

Les pièges de la géologie de l'ingénieur à Charleroi

Problématique du dimensionnement des fondations profondes au bedrock

Grégory LAURENT

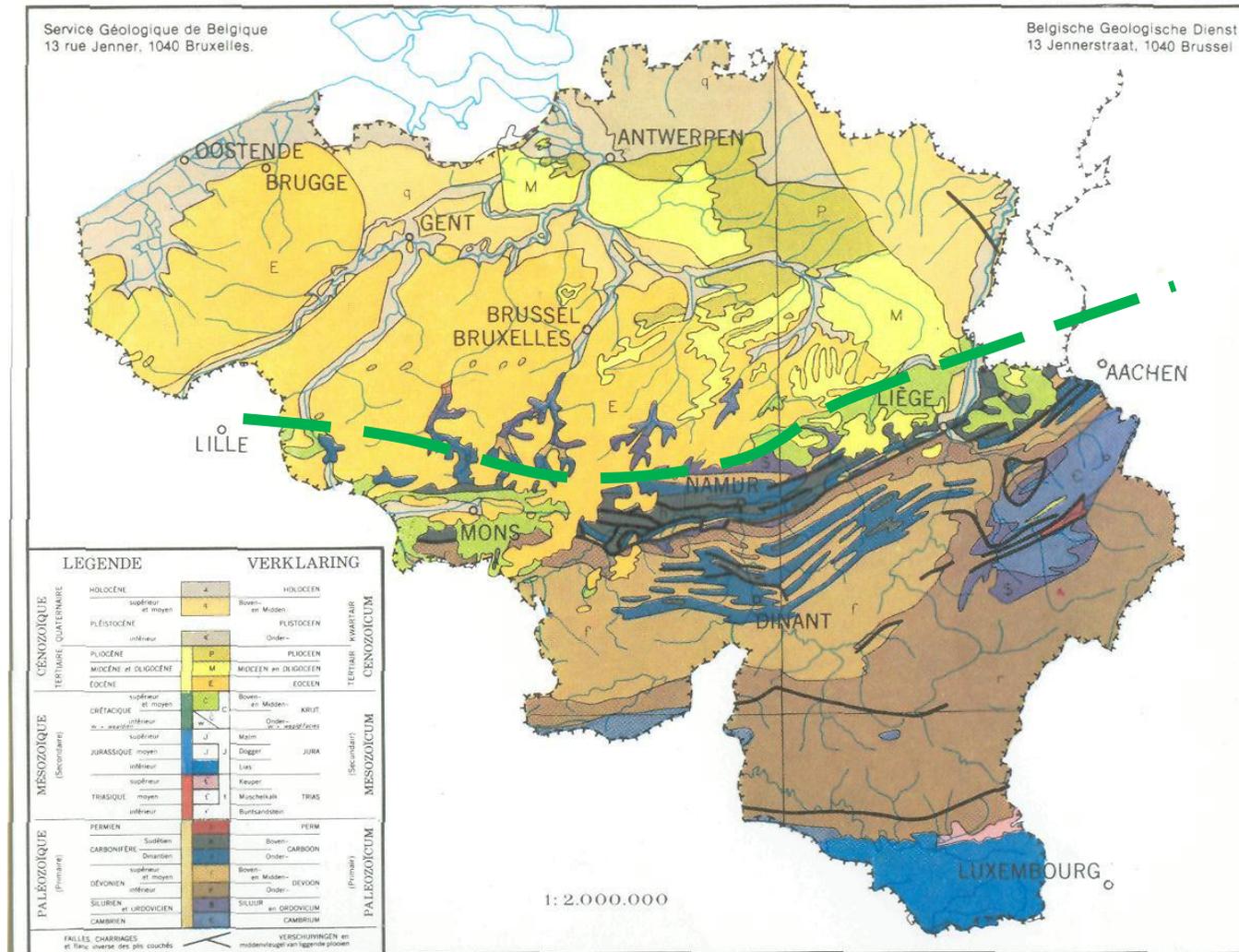


Franki
Foundations

Strong foundations. Solid future.



1. Mise en situation « classique »

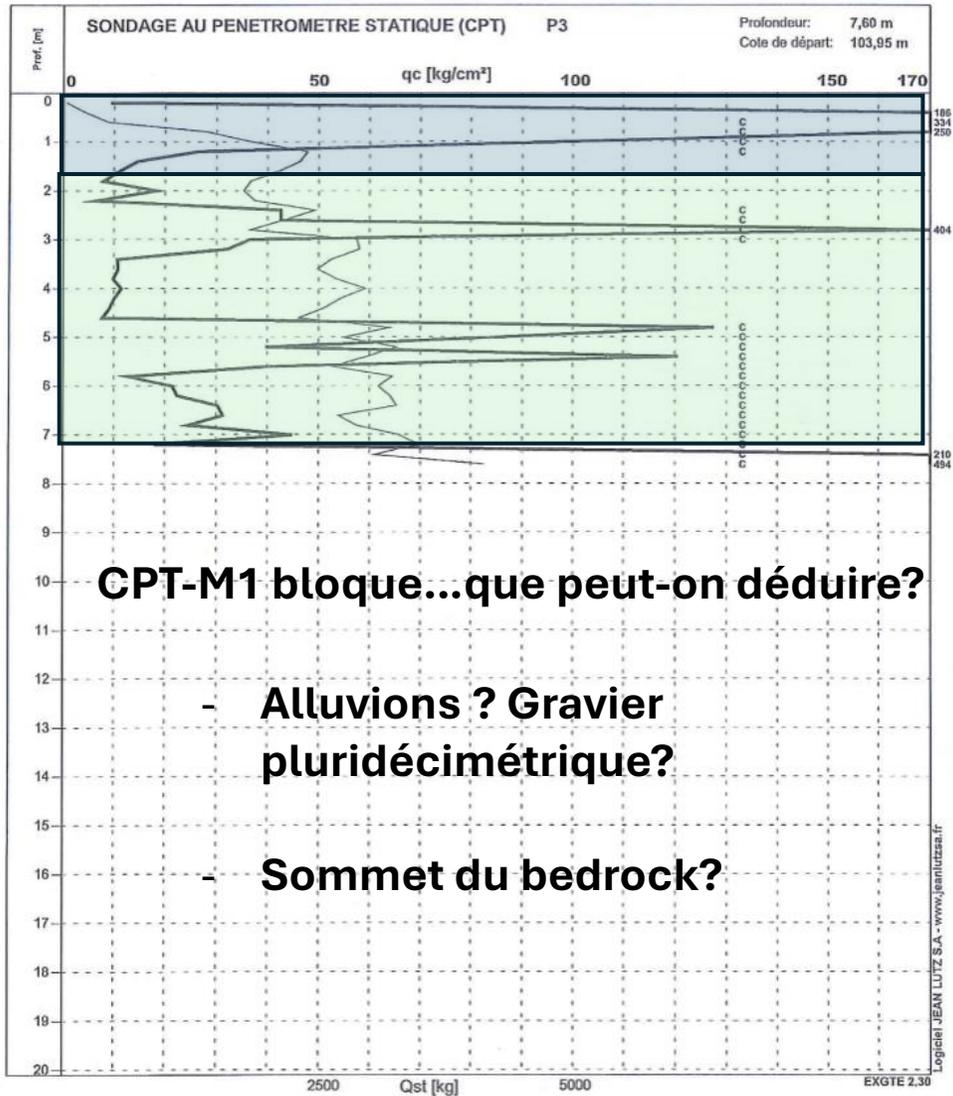


- 2 Grandes zones :
 - Sols
 - Et roches

MAIS

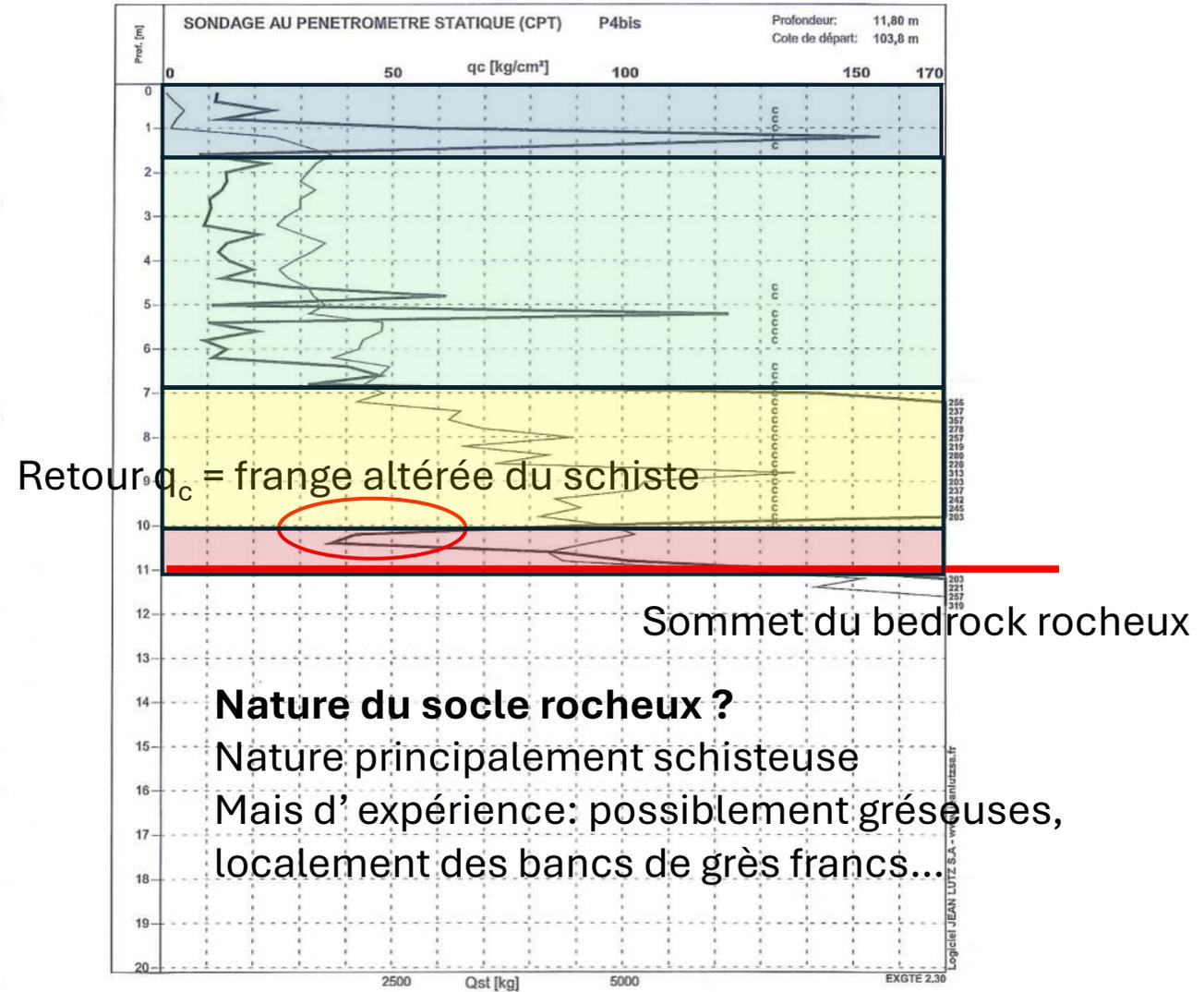
- 1 tradition belge d'essais
 - CPT

Essai de base disponible : CPT mécanique



CPT-M1 bloque...que peut-on déduire?

- Alluvions ? Gravier pluridécimétrique?
- Sommet du bedrock?



Retour q_c = frange altérée du schiste

Sommet du bedrock rocheux

Nature du socle rocheux ?
 Nature principalement schisteuse
 Mais d'expérience: possiblement gréseuses, localement des bancs de grès francs...

Nécessité d'un moyen de reconnaissance géotechnique in-situ complémentaire

Sondage de reconnaissance (forage) destructif ou carotté : établissement d'une coupe lithologique

Diagraphies : description lithologique « sommaire », détermination des couches sur base de leur contraste (vitesse d'avancement)

Essais pressiométriques Ménard : bien adapté dans les terrains intermédiaires (roche altérée, marnes, roche tendre telle que craie)
coupe lithologique + paramètres de calcul

Reconnaitances géophysiques : profondeur du substratum, détection d'anomalies, utiles pour placer judicieusement les forages

Essais labo : essais de compression type Franklin (si très fracturé) - écrasement de blocs de roche entre 2 pointes
essai de compression uniaxiale UCS – écrasement d'une carotte (élancement >2) sous presses
grand nombre d'échantillons pour tenir compte de la dispersion

Nécessité d'un moyen de reconnaissance géotechnique in-situ complémentaire

Sondage à la tarière motorisée (et échantillonnage dans terrains superficiels) jusqu'au toit du socle rocheux prolongé en sondages **diagraphiques** destructifs (marteau à roto-percussion, à l'air) avec enregistrement des paramètres de forage (+ identification des cuttings pour établir une coupe litho)



DOSSIER : 43.203

DATE : févr-21

Geotechnique et Environnement Sol

Forage diagraphique

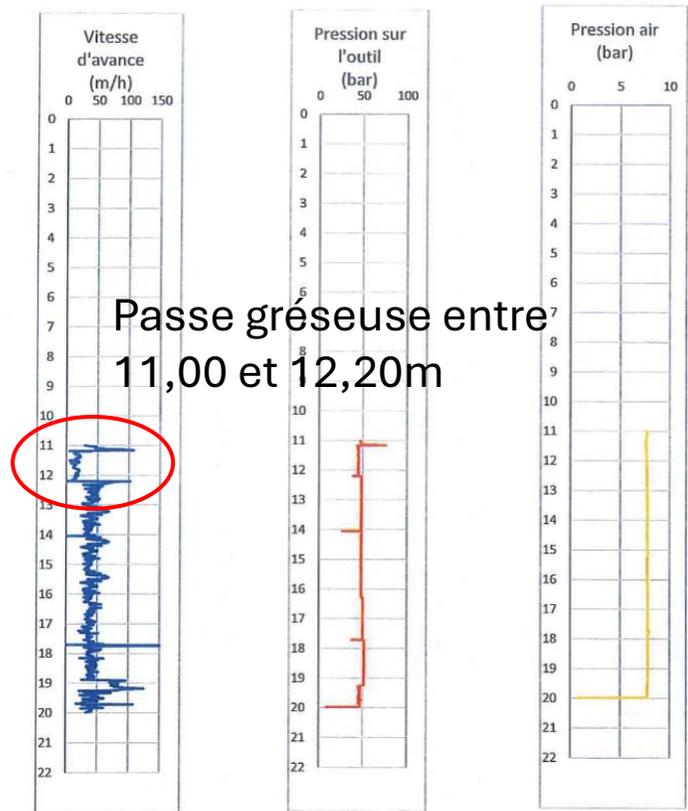
Machine : GEO 205
 Type de forage : destructif par roto-percution
 Fluide de forage : air

Station : F1

Prof. (m)	Equip. piézo.	Ech.	Coupe lithologique	Nat.	Lithologie	Humidité	Consistance	Couleur
4.00				R	Remblais limono-argilo-caillouteux, peu à moyennement plastiques.	Normale	Moyenne à très	Brun foncé
5.00				TN	Argiles limoneuses, peu plastiques.	Imprégné d'eau	Quasiment "bouillant"	Brun
6.20				TN	Argiles limoneuses, moyennement à peu plastiques.	Très humide	Peu à moyenne	Brun-gris-bleu
7.40				TN	Argiles caillouteuses (schisteuses), peu à non plastiques.	Normale	Moyenne	Gris - brun
9.30				TN	Terrains limono-argilo-caillouteux (roche), peu plastiques	Normale	Moyenne	Brun
17.8				TN	Socle rocheux schisteux.	/	/	Brun



Comacchio GEO205



Nécessité d'un moyen de reconnaissance géotechnique in-situ complémentaire



Schistes houillers

Possibilité de faire des **passes de carottages** (1,00m à 1,50m) avec carottier rotatif



Schistes fracturés plus ou moins altérés pouvant être blocailleux



Grès

Veine de charbon de 20cm précédée d'argiles schisteuses

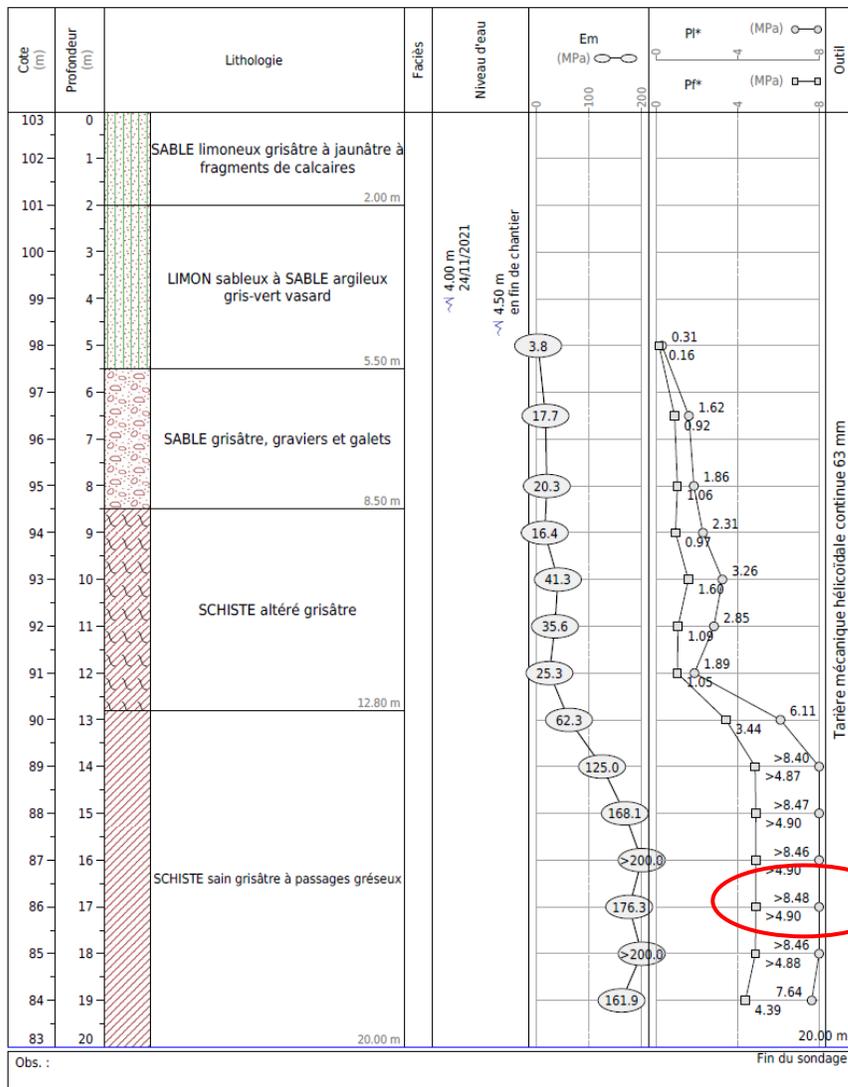


Possibilité de déterminer **RQD (Rock Quality Designation)** et **RMR (Rock Mass Rating)**

Nécessité d'un moyen de reconnaissance géotechnique in-situ complémentaire

Essais pressiométriques Ménard (ISO 22476-4)

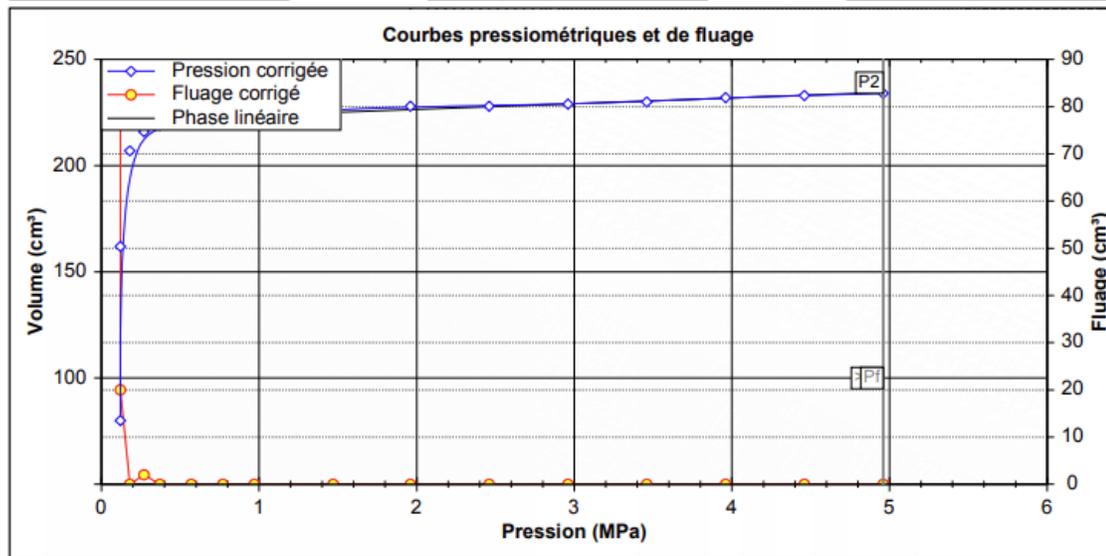
(voir JE La pratique du pressiomètre en Belgique 28/09/17)



Importance de la qualité du forage ≠ forage de reconnaissance

Essai : SP2 - 15.00 m EXPRS 1.39

Em (MPa)	608.57	PI (MPa)	>4.96	Pf (MPa)	4.96
Em / PI*	127.58	Pli (MPa)		ohs (MPa)	0.19
PI* (MPa)	>4.77	Pth (MPa)		P1 (MPa)	0.57
Pf* (MPa)	4.77	Pld (MPa)	4.96	P2 (MPa)	4.96



Essai dans schiste
Dernière valeur mesurée
= limite sonde (5MPa)
= pression fluage = pf

Rapport 1,7 entre pl et pf

Sonde spécifique à haute pression
- pression limite 10-12 MPa

Reconnaissance géotechnique : jusqu'à quelle profondeur en terrain rocheux?

NBN EN 1997-2/AC:2010

Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais

(13) Pour les pieux (voir Figure B.7), il convient de retenir la plus grande valeur parmi les trois conditions suivantes :

- $z_a \geq 1,0 b_g$
- $z_a \geq 5,0 \text{ m}$
- $z_a \geq 3 D_F$

où :

D_F est le diamètre de la base du pieu ; et

b_g est la largeur du rectangle circonscrit au groupe de pieux qui constitue la fondation, au niveau de la base des pieux.

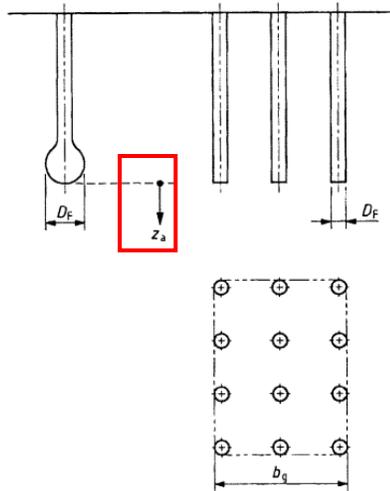


Figure B.7 — Groupe de pieux

(4) Lorsque les ouvrages décrits aux paragraphes B.3(5) à B.3(8) et B.3(13) sont construits sur de bons terrains, il est possible de réduire la profondeur des reconnaissances à $z_a = 2 \text{ m}$, sauf si la géologie n'est pas précise, auquel cas il convient de réaliser au moins un sondage jusqu'à une profondeur z_a d'au moins 5 m. Lorsqu'un substratum rocheux est recoupé au niveau prévu de l'assise de l'ouvrage, il convient de considérer ce niveau comme celui de référence pour définir z_a . Sinon, il convient que la profondeur z_a soit définie à partir de la surface du substratum rocheux.



Procédures standard pour la reconnaissance géotechnique:
DISPOSITIONS GENERALES

14 juillet 2016

GC2B: bâtiments

Type d'essais : essais de pénétration au cône électrique, éventuellement à remplacer ou à compléter par des forages en fonction de la nature du sol.

Profondeur des essais : En l'absence de données spécifiques, les essais de pénétration sont réalisés jusqu'à une capacité minimum de 200 kN ou jusqu'à une profondeur d'au moins 10 m si une force de pénétration totale de 200 kN n'a pas été atteinte plus tôt.

Si des informations géologiques ou des résultats d'essais effectués dans les environs laissent supposer la présence de couches de faible résistance à plus grande profondeur, nécessitant éventuellement la réalisation d'une fondation sur pieux, une plus grande profondeur de sondage sera imposée.

Des techniques spéciales seront également prévues si certains éléments indiquent la présence de couches très denses dans l'intervalle de profondeur à sonder.

En présence de formations dures à une profondeur limitée (par ex. : roche), l'investigation de sol réalisée au moyen d'essais de pénétration peut être complétée ou remplacée par des forages, des essais au pressiomètre...

Nombre d'essais:

Par défaut, les constructions font l'objet d'1 essai de pénétration par 300 m², avec un minimum de 3. En cas de sols fortement hétérogènes (par ex. : présence de dépôts quaternaires jusqu'à une grande profondeur), il peut être recommandé d'accroître la densité de sondage à 1 par 150 m².

Pour les sols fortement homogènes (par ex. : couches tertiaires documentées, sans anomalies ni discontinuités) et pour les constructions basées sur des fondations bien distribuées (par ex. : entrepôts avec des colonnes largement réparties) ou les grands bâtiments de type « monovolume », la densité des essais peut être réduite, sous réserve d'une motivation bien fondée, à 1 pour 1000 m² mais en prévoyant toujours un minimum de 3 essais de pénétration.

2. Cadre normatif pour le dimensionnement des pieux sur base d'essais de sols in-situ ?

Cadre normatif belge?



Norme belge

NBN EN 1997-1 ANB:2022

NBN



Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales - Annexe nationale

Valable à partir de 15-04-2022

Remplace NBN EN 1997-1 ANB:2014

La présente norme est l'annexe nationale définissant les conditions d'application en Belgique des normes NBN EN 1997-1, 1e éd., janvier 2005 et NBN EN 1997-1/A1, 1e éd., janvier 2014. La norme NBN EN 1997-1 ne peut être utilisée en Belgique qu'en combinaison avec son annexe nationale.

Section 7 Fondations sur pieux

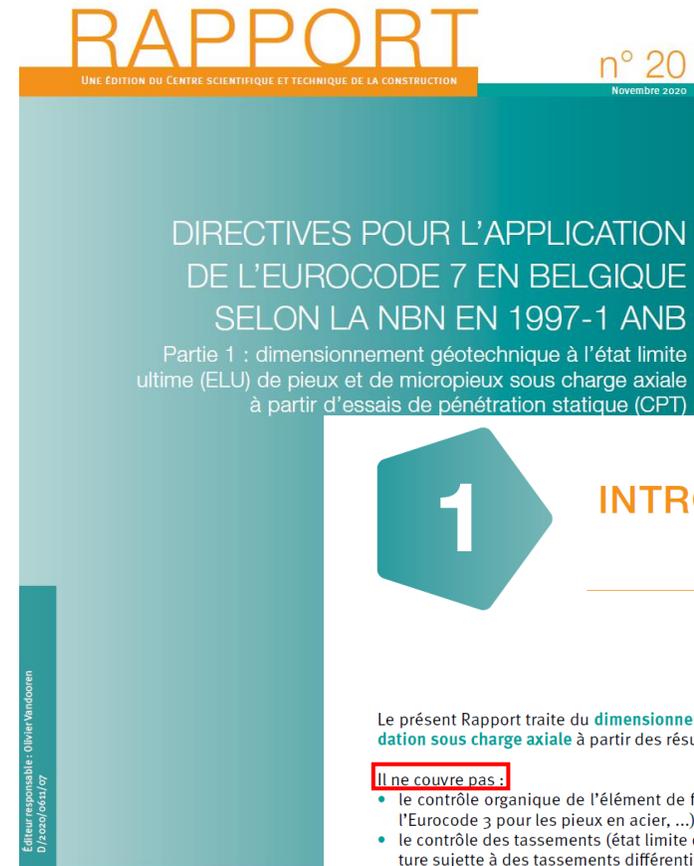
7.6 Pieux sous charge axiale

7.6.2 Portance

7.6.2.3 Portance ultime déduite des résultats d'essais sur les sols

Ajouter à la fin :

Le dimensionnement sur base de résultats d'essais de pénétration statique (CPT) doit être effectué selon la méthode décrite dans le Rapport 20 du CSTC « Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ANB. Partie 1: dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime (ELU) de pieux et de micropieux sous charge axiale, à partir d'essais de pénétration statique (CPT) ».



INTRODUCTION

Le présent Rapport traite du dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime (ELU) de pieux de fondation sous charge axiale à partir des résultats d'essais de pénétration statique (CPT).

Il ne couvre pas :

- le contrôle organique de l'élément de fondation (voir à ce sujet l'Eurocode 2 pour les pieux en béton, l'Eurocode 3 pour les pieux en acier, ...)
- le contrôle des tassements (état limite de service – ELS – et état limite ultime – ELU – de la superstructure soumise à des tassements différentiels trop importants des pieux)
- les actions autres que la compression et la traction axiales (actions horizontales, dynamiques, ...)
- la capacité portante des groupes de pieux et des radiers sur pieux (piled raft foundations)
- la capacité portante des pieux installés dans ou sur la roche
- le contrôle de la rupture par poinçonnement
- le dimensionnement géotechnique des pieux de fondation à partir d'essais pressiométriques, d'essais de mise en charge, ...

Cadre normatif belge?

Clarification méthode de dimensionnement



A Vue d'ensemble des facteurs de dimensionnement pour les différents types de pieux.

Types de pieux	Facteurs de dimensionnement selon :
Pieux battus et pieux vérinés	Méthode de dimensionnement 20 ⁽¹⁾
Pieux vissés avec un fût en béton plastique	<ul style="list-style-type: none"> • Système de pieux avec ATG : facteurs selon l'ATG • Systèmes de pieux sans ATG : facteurs selon la Méthode de dimensionnement 20
Pieux CFA et pieux forés	<ul style="list-style-type: none"> • Situation actuelle : Méthode de dimensionnement 19 ⁽²⁾ • Dès que les premiers ATG pour ces types de pieux sont délivrés : <ul style="list-style-type: none"> – système de pieux avec ATG : facteurs selon l'ATG – système de pieux sans ATG : facteurs selon la Méthode de dimensionnement 20
Pieux vissés avec tubage perdu ou temporaire, avec ou sans injection de coulis	<ul style="list-style-type: none"> • Jusqu'au 2 mai 2025 : Méthode de dimensionnement 19 ⁽³⁾ • Après le 2 mai 2025 : <ul style="list-style-type: none"> – système de pieux avec ATG : facteurs selon l'ATG – système de pieux sans ATG : facteurs selon la Méthode de dimensionnement 20
Micropieux	Méthode de dimensionnement 20 ⁽⁴⁾

Exemple ATG

UBAtc

Union belge pour l'Agrément technique de la Construction asbl

Siège social: Rue du Lombard 42, 1000 Bruxelles
 Bureaux: Kleine Kloosterstraat 23, 1932 Sint-Stevens-Woluwe

TVA BE 0820.344.539 - RPM Bruxelles

Membre de l'EOTA, de l'UEAtc et de la WFTAO

Tél.: +32 (0)2 716 44 12
info@butgb-ubatc.be
www.butgb-ubatc.be

Agrément technique ATG avec certification

Pieu vissé à refoulement du sol avec un fût lisse

FRANKI FOUNDATIONS

Valable du 02/05/2023 au 01/05/2028

ATG 3271

Opérateur d'agrément et de certification

Belgian Construction Certification Association
 Cantersteen 47 - 1000 Bruxelles
www.bcca.be - info@bcca.be

Cadre normatif belge : méthodologie « adaptée » au mieux

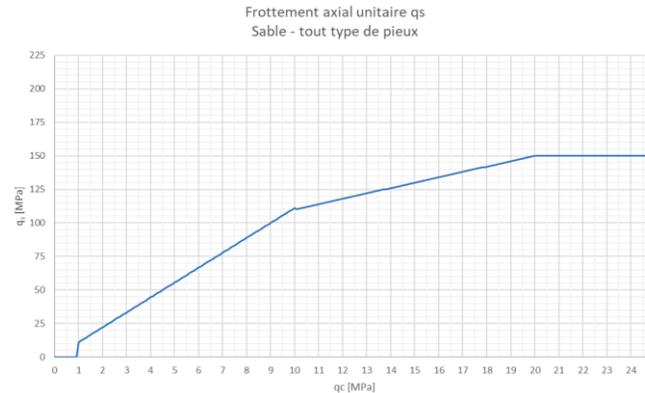


Résistance au frottement $R_s = \chi_s \cdot \sum (\alpha_{s,i} \cdot \alpha_{D,i} \cdot h_i \cdot q_{s,i})$

Tableau 4 Valeurs de la résistance au frottement unitaire (q_s) et du facteur (η^*_p) selon le type de sol.

Type de sol	q_c [MPa]	η^*_p ou q_s [kPa]	R_f [%] (*)
Argile	1 - 4,5	$\eta^*_p = 1/30$	3 - 6 %
	> 4,5	$q_s = 150$	
Limon	1 - 6	$\eta^*_p = 1/60$	2 - 3 %
	> 6	$q_s = 100$	
Argile sableuse / Limon sableux	1 - 10	$\eta^*_p = 1/80$	1 - 2 %
Sable argileux / Limon argileux	> 10	$q_s = 125$	
Sable	1 - 10	$\eta^*_p = 1/90$	< 1 %
	10 - 20	$q_s = 110 + 4 (q_c - 10)$	
	> 20	$q_s = 150$	

(*) Le coefficient de frottement (R_f) est déterminé à partir d'un essai de pénétration statique réalisé avec un cône électrique. La valeur de (R_f) aide à déterminer le type de sol. Toutefois, des informations complémentaires (forages avec prise d'échantillons, essais de reconnaissance, etc.) peuvent également servir à définir le type de sol.



Résistance de base $R_b = \alpha_b \cdot \varepsilon_b \cdot \beta \cdot \lambda \cdot A_b \cdot q_b$

q_b = la résistance unitaire à la base, calculée selon la méthode De Beer obtenue en forçant la valeur de q_c dans le schiste (essai prolongé)

- quelle valeur de q_c ?
- le q_b se développe lentement

Tableau 5 Facteur d'installation applicable à la résistance à la base (α_b) et à la résistance au frottement en compression (α_s) en fonction du type de pieu (catégories I, II et III) (*).

Type de pieu	Base α_b		Fût α_s	
	Argile	Autre sol (*)	Argile	Autre sol (*)
CATÉGORIE I (?) : PIEUX À REFOULEMENT				
PIEUX BATTUS ET PIEUX VÉRINÉS				
Pieux préfabriqués en béton sans base élargie	1	1	0,9	1
Pieux moulés dans le sol sans base élargie (4), fût en béton plastique	1	1	0,9	1
Pieux moulés dans le sol à base élargie (4), fût en béton plastique	1	1	– (5)	– (5)
Pieux moulés dans le sol à base élargie moulée dans le sol, fût en béton sec	1	1	1,15	1,15
Pieux en acier fermés dans le bas, sans base élargie (4)	1	1	0,6	0,6
Pieux en acier fermés dans le bas, avec base élargie (4)	1	1	– (5)	– (5)
Pieux tubés ouverts en acier, situation avec formation de bouchon (6)	1	1	0,6	0,6
PIEUX VISSÉS DE CATÉGORIE I (?)				
Fût en béton plastique	0,8	0,5	0,6	0,6
Avec tubage perdu	0,8	0,5	0,6	0,6
Avec tubage perdu ou temporaire et injection de coulis (6)	0,8	0,5	0,6	0,6
CATÉGORIE II (?) : PIEUX AVEC PEU DE REFOULEMENT OU DE DÉCOMPRESSION DU SOL				
PIEUX BATTUS				
Pieux tubés ouverts en acier, situation sans formation de bouchon (6)	1	1	0,6	0,6
Profilés en I et palplanches	1	1	0,6	0,6
CATÉGORIE III (?) : PIEUX AVEC ENLÈVEMENT DU SOL				
PIEUX À TARIÈRE CONTINUE (CFA)				
	0,8	0,5	0,3	0,4
PIEUX FORÉS				
Exécutés avec un tubage temporaire	0,8	0,5	0,3	0,5
Exécutés sous fluide de support	0,8	0,5	0,5	0,5
Exécutés sans tubage temporaire ni fluide de support	0,8	– (9)	0,5	– (9)

(*) Pour les pieux qui font l'objet d'un agrément technique (ATG) avec certification ou d'une attestation équivalente, d'autres valeurs de (α_b) et de (α_s) que celles énumérées dans ce tableau peuvent être appliquées sous certaines conditions. La procédure d'obtention d'un agrément technique (ATG) avec certification peut être demandée auprès de l'UBATC (www.ubatc.be, info@ubatc.be).



FA195180

ISSN 0335-3931

Compilation

NF P 94-262 COMPIL 1

Juin 2019

Indice de classement : P 94-262 COMPIL 1

ICS : 91.010.30 ; 93.020

Justification des ouvrages géotechniques — Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 — Fondations profondes

Justification of geotechnical work —
National application standards for the implementation of Eurocode 7 —
Deep foundations

Rechtfertigung von geotechnischen Bauwerken —
Normen für die nationale Anwendung von Eurocode 7 —
Tiefgründungen

Texte compilé

de la norme française NF P 94-262:2012, intégrant dans le corps du texte l'amendement A1 de Juillet 2018, accompagné de la liste des membres de la CN du BNSR CNJOG.

Annexe F (normative)

Portance limite et résistance limite de traction à partir de la méthode pressiométrique

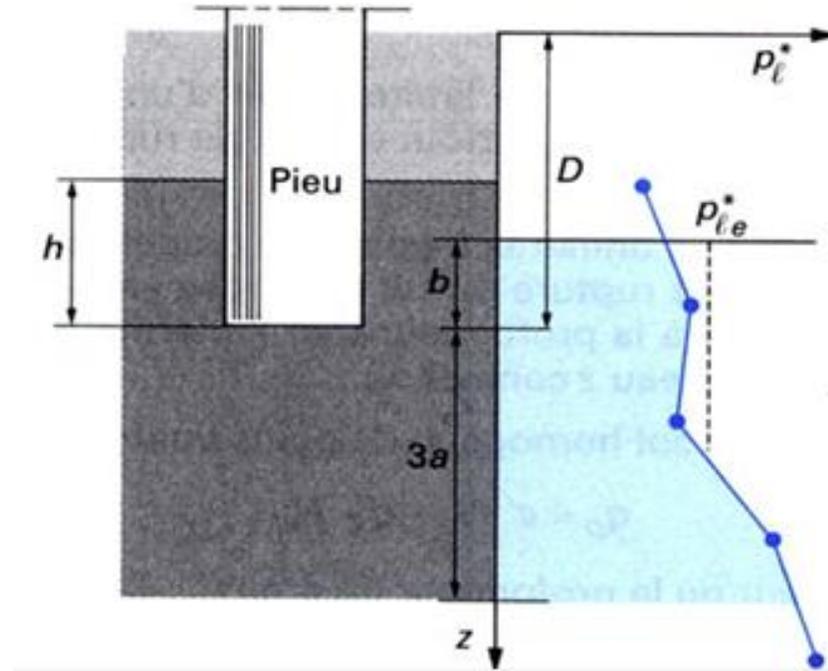
Tableau B.2.1 — Classement des sols selon différents critères

Classes de sol		I_c	p_1^* (MPa)	q_c (MPa)	$(N_{1,60})$	c_u (kPa)
<i>Argiles et limons</i>	Très mous à mous	< 0,50	< 0,4 0,4 à 1,2	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 à 0,75		1,0 à 2,5		75 à 150
	Raides	0,75 à 1,00	2	2,5 à 4,0		150 à 300
	Très raides	$\geq 1,00$	1,2 à ≥ 2	$\geq 4,0$		≥ 300
<i>Sols intermédiaires (sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)</i>	Classement à réaliser selon les indications des figures B.2.1 à B.2.4					
<i>Sables et gravies</i>	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses			10 à 20	25 à 42	
	Très denses		1 à 2 ≥ 2	≥ 20	42 à 58	
<i>Craies</i>	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à	5 à 15		
	Saines			≥ 15		
<i>Marne et calcaire marneux</i>	Tendres		$\geq 3 < 1$	< 5		
	Raides		1 à	5 à 15		
	Très raides		4 ≥ 4	≥ 15		
<i>Rocher</i>	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		≥ 4			

Résistance de base $R_b = A_b * q_b = A_b * k_p * p_{le}^*$

Tableau F.4.2.1 — Valeur du facteur de portance pressiométrique k_{pmax} pour un encastrement effectif $D_{ef}/B > 5$

Terrain	Argile % CaCO3 < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grève	Craie	Marne et calcaire- marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
1	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3	1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5 #	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6 #	1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7 #	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)



$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz$$

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0,5\right\}$$

$$b = \min\{a; h\}$$

h_D désigne une longueur égale à $10B$.

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D-h_D}^D p_l^*(z) dz$$

lorsque l'encastrement relatif D_{ef}/B est supérieur à 5 : $k_p(D_{ef}/B) = k_{pmax}$;

lorsque l'encastrement relatif D_{ef}/B est inférieur à 5 : $k_p(D_{ef}/B) = 1,0 + (k_{pmax}-1,0)(D_{ef}/B)/5$.

NOTE 1 Au minimum l'encastrement effectif dans la couche porteuse est pris égal à 3 diamètres ou 1,50 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m. Si l'entreprise de fondations spéciales peut garantir la bonne exécution de l'encastrement de la pointe des pieux dans la couche porteuse soit par des prélèvements d'échantillons, soit par l'emploi de trépan, soit encore par l'utilisation de carottier alors cet ancrage peut être réduit à une valeur minimale de 0,50 m.



Résistance au frottement $R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz$

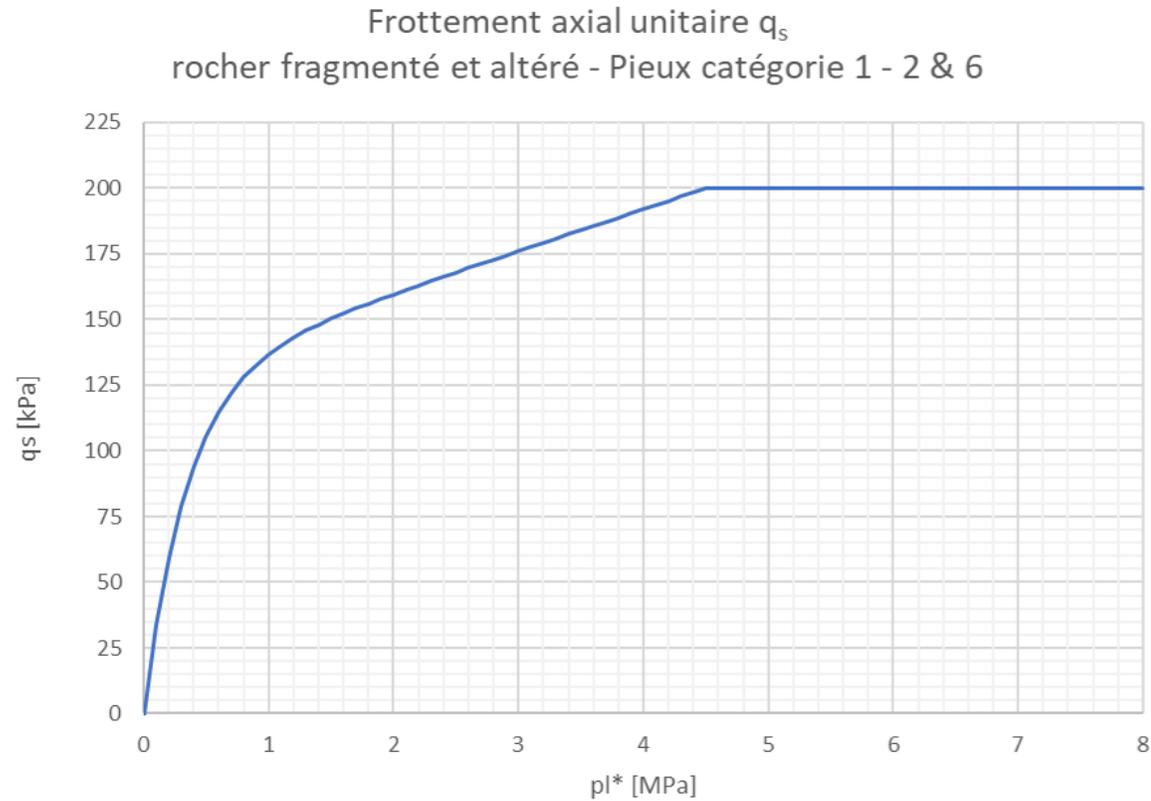


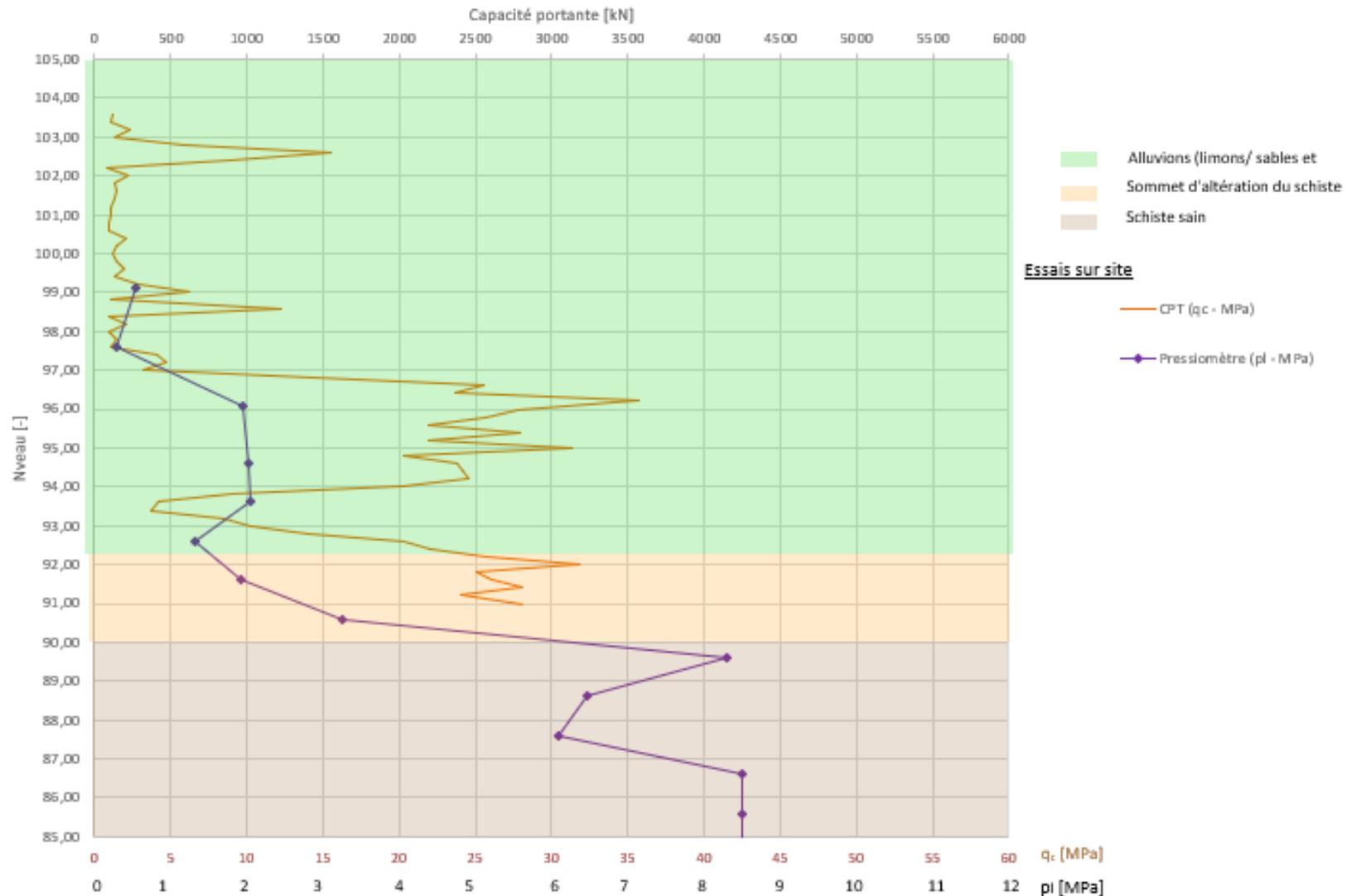
Tableau A.1 — Classes et catégories de pieux

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

Comparaison des 2 approches



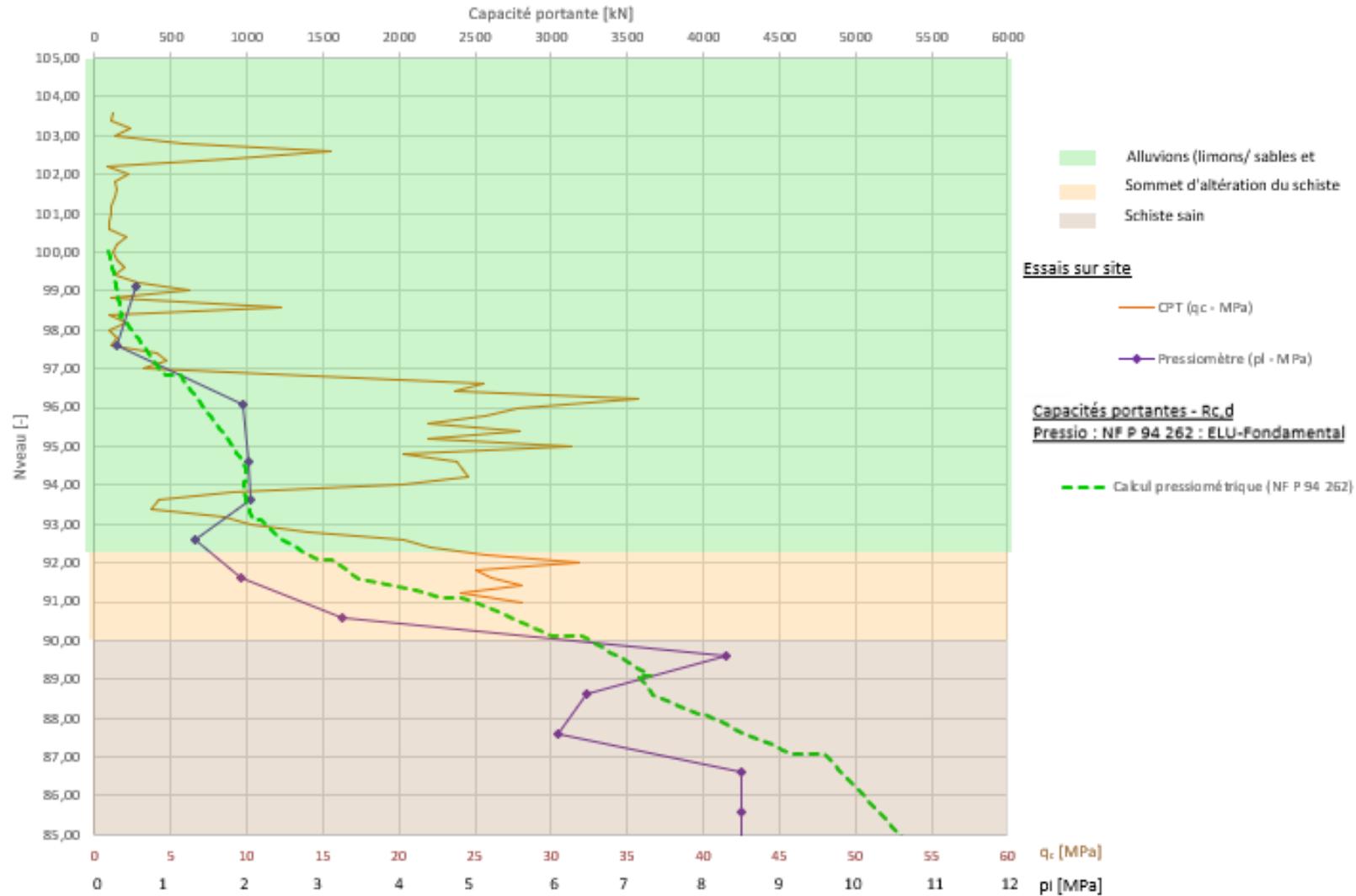
Capacité portante et essais sur site



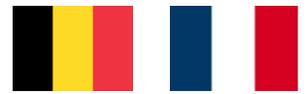
Comparaison des 2 approches



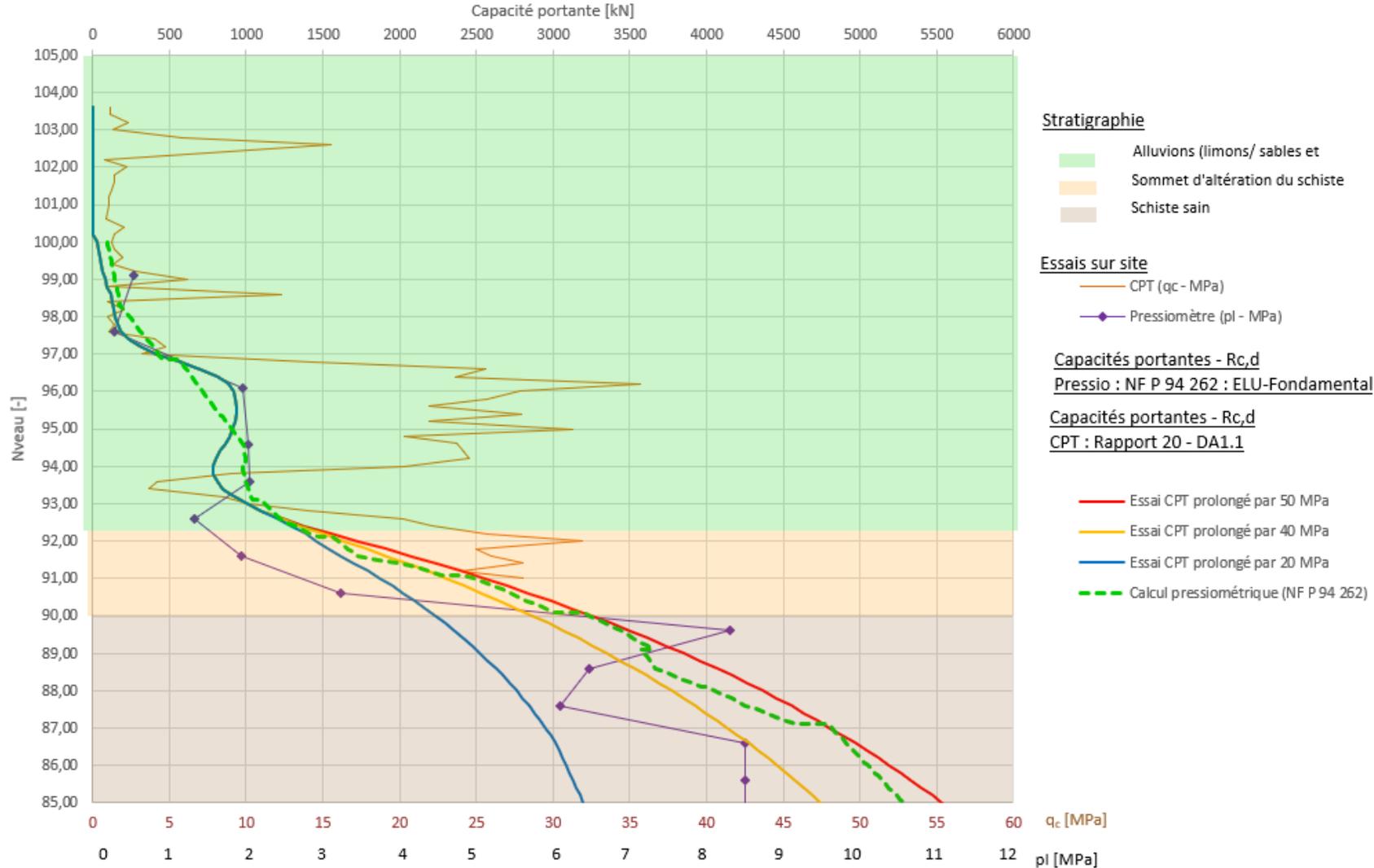
Capacité portante et essais sur site



Comparaison des 2 approches



Capacité portante et essais sur site



*Prolonger les valeurs de qc ne dispense pas d'essais complémentaires
 *Ne tient pas compte d'éventuelles zones de plus faible résistance (charbon, argile schisteuse)

Guide technique Setra – Fondations au rocher

Rappels :

Hypothèse : homogénéisation du massif rocheux – massif continu équivalent

Critère de rupture de Hoek & Brown

- σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales respectivement majeure et mineure (compressions notées positivement),
- σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale de la matrice rocheuse, mesurée en laboratoire,
- m_b et s sont des paramètres caractérisant la roche et la fracturation du massif.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

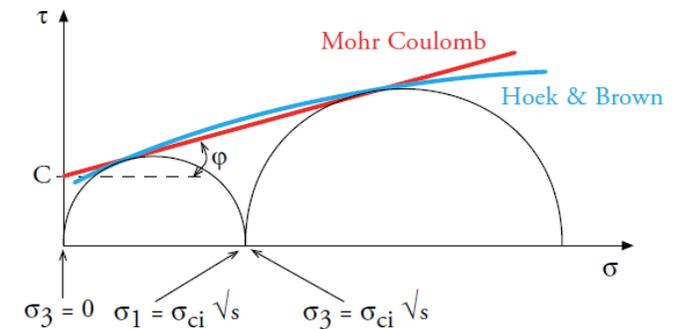
$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad \text{et} \quad s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)}$$

m_i est lié à la fragilité de la matrice rocheuse

GSI caractérise l'état de « perturbation » du massif (abaque pour définir une fourchette de valeur ou à partir de la valeur du RMR)

Cas particulier : résistance en compression uniaxiale du massif rocheux :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$



Guide technique Setra – Fondations au rocher



Cas des fondations profondes (profondeur d'encastrement $D_e > 2,5 \times B$)

Charge de rupture globale = charge de rupture sous la base + charge limite mobilisable par frottement latéral

Contrainte de rupture sous la base d'un pieu : A. Soriano, 2003 a montré qu'une relation linéaire entre contrainte de rupture à la base et σ_c ne semble pas validée par des essais de chargements

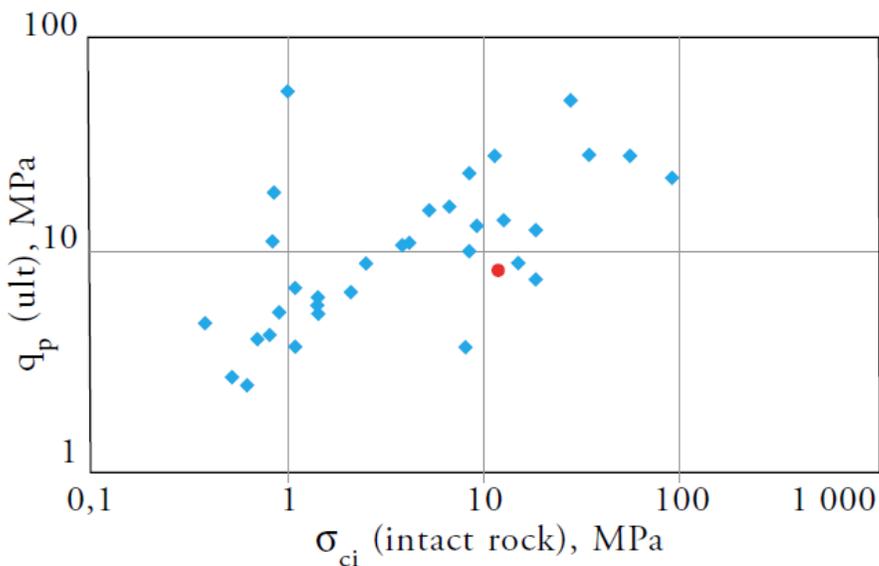


Figure 5.23 : résultats d'essais de chargement de pieux dans le rocher
Source : A. Soriano

$$q_u = 2\alpha\sqrt{\sigma_{ci}}$$

où α varie de 2 (RQD voisin de 100 %) à 0,12 (RQD inférieur à 10 %).

Pour RQD 20% $\sigma_{ci} = 25 \text{ MPa}$

$$q_u = 2 \text{ MPa}$$

Pour RQD 75% $\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa}$

$$q_u = 21 \text{ MPa}$$

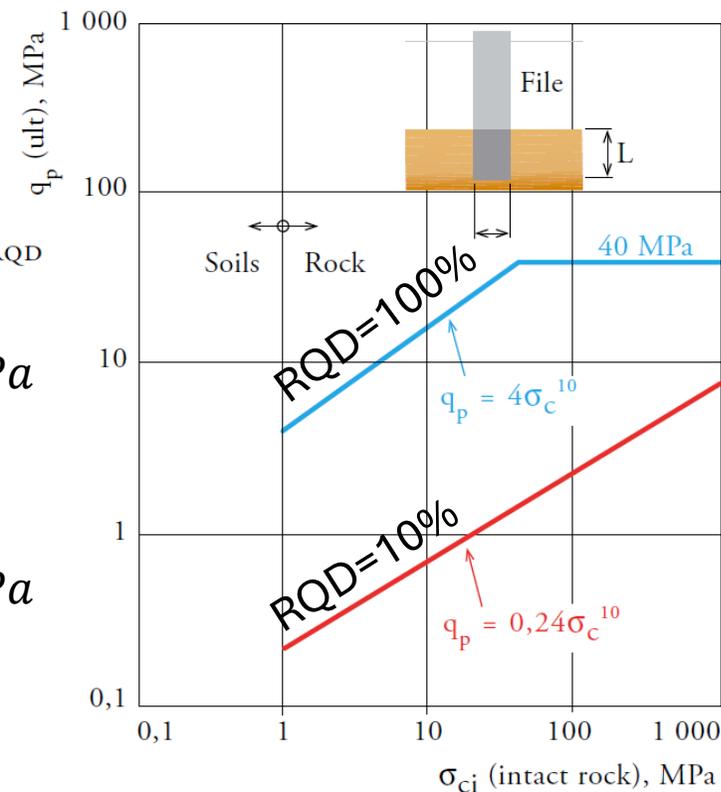


Figure 5.27 : résistance de pointe en fonction de σ_{ci} ($L/D \geq 2,5$)
d'après A. Soriano⁽¹⁾

Charge de rupture sous la base

$$Q_{pu} = \frac{\pi D^2}{4} \times q_u$$

Guide technique Setra – Fondations au rocher



Frottements latéraux verticaux

La résistance au cisaillement ultime à l'interface béton/rocher (=frottement latéral unitaire limite q_s) sur toute la hauteur de la couche rocheuse vaut :

$$\tau_u = \lambda \sqrt{\sigma_c^*} \quad (\text{en MPa})$$

avec :

- λ compris entre 0,15 et 0,25, selon la « rugosité » des parois du puits,
- σ_c^* est la plus faible des résistances en compression du rocher ou du béton du pieu,

$$\sigma_c^* = \text{Min}(\sigma_{c, \text{rocher}}, \sigma_{c, \text{béton}}).$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)}$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (\text{Hoek \& Diederichs})$$

$$\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa}; GSI = 30; s = 0,0004$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \sqrt{s} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \times \sqrt{1} = 150 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa}; GSI = 70; s = 0,0356$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \sqrt{s} = 9,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \times \sqrt{9,5} = 460 \text{ kPa}$$

Estimation de la valeur du GSI (Geological Strength Index) à partir de la caractérisation géologique descriptive du massif rocheux.

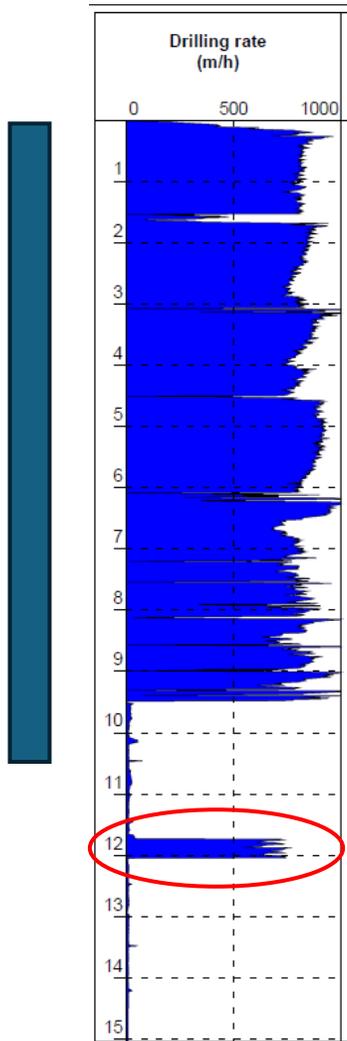
GSI « Geological Strength Index »	Qualification de l'état de surface des épontes des discontinuités	Qualité décroissante de l'état de surface des épontes des discontinuités
<p>La lithologie, la structure et les conditions de surface des discontinuités permettent d'évaluer une valeur moyenne du GSI. Notez que le tableau ne s'applique pas aux fissures structurellement contrôlées. Là où des joints de structure planes faibles sont présents dans une orientation défavorable à l'égard de la face d'excavation, ceux-ci dominent le comportement des massifs rocheux. La résistance au cisaillement des surfaces des roches qui sont prédisposés à des détériorations du fait de l'évolution de la teneur en eau sera réduite si l'eau est présente. Lorsque l'on travaille avec de mauvaises catégories structurales de rochers, un décalage vers la droite peu être effectué pour des conditions humides. La pression, de l'eau est traité par une analyse en contraintes effectives</p>	<p>Très bon - Rugosité très forte, épontes saines et non altérées</p> <p>Bon - Rugosité forte, épontes légèrement altérées, à surfaces oxydées</p> <p>Passable - Epontes lisses, modérément altérées ou abîmées</p> <p>Mauvais - Epontes de surfaces de glissement, très altérées, avec tapissages de matériaux compacts ou remplissages de débris anguleux</p> <p>Très mauvais - Epontes de surfaces de glissement, très altérées avec tapissages ou remplissages argileux</p>	
<p>Structuration du massif rocheux</p>		
<p>Rocher intact ou massif Échantillon de roche intact ou roche <i>in situ</i> massive avec peu de discontinuités largement espacées</p>		90 80 70 60 50 40 30 20 10
<p>Massif rocheux à très forte imbrication non perturbée, constitué de blocs cubiques découpés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>		
<p>Massif rocheux à forte imbrication partiellement perturbée, constitué de blocs polyédriques anguleux découpés par quatre (ou plus) familles de discontinuités</p>		
<p>Massif rocheux à imbrication perturbée, plissé et/ou faillé, constitué de blocs anguleux découpés par l'intersection de nombreux réseaux de discontinuités</p>		
<p>Massif rocheux déstructuré, très fortement fracturé, constitué d'un mélange de blocs anguleux et de blocs arrondis, avec une très faible imbrication</p>		
<p>Massif stratifié/cisaillé Absence de caractère rocheux due au faible espacement des schistosités ou des plans de cisaillement</p>		

$$\text{Frottement latéral : } Q_{su} = \pi D \tau_u$$

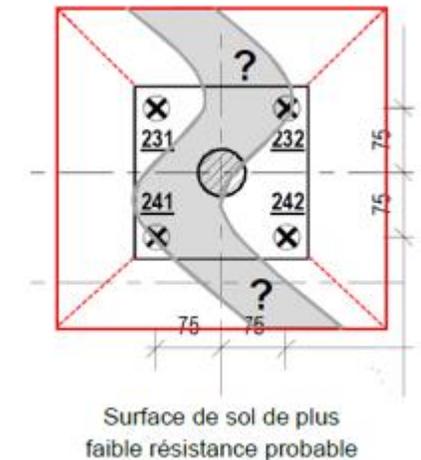
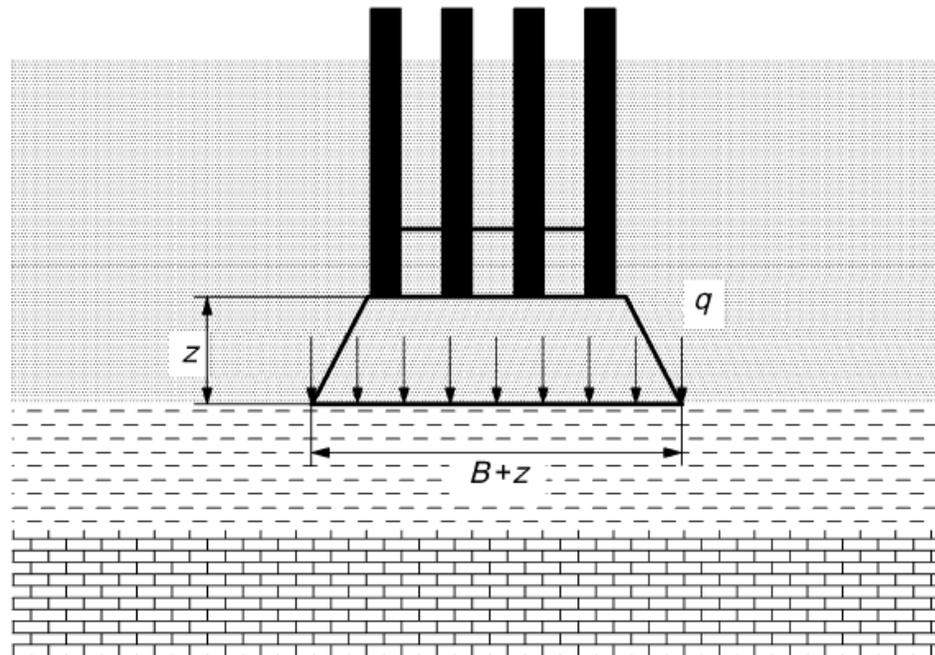
3. Veine de charbon - risque de poinçonnement ?

Annexe J NF P94-262

(3) Lorsqu'une couche sol déformable se présente en dessous des sols d'ancrage d'un groupe de pieux (Figure J.4.1), il convient d'évaluer la part de la charge qui s'exerce au niveau de la base des pieux, y compris les frottements négatifs éventuels, puis d'appliquer un schéma de diffusion de la charge jusqu'au toit de la couche de sol déformable, par exemple selon un tronc de cône de pente de 1/2, et enfin de calculer le tassement de la couche déformable avec la contrainte ainsi obtenue.



Veine de charbon



4. Contrainte admissible béton

CFA D=500mm ; C30/37

NBN EN1992-1-1 Résistance de calcul en compression



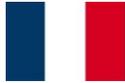
$\alpha_{cc} = 0,8$ si non armé toute hauteur

$k_f = 1,1$ car pas de tubage définitif (§2.4.2.5)

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{k_f \times \gamma_c} = \frac{0,8 \times 30}{1,1 \times 1,5} = 14,54 \text{ MPa}$$

Contrainte max admissible : $\sigma_{adm} = \min(0,6 \times f_{ck} ; \frac{f_{cd}}{\gamma_F}) = \min(18 ; \frac{14,54}{1,4}) = 10,4 \text{ MPa}$

NF P94 -262



Valeur caractéristique de la résistance :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \frac{1}{k_1 k_2} = \min(30 ; 30 ; 30) \times \frac{1}{1,35 \times 1,10} = 20 \text{ MPa}$$

Classe		C_{max} MPa	k_1
1	Pieux forés et barrettes	35	1,3
2	Pieux tarière creuse avec enregistrement des paramètres (Notes 1, 3 et 4)	30	1,35
3	Pieux vissés moulés (Notes 2)	35	1,3
4	Pieux battus moulés	35	1,3

$k_2=1,05$ pour les pieux forés et les barrettes dont le rapport de la plus petite dimension B à la longueur est inférieur à 1/20 ;

$k_2=1,3-B/2$ pour les pieux forés et les barrettes dont la plus petite dimension B est inférieure à 0,6 m ;

$k_2=1,35-B/2$ pour les pieux forés et les barrettes réunissant les deux conditions ci-dessus.

(8) La valeur du coefficient k_3 peut être prise égale à 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût (Tableau 6.4.1.2).

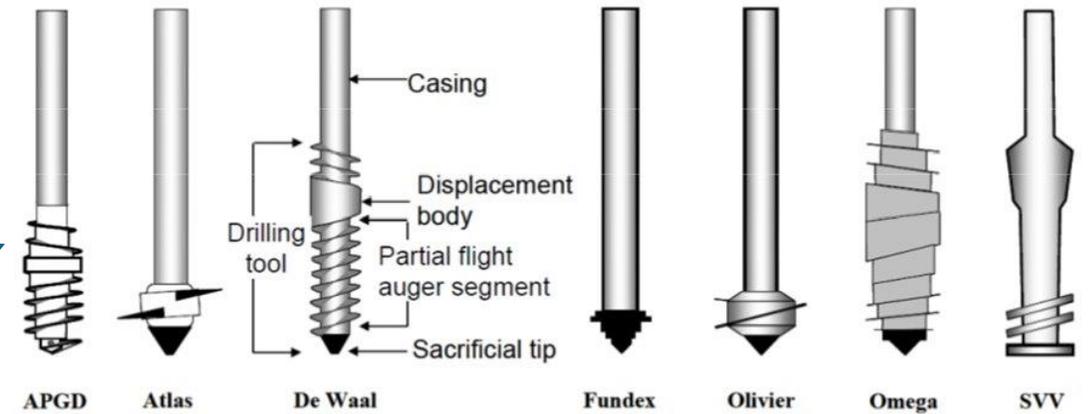
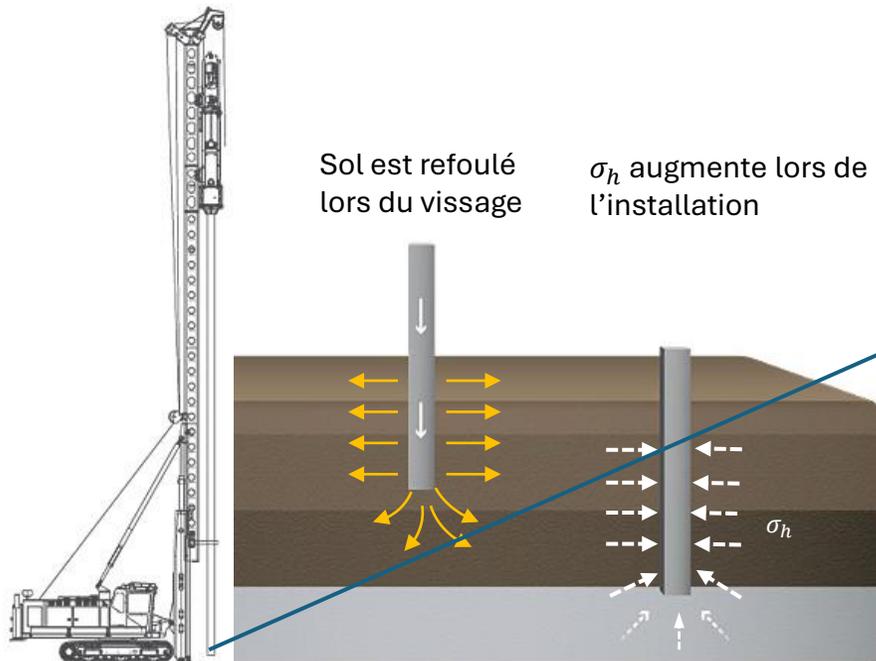
Contrainte max admissible: $\sigma_{adm} = 0,3 k_3 f_{c;k}^* = 0,3 \times 1,2 \times 20 = 7,2 \text{ MPa}$

Par le passé, la contrainte était limitée à **5 MPa** en service

5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Pieux vissés de catégorie I (pieux à refoulement)

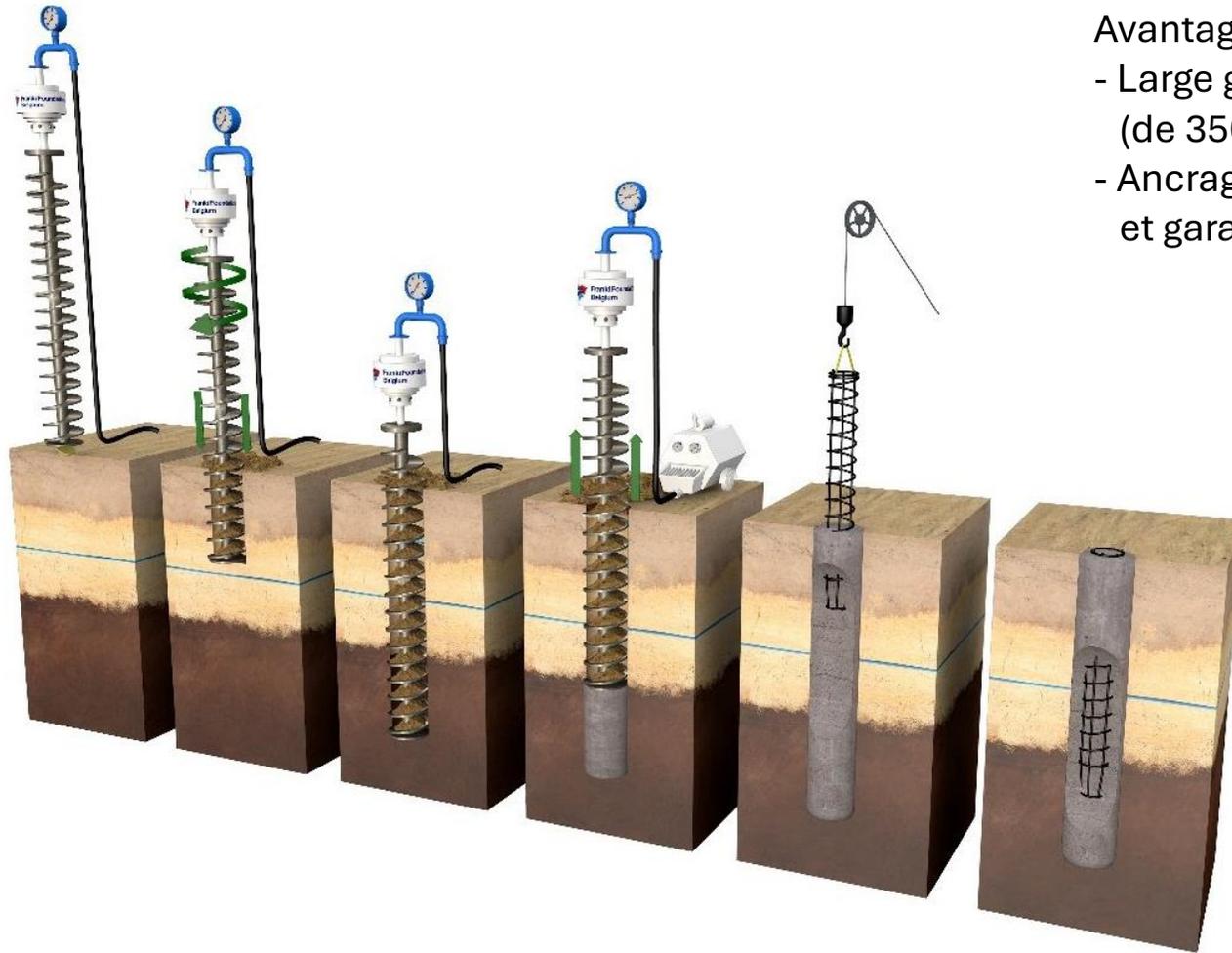
Avantages : pas d'évacuation de terre
meilleurs « paramètres » géotechniques



Posé dans la frange d'altération (empreinte et puis refus)
Ancrage de 1,00m dans le bedrock ? Utopiste

5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Pieux avec extraction de sol de catégorie III : pieux à la tarière continue CFA



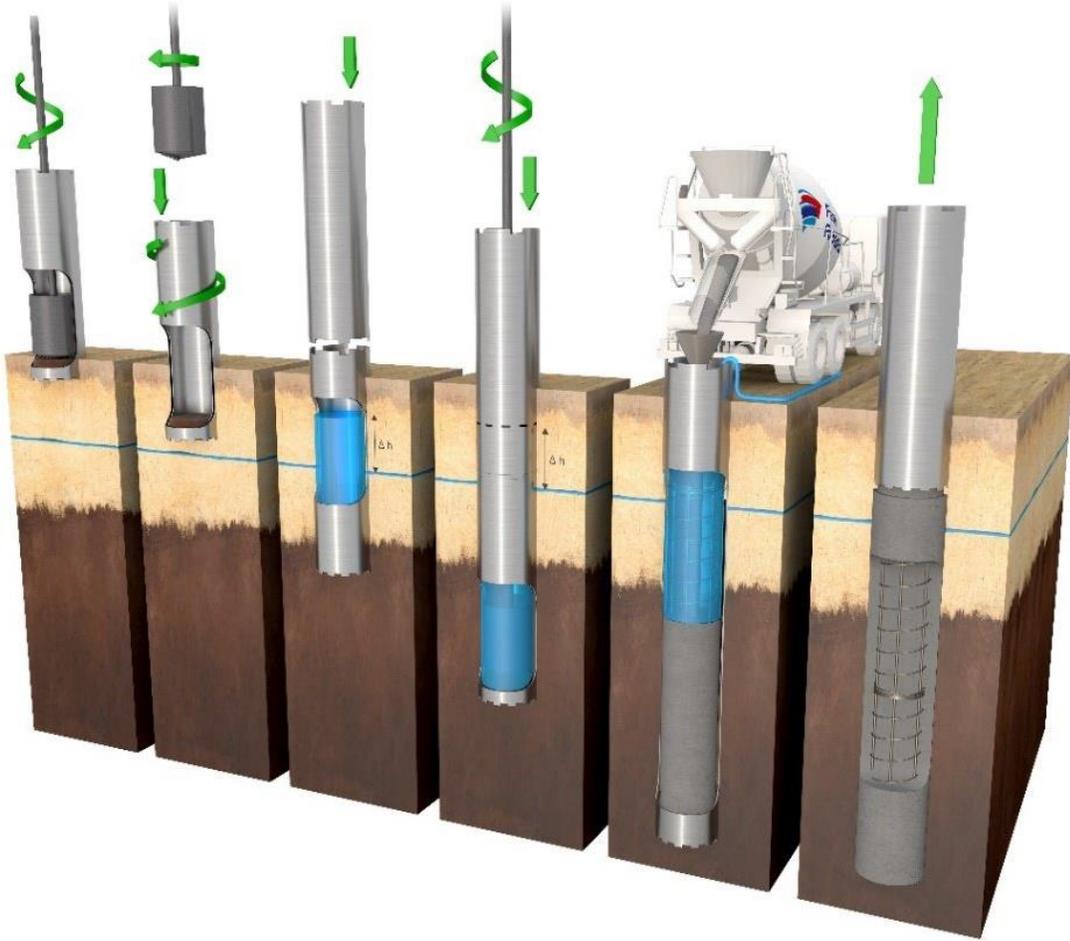
Avantages :

- Large gamme de diamètre (de 350mm à 1200 mm)
- Ancrage en roche altérée possible et garanti (en fonction des outils (tarière et machine)



5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Pieux avec extraction de sol de catégorie III : Pieux foré (tubé)



Avantages :

- Large gamme de diamètre (de 620mm à 2000 mm)
- Ancrage possible même si bancs de grès

Cette technique permet de remplacer de la bonne roche par du « mauvais béton »



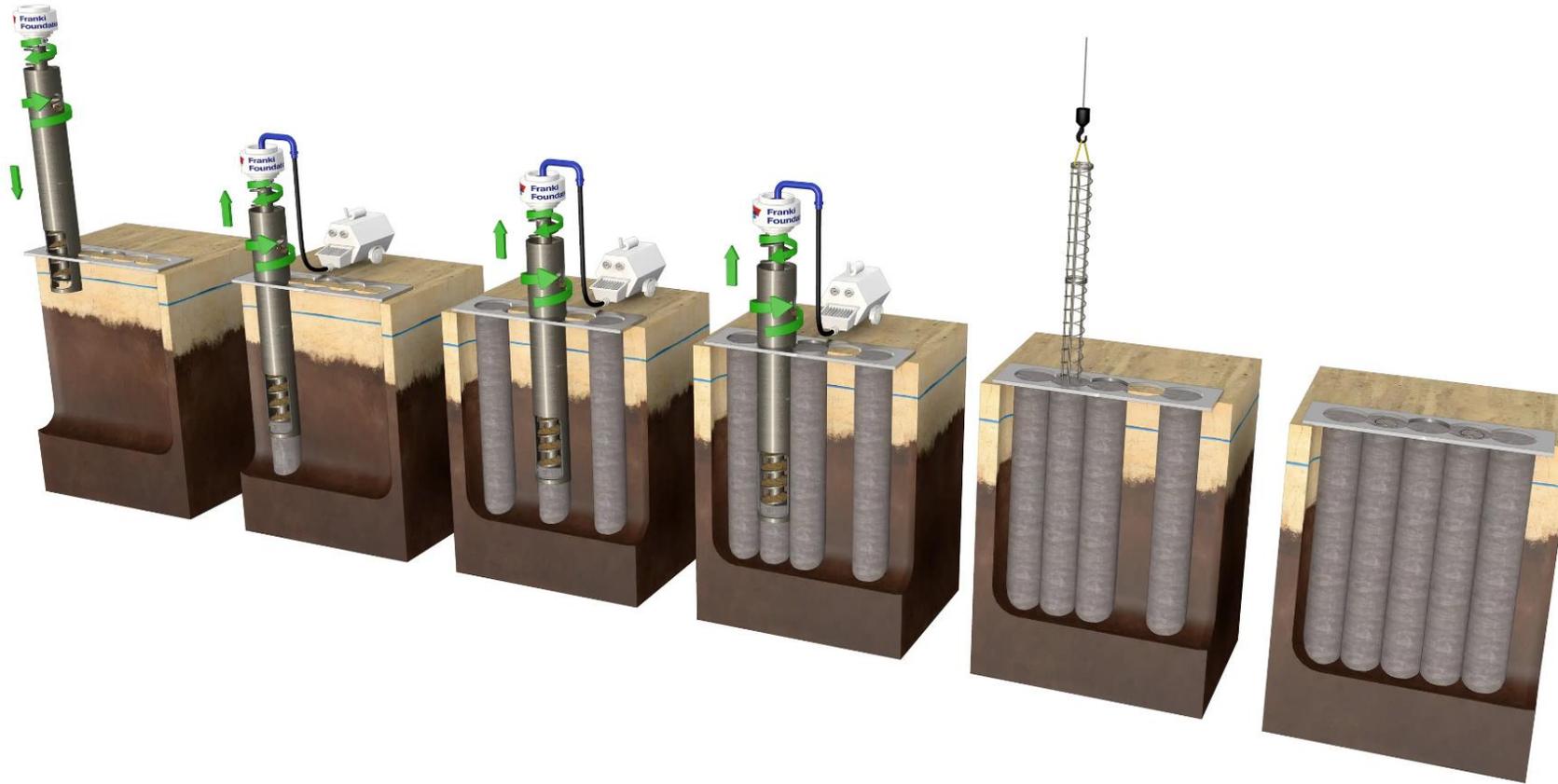
5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Pieux avec extraction de sol de catégorie III : Pieux foré tubé



5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Pieux avec extraction de sol de catégorie III : Pieux à la tarière tubée (« double rotation »)



5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

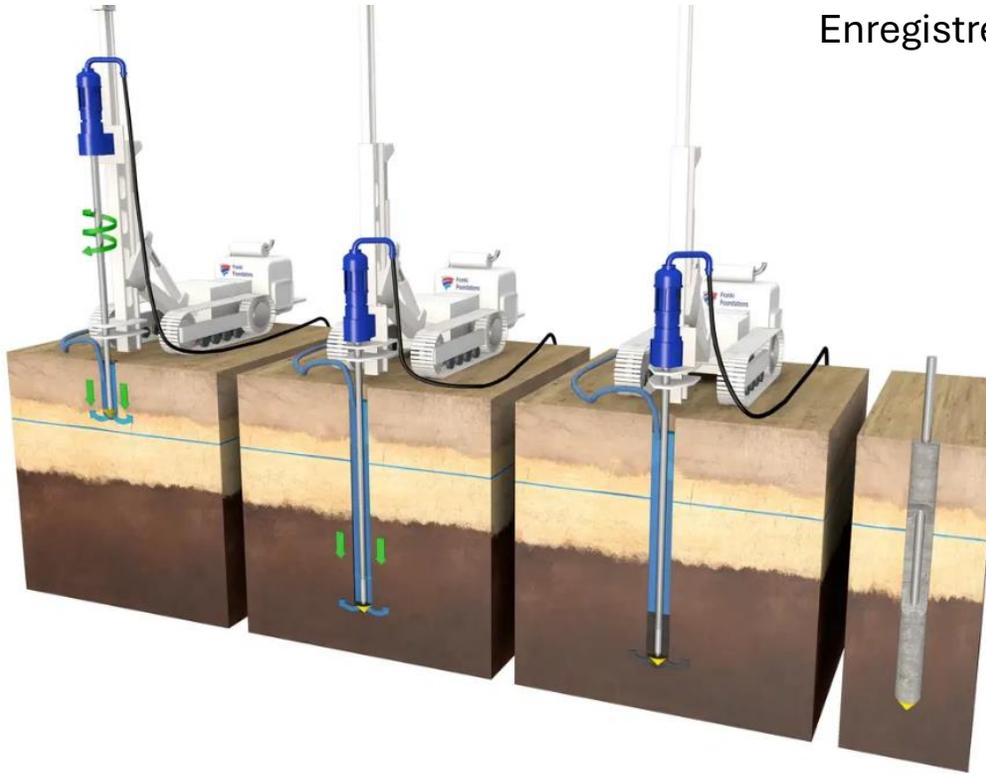
Pieux forés tubés et pieux double rotation



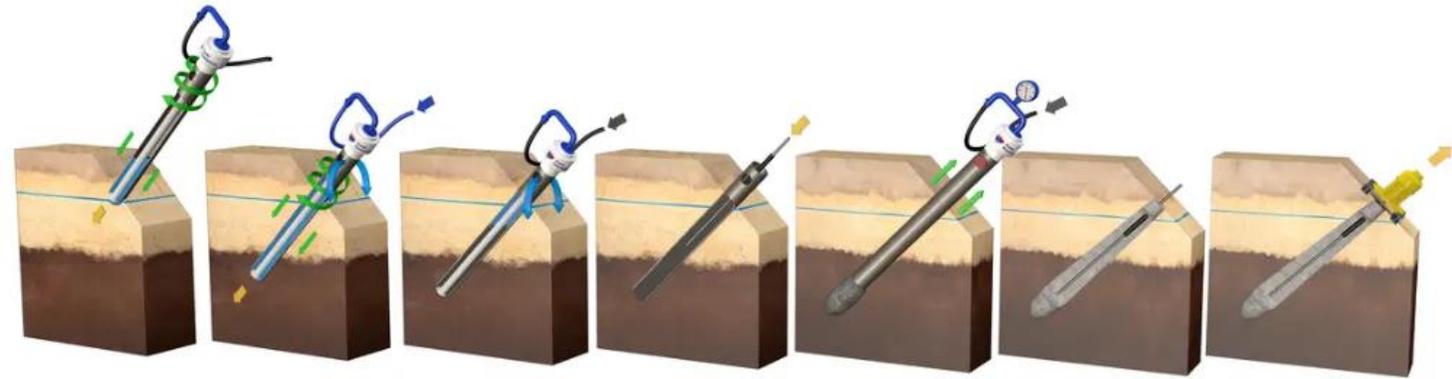
5. Quel type de pieux prescrire ? Faisabilité ?

Micropieux

Avantage : peu de limitations
Les techniques de forage peuvent être adaptées/couplées
Enregistrement des paramètres de forage (=diagraphies)



Micropieux type autoforant (quelques mètres dans le schiste)

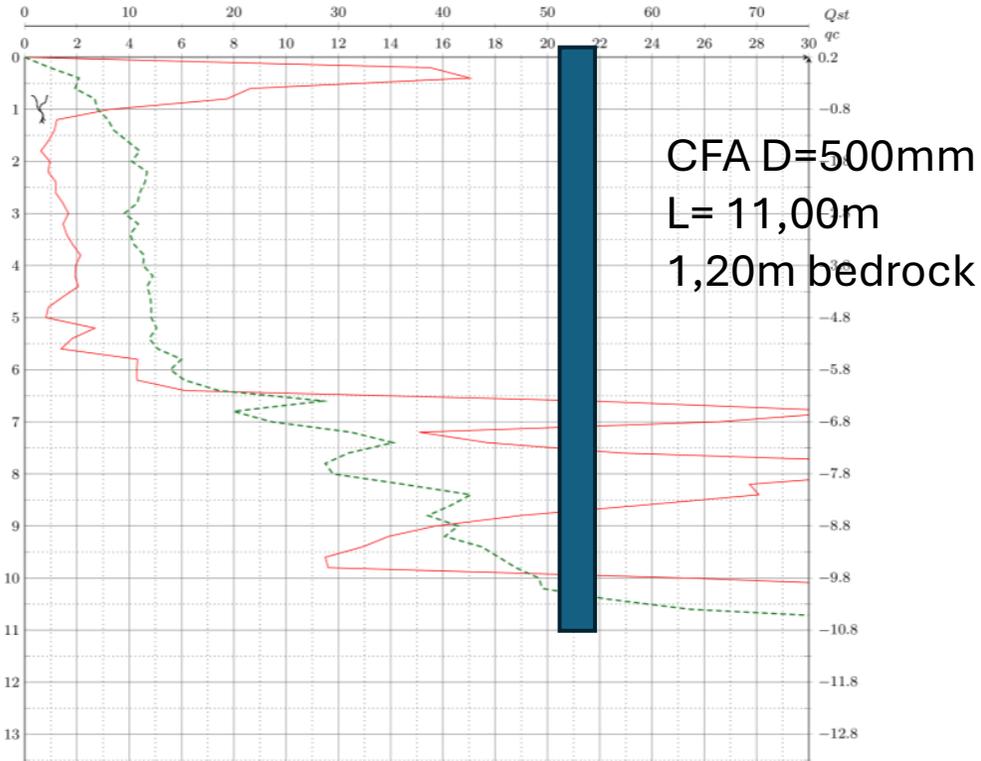


Micropieux type tige tube (casing)
+ possibilité marteau fond de trou (forage à l'air comprimé)

6. Enregistrement des paramètres de forage = essai de sol?

Mauvaise habitude : « l'encastrement en roche sera validé par l'enregistrement des paramètres de forage »

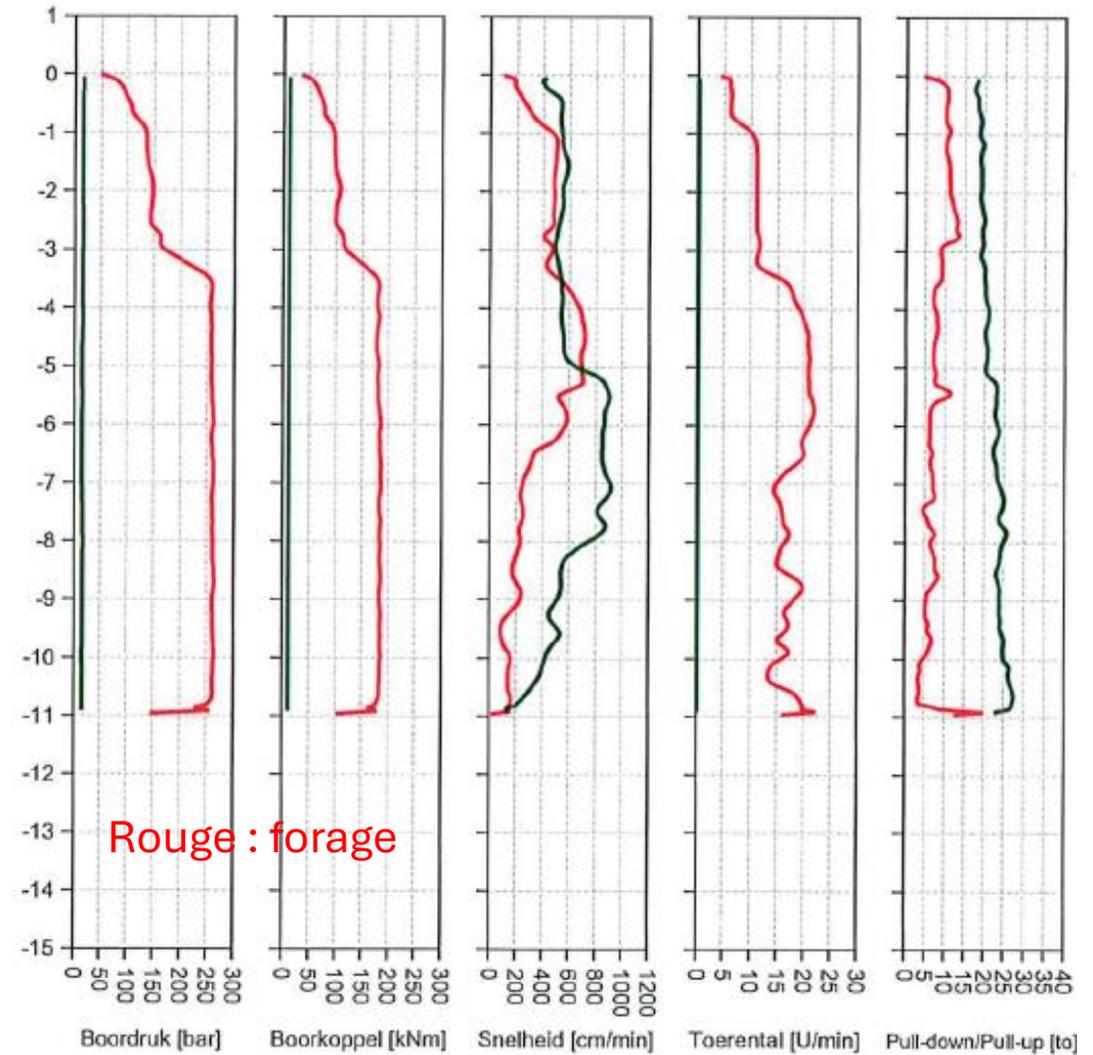
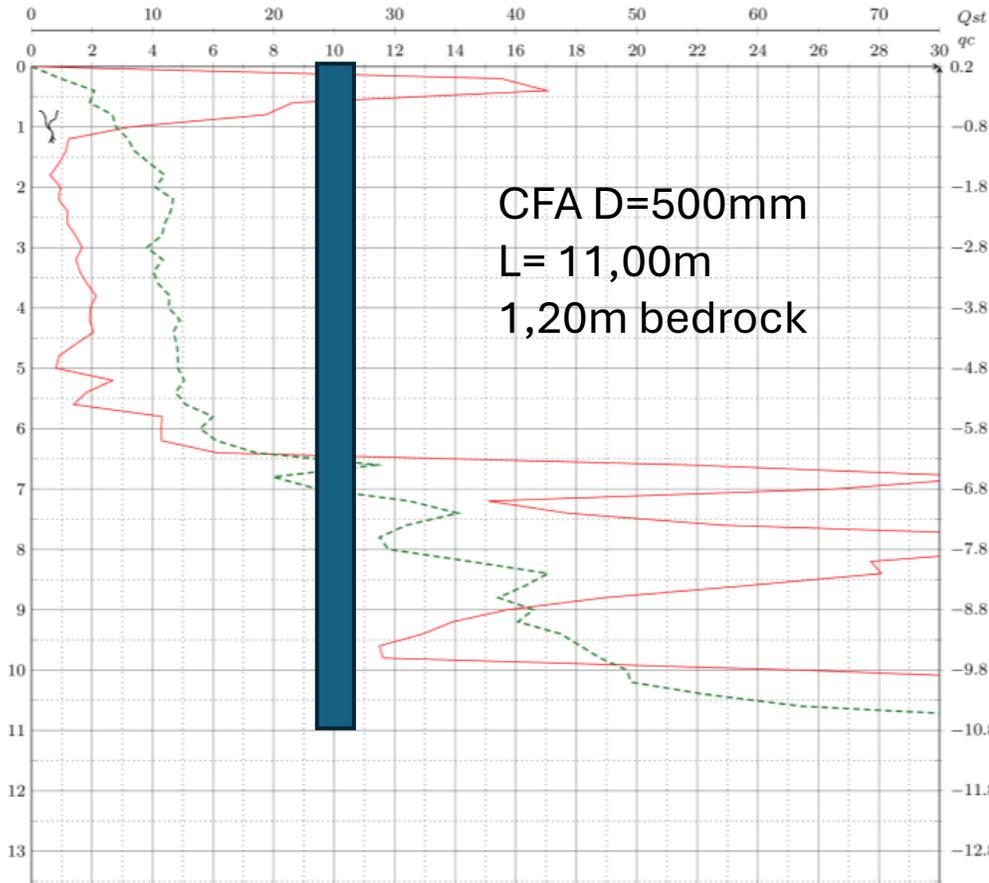
« les paramètres d'enregistrement peuvent se substituer aux essais de sols complémentaires »



Woltman DR55



6. Enregistrement des paramètres de forage = essai de sol?



Comment être sûr qu'on a bien un ancrage en roche ?

Se rendre sur site

Examen visuel des fragments de roche qui ressortent

7. Conclusions

- Essai CPT seul n'est pas suffisant
 - Diagraphies profondes + sondage carotté (RQD,RMR, GSI, UCS)
 - Réaliser des essais pressiométriques complémentaires
 - Définir des paramètres de dimensionnement
 - Détecter des singularités (veine de charbon, roche fortement altérée)
 - Présence de bancs gréseux
- Privilégier les pieux de type III ou IV au sens du Rapport 20 : pieux à la tarière type CFA / pieux double rotation / pieux forés tubés/ micropieux
 - Outils adaptés
- En l'absence d'une évaluation de l'ancrage en roche non altérée, limiter la contrainte sur le béton
- Dimensionnement sur base de la norme française NFP P94-262 si résultats pressiométriques disponibles
- Paramètres d'enregistrements utiles mais ce n'est pas la panacée



Merci de votre attention