

Erfahrungen mit Restwassermengen bei DSV-Abdichtungen in alpinen Böden

Ch. Deport¹⁾, V. Račanský²⁾, P. Nagy²⁾

¹⁾ Keller Grundbau GesmbH, Innsbruck

²⁾ Keller Grundbau GesmbH, Wien

DOI: <https://doi.org/10.3217/58bhd-7h950>

1 Einleitung und Hintergrund

Die Realisierung von Bau- und Infrastrukturprojekten im Grundwasserbereich ist stets mit erheblichen technischen und planerischen Herausforderungen verbunden. Insbesondere bei Baugruben mit großen Tiefen und signifikanten Wasserspiegel-Differenzen ist eine konventionelle Grundwasserabsenkung oftmals nicht möglich. In solchen Fällen kommen sogenannte „Trog-Baugruben“ zur Anwendung, die typischerweise als „wasserdichte Baugruben“ ausgeschrieben werden.

Die erfolgreiche Umsetzung solcher Projekte erfordert eine sorgfältige Berücksichtigung zahlreicher Einflussfaktoren, einschließlich geologischer und hydrologischer Rahmenbedingungen, bestehender Bauwerke, Verkehrswege sowie umweltbezogener und behördlicher Auflagen. Ziel ist es, den Grundwasserstand innerhalb der Baugrube so abzusenken, dass die Restwassermenge mit einem zumutbaren technischen und wirtschaftlichen Aufwand abgepumpt werden kann, sodass die Erosionsstabilität des Bodens gegeben ist, der äußere Grundwasserspiegel ggf. nicht negativ beeinflusst wird und Sicherheit der Baugrube immer gewährleistet ist.

Im Fokus steht die Anwendung des DSV als Abdichtungsmaßnahme sowohl für die Baugrubenumschließung als auch die Baugrubensohle in geologisch komplexen und heterogenen alpinen Umgebungen.

Allgemein anerkannte Restwasserraten im Vorfeld festzulegen ist für alle Baubeteiligten immer schwierig. Trotz der gängigen Praxis, die Berliner Regel als Richtlinie für die maximal zulässigen Restwassermengen in Baugruben heranzuziehen, zeigen Erfahrungen, dass diese Regel in alpinen Böden oft nicht anwendbar ist, weil technisch schwer realisierbar, somit auch wirtschaftlich nicht mehr tragbar. Die Analysen verdeutlichen, dass die tatsächlichen Restwassermengen

aufgrund des variierenden Bodenaufbaus und der unterschiedlichen hydraulischen Eigenschaften der Schichten signifikant höher ausfallen können.

In dem Beitrag wird versucht einen Zusammenhang zwischen empirischen Ansätzen, theoretischen Rechenmodellen und praktischen Erfahrungen mit Restwassermengen in bereits erfolgreich hergestellten Baugruben aufzuzeigen.

2 Gängige Praxis der Abschätzung der Restwassermenge

Als Berliner Regel wird in diesem Beitrag die Anforderung an die maximale Restwasserrate von $q_R = 1,5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2$ benetzter Fläche verstanden, welche i.d.R. die wasserrechtliche Erlaubnis der Berliner Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt vorschreibt. Diese Vorgabe wurde anfangs der 90-Jahre eingeführt und leitet sich aus Erfahrungen ab, welche bei der Herstellung von Weichgelsohlen in Berlin gewonnen wurden.

Der technische Hintergrund für die Festlegung dieses Werts ist den Autoren nicht bekannt. Es könnte sich um einen Wert der:

- bei fachgerechtem Herstellen der Abdichtungsmaßnahmen mit normalem Aufwand technisch erreichbar ist
- gewährleisten soll, dass der Einfluss der Grundwasserabsenkungsmaßnahmen an die Nachbarbebauung minimiert wird (Größe der Absenktrichters)
- die Erosionsstabilität des Bodens während der Grundwasserabsenkung gewährleisten soll
- eine Limitierung des öffentlichen Kanalnetzes für die Einleitung der Restwassermenge darstellt

oder um eine Kombination der oben genannten Faktoren handeln.

Auffällig ist, dass in diesem Wert notwendigen Randbedingungen, wie das Absenkziel, die Bodenbeschaffenheit, die Stärke der Sohle oder das angewendeten Spezialtiefbau Verfahren nicht eingehen. Daher ist wenig überraschend, dass man auch andere Quellen mit anderen Angaben, welche zwischen $0,05 \text{ l/s}$ bis $5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2$ variieren, finden kann. Eine übersichtliche Zusammenstellung kann z.B. Kluckert (2007) entnommen werden. Trotz der genannten Einschränkungen wird die Berliner Regel, insbesondere im deutschsprachigen Raum, häufig angewendet.

Im Gegensatz dazu berücksichtigen Ansätze wie die von Bochert, Richter (2000) zumindest das Absenkziel und das Herstellverfahren der Abdichtung.

$$q_R = w_{zul} \times \Delta h \quad (1)$$

Wobei w_{zul} dem Restwasserwert [m^2/h je $1000m^2$] und Δh der Wasserdruckdifferenz in Metern entspricht.

Bochert und Richter ist es gelungen bei 19 Trog-Baugruben mit einer tiefliegenden DS-Sohle in Berlin eine Auswertung durchzuführen. Dabei kommen sie auf einen Durchschnittswert $w_{zul} = 1,75 m^2/h$ je $1000 m^2$ und schlagen anschließend einen Wert von $w_{zul} = 2,0 m^2/h$ je $1000 m^2$ für die Verwendung in Formel (1) vor.

Bei einer Wasserdruckdifferenz von $\Delta h = 10 m$ würde sich ein Restwasserwert von $q_R = 2,0 m^2/h$ je $1000 m^2 \times 10 m = 20 m^3/h$ je $1000 m^2 \cong 5,55 l/s$ je $1000 m^2$ ergeben.

3 Analytische Bestimmung der Restwassermenge

3.1 Ansatz nach Keller

Bei der Größe der Restwassermenge spielen die Anzahl und die Größe der Fehlstellen eine entscheidende Rolle (Borchert und Richter, 2000). Die hydraulische Durchlässigkeit des intakten Düsenstrahlkörpers bewegt sich in der Größenordnung zwischen $k = 1 \times 10^{-8}$ und $5 \times 10^{-7} m/s$. Aus der Durchströmung einer intakten Dichtsohle würden daher äußerst geringe Durchflussraten resultieren. Daher ist der Anzahl und der Größe der Fehlstellen eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Borchert und Richter (2000) zeigen einen empirischen Zusammenhang zur Bestimmung der Restwasserrate, die auf der Anzahl und dem Durchmesser der Fehlstellen in der Sohle basiert. Dabei berücksichtigen sie sowohl die Durchlässigkeit des Bodens als auch die Wasserspiegeldifferenz.

Die Autoren dieses Beitrags empfehlen die Fläche der Fehlstellen in der Sohle als Basis für die Bestimmung der Restwasserrate. Über die Gesamtfläche der Fehlstellen $\Sigma A_{Fehlstelle}$ hinaus sollen weitere wesentliche Parameter, wie die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens k_f , die Wasserspiegeldifferenz Δh , und die Stärke der Sohle d berücksichtigt werden. Es empfiehlt sich bei Berechnung der Restwasserrate Q_R diese Variablen zu berücksichtigen. Die Durchflussrate des Restwassers kann mit der Formel (2) abgeschätzt werden, welche nachfolgend als Ansatz nach Keller bezeichnet wird:

$$Q_R = \Sigma A_{Fehlstelle} \cdot k_f \cdot \frac{\Delta h}{d} \quad (2)$$

Diese Näherungsformel beruht auf der Annahme, dass die Fehlstellen in vertikaler Richtung über die gesamte Sohle durchgängig und mit Boden gefüllt sind.

3.2 Plausibilitätskontrolle des neuen Ansatzes

Um Formel (2) zu verifizieren, wurden numerische Simulationsberechnungen durchgeführt. Das zugrunde gelegte numerische Modell ist in Abb. 1 ersichtlich. Es wurde ein kreisförmiger Schacht mit einem Durchmesser von 10,0 m und mit einer Tiefe von 8,0 m untersucht. Die Verbauwände des Schachtes reichen bis in eine Tiefe von 16,0 m, welche der Unterkante einer DS-Dichtsohle entspricht. In der Sohle wurden Fehlstellen über die gesamte Sohlstärke mit einem Durchmesser von 6 cm, in einem regelmäßigen Raster von $1,0 \times 1,0$ m definiert, welche mit Boden gefüllt waren (siehe Abb. 1, rechts). Somit war die Durchlässigkeit des Materials in den Fehlstellen und im gesamten Bodenkörper gleich groß.

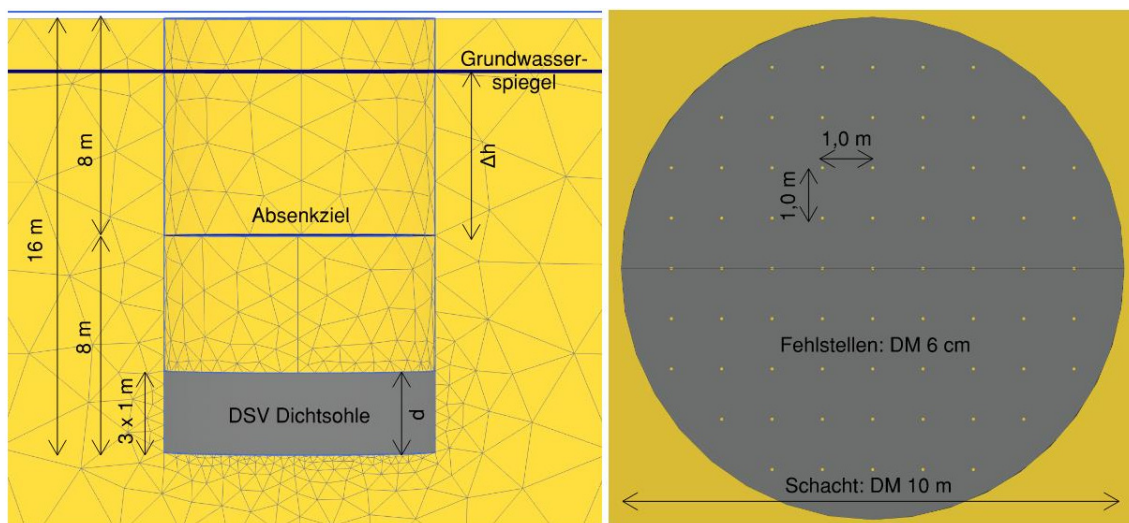


Abb. 1: Numerisches Modell eines Schachtes zur Berechnung der Restwassermenge; Schnitt (links), Grundriss der Sohle mit vordefinierten Fehlstellen (rechts)

Die Restwassermenge wurde für unterschiedliche Anzahlen an Öffnungen berechnet. Der Anteil der Öffnungen bezogen auf die Sohlfläche variierte zwischen 0 und 0,25%, die Durchlässigkeit des Bodens zwischen $k = 10^{-2}$ m/s und 10^{-6} m/s. Der Bereich der niedrigen Durchlässigkeit hat jedoch keine praktische Relevanz, da bei derartigen Böden im Regelfall keine Dichtsohle hergestellt wird. Die hydraulische Durchlässigkeit der Dichtsohle betrug in allen Simulationen $k = 10^{-8}$ m/s. Berechnungen wurden durchgeführt mit einem Wasserspiegeldifferenz Δh von 8 m, 6 m und 4 m. Es erfolgte keine Wasserströmung durch die Verbauwände, lediglich durch die Sohle.

Abb. 2 zeigt die Abhängigkeit der Restwassermenge vom Anteil der Fehlstellen in der Sohle bei unterschiedlichen Sohlstärken. Bei diesen Berechnungen wurde die Durchlässigkeit des Bodens bei $k = 10^{-3}$ m/s und der Potenzialunterschied bei $\Delta h = 8$ m unverändert belassen. Es zeigt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen dem Anteil der Fehlstellen und der Restwassermenge bei konstanter Sohlstärke. Des Weiteren ist ein signifikanter Einfluss der Sohlstärke auf die Wassermenge zu erkennen. Die Restwassermenge wurde auch mit der

Näherungsformel (1) errechnet und den numerischen Berechnungsergebnissen gegenübergestellt. Auch in diesem Fall ist der Zusammenhang zwischen den beiden Parametern annähernd linear. Auch diese Ergebnisse sind in Abb. 2 angeführt und zeigen eine gute Übereinstimmung mit den numerisch ermittelten Werten.

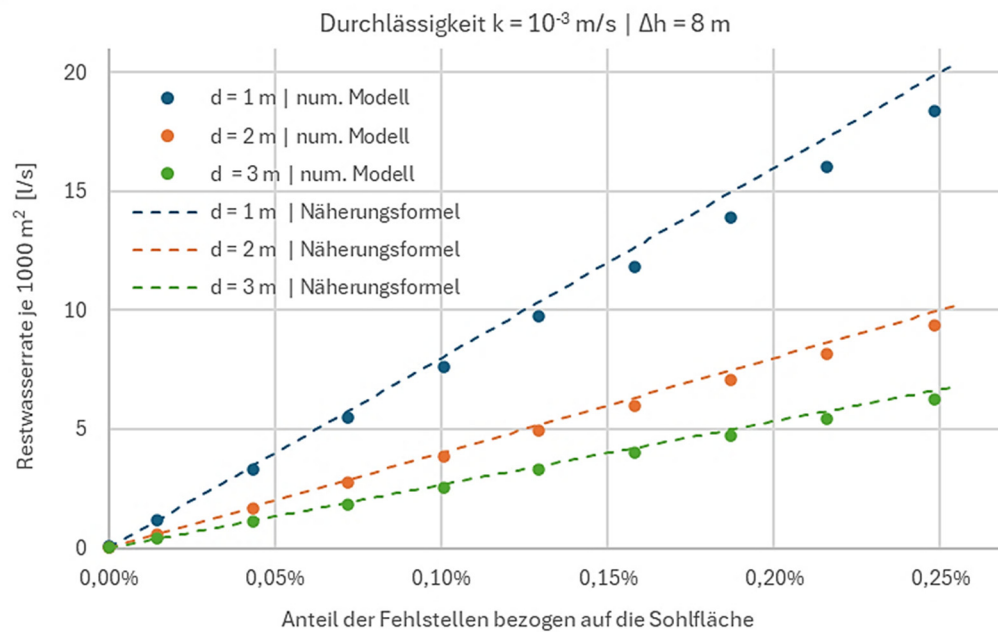


Abb. 2: Abhängigkeit der Restwasserrate vom Anteil der Fehlstellen in der Sohle bei unterschiedlichen Stärken der Dichtsohle

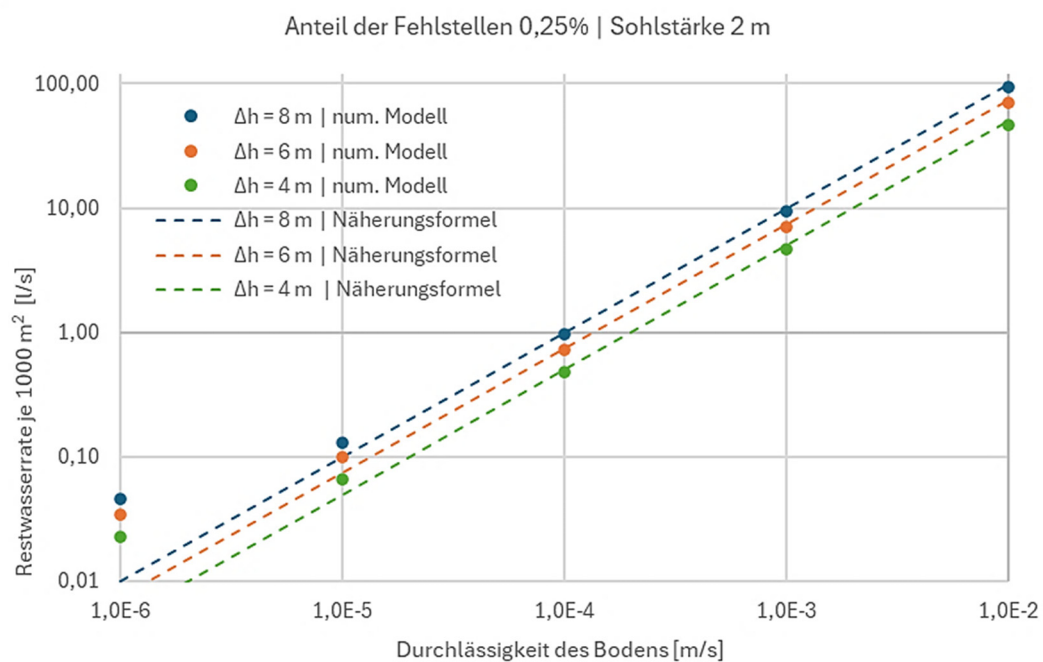


Abb. 3: Abhängigkeit der Restwasserrate von der Durchlässigkeit des Bodens

Wie in Abb. 3 ersichtlich, eine Erhöhung der Durchlässigkeit um eine Zehnerpotenz, zieht eine zehnfache Erhöhung der Restwassermenge mit sich. Ein größerer Potenzialunterschied bewirkt größere Restwasserraten. Hier zeigt sich auch ein nahezu linearer Zusammenhang, welcher in logarithmischer Darstellung schwer erkennbar ist. Im Bereich der niedrigen Durchlässigkeiten ist eine Abweichung zwischen den numerisch errechneten Werten und der Näherungsformel zu erkennen. Die zusätzliche Wassermenge in den Simulationsberechnungen resultiert aus der Durchströmung der Sohle, welche in der Näherungsformel nicht berücksichtigt wird. Bei einer höheren Durchlässigkeit des Bodens ist die direkt durch die Sohle strömende Wassermenge unbedeutend im Vergleich zum Durchfluss in den Fehlstellen.

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen bestätigen die Aussage von (Borchert und Richter, 2000), dass die Fehlstellen einen entscheidenden Einfluss auf die Restwassermenge haben. Sobald in der Sohle Fehlstellen vorhanden sind, sind weitere Faktoren, wie die Durchlässigkeit des Bodens, der Grundwasserdifferenz und die Stärke der Sohle von gleich großer Bedeutung wie die Größe der Fehlstellen.

3.3 Rückrechnung der Fehlstellengröße

In der Formel (2) wird die Gesamtfläche der Fehlstellen berücksichtigt. Hierfür gibt es aber kaum Erfahrungswerte und eine direkte oder indirekte Messung ist momentan nicht vorstellbar. Daher wird dieser Parameter aus den angeführten Erfahrungen der Berliner Trog-Baugruben (Bochert und Richter, 2000) rückgerechnet. Zu diesem Zweck wurden Formeln (1) und (2) kombiniert. Dabei wurde die durchschnittliche Durchlässigkeit der Berliner Sande mit $k_f = 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ angenommen (siehe Formel 3).

$$\begin{aligned}
 w_{zul} \cdot \Delta h &= \Sigma A_{Fehlstelle} \cdot k_f \cdot \frac{\Delta h}{d} \\
 \Sigma A_{Fehlstelle} &= \frac{w_{zul}}{k_f} \cdot d \\
 \Sigma A_{Fehlstelle} &= \frac{2,0 \text{ m}^2/h/3600}{5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}} \cdot 1,0 \text{ m} = 1,1 \text{ m}^2 \text{ je } 1000 \text{ m}^2
 \end{aligned} \tag{3}$$

Auf diese Weise rückgerechnete, durchschnittliche Größe der Fehlstellen bei Berliner Trog-Baugruben wird später bei Fallstudien in alpinen Raum den Berechnungen zugrunde gelegt.

4 Fallstudien Trog-Baugruben

4.1 Qualitätssicherung bei DS-Projekten

Die Verwendung von immer leistungsfähigeren Hochdruckpumpen und die Optimierung der Düsen und Düsenträger führen zu einer wesentlichen Steigerung des Energieeintrags und somit können auch in schwierigeren Böden immer größere Säulendurchmesser hergestellt werden. Durchmesser von bis zu 4 m bei DS-Sohlabdichtungen sind auch in Mitteleuropa nicht mehr unüblich.

Einhergehend mit der Entwicklung der Technik, wurden bei Keller auch völlig neue Methoden zur Qualitätssteigerung und -kontrolle eingeführt.

Durch innovative Verfahren, wie zum Beispiel der Keller ACI-Methode (Acoustic Column Inspector), können an vorab hergestellten Probesäulen die erforderlichen Säulendurchmesser in den projektrelevanten Tiefen und Bodenschichten nachgewiesen und Herstellungsparameter festgelegt werden.

Zudem werden während der DS-Arbeiten alle produktionsrelevanten Daten, wie

- **Maschinendaten (Bohrgeräte)**
 - Herstellungs- und Prozessdaten (M5-Datenlogger)
 - Positions- und Orientierungsdaten (GNSS-Maschinensteuerung)
 - Bohrlochverlaufsdaten (Inklinometermessung)
- **Maschinendaten (Hochdruckpumpen)**
 - Suspensionsverbrauch pro Punkt
 - Suspensionseigenschaften und Kontrollen
 - Zementanlieferungen

standardgemäß elektronisch in der von Keller entwickelten Software „KSDM“ (Keller Site Data Manager) erfasst und gespeichert.

Diese werden anschließend automatisch mit den digital hinterlegten Projekt- und Planungsgrundlagen verglichen und eine SOLL-IST-Analyse durchgeführt. Durch die Ausgabe von Fehler- und Alarmberichten können Abweichungen zu einem sehr frühen Zeitpunkt erkannt und unmittelbar eventuell notwendige Maßnahmen getroffen werden. Als zusätzliche Qualitätskontrolle werden die Daten in einem „As-built“-Plan grafisch dargestellt. Horizontalschnitte des so erstellten 3D-Modells ermöglichen die Identifikation kritischer Bereiche oder Fehlstellen, so dass bei Bedarf zusätzliche DS-Säulen nachträglich angeordnet werden können.

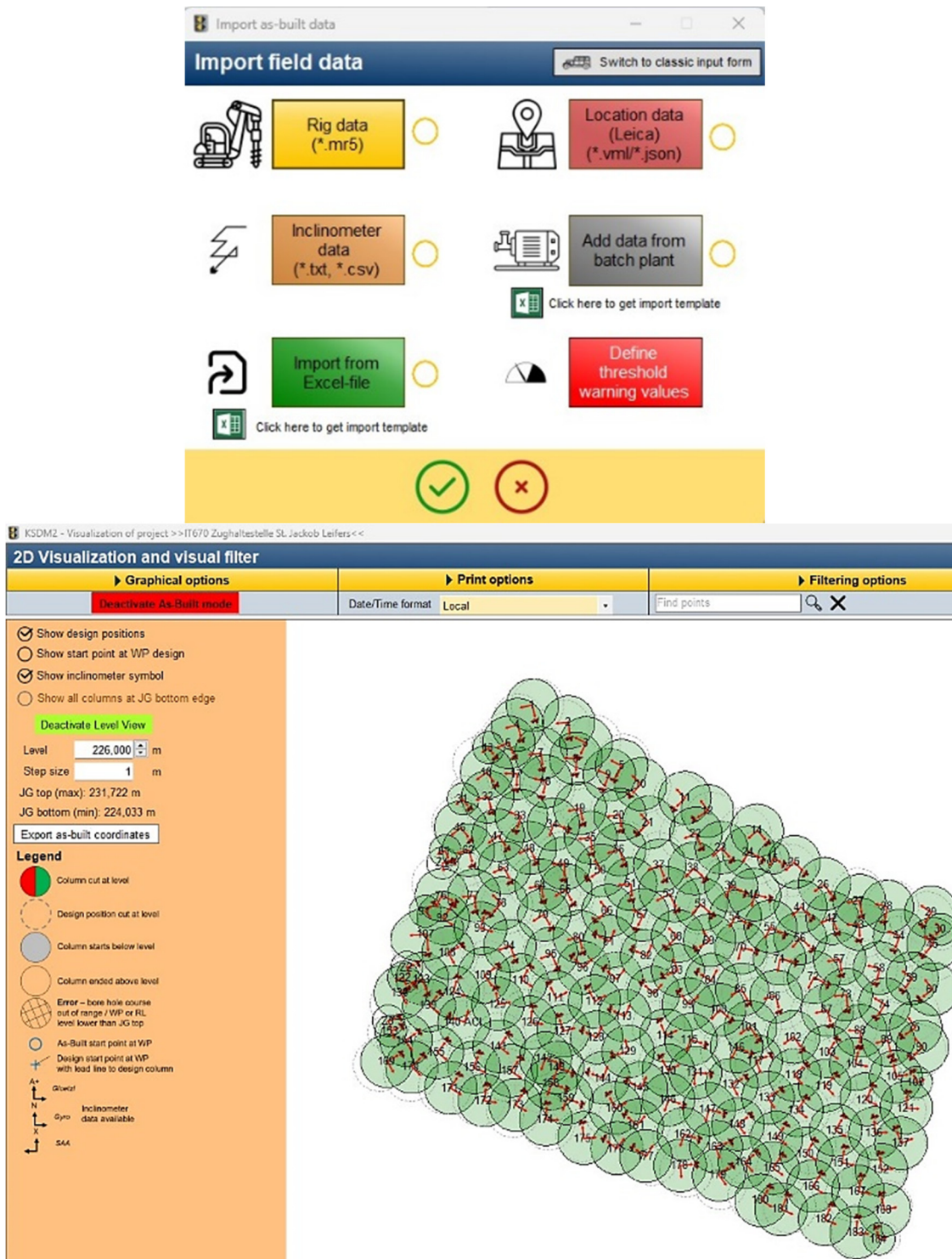


Abb. 4: KSDM: Maske Dateninput und Horizontalschnitt durch as-built Model

4.2 Beispiel 1: Kraftwerk Stegenwald / Salzburg

Im Jahr 2024 errichteten die Energieunternehmen Verbund Hydro Power GmbH und Salzburg AG ein Laufkraftwerk an der Salzach im Bereich von Stegenwald, Salzburg. Der Kraftwerksstandort befindet sich in einem tiefen Einschnitt des Salzachtales, geprägt von fluviatilen Sedimenten, dem sogenannten

Salzachsotter. Der Untergrund ist bis in größere Tiefen überwiegend homogen und wird als vorwiegend fein-kiesig, stark sandig und etwas steinig beschrieben.

Für die Herstellung der bis zu 16 Meter tiefen, 3.900 m² großen Baugrube wurden rückverankerte aufgelöste Pfahlwände mit DS-Zwickelabdichtung bis zu einer Tiefe von 30 m unter GOK errichtet. Zusätzlich wurde angepasst auf die unterschiedlichen Aushubtiefen eine abgestufte, tiefliegende DS-Sohle mit einer Stärke von bis zu 1,8 m als Horizontalabdichtung eingebaut. Die maximale Höhe der Absenkung betrug $\Delta h=14,0\text{m}$.

Um die komplexe Geometrie und die einzelnen Elemente des Spezialtiefbaues übersichtlich darzustellen, wurde die gesamte Baugrube dreidimensional geplant und die Daten in der KSDM-Software zur Qualitätskontrolle hinterlegt.

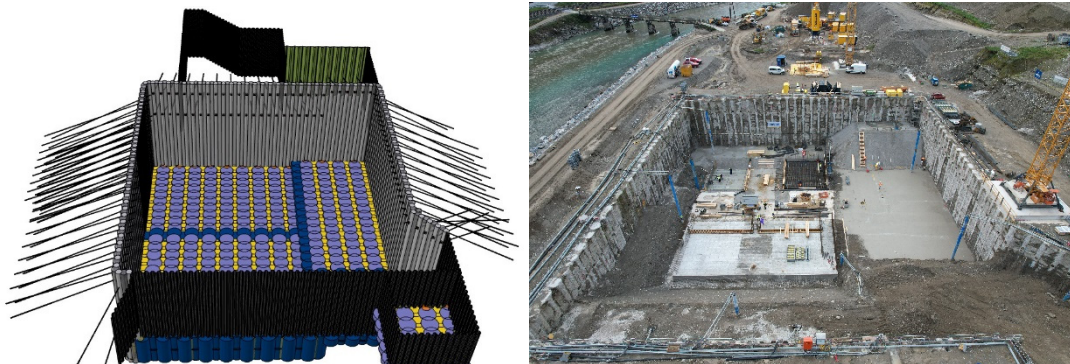


Abb. 5: BIM Planung und fertige Baugrube

Während der Ausführung wurden gemäß internem Standard sämtliche Elemente – sowohl die Bohrpfähle als auch die DS-Säulen – lage- und verlaufsmäßig vermessen und gemeinsam mit allen anderen produktionsrelevanten Daten automatisch analysiert und grafisch in einem „As-built“-Plan dargestellt. Horizontalschnitte des erstellten 3D-Modells ermöglichten die Identifikation kritischer Bereiche oder Fehlstellen, sodass bei Bedarf DS-Zusatzsäulen hergestellt werden konnten.

Die Restwassermenge (Konsenswassermenge) von 112 l/s für die gesamte Baugrube wurde vorab bauseits auf Basis von angenommenen Systemdurchlässigkeiten, getrennt für die Wand mit $k_f = 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ und für die Sohle zwischen $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ und $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$, berechnet. Trotz des hohen Aufwands bei der Ausführung und Qualitätskontrolle konnte diese errechnete Restwassermenge nicht eingehalten werden. Während der Bauphase wurde zeitweise bis zu 290 l/s gepumpt.

Im Zuge des Aushubs konnten keine größeren Leckagen an den freigelegten Wänden beobachtet werden. Ebenso traten weder Erosionserscheinungen noch Auftriebseffekte im Aushubbereich auf. Die Wassermenge nahm jedoch mit zunehmender Absenktiefe linear zu, was auf kleinere, flächig verteilte Leckagen im

Bereich der Dichtsohle hindeutete und auf eine höhere Systemdurchlässigkeit der Sohle schließen ließ.

4.3 Beispiel 2: BV West Park / Innsbruck

Das Projekt befindet sich in Innsbruck im Stadtteil Hötting und umfasste die Errichtung eines siebengeschossigen Bürokomplexes mit zwei Untergeschossen.

Der Untergrund besteht überwiegend aus Sedimenten des Inns. Unter feinkörnigen Deckschichten finden sich hauptsächlich sehr durchlässige Innkiese und Sande, die bis in große Tiefen reichen. Der Bemessungswasserspiegel wurde auf 572,6 müA (2,30 m unter GOK) festgelegt.

Zur Sicherung und Vertikalabdichtung der 5.465 m² großen Baugrube wurden rückverankerte Spundwände sowie aufgelöste Bohrpfähle mit DS-Zwickelausfachung bis zu einer Tiefe von 16,8 m unter GOK errichtet. Zusätzlich wurde auf einer Tiefe von 14,0 m unter GOK eine auftriebssichere, tiefliegende DS-Sohle mit einer Stärke von 1,0 m als Horizontalabdichtung eingebaut. Das GW-Absenkziel in der Baugrube wurde auf 566,9 müA definiert, somit betrug die Höhe der Absenkung $\Delta h = 5,70$ m.

Wie bei jeder Abdichtungsmaßnahme wurde auch bei dieser Baustelle besonderes Augenmerk auf die Qualitätssicherung gelegt. Neben mehreren Kontrollen zur Durchmesserbestimmung wurde der Bohrlochverlauf aller DS-Elemente ermittelt und dreidimensional dargestellt. Mittels Horizontalschnitte durch das so generierte 3D-Modell konnten geometrische Problemstellen lokalisiert und zielgerecht Zusatzmaßnahmen gesetzt werden.



Abb. 6: Vergleich 3D As-built Model und fertige Baugrube

Die Restwassermenge von 30 l/s für die gesamte Baugrube wurde vorab bauseits auf Basis von angenommenen Restwasserraten, getrennt für die Wand mit $q_R = 5$ l/s/1000m² und für die Sohle mit $q_R = 2,5$ l/s/1000m², berechnet. Während des Aushubes und Lenzens der Baugrube stellte sich jedoch heraus, dass die bauseits berechnete und geforderte Restwassermenge für die Baugrube von 30 l/s nicht eingehalten werden konnte und zeitweise dreimal so hoch lag.

Aushubbegleitend konnten jedoch keine eindeutigen Fehlstellen identifiziert werden, die die erhöhte Wassermenge erklärten, was wiederum auf eine höhere Systemdurchlässigkeit der Maßnahme hindeutete.

5 Auswertung und Vergleich

5.1 Ursachenforschung Restwassermengen

Auf beiden oben angeführten Baustellen wurde die ursprünglich bauseits vorgegebene Restwassermenge deutlich überschritten. Trotz einer gründlichen Überprüfung der Detailplanung, insbesondere in Bezug auf die Geometrie der Säulen und die Stärke der Sohle, sowie der vollständig vorliegenden Ausführungsdokumentation – einschließlich Abweichungsmessungen, der Qualität der Einzelelemente, Durchmesserbestimmungen, der as-built Planung und den zusätzlich angeordneten Säulen – konnte keine Ursache für die erhöhte Durchlässigkeit des Verbausystems und der Sohle festgestellt werden.

Zur weiteren Ursachenforschung wurde der Aushub auf beiden Baustellen begleitet. Beobachtungen an den DS-Zwickelabdichtungen und leeren Bohrpfeifen in der DS-Sohle ließen Rückschlüsse auf Suspensionsverfrachtungen während des Abbindevorganges durch außergewöhnlich hohe und lokal begrenzte Strömungsgeschwindigkeiten im Untergrund zu. Einfache Abschätzungen ergaben in Stegenwald mögliche Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 30 m/Tag. Ähnliche Größenordnungen konnten auch bei anderen Baugruben im Raum Innsbruck bereits dokumentiert werden (Schubert und Koslowski, 2004). Zudem wurden beim Projekt in Innsbruck mehrere unterschiedlich große Holzstücke und Feinsandlinsen im Untergrund dokumentiert.

Das macht deutlich, dass die Qualitätssteigerung in der Ausführung und Kontrolle der hergestellten Elemente zwar die allgemeine Sicherheit erhöht, jedoch verfahrens- und bodenbedingte Inhomogenitäten im vermörtelten Körper nicht gänzlich ausgeschlossen werden können. Speziell in den komplexen und heterogenen alpinen Umgebungen können Bodeneinschlüssen wie Blöcke, Feinsandlinsen oder Holzeinschlüssen zu unvorhersehbaren DÜsschatten oder Einschnürungen der DS-Säulen führen. Auch unterschiedliche hydraulische Eigenschaften der Bodenschichten und eine erhöhte Grundwasserströmungen können zB. durch Austragungen der frischen Suspension zu Inhomogenitäten führen. Die Kombination aus all diesen Faktoren führt dazu, dass die tatsächlichen Restwassermengen in den Baugruben teilweise signifikant höher ausfallen als sie vorab abgeschätzt wurden.

5.2 Vergleich Praxis mit empirischen Ansätzen und Rechenmodell

In der unten angeführten Tabelle wird die tatsächliche Restwassermenge mit den Werten aus den unterschiedlichen Modellen verglichen. Da eine klare Trennung der Wassermengen zwischen Wand und Sohle schwierig ist, beziehen sich die unten angeführten Werte für die Restwasserrate auf die „benetzte Fläche“ des Trogbauwerkes.

Projekt Stegenwald – Annahmen:

- Benetzte Fläche: $A = 10\,788,60\text{ m}^2$
- Fehlstellen: $\Sigma A_{\text{Fehlstellen}} = 1,1\text{ m}^2/1000\text{ m}^2$ (0,11% der benetzten Fläche)
- Durchlässigkeit: $k_f = 3 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}\text{ m/s}$
- Wasserdruckdifferenz: $\Delta h = 14\text{ m}$
- Sohlstärke: $d = 1,6\text{ m}$ (im Mittel)

Tab. 1: Vergleich Restwasserraten KW Stegenwald, Salzburg

	Restwasserrate Q_R [l/s]	Restwasserrate q_R [l/s je 1000m ²]
Projekt bauseits	112	10,4
Nach Borchert	84	7,8
Nach Keller	31 ~ 524	2,9 ~ 48,6
IST-Pumpmenge	290	26,9

Projekt West Park Innsbruck – Annahmen:

- Benetzte Fläche: $A = 9115,40\text{ m}^2$
- Fehlstellen: $\Sigma A_{\text{Fehlstellen}} = 1,1\text{ m}^2/1000\text{ m}^2$ (0,11% der benetzten Fläche)
- Durchlässigkeit: $k_f = 1 \times 10^{-3}\text{ m/s} \sim 3 \times 10^{-3}\text{ m/s}$
- Wasserdruckdifferenz: $\Delta h = 5,7\text{ m}$
- Sohlstärke: $d = 1,0\text{ m}$

Tab. 2: Vergleich Restwasserraten West Park Innsbruck

	Restwasserrate Q_R [l/s]	Restwasserrate q_R [l/s je 1000m ²]
Projekt bauseits	30	3,3
Nach Borchert	29	3,2
Nach Keller	58 ~ 173	6,3 ~ 19,0
IST-Pumpmenge	90	9,9

Der Vergleich zeigt, dass die bauseitigen Abschätzungen der Restwasserraten bei beiden Baustellen bereits über den Werten aus dem Berliner Raum liegen. Man war sich also durchwegs bewusst, dass die empirischen Werte, basierend

auf homogene Sandböden, bei den gegebenen Bodenverhältnissen und Wasserdruckdifferenzen nicht realisierbar sind.

Nach dem Ansatz von Keller liegen die Werte der effektiven Restwassermengen bei beiden Baustellen etwa in der Mitte der Extremwerte, welche auf der angegebenen Bandbreite der Durchlässigkeiten basieren. Die Unschärfe liegt hier in der Bandbreite der Durchlässigkeiten und der Größe der möglichen Fehlstellen. Systembedingt ist davon auszugehen, dass in einer geologisch komplexen und heterogenen Umgebung mehr und ggf. größere Fehlstellen auftreten, als in dem Ansatz von Bochart zugrunde gelegt ist.

6 Zusammenfassung und Empfehlungen

Der Vergleich der Praxisbeispiele mit den genannten Modellen zeigt, dass eine realistische Abschätzung der Restwasserrate q_R nur unter der Berücksichtigung wesentlicher Randbedingungen erfolgen sollte. Dazu zählen in erster Linie das Absenkziel, die Bodenbeschaffenheit, sowie die Eigenschaften der Abdichtungsmaßnahme. Eine detaillierte Analyse dieser Faktoren ist daher dringend zu empfehlen.

Die Berechnung mit den empirischen Werten nach Borchert Formel (1) liegt bei homogenen Sandböden auf der sicheren Seite, deckt sich aber nicht mit den Erfahrungen in den geologisch komplexen und heterogenen alpinen Umgebungen.

Bei differenzierteren Restwasserberechnung über die Durchlässigkeiten von Wänden und Sohlen werden meist nur die im Labor getesteten Eigenschaften des reinen Materials im erhärteten Zustand und nicht die Systemdurchlässigkeit des Gesamtsystems Wand-Fuge-Sohle herangezogen. So wie in diesem Beitrag aufgezeigt, ist jedoch die Fläche der Fehlstellen entscheidend für Systemdurchlässigkeit und muss bei der Abschätzung der Restwassermenge berücksichtigt werden.

Der Ansatz nach Keller ist theoretisch schlüssig, lässt sich jedoch derzeit in der Praxis nur schwer anwenden, da Erkenntnisse zur Gesamtfläche der Fehlstellen in unterschiedlichen Böden fehlen. Um diese Wissenslücke zu schließen, sollten weitere Projekte mit dieser Methodik ausgewertet werden. Ein entscheidender Parameter ist zudem die Durchlässigkeit des Bodens in den systembedingten Fehlstellen. Daher ist es essenziell, diese im Vorfeld sorgfältig zu bestimmen. Für eine fundierte Abschätzung der Restwassermenge empfiehlt es sich, eine Extrembetrachtung basierend auf den angegebenen Bandbreiten der Durchlässigkeiten durchzuführen.

Bei der Festlegung der Restwassermenge sind allgemeine Randbedingungen wie Einleitungsmöglichkeiten und -beschränkungen zu berücksichtigen. Höhere

Anforderungen an die Dichtigkeit führen oft zu längeren Bauzeiten und höheren Kosten, da beispielsweise die Sohlstärke vergrößert sowie der Bohrraster und der Zementgehalt angepasst werden müssen. Dies ist dem Aufwand für die Wasserhaltung gegenüberzustellen.

7 Literatur

- Borchert, K.-M. R. T., 2000. *Durchlässigkeiten von Düsenstrahlsohlen, Erfahrungen bei Berliner Trogbaugruben*. Graz, G. Riedmüller, W. Schubert, S. Semprich.
- Kluckert, K., 2007. *Wie dicht ist dicht?*. Graz, M. Dietzel, W. Schubert, H. F. Schweiger, S. Sernprich.
- Rathmair, F., Racansky, V. & Deporta, C., 2024. *Kraftwerk Stegenwald / Salzburg - anspruchsvoller Spezialtiefbau für die Errichtung einer Bugarube*. Bremen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- Schubert, A. & Koslowski, S., 2004. *Grundwasserbedingte Probleme mit Düsenstrahldichtsohlen - Beispiele aus Innsbruck*. München, N. Vogt, p. 173.