



La trilogie sables- pieux-pénétrromètres

par
Pierre Foray Laboratoire 3S-R, Grenoble INP
Alain Puech Fugro-France



PLAN

- I. Introduction
- II. Evolution de la résistance de pointe des pieux avec la profondeur- lien avec le comportement mécanique des sables
- III. Analyse de la phase initiale du CPT
- IV. Conclusions

INTRODUCTION

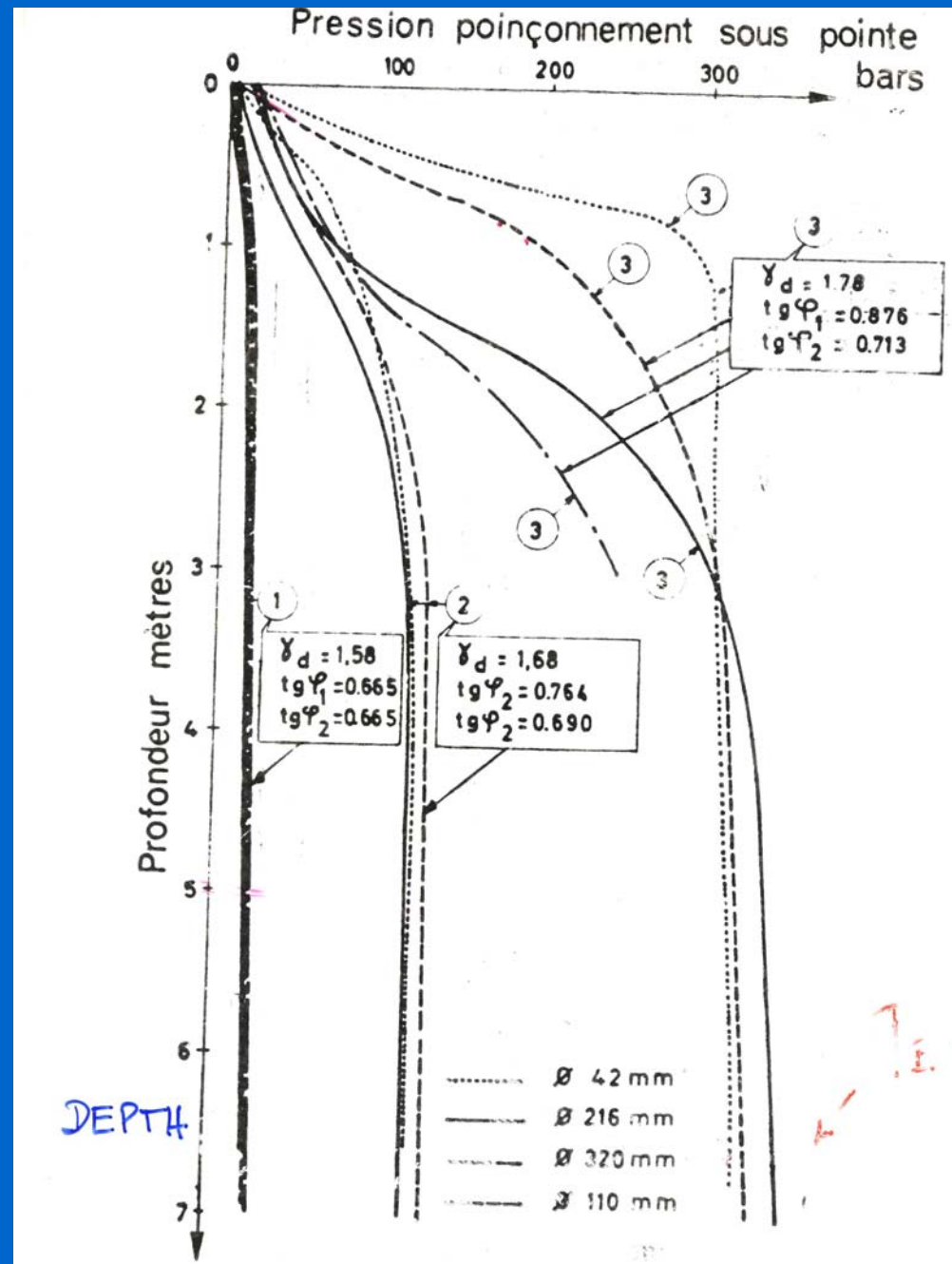
- Les pieux-pénétrromètres représentent un type d'ouvrages dont le comportement fait intervenir **l'ensemble du comportement mécanique des sables**, en particulier le rôle de la dilatance/contractance avec la contrainte
- Travaux impulsés par J. Biarez concernant les **mécanismes de pointe**:
Dessaint (1966), Le Long (1968), Grésillon (1970), Foray (1972), Puech (1974), Colliat-Dangus (1986), Genevois (1986), Mokrani (1991), Balachowski (1995), Emerson (2005)
- Thématique faisant directement le lien avec les **résultats in-situ**
- Intérêt nouveau de **la phase initiale de pénétration** pour:
 - les reconnaissances de pipelines et câbles transocéaniques: faibles pénétrations (1 à 3m) et grands linéaires (Puech et al 2002)
 - l'évaluation de la densité relative à faible profondeur (liquéfaction)

II. Evolution de la pression limite à la pointe d'un pieu-pénétrromètre avec la profondeur

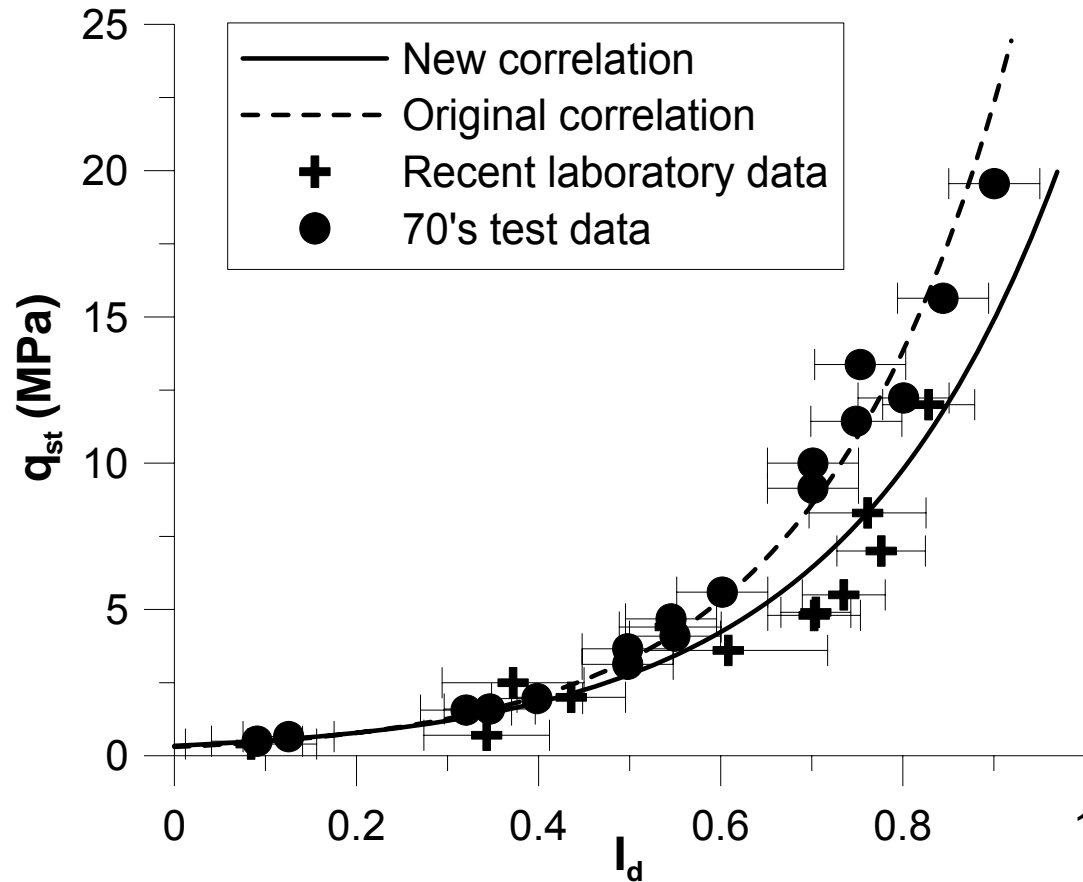
- Expériences « historiques » de Kérisel à St Rémy les Chevreuse
- La profondeur « critique »
- Le « palier » (?) de résistance de pointe
- Analyse à partir du comportement des sols sous fortes contraintes

Expériences historiques de Kérisel, Adam et Tcheng (1961)

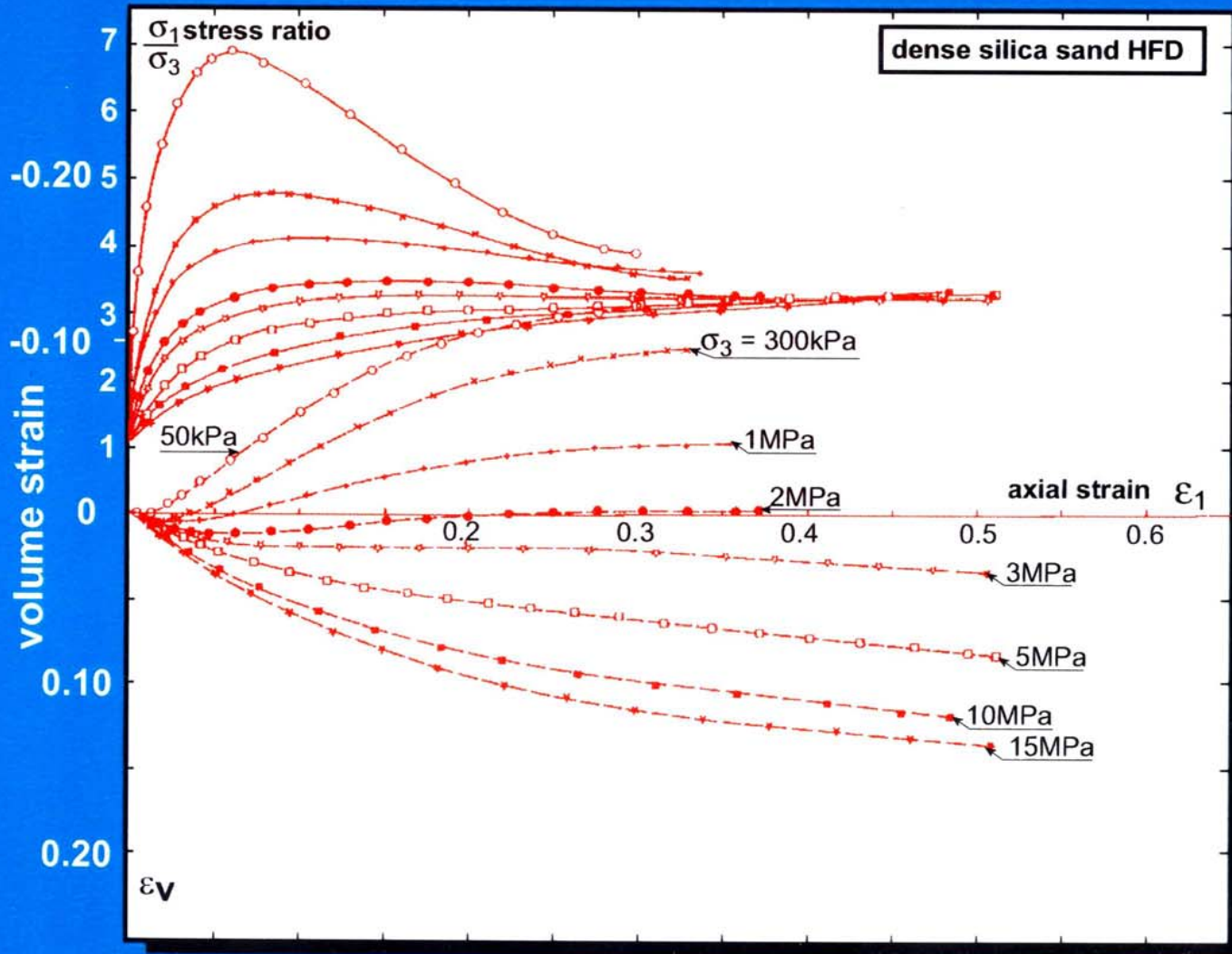
- On ne peut pas extrapoler les mécanismes de fondation superficielle aux grandes profondeurs
- Rôle du diamètre à faible profondeur
- Profondeur « critique » ?
- Palier ql indépendant du diamètre à grande profondeur ?



Expériences en cuves à surface libre (Gresillon, Foray, Puech, Emerson)



Essais triaxiaux sous forte contrainte (Le Long 1968, Colliat 1986) jusqu'à 15 MPa



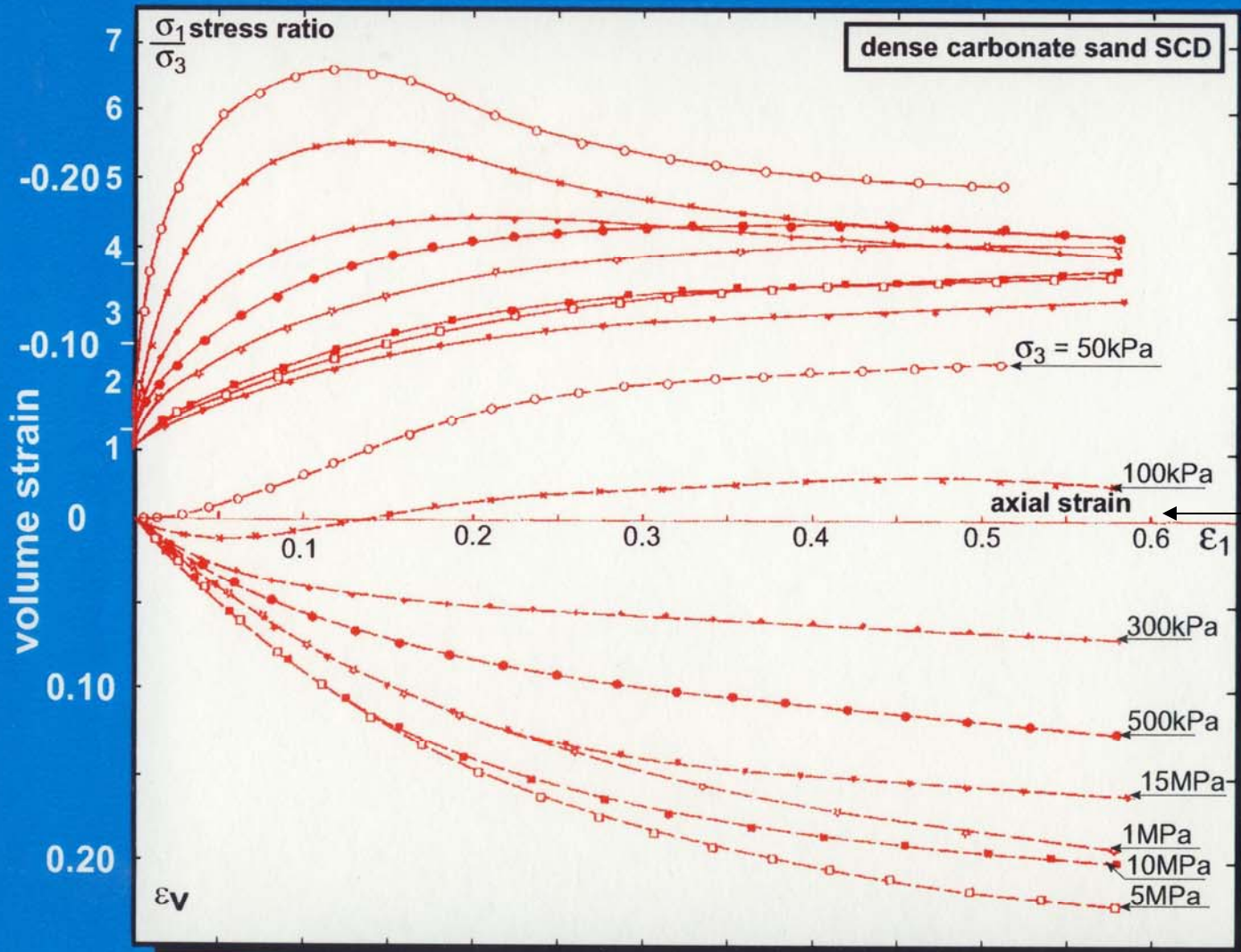
dilatance

$P_c = 2\text{MPa}$

contractanc

Sable siliceux d'Hostun dense

Essais triaxiaux sous forte contrainte (Colliat)

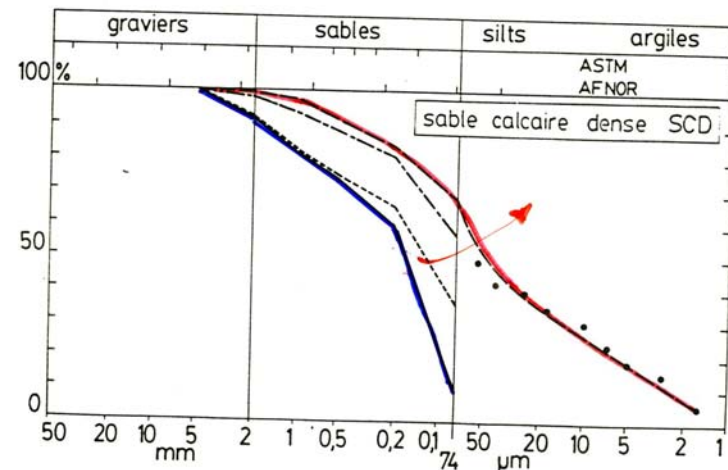
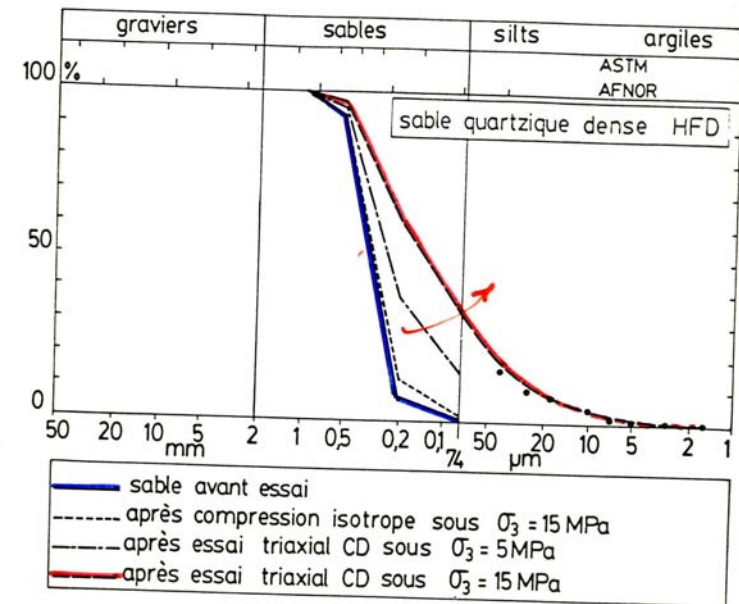


dilatance
 $P_c = 150 \text{ kPa}$
contractance

Sable carbonaté dense

Ecrasement des grains après cisaillement sous forte contrainte (Colliat)

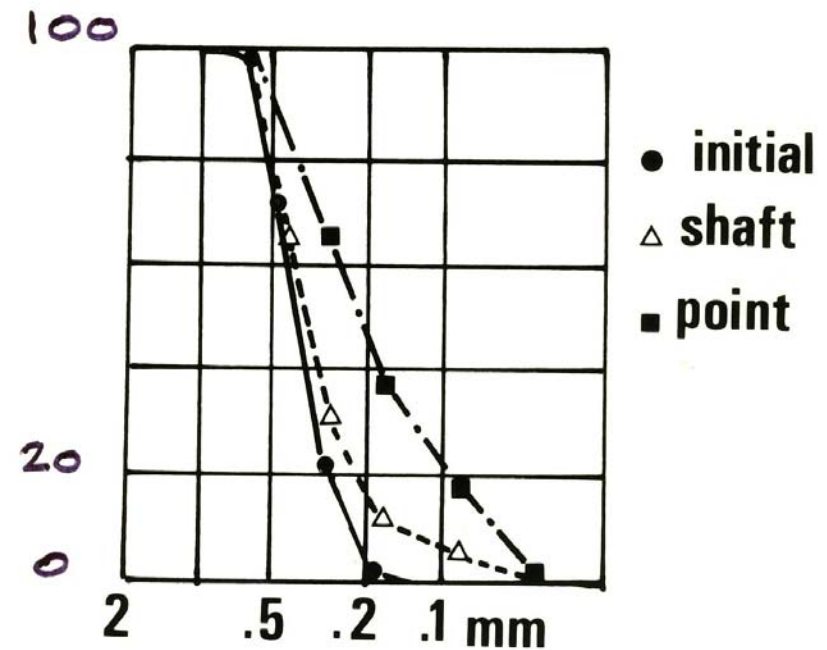
- Essais triaxiaux à 15 MPa de confinement
- Granulométrie initiale (bleu)
- Granulométrie finale (rouge)
- d'après Colliat (1986)



Ecrasement des grains sous la pointe d'un pieu

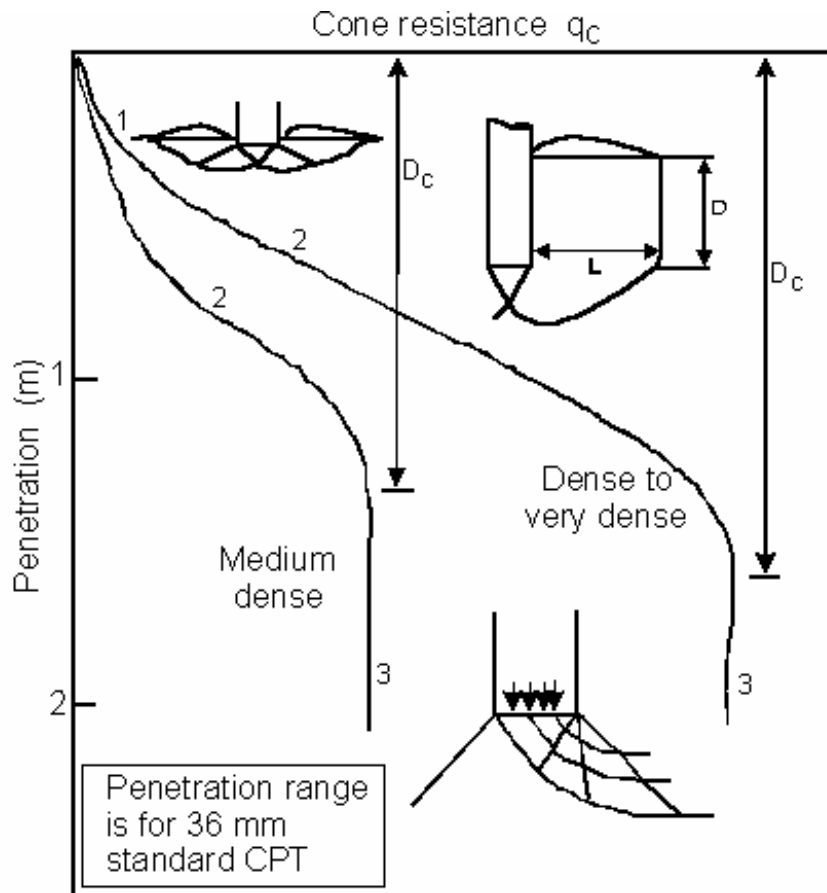
- Granulométries du sol avant et après essai de chargement
- Ecrasement analogue à celui dans un triaxial sous 7MPa

$$\sigma'_v = 200 \text{ kPa}$$



CPT : Effet de la *pression de confinement* sur l'évolution du schéma de rupture sous la pointe avec la profondeur

- Pénétrations en milieu homogène



- A faible profondeur, les contraintes sont faibles, on a un mécanisme de *refoulement latéral (dilatance)*
- Lorsque la profondeur augmente, le sol sous la pointe commence à se comprimer, d'où un *refoulement partiel*
- A grande profondeur, mécanisme de *poinçonnement* (expansion de cavité)
- Le passage au régime des grandes profondeurs peut être relié à la *pression critique*

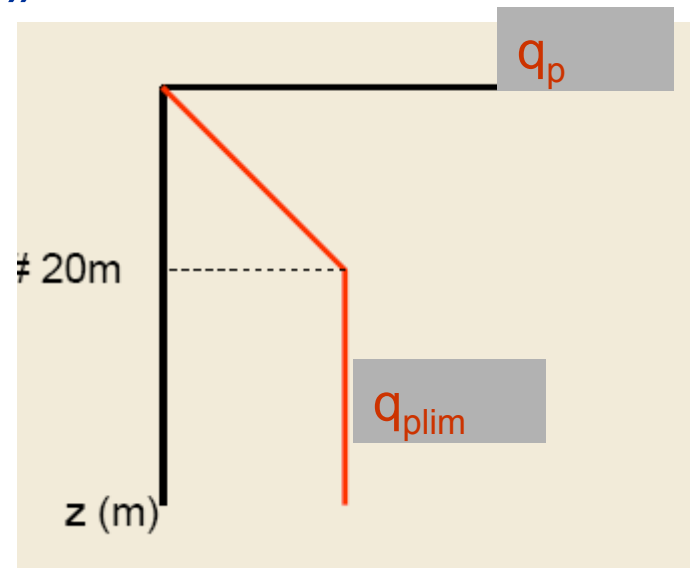
Simulation du « Poinçonnement » sous la pointe

- Biarez -Sens



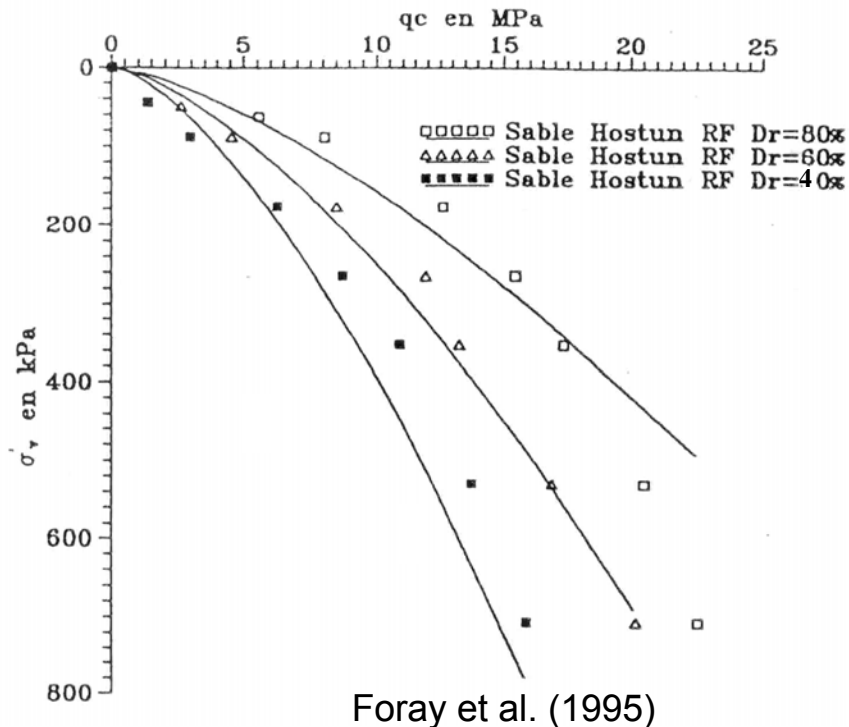
Indications pour le dimensionnement pratique

- Les modèles de calcul de la capacité portante des pieux élaborés vers la fin des années 70 ou au début des années 80 ont intégré la notion de « résistance de pointe limite » au delà d'une « profondeur critique »
- Ex: Fascicule 62 $q_p = k_c q_c$
API RP 2A
- q_l est fonction de la densité relative



Simulation des grandes profondeurs: Chambre d'étalonnage, Centrifugeuse, Gradient hydraulique

- Pénétrations en milieu homogène ($\sigma'_v > 50$ kPa)
 - Relations établies par plusieurs auteurs (*Schmertmann (1976)*, *Jamiolkowski et al. (1988)*, *Foray et al. (1995)...etc.*) à partir d'études en chambre d'étalonnage sur plusieurs types de sable



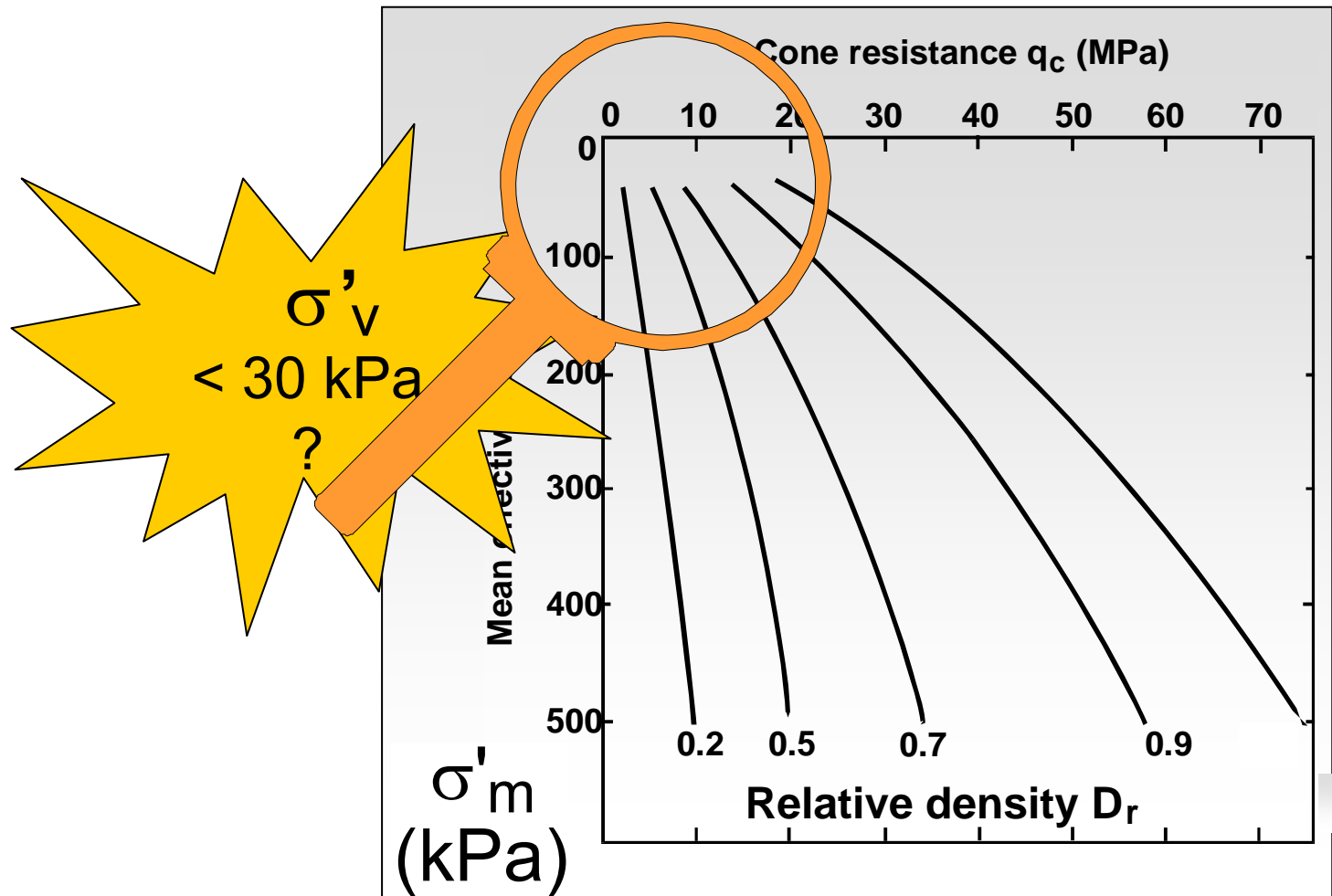
Sables normalement consolidés

$$q_c = f(I_d) \cdot (\sigma'_v)^n$$

Sables normalement consolidés
et surconsolidés

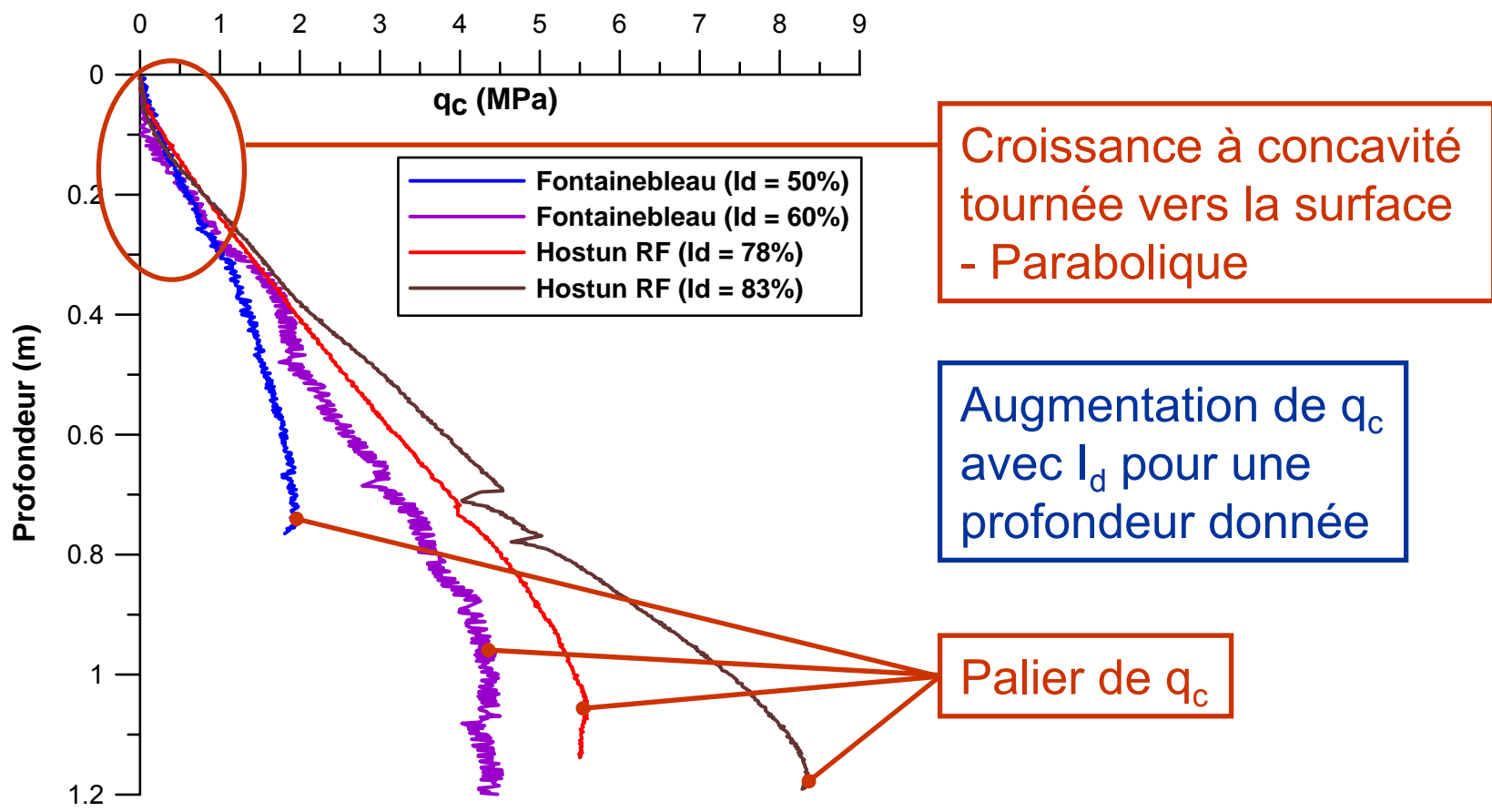
$$q_c = f(I_d) \cdot (\sigma'_h)^n$$

Evolution de q_c à profondeurs plus grandes (au-delà de la profondeur « critique »)

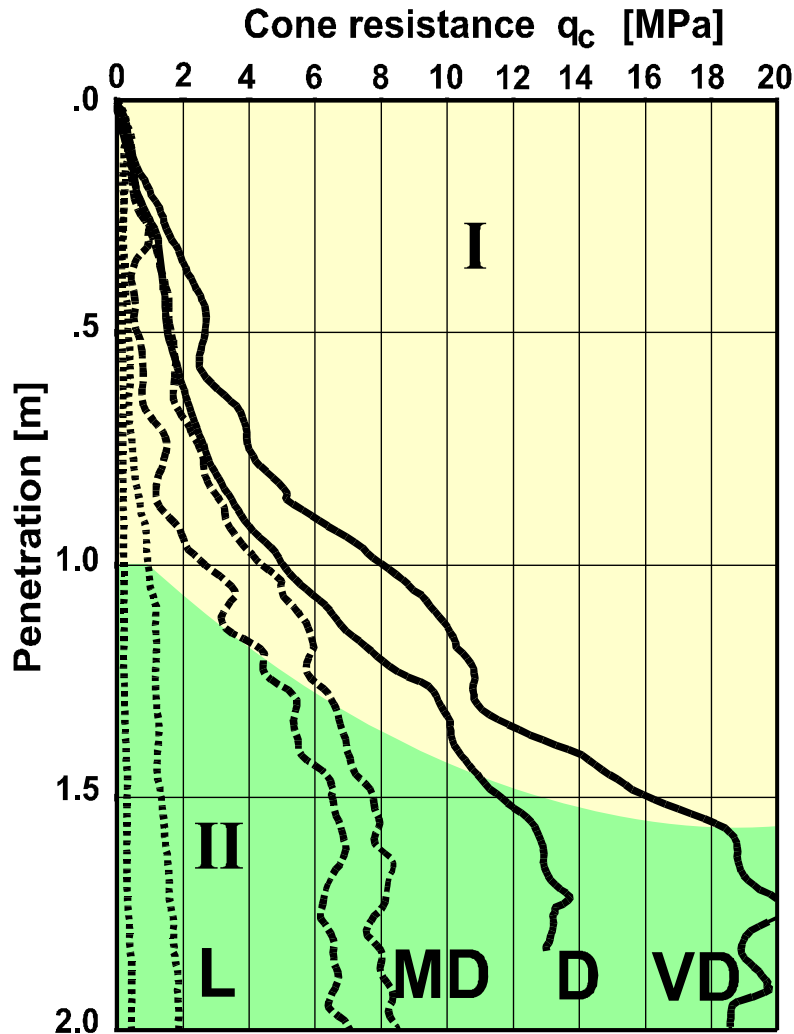


III. ANALYSE DE LA PHASE INITIALE DE PENETRATION

- Résultats expérimentaux en milieu homogène sec à surface libre en chambre d'étalonnage (Emerson 2005)



Pénétrations à faible profondeur

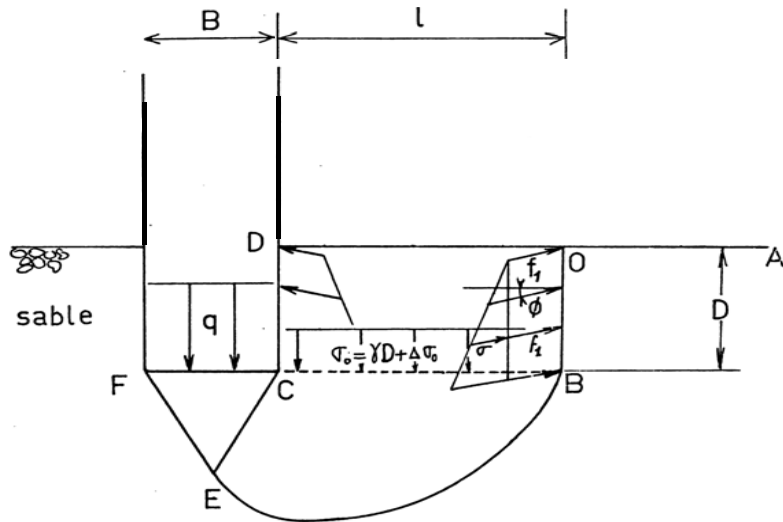


Base de données

- Essais en chambre d'étalonnage à surface libre
- Centaines d'essais au CPT SEAROBIN (3m de pénétration, jusqu'à 2000m d'eau) en reconnaissance offshore

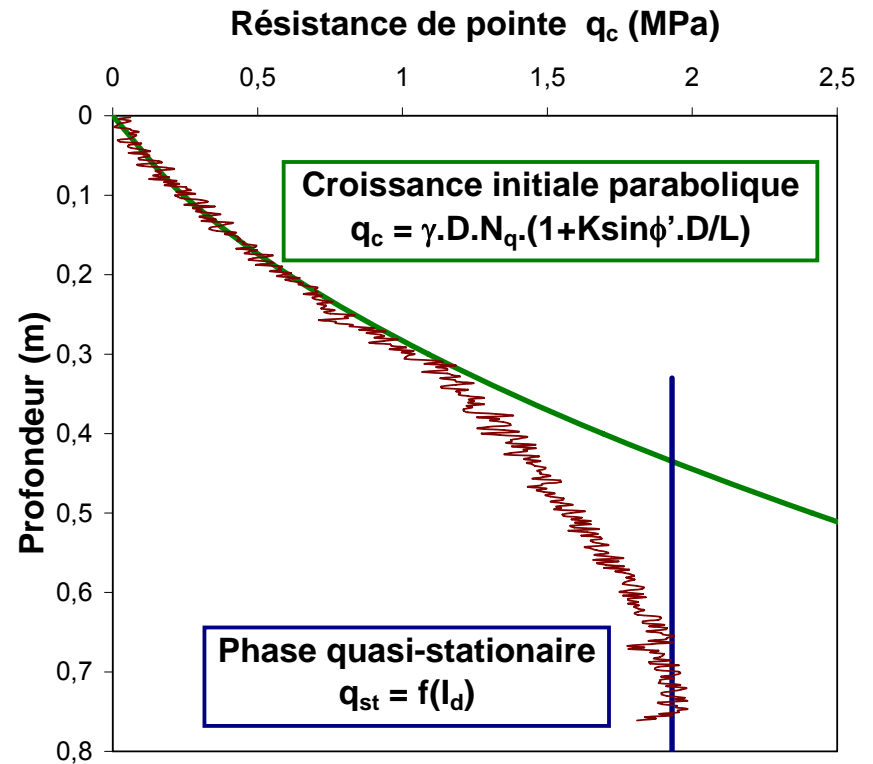
Modèle conceptuel

- Modèle de capacité portante de *Biarez & Grésillon (1972)*
 - Schéma de rupture avec remontée d'un cylindre de sol



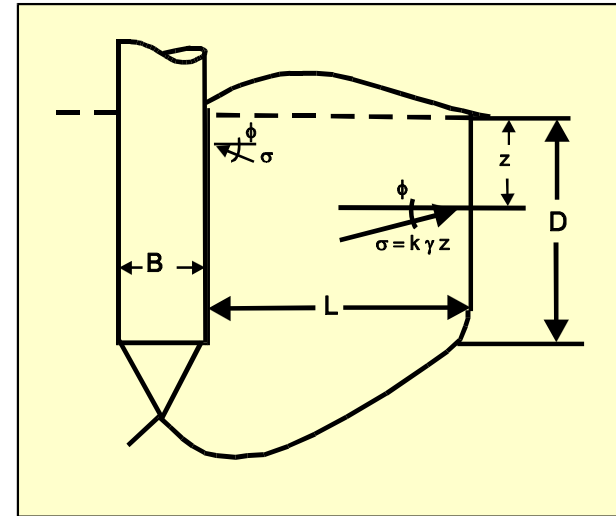
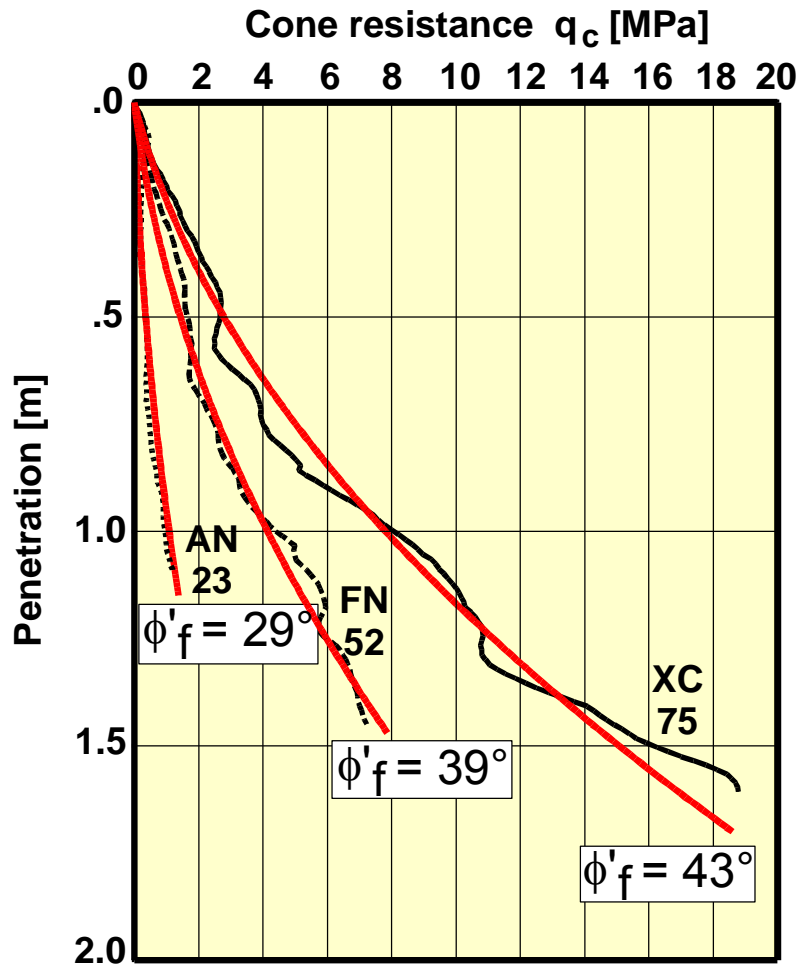
$$q_c = f(\phi', K, B, D^2)$$

- Croissance parabolique
- Influence du diamètre du cône



$$q_c \rightarrow \phi'$$

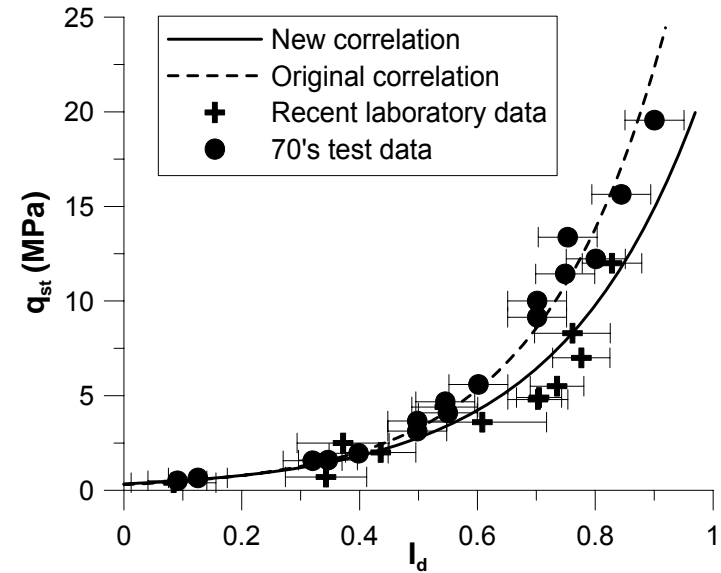
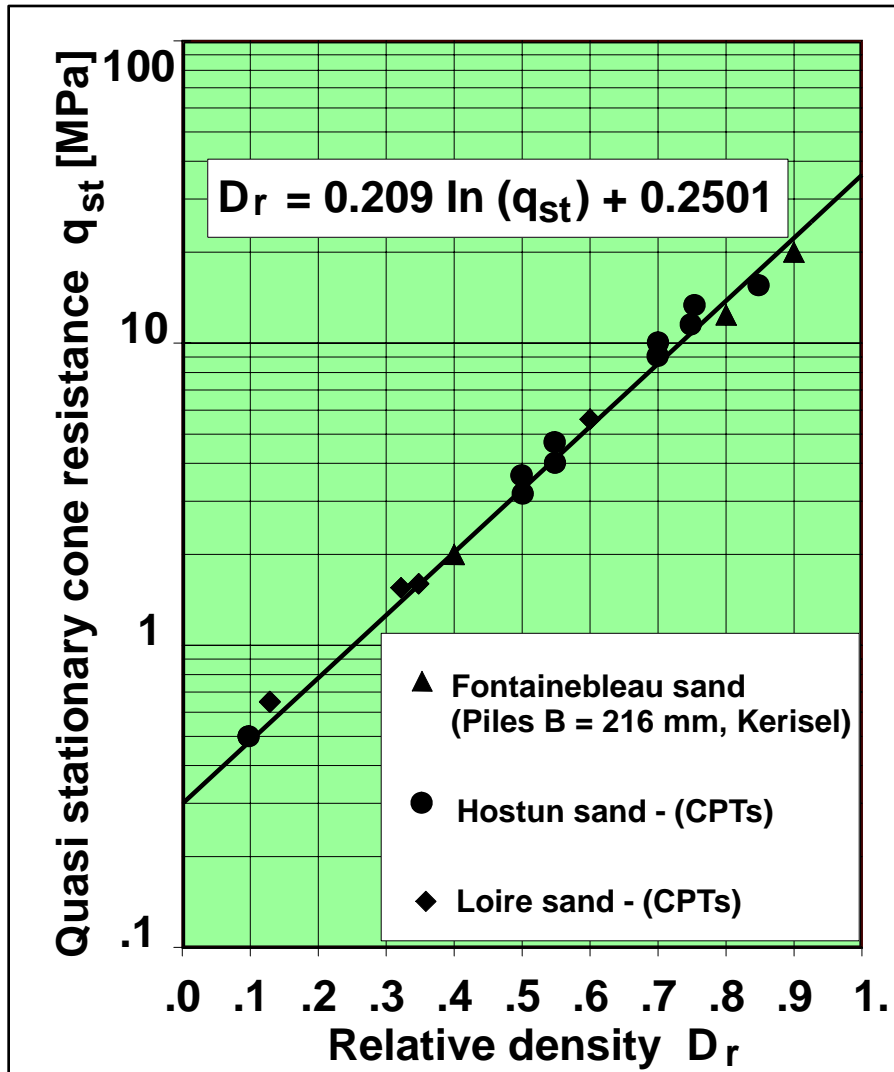
PHASE INITIALE PARABOLIQUE



Le calage du modèle permet d'évaluer l'angle de frottement Φ

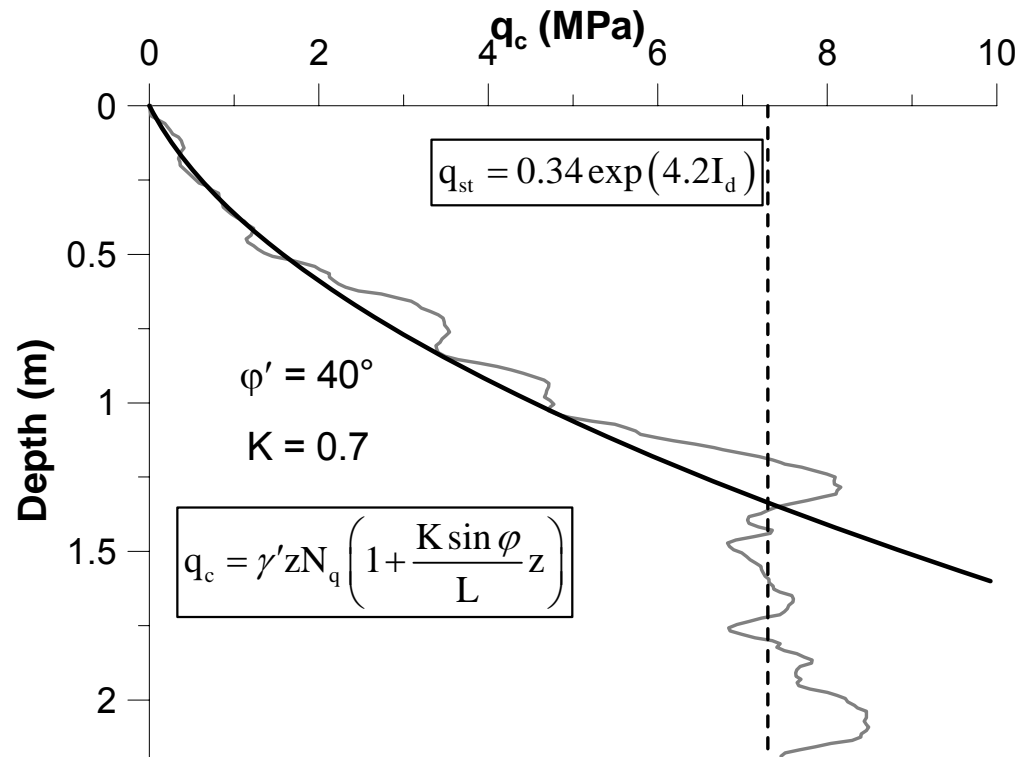
$$K = 0,7$$

PHASE QUASI-STATIONNAIRE



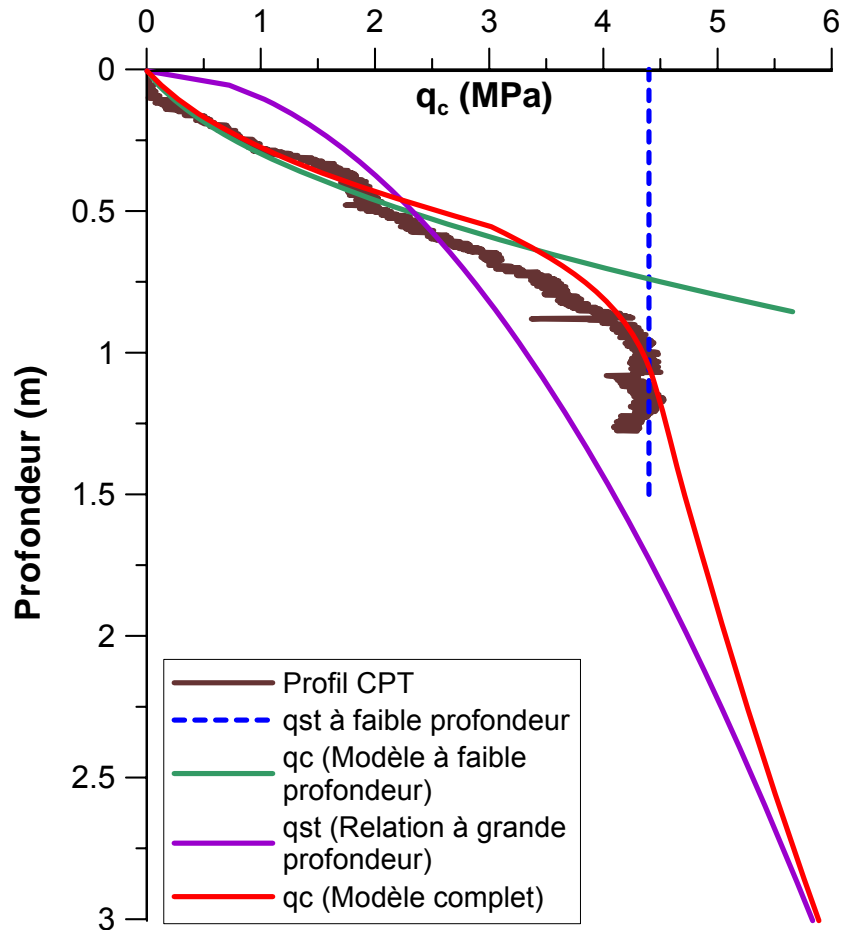
$$I_d = 0.238 \ln q_{st} + 0.257$$

Calage du modèle sur un essai in-situ

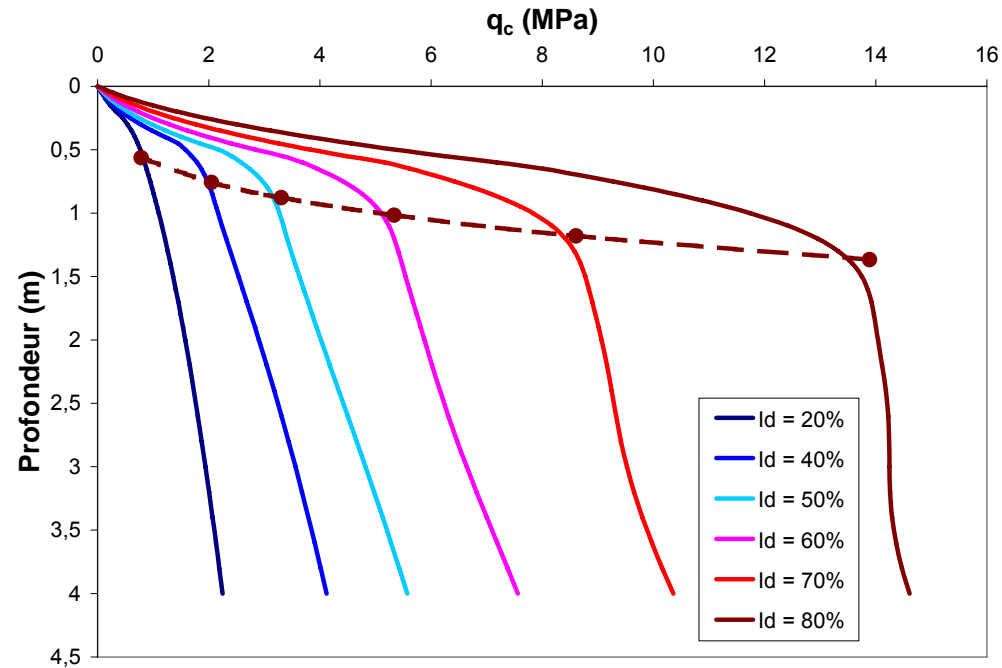


Modèle complet (Emerson et al 2008)

- Confrontation avec des profils mesurés en chambre d'étalonnage et in-situ



Évolution théorique selon le modèle complet pour le sable d'Hostun RF



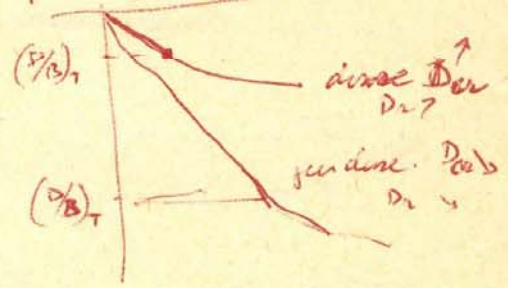
Conclusions

- Le modèle à faible profondeur de J. Biarez retrouve une application nouvelle capable de décrire la phase initiale de pénétration des pénétromètres
- Le modèle complet proposé reprend les idées de J. Biarez sur le lien entre le comportement de l'ouvrage et l'évolution des propriétés mécaniques avec la contrainte
- Ouverture vers la détermination des paramètres à injecter dans les calculs à partir du CPT

A) poutre battue asymétrique à jointure de la surface libre

① faible profondeur a) $q = \varepsilon \delta D N q_2$ $N q_2 \approx 1,5 N q$ Toggioli \rightarrow Symbolisme des essais Foray \rightarrow Cheri Gouvenot.
 $D < D_T$ $(D/B)_T = f(D_2 \text{ ou } \delta/\delta_c)$ \rightarrow graphes Foray. Vous
 b) $q =$ butée théorétique \rightarrow gouge.
 - butée théorétique sans de la secante si $D/B < 3$? limite par $P_e \tau g \delta$

② moyenne profondeur - faible compressibilité du sol négligeable.
 a) q - Note calcul q et $(D/B)_c$ abaxie
 valeur si $D/B < ?$
 limite par q_2 avec son loi.
 - Calcul coquot. Majesté etc... donne
 valeur moyenne entre D_T et D_c
 ou en prenant D supérieur à ? D_c ou $D/2$
 inutile car le fait que le calcul Coquot est valable dans ce cas



$\frac{D}{B}$ ou $f(\delta)$
 Foray
 avec
 $q = \varepsilon D N q_2$
 trace
 pour chaque δ d.
 donne un D_c
 ou δ/δ_c

b) $q \approx P_e \tau g \delta_{max}$
 $q(R_p \delta/\delta)$

Merci de votre attention

mais remarque que P_e la même de p_e ait de fait avec une pression suffisante dans le pressurisée pour reproduire les contraintes du même ordre de grandeur que celle d'utilisation.
 comparer ceci aux résultats connus si $S = 10^\circ$ pour l'essai.

③ forte profondeur a) $q_2 = \text{constante}$ = jonction



$\frac{R_p}{P_e} = e \quad \tau g / \cos \phi$
 comparer à corrélation Cornier
 à règle calcul pour Menard.

$E = \varepsilon \tau$
 $\phi = 30$
 $\phi = 35$
 $\phi = 37$
 $\phi = 40$
 $\rightarrow R_p = P_e \frac{R_p}{P_e}$