

Fondations superficielles

Ouvrages Geotechniques



Fondations superficielles

1. Définitions
2. Types
3. Etats limites ultimes
 1. Introduction
 2. Analyse limite & capacité portante
 3. Capacité portante
 1. Cas de base
 2. Généralisations
 3. Vérification
4. Etats limites de service
5. Procédure de dimensionnement

Définitions

Fondation: élément inférieur d'un ouvrage assurant la transmission au sol des actions exercées par et sur l'ouvrage (poids propre, charges utiles, actions extérieures)

Cet élément doit assurer la réduction des contraintes atteignant plusieurs milliers de kN/m^2 dans la superstructure ($1 \text{ N/mm}^2 = 1000 \text{ kN/m}^2$) à des contraintes de l'ordre de quelques centaines de kN/m^2 dans le massif de sol...

2 catégories : fondations superficielles
report des charges au niveau des couches superficielles

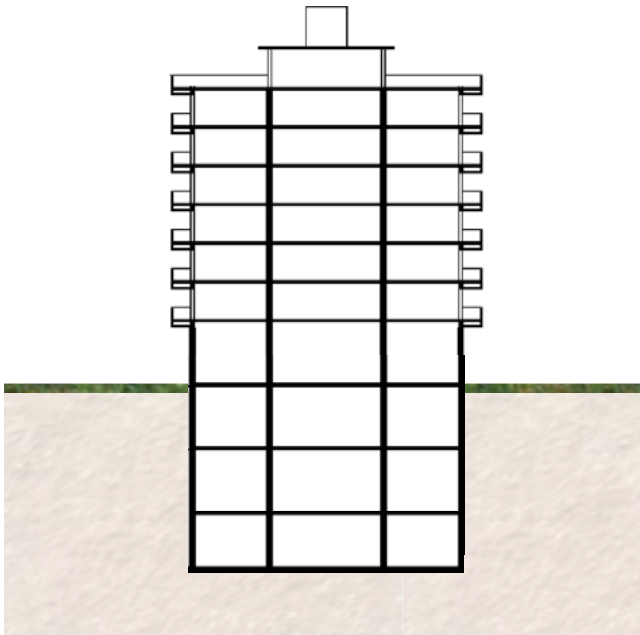
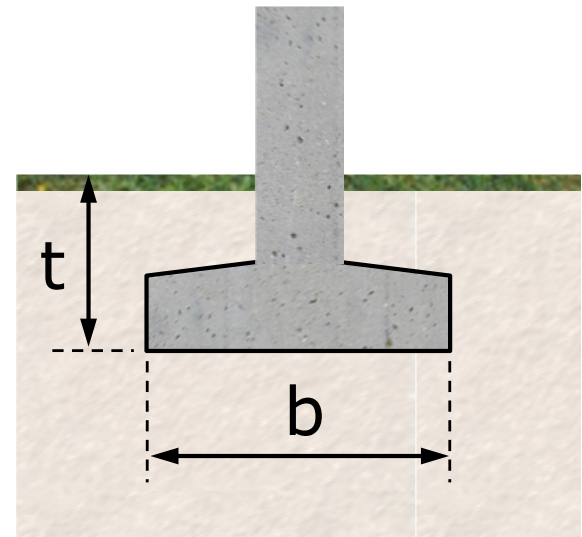
fondations profondes
report des charges sur des couches situées en profondeur

Fondation superficielle

Une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension b est plus grande que la profondeur t de son niveau d'appui (assise) sous le terrain naturel.

$$b > t$$

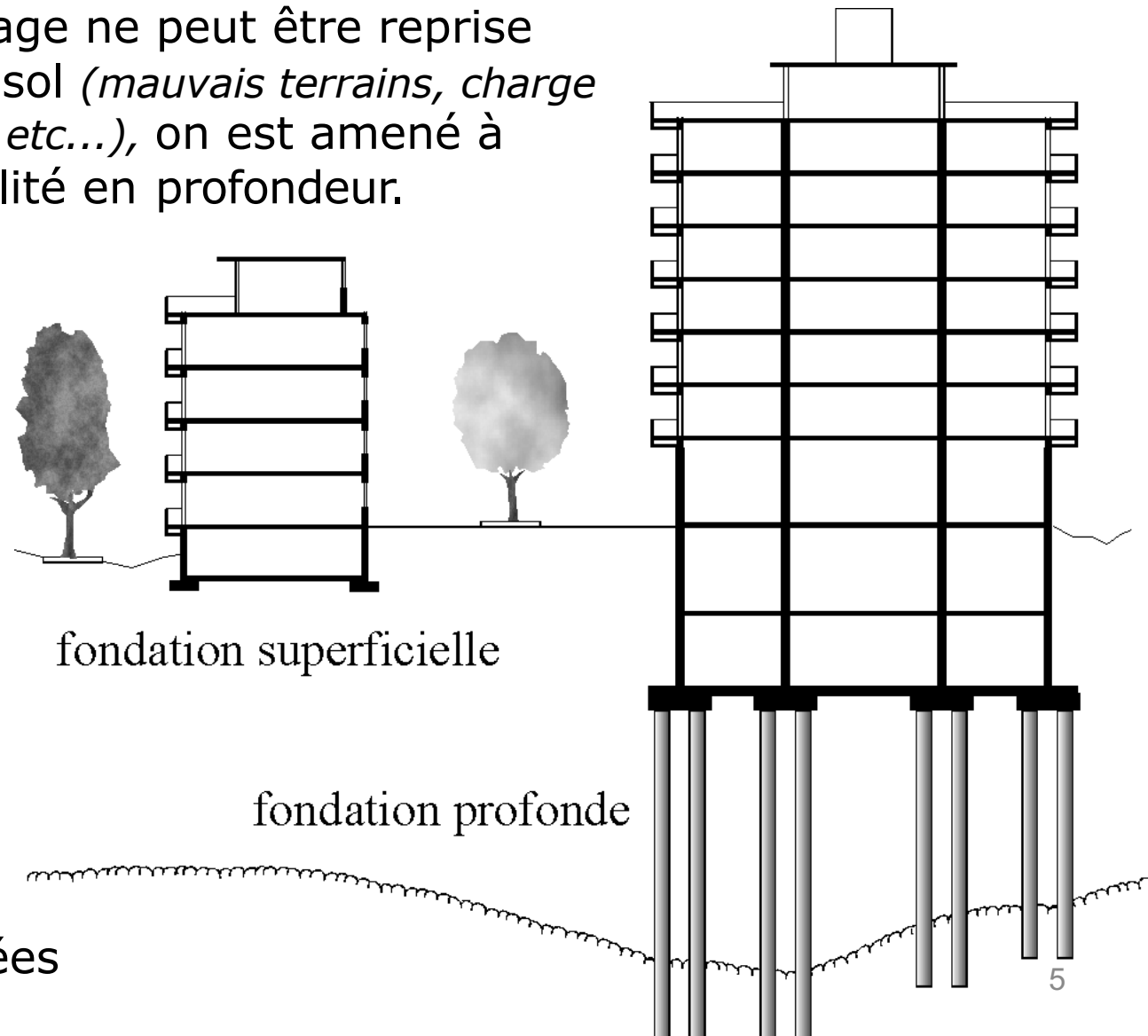
→ la qualité du sol en surface doit être suffisante pour transmettre les charges directement au sol



Exception dans le cas d'immeubles avec sous-sols: on parle de fondation superficielle lorsqu'elle est placée directement sous le dernier sous-sol.

Fondation profonde

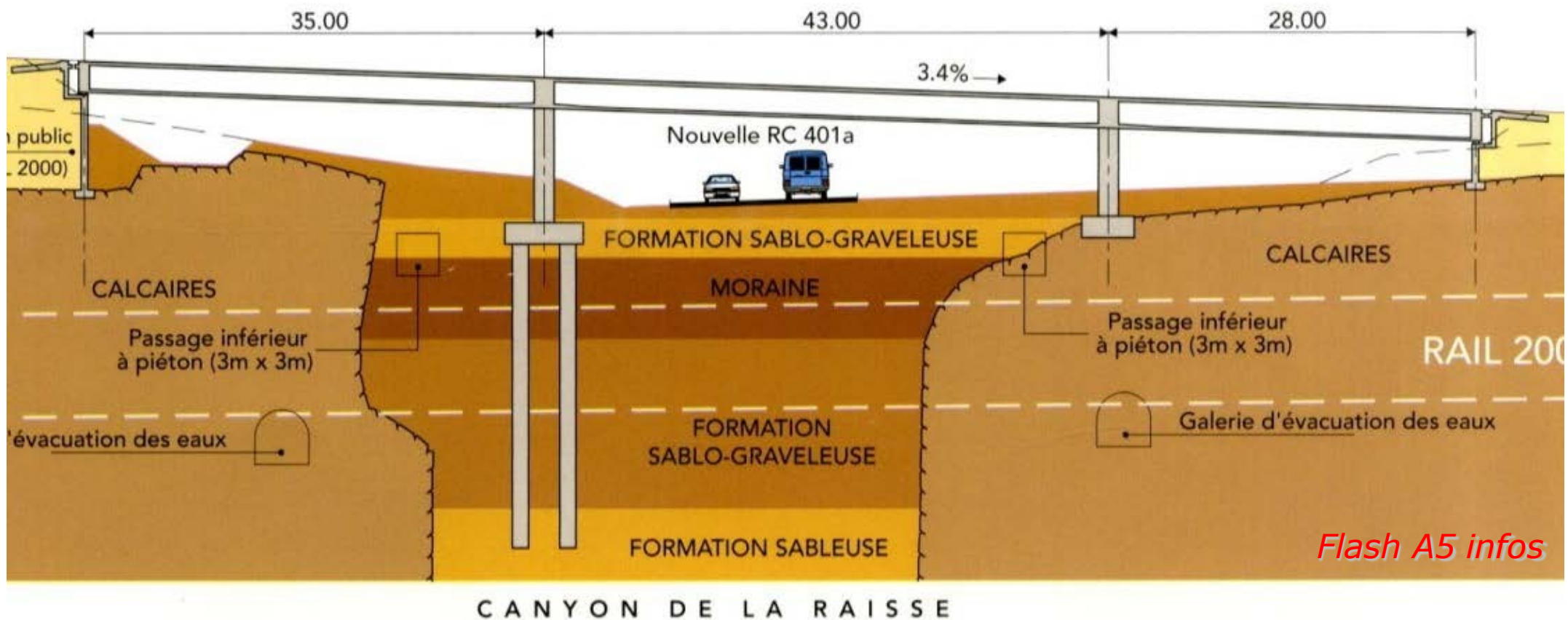
Si la charge transmise par l'ouvrage ne peut être reprise par les couches superficielles du sol (*mauvais terrains, charge concentrée élevée, sol compressible, etc...*), on est amené à chercher un sol de meilleure qualité en profondeur.



→ Fondations profondes

- pieux
- puits
- éléments de parois moulées

Fondations superficielles et profondes



Canyon de la Raisse: anfractuosité rocheuse remplie de terrains meubles d'une largeur de 50 m et de plus de 50 m de profondeur

Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction
2. Analyse limite & capacité portante
3. Capacité portante
 1. Cas de base
 2. Généralisations
 3. Vérification

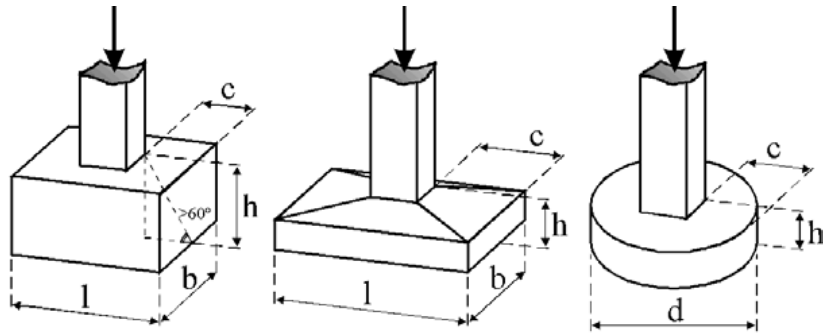
4. Etats limites de service

5. Procédure de dimensionnement

Types de fondations superficielles

- Le type de la fondation superficielle dépend
 - de la qualité du massif de sol
 - des contraintes fonctionnelles de l'ouvrage (e.g. niveaux de sous-sol, étanchéité)
 - du type de force à transmettre au massif de fondation
 - de l'environnement (en particulier construit)
 - Les forces à transmettre peuvent être de trois types :
 - Ponctuelles: descentes de charge par piliers ou colonnes
 - Linéaires: efforts transmis par un mur porteur
 - Surfaiques: aires de stockage, réservoirs
- semelle isolée, semelle filante, (grillage de semelles), radier

Types de fondations superficielles



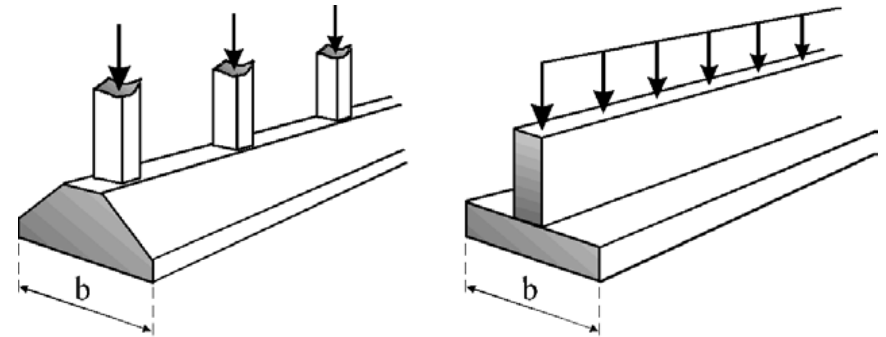
$$c < h/2$$

semelle non armée

$$h/2 < c < 4h$$

semelles en béton armé

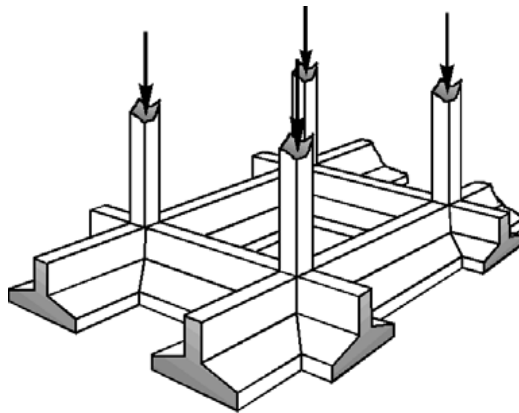
semelles isolées



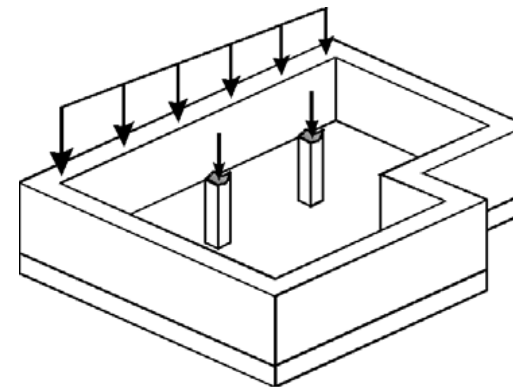
semelle sous colonnes

semelle sous mur

semelles filantes



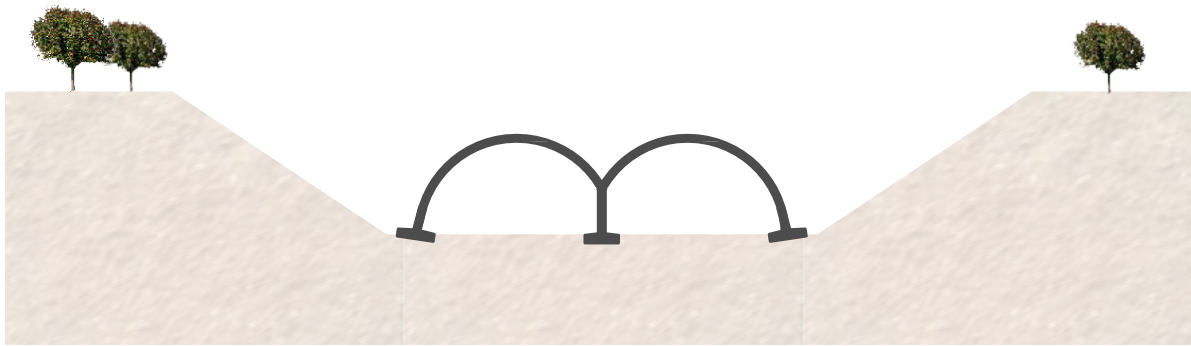
(grillage de semelles)



radier général

Illustrations de fondations superficielles

Contournement autoroutier de Berne (Westside)
Semelles filantes pour tranchée couverte



Illustrations de fondations superficielles

CCR - EPFL

Semelles filantes sous murs



Illustrations de fondations superficielles



Métro M2 (Vennes)
Radier



Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction

2. Analyse limite & capacité portante

3. Capacité portante

1. Cas de base

2. Généralisations

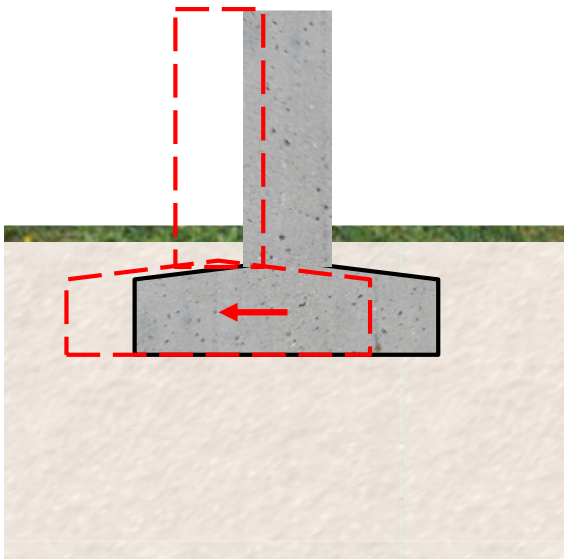
3. Vérification

4. Etats limites de service

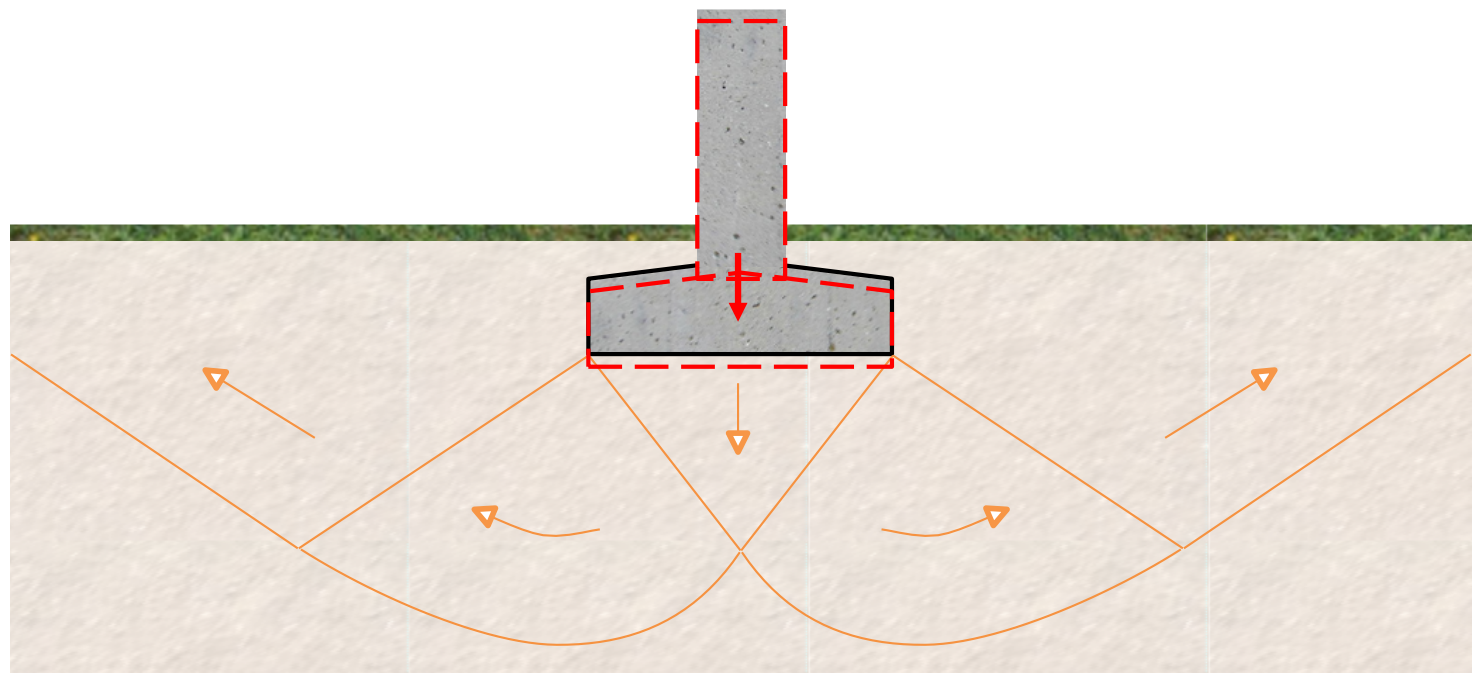
5. Procédure de dimensionnement

Etats limites pour les fondations superficielles

Etat limite ultime de mobilisation du sol (sécurité externe)

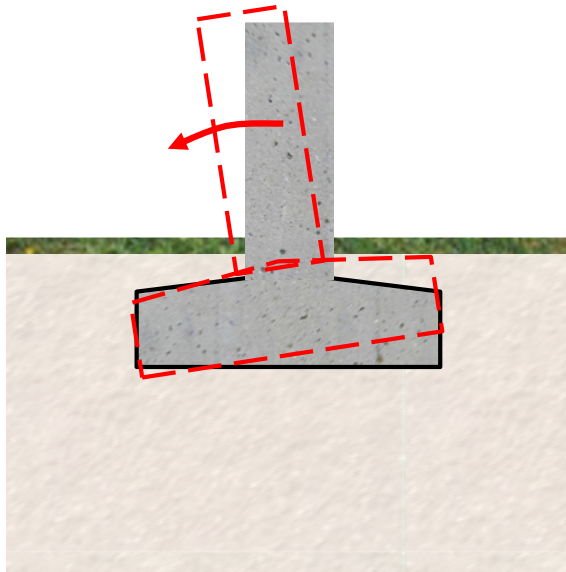


Glissement
ELU type 2 externe

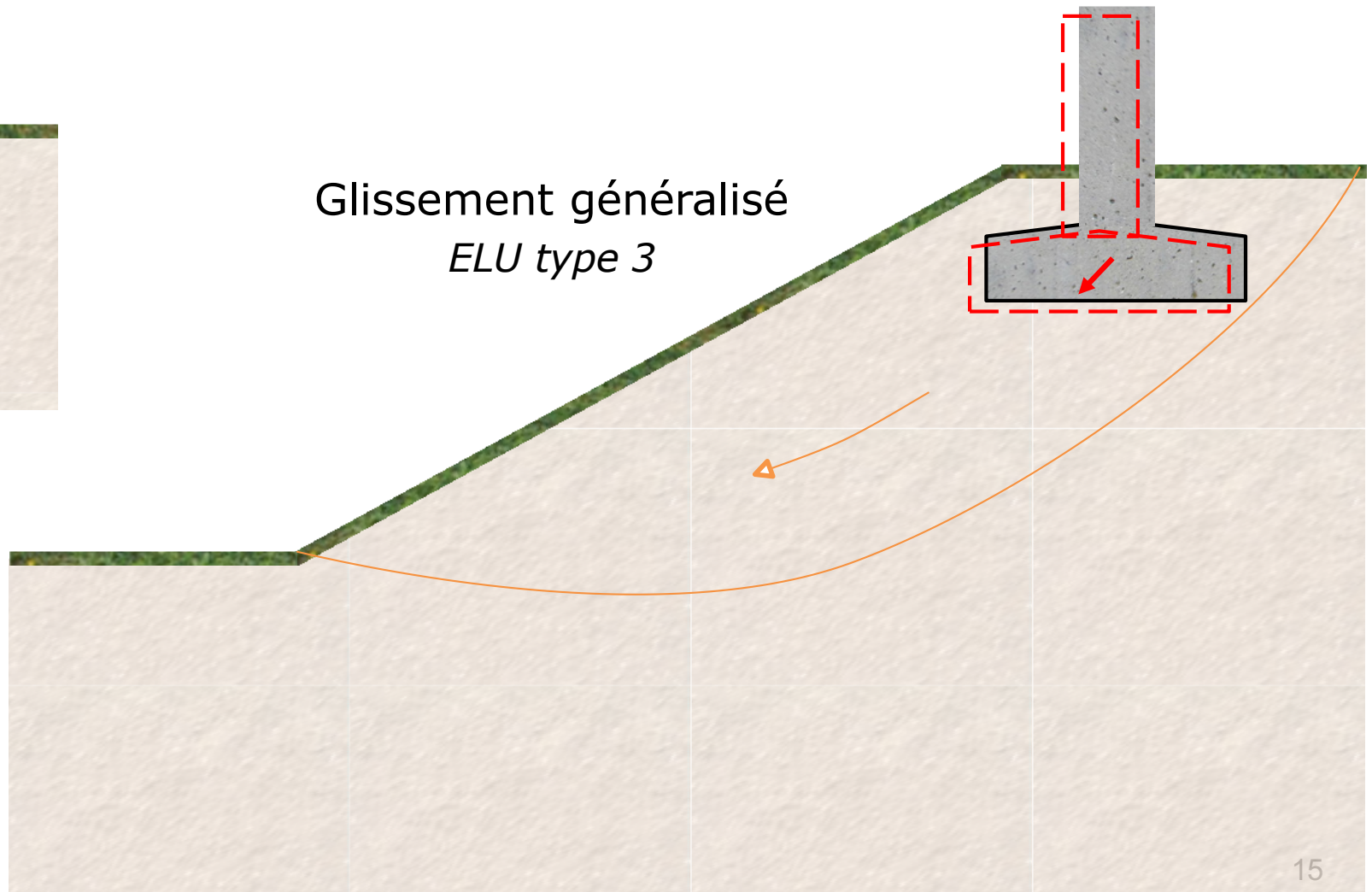


Poinçonnement
ELU type 2 externe

Etats limites pour les fondations superficielles



Basculement
(renversement)
ELU type 1



Glissement généralisé
ELU type 3

Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction

2. Analyse limite & capacité portante

3. Capacité portante

1. Cas de base

2. Généralisations

4. Etats limites de service

5. Procédure de dimensionnement

Example

ELU



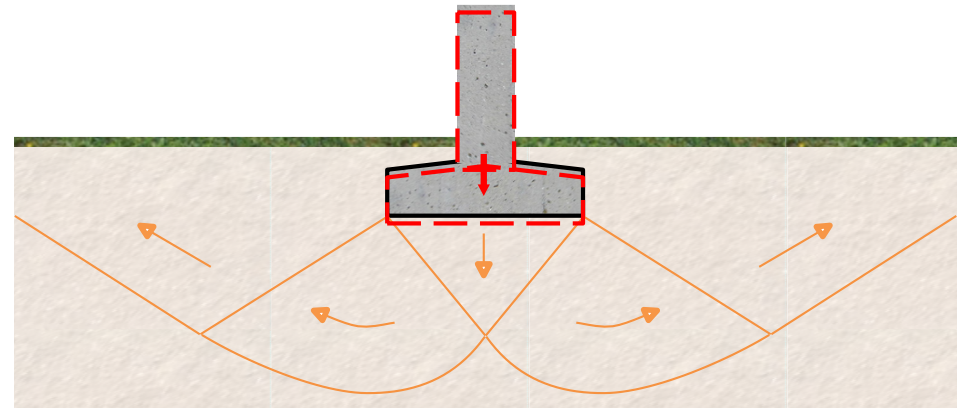
Jack-up rig failure, Kuwait Sept 2002

Cost of rig \$350M

Foundation “punch through” – crème brûlée failure

Rupture des structures géotechniques

- Vérification des états limites ultimes:
 - Détermination de la valeur limite (i.e. maximale) du chargement pour laquelle le sol se “rupture”
 - Fonction de
 - La géométrie du problème
 - des propriétés du sols
 - Du chargement fonction d'un nombre finis de paramètres (les actions)
- On néglige les déformations élastiques (rigide – plastique)
- c.f. semaine 2 & notes sur le moodle



- Vérification à court terme
 - Calcul en conditions non-drainées: en contraintes totales en utilisant un critère de rupture de Tresca (c_u cohésion non-drainée)
- Vérification à long-terme
 - Calcul en conditions drainées en contraintes effectives en utilisant un critère de rupture de Mohr-Coulomb (c' & ϕ')

Approche par l'intérieur – Vérification à court-terme

Example:



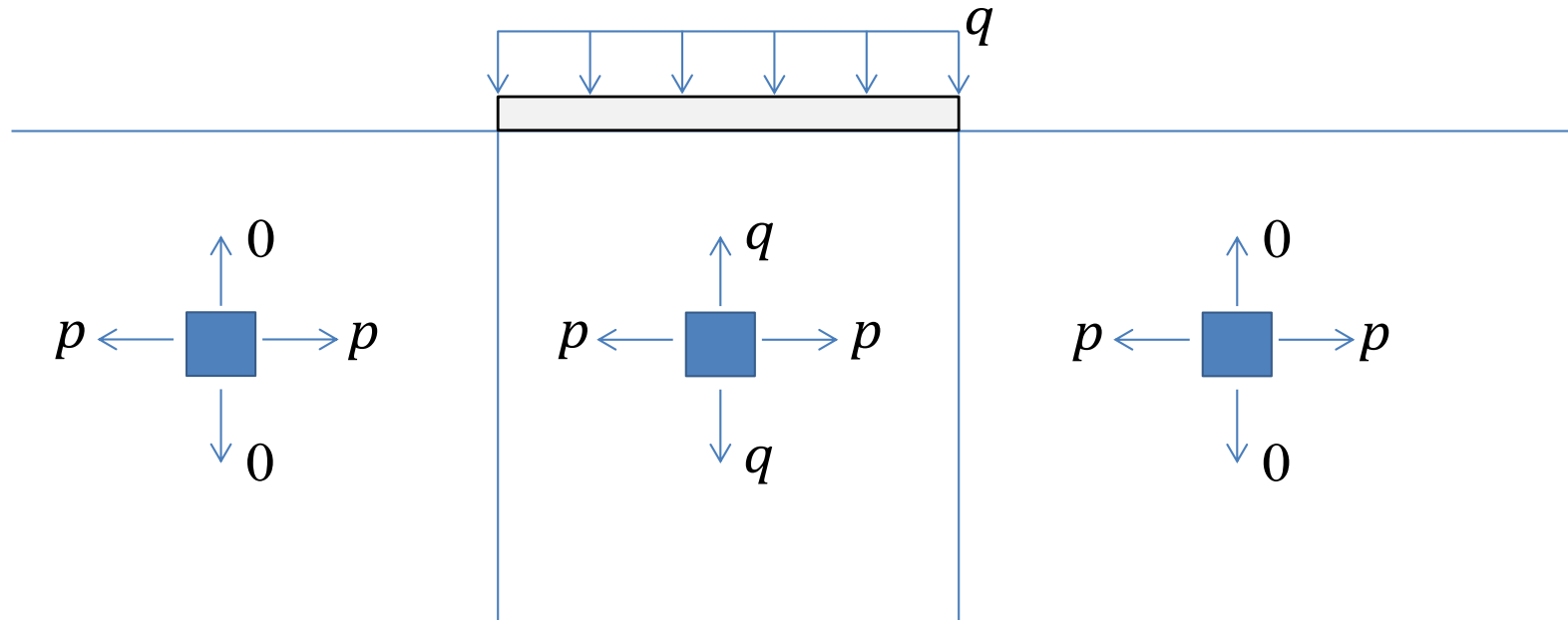
- Matériau de Tresca
- Non pesant

$$f(\sigma) = \sup \left(\frac{\sigma_i - \sigma_j}{2} - c \right) \quad i, j = 1, 2, 3$$

σ_i $i = 1, 2, 3$ contraintes principales

– Bornons $q^{\text{ult.}}$!

Approche par l'intérieur – Vérification à court-terme



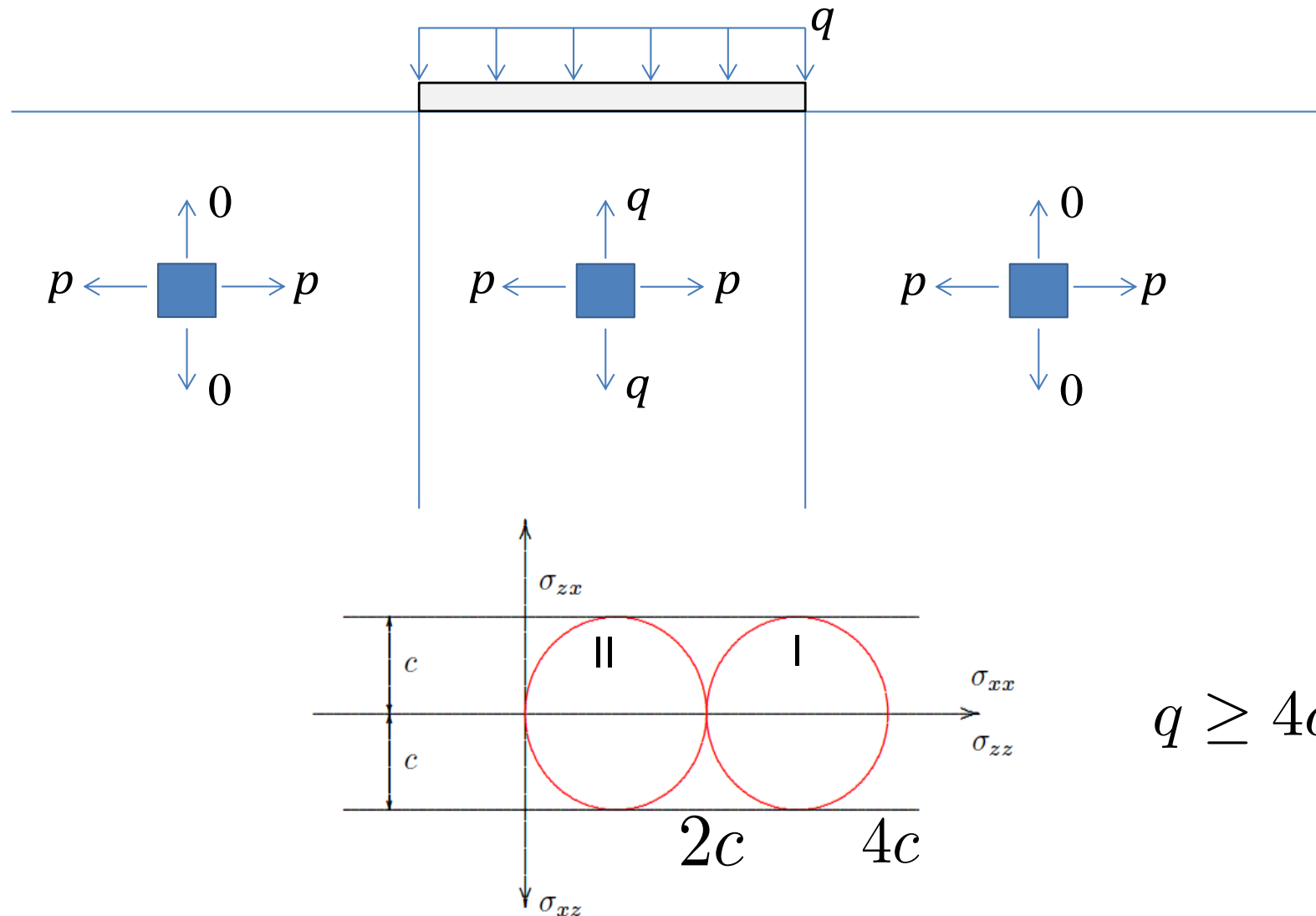
➡ Champ constant par morceaux

Critère de Tresca : $F = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2c_u$

Equilibre (OK): $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0$ ✓ $\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0$ ✓

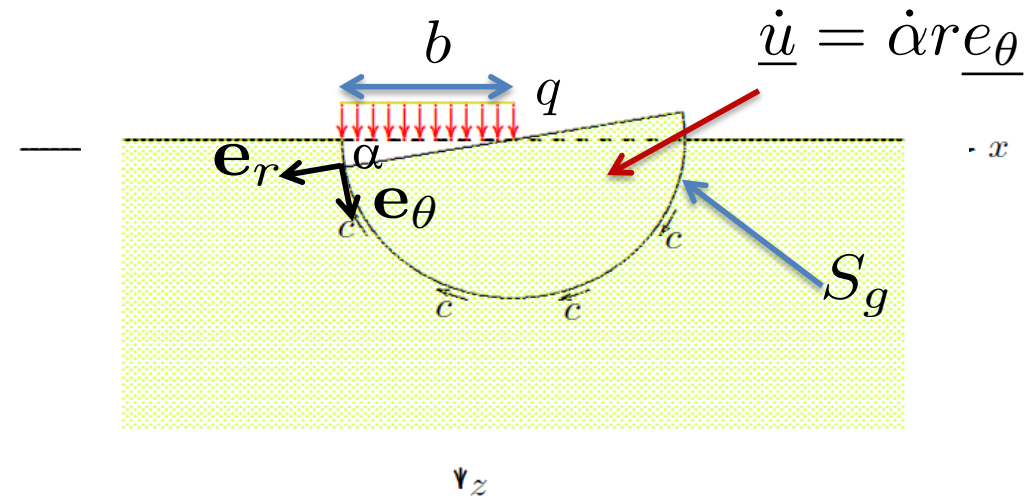
Approche par l'intérieur – Vérification à court-terme

→ Champ constant par morceaux



Exemple 1 – Vérification à court terme

- Approche par l'extérieur
 - On postule un mécanisme de rupture
 - 2 blocs rigides
 - 1 surface de glissement où le cisaillement = cohésion



$$[[\dot{u}]] = \dot{\alpha} b \underline{e}_\theta \text{ le long de } S_g$$

Puissance des efforts extérieurs

$$\mathcal{P}_{ext}(\dot{\alpha}) = \int_0^b t_i \dot{u}_i \, dS = \int_0^b q \dot{\alpha} r \, dr = \frac{1}{2} q \dot{\alpha} b^2$$

Energie dissipée sur la surface de glissement

$$\mathcal{P}_{diss}(\dot{\alpha}) = \int_{S_g} [[\dot{u}_i]] t_i \, dS = \int_0^\pi \dot{\alpha} b c \times b \, d\theta = \pi \dot{\alpha} c b^2$$

$$q \leq 2\pi c$$

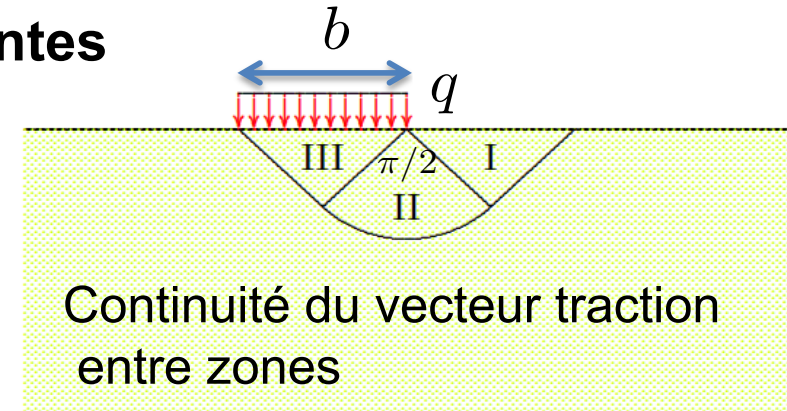
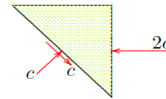
$$4 \leq \frac{q}{c} \leq 2\pi$$

Améliorons... approche par l'intérieur

Statique, 3 zones avec 3 champ de contraintes

- Zone I

$$\sigma_{xx} = 2c, \quad \sigma_{zz} = 0, \quad \sigma_{xz} = 0$$

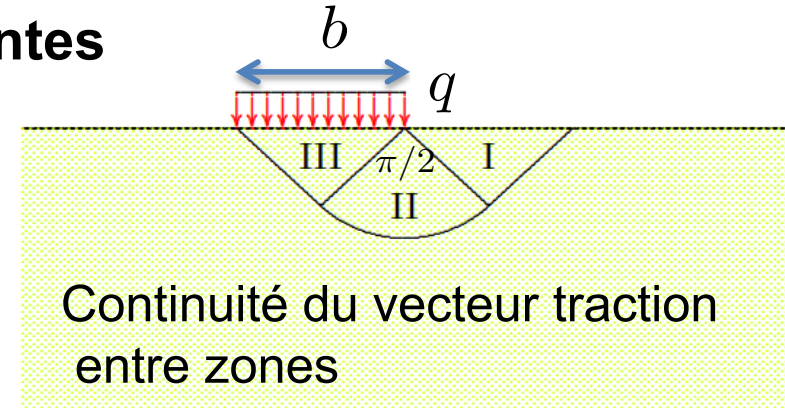
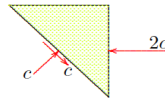


Améliorons... approche par l'intérieur

Statique, 3 zones avec 3 champ de contraintes

■ Zone I

$$\sigma_{xx} = 2c, \quad \sigma_{zz} = 0, \quad \sigma_{xz} = 0$$



■ Zone II (coordonnées polaires)

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} - \frac{2\sigma_{r\theta}}{r} = 0$$

– Hypothèses : $\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta}$ $\sigma_{r\theta} = -c$

Vérifie la continuité du vecteur traction entre les 2 zones

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} = 2c$$

→ $\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = c + 2c(\theta - \pi/4)$

Améliorons... approche par l'intérieur

Statique, 3 zones avec 3 champ de contraintes

■ Zone III

- A la frontière II/III

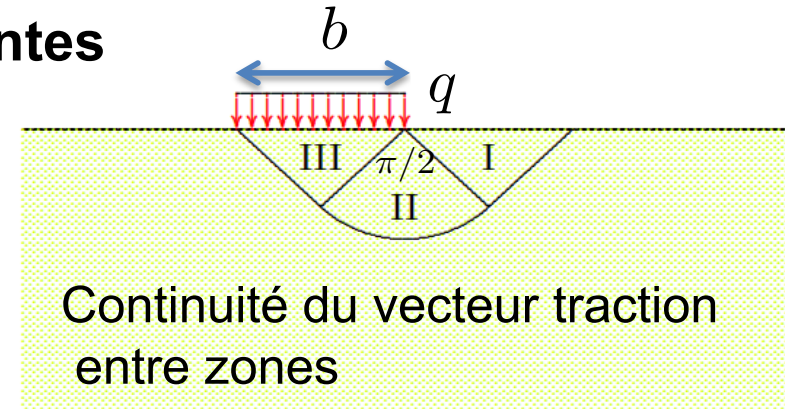
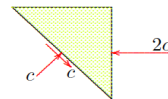
$$\theta = 3\pi/4 : \sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = c(\pi + 1), \sigma_{r\theta} = -c$$

- Continuité du vecteur traction entre II/III + champ uniforme en zone III

$$\sigma_{xx} = \pi c, \sigma_{zz} = (\pi + 2)c, \sigma_{xz} = 0$$

- On obtient donc la borne inférieure

$$q \geq (\pi + 2)c$$



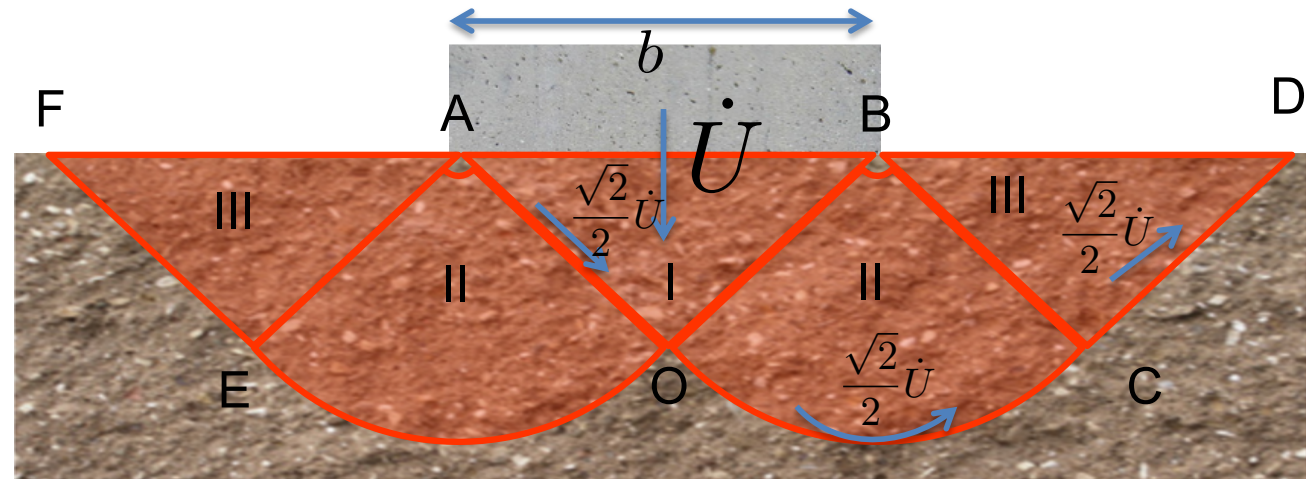
Cinématique... par l'extérieur

- I & III zones à vitesses uniformes (blocs rigides)

- II : cisaillement pur

Tenseur des taux de déformations:

$$\dot{\epsilon}_{r\theta} = \frac{\dot{u}_\theta}{2r} = \frac{\sqrt{2}\dot{U}}{4r}, \quad \dot{\epsilon}_{rr} = \dot{\epsilon}_{\theta\theta} = 0$$



À la rupture: $\sigma_{r\theta} = c$

Contribution à la dissipation:
$$\int_{II} \dot{\epsilon}_{ij} \sigma_{ij} dV = \int_0^R \int_0^{\pi/2} 2\dot{\epsilon}_{r\theta} \sigma_{r\theta} r dr d\theta = \frac{\sqrt{2}}{2} \dot{U} \frac{\pi}{2} c \times \frac{b}{\sqrt{2}}$$

- Surfaces de glissement (AO), (OC), (CD) * 2

Contribution à la dissipation:

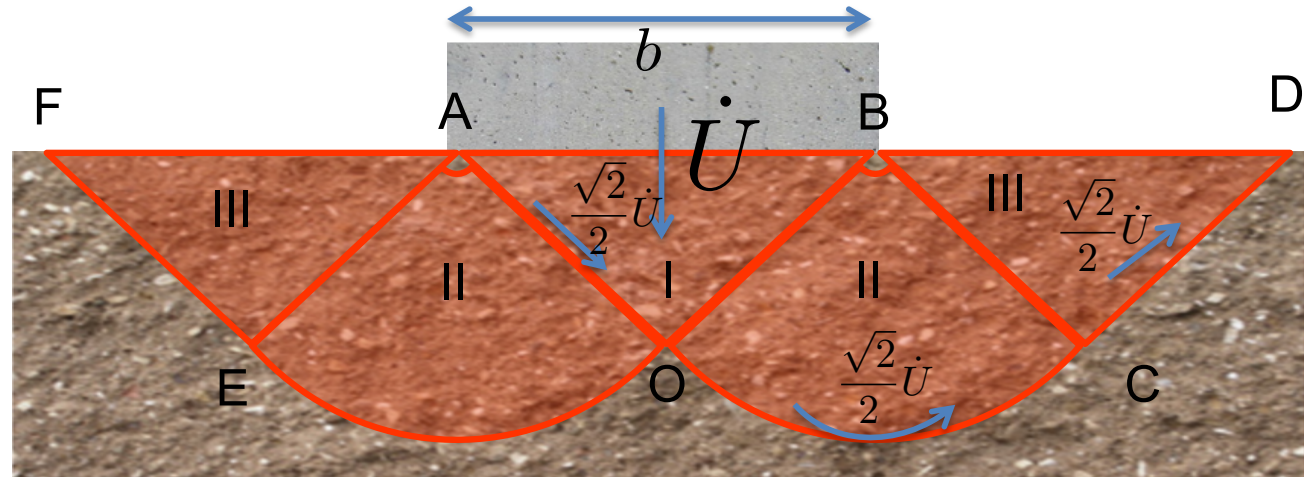
$$\int_{S_{AO}} [[\dot{u}_i]] \sigma_{ij} n_j dS = \frac{\sqrt{2}}{2} \dot{U} c \times \frac{b}{\sqrt{2}} = \int_{S_{CD}} [[\dot{u}_i]] \sigma_{ij} n_j dS$$

$$\int_{S_{OC}} [[\dot{u}_i]] \sigma_{ij} n_j dS = \int_0^{\pi/2} \frac{\sqrt{2}}{2} \dot{U} c \times \frac{b}{\sqrt{2}} d\theta = \frac{\pi}{4} \dot{U} c \times b$$

Cinématique... par l'extérieur

Prandtl 1920

- I & III zones à vitesses uniformes (blocs rigides)
- II : cisaillement pur



- Surfaces de Glissement (AO), (OC), (CD) * 2

- Dissipation totale $\int_V \dot{\epsilon}_{ij} \sigma_{ij} dV + \int_{S_\Sigma} [[\dot{u}_i]] \sigma_{ij} n_j dS = 2 \times \left(\int_{II} \cdot + \int_{AO} \cdot + \int_{OC} \cdot + \int_{CD} \cdot \right)$

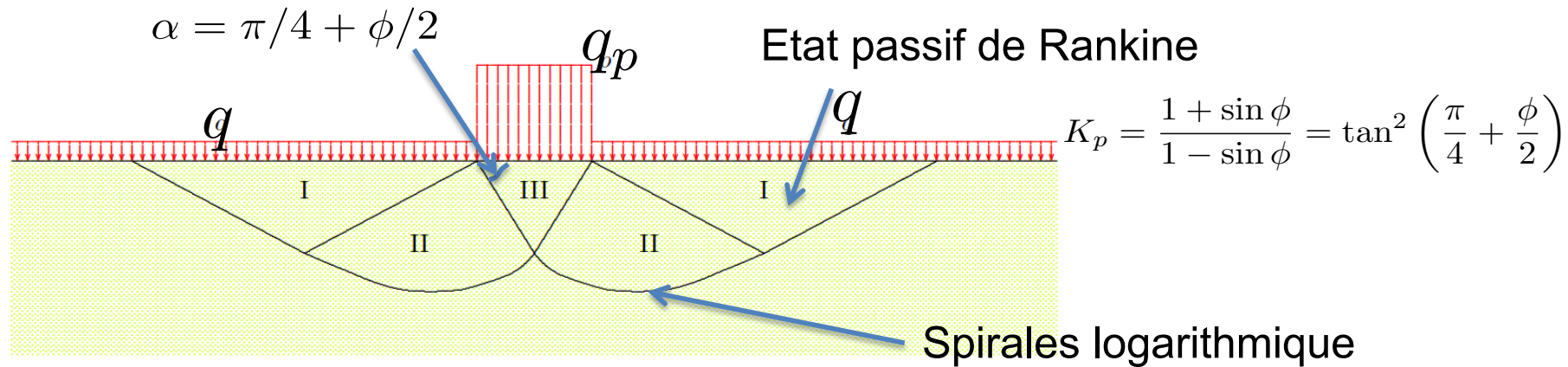
$$(2 + \pi)c\dot{U}b$$

- Puissance des efforts extérieurs $q\dot{U}b$

$$\Rightarrow q \leq (\pi + 2)c$$

Les bornes sup & inf coïncident!
La solution est exacte !

Vérification à long-terme: Mohr-Coulomb + surcharge



$$q_p = cN_c + qN_q$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Solution exacte également

ATTENTION

Semelle lisse !

+

Effet du poids du sol négligé sur le développement du mécanisme de rupture ☹

Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction

2. Analyse limite & capacité portante

3. Capacité portante

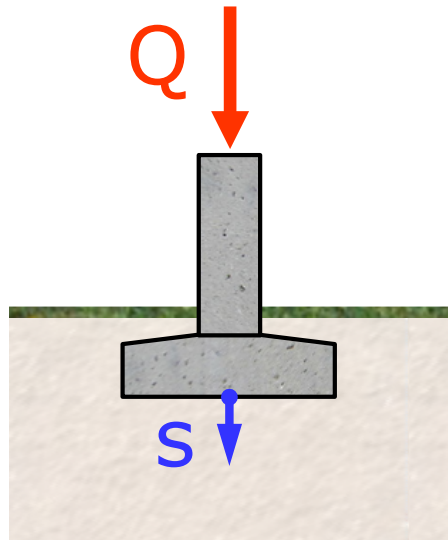
1. Cas de base

2. Généralisations

4. Etats limites de service

5. Procédure de dimensionnement

Chargement vertical d'une fondation superficielle

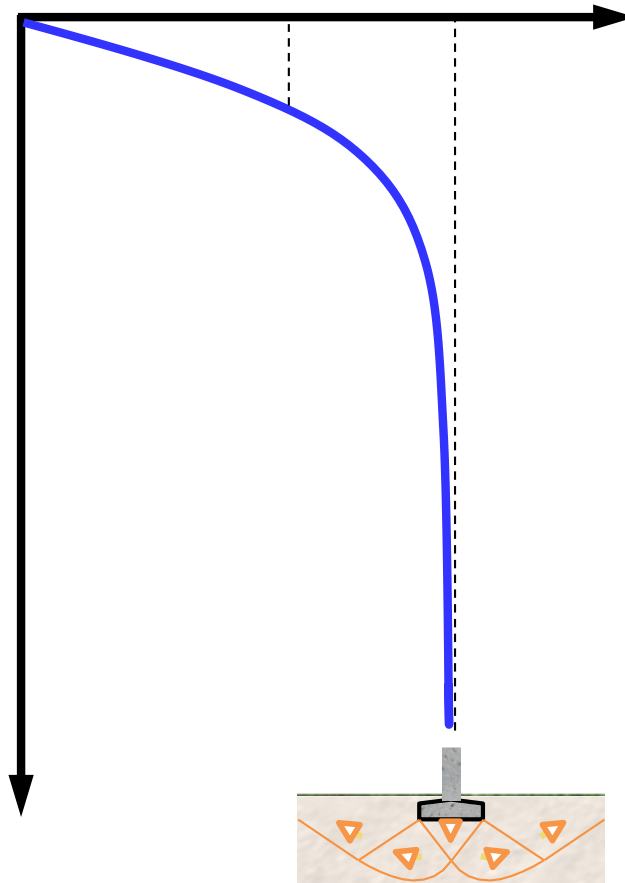


contrainte moyenne
exercée par la
fondation sur le sol

$$q = Q/A$$

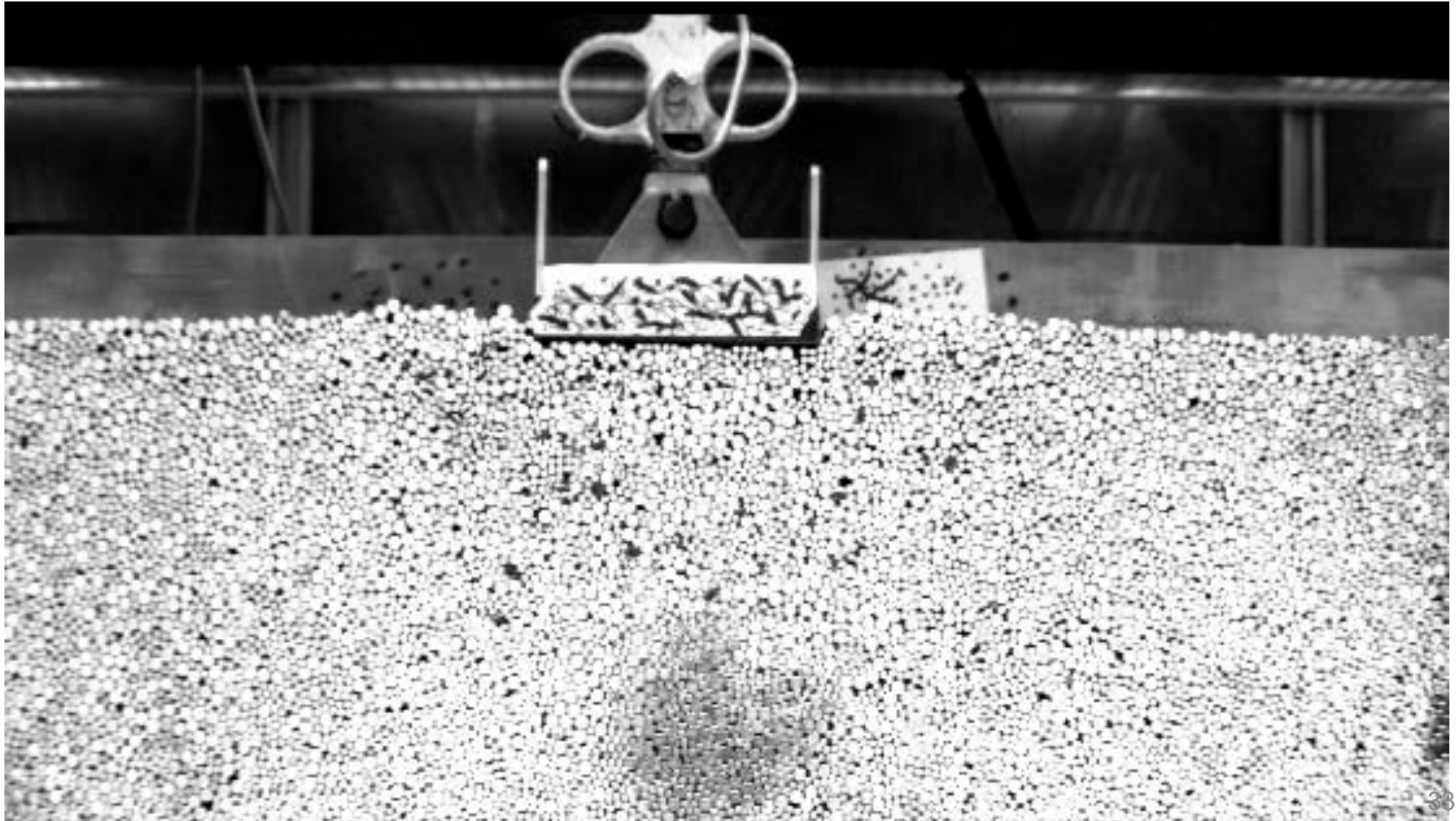
q_c q_p

tassement S

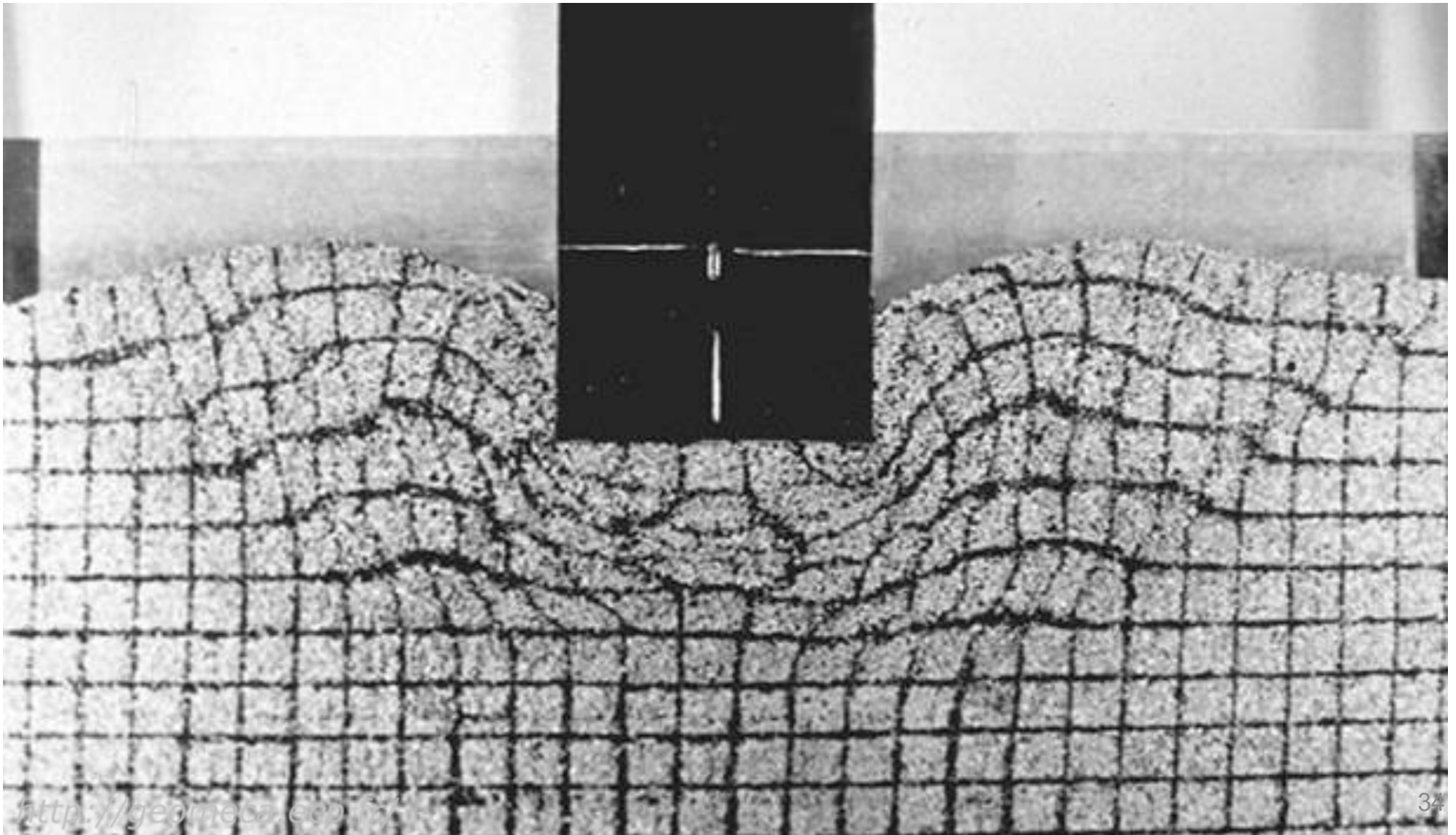


- $0 < q < q_c$
Réponse élastique du sol (quasi linéaire) → domaine de service
- $q_c < q < q_p$
Apparition, puis développement de zones plastiques → réponse non linéaire et partiellement différée
- $q = q_p$
Poinçonnement du sol (ELU type 2)
 q_p : capacité portante du sol
ou contrainte de poinçonnement

Mécanisme de rupture par poinçonnement



Mécanisme de rupture par poinçonnement



Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction

2. Rappels d'analyse limite

3. Capacité portante

1. Cas de base

2. Généralisations

4. Etats limites de service

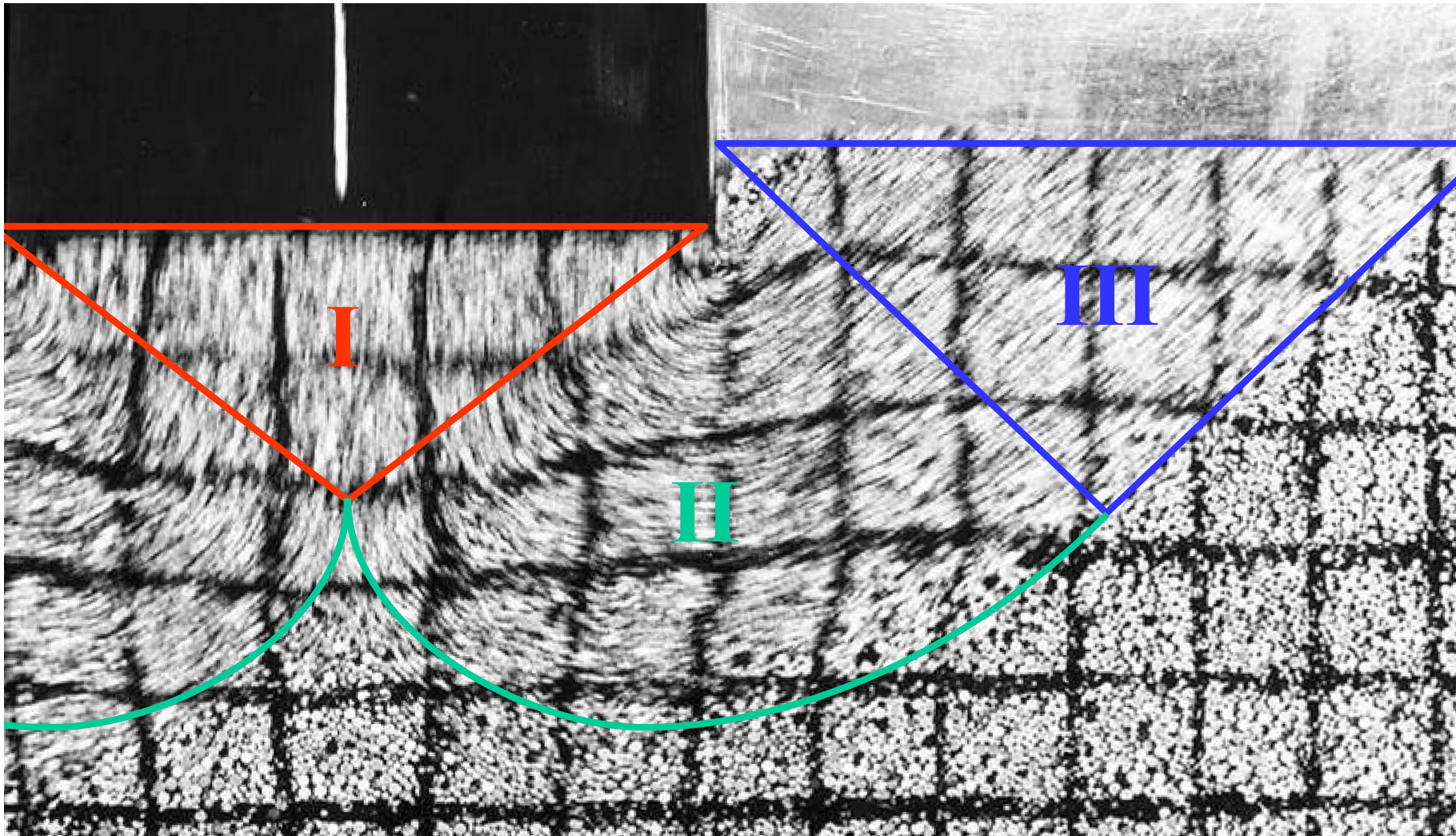
5. Procédure de dimensionnement

Cas de base – Terzaghi (1951)

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle lisse infiniment longue

- **Sol**
 - compact ($\gamma > \sim 20 \text{ kN/m}^3$)
 - homogène, isotrope
 - résistance au cisaillement donnée par Coulomb
- **Semelle**
 - lisse
 - infiniment longue
- **Charge**
 - verticale
 - centrée

Mécanisme de rupture par poinçonnement

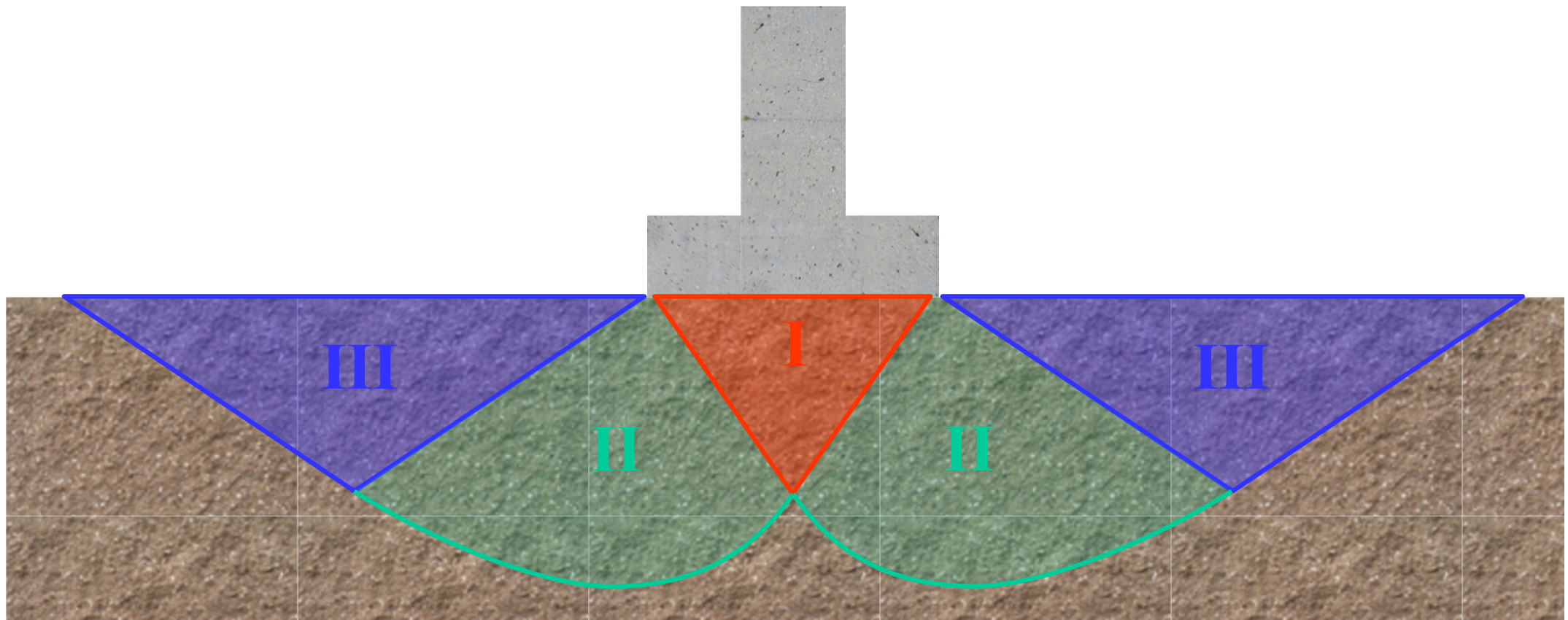


Poinçonnement généralisé sous une semelle lisse

I. et **III** : zones en état d'équilibre limite de Rankine

II. : zone de cisaillement radial

Spirale logarithmique assurant la transition entre les zones **I** et **III**

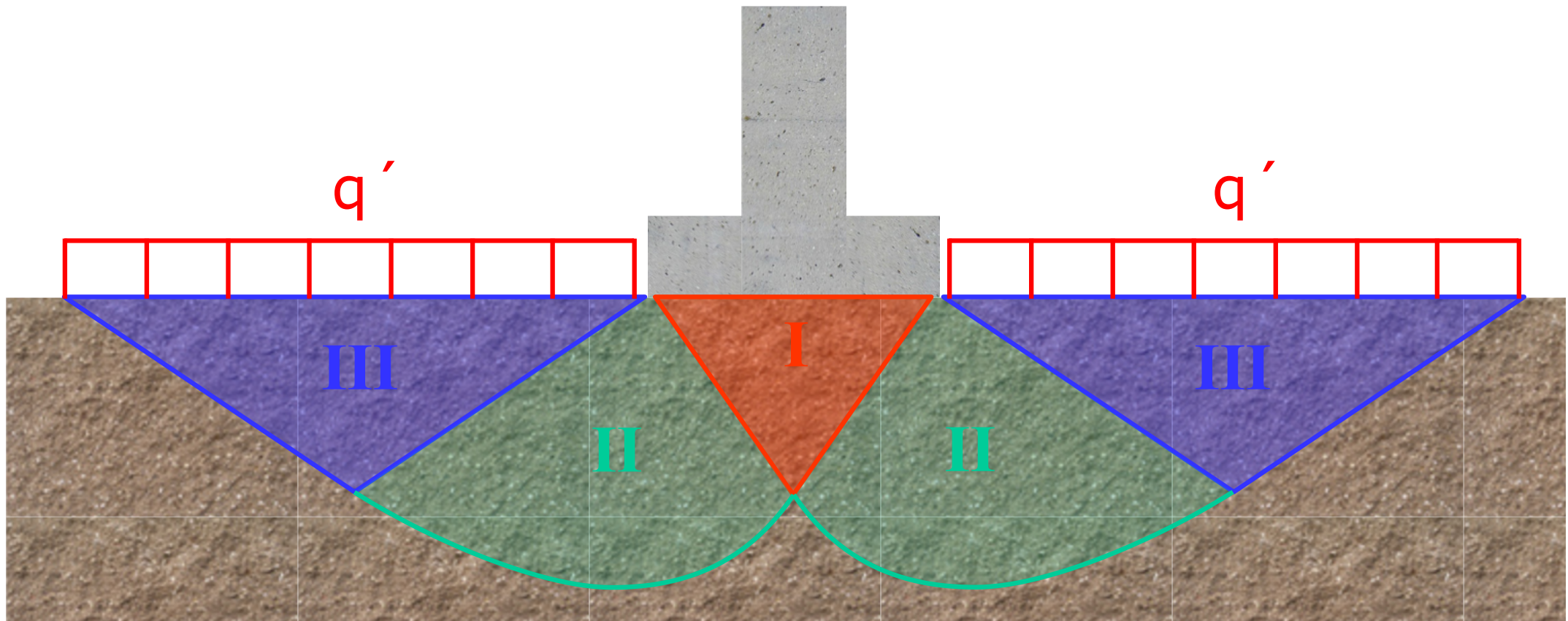


Résistances au mouvement offertes par le sol

$c' N_c$: cohésion c' le long de la surface de glissement

$q' N_q$: surcharge latérale effective au niveau de l'assise

$\frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$: poids de la masse en mouvement



Capacité portante du cas de base [Terzaghi, 1951]

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

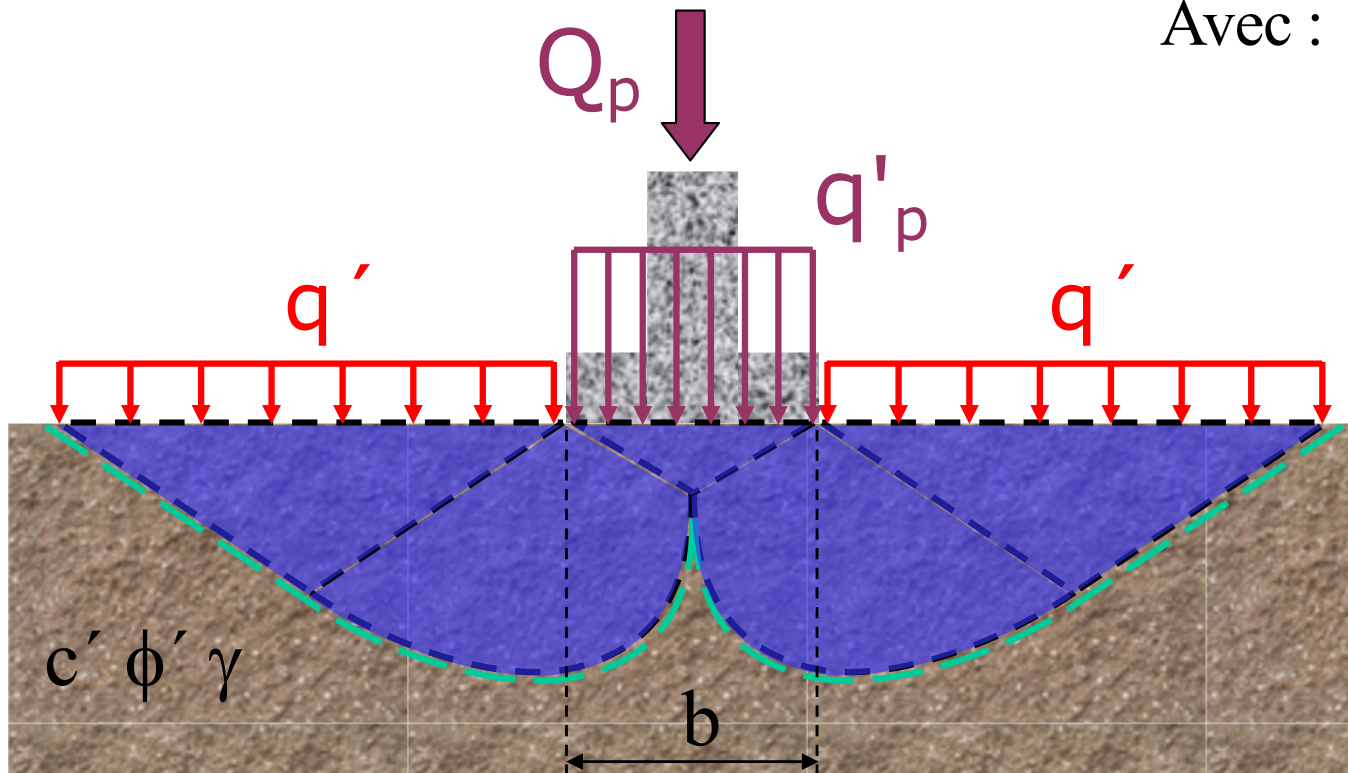
$$Q_p = q'_p b \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

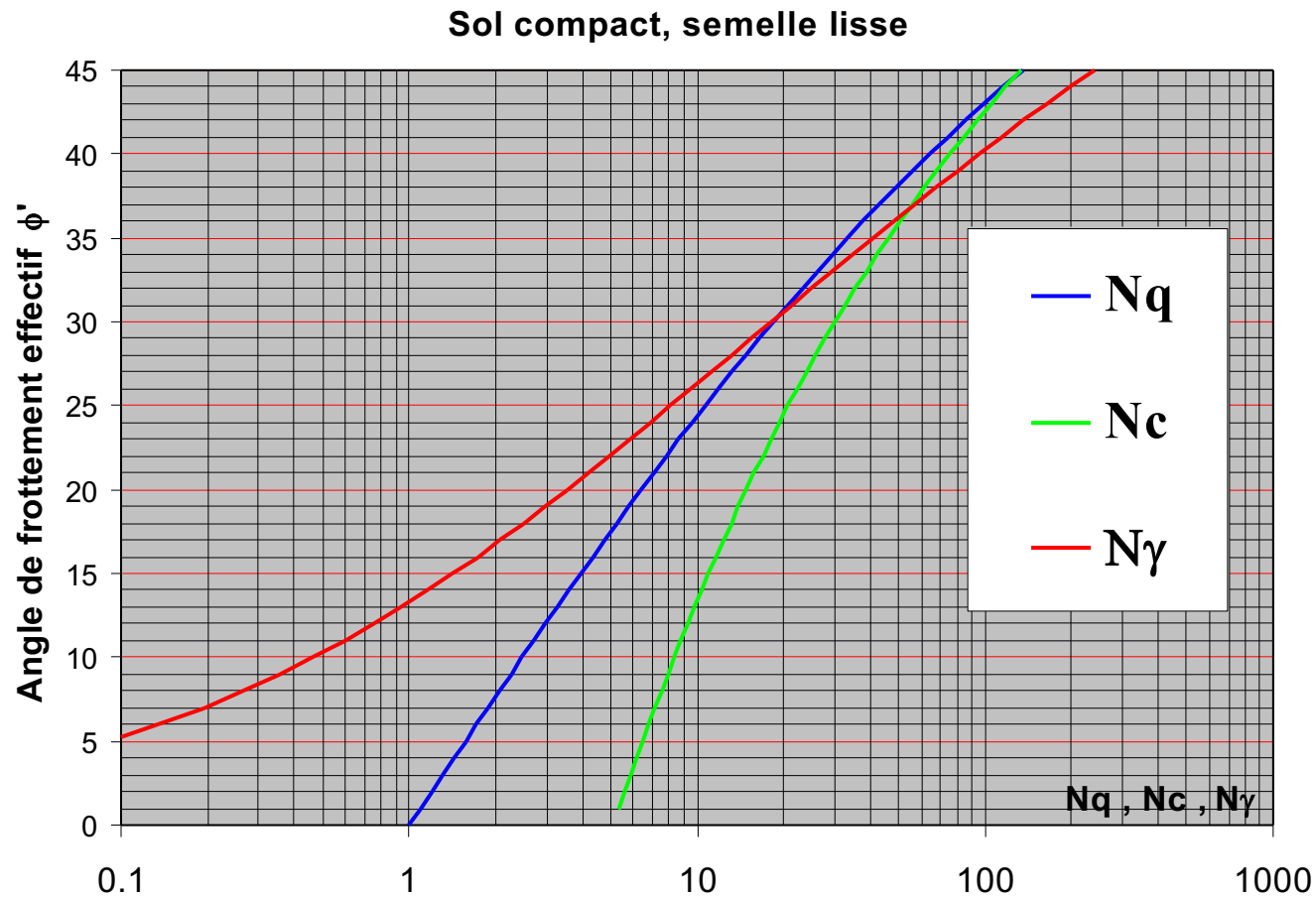
$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi'$$



Courbes N_q , N_c , N_γ (sol compact, semelle lisse)

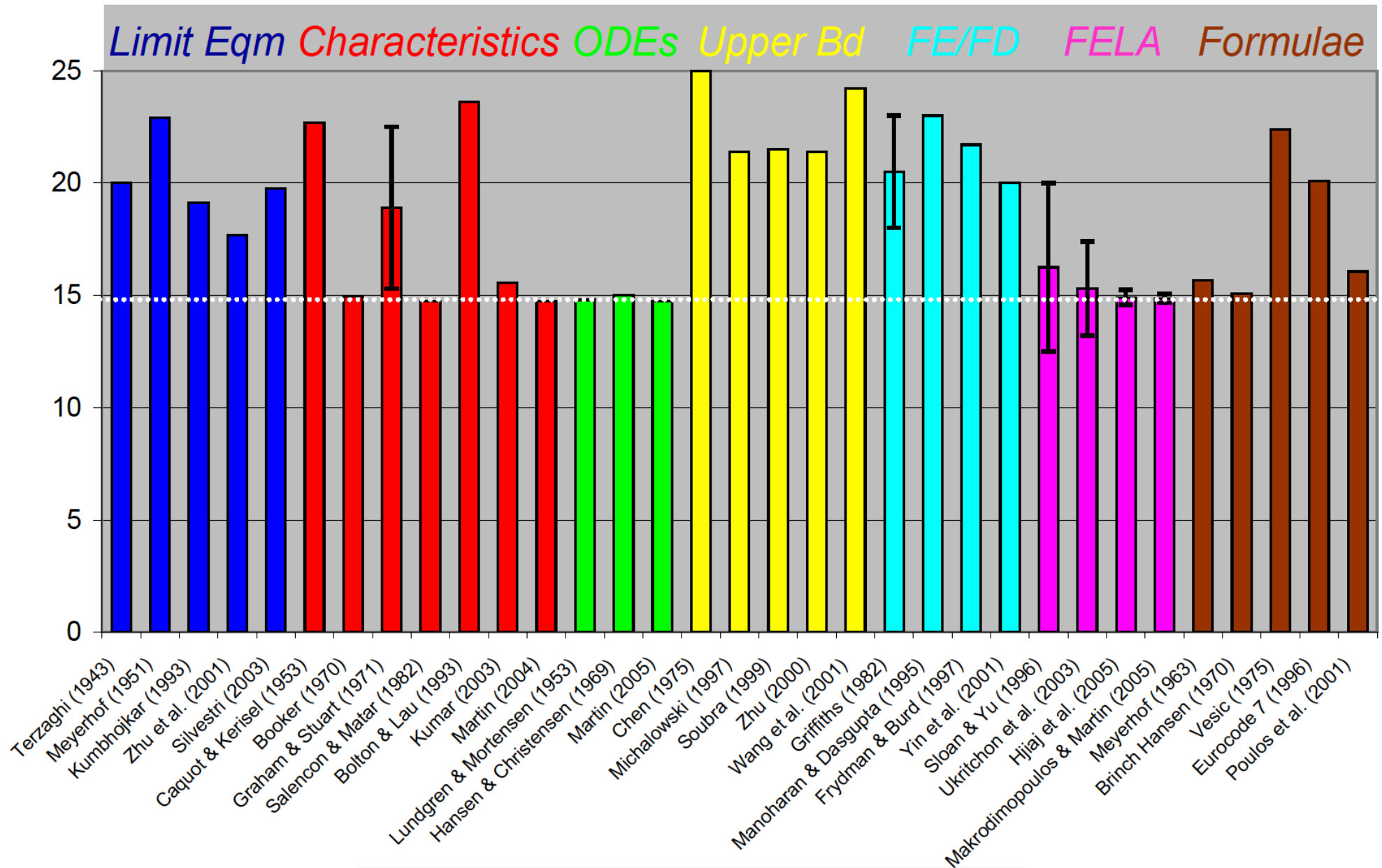


$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \phi'$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi'$$

N_γ by various methods $\phi = 30^\circ, \delta = \phi$



Cas de base

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle rugueuse infiniment longue

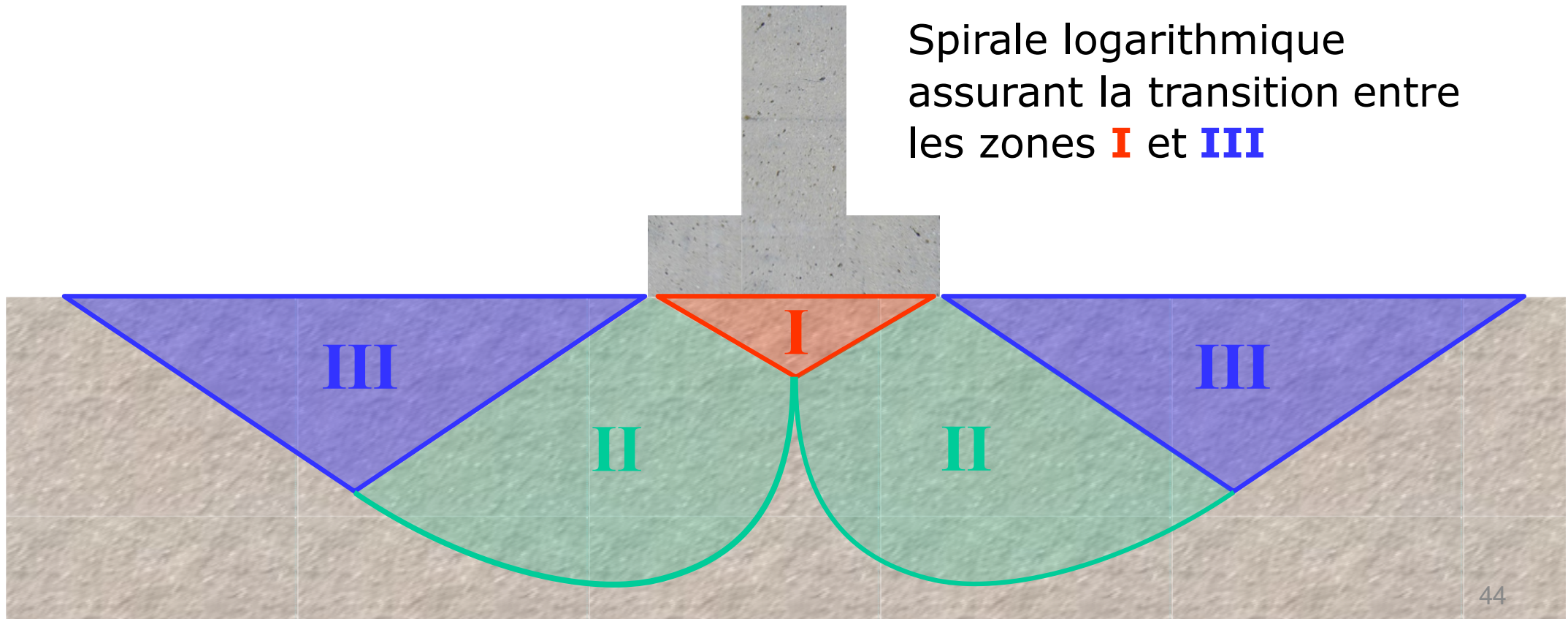
- **Sol**
 - compact ($\gamma > \sim 20 \text{ kN/m}^3$)
 - homogène, isotrope
 - résistance au cisaillement donnée par Coulomb
- **Semelle**
 - — Lisse rugueuse
 - infiniment longue
- **Charge**
 - verticale
 - centrée

Mécanisme de rupture par poinçonnement

I : état élastique

III : état d'équilibre passif de Rankine

II : zone de cisaillement radial

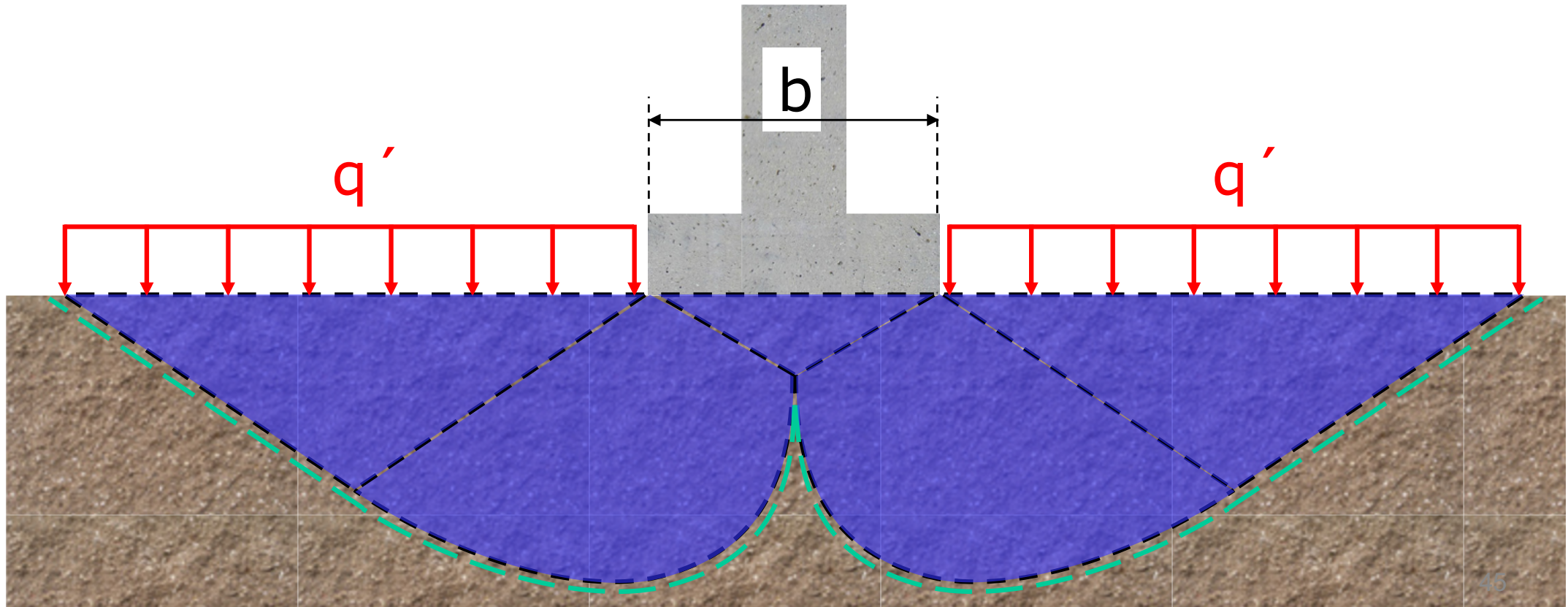


Résistances au mouvement offertes par le sol

$c' N_c$: cohésion c' le long de la surface de glissement

$q' N_q$: surcharge latérale effective au niveau de l'assise

$\frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$: poids de la masse en mouvement



Capacité portante du cas de base [Terzaghi, 1951]

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

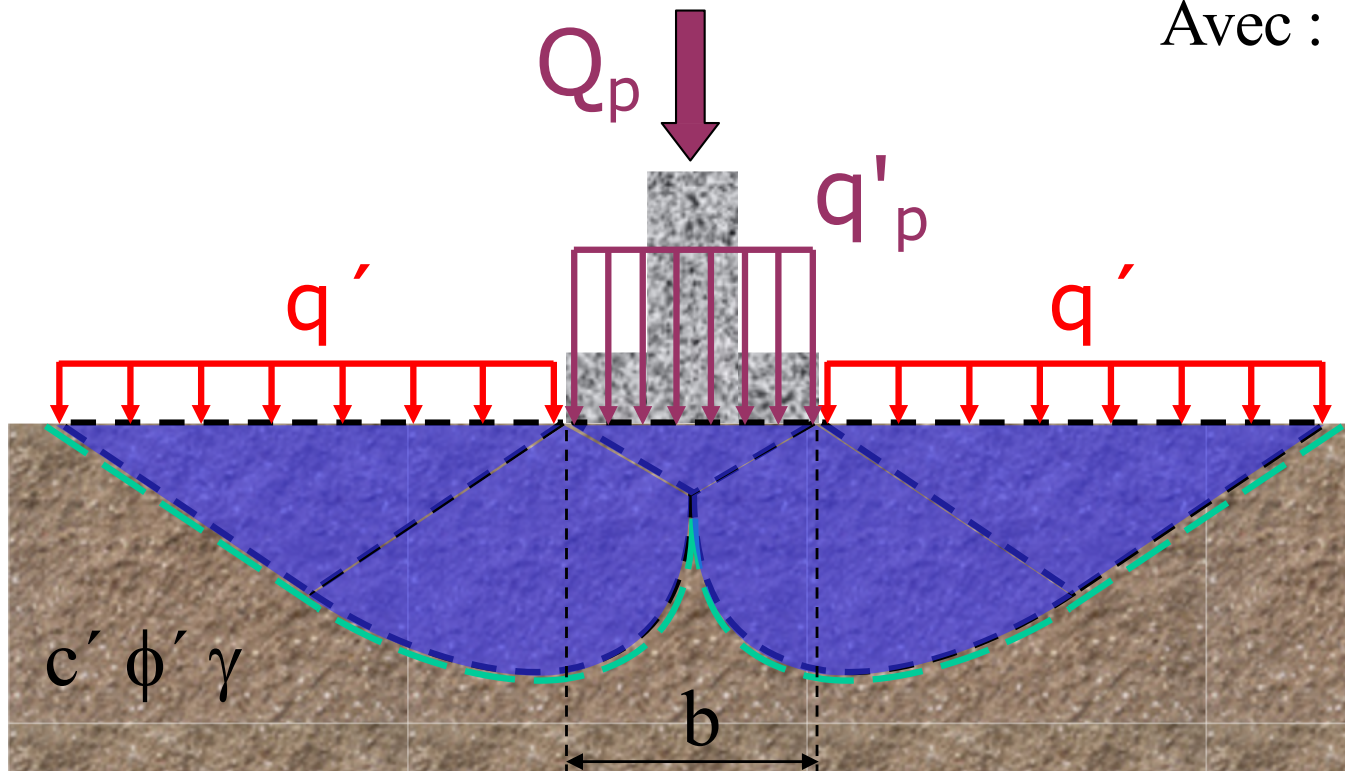
$$Q_p = q'_p b \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

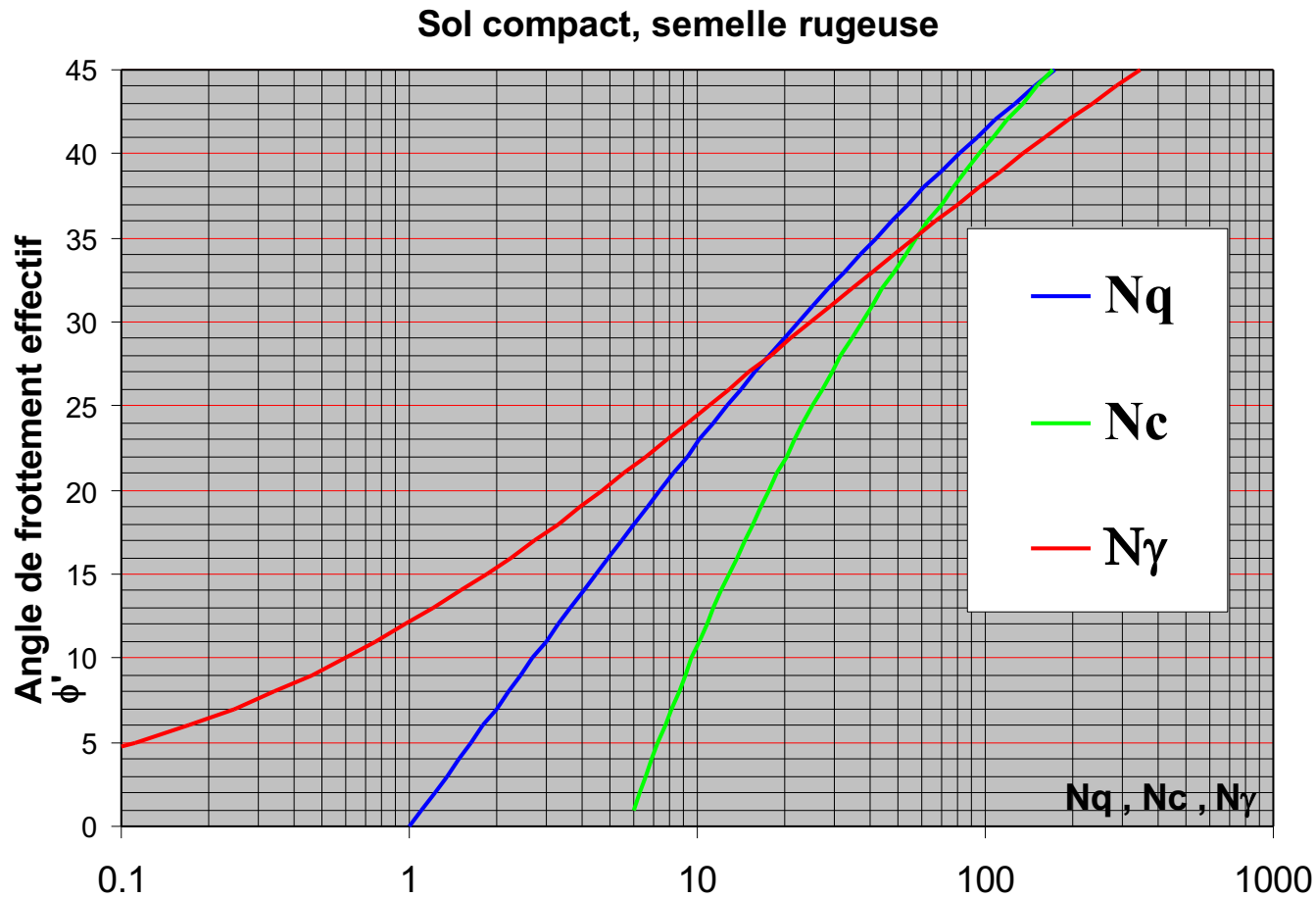
$$N_q = \frac{e^{\left(\left(\frac{3\pi}{2} - \phi'\right) \tan \phi'\right)}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$



Courbes N_q , N_c , N_γ (sol compact)



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

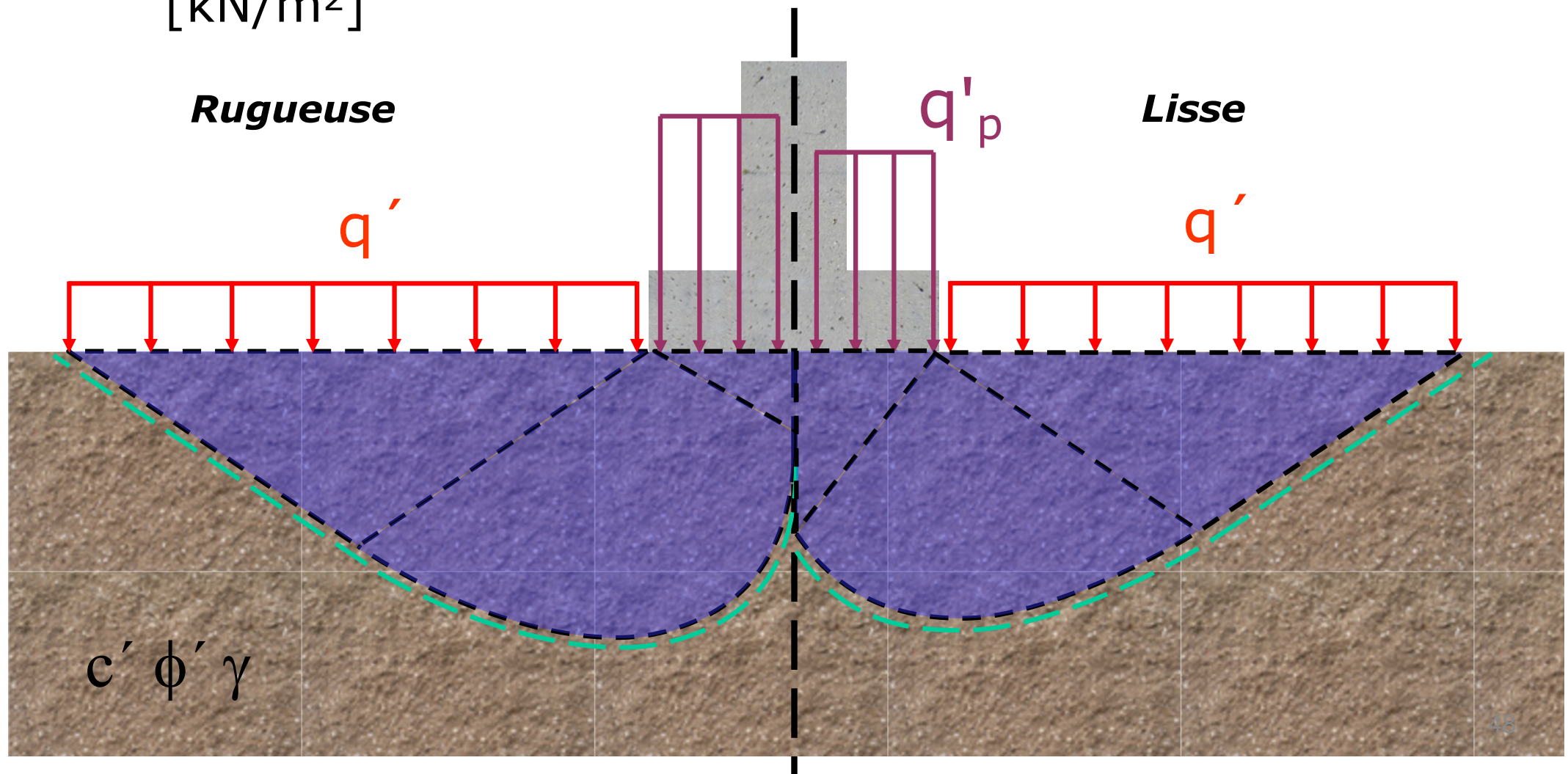
$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Poinçonnement généralisé semelle lisse / rugueuse

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$

[kN/m²]



Poinçonnement généralisé semelle lisse / rugueuse

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$

[kN/m²]

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Rugueuse

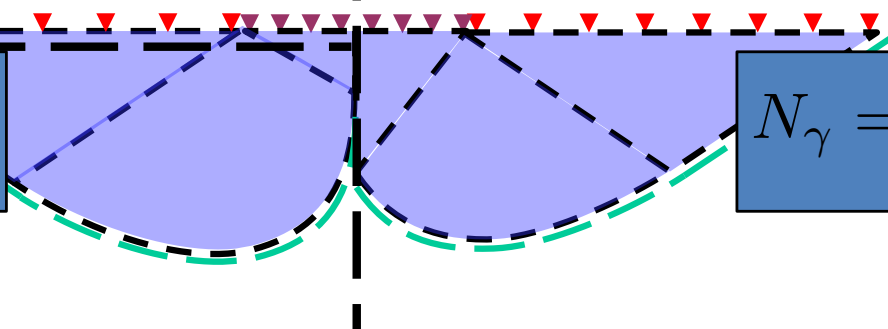
Lisse

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \phi'$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotan \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi'$$



Cas de base

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle lisse infiniment longue

- **Sol**
 - compact ($\gamma > \sim 20 \text{ kN/m}^3$)
 - homogène, isotrope
 - résistance au cisaillement donnée par Coulomb
- **Semelle**
 - Lisse
 - — infiniment longue rectangulaire, circulaire
 - —
- **Charge**
 - verticale
 - centrée

Semelle isolée de forme rectangulaire ou circulaire

La formule de capacité portante des semelles infiniment longues reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs de forme

$$q'_p = c' N_c s_c + q' N_q s_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma s_\gamma$$



L

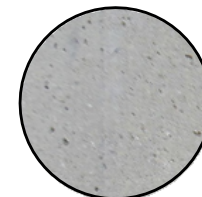
$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_q = 1 + \frac{b'}{L'} \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{b'}{L'} \geq 0.6$$



b



Cas de base

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle lisse infiniment longue

- **Sol**
 - compact ($\gamma > \sim 20 \text{ kN/m}^3$)
 - homogène, isotrope
 - résistance au cisaillement donnée par Coulomb
- **Semelle**
 - Lisse
 - infiniment longue
- **Charge**
 - verticale
 - —Centrée excentrée

Influence d'une excentricité e de la charge

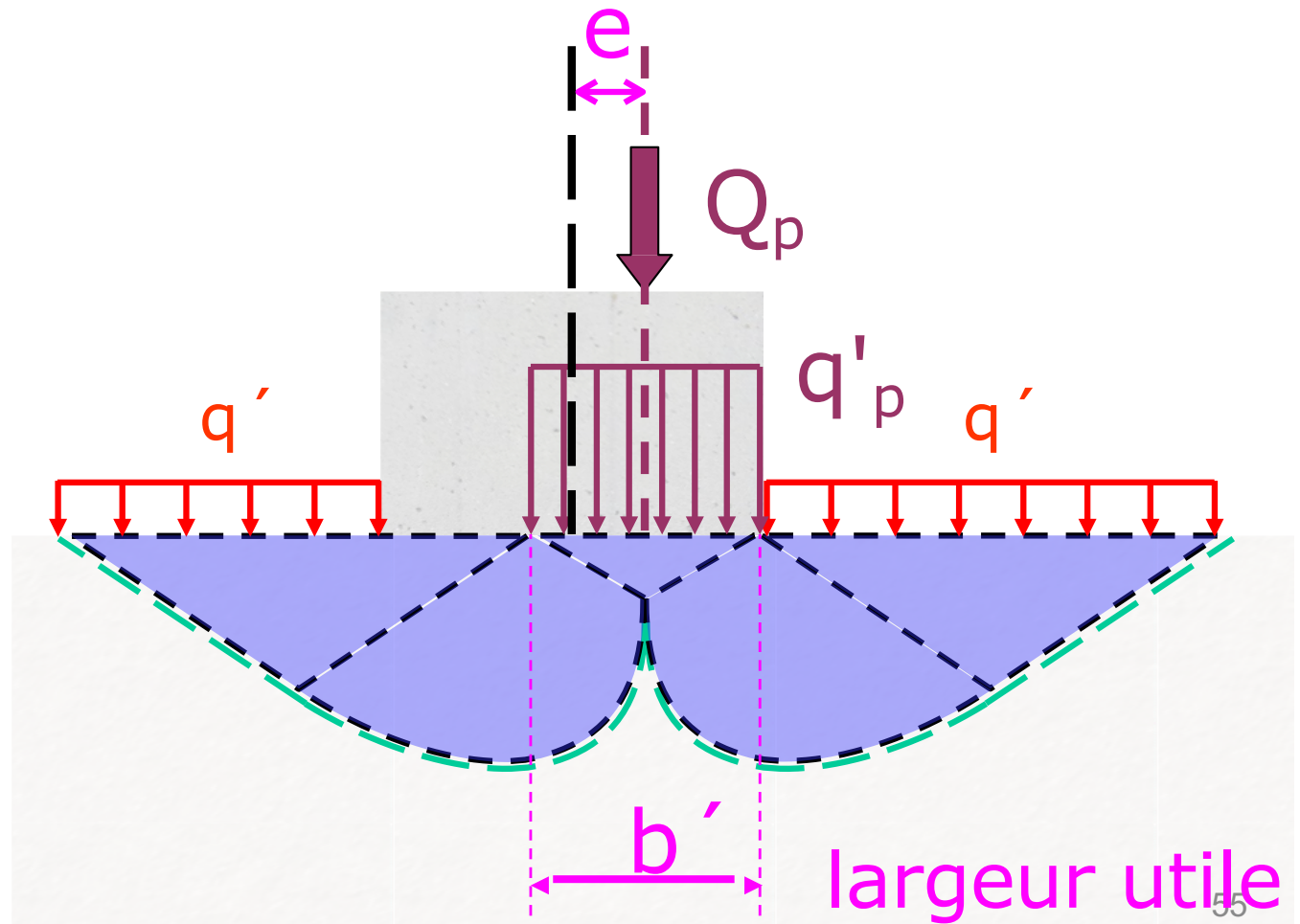
$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b' \gamma N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_p = q'_p b' \text{ [kN/m}'\text{]}$$

$$b' = b - 2e$$

Correction de Meyerhof :

Seule la partie de la semelle symétrique par rapport à la charge est utile, l'autre partie étant superflue



Influence d'une excentricité de la charge

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b' \gamma N_\gamma \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_p = q'_p b' L' \text{ [kN]}$$

Avec:

$$b' = b - 2 \cdot e_b$$

largeur utile

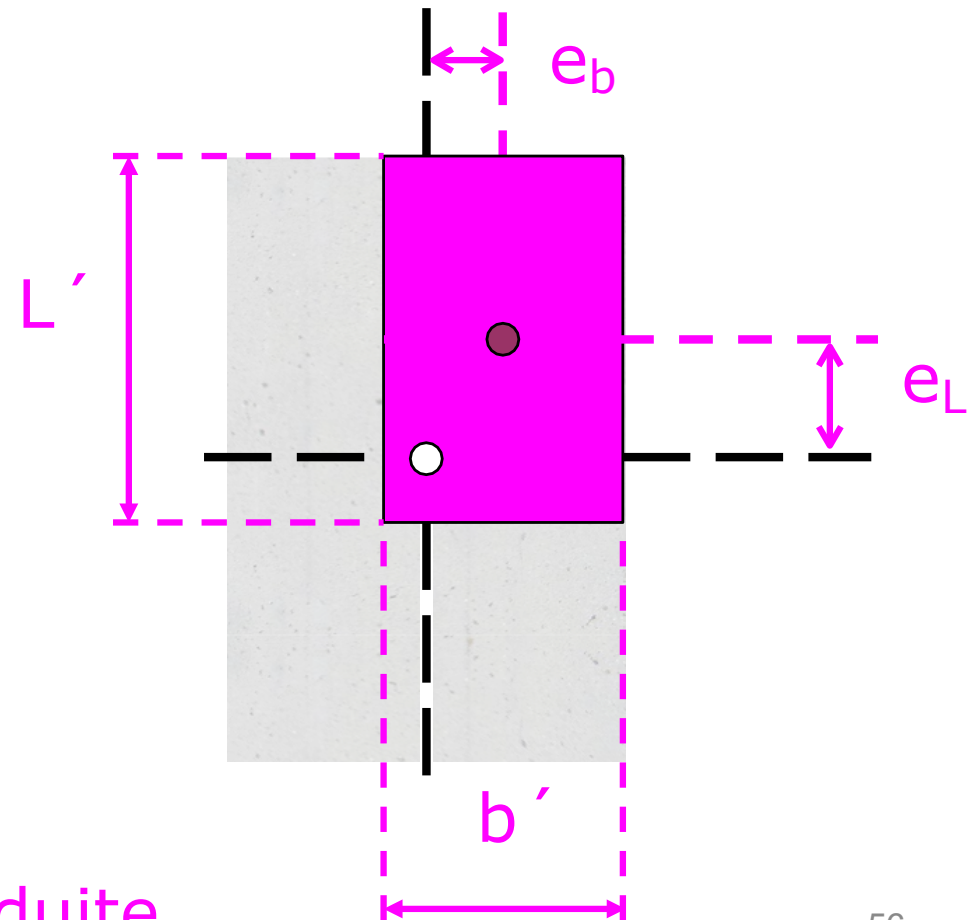
$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

longueur utile

$$A' = b' \cdot L'$$

surface utile

ou effective **ou** réduite



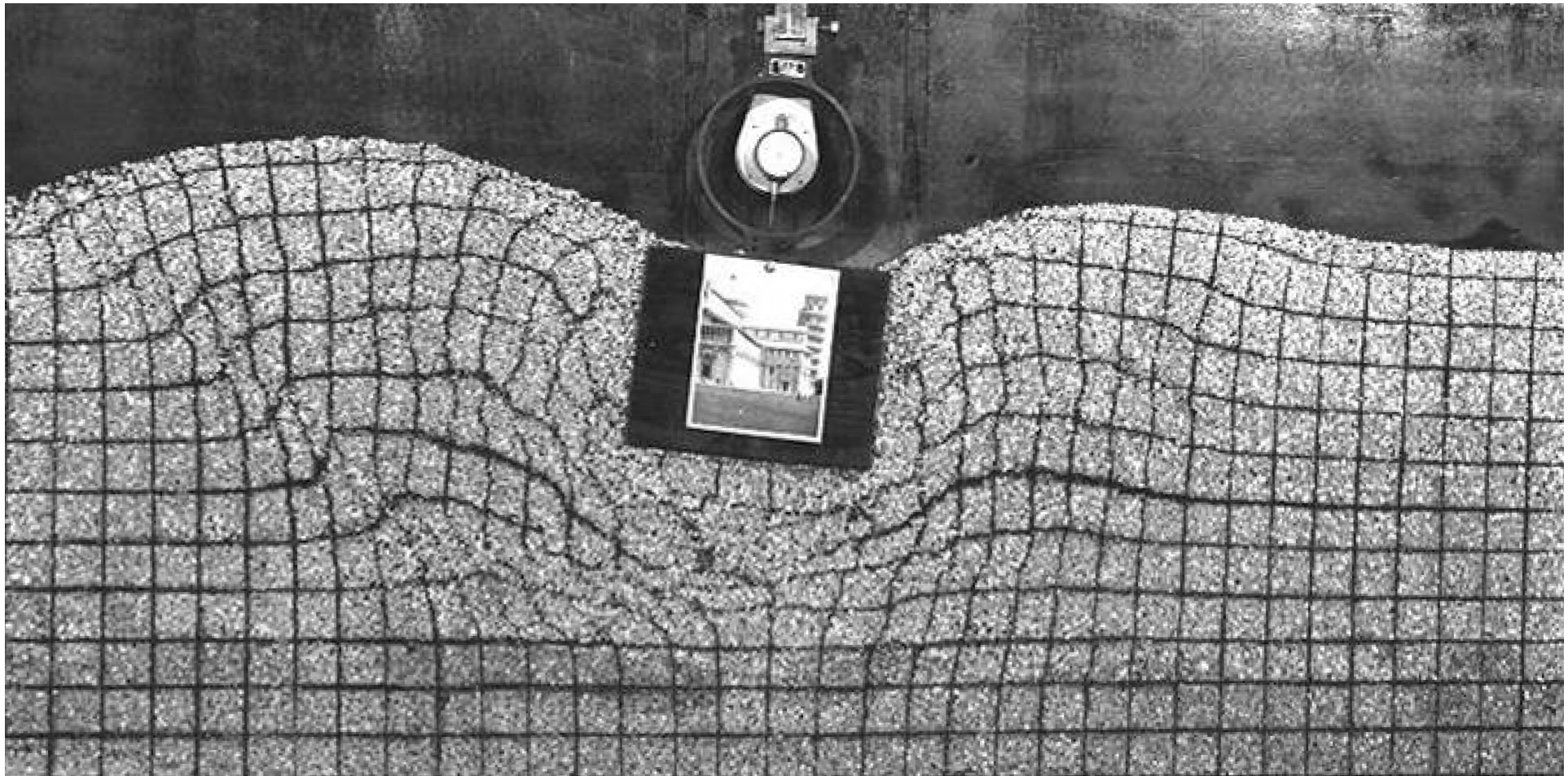
Cas de base

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle lisse infiniment longue

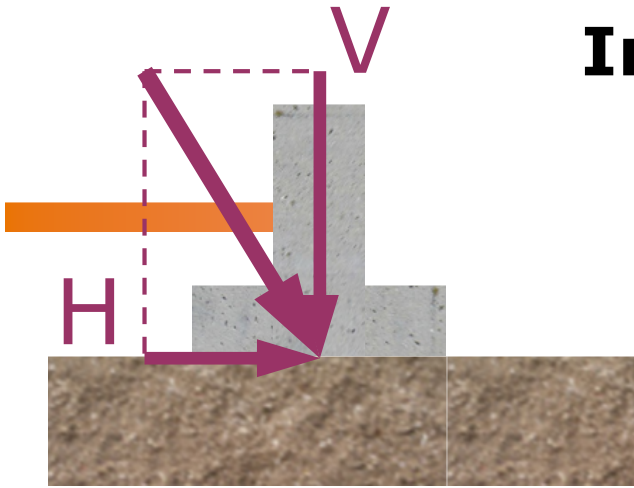
- **Sol**
 - compact ($\gamma > \sim 20 \text{ kN/m}^3$)
 - homogène, isotrope
 - résistance au cisaillement donnée par Coulomb
- **Semelle**
 - Lisse
 - infiniment longue
- **Charge**
 - — Verticale inclinée
 - Centrée

Influence d'une inclinaison de la charge et/ou d'une inclinaison de la base de la fondation

Mécanisme de rupture par poinçonnement



Influence de l'inclinaison de la charge



La formule de capacité portante pour des charges verticales reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs

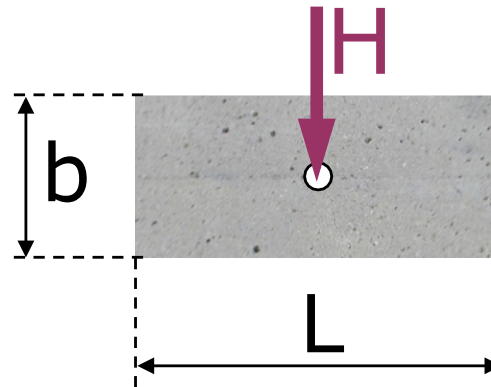
$$q'_p = c' N_c i_c + q' N_q i_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma i_\gamma$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$$

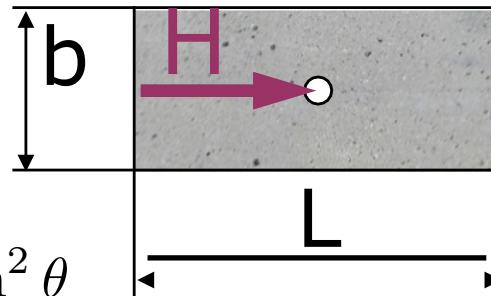
$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$$



$$m = m_b = \frac{2 + b'/L'}{1 + b'/L'}$$

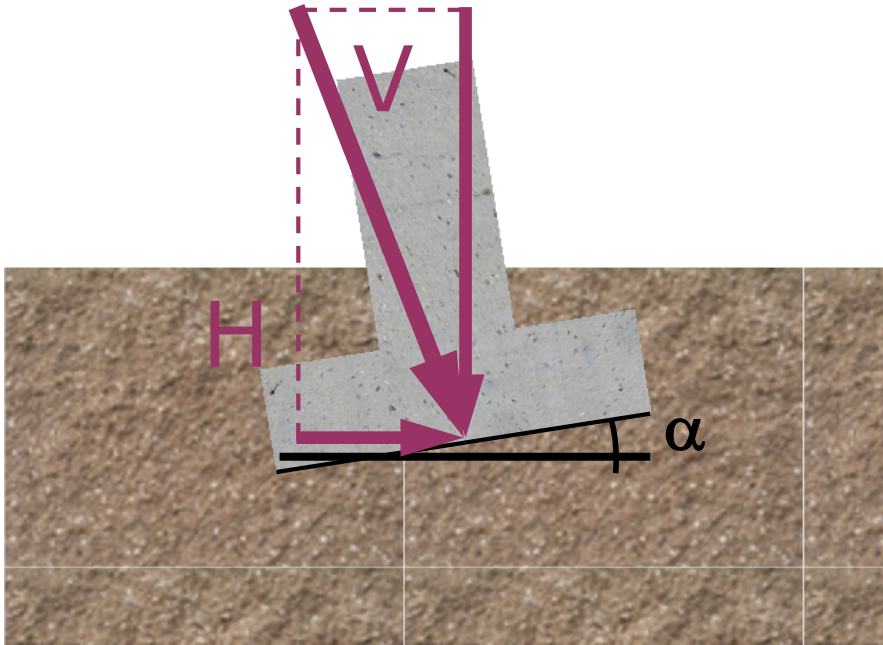


$$m = m_L = \frac{2 + L'/b'}{1 + L'/b'}$$

Influence de l'inclinaison de la base de la fondation

La formule de capacité portante pour une base horizontale reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs

$$q'_p = c' N_c b_c + q' N_q b_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma b_\gamma$$



$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

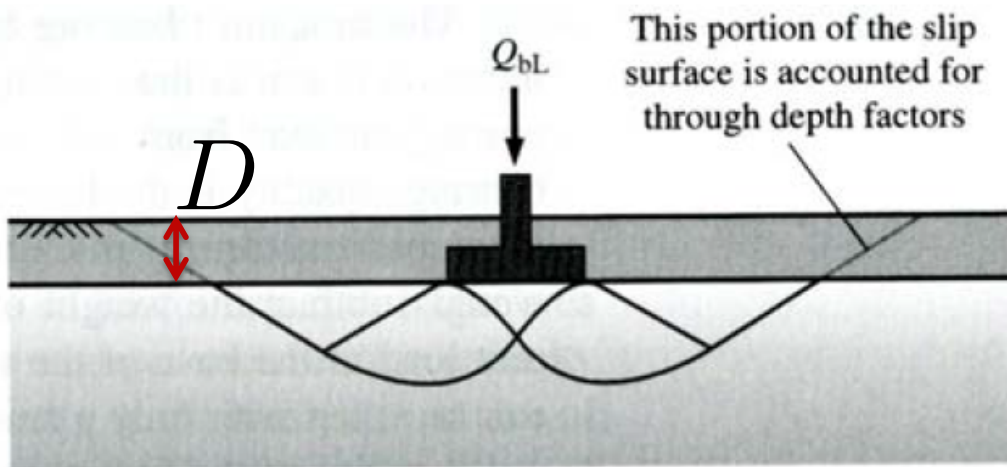
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$$

Influence de la profondeur de la fondation

La formule de capacité portante reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs

$$q'_p = c' N_c b_c d_c + q' N_q b_q d_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma b_\gamma d_\gamma$$

A prendre en compte seulement si $D > 2$ mètres



$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

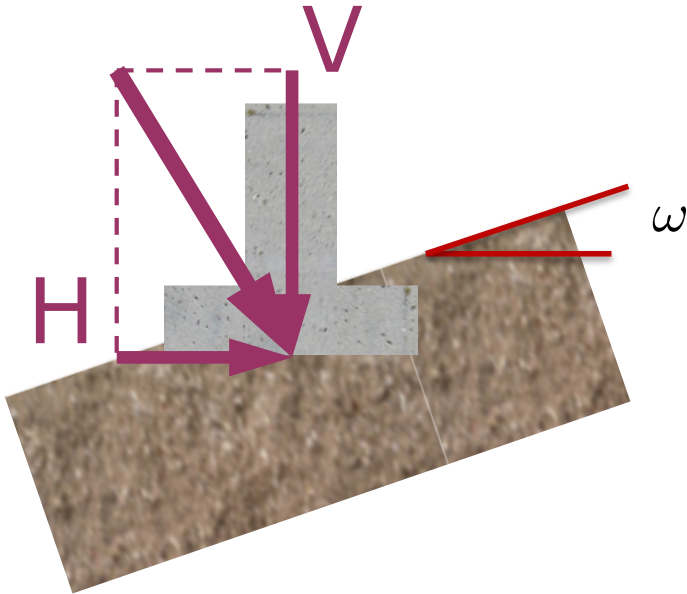
$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D}{b} \quad D \leq b$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{b} \quad D > b$$

Influence de l'inclinaison du sol

La formule de capacité portante reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs

$$q'_p = c' N_c b_c d_c g_c + q' N_q b_q d_q g_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma$$



$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 = g_\gamma$$

Fondations superficielles

1. Définitions

2. Types

3. Etats limites ultimes

1. Introduction

2. Rappels d'analyse limite

3. Capacité portante

1. Cas de base

2. Généralisations

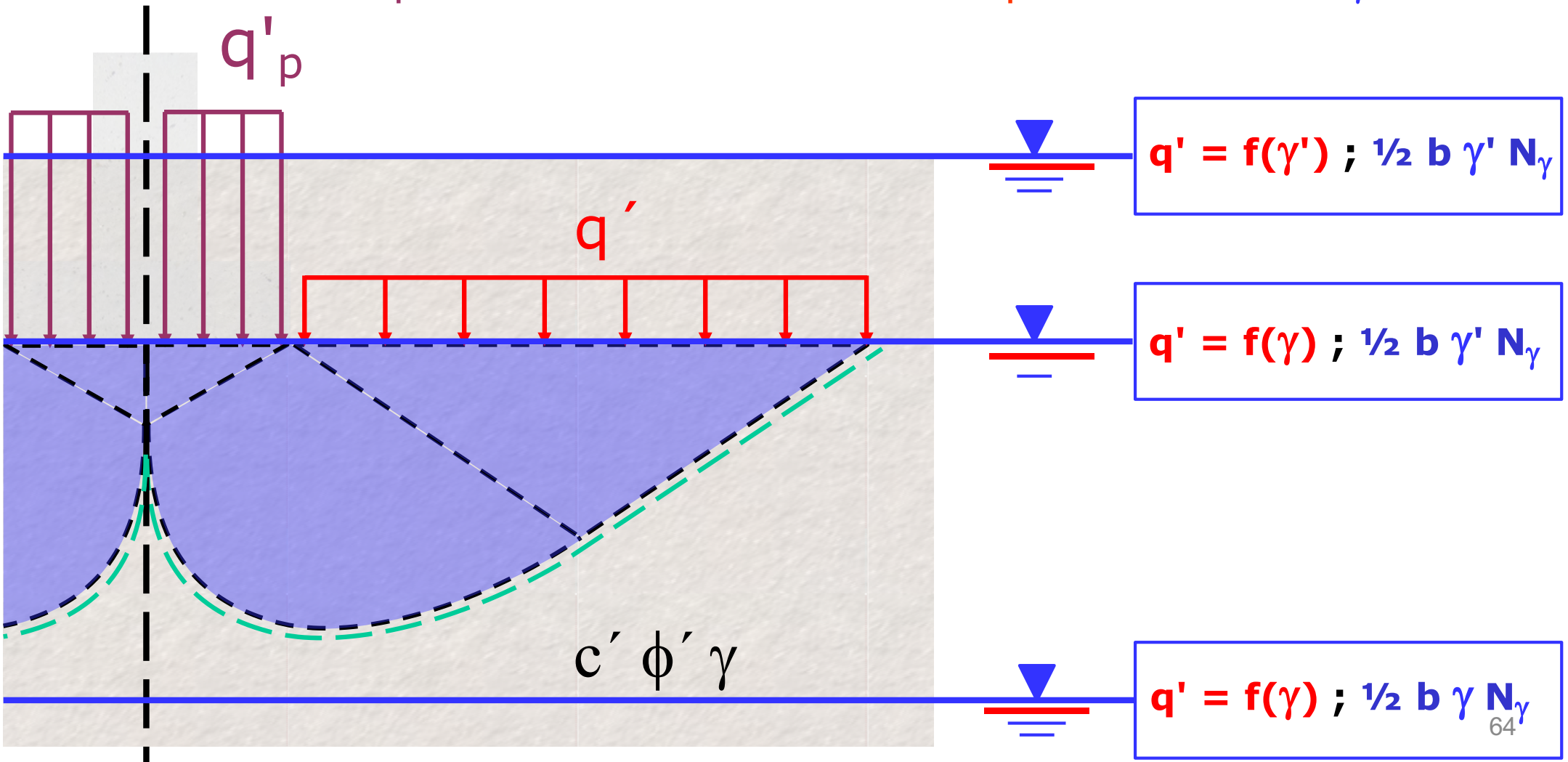
4. Etats limites de service

5. Procédure de dimensionnement

Sollicitation drainée

Influence du niveau de la nappe phréatique

$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$



Sollicitation non drainée

~~$$q'_p = c' N_c + q' N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$~~

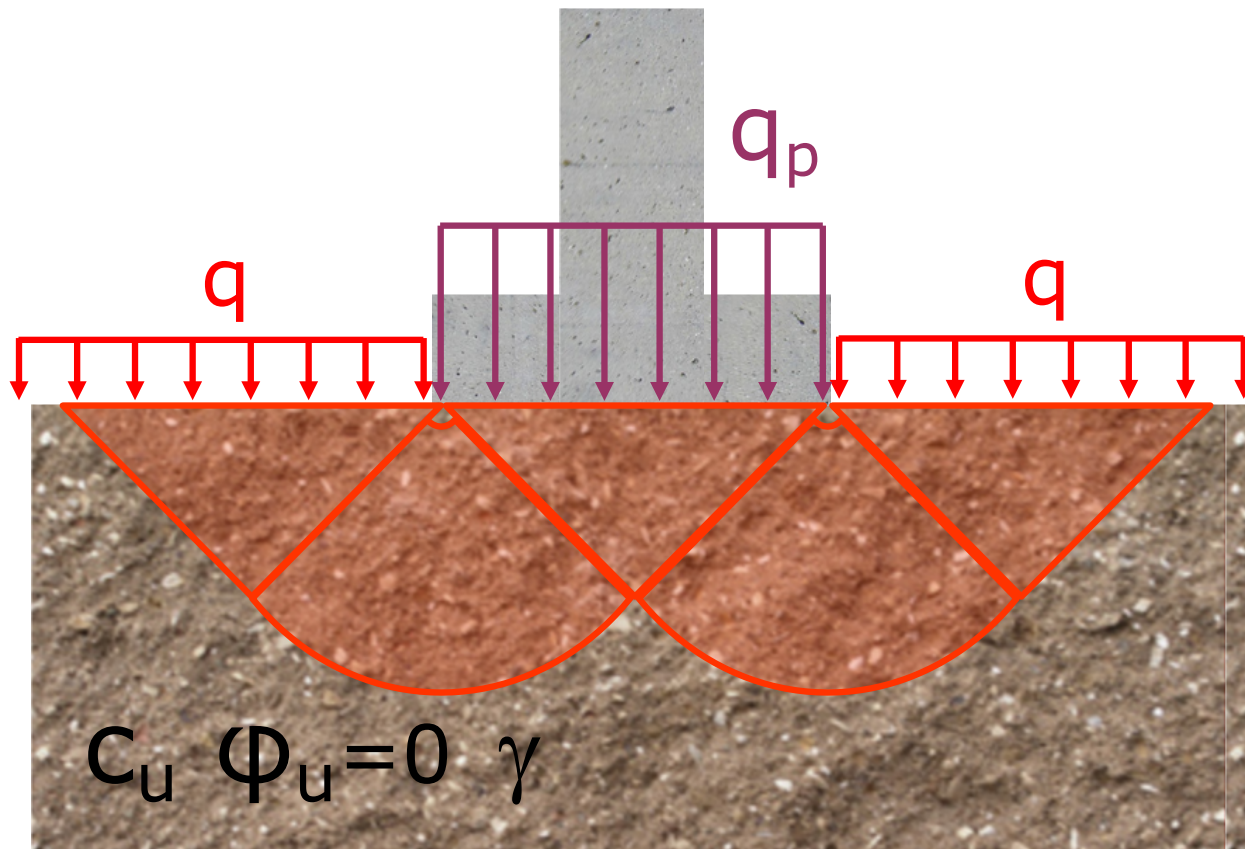
Prandtl !

$$\varphi_u \cong 0$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_c = (2 + \pi)$$



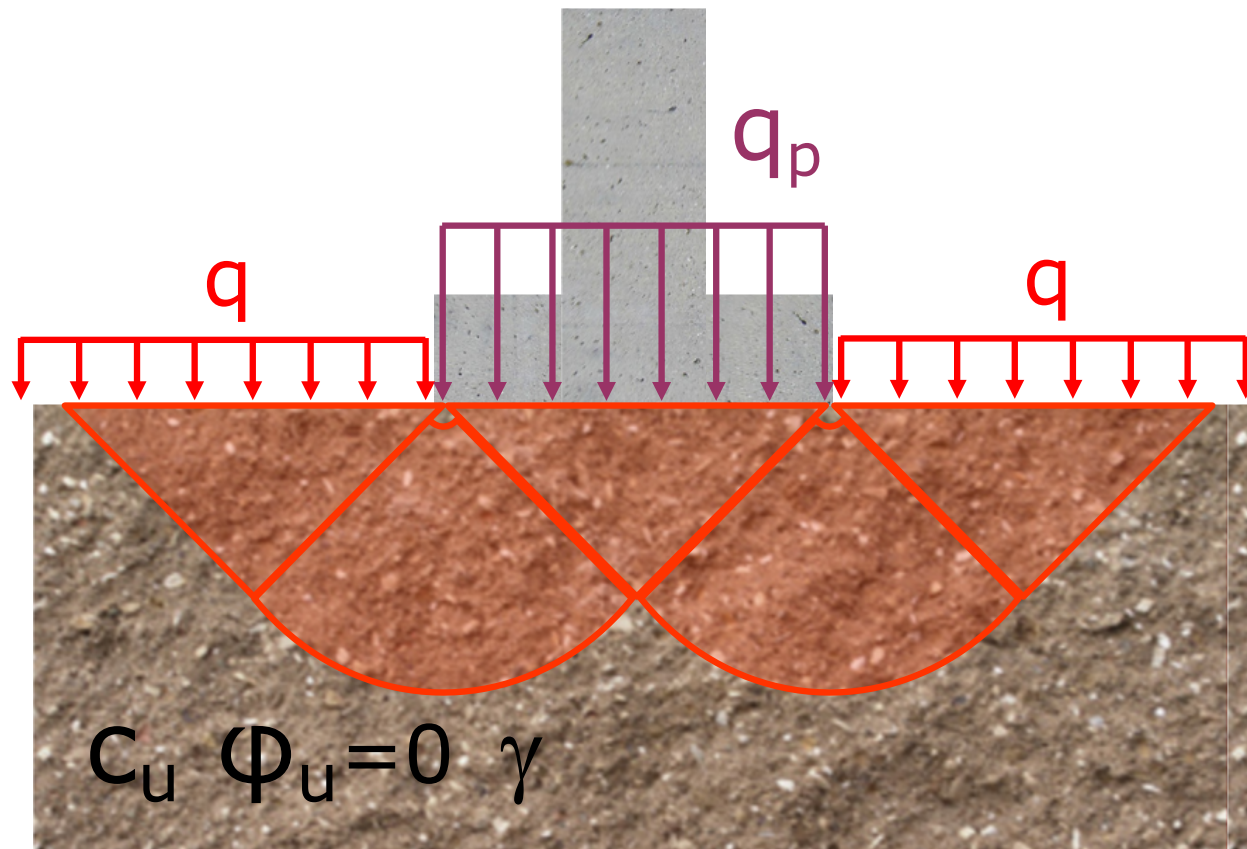
$$q_p = c_u N_c + q$$

$N_c = (2 + \pi)$ semelle lisse

$N_c = 5.71$ semelle rugueuse

Sollicitation non drainée

$$q_p = (2 + \pi) c_u s_c i_c b_c d_c + q$$



$$s_c = 1 + 0.2 \frac{b'}{L'}$$

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{2 + \pi}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{b} \quad (D \leq b)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{b} \quad D > b$$



q_p et q sont ici des contraintes totales