieces have not.

# Distribución

Medición de la

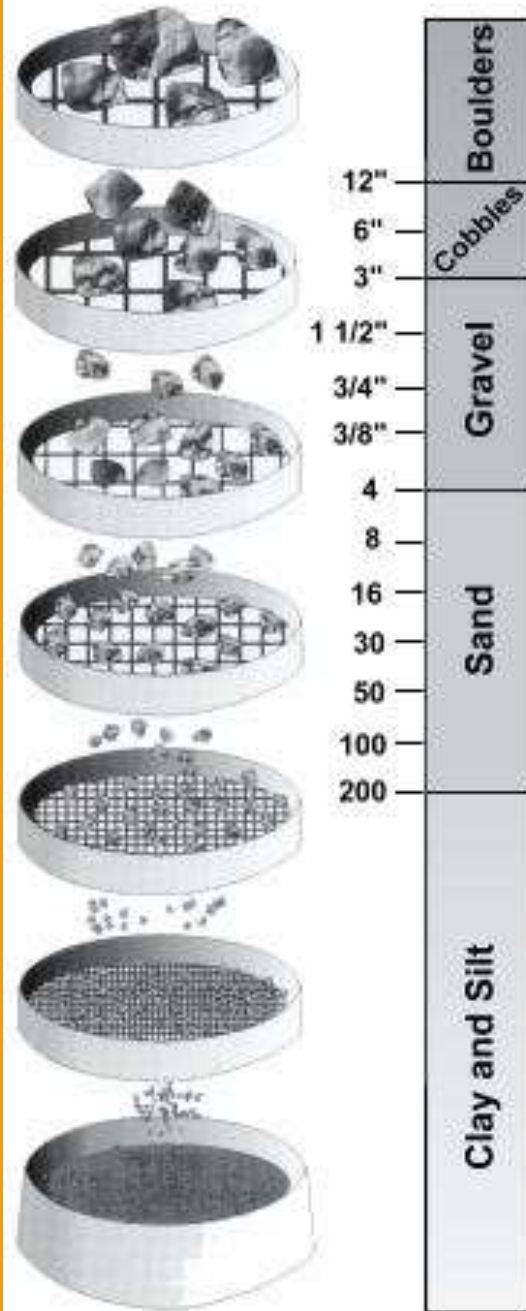
En suelos **gruesos**

En suelos **finos**



Análisis de Tamices

## Sieve Test



# ulométrica

**Análisis de tamices**

**Análisis de hidrómetro**

drómetro

uspensión suelo/agua

metro

# ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D422

---

- Análisis de hidrómetro
  - Se utiliza con suelos cuyos tamaños de partículas  $< 0.075\text{mm}$  (#200)
  - Se basa en el principio de sedimentación de una partícula en un medio fluido
  - La velocidad de sedimentación depende de
    1. tamaño de la partícula,
    2. forma de la partícula
    3. viscosidad del fluido

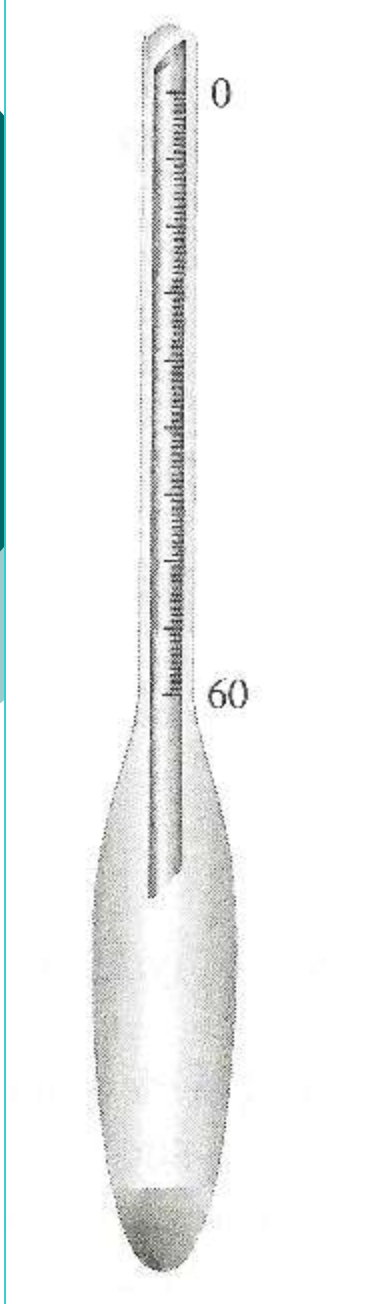


Figure 2.28

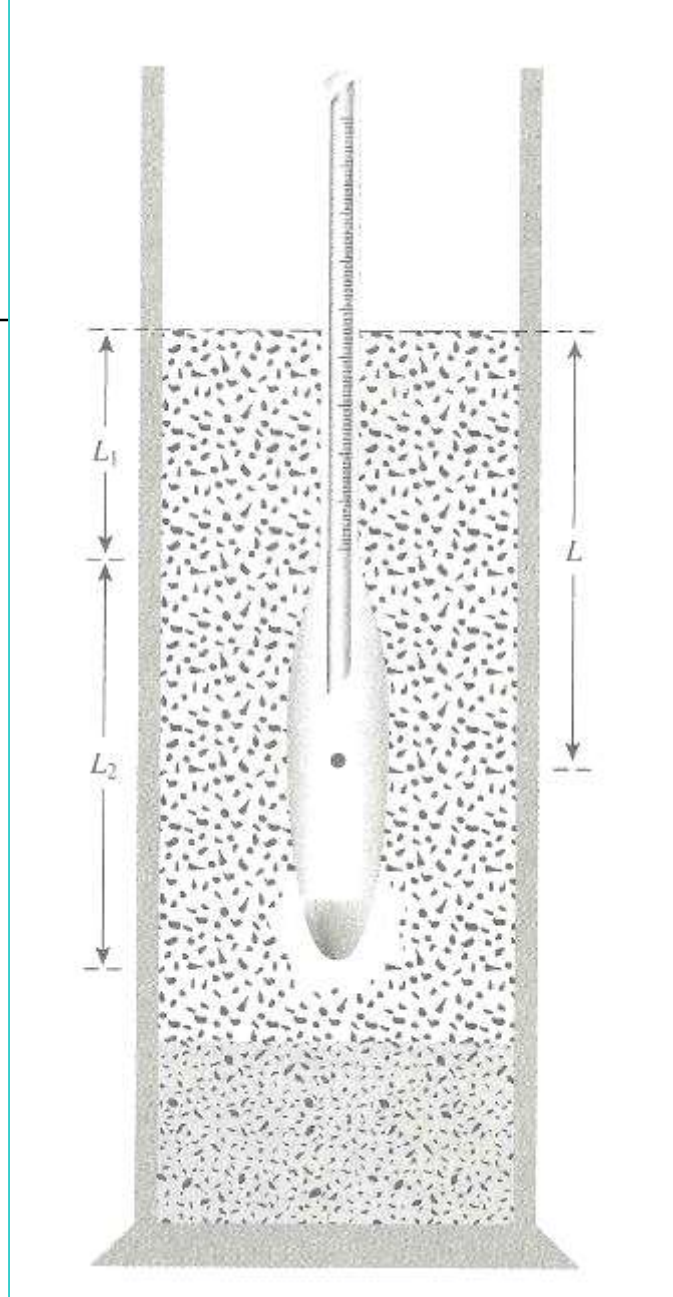
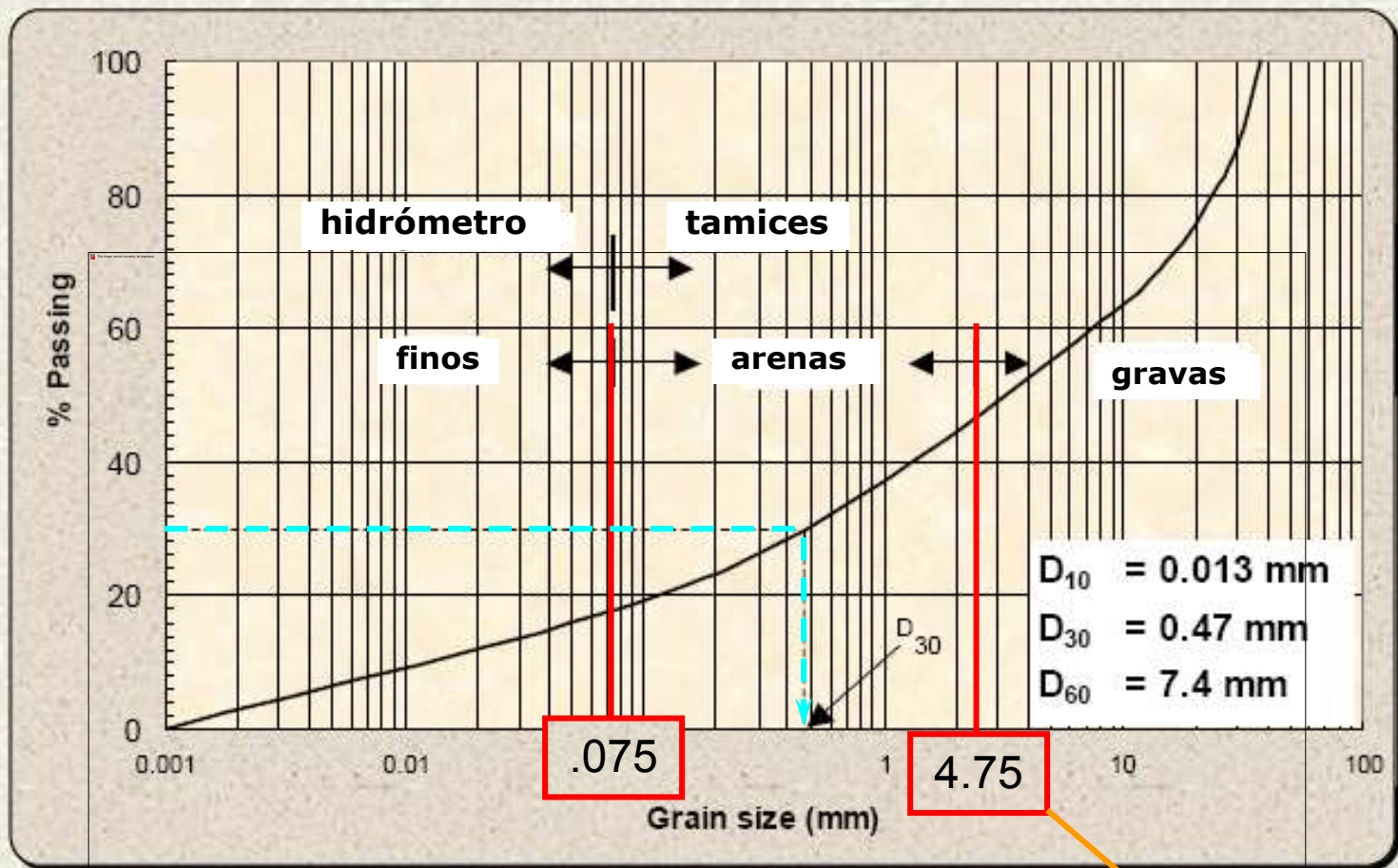


Figure 2.30



Hidrómetro dentro del cilindro de sedimentación



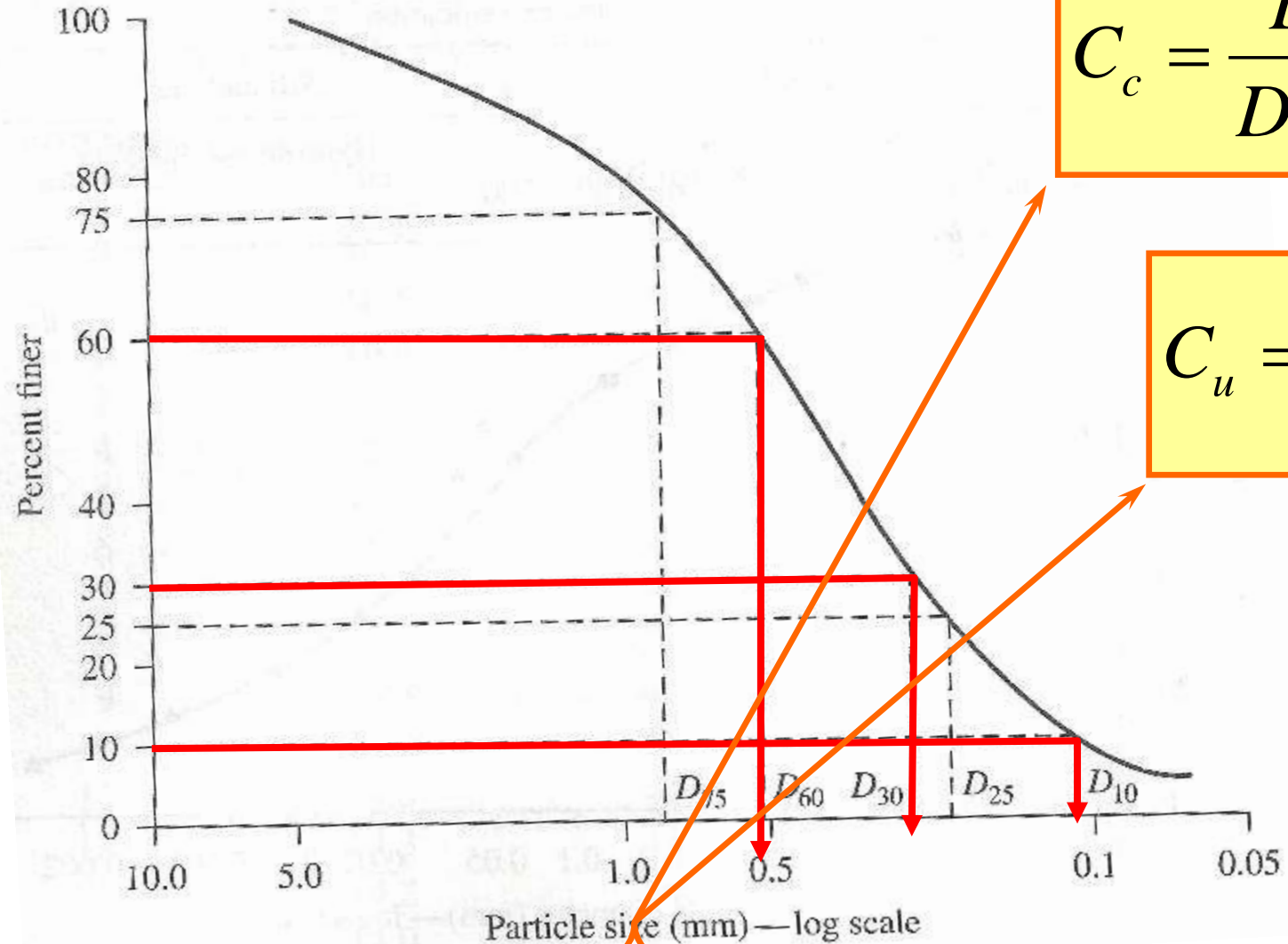
Curva Granulométrica

= 2.0mm  
AASHTO

- ★ Podemos encontrar % de grava, arena y finos
- ★ Podemos definir  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$  (ver figura)

# CURVA GRANULOMETRICA

Figure 2.32



Podemos definir  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$

# Gradación del Suelo

## Suelos bien gradados:

Poseen amplio rango en tamaños de partículas

**Gravas:**  $C_c = 1-3$  y  $C_u > 4$

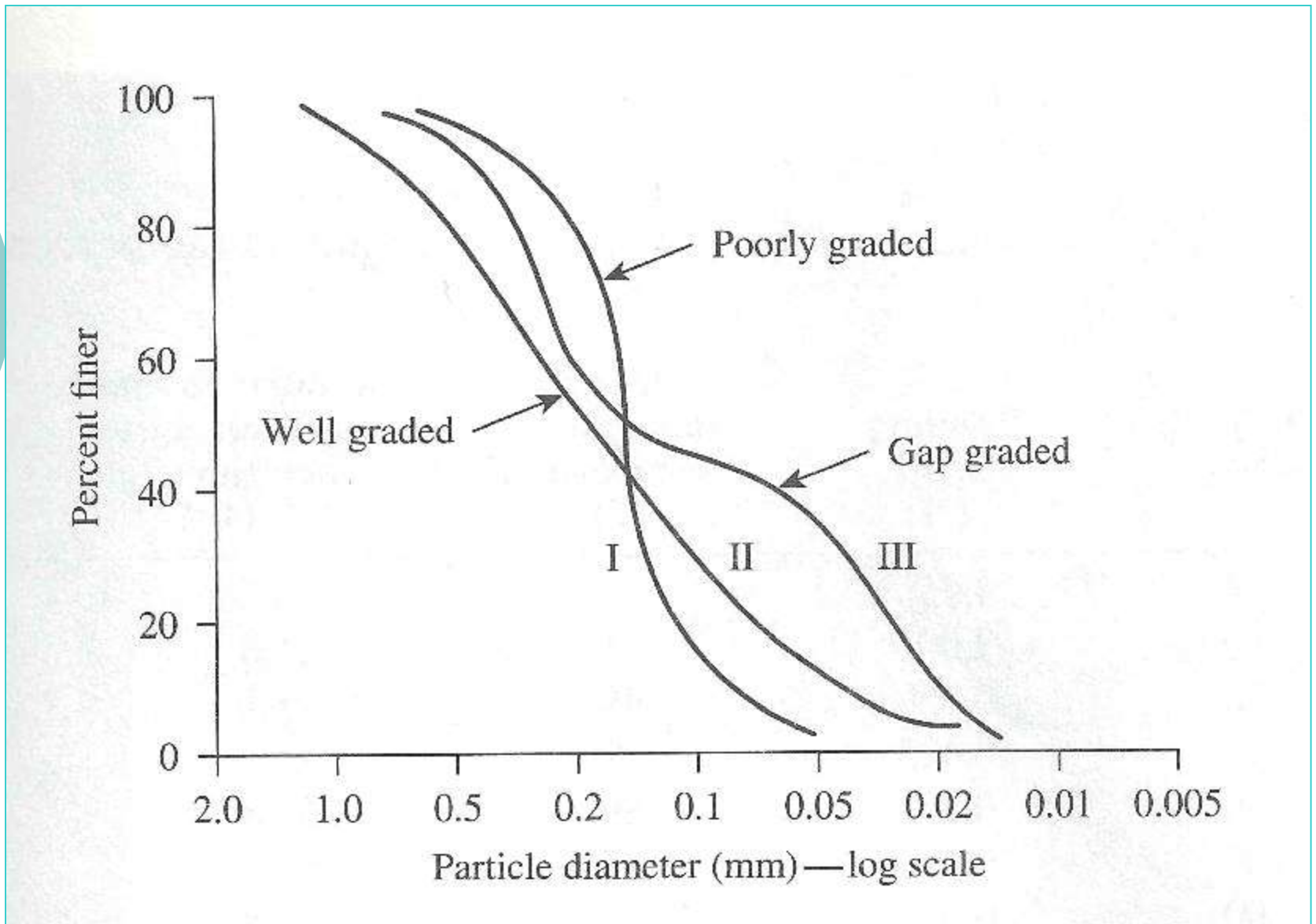
**Arenas:**  $C_c = 1-3$  y  $C_u > 6$

## Suelos pobremente gradados:

Incluye dos casos especiales

**(a) Suelos uniformes:** mismo tamaño

**(b) "Gap graded":** poseen una brecha, no tienen un tamaño en específico



**Figure 2.33 Different types of particle size distribution curves**



# Densidad Relativa vs. Consistencia



# Densidad Relativa-Consistencia

---

- ❖ El término ***densidad relativa*** se utiliza para indicar cuan compacto se encuentra un suelo granular (sin cohesión)
- ❖ El término ***consistencia*** se utiliza para indicar la dureza de un suelo cohesivo

# Densidad Relativa ( $D_r$ )

- ❖ Mide cuan densas están las partículas en un suelo granular



$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

- ❖  **$e$  = índice de vanos in situ**

$e_{\max}$  = índice de vanos en el estado mas suelto

- ❖  $e_{\min}$  = índice de vanos en el estado mas compacto
- densidad ( $I_D$ )

ce de

TABLE Typical Values of  $e_{\min}$  and  $e_{\max}$ <sup>a</sup>

Soil Description	$e_{\min}$ (dense)	$e_{\max}$ (loose)
Equal spheres (theoretical values)	0.35	0.92
Clean, poorly-graded medium sand (Ottawa, Illinois)	0.50	0.80
Clean, fine-to-medium sand	0.40	1.0
Uniform inorganic silt	0.40	1.1
Silty sand	0.30	0.90
Clean fine-to-coarse sand	0.20	0.95
Micaceous sand	0.40	1.2
Silty sand and gravel	0.14	0.85

<sup>a</sup>Hough, 1969; adapted by permission of John Wiley and Sons, Inc.

Copyright © 2011 Pearson Education, Inc. publishing as Prentice Hall

# Densidad Relativa

- ❖ De forma alterna se puede usar el ***peso unitario seco ( $\gamma_d$ )*** para establecer la densidad relativa

$$D_r = \left[ \frac{\gamma_d - \gamma_{d-\min}}{\gamma_{d-\max} - \gamma_{d-\min}} \right] \left[ \frac{\gamma_{d-\max}}{\gamma_d} \right]$$

$\gamma_d$  = **Peso unitario seco in situ**

$\gamma_{\max}$  = **Peso unitario seco en el estado mas denso**

$\gamma_{\min}$  = **Peso unitario seco en el estado mas suelto**

# Densidad Relativa

---

- ❖ En el **ASTM D-4253** se establecen metodologías para obtener los valores de peso unitario seco máximo ( $\gamma_{d-max}$ ) y mínimo ( $\gamma_{d-min}$ ) con los cuales se calcula  $D_r$ .

# Densidad Relativa

---

- ❖ De acuerdo al valor de la densidad relativa del depósito de suelo, asignamos un adjetivo para describir su densidad de acuerdo a la siguiente tabla:

# Granular Soil Consistencies

As per AS1726 - 1993

Densidad Relativa (%)	Descripción
0-15	Very loose <b>(Bien suelto)</b>
15-35	Loose <b>(Suelto)</b>
35-65	Medium dense <b>(Mediana)</b>
65-85	Dense <b>(Denso)</b>
85-100	Very dense <b>(Muy denso)</b>

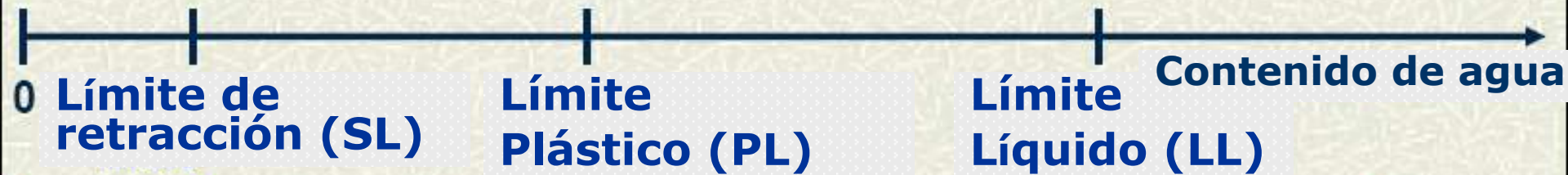
# Limites de Atterberg

---

- ❖ La presencia de agua adsorbida en la superficie de las partículas de arcilla, le imparten **plasticidad** a los suelos que contienen minerales arcillosos.
- ❖ A principios del siglo XX, un científico sueco de nombre **Albert Atterberg** reconoció que la consistencia de un suelo fino dependía del **contenido de humedad,  $w$**  del mismo.

# Limites de Atterberg

- ❖ Miden **contenidos de agua** en las fronteras que definen las diferentes **consistencias o estados** de suelos finos



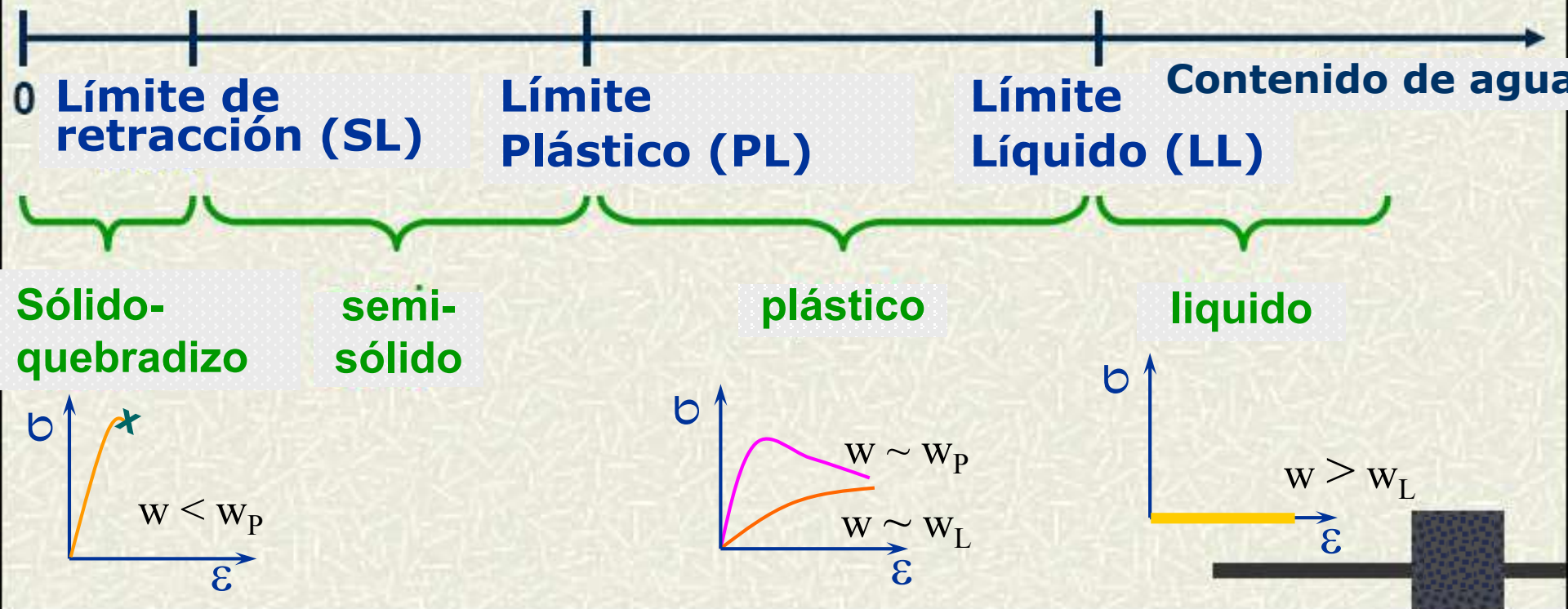
# Límites de Atterberg

---

- ❖ Los límites de Atterberg marcan una separación arbitraria entre cuatro estados:
  - ❖ Sólido quebradizo
  - ❖ Semisólido
  - ❖ Plástico
  - ❖ Semilíquido o viscoso

# Limites de Atterberg

- ❖ Miden **contenidos de agua** en las fronteras que definen las diferentes **consistencias o estados** de suelos finos



# Límites de Atterberg

$w$  = contenido de humedad *in-situ*

- ❖ Límite Líquido ( $w_L$  o LL)
  - ❖ La arcilla fluye como un líquido si  $w > LL$
- ❖ Límite Plástico ( $w_P$  o PL)
  - ❖ Contenido de agua mas bajo en el cual la arcilla mantiene su plasticidad
- ❖ Límite de Retracción ( $w_S$  o SL)
  - ❖ Para  $w < SL$ , a medida que se continua removiendo agua el suelo no experimenta cambios en volumen

# **Límites de Atterberg**

---

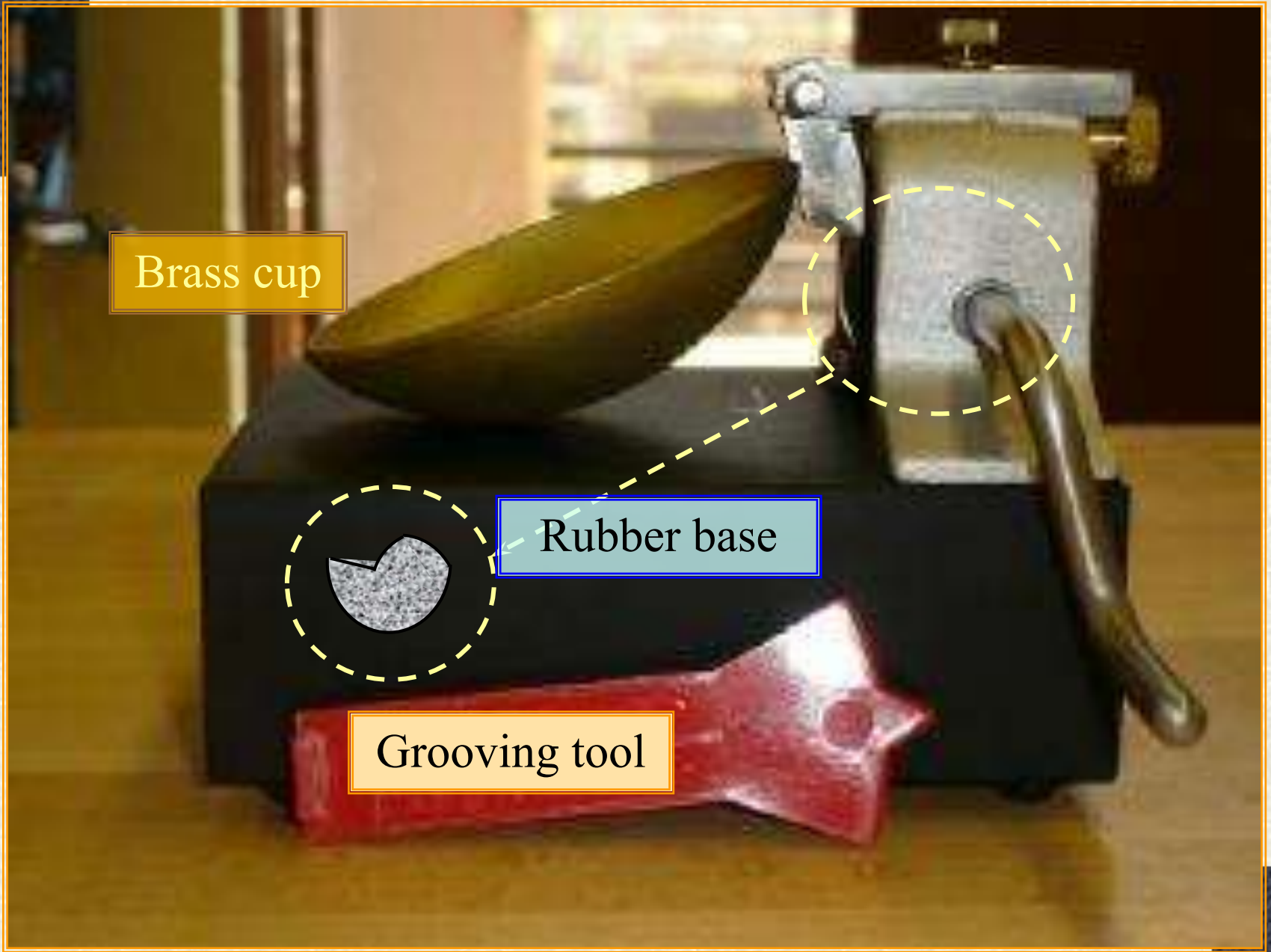
**Límite Líquido**  
**ASTM D - 4318**

# Aparato de Casagrande

Brass cup

Rubber base

Grooving tool

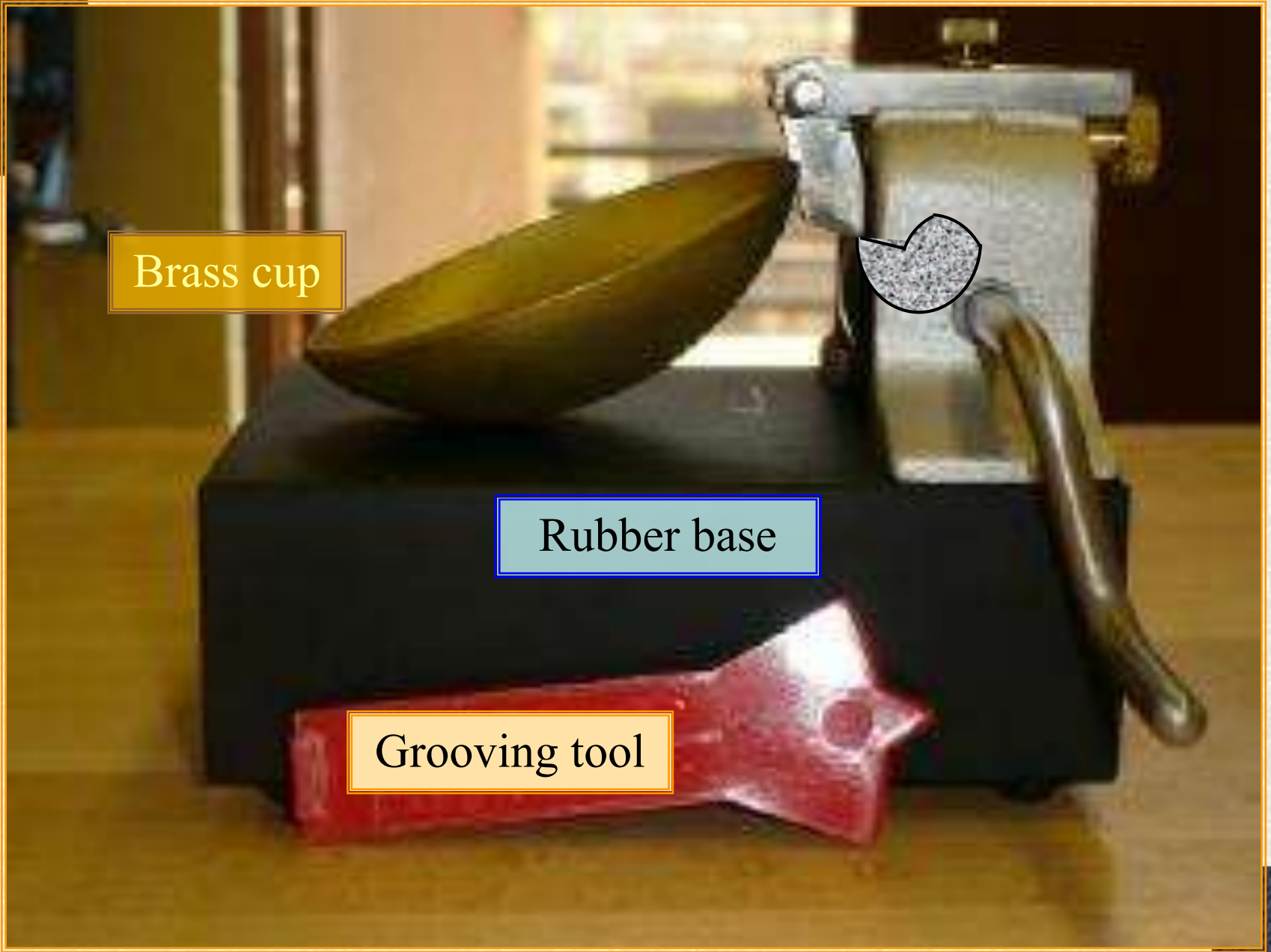


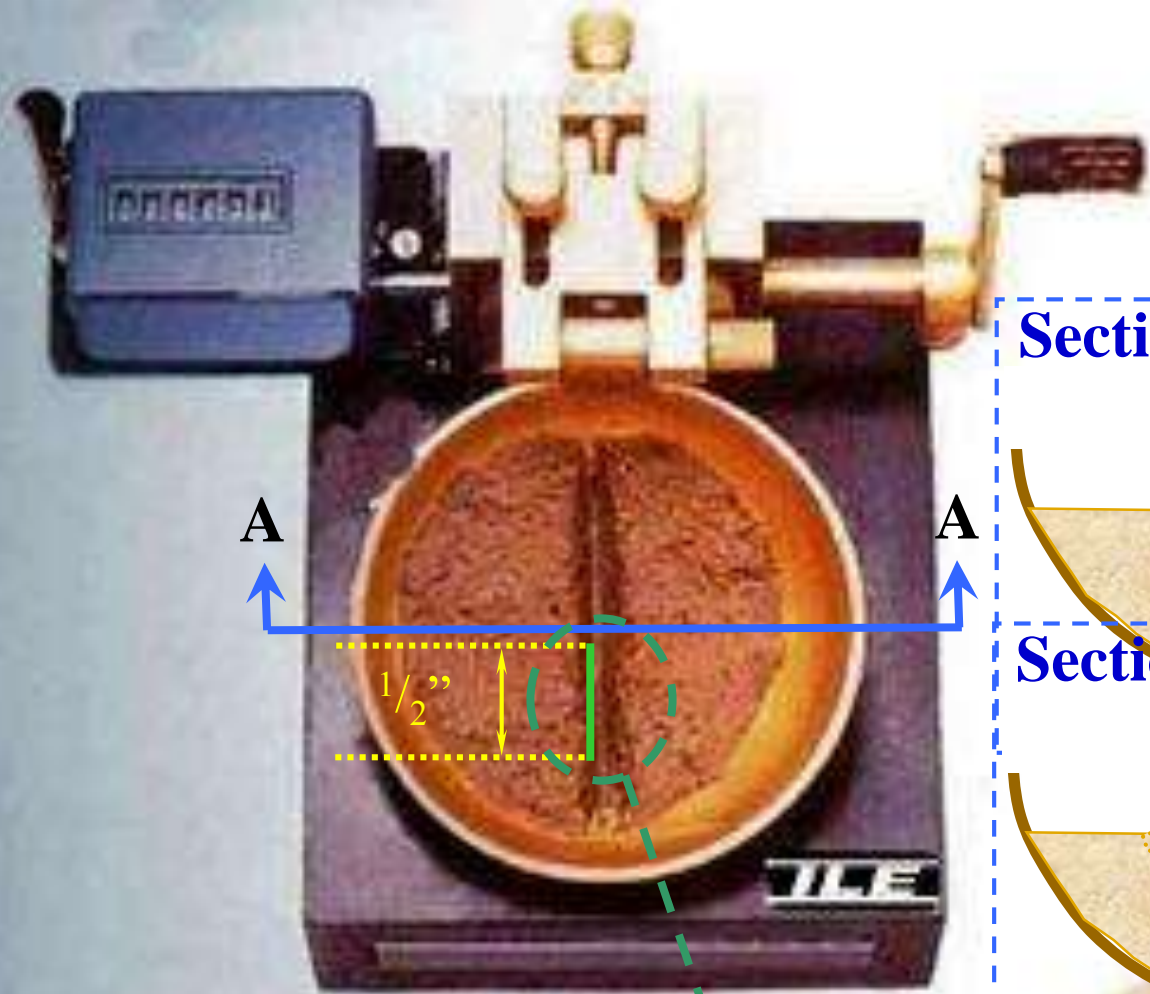
# Aparato de Casagrande

Brass cup

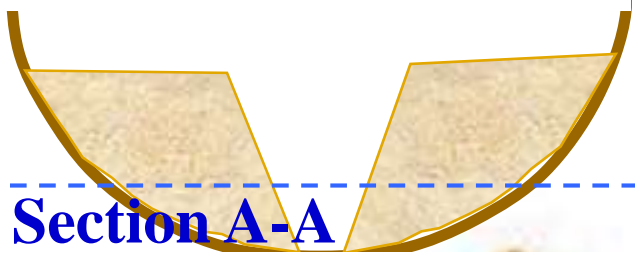
Rubber base

Grooving tool

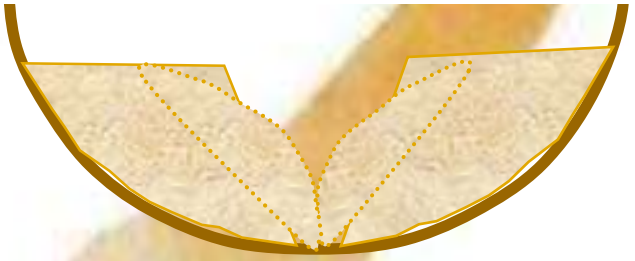




Section A-A



Section A-A



A

A

1/2"

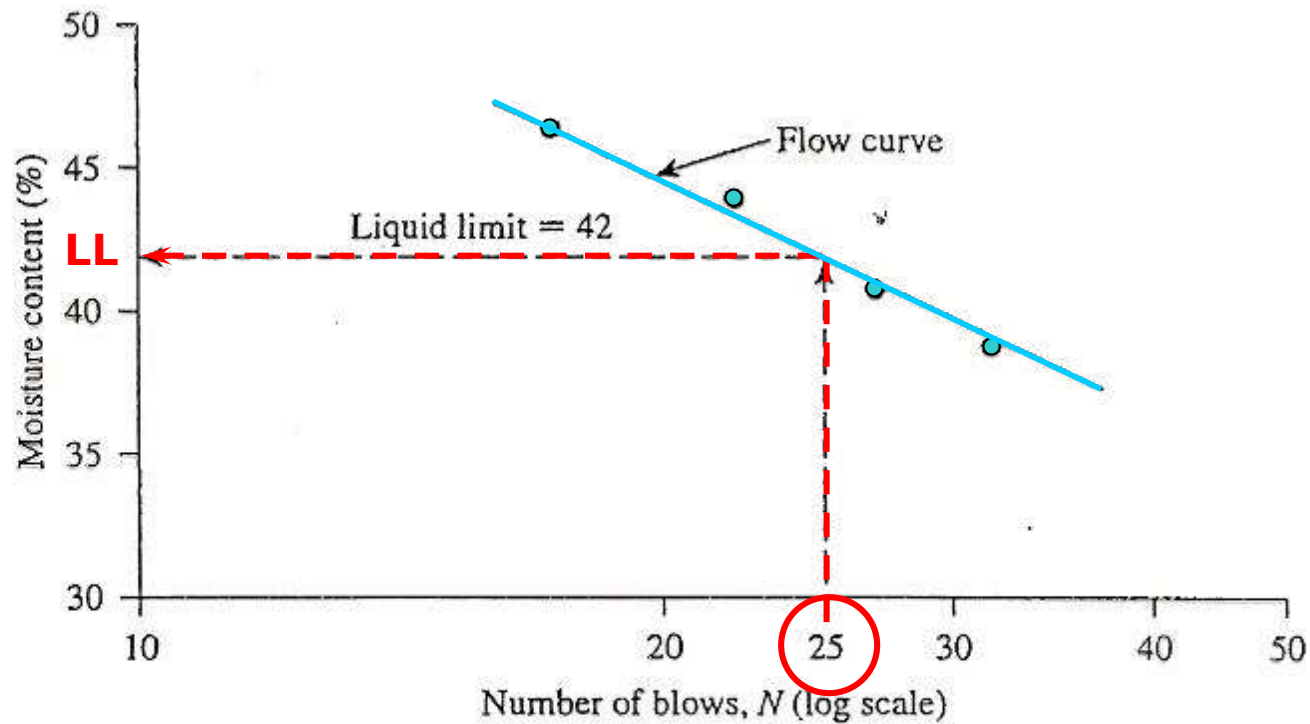
w y N

IL - 552

# Límite líquido

- ❖ Se define como el **contenido de humedad** (en porcentaje) requerido para cerrar el fondo del surco una distancia igual a **12.7mm (0.5in.)** luego de aplicar **25 golpes** a la cuchara de Casagrande.
- ❖ Se realizan al menos **tres** mediciones de contenido de humedad para diferentes golpes y se coloca esta información en una **gráfica semilogarítmica**.

# Límite líquido



**Figure 4.5** Flow curve for liquid limit determination of a clayey silt

# **Límites de Atterberg**

---

**Límite Plástico**  
**ASTM D - 4318**

# Límite Plástico

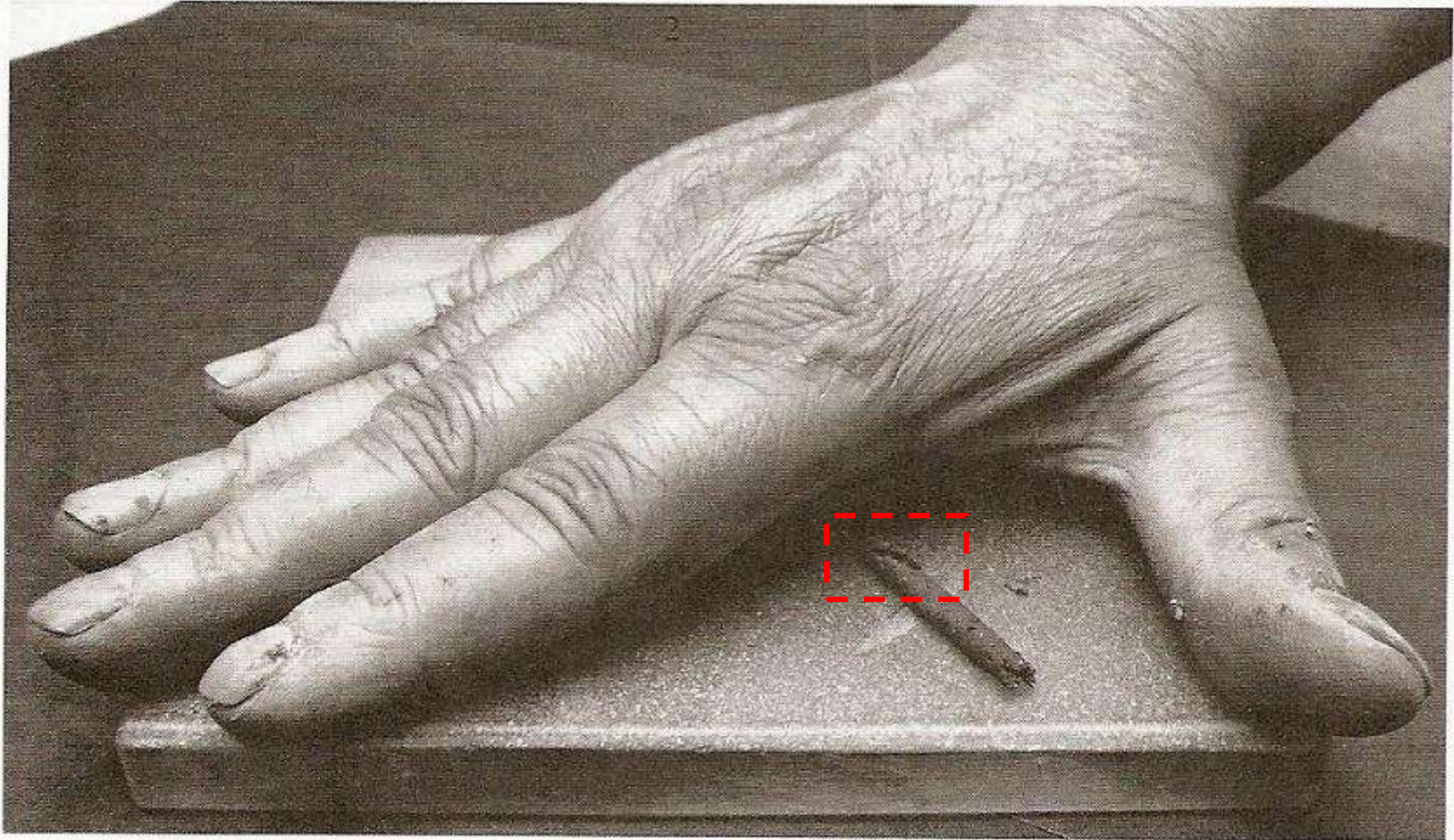
- ❖ Se define como el **contenido de humedad** (en porcentaje) al cual el suelo se agrieta o desmorona cuando es moldeado en hilos de aproximadamente **1/8** de pulgada en diámetro
- ❖ Se realizan **varias** mediciones de contenido de humedad y se utiliza un **promedio**.
- ❖ Representa el punto en el cual el suelo empieza a perder cohesión por falta de humedad.

1/8" diameter rolled cylinder

# Límite Plástico



# Límite Plástico



**Figure 4.7** Rolling of soil mass on ground glass plate to determine plastic limit (Courtesy of Braja M. Das, Henderson, Nevada)

# Valores Típicos

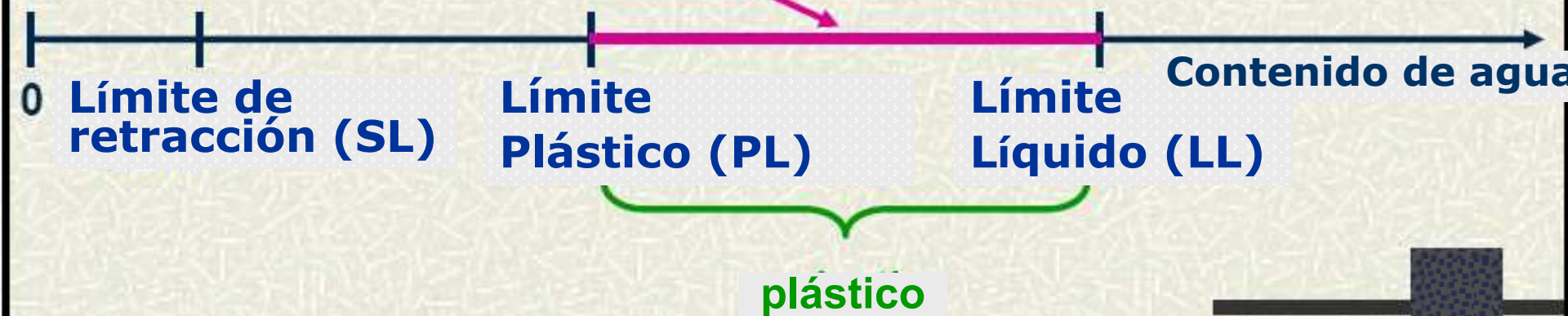
**Table 4.1** Typical Values of Liquid Limit and Plastic Limit of Some Clay Minerals

Mineral	Liquid limit, <i>LL</i>	Plastic limit, <i>PL</i>
Kaolinite	35–100	20–40
Illite	60–120	35–60
Montmorillonite	100–900	50–100
Halloysite (hydrated)	50–70	40–60
Halloysite (dehydrated)	40–55	30–45
Attapulgite	150–250	100–125
Allophane	200–250	120–150

# Índice de Plasticidad ( $I_p$ )

- ❖ Rango en **contenidos de agua** sobre el cual el suelo se mantiene plástico

$$\text{Índice Plasticidad} = \text{Límite Líquido} - \text{Límite Plástico}$$



Burmister (1949) classified the plasticity index in a qualitative manner as follows:

<i>PI</i>	Description
0	Nonplastic
1–5	Slightly plastic
5–10	Low plasticity
10–20	Medium plasticity
20–40	High plasticity
>40	Very high plasticity

# Valores Típicos

**Table 4.1** Typical Values of LL, PL and Activity of Some Clay Minerals

Mineral	Liquid limit, <i>LL</i>	Plastic limit, <i>PL</i>	<u>Activity, <i>A</i></u>
Kaolinite	35–100	20–40	0.3–0.5
Illite	60–120	35–60	0.5–1.2
Montmorillonite	100–900	50–100	1.5–7.0
Halloysite (hydrated)	50–70	40–60	0.1–0.2
Halloysite (dehydrated)	40–55	30–45	0.4–0.6
Attapulgite	150–250	100–125	0.4–1.3
Allophane	200–250	120–150	0.4–1.3

# Consistencia

---

- ❖ Para describir la consistencia o grado de dureza de un suelo cohesivo se utilizan los siguientes adjetivos:
  - Muy blando
  - Blando
  - Mediana
  - Rígido (stiff)
  - Duro

# **Límites de Atterberg**

---

**Usos o aplicaciones**

# Usos de Límites de Atterberg

---

- ❖ Son pruebas índices que se utilizan para:
  - Identificar y clasificar suelos finos

# Chapter 4 Engineering Classification of Soil

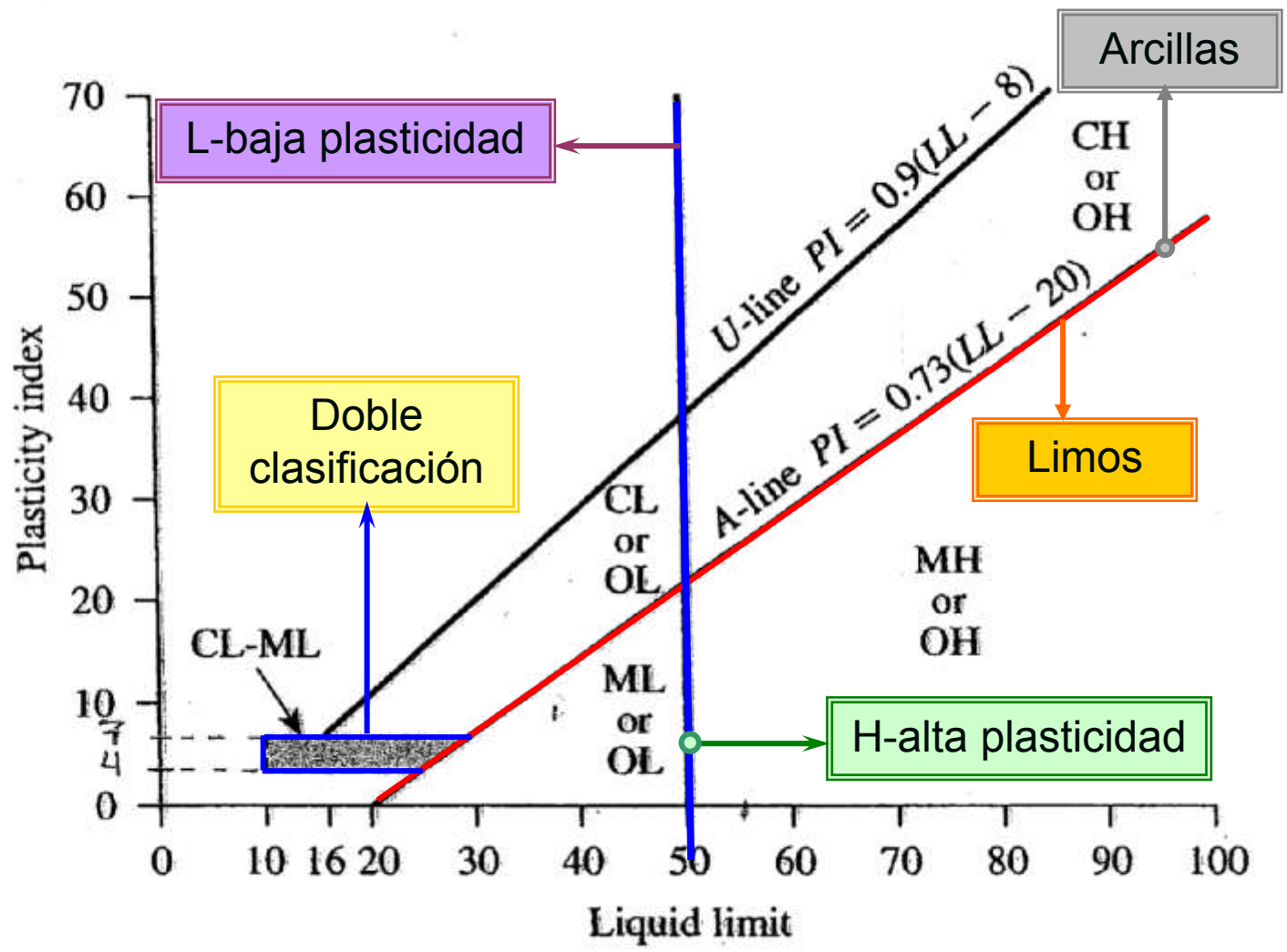
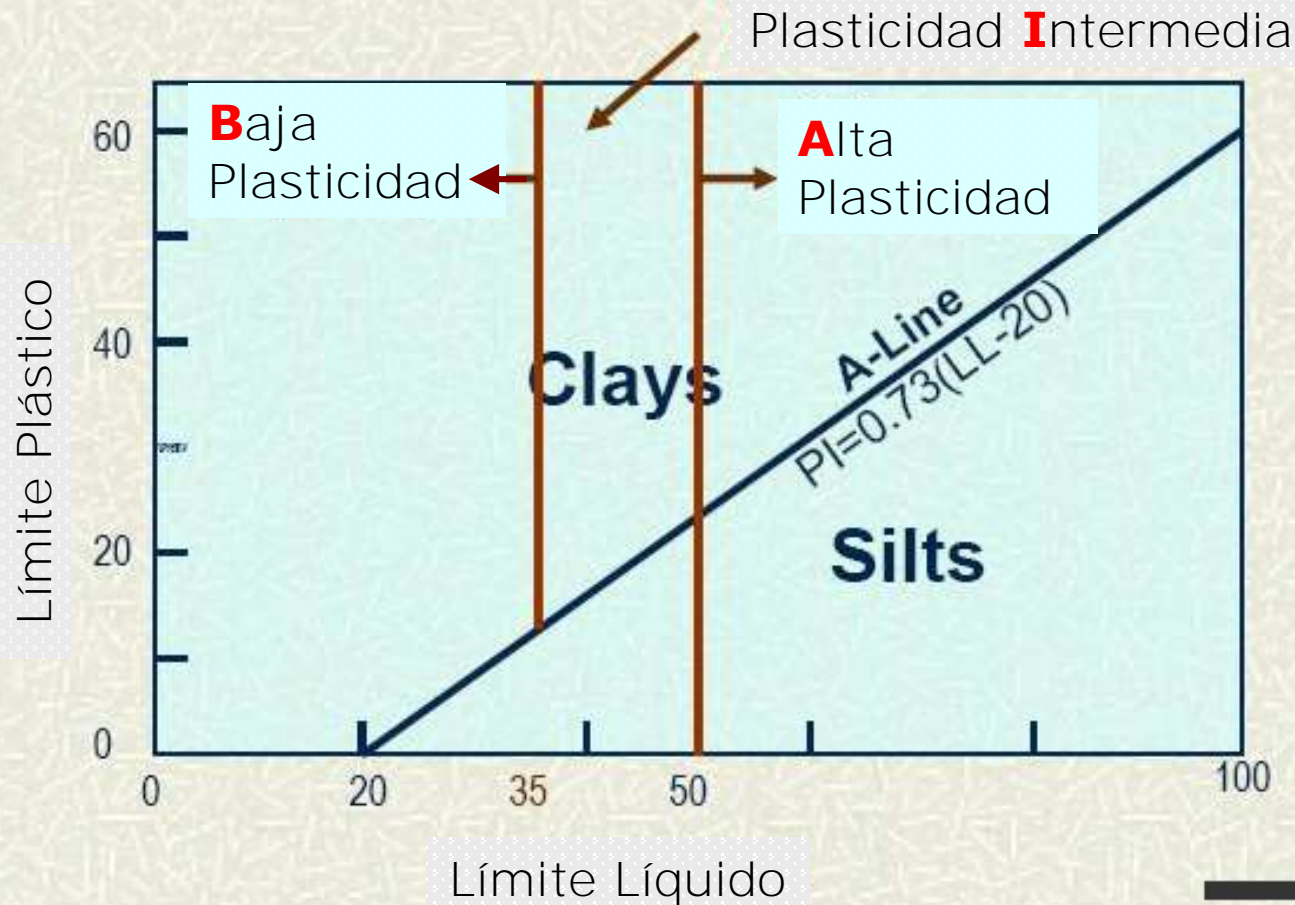


Figure 4.2 Plasticity chart (Casagrande, 1932)

# Clasificación Suelos Finos

# Basado únicamente en el LL y el PI



# Usos de Limites de Atterberg

- ❖ Son pruebas índices que se utilizan para:
  - 
  - Establecer correlaciones con propiedades ingenieriles tales como:

$$C_c = 0.009(LL-10)$$

$$C_c = 0.007(LL-10)$$

$$C_c = PI/74$$

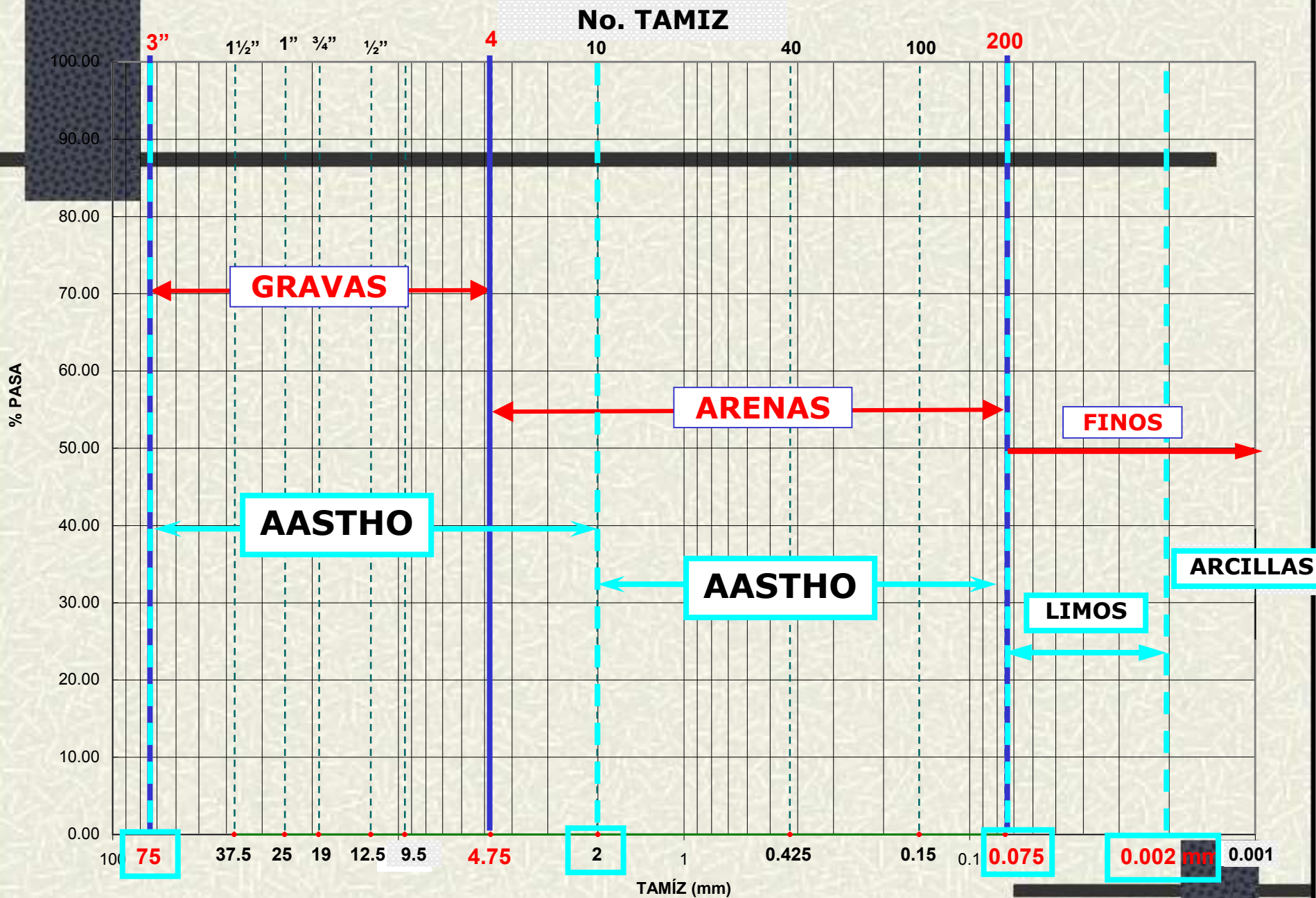
$C_c$  = coeficiente de compresibilidad

# Sistemas de Clasificación de Suelos

---

- ★ AASHTO – (American Association of State Highway and Transportation Officials)
- ★ USCS – (Unified Soil Classification System)
- ★ USDA – (United States Department of Agriculture)

# CURVA GRANULOMETRICA-DEFINICION DE PORCENTAJES DE SUELOS (USCS&AASHTO)



# Sistema de Clasificación AASHTO

- Utiliza
  - Granulometría (tamices #10, 40, y 200)
  - Características de plasticidad (LL, PI)
- Divide los suelos en 7 grupos (subgrupos)  
(A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7)
  - **Gruesos o granulares:**  $\leq 35\%$  pasan tamiz # 200  
(A-1 hasta A-3)
  - **Suelos de grano fino o limos arcillosos:**  $> 35\%$  pasan tamiz # 200  
(A-4 hasta A-7)

**Table 5.1 Classification of Highway Subgrade Material, Das, B.**

General classification	Granular materials (35% or less of total sample passing no. 200)						
	A-1			A-2			
Group classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Sieve analysis (percent passing)							
No. 10	50 max.						
No. 40	30 max.	50 max.	51 min.				
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Characteristics of fraction passing no. 40							
Liquid limit				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	6 max.		NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand			
General subgrade rating	Excellent to good						

**Table 5.1 Classification of Highway Subgrade Material, Das, B. (cont...)**

General classification	Silt-clay materials (More than 35% of total sample passing no. 200)			
Group classification	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 <sup>a</sup> A-7-6 <sup>b</sup>
Sieve analysis (percent passing)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Characteristics of fraction				
passing no. 40				
Liquid limit	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Usual types of significant constituent materials	Silty soils		Clayey soils	
General subgrade rating	Fair to poor			

<sup>a</sup> For A-7-5,  $PI \leq LL - 30$

<sup>b</sup> For A-7-6,  $PI > LL - 30$

# Sistema de Clasificación AASHTO

- Índice de Grupo (GI)

- Uso → evaluar calidad de suelo como material para sub-base en carreteras
- Se calcula

$$GI = (F_{200}-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F_{200}-15)(PI-10)$$

donde,  $F_{200}$  = % pasando tamiz # 200

LL = límite líquido

PI = índice de plasticidad

- A menor GI mejor calidad

# Sistema de Clasificación (USCS) ASTM 2487

- Parámetros utilizados
  - 1- **Parámetros de Plasticidad (LL, PI=LL-PL)**
  - 2- **Granulometría (% pasando tamiz #4 y # 200 )**
  - 3- **Índices de uniformidad ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ) y de curvatura ( $C_c = D_{30}^2/[D_{60} * D_{10}]$ )**
- Este sistema clasifica los suelos en 2 grupos principales:
  - 1- **Gruesos:            < 50 % pasan tamiz # 200**
  - 2- **Finos:                ≥ 50 % pasan tamiz # 200**

# Sistema de Clasificación USCS

## Nomenclatura Utilizada

Letra principal	Tipo de suelo
G	grava-gravel
S	arena-sand
M	limo-silt
C	arcilla-clay
O	orgánico-organic

Letra secundaria	Descripción
W	bien gradada well graded
P	mal gradada poorly graded
M	limoso-silty
C	arcilloso-clayey
H	alta plasticidad- high plasticity
L	baja plasticidad- low plasticity

**Table 4.2** Unified Soil Classification System (Based on Material Passing 76.2-mm Sieve)

Criteria for assigning group symbols			Group symbol		
<b>Coarse-grained soils</b> More than 50% of retained on No. 200 sieve	<b>Gravels</b> More than 50% of coarse fraction retained on No. 4 sieve	Clean Gravels <u>Less than 5% fines<sup>a</sup></u>	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$ $C_u < 4$ and/or $1 > C_c > 3^c$	GW GP	
		Gravels with Fines <u>More than 12% fines<sup>a,d</sup></u>	$PI < 4$ or plots below "A" line (Figure 4.2) $PI > 7$ and plots on or above "A" line (Figure 4.2)	GM GC	
	<b>Sands</b> 50% or more of coarse fraction passes No. 4 sieve	Clean Sands <u>Less than 5% fines<sup>b</sup></u>	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$ $C_u < 6$ and/or $1 > C_c > 3^c$	SW SP	
		Sands with Fines <u>More than 12% fines<sup>b,d</sup></u>	$PI < 4$ or plots below "A" line (Figure 4.2) $PI > 7$ and plots on or above "A" line (Figure 4.2)	SM SC	
		<b>Silts and clays</b> Liquid limit less than 50	Inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line (Figure 4.2) <sup>e</sup> $PI < 4$ or plots below "A" line (Figure 4.2) <sup>e</sup>	CL ML
			Organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$ ; see Figure 4.2; OL zone	OL
<b>Fine-grained soils</b> 50% or more passes No. 200 sieve	<b>Silts and clays</b> Liquid limit 50 or more	Inorganic	$PI$ plots on or above "A" line (Figure 4.2) $PI$ plots below "A" line (Figure 4.2)	CH MH	
		Organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$ ; see Figure 4.2; OH zone	OH	
	Highly Organic Soils	Primarily organic matter, dark in color, and organic odor		Pt	

<sup>a</sup> Gravels with 5 to 12% fine require dual symbols: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

<sup>b</sup> Sands with 5 to 12% fines require dual symbols: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

<sup>d</sup> If  $4 \leq PI \leq 7$  and plots in the hatched area in Figure 4.2, use dual symbol GC-GM or SC-SM.

<sup>e</sup> If  $4 \leq PI \leq 7$  and plots in the hatched area in Figure 4.2, use dual symbol CL-ML.

# Chapter 4 Engineering Classification of Soil

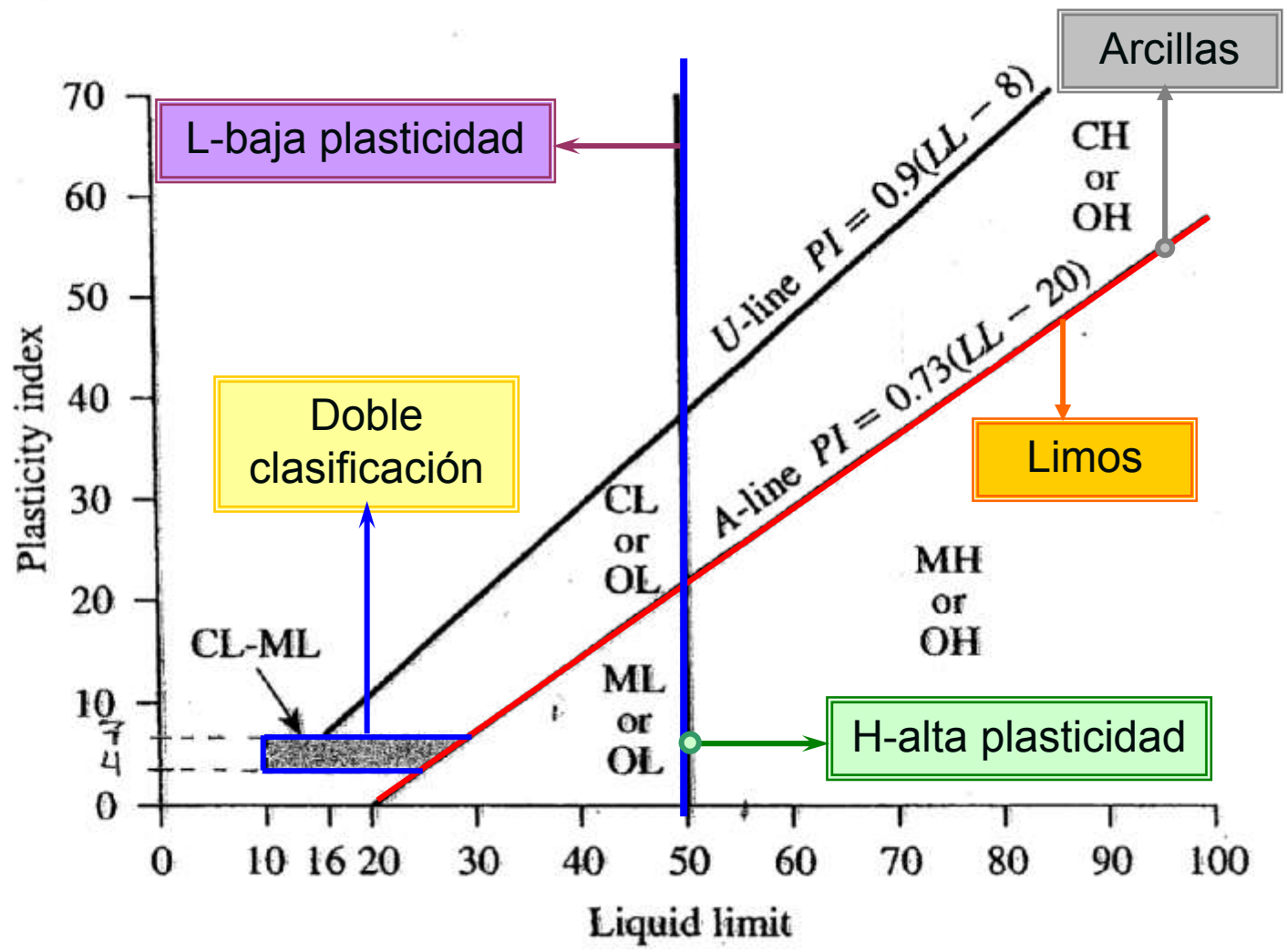
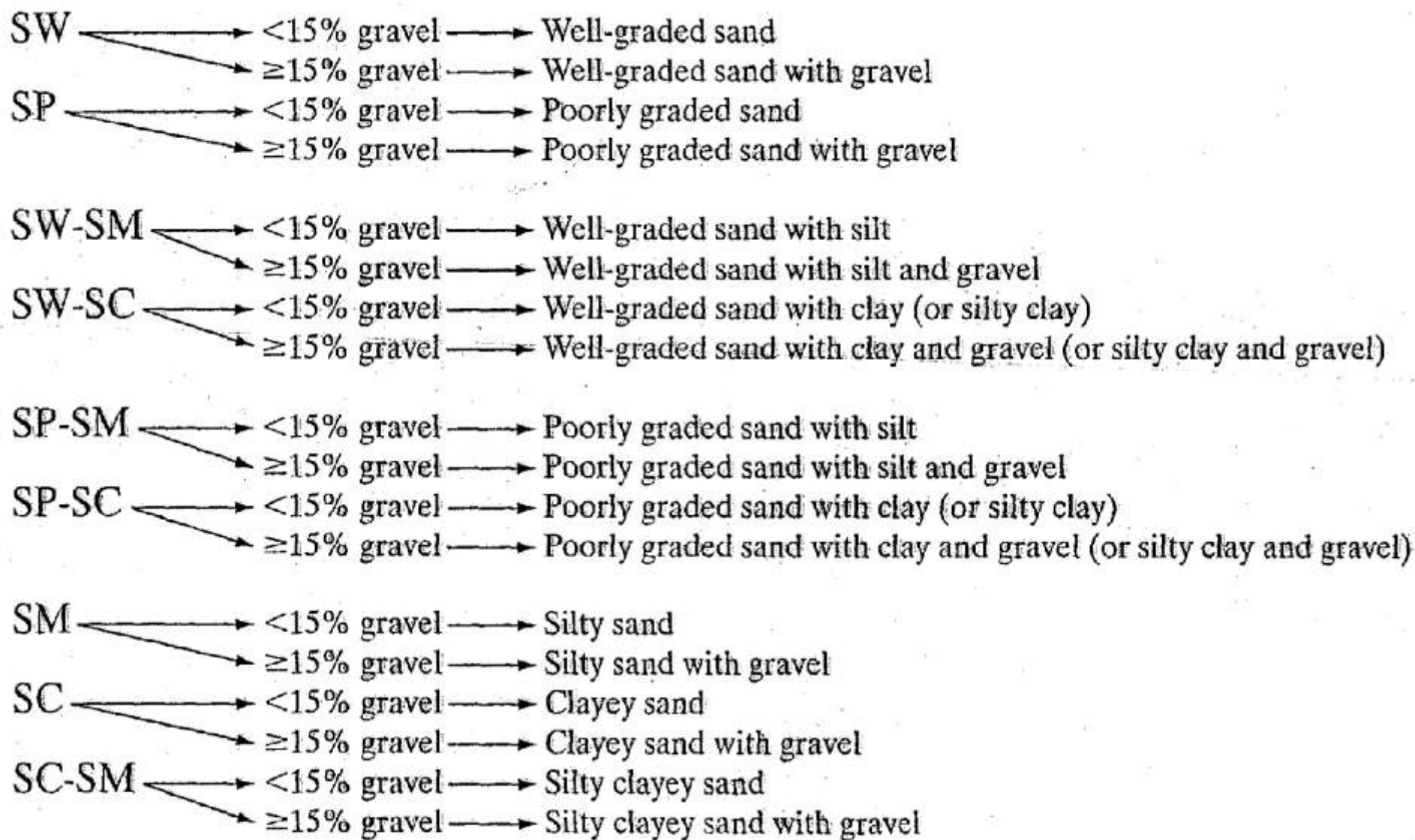


Figure 4.2 Plasticity chart

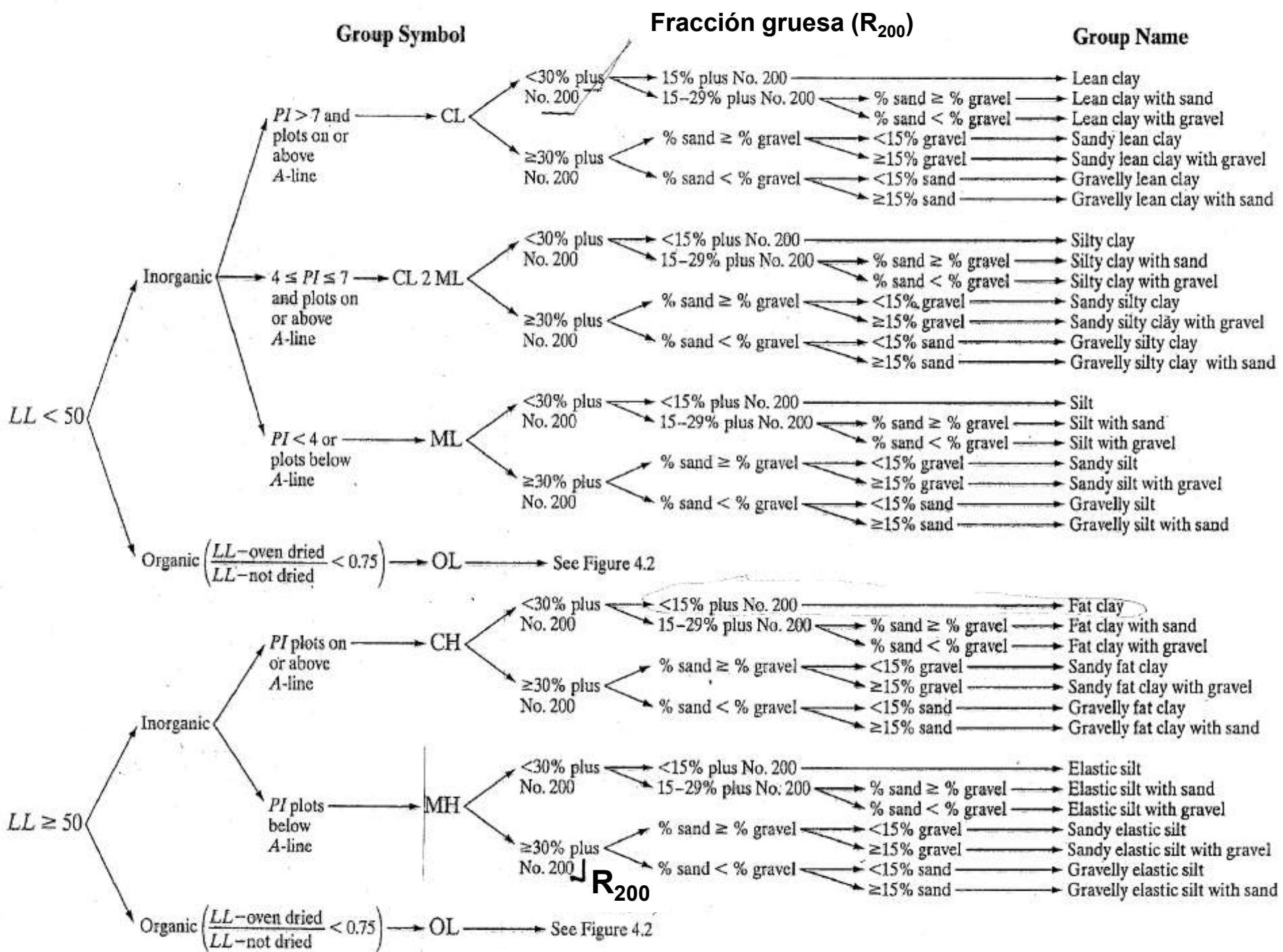


**Figure 4.3** Flowchart group names for gravelly and sandy soil. *Source:* From “Annual Book of ASTM Standards, 04.08.” Copyright © 1999 American Society for Testing and Materials. Reprinted with permission.

# Group Symbol

# Group Name

GW	→	<15% sand	→	Well-graded gravel
	→	≥15% sand	→	Well-graded gravel with sand
GP	→	<15% sand	→	Poorly graded gravel
	→	≥15% sand	→	Poorly graded gravel with sand
GW-GM	→	<15% sand	→	Well-graded sand with silt
	→	≥15% sand	→	Well-graded gravel with silt and sand
GW-GC	→	<15% sand	→	Well-graded gravel with clay (or silty clay)
	→	≥15% sand	→	Well-graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GP-GM	→	<15% sand	→	Poorly graded gravel with silt
	→	≥15% sand	→	Poorly graded gravel with silt and sand
GP-GC	→	<15% sand	→	Poorly graded gravel with clay (or silty clay)
	→	≥15% sand	→	Poorly graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GM	→	<15% sand	→	Silty gravel
	→	≥15% sand	→	Silty gravel with sand
GC	→	<15% sand	→	Clayey gravel
	→	≥15% sand	→	Clayey gravel with sand
GC-GM	→	<15% sand	→	Silty clayey gravel
	→	≥15% sand	→	Silty clayey gravel with sand



# Resumen

---

- ❖ *Para suelos granulares*
  - *Análisis de **tamices***
  - *Densidad Relativa*
  - *Clasificación mediante **distribución de tamaño de partículas***

# Resumen (Cont....)

---

- ❖ *Para suelos finos*
  - *Análisis de **hidrómetro***
  - *Consistencia*
  - *Clasificación mediante **Limites de Atterberg** (diagrama plasticidad, PI-LL)*

# Resumen (Cont....)

---

- ❖ *Sistemas de Clasificación más comunes para ingenieros civiles (basados en comportamiento mecánico)*
  - *AASHTO utiliza:*
    - tamiz #10, #40 y #200***
    - PI y LL***
    - letras y números (GI)***

# Resumen (Cont....)

---

- ❖ *Sistemas de Clasificación más comunes para ingenieros civiles (basados en comportamiento mecánico)*
  - *USCS utiliza:*
    - ***-tamiz #4 y #200***
    - ***-índices  $C_u$  y  $C_c$***
    - ***-PI y LL***
    - ***-combinación de letras primarias y secundarias-descripción detallada***

# PROPIEDADES ÍNDICES RELACIONES PESO/VOLUMEN

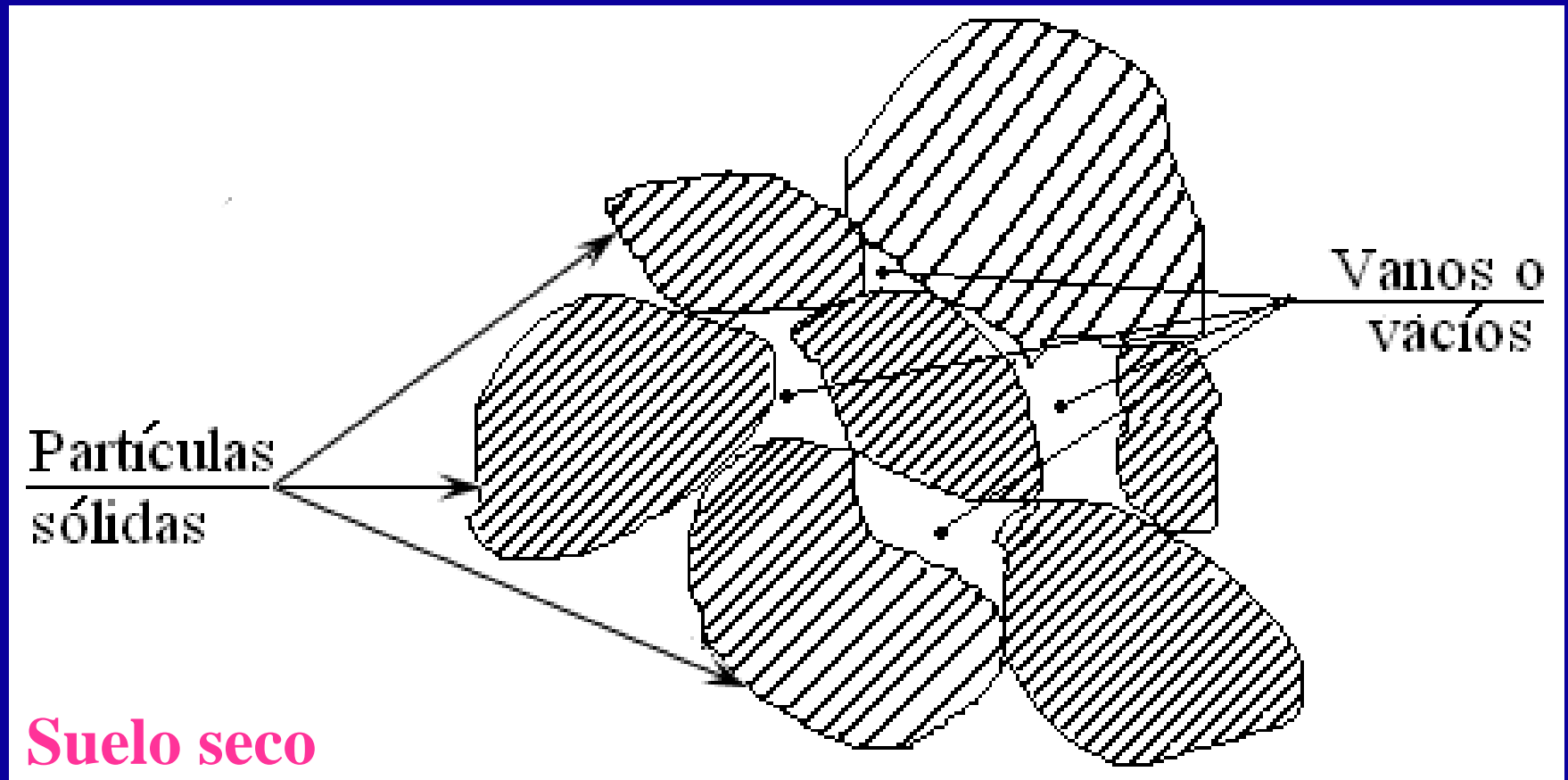
# Propiedades Índices

- Las propiedades índices caracterizan el estado de un suelo
  - Definen las condiciones en las que se encuentra un suelo
- Para definir las propiedades índices se recurre al **diagrama de fases**

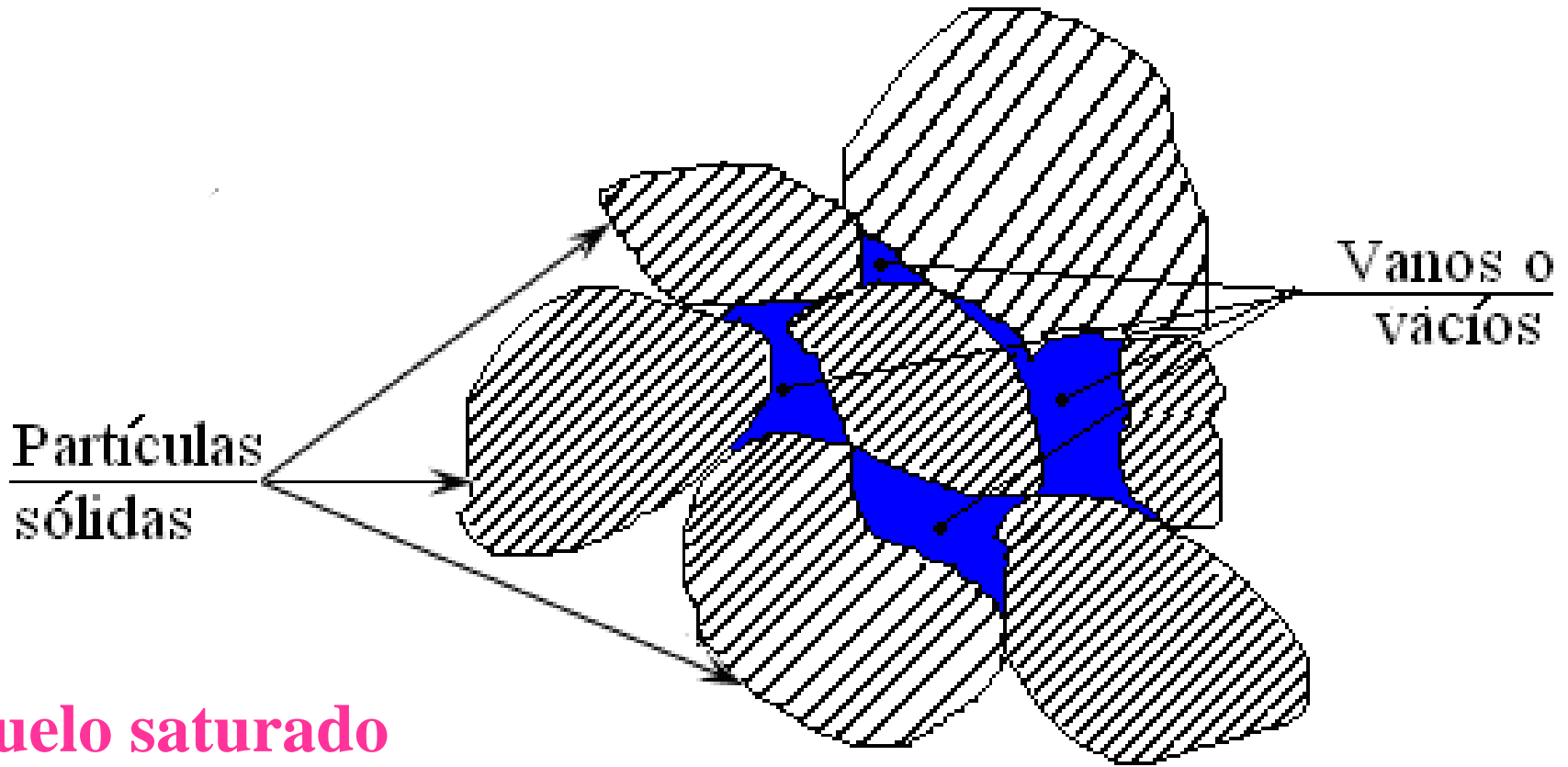
# Suelo

- Un suelo consiste de partículas sólidas y espacios vacíos (o vanos) que se encuentran entre las partículas.
  - Los vacíos o vanos pueden estar llenos de agua, de aire, o de una combinación de agua y aire.
- Por lo tanto, podemos tener en el suelo una interacción entre tres fases (o 2 dependiendo de si el suelo está saturado o seco)

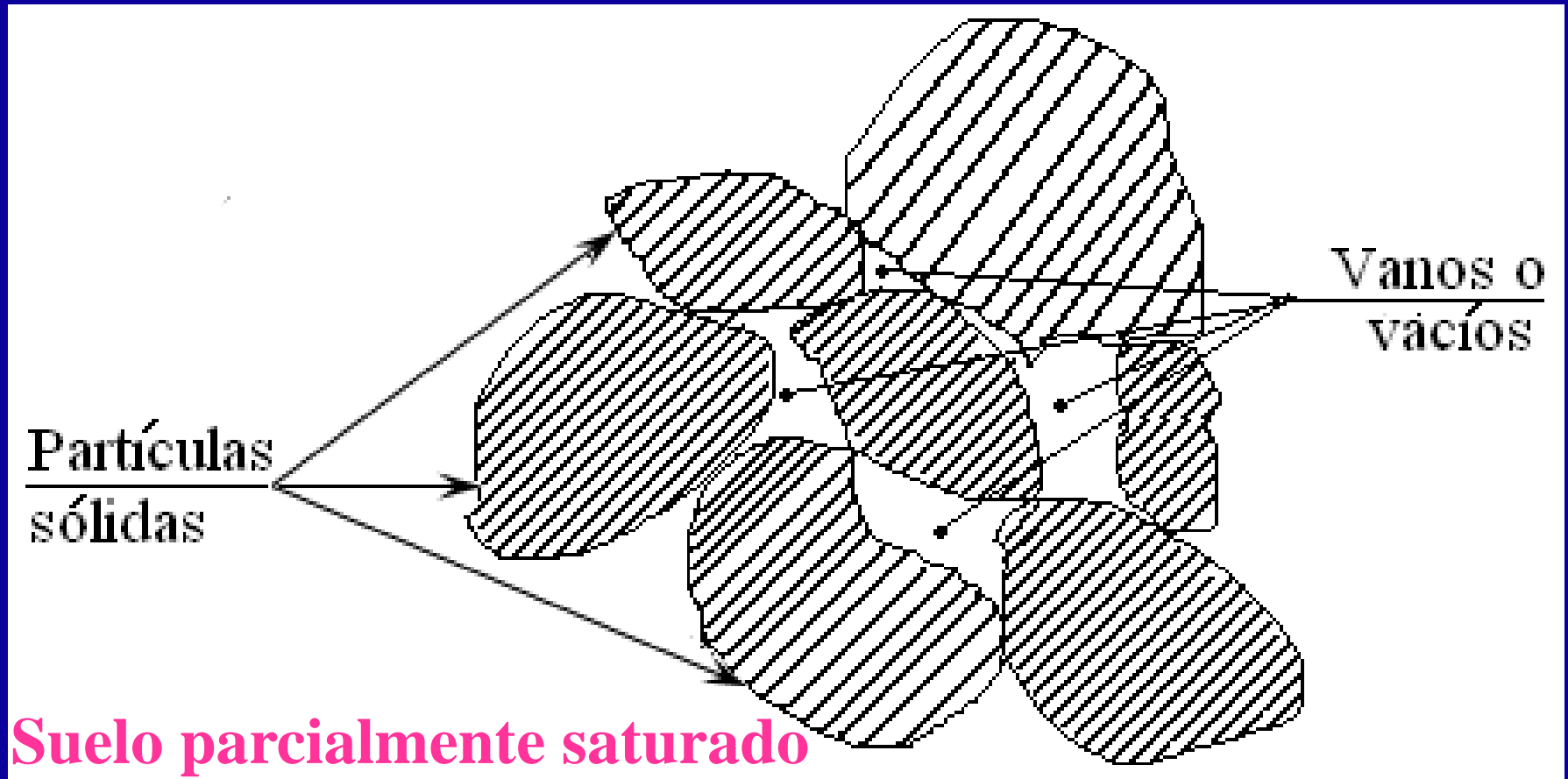
# Interacción entre Distintas Fases



# Interacción entre Distintas Fases



# Interacción entre Distintas Fases

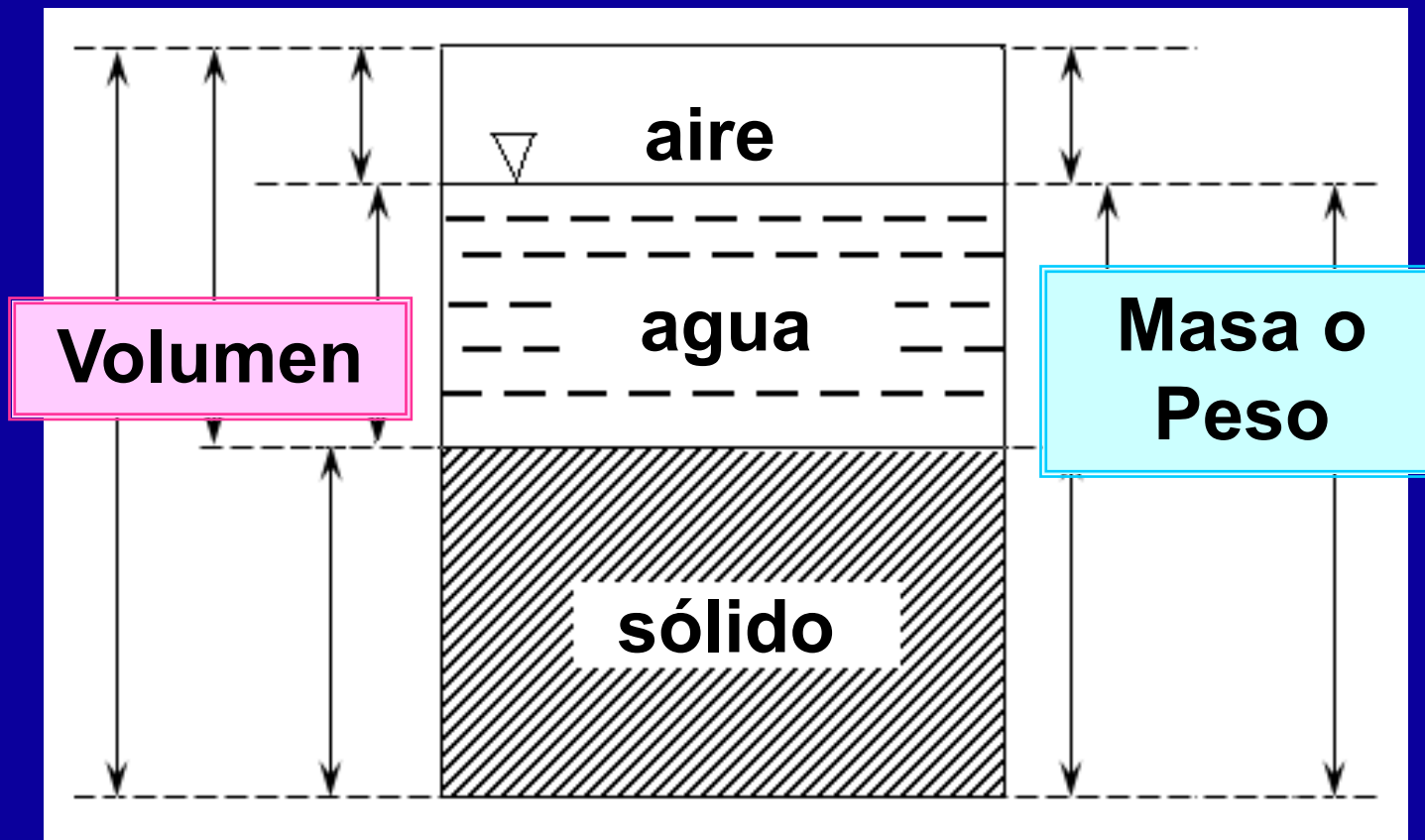


# “Diagrama de Fases”

- Generalmente, es conveniente separar el suelo en sus diferentes fases dibujando un “diagrama de fases.”

Suelo parcialmente saturado

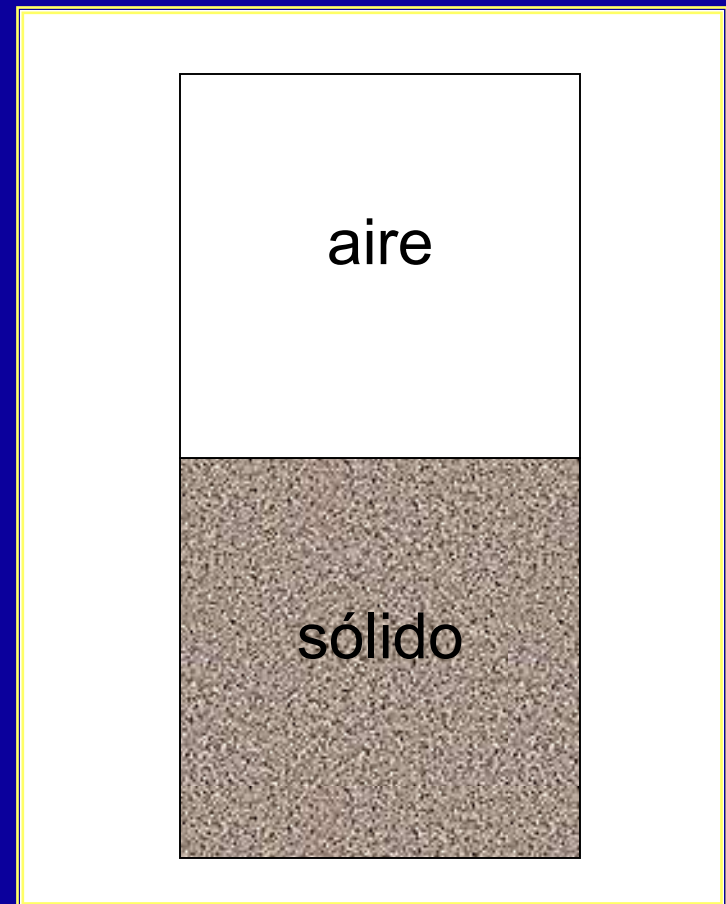
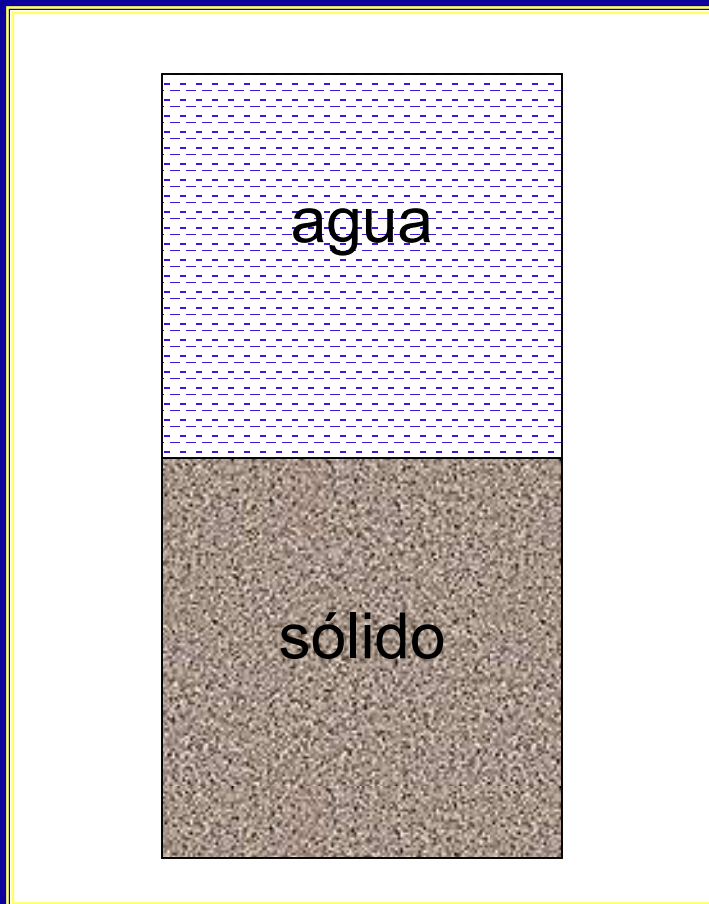
Diagrama de tres fases



# “Diagrama de Fases”

Diagrama de dos fases

- Suelo sa co



# OBJETIVO-Relaciones Peso/Volumen

- Calcular la masa (o peso) y el volumen de las tres fases para definir propiedades índices

## Notación

M = masa (mass)

W = peso (weight)

V = volumen

s = sólidos (partículas)

w = agua (water)

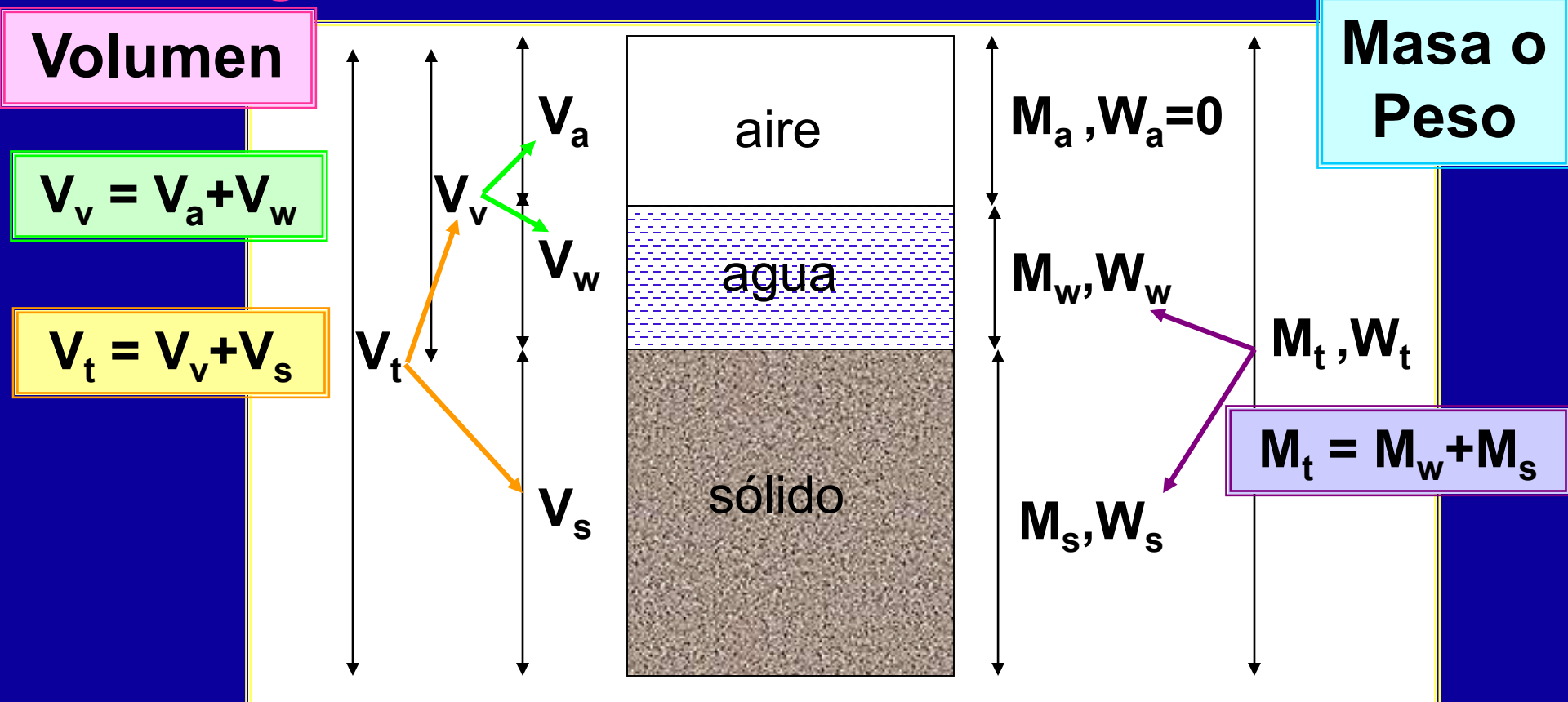
a = aire

v = vanos

t = total

# “Diagrama de Fases”

- Generalmente, es conveniente separar el suelo en sus diferentes fases dibujando un “diagrama de fases.”



# Gravedad Específica de los Suelos

# Gravedad Específica

- Indica que tan pesado/liviano un material es relativo al agua
- En los suelos,  $G_s$  se refiere a la masa de las partículas sólidas en una muestra determinada comparado con la masa de un volumen igual de agua

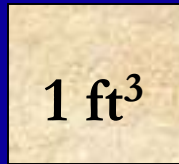
$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

or

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

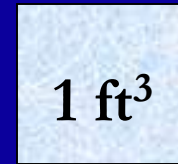
# Gravedad Especifica-Ejemplo

Partículas sólidas



**W = 187.2 lbs**

Agua



**W = 62.4 lbs**

$$G_s = \frac{187.2 \text{ lbs}}{62.4 \text{ lbs}} = 3$$

# Rangos Generales de $G_s$

- Arenas ----- 2.63 – 2.67
- Limos----- 2.65-2.7
- Arcilla y Arcilla limosa----- 2.67-2.9
- Suelos Orgánicos----- <2.0

# Valores Típicos de $G_s$

**Table 3.1 Specific Gravities of Minerals**

Quartz	2.65
K-Feldspars	2.54–2.57
Na–Ca-Feldspars	2.62–2.76
Calcite	2.72
Dolomite	2.85
Muscovite	2.7–3.1
Biotite	2.8–3.2
Chlorite	2.6–2.9
Pyrophyllite	2.84
Serpentine	2.2–2.7
Kaolinite	2.61 <sup>a</sup>
	2.64 ± 0.02
Halloysite (2 H <sub>2</sub> O)	2.55
Illite	2.84 <sup>a</sup>
	2.60–2.86
Montmorillonite	2.74 <sup>a</sup>
	2.75–2.78
Attapulgitite	2.30

<sup>a</sup> Calculated from crystal structure.

(Lambe and Whitman, 1979)

**Table 2.2 Specific Gravities of Common Minerals<sup>a</sup>**

Mineral	$G$
Halite	2.1–2.6
Gypsum	2.3–2.4
Serpentine	2.3–2.6
Orthoclase	2.5–2.6
Chalcedony	2.6–2.64
Quartz	2.65
Plagioclase	2.6–2.8
Chlorite and illite	2.6–3.0
Calcite	2.7
Muscovite	2.7–3.0
Biotite	2.8–3.1
Dolomite	2.8–3.1
Anhydrite	2.9–3.0
Pyroxene	3.2–3.6
Olivine	3.2–3.6
Barite	4.3–4.6
Magnetite	4.4–5.2
Pyrite	4.9–5.2
Galena	7.4–7.6

<sup>a</sup> A. N. Winchell (1942).

(Goodman, 1989)

# RELACIONES PESO/VOLUMEN

# Relaciones de Volumen

- Índice de vanos,  $e$  - mide volumen de vanos
- Porosidad,  $n$  - mide volumen de vanos en %

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

$$n = \frac{V_v}{V_T} \times 100$$

–Decimal

–Porcentaje

–Rango típico (0.5-1.5)

–Rango (0-100)%

$$e = \frac{n}{(1-n)}$$

$$n = \frac{e}{(1+e)} \times 100$$

# Relaciones de Volumen

- Grado de Saturación,  $S$  – mide el volumen de agua en los vanos del suelo

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

– Porcentaje

– Rango (0-100)%

Seco

Saturado

# Relaciones de Peso

- Contenido de humedad,  $w$  = mide la cantidad de agua presente en un suelo

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

- Porcentaje
- Rango típico (0-100)%
  - Puede ser  $> 100\%$

# Otras Relaciones

- Peso unitario,  $\gamma$

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

- Dependiendo del grado de saturación del suelo (condiciones) podemos establecer varias definiciones:

# Otras Relaciones, cont...

- Peso unitario,  $\gamma$

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} = \frac{(W_s + W_w)}{V_t}$$

- Resultado varía dependiendo del grado de Saturación del suelo

# Peso Unitario

- Suelo Seco (peso?)

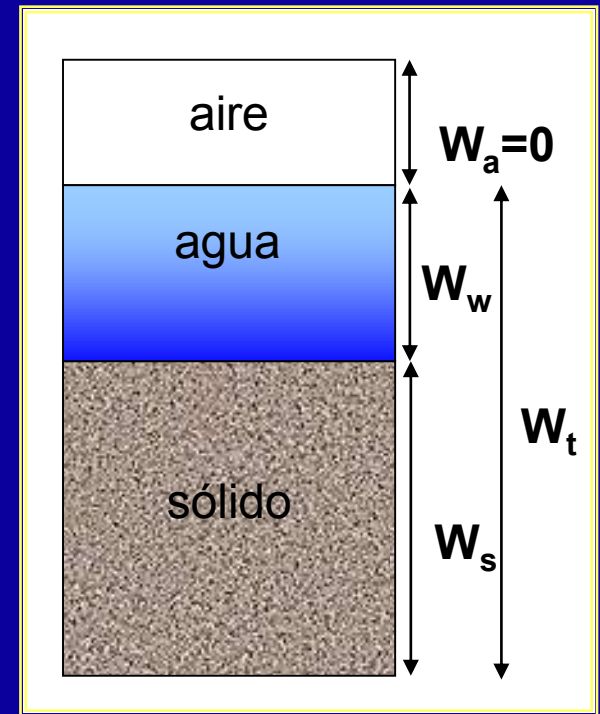
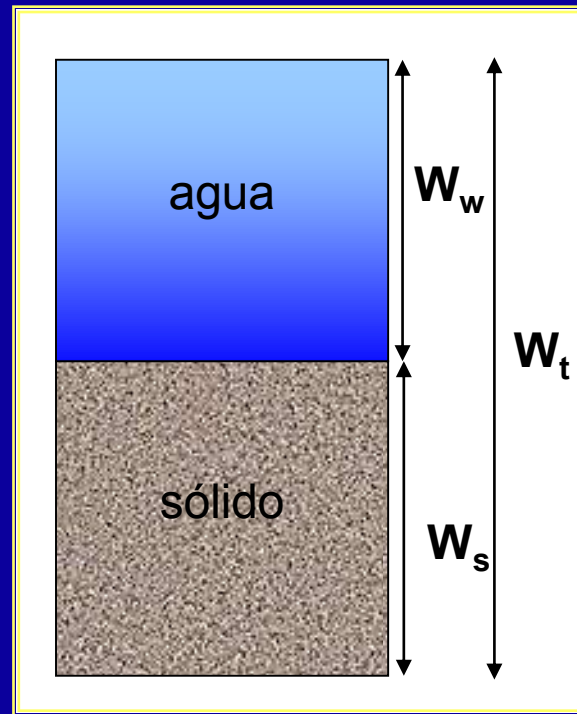
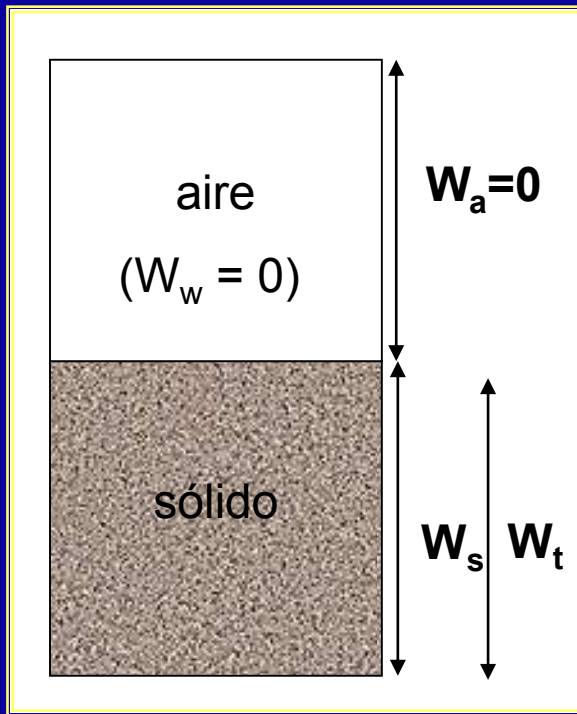
$$W_w = 0 \rightarrow W_t = W_s$$

$$\gamma_d = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_s}{V_t}$$

- Suelo Saturado

$$W_t = W_s + W_w$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_t}{V_t} = \frac{(W_s + W_w)}{V_t}$$



**Suelo Seco,**

$\gamma_d$

**Suelo Saturado,**

$\gamma_{sat}$

**Suelo Parcialmente Saturado,**  $\gamma_{moist}$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

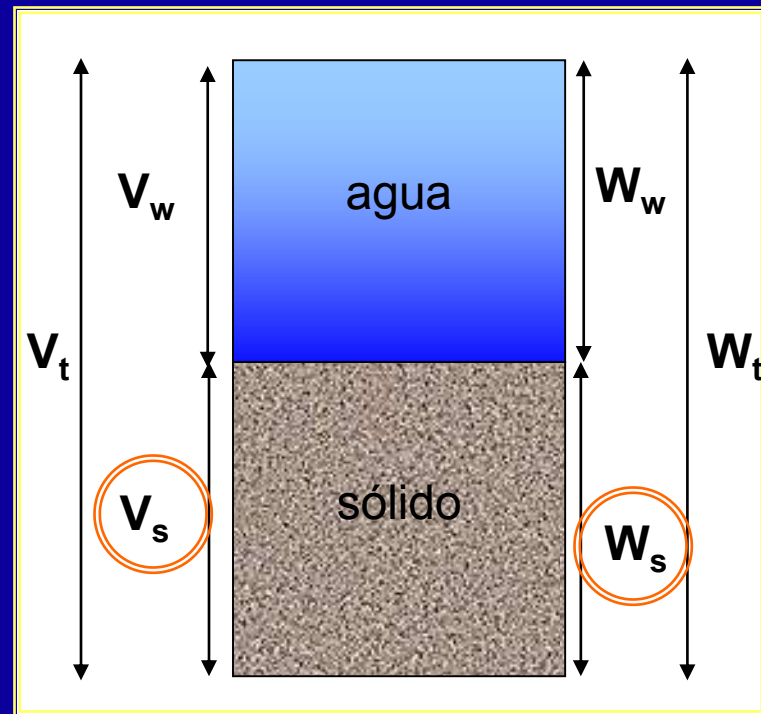
$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} = \frac{(W_s + W_w)}{V_t}$$

# Otras Relaciones, cont...

- Peso unitario de los sólidos,  $\gamma_s = \gamma_d$  ?

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

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



# Otras Relaciones, cont...

- Peso unitario sumergido,  $\gamma'$

$$\gamma' = \frac{(W_s)_{sum}}{V_T} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\begin{aligned} \frac{W_s - V_s \cdot \gamma_w}{V} &= \frac{W_s - (V - V_w) \cdot \gamma_w}{V} \quad (S = 100\%) \\ &= \frac{W_s - V \cdot \gamma_w + W_w}{V} \\ &= \frac{W_s + W_w - V \cdot \gamma_w}{V} \\ &= \gamma_{sat} - \gamma_w \end{aligned}$$



Cartoon by Ken Otter, 1997

## ***Archimedes' principle:***

La fuerza boyante en un cuerpo sumergido en un fluido es igual al peso del fluido desplazado por dicho objeto

# Ejemplo de Unidades

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = \rho \text{ (Mg/m}^3\text{)} * g \text{ (9.81 m/s}^2\text{)}$$

Para agua

$$\gamma_w = \rho_w * g = (1 \text{ Mg/m}^3) * (9.81 \text{ m/s}^2) = \underline{9.81 \text{ kN/m}^3}$$

$$\gamma_w = \underline{62.4 \text{ lb/ft}^3}$$

Para agua

$$\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3 = 1 \text{ Mg/m}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$$

# Otras Relaciones, cont...

- Densidad,  $\rho$  – se expresa de forma similar que el peso unitario

- RECUERDE QUE:

$$\gamma = \rho * g$$

$\text{N/m}^3$        $\text{kg/m}^3$        $\text{m/s}^2$

# Otras Relaciones, cont...

- Densidad,  $\rho$

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} = \frac{(M_s + M_w)}{V_t}$$

- Resultado varía dependiendo del grado de Saturación del suelo

# Peso Unitario

- Suelo Seco (masa?)

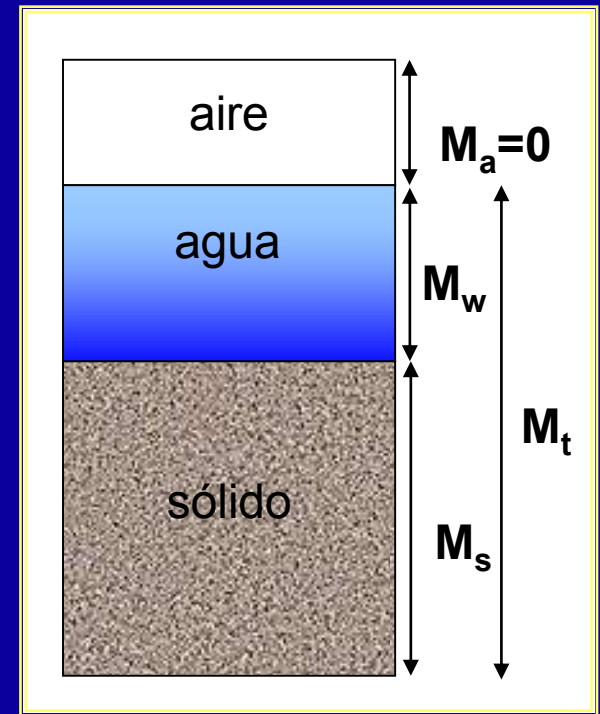
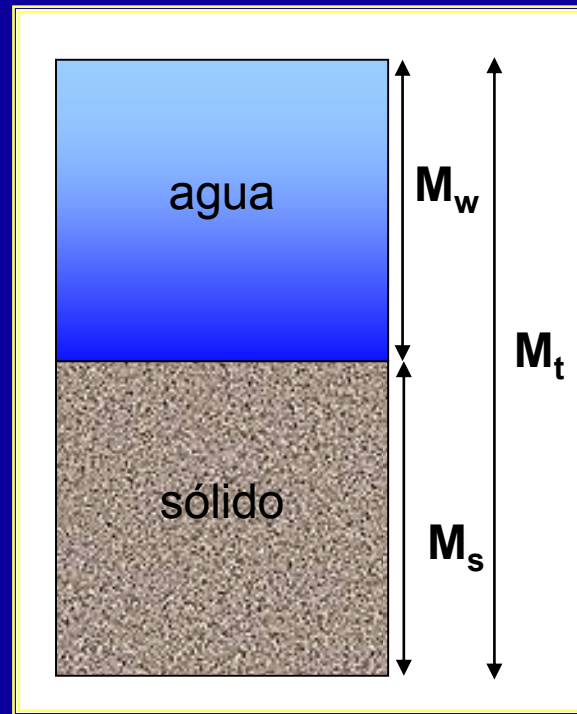
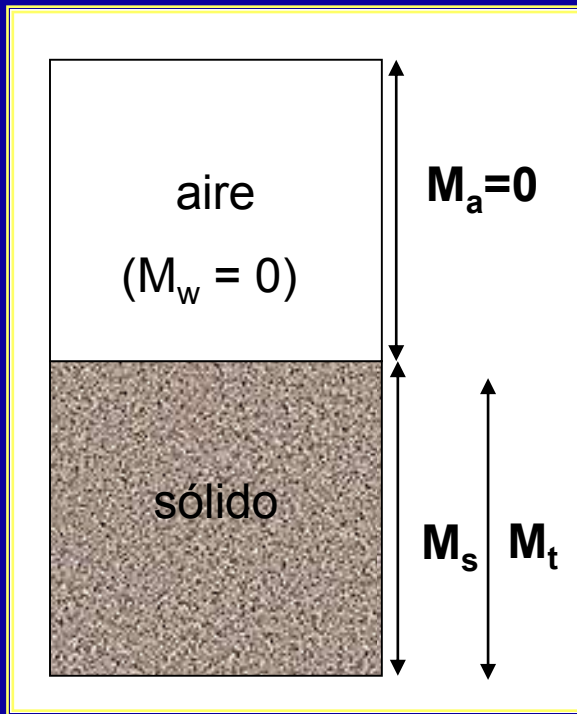
$$M_w = 0 \rightarrow M_t = M_s$$

$$\rho_d = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s}{V_t}$$

- Suelo Saturado

$$M_t = M_s + M_w$$

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} = \frac{(M_s + M_w)}{V_t}$$



**Suelo Seco,**

$\rho_d$

**Suelo Saturado,**

$\rho_{sat}$

**Suelo Parcialmente Saturado,**  
 $\rho_{moist}$

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} = \frac{(M_s + M_w)}{V_t}$$

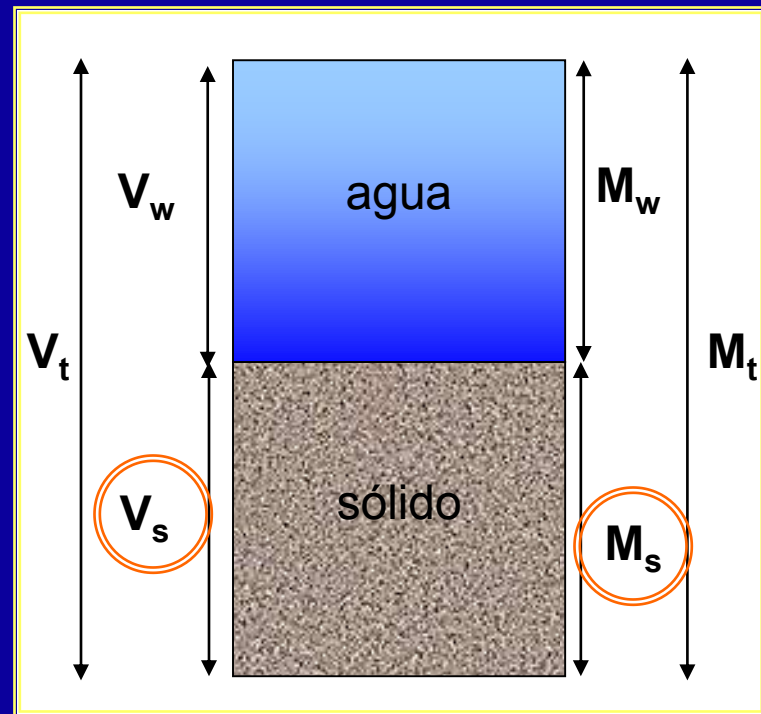
# Otras Relaciones, cont...

- Densidad de los sólidos,  $\rho_s$

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

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

Varia típicamente entre  
(2.5→2.8) Mg/m<sup>3</sup>



# Otras Relaciones, cont...

- Densidad sumergida,  $\rho'$

$$\rho' = \frac{(M_s)_{sum}}{V_T} = \rho_{sat} - \rho_w$$

# Valores Típicos

**Table 3.2** Void Ratio, Moisture Content, and Dry Unit Weight for Some Typical Soils in a Natural State

Type of soil	Void ratio, $e$	Natural moisture content in a saturated state (%)	Dry unit weight, $\gamma_d$	
			lb/ft <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Loose uniform sand	0.8	30	92	14.5
Dense uniform sand	0.45	16	115	18
Loose angular-grained silty sand	0.65	25	102	16
Dense angular-grained silty sand	0.4	15	121	19
Stiff clay	0.6	21	108	17
Soft clay	0.9–1.4	30–50	73–93	11.5–14.5
Loess	0.9	25	86	13.5
Soft organic clay	2.5–3.2	90–120	38–51	6–8
Glacial till	0.3	10	134	21

# Sistemas de unidades :

Unidad de Sistema	Longitud	Masa	Densidad	Fuerza	Presión	Peso Unitario
Inglés	pulg.	lbm	lb-m/ft <sup>3</sup>	lbf	psi	lbf/ft <sup>3</sup>
S.I	mm	Kg	Kg/m <sup>3</sup>	Newton	Pascal	kN/m <sup>3</sup>

$$1 \text{ pulg} = 25.4 \text{ mm}$$

$$1 \text{ lbm} = 0.4536 \text{ Kg}$$

$$1 \text{ lbf} = 4.448 \text{ N}$$

$$1 \text{ psi} = 6.895 \times 10^3 \text{ Pa}$$

$$1 \text{ lbm/ft}^3 = 16.018 \text{ Kg/m}^3$$

# Relaciones de Fase

Considere una fracción del suelo donde  $V_s = 1$ .

Los demás volúmenes en el diagrama de fase pueden ser calculados utilizando las definiciones antes presentadas.

Las masas pueden ser obtenidas usando:

Masa = Densidad x Volumen

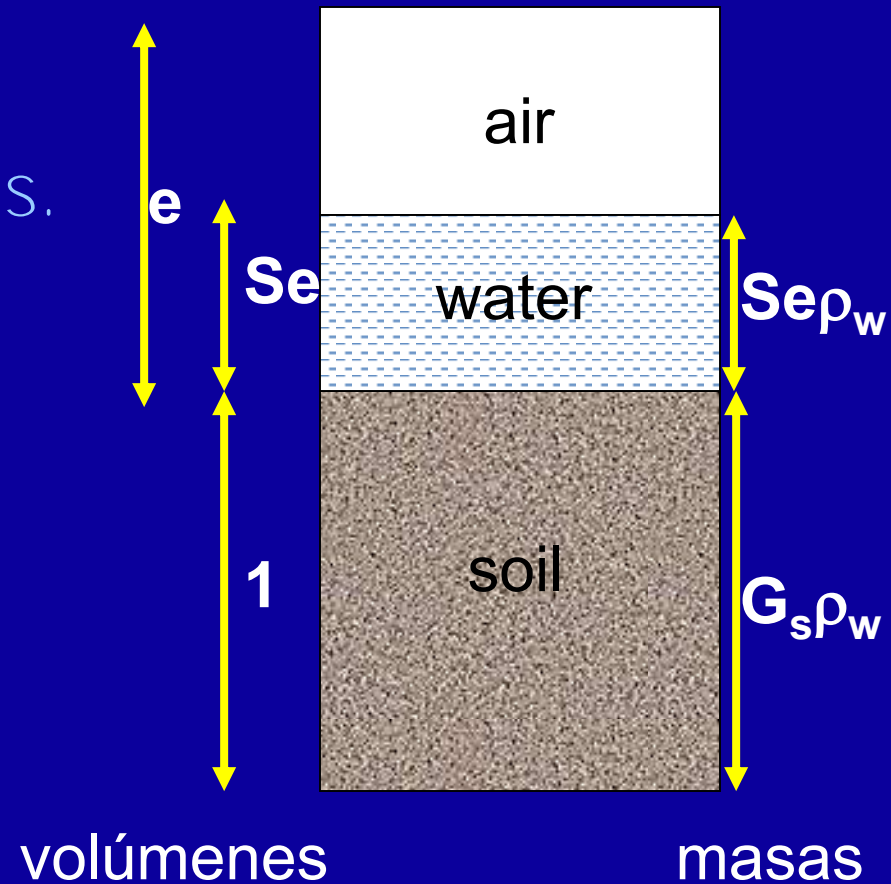


Diagrama de Fases

# Relaciones de Fase

Utilizando las relaciones de peso y volumen podemos definir,

$$w = \frac{M_W}{M_S} = \frac{Se}{G_S}$$

$$n = \frac{V_V}{V_T} = \frac{e}{1+e}$$

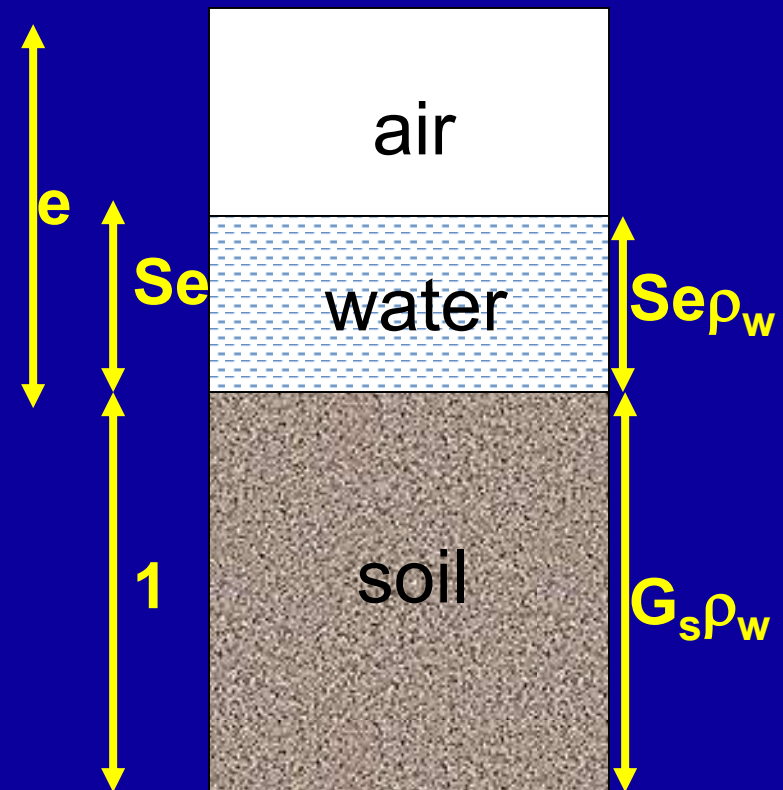


Diagrama de Fases

# Relaciones de Fase

$$\rho_{moist} = \frac{M_T}{V_T} = \frac{G_s + Se}{1 + e} \rho_w$$

$$\rho_{sat} = \frac{M_T}{V_T} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T} = \frac{G_s}{1 + e} \rho_w$$

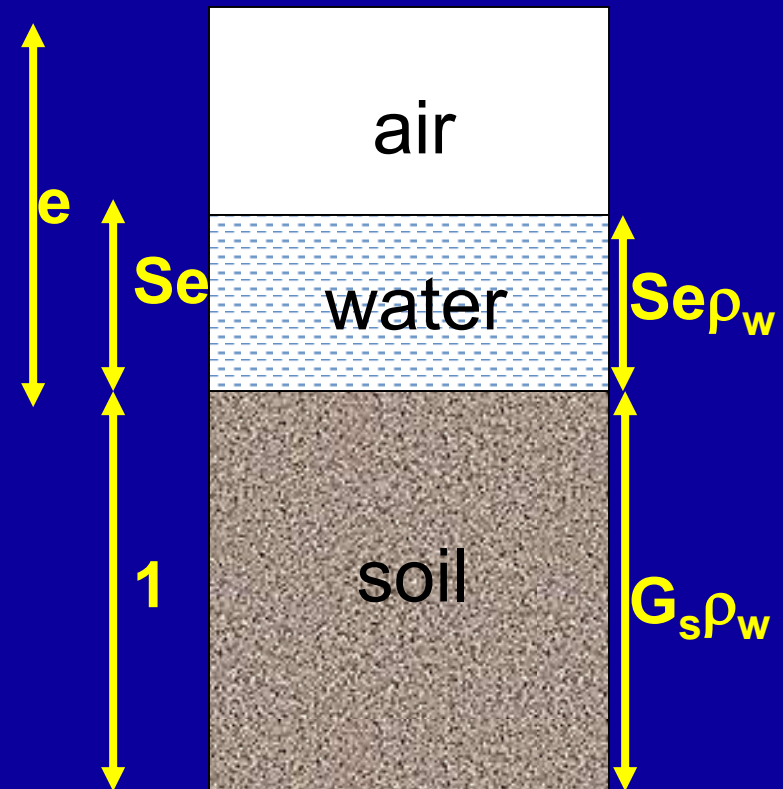


Diagrama de Fases



- No memorice ecuaciones. **Entienda** las definiciones y desarrolle relaciones utilizando el diagrama de fases con  $V_S = 1$ ;
- Asume  $G_S$  (2.6-2.8) cuando no sea conocido;
- No mezcle densidades con pesos unitarios;
- Partículas sólidas son incompresibles. Por lo tanto,  $M_s$  y  $V_s$  se mantienen constantes para cualquier razón de vanos

# Prueba Corta...

Indique si las siguientes aseveraciones son ciertas o falsas?

- (a) Densidad seca es mayor que la densidad sumergida
- (b) En suelos parcialmente saturados, el contenido de humedad es siempre menor de 100%
- (c) Mientras mayor es la razón de vanos mayor es la porosidad de un suelo
- (d) Densidad seca es mayor que densidad de los sólidos

# Prueba Corta...

Indique si las siguientes aseveraciones son ciertas o falsas?

(a) Densidad seca es mayor que la densidad sumergida

(a) Cierto

$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$$

$$\rho_{sat} = \frac{M_T}{V_T}$$

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$

$$\rho' = \frac{M_T}{V_T} - \frac{M_w}{V_w}$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T} = \frac{M_T - M_w}{V_T}$$

$$\rho_d = \frac{M_T}{V_T} - \frac{M_w}{V_T}$$

$$V_T > V_w \therefore \frac{M_w}{V_T} < \frac{M_T}{V_T} \Rightarrow \rho_d > \rho'$$

# Prueba Corta...

Indique si las siguientes aseveraciones son ciertas o falsas?

(a) Densidad seca es mayor que la densidad sumergida

**(a) Cierto – según mostrado**

(b) En suelos parcialmente saturados, el contenido de humedad es siempre menor de 100%

**(b) Falso – depende de la combinación de  $G_s$  y  $e$**

(c) Mientras mayor es la razón de vanos mayor es la porosidad de un suelo

**(c) Cierto – ambos miden cantidad de vanos**

# Aplicaciones



**Estribo puente**

**Terraplen**



09/01/2009

**Cantera**

# Cantera







**Colocando suelo**

**Material a compactar**



**Suelo compactado**





**Compactando suelo  
en pendiente**





SURELIA

# Compactación en capas – producto final



# Esfuerzos en una Masa de Suelo

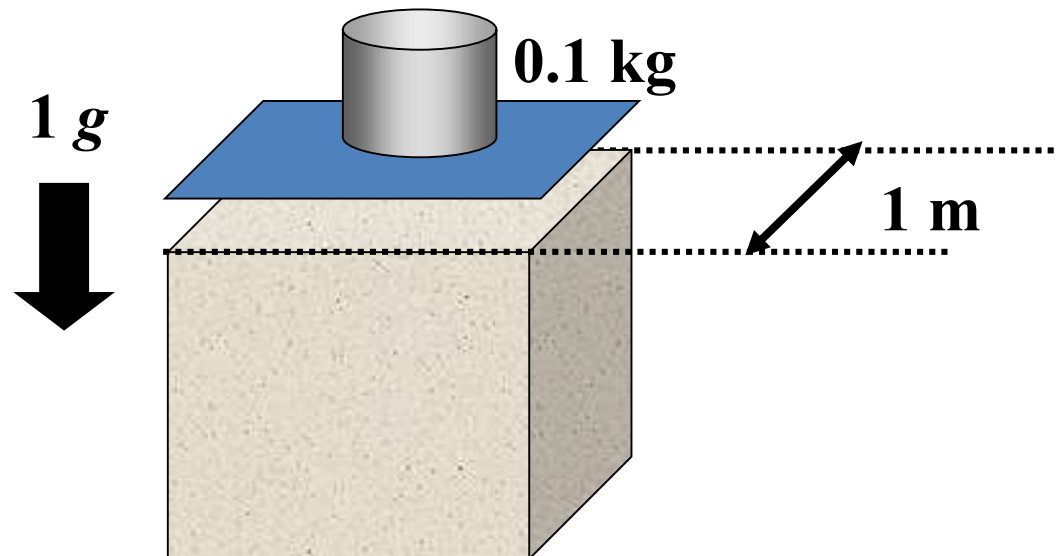


Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Esfuerzo

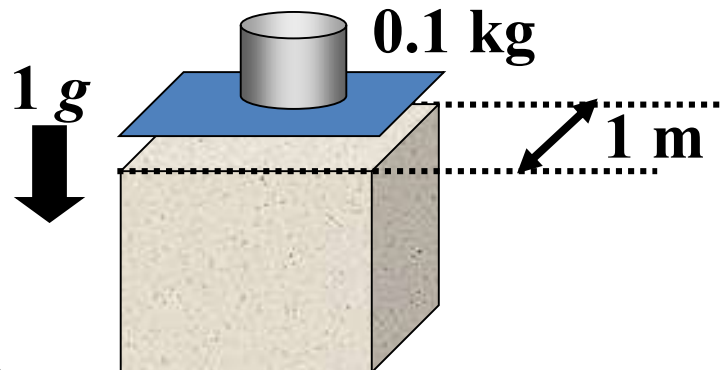
- **Esfuerzo es una fuerza por unidad de área:  $\text{N/m}^2$**
- **También define una presión. Las unidades de presión en el SI es el Pascal:  $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$**
- **1 N es la fuerza requerida para proporcionar una aceleración de  $1 \text{ m/s}^2$  a una masa de 1 kg,**

∴ usando la aceleración gravitacional ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ), una masa de  $\frac{1}{9.81} \text{ kg}$  genera una presión de 1Pa sobre un área de  $1 \text{ m}^2$ .



# Presión

- $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N m}^{-2} = 1 (\text{kg m})/(\text{s}^2 \text{ m}^2) = 1 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-2}$
- **Que es presión atmosférica?**
- $g * (\text{masa de la atmósfera sobre } 1 \text{ m}^2) = 101,325 \text{ Pa}$   
 $\approx 101.3 \text{ kPa} \approx 0.1 \text{ MPa}$
- **Misma fuerza de una columna de agua con una altura de 10.1 m**
- $\approx 14.7 \text{ psi (pounds / inch}^2)$



# Esfuerzos

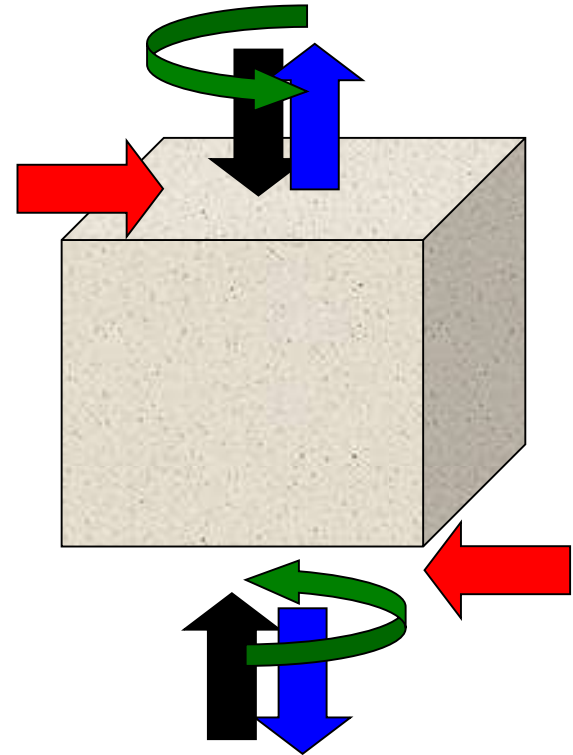
- 4 Esfuerzos comúnmente encontrados:

- **Compresión**  $\sigma$

- **Tensión**  $\sigma$

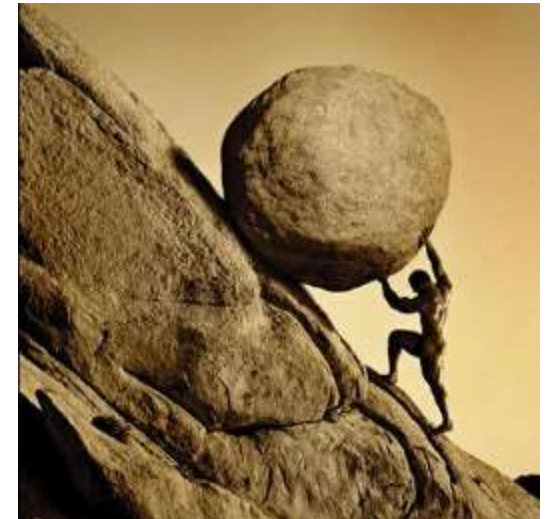
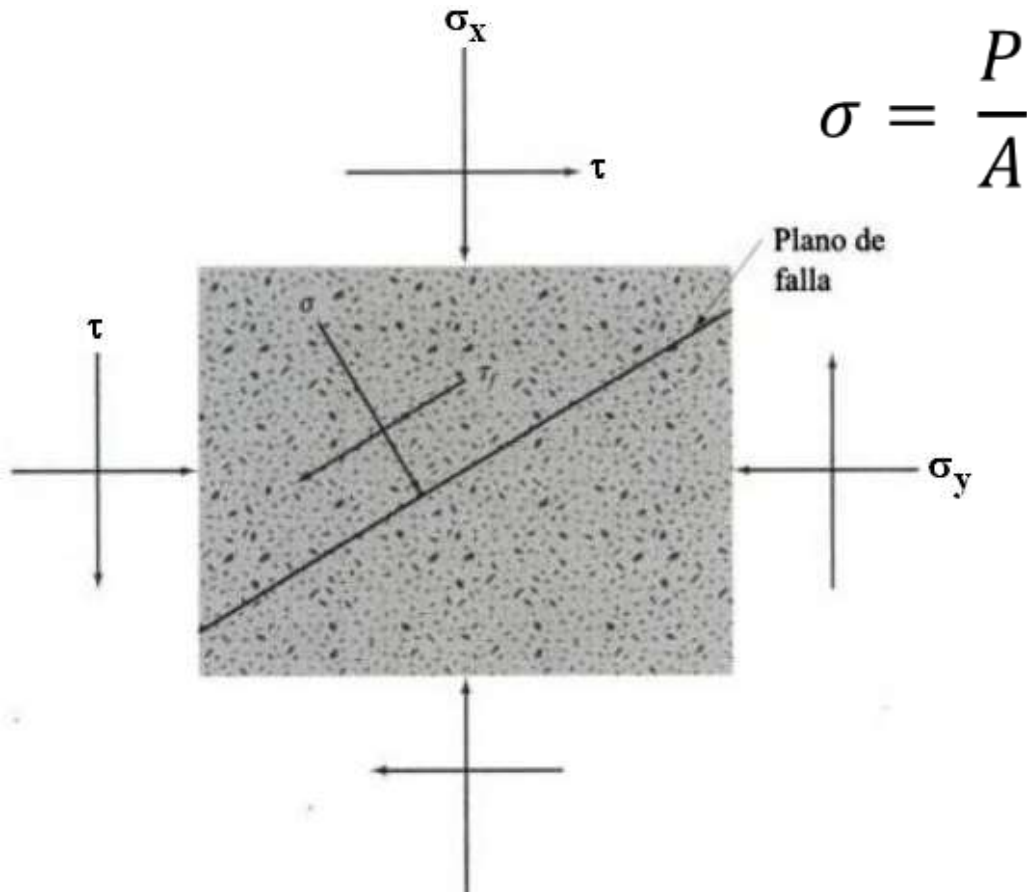
- **Cortantes**  $\tau$

- **Torsión** (no es típico en los suelos)

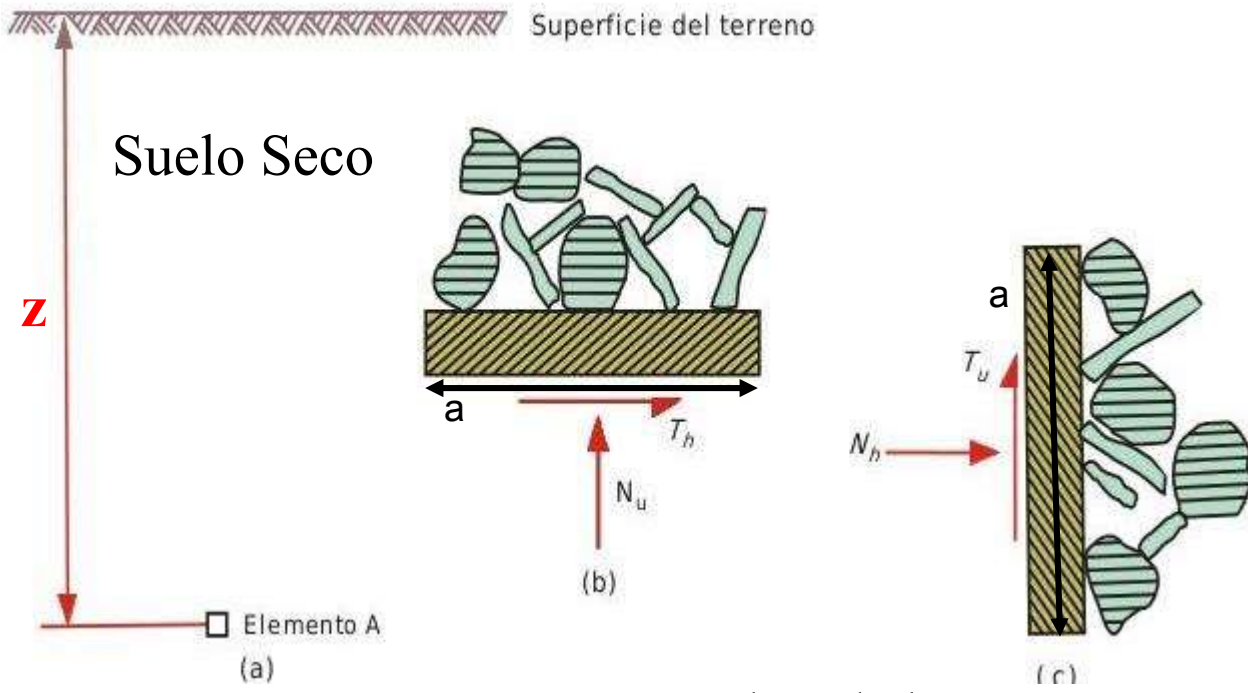


# Esfuerzos en una Masa de Suelo

Esfuerzo: Es la fuerza aplicada por unidad de área.



# Esfuerzos en Elemento Continuo de Suelo



Fuerzas sobre el elemento "A"

**Diagramas para ilustrar la definición de esfuerzo. a) Perfil del terreno. b) y c) Fuerzas sobre el elemento A.**

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}, \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}, \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2}, \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2}$$

# Comportamiento materiales sujetos a esfuerzos

- Materiales elásticos recuperan su forma original

Ejemplo: hule

- Materiales plásticos mantienen la forma luego de removido el esfuerzo

Ejemplo: arcilla para moldear (plastilina)

- Materiales viscosos deformación lenta

Ejemplo: tar

- Materiales quebradizos rompen bajo esfuerzos

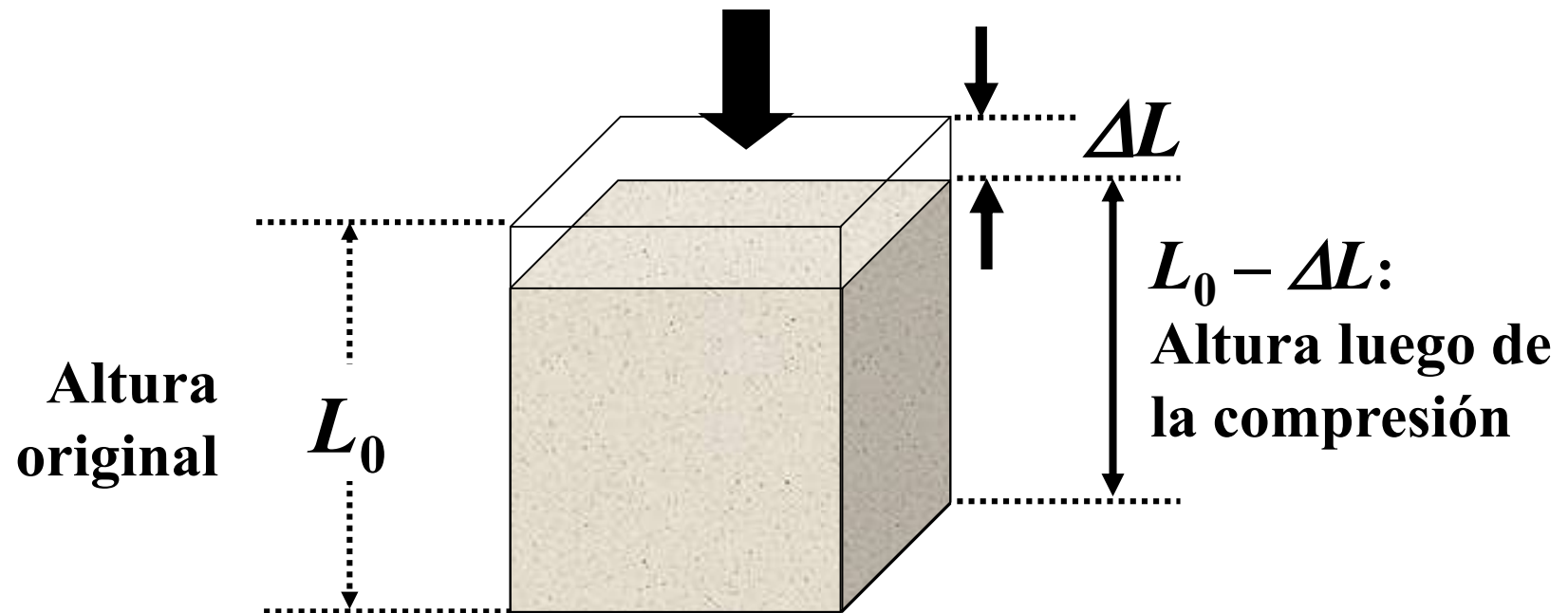
Ejemplo: ladrillo

Suelos combinación  
de todos los  
anteriores



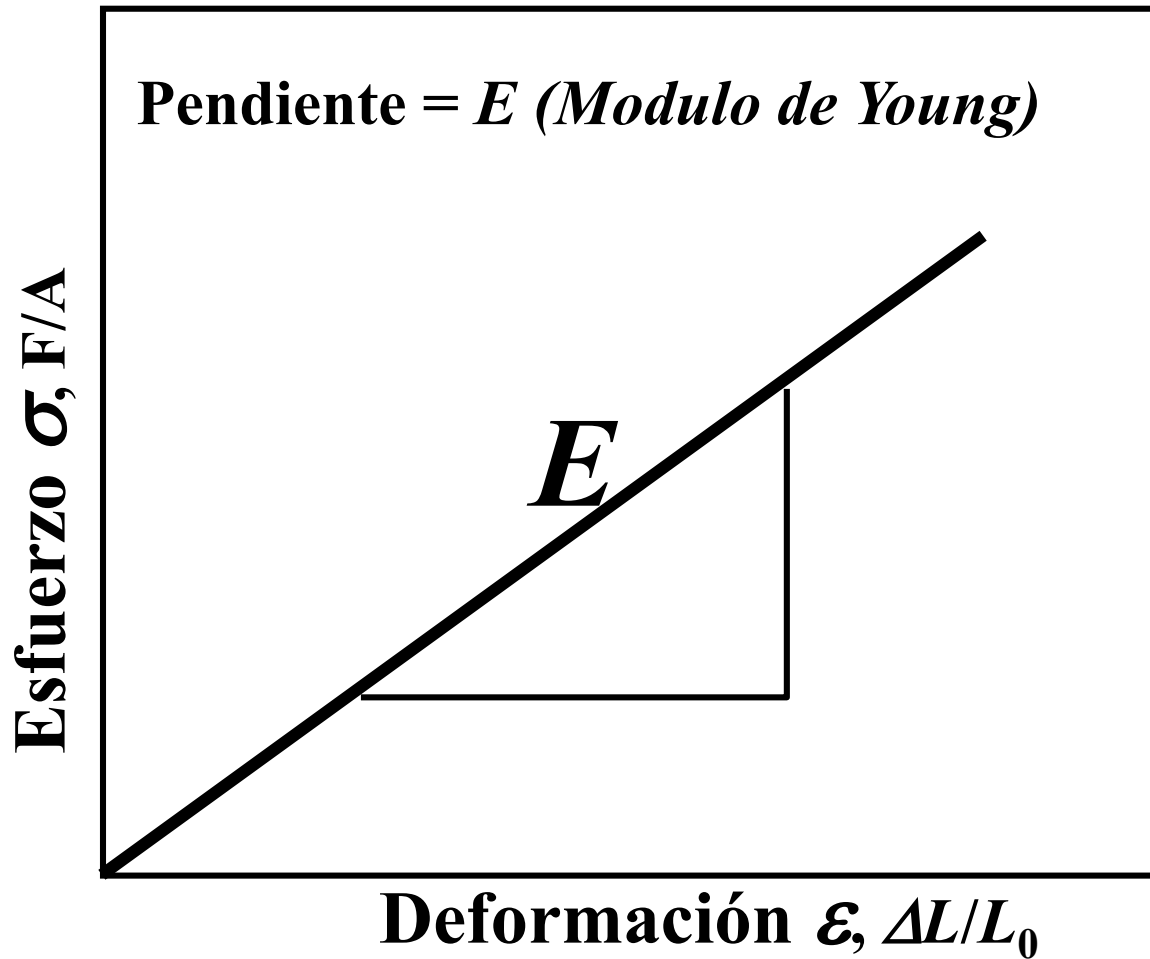
# Deformación (elástica & plástica)

- Deformación (strain,  $\varepsilon$ ) debido a un esfuerzo aplicado
- Se expresa como  $\varepsilon \equiv \Delta L / L_0$  : un cambio relativo en longitud (adimensional)
- Modulo de Young (E):  $E \equiv \frac{\sigma}{\varepsilon} = \sigma \frac{L_0}{\Delta L}$



# Curvas Esfuerzo – Deformación I

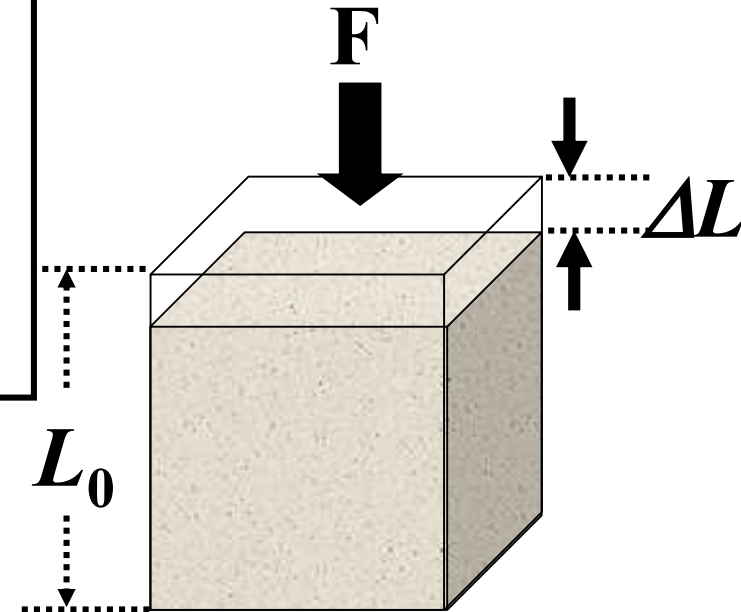
Para materiales elásticos: **Ley de Hooke:**



$$\epsilon \propto \sigma$$

$$E \equiv \sigma / \epsilon, \text{ so}$$

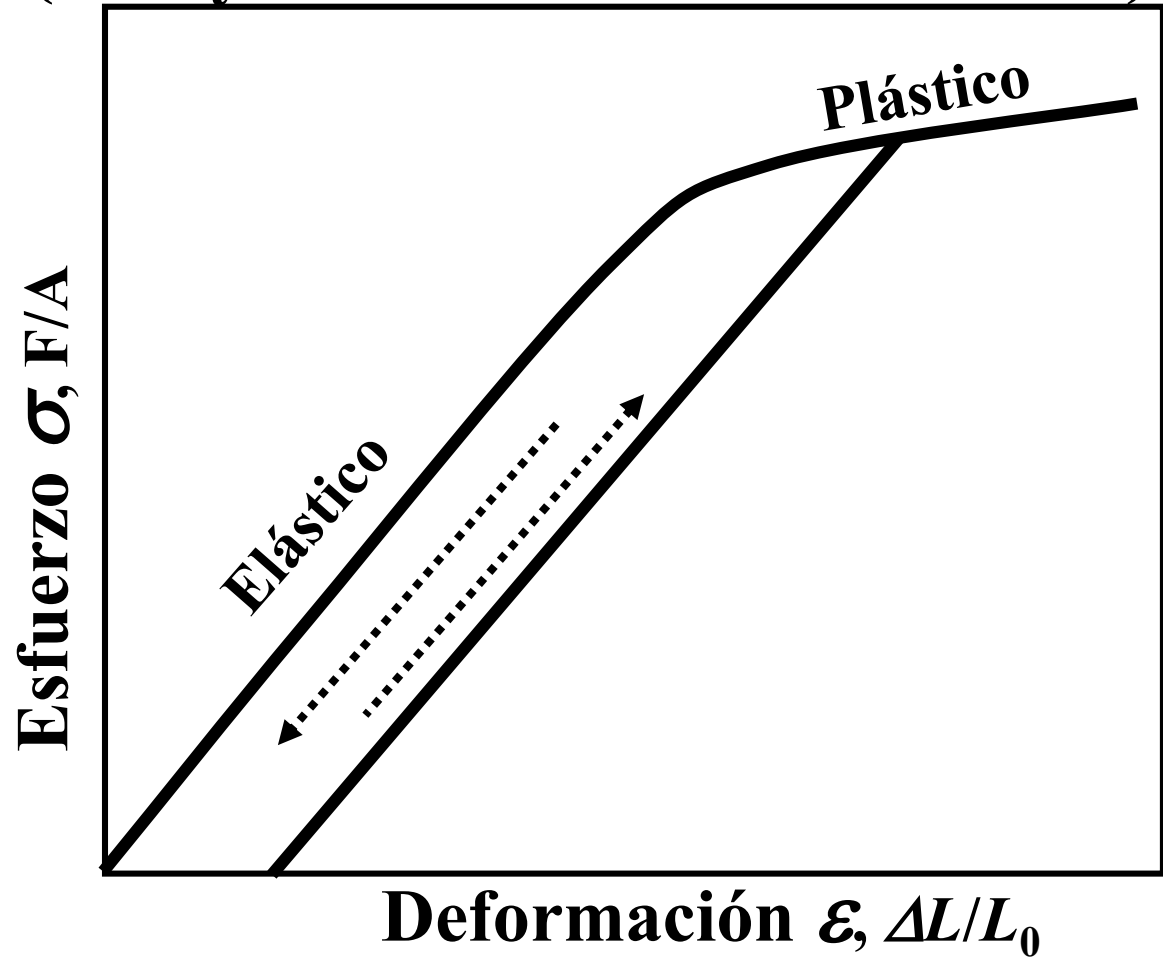
$$\underline{\underline{\epsilon = \sigma / E}}$$



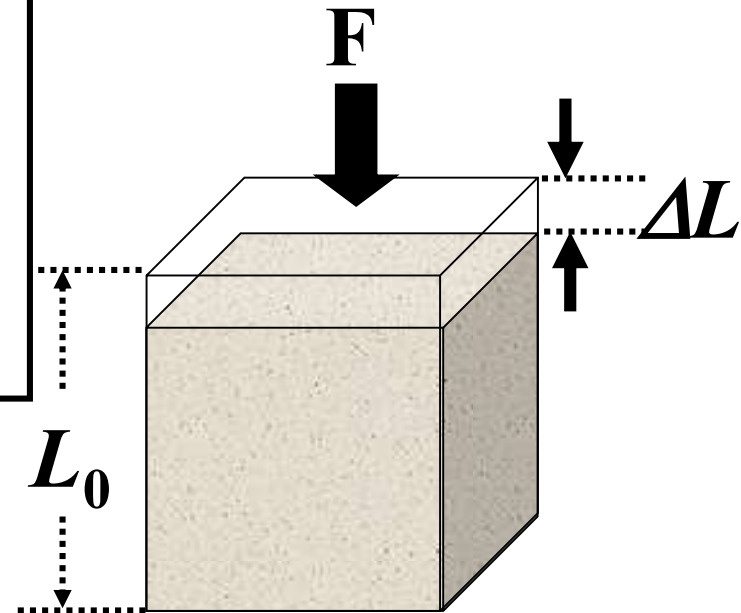
# Curvas Esfuerzo – Deformación II

## Para diferentes materiales

(incluyendo en ocasiones los suelos):



Falla → El material se ha agrietado o deslizado sobre plano de falla

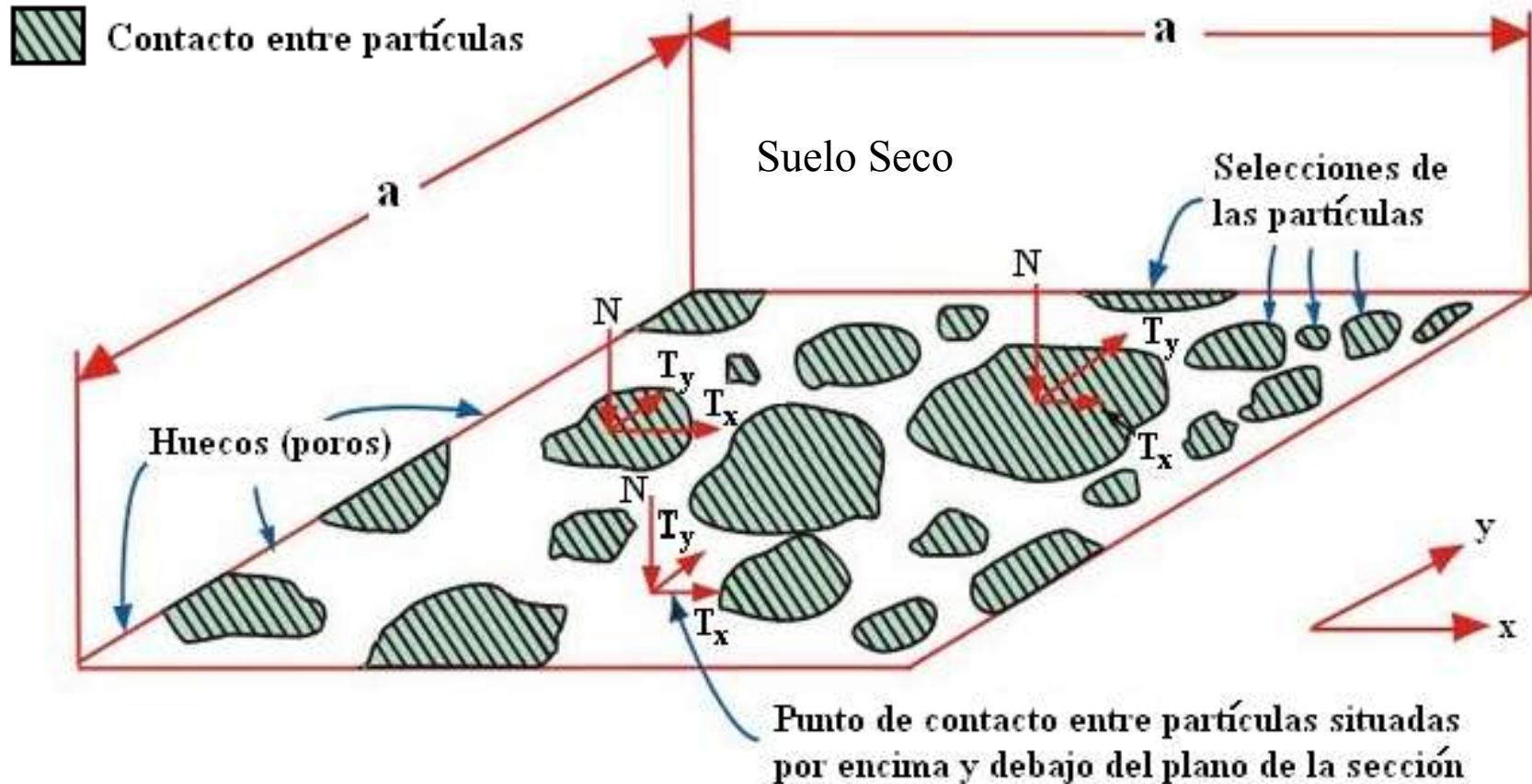


# Esfuerzos en una Masa de Suelo

- Los suelos son sistemas de fases múltiples.
- En un volumen dado de suelo,
  - las partículas de sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas.
  - Los vacíos o vanos son ocupados por agua y/o aire.

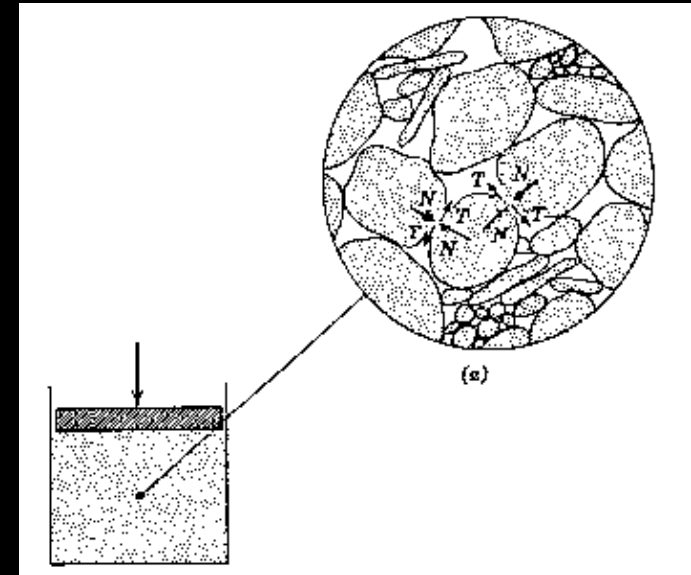
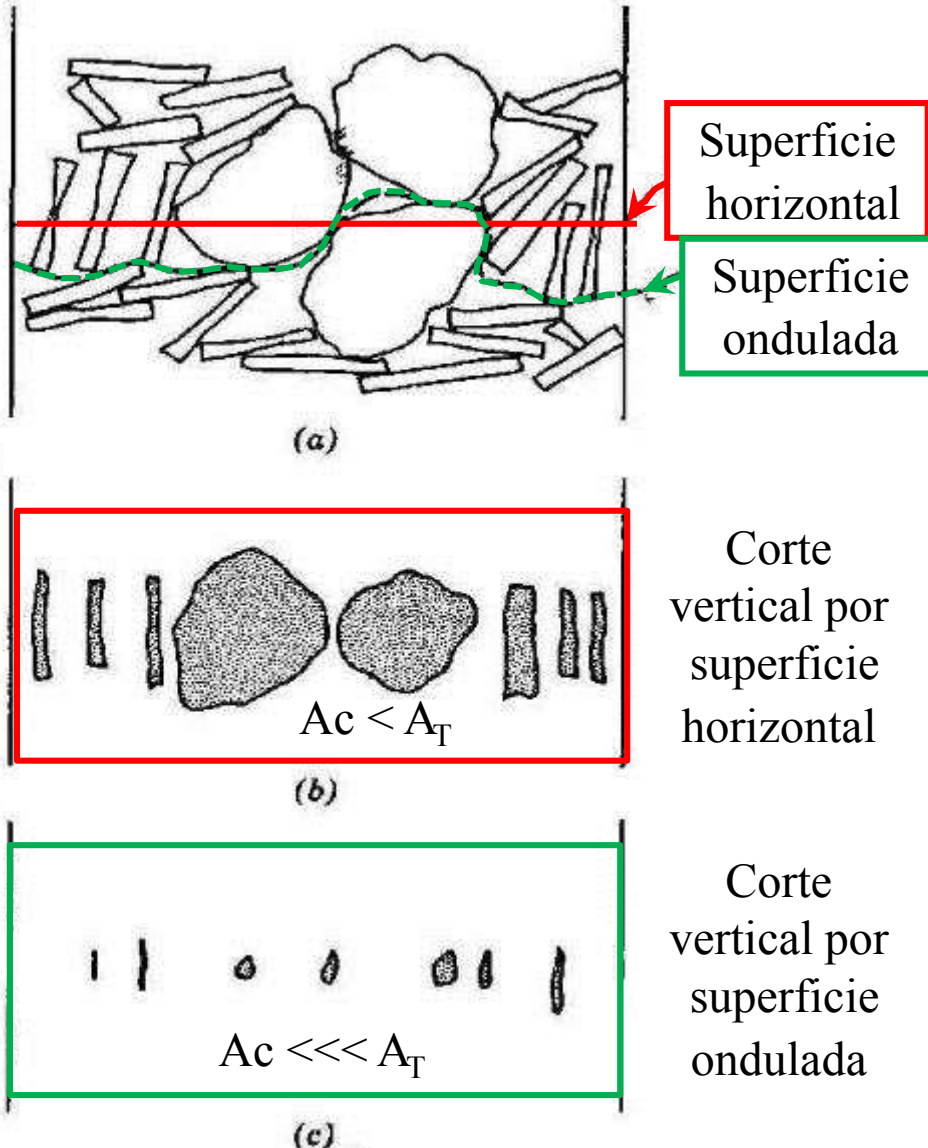
En un sistema de partículas podemos entonces definir los esfuerzos en una masa de suelo en un plano en particular de la siguiente manera:

# Esfuerzos en un Sistema de Partículas



$$\sigma = \frac{\sum N}{a \times a} \quad \tau_x = \frac{\sum T_x}{a \times a} \quad \tau_y = \frac{\sum T_y}{a \times a}$$

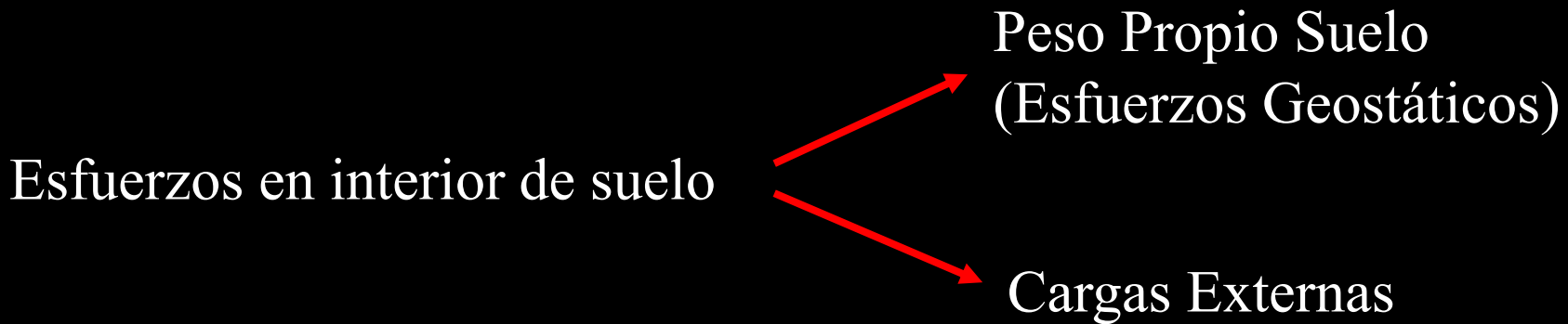
# ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO



- Dificultades para medir presiones de contacto

Solución: A nivel macroscópico consideramos al suelo como un medio continuo de manera que podamos definir los esfuerzos geostáticos

# Esfuerzos Geostáticos

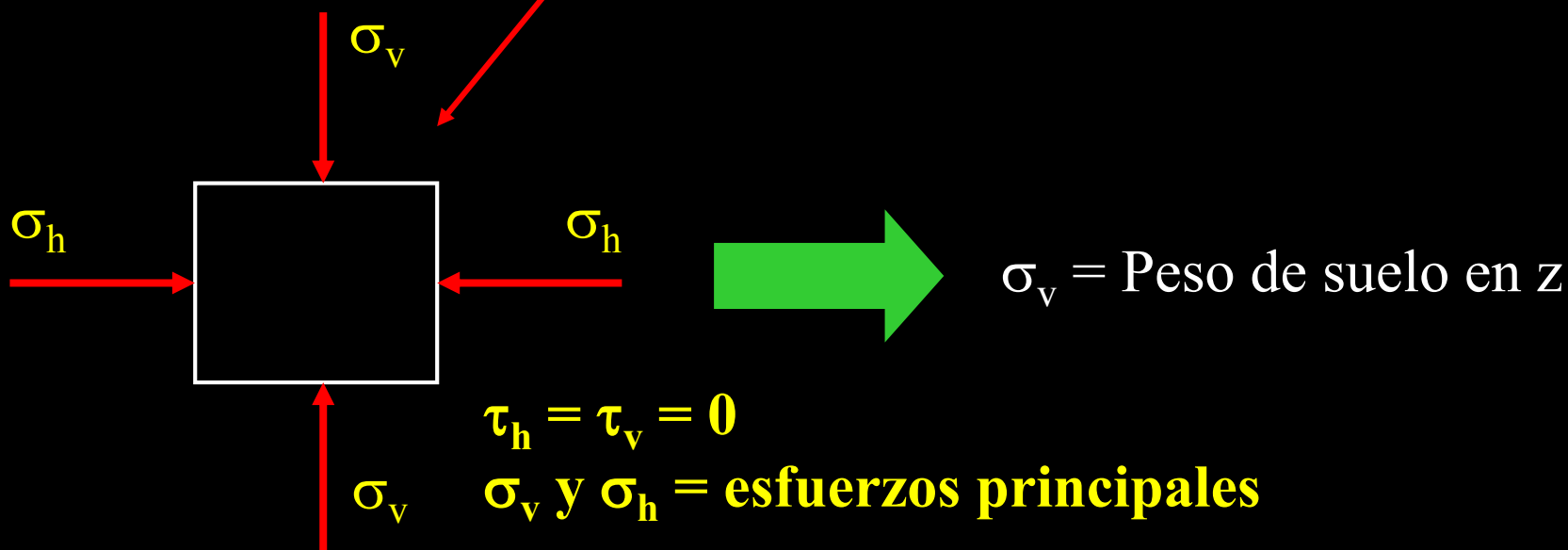
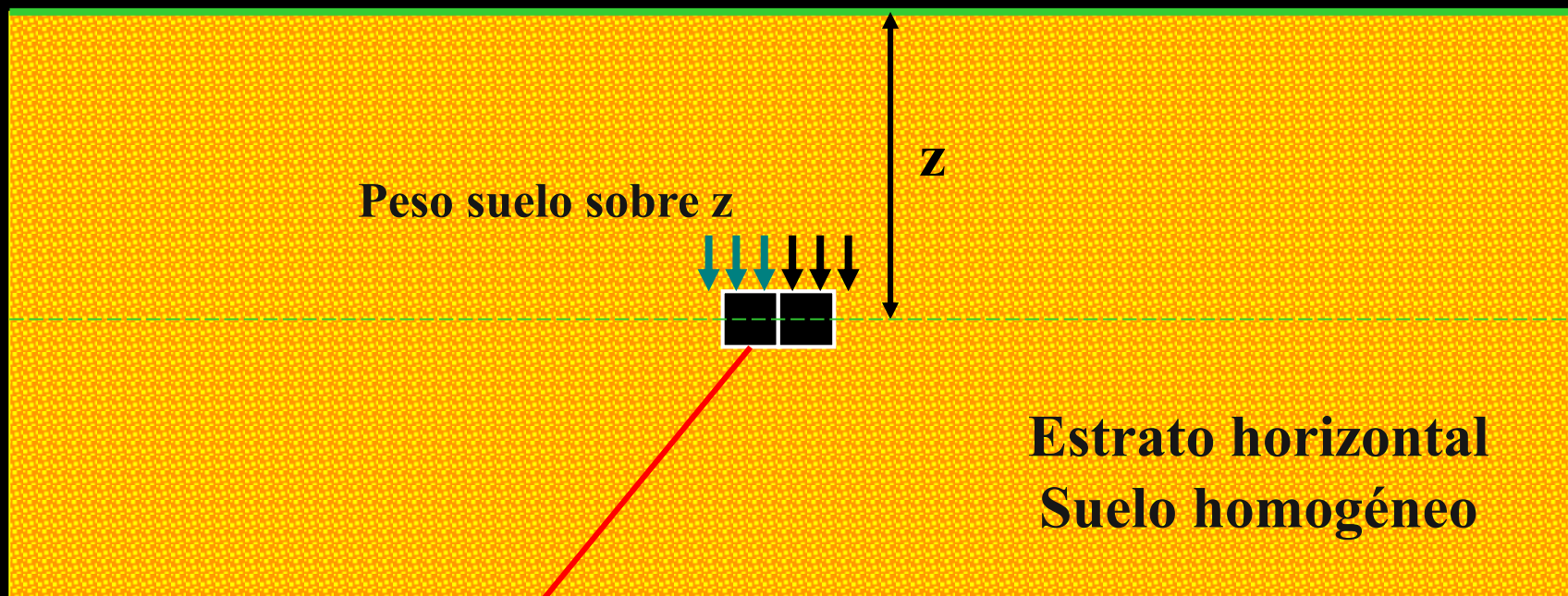


## ESTADO DE ESFUERZOS GEOSTÁTICOS

- Cuando superficie de terreno horizontal y
- Naturaleza de suelo varía muy poco en plano horizontal:
  - el estado de esfuerzos es sencillo de determinar

(Caso frecuente en suelos, particularmente sedimentarios)

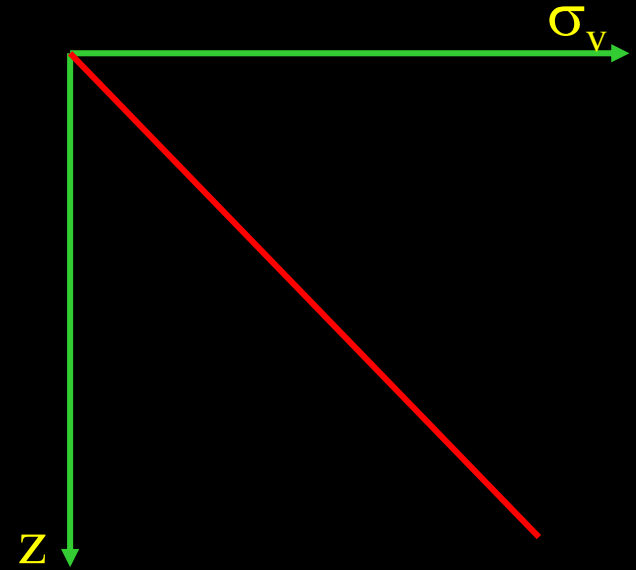
# Esfuerzos Geostáticos



# Esfuerzos geostáticos verticales

Peso específico ( $\gamma$ ) = cte. (z)

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$



En general  $\gamma = f(z)$   
 $\gamma$  aumenta por compresión

$$\sigma_v = \int_0^z \gamma dz$$

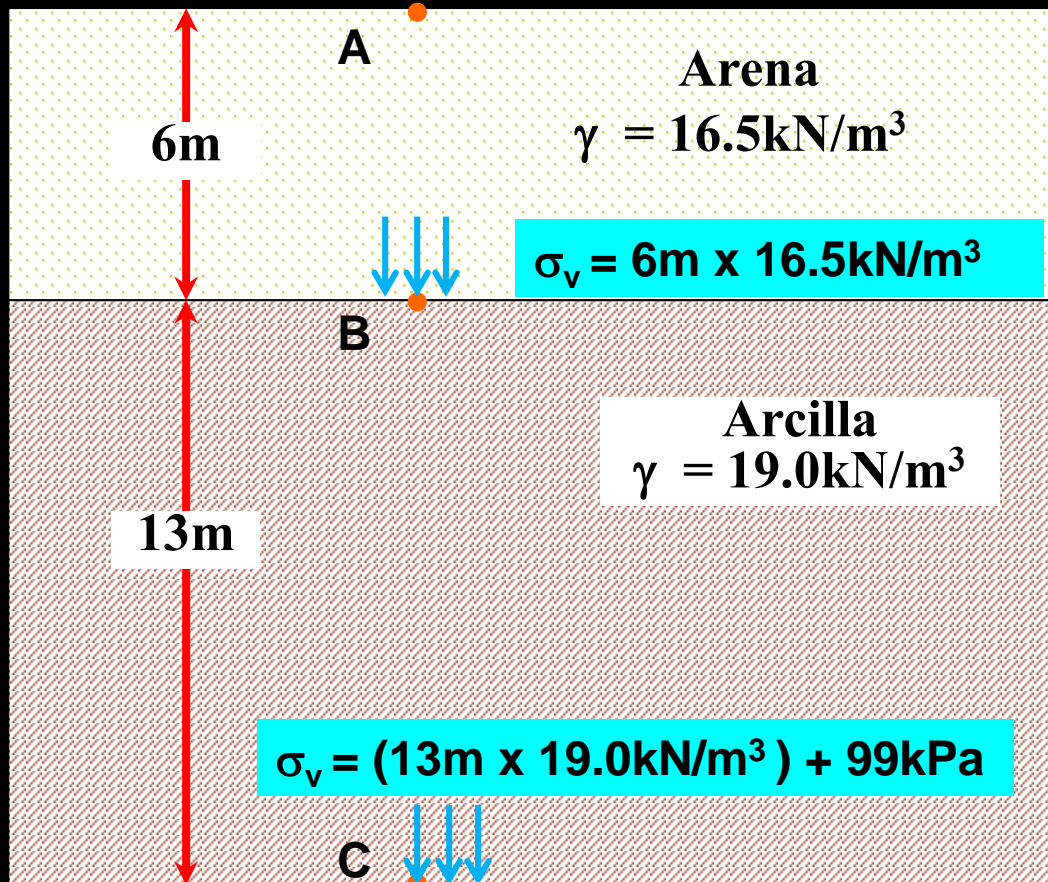
Suelos estratificados

$$\sigma_v = \sum \gamma \cdot \Delta z$$

# Esfuerzos Geostáticos Verticales – Ejemplo

## Suelo Seco

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$



# *Esfuerzos geostáticos verticales*

Asumimos que este esfuerzo vertical actúa sobre toda el área analizada y lo denominamos:

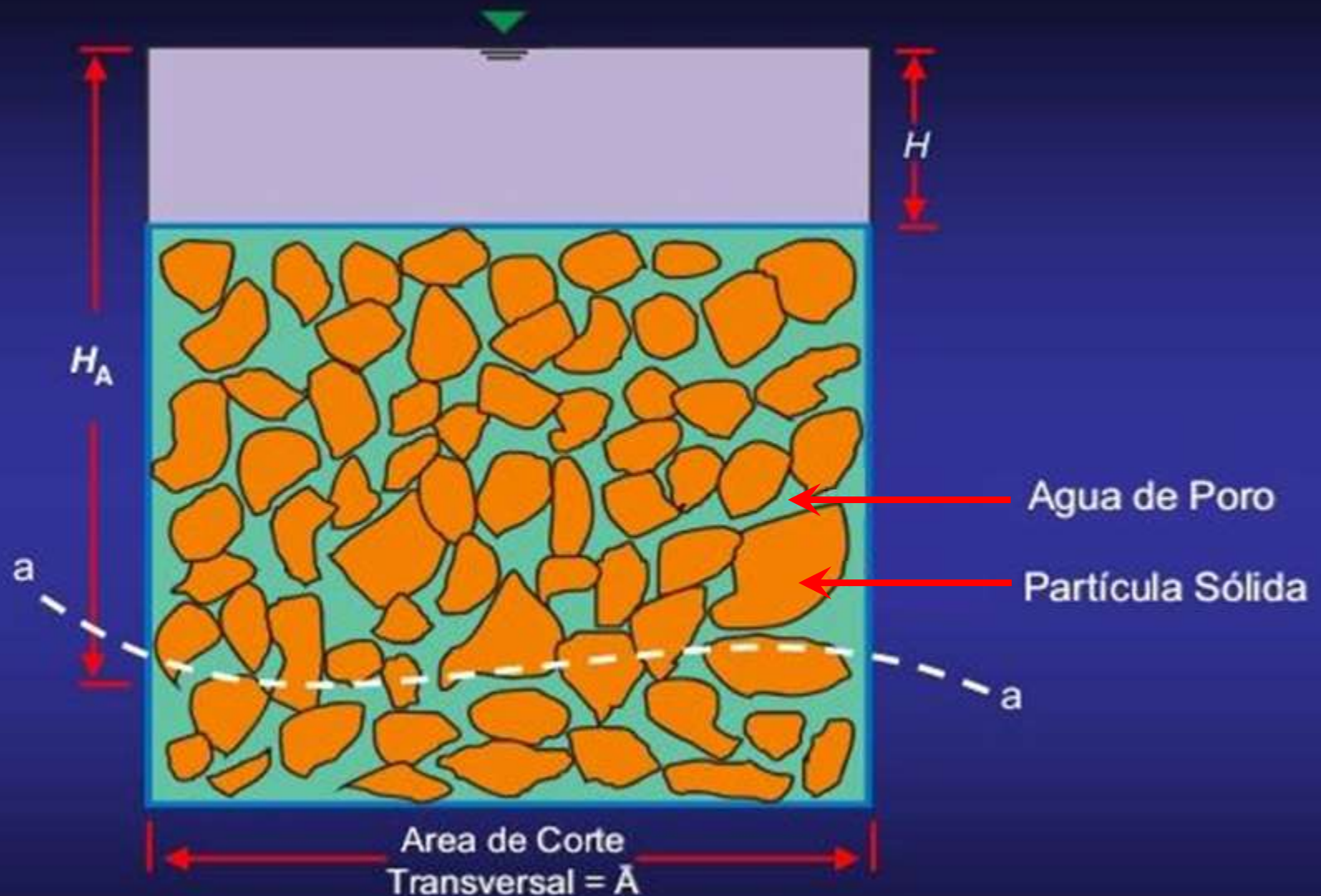
Esfuerzo vertical total ( $\sigma_{VT}$ )

Suelos estratificados

$$\sigma_{VT} = \sum \gamma \cdot \Delta z$$

Si el suelo se encuentra saturado:

# Concepto de Esfuerzos Efectivos



**Consideración del esfuerzo efectivo para una columna de suelo saturado sin infiltración**

# Esfuerzos en una Masa de Suelo

- Para diferentes problemas definir:
  - fracción del esfuerzo tomada por el agua en los vanos (presiones de poro)
  - fracción tomada por el esqueleto del suelo (esfuerzo efectivo).

**Recuerde:  $\sigma_T = \Sigma(\gamma * H)$**

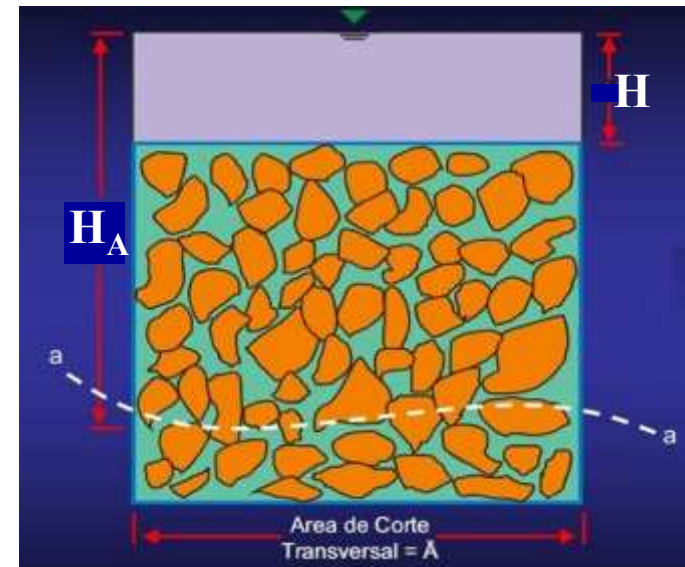
$$\sigma_T = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}$$

donde  $\gamma_w$  = peso específico del agua

$\gamma_{sat}$  = peso específico del suelo saturado

$H$  = altura del nivel del agua desde la parte superior de la columna de suelo

$H_A$  = distancia entre el punto A y el nivel del agua freática



# Esfuerzos en un Suelo Saturado

El esfuerzo total  $\sigma_T$  se divide en dos partes:

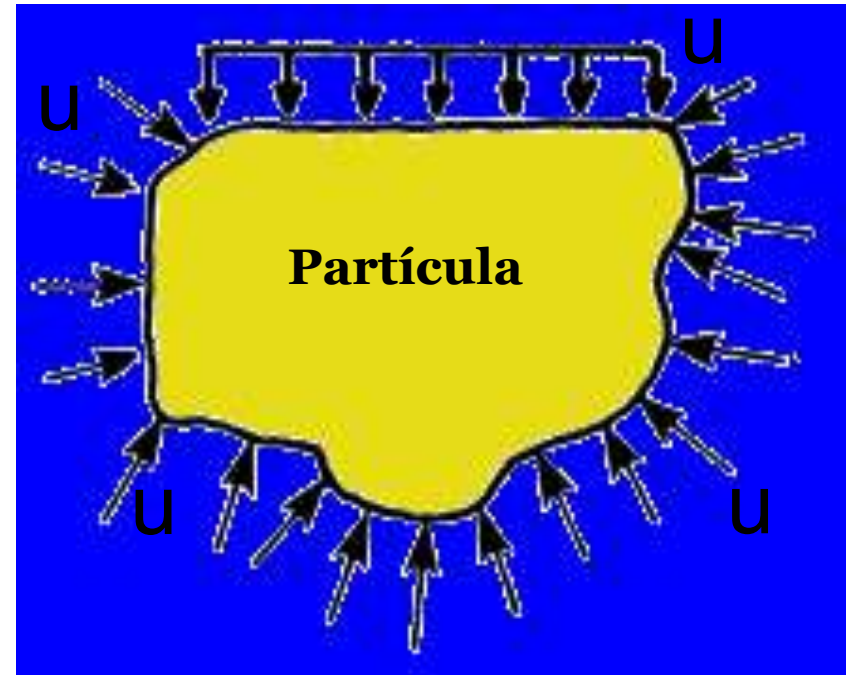
1. Una porción es tomada por el agua en los espacios vacíos, y actúa con igual intensidad en todas direcciones.

$u$  = presión de poros ó  
presión hidrostática

**Si no existe flujo a través del suelo**

$$u = H_A \times \gamma_w$$

donde,  $H_A$  = altura del agua  
sobre el punto



# Esfuerzos en un Suelo Saturado (cont..)

2. El resto del esfuerzo total es tomado por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto.
- La suma de las componentes verticales de las fuerzas desarrolladas en los puntos de contacto de las partículas de sólidos por área de sección transversal unitaria de la masa del suelo se llama **esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ )**.

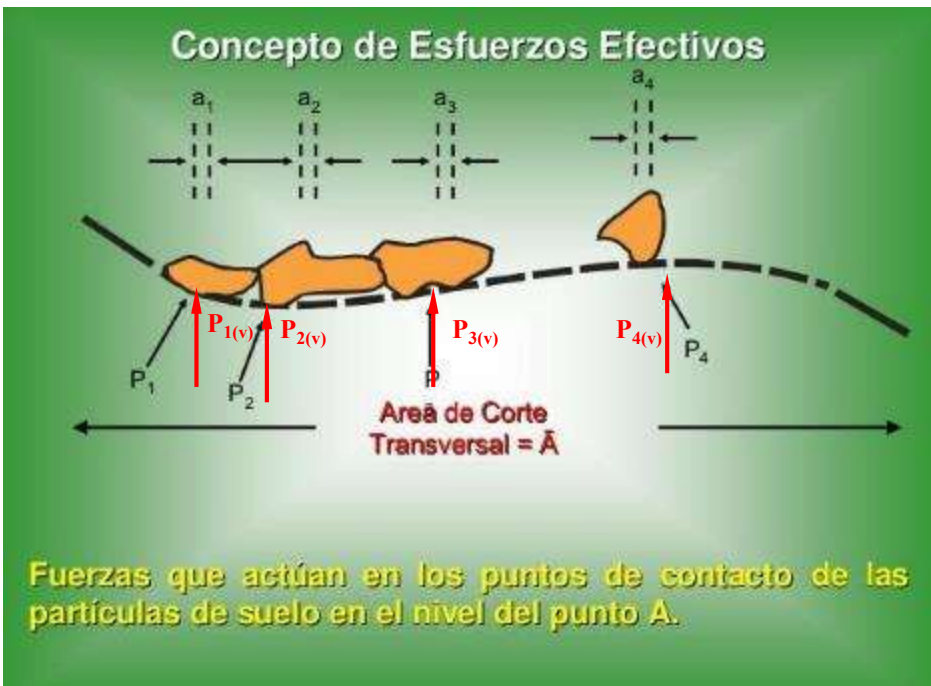
**Definimos:**

$$\sigma_T = \sigma' + u$$

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \dots + P_{n(v)}}{\bar{A}}$$

Difícil de cuantificar por lo tanto;

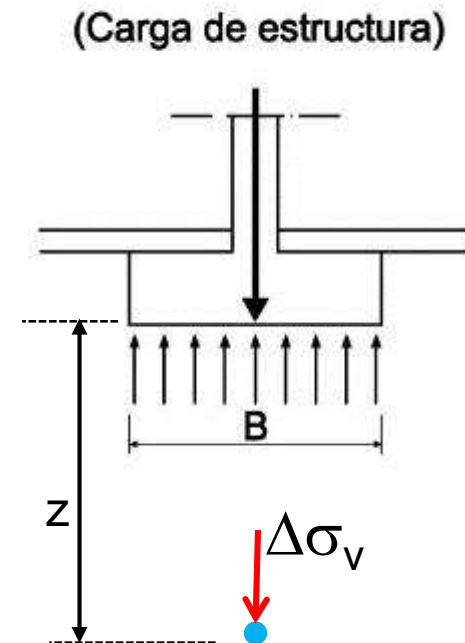
$$\sigma' = \sigma_T - u$$



# Esfuerzos en una Masa de Suelo (Cargas Externas)

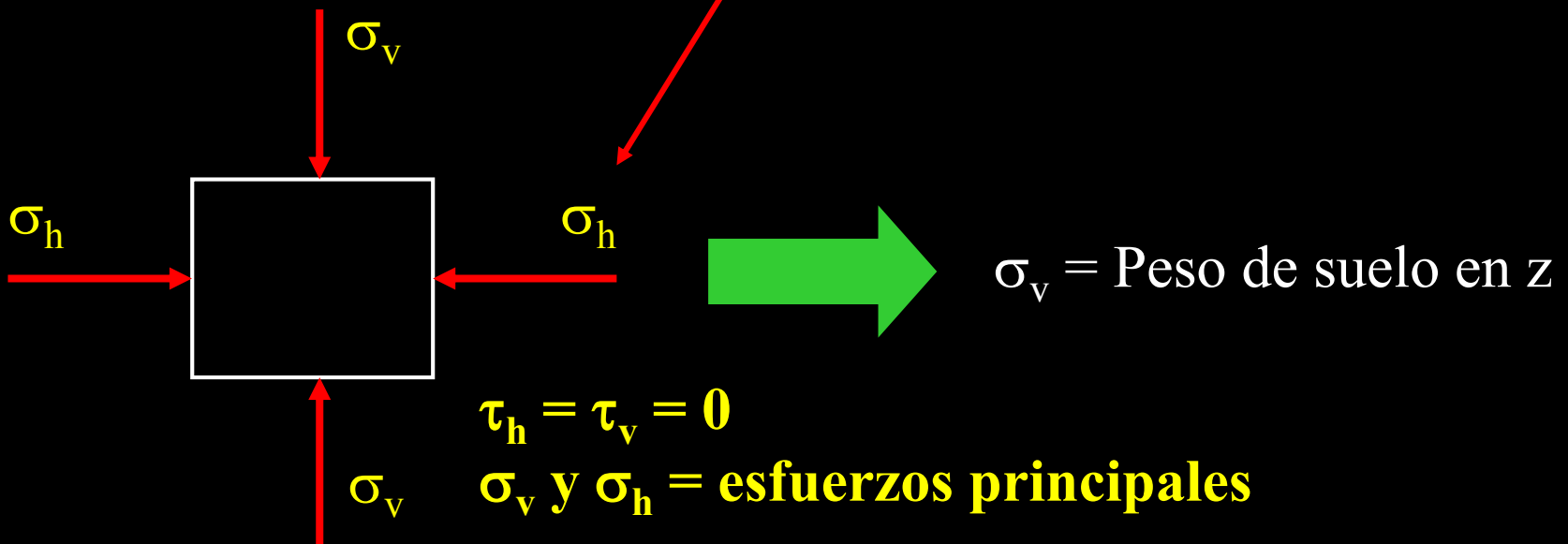
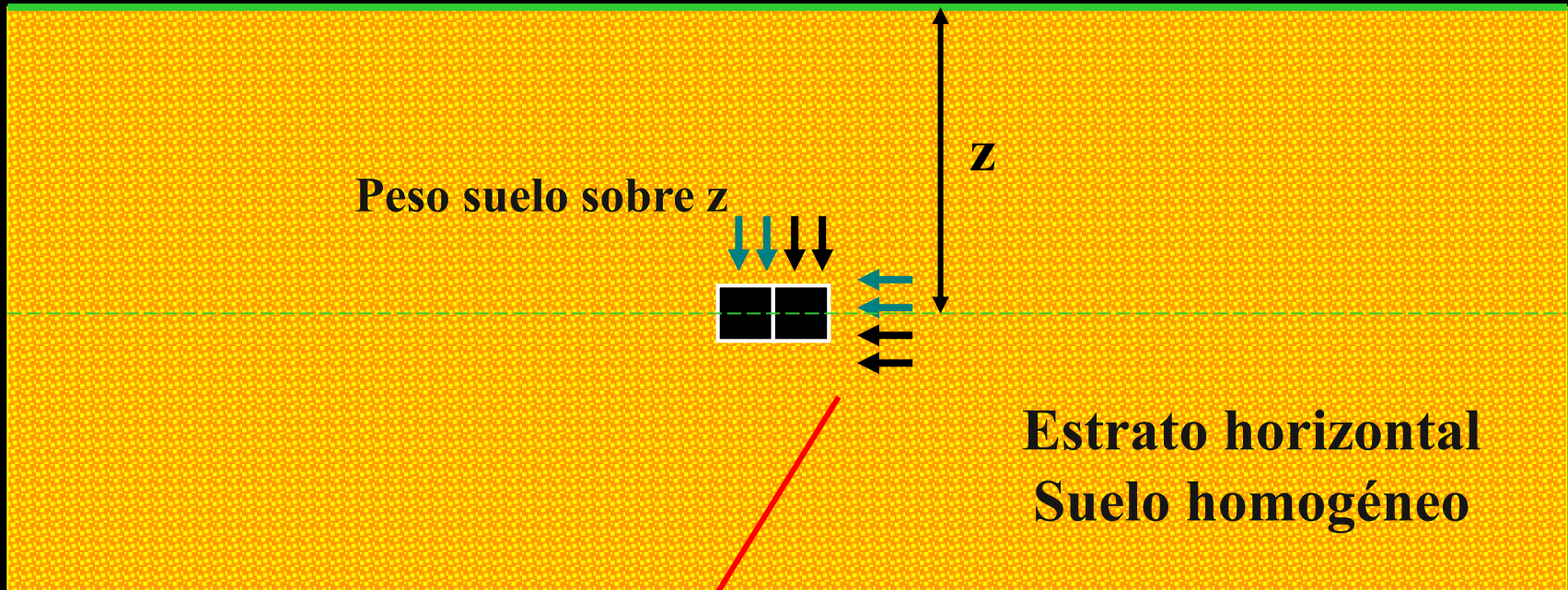
Cuando se construye una cimentación, tienen lugar cambios en el esfuerzo bajo la cimentación.

- El esfuerzo neto usualmente incrementa.
- Este aumento en el esfuerzo neto en el suelo depende de:
  - 1-la carga por unidad de área a la que la cimentación está sometida, y
  - 2-la profundidad debajo de la cimentación en la que se hace la estimación del esfuerzo.



$$\text{Boussinessq} \rightarrow \Delta\sigma_v$$

# Esfuerzos Geostáticos HORIZONTALES

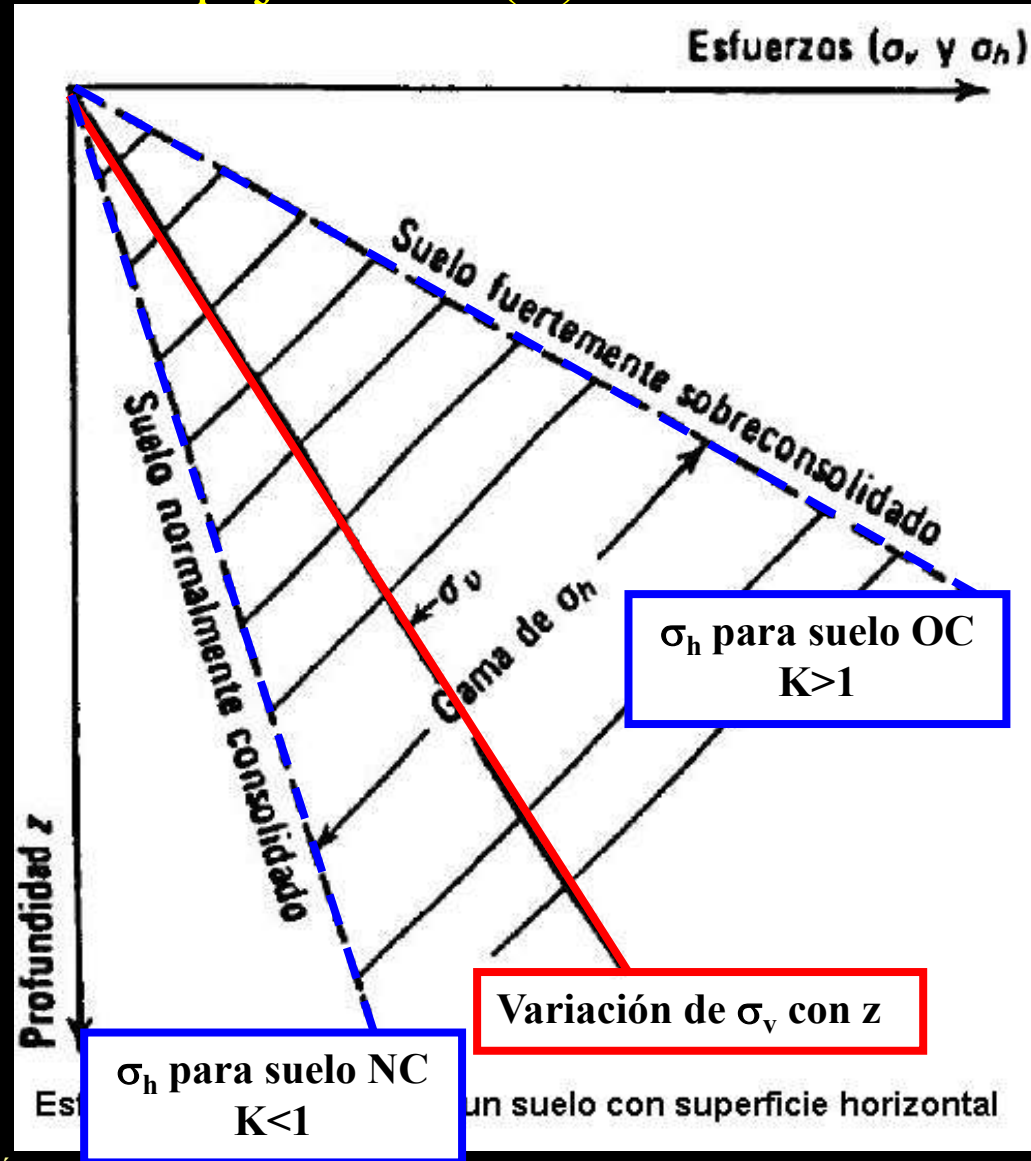


# Esfuerzos geostáticos horizontales

En general  $\sigma_v$  vs.  $\sigma_h$ : **Coefficiente de empuje lateral (K)**

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

K varía según el suelo se comprima o expanda en dirección horizontal por razones naturales o por intervención humana



# Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo ( $K_0$ )

Caso particular de  $K$  sin deformación lateral del terreno

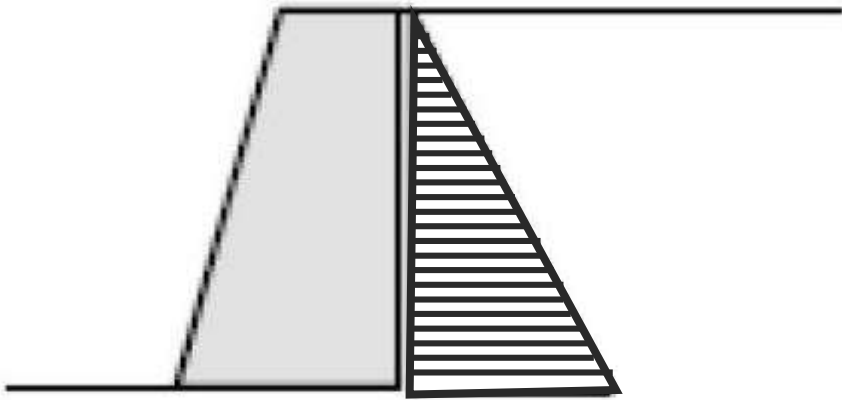
$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

- Suelo sedimentario “normalmente consolidado (NC)”: ( $\sigma_h < \sigma_v$ )  
Depósito de arena formado por deposición de abajo hacia arriba:
  - $K_0 = 0.4$  a  $0.5$
- Suelo sedimentario “sobreconsolidado (OC)”:  $\sigma_h$  no se disipa al descargar, queda “congelado”  $\therefore (\sigma_h > \sigma_v)$ 
  - $K_0$  puede llegar a 3

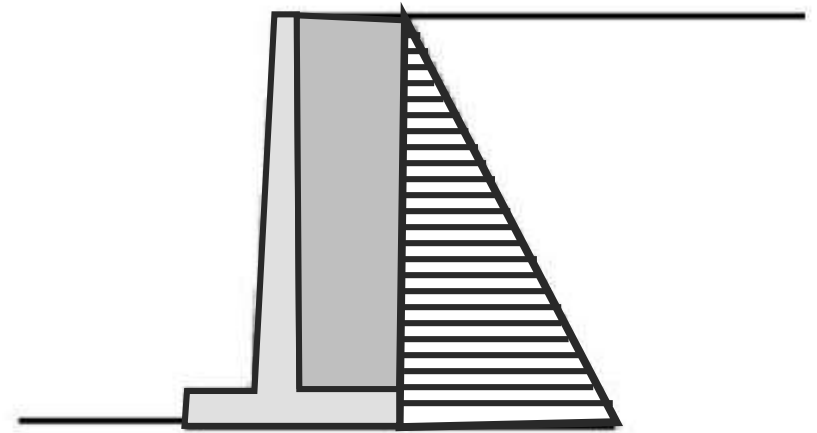
# Empujes de tierras

- ◆ Problema de interacción suelo-estructura
- ◆ Presiones dependerán de:
  - la dirección en la que se mueve la estructura con respecto al suelo de relleno (hacia adentro o hacia afuera),
  - la magnitud del movimiento (1 in. versus 6 in.),
  - a su vez el movimiento de la estructura dependerá de la magnitud de las presiones

# Presiones sobre estructuras de retención

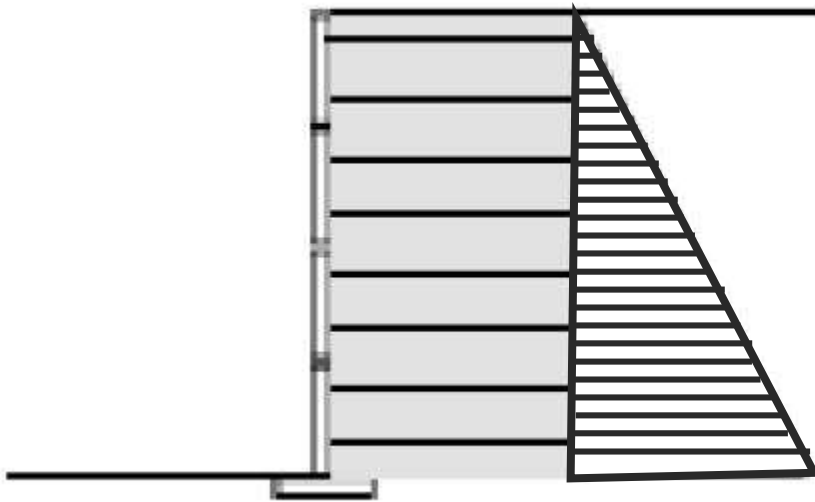


Muros de gravedad  
(Gaviones)

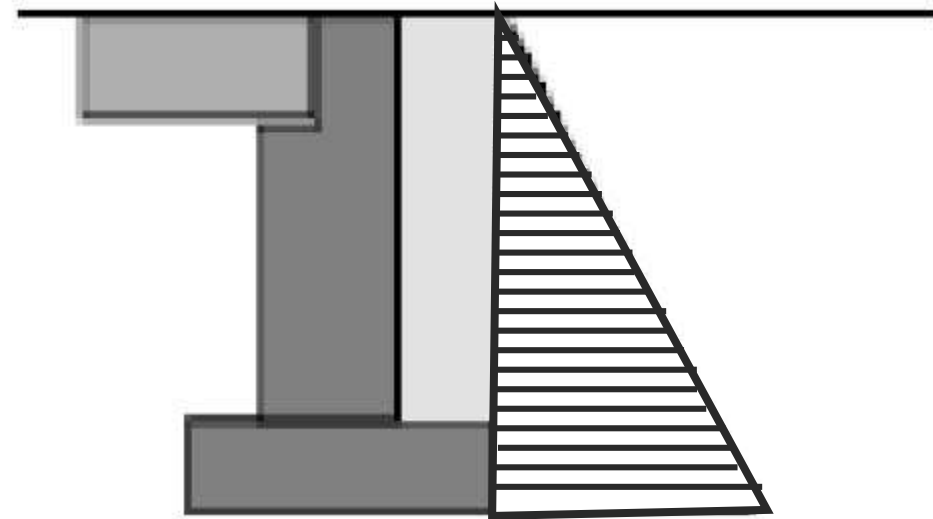


Muros voladizo  
(Cantilever retaining wall)

# Presiones sobre estructuras de retención

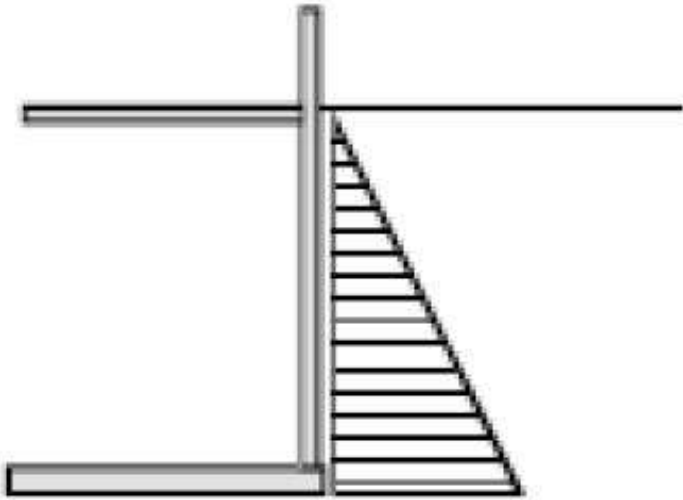


Muros de Tierra Reforzada

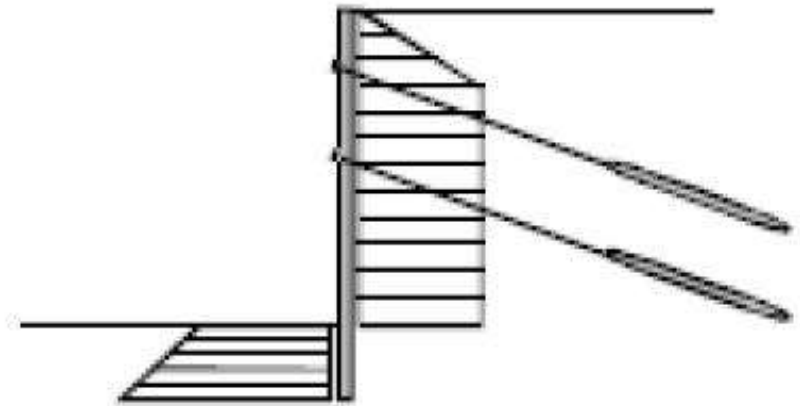


Estribos de un puente

# Presiones sobre estructuras de retención

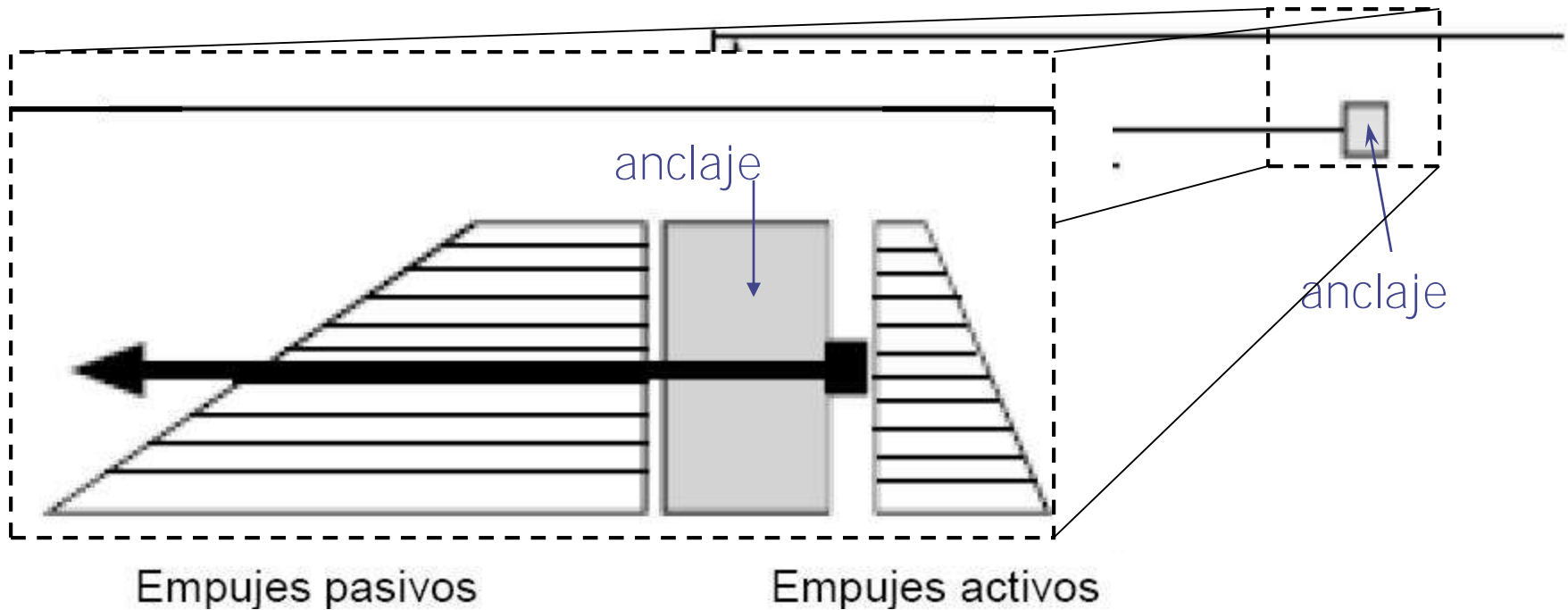


Sótano (basement)



Excavación-tieback

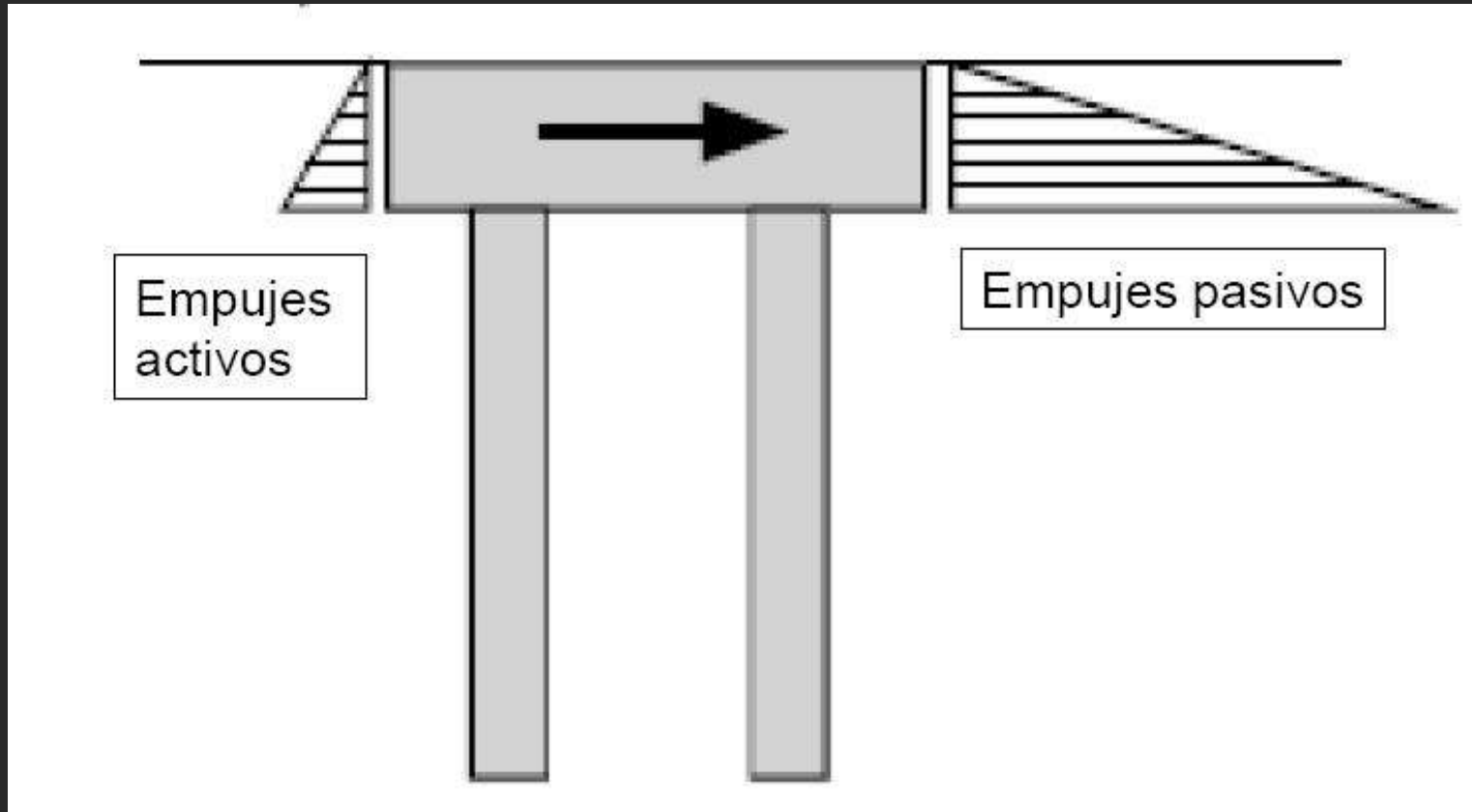
# Presiones sobre estructuras de retención



Tablaestacas con anclaje "deadman"

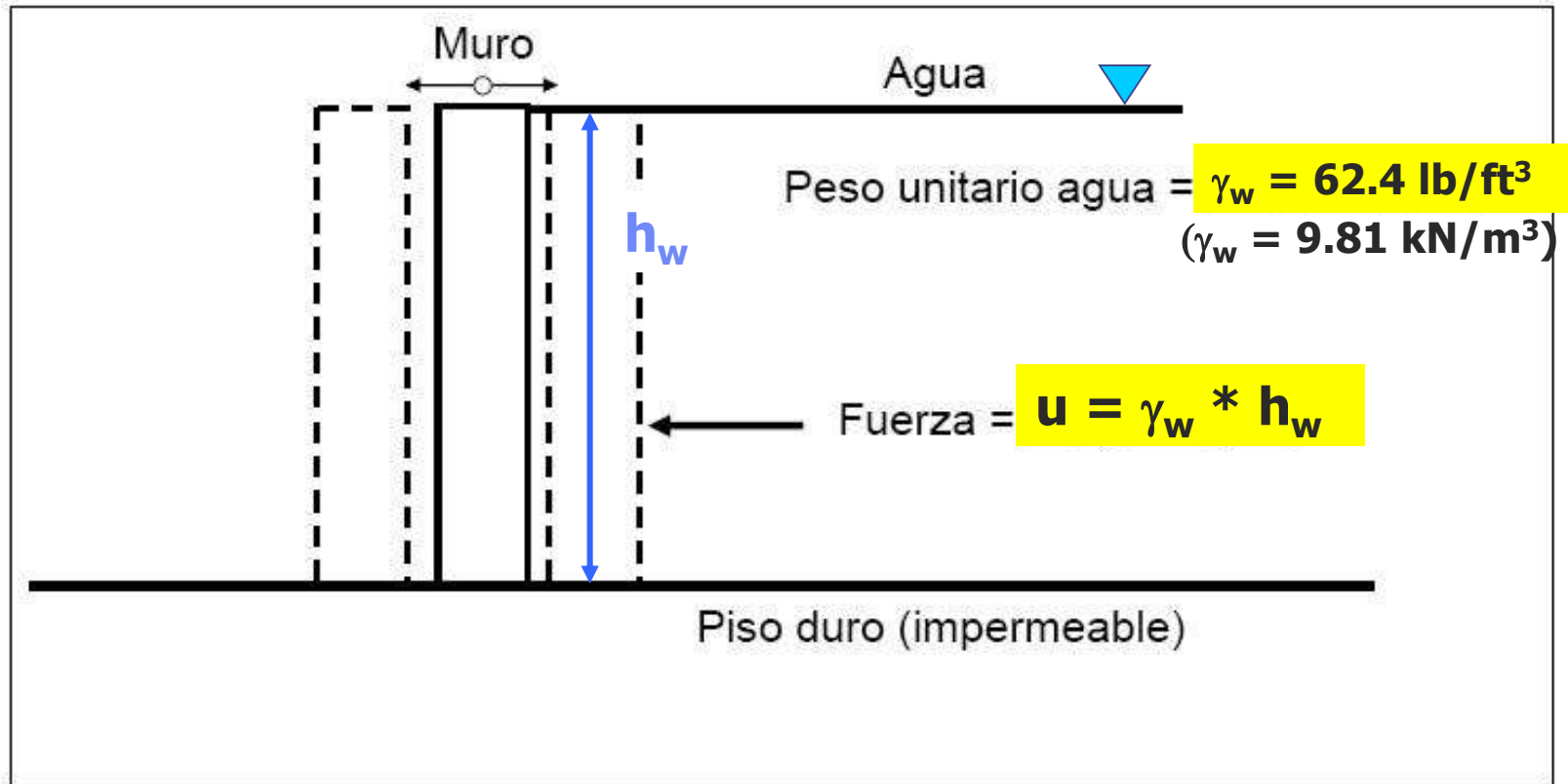
**Las presiones son generadas al resistir el movimiento de las estructuras**

# Presiones generadas al resistir movimiento de estructuras

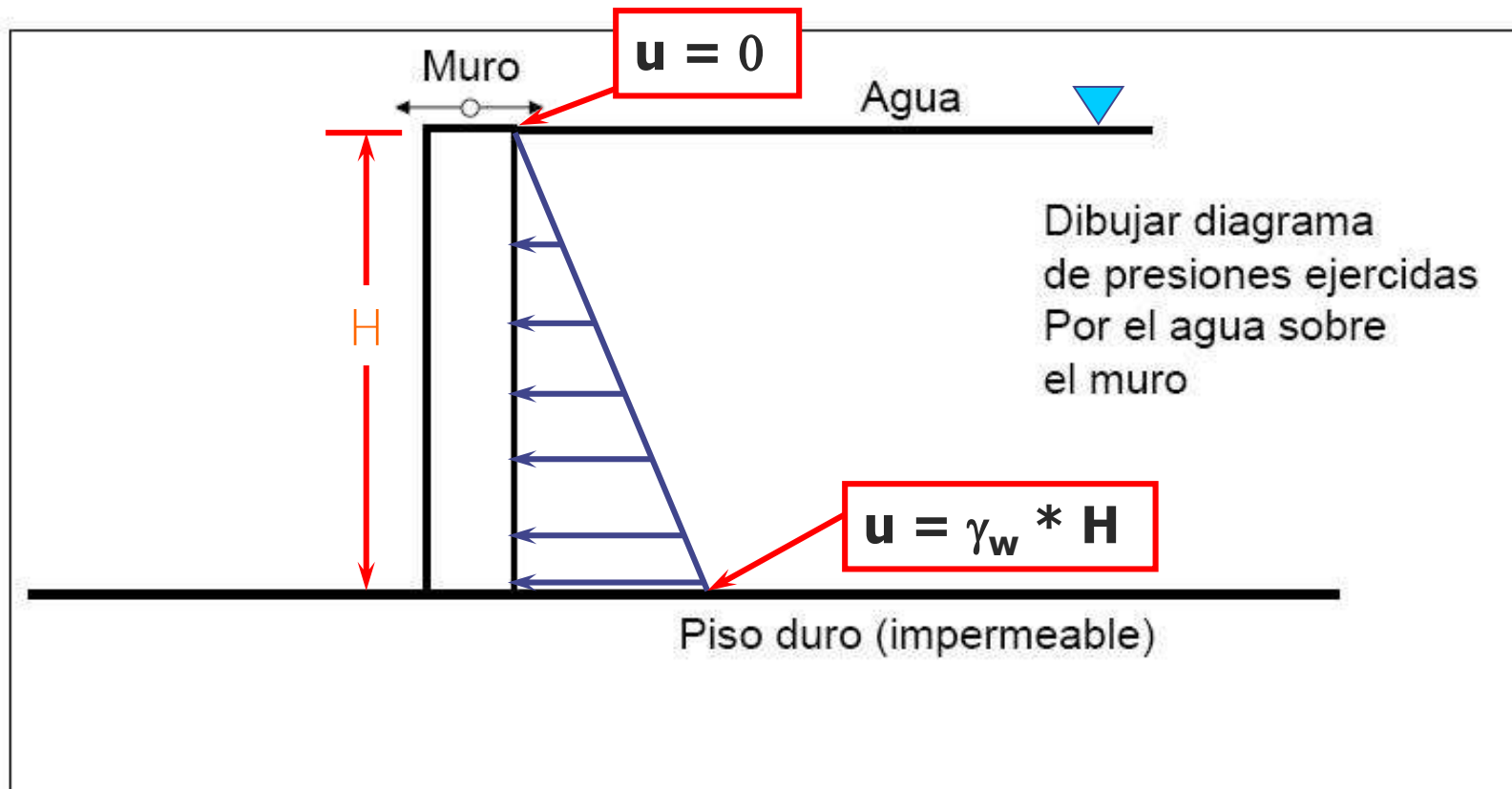


Grupo de pilotes con viga cabezal (pile cap)

# Presiones ejercidas por el agua



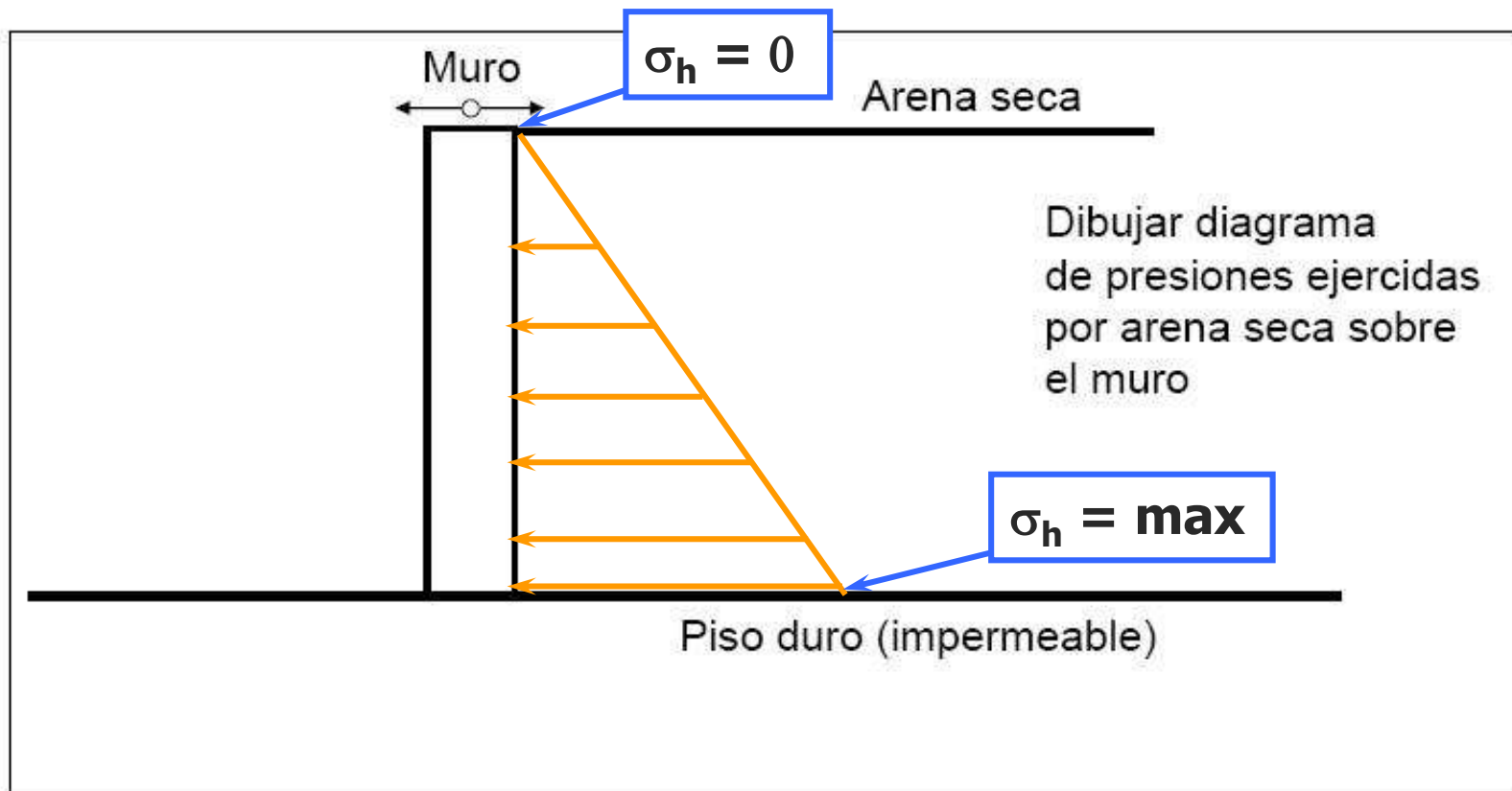
# Presiones ejercidas por el agua



# Presiones ejercidas por arena seca



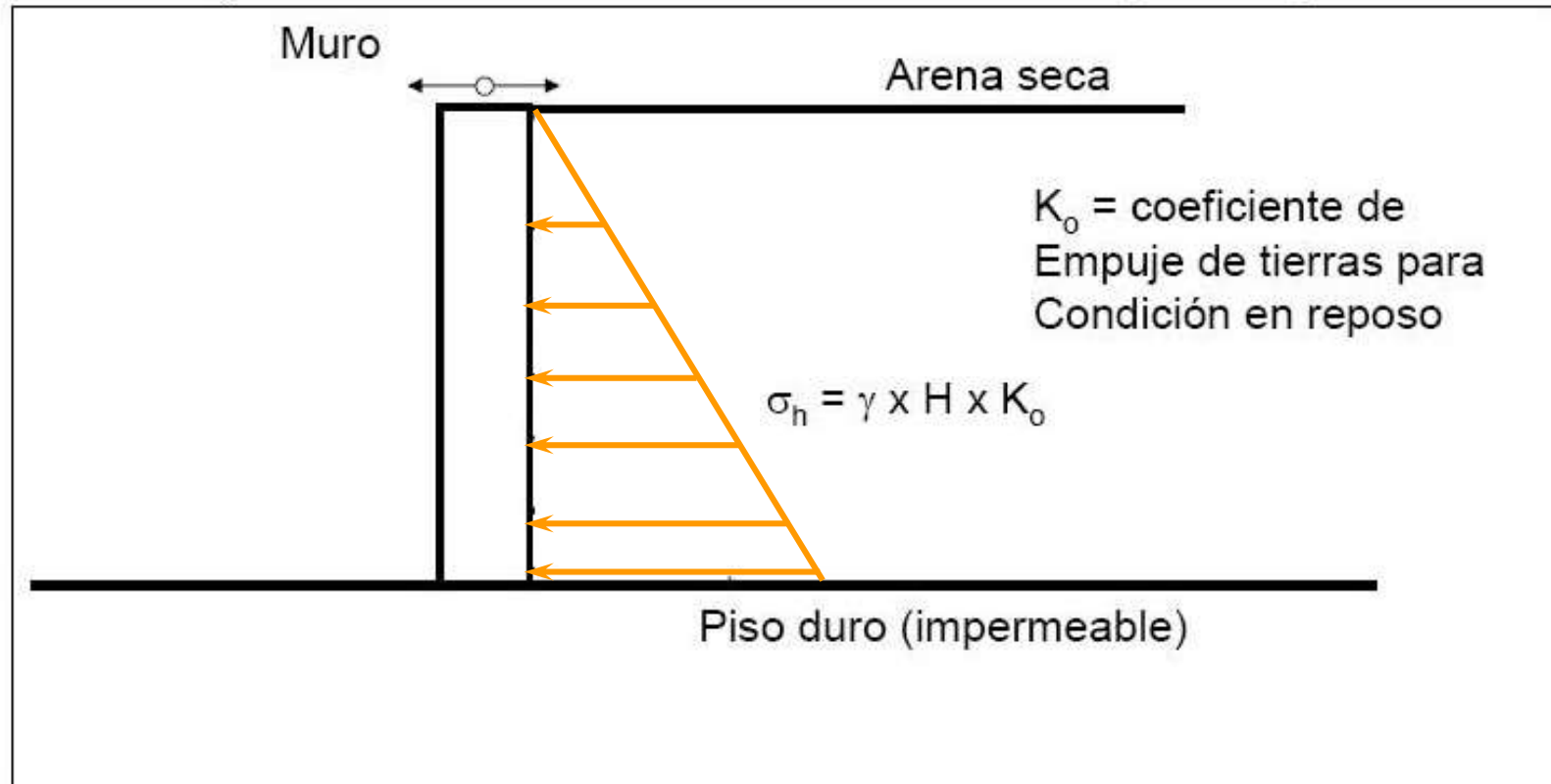
# Presiones ejercidas por arena seca



Importante diferencia! Aquí las presiones dependen de la dirección del movimiento del muro (adentro o afuera) y magnitud del movimiento

# Presiones ejercidas por arena seca

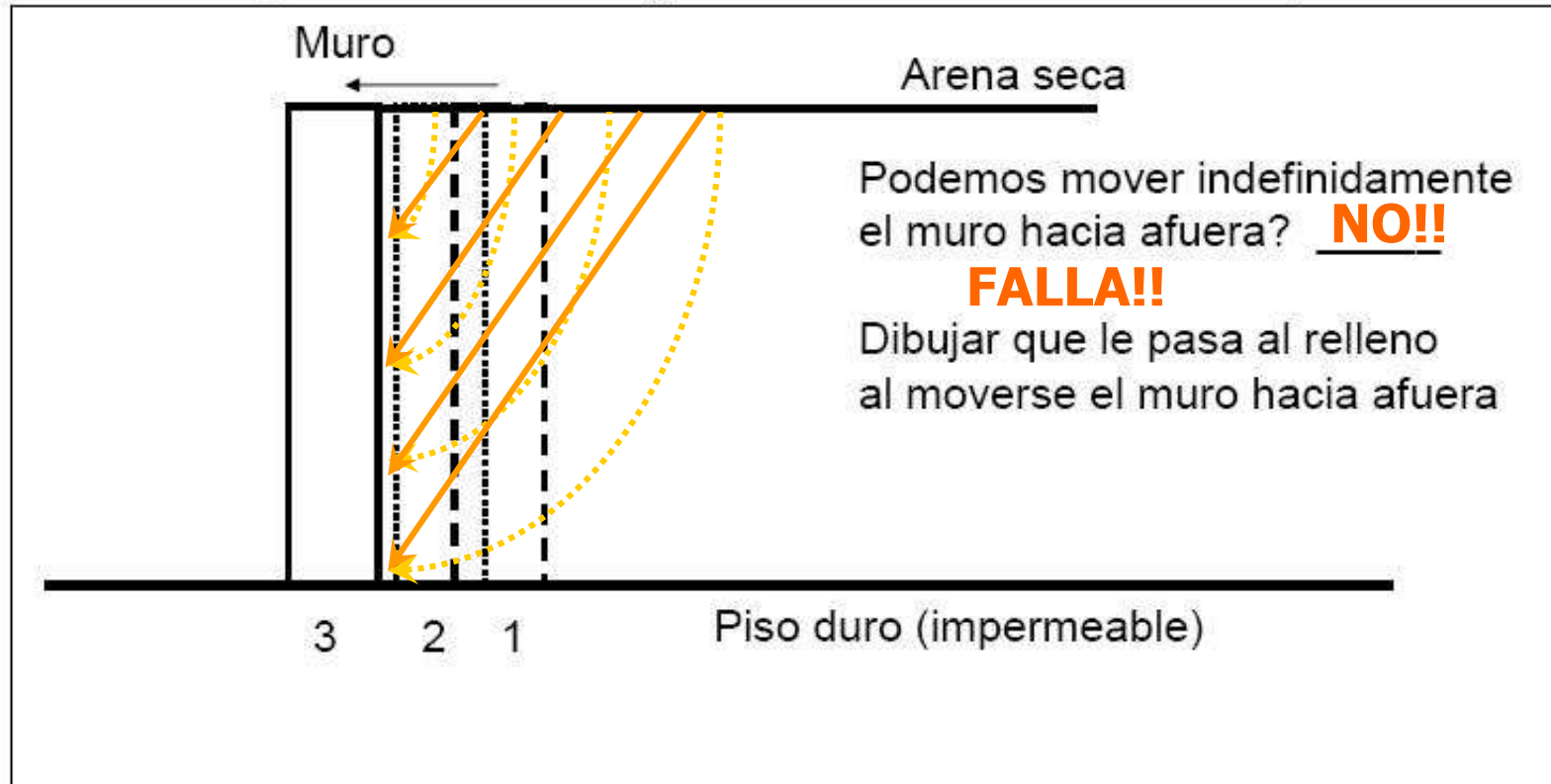
a) Muro que no se mueve  
(cero deformación = en reposo)



Movimiento lateral del muro es cero !!!  
No hay agua en el relleno

# Presiones ejercidas por arena seca

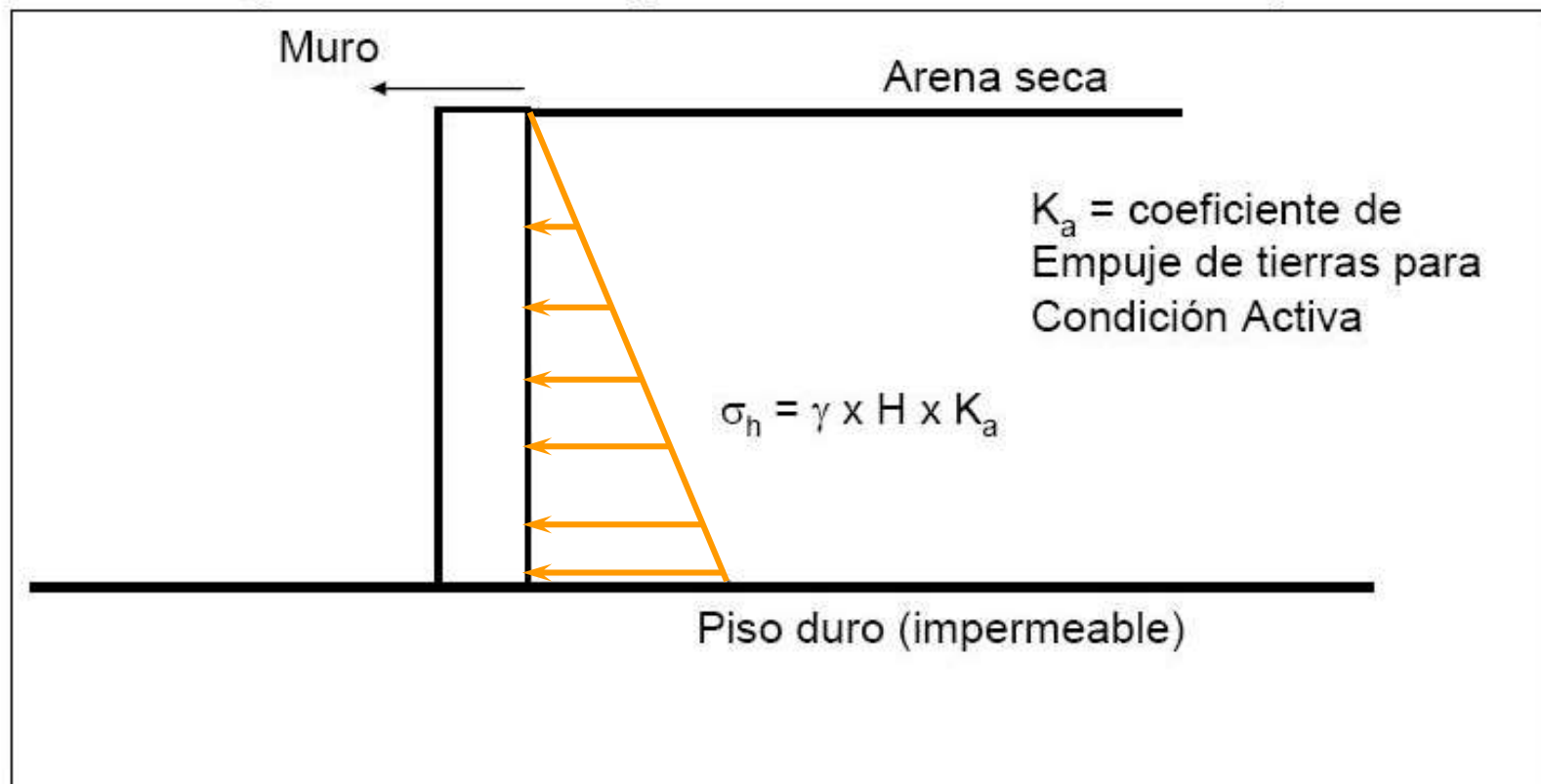
b) Muro que se mueve hacia afuera  
(al fallar llega a estado activo)



Nota: Movimiento lateral del muro es hacia afuera (se muestra en forma exagerada)  
No hay agua en el relleno

# Presiones ejercidas por arena seca

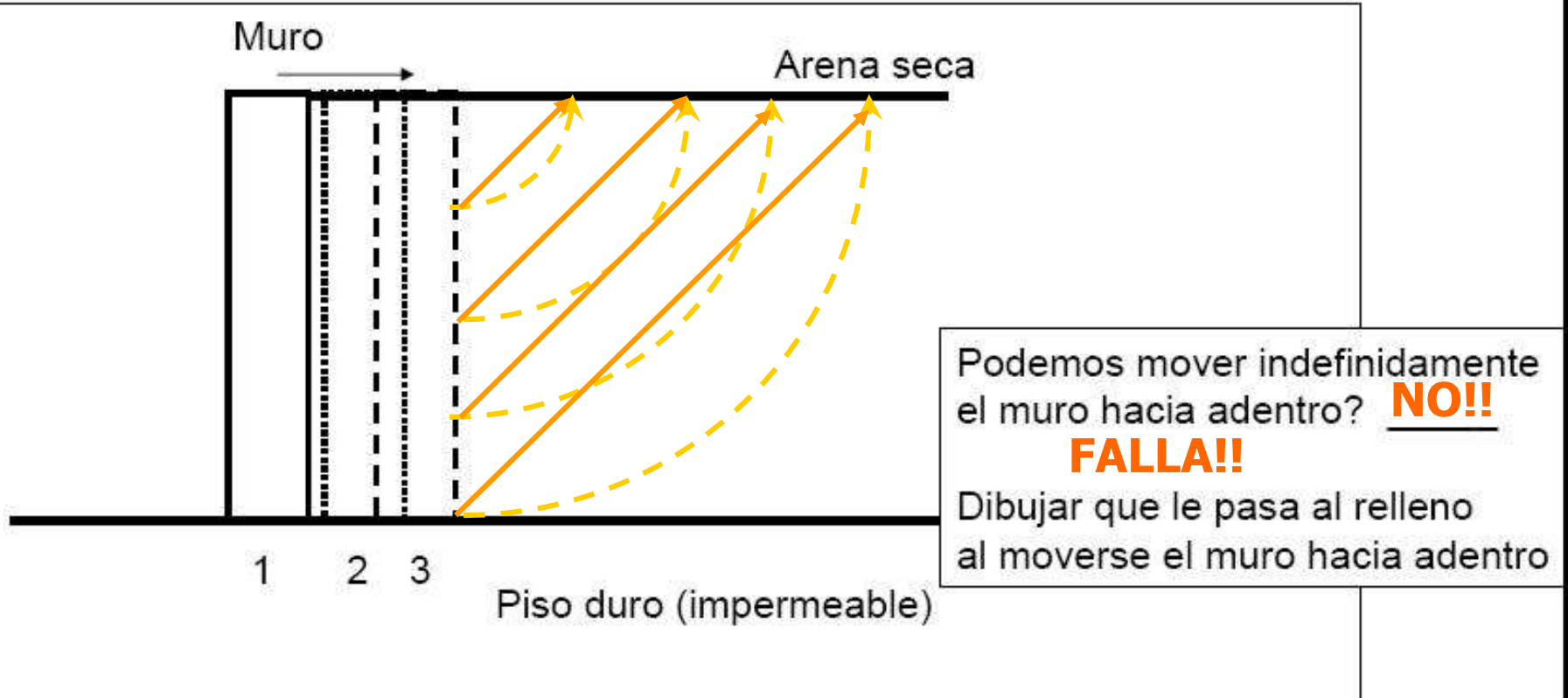
b) Muro que se mueve hacia afuera  
(al fallar llega a estado activo)



Movimiento lateral del muro es hacia afuera  
No hay agua en el relleno

# Presiones ejercidas por arena seca

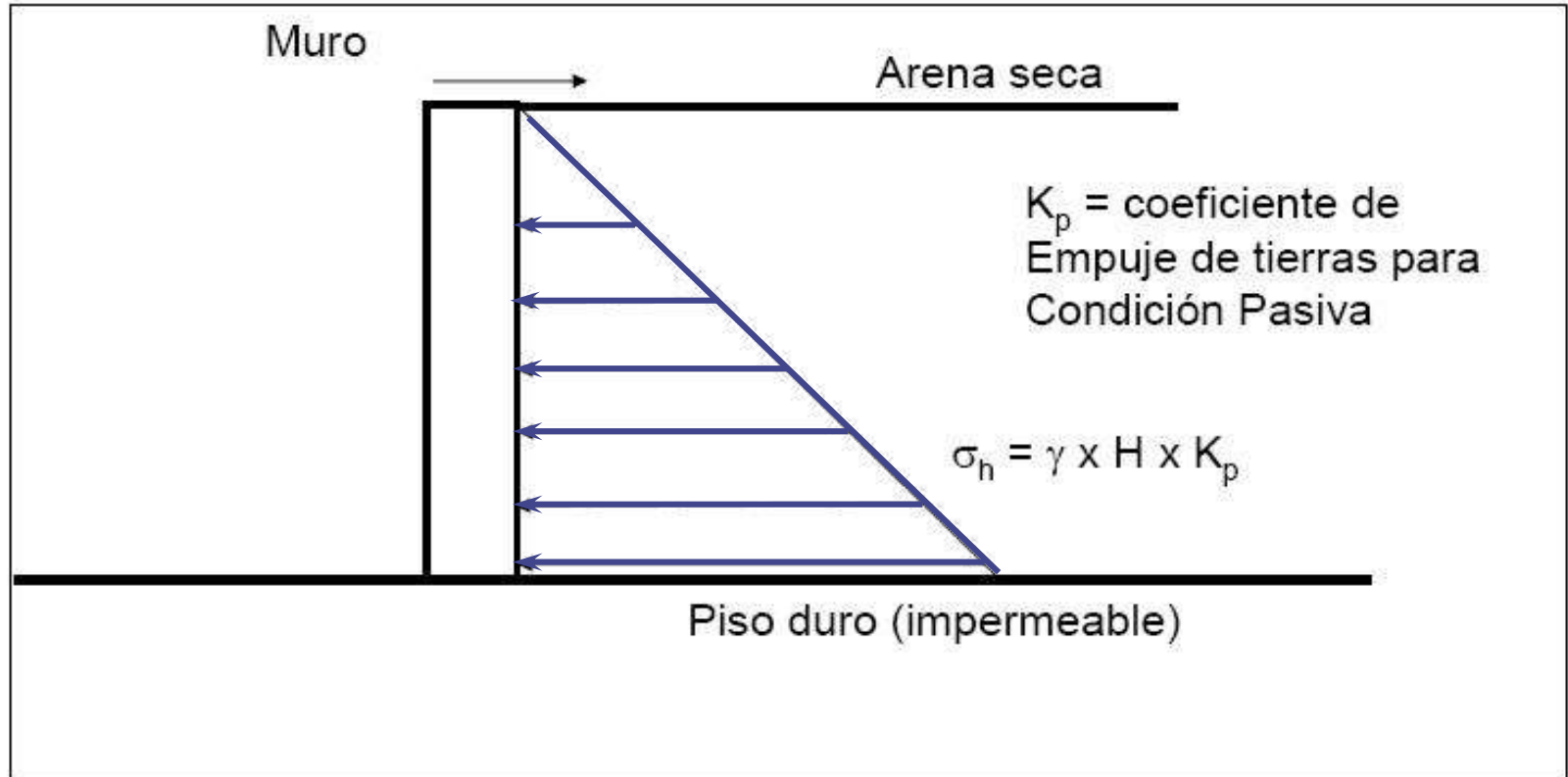
c) Muro que se mueve hacia adentro  
(al fallar llega a estado pasivo)



Nota: Movimiento lateral del muro es hacia adentro (se muestra en forma exagerada)  
No hay agua en el relleno

# Presiones ejercidas por arena seca

c) Muro que se mueve hacia adentro  
(al fallar llega a estado pasivo)

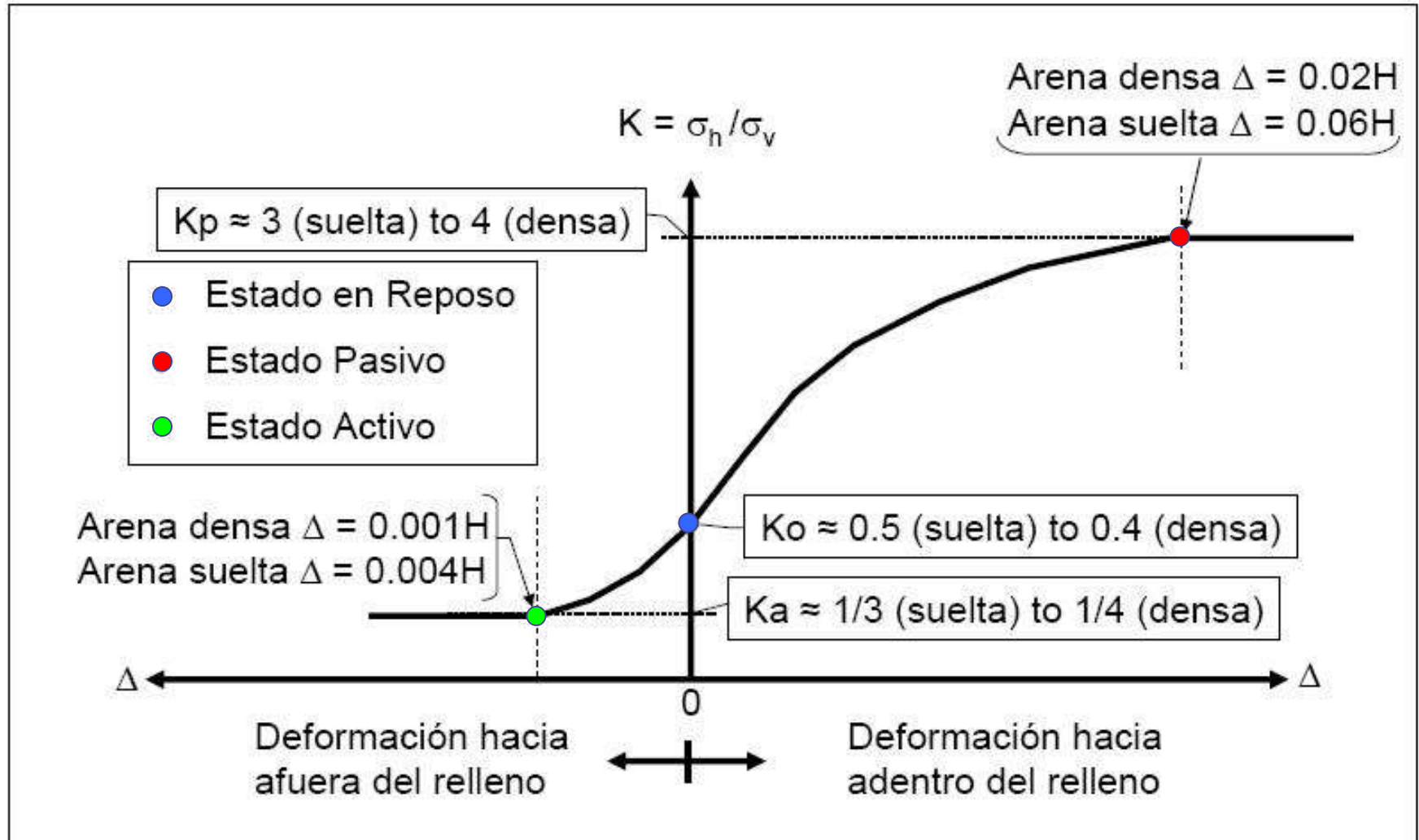


Movimiento lateral del muro es hacia **adentro**.

Presiones son las mas altas de los 3 estados (reposo y activo)

No hay agua en el relleno

# Variación de empujes laterales con dirección y magnitud de movimiento



# Como estimar el coeficiente ( $K_0$ )

- Para arena

$$K_0 = 1 - \sin \phi \text{ (Jaky)}$$

- Para arcillas normalmente consolidadas (NC)

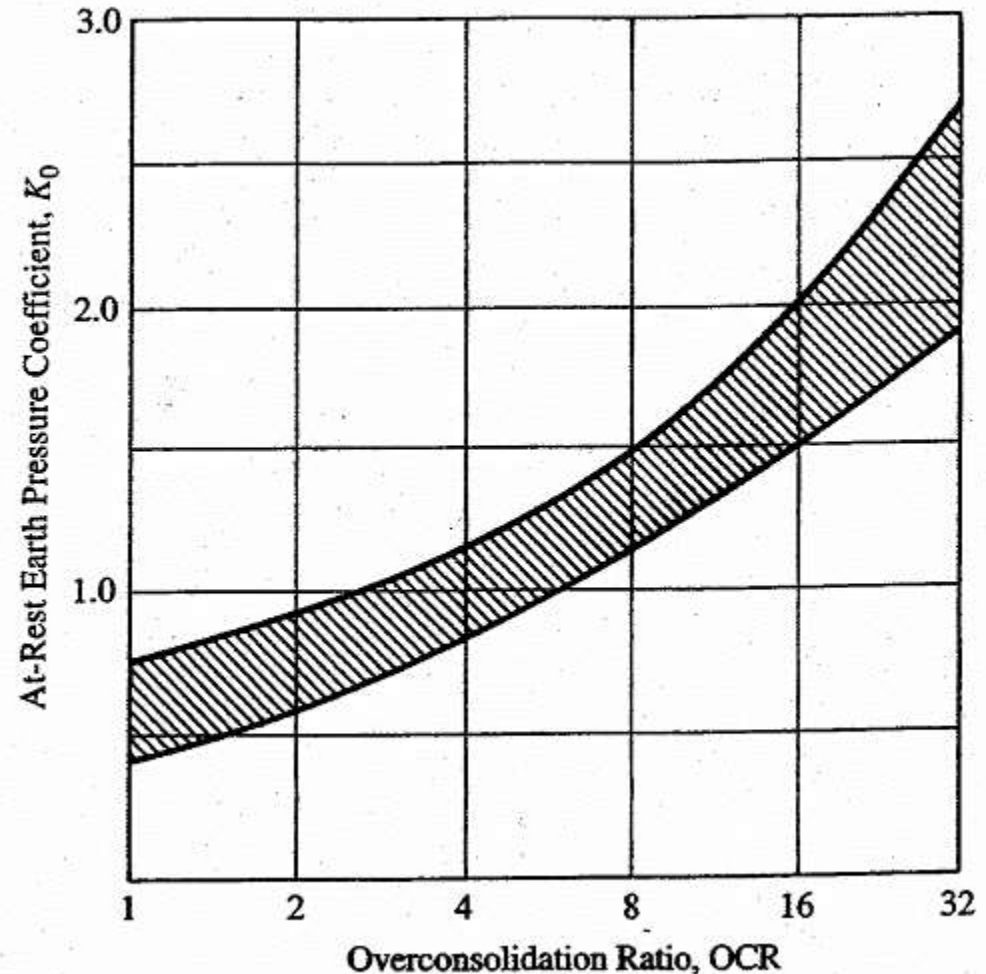
$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log(\text{PI})$$

Donde: PI=índice de plasticidad

# Como estimar el coeficiente ( $K_0$ )

- Para arcillas sobreconsolidadas (OC)
- $OCR = \sigma'_p / \sigma'_v$

**FIGURE 12-5** Relationship between  $K_0$  and OCR [3].



# Como estimar el coeficiente ( $K_0$ ) (cont...)

- Para todo tipo de suelo

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'}$$

Donde:  $K_0$  = coeficiente de presión lateral en reposo

$\phi'$  = ángulo de fricción efectiva del suelo

OCR = razón de sobreconsolidación del suelo

Nota:

- Esta ecuación esta basada en pruebas de laboratorio realizadas en 170 suelos, variando entre arcillas y gravas.
- Esta ecuación aplica únicamente cuando la superficie del relleno es horizontal.

# Fuerza en reposo

$$P_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0$$

Donde:

$P_0$  = Fuerza en reposo por longitud de pared unitaria

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$H$  = altura de la pared

$K_0$  = coeficiente de presión lateral en reposo

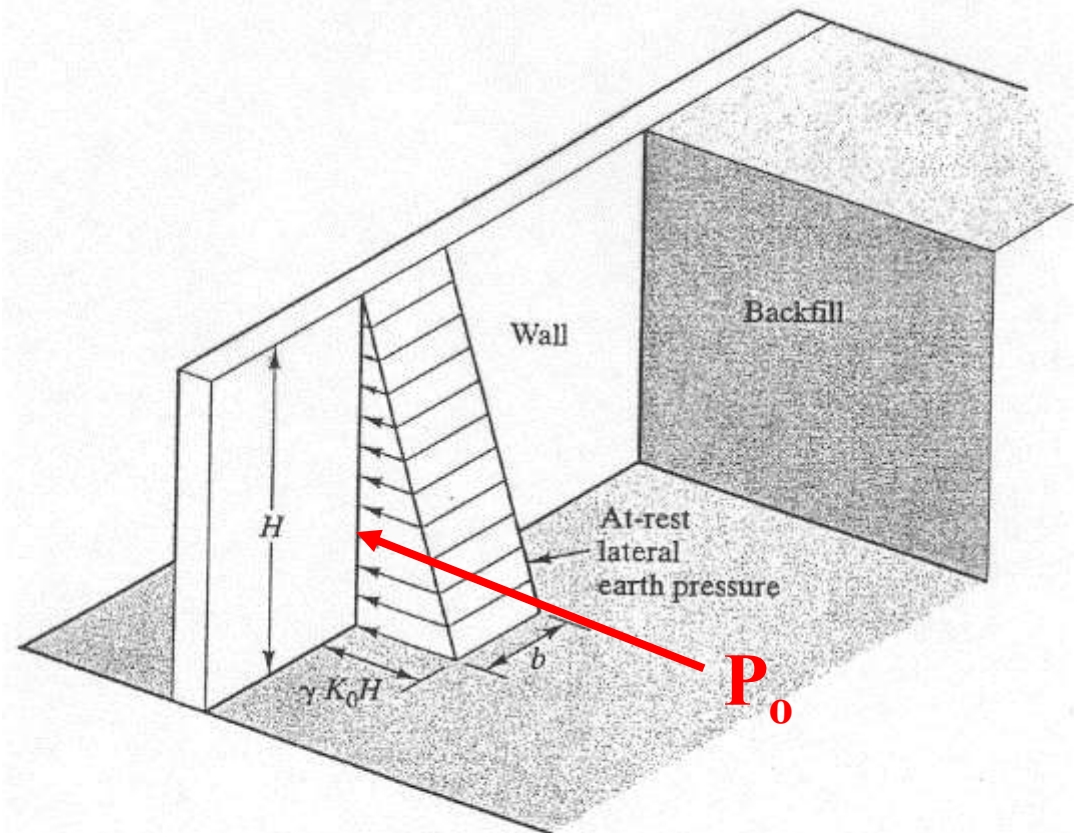
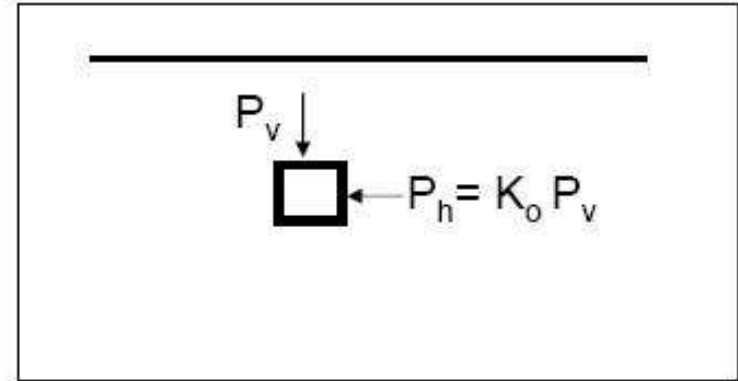


Figure 23.2 At-rest pressure acting on a retaining wall.

# Empuje en Reposo ( $K_o$ )

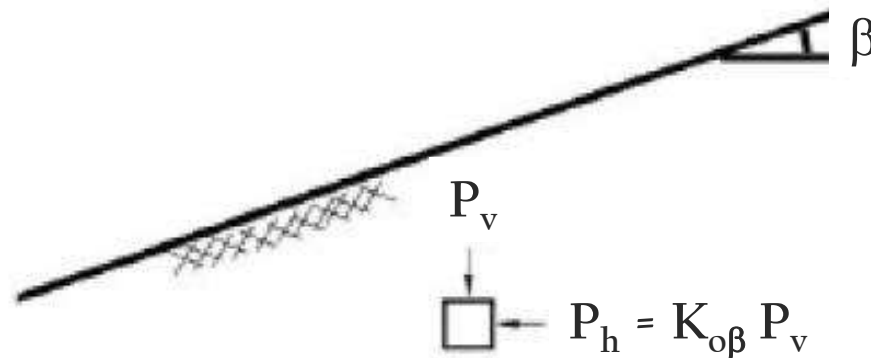
- Relleno horizontal:

$$K_o \approx 1 - \text{sen } \phi'$$



- Relleno inclinado:

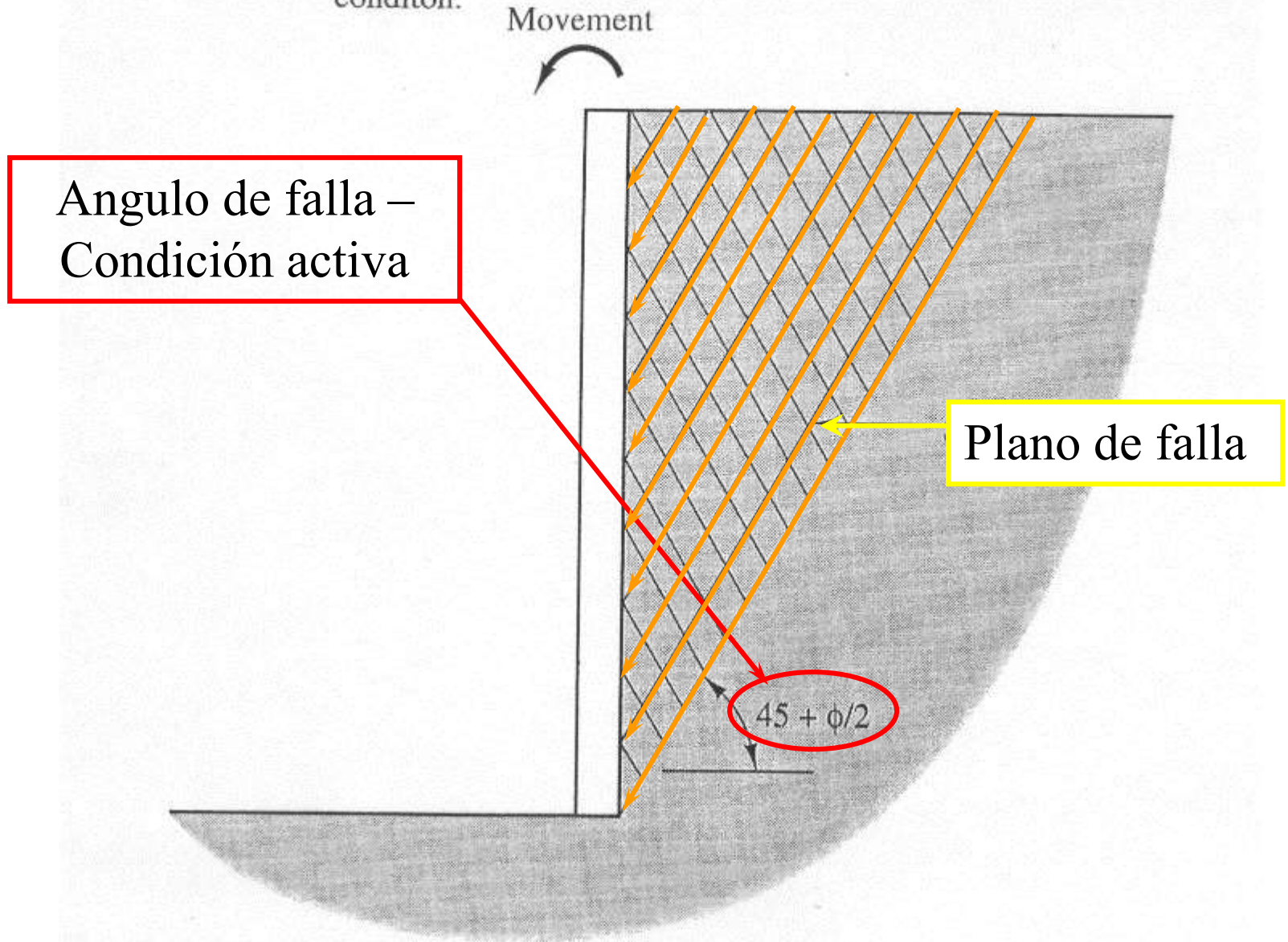
$$K_{o\beta} \approx (1 - \text{sen } \phi') \times (1 - \text{sen } \beta)$$



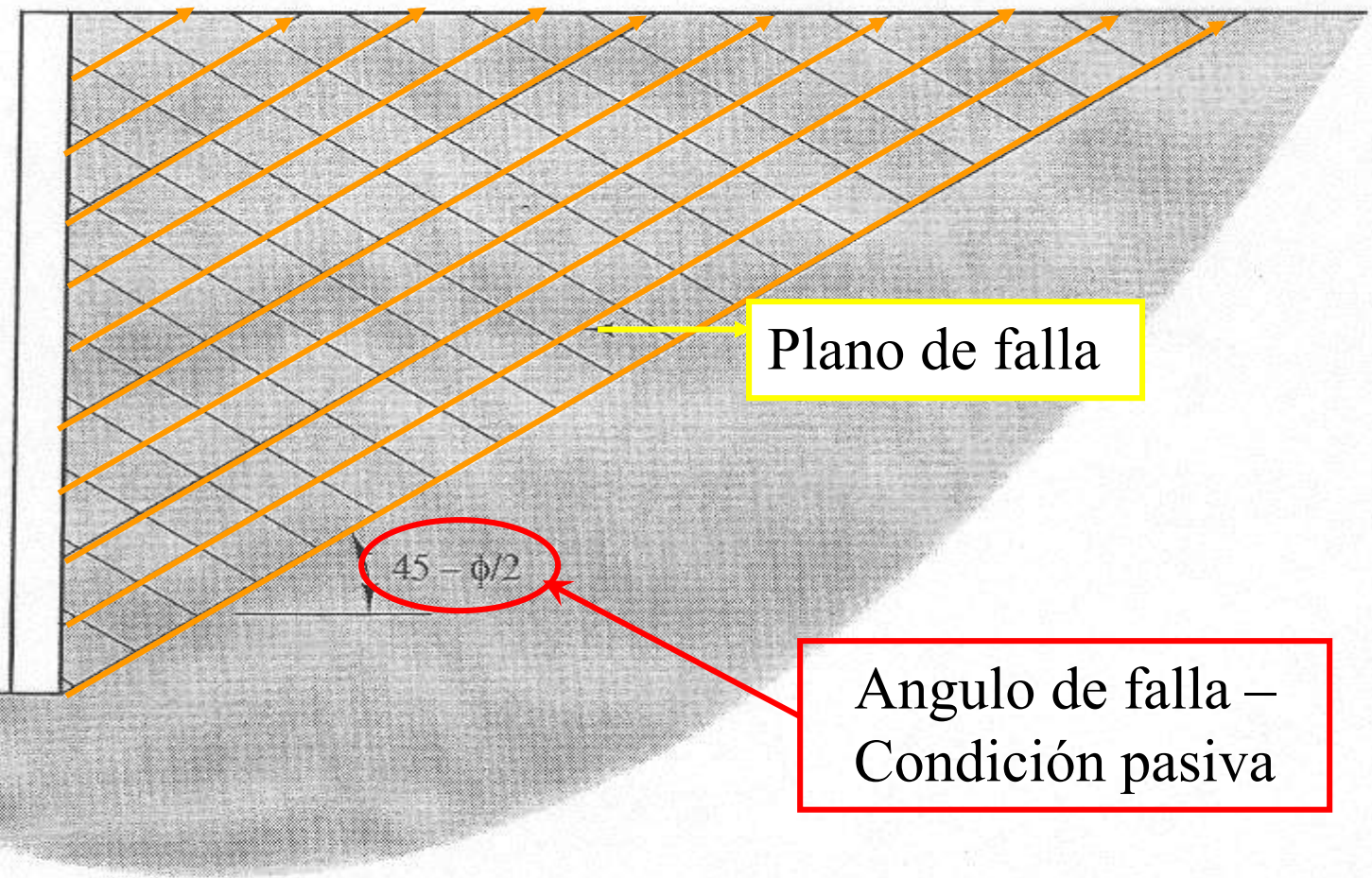
# Teoría de Rankine para suelos con $c = 0$ y $\phi \geq 0$

- Suposiciones
  - El suelo es homogéneo e isotrópico
  - La superficie más crítica es un plano
  - La superficie del terreno es un plano (no tiene que ser horizontal)
  - El movimiento de la pared es suficiente para desarrollar la condición activa o pasiva.
  - La fuerza lateral resultante está inclinada a un ángulo paralelo a la superficie del relleno
  - La teoría de Rankine se limita a paredes verticales
  - No existe fricción entre el suelo y la pared

Figure 23.4 Development of shear failure planes in the soil behind a wall as it transitions from the at-rest condition to the active condition.



Movement

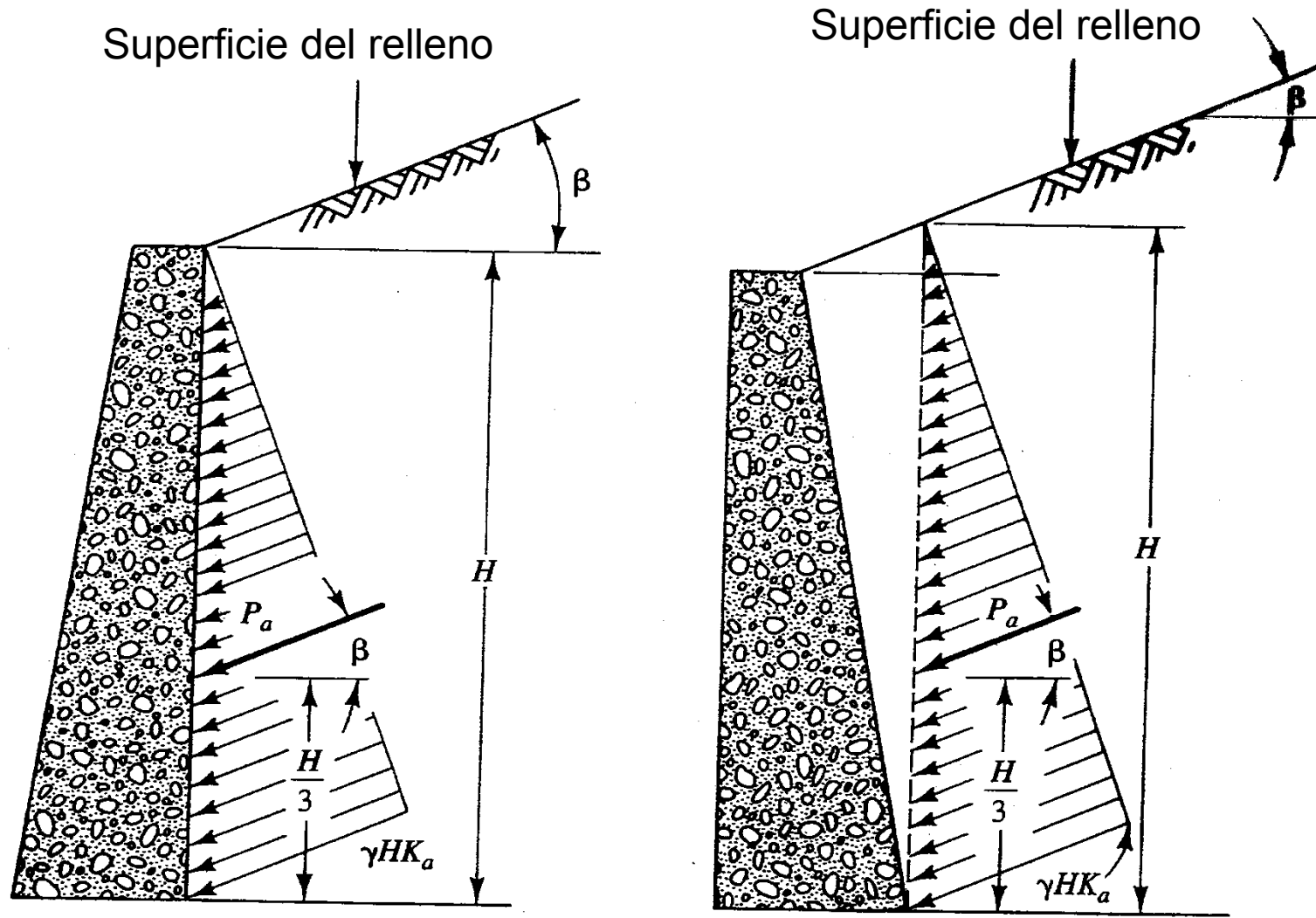


Plano de falla

Angulo de falla –  
Condición pasiva

Figure 23.6 Development of shear failure planes in the soil behind a wall as it transitions from the at-rest condition to the passive condition.

# Teoría de Rankine – Relleno Inclinado



(a) cara posterior vertical

(b) cara posterior

# Teoría de Rankine – Relleno Inclinado

Coeficiente de presión lateral activo ( $K_a$ ):

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

Donde:

$K_a$  = coeficiente de presión lateral activo,

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo en el relleno

$\beta$  = ángulo entre la superficie del terreno y la línea horizontal

- Si  $\beta=0$  entonces,

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

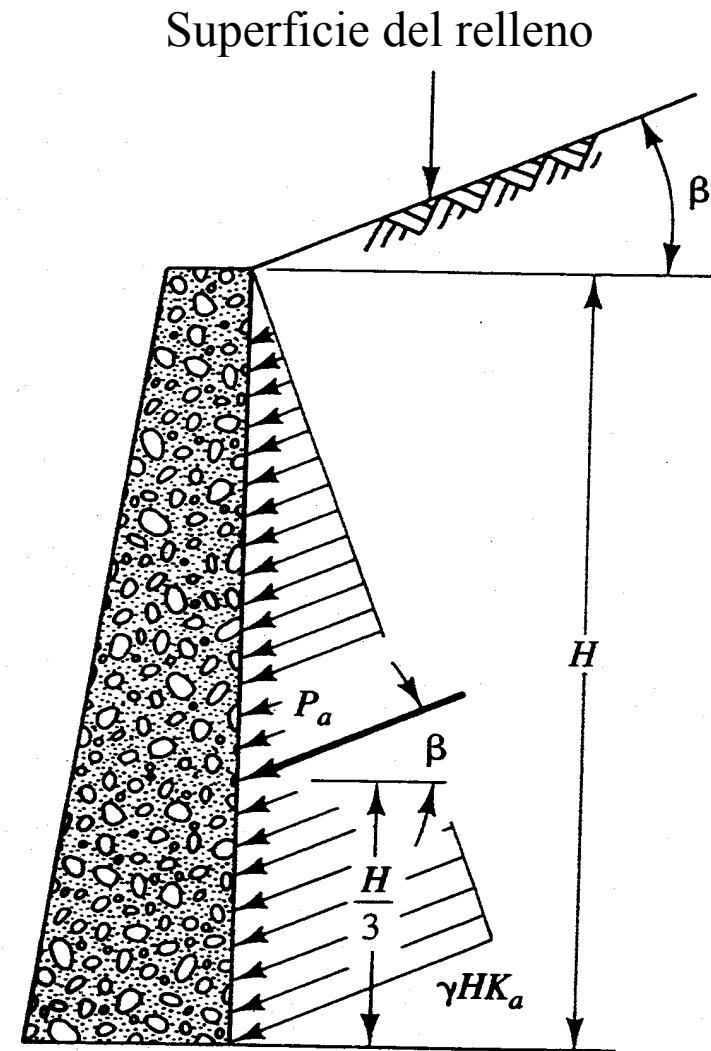
# Teoría de Rankine – Relleno Inclinado

## (Fuerza Activa)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Donde:

$P_a$  = fuerza activa por longitud unitaria  
 $\gamma$  = peso unitario del suelo en el talud  
 $H$  = altura de la pared,  
 $K_a$  = coeficiente de presión lateral activa



(a) cara posterior vertical

# Teoría de Rankine – Relleno Inclinado

Coeficiente de presión lateral pasivo ( $K_p$ ):

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

Donde:

$K_p$  = coeficiente de presión lateral pasivo,

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo en el relleno

$\beta$  = ángulo entre la superficie del terreno y la línea horizontal

- Si  $\beta=0$  entonces,

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{K_a}$$

# Teoría de Rankine – Relleno Inclinado (Fuerza Pasiva)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Donde:

$P_p$  = fuerza pasiva por longitud unitaria de pared,

$\gamma$  = peso unitario del suelo en el relleno

$H$  = altura de la pared,

$K_p$  = coeficiente de presión lateral activo

# Teoría de Coulomb para suelos con $c = 0$ y $\phi \geq 0$

- Suposiciones
  - El suelo es homogéneo e isotrópico
  - La superficie mas critica es un plano
  - La superficie del terreno es un plano (no tiene que ser horizontal)
  - El movimiento de la pared es suficiente para desarrollar la condición activa o pasiva.
  - La fuerza lateral resultante esta inclinada a un ángulo igual a  $\delta$  medido desde una línea perpendicular al muro
  - Existe fricción entre el suelo y la pared

# Teoría de Coulomb-Coeficientes

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

Donde:

$K_a$  = coeficiente de presión lateral activo,

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo en el relleno,

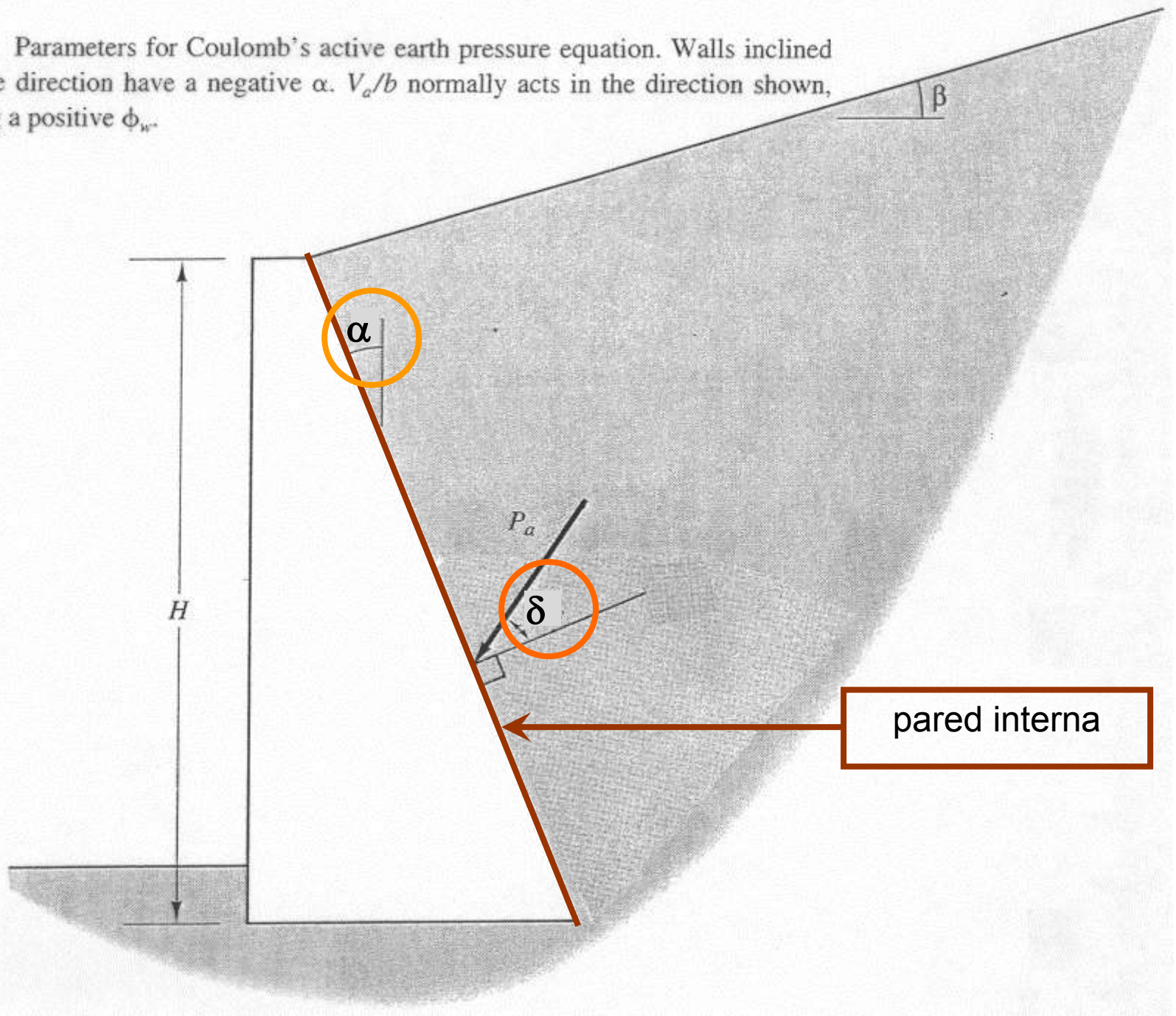
$\beta$  = ángulo entre la superficie del terreno y la línea horizontal,

$\alpha$  = ángulo de inclinación del interior de la pared medido desde la vertical, y

$\delta$  = ángulo de fricción en la interface entre la pared y el relleno. Para paredes de concreto usar,  $\delta$  entre  $0.5\phi$  y  $0.67\phi$ .

Nota: Esta ecuación es valida sólo para  $\beta \leq \phi$

**Figure 23.12** Parameters for Coulomb's active earth pressure equation. Walls inclined in the opposite direction have a negative  $\alpha$ .  $V_a/b$  normally acts in the direction shown, thus producing a positive  $\phi_w$ .



# Teoría de Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \alpha) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$$

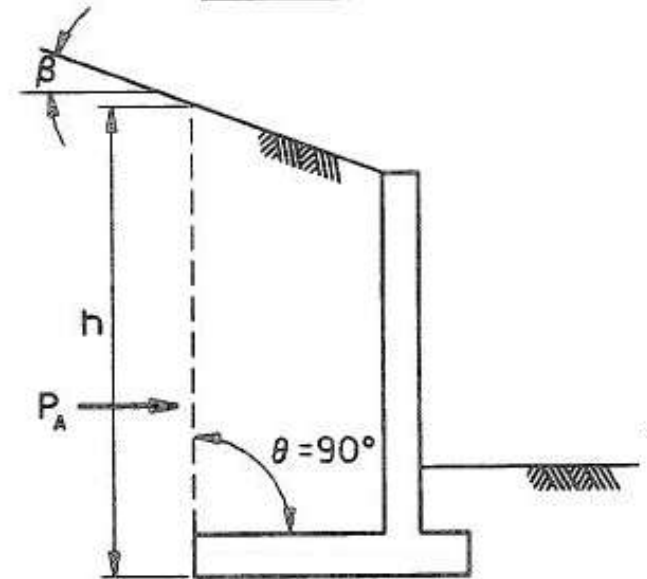
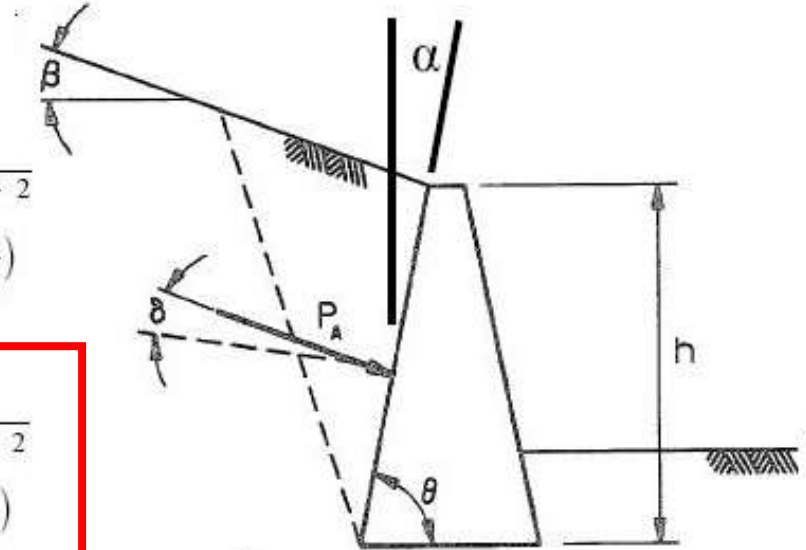
$\phi$  = ángulo de fricción

$\theta$  = ángulo inclinación cara interna del muro ( $\theta =$  cero, muro vertical)

$\beta$  = inclinación del relleno

$\delta = \phi_{\omega}$  = ángulo fricción muro/relleno

**(adaptado de vulcanhammer.com)**



# Método de Fluido Equivalente

- ◆ Simplificación utilizada para el cálculo de presiones laterales actuando en los muros
- ◆ Transforma el suelo actuando sobre la pared del muro en un fluido equivalente
- ◆ Puede ser utilizado para ambas teorías
  - Rankine, y
  - Coulomb
- ◆ Puede ser utilizado para los tres tipos de condiciones; en reposo, pasiva y activa.

# Método de Fluído Equivalente

**Tabla 4.6. Coeficientes y pesos unitarios para presiones de fluido equivalente (after Clough and Duncan, 1991)**

<b>Pesos Unitarios y Coeficientes de Presión para Método de Fluído Equivalente</b>								
<b>Tipo de suelo</b>	<b>Relleno Horizontal</b>				<b>Relleno 2(H):1(V)</b>			
	<b>En Reposo</b>		$\Delta/H = 1/240$		<b>En Reposo</b>		$\Delta/H = 1/240$	
	$\gamma_{eq}$ (pcf)	K	$\gamma_{eq}$ (pcf)	K	$\gamma_{eq}$ (pcf)	K	$\gamma_{eq}$ (pcf)	K
<b>Arena Suelta o Grava</b>	55	0.45	40	0.35	65	0.55	50	0.45
<b>Arena Densidad Media o Grava</b>	50	0.40	35	0.25	60	0.50	45	0.35
<b>Arena Densa o Grava</b>	45	0.35	30	0.20	55	0.45	40	0.30
<b>Limo Compactado (ML)</b>	60	0.50	40	0.35	70	0.60	50	0.45
<b>Arcilla Compactada (CL)</b>	70	0.60	45	0.40	80	0.70	55	0.50
Arcilla Compactada Alta Plasticidad (CH)	80	0.65	55	0.50	90	0.75	65	0.60

Superficie horizontal

$$P_h = \gamma_{eq} \times z$$

Recomendado para rellenos finos:

- Limos (ML) y/o
- Arcillas (CL o CH)

$$P_h = \gamma_{eq}(z) + K (q_s)$$

donde,  $\gamma_{eq}$  = peso unitario del fluido equivalente

$z$  = profundidad por debajo de la superficie del terreno

$K$  = coeficiente horizontal de presión del suelo

$q_s$  = sobrecarga uniforme sobre el terreno

# Empujes – Espiral logarítmica

Importante para el caso pasivo  
donde la fricción entre el muro  
y el relleno no es despreciable

$\delta$  = ángulo de fricción entre  
muro y relleno

$\tan \delta = \mu$  = coeficiente fricción

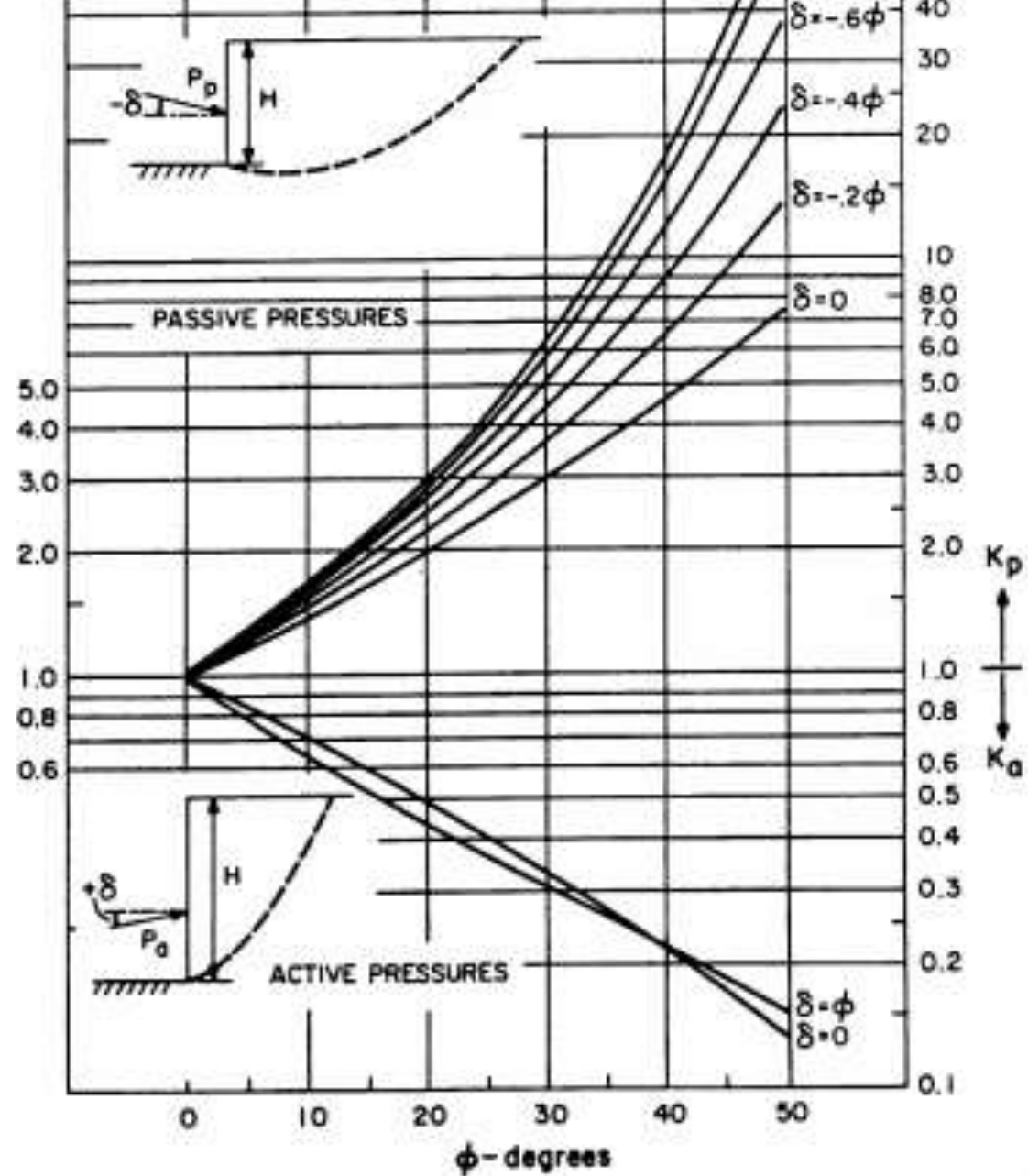


Fig. 6.9 Active and passive pressure coefficients for vertical wall and horizontal backfill, based on log-spiral failure surfaces. (After Caquot and Kerisel, 1948.)

# Empujes – Espiral logarítmica

Importante para el caso pasivo donde la fricción entre el muro y el relleno no es despreciable

$\delta$  = ángulo de fricción entre muro y relleno

$\tan \delta = \mu$  = coeficiente fricción

Por ejemplo:

si  $\delta = 0.6 \phi'$  y  $\phi' = 30^\circ$ :

$K_p = 3.0$  (Rankine)

$K_p = 5.0$  (Espiral logarítmica)

Diferencia del 67% !!  
(No es despreciable)

[Para caso activo no es crítico]

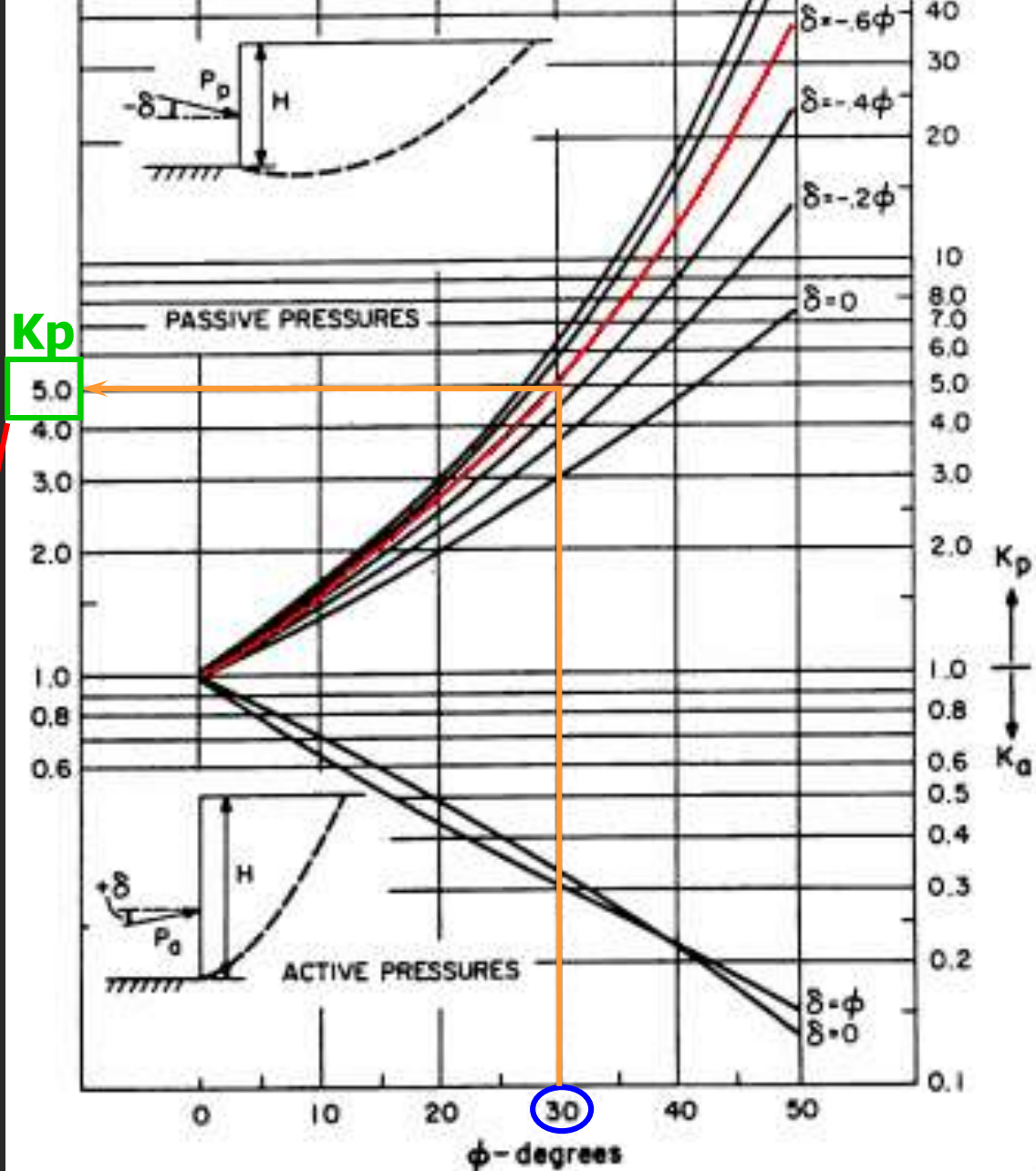


Fig. 6.9 Active and passive pressure coefficients for vertical wall and horizontal backfill, based on log-spiral failure surfaces. (After Caquot and Kerisel, 1948.)

# Presión lateral de diseño - Activa

- ◆ Para casos donde el relleno o la fundación del muro contengan suelos arcillosos,
  - Las teorías clásicas de empuje lateral de tierra no toman en consideración la tendencia de estos suelos a deformarse bajo esfuerzos constantes (creep)
  - Utilizar el método de Terzaghi y Peck
- ◆ Para paredes con suelos granulares (arenas y gravas) en el relleno o bajo la fundación del muro.
  - Utilizar la teoría de Coulomb
  - Fijar  $\phi_w =$  entre  $(0.5 \phi)$  y  $(0.67 \phi)$
  - Otra opción es utilizar el método de Terzaghi y Peck.

# Presión lateral de diseño - Pasiva

- ◆ Utilizar la teoría de Rankine
- ◆ Los ingenieros generalmente utilizan un valor menor al obtenido teóricamente por las siguientes razones,
  - El desplazamiento horizontal requerido para movilizar la presión pasiva en ocasiones es mayor a las deformaciones permisibles del muro. Se utiliza la mitad de los valores permisibles.
  - El suelo en la cara exterior del muro es generalmente **alterado por "landscaping" o alguna otra actividad** por lo que este generalmente no es tan resistente como se anticipa

# Sobrecargas

(generan presiones adicionales sobre el muro)

considerar sobrecarga si esta localizada a distancia  $\leq$  altura del muro

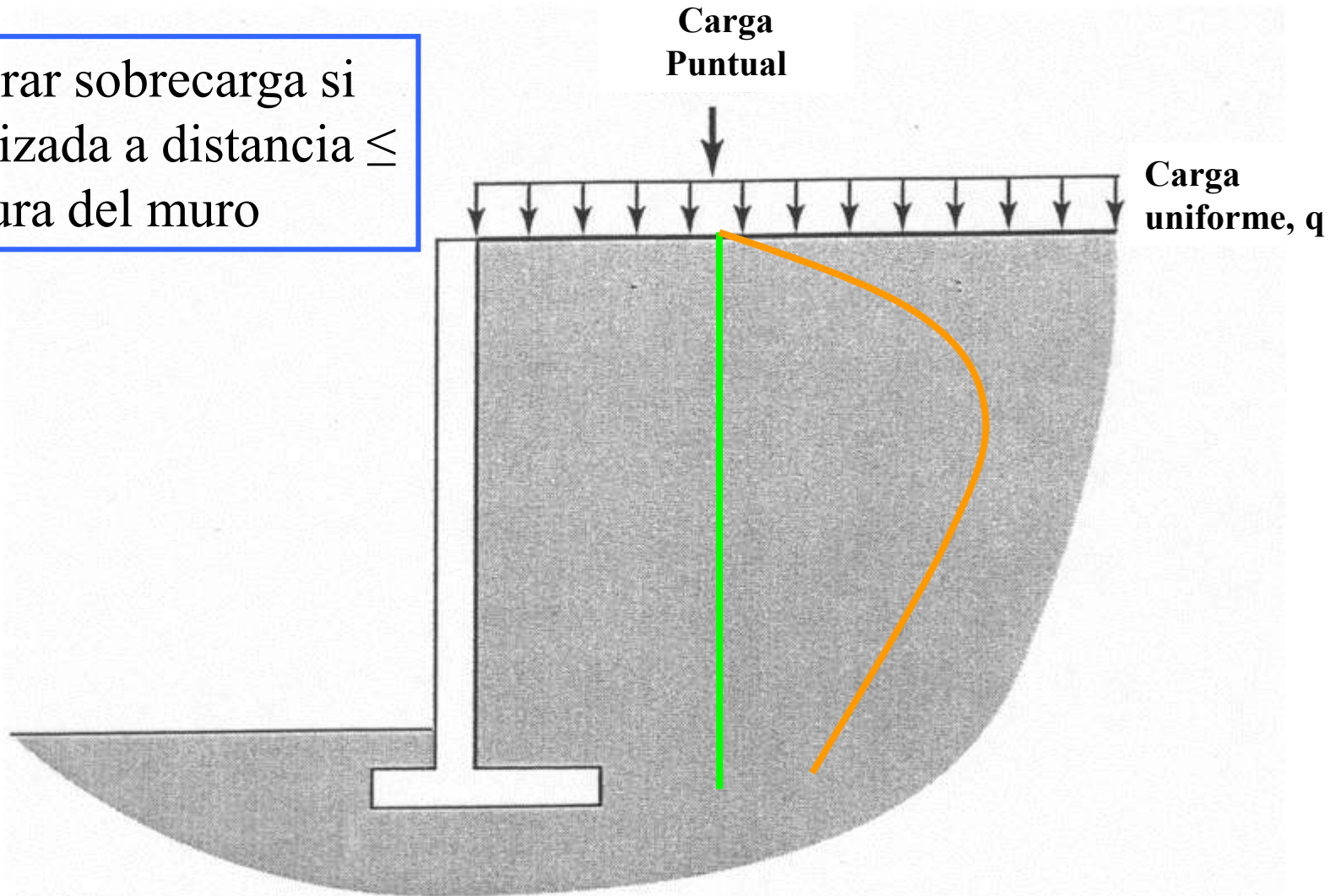
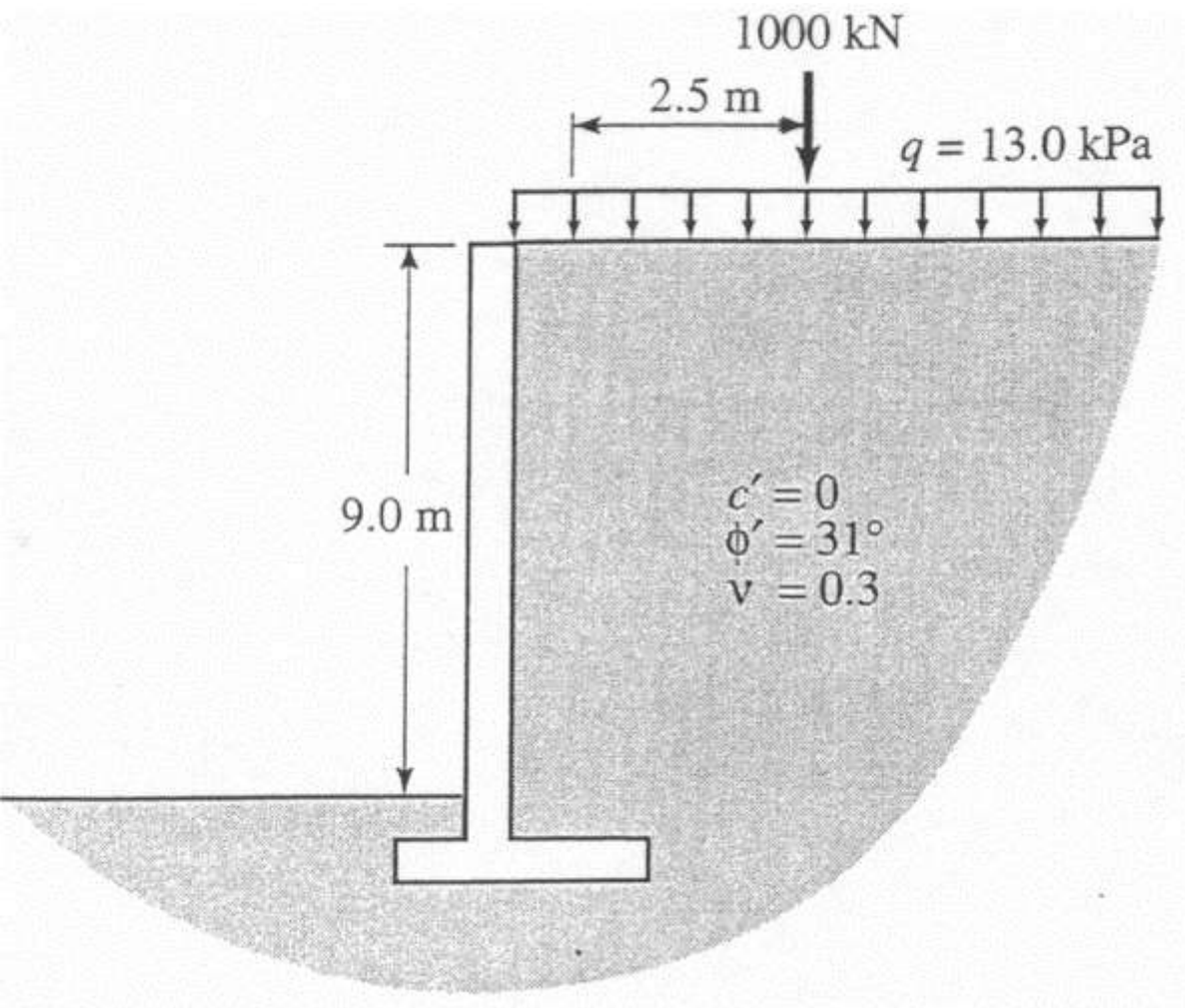


Figure 23.18 Typical surcharge loads near a retaining wall.



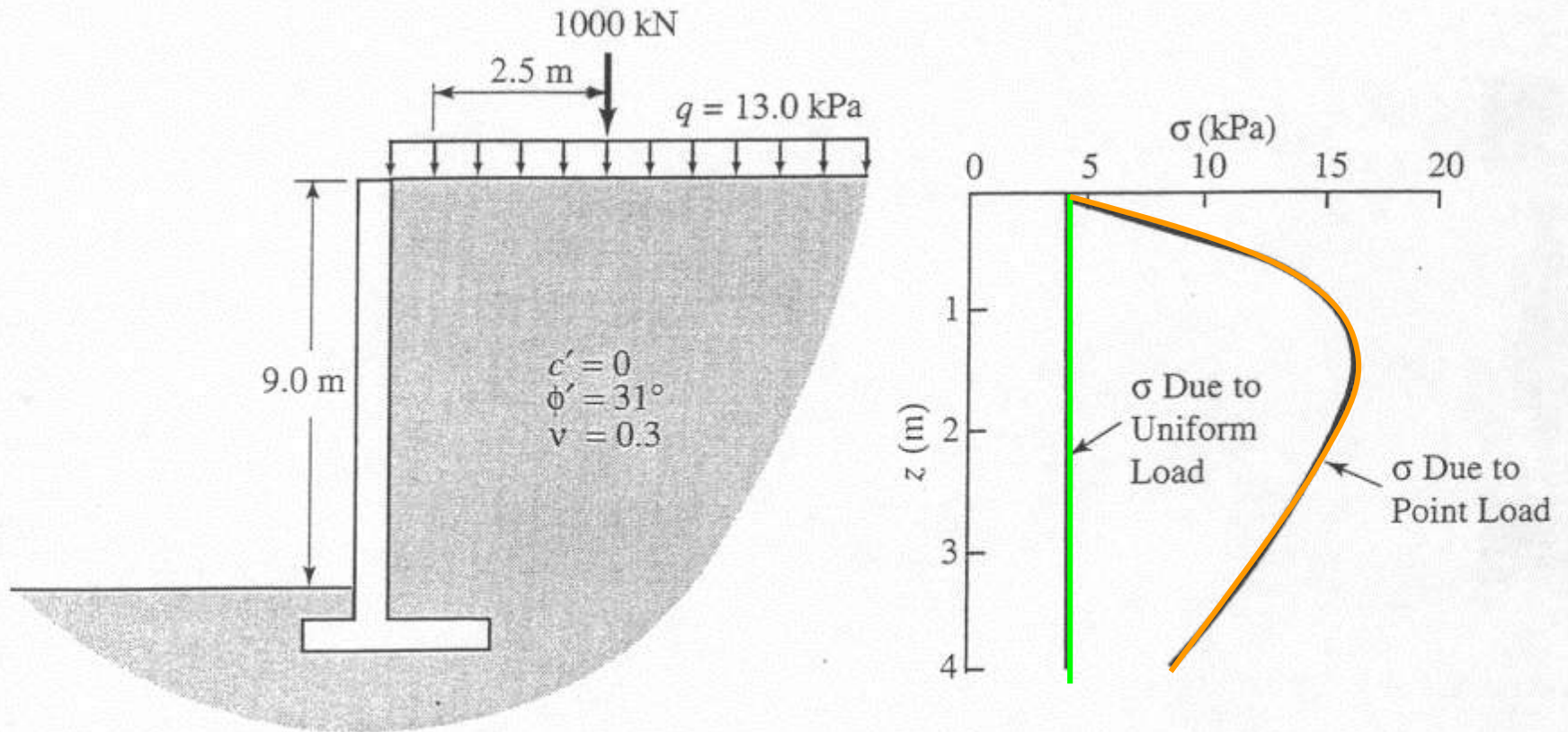
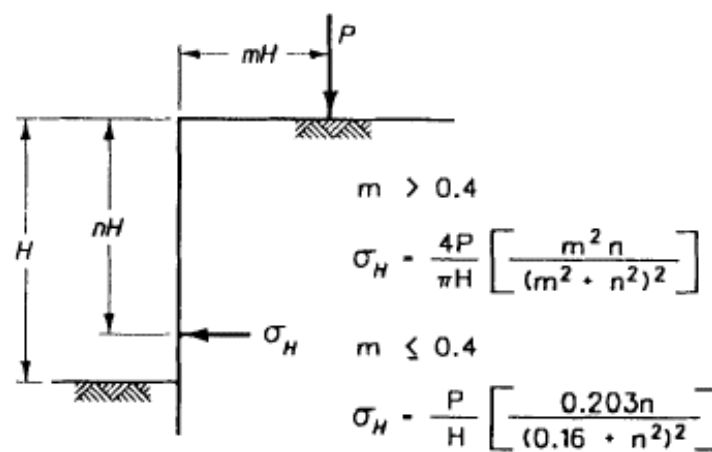
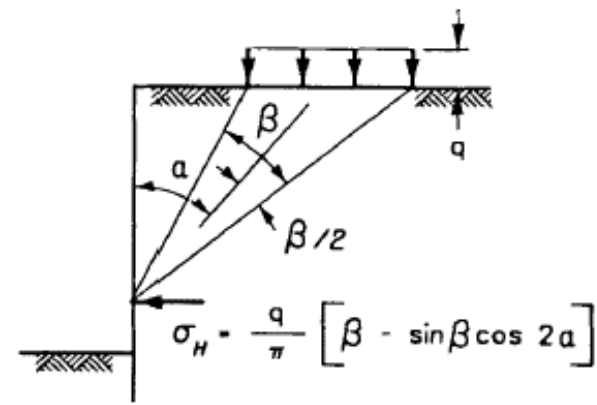


Figure 23.19 Proposed retaining wall with surcharge load for Example 23.6.

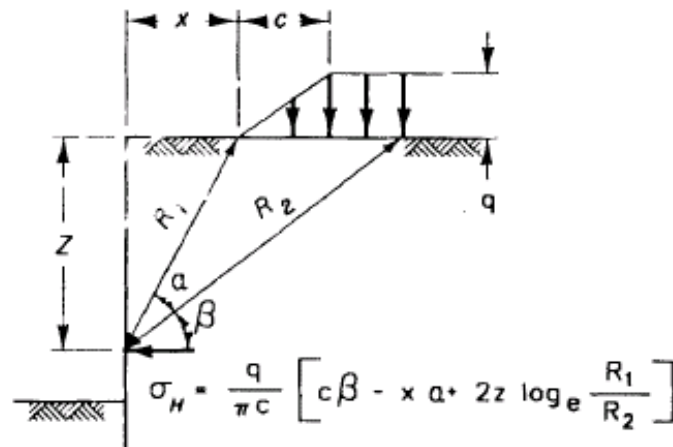
# Efecto de sobrecarga, algunas ecuaciones



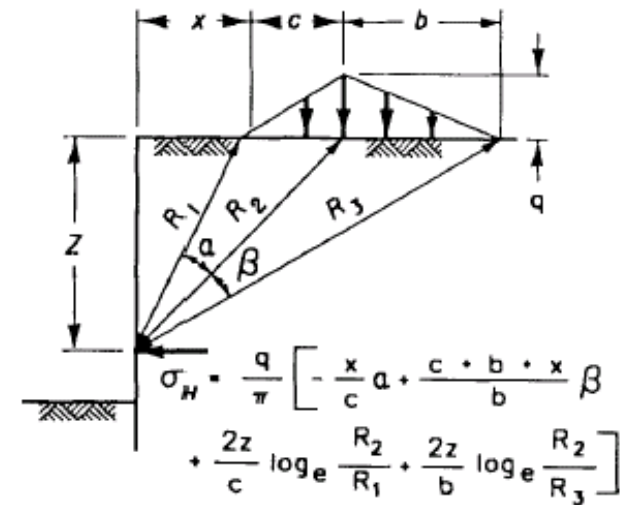
a. Line load (factor of two included) from Terzaghi (1954)



b. Strip load



c. Ramp load



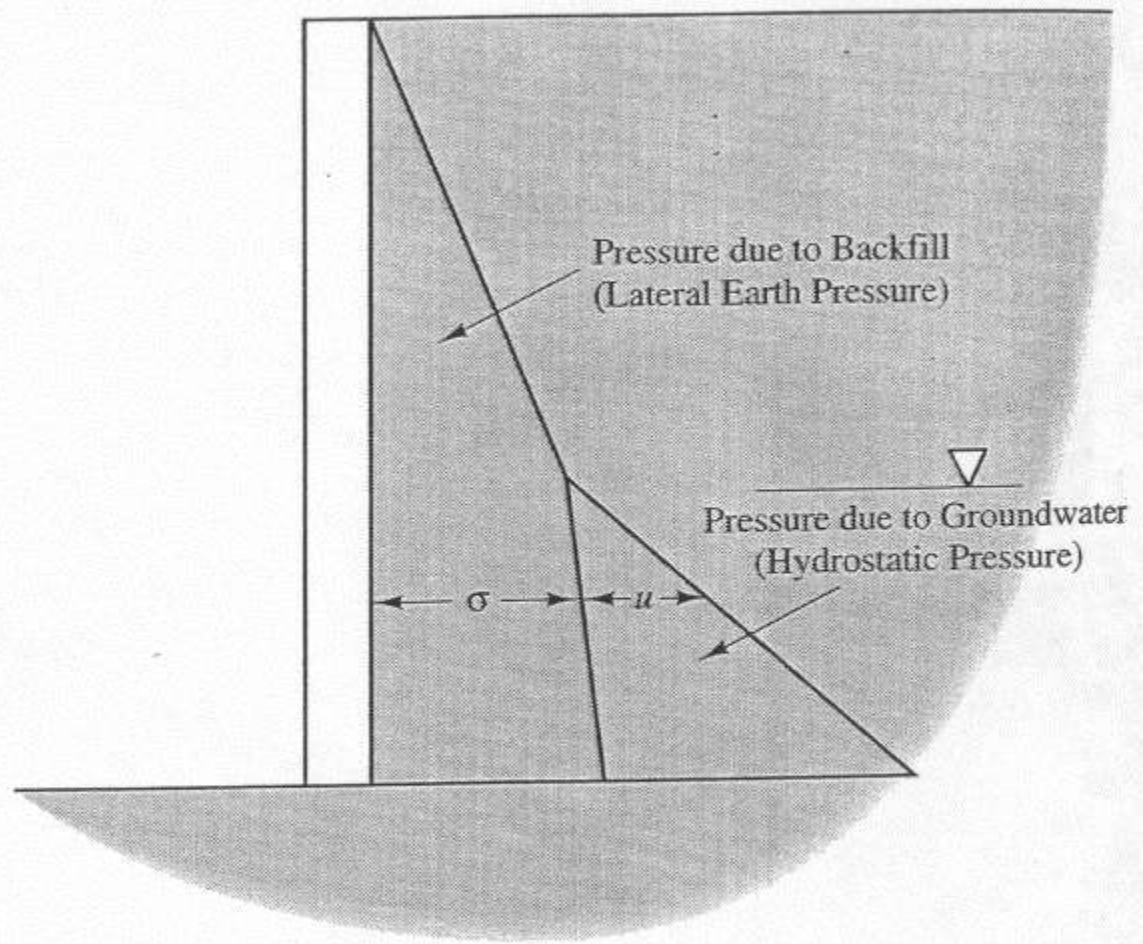
d. Triangular load

from Dawkins (1991)

## NOTES:

- (1) FOR FIGURES (c) AND (d) THE ANGLES  $\alpha$  AND  $\beta$  ARE EXPRESSED IN UNITS OF RADIANS.
- (2) NEGATIVE PRESSURES MAY BE COMPUTED AT SHALLOW DEPTHS ( $Z$ ).

# Efecto del Agua



**Figure 16.16** Theoretical lateral pressure distribution with shallow groundwater table.

# Sobrecarga y nivel freático

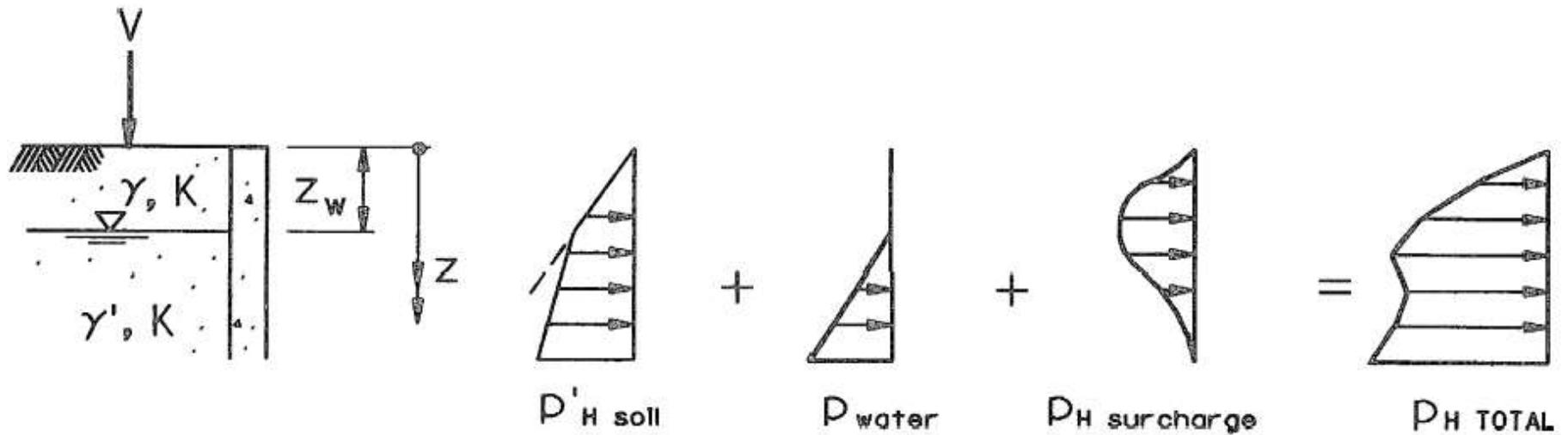


Figure 3-20 Lateral pressures, one soil, water, finite surcharge

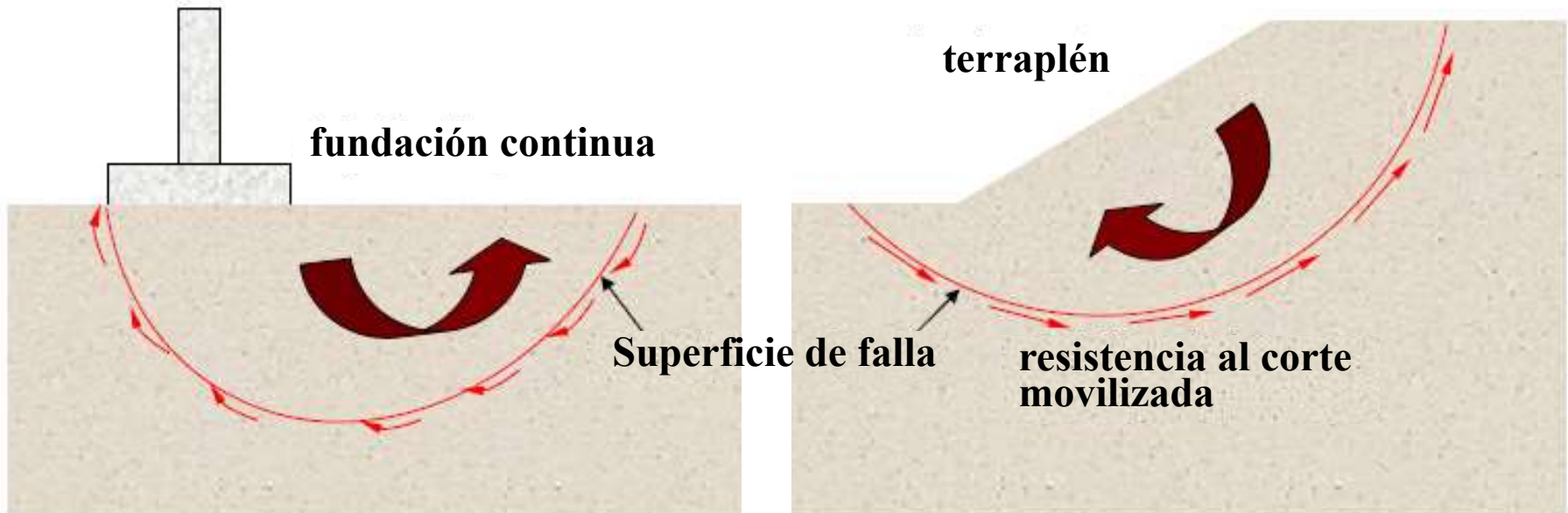
# **Resistencia al Corte de los Suelos**

**Shear strength of soils**

**Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos**

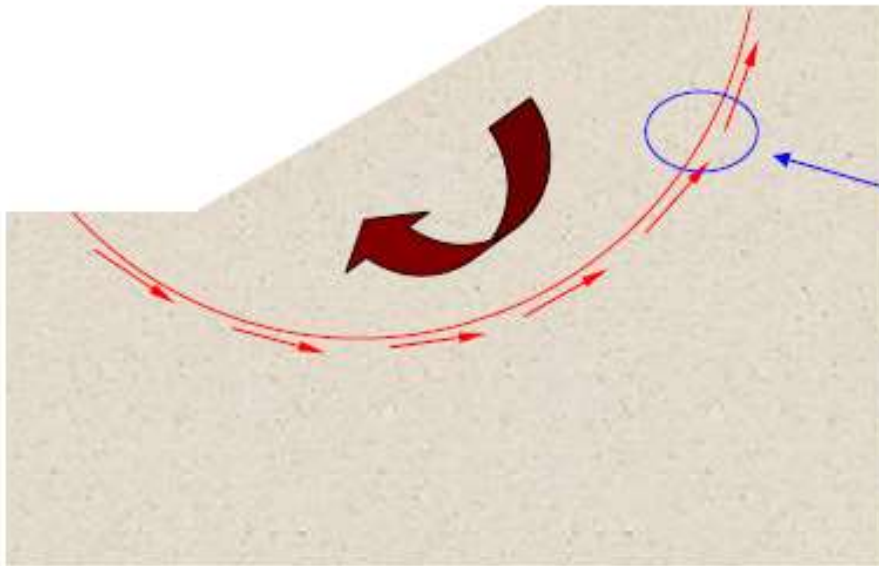
# Falla al Corte

Los suelos generalmente fallan bajo esfuerzos cortantes



Cuando un suelo falla, los esfuerzos cortantes a través de la superficie de falla han alcanzado la resistencia al corte del suelo

# Falla al Corte

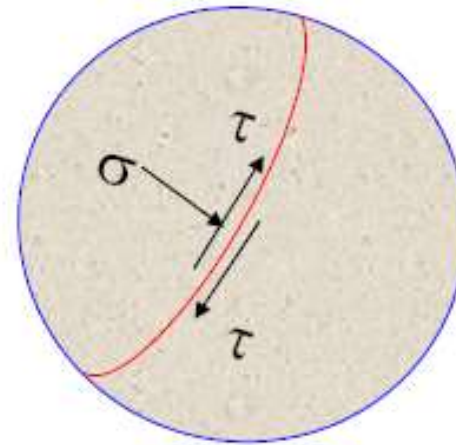
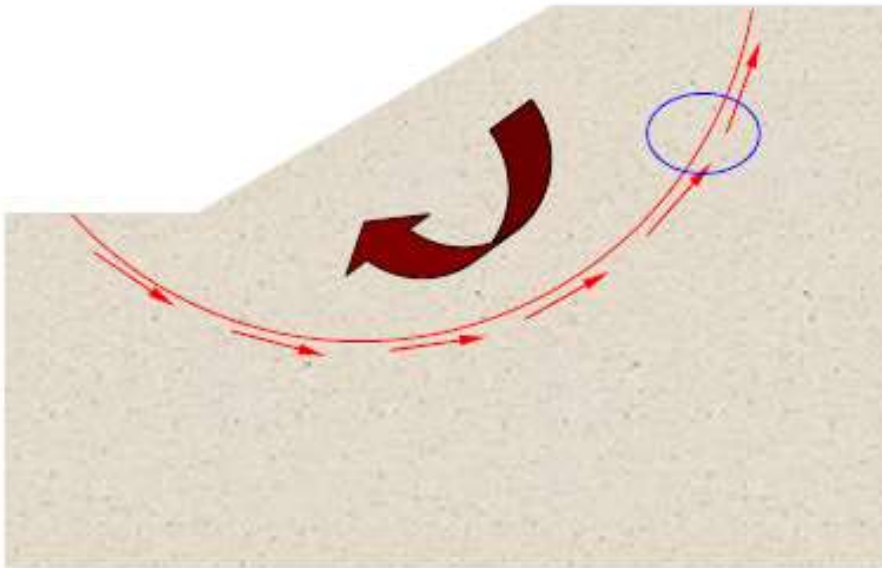


## Superficie de falla

Las partículas del suelo se deslizan unas sobre otras a través de la superficie de falla

No se genera rotura (“crushing”) de los granos individuales

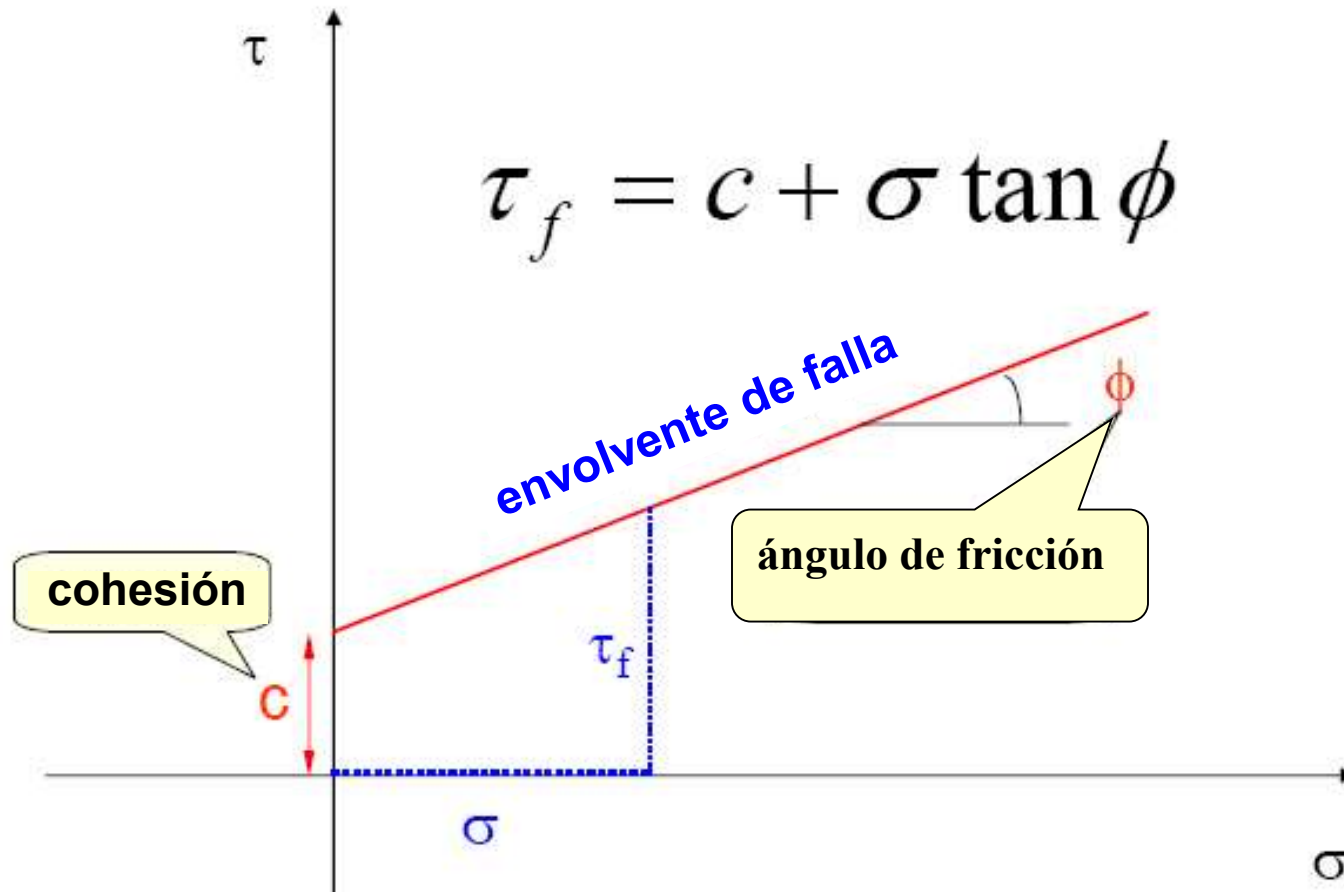
# Falla al Corte



Cuando un suelo falla, los esfuerzos cortantes ( $\tau$ ) a través de la superficie de falla han alcanzado la resistencia al corte del suelo ( $\tau_f = s$ )

+

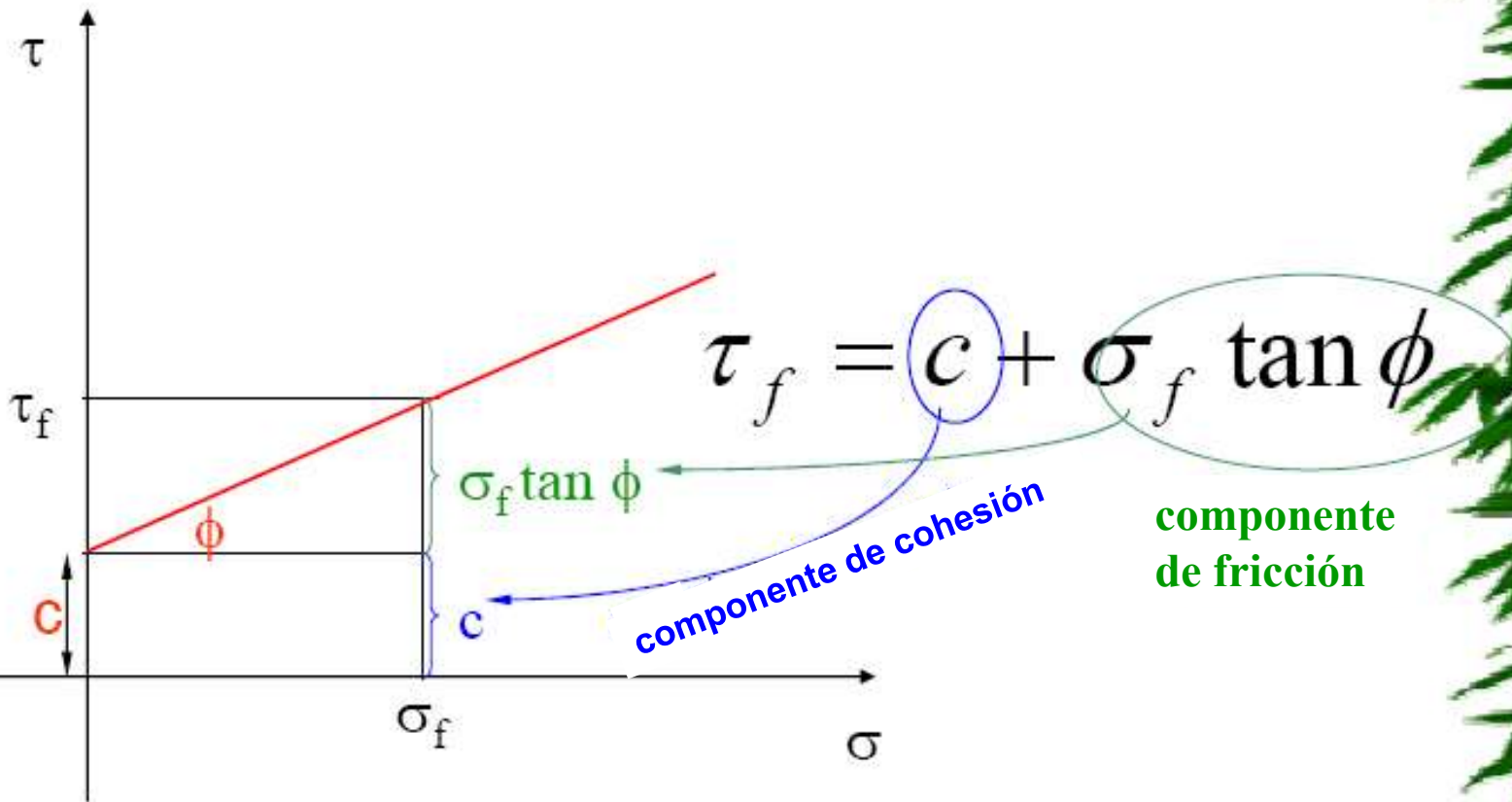
# Criterio de Falla de Mohr-Coulomb



( $\tau_f$ ) es el esfuerzo cortante máximo que el suelo puede soportar bajo esfuerzos normales ( $\sigma$ ), sin que falle (equilibrio límite).

# Criterio de Falla de Mohr-Coulomb

La resistencia al corte ( $\tau_f$ ) consiste de dos componentes: **cohesión** y **fricción**

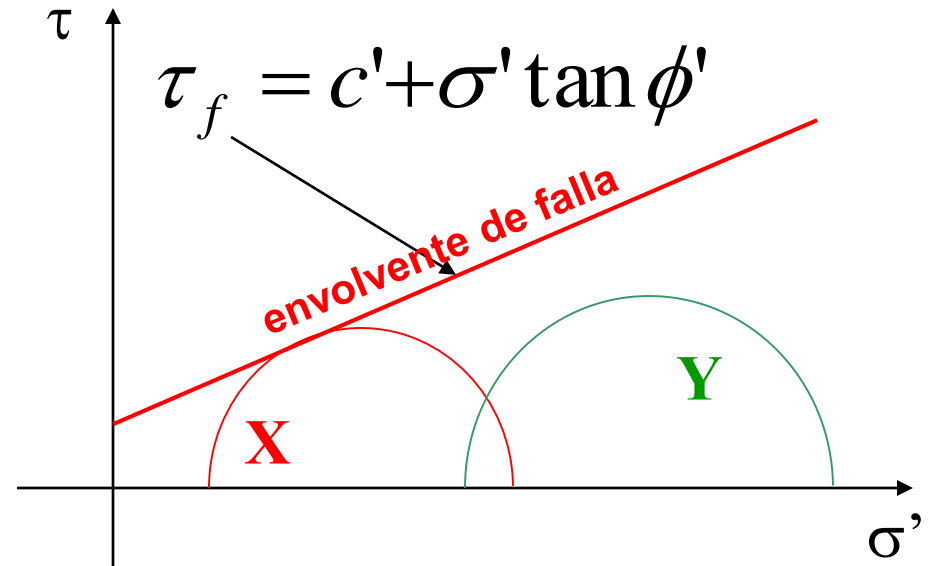
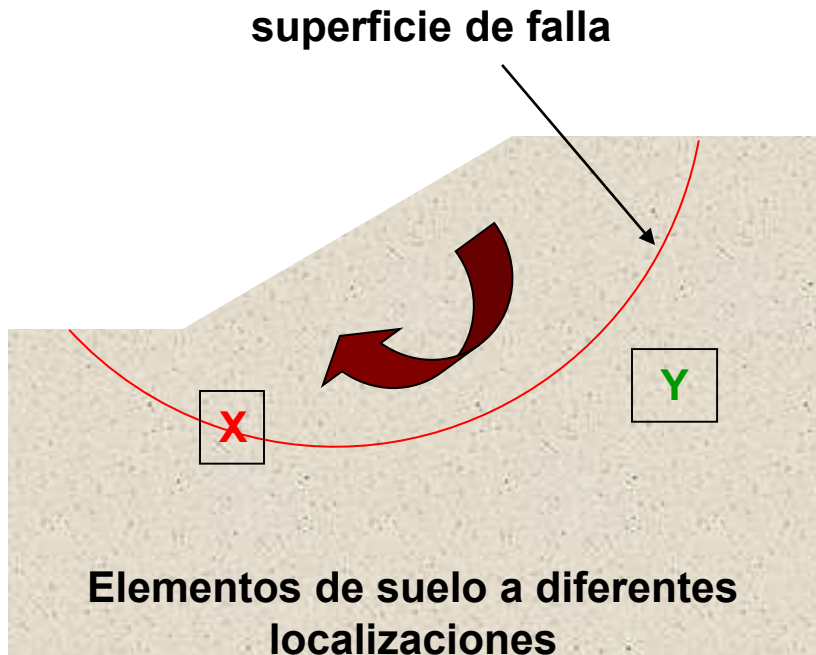




$c$  y  $\phi$  son mediciones de la resistencia al corte.

Mientras mayores estos parámetros mayor es la resistencia al corte del suelo

# Circulo de Mohr y Envolverte Falla

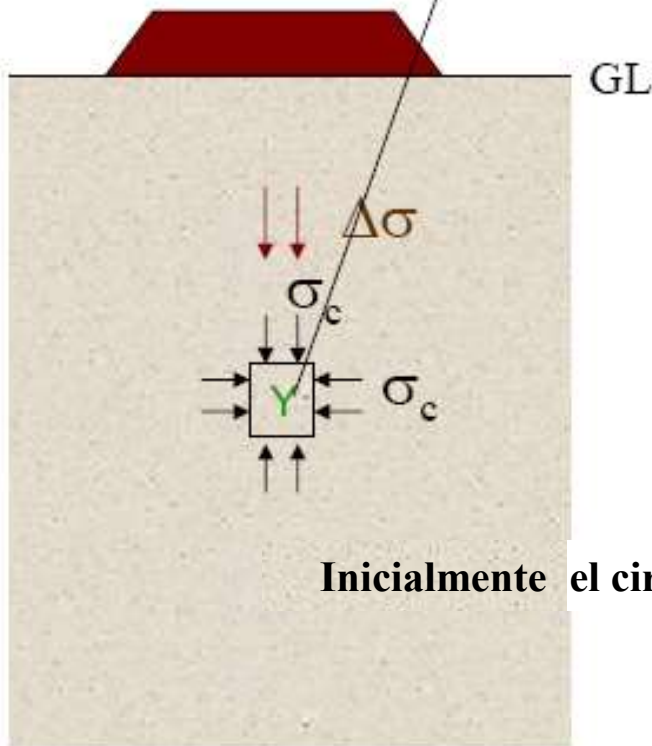


**Y** ~ estable

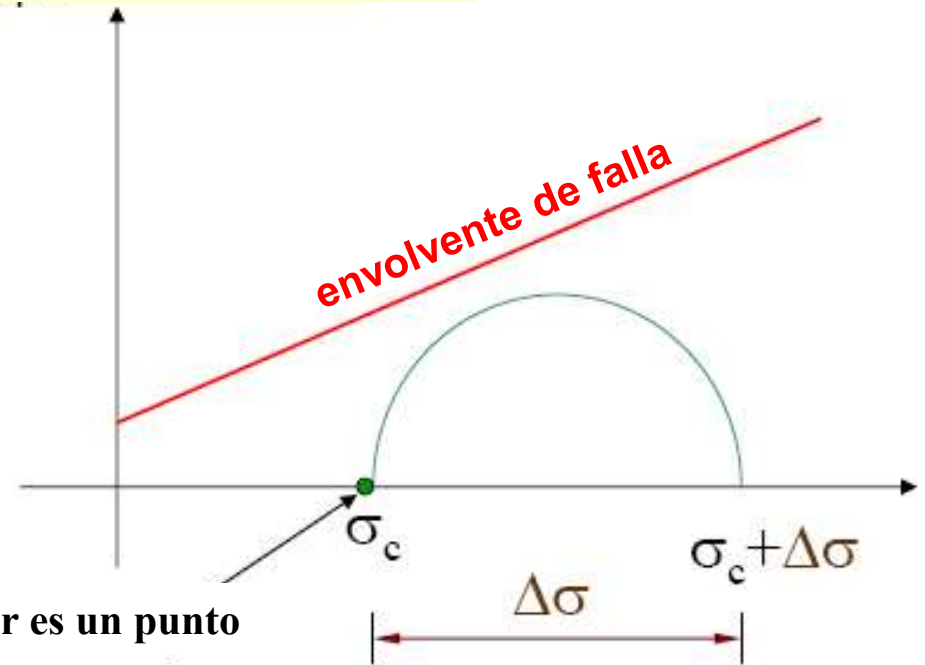
**X** ~ falla

# Circulo de Mohr y Envolverte Falla

El elemento de suelo no falla si el circulo de Mohr se mantiene por debajo de la envolvente de falla

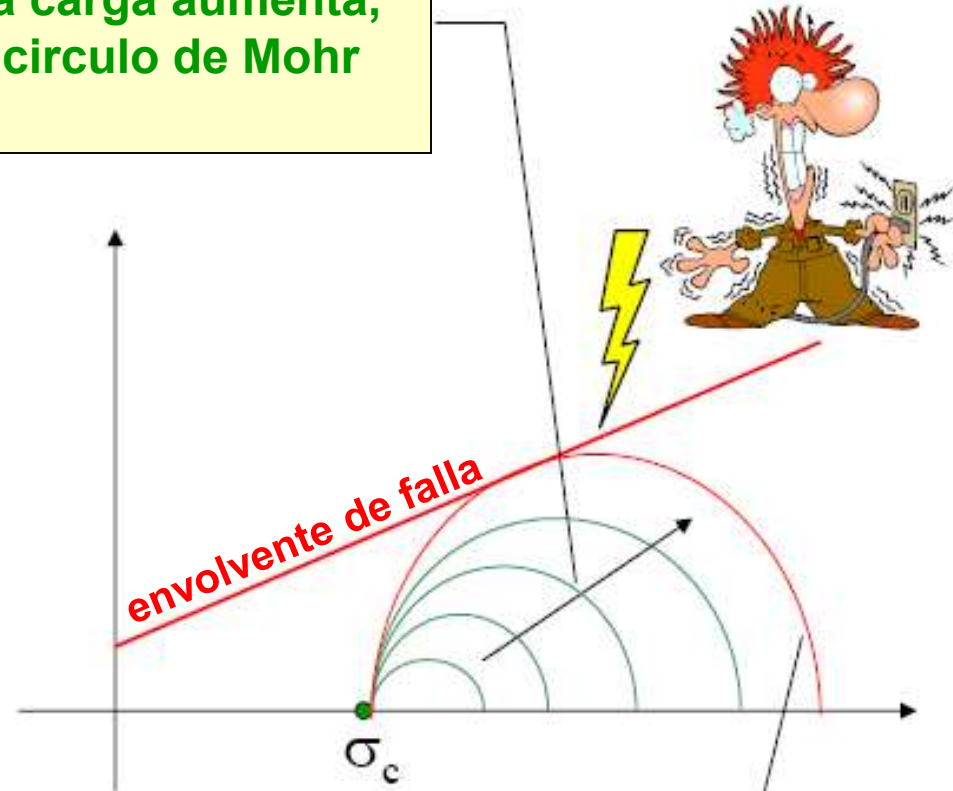
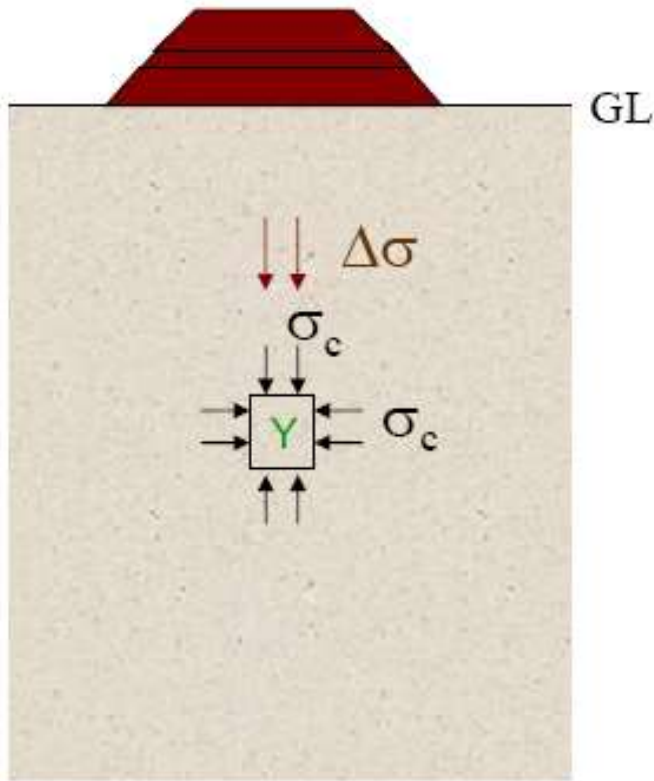


Inicialmente el circulo de Mohr es un punto



# Circulo de Mohr y Envolverte Falla

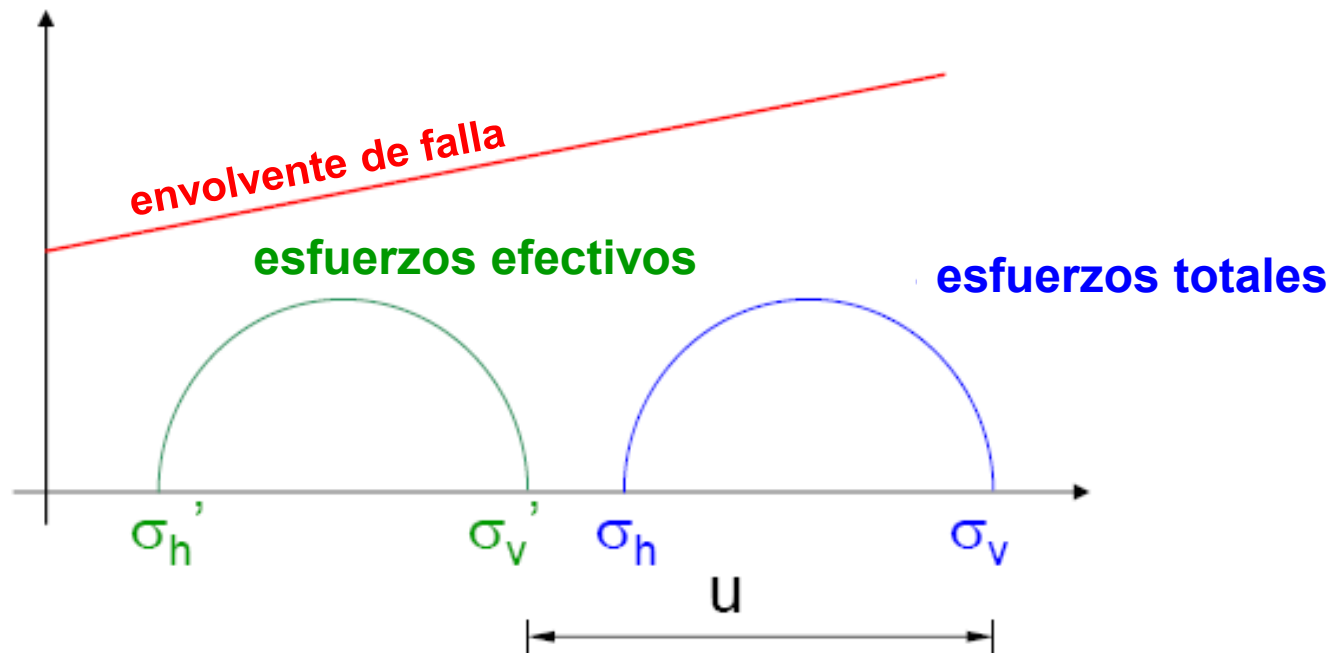
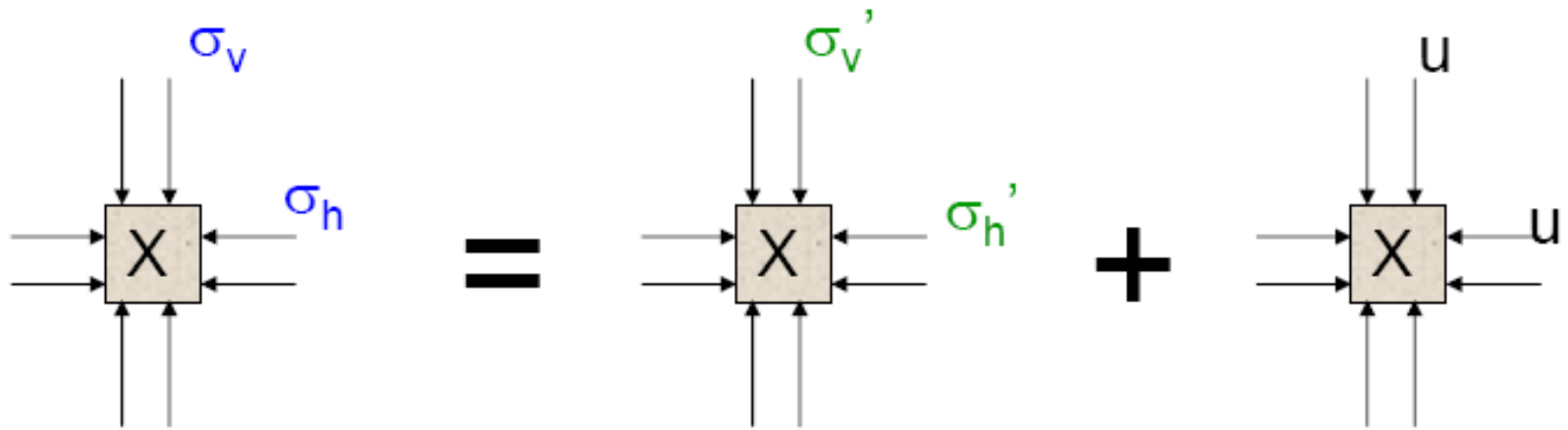
A medida que la carga aumenta, el diámetro del circulo de Mohr incrementa



...hasta que finalmente ocurre la falla cuando el circulo de Mohr toca la envolverte.

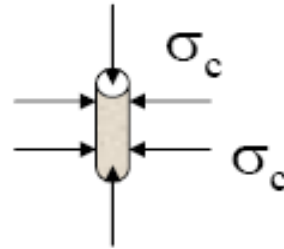
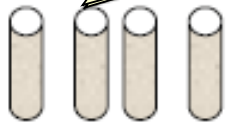


# Circulo de Mohr en Términos de $\sigma$ & $\sigma'$

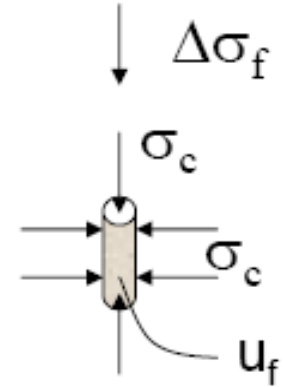


# Envolventes en Términos de $\sigma$ & $\sigma'$

Muestras idénticas inicialmente, sujetas a diferentes esfuerzos isotrópicos ( $\sigma_c$ ) y luego cargadas axialmente hasta fallar



Inicialmente...

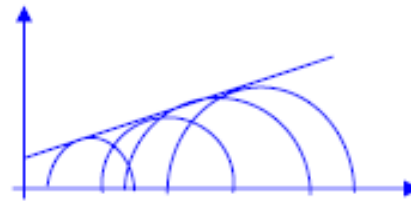


Al fallar

Al fallar,

$$\sigma_3 = \sigma_c; \quad \sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_f$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u_f; \quad \sigma_1' = \sigma_1 - u_f$$



$C, \phi$   
en términos de  $\sigma$



$C', \phi'$   
en términos de  $\sigma'$

# Medición de los parámetros de resistencia al corte de los suelos ( $c$ , $\phi$ or $c'$ , $\phi'$ )

**Pruebas de laboratorio en especímenes formados de muestras inalteradas representativas**

**Las pruebas de laboratorio más comúnmente utilizadas para medir resistencia al corte de los suelos lo son:**

- 1. Prueba de Corte Directo**
- 2. Pruebas Triaxiales**

Otras pruebas de laboratorio incluyen: Direct simple shear test, torsional ring shear test, plane strain triaxial test, laboratory vane shear test, laboratory fall cone test

**Prueba campo**

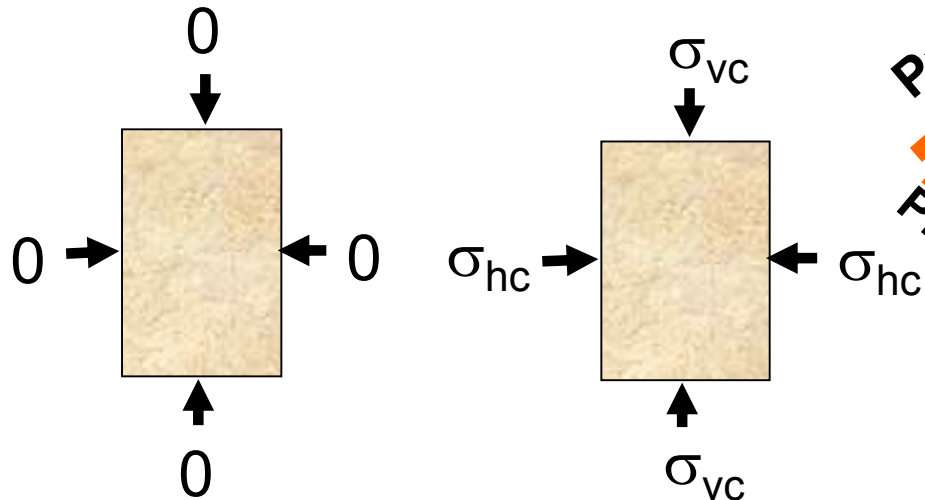
- 1. Vane shear test**
- 2. Torvane**
- 3. Pocket penetrometer**
- 4. Fall cone**
- 5. Pressuremeter**
- 6. Static cone penetrometer**
- 7. Standard penetration test**

# Prueba de Resistencia al Corte

1. Esta prueba se realiza para determinar la resistencia al corte consolidada-drenada de suelos arenosos y limosos.
2. La resistencia al corte es una de las propiedades ingenieriles mas importantes de los suelos, ya que se requiere conocer siempre que el diseño de una estructura dependa de la resistencia al corte del suelo.
3. La resistencia al corte es requerida para problemas de ingeniería tales como estabilidad de taludes o cortes, determinar la capacidad de carga de una fundación, y para el computo de presiones laterales requeridas en el diseño de estructuras de retención.

# Pruebas de Laboratorio

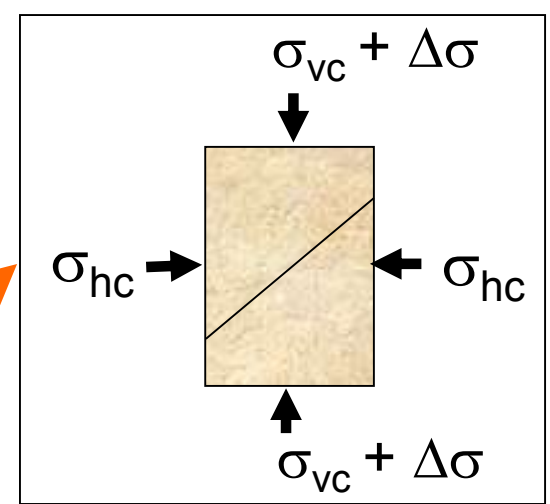
Simular condiciones de campo en el laboratorio



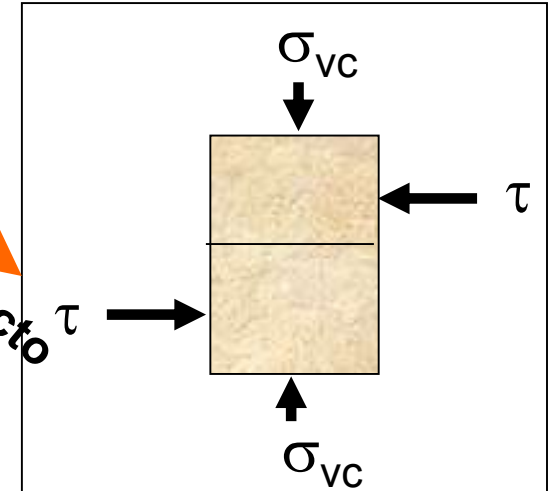
Muestra representativa obtenida del campo

Paso 1: Colocar el espécimen en el aparato y aplicar condición de esfuerzos iniciales

Prueba triaxial



Prueba Corte Directo



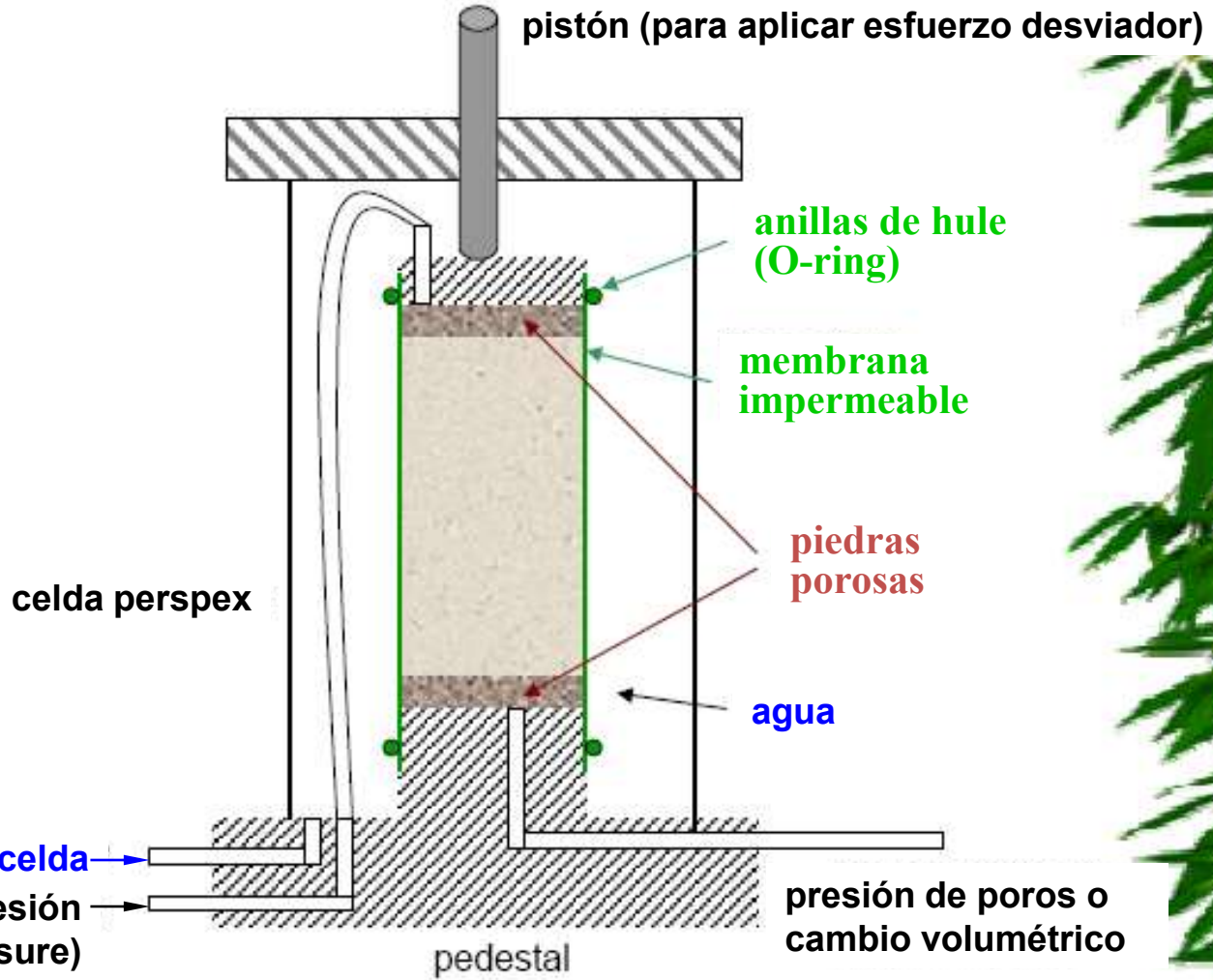
Paso 2: Aplicar las condiciones de esfuerzos correspondientes a las del campo

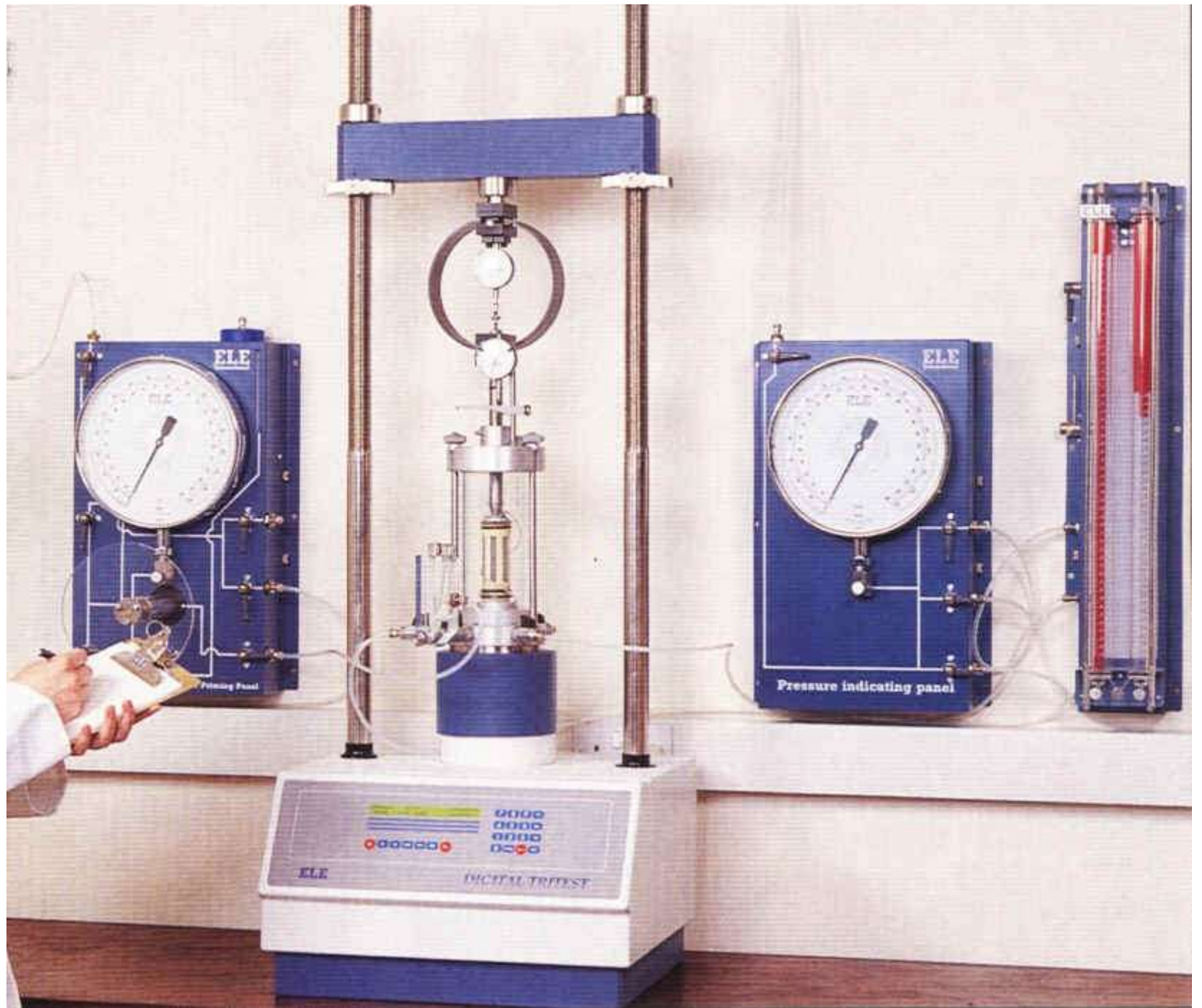
# Equipo de Prueba Triaxial



plano de falla

muestra de suelo al momento de falla



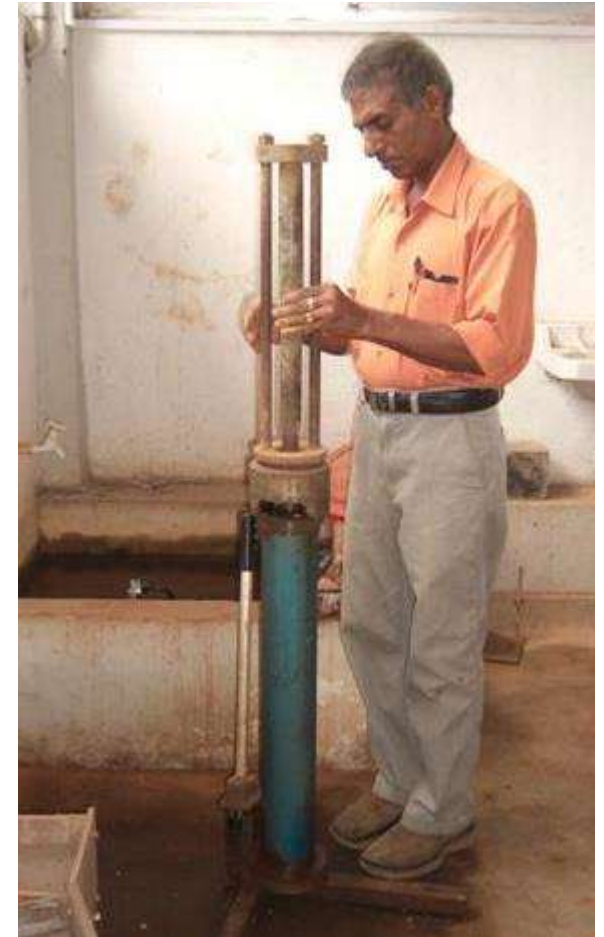


# Prueba Triaxial

Preparación del espécimen (muestras inalteradas)



**Tubos shelby**



**Remoción muestra**

# Prueba Triaxial

Preparación del espécimen (muestras inalteradas)



**Bordes labrados cuidadosamente**



**Colocado del espécimen en pedestales de la triaxial**

# Prueba Triaxial

Preparación del espécimen (muestras inalteradas)



**Se cubre el espécimen con membrana de hule y se sella**



**Llenado de la cámara triaxial con agua**

# Prueba Triaxial

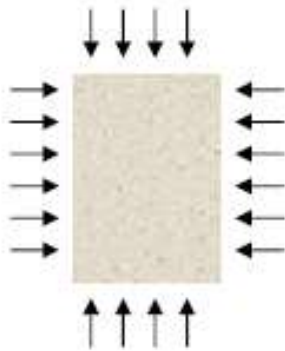
Preparación del espécimen (muestras inalteradas)



**Celda para  
medir carga  
axial**

**Medición de  
deformación  
vertical**

# Tipos de Pruebas Triaxiales



Bajo presión de celda  
alrededor de la muestra,  $\sigma_c$

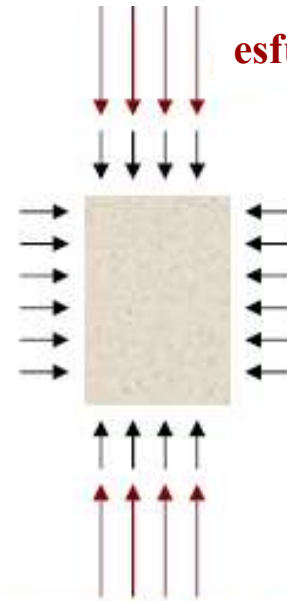
Esta la válvula de drenaje abierta?

Si

No

muestra  
**Consolidada**

muestra  
**No-Consolidada**



esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ )

Etapa de corte (cargando)

Esta la válvula de drenaje abierta?

Si

No

etapa corte  
**Drenada**

etapa corte  
**No-Drenada**

# Tipos de Pruebas Triaxiales

Dependiendo de si se permite o no drenaje durante

❖ aplicación inicial de presión en la celda, y

❖ **etapa de corte**

existen tres tipos especiales de pruebas triaxiales que tienen significado práctico. Estas son:

**Prueba Consolidada Drenada (CD)**

**Prueba Consolidada No-Drenada (CU)**

**Prueba No-Consolidada No-Drenada (UU)**

Para una prueba no consolidada no drenada, en términos de esfuerzos totales  $\phi_u = 0$

Suelos granulares no tienen cohesión.  
 $c = 0$  &  $c' = 0$

Para arcillas normalmente consolidadas,  $c' = 0$  y  $c = 0$



**A GENTLE REMINDER ...**

# Pruebas Triaxiales CD, CU y UU

## Pruebas Consolidadas Drenadas (CD)

- ❖ no se generan presiones de poro en exceso
- ❖ la carga se aplica muy lentamente para evitar que se generen presiones de poro
- ❖ se obtiene  $c'$  y  $\phi'$

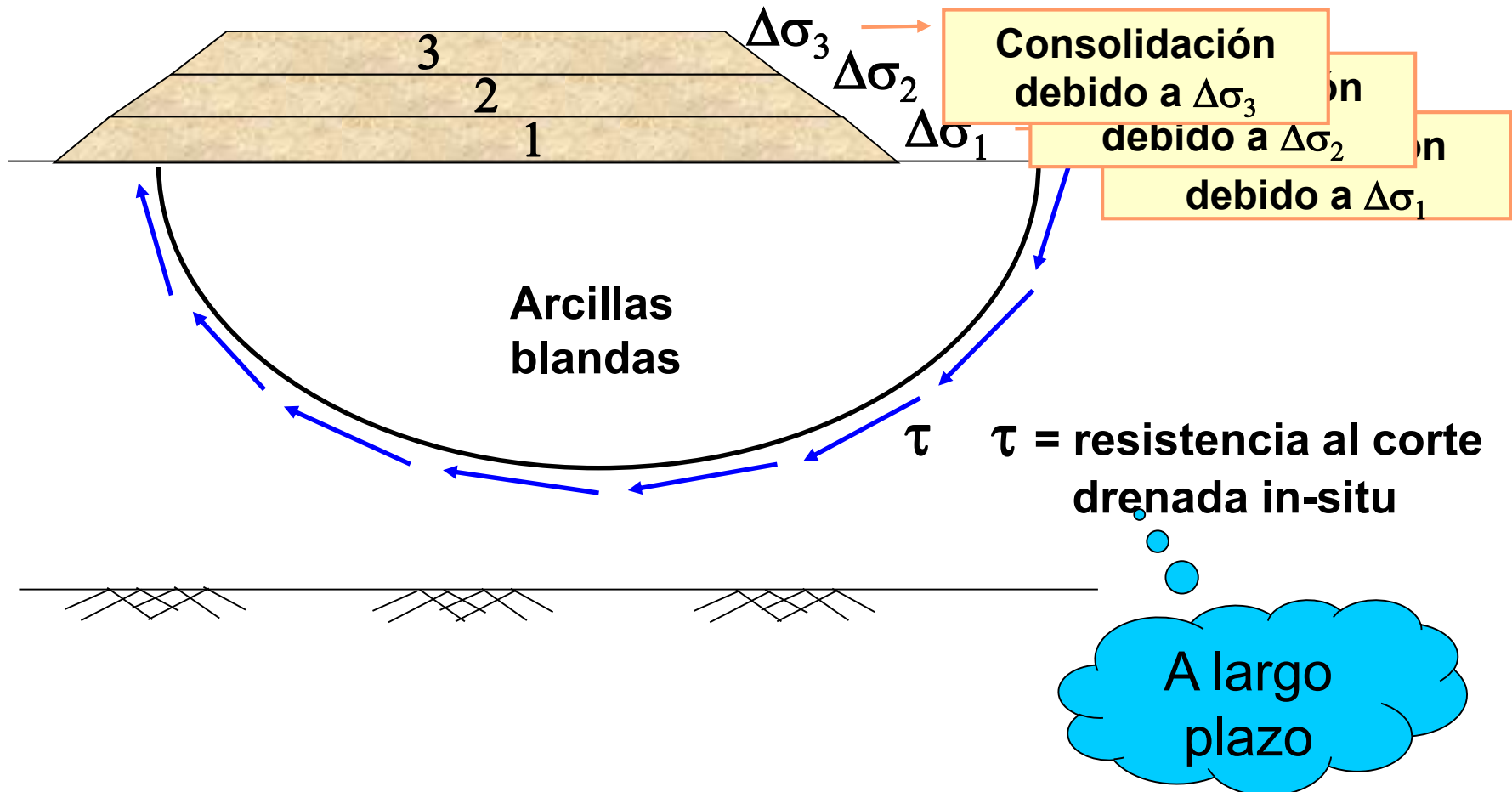
Pueden pasar días,  
no es deseable

Utilizar  $c'$  y  $\phi'$  para analizar situaciones donde el suelo este completamente drenado (por ejemplo, estabilidad a largo plazo, aplicación de carga muy lenta)

# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CD para arcillas

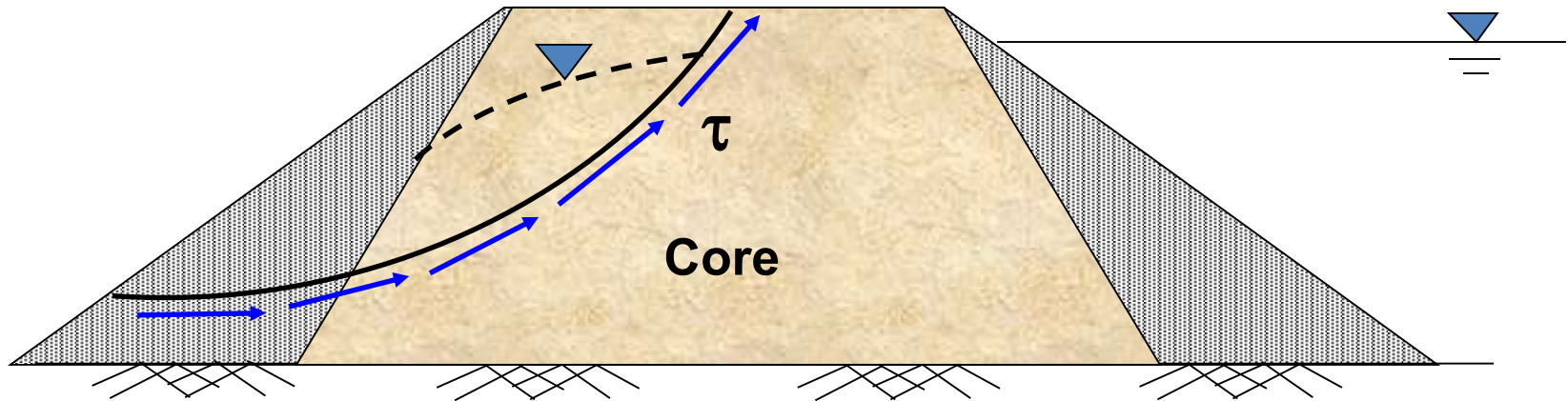
## CD para arcillas

1. Terraplén construido muy lentamente en capas sobre un depósito de arcilla blanda



# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CD para arcillas

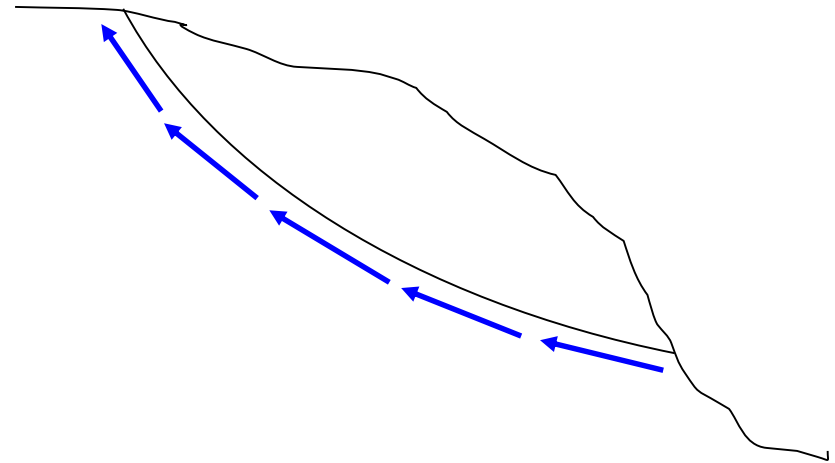
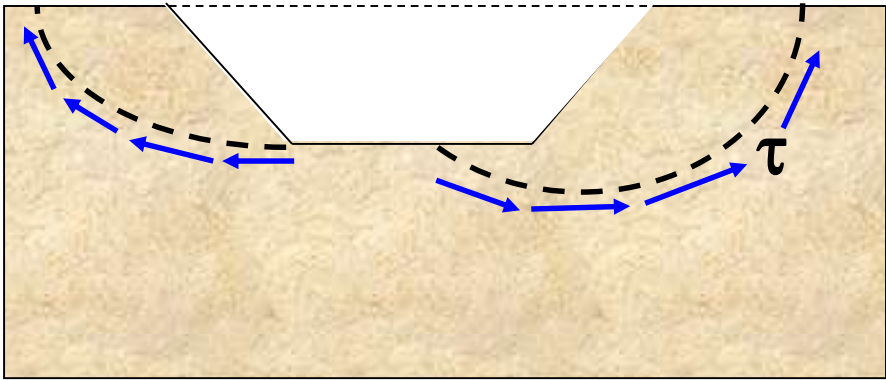
## 2. Represa con condiciones de flujo establecidas (steady state seepage)



$\tau$  = resistencia al corte  
drenada de la arcilla  
en el nucleo

# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CD para arcillas

## 3. Excavaciones o pendiente natural en arcillas



$\tau$  = resistencia al corte drenada in-situ

Nota: Pruebas CD simulan condiciones a largo plazo en el campo. Por lo tanto,  $c_d$  y  $\phi_d$  deben utilizarse para evaluar comportamiento de los suelos a largo plazo

# Pruebas Triaxiales CD, CU y UU

## Pruebas Consolidadas No-Drenadas (CU)

- ❖ se generan presiones de poro – etapa corte

Si se miden  $\rightarrow \sigma'$

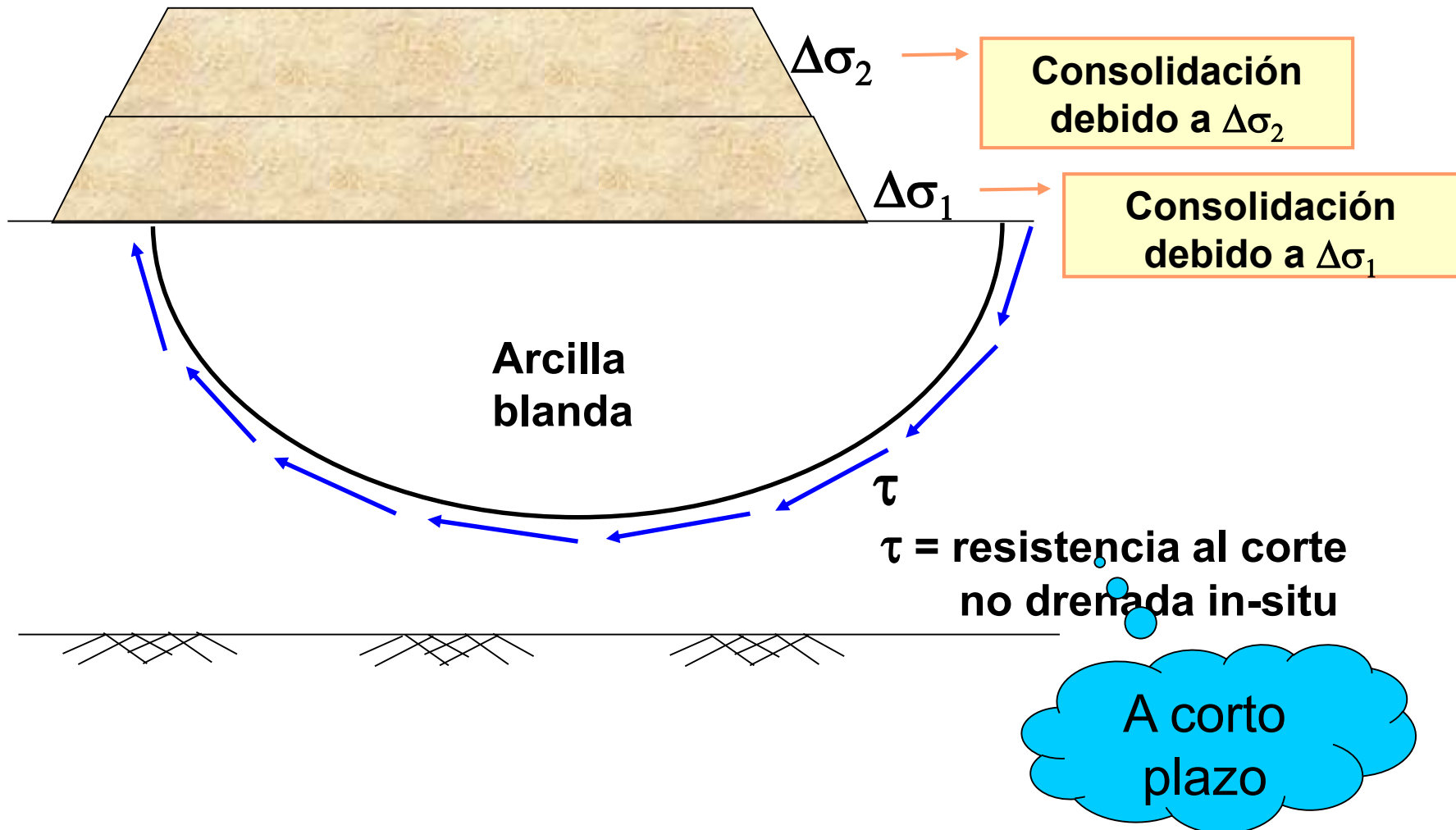
- ❖ se obtiene  $c'$  y  $\phi'$  &  $c$  y  $\phi$
- ❖ mas rápida que la prueba CD (prueba preferida para obtener  $c'$  y  $\phi'$ )

Nota: Parámetros en términos de esfuerzos totales de pruebas tipo CD ( $c_{cu}$  y  $\phi_{cu}$ ) pueden ser utilizadas para problemas de estabilidad donde,

Los suelos se han consolidado totalmente y están en equilibrio con los estados de esfuerzos existentes y por alguna razón esfuerzos adicionales se aplican rápidamente sin permitir drenaje

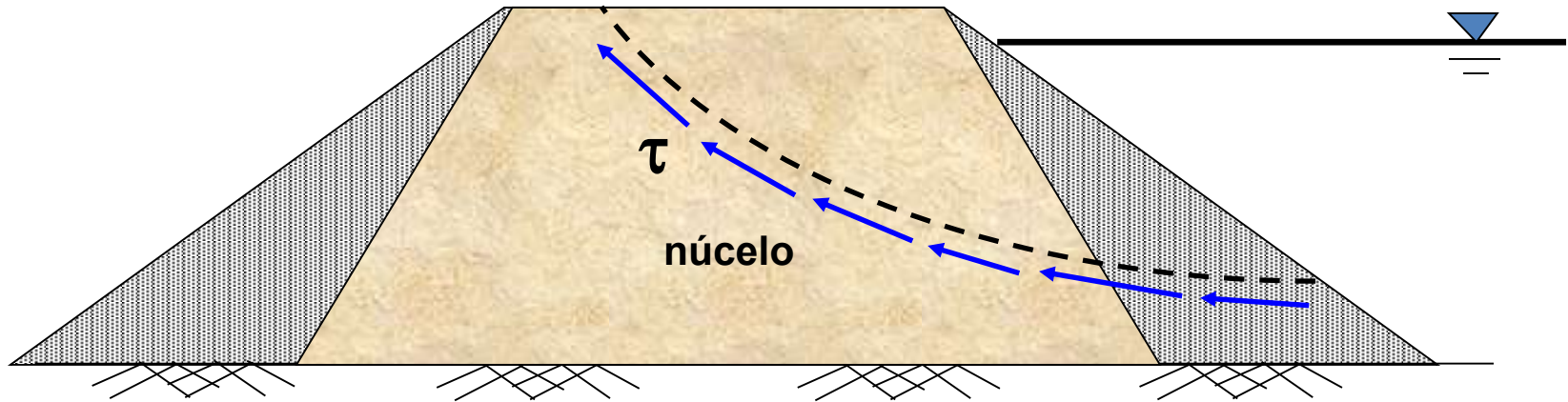
# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CU para arcillas

## 1. Terraplén construido por etapas sobre depósito de arcilla blanda



# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CU para arcillas

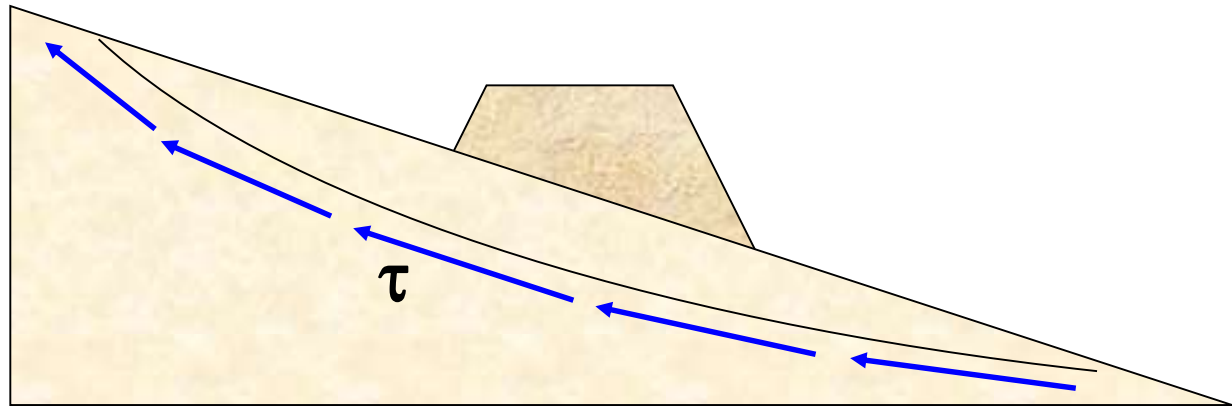
## 2. Disminución rápida del nivel de agua en la represa (Rapid drawdown)



$\tau$  = resistencia al corte no drenada in-situ de la arcilla en el núcleo

# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas CU para arcillas

## 3. Construcción rápida de un terraplén a través de una pendiente natural



$\tau$  = resistencia al corte no drenada in-situ

# Pruebas Triaxiales **CD**, **CU** y **UU**

## Pruebas No-Consolidadas No-Drenadas (UU)

- ❖ se generan presiones de poro – etapa corte

No se miden  $\rightarrow \sigma'$   
desconocido

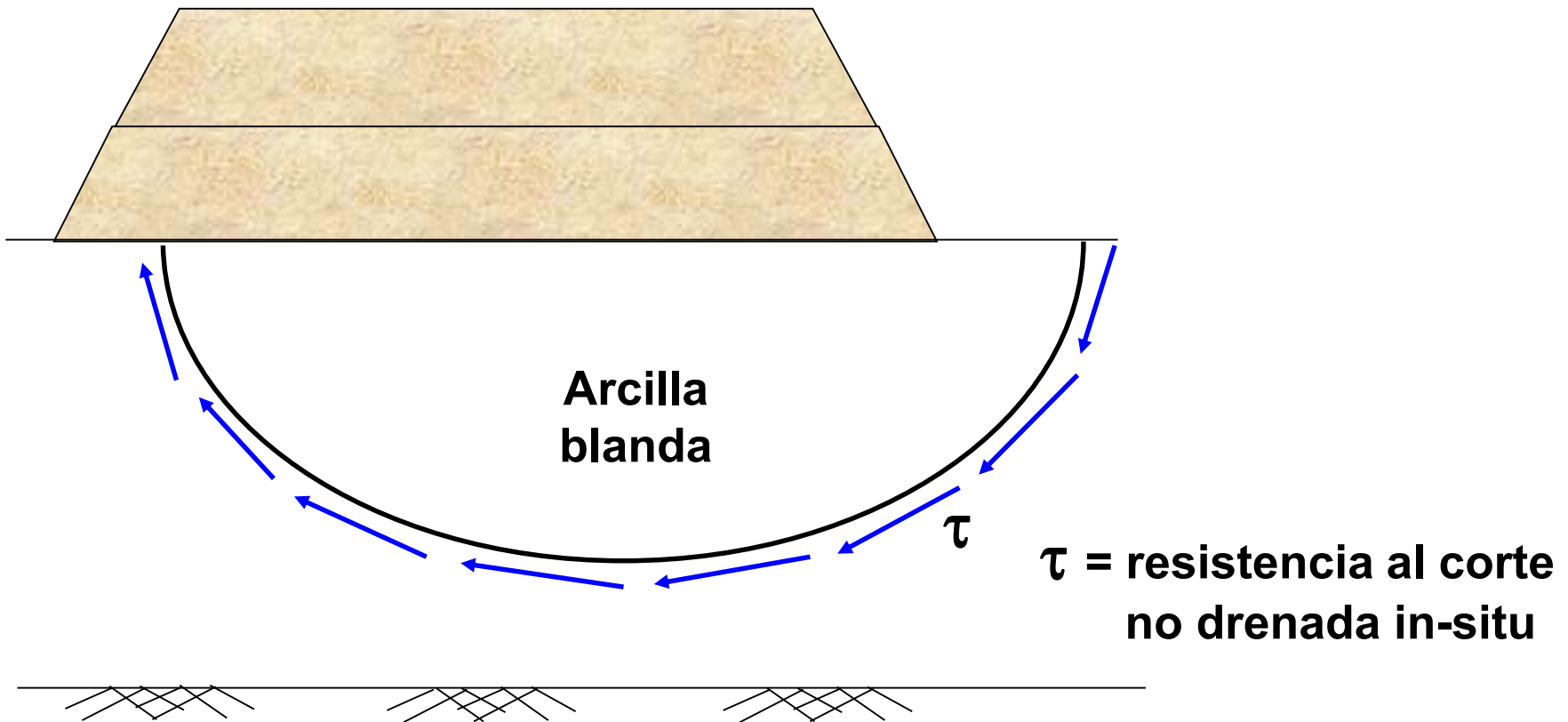
$\phi = 0 \rightarrow$  envolvente  
de falla horizontal

- ❖ análisis en términos de  $\sigma \rightarrow$  obtenemos  $c_u$  y  $\phi_u$
- ❖ prueba muy rápida

Utilizar  $c$  y  $\phi$  para analizar situaciones donde el suelo no este drenado (por ejemplo, estabilidad a corto plazo, aplicación de carga rápida)

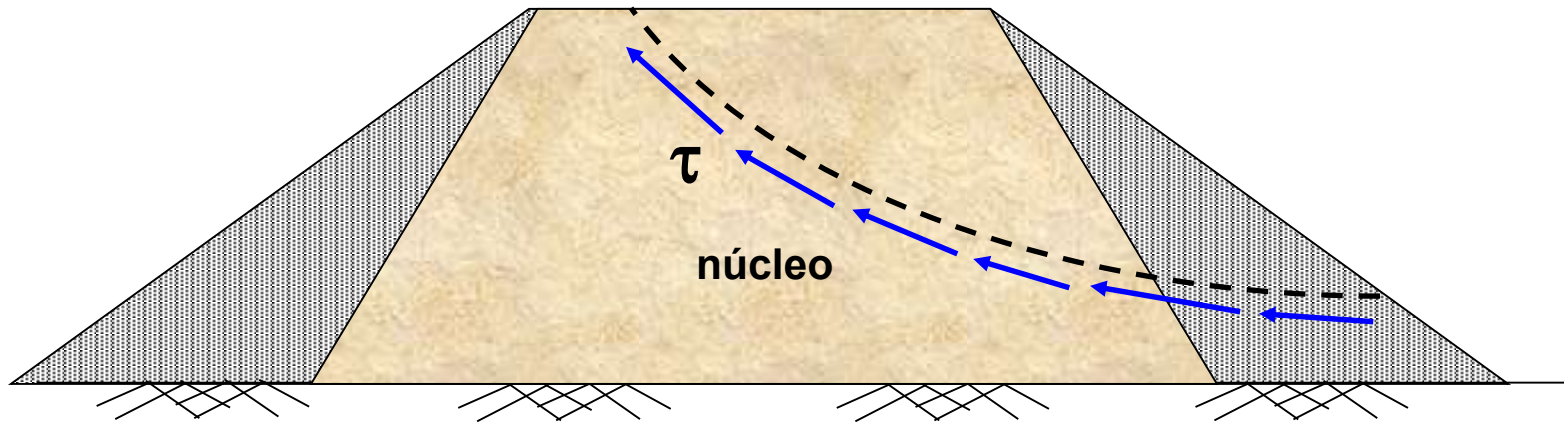
# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas UU para arcillas

## 1. Terraplén construido rápidamente sobre depósito de arcilla blanda



# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas UU para arcillas

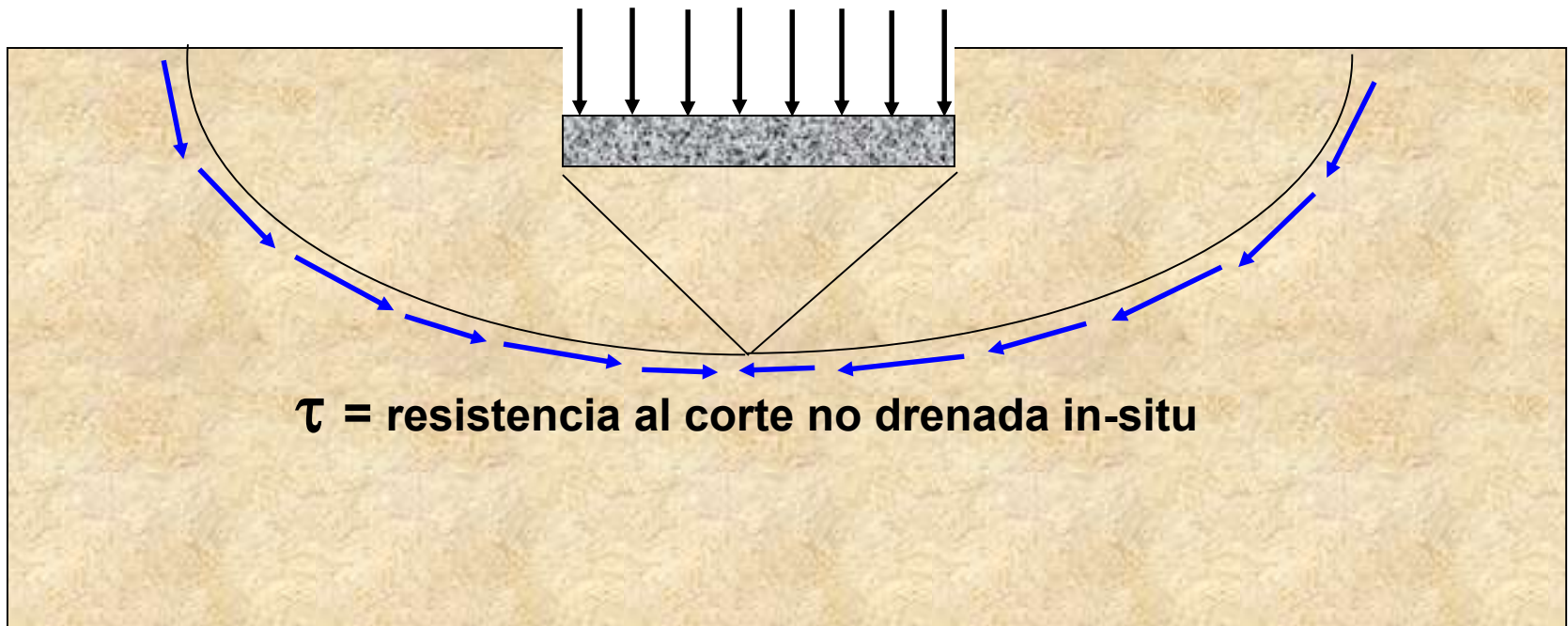
2. Represa grande construida rápidamente de manera que no se generan cambios en el contenido de humedad de la arcilla blanda



$\tau$  = resistencia al corte no drenada in-situ de la arcilla en el núcleo

# Aplicaciones prácticas de resultados de pruebas UU para arcillas

## 3. Fundación construida rápidamente sobre un depósito de arcilla



Nota: Pruebas UU simulan condiciones en el campo a corto plazo. Por lo tanto, puede ser utilizado para analizar comportamiento de suelos a corto plazo

# Prueba de Corte Directo-ASTM D-3080



**Aparato para Prueba de Corte Directo**



# Prueba de Corte Directo

**Más apropiado para pruebas consolidadas drenadas especialmente en suelos granulares (e.g. arenas) y arcillas rígidas**

Preparación del espécimen de arena



**Componentes caja de corte**



**Preparación del espécimen de arena**

# Prueba de Corte Directo

Preparación del espécimen de arena

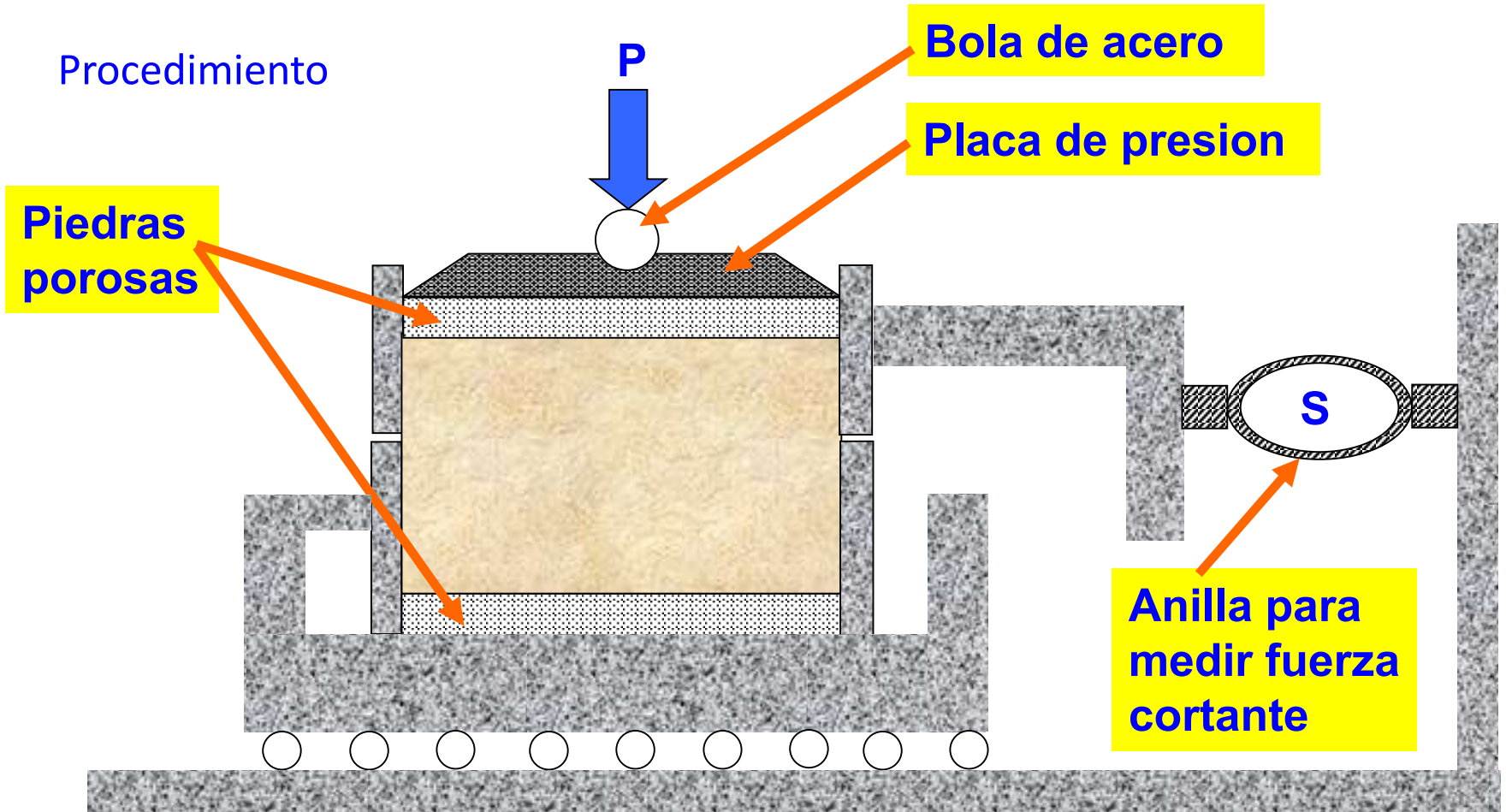


**Nivelando la superficie de la muestra**



**Muestra Finalizada**

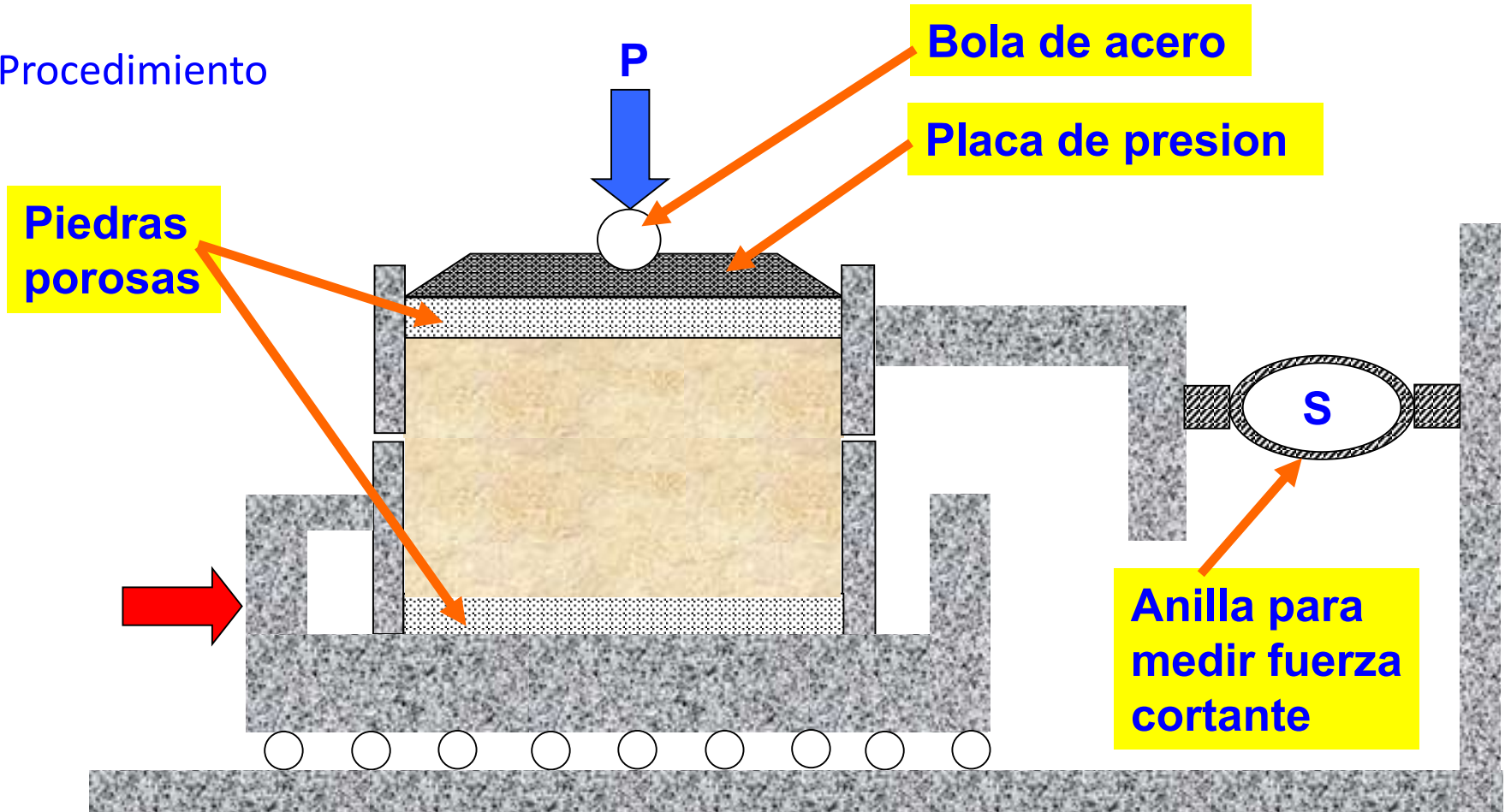
# Prueba de Corte Directo



**Paso 1: Aplicar una carga vertical a la muestra y esperar a que la misma se consolide**

# Prueba Corte Directo

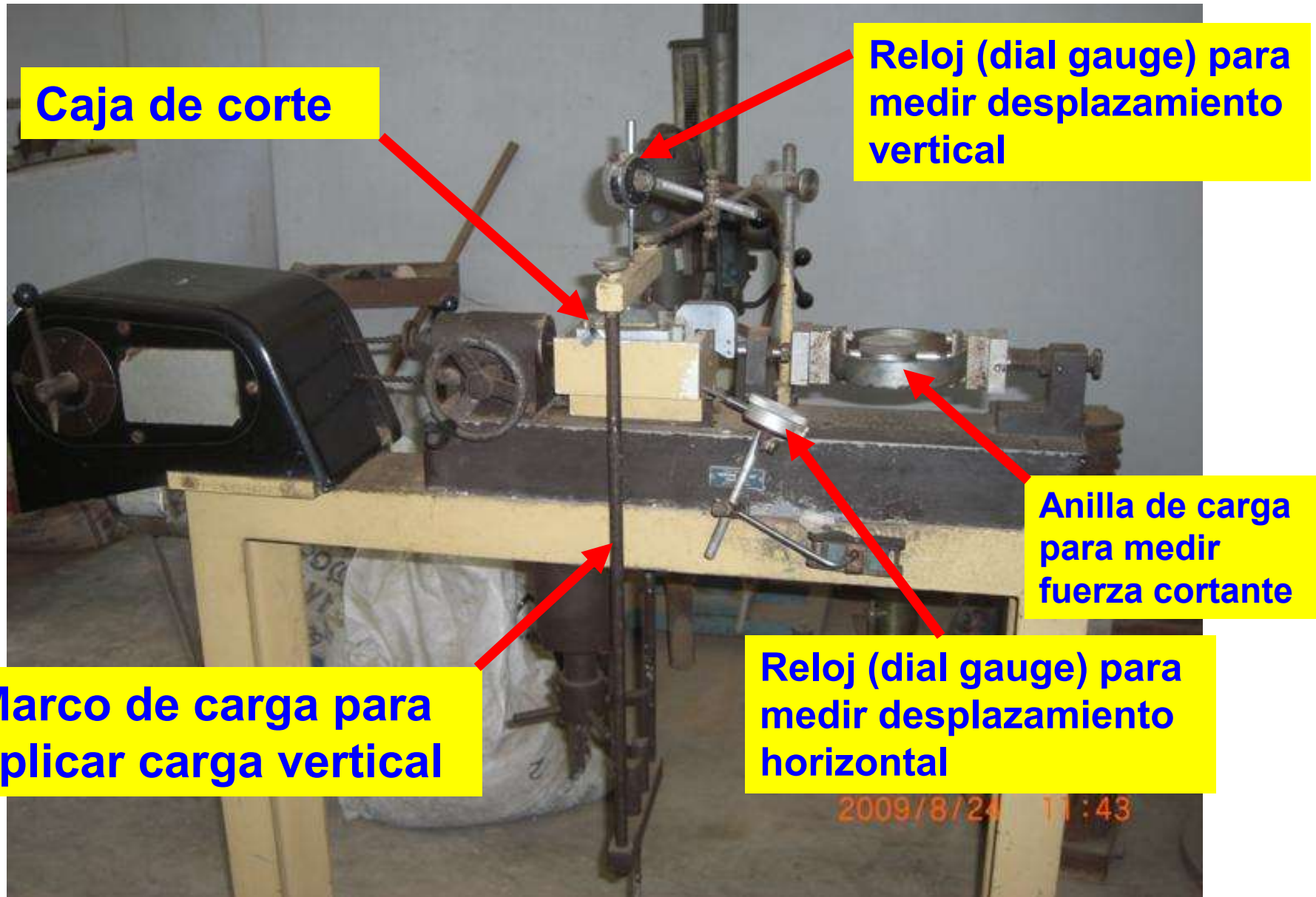
Procedimiento



**Pas 1: Aplicar carga vertical a la muestra y esperar a que se consolide**

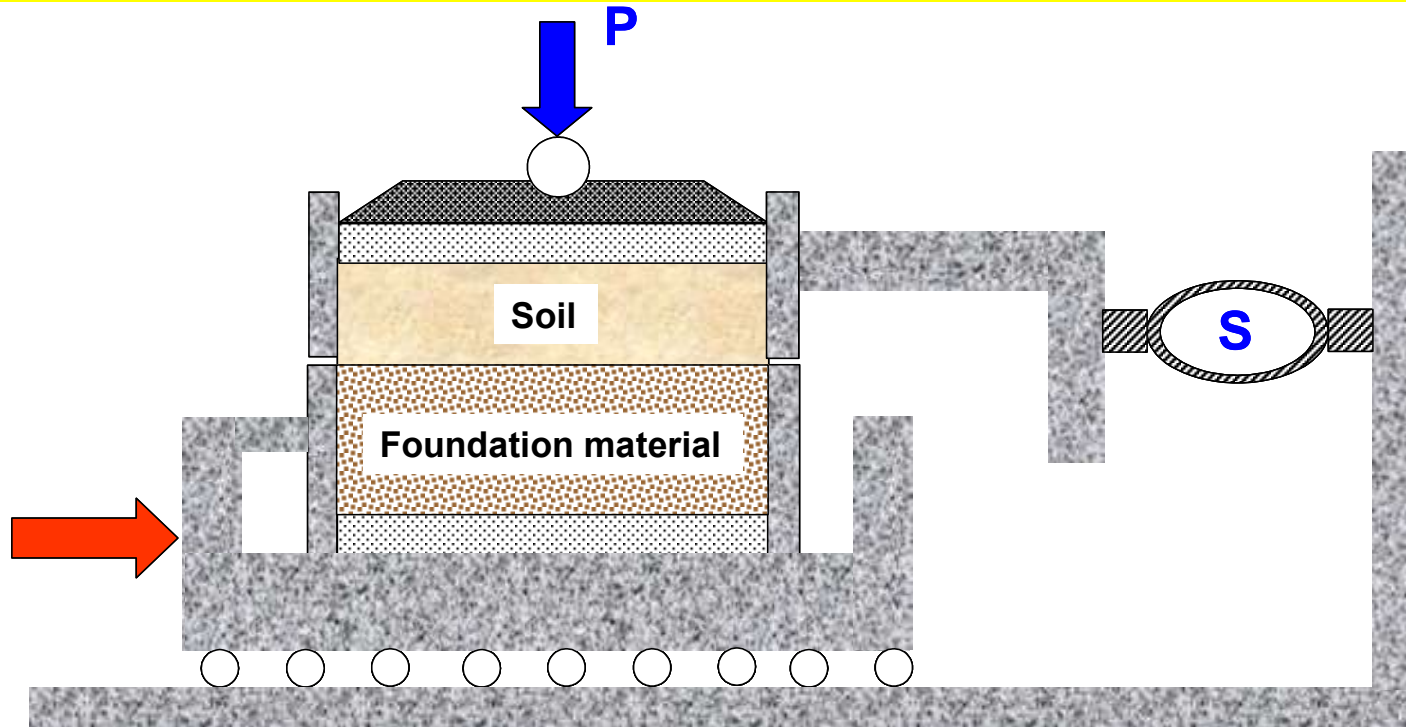
**Paso 2: Caja inferior sujeta a desplazamientos horizontales a una razon constante**

# Prueba de Corte Directo



# Pruebas de Interface en aparato de corte directo

En problemas de diseño de fundaciones y estructuras de retención, se requiere determinar el ángulo de fricción interna entre el suelo y el material estructural (concreto, acero o madera)



$$\tau_f = c_a + \sigma' \tan \delta$$

Donde,

$c_a$  = adhesión,

$\delta$  = ángulo de fricción interna

# Pruebas de Corte Directo

## Analisis de los Resultados

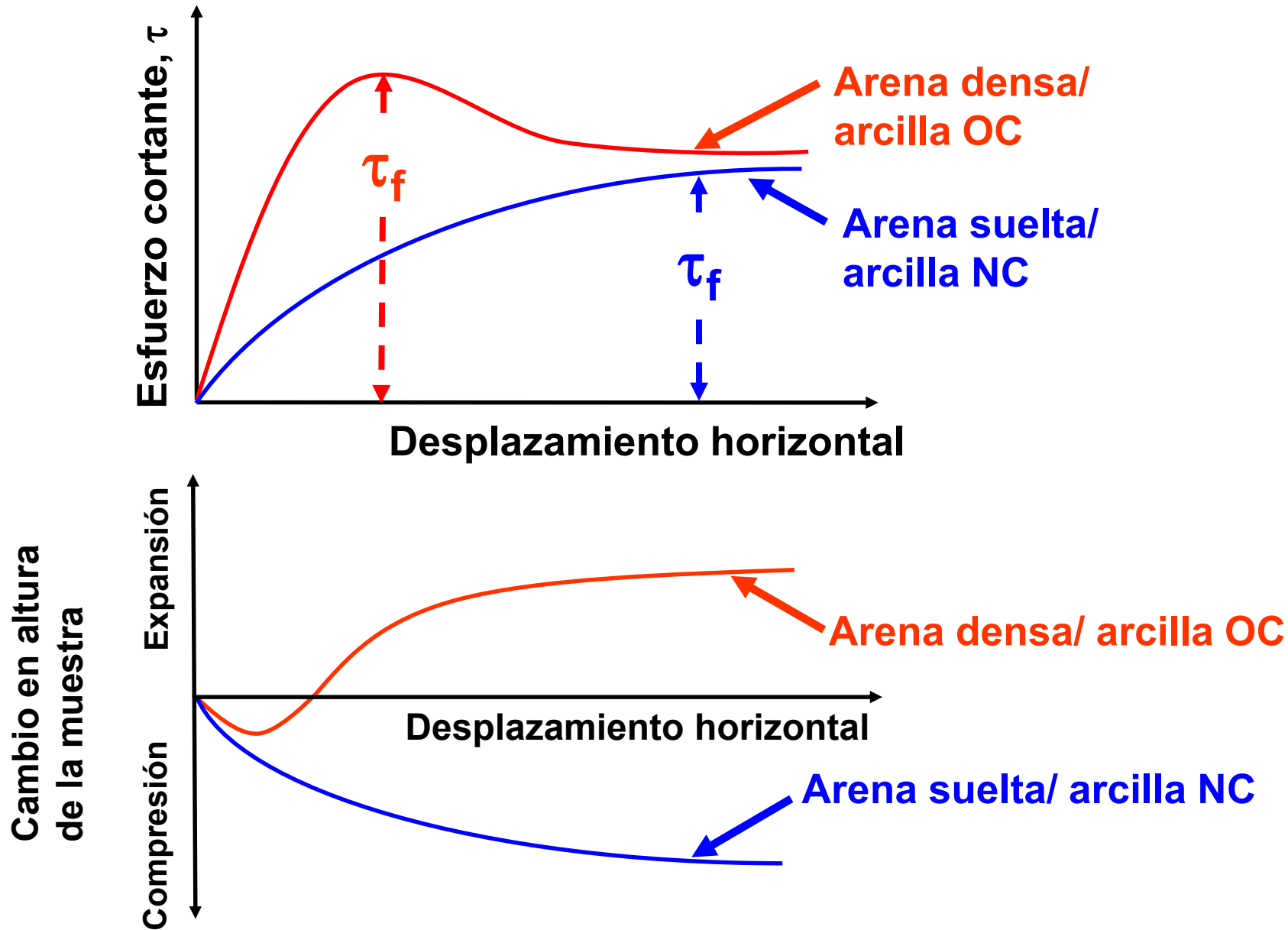
$$\sigma = \text{Esfuerzo normal} = \frac{\text{Fuerza normal (P)}}{\text{Area transversal de la muestra}}$$

$$\tau = \text{Esfuerzo cortante} = \frac{\text{Resistencia al corte desarrollada en la superficie de falla (S)}}{\text{Area transversal de la muestra}}$$

**Nota: Area transversal de la muestra cambia con el desplazamiento horizontal**

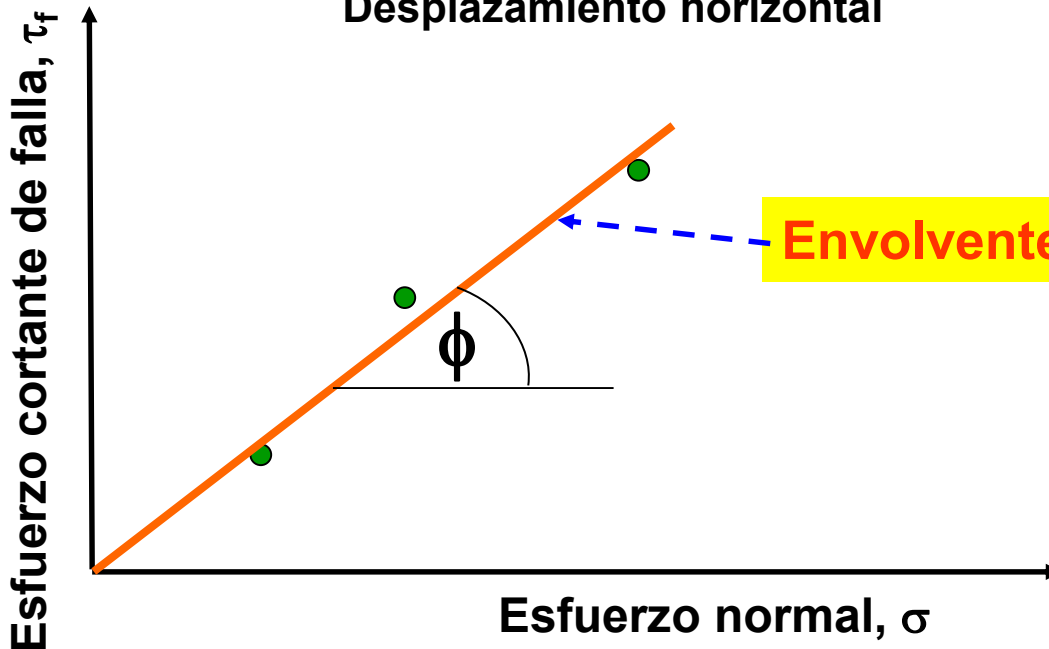
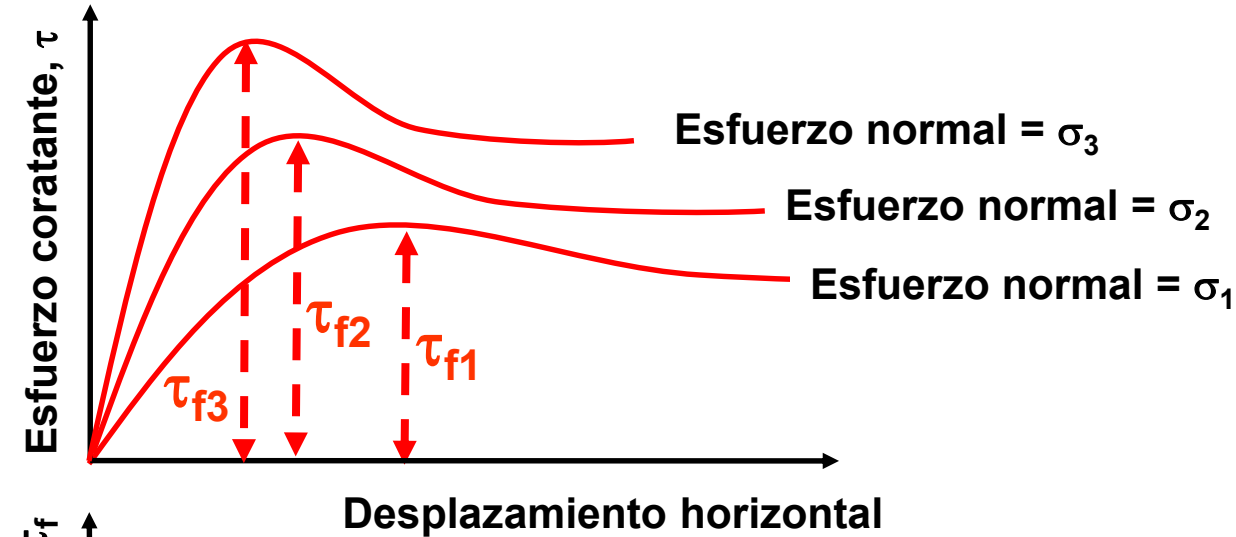
# Prueba de Corte Directo en Arenas

## Relacion esfuerzo-deformacion



# Prueba de Corte Directo en Arenas

Como determinar parametros de resistencia  $c$  y  $\phi$



Envolvente de falla Mohr – Coulomb

# Prueba de Corte Directo en Arenas

Some important facts on strength parameters  $c$  and  $\phi$  of sand

Sand is cohesionless  
hence  $c = 0$

Direct shear tests are  
drained and pore water  
pressures are dissipated,  
hence  $u = 0$

Therefore,

$$\phi' = \phi \text{ and } c' = c = 0$$

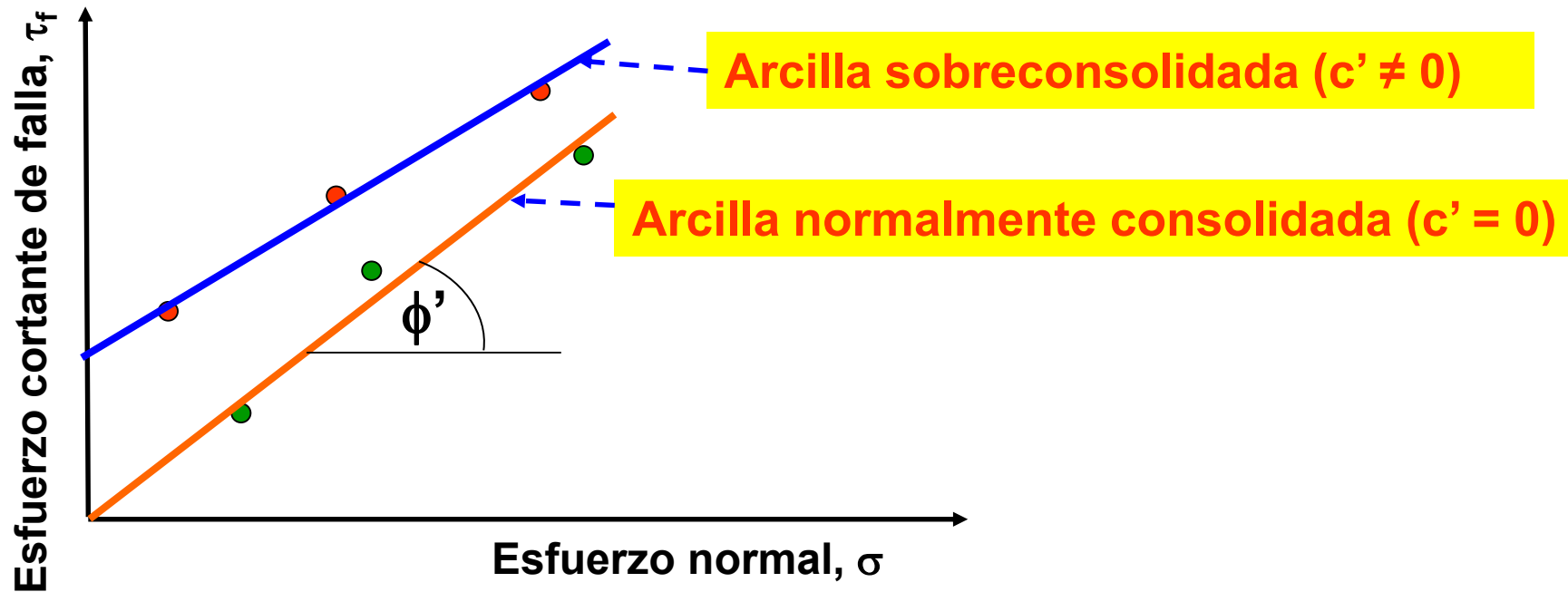


**A GENTLE REMINDER ...**

# Prueba de Corte Directo en Arcillas

En caso de arcillas, el desplazamiento horizontal debe ser aplicado muy lentamente para permitir que se disipen las presiones de poro (por lo que una prueba tomaría varios días en finalizarla)

## Envoltentes de falla para arcillas obtenidas de pruebas drenadas de corte directo



## Ventajas de la prueba de Corte Directo

- Debido a que el ancho de la muestra es pequeño -drenaje de la muestra se alcanza rápidamente
- La prueba puede ser utilizada para medir parámetros de resistencia en la interface entre dos materiales
- Muestras de arcilla pueden ser orientadas a lo largo de su plano más débil o a través de un plano de falla predeterminado para medir su resistencia

## Problemas relacionados a la prueba de Corte Directo

- ❑ **Falla forzada a través de un plano horizontal**
  - no es crítico para suelos homogéneos
  - No se pueden definir estados de esfuerzos ( $\sigma$ - $\tau$ ) en otros planos
- ❑ **El área de contacto va cambiando durante la prueba**
- ❑ **La distribución de esfuerzos a lo largo del plano de falla no es uniforme**
- ❑ **No se puede definir la deformación (“shear strain”)**
  - mayor deformación en el centro (suelo falla primero en los bordes)
  - sirve para definir resistencia únicamente

Valores típicos de  $\phi$

**TABLE 2-6**

**Representative values for angle of internal friction  $\phi$**

Soil	Type of test*		
	Unconsolidated-undrained, U	Consolidated-undrained, CU	Consolidated-drained, CD
Gravel			
Medium size	40–55°		40–55°
Sandy	35–50°		35–50°
Sand			
Loose dry	28–34°		
Loose saturated	28–34°		
Dense dry	35–46°		43–50°
Dense saturated	1–2° less than dense dry		43–50°
Silt or silty sand			
Loose	20–22°		27–30°
Dense	25–30°		30–35°
Clay	0° if saturated	3–20°	20–42°

\*See a laboratory manual on soil testing for a complete description of these tests, e.g., Bowles (1992).

*Notes:*

1. Use larger values as  $\gamma$  increases.
2. Use larger values for more angular particles.
3. Use larger values for well-graded sand and gravel mixtures (GW, SW).
4. Average values for gravels, 35–38°; sands, 32–34°.

# Ángulos de Fricción Drenados para Arenas y Limos

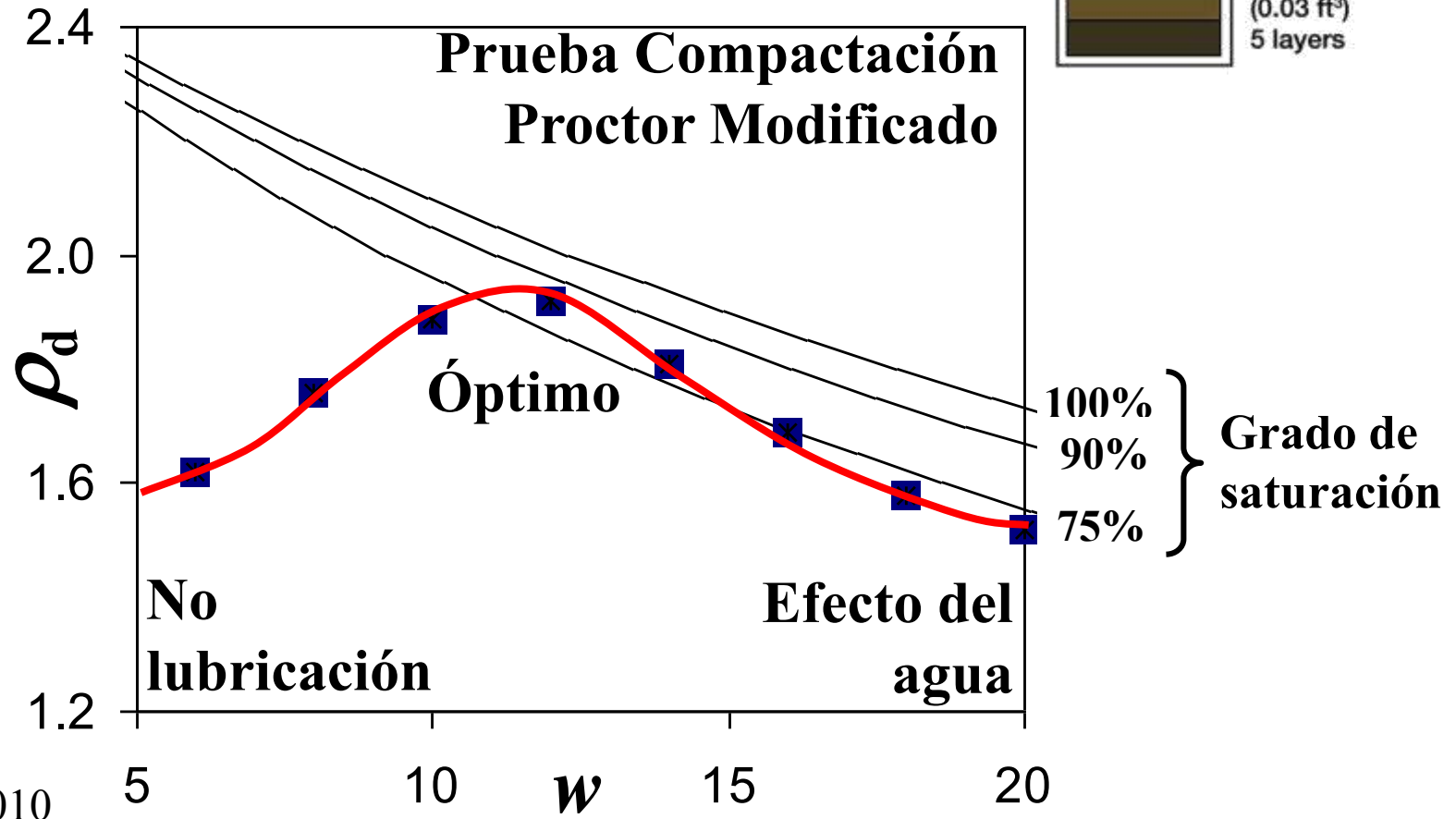
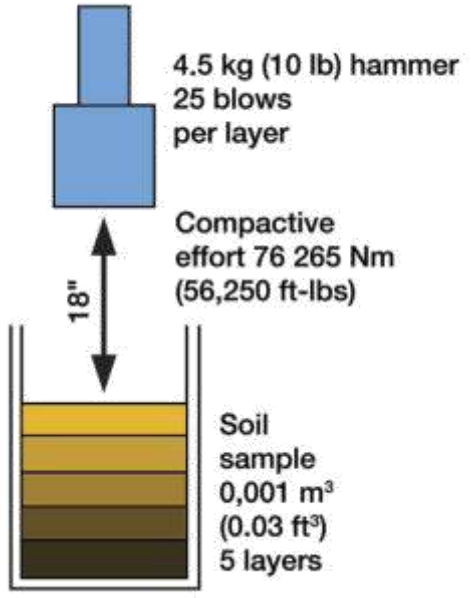
**Table 12.1** Typical Values of Drained Angle of Friction for Sands and Silts **Das, B 7<sup>th</sup> ed**

Soil type	$\phi'$ (deg)
<i>Sand: Rounded grains</i>	
Loose	27–30
Medium	30–35
Dense	35–38
<i>Sand: Angular grains</i>	
Loose	30–35
Medium	35–40
Dense	40–45
<i>Gravel with some sand</i>	34–48
<i>Silts</i>	26–35

# Resistencia de los suelos

- Resistencia a esfuerzos cortantes
- Resistencia depende principalmente de:

## 1. densidad seca



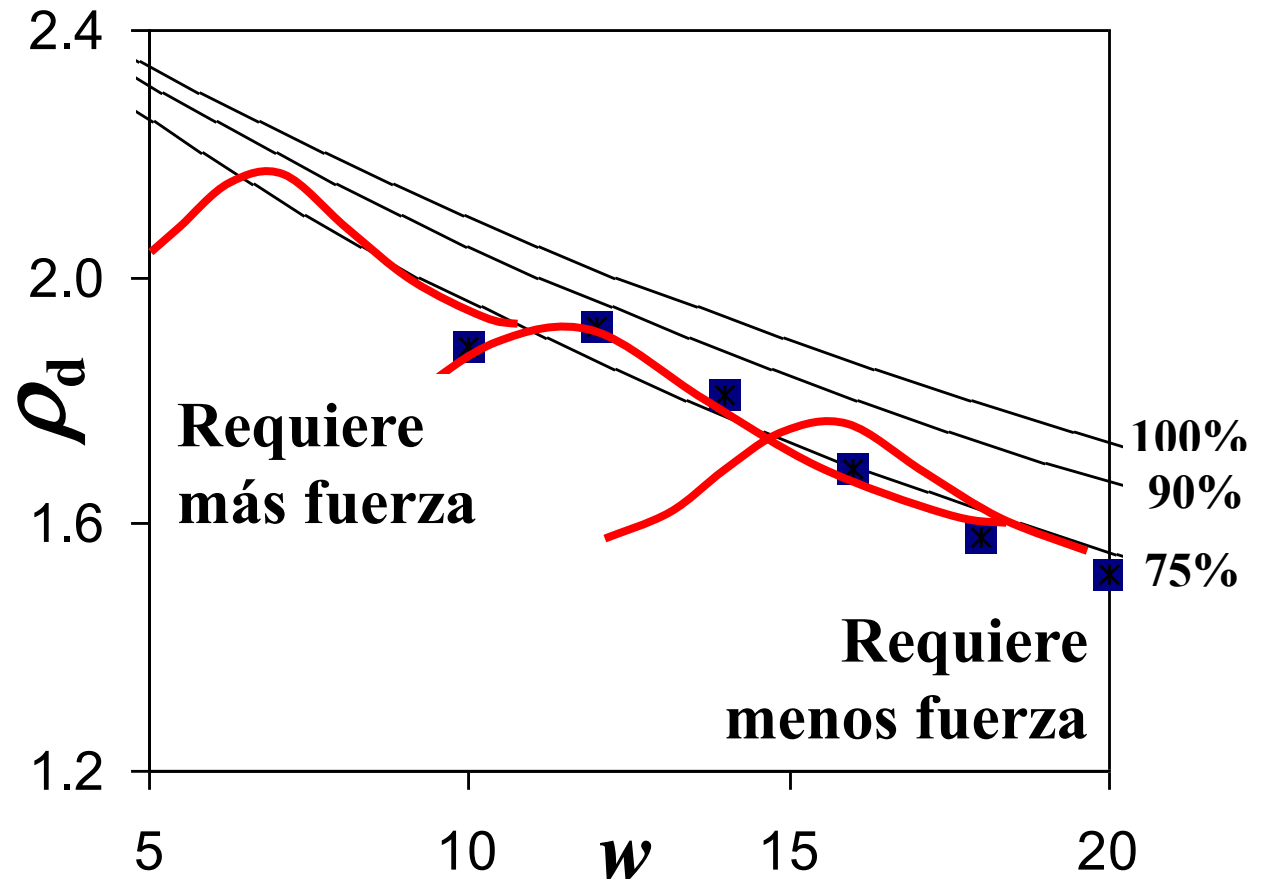
# Resistencia de los suelos

- Resistencia a esfuerzos cortantes
- Resistencia depende principalmente de:

1. densidad seca

2. humedad

**Mas difícil de compactar en seco**



# Resistencia de los suelos

- Resistencia a esfuerzos cortantes
- Resistencia depende principalmente de:
  1. densidad seca
  2. humedad

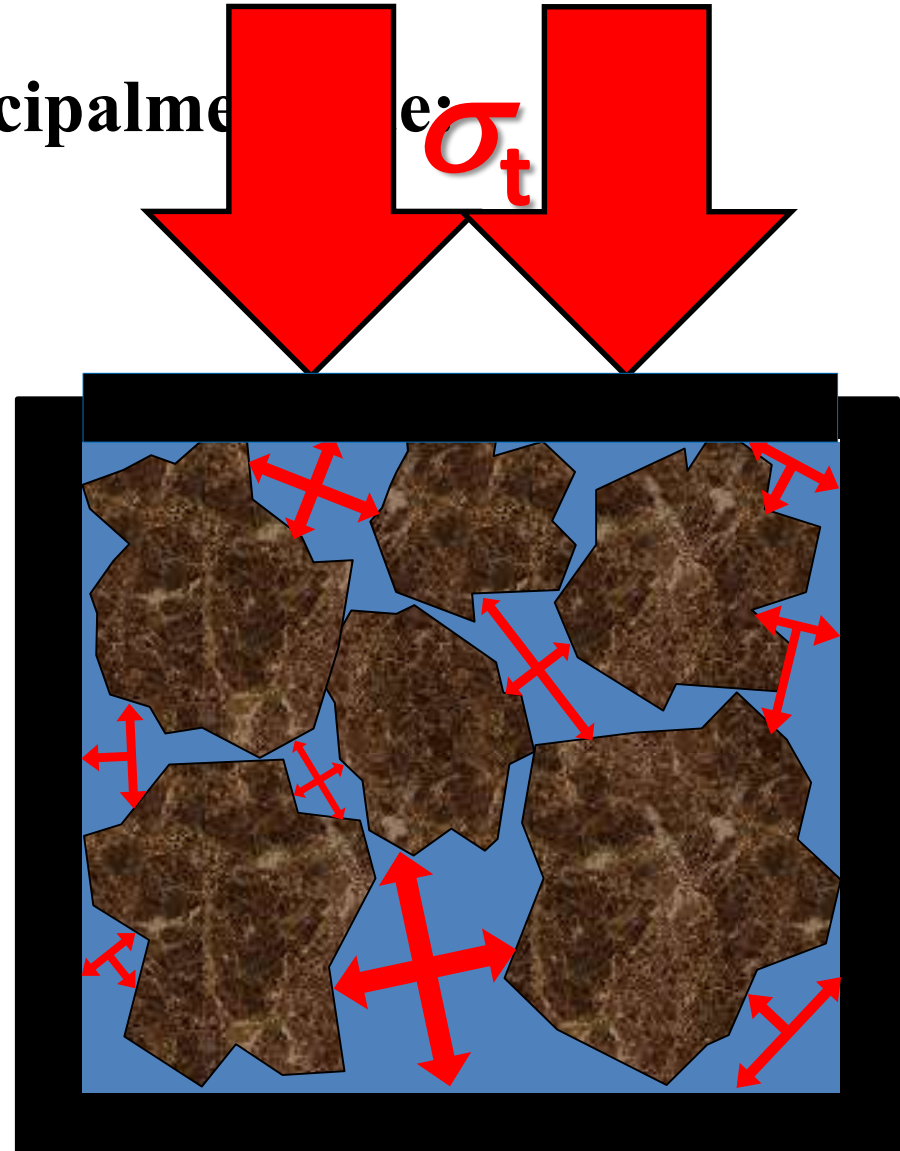
Cuando el suelo está saturado parte del esfuerzo aplicado es transmitido al agua:

$$\sigma' = \sigma_t - u$$

$\sigma'$ : esfuerzo efectivo (Terzaghi)

$\sigma_t$ : esfuerzo total

$u$ : presión de poro

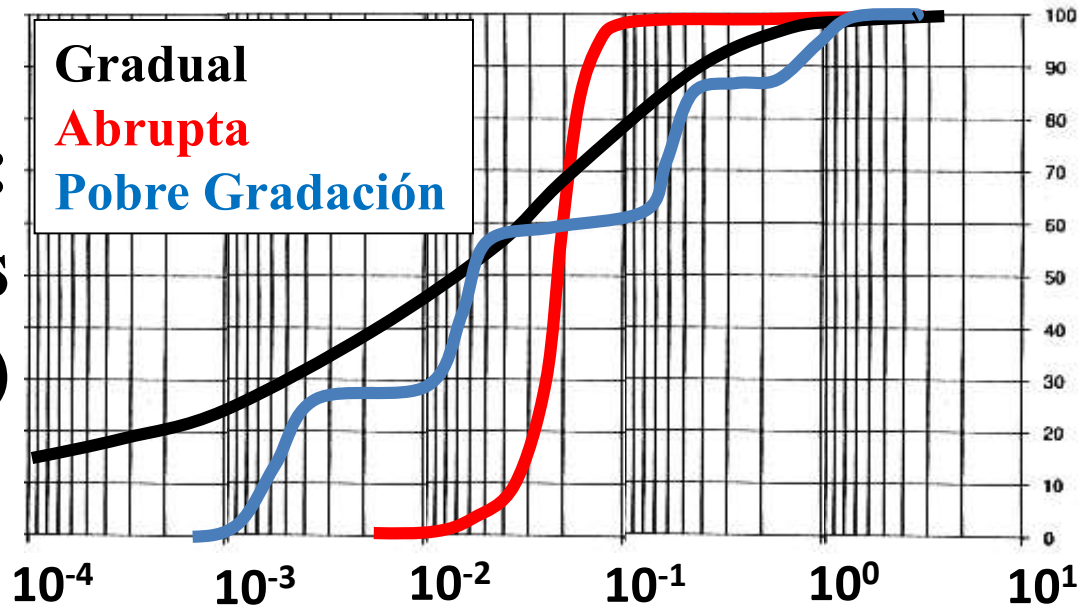


# Resistencia de los suelos

- Resistencia a esfuerzos cortantes
- Resistencia depende principalmente de:
  1. densidad seca
  2. humedad
  3. distribución de tamaño de partículas

Gradual > resistencia:  
(partículas más unidas  
generan > densidad)

∴ > resistencia:



THE END

The text "THE END" is rendered in a bold, sans-serif font. Each letter is filled with a different color from a rainbow spectrum: 'T' is magenta, 'H' is red, 'E' is orange, the second 'E' is yellow-green, 'N' is blue, and 'D' is purple. The letters have a slight 3D effect, with a soft grey shadow cast to the left and slightly behind them, giving the impression of floating above the surface.

# Consolidación

Introducción

y

Terminología

# ¿Que es consolidación?

- reducción gradual en volumen de arcillas saturadas debido a su baja permeabilidad
- Incremento en carga genera presiones de poro en exceso

# ¿Que es consolidación?

- agua es removida de los poros del suelo **muy lentamente** debido a su baja permeabilidad
- Asentamientos ocurren **durante un largo periodo de tiempo**

# Consolidación Unidimensional

- caso más simple
- carga aplicada sobre una porción pequeña del área total de la arcilla
- cero deformaciones laterales

# Consolidación Unidimensional

- expansión?
- opuesto a la consolidación
- Incremento gradual en el volumen
- Presiones de poro en exceso negativas

# Compresibilidad de Suelo Saturado

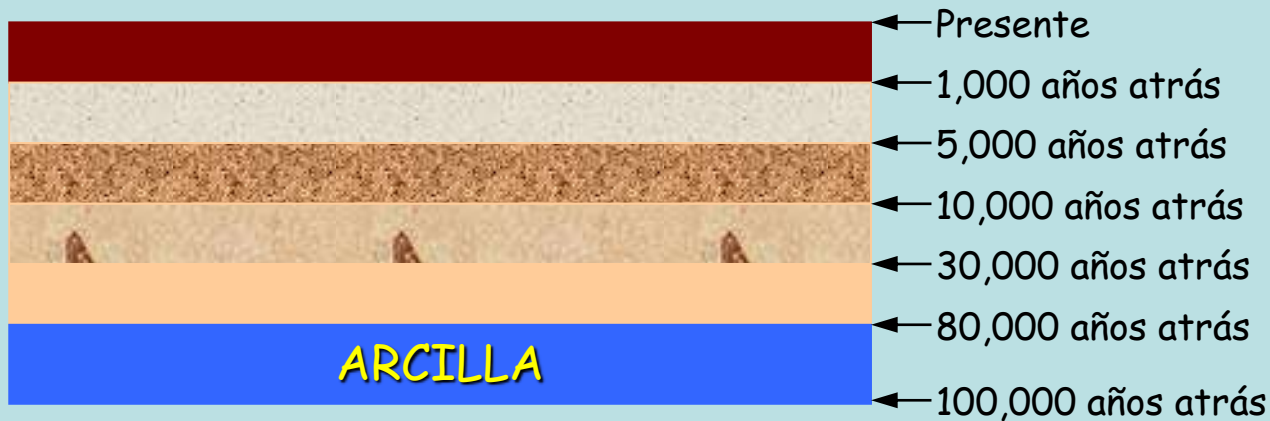


Mecanismo de cambio volumétrico para un suelo de grano fino debido a carga externa

# Historial de Esfuerzos

## Arcilla Normalmente Consolidada (NC)

- Si el esfuerzo efectivo en el presente es el esfuerzo máximo al cual la arcilla ha estado sujeta durante su formación



# Historial de Esfuerzos

## Arcilla Sobreconsolidada (OC)

- Si el esfuerzo efectivo en el pasado ha



← 18,000 años atrás

← Presente

← 5,000 años atrás

← 25,000 años atrás

← 30,000 años atrás

← 80,000 años atrás

← 100,000 años atrás

ARCILLA

# Presión de Pre-consolidación, $\sigma'_c$

- Esfuerzo efectivo máximo que ha actuado en el pasado sobre la arcilla
- Obtenido mediante análisis de datos de pruebas de laboratorio (Método gráfico de Casagrande)
- $\sigma'_c$  no debe excederse durante la construcción para asegurar una compresión mínima del suelo

# Razón de Sobreconsolidación, OCR

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{\text{presente}}}$$

**Como OCR puede ser > 1?**

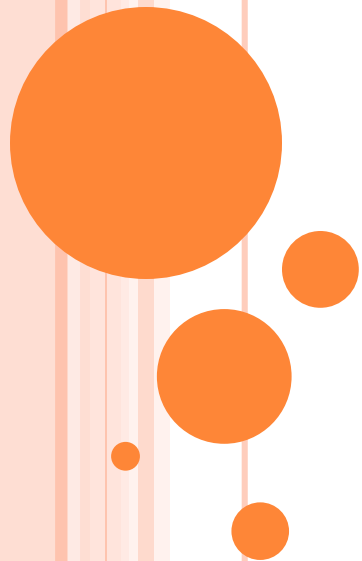
- Normalmente Consolidada:  $\text{OCR} = 1$
- Erosión del suelo con el tiempo
- Sobreconsolidada:  $\text{OCR} > 1$
- Capas de hielo derretidas
- Incremento continuo del nivel freático (agua subterránea)

¿Que sería lo próximo?

Medir  
Compresibilidad  
Mediante Prueba  
de Consolidación!

# **INTRODUCCION A LA CAPACIDAD DE CARGA DE ZAPATAS**

(Fundación del muro de Gaviones)



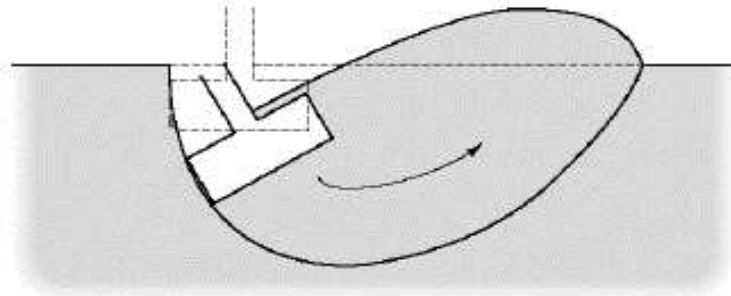
Parte I: Conceptos Básicos de Mecánica de Suelos

# Capacidad de Carga de la Fundación

“Bearing Capacity”



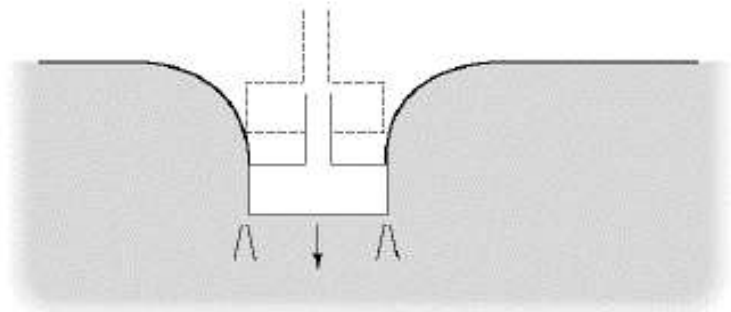
# Falla por Capacidad de Carga



## a) Falla General

### (General Shear Failure)

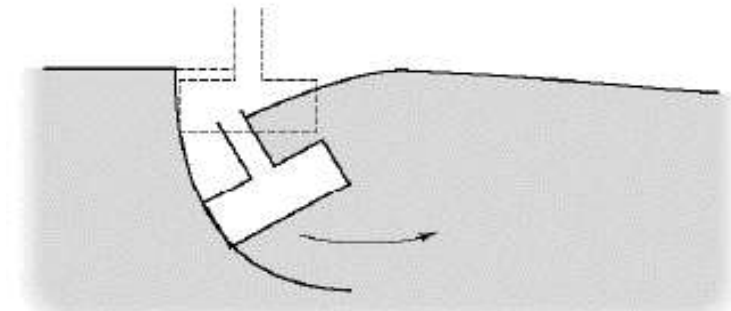
Tipo de falla a esfuerzos cortantes mas común; ocurre en suelos resistentes y en rocas



(c)

## b) Falla por Punzonamiento (Punching Shear Failure)

Ocurre en arenas muy sueltas y arcillas débiles



(b)

## c) Falla Local

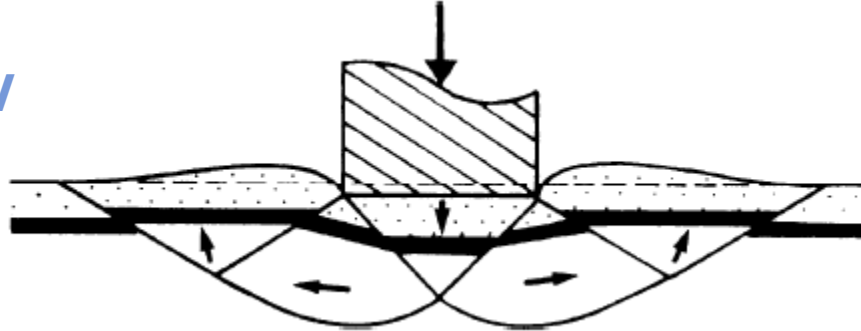
### (Local Shear Failure)

Tipo de falla intermedia entre (b) y (c)

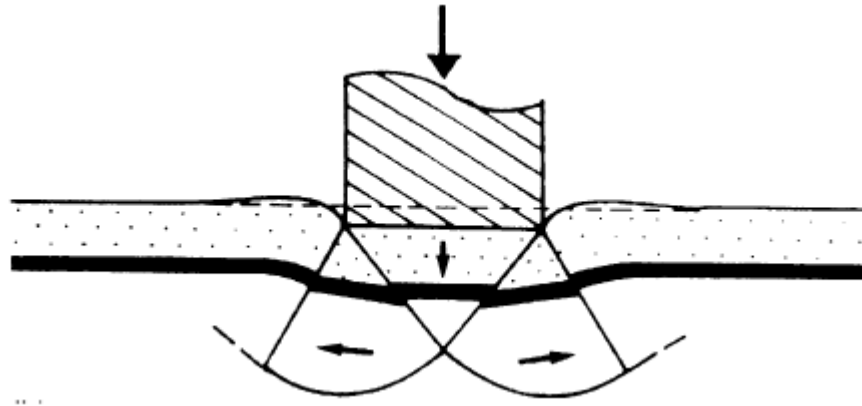


# Falla por Capacidad de Carga

*Falla General*

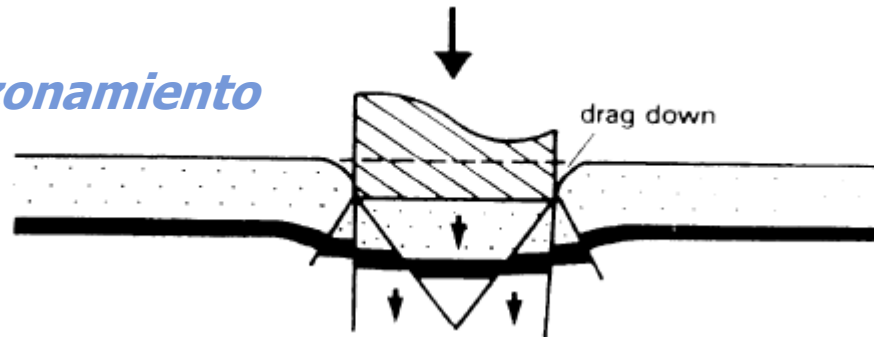


*Falla Local*

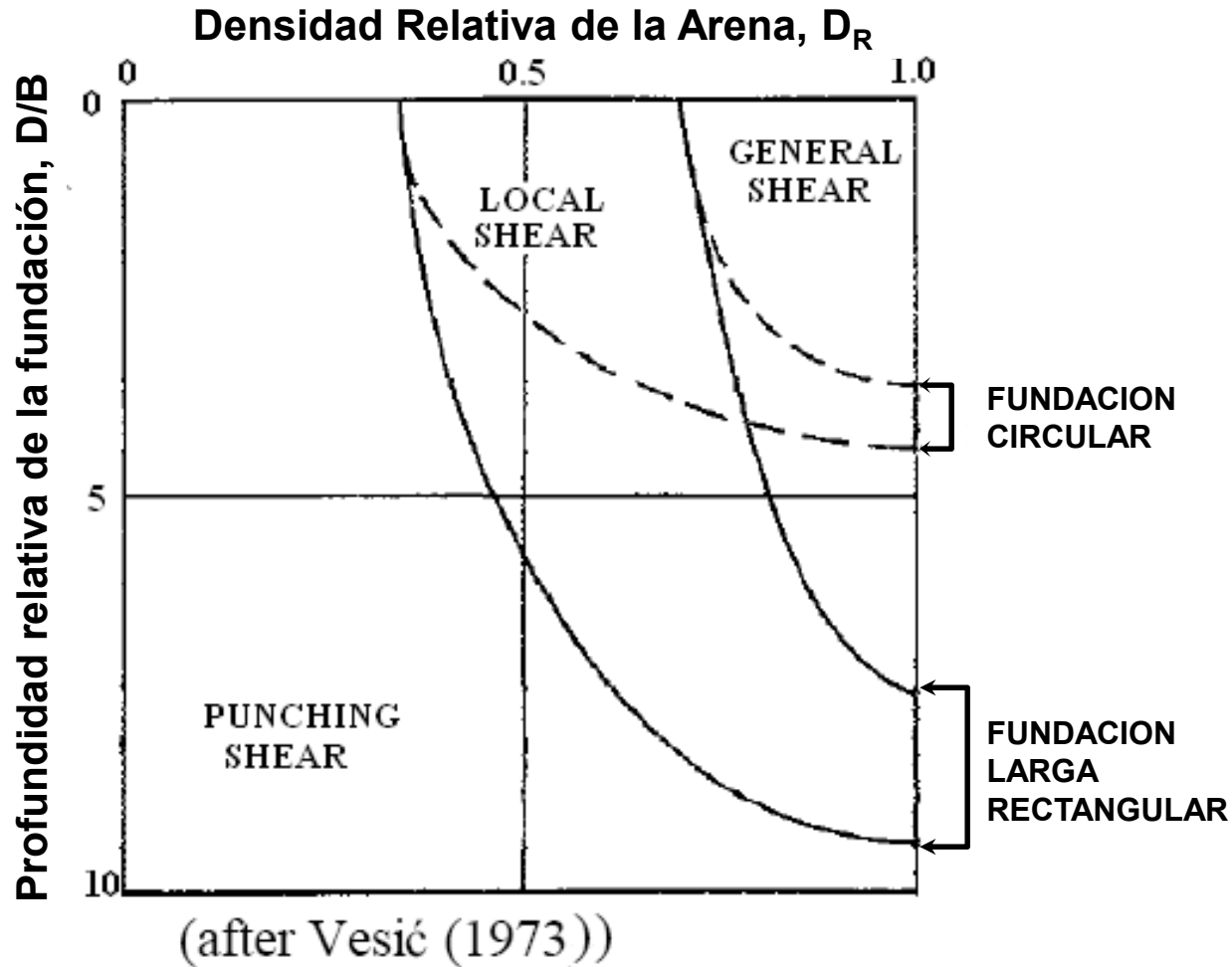


...

*Falla por Punzonamiento*



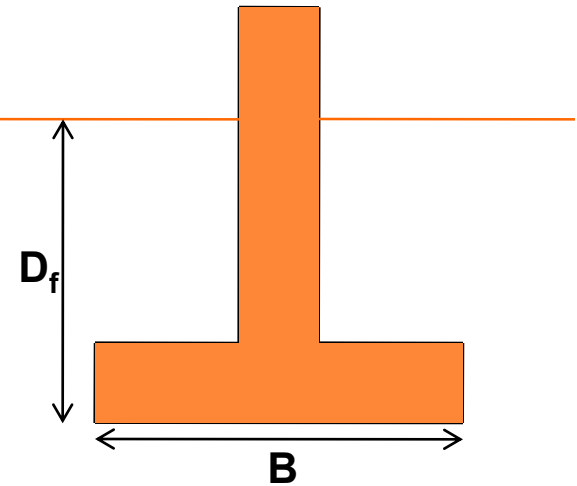
# Condiciones del Suelo Relacionadas Con Tipo de Falla



# Varias teorías para predecir capacidad de sustentación de la zapata apoyada en un suelo

Ecuación General definida por Terzaghi:

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$



Donde:

c = Cohesión,

$\gamma$  = Peso específico del suelo,

B = Ancho de la zapata,

$D_f$  = Profundidad de la zapata,

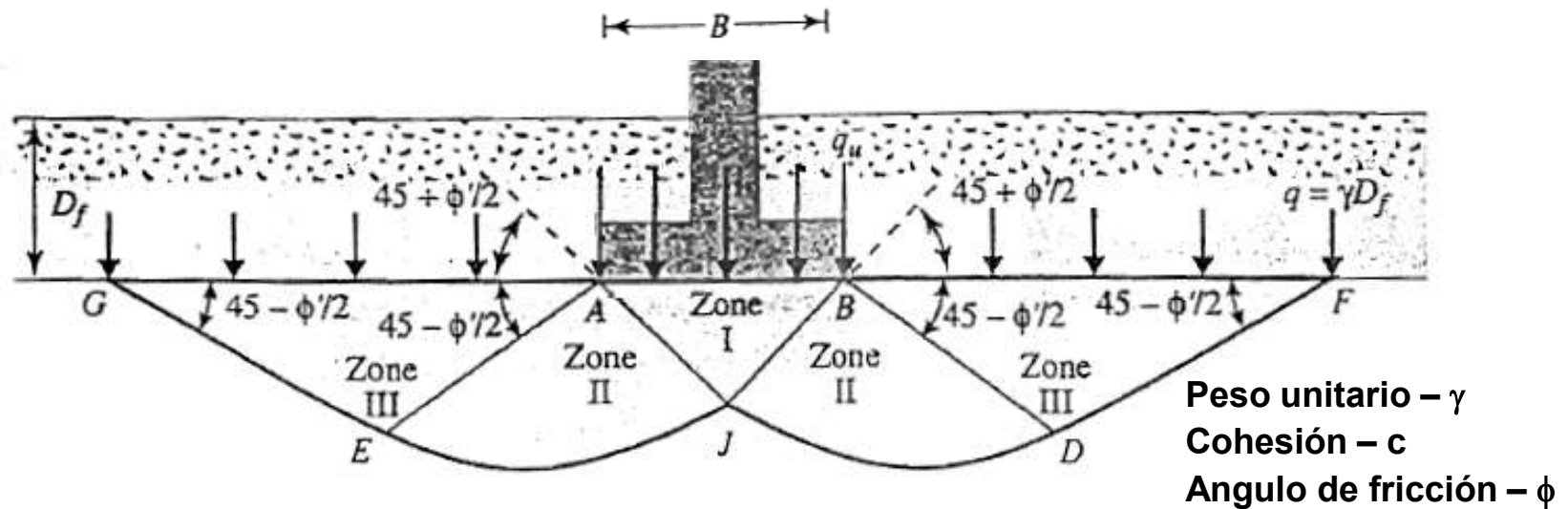
q = presión generada en la base de la fundación debido a  $D_f$

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_\gamma, N_q$  = Coeficientes de capacidad portante (función de  $\phi$ )



# Mecanismo de Falla Clásico



$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$

$$q = \gamma D_f$$

Hay tablas y figuras para  
estimar coeficientes  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$ .

Usar con cautela (experiencia).  
Hay factores de corrección para  
diversas situaciones

# Coeficientes $N_c$ , $N_\gamma$ , $N_q$

$$N_c = \cot \varphi \left[ \frac{e^{2(3\pi/4)\tan \varphi}}{2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \varphi (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \varphi}}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

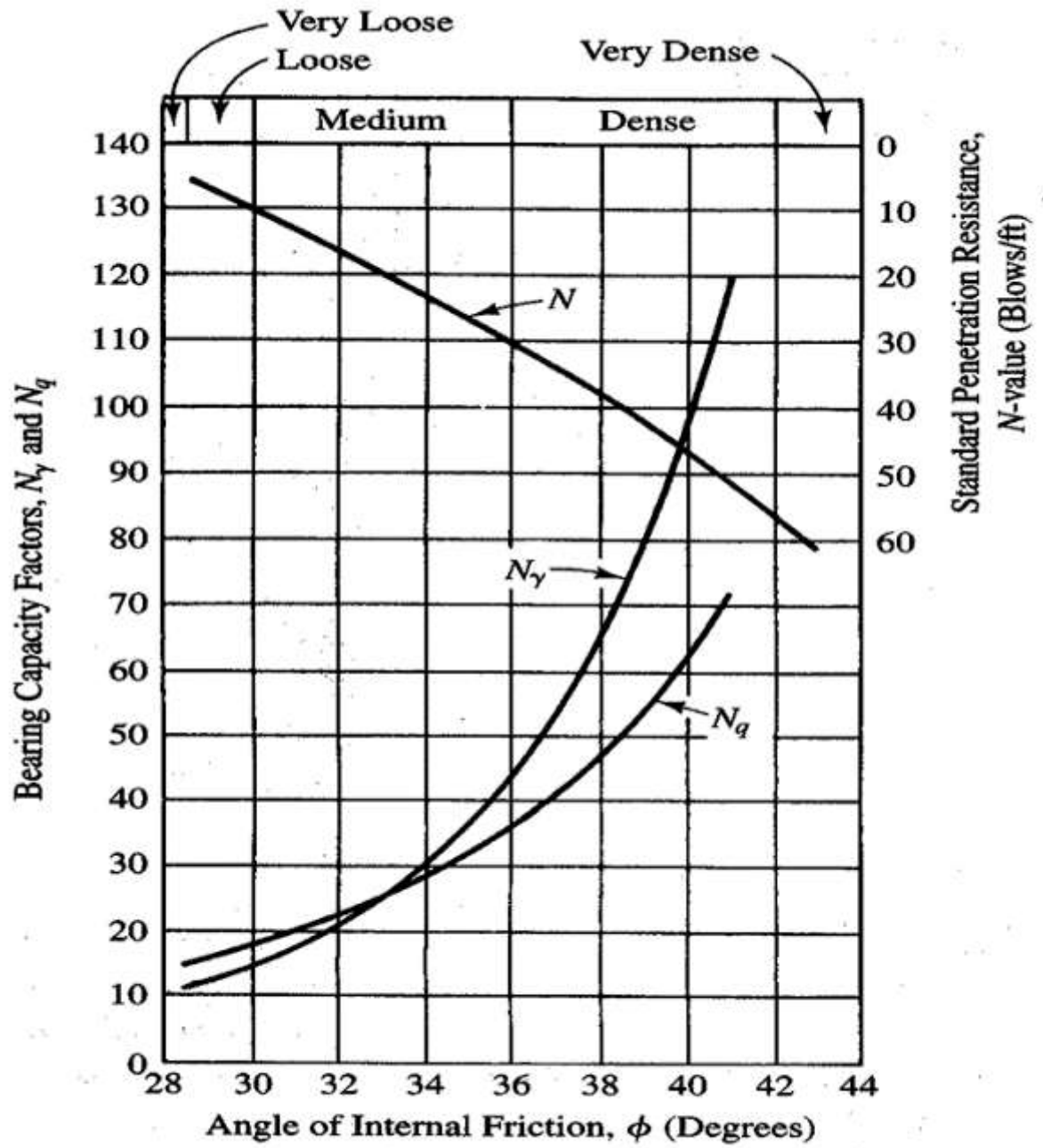
**Dependen de  $\varphi$**

**Hay Tablas o Figuras**



# Coeficientes $N_c$ , $N_\gamma$ , $N_q$

Note:  
Use  $(N_1)_{60}$ .



In this figure  $\phi$  denotes the peak friction angle of the soil. These factors, which take into account local shear, were obtained as follows. For  $\phi \geq 38^\circ$ , the curves are the same as for the ultimate bearing capacity (Fig. 14.13). For  $\phi \leq 28^\circ$ , the  $N_\gamma$  and  $N_q$  are equal to the values in Fig. 14.13 at  $\phi = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi)$ . Thus  $N_\gamma$  in Fig. 14.16 for  $\phi = 28^\circ$  equals  $N_\gamma$  in Fig. 14.13 for  $\phi = 19.5^\circ$ . This strictly empirical correction to account for local shear in loose soils was suggested by Terzaghi from an analysis of experimental data. For  $28^\circ < \phi < 38^\circ$ , smooth transition curves were drawn.

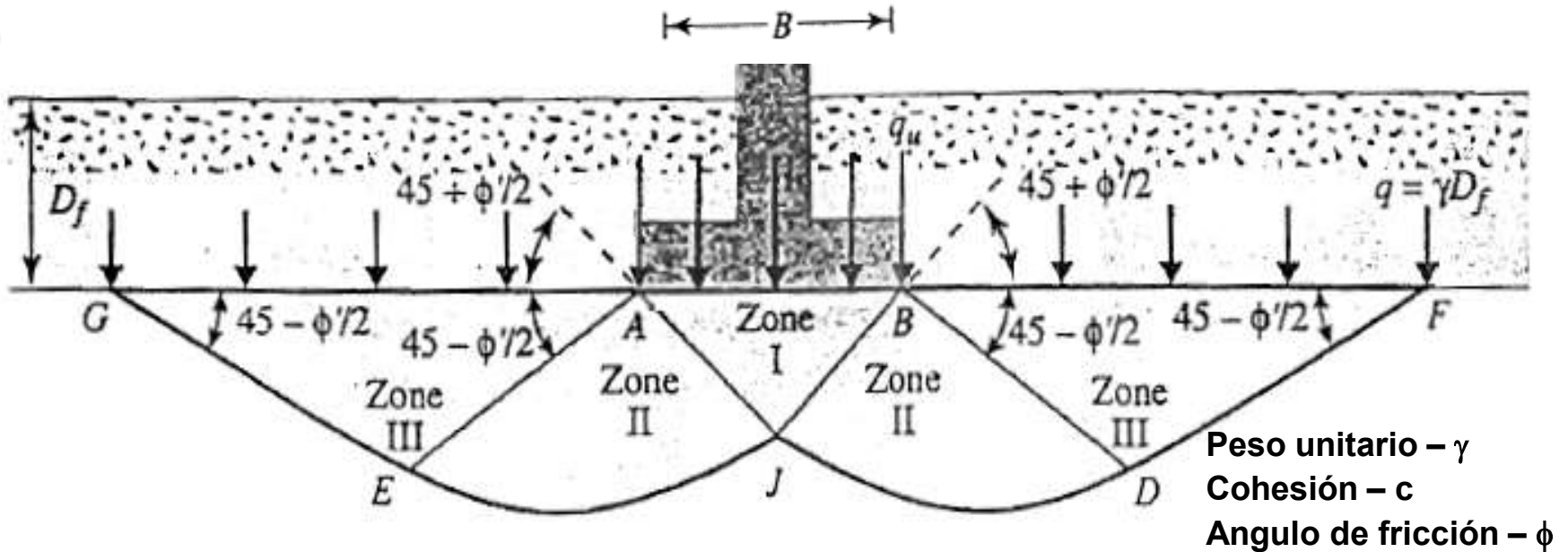
# Coeficientes $N_c$ , $N_\gamma$ , $N_q$

$\Phi$ (deg)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.1	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.4
10	8.3	2.5	1.2
15	11	4	3
20	15	6	5
25	21	11	11
30	30	18	22
35	46	33	48
40	75	64	109
45	134	135	272
50	267	319	763



# Mecanismo de Falla Clásico

## Ecuación General



Ecuación con factores de corrección para diversas situaciones.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

s = shape, d = depth, i = inclination



# Mecanismo de Falla Clásico

## Ecuación General

### Shape Factors.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

### Depth Factors for $D_f/B \leq 1$ .

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

### Depth Factors for $D_f/B > 1$ .

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

### Inclination Factors with $\beta$ is the inclination of load with respect to the vertical.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

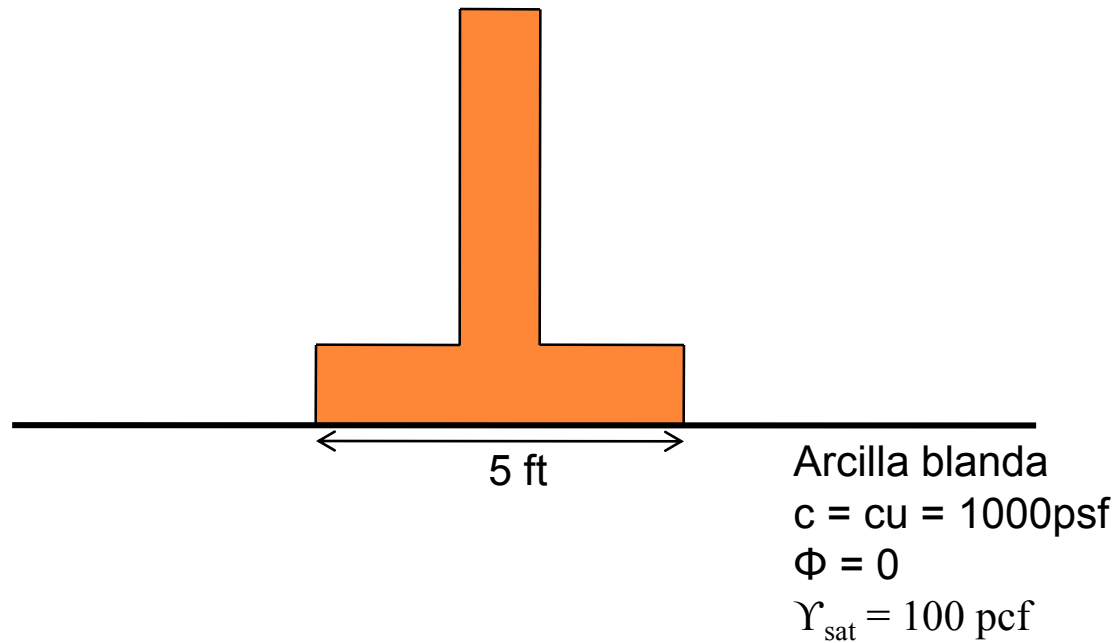


# Ecuación General de Capacidad de Carga

Variation of Meyerhof's Bearing Capacity Factors  $N_c$ ,  $N_q$ , and  $N_\gamma$

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

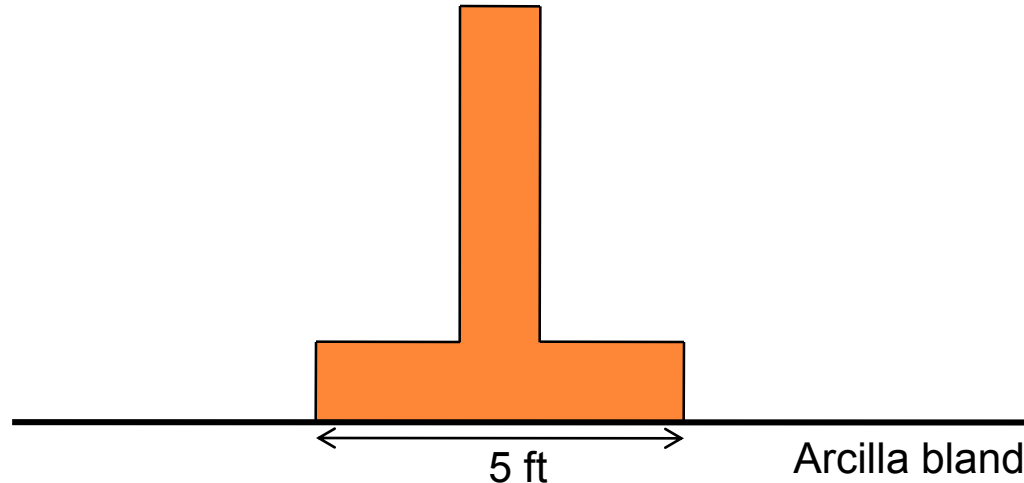
# Ejemplo 1



Cual es la capacidad portante última de esta zapata?



# Ejemplo - 1



$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$
$$q = \gamma D_f$$

Arcilla blanda  
 $c = c_u = 1000\text{psf}$   
 $\Phi = 0$   
 $\gamma_{\text{sat}} = 100\text{ pcf}$

Para  $\phi=0$  tenemos:  $N_c=5.1$ ,  $N_\gamma=0$ ,  $N_q=1$

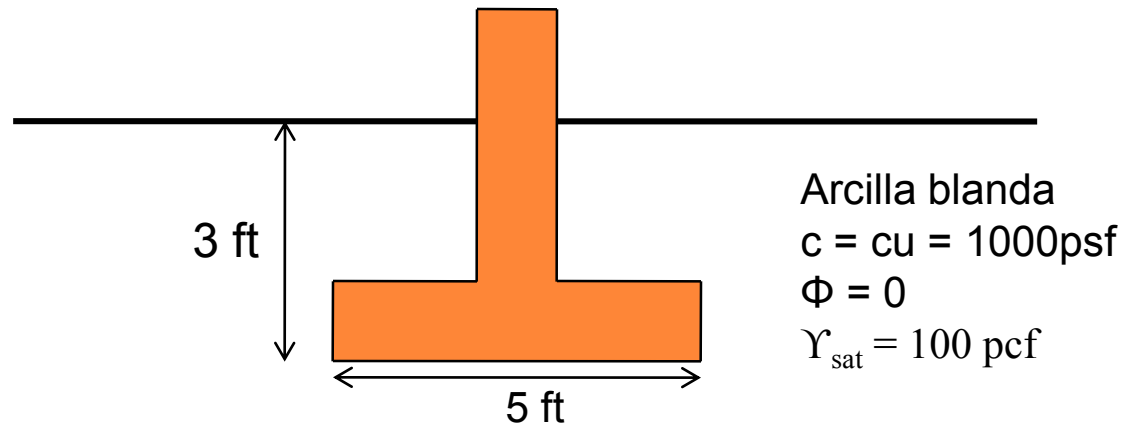
$$q_{ult} = 1000 \times 5.1 + 0.5 \times 100 \times 5 \times 0 + 100 \times 0 \times 1$$

$$q_{ult} = 5100\text{ psf}$$

Presion admisible (FS = 3 o más)  $\longrightarrow$   $q_{\text{adm}} = 5100/3 = 1700\text{ psf}$



# Ejemplo 1B



$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q \quad q = \gamma D_f$$

Para  $\phi=0$  tenemos:  $N_c=5.1$ ,  $N_\gamma=0$ ,  $N_q=1$

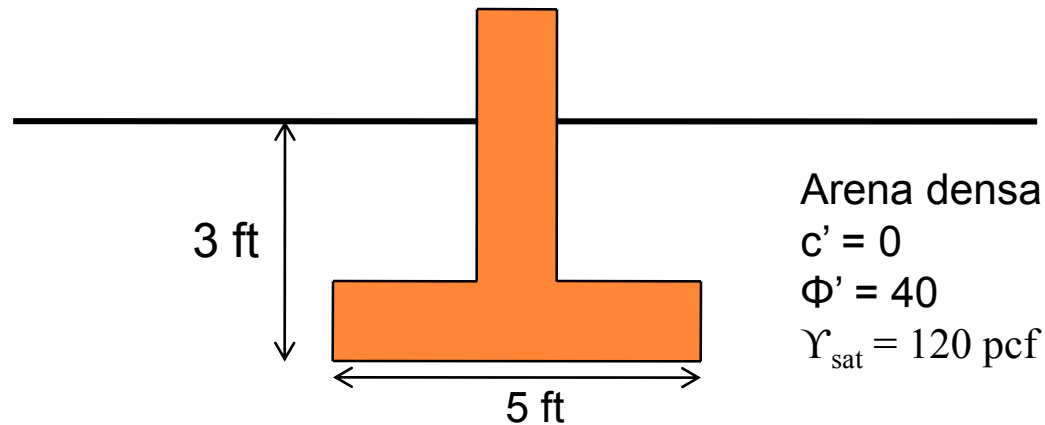
$$q_{ult} = 1000 \times 5.1 + 0.5 \times 100 \times 5 \times 0 + 100 \times 3 \times 1$$

$$q_{ult} = 5400 \text{ psf}$$

Presion admisible (FS = 3 o más)  $\rightarrow q_{adm} = 5400/3 = 1800 \text{ psf}$



# Ejemplo 2



$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q \quad q = \gamma D_f$$

Para  $\phi=40$  tenemos:  $N_c=75$ ,  $N_\gamma=109$ ,  $N_q=64$

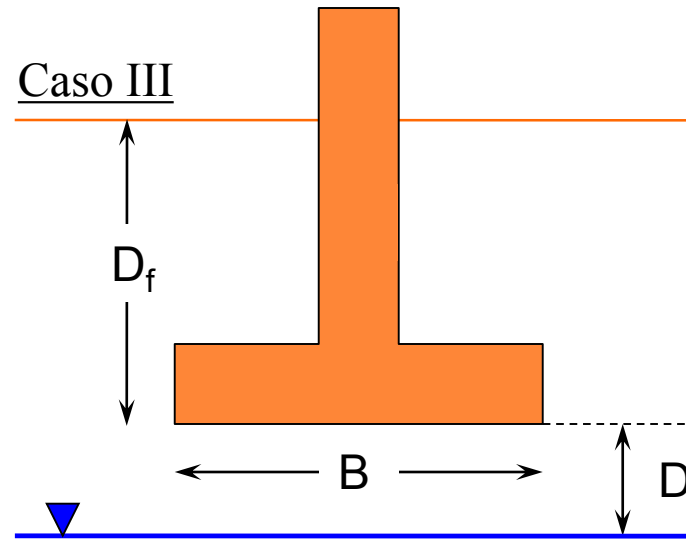
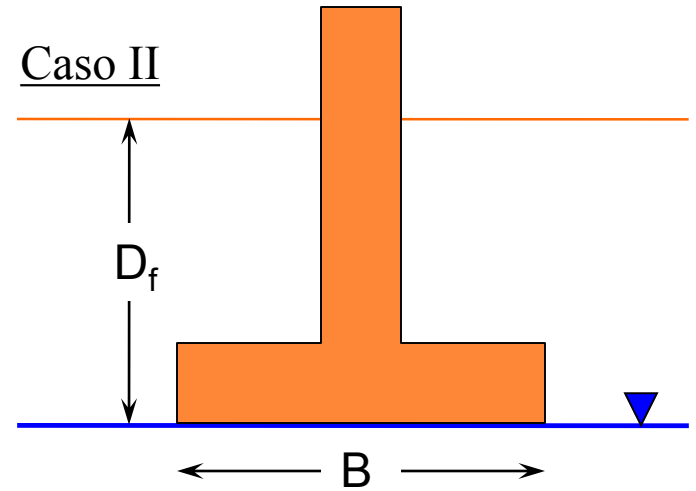
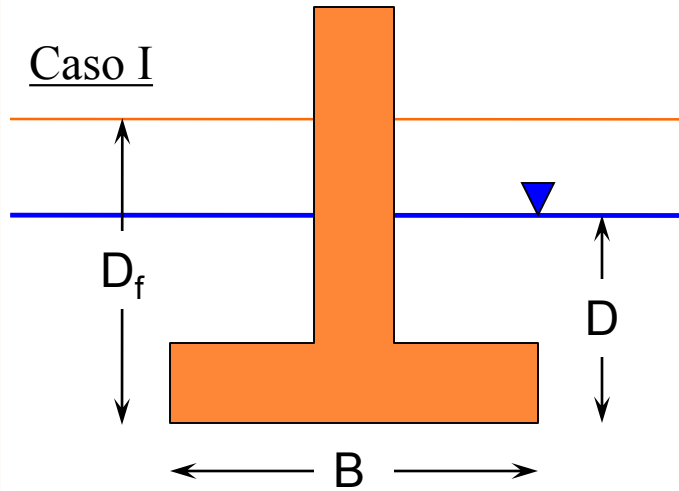
$$q_{ult} = 0 \times 75 + 0.5 \times 120 \times 5 \times 109 + 120 \times 3 \times 64$$

$$q_{ult} = 0 + 32700 + 23040 = 55740 \text{ psf}$$

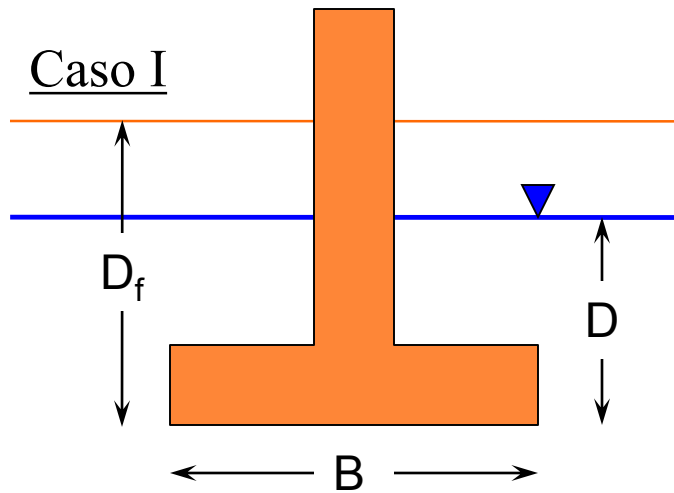
Presión admisible (FS = 3 o más)  $\rightarrow q_{adm} = 55740/3 = 18580 \text{ psf}$



# Presencia del nivel freático



# Presencia del nivel freático



Para Caso I:

$$q = \gamma(D_f - D) + \gamma' D$$

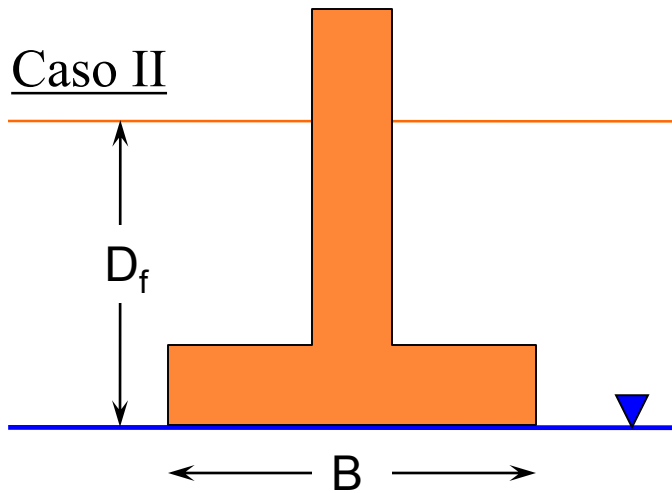
$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$

Usar  $\gamma'$



# Presencia del nivel freático



Para Caso II:

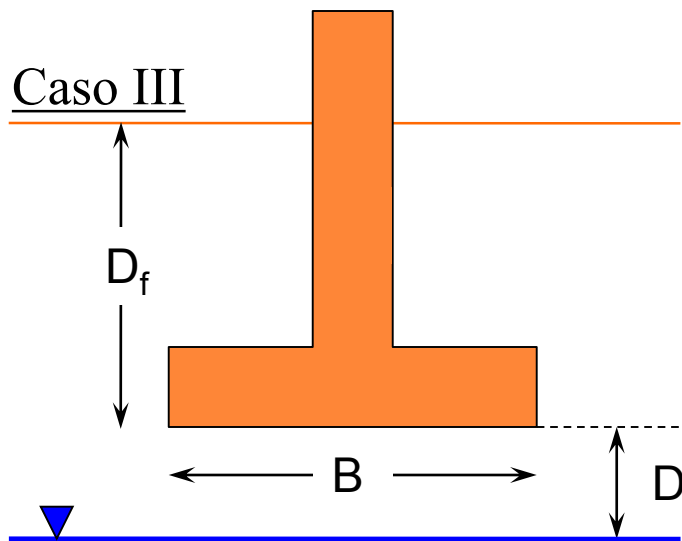
$$q = \gamma D_f$$
$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$

Usar  $\gamma'$



# Presencia del nivel freático



Para Caso III:

$$q = \gamma D_f$$

(si  $D \leq B$ )

$$\gamma_{avg} = \frac{1}{B} [\gamma D + \gamma' (B - D)]$$

(si  $D \geq B$ )

$$\gamma_{avg} = \gamma$$

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$$

Usar  $\gamma_{avg}$



# Factor de seguridad (FS) para capacidad portante

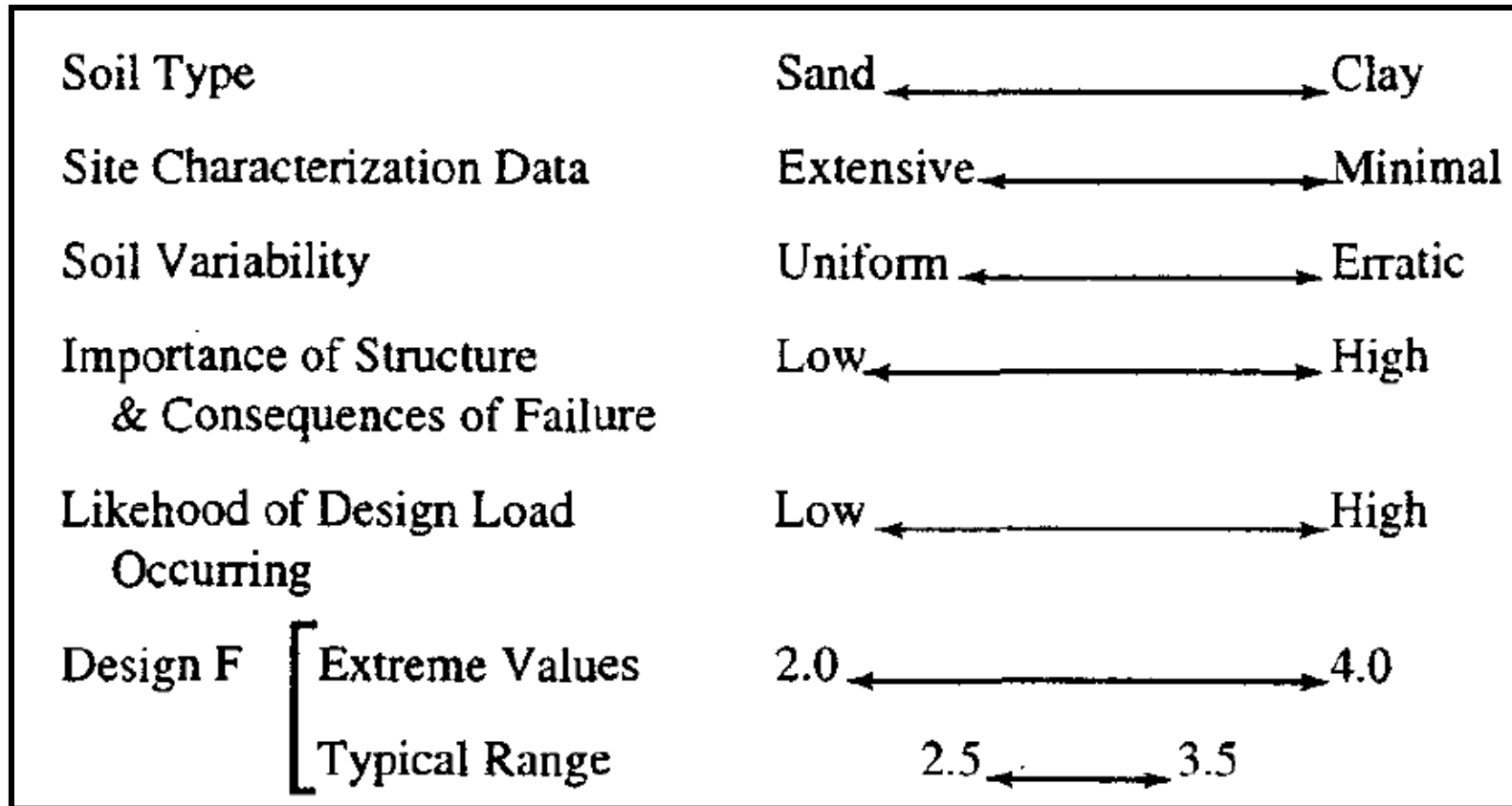


Figura 6.11 Factores que afectan el factor de seguridad utilizado para diseño, y valores típicos de FS (after Coduto, 2001)

# Capacidad de Carga-Pruebas In Situ





# Bearing Capacity from SPT

Meyerhof (1956) proposed a correlation for the *net allowable bearing pressure* for foundations with the standard penetration resistance,  $N_{60}$ . The net pressure has been defined as

$$q_{\text{net(all)}} = q_{\text{all}} - \gamma D_f$$

According to Meyerhof's theory, for 25 mm of estimated maximum settlement,

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN/m}^2) = 11.98 N_{60} \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m}) \quad (3.104)$$

and

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN/m}^2) = 7.99 N_{60} \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m}) \quad (3.105)$$

where  $N_{60}$  = standard penetration number. Note that in Eqs. (3.104) and (3.105)  $B$  is in meters.

# Bearing Capacity from SPT

Since the time that Meyerhof proposed his original correlation, researchers have observed that its results are rather conservative. Later, Meyerhof (1965) suggested that the net allowable bearing pressure should be increased by about 50%. Bowles (1977) proposed that the modified form of the bearing pressure equations be expressed as

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN/m}^2) = 19.16 N_{60} F_d \left( \frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m}) \quad (3.106)$$

and

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN/m}^2) = 11.98 N_{60} \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left( \frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m}) \quad (3.107)$$

where

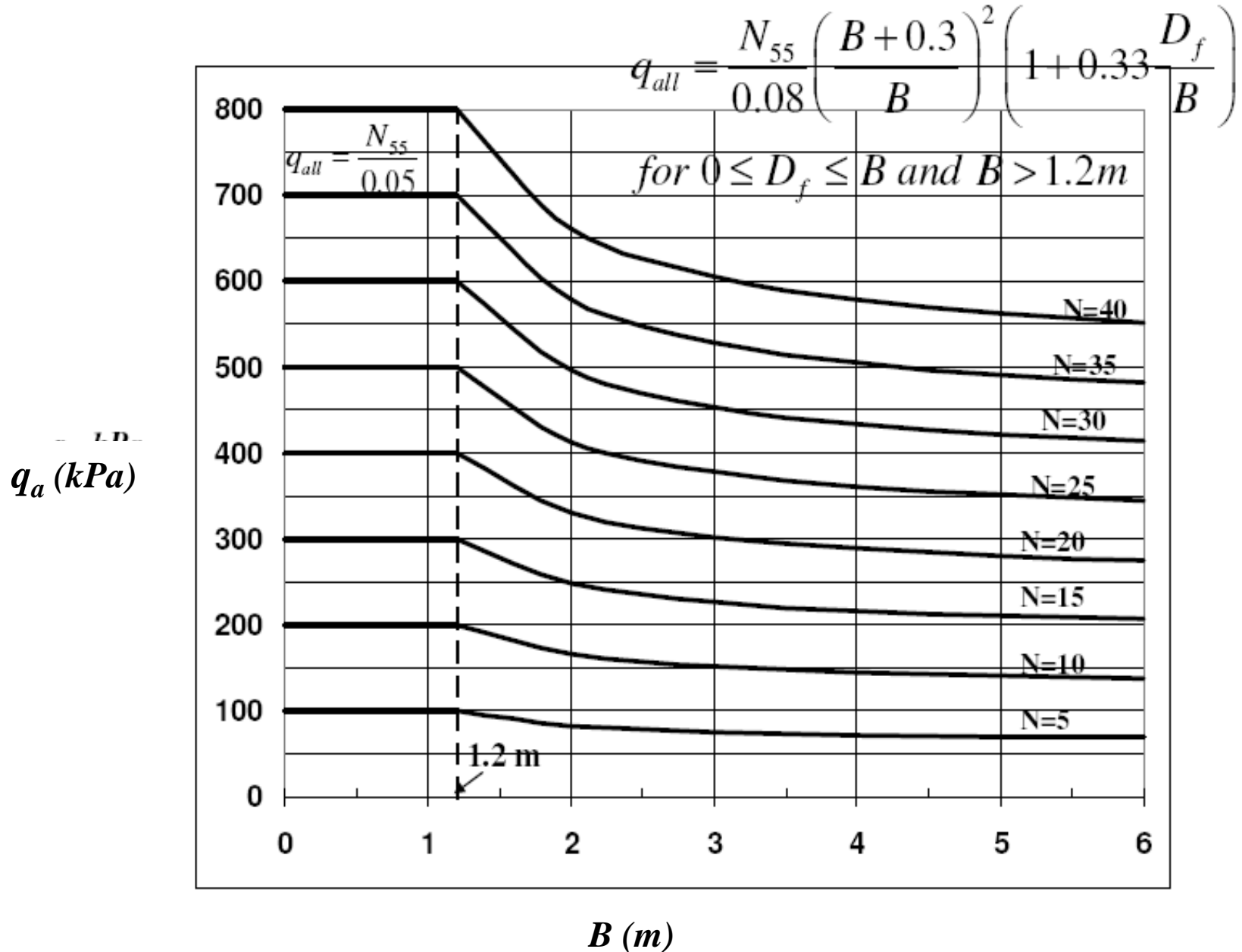
$$F_d = \text{depth factor} = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33 \quad (3.108)$$

$S_e$  = tolerable settlement, in mm

Again, the unit of  $B$  is meters.

The basic philosophy behind the development of these correlations is that, if the maximum settlement is no more than 25 mm for any foundation, the differential settlement would be no more than 19 mm. These are probably the allowable limits for most building foundation designs.

# Bearing Capacity from SPT





# Bearing Capacity using CPT

$$q_c \sim 0.8N_q \sim 0.8N_\gamma$$

## For Granular Soils:

strip footings  $q_{ult} = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \frac{kg}{cm^2}$

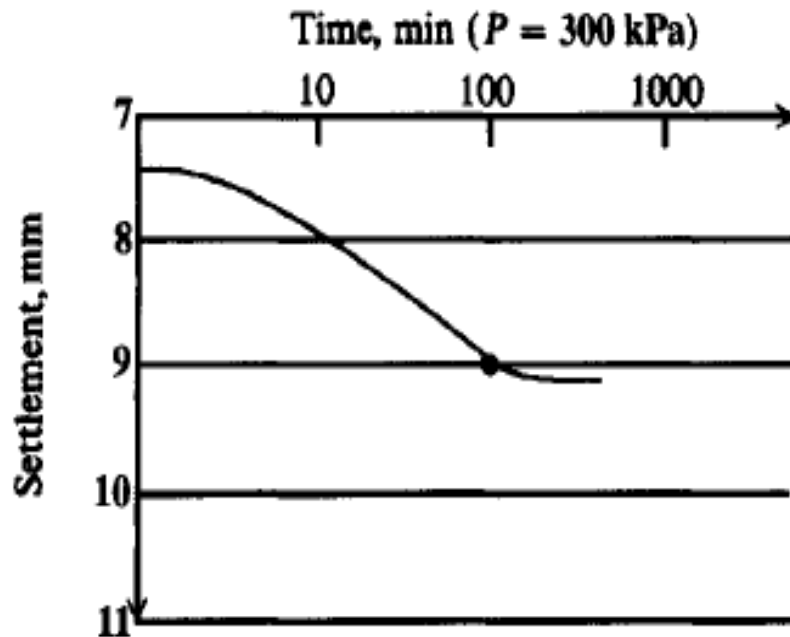
square footings  $q_{ult} = 48 - 0.009(300 - q_c)^{1.5} \frac{kg}{cm^2}$

## For Cohesive Soils:

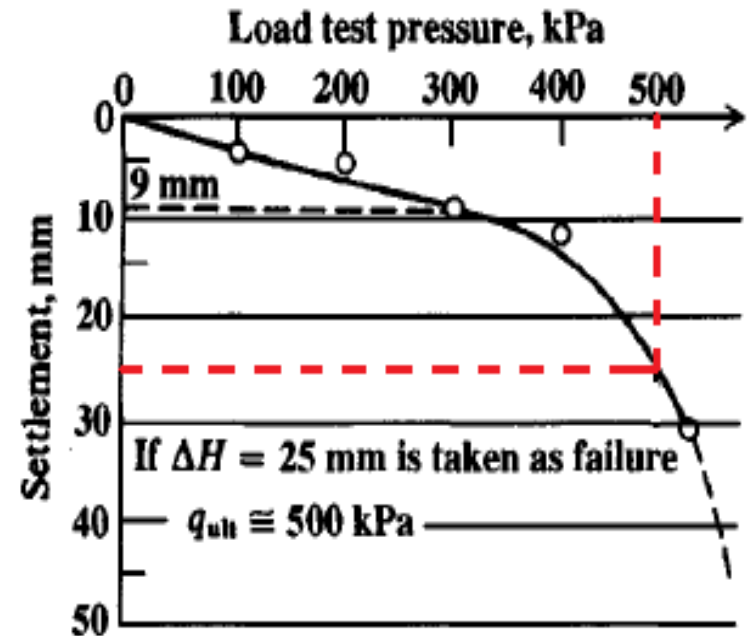
strip footings  $q_{ult} = 2 + 0.28q_c \frac{kg}{cm^2}$

square footings  $q_{ult} = 5 + 0.34q_c \frac{kg}{cm^2}$

# Bearing Capacity for Field Load Tests **PLT**



a) Plot of settlement vs. log time to determine the maximum settlement for a load increment (300 kPa in this case)



b) Load vs. settlement plot to establish the maximum design pressure.

Plate load test data.

# Bearing Capacity for Field Load Tests **PLT**

- For Granular Soils:

$$q_{ult} = q_{plate} \left( \frac{B_{foundation}}{B_{plate}} \right)$$

- For Cohesive Soils:

$$q_{ult, foundation} = q_{ult, load\ test}$$



# Correction of SPT Number

- It has been suggested that the SPT be standardized to some energy ratio  $Er$  which should be computed as

$$E_r = \frac{\text{Actual hammer energy to sampler, } E_a}{\text{Input energy, } E_{in}} \times 100$$

$$E_{in} = Wh = 63.5 \times 9.807 \times 0.762 = 474.5 \text{ (say, 475 J)}$$

- Note that larger values of  $Er$  decrease the blow count  $N$  nearly linearly, that is,  $Er45$  gives  $N = 20$  and  $Er90$  gives  $N = 10$ ;

$$E_{r1} \times N_1 = E_{r2} \times N_2$$

- Example of  $N$  for  $Er45 = 20$  we obtain for the arbitrarily chosen  $Er = 70$ , ( $Er70$ ):

$$N \text{ for } Er70 = 13 \qquad N = \frac{45}{70}(20) = 13 \text{ (use integers)}$$

