

# 17. Erdbaufachtagung

„Sicherungen und Stabilisierungen im Erd- und Grundbau“

---



Ménard Pressiometrie als effektive  
Baugrunduntersuchung zur wirtschaftlichen  
Optimierung von Gründungen

Referent	<b>Dipl.-Ing. Johannes Kirstein</b> <b>M.Sc. Christopher Tinat</b> MENARD GmbH
Tagungsort	<b>H4 Hotel Leipzig</b> Schongauer Straße 39 04329 Leipzig  Tel.: +49 341-2540
Termin	<b>12./13. Mai 2022</b>

# 1 Einleitung

Für die Gründung von Bauwerken ist die Kenntnis der bautechnischen Eigenschaften des Untergrundes eine wesentliche Voraussetzung. Nur mit den zutreffenden bodenmechanischen Parametern hinsichtlich der Steifigkeit und Festigkeit ist eine adäquate und gleichzeitig wirtschaftliche Bemessung der Gründung sowie eine Abschätzung der im Gebrauchszustand eintretenden Verformungen möglich. Die bodenmechanischen Parameter haben häufig größere Bedeutung als die eigentliche Berechnungsmethodik und Stoffmodelle sind nur so gut wie die zugrundeliegenden Stoffparameter.

Die Bestimmung dieser Eigenschaften erfolgt häufig auf Basis von Erfahrungswerten oder mittels Laboruntersuchungen von Bodenproben, welche hierfür aus dem natürlichen Gefüge des Untergrundes herausgelöst werden. Dabei besteht jedoch die Gefahr, dass durch die Entnahme, den Transport, die Probenverarbeitung und den Einbau in die Versuchsgeräte eine Störung des Bodengefüges eintritt und die ermittelten Parameter gegenüber dem Urzustand verändert sind. Weiterhin stellen Bodenproben mit nur wenigen Kubikzentimetern Volumen eine sehr kleine und oftmals unsichere Stichprobe des Untergrundes dar.

Aus den genannten Gründen wird international vermehrt auf in-situ Versuche zurückgegriffen. Zur Bestimmung des Verformungs- und Scherverhaltens hat sich die Ménard Pressiometrie (PMT), eine besondere Form des Bohrlochaufweitungsversuches etabliert. Die Methode basiert im Wesentlichen auf druckinduziertes Ausdehnen einer in den Untergrund eingeführten, gummiummantelten Messzelle. Dabei wird die Druck-Verformungslinie in den jeweiligen Tiefen bis zum Bruchzustand aufgezeichnet. Es wird je Messung ein repräsentatives Bodenvolumen von mehreren Kubikmetern untersucht, d.h. ein Vielfaches von konventionellen Bohrproben oder Sondierungen.

Die Durchführung und Auswertung des Pressiometerversuches nach Ménard ist in der DIN EN ISO 22476-4 geregelt. Neben einer Bestimmung der bodenmechanischen Parameter Ménard-Pressiometermodul  $E_M$  und Grenzdruck  $p_L$  ist gemäß Eurocode 7 Teil 2 Anhang E auch eine direkte Setzungsberechnung und die Tragfähigkeitsermittlung von Einzelfundamenten sowie axial belasteten Pfählen möglich.

Im vorliegenden Beitrag wird die Pressiometrie nach Ménard vorgestellt und die Möglichkeit zur Optimierung von Gründungen und geotechnischen Konstruktionen anhand von Praxisbeispielen erläutert.

## 2 Der Pressiometerversuch nach Ménard

### 2.1 Historie

Das in den 1950er Jahren von Louis Ménard entwickelte Pressiometerverfahren ist eine Weiterentwicklung des Seitendruckgeräts nach KÖGLER. Mit dem Pressiometer wird die horizontale Belastung auf den Boden jedoch nicht über zwei starre Halbschalen aufgebracht, sondern über eine flexible Gummimembran. Hieraus resultiert der wesentliche Vorteil, dass sich die Membran im Zuge der Aufweitung exakt an die Bohrlochwandung anlegen kann und die Anforderungen an die Ebenheit und Vertikalität des Bohrloches geringer sind.

Nach dem Einbringen der Sonde in die gewünschte Messtiefe wird eine stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht. Die hierbei erzeugte Deformation des umgebenden Bodens wird gemessen, indem das Volumen der in die Messzelle nachlaufenden Flüssigkeit an der Messeinheit abgelesen wird. Entsprechend handelt es sich im Grundsatz um einen konventionellen Spannungs-Dehnungsversuch.

Die Ausführung und Auswertung des Pressiometerversuches nach Ménard wird als besondere Form des Bohrlochaufweitungsversuches in der DIN EN ISO 22476-4 geregelt.

## **2.2 Einbringen der Sonde**

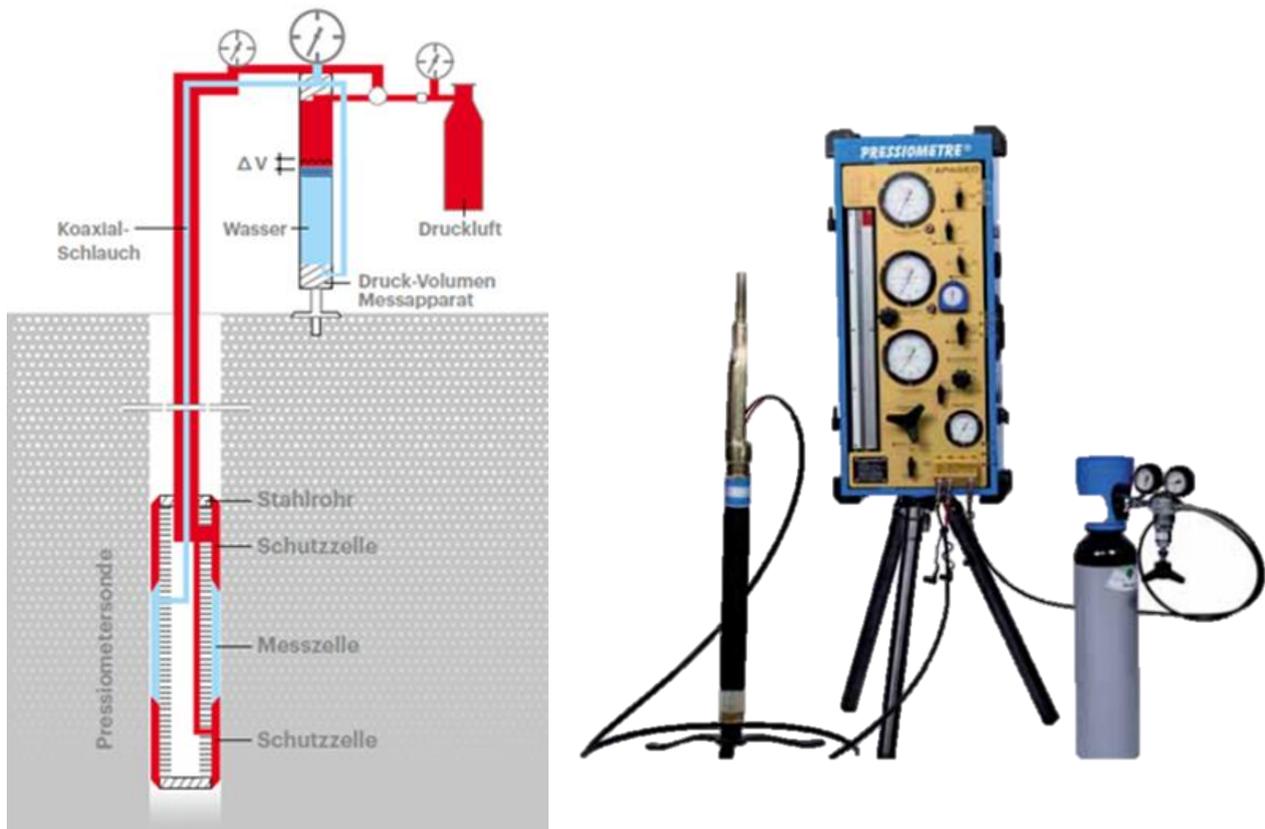
Das Einbringen der Sonde erfolgt in Abhängigkeit der Bodenart und den örtlichen Randbedingungen. Eine Übersicht von möglichen Einbringverfahren werden in der DIN EN ISO 22476-4 vorgestellt und in Abhängigkeit der Untergrundbedingungen klassifiziert. Die Wahl eines geeigneten Einbringverfahrens und insbesondere der Zustand des Bohrloches sowie der Bohrlochwandung sind wesentliche Kriterien für die Qualität der Ergebnisse einer Pressiometermessung.

In der Regel werden Bohrverfahren eingesetzt, bei denen entweder die Herstellung des Bohrloches zeitgleich mit dem Einbringen der Sonde erfolgt (selbstbohrendes Pressiometer) oder die Bohrung in einem separaten Arbeitsschritt im Vorfeld ausgeführt wird. Bei zuletzt genannter Vorgehensweise werden häufig temporäre Stützmaßnahmen des Bohrloches z.B. durch den Einsatz von Stützflüssigkeiten wie Bentonit erforderlich. Weiterhin darf die Bohrung nur um ein geringes Maß der eigentlichen Pressiometermessung vorauslaufen, sodass eine alternierende Durchführung von Vorbohrung und Messung erforderlich ist.

Alternativ zur Bohrung ist das Einpressen oder Einschlagen eines längsgeschlitzten, elastisch verformbaren Stahlrohres möglich. Das sogenannte Schlitzrohr umhüllt die Messsonde und schützt diese vor mechanischen Beschädigungen beim Einbringvorgang. Bei diesem Einbringverfahren findet keine Bodenentnahme statt.

## **2.3 Versuchsdurchführung**

Die Sonde besteht aus einer zentrisch angeordneten Messzelle und den zwei umgebenden Schutzzellen, welche bei der Versuchsdurchführung ebenfalls mit einem Druck beaufschlagt werden. Hierdurch werden Randverformungen aus der Messzelle infolge einer Lastabstrahlung ausgeschlossen, wodurch das Verformungsverhalten des Bodens an einem radialsymmetrischen, unendlich ausgedehnten zylindrischen System beschrieben werden kann. Der Druck auf die Messzelle wird durch auf die inkompressible Flüssigkeit drückende Pressluft erzeugt. Die Schutzzellen hingegen werden lediglich mit Druckluft beaufschlagt. Eine schematische Darstellung der Versuchsdurchführung ist in Abbildung 1- links dargestellt. In Abbildung 1- rechts ist die Pressiometerapparatur nach Ménard in der heutigen Konfiguration abgebildet.



**Abbildung 1: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung (links) und Pressiometerapparatur nach Ménard (rechts)**

Der Druck in der Messzelle und in den Schutzzellen wird in mindestens 10 Laststufen gesteigert. Die Last- bzw. Druckinkremente sind so groß zu wählen, dass zum Ende des Versuches ein plastisches Fließen des Bodens zur Ermittlung des Grenzdruckes eintritt. Die Ausdehnung der Messzelle wird in Abhängigkeit des Druckes und der Zeit gemessen, indem eine Ablesung in der Regel bei 15, 30 und 60 Sekunden nach jeder Laststeigerung erfolgt. Nach der letzten Ablesung wird die nächste Laststufe durch Erhöhung des Zelldruckes aufgebracht.

Insbesondere bei bindigen Böden ist die Primärkonsolidation nach 60 Sekunden Belastungszeit noch nicht beendet, sodass die Effektivspannungen im Korngerüst nicht dem in der Messzelle herrschendem Druck entsprechen. Die Verformung würde sich in Langzeitversuchen vergrößern. In zahlreichen Versuchsreihen wurde nachgewiesen, dass die zur Bestimmung des Deformationsmoduls verwendete pseudo-elastische Phase der Druck-Verformungslinie bei verschiedenen Lasteinwirkungszeiten eine identische Steigung aufweist. Der Betrag der Restverformungen nach 60 Sekunden Belastungszeit ist demnach bei gleich großen Lastinkrementen in Übereinstimmung mit der Konsolidationstheorie nach TERZAGHI spannungsunabhängig. Aus diesem Grund führt die Begrenzung der Versuchszeit bei einheitlicher Anwendung und konstanten Lastinkrementen zu keinen ungenauen Ergebnissen und ist ein zweckdienlicher Kompromiss zwischen Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit des Verfahrens [MÜLLER, 1970].

## 2.4 Versuchsauswertung

Die Verformungen des umgebenden Bodens werden im Druck-Volumendiagramm als sogenannte „Arbeitslinie“ dargestellt. Hierbei wird das eingepresste Zuflussvolumen bei einer Belastungszeit von 60 Sekunden gegenüber dem in der Messzelle herrschenden Druck aufgetragen. Ein idealtypische Druck-Volumenkurve (rote Linie) zeigt drei charakteristische Verformungsphasen gemäß Abbildung 2 [MENARD, 1962].

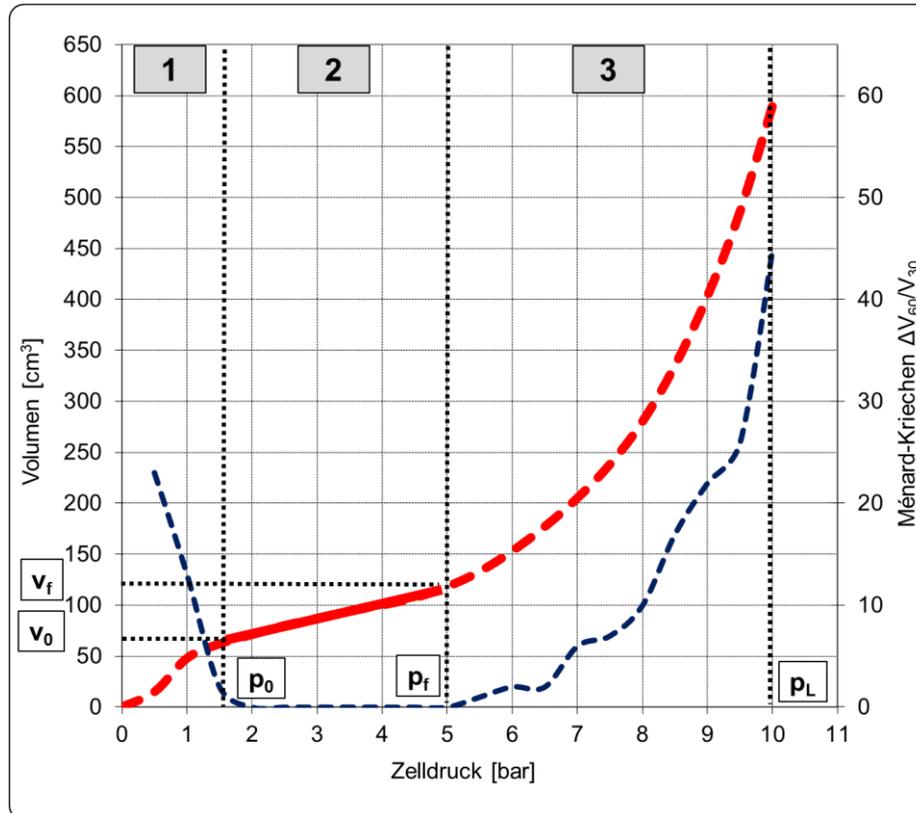


Abbildung 2: Ideal-typische Druck-Volumenkurve (Arbeitslinie) und Kriechkurve

In **Phase 1** werden bei geringer Druckbeaufschlagung die Unebenheiten und Auflockerungen des Bohrloches ausgeglichen. Die Membran der Sonde legt sich an die Bohrlochwandung an, bis die Kontaktspannung dem Ausgangsspannungszustand des Bodens bei einem Druck von  $p_0$  entspricht. Dieser Druck entspricht in der Regel den horizontalen Primärspannungen vor dem Einbringen der Sonde in der jeweiligen Versuchstiefe und lässt somit Rückschlüsse auf den Erddruckkoeffizienten zu. Das Zuflussvolumen  $v_0$  und die Ausprägung des Kurvenverlaufes in Phase 1 sind abhängig vom Einbringverfahren der Sonde. Kleine Werte von  $v_0$  weisen auf ein ungestörtes Bohrloch mit gut geeignetem Durchmesser hin.

Nach dem Überschreiten von  $p_0$  weist die Arbeitslinie einen geradlinigen Verlauf auf (**Phase 2**). Dieser Abschnitt wird als pseudo-elastische Phase bezeichnet. Zur Auswertung des quasi linear-elastischen Bodenverhaltens werden die klassischen Ansätze der Elastizitätstheorie auf die Expansion eines zylindrischen Hohlraumes mit radialer Deformation im ebenen Verformungszustand übertragen.

Basierend auf der von LAMÉ (1852) entwickelten Beziehung zwischen Schermodul  $G$  und der bei Drucksteigerung  $\Delta p$  eintretenden Veränderung des Ausgangsvolumens  $V$  eines zylindrischen Körpers um den Betrag  $\Delta v$  nach Gl. 1

$$G = V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (\text{Gl. 1})$$

lässt sich unter Berücksichtigung der allgemein bekannten Beziehung zwischen Scher- und Elastizitätsmodul  $E$  (Gl. 2) die Gl. 3 zur Ermittlung des Ménard-Moduls ableiten:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{Gl. 2})$$

$$E_M = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left( V_c + \frac{v_f + v_o}{2} \right) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (\text{Gl. 3})$$

$V_c$  stellt das Ausgangsvolumen der Messzelle dar und beträgt bei gängigen Ménardsonden  $V_c = 535 \text{ cm}^3$ . Die Querdehnzahl wurde von MENARD mit  $\nu = 0,33$  angesetzt.

In **Phase 3** beginnen die plastischen Verformungen nach dem Überschreiten des sogenannten Kriechdruckes  $p_r$ . Ein charakteristisches Bodenverhalten dieser Phase ist das sogenannte Ménard-Kriechen, d.h. eine signifikante Verformung zwischen 30 und 60 Sekunden Belastungszeit bei konstanter Totlastspannung (blaue Linie in Abbildung 2). Das Ménard-Kriechen ist nicht zu verwechseln mit dem bodenmechanischen Kriechen infolge von Sekundärkonsolidation, da insbesondere in bindigen Böden Porenwasserüberdrücke zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgebaut sind. Dieser Abschnitt der Arbeitslinie ist entsprechend den großen Verformungen stark gekrümmt. Der Grenzdruck  $p_L$  ist erreicht, sobald das Verformungsvolumen dem 2-fachen Wert des ursprünglichen Bohrlochvolumens in Länge der Messsonde entspricht. Ab dieser Grenzspannung findet lediglich ein reines Fließen des Bodens statt, also eine nichtanhaltende Verformung ohne weitere Drucksteigerung. Der Verhältnswert  $E_M/p_L$ , also der Quotient aus Steifigkeit und Festigkeit bis zum Bruch, lässt Rückschlüsse auf eine mögliche Überkonsolidation des Bodens zu. Werte von  $E_M/p_L \leq 15$  liegen in der Regel bei normalkonsolidierten Böden vor. Verhältnswerte  $E_M/p_L > 15$  deuten auf einen überkonsolidierten Zustand hin. Eine Abschätzung des overconsolidation ratio (OCR) ist nach BAGUELIN ET AL. (1978) möglich.

Der maximale Zufluss in die Messzelle beträgt bei den üblichen Ménard-Sondentypen AX und BX rd.  $600 \text{ cm}^3$ , sodass sich aus den geometrischen Randbedingungen die radialen Zufluss-Verformungsfunktionen nach Abbildung 3 ergeben. Die Pressiometermessung nach Ménard findet entsprechend in kleinen und für die Praxis relevanten Dehnungsbereichen statt. Die hohe Messgenauigkeit beläuft sich auf  $0,01 \text{ mm}$  bei einem ablesbaren Inkrement des Zuflussvolumens von  $0,5 \text{ cm}^3$ .

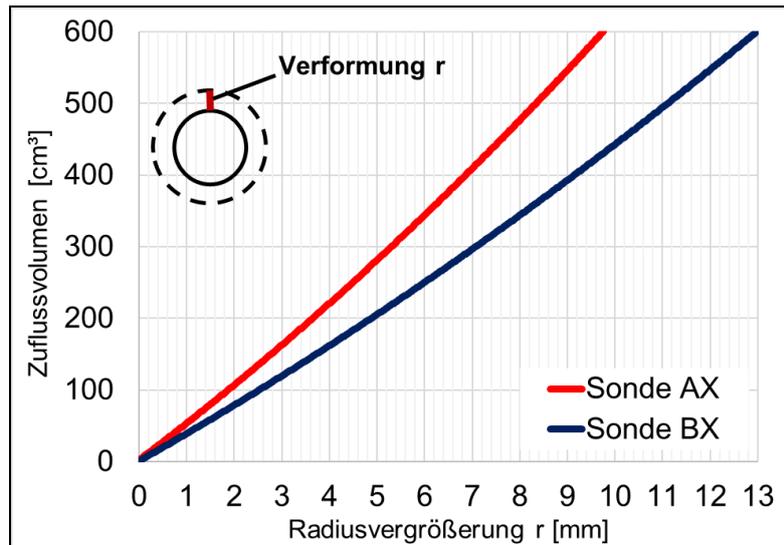


Abbildung 3: Radiale Verformung in Abhängigkeit des Zuflussvolumens

Wird der Grenzdruck  $p_L$  aufgrund einer hohen Festigkeit des umgebenden Bodens und den gerätebedingten Grenzen hinsichtlich Zuflussvolumen und üblicherweise max. 25 bar ( $2.500 \text{ kN/m}^2$ ) Zeldruck nicht erreicht, können die Versuchskurven mit geeigneten mathematischen Verfahren extrapoliert werden [DIN EN ISO 22476-4; BAGUELIN ET AL., 1978].

### 3 Anwendungsbeispiele

#### 3.1 Bestimmung der Tragfähigkeit von schwimmenden CMC® in Schlüchtern

##### 3.1.1 Beschreibung

Im Zuge der geotechnischen Planung einer Neuerrichtung eines Logistikzentrums mit Hochregallager-Bereichen wurden zwei Versuchsfelder angelegt. Diese werden im Rahmen dieses Beitrages als VF1 und VF2 bezeichnet. Das Projektareal liegt rd. 5 km nördlich von Schlüchtern in einem Gewerbegebiet zwischen Fulda und Frankfurt (Main) an der A66. Im Rahmen der geotechnischen Begutachtung wurde ein stark heterogener und verformungsfähiger Bodenaufbau angetroffen. Die Fließerden und Hangsedimente, Talfüllungen, vulkanischen Ablagerungen sowie Ton- bzw. Siltgesteine stehen in unregelmäßiger Wechsellagerung teilweise mit organischen Einschlüssen an. Eindeutig tragfähige Horizonte konnten bis in 20 m Tiefe unter Gelände nicht definiert werden, sodass eine „schwimmende“ Herstellung der CMC als wirtschaftliche Option zur Gründung der Hallenbodenplatte untersucht werden sollte.

In beiden Versuchsfeldern wurde jeweils eine CMC mit  $D_{\text{CMC}} = 40 \text{ cm}$  ( $L = 9,9 \text{ m}$  im VF1 und  $L = 8,1 \text{ m}$  im VF2) als Probesäule und 4 bewehrte Reaktionspfähle zur Rückverankerung der späteren Belastungseinrichtung hergestellt. Weiterhin wurden die Ansatzpunkte vor Herstellung der CMC mittels Drucksondierungen (CPT) und über die Tiefe gestaffelten Pressiometerversuchen nach Ménard aufgeschlossen. Für die Pressiometerversuche wurde eine Messsonde des Typs G-AX mit einem Sondendurchmesser von 44 mm und einer Messzellen-Länge von 37 cm eingesetzt. Beide Feldversuche

wurden im Vorfeld der CMC-Herstellung direkt am geplanten Säulenansatzpunkt durchgeführt. Örtliche Kernbohrungen lagen aus der Erkundung im Zuge des geotechnischen Gutachtens bereits vor. Die CMC wurden schwimmend ohne Erreichen großer Bohrwiderstände in Tiefen mit geringen  $q_c$ -Werten der CPT auf Basis der mit größerer Tiefe merklich ansteigenden Grenzdrücke aus der Pressiometrie abgesetzt. In Abbildung 4 ist der erkundete Baugrundaufbau der beiden Versuchsfelder sowie die Messwerte der Feldversuche CPT und PMT in den jeweiligen Ansatzpunkten der CMC dargestellt. Für eine übersichtliche Darstellung sind lediglich die für die spätere Berechnung relevanten Parameter enthalten.

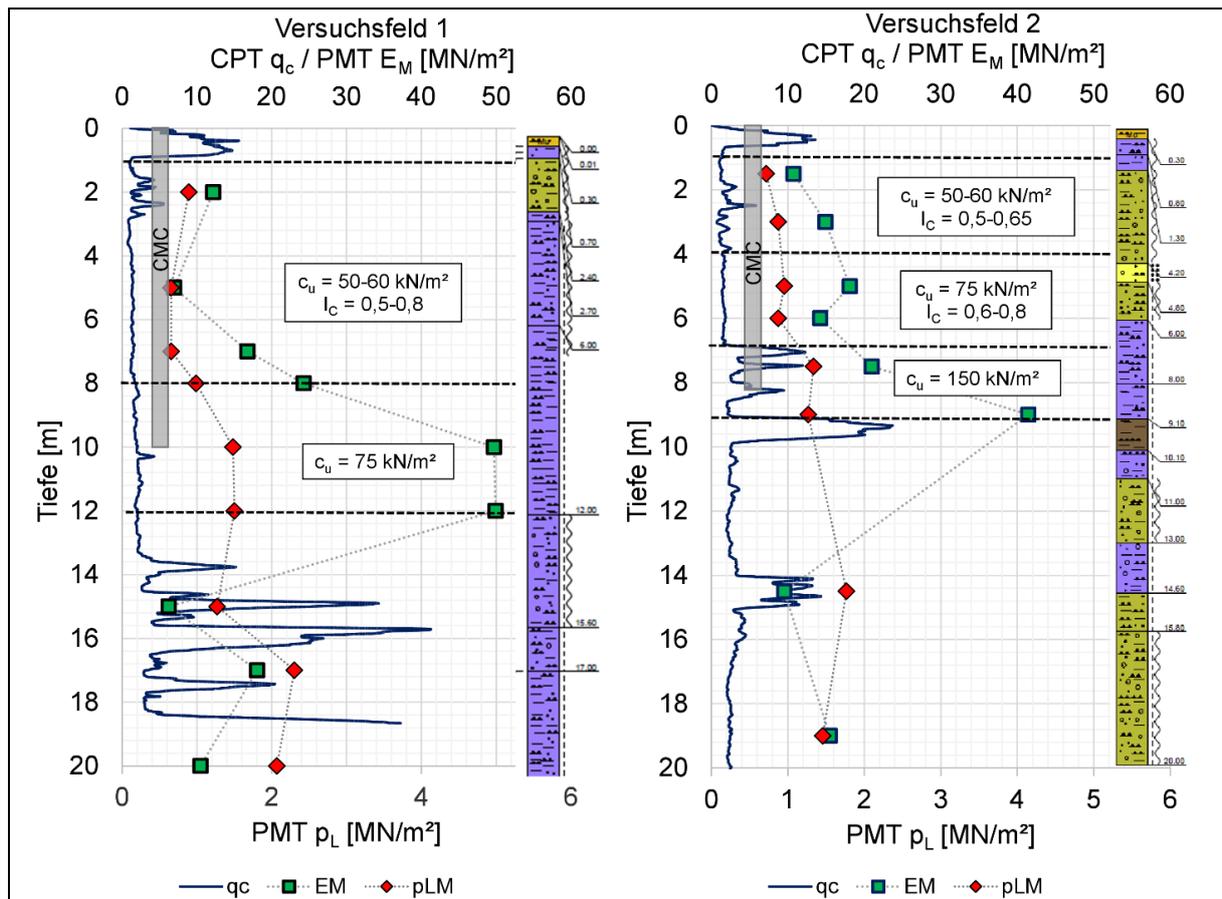


Abbildung 4: Bodenprofil und Messwerte der PMT und CPT in VF1 (links) und VF2 (rechts)

Die tiefenbezogenen Verläufe der Messwerte zeigen, dass Steifigkeitsänderungen des Tones mit der Pressiometrie gegenüber den sehr kleinen und nur leicht monoton ansteigenden Spitzendruckwerten der CPT von  $q_c \approx 2 \text{ MN/m}^2$  wesentlich ausgeprägter identifiziert werden konnten. Der Quotient  $EM/p_L$  deutet zwischen 6 m und 12 m unter Gelände auf eine erhebliche Überkonsolidation des Tones hin, die mittels der CPT nicht erkennbar ist.

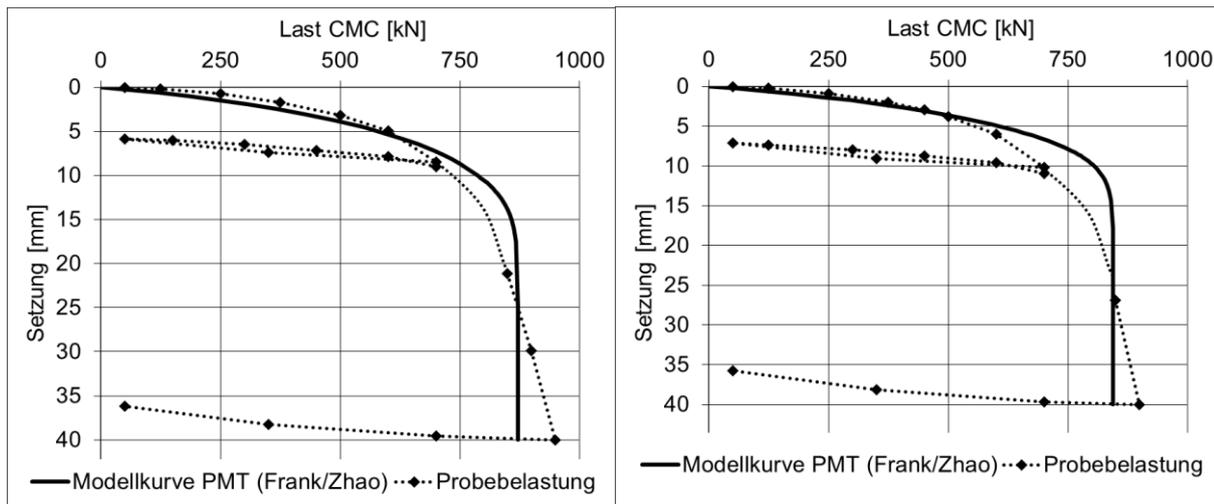
Die undrainierte Scherfestigkeit wurde an einzelnen Laborscherversuchen an ungestörten Bodenproben ermittelt. Demnach lässt sich in den oberen 7 m unter GOK eine steife Konsistenz mit einer undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u = 50$  bis  $75 \text{ kN/m}^2$  in beiden Versuchsfeldern abschätzen. Bei der an Bohrproben durchgeführten Konsistenzgrenzenbestimmung nach ATTERBERG ergaben sich Konsistenzzahlen von  $I_c = 0,5$  bis  $0,8$  bis 7 m Tiefe unter GOK, welche auf eine weiche bis steife Konsistenz hindeuten. Die

undrainierte Scherfestigkeit wurde ab 8 m unter Gelände mit  $c_u = 75 \text{ kN/m}^2$  im VF1 und  $c_u = 150 \text{ kN/m}^2$  im VF2 ermittelt, was einem Konsistenzbereich von steif bis halbfest entspricht.

### 3.1.2 Optimiertes Gründungskonzept

Auf Basis der Pressiometerergebnisse konnte ein Gründungskonzept mit schwimmenden CMC ausgearbeitet werden, die mit ausreichender Tragfähigkeit als Setzungsbremse fungieren sollten.

Pressiometerversuche wurden über das Baufeld verteilt ausgeführt. In den 2 Versuchsfeldern wurden die berechneten Ergebnisse mit statischen Probelastungen verifiziert, siehe Abbildung 5.



**Abbildung 5: Last-Setzungskurven der CMC im VF1 (links) und VF2 (rechts) – Vergleich zwischen Messwerten und Rechenmodell nach FRANK/ZHAO (1982)**

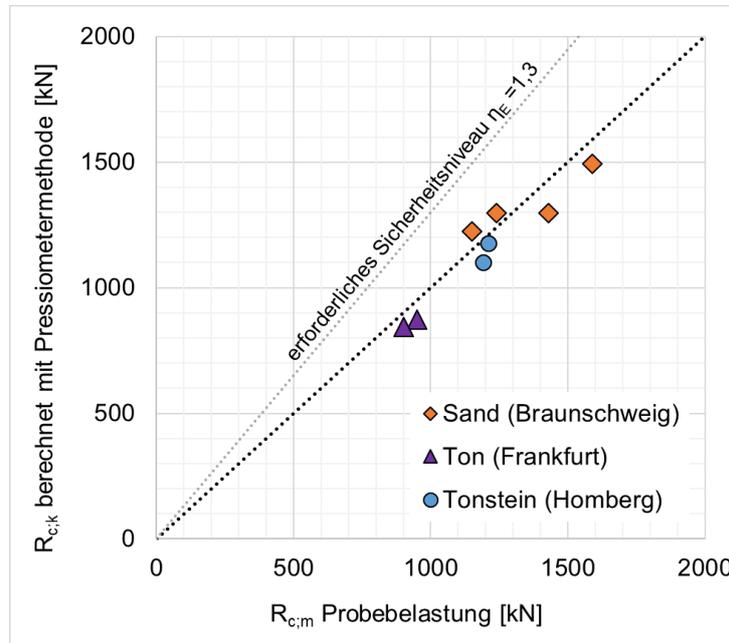
Die Modellkurven weisen in beiden Fällen eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Last-Setzungslinien auf. Somit wurden weitere statische Probelastungen eingespart, die an allen anderen Positionen zuverlässig durch schnellere und günstigere Pressiometerversuche ersetzt werden konnten.

Für die hier im Ton schwimmend abgesetzten CMC ohne nennenswerte Einbindung in eine tragfähige Schicht ist von einer üblichen charakteristischen Gebrauchslast von 300 bis max. 600 kN auszugehen. Bis zu dieser Last betragen die Abweichungen zwischen Modell und Messwerten  $< 1 \text{ mm}$ . Mit einer Vertikalverschiebung von nur 5 bis 6 mm bei einer Belastung von 600 kN konnte die Effizienz der CMC als schwimmend abgesetzte Setzungsbremse im Ton belegt werden.

### 3.1.3 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

In den oben beschriebenen Versuchsfeldern konnte der Grenzzustand der Tragfähigkeit und das Last-Setzungsverhalten von CMC zutreffend auf Basis von Pressiometerversuchen abgeleitet werden. Tendenziell liegen die berechneten Werte auf der sicheren Seite, u.a. auch durch eine bei der Bemessung nach Teilsicherheitskonzept erforderlichen Abminderung der Widerstandsseite mit einem anzusetzenden Modellfaktor von  $\eta_{P,C} \geq 1,3$  bei Baugrund-versuchen bzw. Verwendung von Erfahrungswerten gegenüber einer Probelastung mit  $\eta_{P,C} = 1,0$ . Dieser Forderung wird in Deutschland durch den Ansatz unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte, d.h.  $\gamma_t = 1,1$  bei örtlichen Probelastungen und  $\gamma_t = 1,4$  bei

Verwendung von Baugrundversuchen bzw. Erfahrungswerten, Rechnung getragen ( $\eta_E = 1,4/1,1 = 1,27 \approx 1,3$ ). Die Untersuchung wurde inzwischen in weiteren Versuchsfeldern fortgesetzt. Die Korrelation von  $R_{c;k}$  aus den Pressiometerversuchen und  $R_{c;m}$  aus den in der Versuchsreihe bis dato durchgeführten Probelastungen an CMC mit einem Durchmesser von  $D = 40$  cm ist in Abbildung 6 dargestellt.

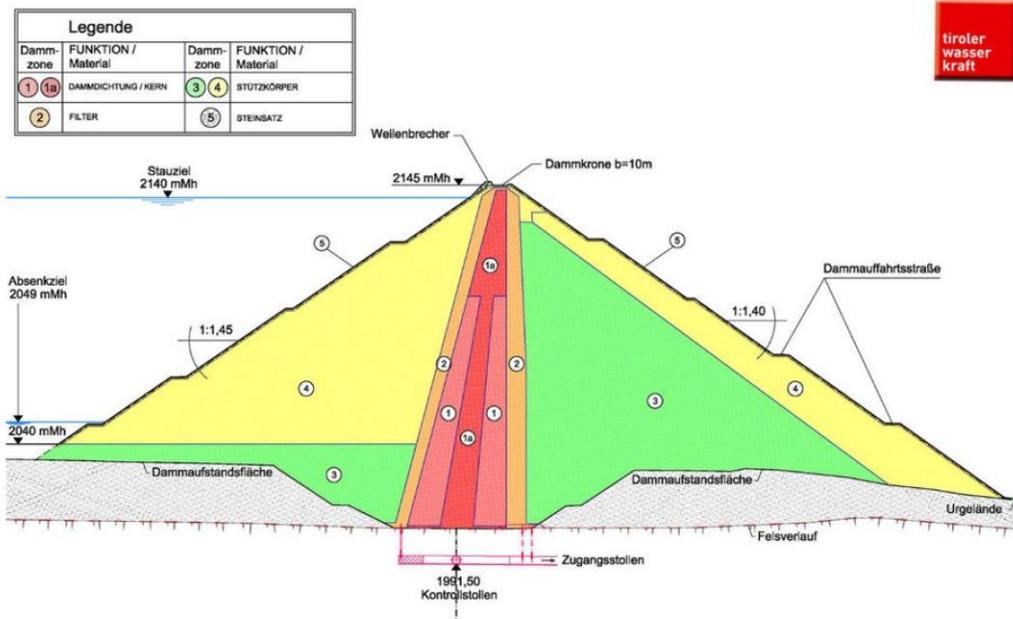


**Abbildung 6: Korrelation  $R_{c;k}$  aus Pressiometerversuchen und  $R_{c;m}$  aus Probelastungen an CMC mit  $D = 40$  cm**

### 3.2 Bestimmung des Steifemoduls bis 30m Tiefe für das neue Kraftwerk im Kühtai Gebirge (Österreich)

Das Projekt Speicherkraftwerk Kühtai erstreckt sich über die Gebiete der Gemeinden Silz, Umhausen, Längenfeld und Neustift im Stubaital in Österreich. Die Hauptanlagen befinden sich im Kühtai im Gemeindegebiet von Silz. Der neu geplante Speichersee und das geplante Pumpspeicherkraftwerk sind im hinteren Längental auf über 2.000m Meereshöhe vorgesehen.

Der neue Speicher wird ein nutzbares Volumen von ca. 31 Mio.  $m^3$  aufweisen. Der Staudamm wird als Steinschüttdamm mit einer zentral liegenden Erdkerndichtung errichtet und hat eine Höhe von 113 m, siehe Abbildung 7. Das Material für den Steinschüttdamm wird vor Ort aus dem anfallenden Tunnelausbruchmaterial gewonnen.



**Abbildung 7: 113m hoher Damm für das neue Kraftwerk in Kühltai [Tiroler Wasser Kraft]**

Es wurden Pressiometerversuche bis zu 30m Tiefe mit dem Spülbohrverfahren ausgeführt. Durch die Bestimmung des exakten Steifizifferprofils konnten die bauseitigen FE-Berechnungen zur Verformungsanalyse des Dammes während der einzelnen Schüttstufen und im Gebrauchszustand finalisiert werden. Mit den bestimmten Steifigkeiten des Felskonglomerats konnte eine Flachgründung des Dammes realisiert werden.



**Abbildung 8: Durchführung der Pressiometerversuche im Kühltai-Gebirge**

### 3.3 Setzungsprognosen Rüttelstopfverdichtung im Tagebau Schleenhain B 176

#### 3.3.1 Beschreibung

Im Revier der Mibrag wurde vorher die vorhandene Bundesstraße B 176 zwischen Pödelwitz und Neukieritzsch durch die MIBRAG für den Braunkohletagebau verlegt. Der erste Bauabschnitt hat eine Gesamtlänge von 8,3 km. Auf der jungen Kippe des Tagebaus Vereinigtes Schleenhain wurde die Bundesstraße B 176 mit 5,5 km Länge und 5 Einzelbauwerken durch die MIBRAG neu gebaut und dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr übergeben. Die mittels Ménard Pressiometrie nach DIN EN 4094-5 ermittelten Baugrundkennwerte und die darauf mit Finite-Elemente-Berechnungen prognostizierten Verformungen der Rüttelstopfverdichtung unter den bis zu 15 m hohen Dämmen wurde zur Erdbaufachtagung am 09.02.2012 [6] erstmals vorgestellt. Bei der Baugrundtagung am 27.09.2012 [7] lagen die Ergebnisse aller Schüttlagen und bei der Internationalen Baugrundtagung in Paris am 02.09.2013 [7] die bestätigenden Messwerte mit dem fertigen Straßenbau vor.

#### 3.3.2 Ménard Pressiometersondierungen zwischen und in den RSV-Säulen



**Abbildung 9: Ménard Pressiometersondierungen zwischen und in den RSV-Säulen**

Im Bereich des höchsten Dammquerschnitts von 15 m Höhe wurden die Pressiometrie bei Vor- sowie Nacherkundungen zur Ableitung des folgenden Berechnungsmodells ausgeführt.

Die Ménard Pressiometersondierungen wurden zentrisch in den Rüttelstopfsäulen und genau mittig dazwischen ausgeführt.

Aufgrund der Verdichtung bei optimalem Wassergehalt wurden gemäß Abbildung 9 zwischen den Säulen Verbesserungen gemessen. Aus dem mittleren Steifemodul von  $E_c = 100 \text{ MN/m}^2$  in den Säulen mit einem Durchmesser von mind. 70 cm ergibt sich bemessungsrelevant ein Steifemodul von  $E_s \geq 30 \text{ MN/m}^2$  für den verbesserten Boden.

Die etwaige Verdoppelung des Steifemoduls zwischen den Säulen wurde durch die Wasserhaltung des Tagebaus und den damit entstandenen optimalen Wassergehalt ebenso wie durch die leistungsstarken V23 Rüttler ermöglicht. Eine Übertragung dieser hohen Werte auf andere Bauvorhaben ist ohne diese optimalen Bedingungen nicht möglich und es ist eine projektbezogene Kalibrierung mit Versuchsfeldern und der Ménard Pressiometrie anzuraten. Die Drucksondierungen zwischen den Säulen zeigen ebenfalls eine Verdoppelung der Werte. Die Tendenz der Verbesserung der Ergebnisse der Drucksondierungen entspricht denen der Pressiometerergebnisse. Absolutwerte des Steifemoduls können in bindigen Böden bei Drucksondierungen jedoch nur mit Hilfe zusätzlicher Kalibrierungen wie Pressiometrie oder Oedometerversuchen an ungestörten Bodenproben ermittelt werden.

Vgl. vorher /nachher Säule  $E_s = 100 \text{ MN/m}^2$  Priebe verbessert

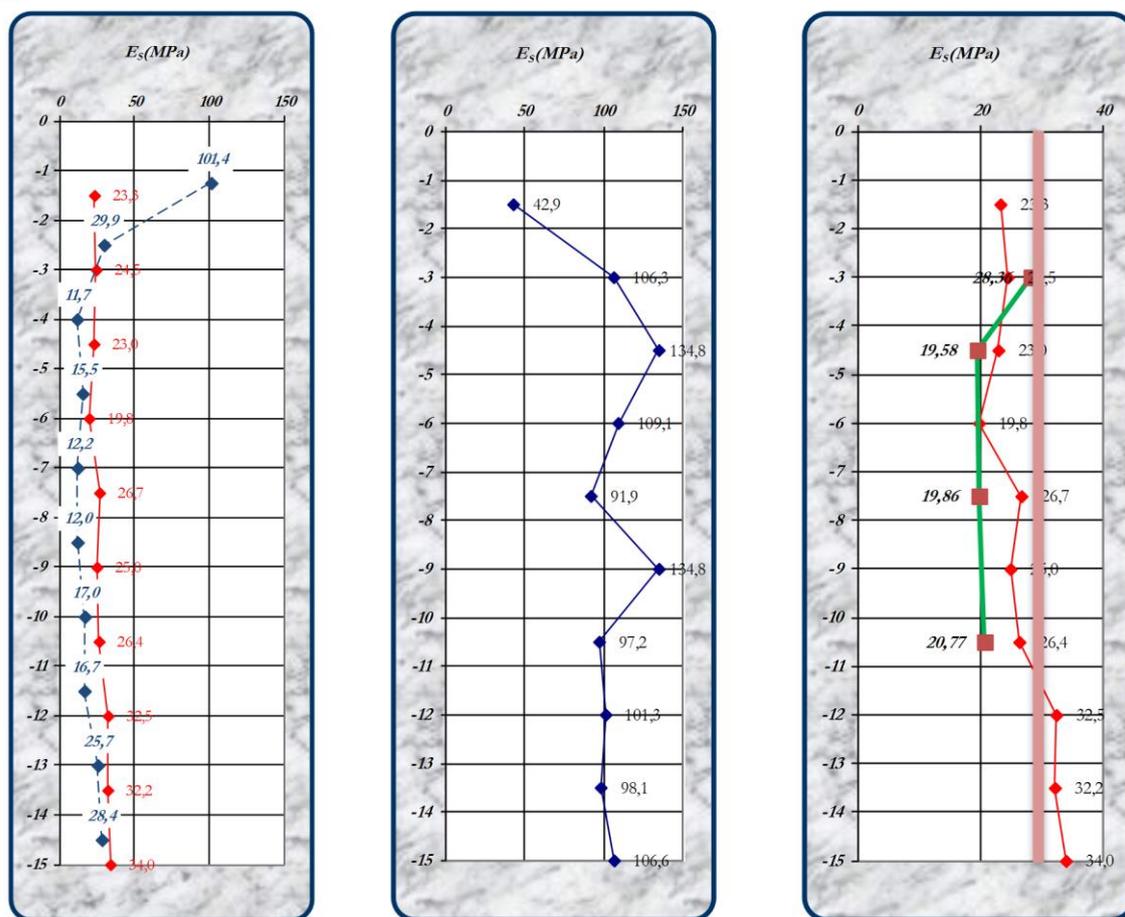


Abbildung 10: Ergebnisse der Ménard Pressiometersondierungen

### 3.3.3 Finite Elemente Setzungsprognose auf Basis der Pressiometrie

Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden die Ergebnisse der Pressiometrie bestätigt und für Finite Elemente Berechnungen genutzt, die in Abhängigkeit der angesetzten Stoffgesetze stark unterschiedliche Berechnungsergebnisse zwischen dem linear-elastischen, ideal plastischen „Mohr Coulomb Modell und dem elastoplastischen „Hardening Soil (HS) Modell“ des Programms PLAXIS ergaben.

Zutreffend veröffentlicht wurden die Ergebnisse des Hardening Soil Modells, bei dem nach jeder Laststufe die Steifemodule für die Setzungsprognose der nächsten Laststufe entsprechend am Kippenboden ausgeführter Oedometerversuche erhöht wurden. Jede der folgenden sechs Schüttstufen entspricht einem Dammaufbau von knapp 3m mit den dadurch hervorgerufenen Setzungen. Diese nehmen einerseits mit jeder Schüttstufe infolge geringerer Breite und damit Last ab, andererseits kommen die nicht unerheblichen Dammeigensetzungen hinzu.

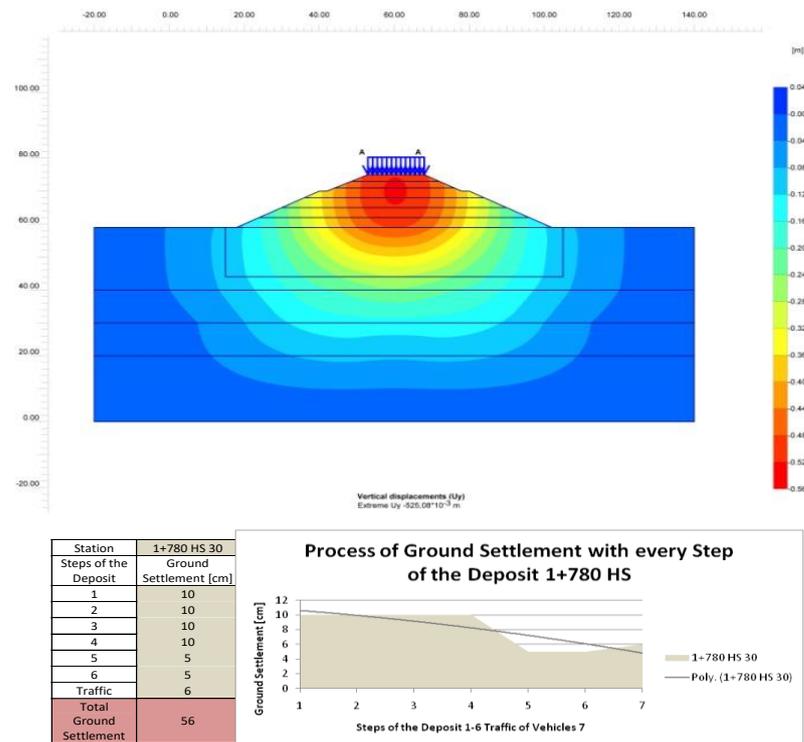


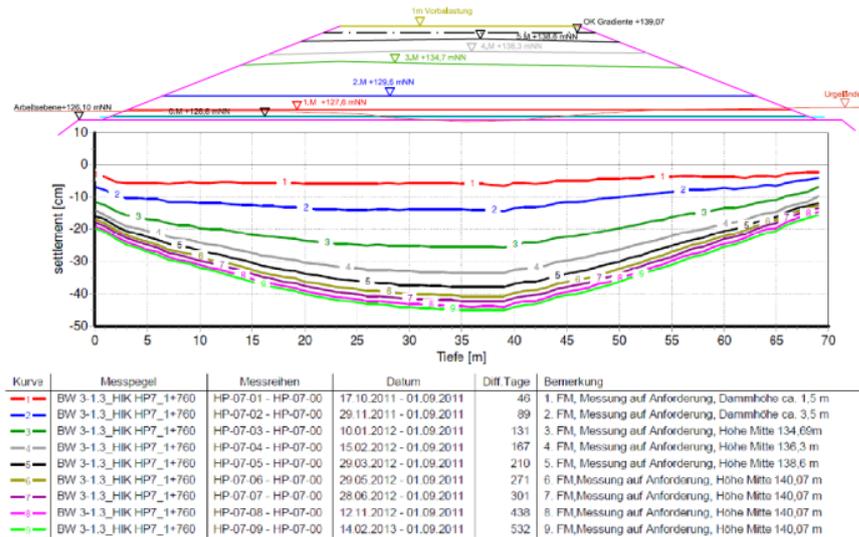
Abbildung 11: Darstellung der prognostizierten Totalsetzungen von 56 cm bei 15 m Dammhöhe

### 3.3.4 Ergebnisse des Monitoring

Über die Baustrecke wurden sieben den Damm querende Horizontalinklinometer und drei Vertikalinklinometer am Dammfuß der höchsten Dammquerschnitte für ein begleitendes Monitoring eingebaut. Die Messungen werden während der Erdbauphase zur Herstellung des circa 15 m hohen Dammes nachfolgender Festlegung durchgeführt:

- alle 3 m Schütthöhenfortschritt
- unmittelbar nach Erreichen der Endhöhe und dann alle 3 Monate

Der dargestellte Messquerschnitt befindet sich am Querprofil der vorgestellten Setzungsprognose.



**Abbildung 12: Gemessene und publizierte Setzungen bei den Schüttstufen bis 15 m Dammhöhe**

Die Messwerte des Monitorings liegen bei allen Querschnitten in der Größenordnung der prognostizierten Verformung und unterstreichen die Genauigkeit der mit der Ménard Pressimetrie ermittelten Bodenparameter, die dem FE-Modell zugrunde gelegt wurden.

### 3.4 Prognosen bei Geschiebformationen

#### 3.4.1 Beschreibung

Bei Geschiebformationen findet bei Entnahme von ungestörten Bodenproben aus größeren Tiefen und beim Einbau im Oedometer eine Beeinflussung der Steifigkeitsergebnisse statt.

Um die entsprechend vermutet höheren Steifigkeiten nachzuweisen und für die Bemessung einer Flachgründung ohne zusätzliche Bodenverbesserung ansetzen zu können, wurde bei folgenden Projekten die Pressimetrie ausgeführt.

#### 3.4.2 Windkraftanlagen

Der Artikel „Vorteilhafte Bauwerksgründungen von Brücken und Windkraftanlagen mit Stabilisierungssäulen im CMC-Verfahren bei schwierigen Baugrund-verhältnissen wie Kippen“ [9] beschreibt ausführlich die Geotechnischen Berechnungen von CDM Smith [10] zur Baugrundverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung (V1) und Stabilisierungssäulen (V2) für die Flachgründung unter anderem auf Basis der Pressimetrie.

Bei flachgegründeten Windkraftanlagen wurde in Deutschland beim Windpark Kohlenbek im Jahre 2013 mit der Pressimetrie höhere Steifigkeit als mit Oedometerversuchen im Geschiebemergel nachgewiesen und auf eine zusätzliche Rüttelstopfverdichtung verzichtet.

### 3.4.3 Fehmarn Belt Tunnel

Auf der dänischen Seite wird bei Bau des Fehmarn Belt Tunnels eine Fabrikationsstätte errichtet, von der die Tunnelsegmente ausgeschwommen werden. 2020 wurden in den Geschiebformationen die Pressiometrie ausgeführt und ermöglichte die Bauzeit und -kosten sparende Flachgründung in Teilbereichen.

### 3.4.4 U5 Tunnel Hamburg

Im Zuge der Baugrunderkundungsarbeiten der U-Bahnlinie 5 in Hamburg Mitte wurden von der Hamburger Hochbahn Pressiometerversuche nach Ménard in Los 2 und Los 3 ausgeschrieben.

Die Pressiometerversuche nach Ménard wurden durchgeführt, um zusätzliche Informationen im Hinblick auf die Steifigkeit der lokal sowohl in Konsistenz als auch Mächtigkeit stark variierenden Sande und Geschiebemergel zu erhalten.

Bei einigen der Ansatzpunkte wurde zunächst mittels Spülbohrverfahren (STAF®) verrohrt auf Endtiefe gebohrt und anschließend die Pressiometermessungen mit der Pressiometersonde des Typs G-AX gemäß DIN EN ISO 22476-6 beginnend bei der Endtiefe sukzessive in Richtung GOK ausgeführt. Aufgrund der folgenden Ausschreibung zum Tunnel wird statt Daten ein Bild der schlanken innerstädtischen Pressiometer Untersuchungen gezeigt, die im Zuge einer Besucherführungen erklärt wurde.



Abbildung 13: Baugrunderkundungsarbeiten der U-Bahnlinie 5 in Hamburg Mitte

## 4 Literatur / Quellenverweis

- [1] Tinat, Ch.; Diederhoven, L.; Chaumeny, J.-L.; Anwendung einer Lasttransfermethode auf Basis der Ménard-Pressiometrie zur Bemessung von Vollverdrängungssäulen System CMC® validiert an Probelastungen, Tagungsbeiträge zum Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Darmstadt, Heft 105, S.3-17, 2019
- [2] Tinat, Ch.; Knoche, S.; Chaumeny, J.-L.; Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente validiert an Probelastungen, Tagungsbeiträge zum Pfahl-Symposium, Braunschweig, Heft 107

- [3] Baguelin, F.; Jézéquel, J.F.; Shields, D.H.; The pressuremeter and foundation engineering, 1. Aufl., 1978
- [4] Lamé, G.; Lecons sur la théorie mathématique d'elasticité des corps solides, Bachelier, Paris, 1852
- [5] Ménard L.; Das Pressiometer Louis Ménard. Die Bautechnik, Heft 6, S.202-204, 1962
- [6] Ahner, C., Kirstein, J., Uhlemann, S. Uhlig, P.: Baugrundverbesserungsverfahren zur Gründung der Bundesstraße B 176 auf einer jungen Hochkippe im Braunkohlenrevier der MIBRAG. Erdbaufachtagung, Leipzig 2012
- [7] Ahner, C., Kirstein, J., Uhlemann, S., Röder, K., Uhlig, P.: Baugrundverbesserungsverfahren zur Gründung der Bundesstraße B 176 auf einer jungen Hochkippe im Braunkohlenrevier der MIBRAG. Baugrundtagung 2012
- [8] Ahner, C., Kirstein, J., Uhlemann, S. Uhlig, P., Röder, K.: Ground improvement methods for establishment of the federal road B 176 on a new elevated dumb in the brown coal area of MIBRAG, ICSMGE, Paris 2013
- [9] Kirstein: Vorteilhafte Bauwerksgründungen von Brücken und Windkraftanlagen mit Stabilisierungssäulen im CMC-Verfahren bei schwierigen Baugrund-verhältnissen wie Kippen. Erdbaufachtagung, Leipzig 2020
- [10] CDM Smith GmbH Geotechnische Berechnung zur Baugrundverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung (V1) und Stabilisierungssäulen (V2) für die Flachgründung, Leipzig 31.05.2017 (unveröffentlicht)