Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Zentrum Geotechnik

11485/343b **B2 – Tunnel Starnberg**

Hydrogeologischer Bericht - Teil 2

Folgerungen für die Baumaßnahme

Auftraggeber:	Staatliches Bauamt Weilheim Münchener Str. 39 82362 Weilheim Tel.: 0881 9901160 Fax: 0881 99011-00 Herr Ludwig, Herr Zeindl
Planungsbüro:	Ingenieurbüro EDR GmbH Dillwächterstraße 5 80686 München Tel.: 089 547112-26 Fax: 089 547112-826 Herr Eger, Herr Hotop
Bezug:	Auftragsnummer: 18 S 0082 vom 19.12.2018
Textseiten:	31
Anlagen:	1 bis 5 118 Seiten
Verteiler:	2-fache Ausfertigung an Auftraggeber
Textfile:	11485-343b Hydrogeologischer Bericht Teil 2_Wy2_Fb1_Cu_Ly.docx

Bearbeiter:	Prof. Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck	Tel.: 089 / 289 27142
	M.Sc. Johannes Jessen	Tel.: 089 / 289 27140
	M.Sc. Andreas Witty	Tel.: 089 / 289 27146
	Dr.-Ing. Benedikt Lypp	Tel.: 089 / 289 27190
Zeichen:	Wy/Je/Fb/Ly/Cu	

Ort, Datum: München, den 21.09.2023

Prof. Dr.-Ing.
Roberto Cudmani
Ordinarius und Direktor an der

Technischen Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

TUM - Zentrum Geotechnik
Franz-Langinger-Str. 10
81245 München
roberto.cudmani@tum.de
Tel. +49 89 289 27131
Fax +49 89 289 27189

Baden-Württembergische Bank
IBAN-Nr.:
DE68 6005 0101 7421 0492 10
BIC: SOLADEST600
Steuer-Nr 161 / 209 / 61709
USt-IdNr.: DE 301 995 650

1 Allgemeines

1.1 Allgemeine Projektbeschreibung

Das Staatliche Bauamt Weilheim plant den Bau eines Tunnels zur Verkehrsentlastung der Stadt Starnberg. Die Trasse beginnt von Süden her kommend in der Weilheimer Straße, etwa 75 m westlich der Franz-Heidinger-Straße mit einem Rampenbauwerk, gefolgt von einem Tunnelabschnitt in offener Bauweise mit dem Anschlag für den bergmännischen Tunnelvortrieb. Der bergmännische Tunnelabschnitt unterquert den Almeidaberg, den Schlossberg und den Geor-genbach. Im Anschluss folgen ein Abschnitt in offener Bauweise und das nördliche Rampen-bauwerk, welches etwa 25 m westlich der Bahnlinie München – Garmisch endet.

1.2 Aufgabenstellung und Gliederung

In den hydrogeologischen Gutachten des Zentrum Geotechnik der TU München werden die hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich des Tunnels Starnberg beschrieben sowie die Auswirkungen der Bauwerke auf die hydrogeologischen Verhältnisse behandelt. Hierfür werden die Ergebnisse des aktuellen 5. Erkundungsprogramms sowie der vorangegangenen Erkundungsprogramme berücksichtigt. Im Teil 1 des hydrogeologischen Berichts werden die Grundwasserverhältnisse allgemein und im Teil 2 Empfehlungen für die Bemessungswasserstände sowie Angaben zum Erfordernis von Grundwasser-umleitungsmaßnahmen zusammengestellt. Die Beschreibung der Baugrundverhältnisse sowie die Folgerungen für die Bauwerke enthalten die Teile 1 und 2 des geotechnischen Berichts.

Die Leistungen des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München umfassen das Erstellen und Abstimmen der geotechnischen Untersuchungsprogramme, die fachtechnische Betreuung der Aufschlussarbeiten, das Erstellen und Durchführen der bodenmechanischen und hydrogeologischen Untersuchungsprogramme sowie die Auswertung und Beschreibung der Untersuchungsergebnisse.

Durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Cudmani – und in Zusammenarbeit mit ihm durch wissenschaftliche Mitarbeiter des Prüfamts – wird die geotechnische Beratung wahrgenommen. Die Bearbeitungsschwerpunkte der Gutachten ergeben sich aus den Erfordernissen zur Ausschreibung.

Im nachfolgenden hydrogeologischen Bericht - Teil 2 werden Empfehlungen für die Bemessungswasserstände im Einflussbereich des Tunnels gegeben und Angaben zum Erfordernis von Grundwasserumleitungsmaßnahmen gemacht.

1.3 Unterlagen

Zur Erarbeitung des hydrogeologischen Gutachtens - Teil 2 standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

[U1] Geotechnisches Gutachten vom 23.10.1990, Projekt Nr.: 4972, Obermeyer Planen + Beraten, mit den darin genannten Unterlagen

[U2] Ergebnisse aus Aufschlussbohrungen, Rammsondierungen und Großbohrungen, Ausführungszeitraum April bis September 2009, Fa. Abt GmbH

[U3] Ergebnisse aus Pumpversuchen und Kurzpumpversuchen im Feld von der Fa. Harress Pickel Consult AG (HPC)

[U4] Planunterlagen des Ingenieurbüro EDR zum Entlastungstunnel Starnberg
a) Lagepläne mit Trassenlage, Stand Juni 2019
b) Höhenpläne mit Gradiente und GOK, Stand Juni 2019
c) Planunterlagen zu den Bauwerken, Stand Juni 2019

[U5] Wasserstand des Starnberger Sees, www.hnd.bayern.de, Hochwassernachrichtendienst des Bayerischen Landesamts für Umwelt, Messstellennummer 16663002

[U6] Wasserwirtschaftliches Gutachten, Wasserwirtschaftsamt München, 29.01.2009

[U7] Grundwasseraufstau vor Bauwerken bei gleichzeitiger Unter- und Umströmung, Günter Schneider, Die Bautechnik 11/1983

[U8] Taschenbuch der Wasserversorgung, Karl Heinz Köhler, Vieweg Verlag 2002, S. 76.

[U9] Geotechnischer Bericht - Teil 1, Projektnr. 11485/340b, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen, (in Bearbeitung)

[U10] Hydrogeologischer Bericht - Teil 1, Projektnr. 11485/341b vom 04.08.2023, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mi den dort angegebenen Unterlagen

[U11] Geotechnischer Bericht - Teil 2, Projektnr. 11485/342b, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen (in Bearbeitung)

[U12] 56. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA1 unter Berücksichtigung des 5. EKP, Projekt Nr. 11485W/19b vom 26.07.2023, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U13] 36. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg vom 15.10.2019 - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA2, Projekt Nr.: 11485/348 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U14] Tunnelbautechnischer Bericht für den maschinellen Vortrieb, Ulrich, Maidl, IMM Maidl & Maidl mit den dort angegebenen Unterlagen (derzeit in Bearbeitung)

[U15] Tunnelbautechnischer Bericht für den Spritzbetonvortrieb sowie Betonbau vom (in Bearbeitung), Thomas, Maidl, IMM Maidl & Maidl mit den dort angegebenen Unterlagen

[U16] Vogt, N., Lesemann, H., Stiegeler, R. (2006): Festlegung von Bemessungswasserständen auf der Grundlage statistischer Analysen.- Wasserwirtschaft 10 (2006), S. 28-33; Heidelberg.

[U17] Fürst, J., Bichler, A., Konecny, F. (2011): Ermittlung extremer Grundwasserstände.- In: BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT (2011) [Hrsg.], Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich, Nr. 87, S. 1-44; Wien.

[U18] DVWK-Merkblatt 251/1999 „Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen“

[U19] Prüfbericht zu Tunnel Starnberg vom 13.08.2019 – Aufstauberechnungen für GWA_3, Projektnr. 11485/366 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen

2 Lage und Projektbeschreibung

Die Trasse beginnt in der Weilheimer Straße (Bundesstraße 2) etwa 75 m westlich der Franz-Heidinger-Straße mit einem 150 m langen Rampenbauwerk, gefolgt von einem 115 m langen Tunnelabschnitt in offener Bauweise. Der bergmännische Tunnelabschnitt verläuft zuerst unter der Weilheimer Straße und ab Bau-km 0+850 östlich davon, wobei der Almeidaberg mit einer maximalen Überdeckung von etwa 31 m unterquert wird. Anschließend wird das Gebäude Weilheimer Str. 7 mit einem Abstand von 10,8 m unterfahren, gefolgt vom Schlossberg, bei dem die Überdeckung auf maximal etwa 47,5 m ansteigt. Im beschriebenen Bereich fällt der Tunnel mit 4,2 % und erreicht bei Bau-km 1+734 seinen Tiefpunkt. Anschließend steigt die Trasse mit 4,5 % auf, unterquert den Georgenbach und einige Bauwerke mit einer Überdeckung von minimal 8,6 m (Münchner Str. 1) und folgt ab etwa Bau-km 2+100 wieder dem Straßenverlauf der Bundesstraße 2 (hier Münchner Straße). Der bergmännische Tunnelabschnitt endet nach 1.787 m. Im Anschluss daran wird der Tunnel über 192 m in offener Bauweise erstellt. Über die nördliche Rampe bindet die Trasse etwa 25 m westlich der Bahnlinie München-Garmisch an die bestehende Bundesstraße 2 an.

Die Trassenlage und die Gradiente sind in den Anlagen 1 und 2 des vorliegenden Berichts dargestellt.

Außer der Tunnelröhre und den Rampen sind insgesamt zwei doppelseitige Querschnittserweiterungen für Pannenbuchten sowie sechs Notausstiege/-gänge und ein Lüftungsbauwerk mit Anbindungen an den Tunnel zu erstellen.

Im Laufe der Planung des Tunnels Starnberg wurden insgesamt fünf geotechnische Erkundungsprogramme durchgeführt, wobei das Letzte in den Jahren 2022 bis 2023 ausgeführt wurde. Im nachfolgenden Bericht werden die Erkundungsergebnisse aus allen fünf Bohrprogrammen berücksichtigt.

3 Grundwasserverhältnisse

Die Grundwasserverhältnisse im Einflussbereich des Entlastungstunnels Starnberg sind detailliert im hydrogeologischen Bericht - Teil 1 [U10] beschrieben. Demnach ist der quartäre Hauptgrundwasserleiter durch vertikale oder schräge Barrieren in drei Grundwasserabschnitte GWA_1 bis GWA_3 unterteilt. Zusätzlich liegen horizontale Barrieren aus bindigen Böden vor, so dass sich auch in unterschiedlicher Tiefe verschiedene Aquifere mit unterschiedlichen Druckhöhen ausgebildet haben. In vertikaler Richtung sind je nach Grundwasserabschnitt bis zu drei Aquifere zu unterscheiden:

- Schichtwasseraquifer
- Quartäraquifer (quartärer Hauptgrundwasserleiter Q_1 bis Q_3)
- Tertiäraquifer

In Abb. 3.1 ist der schematische geologische Längsschnitt mit Eintragung der Aquifere Q_1 bis Q_3 dargestellt.

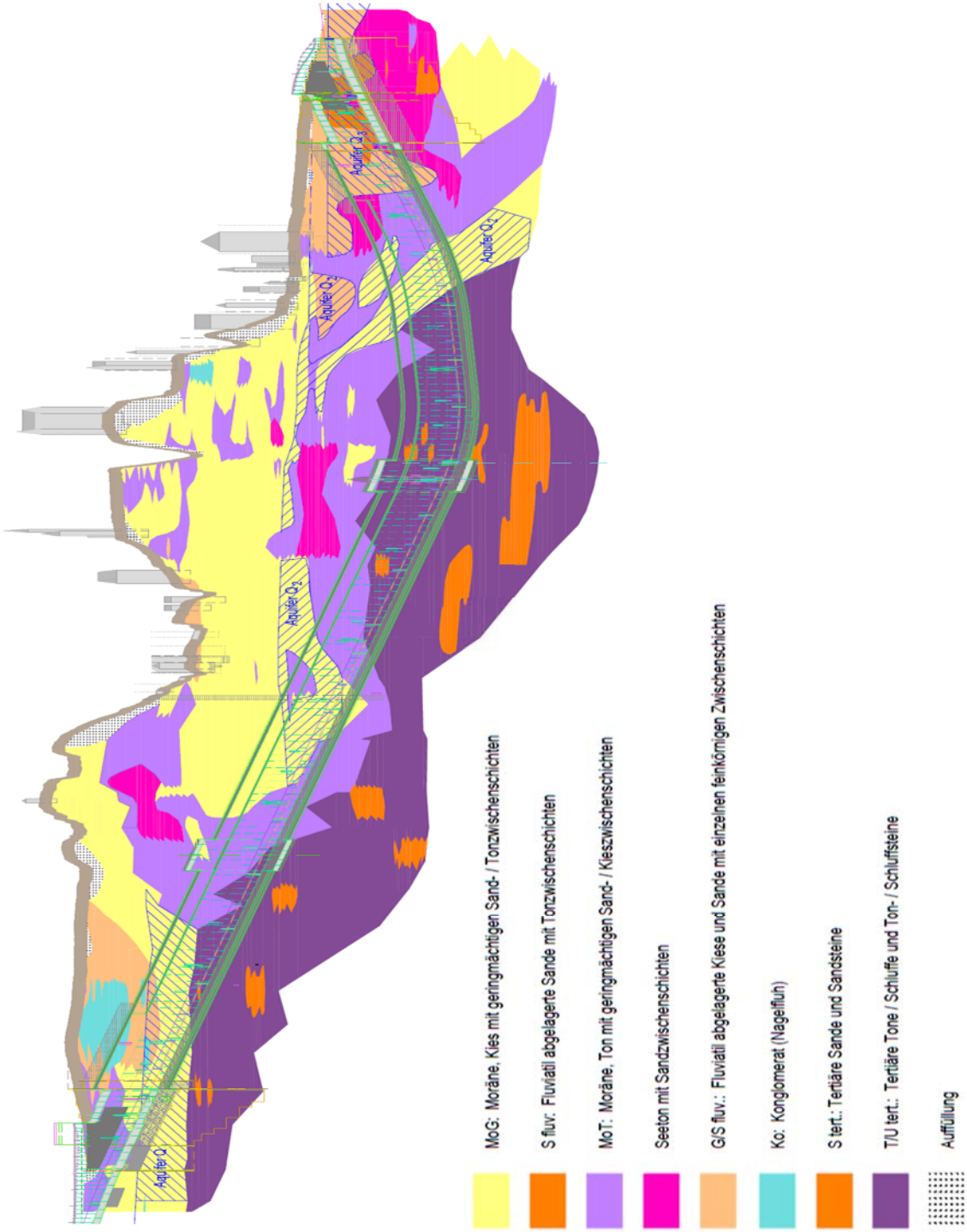


Abb. 3.1: Schematischer geologischer Längsschnitt mit Eintragung der Aquifere Q_1 bis Q_3

4 Statistische Auswertung der Grundwasserdaten von langjährigen Messreihen

4.1 Hinweise zur Ermittlung der Bemessungswasserstände

Um die schwierige Grundwassersituation im Einflussbereich des Tunnels Starnberg erfassen zu können, wurden im 3. Erkundungsprogramm 42 Grundwassermessstellen sowie im 4. Erkundungsprogramm 29 Grundwassermessstellen erstellt. Weiterhin stehen der Auswertung Grundwassermessungen aus Messstellen früherer Erkundungsprogramme und von Fremdprojekten zur Verfügung. Manche dieser älteren Grundwassermessstellen wurden seit 1994 etwa einmal monatlich gemessen. Trassennah vorhandene Messstellen, für die längere Messreihen vorliegen, sind gemeinsam mit den Messwerten des Starnberger Sees [U5] in Tab. 4.1 aufgelistet.

Um einen einheitlichen Bezug zu erhalten, erfolgte am 26. und 27.02.2019 eine Stichtagsmessung (siehe [U10]).

Tab. 4.1: Bestehenden Grundwassermessstellen entlang der Trasse mit langjährigen Messreihen

Messstelle	Bau-km	Aquifer	max. Wasserstand [müNN]	min. Wasserstand [müNN]	Stichtagsmessung 26. und 27.02.2019 [müNN]
B 102	2+192	Q_3	585,30	583,44	584,99
B 104	1+998	Q_2	588,64	586,69	588,17
B 105A	1+961	Q_2	588,19	586,53	zugeparkt
B 107	0+823	Q_1	615,31	612,54	613,93
B 121	2+055	Q_3	585,25	584,05	584,95
Seepegel	-	-	585,12	583,82	(584,26 am 26.02.19)

4.2 Vorgehensweise

Um für den Tunnel Starnberg Bemessungswasserstände statistisch abzusichern und eine wirtschaftliche Planung der Bau- und Wasserhaltungsmaßnahmen zu ermöglichen, wurden am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München die Daten aus langjährigen Grundwasserbeobachtungen von Grundwassermessstellen in der Umgebung des Bauvorhabens statistisch analysiert und mit den bisherigen Angaben für die Bemessungsgrundwasserstände verglichen.

Die statistische Analyse der Grundwasserdaten wurde in Anlehnung an vorhandene Auswertemethoden (Vogt et al. 2006 [U16], Fürst et al. 2011 [U17]) durchgeführt.

4.3 Untersuchte Grundwassermessstellen

Für die statistischen Analysen wurden die Grundwasserdaten von fünf Grundwassermessstellen im Umfeld des geplanten Tunnels ausgewählt. Diese weisen Grundwassermessdaten seit 1994 auf.

Die Grundwassermessstelle **B 107** liegt im Aquifer 1 (siehe Abb. 4.1). Die Messreihen umfassen unregelmäßige, in etwa monatliche Messwerte im Zeitraum von Januar 1994 bis November 2018.

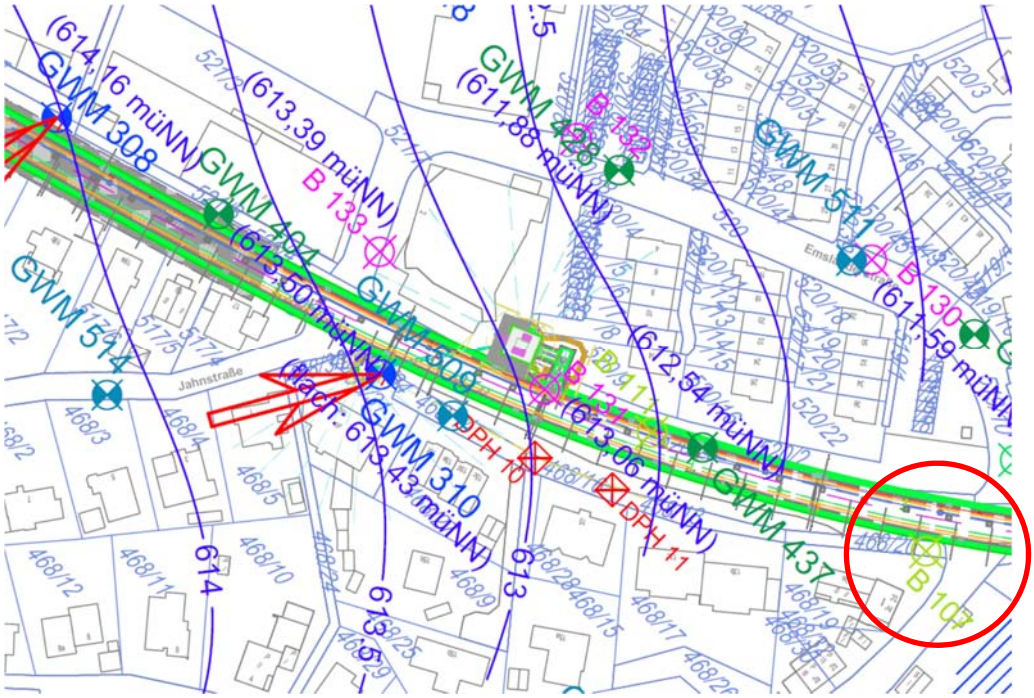


Abb. 4.1: Lage der Grundwassermessstellen B 107

Die Messstellen **B 104** und **B 105A** befinden sich im Aquifer 2 (siehe Abb. 4.2). Die Messreihen weisen im Zeitraum zwischen Januar 1994 und November 2018 unregelmäßige, in etwa monatliche Messwerte auf.

Abb. 4.2: Lage der Grundwassermessstellen B 104 und B 105A

Die Grundwassermessstellen **B 102** und **B 121** liegen im Bereich des Aquifers 3 (siehe Abb. 4.3). Die Messreihen umfassen unregelmäßige, in etwa monatliche Messwerte im Zeitraum von Januar 1994 bis November 2018.

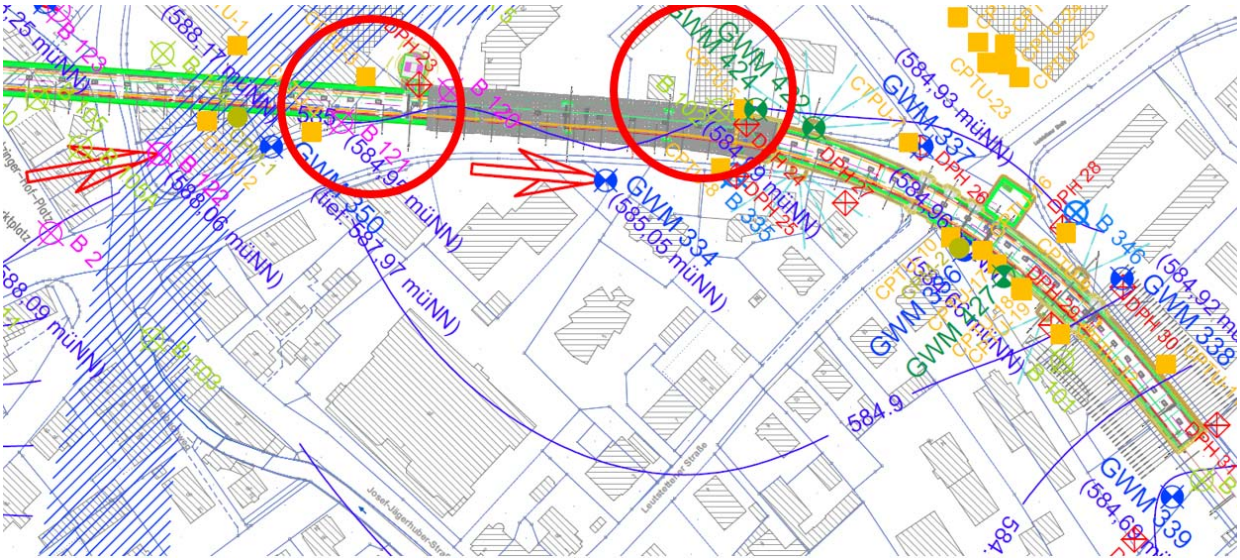


Abb. 4.3: Lage der Grundwassermessstellen B 102 und B 121

4.4 Stichprobengewinnung und -prüfung

Die Ganglinien der einzelnen Grundwassermessstellen wurden zunächst auf offensichtliche Datenfehler überprüft. Jahre, in denen eine unzureichende Anzahl an Messwerten vorlag, wurden nicht berücksichtigt. Darüber hinaus wurde eine optische Plausibilitätsprüfung vorgenommen und geprüft, ob die Grundwasserganglinien vergleichbare Verläufe aufweisen. Anschließend wurden jährliche Serien gebildet, indem aus jedem Beobachtungsjahr der höchste gemessene Grundwasserstand verwendet wurde.

Im Rahmen der statistischen Analyse wurde jede der Stichproben aus den einzelnen Grundwassermessstellen auf Unabhängigkeit (enthält nur voneinander unabhängige Elemente) und das Vorhandensein von Ausreißern durch Bewertung jedes einzelnen Stichprobenelements überprüft. Messwerte wurden als unabhängig gewertet, wenn ein zeitlicher Abstand von mindestens vier Wochen zwischen den Messwerten lag.

4.5 Homogenität und Repräsentanz

Aus der rein optischen Auswertung der Ganglinien der Messstellen B 104 und B 105A wurden Sprünge in den Ganglinien festgestellt.

Der Mittelwert der Grundwasserstandsmessungen in der Messstelle B 104 lag im Zeitraum von Januar 1994 bis September 2008 bei 587,41 müNN. Bis zum Jahr 2012 ist ein Anstieg der Grundwasserstände zu verzeichnen. Der Mittelwert seit Juni 2012 liegt bei 588,00 müNN. Die jährlichen Maximalwerte der Jahre 1994 bis 2008 wurden um die Differenz der Mittelwerte (0,59 m) angehoben, die Werte der Jahre 2009 bis 2011 anteilig.

Das gleiche Vorgehen wurde auch auf die Grundwasserstände der Messstelle B 105 angewendet. Hier lag der Mittelwert zwischen Januar 1994 und August 2008 bei 587,37 müNN und ab Juni 2012 bei 587,94 müNN.

4.6 Verteilungsfunktionen

Ziel der statistischen Analyse ist es, für vorgegebene Jährlichkeiten die zu erwartenden Grundwasserstände anzugeben. Dies geschieht mit Hilfe von Verteilungsfunktionen, mit welchen einem Grundwasserstand x eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit P(x) zugeordnet wird. Aus P(x) lässt sich die Jährlichkeit des Grundwasserstandes x zu $T_n = 1/(1-P(x))$ ermitteln.

Die Schwierigkeit besteht darin, dass für die jährlichen Serien der Hochwasserstände die zutreffendste Verteilungsfunktion unbekannt ist, weshalb mehrere Verteilungsfunktionen untersucht werden sollten.

Um die Güte der Anpassung einer Verteilungsfunktion an die Stichproben (jährliche Serien) abzuschätzen, können Anpassungstests herangezogen werden. Diese weisen aber für Verteilungsfunktionen, deren Parameter aus den Stichproben selbst geschätzt wurden, eine starke Unschärfe auf. Im vorliegenden Fall wurden der Kolmogorov-Smirnoff-, der Cramér-von Mises- sowie der Anderson-Darling-Anpassungstest durchgeführt. Nach deren Ergebnissen waren nur sehr vereinzelt getestete Verteilungsfunktionen abzulehnen. Praktikabler ist der optische Vergleich der Verteilungsfunktionen – insbesondere im Bereich der relevanten Jährlichkeiten – mit empirischen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten, welche aus den nach aufsteigenden Werten sortierten Stichproben abgeleitet werden können, sowie mittels Quantil-Quantil-Plots, bei denen die empirischen Quantile gegen die Quantile der angepassten theoretischen Verteilungsfunktionen aufgetragen werden. Geeignete Verteilungsfunktionen weisen überwiegend Werte auf oder nahe der Winkelhalbierenden auf.

Im Rahmen der Risikoabschätzung wurden elf verschiedene Verteilungsfunktionen mit unterschiedlichen Parameterschätzverfahren untersucht. Hierbei handelte es sich um die Normal, die Lognormal-, die Verallgemeinerte Extremwert-, die Gumbel-, die Fréchet-, die Weibull-, die Pearson-III-, die Kappa-, die Wakeby-, die Verallgemeinerte logistische und die Verallgemeinerte Paretoverteilung. Die Parameterschätzung erfolgte, soweit möglich, mit der Momentenmethode, den wahrscheinlichkeitsgewichteten sowie den L-Momenten, der Maximum-Likelihood- sowie der Maximum Product of Spacing-Methode.

Gute Übereinstimmungen zwischen den empirischen und den theoretischen Verteilungsfunktionen konnten überwiegend mit der Verallgemeinerten logistischen Verteilung sowie der Verallge-

meinerten Extremwertverteilung erzielt werden. In einzelnen Fällen erwiesen sich zudem die Lognormal-, die Gumbel-, die Weibull-, die Pearson-III-, die Kappa- und die Wakebyverteilung als geeignet.

4.7 Vertrauensbereiche

Der Hochwasserstand x(P), der sich über eine Verteilungsfunktion aus der Unterschreitungswahrscheinlichkeit P bestimmen lässt, ist lediglich ein Schätzwert. Für den wahren, aber unbekannten Wert kann nur ein Vertrauensbereich angegeben werden (siehe Abb. 4.4). Die Abweichungen vom berechneten Wert x(P) werden nach DVWK-Merkblatt 251/1999 [U18], auf dem das Verfahren nach Vogt et al. (2006) basiert, als normalverteilt um den Mittelwert x(P) angenommen (siehe Abb. 4.4). Anhang B4 des Merkblatts definiert eine Standardabweichung $s_{x(P)}$ für diese Normalverteilung. So können die Grenzen eines Konfidenzintervalls bestimmt werden, in welchem der wahre Wert mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit liegt. Da die Standardabweichung aus den Messdaten bestimmt wird, wurde bei der Bestimmung der Konfidenzintervalle im Rahmen der Auswertungen anstatt auf die Normal- auf die Student-t-Verteilung zurückgegriffen.

Für die Bestimmung von 100-jährlichen Grundwasserständen wurde in den Auswertungen für die Grundwassermessstellen ein einseitig nach oben abgegrenztes 95 %-Konfidenzintervall und für die Bestimmung von 10-jährlichen Grundwasserständen ein einseitig nach oben abgegrenztes 80 %-Konfidenzintervall gewählt, so dass Hochwässer mit entsprechender Jährlichkeit den angegebenen Wert mit 95 %iger bzw. 80 %iger Wahrscheinlichkeit nicht übersteigen.

Hinweis: Grundwasserstände mit Berücksichtigung der Konfidenzintervalle sind in den Auswertungen mit einem * gekennzeichnet.

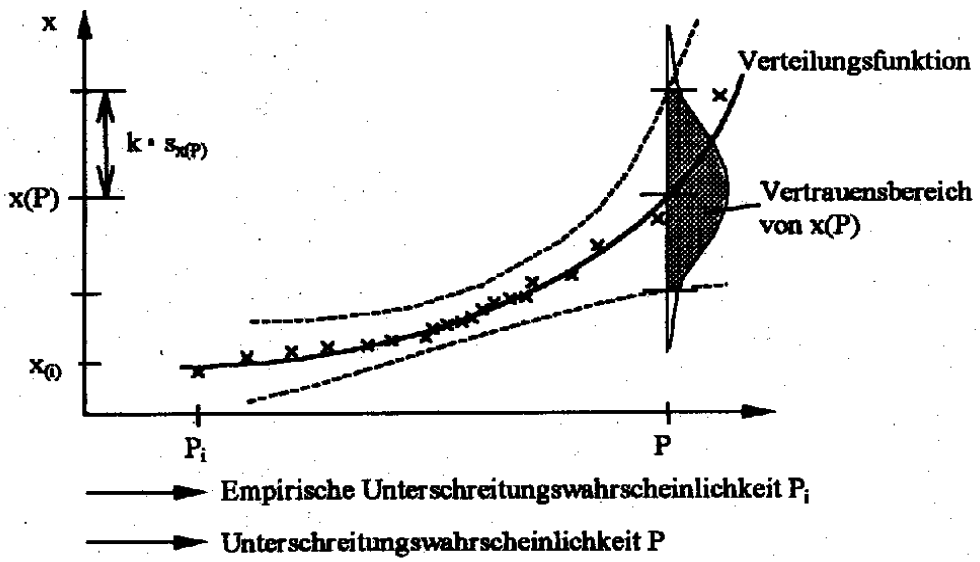


Abb. 4.4: Beispiel eines Konfidenzintervalls, hier zweiseitige Abgrenzung (DVWK Merkblatt 251/1999)

4.8 Zuschläge für Fehler in der Datenbasis

Die untersuchten Grundwassermessstellen wurden im Beobachtungszeitraum teilweise in Abständen von über einem Monat gemessen. Die Wahrscheinlichkeit, dass der tatsächliche Jahreshöchststand mehrere Tage vor oder nach dem gemessenen Höchststand vorlag, ist somit relativ groß. Um diesen systematischen Fehler und seinen Einfluss auf die Ergebnisse der statistischen Untersuchungen quantitativ zu erfassen, wurde die Messstelle B 111, für die im Zeitraum von März 2015 bis September 2018 halbtägliche Messwerte vorlagen, programmtechnisch untersucht.

Dabei wurden regelmäßige Zeitraster mit unterschiedlichen Beobachtungsabständen und Startpunkten gewählt und über die Messdatenreihe mit täglichen Messwerten gelegt, wobei nur die dem jeweiligen Zeitraster entsprechenden Werte für die weiteren Berechnungen berücksichtigt wurden. Die Differenzen (Fehler) zwischen dem vom Zeitraster erfassten und dem tatsächlichen Jahreshöchstwert wurden anschließend gemittelt und gegen den jeweiligen Rasterabstand aufgetragen. Daraus wurde dann eine Regressionskurve ermittelt (siehe Abb. 4.5).

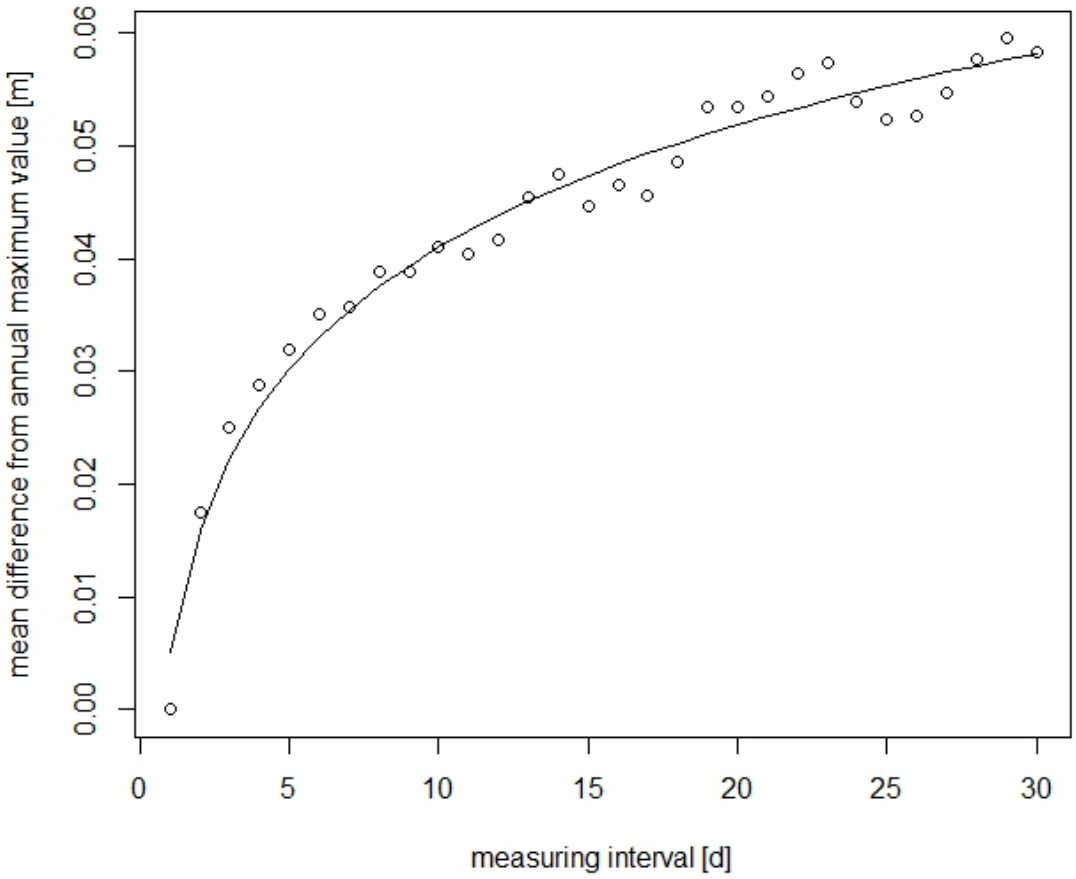


Abb. 4.5: Mittlere Abweichung zum tatsächlichen Jahreshöchstwert (mean difference) in Abhängigkeit vom Beobachtungszeitraster (measuring interval)

Die ermittelte Funktion der Regressionskurve kann mit folgender Formel angegeben werden:

Fehler [m] = 0,0156·ln (maßgebender Messabstand [d]) - 0,005

Als maßgebender Messabstand wurde dabei individuell für jede Grundwassermessstelle der logarithmische Mittelwert über die jeweils größeren Zeitabstände zwischen gemessenem Jahreshöchstwert und der vorherigen bzw. nachfolgenden Messung im Beobachtungszeitraum angesetzt.

Die statistische Auswertung wurde für eine Zufallsvariable Z = Grundwasserstand X + Fehler Y vorgenommen. Es gilt dann der Additionssatz für Varianzen $\sigma_Z^2 = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + 2\,\sigma_{XY}$. Die Kovarianz σ_{XY} verschwindet hierbei bei statistisch unabhängigen Variablen X und Y, was vorausgesetzt werden kann. Für die Mittelwerte gilt $\mu_Z = \mu_X + \mu_Y$. Alle Zuschläge für nicht-tägliche Messungen wurden folglich bereits vor der statistischen Analyse zu den in größerem Messraster gemessenen Jahreshöchstwerten addiert.

4.9 Ergebnisse der statistischen Analyse

Zur Auswertung der Grundwasserstandsdaten wurden jeweils die Verteilungsfunktionen herangezogen, mit denen eine gute Anpassung an die empirischen Verteilungen erzielt werden konnte.

In Tab. 4.2 sind die anhand der Verteilungen für 10-jährliche und 100-jährliche Grundhochwasserereignisse ermittelten Grundwasserstände zusammengefasst: Neben den anhand der Verteilungen ermittelten Werten (HW10 und HW100) sind darin auch die Grundwasserstände enthalten, die entsprechend dem Vorgehen in Abschnitt 4.7 ein 80 %-iges bzw. 95 %-iges Konfidenzintervall beinhalten (HW10* und HW100*).

Tab. 4.2: Ergebnisse der statistischen Analyse

Aquifer	Grundwasser-messstelle	Grundwasserstand [müNN]			
		HW10	HW10*	HW100	HW100*
1	B 107	614,68-614,73	614,81-614,87	615,41-615,68	615,96-616,33
2	B 104	588,42-588,45	588,47-588,50	588,72-588,82	588,92-589,06
	B 105A	588,32	588,34	588,44-588,45	588,51-588,52
3	B 102	585,27-585,30	585,31-585,34	585,38-585,43	585,48-585,53
	B 121	585,24-585,27	585,28-585,31	585,36-585,45	585,45-585,56
* mit 80%-Konfidenzintervall (HW10*) bzw. 95%-Konfidenzintervall (HW100*)					

Die in Tab. 4.2 enthaltenen Intervalle ergeben sich aus der Anpassung mehrerer Verteilungsfunktionen an die Daten.

Für die Daten der Messstelle B 107 konnten gute Übereinstimmungen mit der Verallgemeinerten Extremwertverteilung, der Kappaverteilung und der Verallgemeinerten logistischen Verteilung erzielt werden.

An die Daten der Messstelle B 104 konnten die Lognormal-, die Verallgemeinerte Extremwert-, die Pearson-III- und die Verallgemeinerte logistische Verteilung erfolgreich angepasst werden.

Bei der Messstelle B 105A wurde lediglich die Verallgemeinerte logistische Verteilung eine Anpassung erzielt, die als noch akzeptabel gewertet wurde. Im Vergleich zu den anderen Grundwassermessstellen muss die Anpassung jedoch als schlechter eingestuft werden, woraus sich eine größere Unsicherheit für die ermittelten Grundwasserstände der untersuchten Jährlichkeiten ergibt.

Für die Daten der Messstelle B 102 konnten gute Übereinstimmungen mit der Weibull-, der Wakeby- und der Verallgemeinerten logistischen Verteilung erzielt werden, für die der Messstelle B 121 mit der Verallgemeinerten Extremwert-, der Weibull-, der Pearson-III- und der Verallgemeinerten logistischen Verteilung.

4.10 Ergänzende Hinweise zur statistischen Analyse

Wir weisen darauf hin, dass die durchgeführten statistischen Analysen nur die Verhältnisse bis zu den letzten verwendeten Messdaten beschreiben. Zukünftige Einflüsse, z.B. Veränderungen der Grundwasserstände durch neue, in das Grundwasser reichende Bauwerke, neue Grundwasserentnahmen und Versickerungen sowie Änderungen bei der Grundwasserneubildung durch Bodenversiegelung oder Klimaveränderungen, werden mit den angewendeten statistischen Verfahren nicht erfasst und sind somit in diesen Betrachtungen nicht enthalten.

5 Festlegung der Bemessungswasserstände

5.1 Hochwasserstände HW_{Bau} und HW_{End}

Die Bemessungswasserstände HW_{Bau} und HW_{End} wurden anhand der statistischen Analyse der Grundwasserdaten mit langjährigen Messreihen für die drei Aquifere festgelegt. Die Vorgehensweise zur Festlegung der <u>Bemessungswasserstände im Quartär</u> wird nachfolgend stichpunktartig erläutert:

- Kalibrierung der langjährigen Grundwasserdaten durch Abgleich mit Messdaten benachbarter Grundwassermessstellen mit kürzeren Messreihen (seit 2010).
- Einbettung der kalibrierten Maximalwerte anhand des Isohypsenplans, welcher basierend auf der Stichtagsmessung vom 26. und 27.02.2019 ermittelt wurde (siehe [U10]).
- Als Grundlage für die Ermittlung der Bemessungswasserstände für den quartären Hauptgrundwasserleiter wurde der Isohypsenplan aus dem hydrogeologischen Gutachten - Teil 1 verwendet. Im geologischen Längsschnitt (siehe Anlage 2.1) sind die Wasserstände der Stichtagsmessung, HW_{Bau} und HW_{End} für die Schnittpunkte der Isohypsen mit der Tunnelachse angegeben. In Bereichen, in denen keine Isohypsen vorliegen, wurden die jeweiligen Wasserstände durch Extrapolation der Wasserstände der nächstgelegenen Stützstellen abgeschätzt bzw. die Wasserstände von den Messstellen angesetzt, die in

unmittelbarer Nähe liegen (bei Erfordernis unter Berücksichtigung des hydraulischen Gefälles).

– Für Bereiche, in denen ein Aufstau erwartet wird, wurden die Bemessungswasserstände für den Endzustand um den rechnerisch ermittelten Aufstau angehoben.

Die Wahl höherer oder geringerer Bemessungswasserstände ist möglich und mit anderen Eintrittswahrscheinlichkeiten verbunden. Wir weisen darauf hin, dass auch für den angegebenen Bemessungswasserstand HW_{End} noch ein Restrisiko von Überschreitungen verbleibt. Dem kann z.B. mit einem Sicherheitsdränsystem oder mit der Berücksichtigung eines weiter erhöhten Grundwasserstandes für den Katastrophenfall unter Ansatz reduzierter Sicherheitsbeiwerte und Reibungsanteile für die jeweiligen Nachweise Rechnung getragen werden.

Der Tertiäraquifer wurde nur in wenigen Bohrungen erkundet und mit fünf Grundwassermessstellen erschlossen (siehe Tab. 5.1). Da wahrscheinlich aufgrund der ausgeprägten Schichtung des Tertiärs der Tertiäraquifer kein einheitliches Grundwasserstockwerk aufweist und zumindest im Übergangsbereich zum Quartär durch den Quartärwasserspiegel beeinflusst ist, wurden auf der sicheren Seite liegende Tertiärwasserstände gewählt, die sich an die relevanten Quartärwasserspiegel anlehnen. Aufgrund dessen liegen die Bemessungswasserstände zum Teil mehrere Meter oberhalb der Wasserstände, welche aus der Stichtagsmessung vom 26. und 27.02.2019 hervorgehen. Die angegebenen Tertiärbemessungswasserspiegel sind mit dem Planer abgestimmt und führen nicht zu besonderen Beeinträchtigungen. Sofern relevant, können in einzelnen Bereichen weitere Grundwassererkundungen vorgenommen werden, die gegebenenfalls zu einer Reduzierung der Grundwasserstände führen können.

Tab. 5.1: Bemessungswasserstände im Tertiär

Bau-km [müNN]	GWM	Aquifer	Stichtagsmessung [müNN]	**HW_{Bau} [müNN]**	**HW_{End} [müNN]**
0+481	Wasserstand in GWM 307-t	Tertiär	614,1	**615,2**	**616,7**
0+666	Wasserstand in GWM 310-t	Tertiär	607,5	**610,8**	**612,3**
0+928	GWM 406-t	Tertiär	Zum Zeitpunkt der Stichtagsmessung wurde GWM 406 saniert.	**607,8**	**611,3**
1+007	Wasserstand in GWM 314-t	Tertiär	600,1	**609,6**	**611,1**
bis 1+350	Wasserstand entsprechend Quartär	Tertiär	-	**609,6**	**611,1**
1+776	Wasserstand in GWM 360-t (nicht berücksichtigt)	Tertiär	575,2	**590,8**	**592,4**
Ab Bau-km 1+350	Bemessungswasserstände entsprechend Quartär				

Der Wasserstand im Tertiäraquifer kann im südlichen Tunnelabschnitt bis GWM 307 etwa gleich dem Aquifer Q_1 gesetzt werden und fällt weiter nördlich ab (siehe GWM 310-t und GWM 314-t). Nördlich von GWM 314 wurde der Tertiäraquifer nur noch durch GWM 360-t erschlossen. Auf der sicheren Seite liegend wurde der Tertiärwasserstand bis Bau-km 1+350 entsprechend dem Bemessungswasserstand bei GWM 314-t belassen. Von Bau-km 1+350 bis zum Tunnelende wurde der Bemessungswasserstand für das Tertiär entsprechend dem Bemessungswasserstand im Quartär gleichgesetzt. Ab Bau-km 1+776 wurden keine grundwasserführenden Schichten im Tertiär erkundet.

Wie bereits im hydrogeologischen Bericht - Teil 1 [U10] erläutert, wurde in verschiedenen Aufschlüssen Grundwasser über grundwasserstauenden Schichten in sehr unterschiedlicher Höhenlage (siehe Anlage 2.1) angetroffen. Aufgrund den geologischen Randbedingungen und den Ergebnissen der Durchlässigkeitsversuche wurde dieses Grundwasser als in Linsen eingeschlossenes Grundwasser oder Schichtwasser – sogenanntes „schwebendes Grundwasser“ – eingestuft. Die Mächtigkeit und die Ergiebigkeit dieser Aquifere ist mit großer Wahrscheinlichkeit gering. Teilweise können diese Aquifere aufgrund ihrer Wasserstände bei der Stichtagsmessung mit dem quartären Hauptgrundwasserleiter in Verbindung stehen, teilweise liegen ihre Wasserstände deutlich höher, was auf eine Speisung durch Sickerwasser aus einem Bereich über dem Aquifer schließen lässt. Da über den genauen Zu- und Ablauf der Schichtwasseraquifere keine Informationen vorliegen, können keine Aussagen über mögliche Schwankungsbreiten getroffen werden. Daher werden für die Schichtwasseraquifere auch keine Bemessungswasserstände angegeben. Mit einem Auftreten von Schichtwasseraquiferen ist insbesondere im Übergangsbereich von Aquifer Q_1 zu Aquifer Q_2 (Bau-km 0+850 bis Bau-km 1+000) zu rechnen.

Im Bereich von Bau-km 2+020 bis Bau-km 2+270 wurden für die Moräne eigene Bemessungswasserstände angesetzt. Diese resultieren aus den gespannten wasserführenden Schichten, die sowohl in GWM 422 als auch in GWM 424 erschlossen wurden (siehe Abschnitt 4.3.6 in [U10]). Die Bemessungswasserstände in der Moräne überschreiten die Bemessungswasserstände im Quartär. Details sind dem geologischen Längsschnitt (Anlage 2.1) zu entnehmen.

5.2 Niedrigwasserstände NW_{Bau} und NW_{End}

Zur Festlegung der Niedrigwasserstände wurde die Tunneltrasse in Längsrichtung in sieben Teilabschnitte NW 1 bis NW 7 unterteilt (siehe Abb. 5.1 und Tab. 5.2), welche sich hinsichtlich der geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen unterscheiden. In Tab. 5.2 sind die stark durchlässigen Teilabschnitte (Sande / Kiese) gelb und die gering oder undurchlässigen Teilabschnitte (Schluffe / Tone) lila gekennzeichnet.

Bei der Ermittlung der Niedrigwasserstände sind wir von folgenden Annahmen ausgegangen:

- In den stark durchlässigen Teilabschnitten wurde der Niedrigwasserstand für den Bauzustand NW_{Bau} entsprechend dem niedrigsten Messwert seit 2009 gewählt, der in erster

Näherung als der niedrigste Wasserstand für eine Wiederkehrperiode von 10 Jahren gesehen werden kann. Diese Auftretenswahrscheinlichkeit wird üblicherweise auch bei der Festlegung des Hochwasserstands für den Bauzustand gewählt.

- In den stark durchlässigen Teilabschnitten wurden im Endzustand NW_{End} ausgehend von NW_{Bau} für den Niedrigwasserstand zusätzlich Abschläge für niedrigere Auftretenswahrscheinlichkeiten sowie für anthropogene Einflüsse berücksichtigt. Als Abschlag für niedrigere Auftretenswahrscheinlichkeiten wurde analog zur Abschätzung von Hochwasserständen die Differenz zwischen HW_{Bau} und HW_{End} (siehe oben) angesetzt. Der Abschlag aus anthropogenen Einflüssen (Grundwasserabsenkungen) Δhz wurde entsprechend der hydraulischen Durchlässigkeit in den Teilabschnitten NW 1, NW 3, NW 5 zu 1,0 m gewählt (s. Tab. 5.2). Hinsichtlich der anthropogenen Einflüsse wurde dabei berücksichtigt, dass in diesen Teilabschnitten die Oberkante des jeweiligen Grundwasseraquifers mehrere Meter (> 5 m) unterhalb der Geländeoberkante liegt, so dass oberflächennahe Baumaßnahmen entsprechend der umliegenden Bebauung keine Auswirkung auf den Niedrigwasserstand haben. Außerdem ist die Durchlässigkeit k mit ca. $5*10^{-3}$ m/s in diesen Bereichen relativ groß, so dass größere Absenkungsmaßnahmen als 1 m aufgrund der erforderlichen sehr hohen Förderraten nötig wären, die jedoch im Vergleich zu anderen Bauweisen unwirtschaftlich sind.
- Abweichend von dem zuvor beschriebenen Vorgehen zur Bestimmung des Niedrigwasserstands im Endzustand wurde trotz der hohen Durchlässigkeit des Baugrunds für den Bereich NW 7 für anthropogene Einflüsse auf der sicheren Seite liegend ein Abschlag von 3,0 m gewählt (siehe Tab. 5.2), da in diesem Bereich das Grundwasser nur wenige Meter unter der Geländeoberfläche ansteht. So kann eine temporäre Absenkung des Grundwassers über 1 m hinaus in diesem Bereich nicht ganz ausgeschlossen werden, wenngleich sie aufgrund der anstehenden sensitiven Böden nicht zu empfehlen ist. Auch in diesem Bereich wird entsprechend dem vorherigen Absatz zusätzlich noch der Abschlag für niedrigere Auftretenswahrscheinlichkeiten als NW_{Bau} berücksichtigt.
- In den gering durchlässigen oder undurchlässigen Teilabschnitten (NW 2, NW 4 und NW 6) wurde auf der sicheren Seite liegend für den Niedrigwasserstand im Bau- und Endzustand davon ausgegangen, dass um den Tunnel kein Wasserdruck ansteht. Innerhalb dieser Teilabschnitte kann nicht ausgeschlossen werden, dass der Tunnel bereichsweise komplett im baupraktisch undurchlässigen Ton zu liegen kommt.

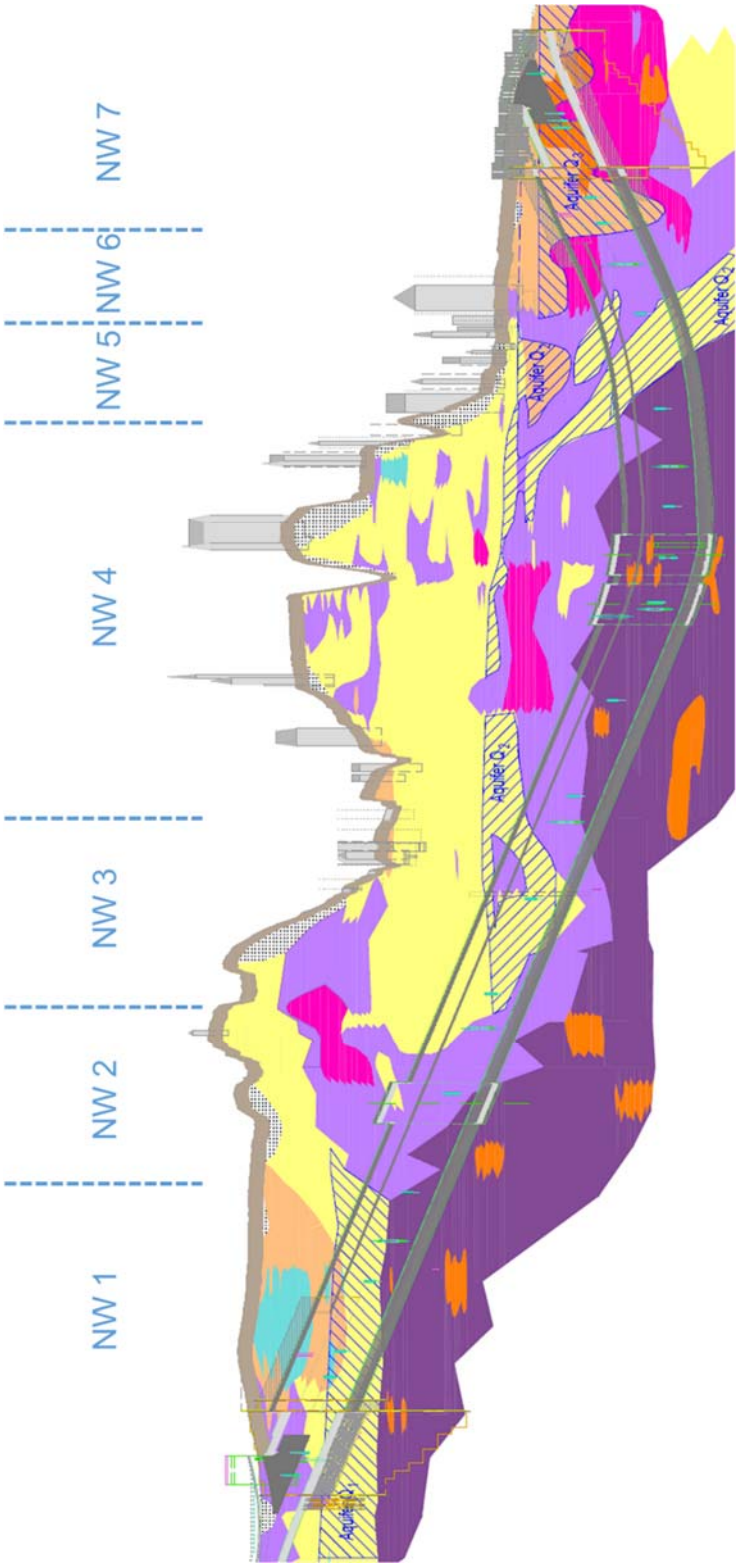


Abb. 5.1: Unterteilung des Tunnellängsschnitts in sieben Niedrigwasserbereiche (NW 1 bis NW 7)

Tab. 5.2: Ermittlung der Niedrigwasserstände für den Tunnel Starnberg

Bereich	Km	Geologie Firstbereich	Aufschluss	H_{MW} [mNN]	Δh_W [m]	$\Delta h_{End-Bau}$ [m]	k [m/s]	Δh_z [m]	NW_{Bau}	NW_{End}
NW 1	0	Mo_G	-	-	-	0,8	-	1,0	-	-
	350	Mo_G	GWM 303	614,5	2,3	0,8	$5x10^{-3}$	1,0	614,5	612,7
	550	Mo_G	GWM 308	613,5	2,5	0,8	$3x10^{-3}$	1,0	613,5	611,7
	810	Mo_G	-	-	-	0,8	-	1,0	-	-
NW 2	810	Mo_T	-	-	-	-	-	-	-	-
	825	Mo_T	B107	-	-	-	-	-	-	-
	970	Mo_T	GWM 315	-	-	-	-	-	-	-
	1010	Mo_T	GWM 314	-	-	-	-	-	-	-
NW 3	1010	Mo_G	-	-	-	-	-	1,0	-	-
	1070	Mo_G	GWM 362-t	589,3	1,6	1,5	$2x10^{-2}$	1,0	589,3	586,8
	1130	Mo_G	GWM 318	589,2	1,7	1,5	$2x10^{-3}$	1,0	589,2	586,7
	1180	Mo_G	GWM 414	-	-	-	$2x10^{-3}$	1,0	-	-
NW 4	1180	Mo_T	-	-	-	-	-	-	-	-
	1230	Mo_T	GWM 413	-	-	-	-	-	-	-
	1240	Mo_G , Mo_T	GWM 319	-	-	-	-	-	-	-
	1310	Mo_G , Mo_T	GWM 320	-	-	-	-	-	-	-
	1320	Mo_T	GWM 417	-	-	-	-	-	-	-
	1870	Tertiär , Mo_T	GWM 330	-	-	-	-	-	-	-
NW 5	1870	Mo_G	-	-	-	-	-	1,0	-	-
	1990	Mo_G	GWM 332	587,5	1,6	1,0	$7x10^{-4}$	1,0	587,5	585,5
	1990	Mo_G	B 122	587,4	0,7	1,0	-	1,0	587,4	585,4
	2025	Mo_G , Mo_T	GWM 350	587,3	0,8	1,0	$2x10^{-3}$	1,0	587,3	585,3
	2040	Mo_G	-	-	-		-	1,0	-	-
NW 6	2040	Mo_T	B121	-	-	-	-	-	-	-
	2110	Mo_T	B120	-	-	-	-	-	-	-
NW 7	2110	Mo_G	-	-	-	-	-	3,0	-	-
	2150	Mo_G	GWM 334	584,4 583,5*	1,3 2,2*	0,7	$6x10^{-3}$	3,0	584,4	580,7
	2213	Mo_G	B102	584,4 583,5*	1,0 1,8*	0,7	-	3,0	584,4	580,7
	2270	Mo_G , Mo_T	GWM 337	584,4 583,6*	0,9 1,7*	0,7	$8x10^{-5}$	3,0	584,4	580,7
	2290	Mo_G , Mo_T	GWM 336	584,2 583,6*	1,9 2,5*	0,7	$6x10^{-5}$	3,0	584,2	580,5
	2350	Mo_G , Mo_T	GWM 338	584,4 584,0*	1,0 1,4*	0,7	$6x10^{-5}$	3,0	584,4	580,7

Legende:
Mo_G = nichtbindige Moräne, Mo_T = bindige Moräne, H_{MW} = niedrigster Wasserstand im Beobachtungszeitraum (seit 2009)
Δh_W = Differenz zwischen maximal und minimal gemessenem Wasserstand im Beobachtungszeitraum (seit 2009)
$\Delta h_{End-Bau}$ = Differenz zwischen HW_{Bau} und HW_{End} im Quartär
Δh_z = Sicherheitszuschlag für mögliche Veränderung des Grundwasserspiegels durch anthropogene Einflüsse
* Berücksichtigung einer wahrscheinlichen Beeinflussung durch Grundwasserabsenkung im Jahr 2015

In Tab. 5.3 sind die Niedrigwasserstände über die gesamte Tunnellänge (alle 100 m) extrapoliert. Die Stützstellen für die Extrapolation wurden in der Tabelle markiert.

Tab. 5.3: Niedrigwasserstände für den Tunnel

Bereich	Km	Geologie Firstbereich	Aufschluss	NW_{Bau} **[müNN]**	NW_{End} **[müNN]**
NW 1	0			616,25	614,45
	100			615,75	613,95
	200			615,25	613,45
	300			614,75	612,95
	350*	**Mo_G**	**GWM 303**	**614,50**	**612,70**
	400			614,25	612,45
	500			613,75	611,95
	550*	**Mo_G**	**GWM 308**	**613,50**	**611,70**
	600			613,25	611,45
	700			612,75	610,95
	800			612,25	610,45
	810			612,20	610,40
NW 2	810	Mo_T	-	-	-
	1010	Mo_T	-	-	-
NW 3	1010			589,40	586,90
	1070*	**Mo_G**	**GWM 362-t**	**589,30**	**586,80**
	1100			589,25	586,75
	1130*	**Mo_G**	**GWM 318**	**589,20**	**586,70**
	1180			589,12	586,62
NW 4	1180	Mo_T	-	-	-
	1870	Tertiär , Mo_T	-	-	-
NW 5	1870			587,74	585,74
	1900			587,66	585,66
	1990	**Mo_G**	**B 122**	**587,40**	**585,40**
	2000			587,37	585,37
	2025*	**Mo_G , Mo_T**	**GWM 350**	**587,30**	**585,30**
	2040			587,26	585,26
NW 6	2040	Mo_T	-	-	-
	2110	Mo_T	-	-	-
NW 7	2110			584,20	580,50
	2200			584,20	580,50
	2290*	**Mo_G , Mo_T**	**GWM 336**	**584,20**	**580,50**
	2300			584,20	580,50
	2350			584,20	580,50

* Stützstellen für die Extrapolation der Niedrigwasserstände

6 Bemessungswasserstände an den Bauwerken

Die Bemessungswasserstände an den Bauwerken können aus den geotechnischen Schnitten entnommen werden (siehe Anlage 2.2). Sind für ein Bauwerk abhängig vom Bau-km verschiedene Wasserstände angegeben, können Zwischenwerte durch lineare Interpolation ermittelt werden. Ändern sich entlang des Bauwerks die Wasserstände nur geringfügig, sind die Bemessungswasserstände an der ungünstigsten Stelle des Bauwerks anzunehmen.

7 Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch die Baumaßnahme

7.1 Allgemeines

Bauwerksteile sowie Baugrubenumschließungen des Tunnels Starnberg tauchen in das quartäre und tertiäre Grundwasser ein. Hierdurch werden in der Bauzeit und im Endzustand Veränderungen der natürlichen Grundwasserströmungsverhältnisse eintreten. Im vorliegenden Bericht wird der für die weitere Planung unmittelbar relevante Aspekt der Grundwasserbeeinflussung durch Grundwasseraufstau bzw. -sunk mit den daraus resultierenden baulichen Maßnahmen behandelt. Dabei wird lediglich der quartäre Hauptgrundwasserleiter betrachtet. Es wird davon ausgegangen, dass die Ergiebigkeit der quartären Schichtwasseraquifere und des tertiären Aquifers sehr gering ist und diese Aquifere nur eine begrenzte räumliche Ausdehnung besitzen, so dass sich durch den Tunnel in diesen Aquiferen keine weitreichende Veränderung des Grundwasserstroms und keine Beeinflussung Dritter ergibt.

Für den Tunnel Starnberg ist besonders zu beachten, dass die Quellen der Fischzuchtanlage des Instituts für Fischerei der Bayerischen Landesanstalt für Landwirtschaft westlich des Tunnels keine maßgebliche Beeinträchtigung hinsichtlich Wasserqualität und -quantität erfahren dürfen. Hierzu werden gesonderte Beweissicherungsverfahren und Maßnahmen vorgesehen.

7.2 Angaben zur Herstellung der Filterstränge für die Düker

Düker beinhalten Filterstränge zur Grundwasserfassung und zur Wiederversickerung des umgeleiteten Grundwassers. Die Filterstränge werden beispielsweise in den durchlässigen Quartärkiesen in München mit dem Fehlmann-Verfahren hergestellt. Mit diesem Verfahren wird erfahrungsgemäß ein hohes Fassungsvermögen erreicht.

Beim Fehlmann-Verfahren wird durch eine nicht gesteuerte Spülbohrung ein Mantelrohr von einem Schacht ausgehend in den Boden getrieben, dann innerhalb dieses Mantelrohrs der Filter eingebaut und schließlich das Mantelrohr wieder gezogen, wobei der Filter sowie der Bohrkopf im Boden verbleiben. Durch den permanenten Grundwasserzufluss wird bereits während des Bohrens eine Entsandung des umliegenden Bodens erreicht. Folgendes lässt sich bezüglich des Fehlmann-Verfahrens nach den Erfahrungen im Zuge von Vortrieben im Münchner Quartärkies zusammenfassen:

- Durchmesser 300 mm bis 400 mm
- Maximale Reichweite im Kies ca. 40 m
- Mittlere Reichweite ca. 15 m bis 25 m
- Bei Antreffen von bindigen Böden oder Nagelfluh muss die Bohrung gestoppt werden.
- Maximale kurzzeitige Fördermenge ca. 20 l/s
- Gute Entsandung des anstehenden Baugrunds beim Bohren.

Bezüglich der erforderlichen Dükermaßnahmen in Starnberg liegen gegenüber den bekannten Münchner Verhältnissen folgende, deutlich schwierigere Randbedingungen vor:

- Die Aquifere Q_1 und Q_2 besitzen ein extrem hohes hydraulisches Gefälle von bis zu 7 %.
- Aus dem hohen hydraulischen Gefälle ergibt sich bei entsprechend hohem k-Wert in der nichtbindigen Moräne eine größere Durchflussmenge durch die Düker, was wiederum ein größeres Fassungsvermögen erfordert.
- Daher sind eine entsprechend größere Anzahl an Dükern oder aber entsprechend längere Filterstränge mit größerem Fassungsvermögen erforderlich.
- In der nichtbindigen Moräne kann bindige Moräne in unbekannter Höhe und Ausdehnung zwischengelagert sein. Ebenso treten in der nichtbindigen Moräne Nagelfluh-Bänke auf. Ein derartiges Gebirge muss beim Bohren der Filterstränge durchörtert werden können.

Aufgrund dieser Randbedingungen ist das Fehlmann-Verfahren, insbesondere hinsichtlich der Herstellbarkeit im anstehenden Gebirge und der maximalen Filterstranglänge, beim Tunnel Starnberg nur begrenzt anwendbar.

Neben dem Fehlmann-Verfahren wurden in letzter Zeit weitere Verfahren zur Herstellung von Horizontalbrunnen entwickelt. Für den Tunnel Starnberg kommt gemäß der Planung das Groundwater drilling System der Fa. Karo-San in Betracht, welches gegenüber dem Fehlmannverfahren u.a. die Vorteile besitzt, dass es auch im Festgestein und über eine größere Länge hergestellt werden kann.

Die Wertung und Wahl der maschinellen Vortriebsverfahren zur Herstellung der Filterstränge ist Gegenstand des Tunnelbautechnischen Gutachtens [U14].

7.3 Grundwasserüberleitungsmaßnahmen im GWA_1

Um den Grundwasseraufstau/-sunk durch das Bauwerk sowie die Beeinflussung der Dükermaßnahmen im GWA_1 zu untersuchen, wurden von uns 3D-FE-Grundwassersimulationen mit Hilfe des Programms FEFLOW durchgeführt. Das Modell für den GWA_1 reicht von Bau-km 0+000 bis ca. Bau-km 0+900. Ab Bau-km 0+900 stehen um den Tunnel undurchlässige Tonschichten an. In unserer Stellungnahme [U12] (siehe auch Anlage 3) sind die durchgeführten Berechnungen mit der Modellbildung und -kalibrierung auf Basis der Bohr- und Grundwasseraufschlüsse im Detail beschrieben und bewertet. Nachfolgend werden die wesentlichen Erkenntnisse daraus zusammengestellt.

Im GWA_1 sind zwei Düker vorgesehen. Die Düker bestehen derzeit plangemäß bei Bau-km 0+440 bis Bau-km 0+486 m (Düker 1) aus je fünf Vertikalbrunnen beidseits der Startbaugrube Süd und bei Bau-km 0+677 (Düker 2) aus zwei Schächten mit Horizontalfilterdräns, die in drei bzw. vier Höhenlagen angeordnet sind. Die Lage der Dükermaßnahmen im GWA_1 ist Abb. 7.1 und Abb. 7.2 zu entnehmen.

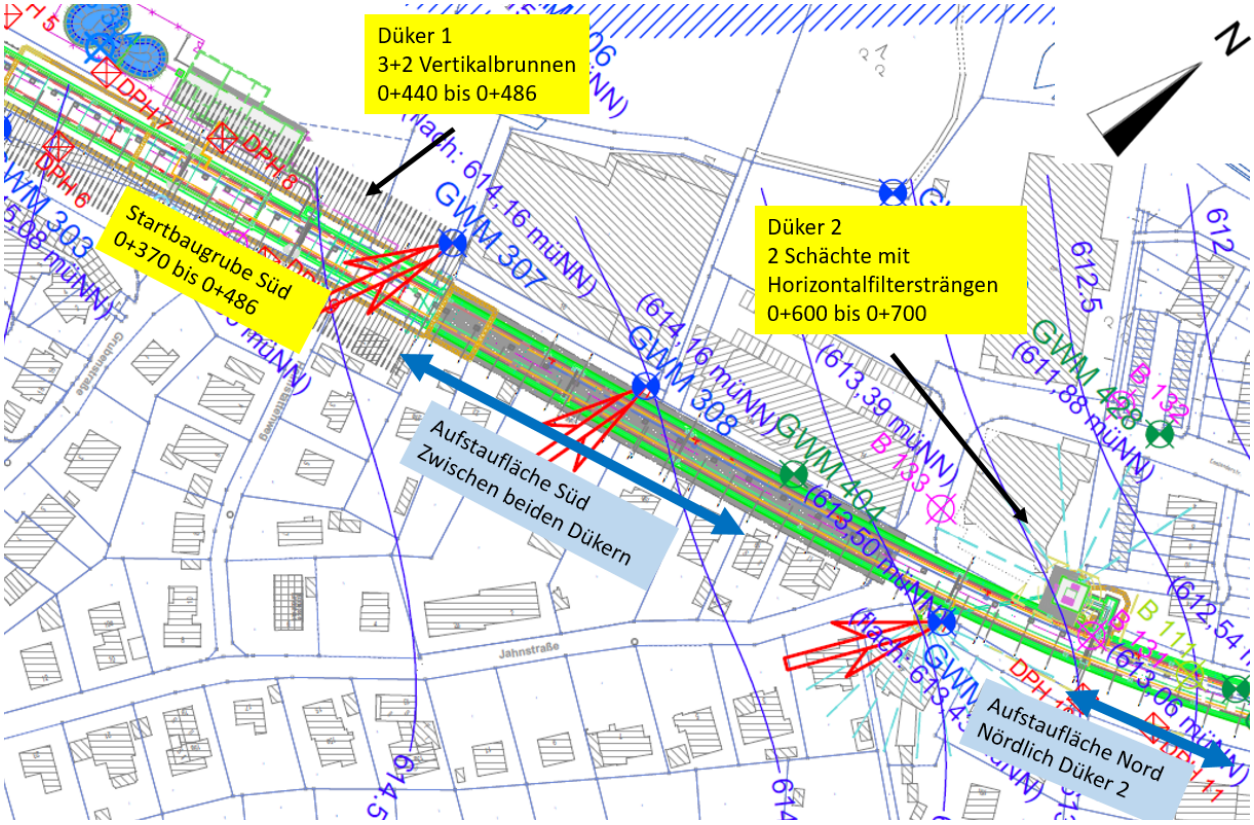


Abb. 7.1: Übersicht über die Dükermaßnahmen im GWA_1

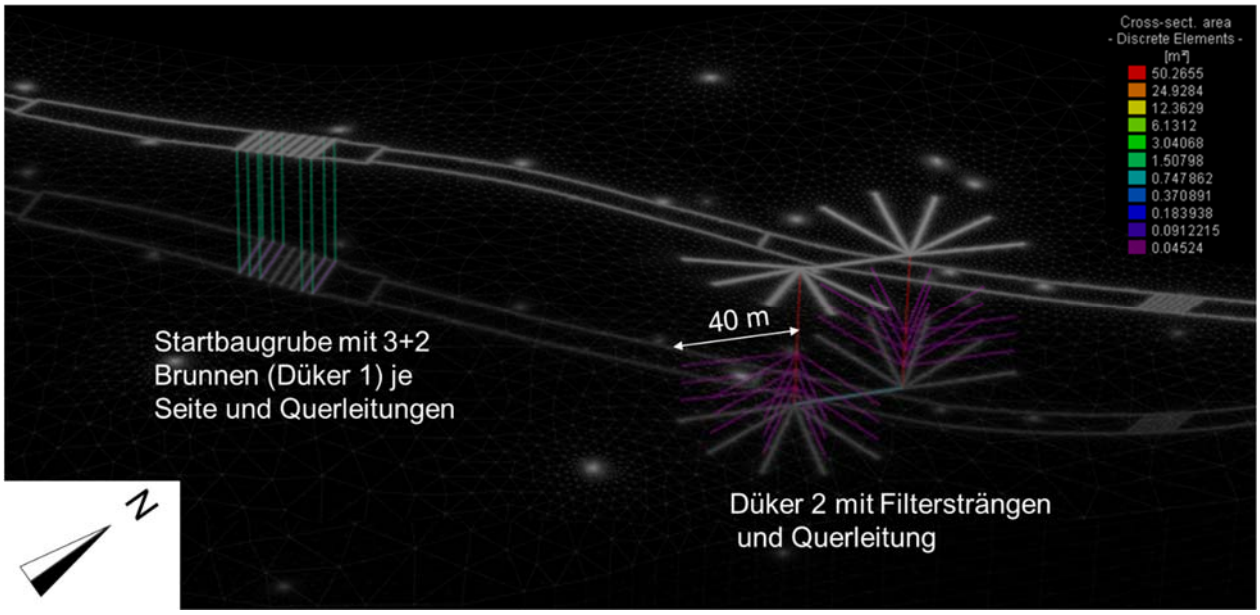


Abb. 7.2: 3D-Ansicht des FE-Modells mit Darstellung der Düker im GWA_1

Mit dem 3D-FE-Modell für GWA_1 wurden mehrere Berechnungen durchgeführt, um die Grundwasserverhältnisse ohne und mit Düker zu simulieren. Bei den Berechnungen wurde von unterschiedlichen hydraulischen Randbedingung ausgegangen. Es wurden sowohl der Grundhochwasserstand HW_{2013} als auch ein Niedrigwasserstand NW_{2023} simuliert.

Gemäß [U12] werden bei Düker 1 je Seite zwei Vertikalbrunnen und bei Düker 2 mindestens 15 Horizontaldräns mit einer Länge von 40 m empfohlen, wenn die angenommene Ergiebigkeit von 0,2 l/(s*m) beim Horizontaldrän erreicht werden kann.

Bei den numerischen Berechnungen wurde immer davon ausgegangen, dass die Anzahl der Filter zur Entnahme und zur Wiederversickerung gleich ist. Erfahrungsgemäß wird aber eine größere Anzahl von Filtersträngen als errechnet an der Wiederversickerungsseite benötigt, um gegen Kolmationsgefahr das zu erwartende Überleitungsvermögen zu gewährleisten, wenn man häufigere Revisionen vermeiden möchte. In einer ersten Näherung wird empfohlen, abstromig fünf zusätzliche Filterstränge anzuordnen. Im Zuge der Herstellung der Filterstränge kann dann durch Versuche überprüft werden, welche Wiederversickerung möglich ist. Gegebenenfalls kann die Anzahl der Horizontalfilterdräns angepasst werden.

Entsprechend [U12] empfehlen wir, die Horizontalfilterlänge und die Anzahl der Horizontalfilter nicht auf ein rechnerisches Mindestmaß zu begrenzen, um einer möglichen langfristigen Reduzierung des k-Werts entgegenwirken zu können. Da allerdings zu große Durchflussmengen auch zu einer Überschreitung des zulässigen Sunks/Aufstaus führen können (siehe [U12]), empfehlen wir, den Sunk im Anstrombereich bzw. den Aufstau im Abstrombereich in Abhängigkeit von der auftretenden Grundwasserspiegelhöhe über eine Drosselklappe im Düker zu steuern.

7.4 Grundwasserüberleitungsmaßnahmen im GWA_2

Auch für GWA_2 wurden zur Dimensionierung der Dükeranlagen und zur Ermittlung des Grundwasseraufstaus/-sunks 3D-FE-Grundwassermodllierungen mit dem Programm FELFLOW durchgeführt. Die Ergebnisse sind in [U13] wiedergegeben und beurteilt (siehe Anlage 4). Das Modell GWA_2 reicht von ca. Bau-km 1+000 bis ca. Bau-km 1+700.

In GWA_2 wurde eine Grundwasserüberleitungsanlage (Düker 3) bei Bau-km 1+209 geplant. Sie besteht aus zwei Schächten mit jeweils einem horizontalen Stollen, von dem aus mehrere Horizontalfilterbrunnen gebohrt werden. Die Lage des Dükers ist in Abb. 7.3 und Abb. 7.4 dargestellt. Zwischen Bau-km 1+450 und Bau-km 1+700 verläuft die Tunneltrasse unter dem Aquifer Q_2. Es sind in diesem Bereich daher keine Dükermaßnahmen erforderlich.

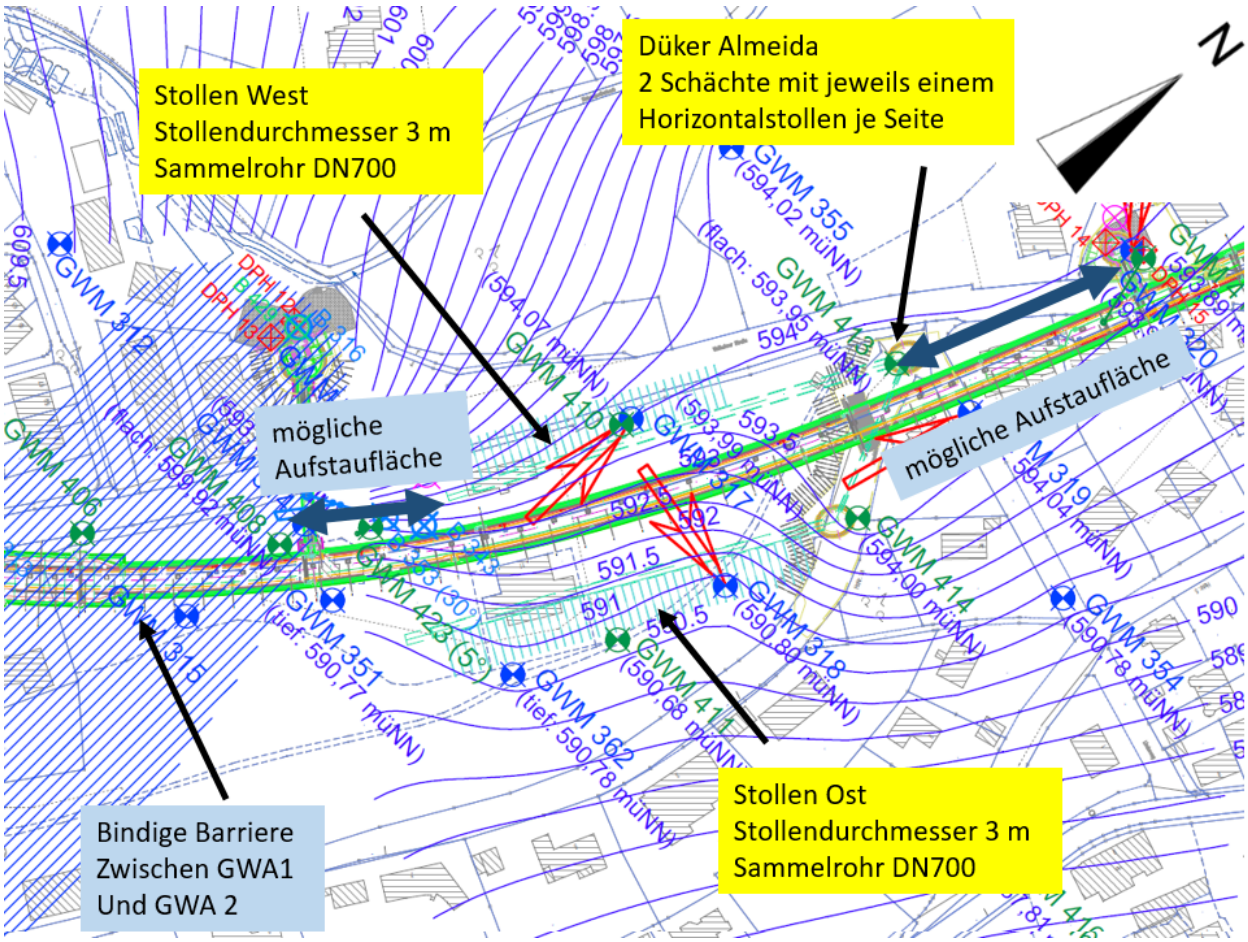


Abb. 7.3: Düker 3 (Almeida) im GWA2

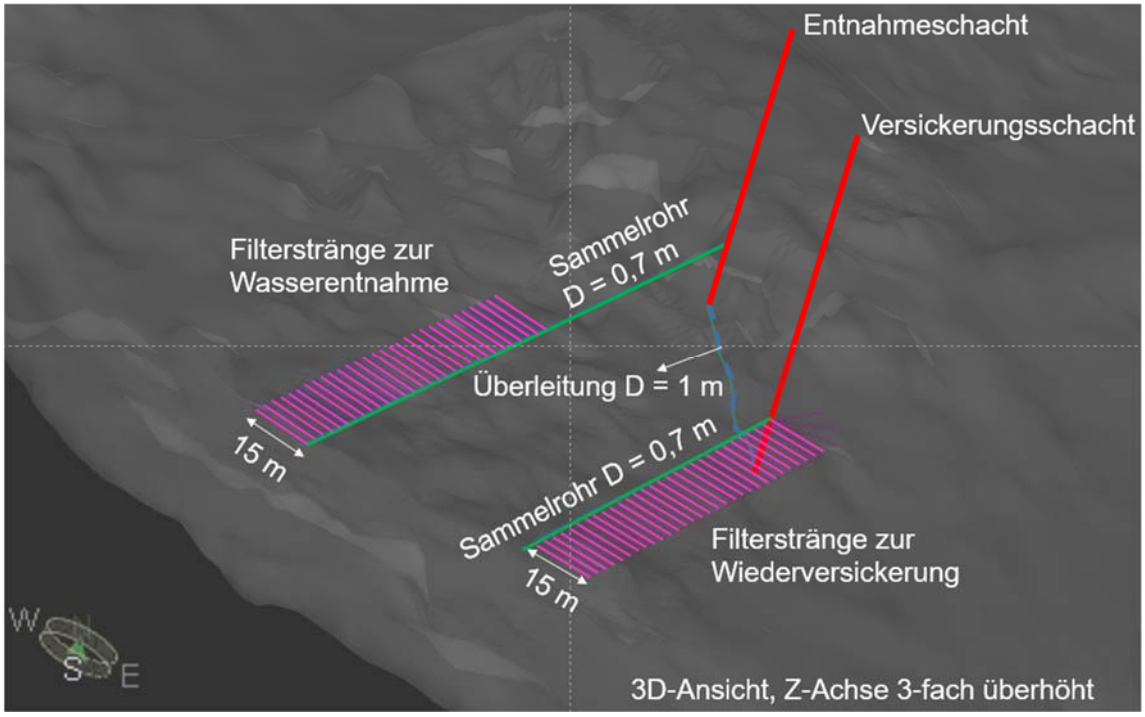


Abb. 7.4: Düker 3 für GWA2 in 3D-Ansicht

Zur Dimensionierung des Dükers 3 wurde sowohl die Länge als auch die Anzahl der Filterdräns variiert (siehe [U13]).

Demnach werden für GWA_2 mindestens 30 Horizontalfilter mit je 15 m Länge auf der Anstromseite empfohlen. Darüber hinaus wird entsprechend Düker 2 empfohlen, die Steuerung des Sunks im Anstrombereich bzw. des Aufstaus im Abstrombereich in Abhängigkeit von der auftretenden Grundwasserspiegelhöhe über eine Drosselklappe im Düker vorzunehmen.

Bei den numerischen Berechnungen wurde immer davon ausgegangen, dass die Anzahl der Filter zur Entnahme und zur Wiederversickerung gleich ist. Erfahrungsgemäß wird aber eine größere Anzahl von Filtersträngen als errechnet an der Wiederversickerungsseite benötigt, um gegen Kolmationsgefahr das zu erwartende Überleitungsvermögen zu gewährleisten. In einer ersten Näherung wird empfohlen, abströmig von einer Verdoppelung der Filterstranganzahl auszugehen. Im Zuge der Herstellung der Filterstränge kann dann durch Versuche überprüft werden, welche Wiederversickerung möglich ist. Gegebenenfalls kann die Anzahl der Filterdräns reduziert werden. Im Zuge der weiteren Planung ist zu prüfen, ob nicht durch andere Maßnahmen wie beispielsweise die Verwendung von Filtern im Dükerrohr der Gefahr der Kolmation begegnet werden kann.

7.5 Grundwasserüberleitungsmaßnahmen im GWA_3

Gemäß der aktuellen Planung sollen im GWA_3 zwei Düker erstellt werden. Düker 4 befindet sich bei Bau-km 2+222 und Düker 5 bei Bau-km 2+334 (siehe Abb. 7.5). Die vorgesehenen Filterstränge sollen eine Mindestlänge von 25 m aufweisen.

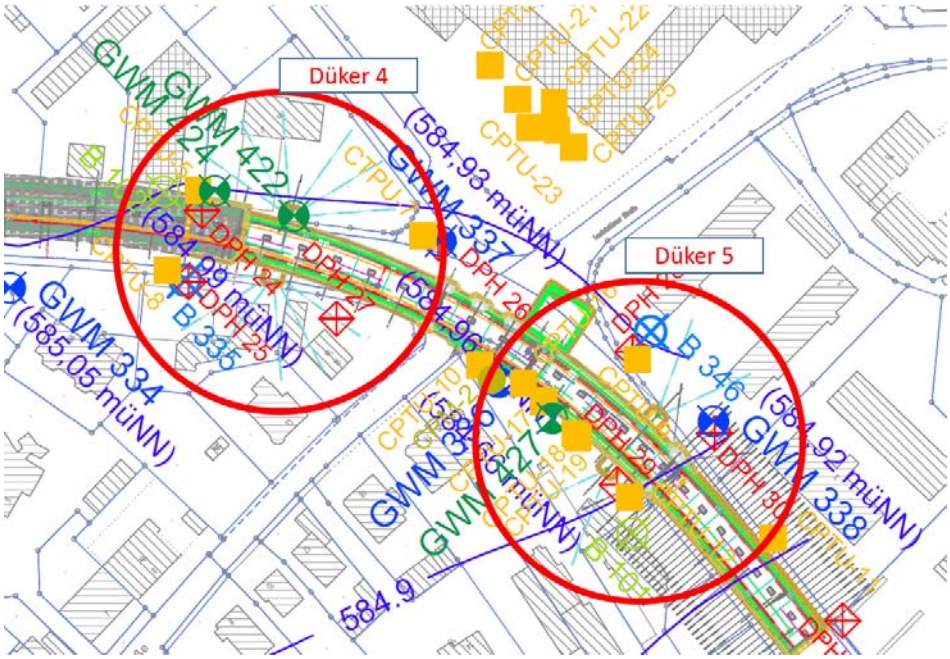


Abb. 7.5: Lageplan zu den Grundwasserüberleitungsmaßnahmen in GWA$_3$

Für GWA$_3$ wurden zum Nachweis, dass der zulässige Aufstau eingehalten wird und zur Abschätzung der erforderlichen Anzahl an Filtersträngen analytische Berechnungen [U19] (siehe auch Anlage 5) durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse sind in Tab. 7.1 zusammengefasst.

Tab. 7.1: Ergebnisse der analytischen Berechnungen für GWA$_3$

Düker bei Bau-km …	Länge der Filterstränge	max. Aufstau / Sunk	ca. Wassermenge, die vom Düker gefasst werden muss	Filterstränge zur Fassung (angenommene Ergiebigkeit: 0,07 l/(sm))
	[m]	[m]	[l/s]	
2+222	25	0,25	19	11
2+334	25		1	2 (aus Symmetriegründen)

Demnach ist beim Grundwasserstand HWEnd südlich des Dükers 4 mit einem maximalen Aufstau von ca. 0,25 m zu rechnen und zwischen den Dükern 4 und 5 mit einem maximalen Aufstau von ca. 0,08 m. Eine räumliche Abschätzung des Aufstaus ist in Abb. 7.6 dargestellt. Zwischen den Dükern 4 und 5 ist nicht mit einer Beeinflussung von Bauwerken zu rechnen, da die Gebäude in diesem Bereich einen großen Abstand vom Tunnel aufweisen.

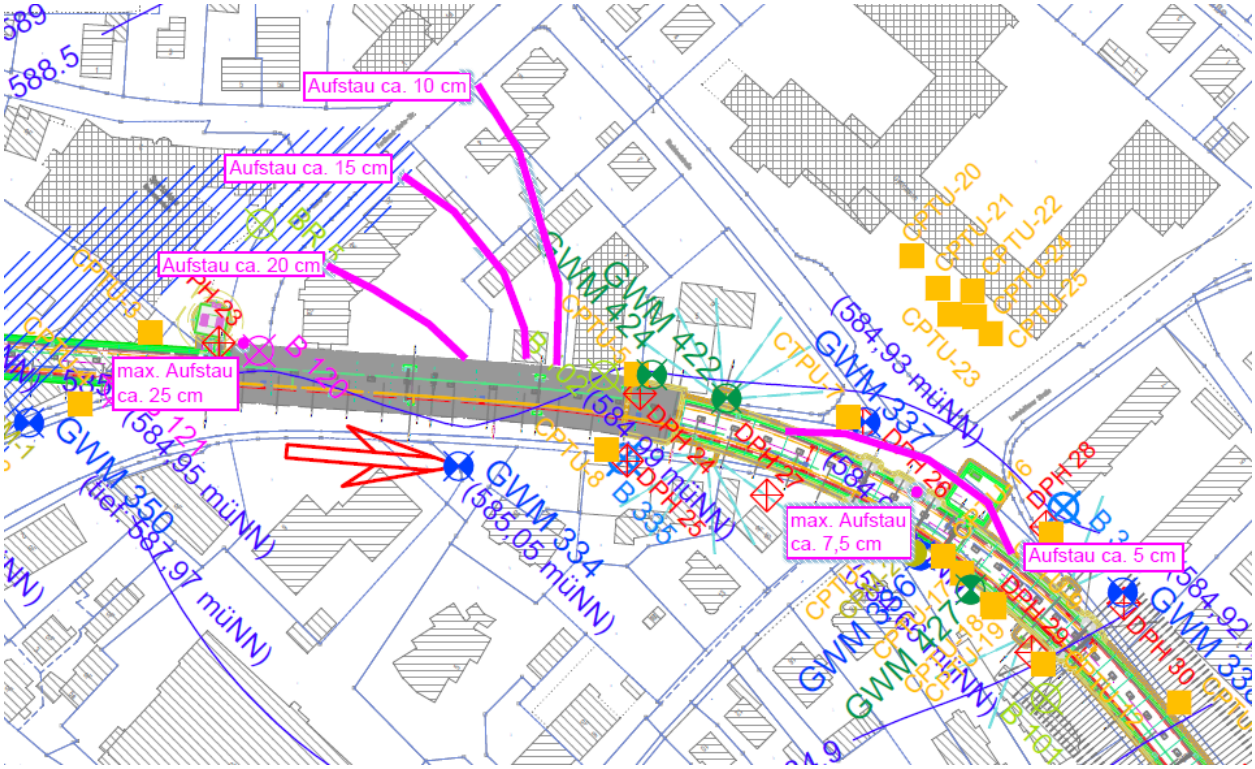


Abb. 7.6: Grundwasseraufstau im Bereich des Trogs Nord

Für die Wiederversickerung wird, wie in Abschnitt 7.3 begründet, zunächst empfohlen, die doppelte Anzahl an Filtersträngen anzusetzen. In der Regel strömt das Grundwasser im Bereich der Düker Nord in Richtung Starnberger See bzw. in Richtung Würm. Es ist in diesem Bereich zwar auch möglich, dass sich die Grundwasserfließrichtung umkehrt, die Verdoppelung der Filterstranganzahl auf der seeabgewandten Seite des Tunnels ist jedoch nicht notwendig, da entsprechend langjähriger Messungen des Grundwasserstands und des Seewasserstands bei den maßgebenden Hochwasserständen immer eine Strömung zum See bzw. zur Würm hin stattfindet. Außerdem ist bei einer Umkehr der Fließrichtung das hydraulische Gefälle und damit die zu fassende Wassermenge nur sehr gering. Somit ist eine Verdoppelung der Filterstränge nur auf der Seeseite relevant. Im Zuge der weiteren Planung ist zu prüfen, ob nicht durch andere Maßnahmen wie beispielsweise die Verwendung von Filtern im Dükerrohr der Gefahr der Kolmation begegnet werden kann.

8 Beweissicherung

Es wird empfohlen, durch Grundwassermessstellen die Berechnungsannahmen und die Funktionsfähigkeit der Dükeranlagen zu überprüfen, um bei Bedarf zusätzliche Filterdrains nachrüsten zu können.

9 Ergänzende Hinweise

Aufgrund der hohen hydraulischen Gefälle in stark durchlässigen, geschichteten Böden und dem Umstand, dass der Tunnel weitgehend senkrecht zur Anströmrichtung in den Grundwasseraquiferen zu liegen kommt, sind die Wassermengen, die bei einer erforderlichen Grundwasserumleitung zu fassen und wiederzuversickern sind, extrem hoch und liegen außerhalb des Erfahrungsbereichs herkömmlicher Dükeranlagen.

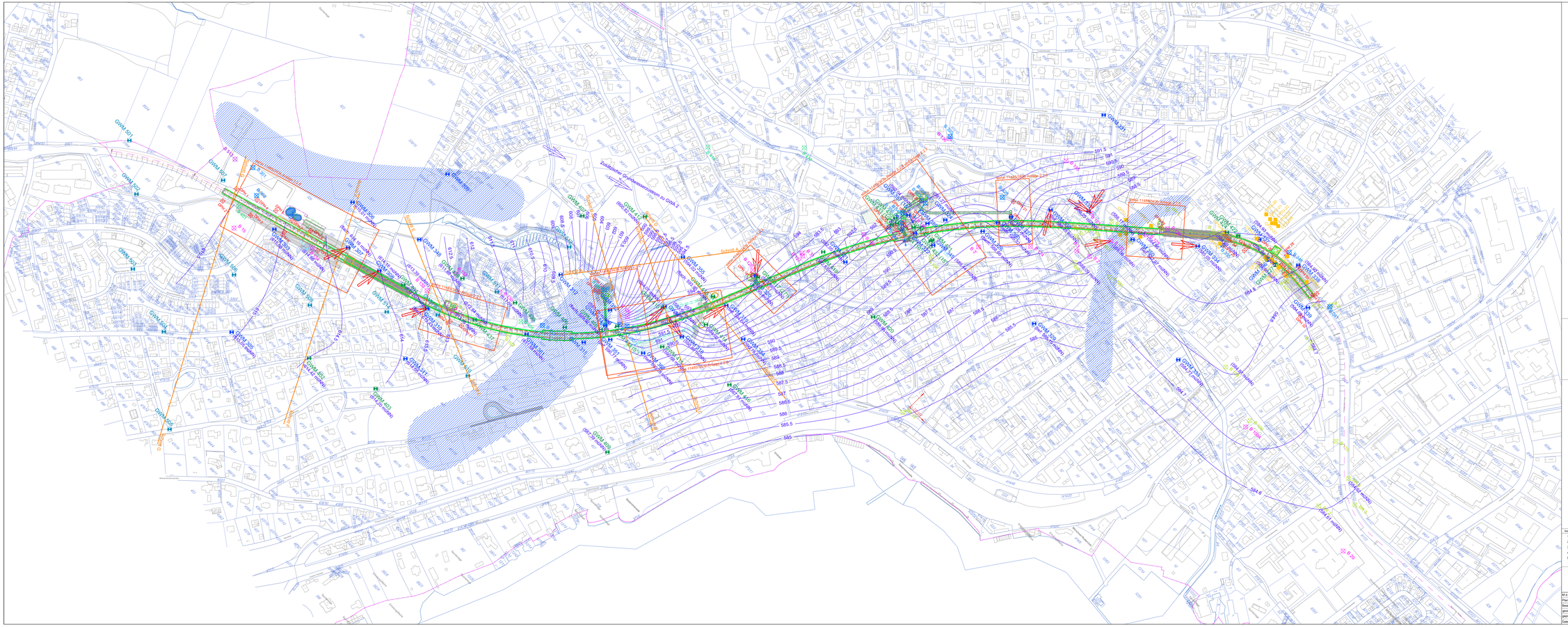
Bei den Angaben zur benötigten Anzahl der Filterstränge handelt es sich um eine Abschätzung zur Ermittlung der ungefähren Größe der Dükeranlagen. Wie allgemein üblich und aufgrund der hier vorliegenden, sehr schwierigen Randbedingungen dringend geboten, sind diese Anlagen im Detail zu beplanen. Bei der Ausführung sind dann die getroffenen Annahmen anhand von Grundwasserstands- und Durchflussmessungen zu überprüfen, wobei nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich daraus noch Änderungen in der Ausführung ergeben werden.

Zur Herstellung der Horizontaldräns wird im Tunnelbautechnischen Bericht [U14] Stellung genommen. Es gelten die dortigen Angaben.

Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani

Anlagenverzeichnis

Anlage Nr.:			Bezeichnung
1			Lageplan mit Grundwasserisohypsen
2			Geotechnische Schnitte
2.1.1	bis	2.1.6	Längsschnitte
2.2.1	bis	2.2.9	Querschnitte
3			56. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg vom 26.07.2023 - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA1 unter Berücksichtigung des 5.EKB, Projekt Nr.: 11485W/19b von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen
4			36. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg vom 15.10.2019 - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA2, Projekt Nr.: 11485/348 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen
5			Prüfbericht zu Tunnel Starnberg vom 13.08.2019 – Aufstauberechnungen für GWA3, Projektnr. 11485/366 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen



Technische Universität München
Lehrstuhl und Prüfamt für
Geotech.und Felsbau Ges.
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

Tunnel Starnberg
11485/343b Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

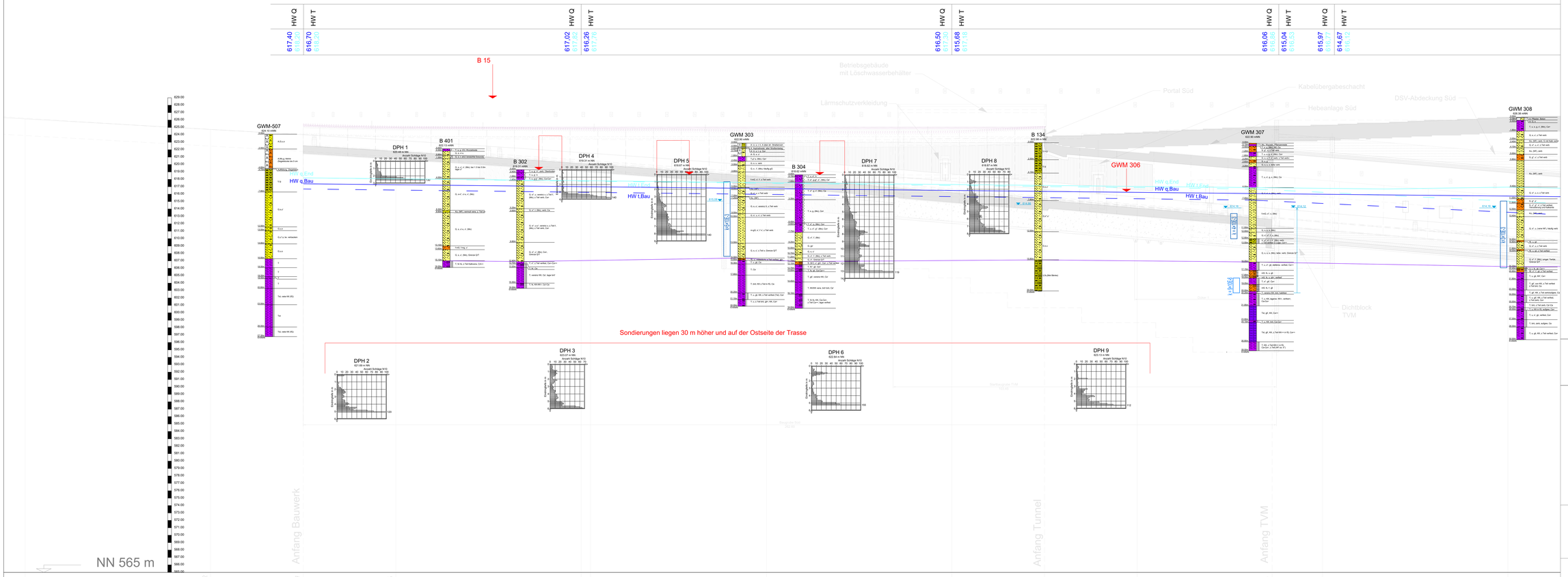
Legende :

- Grundwassermessstellen 2009
- Bohrungen 2009
- Bohrungen / Grundwassermessstellen 1988
- Bohrungen / Grundwassermessstellen 1990
- DPH (schwere Rammsondierungen) 2009 Spitzenquerschnitt A = 15 cm²
- Grundwassermessstellen 2018 - 2020
- Bohrungen 2018 - 2020
- Drucksondierungen
- Ergebnis der Fließrichtungsmessung im Bohrloch
- Isohypse mit Stützstellen

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	11.06.2019	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 07.06.2019)	Kr
2.	12.05.2020	Ergänzung Aufschlüsse 2020	Kr
3.	22.11.2021	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: Vorabzug vom 21.10.2021)	Kr
4.	21.02.2022	Fertigstellung	Kr
5.	12.07.2023	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: Juli 2023) und neues Kataster 2023	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	1 : 2000	Lageplan der Untersuchungsstellen	Anlage 1
Plangröße:	0.99 m²		
Bearbeiter :	Ru / Wy		
gezeichnet:	Kr / 04.04.2019	Plangrundlage von EDR	
geprüft :			
Datei:	11485-LP-Tunnel3b ...-2022.dwg		


HW Q
HW T
617.40
618.20
616.70
618.20
617.02
617.82
616.26
617.76
616.50
617.30
615.68
617.18
616.06
616.86
615.04
616.83
615.97
616.77
614.67
616.12
B 15
Betriebsgebäude mit Löschwasserbehälter
Lärmschutzverkleidung
Portal Süd
Kabelübergabeschacht
Hebeanlage Süd
DSV-Abdeckung Süd
GWM-507
DPH 1
B 401
B 302
DPH 4
DPH 5
GWM 303
B 304
DPH 7
DPH 8
B 134
GWM 306
GWM 307
GWM 308
HW q,End
HW q,Bau
HW t,End
HW t,Bau
Sondierungen liegen 30 m höher und auf der Ostseite der Trasse
DPH 2
DPH 3
DPH 6
DPH 9
Dichtblock TVM
Anfang Bauwerk
Anfang Tunnel
Anfang TVM
NN 565 m
Gradientenhöhe
Gelände Bestand
Kilometrierung
Streckenkilometer
0+200
0+300
0+400
0+500
Geologische Verhältnisse
Bodenschichtung im Aushub- bzw. Ausbruchquerschnitt
Auffüllungen; bindige Moräne im Wechsel mit nichtbindiger Moräne, nichtbindige Moräne lagenweise vereinzelt zu Nagelfluh verfestigt (Schichtmächtigkeit < 1m), einzelne Steine und Blöcke; zum Ende des Abschnittes nach Norden im oberen Abschnitt fluviatile Kiese möglich
Von Süden nach Norden nehmen bis ca. Abschnittsmitte (GWM 404) die fluviatilen Kiese von der Firste bis zur Vortriebssohle zu. Fluviatile Kiese sind häufig zu Meter dicken Nagelfluhbänken verfestigt. Im Sohlbereich tertiäre Tone / Schluffe. Danach steigt zum Abschnittsende hin von der Sohle aus der Anteil an feinkörnigen Tertiär tone, bindiger Moräne im Vortriebsquerschnitt. Im oberen Querschnittsbereich nichtbindige Moräne, lagenweise Verfestigung zu Nagelfluh möglich.
Am Abschnittsende fast ausschließlich bindige Moräne und Tertiär im Querschnittsbereich. Tertiäre Schichten im Ausbruchsquerschnitt überwiegend Tone / Schluffe mit zwischengelagerten Sand / Sandsteinen.
Tertiär zum Teil verfestigt bzw. Tonstein. In bindiger Moräne Einlagerungen von Steinen, Böden und nichtbindiger Moräne.
Lagerungsdichte
fluviatile Kiese mitteldicht - dicht, z.T. dicht - sehr dicht, nicht bindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht
fluviatile Kiese mitteldicht - dicht, z.T. dicht - sehr dicht, nicht bindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht
Konsistenz
bindige Moräne überwiegend weich, seltener steif, z.T. auch halbfest - fest
bindige Moräne stat bis halbfest
tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest, z.T. verfestigt; Tst, Sst
Betroffener Aquifer
Quartäraquifer Q1
Quartäraquifer Q1
Tertiäraquifer
Legende
Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit über 10E-4
Stichtagsmessung von 26./27.02.19
Anzeigen der richtigen Lage der Rammsondierung
Nr.
Bohrung nicht im Plan dargestellt
Bezeichnung nach DIN 4023
Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
11485/3443b
Tunnel Stamberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2
Legende:
Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q,Bau
HW q,End
Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t,Bau
HW t,End
Grenze Quartär
Tertiär
Index | Datum | Änderung / Ergänzung | Name
1. 20.05.2019 Ergänzung Wasserstände KJ
2. 12.06.2019 Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 07.06.2019) KJ
3. 22.11.2021 Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 21.10.2021) KJ
4. 11.03.2022 Fertigstellung KJ
5. 01.08.2023 Ergänzung Grundwassermessstellen 2023 KJ
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich
M d. Höhen/Länge: 1 : 100/200
Plangröße: 1.00 m² x 7
Bearbeiter: FS / Ry
gezeichnet: Kc / 08.04.2019
geprüft:
Datei: 114485-L36b Tunnelllib-2023 .dwg
Schnitt mit Aufschlussbohrungen
Bau-km 0+150 bis 0+550
Plangrundlage von EDR
Anlage 2.1.1

Legende

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass, weich, halbfest, klüftig, locker, dicht

breiig, steif, fest, mitteldicht, sehr dicht

Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Anzeigen der richtigen Lage des Bohrprofils oder der Rammsondierung

Nr. Bohrung nicht im Plan dargestellt

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

HW t,End

Grenze Quartär / Tertiär

Von Süden nach Norden nehmen bis ca. Abschnittsmitte (GWM 404) die fluviatilen Kiese von der Firste bis zur Vortriebssohle zu. Fluviatile Kiese sind häufig zu Meter dicken Nagelfluhbänken verfestigt. Im Sohlbereich tertiäre Tone / Schluffe. Danach steigt zum Abschnittsende hin von der Sohle aus der Anteil an feinkörnigen Tertiär bzw. bindiger Moräne im Vortriebsquerschnitt. Im oberen Querschnittsbereich nichtbindige Moräne, lagenweise Verfestigung zu Nagelfluh möglich.
Am Abschnittsende fast ausschließlich bindige Moräne und Tertiär im Querschnittsbereich. Tertiäre Schichten im Ausbruchsquerschnitt überwiegend Tone / Schluffe mit zwischengelagerten Sand / Sandsteinen.
Tertiär zum Teil verfestigt bzw. Tonstein. In bindiger Moräne Einlagerungen von Steinen, Böden und nichtbindiger Moräne.

fluviatile Kiese mitteldicht - dicht, z.T. dicht - sehr dicht, nicht bindige
Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht

bindige Moräne steif bis halbfest
tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest, z.T. verfestigt; Tst, Sst

Quartäraquifer Q1
Tertiäraquifer

bindige Moräne mit Steinen und Blöcken (selten Zwischenlagen aus Sanden, Kiesen und Seetonen möglich)

im Sohlbereich z.T. einstreichende tertiäre Tone und Schluffe mit zwischengelagerten Sand- bzw. Sandsteinschichten

Tertiär z.T. verfestigt bzw. Sst / Tst

nichtbindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht

bindige Moräne steif bis halbfest,
Seetone weich bis überwiegend steif

ggf. Quartäraquifer Q1
bzw. schwebendes Grundwasser

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	20.05.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	12.06.2019	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 07.06.2019)	Kr
3.	15.06.2020	Ergänzung Aufschlüsse 2020	Kr
4.	22.11.2021	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 21.10.2021)	Kr
5.	11.03.2022	Fertigstellung	Kr
6.	01.08.2023	Ergänzung Grundwassermessstellen 2023	Kr

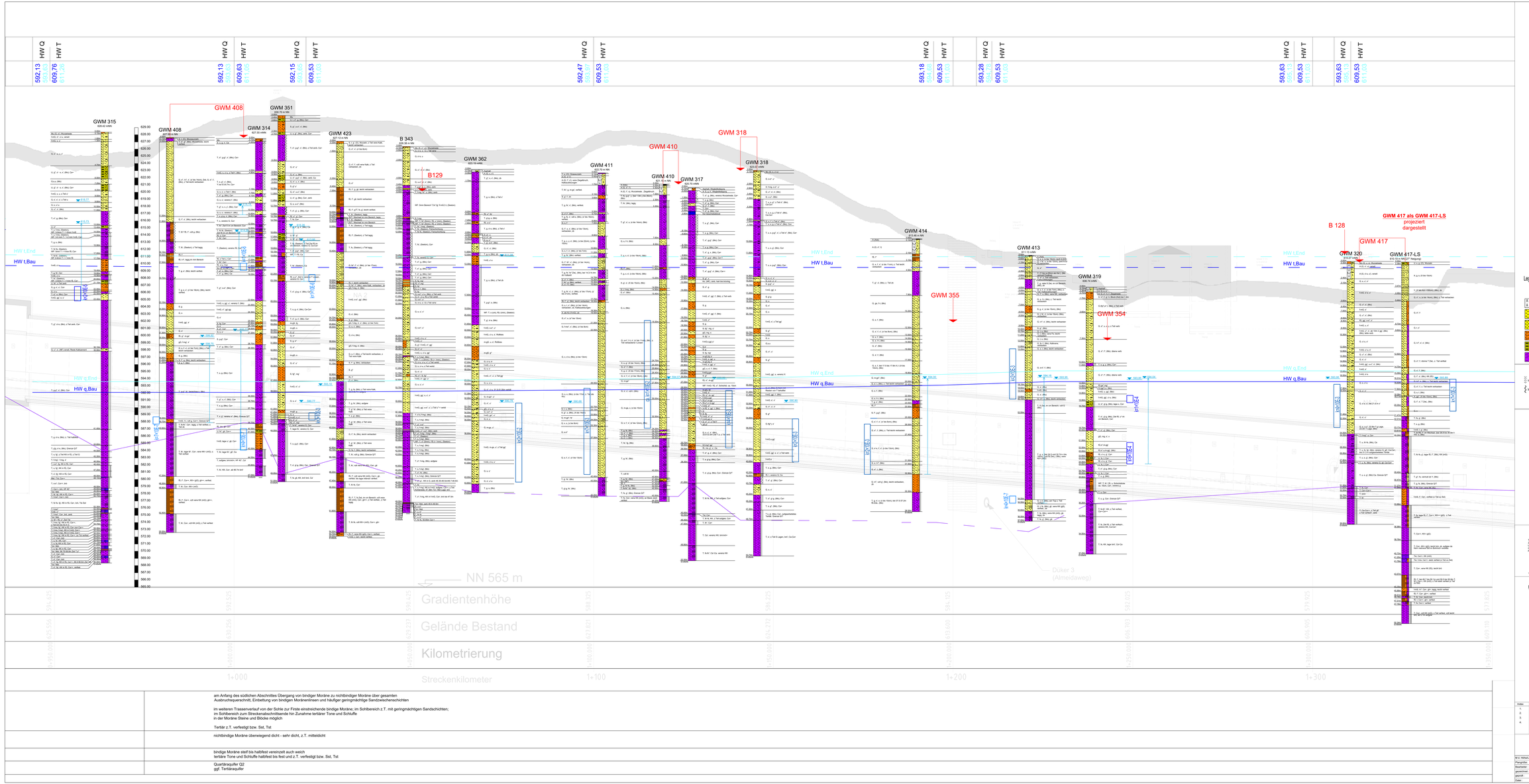
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	1 : 125/250
Plangröße:	1,66 m²
Bearbeiter :	Fb / Wy
gezeichnet :	Kr / 09.04.2019
geprüft :	
Datei :	11485-LSN-TunnelStb-2023...dwg

Schnitt mit Aufschlussbohrungen Bau-km 0+550 bis 0+950

Plangrundlage von EDR

Anlage 2.1.2



Legende

Auffüllung
Erdboden (Lehmig)
Torf (Humos)
Mudde (Kalkhaltig)
Kalkstein
Kalkmergel (Kalkhaltig)
Sandstein
Tonstein
Bröckel
Grobsand (Kiesig)
Feinsand (Kiesig)
Kies
Geröllsand
Geröllkies
Ton
Tonstein (Verwitterung)
Kalkstein
Mergelstein
Mergel
Kalkmergel (Kalkhaltig)
Sandstein
Ton (Kalkhaltig)

Bauschichtmaß nach DIN 4023

CCC breig	nass	weich	halbfest	KRFg	locker	sehr dicht	
	sauf	fest			mitteldicht	mitteldicht	

Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-5
Durchlässigkeit 10E-8 bis 10E-6
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Anzeigen der richtigen Lage des Bohrprofils

Nr.
Bohrung nicht im Plan dargestellt

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende:

Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q.Bau
HW q.End

Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t.Bau
HW t.End

Grenze Quartär / Tertiär

am Anfang des südlichen Abschnittes Übergang von bindiger Moräne zu nichtbindiger Moräne über gesamten Ausbruchsquerschnitt, Einbettung von bindigen Moränenlinsen und häufiger geringmächtige Sandzwischenschichten

im weiteren Trassenverlauf von der Söhle zur First einstreichende bindige Moräne; im Sohlbereich z.T. mit geringmächtigen Sandschichten; im Sohlbereich zum Streckenabschnittsbeginn hin Zunahme tertiärer Tone und Schluffe in der Moräne Steine und Blocke möglich

Tertiär z.T. verfestigt bzw. Sst, Tst

nichtbindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht

bindige Moräne steif bis halbfest vereinzelt auch weich
tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest und z.T. verfestigt bzw. Sst, Tst

Quartäraquifer Q2
ggf. Tertiäraquifer

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	20.05.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	12.06.2019	Überarbeitet nach Planungsstand (Stand: 07.06.2019)	Kr
3.	22.11.2021	Überarbeitet nach Planungsstand (Stand: 21.10.2021)	Kr
4.	11.05.2022	Fertigstellung	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhenlänge:	1 : 125/200	Schnitt mit Aufschlussbohrungen Bau-km 0+950 bis 1+350	Anlage 2.1.3
Plangröße:	1.66 m²		
bearbeitet:	Fb / Bü		
geprüft:	Kr / 08.04.2019		
gezeichnet:	Kr / 08.04.2019		
Datum:	11485-L-SN-Tunnelbl-2022 .dwg	Plangrundlage von EDR	

am Anfang des südlichen Abschnittes von Firste bis ca. Tunnelmitte überwiegend bindige Moräne, mit Steinen und Blöcken; an der Sohle tertiäre Tone und Schluffe

im weiteren Trassenverlauf mit fallender Gradiente Ausstreichen der bindigen Moräne, bis Querschnitt vollständig in tertiären Tonen und Schluffen mit geringmächtigen Sandzwischenschichten zu liegen kommt. Im Firstbereich der Pannenbucht 3+4 (Aufweitung) ev. bindige oder nicht bindige Moräne möglich.

im nördlichen Abschnitt überwiegend tertiäre Tone und Schluffe mit Sandzwischenschichten; im oberen Querschnittsbereich Wechsel mit bindigen Moränenschichten möglich; in der Moräne Steine und Blöcke möglich,

Tertiär häufig verfestigt z.T. Sst, Tst

entfällt

bindige Moräne überwiegend halbfest
tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest, häufig verfestigt, z.T. Sst, Tst

ggf. Quartäraquifer Q2
Tertiäraquifer

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q,Bau
HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t,Bau
HW t,End

Grenze Quartär Tertiär

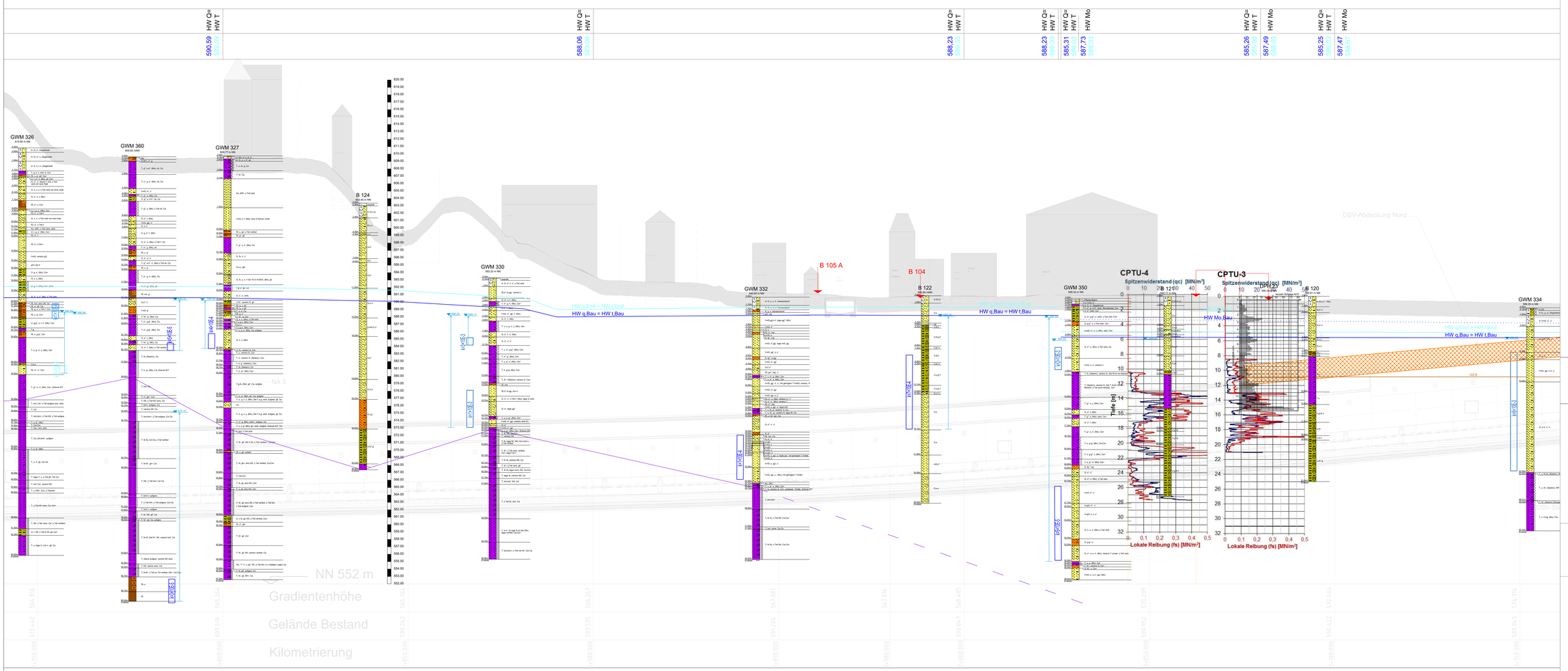
Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	20.05.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	12.06.2019	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 07.06.2019)	Kr
3.	26.05.2020	Ergänzung Aufschlüsse 2020	Kr
4.	22.11.2021	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 21.10.2021)	Kr
5.	11.03.2021	Fertigstellung	Kr

M d. Höhe/Länge:	1 : 125/250
Plangröße:	1,66 m²
Bearbeiter :	Fb / Wy
gezeichnet :	Kr / 09.04.2019
geprüft :	
Datei :	11485-LSN-TunnelStb-2022...dwg

Schnitt mit Aufschlussbohrungen Bau-km 1+350 bis 1+750

Plangrundlage von EDR

Anlage 2.1.4



Legende

Bodenfarbenset nach DIN 4023

Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit 10E-8 bis 10E-5
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Anzeigen der richtigen Lage der Ramm- oder der Drucksondierung

Nr. Bohrung nicht im Plan dargestellt

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q,Bau
HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t,Bau
HW t,End

Grenze Quartär / Tertiär

Bemessungswasserstände in der Moräne von km 2+050 bis km 2+270:
HW Mo,End
HW Mo,Bau

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	20.05.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	12.06.2019	Übernahme neue Plangrundlage (Stand 07.06.2019)	Kr
3.	22.11.2021	Übernahme neue Plangrundlage (Stand 21.10.2021)	Kr
4.	11.05.2022	Fertigstellung	Kr

M d. Höhe/Länge:	1 : 125/250		
Plangröße:	1,68 m²		
Maßstäbe:	Fb / Rb		
gezeichnet:	Kr / 08.04.2019		
geprüft:			
Datei:	11485-LSN-Tunnel0b-2022 .dwg		

Schnitt mit Aufschlussbohrungen
Bau-km 1+750 bis 2+150

Plangrundlage von EDR

Anlage 2.1.5

am Anfang des südlichen Abschnittes von Firste bis ca. Tunnelmitte überwiegend bindige Moräne, mit Steinen und Blöcken; an der Sohle tertiäre Tone und Schluffe im weiteren Trassenverlauf mit fallender Gradiente Ausstreichen der bindigen Moräne, bis Querschnitt vollständig in tertiären Tonen und Schluffen mit geringmächtigen Sandzwischenschichten zu liegen kommt. Im Firstbereich der Pannenbucht 3+4 (Aufweitung) ev. bindige oder nicht bindige Moräne möglich.

im nördlichen Abschnitt überwiegend tertiäre Tone und Schluffe mit Sandzwischenschichten; im oberen Querschnittsbereich Wechsel mit bindigen Moränenschichten möglich; in der Moräne Steine und Blöcke möglich, Tertiär häufig verfestigt z.T. Sst, Tst

tertiäre Tone die am südlichen Abschnittsrand fast den gesamten Querschnitt überdecken, fallen nach Norden steil ab

Übergang zu nichtbindiger Moräne mit Sandzwischenschichten, bindiger Moräne und Seetone, in der Moräne Steine und Blöcke möglich

Tertiär z.T. verfestigt

Über den gesamten Streckenabschnitt überwiegend bindige Schichten aus bindiger Moräne und Seetonen.

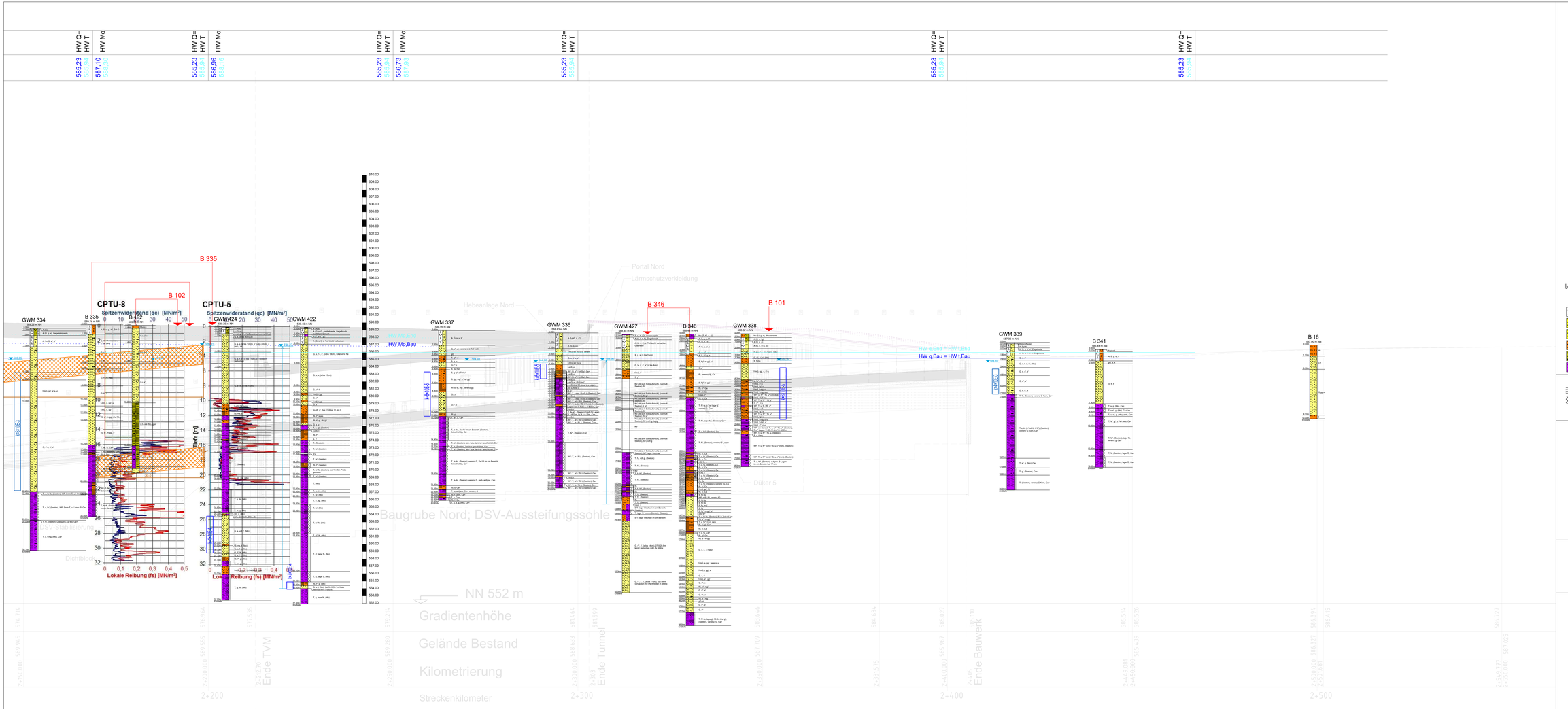
Im südlichen Abschnittsbereich auch nicht bindige Moränenschichten möglich.

In der Moräne Steine und Blöcke möglich.

rascher Übergang von Seetonen und bindiger Moräne zu fluviatilen Kiesen, evtl. Rollkieslagen

in Strosse und Sohle bindige Moräne und Seeton möglich

entfällt	nichtbindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht	nichtbindige Moräne überwiegend dicht - sehr dicht, z.T. mitteldicht	fluviatile Kiese mitteldicht bis dicht, z.T dicht - sehr dicht
bindige Moräne überwiegend halbfest tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest, häufig verfestigt, z.T. Sst, Tst	bindige Moräne weich bis steif tertiäre Tone und Schluffe halbfest bis fest	Seetone weich bis steif bindige Moräne weich bis halbfest	Seetone weich bis steif bindige Moräne steif bis halbfest, vereinzelt weich
ggf. Quartäraquifer Q2 Tertiäraquifer	Quartäraquifer Q2 Tertiäraquifer	Quartäraquifer Q2	Quartäraquifer Q3



rascher Übergang von Seetonen und bindiger Moräne zu fluviatilen Kiesen, evtl. Rollkieslagen in Strosse und Sohle bindige Moräne und Seeton möglich	Im Aushubbereich unter Auffüllungen überwiegend fluviatile Kiese und Sande Zur Sohle hin zunehmend Seetone	
fluviatile Kiese mitteldicht bis dicht, z.T dicht - sehr dicht	Auffüllungen locker bis mitteldicht fluviatile Sande und Kiese mitteldicht bis dicht, z.T. dicht	
Seetone weich bis steif bindige Moräne steif bis halbfest, vereinzelt weich	Seetone breig bis steif	
Quartäraquifer Q3	Quartäraquifer Q3	

Legende

Auffüllung
Grobkies grobsandig
Kies kiesig
Mittelsand mittelsandig
Feinsand feinsandig
Tonstein
Torfe
Mittelkies mittelkiesig
Grobsand grobsandig
Humus
Kalkstein
Feinkies feinkiesig
Feinsand feinsandig
Mergelstein
Mittelkies mittelkiesig
Mittelsand mittelsandig
Feinkies
Grobsand
Sand sandig
Grobkies
Grobkies grobkiesig
Feinsand
Tonstein
Sande sandig
Kies kiesig

Beschreibung nach DIN 4022

Konsistenz: breiig, weich, halbfest, steif, fest

Lagerungsdichte: locker, mitteldicht, dicht

Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Anzeigen der richtigen Lage des Bohrprofils oder der Drucksondierung

Nr. Bohrung nicht im Plan dargestellt

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b Tunnel Stamberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q,Bau
HW q,End

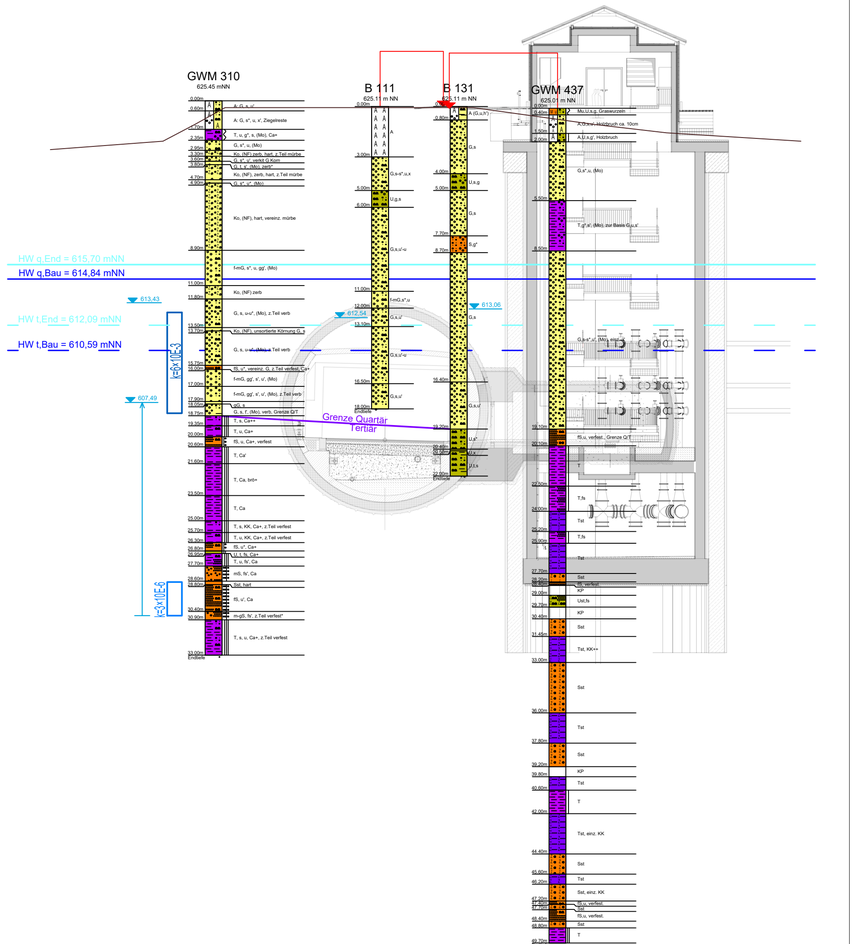
Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t,Bau
HW t,End

Grenze Quartär / Tertiär

Bemessungswasserstände in der Moräne von km 2+050 bis km 2+270:
HW Mo,End
HW Mo,Bau

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	20.05.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	12.06.2019	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 07.06.2019)	Kr
3.	22.11.2021	Übernahme neue Plangrundlage (Stand: 21.10.2021)	Kr
4.	10.03.2022	Fertigstellung	Kr

M d. mineL.Lange:	1 : 125/250	Schnitt mit Aufschlussbohrungen Bau-km 2+150 bis 2+550	Anlage 2.1.6
Plangröße:	1.65 m²		
Bearbeiter:	Fb / Wy		
gezeichnet:	Kr / 08.04.2019	Plangrundlage von EDR	
geprüft:			
Datei:	11485-L5b-Tunnel05b-2022 - .dwg		



Legende

Auffüllung
Grobkies grobkiesig
Kies kiesig
Mittelsand mittelsandig
Schluff schluffig
Tonstein
Blöcke
Grobsand grobsandig
Konglomerat
Mutterboden
Schluffstein
Feinkies feinkiesig
humos
Mergelstein
Sand sandig
Steine steinig
Feinsand feinsandig
Kalkstein
Mittelkies mittelkiesig
Sandstein
Ton tonig

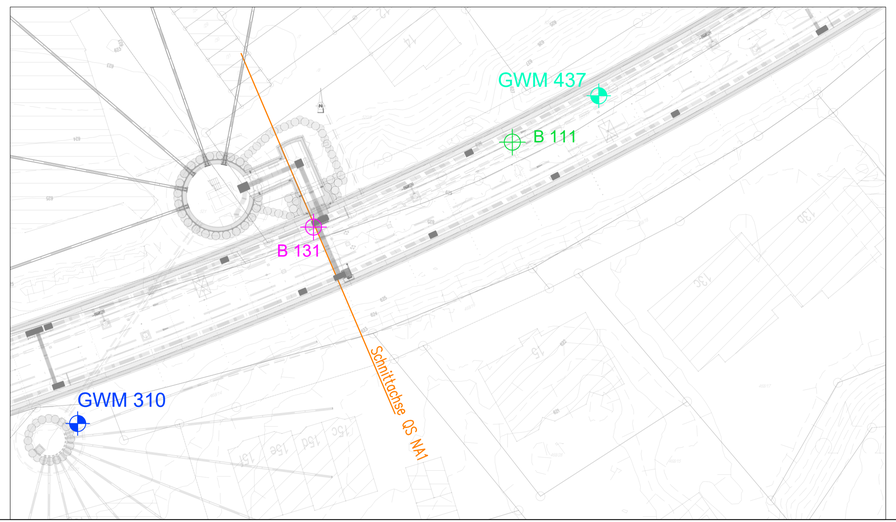
Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Verschiebung eines projizierten Bohrprofils in Schnittebene

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass, breiig, weich, steif, halbfest, fest, klüftig, locker, mitteldicht, dicht, sehr dicht



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :
- Grundwassermessstellen
- Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:
- HW q,Bau
- HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:
- HW t,Bau
- HW t,End

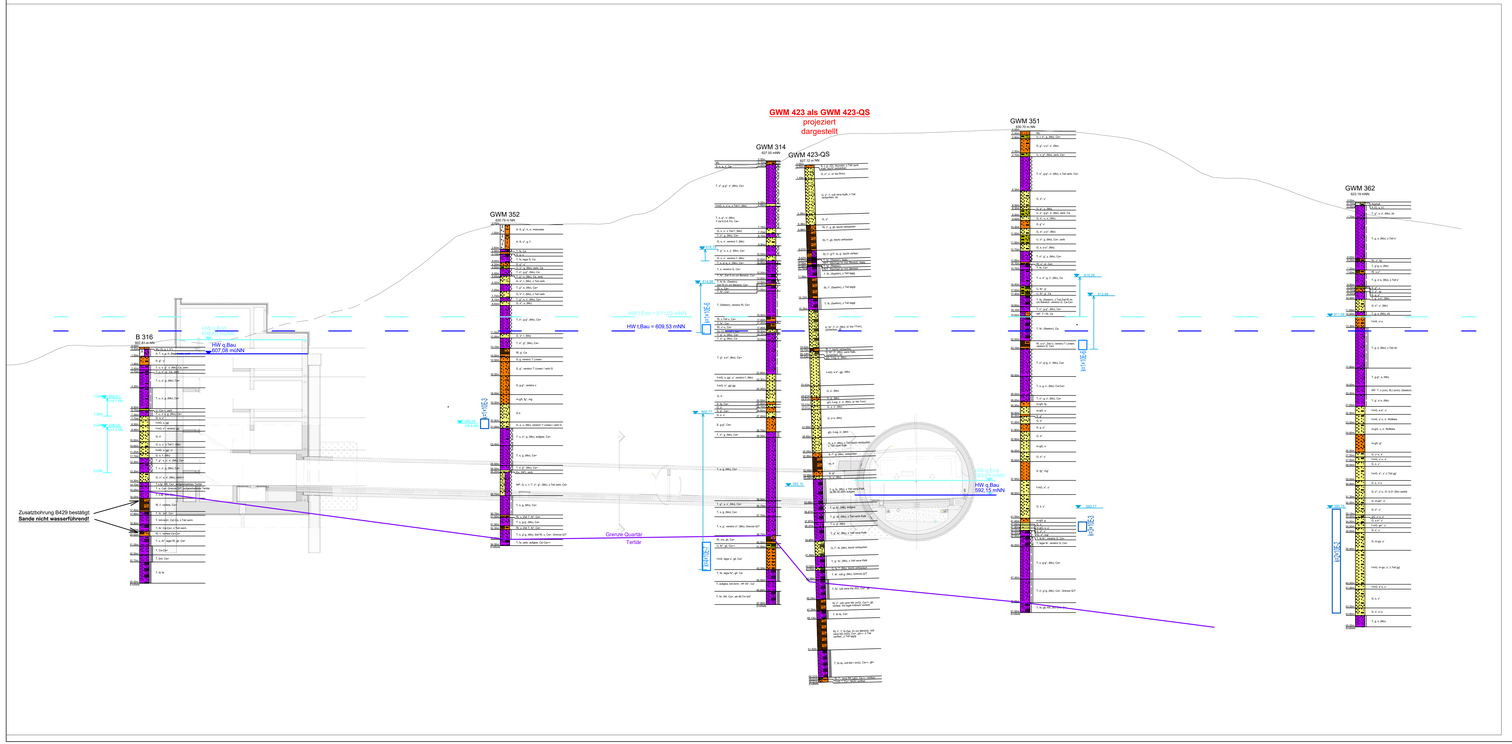
Grenze Quartär
Tertiär

Aus Platzgründen nicht alle Bohrungen dargestellt!

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	01.08.2023	Fertigstellung	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	Querschnitt NA1 mit Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.1
Plangröße:	0,23 m²		
Bearbeiter :	Fb / Wy		
gezeichnet :	Kr / 11.01.2022		
geprüft :		Plangrundlage von EDR	
Datei :	11485-QS-E-.....NA1-2023.dwg		



Legende

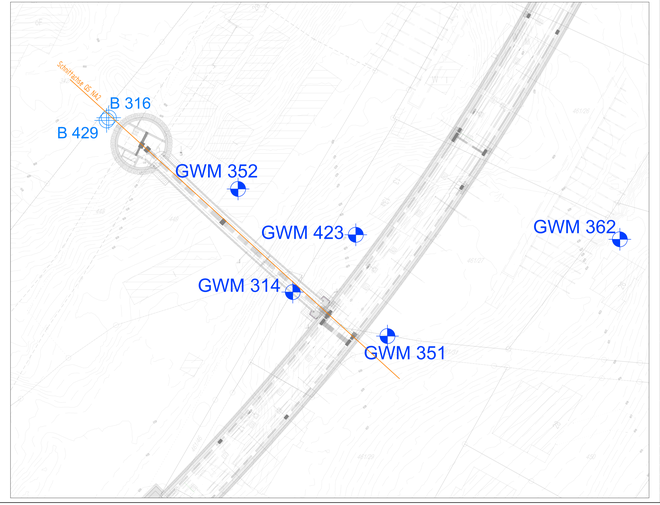
Auffüllung
Grobkies grobkiesig
Kies kiesig
Mittelsand mittelsandig
Schluff schluffig
Torsteine
Blöcke
Grobsand grobsandig
Konglomerat
Mutterboden
Schlufflagen
Feinkies feinkiesig
humos
Mergelsteinen
Sand sandig
Steine steinig
Feinsand feinsandig
Kalksteinen
Mittelkies mittelkiesig
Sandsteinen
Ton tonig

Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19
Bohrwasserstand

Beschaffenheit nach DIN 4023

fest, breiig, weich, steif, halbfest, fest, klüftig, locker, mitteldicht, dicht, sehr dicht



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :
Grundwassermessstellen
Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:
HW q,Bau
HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:
HW t,Bau
HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	16.02.2022	Fertigstellung.	Kr

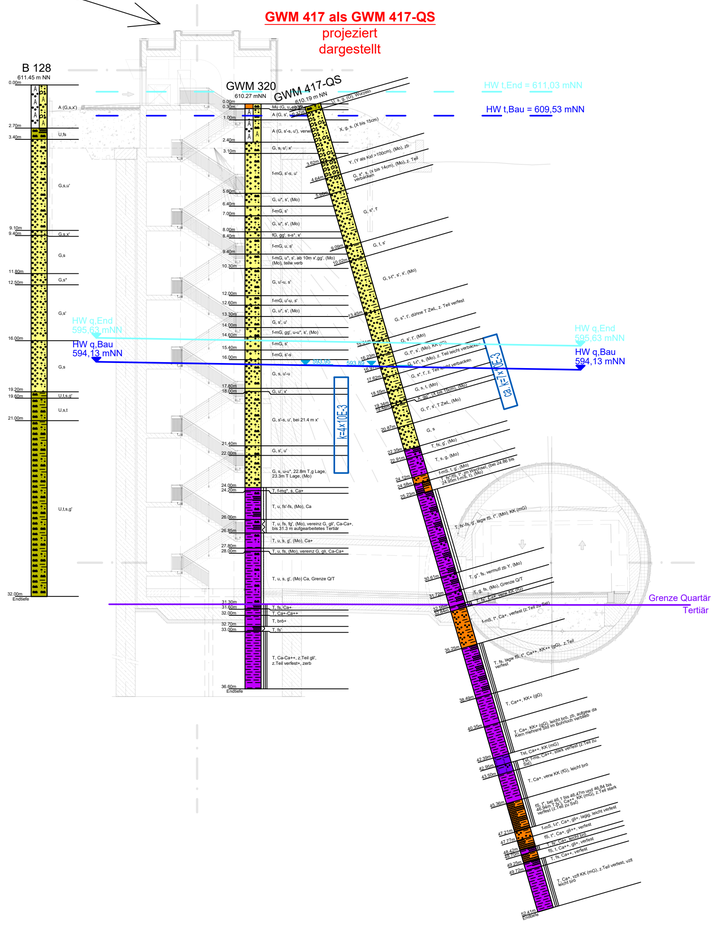
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M.d. Höhe/Länge: LP 1 : 500 / QSN 1 : 200		Querschnitt NA2 mit Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.2
Plangröße: 0,57 m²			
Bearbeiter: Fb / Wy			
gezeichnet: Kr / 08.12.2021			
geprüft:		Plangrundlage von EDR	
Datei: 11485-QS-E-.....NA2-2022.dwg			

Notausstieg 3 Schnitt A – A

M 1 : 200

Nachrichtlich:
Dargestellter Planungsstand ist nicht mehr aktuell.
Die gültige Planung ist den Bauwerksplänen zu entnehmen.
Die geotechnischen Darstellungen sind von dieser
Änderung nicht berührt und gelten weiter.

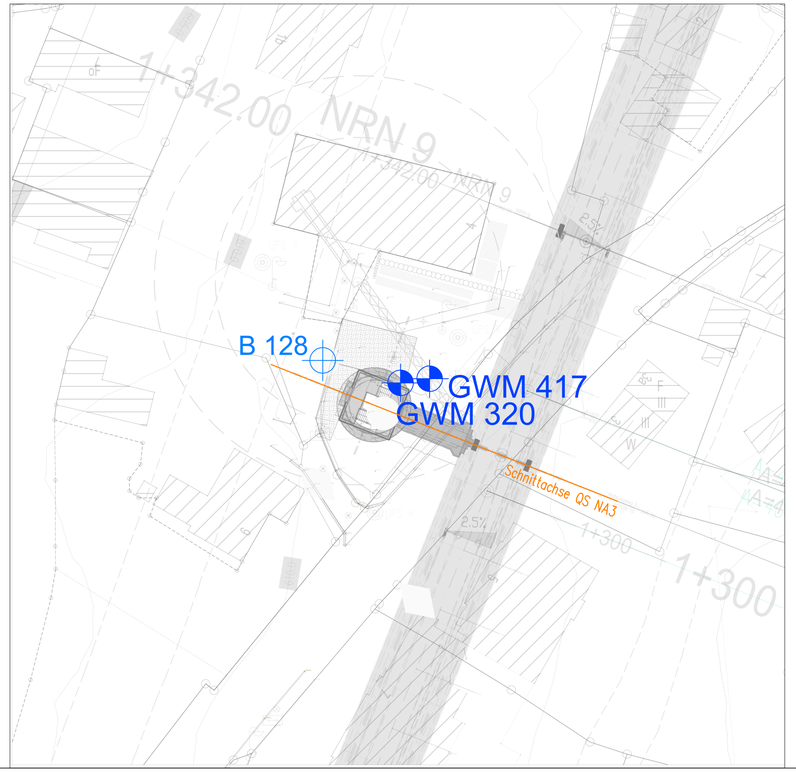


Legende

Auffüllung	Blöcke	Feinkies feinkiesig	Feinsand feinsandig
Grobkies grobkiesig	Grobsand grobsandig	humos	Kalkstein
Kies kiesig	Konglomerat	Mergelstein	Mittelkies mittelkiesig
Mittelsand mittelsandig	Mutterboden	Sand sandig	Sandstein
Schluff schluffig	Schluffstein	Steine steinig	Ton tonig
Tonstein			

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass	weich	halbfest	klüftig	locker	dicht
breiig	steif	fest		mitteldicht	sehr dicht



Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen

Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	25.07.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	02.05.2022	Fertigstellung	Kr

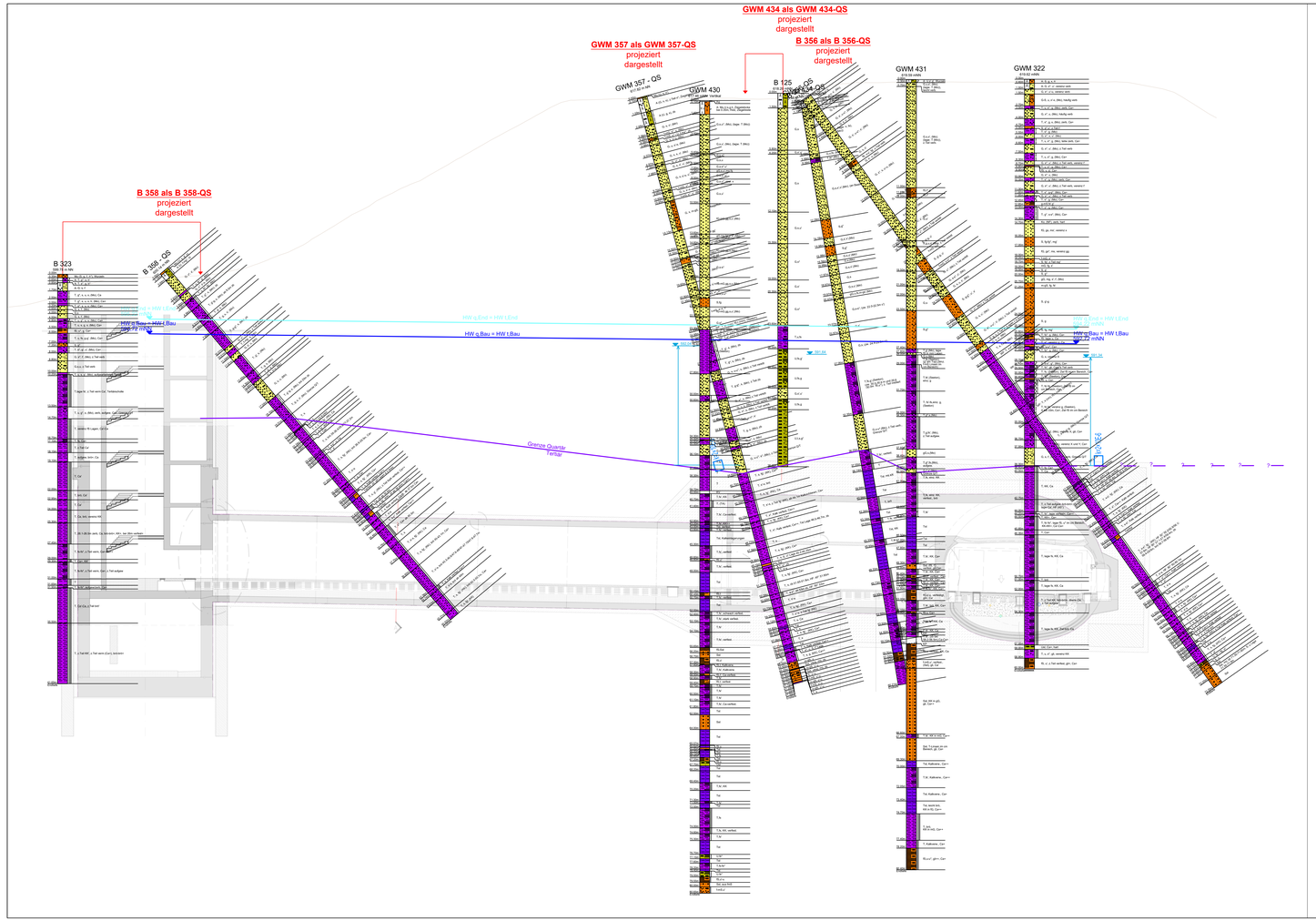
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	
Plangröße:	0,34	m²
Bearbeiter :	Fb / Wy	
gezeichnet :	Kr / 10.04.2019	
geprüft :		
Datei :	11485-QS-E-.....NA3-2022.dwg	

Querschnitt NA3 mit Aufschlussbohrungen

Plangrundlage von EDR

Anlage 2.2.3

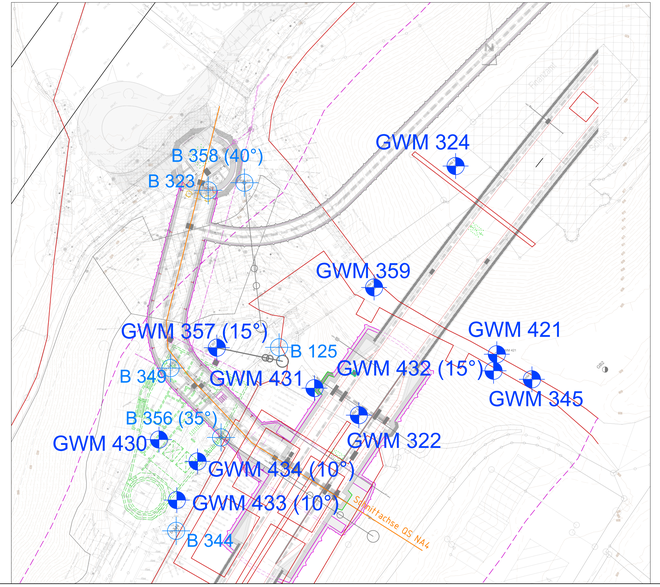


Legende

Auffüllung	Blöcke	Feinkies feinkiesig	Feinsand feinsandig
Grobkies grobkiesig	Grobsand grobsandig	humos	Kalkstein
Kies kiesig	Konglomerat	Mergelstein	Mittelkies mittelkiesig
Mittelsand mittelsandig	Mutterboden	Sand sandig	Sandstein
Schluff schluffig	Schuttfluten	Steine steinig	Ton tonig
Torstein			

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass	weich	halbfest	klüftig	locker	dicht
breiig	steif	fest		mitteldicht	sehr dicht



Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Verschiebung eines projizierten Bohrprofils in Schnittebene

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen

Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

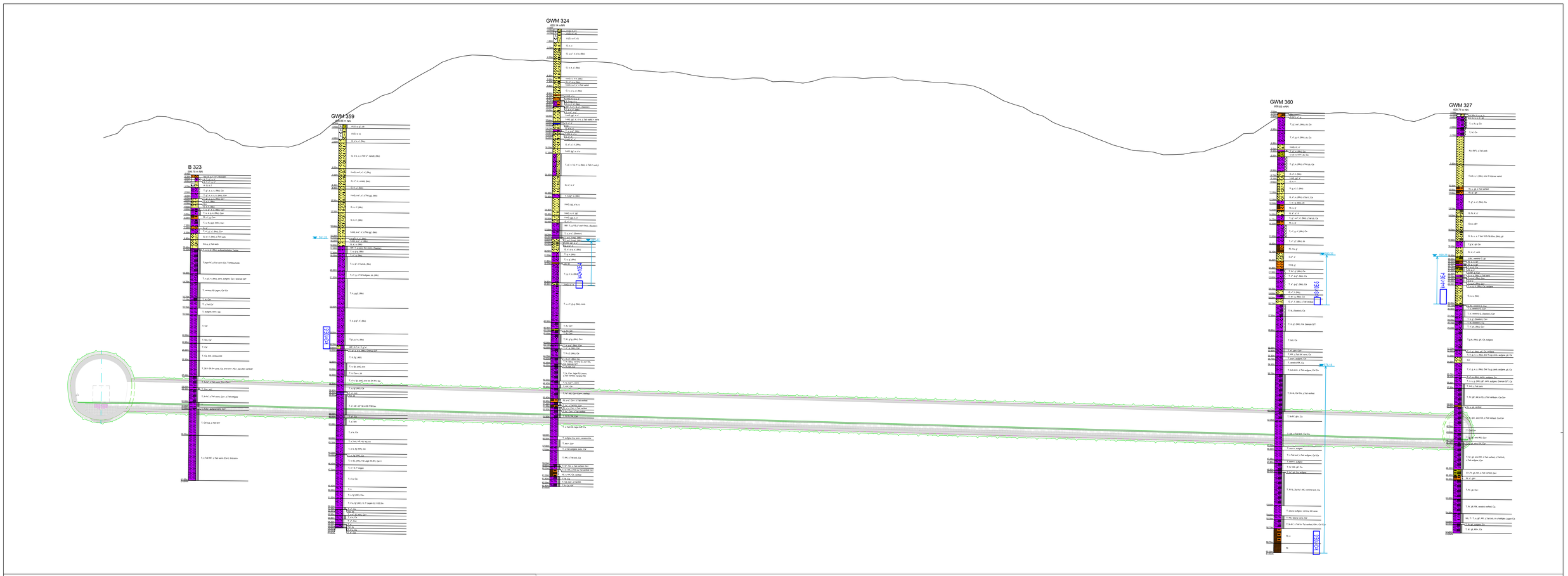
HW t,End

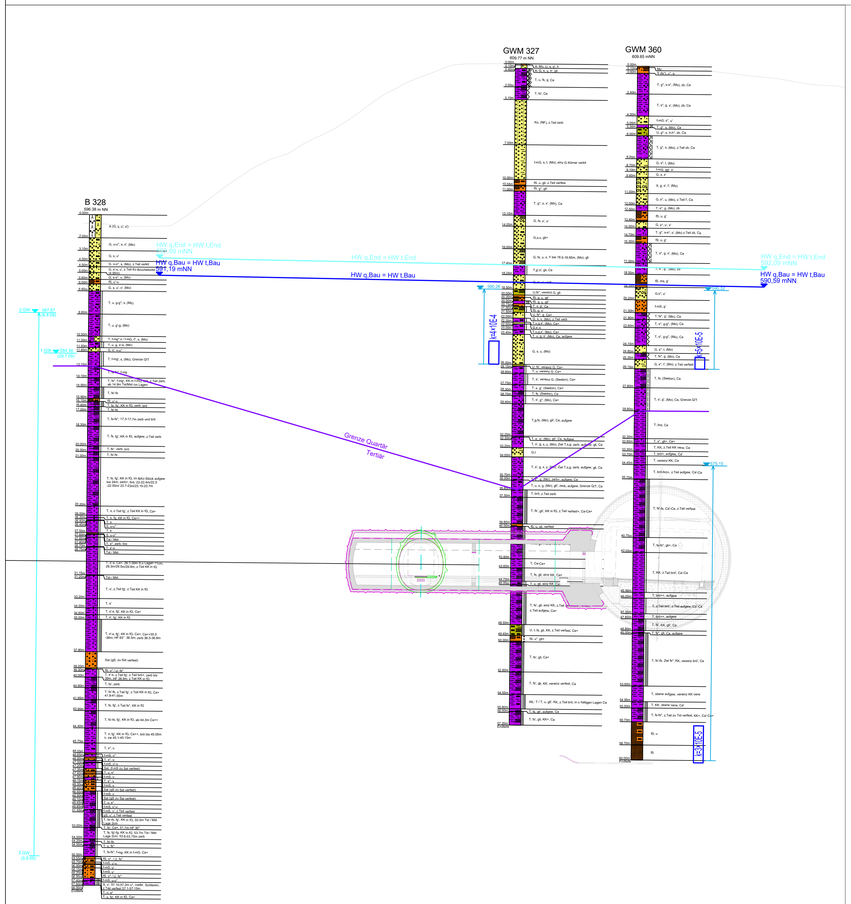
Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	11.03.2022	Fertigstellung	Kr
2.	08.08.2023	Übernahme neue Plangrundlage Lageplan (Stand: Juli 2023) und neues Kataster 2023	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M.d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	Querschnitt NA4 mit Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.4
Plangröße:	0,56 m²		
Bearbeiter :	Fb / Wy		
gezeichnet :	Kr / 06.12.2021		
geprüft :		Plangrundlage von EDR	
Datei :	11485-QS-E-.....NA4-2022.dwg		





Stichtagsmessung vom 26./27.02.2019

Bohrwasserstand

Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

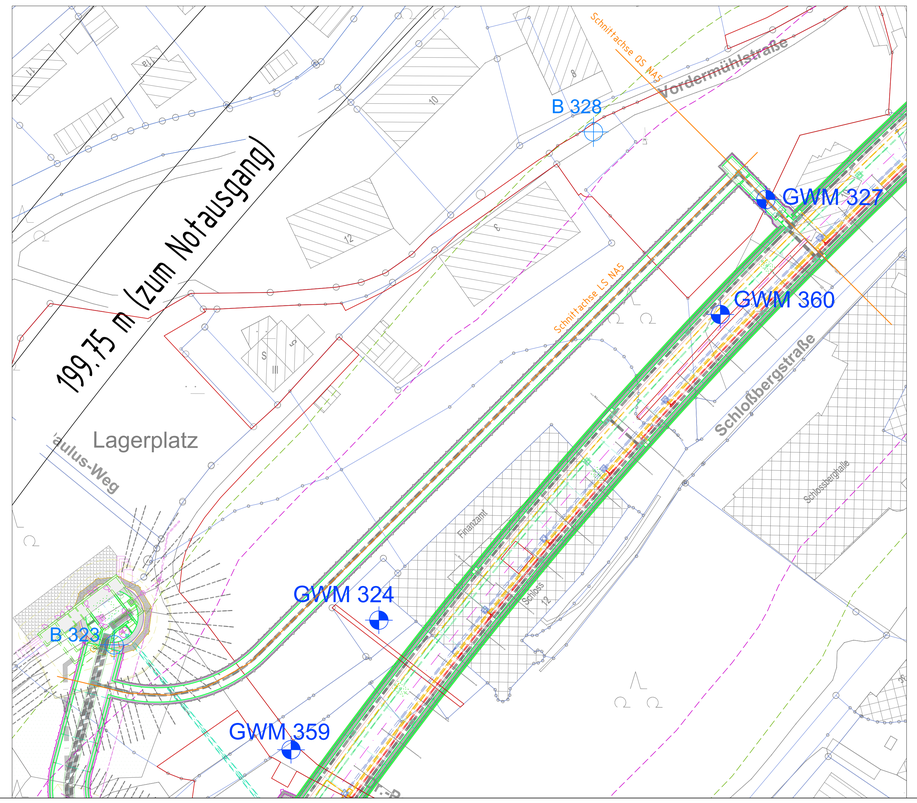
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

Durchlässigkeit über 10E-4

Auffüllung
Grobkies grobkiesig
Kies kiesig
Mittelsand mittelsandig
Schluff schluffig
Tonstein
Blöcke
Grobsand grobsandig
Konglomerat
Mutterboden
Schuffstein
Feinkies feinkiesig
humos
Mergelstein
Sand sandig
Steine steinig
Feinsand feinsandig
Kalkstein
Mittelkies mittelkiesig
Sandstein
Ton tonig

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass | weich | halbfest | muffig | locker | dicht
breiig | steif | fest | mitteldicht | sehr dicht



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten; Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen

Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	03.06.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	03.05.2022	Fertigstellung	Kr
3.	13.09.2023	Neue Plangrundlage NA5 übernehmen, Längsschnitt Verbindungstunnel NA5 zu NA4	Kr

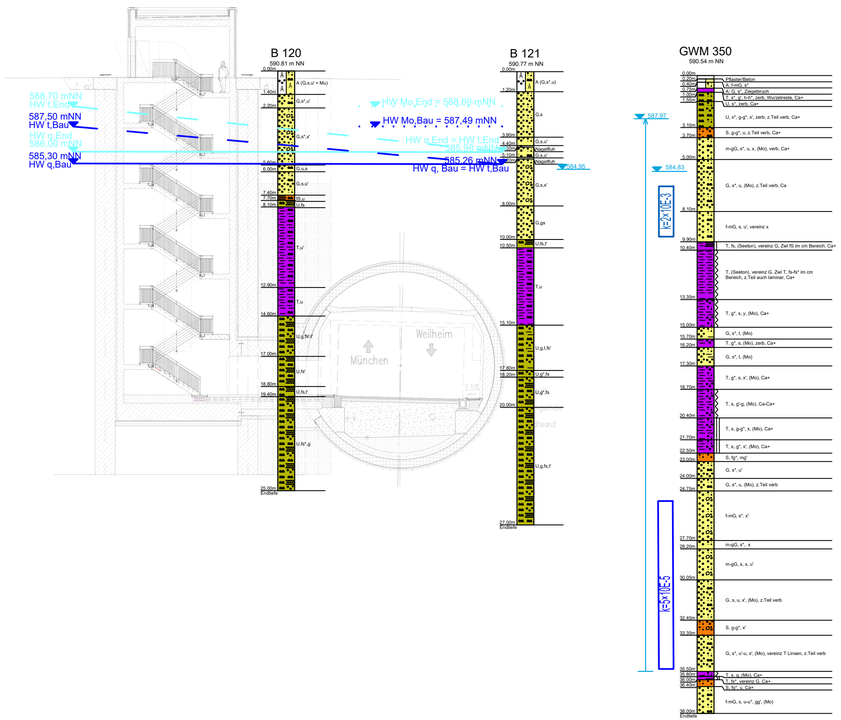
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	
Plangröße:	0,57 m²	
Bearbeiter :	Fb / Wy	
gezeichnet :	Kr / 10.04.2019	
geprüft :		
Datei :	11485-QS-E-.....NA5-2023.dwg	

Quer- und Längsschnitt
Stollenabschnitt NA 5 mit
Aufschlussbohrungen

Plangrundlage von EDR

Anlage 2.2.5



Legende

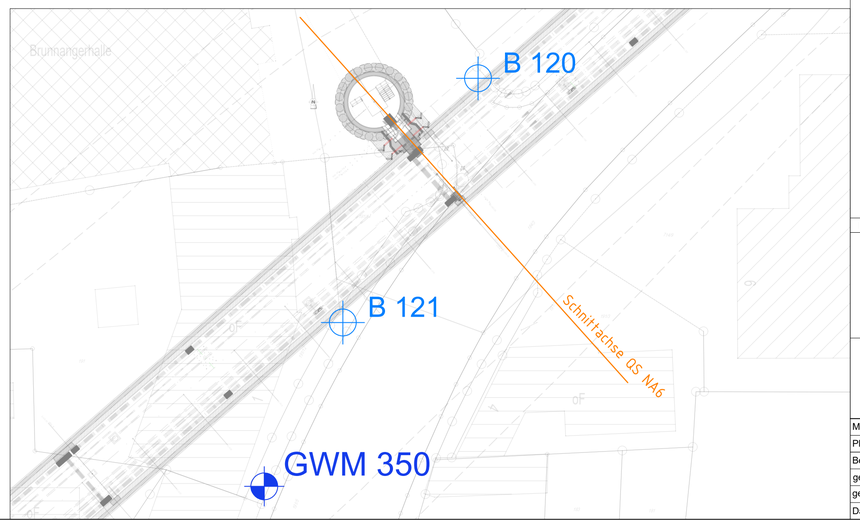
Auffüllung
Grobkies grobkiesig
Kies kiesig
Mittelsand mittelsandig
Schluff schluffig
Tonstein
Blöcke
Grobsand grobsandig
Konglomerat
Mutterboden
Schlufstein
Feinkies feinkiesig
humos
Mergelstein
Sand sandig
Steine steinig
Feinsand feinsandig
Kalkstein
Mittelkies mittelkiesig
Sandstein
Ton tonig

Durchlässigkeit unter 10E-8
Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8
Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass, weich, halbfest, klüftig, locker, dicht
breiig, steif, fest, mitteldicht, sehr dicht



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen
Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau
HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau
HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

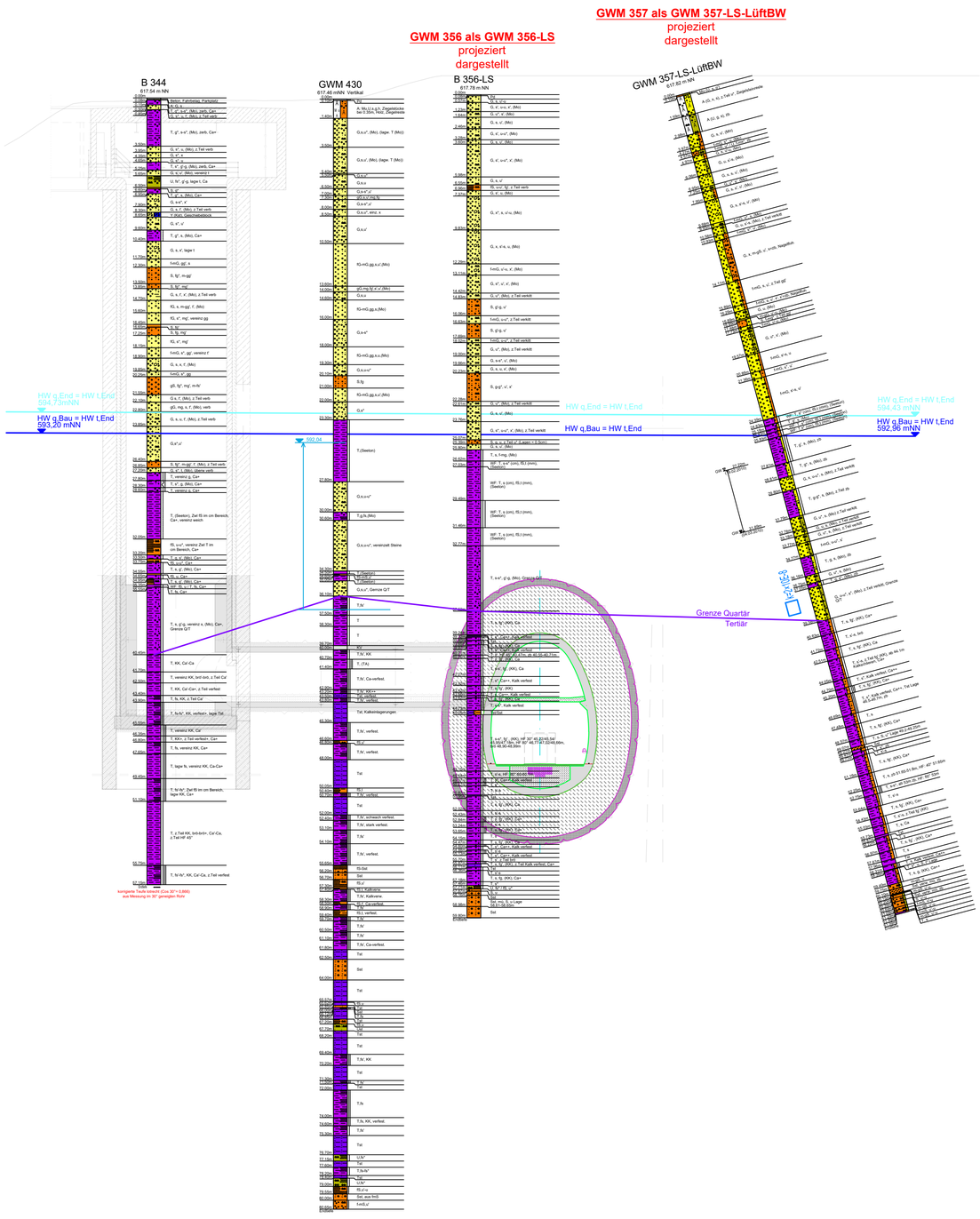
Bemessungswasserstände in der Moräne:

HW Mo,Bau
HW Mo,End

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	03.06.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	24.02.2022	Fertigstellung	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	Querschnitt NA6 mit Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.6
Plangröße:	0,23 m²		
Bearbeiter :	Fb / Wy		
gezeichnet :	Kr / 10.04.2019		
geprüft :		Plangrundlage von EDR	
Datei :	11485-QS-E-.....NA6-2022.dwg		



Legende

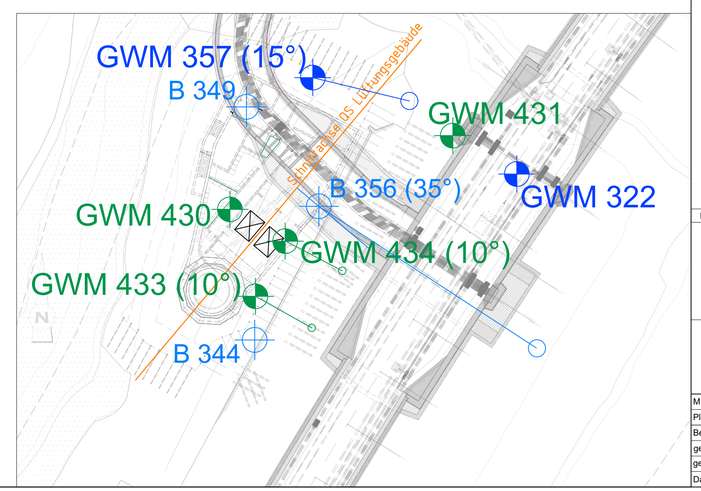
Auffüllung	Blöcke	Feinkies feinkiesig	Feinsand feinsandig
Grobkies grobkiesig	Grobsand grobsandig	humos	Kalkstein
Kies kiesig	Konglomerat	Mergelstein	Mittelkies mittelkiesig
Mittelsand mittelsandig	Mutterboden	Sand sandig	Sandstein
Schluff schluffig	Schuffstein	Steine steinig	Ton tonig
Tonstein			

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass	weich	halbfest	klüftig	locker	dicht
breiig	steif	fest		mitteldicht	sehr dicht

Durchlässigkeit unter 10E-8	Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8	Durchlässigkeit über 10E-4

▼ Stichtagsmessung vom 26./27.02.19



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

- Grundwassermessstellen
- Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

- HW q,Bau
- HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

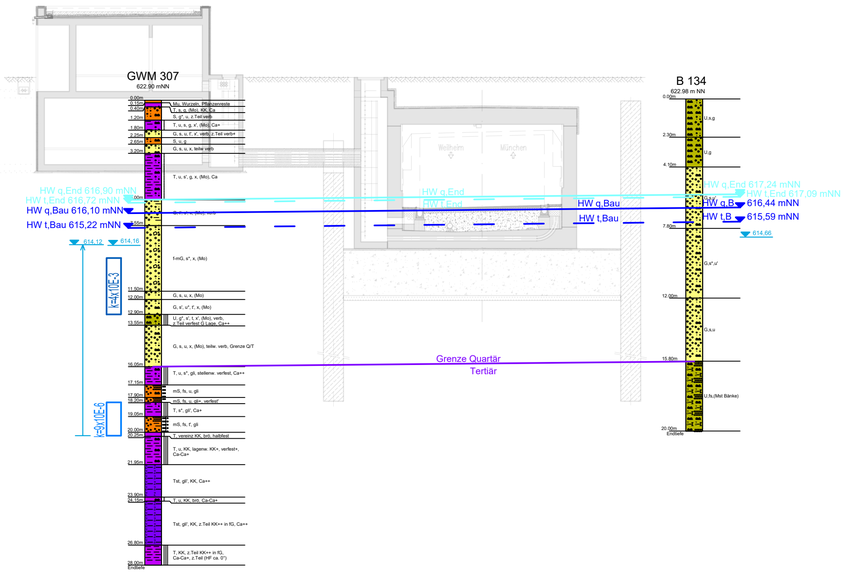
- HW t,Bau
- HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / QSN 1 : 200	Querschnitt Lüftungsgebäude mit Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.7
Plangröße:	0,39 m²		
Bearbeiter :	Fb / Wy		
gezeichnet :	Kr / 17.05.2022		
geprüft :		Plangrundlage von EDR	
Datei :	11485-LS-E-...Lueft...-2022.dwg		



Legende

Auffüllung	Blöcke	Feinkies feinkiesig	Feinsand feinsandig
Grobkies grobkiesig	Grobsand grobsandig	humos	Kalkstein
Kies kiesig	Konglomerat	Mergelstein	Mittelkies mittelkiesig
Mittelsand mittelsandig	Mutterboden	Sand sandig	Sandstein
Schluff schluffig	Schlufstein	Steine steinig	Ton tonig
Tonstein			

Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

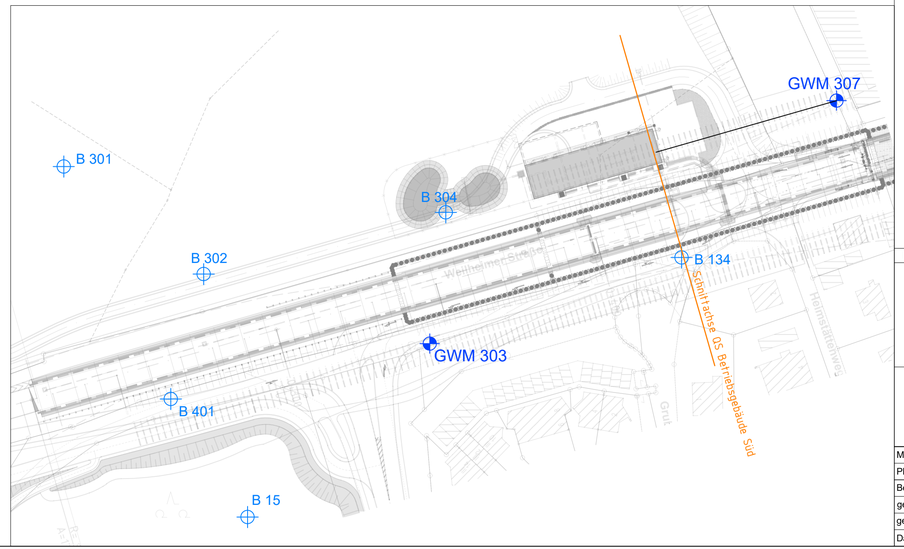
Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19

Beschaffenheit nach DIN 4023

nass	weich	halbfest	klüftig	locker	dicht
breiig	steif	fest		mitteldicht	sehr dicht



Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen

Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

HW t,End

Grenze Quartär
Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	03.06.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
2.	24.02.2022	Fertigstellung	Kr

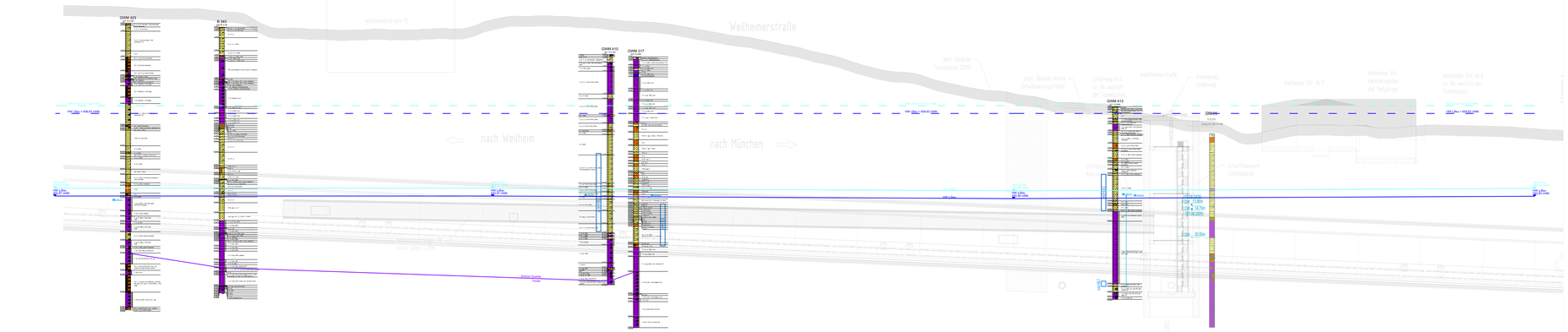
Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

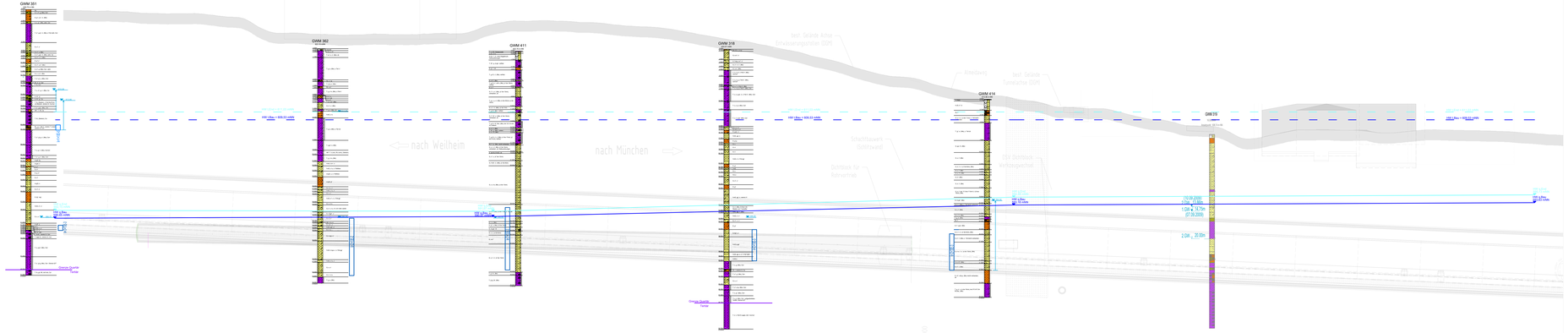
M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 1000 / QSN 1 : 200	
Plangröße:	0,23 m²	
Bearbeiter :	Fb / Wy	
gezeichnet :	Kr / 10.04.2019	
geprüft :		
Datei :	11485-QS-E-...Betriev...-2022.dwg	

Querschnitt Betriebsgeb. Süd mit Aufschlussbohrungen

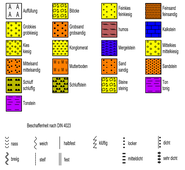
Plangrundlage von EDR

Anlage 2.2.8





Legende



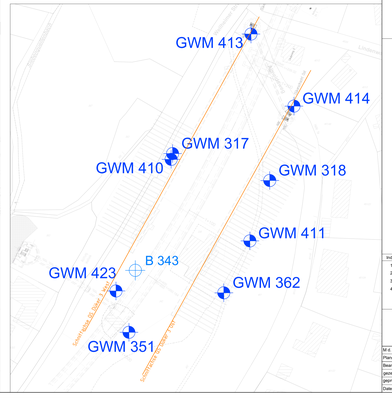
Durchlässigkeit unter 10E-8

Durchlässigkeit 10E-4 bis 10E-5

Durchlässigkeit 10E-6 bis 10E-8

Durchlässigkeit über 10E-4

Stichtagsmessung vom 26./27.02.19



Technische Universität München
Zentrum Geodäsie
Fachgebiet Ingenieurgeodäsie für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

11485/343b

Tunnel Starnberg
Hydrogeologisches Gutachten - Teil 2

Legende :

Grundwassermessstellen

Bohrungen

Bemessungswasserstände im Quartär:

HW q,Bau

HW q,End

Bemessungswasserstände im Tertiär:

HW t,Bau

HW t,End

Grenze Quartär Tertiär

Index	Datum	Änderung / Ergänzung	Name
1.	08.05.2019	Ergänzung Plangrundlage	Kr
2.	03.06.2019	Ergänzung Wasserstände	Kr
3.	04.02.2020	Anpassung Quartärwasserstände	Kr
4.	24.02.2022	Fertigstellung	Kr

Darstellung der Bauwerke nur nachrichtlich

M d. Höhe/Länge:	LP 1 : 500 / LSN 1 : 250	Längsschnitte Düker 3 Aufschlussbohrungen	Anlage 2.2.9
Plangröße:	1.32 m²		
Bearbeiter:	Flo / Ally		
gezeichnet:	Kr / 10.04.2019	Plangrundlage von EDR	
geprüft:			
Datei:	11485-LS-Düker3-2022.dwg		

Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Zentrum Geotechnik

	56. Stellungnahme
11485W/19b	Tunnel Starnberg
	FE Modellierung Grundwasserabschnitt 1 Überarbeitung 2023

Auftraggeber:	Staatliches Bauamt Weilheim Münchener Straße 39 82362 Weilheim Tel.: 0881 9901160 Fax: 0881 99011-00 Herr Ludwig
Bezug:	21 S 0124 Angebot 11485 W/01 vom 12.08.2021
Textseiten:	55
Anlagen:	1 bis 3 12 Seiten
Verteiler:	1–fache Ausfertigung an Auftraggeber
Textfile:	11485W-19b-GA56-3D-GWA1.docx
Bearbeiter:	M.Sc. Andreas Witty Tel.: 089 / 289 27190 Dr.-Ing. Benedikt Lypp Tel.: 089 / 289 27190 Prof. Dr.-Ing. Jochen Fillibeck Tel.: 089 / 289 27142
Zeichen:	Wy/Ly/Fb/Cu
Ort, Datum:	München, 26.07.2023

Prof. Dr.-Ing.
Roberto Cudmani
Ordinarius und Direktor an der

Technischen Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

TUM - Zentrum Geotechnik
Franz-Langinger-Str. 10
81245 München
roberto.cudmani@tum.de
Tel. +49 89 289 27131
Fax +49 89 289 27189

Baden-Württembergische Bank
IBAN-Nr.:
DE68 6005 0101 7421 0492 10
BIC: SOLADEST600
Steuer-Nr 161 / 209 / 61709
USt-IdNr.: DE 301 995 650

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis 2
1 Vorgang 3
2 Unterlagen 3
3 Geologie und Hydrogeologie 5
4 Baugrund- und Grundwassermodellierung 7
4.1 Erläuterung des hydrogeologischen Modellierungskonzepts 7
4.2 Voruntersuchungen 8
4.3 Datengrundlage 8
4.3.1 Vorhandene Baugrundaufschlüsse 8
4.3.2 Quellaustritte und Bewirtschaftung 13
4.3.3 Abflussmessung 15
4.4 Modell und Bilanzraum 19
4.4.1 Hydrogeologisches Modell 19
4.4.2 Wasserbilanz 20
4.5 Aufbau des FE-Modells 23
4.5.1 Festlegung von Obergrenze und Untergrenze des Modells 23
4.5.2 Modellabmessungen und Randbedingungen 25
4.5.3 Horizontale und vertikale Diskretisierung 26
4.5.4 Implementierung des Tunnelbauwerks und der Düker im Modell 27
5 Kalibrierung und Modellvalidierung 30
5.1 Kalibrierungsziele und Regularisierung 30
5.2 Kalibrierung 31
5.3 Validierung 33
5.3.1 Stationäre Validierung 33
5.3.2 Instationäre Validierung 34
5.4 Modellunsicherheiten 40
6 Prognoseberechnungen mit dem FE-Modell 42
6.1 Definition der Prognosezustände 42
6.2 Ergebnisse der Berechnungen 43
6.2.1 Prognosezustand 1: NW_{2023} 43
6.2.2 Prognosezustand 2: HW_{2013} 47
7 Vergleichende analytische Berechnungen 50
7.1 Allgemeines 50
7.2 Durchflussmengen 50

7.2.1 Gesamtdurchflussmenge 50
7.2.2 Durchflussmenge Düker 1 51
7.2.3 Durchflussmenge Düker 2 51
7.2.4 Vergleich mit FE-Berechnung 51
7.3 Grundwasseraufstau 52
7.3.1 Grundwasseraufstau ohne Düker 52
7.3.2 Grundwasseraufstau mit Dükern 52
7.3.3 Vergleich mit FE-Berechnung 53
8 Zusammenfassende Beurteilung 53
9 Ergänzende Hinweise 55

1 Vorgang

Auf Basis unseres Angebots vom 12.08.2021 wurden wir mit Auftrag Nr. 21 S 0124 beauftragt, 3D-FE-Berechnungen zur Bemessung der Düker im Grundwasserabschnitt 1 (GWA 1) auszuführen. Gegenüber den bereits vorliegenden GW-Aufstauberechnungen zu GWA 1 [U1] und [U2] werden mit der hier vorliegenden Stellungnahme die Erkenntnisse aus der Abflussmessung im Siebenquellenbach und die Ergebnisse aus dem 5. Erkundungsprogramm (EKP) berücksichtigt.

2 Unterlagen

[U1] 29. Stellungnahme B2 Entlastungstunnel Starnberg vom 25.03.2019 - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA 1, Projekt Nr.: 11485/320 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U2] 25. Stellungnahme B2 Entlastungstunnel Starnberg vom 09.08.2018 - Neubemessung der Düker im GWA 1, Projekt Nr.: 11485/289 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U3] Hydrogeologischer Bericht - Teil 1, Projektnr. 11485/341, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen, (derzeit in Bearbeitung)

[U4] Hydrogeologischer Bericht - Teil 2, Projektnr. 11485/343, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen (derzeit in Bearbeitung)

[U5] Geotechnischer Bericht - Teil 1, Projektnr. 11485/340, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen, (derzeit in Bearbeitung)

[U6] Geotechnischer Bericht - Teil 2, Projektnr. 11485/342, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen (derzeit in Bearbeitung)

[U7] 13. Stellungnahme B2 Entlastungstunnel Starnberg vom 01.06.2010 - Untersuchung einer Herstellungsvariante für den Düker im Bereich der Baugrube Süd mit Vertikalbrunnen, Projekt Nr.: 11485/170 von Prof. Dr.-Ing. N. Vogt mit den dort angegebenen Unterlagen

[U8] DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (2008): Bau und Ausbau von Horizontalfilterbrunnen, Technische Regel, Arbeitsblatt W128, Bonn

[U9] Velarde Ramos, J. (2016): Untersuchungen zur Dimensionierung von Horizontalfilterbrunnen mittels analytischer Methoden und numerischer Grundwassermodelle.- 83 S.; unveröffentlichte Masterarbeit an der Technischen Universität München.

[U10] Aktuelle Planunterlagen von EDR, 31.05.2021

[U11] Doherty, J. (2015): PEST - Calibration and Uncertainty Analysis for Complex Environmental Models.

[U12] Schneider, G. (1983): Beeinflussung des Grundwasserstromes durch Baumaßnahmen mit Grundwasserdurchleitungen bei gleichzeitiger Umströmung.- Die Bautechnik 6/1983, S. 189-196.

[U13] Brandl, L. (1979): Die Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch Tiefbauten im Grundwasser und Möglichkeiten zur Verminderung nachteiliger Veränderungen des Grundwasserabflusses.- Unveröffentlichte Probearbeit im Ausbildungsabschnitt 2a der Ausbildung für den höheren bautechnischen Verwaltungsdienst, erstellt am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München, 102 S.; München.

[U14] Mittlere Grundwasserneubildung aus Niederschlag (1971-2000); Bayerisches Landesamt für Umwelt, www.lfu.bayern.de vom 30.09.2009.

[U15] 11. Stellungnahme B2 Entlastungstunnel Starnberg vom 08.03.2010 - Zusätzliche Berechnungsvariante für den Düker Süd und den Düker Nord, Projekt Nr.: 11485/146, Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen

[U16] Grundwasseraufstau vor Bauwerken bei gleichzeitiger Unter- und Umströmung, Günter Schneider, Die Bautechnik 11/1983

[U17] Taschenbuch der Wasserversorgung, Karl Heinz Köhler, Vieweg Verlag 2002, S. 76.

[U18] Grundwasserneubildung 1:500.000 (HK500 Raster), Mittlere Grundwasserneubildung aus Niederschlag (1971-2000) vom 30.09.2009; Bayerisches Landesamt für Umwelt, www.lfu.bayern.de.

[U19] DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (2016): Aufbau und Anwendung numerischer Grundwassermodelle in Wassergewinnungsgebieten, Technische Regel, Arbeitsblatt W 107 (A), Bonn

[U20] IFI Beweissicherung, Protokoll vom 08.06.2022 inkl. Anlage 1 und 2, BNGF GmbH – Büro für Naturschutz-, Gewässer- und Fischereifragen.

[U21] Bestandsplan M 1:200, Umbau Teichanlage Sieben Quellen vom Januar 1998, Richard Schulz, Bayerische Landesanstalt für Fischerei Starnberg.

[U22] Albert, A. (Hrsg.): *Schneider - Bautabellen für Ingenieure*. 24. Auflage. Reguvis Fachmedien GmbH, Köln 2020, ISBN 978-3-8462-1140-3 , S. 1696.

[U23] Erläuterungsbericht, Projektnr. 11485W/02, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen, (derzeit in Bearbeitung)

[U24] 52. Stellungnahme B2 Entlastungstunnel Starnberg vom 20.12.2022 - FE Modellierung Grundwasserabschnitt 1, Überarbeitung 2022, Projekt Nr.: 11485W/08 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

3 Geologie und Hydrogeologie

Wie Abb. 3.1 zu entnehmen, kann der vom Tunnel Starnberg durchquerte Baugrund in drei Bereiche mit jeweils unterschiedlichen Grundwasserabschnitten (GWA) unterteilt werden. Die drei Grundwasserabschnitte besitzen keine einheitliche Grundwasseroberfläche. Zudem wechselt die Grundwasserfließrichtung zwischen den drei Abschnitten. Details hierzu siehe [U3] und [U4].

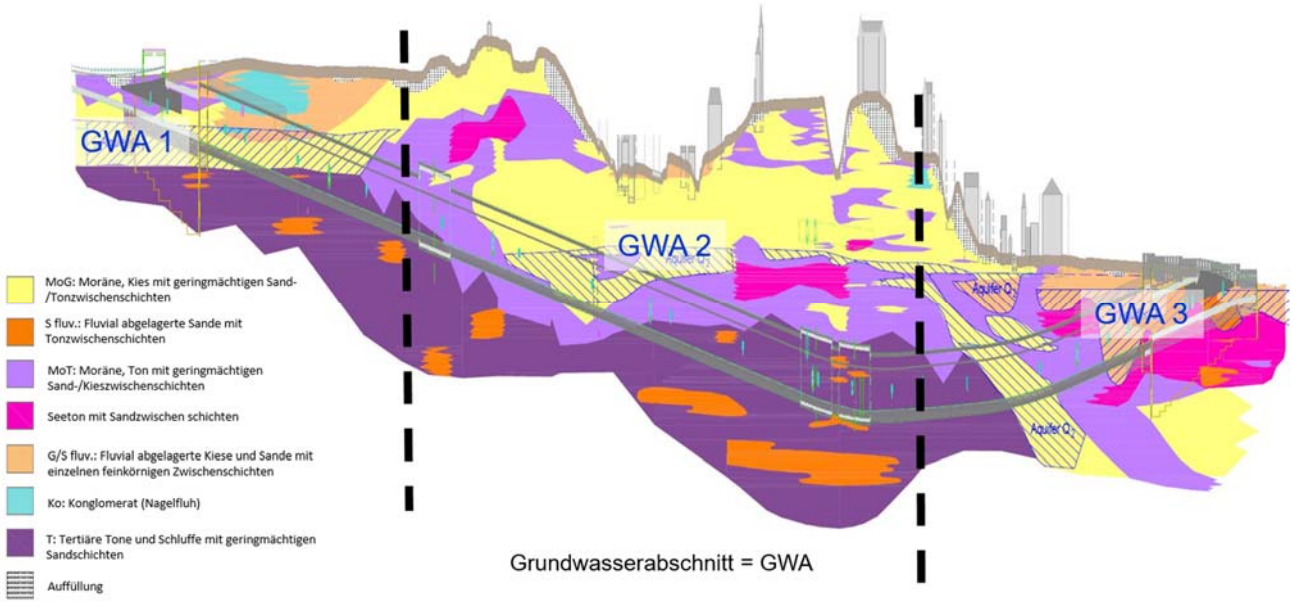


Abb. 3.1: Geologischer Schnitt zum Tunnel Starnberg [U3]

Für ausführlichere Erläuterungen zur hydrogeologischen und geologischen Situation wird auf den hydrogeologischen Bericht Teil 1 [U3] und Teil 2 [U4] verwiesen. Nachfolgend wird lediglich auf den hier gegenständlichen GWA 1 eingegangen.

Abb. 3.2 zeigt die Lage des Grundwasserabschnitts 1 (GWA 1) mit den Grundwassergleichen der Stichtagsmessung vom 31.01.2023. Der Abstand der Grundwassergleichen wird im Norden zu den Quellen der Fischzucht des Instituts für Fischerei (IFI) immer enger. Das Grundwassergefälle nimmt somit nach Norden hin zu.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

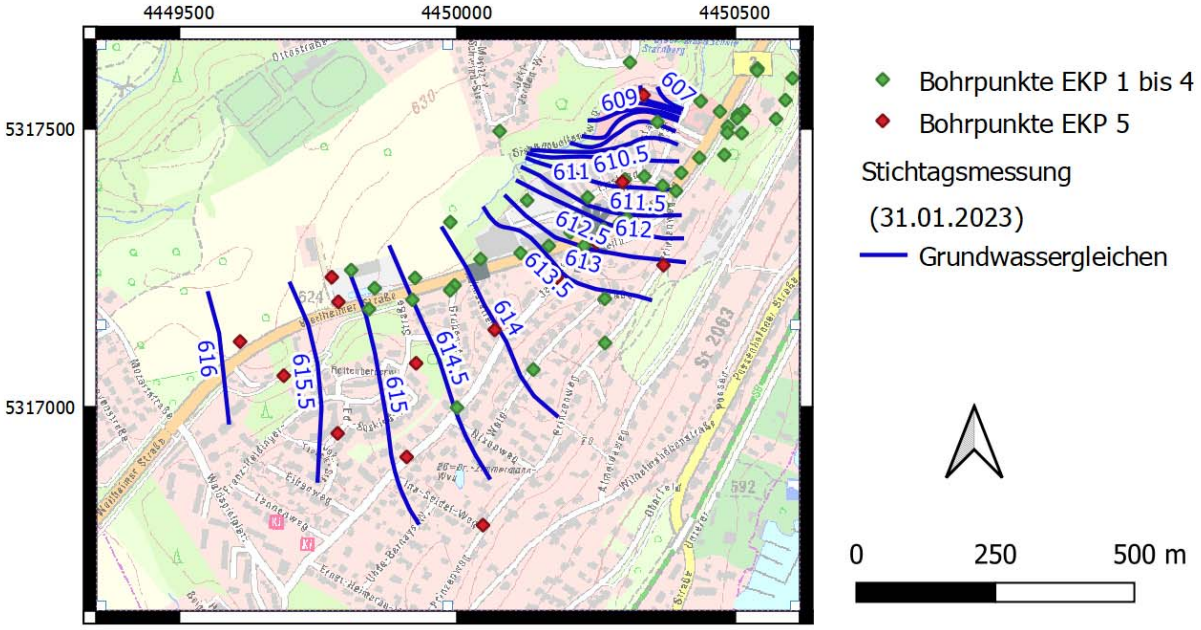


Abb. 3.2: Grundwassergleichenplan des GWA 1 (Stichtagsmessung vom 31.01.2023, vgl. Anlage 2.2))

Die geplante Tunneltrasse verläuft im GWA 1 von Westen nach Nordosten und sperrt den Aquifer großteils ab. Ohne Zusatzmaßnahmen zur Grundwasserüberleitung würden Änderungen der Fließrichtung des natürlichen Grundwasserstroms mit einem hohen Aufstau bzw. Sunk im Tunnelnahbereich auftreten. Auf Basis erster analytischer Aufstauberechnungen und der FE-Berechnungen gemäß [U1] wurden in GWA 1 zwei Grundwasserüberleitungsanlagen (Düker) geplant. Der Düker 1 besteht aus je 5 beidseits der Baugrube angeordneten und jeweils über Querleitungen miteinander verbundenen Vertikalbrunnen am nördlichen Ende der Startbaugrube zwischen Bau-km 0+440 und Bau-km 0+486 und der Düker 2 aus 2 Schächten mit Horizontalfilterbrunnen bei ca. Bau-km 0+677. Die Lage der beiden Düker ist in Abb. 3.3 dargestellt.

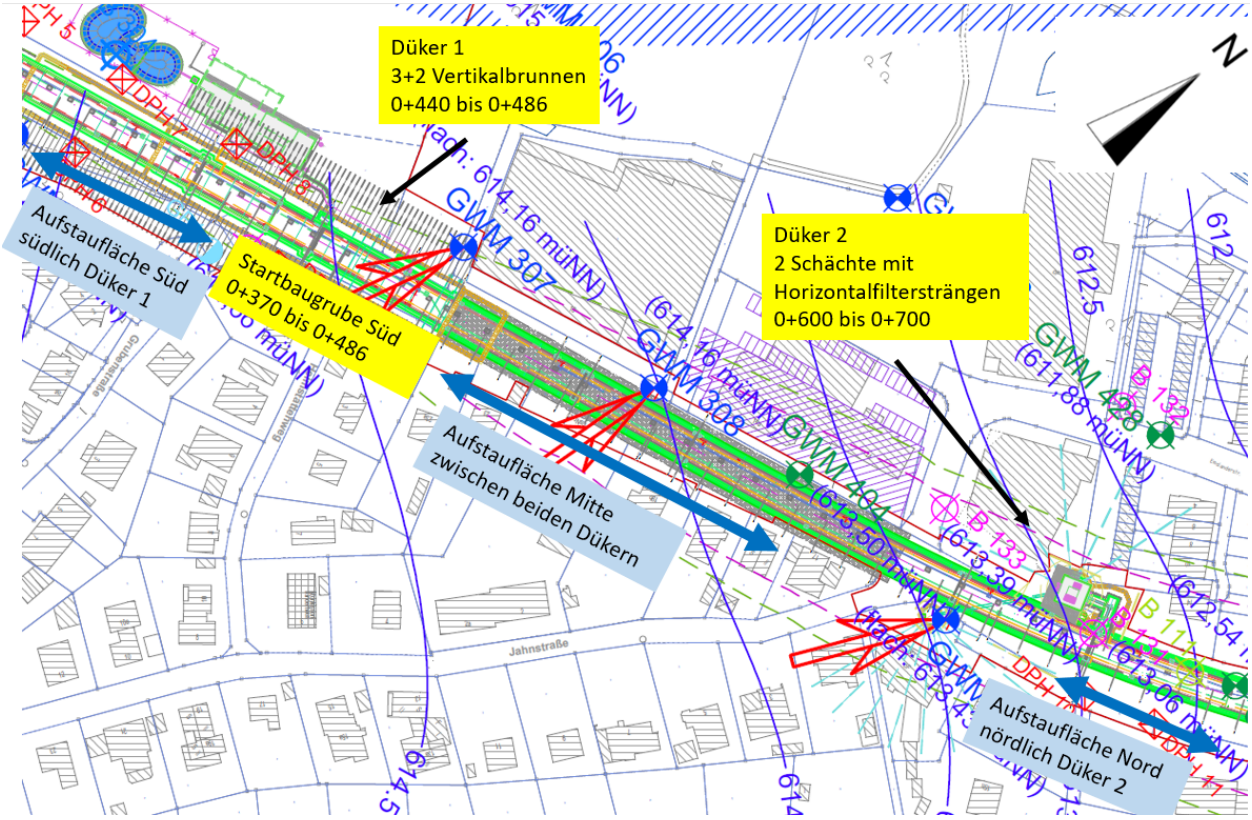


Abb. 3.3: Übersicht über die Dükermaßnahmen im GWA 1 [U2]

4 Baugrund- und Grundwassermodellierung

4.1 Erläuterung des hydrogeologischen Modellierungskonzepts

Zunächst waren im Rahmen der Grundlagenermittlung die vorhandenen Kenntnisse zu den geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen zusammenzustellen. Um die Untergrundverhältnisse und die Baugrundschichtung zu ermitteln, wurden die Aufschlussbohrungen des 1. bis 5. Erkundungsprogramm EKP ausgewertet. Für die Auswertung ist insbesondere die Lage der unterhalb der durchlässigen quartären Kiese anstehenden bindigen Böden (tertiäre Tone und Schluffe) von Relevanz, da diese als undurchlässig angenommen werden und im Grundwassermodell den unteren Modellrand bilden. Da die Bohrungen nur punktuelle Informationen liefern, musste der Verlauf der Bodenschichten zwischen den Bohrstellen interpoliert werden.

Die Grundwassermessdaten der Stichtagsmessungen wurden ebenfalls interpoliert. Damit liegen Informationen zu den Grundwasserständen und zur undurchlässigen Basis des GWA 1 vor, die als Tiefenkoordinaten in den jeweiligen Gleichenplänen eingezeichnet sind und für die spätere Modellerstellung und -kalibrierung verwendet werden.

Nach der Festlegung der Modellgeometrie erfolgt die 3D-FE-Netzgenerierung. Mit FEFLOW wird die Veränderung der Grundwasserverhältnisse infolge des Tunnelbaus und die Wirkungsweise der Düker ermittelt. FEFLOW ist ein kommerzielles Finite-Elemente-Programm zur Strömungs-, Stoff-, und Wärmetransportmodellierung für 1D-, 2D- und 3D-Geometrien.

Durch diverse Anpassungen am Modell und an der k-Wertverteilung wurden die errechneten Grundwasserverhältnisse mit den vorliegenden Messungen in bestmögliche Übereinstimmung gebracht. Die Kalibrierung des k-Werts im Bereich des Grundwassermodells erfolgte mit Hilfe des Programms PEST [U11]. PEST steht für "**P**arameter **EST**imation" und ermöglicht die teil-automatisierte Kalibrierung von Grundwassermodellen auf Basis von Pilot Points unter Anwendung mathematischer Regularisierungsmethoden, indem eine Zielfunktion minimiert wird, die die Unterschiede zwischen gemessenen und simulierten Grundwasserständen beinhaltet.

4.2 Voruntersuchungen

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde ergänzend zu den in den nächsten Abschnitten dargestellten Berechnungen Folgendes untersucht:

- Instationäre Kalibrierung des Grundwassermodells für den Grundwasserabschnitt GWA 1 basierend auf den Erkundungsprogrammen 1 bis 4
- Berücksichtigung und Variation der Grundwasserneubildung bei der Modellierung des Grundhochwasserereignisses aus dem Juni 2013
- Variation der k-Werte im südöstlichen Modellgebiet
- Variation der Zustromrandbedingungen zum südwestlichen Modellgebiet
- Variation der k-Werte im Zustrom zu Düker 1

Diese Voruntersuchungen führen hinsichtlich der Beurteilung der Schutzziele (siehe Abschnitt 8) nicht zu Ergebnissen, die in relevanter Weise von denen abweichen, die in diesem Bericht beschrieben sind und werden daher in diesem Bericht nicht gesondert beschrieben.

4.3 Datengrundlage

4.3.1 Vorhandene Baugrundaufschlüsse

Zur Ermittlung der Baugrundverhältnisse im Untersuchungsgebiet wurden die vorliegenden Ergebnisse aus fünf Baugrunderkundungsprogrammen ausgewertet. In der hier vorliegenden Überarbeitung des GWA 1 wurden die Ergebnisse aus den beabsichtigten Langzeitpumpversuchen des 5. EKP noch nicht berücksichtigt, da diese zum Zeitpunkt der Modellerstellung noch nicht ausgeführt waren.

Die für die Erstellung des Baugrundmodells relevanten Baugrundaufschlüsse sind in Tab. 4.1 zusammengestellt. Es wurden insgesamt 49 Aufschlussbohrungen berücksichtigt.

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Geländeoberfläche [mNN]	Tertiäroberfläche [mNN]
B 15	4449865,17	5317140,68	629,00	<606
B 107	4450370,52	5317362,25	624,99	611,69
B 111	4450293,37	5317331,87	625,11	<607,11
B 130	4450302,40	5317409,08	623,50	605,40

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Geländeoberfläche [mNN]	Tertiäroberfläche [mNN]
B 131	4450263,80	5317319,23	625,11	605,91
B 132	4450220,65	5317375,00	624,31	607,91
B 133	4450204,25	5317314,02	624,72	606,32
B 134	4449995,82	5317218,87	622,98	607,18
B 301	4449809,83	5317246,26	621,99	604,49
B 302	4449851,98	5317213,85	619,31	606,91
B 304	4449924,86	5317232,26	618,62	606,52
B 313	4450403,46	5317421,01	623,66	615,66
B 316	4450438,59	5317550,25	607,81	596,11
GWM 303	4449920,01	5317192,94	622,90	607,10
GWM 305	4450000,10	5316999,44	634,05	607,25
GWM 306	4449988,15	5317332,38	616,41	615,11
GWM 307	4450042,47	5317266,12	622,90	606,85
GWM 308	4450114,56	5317276,93	626,38	606,18
GWM 309	4450076,91	5317495,79	620,83	618,83
GWM 310	4450228,72	5317290,00	625,45	606,70
GWM 311	4450266,06	5317194,84	634,47	606,87
GWM 312	4450360,65	5317512,47	612,44	608,94
GWM 348	4450126,28	5317371,40	623,60	605,95
GWM 361	4450394,19	5317388,43	624,56	613,46
B 401	4449841,99	5317176,25	622,13	607,03
GWM 402	4450137,54	5317067,65	641,32	607,12
GWM 403	4450266,37	5317115,47	637,99	606,59
GWM 404	4450165,23	5317289,83	625,96	606,46
B 405	4450370,05	5317397,69	623,90	610,90
GWM 406	4450435,91	5317448,06	623,66	616,66
GWM 407	4450311,25	5317619,53	621,18	608,98
GWM 428	4450235,23	5317377,04	622,66	606,36
GWM 436	4450337,18	5317414,57	623,68	605,98
GWM 437	4450306,22	5317338,77	625,01	605,91
GWM 501	4449610,06	5317117,94	631,1	606,58
GWM 502	4449688,65	5317056,61	622,94	607,04
GWM 503	4449785,49	5316953,03	638,49	607,17
GWM 504	4449909,69	5316910,69	632,99	607,58
GWM 505	4450046,9	5316788,2	635,34	600,94
GWM 506	4449926,66	5317078,94	633,73	607,92
GWM 507	4449786,86	5317189,32	624,06	607,17
GWM 508	4450068,08	5317138,97	630,95	606,36
GWM 509	4450250,98	5317295,91	624,37	606,57
GWM 510	4450371,54	5317255,23	631,82	611,22
GWM 511	4450297,87	5317404,54	623,39	605,59

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Geländeoberfläche [mNN]	Tertiäroberfläche [mNN]
GWM 512	4450335,74	5317560,74	608,29	602,91
B 513	4449775	5317233,62	622,46	622,46
GWM 514	4450179,29	5317232,38	627	606,03

Tab. 4.1: Bohraufschlüsse und Höhen der TertiäroberflächeStichtagsmessung und Grundwassermonitoring

Seit dem 3. Erkundungsprogramm im Jahr 2009 läuft im Bereich des Starnberger Tunnels ein ausführliches Grundwassermonitoring. Dabei wird monatlich in allen Grundwassermessstellen eine Messung des Abstichs mit dem Lichtlot vorgenommen. In 24 von 39 Grundwassermessstellen laufen kontinuierliche Messungen mit Datenloggern mit einer Auflösung von 24 Stunden. In den im Zuge des 5. EKP hergestellten Grundwassermessstellen wurden ebenfalls Datenlogger eingebaut, um die Beweissicherung im Zuge der Baumaßnahme zu verbessern.

Tab. 4.2 zeigt die Erkundungsbohrungen und welche Grundwassermessstellen mit welchem Messintervall gemessen werden:

Bezeichnung	Messmethode	Messintervall	Beginn der Messungen
B 15	-		
B 107	Lichtlot	monatlich	2009
B 111	Datenlogger/Lichtlot	täglich	1990
B 130	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
B 131	Lichtlot	monatlich	2009
B 132	-		
B 133	Lichtlot	monatlich	2009
B 134	Lichtlot	monatlich	2009
B 301	-		
B 302	-		
B 304	-		
B 313	-		
B 316	-		
GWM 303	Lichtlot	monatlich	2009
GWM 305	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 306	Lichtlot	monatlich	2009
GWM 307	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 308	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 309	Lichtlot	monatlich	2009
GWM 310	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 311	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 312	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2009
GWM 348	Datenlogger	täglich	2009
GWM 361	Lichtlot	monatlich	2009

Bezeichnung	Messmethode	Messinter-vall	Beginn der Messungen
B 401	-		
GWM 402	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2019
GWM 403	Lichtlot	monatlich	2019
GWM 404	Lichtlot	monatlich	2019
B 405	-		
GWM 406	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2019
GWM 407	Lichtlot	monatlich	2019
GWM 428	Lichtlot	monatlich	2019
GWM 436	Lichtlot	monatlich	2022
GWM 437	Lichtlot	monatlich	2019
GWM 501	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 502	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 503	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 504	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 505	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 506	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 507	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 508	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 509	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 510	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 511	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
GWM 512	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023
B 513	-		
GWM 514	Datenlogger/Lichtlot	täglich	2023

Tab. 4.2: Grundwassermonitoring (GWA 1)

Abb. 4.1 zeigt die Grundwasserganglinien eines Großteils der Messstellen im GWA 1. Einige der Grundwassermessstellen aus Tab. 4.2 sind nicht dargestellt (GWM 306, 361, 406 und 407), da diese sich entweder nicht direkt im Aquifer oder in nur temporär gesättigten Bereichen befinden.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum
Geotechnik

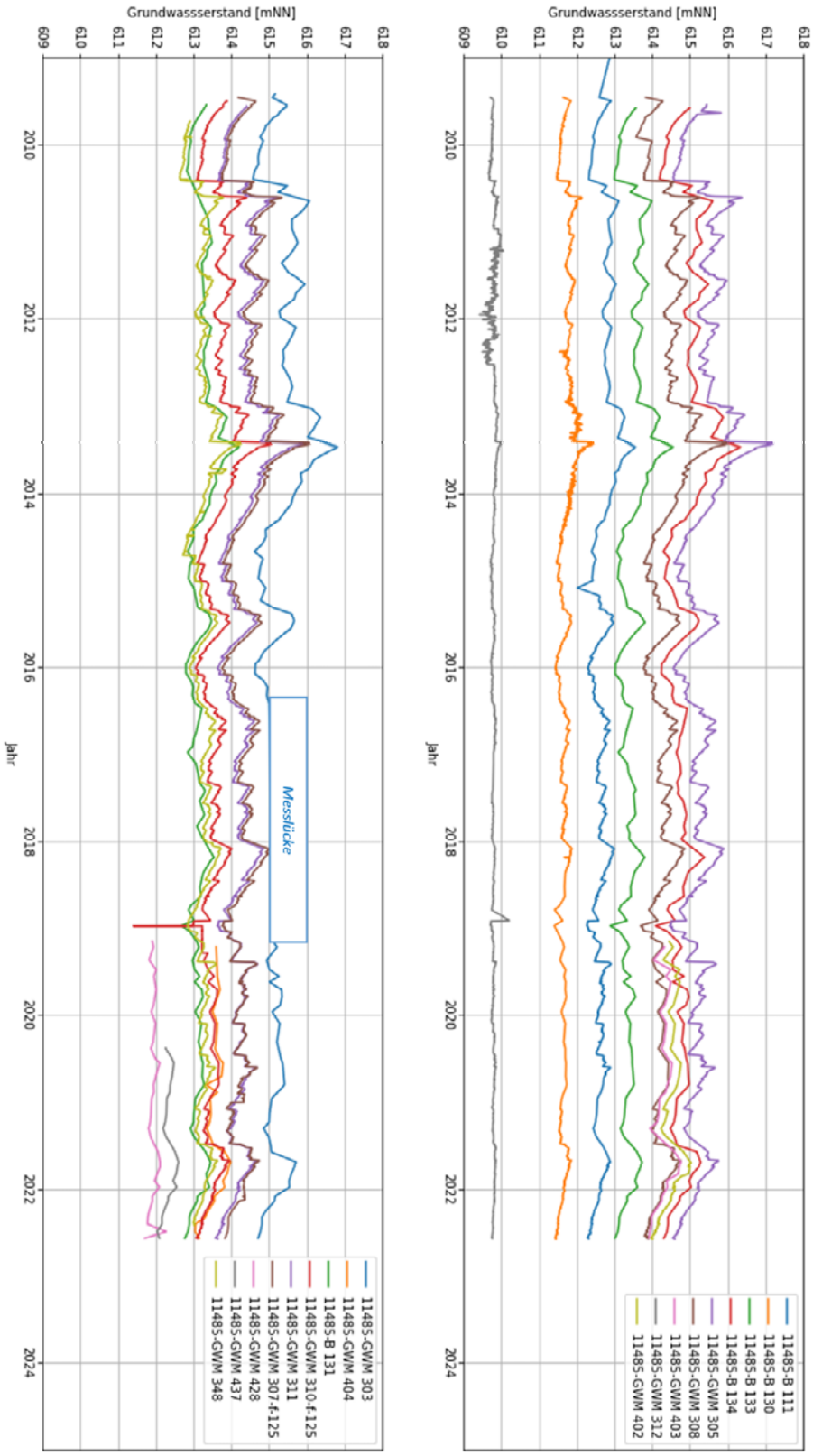


Abb. 4.1: Grundwasserganglinien von 2009 bis 2022 (vgl. Anlage 1.3)

Abb. 3.2 zeigt die Lage des Grundwasserabschnitts 1 (GWA 1) mit den interpretierten Grundwassergleichen der Stichtagsmessung vom 31.01.2023, welche für die Kalibrierung des Modells verwendet wurde. Der Abstand der Grundwassergleichen wird im Norden zu den Quellen der Fischzucht immer enger, das heißt, das Grundwassergefälle nimmt nach Norden hin zu. Weitere Stichtagsmessungen wurden am 25.07.2022 und 2019 durchgeführt.

4.3.2 Quellaustritte und Bewirtschaftung

Das Institut für Fischerei bewirtschaftet die Quellen im Tal des Siebenquellenbachs. Zahlreiche technische Maßnahmen wurden unternommen, um die Quellschüttung zu erhöhen. Wie in [U3] beschrieben, gibt es entlang der Fischzuchtteiche sieben gefasste Quellen sowie weitere diffuse Quellaustritte (siehe [U21]). Abb. 4.2 zeigt die Situation im Bereich der Quellaustritte.

Abb. 4.2: Böschung südwestlich der Fischzuchtanlage mit Quellaustritten. Links: Nagelfluhwände, rechts: südlichstes Fischbecken mit Belüftungsanlage

Die Verteilung des Quellwassers von den Quellen zu den Fischbecken erfolgt über einen Sammelkanal und verschiedene Rohrleitungen. Der Sammelkanal ist in Abb. 4.3 dargestellt.

Abb. 4.3: Sammelkanal, der das Quellwasser fasst und über Einlässe (X) zu den Fischbecken führt.

Die folgende Abb. 4.4 zeigt die Situation der diffusen Quellaustritte im Bereich der Natursteinmauer im Querschnitt.

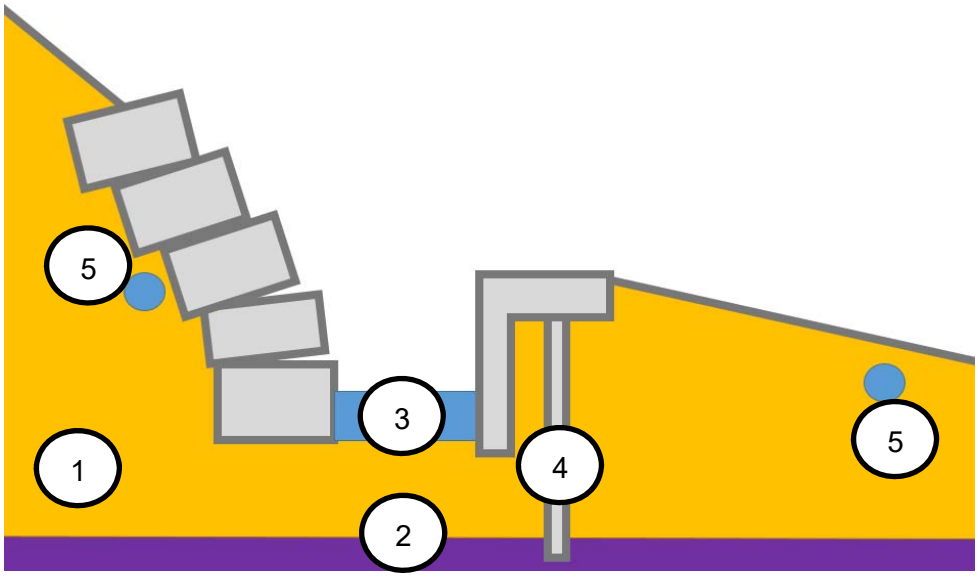


Abb. 4.4: Querschnitt im Bereich der Natursteinmauer mit Grundwasserleiter (1), Grundwasserhemmer (2), Sammelkanal (3), Spundwand (4) und Drainleitungen (5).

Gemäß den Messungen mit einer Flügelradsonde am 08.06.2022 (siehe [U20]) können die Durchflussmengen an unterschiedlichen Stellen wie folgt abgeschätzt werden: Ca. 11,8 l/s werden im Kreislauf geführt, kontinuierlich bis zum oberen Ende des Sammelkanals gepumpt und

dort belüftet. Die Quellschüttung der einzelnen Quellen kann nicht separat ermittelt werden, in Summe beträgt die Quellschüttung der Quellen Q1, Q2, Q3 und Q6 ca. 40 l/s. Dabei ist die Schüttung der Quelle Q6 am größten. Die Quellen Q4 und Q5 schütten ca. 15 l/s, die direkt ins Bruthaus geleitet werden und dort kontinuierlich gemessen werden können. Die Quelle Q7 ist dauerhaft abgesperrt und schüttet nicht. Die diffusen Quellaustritte und die hangseitige Drainleitung können nicht gemessen werden. Die Drainage nordwestlich der Spundwand fördert ca. 10 bis 15 l/s. Da einzelne Rohrleitungen nicht zugänglich oder bekannt sind, kann die Gesamtmenge der Quellschüttungen nicht als Summe der Einzelabflüsse berechnet werden.

Die Belüftungsbecken sind nicht abgedichtet, sodass in Abhängigkeit vom relativen Wasserstand eine nicht genauer bekannte Durchflussmenge versickert.

Südlich der Becken der Fischzucht sperrt ein Damm mit einem Fußweg das Tal ab. Zwischen dem Damm und der Baustelleneinrichtungsfläche befindet sich eine Vernässungszone. Das Grundwasser steht sehr oberflächennah an und tritt bei Hochwasser vermutlich über die Geländeoberfläche. In diesem Bereich enden verschiedene Drainageleitungen von den Discountern, den Feldern und weiteren Anliegern. Durch den Damm führt eine Rohrleitung, die Wasser um die Fischzucht herumleitet, das sich in diesem Bereich sammelt. Bei trockenem Wetter wie im Sommer 2022 gibt es durch die Rohrleitung keinen Abfluss.

4.3.3 Abflussmessung

Aufgrund der komplexen Wasserbewirtschaftung innerhalb der Fischzucht können keine genauen Messungen des Abflusses der Quellschüttung vorgenommen werden. Zur Erfassung der abfließenden Durchflussmenge wurden am Abfluss aus der Fischzucht im April 2022 ein Messwehr und ein Durchflussmengenzähler installiert. Dadurch kann die effektive Quellschüttung summarisch erfasst werden. Zudem wurde ein Regensammler installiert (siehe Lageplan, Abb. 4.5).

Abb. 4.5: Lageplan Fischzucht mit Positionen der eingerichteten Messstellen. Messwehr (1), Durchflussmengenmesser (2) am Abfluss des Huchenteichs und Regensammler (3).

Abb. 4.6 zeigt den Standort des Regensammlers. Nach Hinweisen des WWA ist der Regensammler derzeit noch zu niedrig angebracht, dies soll zeitnah korrigiert werden.

Abb. 4.6: Foto vom Standort des Regensammlers (3).

Abb. 4.7 zeigt den Standort des Messwehrs und den Huchenteich in der linken unteren Ecke. Der Huchenteich besitzt einen regelbaren Abfluss durch ein Rohr in den Siebenquellenbach. In diesem Rohr ist eine Durchflussmengenmessung installiert.

Abb. 4.7: Standort des Messwehrs (1) und des Durchflussmengenmessers (2) am Abfluss des Huchenteichs.

Alle Messsysteme sind mit einer Datenfernübertragung ausgerüstet. Aktuelle Daten können jederzeit über das Portal der Firma Seba abgerufen werden.

In Abb. 4.8 sind die Grundwasserganglinie der Grundwassermessstelle GWM 310 und die summarischen Durchflussmengendaten aus Messwehr und Durchflussmessung dargestellt. Durch

die Bewirtschaftung der Fischzucht beim Ablassen und Füllen der Fischbecken kommt es zu Abflussspitzen bzw. Schwankungen in der Größenordnung von 50 % der durchschnittlichen Durchflussmenge. Eine geglättete Kurve der Durchflussmenge ist ebenfalls dargestellt.

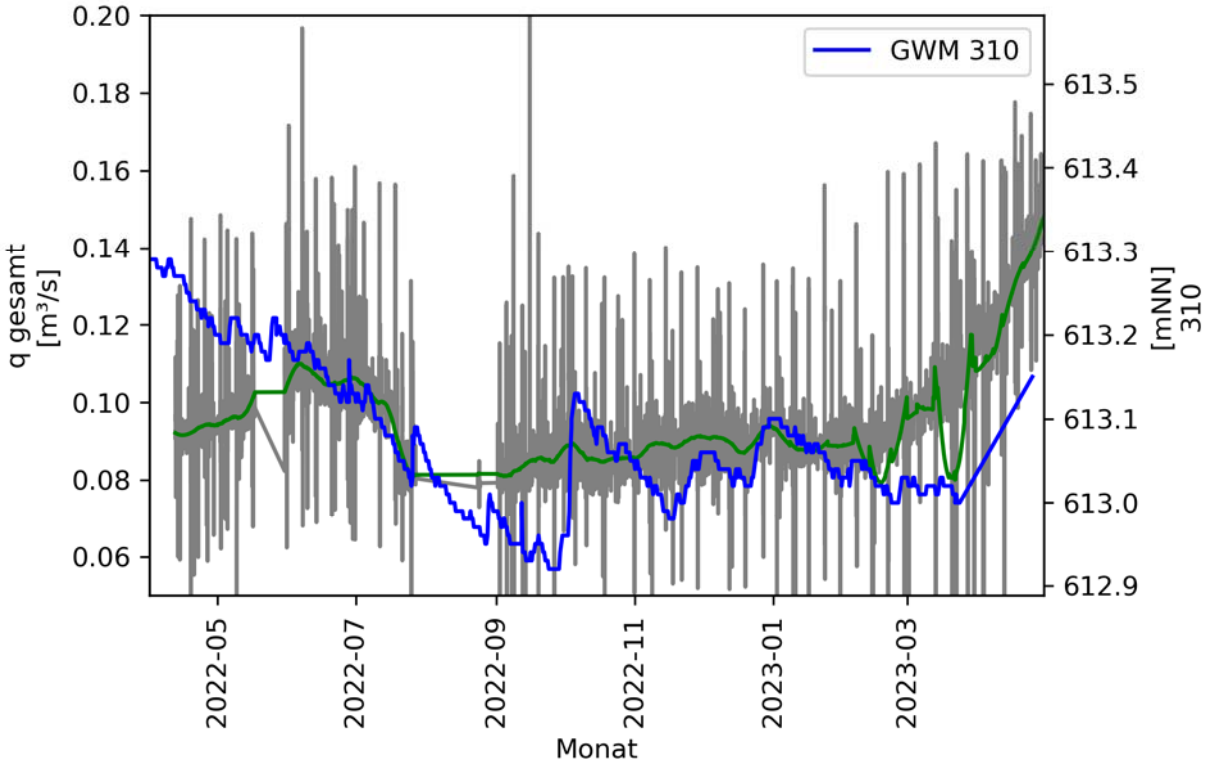


Abb. 4.8: Durchflussmengenmessung im Siebenquellenbach (Summe Durchflussmenge Messwehr und Huchenteich) und Grundwasserstand in GWM 310 (grau: Durchflussmenge, grün: geglättete Messreihe der Durchflussmenge, blau: Grundwassserstand in GWM 310).

Abb. 4.8 zeigt, dass die Grundwasserstände in GWM 310 im Zeitraum April bis Juli 2022 kontinuierlich sinken. Die Abflüsse spiegeln diesen Trend nur im Zeitraum Juni bis Mitte Juli wider. Im April und Mai steigt die Durchflussmenge an. Ab dem 18. Juli macht die Durchflussmenge einen Sprung nach unten und bleibt danach auf gleichem Niveau. Die Ursachen dieses Verhaltens konnten bisher nicht eindeutig geklärt werden. Nach Angaben des Büros BNGF sind Messwehr und Durchflussmessung validiert, andere Störfaktoren wie Bewuchs im Bachbett und Rekalibrierung der Sensormesshöhe könnten die Messung verfälschen. Insgesamt wird die Durchflussmenge als plausibel gewertet. Ein Fehler von ca. 10 % ist bei Durchflussmengenmessungen erfahrungsgemäß nicht ungewöhnlich. Insgesamt ist der Zusammenhang zwischen dem Grundwasserstand in GWM 310 und dem Abfluss am Siebenquellenbach nicht stark ausgeprägt.

Abb. 4.9 zeigt die Niederschläge der Messstation Starnberg und des neu installierten Regensammlers. Zwar sind einzelne Abweichungen in den täglichen Niederschlägen erkennbar, die kumulierten Niederschläge zeigen aber eine sehr gute Übereinstimmung.

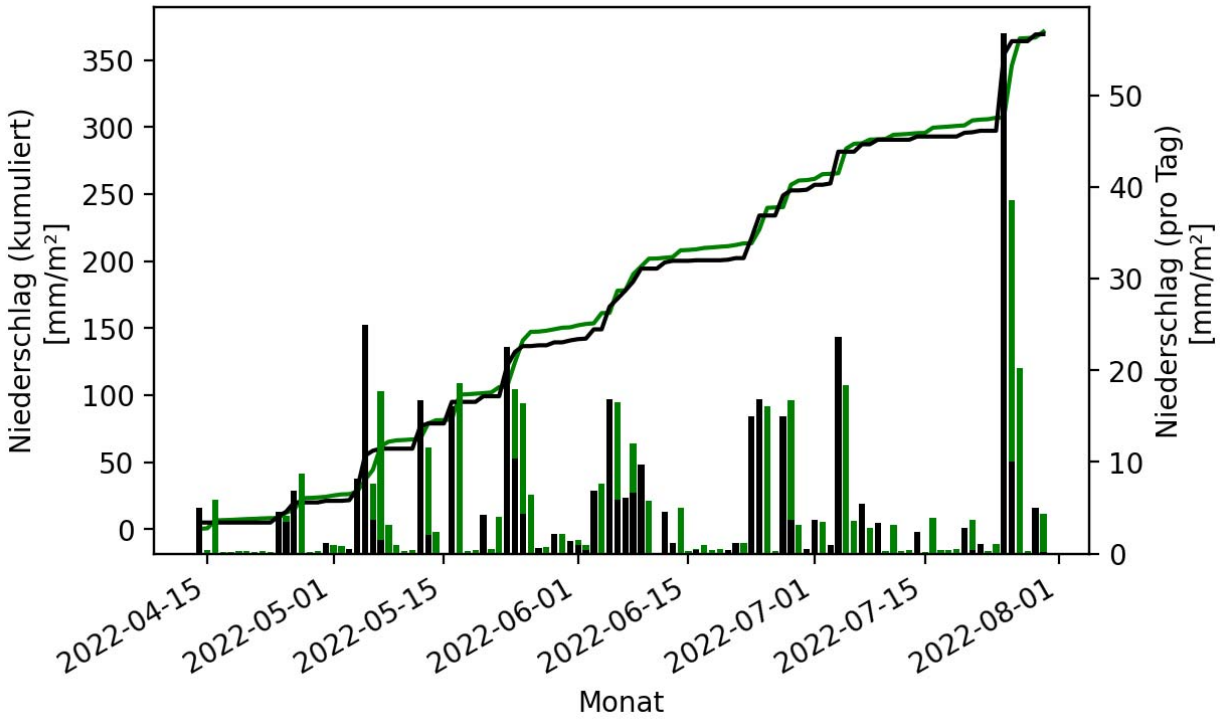


Abb. 4.9: Niederschläge an der Messstation Starnberg zwischen April und August 2022 (schwarz: Station Starnberg (Quelle: Deutscher Wetterdienst), grün: Station IFI.

4.4 Modell und Bilanzraum

4.4.1 Hydrogeologisches Modell

Der hier untersuchte Grundwasserabschnitt 1 (Aquifer 1) befindet sich im südlichen Bereich des Tunnel Starnberg. Wie aus Bohrungen bekannt, wird der GWA 1 im Nordwesten und Osten durch überwiegend bindige Moränenablagerungen begrenzt. Im Südosten fällt das Gelände in Richtung Starnberger See hin ab, dessen Wasserstand deutlich unter dem mittleren Grundwasserniveau des GWA 1 liegt. In diesem Bereich sind keine Quellaustritte bekannt, weswegen davon ausgegangen wird, dass auch hier wenig durchlässige Bodenschichten den GWA 1 begrenzen. Nördlich des betrachteten Gebiets befinden sich Fischzuchtteiche der Landesanstalt für Fischerei. Die Quellen der Fischzucht werden vom GWA 1 gespeist. Demzufolge ist davon auszugehen, dass die Strömung im GWA 1 Richtung NNE verläuft. Der Siebenquellenbach bildet die Vorflut zu dem Modellgebiet.

Die Anteile der bindigen Moräne und der tertiären Sand-/Tonschichten können hydrostratigraphisch zu einer Einheit zusammengefasst werden, da die hydraulische Durchlässigkeit im Vergleich zur nichtbindigen Schottermoräne deutlich geringer ist. Abb. 4.10 zeigt schematisch die geologischen Untergrundverhältnisse und das daraus abgeleitete hydrogeologische Modell.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

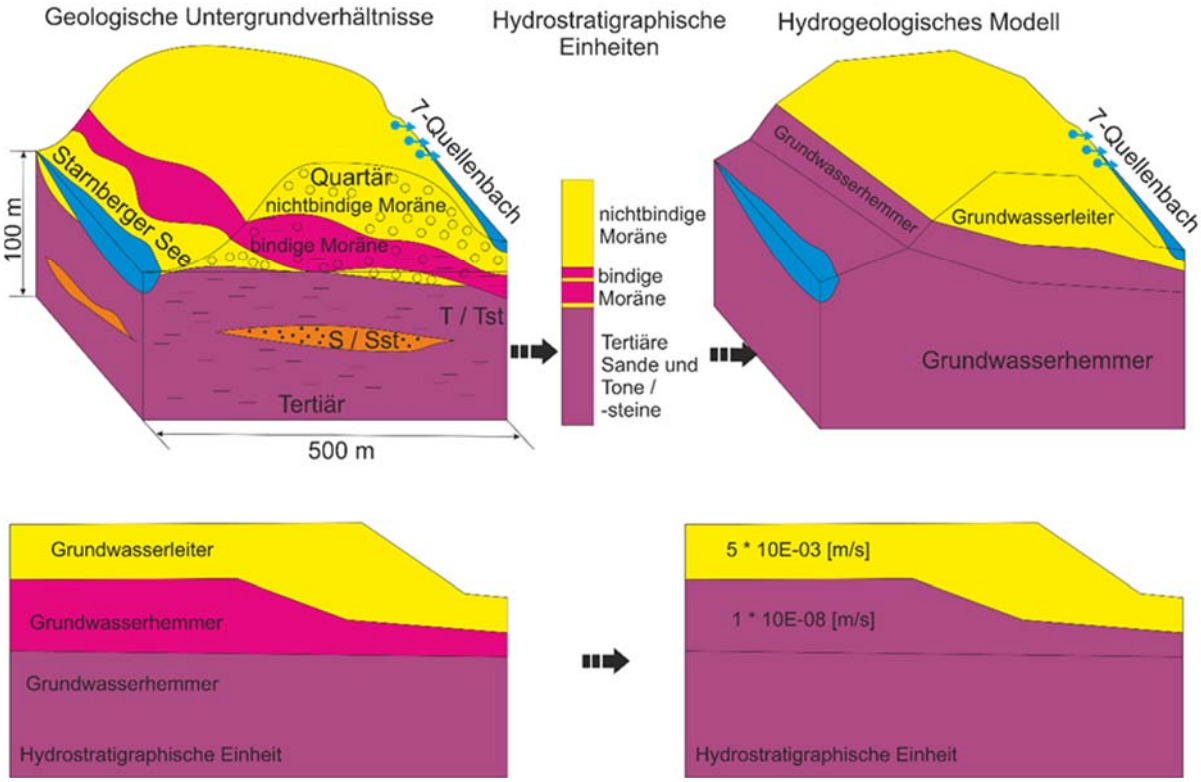


Abb. 4.10: Geologische Untergrundverhältnisse und hydrogeologisches Modell.

4.4.2 Wasserbilanz

In Abb. 4.11 sind die maßgeblichen Bilanzgrößen für den Grundwasserabschnitt 1 dargestellt. Diese bestehen aus unterirdischem Grundwasserzufluss, Grundwasserneubildung, Oberflächenabfluss, unterirdischem Grundwasserabfluss und Quellschüttung.

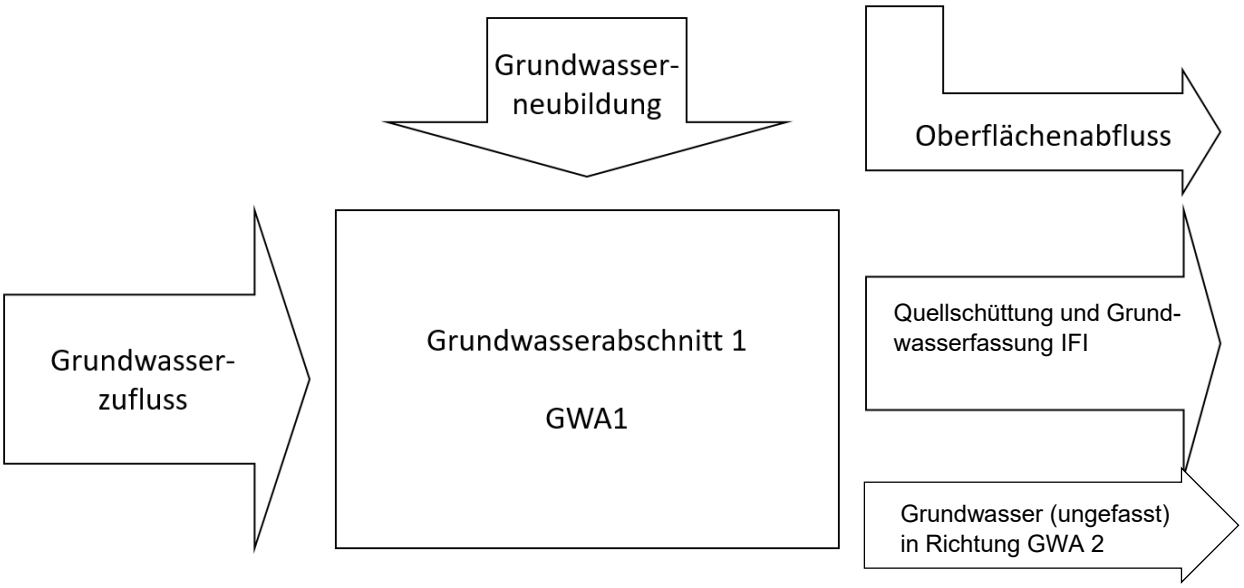


Abb. 4.11: Bilanz des Grundwasserabschnitt 1

Im Folgenden wird auf die Bilanzgrößen eingegangen und jeweils eine Abschätzung getroffen.

a) Unterirdischer Grundwasserzufluss

Der Grundwasserzufluss ergibt sich aus der Summe des Grundwasserabflusses und der Quellschüttung, die im Folgenden behandelt werden, abzüglich der Grundwasserneubildung.

b) Grundwasserneubildung

Die Grundwasserneubildung wird mit ca. 300 l/a*m² bis 500 l/a*m² vergleichsweise hoch abgeschätzt (vgl. [U18]). Die Fläche des Modells beträgt ca. 0,280 km², damit ergibt sich der Anteil der Grundwasserneubildung an der Bilanz im Modellgebiet durchschnittlich zu ca. 4,4 l/s.

GW_{neu} = 0,280 km² * 500 l/a*m² = 4,4 l/s

Aufgrund des geringen Einflusses im Vergleich zur durchschnittlichen Durchflussmenge wurde die Grundwasserneubildung durch Niederschlag im Modell vernachlässigt.

c) Oberflächenabfluss

Die Fläche des Oberflächenabflusses im Siebenquellental, der dem Messwehr und dem Huchenteich zufließt, ist mit ca. 0,034 km² vergleichsweise klein. Bei einem jährlichen Niederschlag von rund 1000 mm/m² ergibt sich ein durchschnittlicher Anteil von ca. 1 l/s.

NS = 0,034 km² * 1000 l/a*m² = 1 l/s

Bei einem Niederschlagsereignis mit 50 mm/d ergibt sich ein Oberflächenabfluss von ca. 20 l/s:

NS = 0,034 km² * 50 l/d*m² = 20 l/s

Unter der Annahme, dass die Regenfälle oberflächlich abfließen, können sie kurzfristig zu deutlichen Schwankungen der Durchflussmenge am Messwehr und Huchenteich führen.

d) Grundwasser (ungefasst) in Richtung GWA 2 (gesamt)

Der gesamte Grundwasserabfluss setzt sich zusammen aus dem Grundwasserabfluss, der gegebenenfalls die Spundwand unterströmt, und dem Grundwasserabfluss, der östlich an der Spundwand vorbeifließt (vgl. Anlage 2.5).

Der gesamte Grundwasserabfluss kann nicht direkt gemessen werden und muss daher abgeschätzt werden. Zunächst wird der gesamte Grundwasserabfluss abgeschätzt: Zur Ermittlung der Durchflussmenge Richtung GWA 2 stehen die Grundwassermessstellen GWM 312, GWM 512 und GWM 407 zur Verfügung. Alle zeigen nur bindige bzw. nur geringmächtige wasserdurchlässige Schichten (vgl. Abb. 4.12 und Abb. 4.14).

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

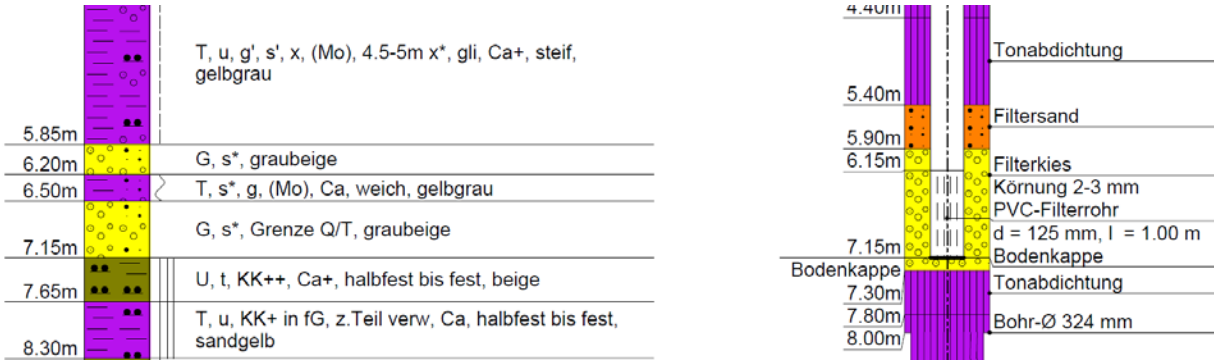


Abb. 4.12: Verfilterter Abschnitt aus dem Bohrprofil in GWM 312

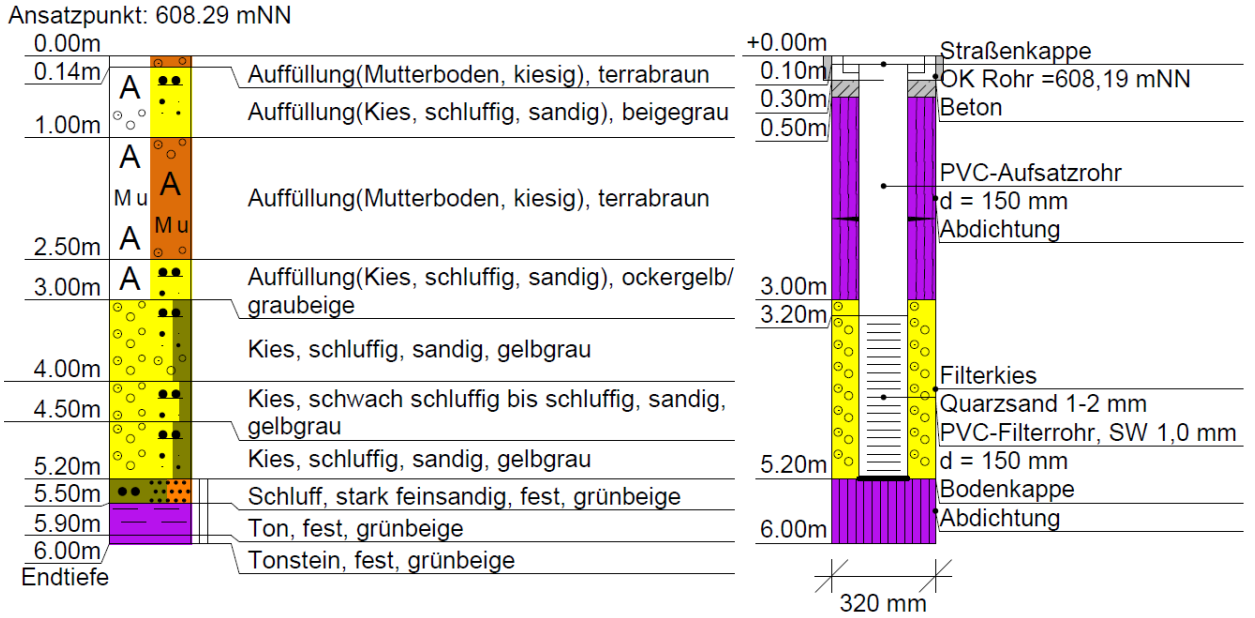


Abb. 4.13: Verfilterter Abschnitt aus dem Bohrprofil in GWM 512

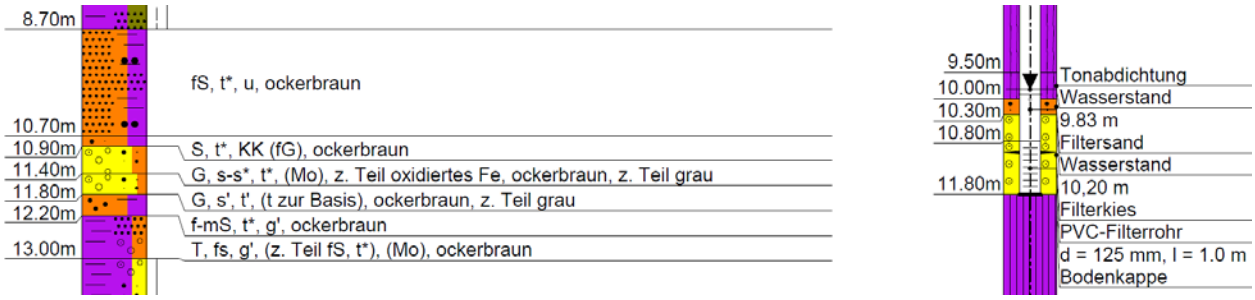


Abb. 4.14: Verfilterter Abschnitt aus dem Bohrprofil in GWM 407

Die drei Messstellen befinden sich auf beiden Talseiten des Siebenquellentals und sind ca. 100 m voneinander entfernt. Die hydraulische Durchlässigkeit in GWM 312 und in GWM 407 wurde in Pumpversuchen mit jeweils k = 1 E-04 m/s [U3] ermittelt. In GWM 512 ergab sich ein k-Wert von nur 6 E-06 m/s. Bei einer konservativen Abschätzung mit einem Fließquerschnitt von 200 m² und einem Gradienten zwischen 1 % und 3 % ergibt sich bei einem angenommenen k-Wert zwischen 1 E-04 m/s und 5 E-03 m/s eine Bandbreite des Durchflusses von 0,2 l/s bis 30 l/s. Für die weiteren Berechnungen wird davon ausgegangen, dass der zu erwartende Grundwasserabfluss (Durchflussmenge) aus dem GWA 1 zum GWA 2 bei ca. 10 l/s liegt.

Q = k * i * h * b = 1 E-04 m/s * 0,01 * 100 m * 2 m = 0,2 l/s

Q = k * i * h * b = 5 E-03 m/s * 0,03 * 100 m * 2 m = 30 l/s

Grundwasserabfluss, der östlich an Spundwand vorbeifließt (Teilabfluss):

Eine Teilmenge des oben abgeschätzten Grundwasserabflusses strömt östlich an der Spundwand vorbei (vgl. Anlage 2.5). Die Breite des Fließquerschnitts östlich der Spundwand beträgt mit 50 m etwa die Hälfte des gesamten Fließquerschnitts (100 m). Entsprechend halbieren sich die oben berechneten Durchflussmengen Q auf 0,1 bis 15 l/s. Unter Berücksichtigung der ermittelten k-Werte gehen wir von einem Grundwasserabfluss östlich der Spundwand von ca. 5l/s aus.

e) Quellschüttung

Nachfolgend wird davon ausgegangen, dass sich die Quellschüttung summarisch aus den in den Abschnitten 4.3.2 und 4.3.3 beschriebenen Durchflussmengenmessungen ergibt. Allerdings kann die Durchflussmenge aus dem Messwehr und am Huchenteich auch Zuflüsse aus dem Oberflächenabfluss und der gegenüberliegenden Talseite enthalten, welche nicht bekannt sind und daher nicht berücksichtigt werden können.

Aus den Daten konnte keine Abhängigkeit zwischen Quellschüttung und Grundwasserstand abgeleitet werden. Daher wurde die Korrelation mit der Darcy-Gleichung ermittelt. Der Gradient (Gefälle des Grundwasserspiegels) wurde für einen hohen Wasserstand (06.06.2013; GWM 310: 615,04 mNN) mit i = 0,029 m/m und für einen niedrigen Wasserstand (31.01.2023; GWM 310: 613,02 mNN) mit i = 0,017 m/m ermittelt. Bei der Berechnung wurde die Breite des Fließquerschnitts im Bereich der GWM 310 mit 250 m abgeschätzt und von einem durchschnittlichen k-Wert von 0,003 m/s ausgegangen.

Grundwasserstand vom 31.01.2023

Q = k * i * h * b = 0,003 m/s * 0,017 * 250 m * 6,3 m = 80 l/s

Die mit Darcy abgeschätzte Durchflussmenge passt gut zu den 80 l/s, die summarisch an Messwehr und Huchenteich gemessen wurden.

Für den hohen Grundwasserstand vom 06.06.2013 lässt sich die Durchflussmenge bei HW_{2013} mit dem Ansatz nach Darcy mit 180 l/s abschätzen. Abflussmessungen im Siebenquellenbach liegen aus diesem Zeitraum nicht vor.

Grundwasserstand vom 06.06.2013:

Q = k * i * h * b = 0,003 m/s * 0,029 * 250 m * 8,35 m = 180 l/s

4.5 Aufbau des FE-Modells

4.5.1 Festlegung von Obergrenze und Untergrenze des Modells

Aus den Baugrunderkundungen kann man nur für einen räumlich begrenzten Bereich um die Aufschlussstellen zutreffende Baugrundeigenschaften ableiten. Erst durch die Interpretation der Bohrergebnisse und Ableitung räumlicher Zusammenhänge entsteht ein Baugrundmodell, welches Voraussetzung für die Grundwassermodellierung ist. Im Baugrundmodell erfolgt die räumli-

che Darstellung der relevanten Bodenschichten in Form eines 3D-Volumenmodells. Vereinfachungen und Abstraktionen sind bei diesem Vorgang unvermeidbar. Größere Abweichungen zwischen der realen und modellierten Baugrundsituation sind insbesondere bei größer werdenden Abständen der Aufschlusspunkte oder bei Geländesprüngen zu erwarten.

Abb. 4.15 zeigt die Topographie des Modellgebiets, das durch ein steiles Abfallen an der west-südwestlichen Geländekante Richtung Starnberger See abgegrenzt wird. Auch das Tal des Siebenquellenbachs nördlich der B2 (Weilheimer Straße) ist deutlich zu erkennen.

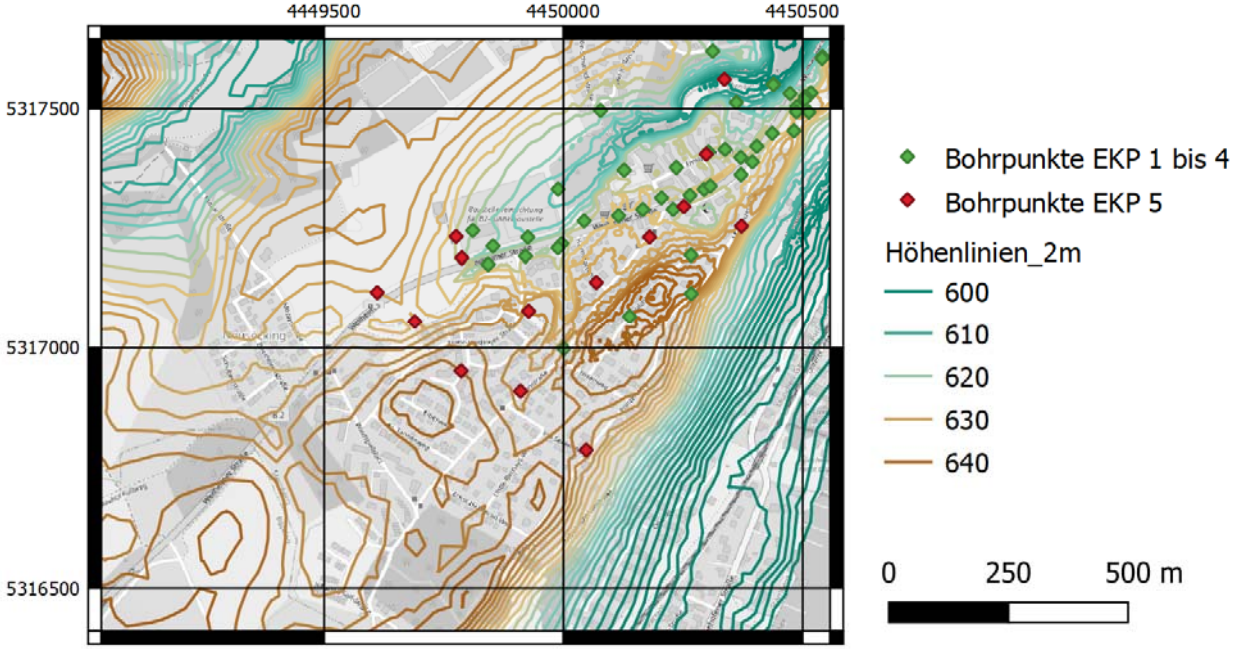


Abb. 4.15: Variante 1: Karte mit Höhenlinien der Geländeoberfläche.

Im Baugrundmodell wurden die Deckschichten und die unterhalb der Deckschichten anstehenden durchlässigen quartären Kiese als Grundwasserleiter berücksichtigt. Die Modelloberfläche entspricht der Geländeoberfläche im Modellgebiet. Unterhalb der quartären Kiese stehen bindige Moräneablagerungen sowie tertiäre Tone, Schluffe und Sande an. Die tertiären Tone und Schluffe sowie die bindige Moräne stellen dabei aufgrund ihrer sehr geringen hydraulischen Durchlässigkeit einen Grundwasserhemmer dar und bilden so die Modellunterkante. Die tertiären Sande wurden aufgrund ihrer im Vergleich zu den quartären Kiesen deutlich geringeren Durchlässigkeit im Modell nicht abgebildet. Die Tertiäroberfläche bildet folglich im gesamten Modellgebiet die Sohle des Aquifers (siehe Abb. 4.16). Zur Erstellung der Oberfläche und der Sohle wurden die in Tab. 4.1 angegebenen Werte der Geländeoberfläche (GOK) bzw. Tertiäroberfläche (TOK) herangezogen. Aufgrund der geringen Mächtigkeit der wasserführenden Schicht in GWM 505 und deren geringe hydraulische Durchlässigkeit, wurde die GWM 505 nicht mehr für die Interpolation verwendet und die Modellgrenze nordwestlich davon gezogen (vgl. Anlage 2.1).

Da nicht alle Bohrungen bis zur Tertiäroberfläche bzw. bindigen Moräne reichen, ist nicht an jedem Bohrpunkt eine Information über die Modellunterkante vorhanden. In Abb. 4.16 ist die interpolierte Aquiferbasis dargestellt.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

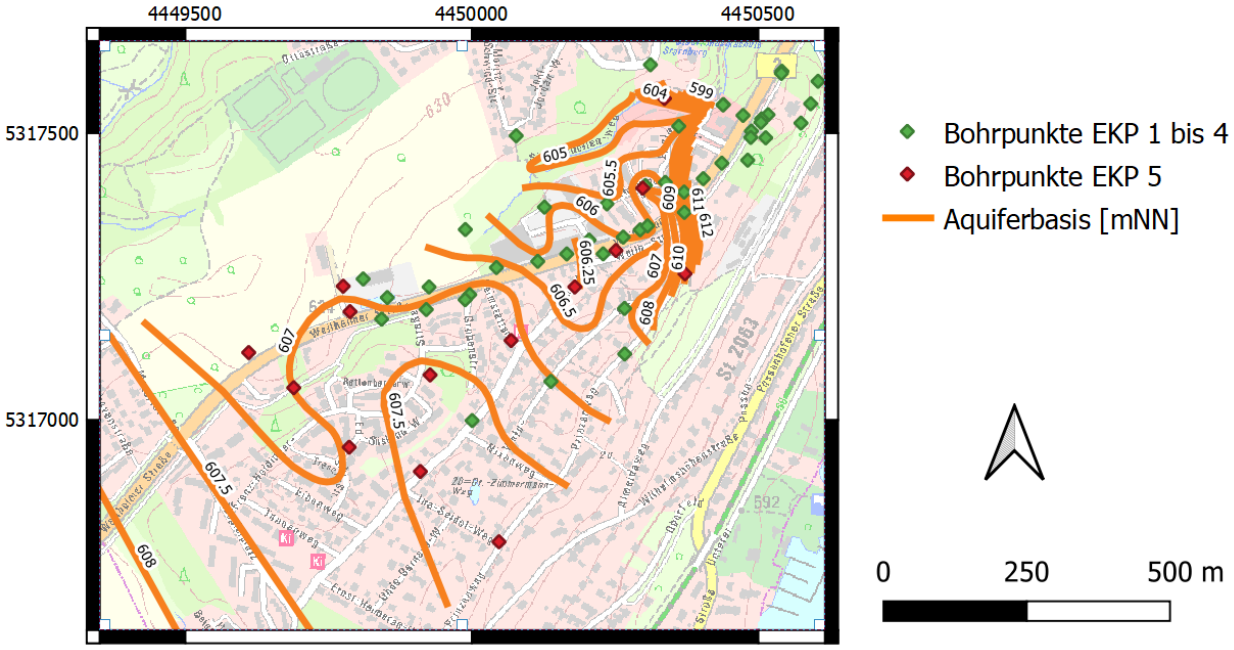


Abb. 4.16: Interpolierte Aquiferbasis (Detailplan siehe Anlage 2.1).

4.5.2 Modellabmessungen und Randbedingungen

Auf Basis des Grundwassergleichenplans (vgl. Abb. 3.2) aus der Stichtagsmessung wurden die seitlichen Modellgrenzen festgelegt. Es gelten generell die in [U1] getroffenen Annahmen sowie Begründungen zur Festlegung der Modellgrenzen und der hydraulischen Randbedingungen. Wie den Bohrprofilen [U3] zu entnehmen ist, stehen am nordwestlichen und östlichen Modellrand undurchlässige Bodenschichten an. An diesen Rändern wurde die Modellgrenze so gewählt, dass sie parallel zur Fließrichtung bzw. senkrecht zu den Grundwasserisohypsen verläuft. Der Modellrand wurde als wasserundurchlässig definiert.

An den Quellen kann das Wasser nicht über die Höhe des Sammelkanals steigen, da überschüssiges Wasser in die Becken bzw. den Siebenquellenbach abgeleitet wird. Hier wurde deswegen eine konstantes Potential auf der Höhe des Sammelkanals definiert. Diese Wasseraustritte werden in FEFLOW mit einer Festpotential-Randbedingung 1. Art modelliert. Dabei stellt die Geländehöhe im Bereich des Sammelkanals die Referenzhöhe dar, die auch in die Interpolation des Grundwassergleichenplans eingegangen ist. Der Grundwassergleichenplan wurde dann am Modellrand interpoliert, um eine sogenannte Dirichlet-Randbedingung zu definieren. Die Durchflussmenge kann, abhängig vom hydraulischen Gefälle, veränderlich sein.

Der südwestliche Rand wurde so gewählt, dass er entlang einer Grundwasserisohypse verläuft. Zunächst wurde eine Randbedingung 2. Art gewählt, bei der eine Durchflussmenge definiert wird, um das Modell auf die ermittelte Quellschüttung zu kalibrieren (siehe Kapitel 6). Für die Prognose wurde eine Randbedingung 1. Art, also eine konstante Potentialhöhe, definiert, um die Änderung der Durchflussmenge durch das Bauwerk und die Düker zu bewerten. Die Modellabmessung ist in Abb. 4.17 veranschaulicht.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

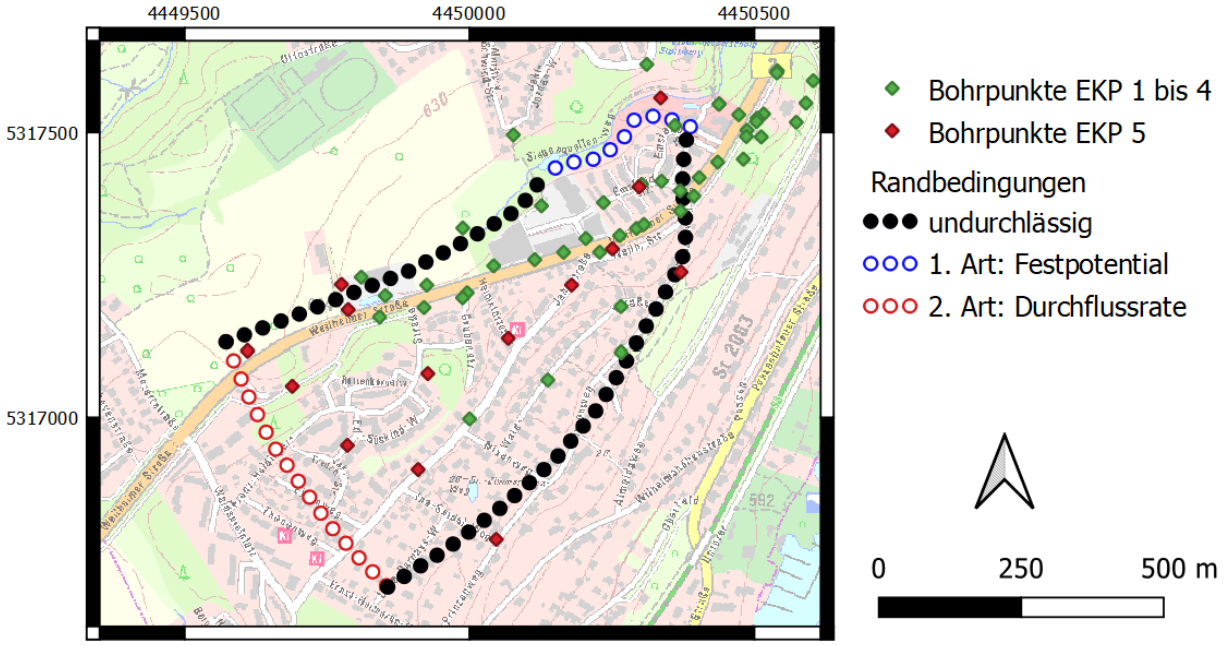


Abb. 4.17: Modellgrenzen anhand des Grundwassergleichplans der Stichtagsmessung am 31.01.2023 (Detailplan siehe Anlage 2.5).

4.5.3 Horizontale und vertikale Diskretisierung

Die in Abschnitt 4.5.1 festgelegten Modellgrenzen stellen den oberen und unteren Rand des gesamten Simulationsbereichs dar. Es ist nun noch die konkrete Lage und Geometrie des Tunnelbauwerks bzw. der Überleitungsanlagen im Modell zu berücksichtigen. Für die realitätsnahe Modellierung des Tunnels mit den Grundwasserdükern in FEFLOW wurde das Quartär in mehrere Lagen (sog. Layer) unterteilt. Hierbei handelt es sich nicht um geologische Schichten, sondern um eine programmtechnisch zweckmäßige Unterteilung des Grundwasserleiters. Die Grenze zweier Layer wird in FEFLOW als Slice bezeichnet.

Grundsätzlich ist in FEFLOW die Verwendung sogenannter unstrukturierter Netze möglich, bei denen sich zwei Slices (z.B. zwei Schichtgrenzen bzw. eine Schichtgrenze mit einer Bauwerksgrenze wie der Tunnelaußenfläche) schneiden dürfen. Dies führt jedoch zu erhöhten Anforderungen bei der Bearbeitung des Grundwassermodells, beispielsweise der Zuweisung von Parametern wie der Durchlässigkeit. Deshalb wurde auf die Verwendung eines unstrukturierten Netzes verzichtet. Stattdessen wurden Zwischenschichten derart definiert, dass es zu keiner Überschneidung kommt und der in diesem Fall von FEFLOW geforderte Mindestabstand von 0,10 m zwischen zwei Slices eingehalten wird.

Zur Modellierung der Filterwirkung der Horizontalfilter des Dükers 2 müssen die Filterstränge oberhalb der Staueroberfläche bzw. unterhalb eines zu erwartenden Niedrigwasserstands liegen. Zwischen dem angenommenen Niedrigwasserstand und der Modellunterkante wurden die geplanten 15 Horizontalfilter in drei Lagen angeordnet. Angepasst an die erwarteten Verhältnisse sowie die geplanten Geometrien der Düker sind bei der Modellierung von Grundwasserdükern mittels Discrete-Feature-Elementen in FEFLOW gemäß [U9] realistische Ergebnisse bei einem Schichtabstand oberhalb und unterhalb der Elemente von ca. 1,2 m zu erwarten. Für jede Filterlage wurden daher zwei weitere Zwischenschichten mit jeweils 1,2 m Mächtigkeit notwendig. Aus

der Höhenlage der Bauwerke sowie den Anforderungen an die Dükermodellierung ergeben sich so die bereits oben genannten elf Schichten (Layer).

4.5.4 Implementierung des Tunnelbauwerks und der Düker im Modell

Zur Reduzierung des Grundwasseraufstaus sind im GWA 1 derzeit zwei Dükerbauwerke vorgesehen (vgl. Abb. 3.3).

Im Bereich der Baugrube Süd (Bau-km 0+370 bis Bau-km 0+486) soll das Grundwasser mit Hilfe von Vertikalfilterbrunnen (Düker 1) gefasst, übergeleitet und wiederversickert werden. Der Düker 1 wurde gegenüber den Angaben in der 13. Stellungnahme [U7] in [U2] optimiert. Es wurden beidseits der Startbaugrube jeweils drei Brunnen bei ca. Bau-km 0+450 und jeweils zwei Brunnen bei ca. Bau-km 0+480 mit einem Durchmesser von jeweils 1,2 m vorgesehen. Die Querleitungen zwischen dem Aufnahmebrunnen und dem Wiederversickerungsbrunnen haben einen Durchmesser von 200 mm.

Der Düker 2 besteht gemäß [U9] aus zwei Schächten mit jeweils 8 m Durchmesser, welche beidseits versetzt vom Tunnel hergestellt und mit einer unter dem Tunnel liegenden Leitung mit einem Durchmesser von 600 mm verbunden werden. Die Entnahme und Wiederversickerung des Grundwassers erfolgt durch 15 Horizontaldrains je Seite. Es sind Horizontalfilter mit einem Filterdurchmesser von d_{Filter} = 300 mm vorgesehen. Die Berechnungen erfolgten unter der Annahme einer Filterlänge von 40 m.

In Abb. 4.18 ist die Lage des Tunnels im Bereich des GWA 1 dargestellt. Der Tunnel Starnberg liegt unter Zugrundelegung von HW_{End} von Bau-km 0+341 bis zum Übergangsbereich zu Aquifer Q2 im Aquifer Q1. Südlich von Bau-km 0+394 ist, abgesehen von der geringfügig in das Grundwasser einbindenden Sohle des Rampenbauwerks, eine Um- bzw. Unterströmung im Aquifer möglich. Nördlich von Bau-km 0+394 bis Bau-km 0+506 reicht die Baugrubenumschließung bis zur bindigen Schicht. In diesem Bereich sperrt der Tunnel den Aquifer vollständig ab. Zwischen Bau-km 0+506 und Bau-km 0+655 wird davon ausgegangen, dass der Tunnel den gesamten Grundwasserstrom absperrt. Im Norden, von Bau-km 0+655 bis Bau-km 0+805, verbleibt aufgrund der vorhandenen bindigen Barriere nur ein kleiner Aquiferquerschnitt für eine Über- bzw. Umströmung ($A \approx 450$ m²).

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

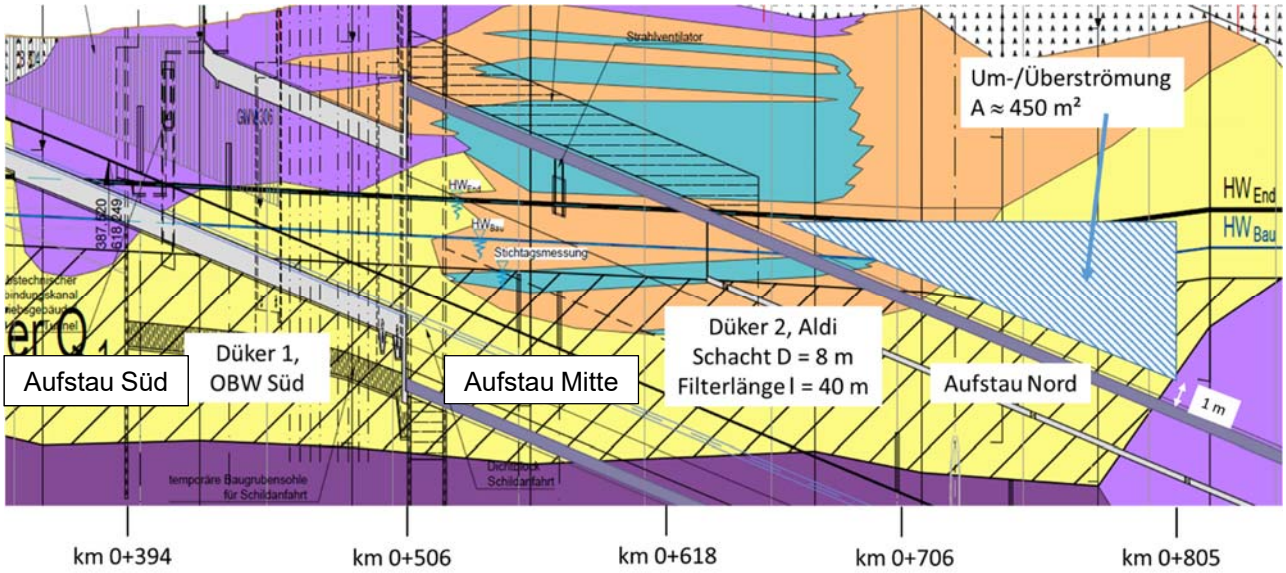


Abb. 4.18: GWA 1 im Schnitt entlang des Tunnels.

Vereinfachend wird davon ausgegangen, dass im Bereich von Düker 1 und im Einflussbereich der Filterstränge von Düker 2 kein Aufstau erfolgt. Die Aufstaufläche Süd liegt zwischen Düker 1 und Düker 2 (km 0+506 bis km 0+618), wobei in diesem Bereich das aufgestaute Grundwasser in zwei Richtungen zu den Dükern hin abströmen kann (beidseitige Umströmung). Bei der Aufstaufläche Nord nördlich des Dükers 2 kann hingegen das Grundwasser in Richtung Düker 2 abströmen und überströmen. Ab km 0+805 liegt eine bindige geologische Barriere vor.

Die Vertikalbrunnen, die zwei Dükerschächte und die Filterstränge wurden in FEFLOW als eindimensionale Discrete-Feature-Elemente modelliert, die eine höhere Durchlässigkeit als die Bodenschichten aufweisen. Ebenfalls mit Discrete-Feature-Elementen wurden die Verbindungsleitungen zwischen den beiden Schächten und den Brunnenpaaren abgebildet. Alle Discrete-Feature-Elemente sind Linienelemente mit einer Definition des Radius R und der hydraulischen Öffnung b_{hyd} = 1,225R (Definition siehe FEFLOW-Handbuch). Abb. 4.19 zeigt den Tunnel sowie die modellierten Düker.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

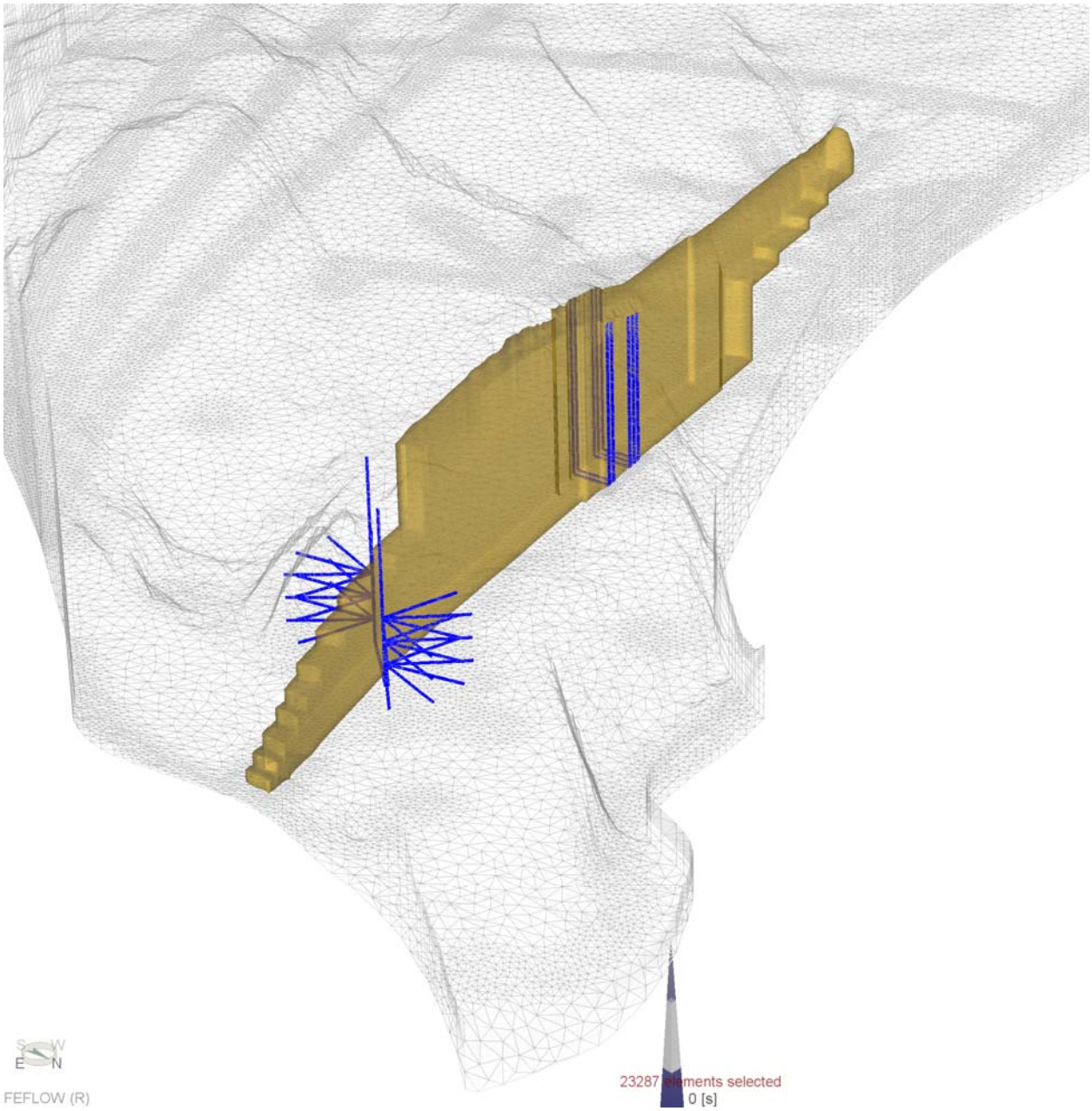


Abb. 4.19: Düker (blau) für GWA 1 und Tunnel (gelb) in 3D-Ansicht, Z-Achse 5-fach überhöht.

Die Geometrie des Tunnels wurde als geringdurchlässiger Bereich mit getreppten Übergängen in den einzelnen Layern umgesetzt. Diese Umsetzung verbindet eine realitätsnahe Geometrie und eine hohe numerische Stabilität.

5 Kalibrierung und Modellvalidierung

5.1 Kalibrierungsziele und Regularisierung

Das Ergebnis der Kalibrierung ist die k-Wert-Verteilung im Modellgebiet. Für die Kalibrierung des Grundwassermodells wurden folgende Ziele definiert:

1. Bilanzkontrolle: Durchflussmenge ca. 90 l/s

Die Kontrolle der Bilanz wird durch eine Zuflussrandbedingung 2. Art vorgegeben. Somit bleibt die vordefinierte Durchflussmenge bei der Kalibrierung erhalten.

2. Grundwasserstände aus Stichtagsmessungen

Bei der automatischen Kalibrierung mit PEST wird die Abweichung zwischen den gemessenen und den simulierten Grundwasserständen minimiert. Ziel ist es, die k-Wertverteilung zu ermitteln, bei der die Grundwasserstände bestmöglich übereinstimmen. Dafür wird eine Zielfunktion aus den quadratischen Abweichungen zwischen Simulation und Messwerten berechnet. Diese Zielfunktion wird durch den PEST-Optimierungsalgorithmus iterativ minimiert.

3. Homogene k-Wertverteilung

In PEST erfolgt die Anpassung der k-Werte im Laufe einer Kalibrierung an sogenannten Pilot Points, zwischen denen wiederum die k-Werte interpoliert werden. Um eine räumlich homogene Verteilung der k-Werte zu ermitteln, wird erstens die Zahl der Pilot Points auf eine Mindestanzahl beschränkt. Die Mindestanzahl ist dann erreicht, wenn die Flexibilität für die Kalibrierung ausreichend hoch ist, um die Messungen wiederzugeben. Außerdem wird die Tikhonov-Regularisierung eingesetzt, um möglichst geringe Abweichungen der k-Werte im Modell von den angenommenen bzw. aus Pumpversuchen ermittelten k-Werten zu erhalten. Bei der Tikhonov-Regularisierung wird eine Regularisierungsfunktion zur Zielfunktion hinzugefügt, die ebenfalls minimiert werden muss.

4. Berücksichtigung von k-Werten aus Pumpversuchen

Im Zuge der Kalibrierung werden die k-Werte im Modellgebiet angepasst, sodass eine Übereinstimmung der gemessenen und der simulierten Grundwasserstände erreicht wird. Die bei den Pumpversuchen ermittelten k-Werte werden dabei zu Beginn der Kalibrierung als Initialwerte gesetzt. Kommt es im Zuge der Optimierung der k-Wertverteilung durch den Algorithmus zu einer Abweichung von den Initialwerten, wird dies durch die zuvor beschriebene Tikhonov-Regularisierungsfunktion bestraft. Dies führt dazu, dass die bei den Pumpversuchen ermittelten k-Werte bei der Kalibrierung nicht maßgeblich verändert werden.

5. Berücksichtigung von Erkenntnissen aus dem 5. Erkundungsprogramm

Gegenüber den Berechnungen in der 52. Stellungnahme [U24] konnten die im Zuge des 5. Erkundungsprogramms abgeteuften 13 neuen Grundwassermessstellen und eine Erkundungsbohrung berücksichtigt werden.

Für die Kalibrierung wurden sogenannte Pilot Points verwendet. Ein Pilot Point ist eine Stützstelle im Modell an der der k-Wert angepasst wird. Zwischen den Pilot Points wird der k-Wert interpoliert. Die Lage der Pilot Points ist in Abb. 5.1 dargestellt.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

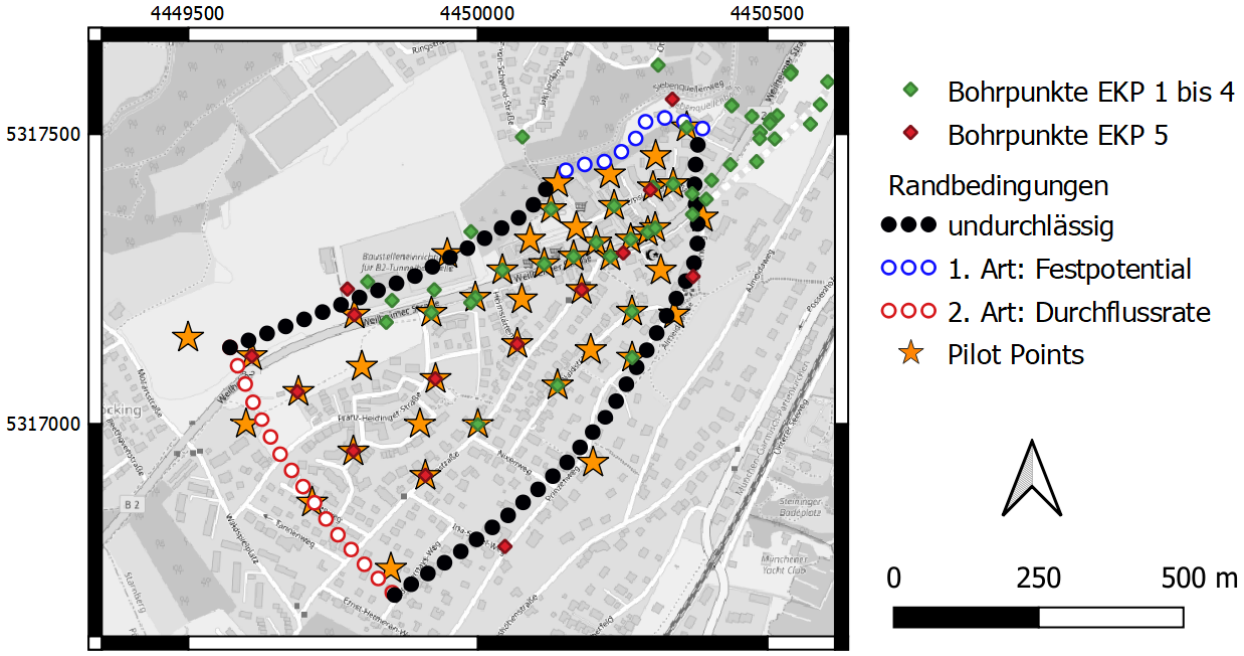


Abb. 5.1: Modellgrenzen und Lage der Pilot Points (Detailplan siehe Anlage 2.4).

Vor der Kalibrierung des Grundwasserströmungsmodells müssen die vorliegenden Daten analysiert und ein geeigneter Kalibrierungsdatensatz an Grundwasserständen erstellt werden.

Im Anschluss an die Kalibrierung werden stationäre und instationäre Modelltests zur Validierung durchgeführt. Der Test sollte hohe und niedrige Grundwasserstände umfassen, die sich möglichst vom Kalibrierungszustand unterscheiden, um sicherzustellen, dass das Modell alle aufgetretenen Zustände simulieren kann.

5.2 Kalibrierung

Bei der Stichtagsmessung am 31.01.2023 wurden vergleichsweise niedrige Grundwasserstände im GWA 1 aufgezeichnet. Die Durchflussmenge bei Messwehr und Huchenteich betrug gesamt 87,5 l/s.

Die Kalibrierung des Grundwassermodells wurde bei Niedrigwasserverhältnissen vorgenommen, da in diesem Fall nur der Basisabfluss wirksam ist und keine diffusen Grundwasseraustritte im Bereich der Vernässungszone stattfinden. Der Niedrigwasserzustand ist zudem der Zustand, bei dem die Datenlage am besten ist, da seit Herstellung der Abflussmessvorrichtungen hauptsächlich Niedrigwasserverhältnisse herrschten. Ein weiterer Grund für die Kalibrierung anhand des Niedrigwasserstände ist, dass dieser den für die Wasserversorgung der Fischzucht kritischsten Zustand darstellt

Das Ergebnis der Kalibrierung ist die k-Wert-Verteilung im Modellgebiet. In Abb. 5.2 ist die Verteilung der k-Werte im Modellgebiet dargestellt. Die k-Werte liegen zwischen ca. k = 1 E-04 m/s und k = 8 E-03 m/s. In weiten Teilen des Modellgebiets – vornehmlich im zentralen Teil des Modells – ergab die Kalibrierung einen annähernd homogenen k-Wert von ca. k = 6 E-03 m/s bis

8 E-03 m/s. Im nördlichen Modellabschnitt, in dem eine höhere Anzahl an Pumpversuchen durchgeführt wurde, ergab sich eine kleinräumigere Variabilität der k-Werte. Im Südosten des Modellgebiets lieferte die Kalibrierung hingegen vergleichsweise niedrige Durchlässigkeiten.

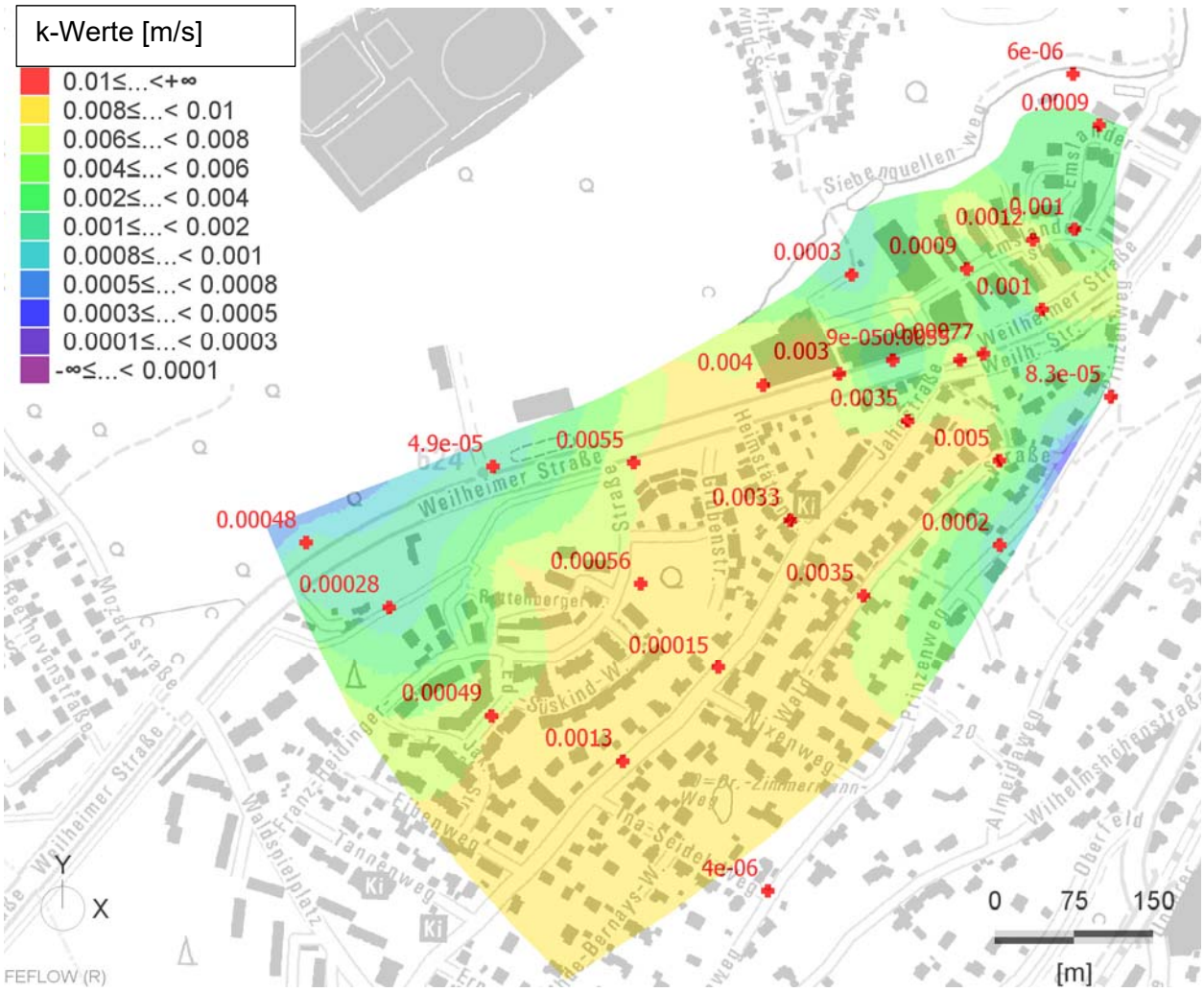


Abb. 5.2: K-Werte aus der Kalibrierung und k-Werte (+) aus den Pumpversuchen [m/s] (vgl. Anlage 1.1 und 1.2)

Wie Anlage 1 zu entnehmen ist, liegen die bei der Kalibrierung ermittelten k-Werte im Modellgebiet alle über den Werten, die durch die Pumpversuche ermittelt wurden. Höhere k-Werte führen bei einem kalibrierten Modell, das die Grundwasserstände an den Messstellen simulieren kann, zu höheren Durchflussmengen.

In Abb. 5.3 sind für die simulierten Grundwasserstände gegen die Messwerte aufgetragen. Weichen die Werte systematisch nach oben oder unten ab, wäre das auf fehlerhafte Randbedingungen zurückzuführen. Bei einem Trend der Punkte deutlich größer oder kleiner 1, wenn die Punkte alle über oder unter der Mittellinie liegen, spricht man von einem Gradientenfehler. Beides ist im vorliegenden Fall nicht ersichtlich.

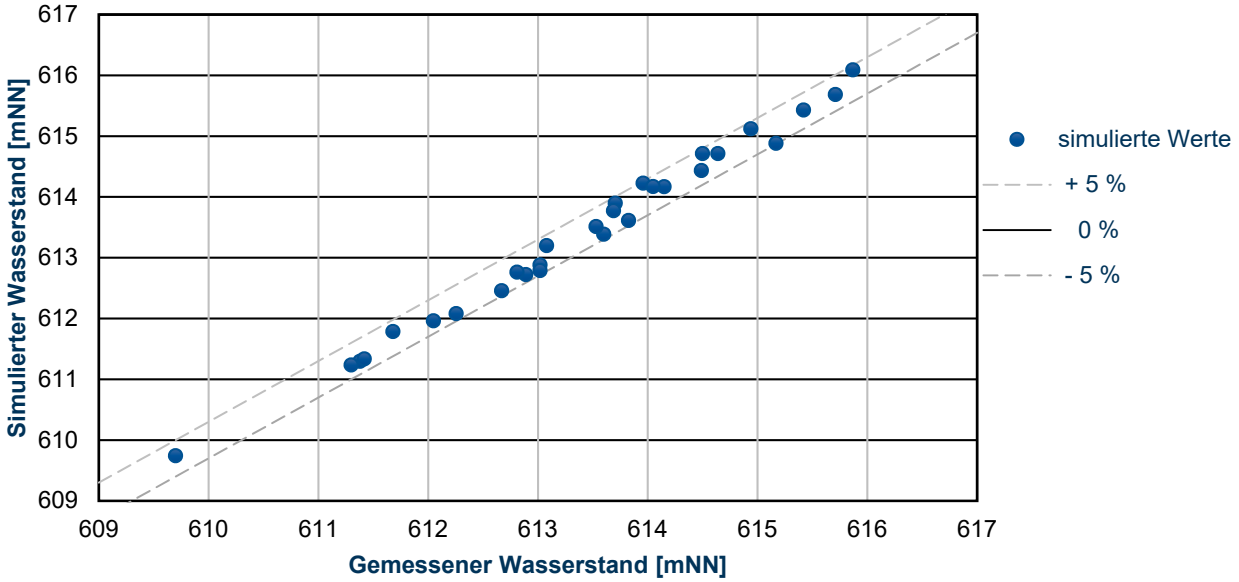


Abb. 5.3: Ergebnis der Kalibrierung: Vergleich der simulierten und gemessenen Grundwasserstände

Ergänzend enthält Anlage 2.3 eine Karte mit der Differenz zwischen simulierten und gemessenen Grundwasserständen an den Grundwassermessstellen und den interpolierten sowie simulierten Grundwassergleichen. Anlage 1.4 enthält eine tabellarische Übersicht der Differenzen. Der mittlere relative Fehler berechnet sich gemäß DVGW-Merkblatt W107 [U19] als mittlere absolute Abweichung zwischen simulierten und gemessenen Grundwasserständen im Verhältnis zur maximalen Differenz der Standrohrspiegelhöhen im Modellraum. Der mittlere relative Fehler des kalibrierten Modells für die Stichtagsmessung vom 31.01.2023 beträgt 2,1 %. Damit ist die Kalibrierung als gut (< 5%) einzustufen, beinahe als sehr gut (< 1 %).

5.3 Validierung

5.3.1 Stationäre Validierung

Es wurde eine stationäre Validierung für den Hochwasserstand von 2013 durchgeführt, um die Gültigkeit der Kalibrierung auch für hohe Wasserstände zu prüfen. Das Ergebnis ist in Abb. 5.4 dargestellt.

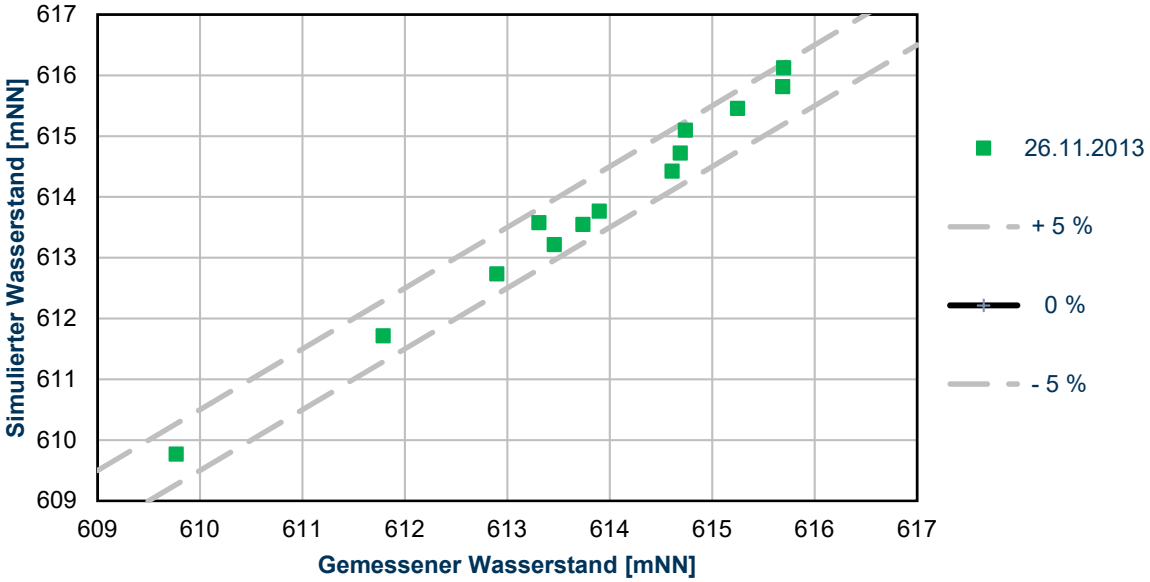


Abb. 5.4: Validierung mit Wasserständen vom 06.06.2013 und 26.11.2013: Vergleich der simulierten und gemessenen Grundwasserstände (vgl. Anlage 1.5)

Für den Hochwasserstand von 2013 waren nur aus 8 Grundwassermessstellen Werte verfügbar, da das nur wenige Tage dauernde Ereignis nur in den mit Datenloggern ausgestatteten Messstellen aufgezeichnet wurde. Der mittlere relative Fehler liegt bei 2,7 % und bei keiner Messstelle über 5 %. Somit kann das Modell als zufriedenstellend zu betrachten. Für den mittleren Grundwasserstand am 26.11.2013 beträgt der mittlere relative Fehler sogar nur 1,9 %. Die Punkte in Abb. 5.4 zeigen keine systematische Abweichung und auch keinen Fehler in der Gradiente. Demnach sind die Ergebnisse der Simulation als plausibel einzustufen. Der modellinterne Bilanzfehler liegt bei allen Berechnungen unter 1 %, womit die „rechnerische“ Genauigkeit gemäß DVGW-Merkblatt W107 [U19] gewährleistet ist.

5.3.2 Instationäre Validierung

Bei instationären Berechnungen werden die Grundwasserstände im Modellgebiet über einen zeitlichen Verlauf simuliert. Die Wiedergabetreue der Simulation kann durch eine instationäre Kalibrierung verbessert werden, da zusätzliche Informationen über die Grundwasserverhältnisse zu anderen Zeitpunkten mit anderen Wasserständen zusätzlich berücksichtigt werden. Dadurch können Faktoren wie fehlende Bilanzgrößen oder Speichereffekte identifiziert werden, die bei der stationären Kalibrierung nicht zu erkennen sind. Eine Kalibrierung ist dann erfolgreich, wenn die natürliche Dynamik erfasst werden kann. Diese ist an unterschiedliche Zeitskalen gebunden, so wird in eine kurzfristige Dynamik bei Hochwasserereignissen (Tage) und eine langfristige Dynamik im jahreszeitlichen Verlauf des hydrologischen Jahres unterschieden. Gemäß [U19] ist die verbesserte Nachbildung der absoluten Grundwasserstände von untergeordneter Bedeutung. Da der Arbeitsaufwand aber ebenfalls steigt, ist grundsätzlich die Verhältnismäßigkeit zu beachten [U19].

Im Folgenden wird ein instationärer Modelltest durchgeführt, um zu prüfen, ob ein Bedarf zur instationären Kalibrierung besteht. Im zweiten Schritt soll getestet werden, welche Parameter sensitiv sind, um zur Verbesserung der instationären Wiedergabetreue beitragen zu können. Abschließend wird eine Bewertung der Wiedergabetreue und das Erfordernis einer instationären Kalibrierung vorgenommen.

Für die instationäre Simulation sind keine kontinuierlichen Messwerte an der Zuflussrandbedingung verfügbar. Daher müssen die Messreihen extrapoliert werden. Der Wasserstand an den Rändern wurde so lange variiert, bis die Messstellen GWM 303 und GWM 305 die richtigen bekannten Ergebnisse bei Hochwasser liefern. Dies ermöglichte die Ableitung einer Korrelationsfunktion, mit der die Wasserstände bei beliebigen Grundwasserständen berechnet werden und als Randbedingung im Modell eingesetzt werden können. Zwischen der Südecke und der Westecke wird interpoliert. Die Herleitung der Funktionen ist in Abb. 5.5 dargestellt.

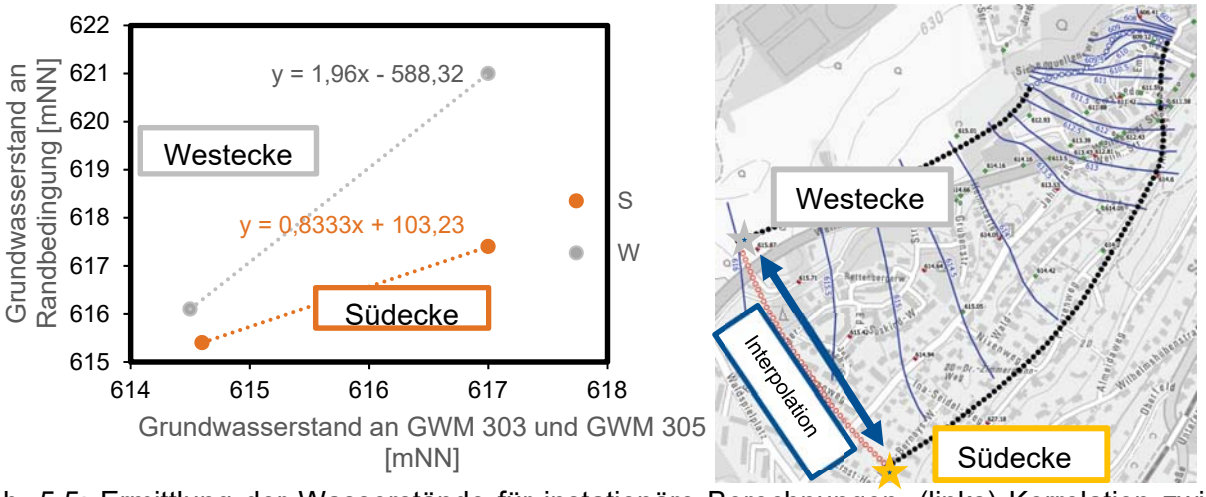


Abb. 5.5: Ermittlung der Wasserstände für instationäre Berechnungen. (links) Korrelation zwischen Grundwasserstand an Randbedingung und in GWM 305/ 303, (rechts) Lageplan der Randbedingung.

Es wäre nur unter sehr großem Aufwand möglich, die gesamten erhobenen Grundwasserdaten im Modell zu simulieren, da insgesamt 37.886 Messungen vorliegen, die in Summe mindestens 4.897 Berechnungsschritte erfordern würden. Für den instationären Modelltest wurde daher eine verkürzte Zeitreihe simuliert. Es wurde ein ausreichend langer Messzeitraum mit unterschiedlichen hydraulischen Systemzuständen und mehreren hydrologischen Zyklen festgelegt. Der Abschnitt für die Kalibrierung sollte den höchsten in den Messreihen verfügbaren Grundwasserstand von 2013 sowie das Niedrigwasser von 2022 beinhalten. Der Messzeitraum umfasst 2 Messreihen vom 26.03.2013 (Tag 1) bis 15.04.2014 (Tag 385) und vom 30.06.2021 (Tag 420) bis 28.07.2022 (Tag 813). Zwischen beiden Abschnitten wurden 45 Tage ohne Daten eingefügt, um einen möglichst unbeeinflussten Übergang zu erzeugen. Der Speicherkoeffizient (Porosität) wurde auf Basis von Literaturdaten sowie Erfahrungswerten auf 0,2 festgelegt.

In der folgenden Abb. 5.6 ist der mittlere relative Fehler an jeder Grundwassermessstelle dargestellt, welcher sich im Zuge der beschriebenen instationären Berechnung ergibt. Bei einem Großteil der Messstellen liegt der Fehler unter 2 bzw. 3 %. Bei keiner Messstelle übersteigt der Fehler 5 %.

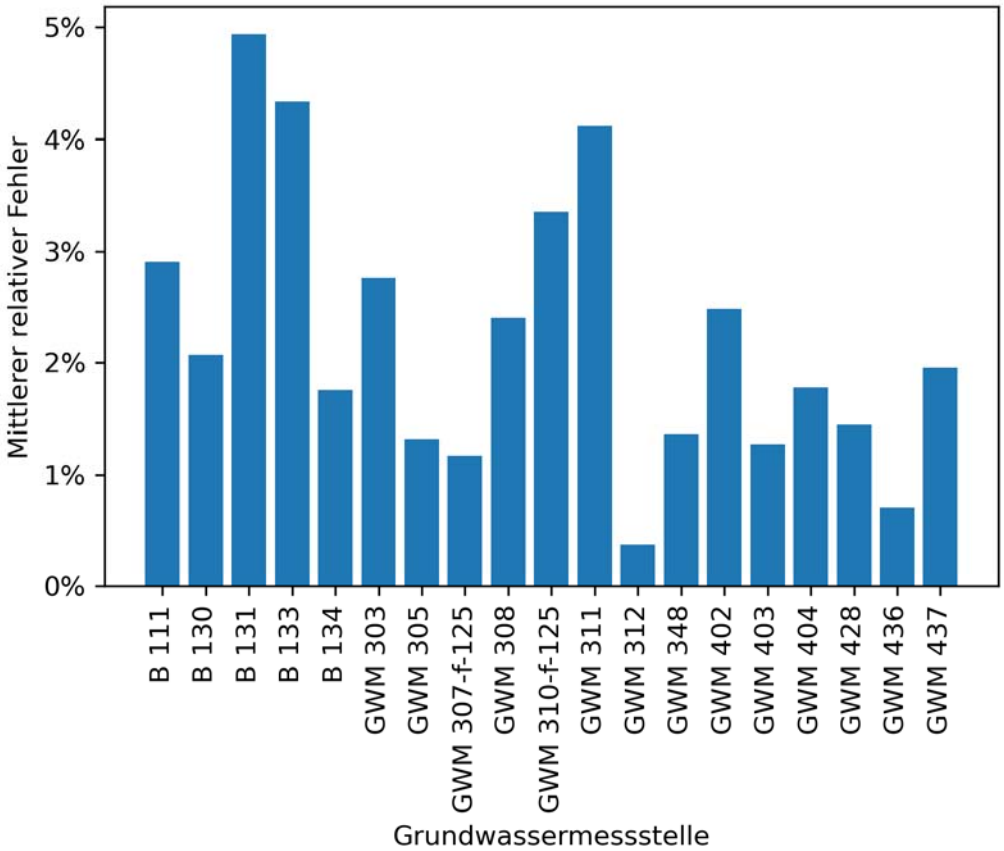


Abb. 5.6: Mittlerer relativer Fehler bei instationärer Validierung.

In der folgenden Abb. 5.7 sind die gemessenen und die simulierten und gemessenen Grundwasserganglinien aus der instationären Berechnung (vgl. Anlage 3).

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

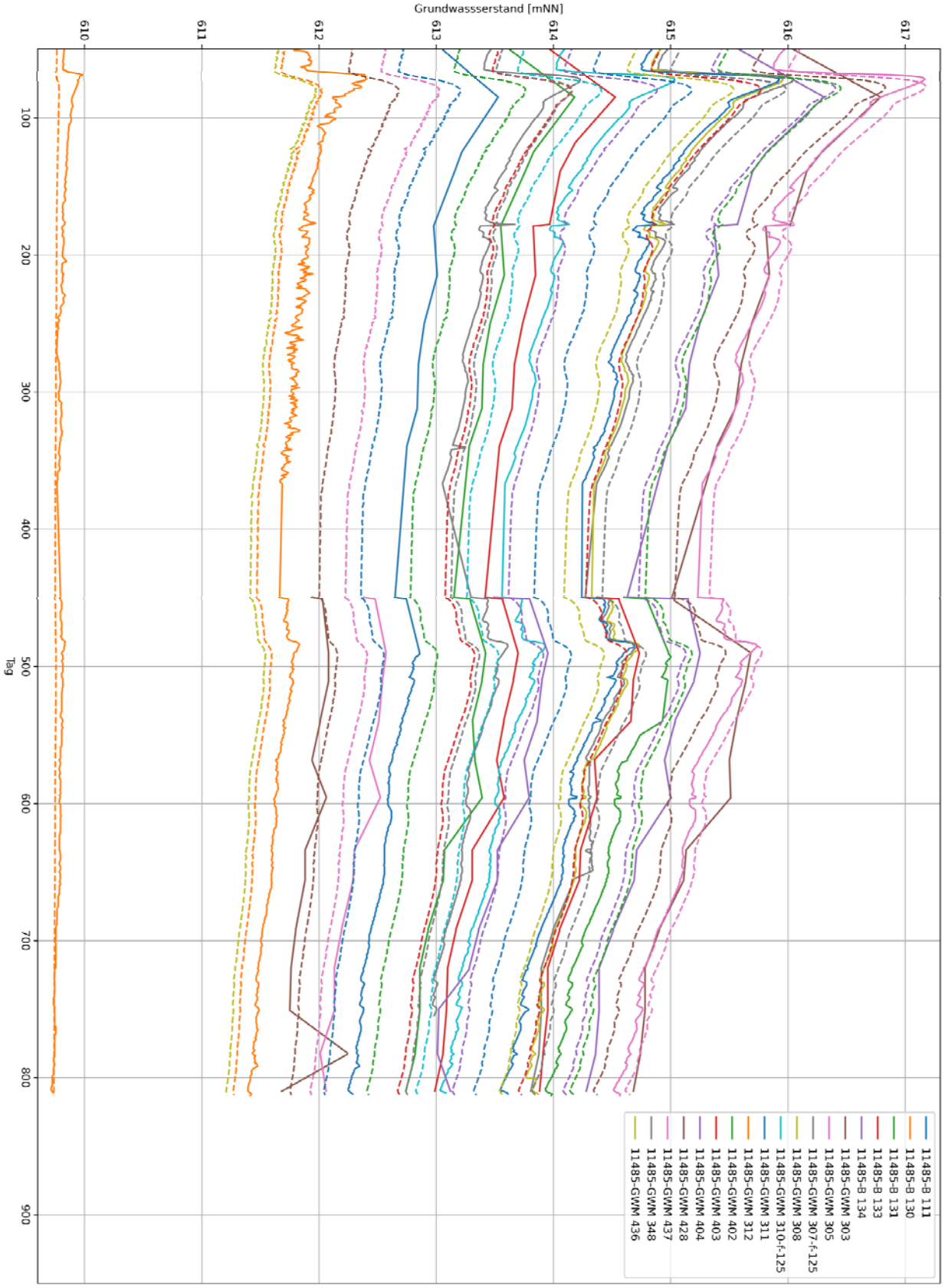


Abb. 5.7: Instationäre Berechnung bei effektiver Porosität n_e = 0,2 (gestrichelte Linien: Simulation, durchgezogene Linien: Messungen).

Ergänzend sind in Anlage 3 die simulierten Ganglinien und Messungen einzeln dargestellt. Zu den simulierten Ganglinien der Grundwassermessstellen des 5. EKP wurde der Wasserstand vom 31.01.2023 am Ende der Ganglinie (Tag 813 = 28.07.2022) dargestellt, da bekannt ist, dass die Wasserstände zu beiden Zeitpunkten annähernd gleich sind.

Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass die jahreszeitliche Dynamik sehr gut wiedergegeben werden kann und die zuvor erfolgte stationäre Kalibrierung gut gelungen ist. Dies ist daran zu erkennen, dass die grau dargestellten simulierten Messreihen den farbigen gemessenen Messreihen folgen und keine systematischen Abweichungen zu erkennen sind.

Gemäß DVGW W107 [U19] ist bei der instationären Berechnung eine Wiedergabe der exakten Wasserstände von geringerer Bedeutung als bei der stationären Berechnung. Der Modelltest zeigt über den gesamten Zeitraum eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und simulierten Daten. Der mittlere relative Fehler liegt bei 2,2 %, was gemäß DVGW W107 [U19] einer guten Kalibrierung entspricht.

Grundwasser ist in ständiger Bewegung, es besitzt eine zeitabhängige Dynamik. Die Dynamik des Grundwassers beschreibt das zeitabhängige Verhalten der Grundwasserganglinien auf tägliche, wöchentliche, saisonale oder mehrjährige Änderungen der Bilanzgrößen. Zu den Bilanzgrößen zählen Speicheränderungen, Grundwasserneubildung, ober- und unterirdische Zu- und Abflüsse sowie Eingriffe durch die Bewirtschaftung des Grundwasserleiters (Pumpen etc.).

Der Speicherkoeffizient entspricht bei ungespannten Grundwasserverhältnissen in etwa der Porosität. Abhängig vom Feinkornanteil und der Lagerungsdichte kann der Speicherkoeffizient kleinräumig stark variieren. Für den Modellmaßstab wird der Einfluss kleinräumiger Variabilität vernachlässigt, da die Grundwasserganglinien ein lineares Verhalten zeigen.

Zur Bewertung der Wiedergabetreue des Grundwasserströmungsmodells hinsichtlich der natürlichen Dynamik werden die Zeitreihen analysiert (siehe Abb. 5.7). Hinsichtlich der Dynamik ist auffällig, dass die simulierten Wasserstände beim Hochwasser von 2013 niedriger sind, als die Messdaten, und einen zeitlichen Versatz der Maximalstände zeigen. Um zu überprüfen, ob die Grundwasserneubildung durch Niederschlag ein Grund für die Abweichungen sein kann, wurde die Niederschlagsmesstation in Starnberg herangezogen. Sie befand sich von 2005 bis 2015 am Nordrand des Starnberger Sees im Garten einer Bungalowsiedlung (Länge: 48.0000, Breite: 11.3542, Höhe: 585 mNN). In den folgenden Abbildungen Abb. 5.8 und Abb. 5.9 sind die täglichen und kumulierten Niederschlagssummen der Messstation für das Hydrologische Jahr 2012/2013 und dem Zeitraum des Hochwasserereignisses dargestellt.

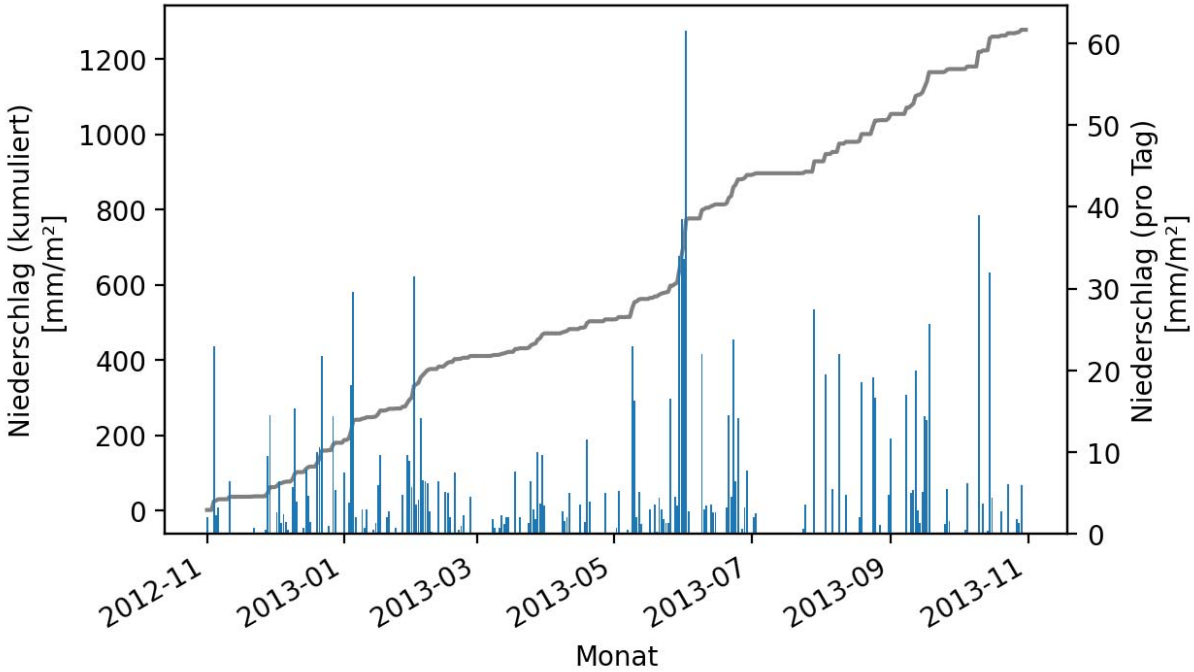


Abb. 5.8: Tägliche und kumulierte Niederschläge der Messstation Starnberg im hydrologischen Jahr 2012/2013 (Quelle: Deutscher Wetterdienst).

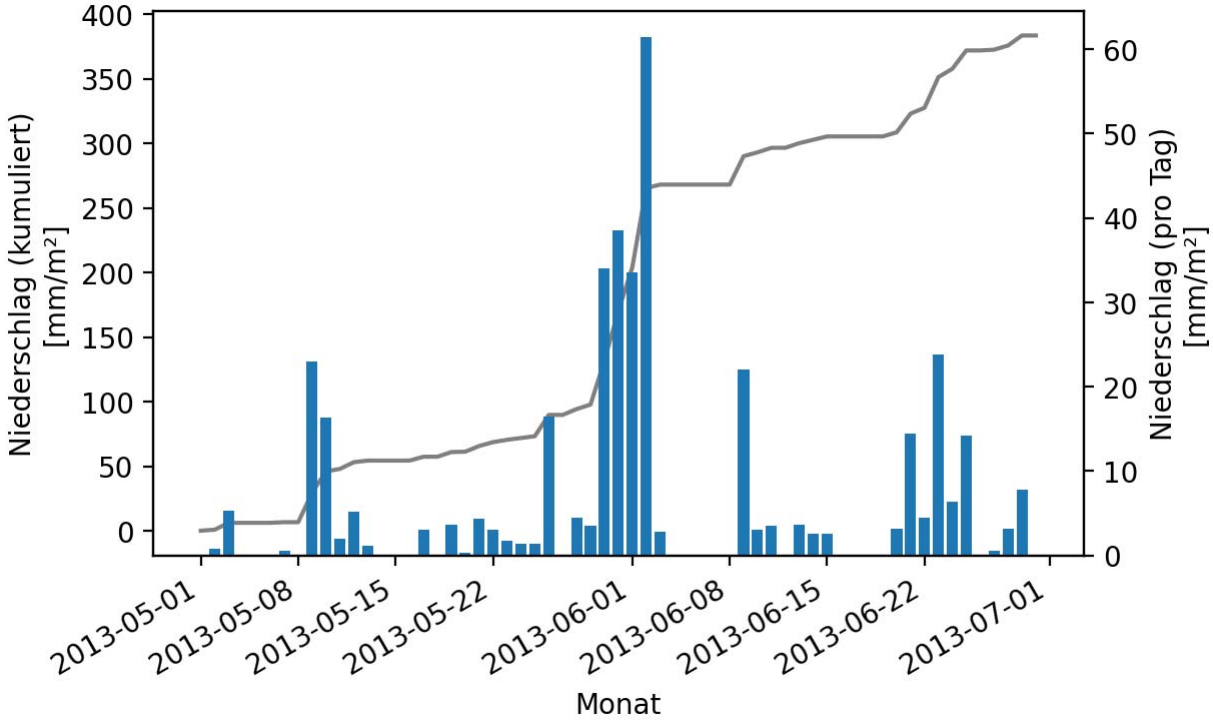


Abb. 5.9: Tägliche und kumulierte Niederschläge der Messstation Starnberg im Mai und Juni 2013 (Quelle: Deutscher Wetterdienst).

Gemäß den Messdaten fielen innerhalb des Zeitraums vom 28.05.2013 bis zum 03.06.2013 in Summe 178,4 mm/m² Niederschlag.

Im nächsten Schritt wurde geprüft, welche zeitliche Verzögerung bei einer Grundwasserneubildung zu erwarten ist und ob dies zu den Messwerten passt. Um die zeitliche Verzögerung bei der Grundwasserneubildung zu berücksichtigen, wurde die vertikale Filtergeschwindigkeit nach Darcy abgeschätzt, um daraus die Versickerungsdauer in den anstehenden quartären Kiesen überschlägig zu ermitteln. Das Darcy-Gesetz gilt für die gesättigte Zone, in der ungesättigten Zone ist die hydraulische Leitfähigkeit (k-Wert) niedriger anzusetzen. Der k-Wert in vertikaler Richtung ist aufgrund der Imbrikation (horizontale Einregelung) der Gerölle und der Sedimentation in Schichten ca. 10-mal niedriger als in horizontaler Richtung. In der ungesättigten Zone muss zudem erst die Feldkapazität des Bodens überwunden werden, dann steigt der k-Wert abhängig vom Sättigungsgrad. Der ungesättigte k-Wert kann gemäß DWA Merkblatt A138 mit dem halben maximalen k-Wert bei voller Sättigung angesetzt werden. Für die grobe Abschätzung einer Filtergeschwindigkeit v_{Filter} wurde der k-Wert mit k = 1 E-04 m/s und der Gradient i mit δh = 1 m / δx = 1 m angesetzt.

$$v_{Filter} = k_f * i = 1\,E - 04\,\frac{m}{s} * 1m\,/\,1\,m = 8{,}6\,m/Tag$$

Der Grundwasseranstieg beginnt gemäß den Messungen in allen Grundwassermessstellen erst am 01.06.2013, zwei Tage nach Beginn des Starkregenereignisses. Der mittlere Grundwasserflurabstand beträgt im Modellgebiet ca. 16 m und entspricht damit ganz grob dem Weg, den das Regenwasser bei der oben berechneten Filtergeschwindigkeit an zwei Tagen zurücklegt. Eine sichtbare Reaktion des Grundwasserspiegels nach zwei Tagen ist als plausibel einzustufen. Die Grundwasserstands- und Niederschlagsdaten, die einmal täglich durchgeführt wurden, erlauben keine genauere Abschätzung.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die simulierten Grundwasserstände vor und nach dem Starkregenereignis und dem damit verbundenen Grundwasseranstieg sehr gut zu den Messreihen passen. Allerdings ergeben sich beim Hochwasser 2013 bei der instationären Berechnung Abweichungen zwischen Berechnung und Simulation. Diese lassen sich durch die Grundwasserneubildung infolge des Niederschlagsereignisses gut erklären. Die Grundwasserneubildung wurde bei der Berechnung nicht simuliert, da hierfür benötigte, genauere Daten für den Berechnungsraum fehlen. Außerdem wurde die instationäre Modellierung der Grundwasserneubildung hinsichtlich der Schutzziele als nicht notwendig erachtet, da der Hochwasserstand 2013 in einer stationären Berechnung (vgl. Abb. 5.4) simuliert werden kann und diese stationäre Berechnung für den Nachweis der Schutzziele verwendet wird.

5.4 Modellunsicherheiten

Numerische Grundwassermodelle sind zwar gut geeignet, um komplexe geometrische Situationen nachzubilden und räumliche Prognosen zu berechnen, aber dennoch sind die Ergebnisse mit Unsicherheiten behaftet. Unsicherheiten im numerischen Grundwasserströmungsmodell betreffen sowohl die Eingangsparameter und Randbedingungen als auch die bei der Kalibrierung ermittelten Parameter. Fehler äußern sich einerseits in Abweichungen zwischen simulierten und gemessenen Wasserständen und andererseits in Abweichungen der kalibrierten k-Werte von den tatsächlichen Werten. Neben allen Informationen, die gesichert vorliegen, gibt es in jedem Modell Unsicherheiten, die entweder bekannt (z.B. bei der Abflussmessung am Siebenquellenbach) oder

nicht bekannt sind (z.B. präferenzielle Fließwege oder wasserstandsabhängige Fließregimeänderungen). Im Folgenden sollen die relevanten Unsicherheiten des vorliegenden Modells diskutiert und bewertet werden.

Im Modell wurde die Grundwasserneubildung vernachlässigt, weil sie nur einen geringen Einfluss auf die stationären Berechnungen der Prognosezustände hat. Dennoch findet eine Grundwasserneubildung in unbekannter Höhe insbesondere im Winterhalbjahr, aber auch bei langanhaltenden, intensiven Niederschlagsereignissen statt. Dieser Fehler äußert sich in Abweichungen bei den Grundwasserstandsspitzen zwischen Simulation und Messung und kann mehrere Dezimeter betragen (vgl. Abschnitt 4.3.3).

Das Modell simuliert nur Quellaustritte an der Fischzucht, während Quellen bzw. Grundwasseraustritte, die nur bei Hochwasser temporär Wasser schütten, nicht simuliert werden. Bei hohen Grundwasserständen steigt im Bereich westlich der B2 und nördlich der Baustelleneinrichtungsfläche der Grundwasserspiegel über die Geländehöhe an. In diesem Bereich liegt eine Vernässungszone mit anmoorigen Böden und Torf vor. Diese werden durch Entwässerungsgräben und Drainageleitungen drainiert. Zur Fischzucht ist dieser Bereich durch einen Damm abgegrenzt. Der Damm hat ein Rohr als Durchlass, das um die Fischzucht herumführt und erst nach dem Messwehr in den Siebenquellenbach mündet. Bei trockenem Wetter fließt hier kein Wasser. Die Durchflussmenge bei Hochwasser konnte jedoch noch nicht ermittelt werden. Neben Grundwasser addiert sich dazu auch die Parkplatzentwässerung der Discounter und Drogeriemärkte entlang der Weilheimer Straße. Bei Mittel- und Niedrigwasser ist der Bereich nicht von Bedeutung. Bei Hochwasser entstehen hier jedoch temporär Quellaustritte, die im Modell nicht berücksichtigt werden. Wir gehen daher davon aus, dass bei Hochwasserereignissen möglicherweise weniger Wasser zu den Dükern fließt als im Modell berechnet, was hinsichtlich der Bemessung der Düker auf der sicheren Seite liegt. Für den Zufluss zur Fischzucht ist dies nicht maßgeblich, da hier die minimale Durchflussmenge bei Niedrigwasser relevant ist.

Einzelne Änderungen im Abflussregime und Sprünge in den Ganglinien (z.B. GWM 303) lassen sich teilweise auch durch Eingriffe in das Grundwasser durch Bebauung (Einzelhandel und Discountmärkte) erklären. Diese Baumaßnahmen führten nach mündlicher Auskunft des IFI zu Veränderungen an der Quellschüttung. Da Eingangsgrößen fehlen, können sie bei der Modellierung nicht berücksichtigt werden.

Die geologische Entstehungsgeschichte im direkten Randbereich der Gletscherzunge bedingte unterschiedliche Ablagerungsprozesse, die zu sehr vielfältigen und kleinräumig heterogenen Verhältnissen führten. Diese kleinräumigen Heterogenitäten können im Grundwasserströmungsmodell nicht abgebildet und kalibriert werden, weil die Erkundung für das Bauprojekt gemäß DIN 1997 zwar sehr hoch ist, jedoch noch nicht ausreicht, um z.B. präferentielle Fließwege zu erkunden. Daher gilt die sogenannte A-priori-Annahme, dass die Durchlässigkeit im gesamten Modellgebiet homogen ist. Nur dort, wo es die Datenlage zulässt, werden die Parameter bzw. die hydraulische Leitfähigkeit angepasst, um bei der Kalibrierung repräsentative k-Werte zu ermitteln. Um die Kalibrierung zu verbessern, könnte man z.B. eine viel höhere Anzahl an Pilot Points setzen, die eine kleinräumige Heterogenität erlauben. Eine kleinräumige Modellierung der Heterogenität ist aber nicht erwünscht, weil es zu einer Überanpassung der k-Werte bei der Kalibrierung führen kann, durch welche die Prognosefähigkeit sogar ggf. verschlechtert wird.

Eine weitere Unsicherheit ergibt sich aus der Wasserbilanz für den GWA 1, da langjährige und genaue Daten zu Durchflussmenge, Grundwasserneubildung und unbekannten Fließpfaden fehlen. Insbesondere die Durchflussmenge hat einen starken Einfluss auf die mittleren k-Werte bei

der Kalibrierung. In ca. 50% der Elemente des FE-Modells sind k-Werte zwischen 5 E-03 m/s und 8 E-03 m/s erforderlich, um das Modell mit einer Durchflussmenge von 90 l/s kalibrieren zu können. Die Durchflussrate von 90 l/s resultiert aus der Annahme, dass diese Durchflussmenge aus dem GWA 1 der Fischzucht zufließt. Es ist jedoch auch möglich, dass ein Teil der Durchflussmenge, welche am Messwehr gemessen wird, aus dem nördlich der Fischzucht gelegenen Hang südwestlich von GWM 407 zufließt. Insgesamt gesehen gehen wir daher davon aus, dass die Durchflussmenge des Modells eher überschätzt wird, was, wie bereits erläutert, hinsichtlich der Düker auf der sicheren Seite liegt.

Zwischen den Messstellen, an denen der Grundwasserspiegel bekannt ist, können die k-Werte mit höherer Zuverlässigkeit abgeschätzt werden als zwischen den südlichsten Grundwassermessstellen und der Zufluss-Randbedingung, wo keine Messstellen liegen. In den Randbereichen des Modells im Süden, wo eine Randbedingung 1. Art (Festpotential) festgelegt wurde, führen Fehler in der Höhe des Festpotentials bei der Kalibrierung zu falschen k-Werten. In den Bereichen zwischen Messstellen und Modellrändern werden Fehler an den Modellrändern, z.B. ein zu hohes Festpotential, dadurch kompensiert, dass die k-Werte nach unten korrigiert werden. Der Einfluss dieses Effekts auf die Dükerdimensionierung und die der Fischzucht zuströmende Durchflussmenge wird als gering erachtet.

Als Fazit stellen wir fest, dass aufgrund der Modellgröße, den sehr heterogenen Baugrundverhältnissen und komplexen Randbedingungen trotz der vergleichsweise guten Baugrundaufschlussdichte nur eine Annäherung der tatsächlichen Verhältnisse möglich ist. Daher wurden für die numerische Modellierung stets Annahmen getroffen, die hinsichtlich der Schutzziele Dükerdimensionierung bzw. Aufstau und Zuflussmenge zur Fischzucht auf der sicheren Seite liegen.

6 Prognoseberechnungen mit dem FE-Modell

6.1 Definition der Prognosezustände

Folgende Schutzziele sollen mit dem Modell untersucht werden:
- Beeinträchtigung Dritter,
- Änderung der Quantität der Quellschüttung am IFI.

Eine <u>Beeinträchtigung Dritter</u> könnte durch den durch den Tunnel hervorgerufenen Grundwasseraufstau und -sunk entstehen, indem z.B. Keller eingestaut werden. Der maximale Aufstau ist bei Hochwasserverhältnissen zu erwarten, denn hier sind die hydraulischen Gradienten und die überzuleitenden Durchflussmengen am größten. Die stationäre Berechnung stellt hierbei den ungünstigsten Fall dar, da sich erfahrungsgemäß Hochwasserereignisse auf einen sehr kurzen Zeitraum (Tage bis wenige Wochen) beschränken, während stationäre Berechnungen einen dauerhaften Zustand simulieren. Der Nachweis der Suffosionsstabilität der anstehenden Böden und der Dimensionierung der Rohrquerschnitte der Düker erfolgt separat mit analytischen und empirischen Berechnungen unter Berücksichtigung der maximalen Durchflussmenge, hierfür wird auf den Erläuterungsbericht zu den wasserwirtschaftlichen Belangen [U23] verwiesen.

Die <u>Quellschüttung am IFI</u> soll nicht in Menge und Qualität beeinträchtigt werden. Nach Auskunft des IFI ist für den Betrieb eine gewisse Mindestdurchflussmenge erforderlich, die insbesondere bei Niedrigwasserständen kritisch ist. Aus diesem Grund ist die Prognose der Quellschüttung bei

Niedrigwasser der zu betrachtende ungünstigste Zustand. Die Quellschüttung wird im Modell nicht als eigene Größe errechnet. Sie ergibt sich aus der Differenz des Gesamtabflusses im Modell und dem unterirdischen Grundwasserabfluss. Die Zuflussverteilung zu den einzelnen Quellen (vgl. Anlage 2.6) ist für die Fischzucht nicht relevant, da das Wasser nach dem Quellaustritt in einem Sammelkanal gefasst und über zwei Belüftungsbecken im Kreislauf gepumpt wird (vgl. Abschnitt 4.4.2). Die Düker dienen der Erhaltung des natürlichen Grundwasserzustroms im Endzustand. Während des Bauzustands ist eine Ersatzwasserversorgung geplant, um negative Beeinträchtigungen der Grundwasserqualität aus dem Bau des Tunnels auszuschließen (vgl. [U23]).

In Tab. 6.1 sind die Randbedingungen der durchgeführten Berechnungen wiedergegeben.

Anwendungsfall	Relevante Schutzziele	Methode zum Nachweis
Niedrigwasser NW	Erhaltung der Quellschüttung an der Fischzucht / Siebenquellenbach	Stationäre FE-Berechnung
		Analytische Berechnung
Hochwasser HW	Beeinflussung Dritter (Aufstau und Sunk)	Stationäre FE-Berechnung
		Analytische Berechnung

Tab. 6.1: Randbedingungen der Berechnungen

In den nachfolgenden Abschnitten werden zunächst die Ergebnisse der FE-Berechnungen vorgestellt. Dafür wurde das stationär kalibrierte Modell verwendet. Anschließend werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit analytischen Berechnungen verglichen und so die ermittelten Durchflussmengen und Aufstaubeträge auf Plausibilität geprüft.

6.2 Ergebnisse der Berechnungen

6.2.1 Prognosezustand 1: NW_{2023}

Bei den Berechnungen für den Niedrigwasserzustand wurde am südwestlichen Modellrand ein Grundwasserstand von 615,4 müNN an der Südecke und 616,4 müNN an der Westecke angesetzt, der nördliche Modellrand blieb unverändert.

Für den Prognosezustand 1 (Niedrigwasser) sind die resultierenden Durchflussmengen, die der Fischzucht zuströmen, maßgeblich. Nichtsdestotrotz werden der Vollständigkeit halber zunächst die durch den Tunnel hervorgerufenen Änderungen in den Grundwasserständen aufgezeigt. Gemäß der Berechnung bei NW_{2023} ist durch das Tunnelbauwerk ohne Dükermaßnahmen mit einem Aufstau von ca. 1,47 m und einem Sunk von ca. 1,10 m zu rechnen. Die Grundwasserdurchflussmenge durch das Modell reduziert sich gegenüber dem unbeeinflussten Zustand von ca. 86 l/s auf ca. 59 l/s. Dies ist auf eine Verringerung des hydraulischen Gefälles im südlichen Modellbereich (Anstrombereich des Tunnels) zurückzuführen. Der Aufstau / Sunk ist in Abb. 6.1 dargestellt.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

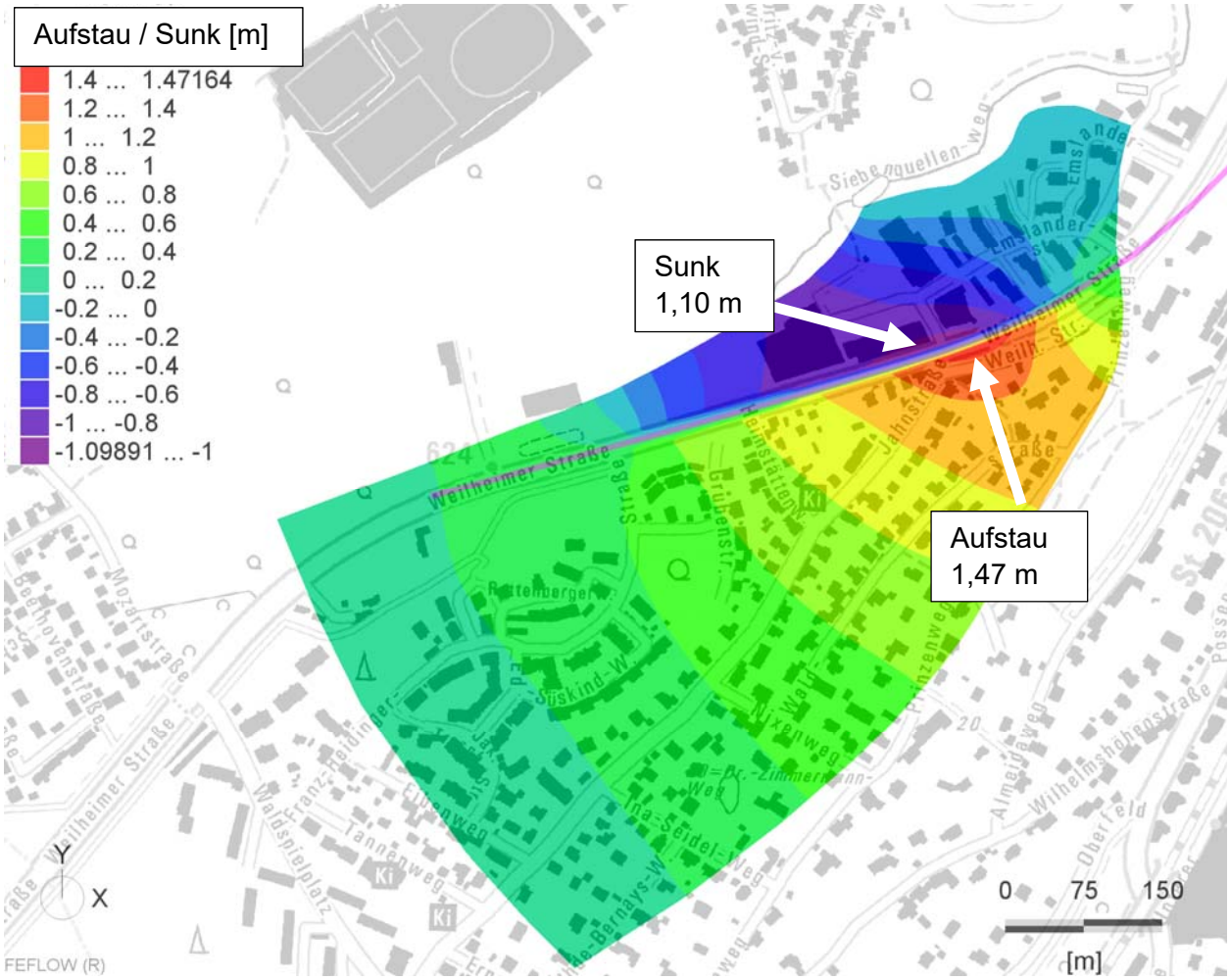


Abb. 6.1: Karte Aufstau/Sunk mit Tunnel <u>ohne</u> Düker (NW_{2023})

Gemäß der Berechnung bei NW_{2023} ist durch das Tunnelbauwerk <u>mit</u> Dükermaßnahmen mit einem Aufstau von ca. 0,38 m im Abstrom und einem Sunk von ca. 0,56 m im Zustrom zu rechnen. Die Grundwasserdurchflussmenge durch das Modell verändert sich gegenüber dem unbeeinflussten Zustand ohne Tunnel kaum und bleibt bei ca. 87 l/s. Auch der Fischzucht fließt mit und ohne Tunnel in etwa die gleiche Durchflussmenge zu. Bei Düker 1 entsteht ein Sunk von ca. 0,25 m. Zwischen den Dükern 1 und 2 entsteht ein Sunk von ca. 0,48 m im Abstrom. Der errechnete Aufstau / Sunk ist in Abb. 6.2 dargestellt.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

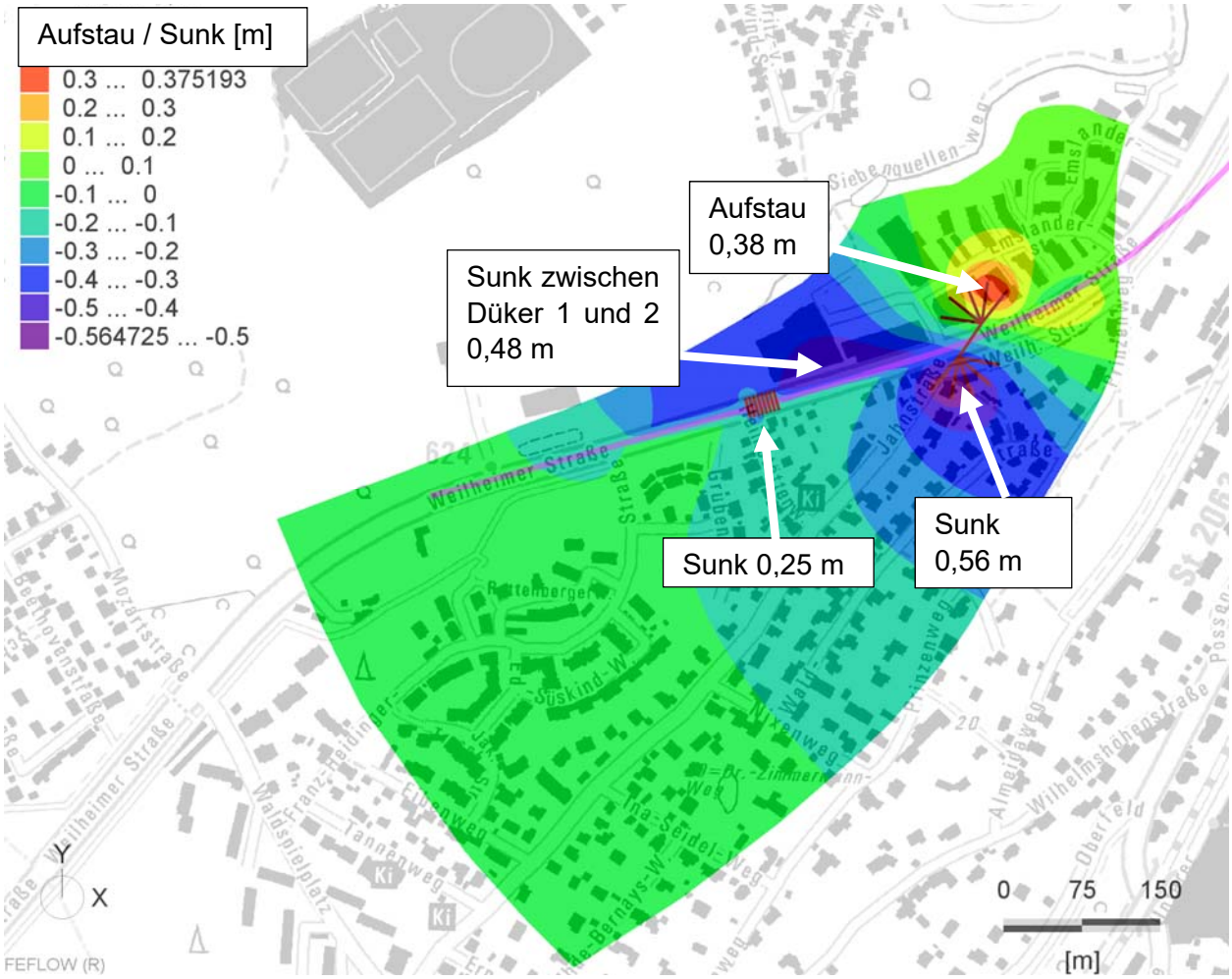


Abb. 6.2: Karte Aufstau/Sunk mit Tunnel und mit Düker (NW_{2023})

Der Aufstau zwischen Düker 1 und 2 wird überlagert vom Sunk im Anstrombereich von Düker 2.

Es wird darauf hingewiesen, dass gemäß der Simulation die Leistungsfähigkeit des Dükers 2 so groß ist, dass beim Schacht im Anstrombereich kein Aufstau sondern ein Sunk entsteht und beim Schacht im Abstrombereich umgekehrt ein Aufstau und kein Sunk. Dies liegt an der relativ großen Wasserspiegeldifferenz zwischen den Schächten im unbeeinflussten Zustand sowie der höheren Leistungsfähigkeit der Düker im Vergleich zur hydraulischen Durchlässigkeit der anstehenden quartären Kiese. Durch eine Drosselung der Durchflussmenge bei Düker 2 kann der Aufstau und Sunk reduziert werden. In Abb. 6.3 sind die Flurabstände dargestellt. Hinsichtlich des Schutzziels „Beeinflussung Dritter“ wird auf den nächsten Abschnitt verwiesen.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

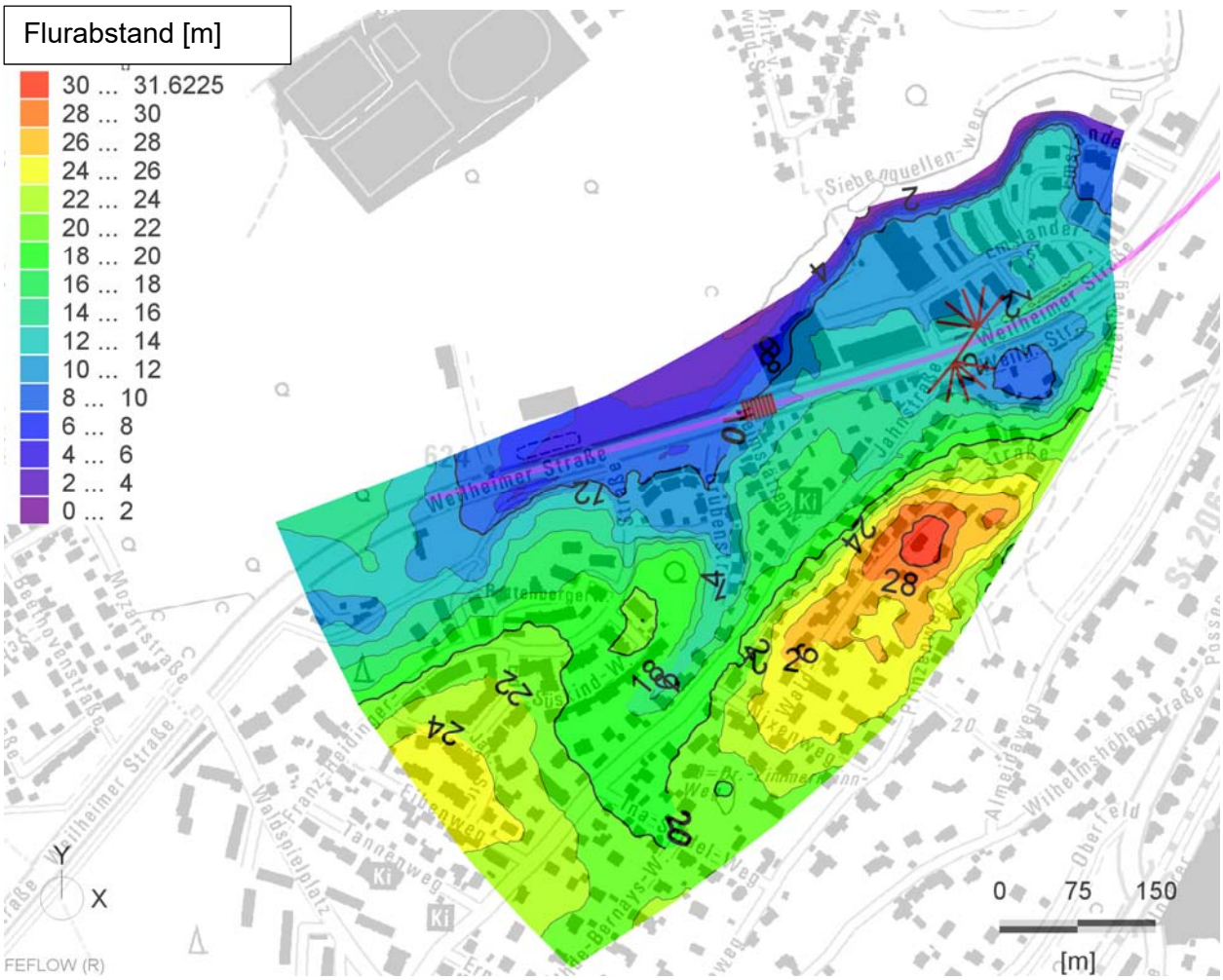


Abb. 6.3: Flurabstände mit Tunnel und <u>mit</u> Düker (NW_{2023})

In Tab. 6.2 sind die Durchflussmengen an den Dükern sowie die durch das Modell fließende Durchflussmenge aufgeführt.

Ohne Tunnel Ohne Düker	Mit Tunnel Ohne Düker	Mit Tunnel Mit Düker		
Gesamt [l/s]	Gesamt [l/s]	Gesamt [l/s]	Düker 1 [l/s]	Düker2 [l/s]
86	59	87	11	54

Tab. 6.2: Berechnete Durchflussmengen bei NW_{2023}

Die Quellschüttung berechnet sich aus der Differenz der gesamten Durchflussmenge und dem Grundwasserabfluss. Die zu den Quellen der Fischzucht zuströmende Durchflussmenge bleibt demnach gleich. Der Teilstrom, der östlich an der Spundwand vorbeiströmt, reduziert sich von 4,6 l/s ohne Tunnel auf 3,8 l/s mit Tunnel und Düker.

Die gesamte Grundwasserdurchflussmenge von ca. 86 l/s stimmt gut mit der in Abschnitt 4.4.2 abgeschätzten Durchflussmenge bei Niedrigwasser von ca. 80 l/s überein.

6.2.2 Prognosezustand 2: HW_{2013}

Bei den Berechnungen für den Hochwasserzustand wurde am südwestlichen Modellrand ein Grundwasserstand von 617,4 müNN an der Südecke und 621,0 mNN an der Westecke angesetzt, der nördliche Modellrand blieb unverändert.

Für den Prognosezustand 2 (Hochwasser) sind die von den Dükern überzuleitenden Grundwassermengen sowie der durch Tunnel und Düker resultierende Aufstau maßgeblich. Gemäß der Berechnung bei HW_{2013} ist durch das Tunnelbauwerk ohne Dükermaßnahmen mit einem Aufstau von ca. 1,75 m und einem Sunk von ca. 1,67 m zu rechnen. Die Grundwasserdurchflussmenge im Modell reduziert sich im Vergleich zum unbeeinflussten Zustand von ca. 180 l/s auf ca. 146 l/s. Dies ist auf das reduzierte hydraulische Gefälle zurückzuführen. Der errechnete Aufstau und Sunk ist in Abb. 6.4 dargestellt.

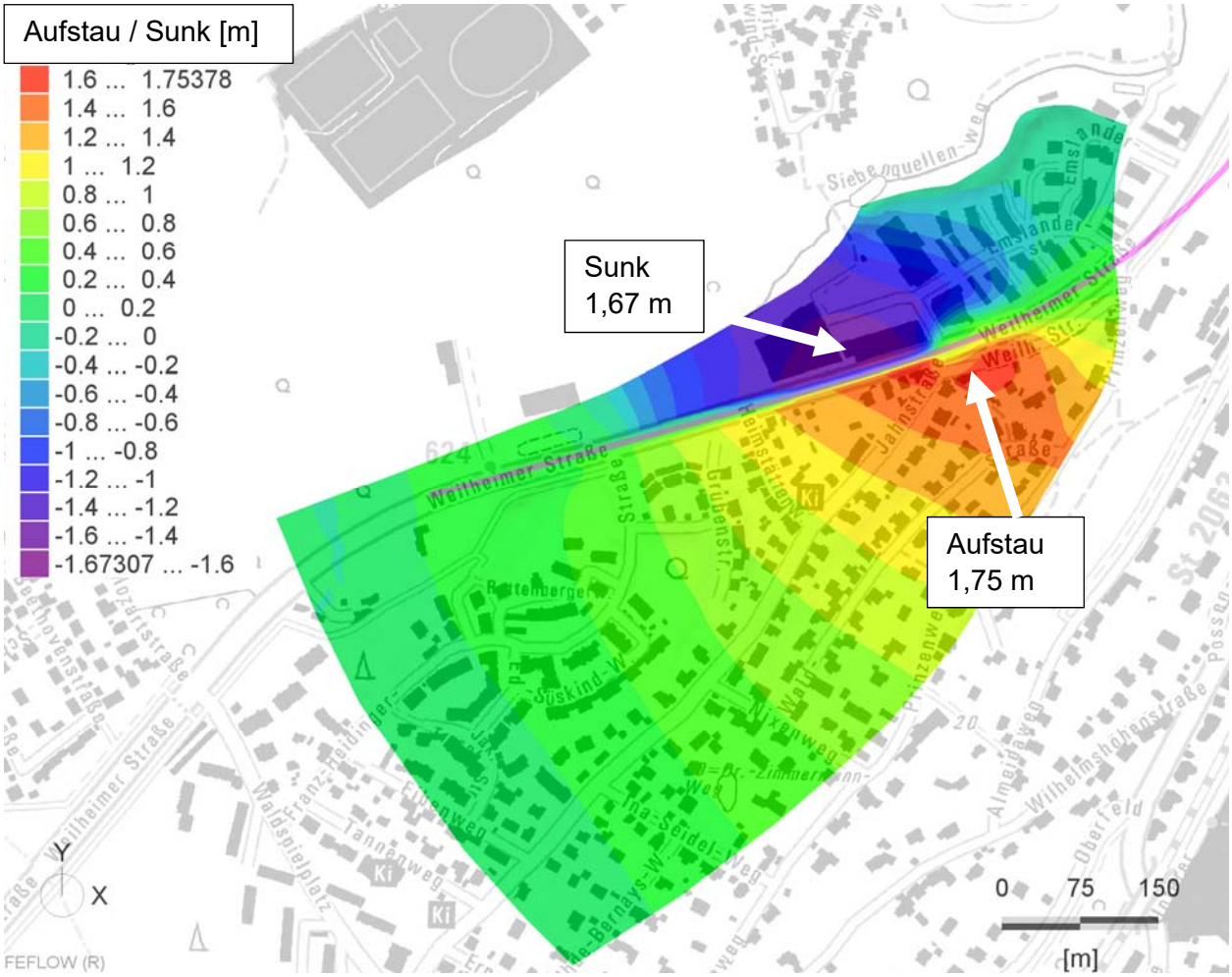


Abb. 6.4: Karte Aufstau/Sunk mit Tunnel <u>ohne</u> Düker (HW_{2013})

Gemäß der Berechnung bei HW_{2013} ist infolge des Tunnels <u>mit</u> Dükermaßnahmen mit einem Aufstau von ca. 0,96 m im Abstrom und einem Sunk von ca. 1,08 m im Zustrom zu rechnen. Die Grundwasserdurchflussmenge im Modell steigert sich im Vergleich zum unbeeinflussten Zustand von ca. 180 l/s auf ca. 189 l/s. Zwischen den Dükern 1 und 2 entsteht ein Aufstau von ca. 0,2 m im Zustrom- und 0,73 m im Abstrombereich. Der errechnete Aufstau und Sunk ist in Abb. 6.5 dargestellt.

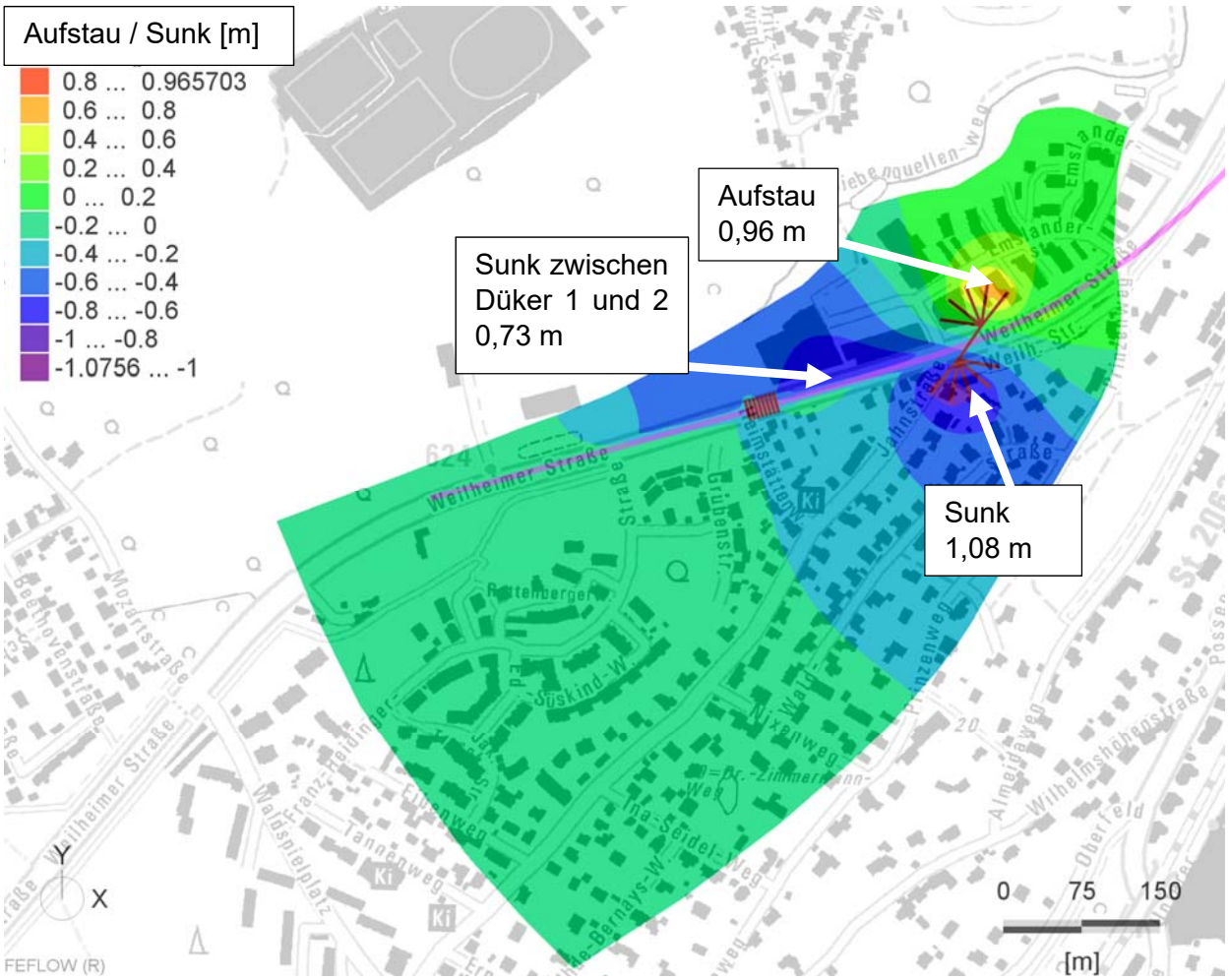


Abb. 6.5: Karte Aufstau/Sunk mit Tunnel und Düker (HW_{2013})

Es wird darauf hingewiesen, dass gemäß der Simulation die Leistungsfähigkeit des Dükers so groß ist, dass beim Schacht im Anstrombereich kein Aufstau, sondern ein Sunk entsteht und beim Schacht im Abstrombereich umgekehrt ein Aufstau und kein Sunk. Dies liegt an der relativ großen Wasserspiegeldifferenz zwischen den Schächten im unbeeinflussten Zustand sowie der höheren Leistungsfähigkeit der Düker im Vergleich zur hydraulischen Durchlässigkeit der anstehenden quartären Kiese. Durch eine Drosselung der Durchflussmenge bei Düker 2 kann der Aufstau und Sunk reduziert werden. In Abb. 6.6 sind die resultierenden Grundwasserflurabstände dargestellt.

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

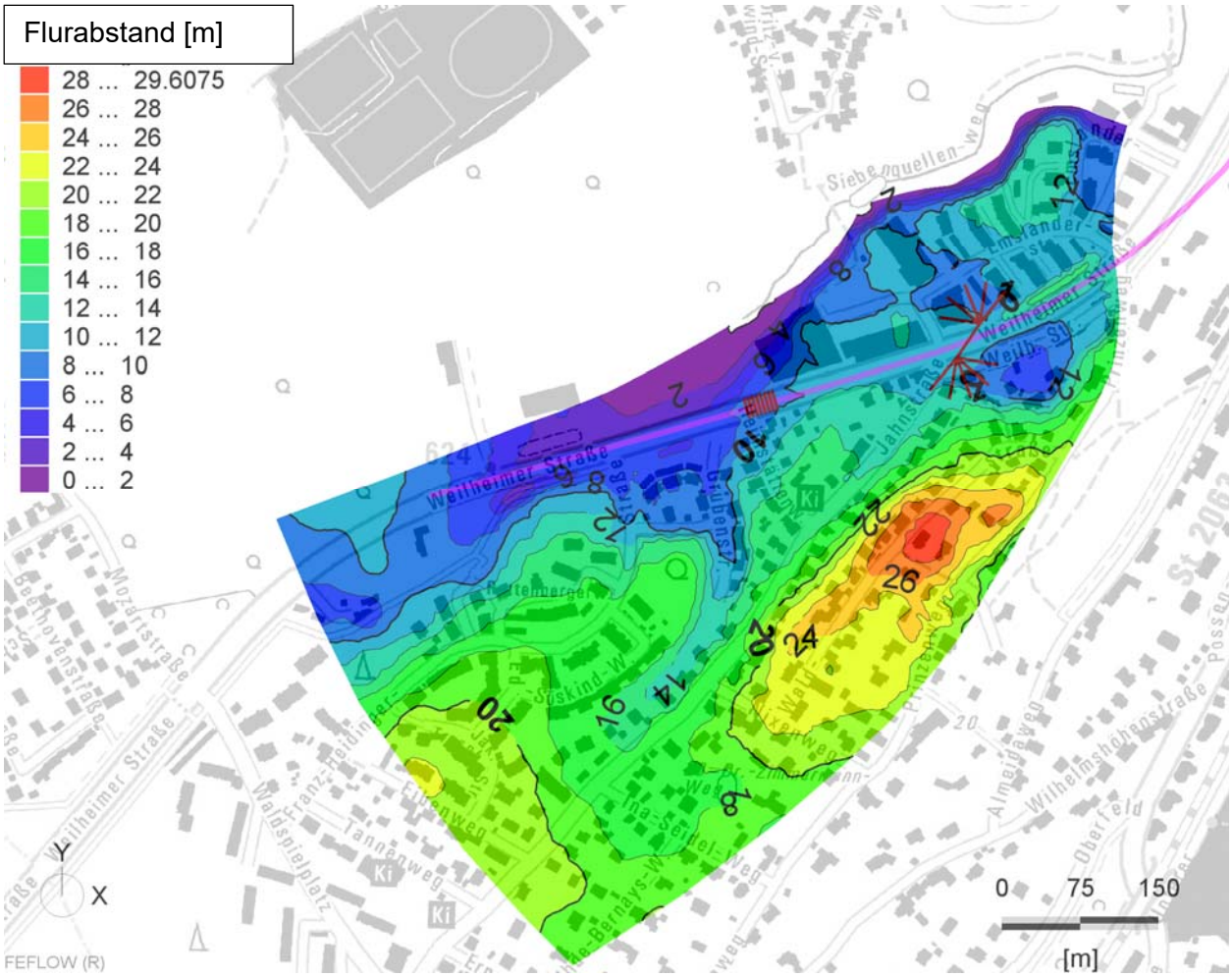


Abb. 6.6: Flurabstände mit Tunnel und mit Düker bei HW

Es wird davon ausgegangen, dass die Gebäude im Bereich des Aufstaus maximal ein Untergeschoss mit einer maximalen Tiefe von ca. 4 m unter GOK besitzen. Demnach entstehen durch den Aufstau aufgrund des immer noch verbleibenden hohen Flurabstands keine Betroffenheiten. Allerdings liegen uns zu den relevanten Bauwerken keine detaillierten Informationen zu den Gründungen sowie zu den Grundwassernutzungen vor. Wir empfehlen, dass nach Abschluss der vorgesehenen Recherche die abschließende Bewertung hinsichtlich des oben genannten Schutzziels im Erläuterungsbericht zu den wasserwirtschaftlichen Belangen [U23] erfolgt.

Die Durchflussmenge ist hinsichtlich des Schutzziels Fischzucht bei HW_{2013} nicht maßgeblich, da die Wassermenge deutlich höher als bei Niedrigwasser ist. In Tab. 6.3 sind die Durchflussmengen an den Dükern sowie die durch das Modell fließenden Durchflussmengen aufgeführt.

Ohne Tunnel Ohne Düker	Mit Tunnel Ohne Düker	Mit Tunnel Mit Düker		
Gesam [l/s]t	Gesamt [l/s]	Gesamt [l/s]	Düker 1 [l/s]	Düker2 [l/s]
180	146	189	21	105

Tab. 6.3: Berechnete Gesamtdurchflussmenge bei HW_{2013}

Der Wert für die Durchflussmenge ohne Tunnel von ca. 180 l/s passt gut zu der in Abschnitt 4.4.2 abgeschätzten Durchflussmenge von ca. 180 l/s und ist plausibel.

7 Vergleichende analytische Berechnungen

7.1 Allgemeines

Nachfolgend werden zunächst im Sinne einer Plausibilitätskontrolle die Ergebnisse der 3D-FE-Berechnungen mit den analytischen Berechnungen verglichen. Dabei wird zwischen Berechnungen ohne und mit den geplanten Dükern unterschieden. Es werden zunächst die maximalen Durchflussmengen für beide Düker einzeln abgeschätzt. Anschließend werden die Ergebnisse der analytischen und FE-Berechnungen verglichen. Der für die nachfolgend dargestellten Berechnungen angesetzte Grundwasserstand HW_{END} (siehe [U4]) ist in etwa mit HW_{2013} vergleichbar.

7.2 Durchflussmengen

7.2.1 Gesamtdurchflussmenge

Die Abschätzung der gesamten durch die Düker zu fassenden Durchflussmenge erfolgt unter der Annahme, dass die gesamte durch das Bauwerk abgesperrte Durchflussmenge von den Dükern aufgenommen wird [U12]. Die Durchlässigkeit wurde anhand von Pumpversuchen in den quartären Kies- und Sandschichten mit etwa k = 5 E-03 m/s vergleichsweise hoch abgeschätzt. Die abgesperrte Fläche wurde mit einer Tunnellänge von 500 m und einer Grundwassermächtigkeit von 10 m bei HW_{END} abgeschätzt. Die Fläche, die überströmt werden kann, wurde mit 450 m² (vgl. Abb. 4.18) angenommen.

Die zu fassende Durchflussmenge ergibt sich zu:

$$Q = \cos \vartheta \cdot A \cdot v = \cos \vartheta \cdot A \cdot k \cdot i$$
$$= \cos(45°) \cdot (500\ m \cdot 10\ m - 450\ m^2) \cdot 0{,}005\ m/s \cdot 0{,}01 = 161\ l/s$$

Hierbei sind:

- Q anfallende Durchflussmenge [m³/s]
- A abgesperrte Fläche im Grundwasser [m²]
- ϑ Anströmwinkel bezogen auf die Tunnellotrechte [°]
- v Filtergeschwindigkeit [m/s]

k Durchlässigkeit in horizontaler Richtung [m/s]
i hydraulisches Gefälle [ ]

Die analytisch ermittelte Durchflussmenge Q = 161 l/s ist etwas höher, als die aus der numerischen Berechnung mit Q = 129 l/s (vgl. Tab. 6.3), passt aber größenordnungsmäßig zusammen.

7.2.2 Durchflussmenge Düker 1

Für Düker 1 sind im Anstrom- und im Abstrombereich jeweils fünf Vertikalbrunnen mit einem Durchmesser von 1,2 m geplant.

Der Anströmwinkel zum Düker 1 ist gemäß dem Grundwassergleichenplan in Abb. 3.2 verhältnismäßig flach und wurde mit durchschnittlich 70° abgeschätzt. Die Breite des Zustroms beträgt ca. 150 m und die grundwassererfüllte Mächtigkeit ca. 10 m. Die zu fassende Durchflussmenge ergibt sich zu:

$$Q = \cos \vartheta \cdot A \cdot v = \cos \vartheta \cdot A \cdot k \cdot i$$
$$= \cos(70°) \cdot 150\ m \cdot 10\ m \cdot 0{,}005\ m/s \cdot 0{,}01 = 26\ l/s$$

7.2.3 Durchflussmenge Düker 2

Der Anströmwinkel zu Düker 2 ist verhältnismäßig steil und wurde anhand des Grundwassergleichenplans in Abb. 3.2 mit durchschnittlich 35° abgeschätzt. Die Breite des Zustroms beträgt ca. 350 m und die grundwassererfüllte Mächtigkeit bei HW_{END} rund 10 m. Gemäß [U2] wird der Tunnel auf einer Fläche von 450 m² überströmt. Die zu fassende Durchflussmenge ergibt sich zu:

$$Q = \cos \vartheta \cdot A \cdot v = \cos \vartheta \cdot A \cdot k \cdot i$$
$$= \cos(30°) \cdot (350\ m * 10\ m - 450\ m^2) \cdot 0{,}005\ m/s \cdot 0{,}01 = 132\ l/s$$

7.2.4 Vergleich mit FE-Berechnung

Tab. 7.1 zeigt die ermittelten Durchflussmengen gemäß der FE-Berechnung und der analytischen Abschätzung.

[l/s]	FE-Berechnung HW2013	Analytische Abschätzung [U12]
Gesamt	189	180*
Düker 1	21	26
Düker 2	105	132
* siehe Abschnitt 4.4.2		

Tab. 7.1: Vergleich der Durchflussmengen

Die Durchflussmengen gemäß der analytischen Abschätzung sind etwas höher als in der FE-Berechnung mit HW_{2013}, stimmen aber größenordnungsmäßig gut überein. Die Summe der analytisch berechneten Durchflussmenge von Düker 1 und Düker 2 passt gut zur abgeschätzten Gesamtdurchflussmenge.

7.3 Grundwasseraufstau

7.3.1 Grundwasseraufstau ohne Düker

Einleitend wird darauf hingewiesen, dass den nachfolgend aufgeführten analytischen Rechenansätzen zur Bestimmung des Grundwasseraufstaus ein Aquifer mit konstanter Durchlässigkeit in horizontaler und vertikaler Richtung und mit einem einheitlichen Gefälle zugrunde liegt. Aufgrund der starken Inhomogenität des Baugrunds in Starnberg sind diese Voraussetzungen sicher nicht erfüllt. Hinzu kommt, dass für die Anwendung der einfachen analytischen Rechenansätze die Geometrie des Bauwerks und des Aquifers teilweise stark vereinfacht werden musste. Aus diesen Gründen stellt der nachfolgend berechnete Aufstau / Sunk nur eine sehr grobe Abschätzung der vorliegenden Strömungsverhältnisse und der Wirkung der Düker dar.

Der Aufstau im GWA 1 wird nachfolgend mit dem analytischen Berechnungsverfahren nach Schneider [U12] abgeschätzt.

Es wird von einer beidseitigen Umströmung des Bauwerks ausgegangen. Dies bedeutet, dass das Bauwerk bis zur Aquiferunterkante reicht und beidseitig umströmt werden kann. Wie bereits in den hydrogeologischen Gutachten [U1 und U2] bezeichnet, strömt das Grundwasser im Winkel von ϑ = 45° zur Tunnellotrechten aus südwestlicher Richtung auf den Tunnel zu. Der Gradient wurde anhand der Daten zum Hochwasser von 2013 zwischen den Messstellen GWM 305 und GWM 310 berechnet. Dieser beträgt ca. i = 0,006 m/m und wurde für die Abschätzung des Grundwasserdurchflusses auf der sicheren Seite liegend auf i = 0,01 m/m erhöht. Der maximale Aufstau / Sunk (vgl. [U12]) ergibt sich in diesem Fall zu:

$$\Delta h = \pm \cos \vartheta \cdot i \cdot L / 2$$
$$= \pm \cos (45°) \cdot 0{,}01 \cdot 500 \text{ m} / 2 = \pm 1{,}77 \text{ m}$$

Hierbei sind:

Δh	maximaler Aufstau / Sunk [m]
ϑ	Anströmwinkel bezogen auf die Tunnellotrechte [°] (0° entspricht max. Absperrung)
i	hydraulisches Gefälle [ ]
L	Länge der Absperrung / des Bauwerks [m]

Der ermittelte Aufstau-/ Sunk von jeweils 1,77 m stimmt gut mit dem bei der FE-Berechnung ermittelten Sunk von 1,67 m und Sunk von 1,75 m (vgl. Abschnitt 6.2.2) überein.

7.3.2 Grundwasseraufstau mit Dükern

Für die analytischen Abschätzungen zum Grundwasseraufstau mit Dükern wurden die Bereiche des Aufstaus in drei Abschnitte unterteilt, die separat betrachtet werden (siehe Abb. 4.18). Die Aufstaufläche Süd umfasst den Bereich südlich von Düker 1, die Aufstaufläche Mitte liegt zwischen den Dükern 1 und 2 und die Aufstaufläche Nord beinhaltet den Abschnitt nördlich des Dükers 2.

Aufstaufläche Süd

Der minimale Abstand zwischen dem südlichsten Brunnen von Düker 1 und dem südlichsten Ende der Startbaugrube beträgt rund 85 m. Dementsprechend wird dazwischen mit einem flachen Anströmwinkel von 70° ein geringer Aufstau von maximal ca. 0,15 m abgeschätzt:

$\Delta h = \pm \cos \vartheta \cdot i \cdot L / 2$
$= \pm \cos (70°) * 0{,}01 * 85 \text{ m} / 2 = \pm 0{,}15 \text{ m}$

Aufstaufläche Mitte

Der minimale Abstand zwischen dem nördlichsten Brunnen von Düker 1 und dem südlichen Ende des südlichsten Filterstrangs beträgt rund 150 m. Der Anströmwinkel wurde mit 45° abgeschätzt. Der Aufstau beträgt maximal ca. 0,53 m.

$\Delta h = \pm \cos \vartheta \cdot i \cdot L / 2$
$= \pm \cos (45°) * 0{,}01 * 150 \text{ m} / 2 = \pm 0{,}53 \text{ m}$

Aufstaufläche Nord

Der Bereich der Überströmung kann nur vereinfachend betrachtet werden. Es wird eine beidseitige Umströmung angesetzt. Der Abstand zwischen dem nördlichsten Ende der Filterstränge von Düker 2 bis zu dem Punkt, wo der Tunnel komplett im Stauer abtaucht, beträgt ca. 110 m. Der Anströmwinkel wurde mit 30° abgeschätzt. Es ergibt sich ein rechnerischer Aufstau von maximal ca. 0,48 m.

$\Delta h = \pm \cos \vartheta \cdot i \cdot L / 2$
$= \pm \cos (30°) * 0{,}01 * 110 \text{ m} / 2 = \pm 0{,}48 \text{ m}$

7.3.3 Vergleich mit FE-Berechnung

Tab. 7.2 zeigt die Ergebnisse der FE-Berechnung und der analytischen Abschätzung im Vergleich.

Aufstaufläche	FE-Simulation HW_{2013}	FE-Simulation NW_{2023}	Abschätzung nach Schneider [U12]
Süd	-	-	+/- 0,15
Mitte	- 0,20 / - 0,73	- 0,25 / - 0,48	+/- 0,53
Nord	-	-	+/- 0,48

Tab. 7.2: Vergleich zwischen Ergebnissen der analytischen und der FE-Berechnung (Variante 1.1).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Aufstau / Sunk in allen drei Bereichen mit beiden Berechnungsverfahren in einem akzeptablen Bereich liegt. Die Werte aus der Abschätzung nach Schneider lassen sich nicht direkt mit den Ergebnissen der FE-Berechnung vergleichen, da dort aufgrund der großen Dimensionierung von Düker 2 ein Sunk im Anstrom entsteht. Der Sunk zwischen Düker 1 und 2 passt aber größenordnungsmäßig zu den mit der FE-Berechnung ermittelten Beträgen.

8 Zusammenfassende Beurteilung

Mit dem vorliegenden FE-Strömungsmodell zum Grundwasserabschnitt 1 des Tunnel Starnberg werden folgende Schutzziele untersucht:

- Beeinträchtigung Dritter,

- keine erhebliche Änderung der gefassten und gesammelt weitergeleiteten Zuflüsse zum IFI

Des Weiteren ergeben sich aus den Berechnungen die Eingangsgrößen zur Dimensionierung der beiden Düker 1 und 2 im GWA 1, wobei die Nachweise im Erläuterungsbericht zu den wasserwirtschaftlichen Belangen [U23] behandelt werden.

Die Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte erfolgt mittels stationärer Kalibrierung. Die Validierung des Grundwassermodells mit zwei stationären Berechnungen (06.06.2013 und 26.11.2013) und einer instationären Berechnung zeigt gemäß DVGW W107 eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten, sowohl für niedrige als auch für mittlere und hohe Grundwasserstände.

Für die der Kalibrierung zugrunde gelegte Stichtagsmessung am 31.01.2023 wurde eine relativ große Durchflussmenge durch das Modell von 90 l/s definiert, wobei gemäß den Abflussmessungen davon ausgegangen wurde, dass 80 l/s über Quellschüttungen am Modellrand austreten und bis zu 10 l/s zum GWA 2 abfließen. Dabei wurden auf der sicheren Seite liegend mögliche Zuflüsse aus der gegenüberliegenden Talseite des Siebenquellenbachs südwestlich von GWM 407, welche ebenfalls über den Bach abfließen könnten, ignoriert. Die Annahme einer großen Durchflussmenge von 90 l/s führte dazu, dass bei der Modellkalibrierung k-Werte ermittelt werden, die höher sind als die Werte, die aus den Pumpversuchen abgeleitet wurden. Die Verwendung höherer k-Werte liegt hinsichtlich der Schutzziele ebenfalls auf der sicheren Seite.

Trotz der vergleichsweise hohen Durchflussmenge, funktioniert der Düker 2 so gut, dass - aufgrund der Grundwasserspiegeldifferenzen zwischen den Dükerschächten in den Zuständen ohne und mit Tunnel - im Zustrom (normalerweise der Aufstaubereich) ein Sunk und im Abstrom ein Aufstau entsteht. Diese Ergebnisse zeigen, dass Reserven im Dükersystem vorhanden sind. Zur Reduzierung des Aufstaus und Sunks wird eine Drosselung der Durchflussmenge durch den Düker 2 empfohlen. Hinsichtlich der Detailnachweise zur Dimensionierung der Düker wird auf den Erläuterungsbericht zu den wasserwirtschaftlichen Belangen [U23] verwiesen.

Hinsichtlich des Schutzziels „keine erhebliche Änderung der gefassten und gesammelt weitergeleiteten Zuflüsse zum IFI“ zeigt ein Vergleich der Berechnungen mit Tunnel und Düker gegenüber denen ohne Tunnel, dass die Änderung der Durchflussmengen, die der Fischzucht zufließen, sowohl bei Niedrigwasserständen wie dem NW_{2023} als auch bei Hochwasserständen wie dem HW_{2013} vernachlässigbar sind. Die Zustromverteilung zu den Quellen ist für das IFI nicht von Bedeutung, da der Zustrom in einem Sammelkanal gefasst und im Kreislauf gepumt wird. Somit ist eine Steuerung einzelner Filterstränge des Düker 2 zur Beeinflussung der Zustromverteilung nicht erforderlich. Die sehr geringe Durchflussmenge (<10 %), die östlich an der Spundwand vorbeiströmt und nicht durch das IFI gefasst wird, reduziert sich bei NW_{2023} sogar (vgl. Abschnitt 6.2.1). Abb. 6.2 und Abb. 6.5 zeigen, dass dort, wo die Spundwand umströmt wird, kein Aufstau oder Sunk entsteht und sich die Grundwasserspiegelgradiente nicht ändert. Daraus kann gefolgert werden, dass sich gemäß den Berechnungsergebnissen die Umströmung der Spundwand durch die Bau- und Dükermaßnahmen hinsichtlich der Quellschüttung IFI nicht nachteilig ändert.

Hinsichtlich des Schutzziels „Beeinträchtigung Dritter“ wurden für den Fall Tunnel mit Düker unter Berücksichtigung von Niedrigwasserständen wie dem NW_{2023} als auch von Hochwasserständen wie dem HW_{2013} Flurabstandskarten erstellt, aus denen sich der Abstand zwischen GOK und Grundwasserspiegel ergibt. Nach den uns vorliegenden Informationen (Annahme von Fundamentunterkanten und Grundwassernutzungen) liegen keine negativen Beeinträchtigungen Dritter vor, allerdings sind unsere Informationen zu den Fundamentunterkanten und Grundwassernut-

zungen eventuell nicht vollständig. Wir empfehlen, dass nach Abschluss der vorgesehenen diesbezüglichen Recherche die abschließende Bewertung hinsichtlich des oben genannten Schutzziels im Erläuterungsbericht zu den wasserwirtschaftlichen Belangen [U23] erfolgt.

Die Vergleiche der Ergebnisse mit analytischen Berechnungen zeigen, dass die im FE-Modell ermittelten Durchflussmengen und Aufstaubeträge grundsätzlich plausibel sind.

Aufgrund fehlender Eingangsdaten wurde bei den Grundwassermodellierungen keine Grundwasserneubildung berücksichtigt. Diese bei Stark- und langhaltenden Niederschlagsereignissen offensichtlich unzutreffende Annahme führte beim Hochwasser HW_{2013} kurzzeitig zu Unterschieden zwischen den prognostizierten und den gemessenen Grundwasserspiegeln von teilweise mehreren Dezimetern. Zwar könnte diese Grundwasserdynamik mit Hilfe einer instationären Kalibrierung besser abgebildet werden, aber es liegen, wie bereits erwähnt, die dafür benötigten Eingangsgrößen für die Grundwasserneubildung nicht vor.

Bei der Erstellung eines Berechnungsmodells wurden naturgemäß vereinfachende Annahmen getroffen, u.a. hinsichtlich der Grundwasserneubildung, der Modellgröße, der Modellkomplexität oder der Baugrundheterogenität. Dabei wurde immer darauf geachtet, dass die Ergebnisse hinsichtlich der Schutzziele stets auf der sicheren Seite liegen. Daher wird beispielsweise die Grundwasserbeeinflussung durch das Tunnelbauwerk und die durch die Düker verursachte Änderung des Zuflusses zur Fischzucht tendenziell überschätzt. Auch die höchsten Grundwasserstände, die bei der Beurteilung der Beeinträchtigung Dritter entscheidend sind, und die Wassermengen, die der Dimensionierung der Düker zugrunde liegen, werden vom Modell ebenfalls tendenziell überschätzt. Somit können durch die erfolgte Modellierung die Anforderungen zur Einhaltung der Schutzziele im GWA 1 nachgewiesen werden.

9 Ergänzende Hinweise

Das hier beschriebene Grundwassermodell wurde auf Grundlage eines Baugrundmodells erstellt, welches auf punktuellen Baugrundaufschlüssen basiert. Die punktuellen Aufschlussdaten wurden zur Erstellung des Baugrundmodells flächig interpoliert. Auch wenn mit dem hierzu gewählten Verfahren die zu erwartenden Abweichungen des Modells von den tatsächlichen Verhältnissen reduziert werden, sind dennoch gewisse Unsicherheiten vorhanden. Es ist nicht auszuschließen, dass die tatsächlichen Verhältnisse von den Modellannahmen bereichsweise abweichen, insbesondere in Bereichen, in denen nur wenige Baugrundaufschlüsse vorliegen. Ähnliches gilt für die Grundwasserstände an den Modellrändern, die mittels Interpolation am Abfluss und Extrapolation am Zustrom von Grundwassermessdaten ermittelt wurden und für die im Rahmen der Modellkalibrierung ermittelte Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte. Letztere sind für die im Modell vorherrschenden Grundwassergefälle maßgebend. Demzufolge kann der berechnete Grundwasseraufstau von dem Grundwasseraufstau, der sich unter stationären Strömungsbedingungen tatsächlich einstellen würde, abweichen. Aufgrund dessen sind im Zuge der Ausführung die Berechnungsannahmen (Lage der Tertiäroberfläche, Baugrundschichtung) zu überprüfen. Bei Abweichungen können Modellanpassungen erforderlich werden. Wir empfehlen, dass nach der Herstellung der ersten Dränbohrungen (Düker 2) eine Probeabsenkung durchgeführt wird und über eine Nachrechnung der Probeabsenkung die Modellannahmen überprüft bzw. validiert werden. Gegebenenfalls können sich dadurch auch Anpassungen insbesondere hinsichtlich der erforderlichen Horizontalfilterlänge ergeben.

Des Weiteren empfehlen wir, dass an den Vertikalfilterbrunnen (Düker 1) zeitnah nach Herstellung eine Funktionsprüfung und ein Pump- bzw. Auffüllversuch durchgeführt wird, um die Durchlässigkeit der im Bereich der Vertikalfilterbrunnen anstehenden Böden und damit die Wirksamkeit der Vertikalfilterbrunnen überprüfen zu können.

Wie dargelegt wurde (siehe auch [U23]), ist der Düker 2 überdimensioniert. Allerdings ist hierzu zu berücksichtigen, dass die Filterstränge bereichsweise im Nagelfluh mit geringerer Durchlässigkeit zu liegen kommen und dass hinsichtlich der hydraulischen Anbindung der Filterdräns an den Grundwasserleiter naturgegebener Maßen gewisse Unwägbarkeiten auftreten können. Daher wurde zunächst von einer höheren erforderlichen Anzahl an Filtersträngen ausgegangen. Gegebenenfalls kann im Zuge der Herstellung der Filterstränge, je nach den dann vorliegenden Erfahrungen, die Anzahl noch reduziert werden.

Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani

11485W/19b Tunnel Starnberg
FE-Modellierung GWA 1

Zentrum Geotechnik

Anlagenübersicht

Anlage	1.1	bis	1.5	Tabellen und Diagramme zur Modellvalidierung
Anlage	2.1	bis	2.5	Lagepläne FE-Modell
Anlage		3		Einzelne Ganglinien (instationäre Berechnung)

Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Zentrum Geotechnik

11485/348 **36. Stellungnahme**
B2 Entlastungstunnel Starnberg

3D-FE-Berechnungen zu den Grundwasserverhältnissen im GWA2

Auftraggeber: Staatliches Bauamt Weilheim
Abteilung S7 / Tunnel Starnberg
Münchener Straße 38
82362 Weilheim
Tel.: 089 / 54552-3550
Fax: 089 / 54552-3669
Herr Martin Zeindl

Planungsbüro: EDR GmbH
Dillwächterstraße 5
80686 München
Tel.: 089 / 54 7112-0
Fax: 089 / 54 7112-50

Bezug: Auftrag Nr.:18 S 0082 vom 19.07.2018

Textseiten: 38
Anlagen: - - Blatt
Verteiler: 1 -fach an Auftraggeber
Textfile: L:\ZG\MA\Je\Fb2Je\GA11485\11485-348-GA36-3D-GWA2.docx

Bearbeiter: M.Sc. Fangtonghui Wang (Tel.: 089 / 289-27154)
Prof. Dr.-Ing. Jochen Fillibeck (Tel.: 089 / 289-27142)
Zeichen: Wa/Fb/Cu

Ort, Datum München, 15.10.2019

Prof. Dr.-Ing.
Roberto Cudmani
Ordinarius und Direktor an der

Technischen Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

TUM - Zentrum Geotechnik
Baumbachstraße 7
81245 München
roberto.cudmani@tum.de
Tel. +49 89 289 27131
Fax +49 89 289 27189

Baden-Württembergische Bank
IBAN-Nr.:
DE68 6005 0101 7421 0492 10
BIC: SOLADEST600
Steuer-Nr 143 / 241 / 80037
USt-IdNr.: DE 301 995 650

Inhaltsverzeichnis

1	**Vorgang und Auftrag**	**4**
2	**Unterlagen**	**4**
3	**Geologie und Hydrogeologie**	**5**
4	**Baugrund- und Grundwassermodellierung**	**9**
4.1	Prinzipielle Vorgehensweise	9
4.2	Baugrundmodell des Untersuchungsgebiets	10
4.2.1	Vorhandene Baugrundaufschlüsse	10
4.2.2	Grundlagen des Faziesmodells und des Berechnungsverfahrens	12
4.2.3	Festlegung der Modellgrenzen	12
4.2.4	Zwischenschichten zur Darstellung der Bauwerke	14
4.3	Grundwassermodellierung	16
4.3.1	Grundwasserdaten	16
4.3.2	Modellabmessungen und Randbedingungen	18
4.4	Modellkalibrierung mit dem Programm PEST	19
4.4.1	Grundlage der Kalibrierung und Eingangsparameter	19
4.4.2	Stationäre Kalibrierung mit der Stichtagsmessung 2019	21
4.4.3	Instationäre Kalibrierung	22
4.4.4	Überprüfung der Zuflussmengen	25
4.4.5	Definition der Randbedingungen für den Bemessungswasserstand HW_{End}	26
5	**Grundwasseraufstauberechnungen**	**27**
5.1	Allgemeines	27
5.2	Unbeeinflusste Grundwasserverhältnisse (Berechnung 0)	27
5.3	Berechnungen mit dem Tunnelbauwerk ohne Düker (Berechnung 1.1)	28
5.4	Berechnungen mit Tunnelbauwerk und Düker (Berechnung 1.2, 1.3, 2.1 und 2.2)	29
5.4.1	Modellierung des Grundwasserdükers	29
5.4.2	Ergebnis der Berechnungen 1.2 und 1.3 (Variation der Filteranzahl)	31
5.4.3	Ergebnis der Berechnungen 2.1 und 2.2 (Variation der Filterlänge)	34

5.5 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse 34

5.1 Einfluss der Wiederversickerung auf die Bestandsgebäude 35

6 Beurteilung der Berechnungsergebnisse 36

6.1 Berechnungen ohne Dükermaßnahmen 36

6.2 Berechnungen mit Berücksichtigung des Dükers Almeida 36

7 Ergänzende Hinweise 37

1 Vorgang und Auftrag

Auf Basis unseres Angebots vom 19.07.2018 wurden wir mit Auftrag Nr.: 18 S 0082 beauftragt, 3D-FE-Berechnungen zur Bemessung der Düker im Grundwasserabschnitt 2 (GWA 2) auszuführen. Zur Modellierung des GWA 2 werden die Erkenntnisse aus dem 3. und 4. Erkundungsbohrprogramm (EKB) berücksichtigt. Des Weiteren wurden zur Erstellung des Baugrundmodells Informationen aus dem „Faziesmodell“ vom Lehrstuhl Hydrogeologie der TU München berücksichtigt.

In dieser Stellungnahme werden die Berechnungen zu GWA 2 zusammengefasst, erläutert und beurteilt. Darauf aufbauend erfolgen Empfehlungen für die Dimensionierung des Düker Almeida.

2 Unterlagen

[U1] Aktuelle Planunterlagen von EDR, 30.04.2019

[U2] 25. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg vom 09.08.2018 - Neubemessung der Düker im GWA 1, Projekt Nr.: 11485/289 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U3] Hydrogeologischer Bericht zu Tunnel Starnberg - Teil 1: Allgemeine Beschreibung der hydrogeologischen Verhältnisse, Projekt Nr.: 11485/341, Entwurf vom 15.03.2019 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U4] 29. Stellungnahme zu Tunnel Starnberg vom 25.03.2019 - 3D-FE-Berechnung zu den Grundwasserverhältnissen im GWA1, Projekt Nr.: 11485/320 von Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani mit den dort angegebenen Unterlagen

[U5] Goovaerts, P. (1996). Stochastic simulation of categorical variables using a classification algorithm and simulated annealing. Mathematical Geology, 28(7), 909-921.

[U6] Pyrcz, M. J., & Deutsch, C. V. (2014). Geostatistical reservoir modeling. Oxford university press.

[U7] DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (2008): Bau und Ausbau von Horizontalfilterbrunnen, Technische Regel, Arbeitsblatt W128, Bonn

[U8] Velarde Ramos, J. (2016): Untersuchungen zur Dimensionierung von Horizontalfilterbrunnen mittels analytischer Methoden und numerischer Grundwassermodelle.- 83 S.; unveröffentlichte Masterarbeit an der Technischen Universität München.

[U9] SURFER 10 User's Guide, Golden Software, Inc.; 809 14th Street, Golden, Colorado 80401-1866, U.S.A., January 2010, www.GoldenSoftware.com

[U10] Doherty, J. (2015): PEST - Calibration and Uncertainty Analysis for Complex Environmental Models.

3 Geologie und Hydrogeologie

Wie Abb. 1 zu entnehmen, kann der vom Entlastungstunnel Starnberg durchquerte Baugrund in 3 Bereiche mit jeweils unterschiedlichen Grundwasserabschnitten (GWA) unterteilt werden. Die 3 Grundwasserabschnitte besitzen keine einheitliche Grundwasseroberfläche. Zudem wechselt die Grundwasserfließrichtung zwischen den 3 Abschnitten. Details hierzu siehe [U3].

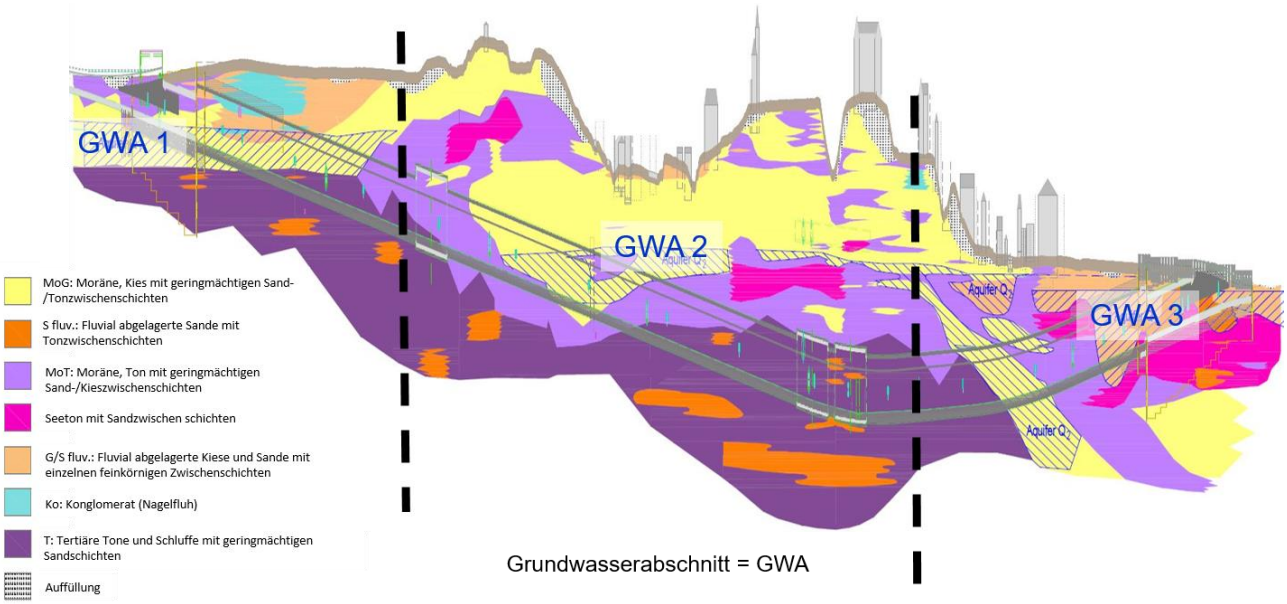


Abb. 1: Geologischer Schnitt zum Tunnel Starnberg

Der hier untersuchte Grundwasserabschnitt 2 (Aquifer 2) befindet sich im mittleren Bereich des Tunnel Starnberg zwischen ca. Bau-km 1+000 und Bau-km 2+000. Die Mächtigkeit und Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten des Aquifers Q_2 im GWA_2 variiert stark. Es wird nachfolgend zwischen 3 Bereichen, dem Bereich zwischen Bau-km 1+000 und Bau-km 1+450, zwischen Bau-km 1+450 und Bau-km 1+800 und zwischen Bau-km 1+800 und Bau-km 2+000 unterschieden. In Abb. 2 bis 4 ist der GWA 2 in 3 Abschnitten zusammen mit den im Zuge des 4. EKB ermittelten Grundwasserisohypsen dargestellt.

Zwischen Bau-km 1+000 und Bau-km 1+450 sind großteils relativ mächtige Kiese mit einer Durchlässigkeit zwischen $k = 1 \cdot 10^{-2}$ m/s und $k = 7 \cdot 10^{-3}$ m/s vorhanden. Im Südosten bis Osten dieses Bereichs fällt das Gelände in Richtung Starnberger See hin ab. Die Wasserstände liegen deutlich tiefer als im Übergangbereich zwischen GWA 1 und GWA 2. Sie nähern sich allmählich dem Seeniveau des Starnberger Sees an. Aus der Stichtagsmessung ergeben sich in diesem Abschnitt maximale hydraulische Gefälle zu i = 6,7 %. Die ermittelten Fließrichtungen aus der Auswertung der Stichtagsmessung vom 26. u. 27.02.2019, des Seewasserspiegels sowie der Fließrichtungsmessungen in 2 Messstellen zeigen eine Strömung in Richtung Südosten zum Starnberger See (siehe Abb. 2). Diese Ergebnisse sind plausibel, wenn man die Topographie berücksichtigt. Die hohen hydraulischen Gefälle ergeben sich aus dem Höhenunterschied, der bis zum See überwunden werden muss.

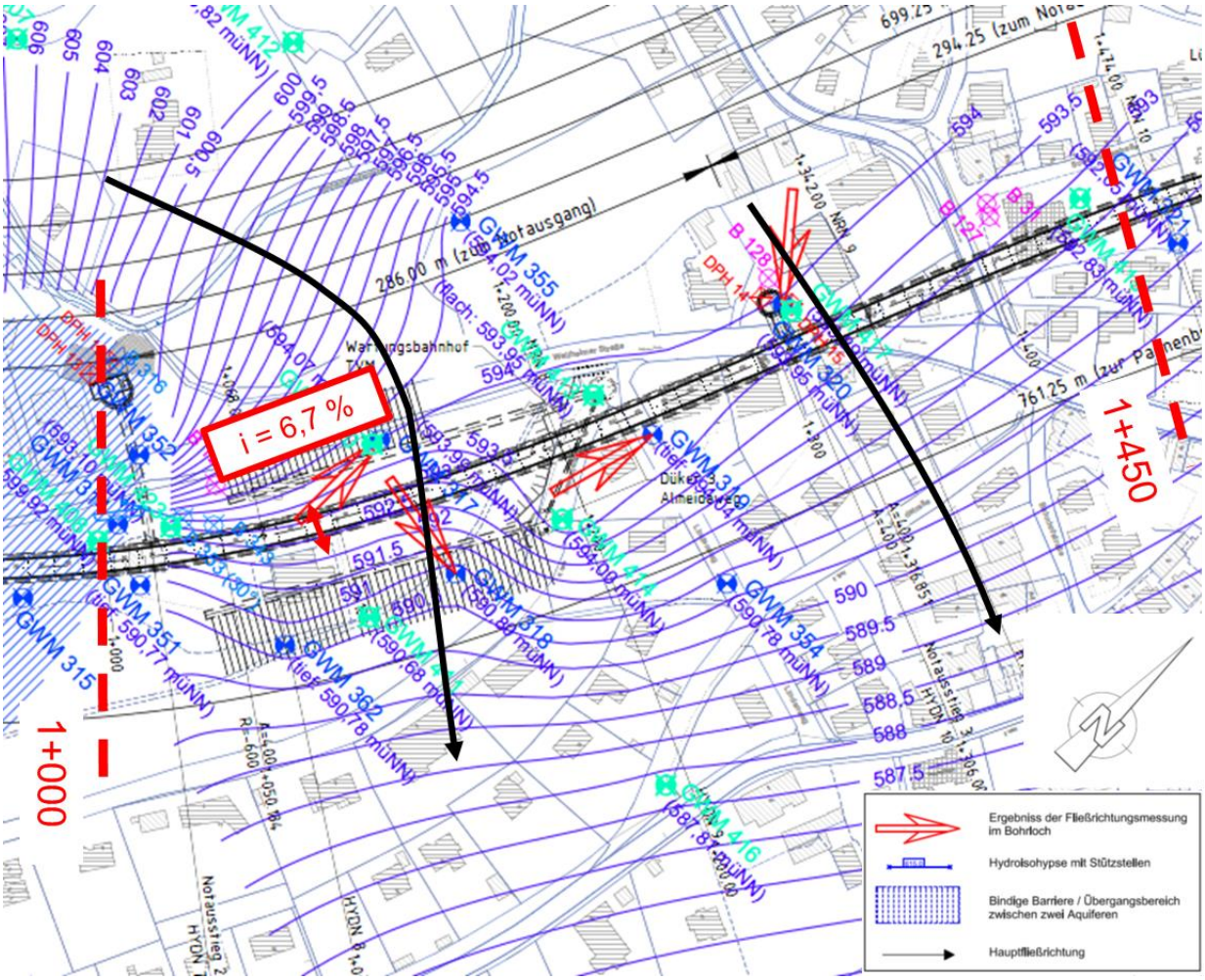


Abb. 2: Isohypsen und Ergebnisse der Fließrichtungsmessung des Aquifers Q_2 von Bau-km 1+000 bis Bau-km 1+450 (GWA_2)

Zwischen Bau-km <u>1+450 und Bau-km 1+800</u> wurde der Aquifer Q_2 nur in geringmächtigen, durchlässigen Zwischenschichten angetroffen, die in die bindige Moräne eingelagert sind. Gemäß der Auswertung der Stichtagsmessung vom 26. u. 27.02.2019 von 8 Grundwassermessstellen strömt in diesem Abschnitt des Aquifers Q_2 das Grundwasser mit einem hydraulischen Gefälle von i = 2,5 % nach Osten zum Starnberger See (siehe Abb. 3). Grundsätzlich ist aufgrund der Topographie auch die ermittelte Fließrichtung vom Hanfelder Hang im Nordwesten in Richtung Starnberger See plausibel. Da in diesem Bereich aber nur geringmächtige grundwasserführende Schichten anstehen, deren Teufe in den einzelnen Bohrungen variiert, ist die Durchgängigkeit des Aquifers in diesem Bereich nicht eindeutig belegt. Die beim Pumpversuch ermittelten geringen Durchlässigkeiten in Kiesen, die aufgrund der Korngrößenverteilung als stark durchlässig beurteilt wurden, lassen vermuten, dass die Strömungsgeschwindigkeit von weniger durchlässigen Bereichen begrenzt ist und eventuell auch die Strömungsrichtung variiert. Aufgrund der Tiefenlage beeinflusst der Tunnel den oberen Aquifer 2 nicht.

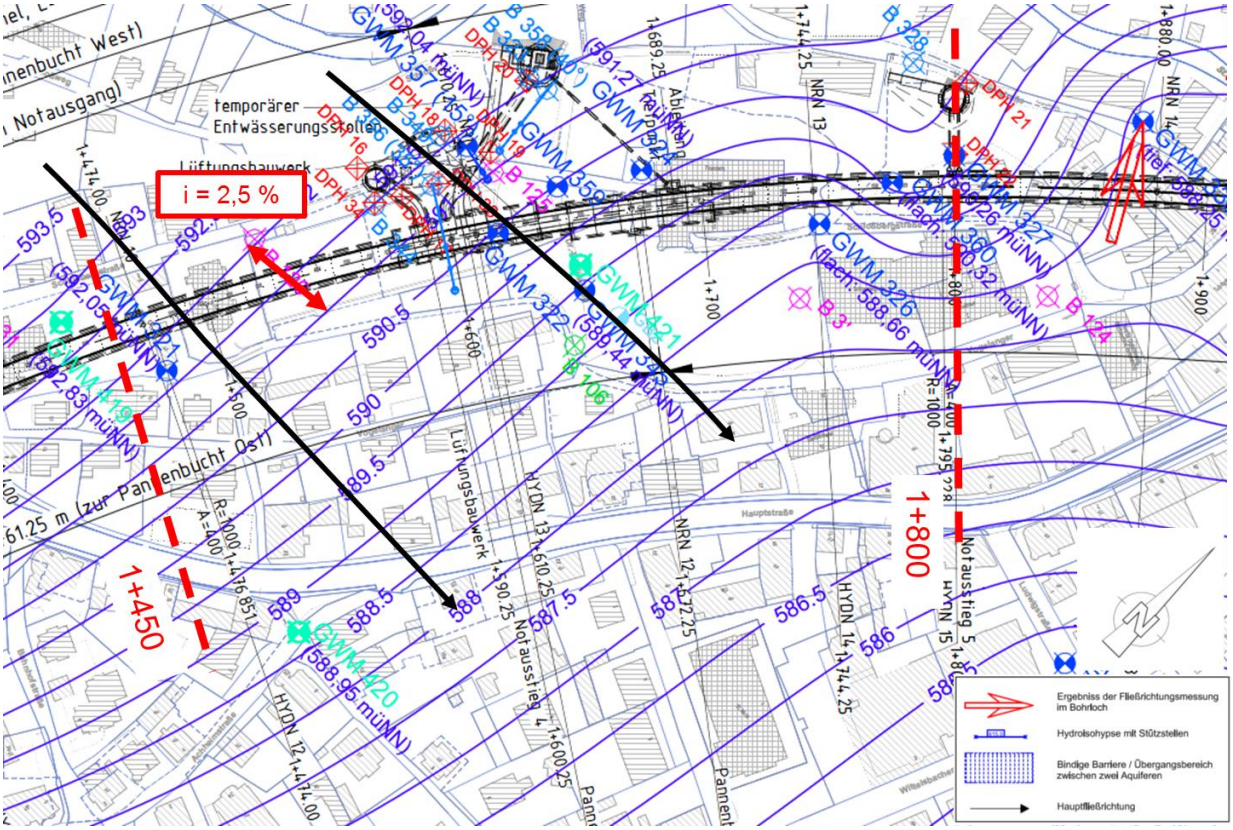


Abb. 3: Isohypsen und Ergebnisse der Fließrichtungsmessung des Aquifers Q_2 von Bau-km 1+450 bis Bau-km 1+800 (GWA_2)

Ab Bau-km <u>1+800 bis Bau-km 2+000</u> sind wieder mächtigere Kiesschichten vorhanden, in denen Durchlässigkeiten zwischen $k = 5 \cdot 10^{-5}$ m/s und $k = 3 \cdot 10^{-3}$ m/s ermittelt wurden. Die Fließrichtungen sind in diesem Bereich des Aquifers Q_2 weniger eindeutig. Die Wasserspiegeldifferenzen der Messstellen (GWM 330-t, GWM 350-t, B 104, B 122, B 123, BR 11) betragen in diesem Bereich nur einige Zentimeter bis Dezimeter.

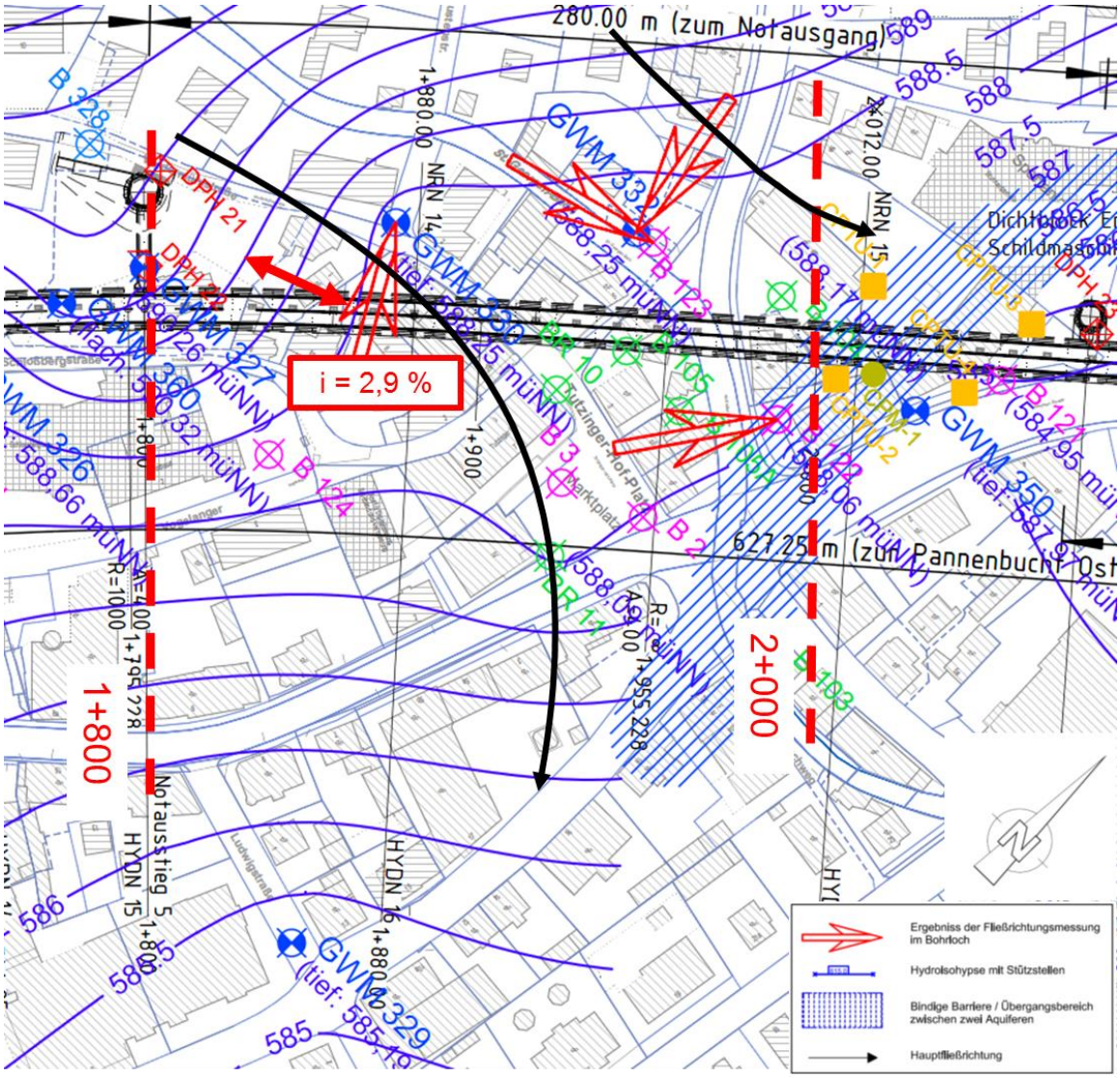


Abb. 4: Isohypsen und Ergebnisse der Fließrichtungsmessung des Aquifers Q_2 von Bau-km 1+800 bis Bau-km 2+000 (GWA_2)

Die geplante Tunneltrasse verläuft von Südwesten nach Nordosten und sperrt den Aquifer 2 vor allem zwischen Bau-km 1+000 und Bau-km 1+450 ab, wo das natürliche hydraulische Gefälle und auch die ermittelte Durchlässigkeit am größten sind. Ohne Zusatzmaßnahmen zur Grundwasserüberleitung werden Änderungen der Fließrichtung des natürlichen Grundwasserstroms mit einem hohen Aufstau bzw. Sunk im Tunnelnahbereich auftreten. Auf Basis erster analytischer Aufstauberechnungen und aktuellen Planunterlagen [U1] wurde in GWA 2 eine Grundwasserüberleitungsanlage (Düker Almeida) geplant. Sie liegt bei Bau-km 1+209 und besteht aus 2 Schächten mit jeweils einem horizontalen Stollen, woraus mehrere Horizontalfilterbrunnen gebohrt werden. Die Lage des

Dükers ist in Abb. 5 dargestellt. Zwischen Bau-km 1+450 und Bau-km 2+000 verläuft die Tunneltrasse unter der Untergrenze des Aquifers Q_2. Es sind in diesem Bereich daher keine Dükermaßnahmen erforderlich.

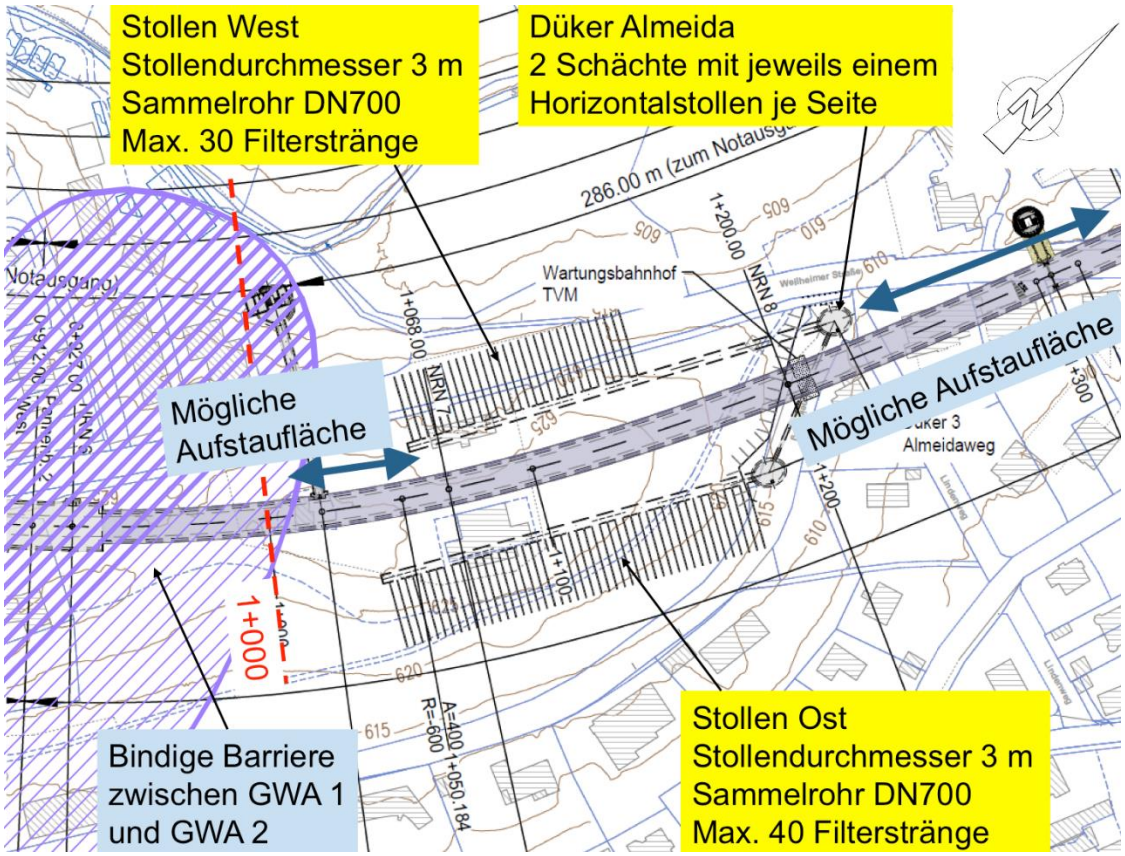


Abb. 5: Düker Almeida im GWA2

4 Baugrund- und Grundwassermodellierung

4.1 Prinzipielle Vorgehensweise

Zunächst waren im Rahmen der Grundlagenermittlung die vorhandenen Kenntnisse zu den geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen zusammenzustellen. Um die Untergrundverhältnisse und die Baugrundschichtung zu ermitteln, wurden die Aufschlussbohrungen des 1. bis 4. EKB ausgewertet. Für die Auswertung war insbesondere die Lage der unterhalb der durchlässigen quartären Kiese anstehenden bindigen Böden (tertiäre Tone und Schluffe) von Relevanz, da diese als undurchlässig angenommen wurden und im Grundwassermodell den unteren Modellrand bilden.

Auf Basis der Schichtenverzeichnisse einzelner Bohrungen wurde vom Lehrstuhl für Hydrogeologie der TU München ein sogenanntes „3D-Faziesmodell“ erstellt, bei dem die Geologie des betrachteten Bereichs dreidimensional dargestellt wird. Das Modell beinhaltet alle Bodenschichten von der Geländeoberfläche bis zur Endtiefe der Bohrungen. Die Unterscheidung der Bodenschichten erfolgt im Faziesmodell nicht nach den bodenmechanischen oder hydrogeologischen Eigenschaften der angetroffenen Böden, sondern nach der Korngrößenverteilung.

Nach der Definition des Baugrundmodells wurden die Grundwassermessdaten der Stichtagsmessungen mit Hilfe des Programms „SURFER“ interpoliert. Es wurde ein stochastisches Interpolationsverfahren - nämlich die radiale Basisfunktion - zur Erstellung des Grundwassergleichplans verwendet. Dabei wird die mathematische Beschreibung der Ähnlichkeit von Grundwassermesswerten in einem festgelegten Gebiet durch eine Basis-Kernfunktion realisiert. Über Wichtungsfaktoren erfolgt die Anpassung der radialen Basisfunktion am aus den Messstellen bekannten Wasserstand [U9].

Danach wurde das Baugrundmodell in Form einer Excel-Datei in das 3D-FE-Programm FEFLOW importiert. FEFLOW ist ein kommerzielles Finite-Elemente-Programm zur Strömungs-, Stoff-, und Wärmetransportmodellierung für 1D-, 2D und 3D-Geometrien. Nach der Erzeugung der Modellgeometrie erfolgt die 3D-FE-Netzgenerierung. Mit FEFLOW wurde die Veränderung der Grundwasserverhältnisse infolge des Tunnelbaus und die Wirkungsweise der Düker ermittelt.

die Kalibrierung des Grundwassermodells erfolgte mit Hilfe des Programms PEST [U10]. PEST steht für "**P**arameter **EST**imation" und ermöglicht die automatisierte Kalibrierung von Grundwassermodellen auf Basis von Pilot Points unter Anwendung mathematischer Regularisierungsmethoden, indem eine Zielfunktion minimiert wird, die die Unterschiede zwischen gemessenen und simulierten Grundwasserständen beinhaltet. Durch diverse Anpassungen von Durchlässigkeitsbeiwerten in PEST wurden die errechneten Grundwasserverhältnisse mit den vorliegenden Messungen in bestmögliche Übereinstimmung gebracht.

4.2 Baugrundmodell des Untersuchungsgebiets

4.2.1 Vorhandene Baugrundaufschlüsse

Zur Ermittlung der Baugrundverhältnisse im Untersuchungsgebiet wurden die vorliegenden Ergebnisse aus 4 Baugrunderkundungsprogrammen ausgewertet. Für die Trassenfestlegung und Genehmigungsplanung des Entlastungstunnels Starnberg wurden bereits in den Jahren 1988 und 1990 zwei Baugrunderkundungsprogramme durchgeführt. Die dabei gewonnenen Informationen wurden in einem 3. Erkundungsprogramm von April 2009 bis März 2010 vertieft. Die Ergebnisse des im Januar 2019 abgeschlossenen 4. Erkundungsprogramms sind bei den hier durchgeführten Berechnungen mit berücksichtigt.

Es wurden in den vier Erkundungsprogrammen insgesamt 41 Aufschlussbohrungen nach DIN 4021 im Rammkern- bzw. Rotationskernbohrverfahren abgeteuft. Davon wurden 20 Bohrungen als Ein-

bis Dreifachgrundwassermessstellen (GWM) ausgebaut. Die für die Erstellung des Fazies- bzw. Baugrundmodells relevanten Baugrundaufschlüsse sind in Tab. 1 zusammengefasst. Die Angaben zu Gelände- und Tertiäroberflächen sind aus den einzelnen Schichtenverzeichnissen der Bohrungen abgelesen und entsprechen nicht unbedingt der Modellober- bzw. -unterkante des Faziesmodells.

Tab. 1: Bohraufschlüsse und Höhen der Schichtgrenzen

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Geländeoberfläche [müNN]	Tertiäroberfläche [müNN]
B 106	4450828,56	5318027,96	603,81	581,61
B 125	4450757,48	5318053,58	616,70	594,60
B 126	4450709,62	5317968,26	617,75	589,95
B 127	4450656,97	5317858,57	609,88	587,56
B 128	4450609,08	5317773,57	611,45	592,25
B 129	4450505,04	5317545,18	608,02	590,52
GWM 314	4450487,40	5317503,93	604,95	598,85
B 316	4450438,59	5317550,25	600,51	593,51
GWM 317	4450540,77	5317608,23	608,20	584,15
GWM 318	4450603,81	5317590,76	608,27	582,42
GWM 319-t	4450621,26	5317691,61	606,00	582,24
GWM 320	4450621,26	5317770,06	610,27	586,27
GWM 321	4450721,80	5317907,09	607,11	593,51
GWM 322	4450776,00	5318037,91	619,62	590,92
B 323	4450741,08	5318089,89	599,78	589,78
GWM 324-f	4450798,32	5318095,51	620,14	589,74
B 343	4450516,58	5317532,46	607,88	589,28
B 344	4450733,70	5318011,13	614,04	590,34
GWM 345	4450815,98	5318046,14	605,15	585,85
GWM 351-t	4450512,47	5317492,29	602,05	588,40
GWM 352	4450472,91	5317531,24	607,70	599,25
B 353 (30°)	4450505,29	5317525,18	607,60	596,51
GWM 354	4450688,39	5317669,26	599,40	579,00
GWM 355	4450499,47	5317698,01	600,74	591,39
B 356 (35°)	4450744,06	5318032,69	617,78	591,98
GWM 357 (15°)	4450743,08	5318053,46	617,82	594,11
B 358 (40°)	4450749,46	5318091,65	600,14	590,07
GWM 359	4450779,46	5318067,40	606,85	590,25
GWM 362-t	4450574,00	5317517,92	601,54	579,39
GWM 408-f	4450486,32	5317492,93	604,59	596,69
GWM 410	4450539,85	5317604,48	607,95	586,95
GWM 411	4450590,94	5317551,60	604,70	580,30
GWM 412	4450395,21	5317701,53	593,56	588,96

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Geländeoberfläche [müNN]	Tertiäroberfläche [müNN]
GWM 413-f	4450591,63	5317685,76	611,13	591,03
GWM 414	4450619,52	5317639,02	605,56	580,66
GWM 416	4450730,66	5317590,02	592,91	579,51
GWM 417 (27°)	4450625,80	5317770,71	609,83	588,72
GWM 419	4450678,83	5317891,17	612,26	587,56
GWM 420	4450831,53	5317871,06	592,63	589,13
GWM 421	4450807,85	5318051,95	603,81	588,81
GWM 423	4450504,08	5317519,11	606,92	593,12

4.2.2 Grundlagen des Faziesmodells und des Berechnungsverfahrens

Mit dem Begriff „Lithofazies“ (oder kurz „Fazies“) bezeichnet man den lateralen lithologischen Wechsel innerhalb der betrachteten geologischen Einheit. In dieser Einheit wird die Verteilung der terrestrischen Lithofaziestypen Ton, Schluff, Sand und Kies im 3D-Modell untersucht. Dies geschieht durch den Aufbau eines Faziesmodells, in denen die Einzelzellen des geologischen Gitters mit einem Lithofaziestyp gefüllt werden. Ein 3D-Faziesmodell besteht aus einem dreidimensionalen Gitter (geologisches Grid), welches mit Faziestypen entsprechend ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung belegt ist.

Die Palette an d-Werten (d10, d20, … bis d90) bietet eine flexible Lösung für die Szenariotechnik bei der Ermittlung von sowohl grobkörnigen als auch feinkörnigen geologischen Strukturen. Dabei beschreibt beispielsweise der Wert d10 die Korngröße bei einem Massenanteil von 10 % der Fazies. Beispielsweise weisen hohe d-Werte, wie z. B. d60 = 2mm, einen Kiesmassenanteil von 40 % auf.

Für die Faziesmodellierung wird das geostatische Simulationsverfahren Sequential Indicator Simulator (SIS) verwendet. Dieser stochastische Modellierungsalgorithmus ist eine oft angewendete Methode zur Modellierung von diskreten bzw. kategorisierten Variablen. In unserem Fall stellt der Lithofaziestyp die kategorisierte Zielvariable dar. Bei dieser Methode wird die räumliche Variabilität jedes Lithofaziestyps (Ton, Schluff, Sand und Kies) aus den 3D-Variogrammen entnommen. Jeder Lithofaziestyp besitzt eine unterschiedliche räumliche Korrelation, die mit dreidimensionalen Variogrammanalysen in der vertikalen und horizontalen Richtung untersucht wird. Hierfür wird ein Indicator Kriging (Simple Indicator Kriging) durchgeführt, bei dem von einem Gitter ins Nächste in zufälliger Reihenfolge gewechselt wird. Größere Abweichungen zwischen der realen und interpolierten Baugrundsituation sind insbesondere bei größer werdenden Aufschlusspunktabständen oder bei nicht aufgeschlossenen Schichtsprüngen zu erwarten. Näheres zur Methodik des 3D-Faziesmodells kann [U5] und [U6] entnommen werden.

4.2.3 Festlegung der Modellgrenzen

Nachdem das Lithofaziesmodell vorlag, war der Grundwasserleiter im GWA 2 festzulegen. Er wurde mit Hilfe der Grenze d60 = 2 mm definiert. Daraus ergibt sich die Ober- und Untergrenze des Aquifers

Q_2. Abb. 7 zeigt eine schematische Darstellung des gesamten Modellgebiets für den Tunnel Starnberg. Die zur Erstellung des Faziesmodells verwendeten Bohrungen / Grundwassermessstellen sind ebenfalls dargestellt.

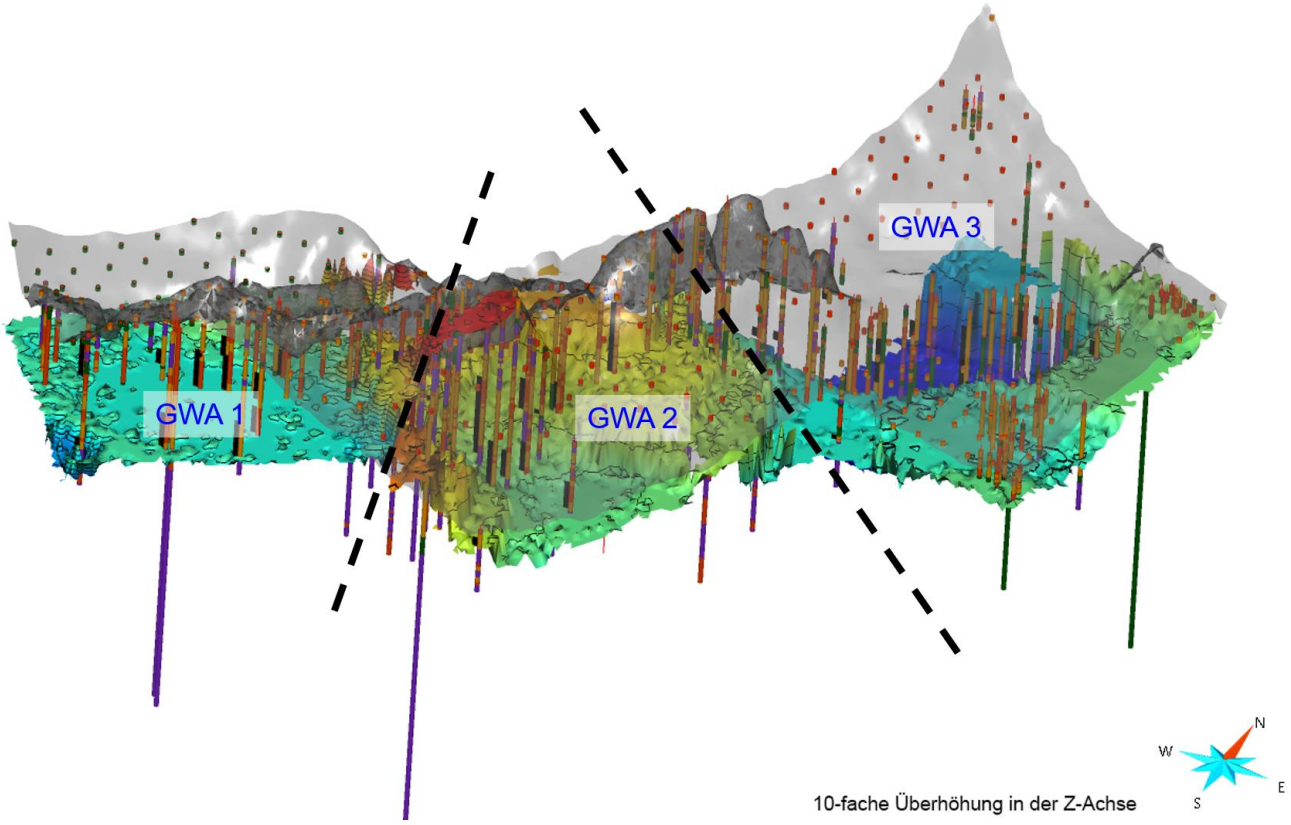


Abb. 6: Faziesmodell für den Tunnel Starnberg. Die transparente graue Fläche zeigt die Geländeoberfläche und die farbige Fläche die Aquiferbasis (40%-Kiesmassenanteil).

Die Festlegung der seitlichen Grenzen des GWA 2 erfolgt anhand des Grundwassergleichplans. Die Ränder stehen bei undurchlässigen Randbedingungen senkrecht und bei Ein- und Ausströmung parallel zu den lokalen Isohypsen. In Abb. 7 sind die aus dem Faziesmodell erstellten oberen und unteren Modellgrenzen des GWA 2 wiedergegeben.

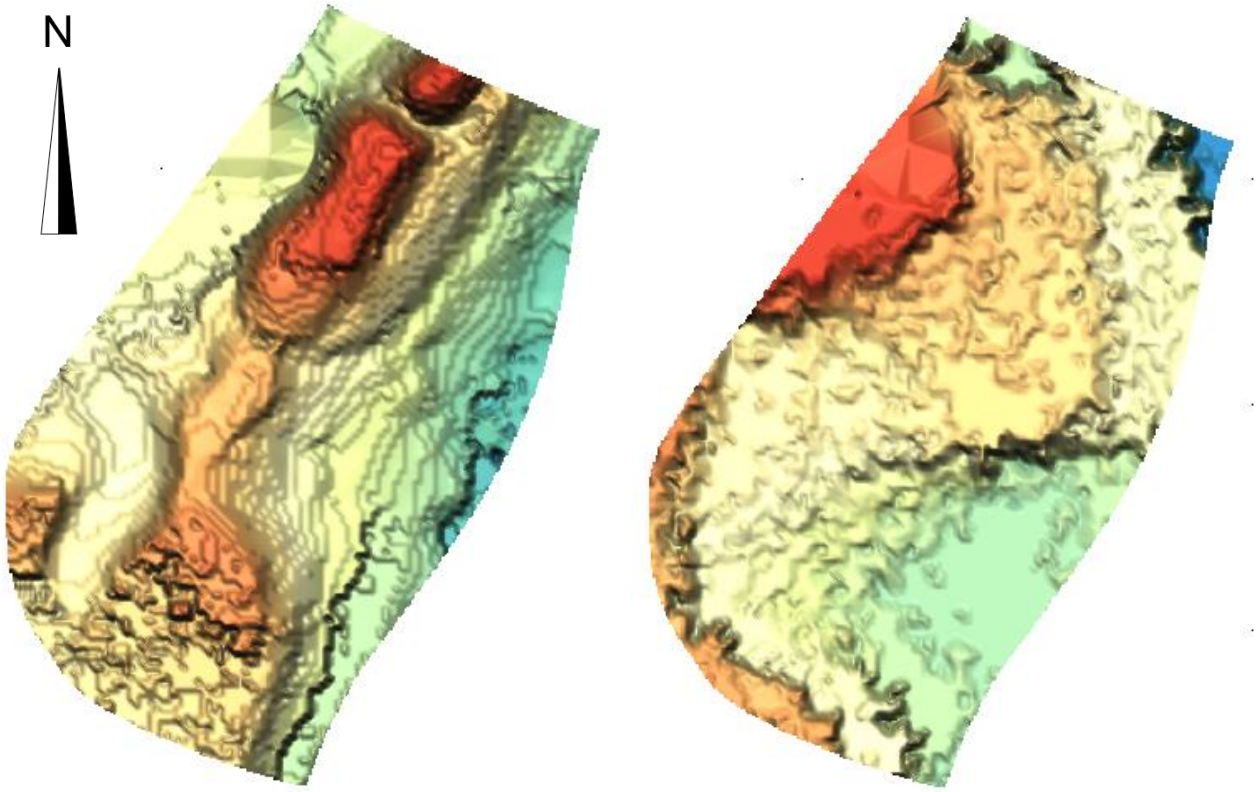


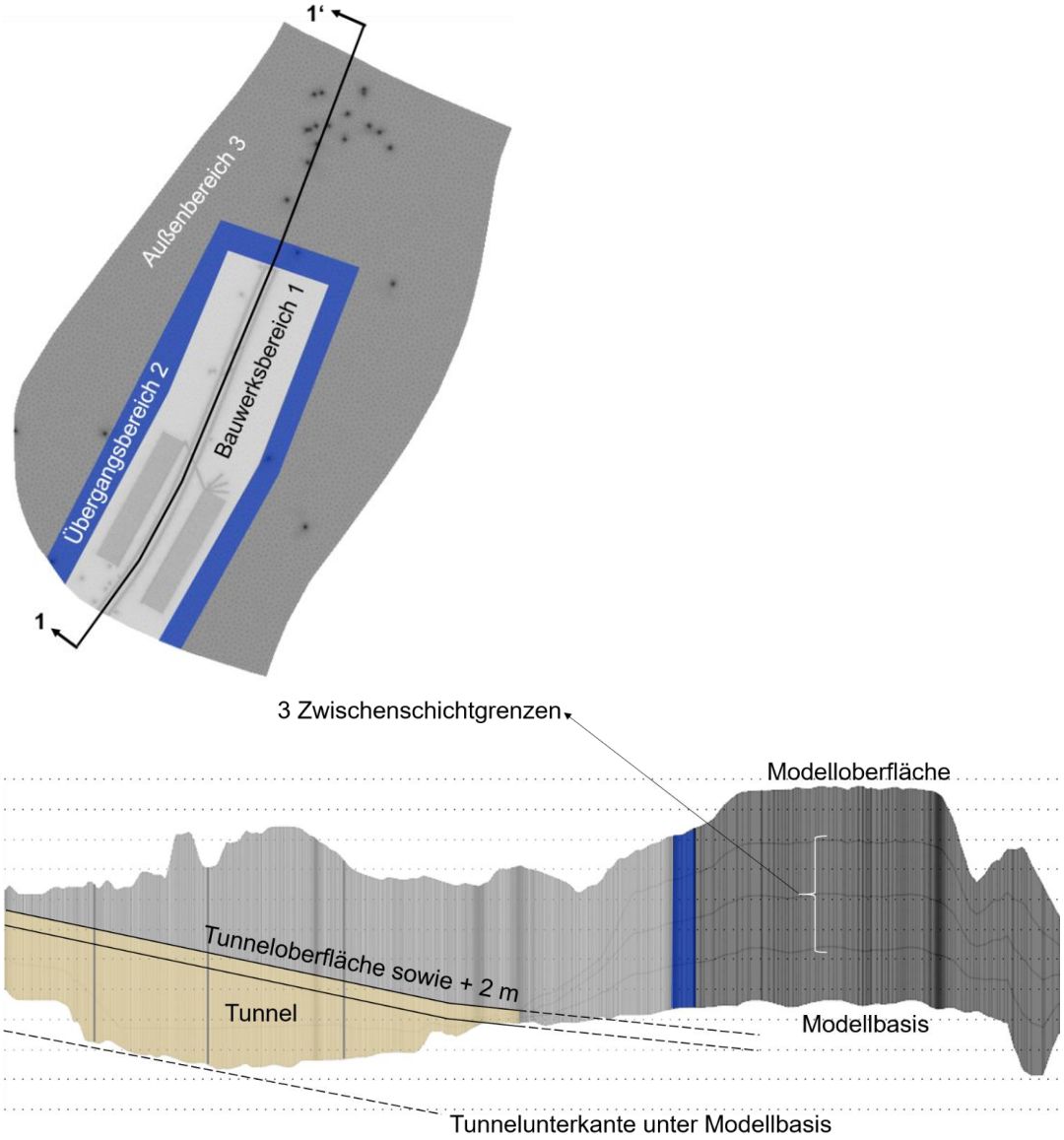
Abb. 7: Links: Modelloberfläche; Rechts: Modellunterfläche nach dem Faziesmodell

4.2.4 Zwischenschichten zur Darstellung der Bauwerke

Die in Abschnitt 4.2.3 festgelegten Modellgrenzen stellen den oberen und unteren Rand des gesamten Simulationsbereichs dar und wurden als Textdatei in SURFER eingelesen. Es ist nun noch die konkrete Lage und Geometrie des Tunnelbauwerks bzw. der Überleitungsanlagen im Modell zu berücksichtigen. Für die realitätsnahe Modellierung des Tunnels mit den Grundwasserdükern in FEFLOW wurde das Quartär in mehrere Schichten unterteilt. Hierbei handelt es sich nicht um geologische Schichten, sondern um eine programmtechnisch zweckmäßige Unterteilung des Grundwasserleiters. Insgesamt wurden drei Schichtgrenzen zwischen der Ober- und Unterfläche eingefügt.

Grundsätzlich ist in FEFLOW die Verwendung sogenannter unstrukturierter Netze möglich, bei denen sich zwei Schichtengrenzen bzw. eine Schichtgrenze mit einer Bauwerksgrenze (Tunnelaußenfläche) schneiden dürfen. Dies führt jedoch zu erhöhten Anforderungen bei der Bearbeitung des Grundwassermodells, beispielsweise der Zuweisung von Parametern wie der Durchlässigkeit. Deshalb wurde auf die Verwendung eines unstrukturierten Netzes verzichtet. Stattdessen wurden im Übergangsbereich zwischen Bauwerk und Schichtgrenze Zwischenschichten derart definiert, dass es zu keiner Überschneidung kommt und der in diesem Fall von FEFLOW geforderte Mindestabstand von 0,10 m zwischen Schichtgrenze und Bauwerk eingehalten wird.

Um die Bauwerke im Modell darstellen zu können, muss das Modell in Z-Richtung in insgesamt 4 Schichten unterteilt werden. Damit eine Überschneidung der Schichtgrenzen ausgeschlossen ist, erfolgt die Definition der Schichten in 3 unterschiedlichen Bereichen. Im Bauwerksbereich 1 (siehe Abb. 8) müssen die Schichten händisch eingegeben werden. Im Außenbereich 3 erfolgt die Definition der Schichten über das Programm SURFER. Die Schichten besitzen hier in Z-Richtung jeweils gleiche Mächtigkeit. Im Übergangsbereich 2 werden die Schichtgrenzen von Bereich 1 und Bereich 3 linear verbunden.



Schnitt 1 – 1' (Z-Achse 5-fach überhöht)

Abb. 8: oben: Teilung des Simulationsgebiets in 3 Bereiche; unten: Tunnellängsschnitt mit Darstellung der 4 Schichten.

In einem ersten Schritt wurde die Höhenlage der Tunnelbauwerke und der Düker im Bauwerksbereich 1 festgelegt. Die Koordinaten repräsentativer Punkte der geplanten Tunneltrasse und der Überleitungsanlagen wurden als Basispunkte im Bauwerksbereich 1 eingelesen und mit Hilfe der Triangulation-Funktion linear interpoliert, da ihre Höhenlagen bekannt (linearer Verlauf zwischen den eingelesenen Basispunkten) sind. Zur Modellierung der Filterwirkung müssen die Düker oberhalb der Tertiäroberfläche bzw. unterhalb eines zu erwartenden Niedrigwasserstandes liegen. Zwischen dem angenommenen Niedrigwasserstand und der Modellunterkante sind die geplanten Stollen und die Horizontalfilter in derselben Schichtgrenze der Tunneloberfläche anzuordnen. Entnahme- und Wiederversickerungsstollen liegen nach [U1] auf ca. 590 müNN bzw. 586 müNN.

Angepasst an die erwarteten Verhältnisse sowie die geplanten Geometrien der Düker sind bei der Modellierung von Grundwasserdükern mittels Discrete-Feature-Elementen (Näheres im Abschnitt 5.4.1) in FEFLOW gemäß [U8] die realistischsten Ergebnisse bei einem Schichtabstand oberhalb und unterhalb der Elemente von ca. 1,36 m zu erwarten. Für die Filterlage sind daher zwei weitere Zwischenschichten mit jeweils 1,36 m Mächtigkeit notwendig. Aufgrund der Anforderungen an die Dükermodellierung ergeben sich so die bereits oben genannten 3 Schichtgrenzen.

Die vollständigen Geometrien der in SURFER konstruierten Schichten werden als Textdatei exportiert und in FEFLOW eingelesen. FEFLOW erkennt die Daten nach ihren Koordinaten und bildet die 3D-Geometrie des Grundwassermodells. In der X-Y-Ebene besteht die Vernetzung aus dreieckigen Flächenelementen. Sie werden in Z-Richtung projiziert und bilden damit Prismen.

4.3 Grundwassermodellierung

4.3.1 Grundwasserdaten

Zur Analyse der Grundwassersituation standen die in Abschnitt 4.2.1 angegebenen Aufschlussdaten zur Verfügung. Es wurde am 26. und 27.02.2019 eine Stichtagsmessung (STM 2019) durchgeführt. Die dabei angetroffenen Wasserstände bilden die Grundlage der nachfolgenden Untersuchungen zum Grundwassermodell.

Nach dem Verzicht auf die als ungeeignet eingestuften Messwerte (z.B. GWM 406 wegen vermuteter Verunreinigung) wurden 30 Messdaten zur Erstellung des Grundwassergleichenplans für das Grundwassermodell verwendet. Abb. 9 stellt die mit SURFER errechneten Grundwasserisohypsen dar. Die 30 Messdaten der STM 2019 sind in Tab. 2 aufgelistet. Größere Abweichungen zwischen den Messergebnissen und den interpolierten Werten sind vor allem im westlichen bis nordwestlichen Bereich erkennbar. Dort liegen nur relativ wenige Informationen zu den Grundwasserverhältnissen vor.

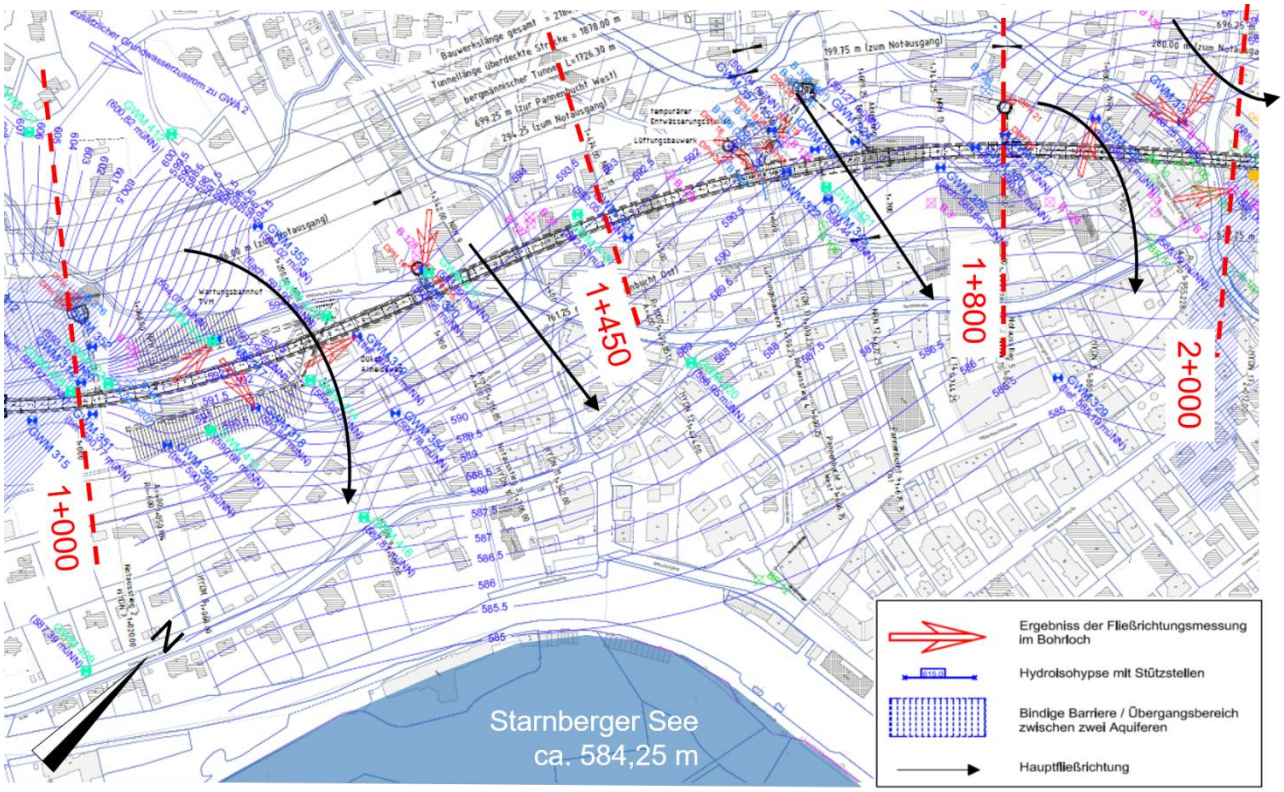


Abb. 9: Mit SURFER interpolierte Grundwasserisohypsen für die STM 2019 (blau). Blaue und türkise Kreise sind Grundwassermessstellen des 3. bzw. 4. EKB.

Tab. 2: Ergebnisse der Stichtagsmessung am 26. und 27.02.2019

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	STM 26.-27.02.2019 [müNN]
BR 11	4451027,02	5318211,45	588,09
B 104	4451021,11	5318314,35	588,17
B 122	4451046,05	5318287,50	588,06
B 123	4450983,00	5318298,76	588,25
GWM 317	4450540,77	5317608,23	593,99
GWM 318	4450603,81	5317590,76	590,80
GWM 319-t	4450621,26	5317691,61	594,04
GWM 320	4450621,26	5317770,06	593,95
GWM 324	4450798,32	5318095,51	591,27
GWM 326-f	4450863,02	5318130,18	588,66
GWM 327	4450881,57	5318186,89	590,26
GWM 329-t	4451054,01	5318076,15	585,19
GWM 330-t	4450924,81	5318249,00	588,25
GWM 345	4450815,98	5318046,14	589,44

Bezeichnung	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	STM 26.-27.02.2019 [müNN]
GWM 350-t	4451073,13	5318318,34	587,97
GWM 351-t	4450512,47	5317492,29	590,77
GWM 354	4450688,39	5317669,26	590,78
GWM 355	4450499,47	5317698,01	594,02
GWM 360-f	4450871,83	5318161,98	590,32
GWM 362-t	4450574,00	5317517,92	590,78
GWM 409	4450658,14	5317338,99	587,39
GWM 410	4450538,49	5317604,89	594,07
GWM 411	4450591,50	5317551,83	590,68
GWM 412	4450396,06	5317701,34	600,82
GWM 413-f	4450591,70	5317685,93	593,95
GWM 414	4450619,60	5317639,01	594,00
GWM 416	4450730,65	5317590,31	587,81
GWM 417 (27°)	4450625,78	5317770,63	593,89
GWM 419	4450679,29	5317890,71	592,83
GWM 423	4450500,36	5317518,78	593,10

Zudem werden 11 Grundwassermessstellen seit ihrer Herstellung während des 3. EKB‘s etwa einmal im Monat gemessen. Von diesen Messstellen liegen Messdaten von 2015 bis 2018 vor, die nachfolgend bei der instationären Kalibrierung des Grundwassermodells berücksichtigt werden. Siehe hierzu Abschnitt 4.4.3.

4.3.2 Modellabmessungen und Randbedingungen

Auf Basis des Grundwassergleichenplans aus der Stichtagsmessung wurden die Modellgrenzen und Randbedingungen festgelegt. Da der geplante Tunnel nur zwischen Bau-km 1+000 und Bau-km 1+450 den Grundwasserleiter GWA 2 absperrt (siehe auch Abb. 5) und somit die natürlichen Grundwasserverhältnisse nicht im Norden beeinflusst, wurde das Modell in Süd-Nord Richtung eingegrenzt. Die nördliche Grenze wurde bei Bau-km 1+700 und die südliche Grenze (Rand des GWA 2) bei Bau-km 1+000 festgelegt, wobei in beiden Fällen die Grenze senkrecht zu den Isohypsen verläuft.

Unter Berücksichtigung der Grundwassermessungen und Aufschlüsse sowie der Erkenntnisse aus dem Faziesmodell wurde weiterhin angenommen, dass die nordwestliche Modellgrenze ebenfalls undurchlässig ist.

Entlang des östlichen Rands zwischen Bau-km 1+000 und Bau-km 1+700 ist ein relativ konstantes Grundwassergefälle zu erwarten, da das Grundwasser zum Starnberger See fließt. Dieser Rand besitzt einen niedrigeren Grundwasserstand und bildet somit den Abfluss des Simulationsgebiets. Die südwestliche Grenze im Übergangsbereich zwischen GWA 1 und GWA 2 bildet hingegen den Zu-

flussrand zum Modell. Unter stationären Verhältnissen gemäß der STM 2019 wurde zur Modellkalibrierung am südwestlichen Rand ein konstantes Potential bei 600,8 müNN und am östlichen Modellrand bei 586,5 müNN angesetzt (s. Abb. 10).

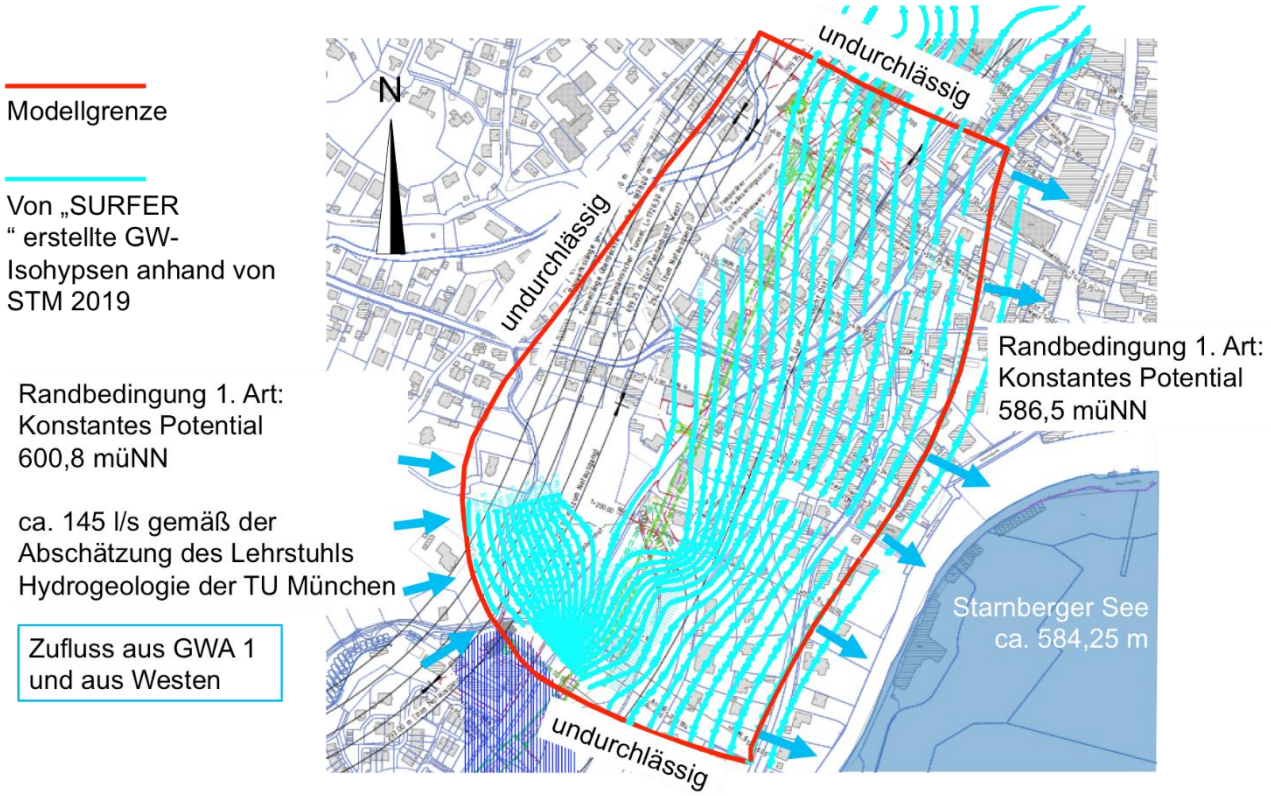


Abb. 10: Modellgrenzen (rot) mit Grundwassergleichenplan (türkis) für STM 2019.

Für eine instationäre Modellkalibrierung ist die Definition von zeitveränderlichen Randbedingungen erforderlich. So wurden am östlichen und südwestlichen Rand die im Zeitraum von 01.01.2015 bis 28.10.2017 dokumentierten Potentiale als zeitabhängige Randbedingungen erster Art vorgegeben. Die drei undurchlässigen Modellränder blieben unverändert.

4.4 Modellkalibrierung mit dem Programm PEST

4.4.1 Grundlage der Kalibrierung und Eingangsparameter

Zur Modellierung der Auswirkungen des Tunnels und der Überleitungsmaßnahmen auf die Grundwasserverhältnisse sind Kenntnisse zur hydraulischen Durchlässigkeit des Untergrunds notwendig. Zur Bestimmung der Verteilung des Durchlässigkeitsbeiwerts wurde das vorliegende Grundwassermodell anhand der Stichtagsmessung am 26.-27.02.2019 und der verfügbaren Messdaten von 01.01.2015 bis 28.10.2017 (1031 Tage) jeweils stationär und instationär mit dem Programm PEST kalibriert. Nach der instationären Kalibrierung wurden die Ergebnisse noch mit den Messdaten von

28.10.2017 bis 27.02.2019 (487 Tage) zur Parametervalidierung nachgerechnet. Ziel der Kalibrierungen bzw. Validierungen ist es, eine gute Übereinstimmung der im Modell berechneten Grundwasserstände mit den gemessenen Grundwasserhöhen zu erzielen.

PEST erlaubt die Parameterschätzung sowohl mit konstanten Werten in vordefinierten Zonen als auch mittels Interpolationen zwischen sogenannten „Pilot Points“. Diese sind im Modellbereich vordefinierte Punkte, zwischen denen die zu schätzenden Parameter durch verschiedene Interpolationsverfahren, in unserem Fall die Radialbasisfunktion, bestimmt werden. Die Herangehensweise mit Pilot Points in Kombination mit mathematischer Regularisierung wurde für die Kalibrierung des vorhandenen Modells gewählt. Es wurden 95 Pilot Points im Simulationsbereich definiert, wobei 19 Pilot Points aufgrund von Feldversuchen bekannte horizontale Durchlässigkeitsbeiwerte besitzen (siehe Tab. 3).

Die Ermittlung dieser Durchlässigkeitsbeiwerte erfolgte durch Pumpversuche. Bei Pumpversuchen können die ermittelten horizontalen Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von den Pumpstufen etwas variieren. Folglich sind in PEST für den Durchlässigkeitsbeiwert einer Messstelle neben dem gemittelten Startwert immer noch die untere und obere Grenze zugewiesen. Somit ist die Anpassung des Durchlässigkeitsbeiwerts während der Kalibrierung nur in der angegebenen Wertespanne möglich. Im Gegensatz dazu konnten im Programm die Durchlässigkeitsbeiwerte der anderen Pilot Points zwischen k_{xx} = 9*10^{-6} m/s und k_{xx} = 2*10^{-2} m/s variiert werden. Die beiden Grenzwerte liegen der Gesamtbetrachtung aller im Rahmen der Pumpversuche ermittelten k-Werte im gesamten Aquifer zugrunde.

Tab. 3: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche

Bezeichnung	GOK [müNN]	Filterbereich [m]		Versuchsart	mittlerer k-Wert [m/s]	unterer k-Wert [m/s]	oberer k-Wert [m/s]
		von	bis				
GWM 317	620,70	28,30	36,30	PV	$4\cdot10^{-3}$	$3\cdot10^{-3}$	$6\cdot10^{-3}$
GWM 318	623,07	34,60	40,60	PV	$2\cdot10^{-3}$	$2\cdot10^{-3}$	$3\cdot10^{-3}$
GWM 319-t	606,74	21,65	24,65	PV	$9\cdot10^{-4}$	$5\cdot10^{-4}$	$1\cdot10^{-3}$
GWM 320	610,27	17,10	23,10	PV	$4\cdot10^{-3}$	$3\cdot10^{-3}$	$5\cdot10^{-3}$
GWM 324	620,14	34,30	35,30	PV	$2\cdot10^{-4}$	$9\cdot10^{-5}$	$3\cdot10^{-4}$
GWM 345	605,15	16,10	19,10	PV	$7\cdot10^{-5}$	$7\cdot10^{-5}$	$9\cdot10^{-5}$
GWM 351-t	630,70	41,40	42,40	PV	$3\cdot10^{-3}$	$2\cdot10^{-3}$	$4\cdot10^{-3}$
GWM 352	630,70	20,60	21,60	PV	$1\cdot10^{-3}$	$8\cdot10^{-4}$	$2\cdot10^{-3}$
GWM 354	599,40	16,30	20,30	PV	$9\cdot10^{-5}$	$3\cdot10^{-5}$	$4\cdot10^{-4}$
GWM 355	601,84	8,90	10,90	PV	$1\cdot10^{-3}$	$7\cdot10^{-4}$	$2\cdot10^{-3}$
GWM 362-t	623,19	32,55	43,55	PV	$2\cdot10^{-2}$	$1\cdot10^{-2}$	$2\cdot10^{-2}$
GWM 410	621,15	19,00	34,00	PV	$1\cdot10^{-2}$	$5\cdot10^{-3}$	$1\cdot10^{-2}$
GWM 411	622,70	30,00	42,00	PV	$7\cdot10^{-3}$	$4\cdot10^{-3}$	$8\cdot10^{-3}$
GWM 412	610,26	18,00	21,00	PV	$1\cdot10^{-5}$	$9\cdot10^{-6}$	$2\cdot10^{-5}$
GWM 413-f	611,13	13,00	20,00	PV	$2\cdot10^{-3}$	$1\cdot10^{-3}$	$2\cdot10^{-3}$
GWM 414	613,46	25,80	32,80	PV	$2\cdot10^{-3}$	$2\cdot10^{-3}$	$3\cdot10^{-3}$

Bezeichnung	GOK [müNN]	Filterbereich [m]		Versuchsart	mittlerer k-Wert [m/s]	unterer k-Wert [m/s]	oberer k-Wert [m/s]
		von	bis				
GWM 416	595,81	10,00	16,00	PV	$8 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$9 \cdot 10^{-4}$
GWM 417 (27°)	610,19	18,30	23,30	PV	$7 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-3}$
GWM 419	612,86	8,00	24,00	PV	$1 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$
Restliche 76 Pilot Points	-	-	-	-	$3 \cdot 10^{-3}$	$9 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-2}$
PV: Pumpversuch							

Die Kalibrierung erfolgt iterativ ausgehend von einem vorgegebenen Startwert der hydraulischen Durchlässigkeit. Für alle Pilot Points, für die keine Pumpversuche vorlagen, wurde als Startwert $k_{xx} = 3*10^{-3}$ m/s gewählt. Aufgrund der Ablagerungsgeschichte kann von anisotropen Verhältnissen ausgegangen werden. Die vertikale Durchlässigkeit wurde demzufolge auf ein Zehntel der horizontalen Durchlässigkeit festgelegt.

Die gewählte Regularisierungsmethode für die Kalibrierung ist die sogenannte Singulärwertzerlegung (Singular Value Decomposition, SVD). Diese Methode hat den Vorteil, dass Parameter, die nur einen sehr geringen Einfluss auf die Kalibrierung haben, identifiziert und Ergebnisse mit der minimalen Fehlervarianz geliefert werden. Aus der Differenz der berechneten zu den gemessenen Grundwasserständen errechnet PEST den Wert einer Zielfunktion. Dieser Wert wird im Zuge der Kalibrierung durch die automatisierte Parameteranpassung in PEST iterativ minimiert. Die Kalibrierung wird beendet, wenn keine weitere nennenswerte Reduzierung der Zielfunktion erreicht werden kann.

4.4.2 Stationäre Kalibrierung mit der Stichtagsmessung 2019

Nach der stationären Kalibrierung sind die Modellergebnisse mit den Messdaten am Stichtag zu vergleichen.

Gemäß Abb. 11 liegen die Unterschiede zwischen den Simulationsergebnissen und den Messwerten meist zwischen -0,06 m und 0,06 m. Im Durchschnitt ist die Abweichung zwischen der Berechnung und den Messungen sehr gering. Mit dem stationär kalibrierten Modell konnte die Stichtagsmessung sehr gut wiedergegeben werden.

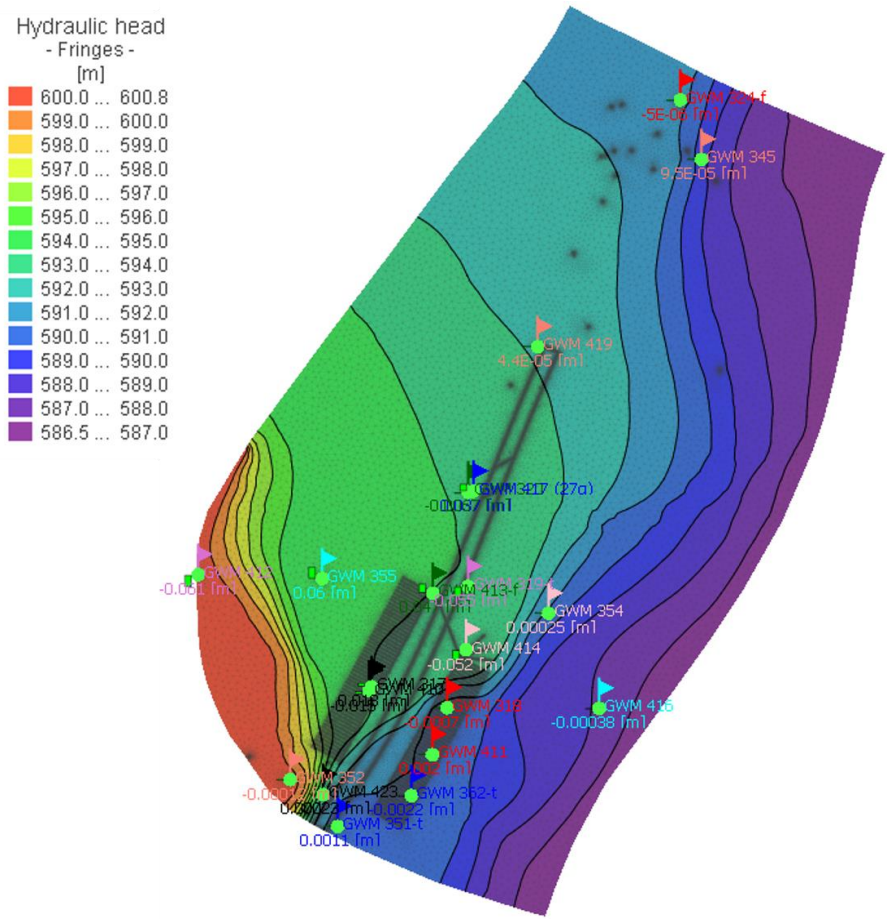


Abb. 11: Vergleich der stationär kalibrierten Modellergebnisse mit der Stichtagsmessung 2019

Nach der stationären Kalibrierung wurde noch geprüft, ob mit der k-Wert-Verteilung der Kalibrierung auch weitere Grundwasserstände mit einer ausreichenden Genauigkeit wiedergegeben werden können. Es wurde dafür eine instationäre Berechnung für 1031 Tage simuliert, in denen die in 4.3.2 angegebenen konstanten Randbedingungen am östlichen und südwestlichen Rand bzw. die GW-Messdaten durch zeitabhängige GW-Ganglinien im oben genannten Zeitraum ersetzt wurden. Mit der sich aus der stationären Kalibrierung ergebenden k-Wert-Verteilung konnte die instationäre Grundwassersituation nicht mit ausreichender Präzision wiedergegeben werden. Daher war eine instationäre Kalibrierung erforderlich.

4.4.3 Instationäre Kalibrierung

Im Zuge der instationären Kalibrierung wurden die 1031-Tage Simulation durchgeführt. Die Kernfunktion der mathematischen Regularisierungsmethode sowie die Interpolationsverfahren zwischen den „Pilot Points“ blieben wie bei der stationären Kalibrierung unverändert. Zur Reduzierung der Rechenzeit wurden die stationär kalibrierten Durchlässigkeitsbeiwerte als Anfangswerte an den Pilot Points für die instationäre Kalibrierung herangezogen. Nach der Kalibrierung wurde die neu bestimmte k-Wert-Verteilung in FEFLOW eingelesen und damit die 1518-Tage-Ganglinien simuliert.

Die zusätzliche Simulation von 487 Tagen vom 28.10.2017 bis 27.02.2019 wurde zur Validierung der kalibrierten Parameter verwendet.

Der Vergleich der gemessenen und errechneten Ganglinien gemäß Abb. 12 zeigt eine gute Übereinstimmung im untersuchten Zeitraum. Insgesamt betrugen die Unterschiede zwischen Rechen- und Messwerten nach der Kalibrierung immer unter 30 cm. Die in Abb. 13 dargestellte resultierende k-Wert-Verteilung ist demnach geeignet und kann für weitere Berechnungen verwendet werden.

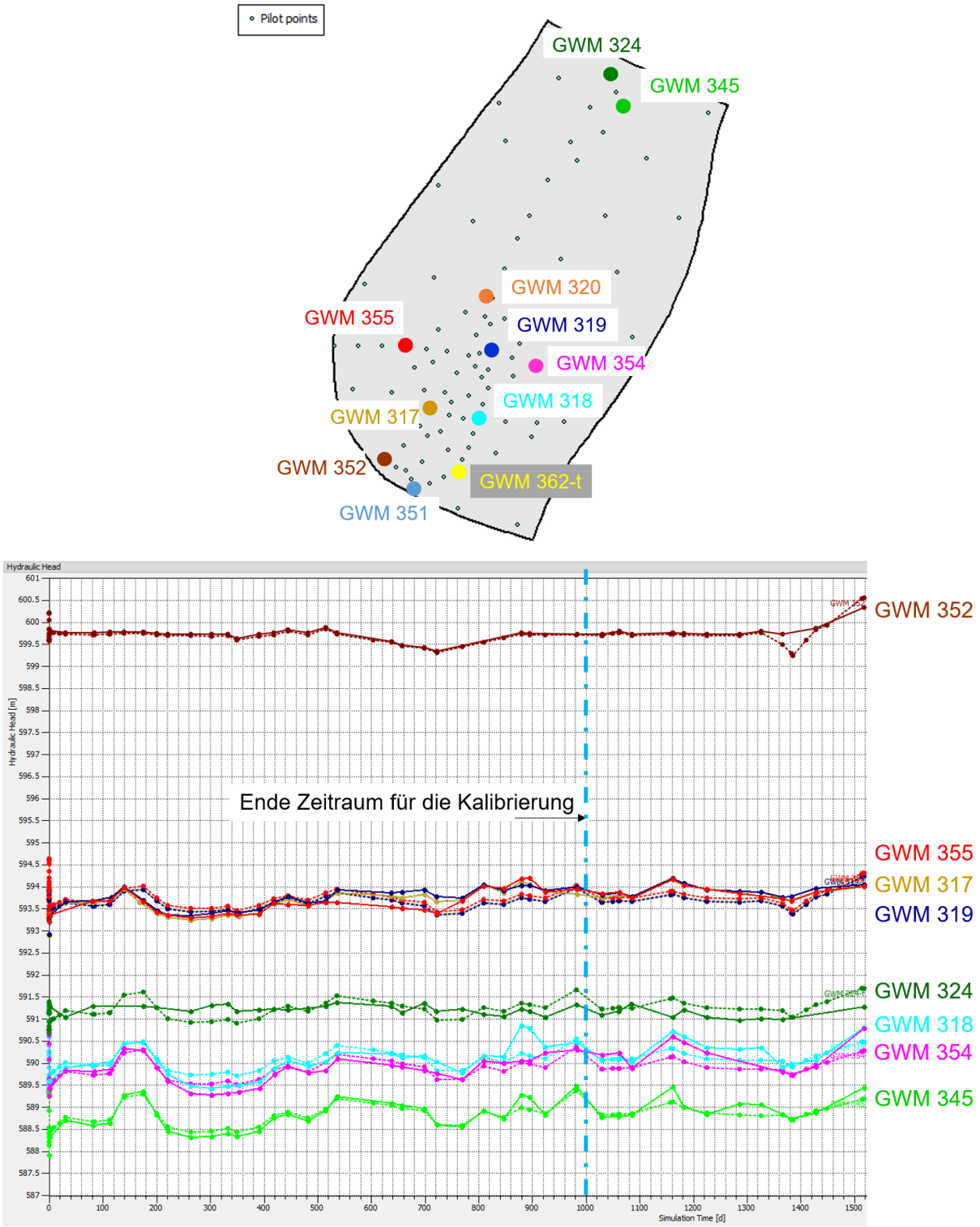


Abb. 12: Ganglinien der Validierungsberechnung (1518d) im Vergleich mit Messdaten. Der besseren Übersichtlichkeit halber wurden nur 8 Grundwassermessstellen dargestellt. Die gestrichelten Linien entsprechen dem Simulationsergebnis und die ausgezogenen Linien dem Messwert.

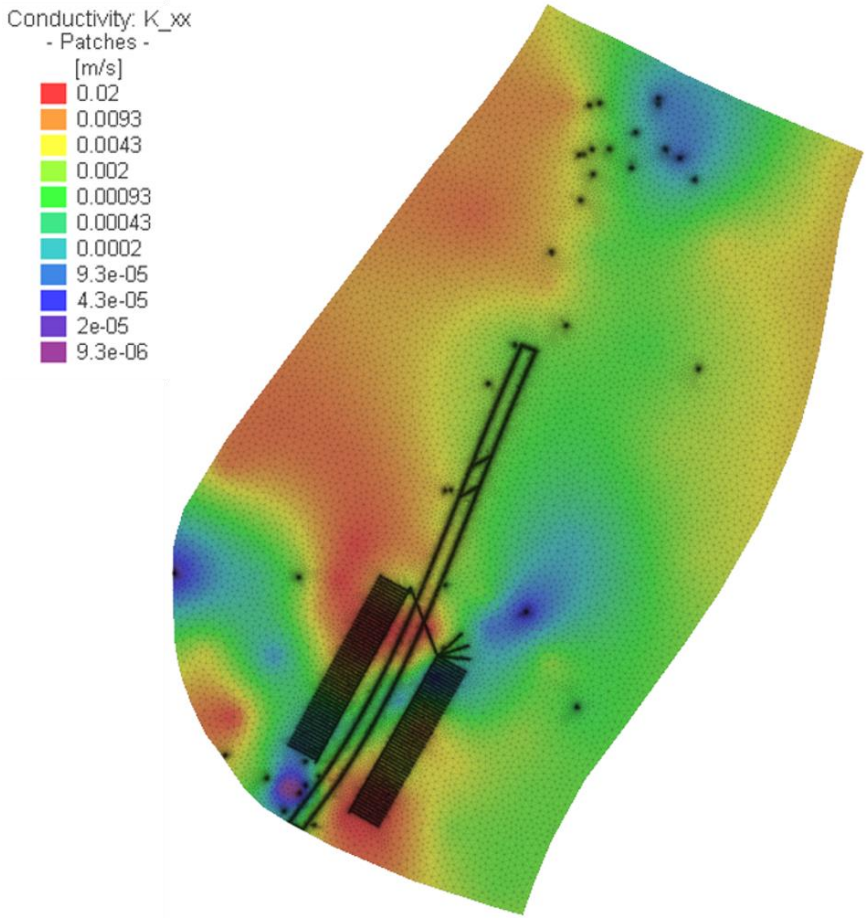


Abb. 13: Instationär kalibrierte k-Wert-Verteilung im Modellbereich in logarithmischer Darstellung

4.4.4 Überprüfung der Zuflussmengen

Vorab der numerischen Berechnungen wurde vom Lehrstuhl für Hydrogeologie der TU München der Zufluss zu GWA 2 abgeschätzt. Anhand des Faziesmodells wurden 5 Zuflussbereiche definiert (s. Abb. 14). Die Zuflussmenge wurde mit dem Darcy'schen Gesetz

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

abgeschätzt. Dabei wurde das hydraulische Gefälle i aus den lokalen Grundwasserisohypsen und der k-Wert aus der in jedem Bereich vorhandenen Messstelle nach Tab. 3 angenommen. Die vom numerischen Modell unabhängige Abschätzung der Zuflussmenge zum Zeitpunkt der Stichtagsmessung 2019 betrug 145 l/s. An dem instationär kalibrierten Modell wurde eine Vergleichsberechnung zur Wiedergabe der Grundwassersituation am Stichtag 2019 durchgeführt. Die numerisch errechnete Wassermenge am südwestlichen Modellrand ergab einen Zustrom von 129 l/s, welcher gut mit der analytischen Abschätzung übereinstimmt.

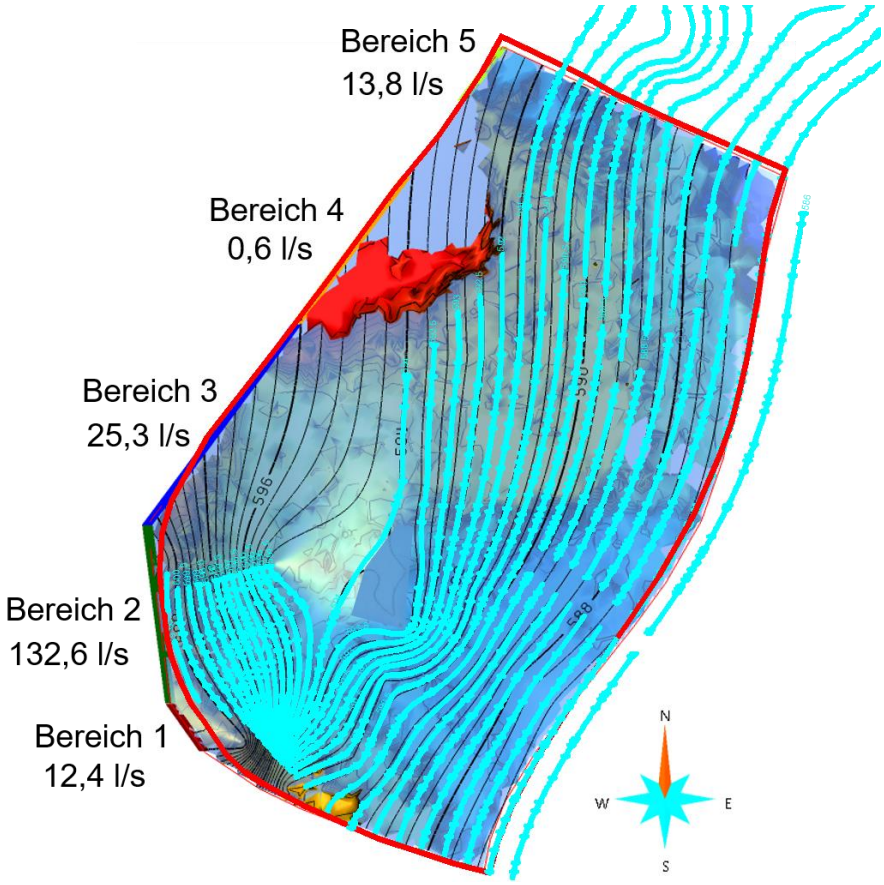


Abb. 14: Abschätzung der Wassermenge an der südwestlichen Modellgrenze (Lehrstuhl Hydrogeologie der TU München). Die Grundwasserisohypsen sind mit SURFER interpoliert und gelten für STM 2019.

4.4.5 Definition der Randbedingungen für den Bemessungswasserstand HW_{End}

Um die ungünstigsten Auswirkungen durch das Tunnelbauwerk zu ermitteln, wurden gemäß [U4] alle Berechnungen unter Berücksichtigung des höchsten Bemessungswasserstands HW_{End} ausgeführt. Gemäß [U4] liegt er am Zuflussrand 1,7 m über dem Wasserstand der Stichtagsmessung STM 2019. Für die Festlegung des HW_{End} am östlichen Modellrand wurden zunächst die Schwankungen im Zufluss- und Abflussbereich in einem Zeitraum von 10 Jahren betrachtet. Zwischen Stichtag 2009 und Stichtag 2019 betrug die maximale Schwankung im Zuflussbereich ca. 1,0 m und beim Seewasserstand ca. 0,05 m. Auf Grundlage einer linearen Interpolation zwischen 1,0 m und 0,05 m beträgt die Schwankungsbreite am östlichen Modelland 0,24 m. Es wird demzufolge davon ausgegangen, dass die Schwankung am östlichen Rand ca. 24 % der maximalen Schwankungsbreite am südwestlichen Modellrand betrug. Für HW_{End} wurde der Stichtagswasserstand 2019 am östlichen Rand um 1,7 mal 24 % = 0,4 m erhöht. Die Randbedingungen an den restlichen Grenzen blieben unverändert. Somit wurde ein größerer Wasserzufluss durch den südwestlichen Rand berücksichtigt.

5 Grundwasseraufstauberechnungen

5.1 Allgemeines

Auf Basis des Grundwassermodells sowie der durchgeführten Kalibrierungen wurden mehrere Grundwasseraufstauberechnungen zur Dükerdimensionierung durchgeführt. In Tab. 4 sind die mit dem gemäß Abschnitt 4.4.3 kalibrierten Modell durchgeführten Berechnungen zusammengefasst. Im Rahmen unserer 29. Stellungnahme [U4] wurde bereits für GWA 1 untersucht, inwiefern ein etwaiger Dichtring um den Tunnel mit 2 m Dicke (Bentonit aus dem Vortrieb, der den Kies abdichtet) den Grundwasseraufstau und -sunk beeinflusst. Gemäß [U4] war der Einfluss des Dichtrings auf die Dükerberechnungen gering. Bei den nachfolgenden Berechnungen wurde die Tunnelgeometrie inklusive 2 m-Dichtring berücksichtigt. Gemäß Erfahrungen mit Hydroschildvortrieben in ähnlich durchlässigen Böden liegt man mit dieser ungünstigen Annahme hinsichtlich des Aufstaus / Sunks auf der sicheren Seite.

Tab. 4: Übersicht über die mit FEFLOW durchgeführten Berechnungen

Bezeichnung der Berechnung	Grundwasserstand	Tunnel	Anzahl der Horizontalfilter bei Düker Almeida	Länge der Horizontalfilter bei Düker Almeida
0	HW_{End}	nein	-	-
1.1	HW_{End}	mit 2 m-Dichtring	-	-
1.2	HW_{End}		30 je Seite	15 m
1.3	HW_{End}		8 je Seite	15 m
2.1	HW_{End}		8 je Seite	25 m
2.2	HW_{End}		15 je Seite	25 m

In den nachfolgenden Abschnitten 5.2 bis 5.5 werden Details zu den einzelnen Berechnungen sowie die Ergebnisse dargestellt.

5.2 Unbeeinflusste Grundwasserverhältnisse (Berechnung 0)

Zunächst wurde eine Berechnung mit HW_{End} ohne Berücksichtigung des Tunnelbauwerks ausgeführt (Berechnung 0, s. Abb. 15). Zur Ermittlung des maßgeblichen Aufstaus / Sunks werden die nachfolgenden Berechnungen mit dieser Berechnung verglichen.

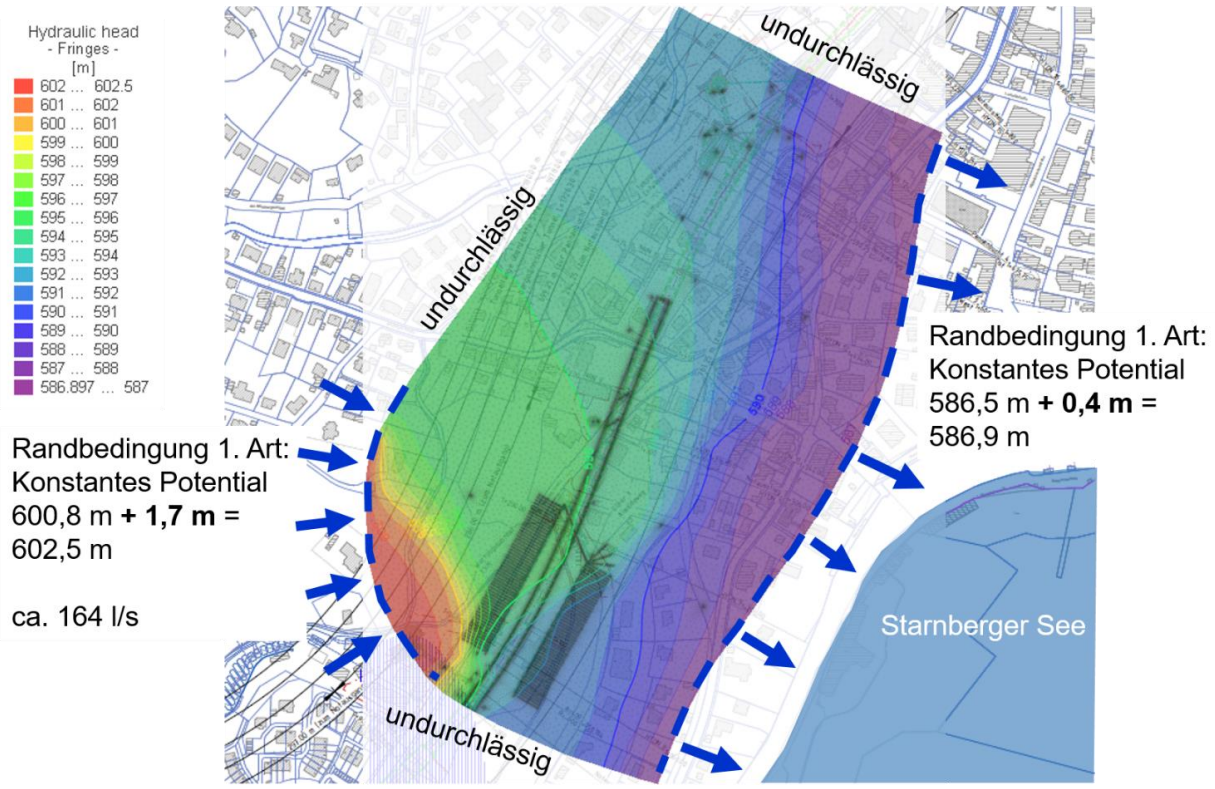


Abb. 15: Berechnung 0: Unbeeinflusster Grundwasserstand

5.3 Berechnungen mit dem Tunnelbauwerk ohne Düker (Berechnung 1.1)

Bei der Berechnung 1.1 wurde das Tunnelbauwerk ohne den Düker modelliert (siehe Abb. 16). Hierzu wurde der Tunnelbereich sowie der 2 m dicke Injektionsbereich um den Tunnel herum als undurchlässig angenommen (k_{xx} = 1*10^{-12} m/s). Aus dieser Berechnung ergibt sich der maximale Aufstau bzw. Sunk für den Fall, dass kein Düker hergestellt wird.

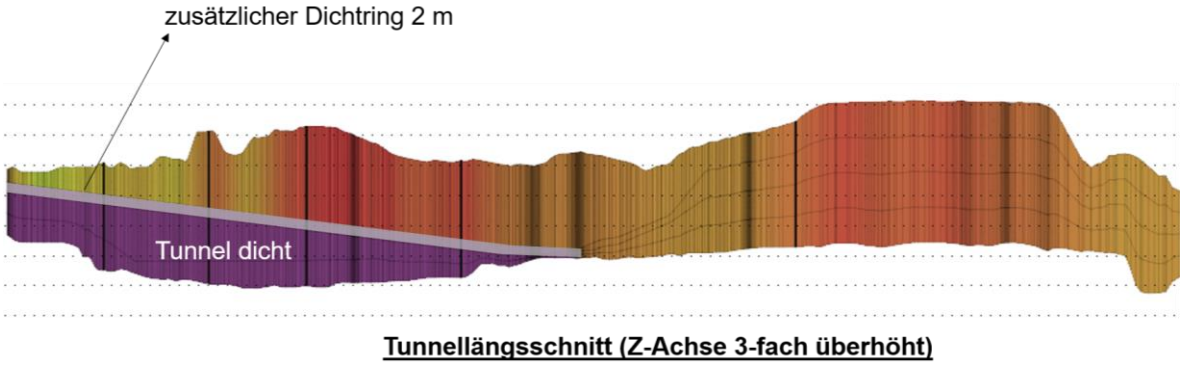


Abb. 16: Geometrie der Grundwasserabsperrung im Längsschnitt. Orange bis gelb: unterschiedlich durchlässige quartäre Böden; lila: undurchlässiger Bereich beinhaltet Tunnel + 2 m Dichtring.

In Abb. 17 ist die Veränderung der Grundwasserstände von Berechnung 1.1 im Vergleich zum unbeeinflussten Zustand dargestellt (Berechnung 1.1 – Berechnung 0). Es lässt sich erkennen, dass der größte Aufstau von ca. 6,4 m westlich des Tunnels bei Bau-km 1+050 und der maximale Sunk von -3,2 m auf der östlichen Seite bei Bau-km 1+100 liegt. Oberstrom des Tunnels bildet sich ein großer Aufstaubereich aus, da der Tunnel über das Grundwasser hinausreicht und südlich davon aufgrund der dichten Moräne nicht um den Tunnel fließen kann. Das Grundwasser fließt somit nördlich um den Tunnel. Daraus resultiert der große Sunk im südlichen unterstromigen Bereich.

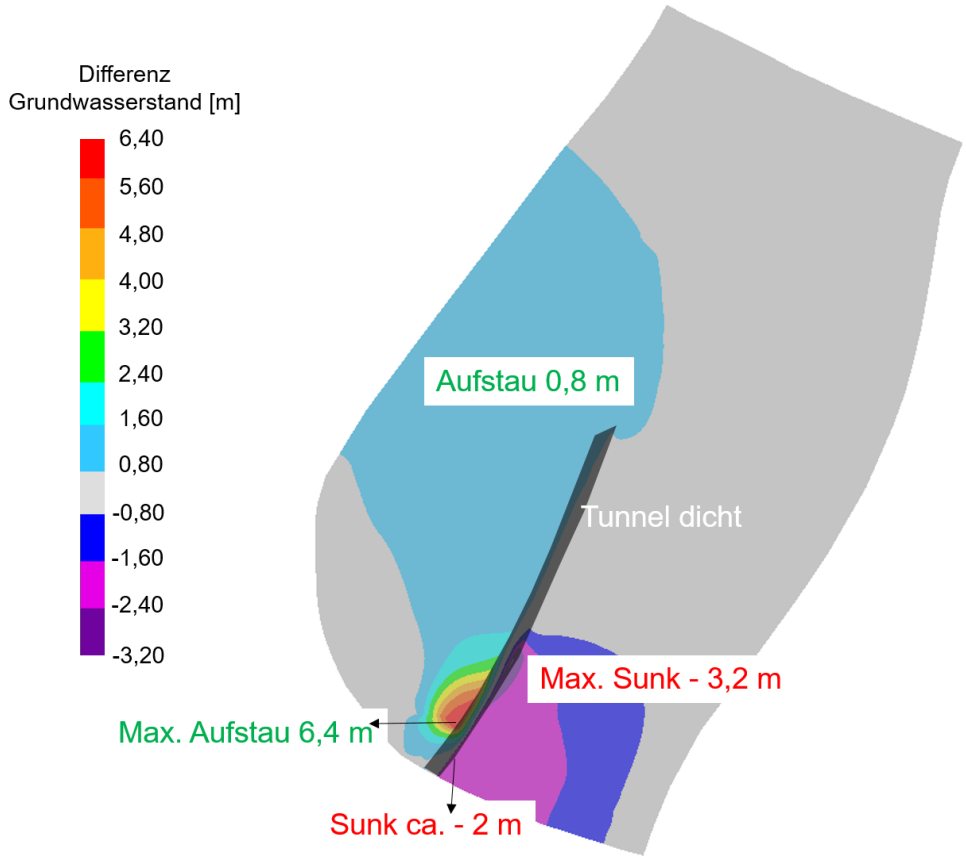


Abb. 17: Veränderung des Grundwasserstands durch den Tunnel ohne Düker (Differenz zwischen Berechnung 1.1 und Berechnung 0)

5.4 Berechnungen mit Tunnelbauwerk und Düker (Berechnung 1.2, 1.3, 2.1 und 2.2)

5.4.1 Modellierung des Grundwasserdükers

Zur Reduzierung des Grundwasseraufstaus ist in GWA 2 derzeit ein Düker südlich des Almeidabergs vorgesehen (s. Abb. 18 und 19).

Nach derzeitigem Planungsstand [U1] soll der Düker aus zwei Schächten mit jeweils einem horizontalen Stollen und einer Überleitung zwischen den Schächten bestehen. Der Durchmesser der Schächte beträgt ca. 9,5 m. Durch ein Dükerohr erfolgt die Umleitung des Grundwassers unterhalb des Aquifers. Die beiden horizontalen Stollen haben einen Innendurchmesser von 3 m. Innerhalb jedes Stollens wird ein Sammelrohr mit D = 700 mm angeordnet, an dem die Horizontalfilter angeschlossen sind. Der Innendurchmesser des Filterdräns beträgt maximal 300 mm. Nach derzeitigem Planungsstand sind jeweils 30 bis 40 Horizontaldrains zur Wasserentnahme bzw. Wiederversickerung beidseits der Tunneltrasse mit einem seitlichen Abstand von 3 m vorgesehen. Folgender Abbildung ist eine schematische Darstellung des Dükers im Querschnitt bei Bau-km 1+209 zu entnehmen.

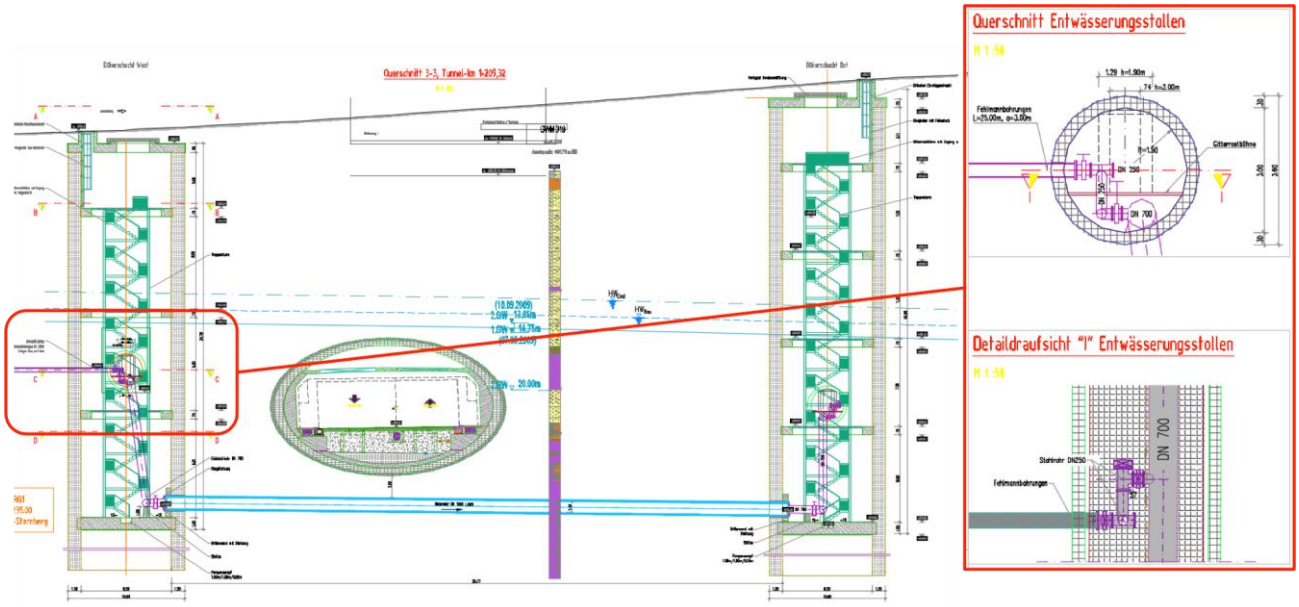


Abb. 18: Düker für GWA 2 in Querschnitt aus [U1]

Der Düker wurde mit FEFLOW mit eindimensionalen Discrete-Feature-Elementen modelliert, die eine höhere Durchlässigkeit als die Bodenschichten aufweisen. Alle Discrete-Feature-Elemente sind Linienelemente mit einer Definition des Rohrradius R und der hydraulischen Öffnung b_{hyd} = 1,225R (Definition siehe FEFLOW-Handbuch). Abb. 19 zeigt die modellierten Düker am Beispiel von Berechnung 1.2. Aufgrund einer Überschneidung der Höhenlage der Versickerungsfilter und der Modellunterkante zwischen Bau- km 1+000 und 1+050 östlich der Tunneltrasse fielen 10 Filter auf der Versickerungsseite weg, die sich unterhalb der Modellsohle befinden. Die Berechnungen 1.2 und 1.3 erfolgten unter der Annahme einer Filterlänge von 15 m. Es wurde die Anzahl der Filterstränge variiert. Bei Berechnungen 2.1 und 2.2 wurde von 25 m langen Filtern ausgegangen. Mit der Filterlänge bzw. der Anzahl der Horizontalfilter wird im Wesentlichen die Durchflussmenge beeinflusst.

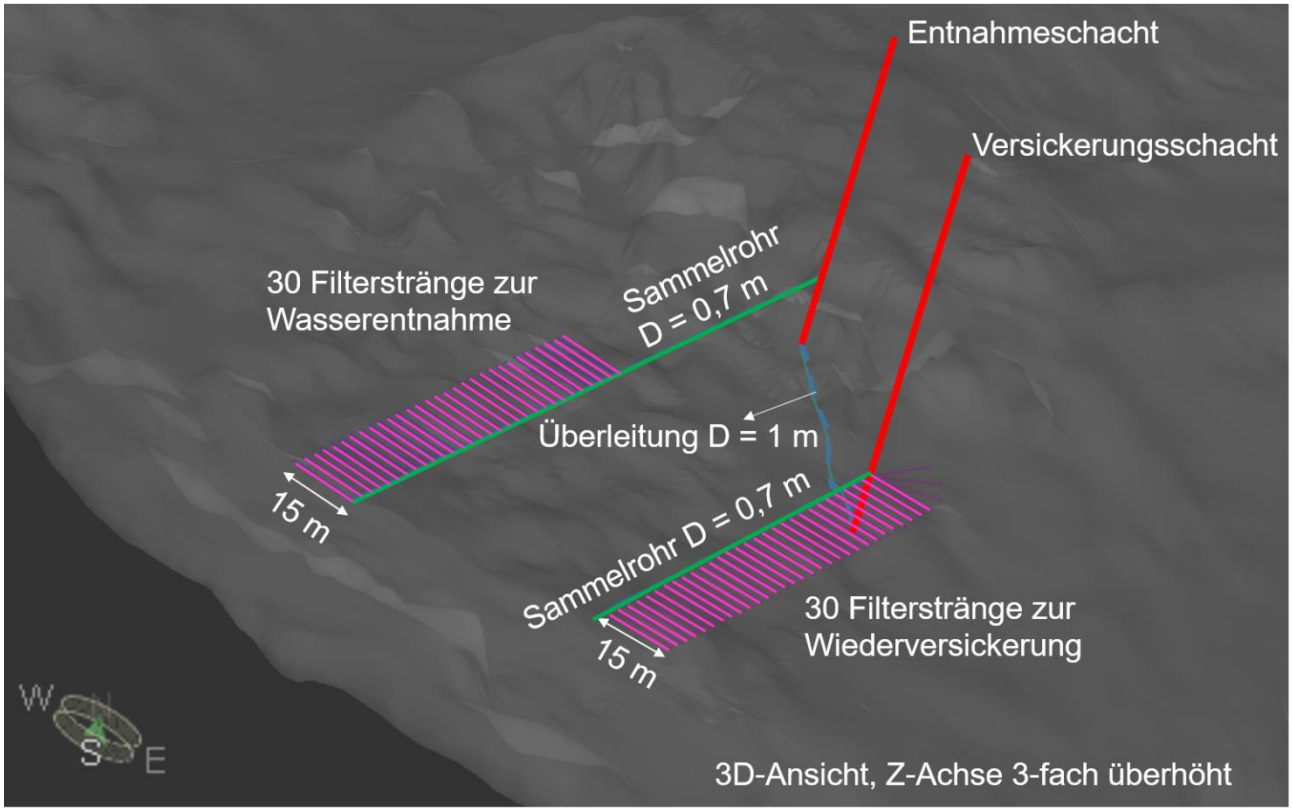


Abb. 19: Düker für GWA 2 in 3D-Ansicht am Beispiel der Berechnung 1.2

5.4.2 Ergebnis der Berechnungen 1.2 und 1.3 (Variation der Filteranzahl)

In Abb. 20 und 21 sind die Grundwasserspiegeldifferenzen aus den Berechnungen 1.2 bzw. 1.3 mit Berechnung 0 wiedergegeben. Der Grundwasseraufstau kann mit den Überleitungsmaßnahmen bei Berechnung 1.2 auf maximal ca. 60 cm in der Aufstaufläche Süd reduziert werden. Der maximale Sunk verbleibt bei 50 cm nördlich des Dükers. Allerdings ergibt sich im Bereich vom Düker Almeida auf der Anströmseite ein Sunk von max. ca. 80 cm und im Abströmbereich ein Aufstau von max. ca. 100 cm. Der Grund hierfür ist, dass das hydraulische Gefälle und damit die Wasserspiegeldifferenz vor der Dükerherstellung beidseits des Tunnels sehr groß ist. Da durch den Düker ein Kurzschluss zwischen beiden Stollen erfolgt, womit ein Ausgleich der Grundwasserspiegelhöhen einhergeht, tritt im Anströmbereich ein Sunk und im Abströmbereich ein Aufstau auf. In den nordwestlichen bis nordöstlichen Bereichen (Bau-km 1+450 bis 1+700) hat sich keine nennenswerte Änderung der Grundwasserverhältnisse gegenüber der Berechnung 0 ergeben.

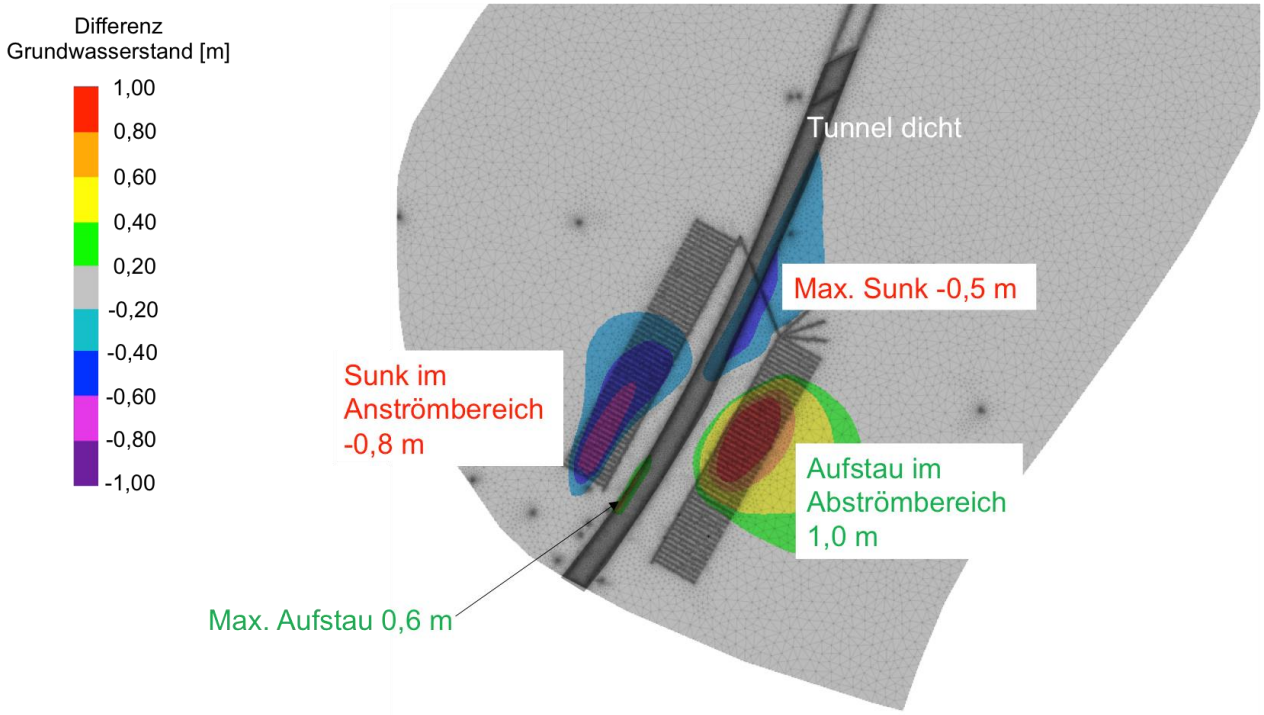


Abb. 20: Wasserspiegeldifferenz zwischen Berechnung 1.2 und Berechnung 0

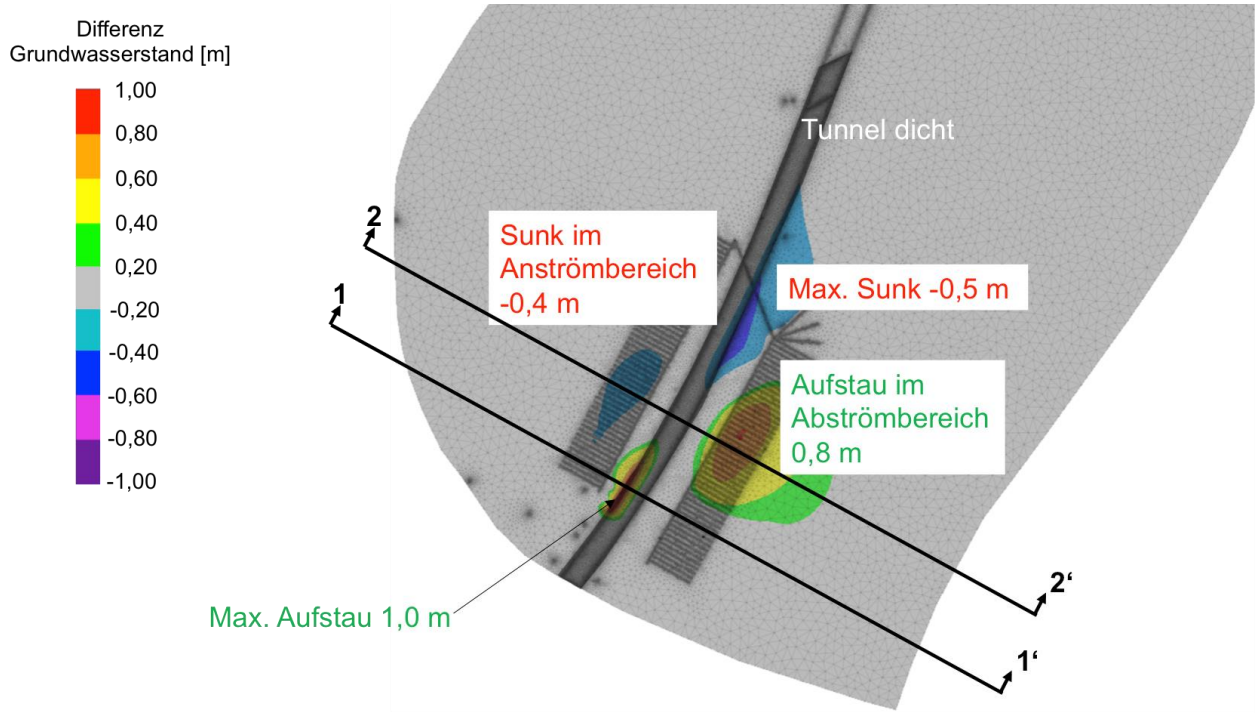
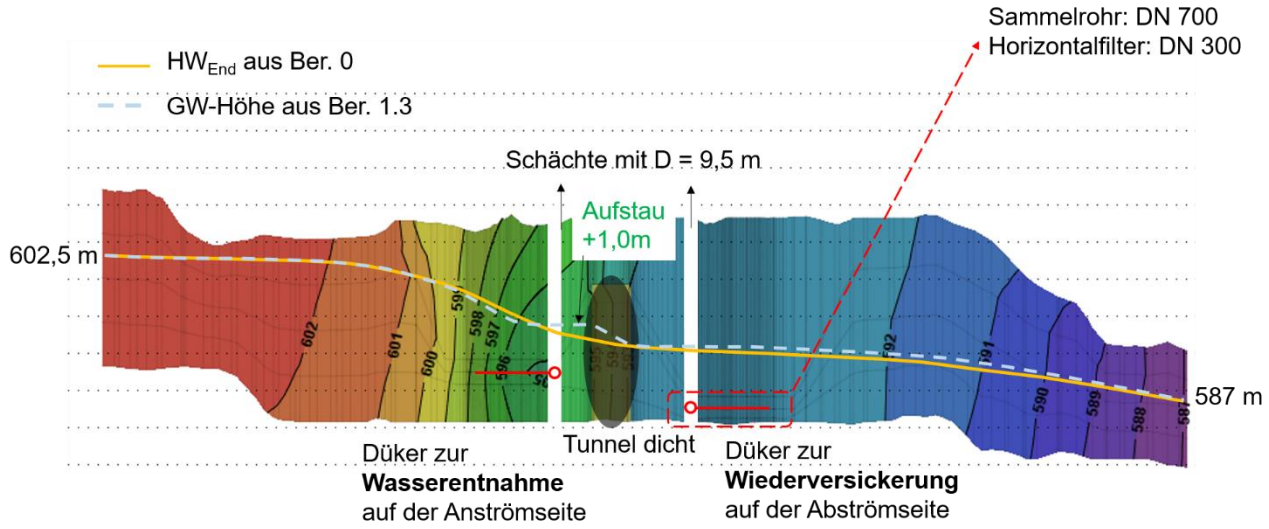


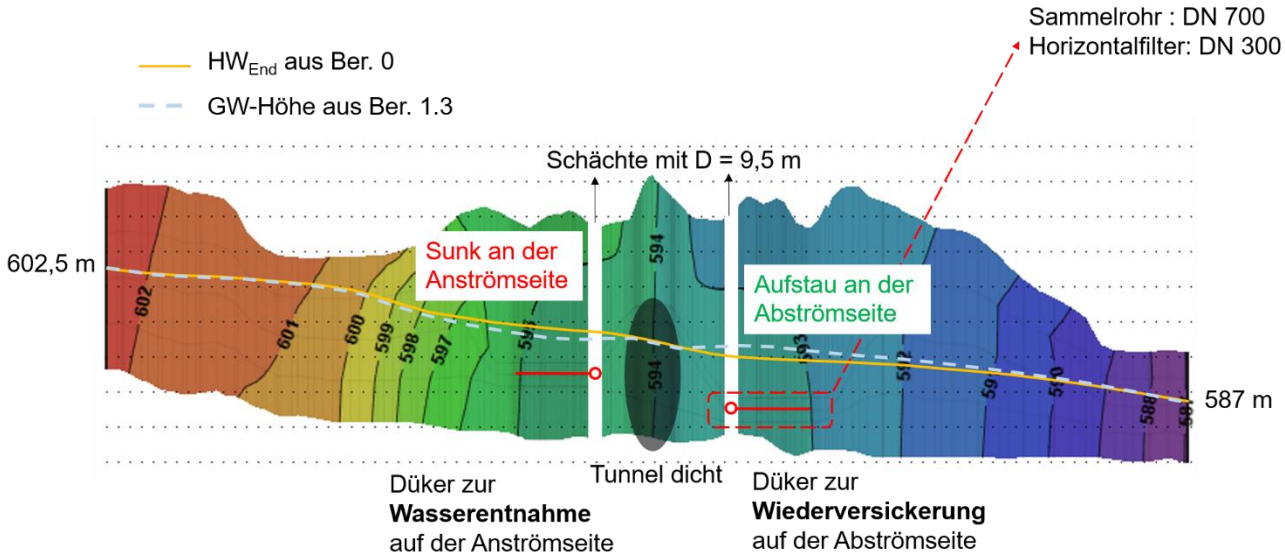
Abb. 21: Wasserspiegeldifferenz zwischen Berechnung 1.3 und Berechnung 0

Durch die Reduzierung der Filteranzahl von 30 Stück auf 8 Stück je Seite (Berechnung 1.3) reduziert sich gegenüber Berechnung 1.2 der Sunk im Anströmbereich (max. 0,4 m) sowie der Aufstau im

Abströmbereich (max. 0,8 m) auf das zulässige Maximalmaß ≤ 0,8 m. Der Grund hierfür ist, dass bei der Berechnung 1.3 vom Düker weniger Wasser aufgenommen wird, als bei Berechnung 1.2. Allerdings entsteht zwischen Tunnel und Horizontalstollen auf einer sehr kleinen Fläche ein Aufstau von max. 1 m (siehe Schnitte in Abb. 22). Es handelt sich um aufgestautes Wasser, welches südlich oder unter den Filterdräns vorbeiläuft und sich direkt vor dem Tunnel aufstaut, da er nicht überströmt werden kann. Dieser Aufstau wird daher als nicht relevant betrachtet. Als Fazit der Berechnungen lässt sich feststellen, dass durch eine Steuerung des Wasserdurchflusses im Düker der maximale Sunk im Anströmbereich bzw. Aufstau im Abströmbereich gezielt beeinflusst werden kann, so dass in den relevanten Bereichen der maximal zulässige Aufstau bzw. eingehalten werden kann.



Schnitt 1 – 1‘ (Z-Achse 3-fach überhöht)



Schnitt 2 – 2‘ (Z-Achse 3-fach überhöht)

Abb. 22: Wasserspiegel in zwei Querschnitten (s. Abb. 21) bei Berechnung 0 und Berechnung 1.3

5.4.3 Ergebnis der Berechnungen 2.1 und 2.2 (Variation der Filterlänge)

Bei Berechnung 2.1 wurde die Filterlänge der jeweils 8 Horizontaldräns von 15 m auf 25 m erhöht und bei Berechnung 2.2 wurden 15 Horizontaldräns mit 25 m langen Filtern simuliert.

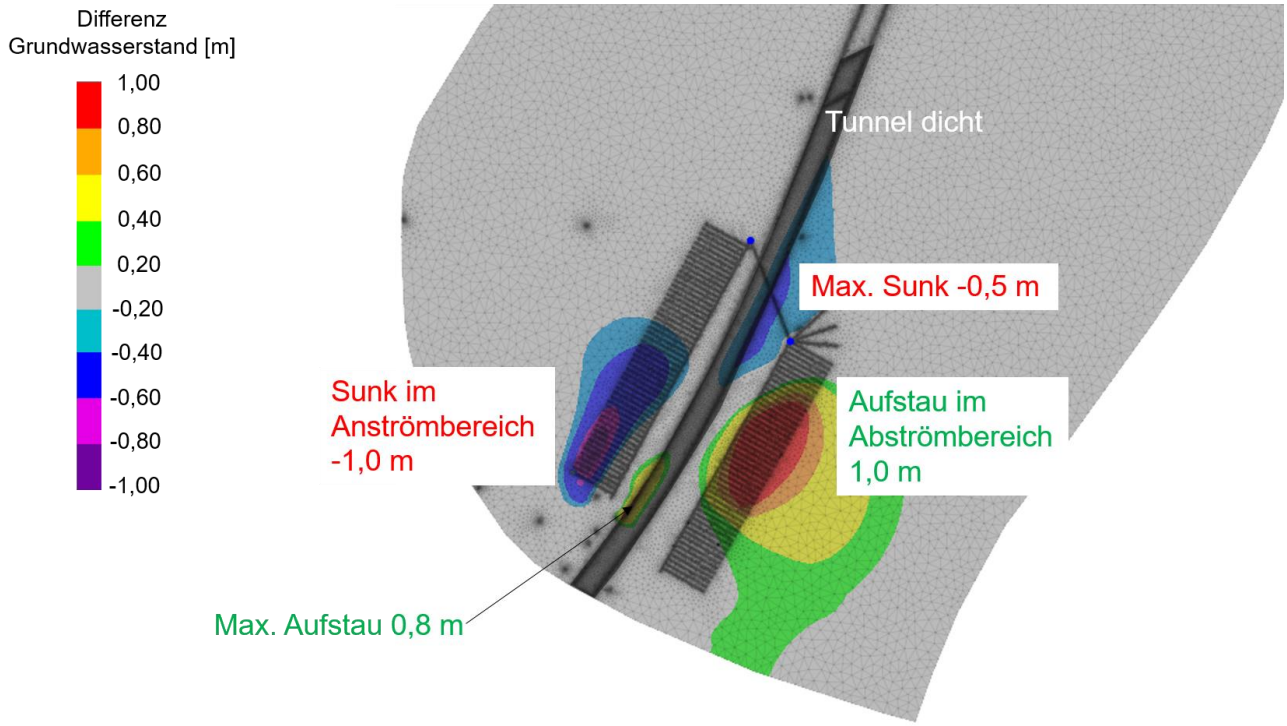


Abb. 23: Wasserspiegeldifferenz zwischen Berechnung 2.1 und Berechnung 0.

Abb. 23 zeigt, dass sich im Vergleich zu den Berechnungen 1.2 und 1.3 durch die längeren Filter, verbunden mit erhöhtem Wasserdurchfluss, der Sunk im Anströmbereich bzw. der Aufstau im Abströmbereich der Filter erhöht. Da die Verteilung der Filterdräns in Nord-Süd Richtung nicht geändert wurde, sind die restlichen Aufstau- sowie Sunkflächen südlich und nördlich der Filter fast genau so groß wie bei Berechnung 1.2 und 1.3. Insgesamt ergibt sich damit durch längere Filterstränge keine Reduzierung des max. Aufstaus / Sunks abseits der Filter.

Bei Berechnung 2.2 ergibt sich gegenüber Berechnung 2.1. im Bereich der Filter nochmals eine Erhöhung des Sunks im Anströmbereichs bzw. des Aufstaus im Abströmbereich nahe den Filtern, wobei sich allerdings abseits der Filter wiederum die Wasserspiegeldifferenzen nicht wesentlich ändern.

5.5 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse

In der nachfolgenden Tab. 5 sind die maximalen Wasserspiegeldifferenzen der zuvor beschriebenen Berechnungen nochmals zusammengestellt. Weiterhin ist in Tab. 5 die durch die Düker fließende Wassermenge wiedergegeben.

Tab. 5: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse

Ber.	Tun-nel	Düker Almeida		Q_{ges} [l/s]	Q um- und über-strömt [l/s]	Direkt bei den Filtern		Q durch Düker [l/s]	Abseits der Filter	
		Filteran-zahl je Seite	Filter-länge [m]			Max. Aufstau [m]	Max. Sunk [m]		Sunk an An-ström. [m]	Aufstau an Ab-ström. [m]
0	nein	-	-	164	-	-	-	-	-	-
1.1	+2 m	-	-	122	122	6,4	-3,2	-		
1.2	+2 m	30	15	164	55	0,6	-0,5	109	-0,8	1,0
1.3	+2 m	8	15	158	90	1,0	-0,5	68	-0,4	0,8
2.1	+2 m	8	25	168	68	0,8	-0,5	100	-1,0	1,0
2.2	+2 m	15	25	172	54	0,8	-0,5	118	-1,4	1,4

5.1 Einfluss der Wiederversickerung auf die Bestandsgebäude

Es ist sicherzustellen, dass unterirdische Teile von Gebäuden im untersuchten Bereich nicht durch den erhöhten Grundwasserstand betroffen sind. Vereinfachend wurde nachfolgend angenommen, dass die Gründungen der Bestandsgebäude bis 5 m unter die Geländeoberfläche reichen. Anhand der geologischen Karte wurde ein Schnitt für das Untersuchungsgebiet erstellt.

Die Grundwasserdaten aus den Ergebnissen der Berechnung 1.3 wurden als maßgebende Grundwasserstände verwendet. Wie Abb. 24 zu entnehmen ist, befinden sich die Wasserstände nach der Herstellung des Tunnels und des Dükers im Schnitt 1 – 1‘ deutlich unterhalb der roten Linie, die in etwa der Tiefe GOK minus 5,0 m entspricht. Die Bestandsbebauungen können demnach nicht von der Grundwassererhöhung betroffen sein.

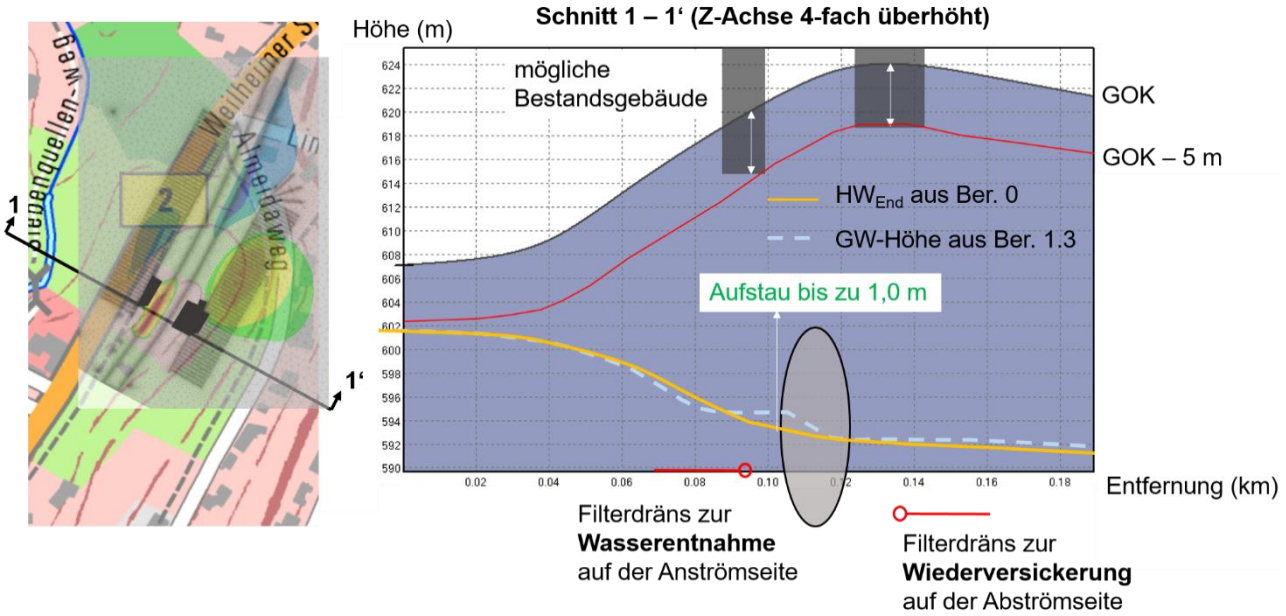


Abb. 24: Abstand zwischen Gebäude und Grundwasserspiegel

6 Beurteilung der Berechnungsergebnisse

6.1 Berechnungen ohne Dükermaßnahmen

Der Vergleich zwischen Berechnung 0 und Berechnung 1.1 zeigt den maximalen Aufstau / Sunk für den Fall, dass keine Düker hergestellt werden. Der maximale Aufstau und der maximale Sunk ist deutlich größer, als der gemäß dem Wasserrechtsbescheid tolerierbare Aufstau / Sunk von 60 cm bis 80 cm. Demnach sind Dükermaßnahmen zur Reduzierung des Aufstaus / Sunks erforderlich.

Bei den Berechnungen ohne Dükermaßnahmen fällt auf, dass der bis ca. Bau-km 1+550 reichende Bereich mit mehr als 80 cm Aufstau relativ groß ist. Der Grund hierfür ist, dass der Tunnel das Grundwasser voll absperrt und der Tunnel nicht südlich umflossen oder überströmt werden kann. Das Grundwasser muss somit nördlich um den Tunnel fließen, wodurch sich ohne Dükermaßnahme ein entsprechend großer Aufstaubereich bildet.

6.2 Berechnungen mit Berücksichtigung des Dükers Almeida

Bei Berechnung 1.2 wurden entsprechend der derzeitigen Planung beidseits jeweils 30 Filterstränge mit 15 m Filterlänge vorgesehen. Der maximale Aufstau im Anströmbereich bzw. Sunk im Abströmbereich abseits der Filterstränge lag jeweils deutlich unter 80 cm. Allerdings bildete sich im Bereich der Filter im Anströmbereich ein Sunk und im Abströmbereich ein Aufstau von 80 cm bzw. 100 cm, womit der maximal tolerierbare Wert von 80 cm leicht überschritten wird. Der Grund hierfür ist, dass das natürliche hydraulische Gefälle im relevanten Bereich sehr groß ist (Wasserspiegeldifferenz ca. 1,8 m zwischen den Stollen). Die beiden Stollen mit der gewählten Anzahl an Filtersträngen bewirken eine Erhöhung der Durchlässigkeit im Vergleich zur Durchlässigkeit des Bodens vor der Herstellung des Tunnels. Da die Wassermengen im Aquifer unverändert bleiben, ruft die Unterdükerung eine Reduktion des hydraulischen Gradienten hervor.

Wie die Berechnung 1.3 zeigt, kann durch eine Reduzierung der Filteranzahl der Sunk im Anströmbereich bzw. der Aufstau im Abströmbereich reduziert werden. Dies ist vorteilhaft, da die Wasserspiegeloberfläche gleichmäßiger verläuft und damit das Strömungsgefälle insgesamt reduziert wird.

Allerdings erhöht sich damit der maximale Aufstau abseits der Filterstränge von 60 cm (Berechnung 1.2) auf 100 cm (Berechnung 1.3). Es handelt sich hierbei um Wasser, welches südlich bzw. unter den Filterdräns im Anströmbereich vorbeiläuft und sich direkt vor dem Tunnel aufstaut. Dieser Bereich ist aufgrund des hohen hydraulischen Gefälles von ca. 5% sehr klein. Bereits weniger als 4 m

seitlich des Tunnels wird der maximal tolerierte Aufstau von 80 cm nicht mehr überschritten. Insgesamt wird daher die geringe Überschreitung des maximalen Aufstaus in dem hier vorliegenden sehr kleinen Bereich direkt am Tunnel als nicht relevante, singuläre Stelle beurteilt.

Hinsichtlich der Anzahl der Filterdräns ist allerdings nicht nur der maximale Grundwasseraufstau und –sunk zu berücksichtigen, sondern es ist auch zu beachten, dass die Filterfläche ausreichend groß ist, so dass nicht durch zu große Strömungsgeschwindigkeiten Erosions- oder Suffosionsprozesse eingeleitet werden. Hierzu ist gemäß dem Arbeitsblatt W 128 der DVGW W 128 [U7] nachzuweisen, dass die kritische Filtergeschwindigkeit nach Sichardt v_{krit} nicht überschritten wird. Die maximal zuströmende Wassermenge in einem Horizontalfilter beträgt bei Berechnung 1.3 ca. 8,5 l / s, dies entspricht einer maximalen Strömungsgeschwindigkeit $v_{Brunnen} = 8{,}5 / (0{,}3 \cdot \pi \cdot 15) = 6{,}0 \cdot 10^{-4}$ m / s an der Bohrlochwand. Nach Ansatz von Sichardt ist die kritische Geschwindigkeit $v_{krit} = \frac{\sqrt{k_f}}{15} = 3{,}65 \cdot 10^{-3}$ m / s, wenn im Nahbereich des Filters gemäß den Pumpversuchsergebnissen in [U3] ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 3*10^{-3}$ m/s angenommen wird. Der Nachweis der Ergiebigkeit der Horizontalfilter ist somit erfüllt.
Um die Gefahr von Erosions- Suffosions und Kolmationsprozessen zu reduzieren, ist es jedoch vorteilhaft, die Filtergeschwindigkeit möglichst gering zu halten. Daher empfehlen wir die Herstellung einer größeren Anzahl an Horizontalfiltern (z.B. 30 Stück mit 15 m Länge), wobei die Steuerung des Sunks im Anströmbereich bzw. des Aufstaus im Abströmbereich in Abhängigkeit von der auftretenden Grundwasserspiegelhöhe über eine Drosselklappe im Düker vorgenommen wird. Ziel ist es dabei, den maximalen Aufstau bzw. Sunk so zu reduzieren, dass die Grenzwerte eingehalten sind und die Strömungsgeschwindigkeit im Filterrohr möglichst gering bleibt.

Ein weiterer Vorteil einer erhöhten Anzahl an Filterrohren mit großer Filterfläche ist, dass Reserven gegenüber möglichen Versinterungen, Verockerungen oder Feinteilcheneinlagerungen vorhanden sind und sich dadurch die Anzahl der erforderlichen Revisionen mit Spülung der Filterrohre entsprechend reduzieren lassen.

Die Anordnung von Filterdräns mit einer Länge von 25 m führt nicht zu signifikant anderen Ergebnissen (siehe Berechnung 2.1 und 2.2). Da zudem die Ausführung von längeren Horizontalfilterströngen wesentlich aufwändigere Herstellungsverfahren bedingt, wird diese Variante nicht empfohlen.

Im Zuge der Herstellung der Filterstränge kann dann durch Versuche überprüft werden, welche Wiederversickerung möglich ist. Gegebenenfalls kann die Anzahl der Filterdräns angepasst werden. Im Zuge der weiteren Planung ist zu prüfen, ob nicht durch andere Maßnahmen wie beispielsweise die Verwendung von Filtern im Dükerrohr der Gefahr der Kolmation begegnet werden kann. Vorab der Ausschreibung ist das genaue Vorgehen bei der Ausführung noch mit dem Planer abzustimmen.

7 Ergänzende Hinweise

Das hier beschriebene Grundwassermodell wurde auf Grundlage eines Baugrundmodells erstellt, welches wiederum auf punktuellen Baugrundaufschlüssen basiert. Die punktuellen Aufschlussdaten

wurden mit einem Faziesmodell interpoliert. Auch wenn mit dem hierzu gewählten Verfahren die zu erwartenden Abweichungen des Modells von den tatsächlichen Verhältnissen reduziert werden, sind dennoch Unsicherheiten vorhanden und es ist nicht auszuschließen, dass die tatsächlichen Verhältnisse von den Modellannahmen bereichsweise abweichen (insbesondere in Bereichen, in denen nur wenige Baugrundaufschlüsse vorliegen). Ähnliches gilt für die Grundwasserstände an den Modellrändern, die mittels Interpolation von Grundwassermessdaten ermittelt wurden, und für die im Rahmen der Modellkalibrierung ermittelte Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte. Letztere sind für die im Modell vorherrschenden Grundwassergefälle maßgebend. Demzufolge kann der berechnete Grundwasseraufstau von dem Grundwasseraufstau, der sich unter stationären Strömungsbedingungen tatsächlich einstellen würde, abweichen. Aufgrund dessen sind im Zuge der Ausführung die Berechnungsannahmen (Lage der Tertiäroberfläche, Baugrundschichtung) zu überprüfen. Bei Abweichungen sollte zeitnah Rücksprache mit dem Gutachter gehalten werden. Wir empfehlen, dass nach der Herstellung der ersten Dränbohrungen eine Probeabsenkung durchgeführt wird und über eine Nachrechnung der Probeabsenkung die Berechnungsannahmen überprüft werden. Gegebenenfalls können sich dadurch auch Anpassungen insbesondere hinsichtlich der erforderlichen Horizontalfilterlänge oder -anzahl ergeben.

Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani Mitarbeiter

Prüfbericht

11485/366 Tunnel Starnberg

Aufstauberechnungen für Grundwasserabschnitt 3

Auftraggeber: Staatliches Bauamt Weilheim
Abteilung S7 / Tunnel Starnberg
Münchener Straße 38
82362 Weilheim

Tel.: +49 89 54552-3550
Fax: +49 89 54552-3669
Herr Martin Zeindl
Herr Bimesmeier

Bezug: Auftrag Nr.: 18S0075
Angebot 11485/246/b

Textseiten: 7
Anlagen: - - Seiten
Verteiler: 1–fache Ausfertigung an Auftraggeber
Textfile: L:\ZG\P\114\11485\Schriftverkehr\11485-366-PB-Aufstauberechnungen GWA3.docx

Bearbeiter: Johannes Jessen, M.Sc. Tel.: 089 / 289 27140
Prof. Dr.-Ing. Jochen Fillibeck Tel.: 089 / 289 27142
Zeichen: Je/Fb

Ort, Datum: München, 13.08.2019

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamt für
Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

Prof. Dr.-Ing.
Roberto Cudmani
Ordinarius und Direktor

Dr.-Ing. Dirk Heyer
Betriebsleiter

TUM - Zentrum Geotechnik
Baumbachstraße 7
81245 München
grundbau@bv.tum.de
Tel. +49 89 289 27131
Fax +49 89 289 27189

Bayerische Landesbank
IBAN-Nr.:
DE10700500000000024866
BIC: BYLADEMM
Steuer-Nr 143 / 241 / 80037
USt-IdNr.: DE811193231

Zentrum Geotechnik
11485/366 Tunnel Starnberg
Aufstauberechnungen für GWA_3

1 Vorgang

In diesem Prüfbericht werden die Ergebnisse von analytischen Berechnungen zu den Grundwasserüberleitungsmaßnahmen im Grundwasserabschnitt 3 (GWA_3) für den Bau des Tunnels Starnberg mitgeteilt. Gemäß der aktuellen Planung sollen bei Bau-km 2+222 und bei Bau-km 2+334 zwei Düker erstellt werden. Der entstehende Aufstau / Sunk und die benötigte Anzahl an Filtersträngen werden nachfolgend berechnet.

2 Unterlagen

[U1] Grundwasseraufstau vor Bauwerken bei gleichzeitiger Unter- und Umströmung, Günter Schneider, Die Bautechnik 11/1983

[U2] Hydrogeologischer Bericht - Teil 1 vom 31.03.2019, Projektnr. 11485/341, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Zentrum Geotechnik TU München mit den dort angegebenen Unterlagen

3 Analytische Berechnungen zum Grundwasserabschnitt 3

Gemäß der aktuellen Planung sollen im GWA_3 zwei Düker erstellt werden. Düker 4 befindet sich bei Bau-km 2+222, während Düker 5 bei Bau-km 2+334 hergestellt werden soll (siehe Abb. 3.1). Die vorgesehenen Filterstränge sollen im Fehlmannverfahren hergestellt werden, wobei erfahrungsgemäß die Länge der Filterstränge verfahrensbedingt auf max. ca. 25 m begrenzt ist.

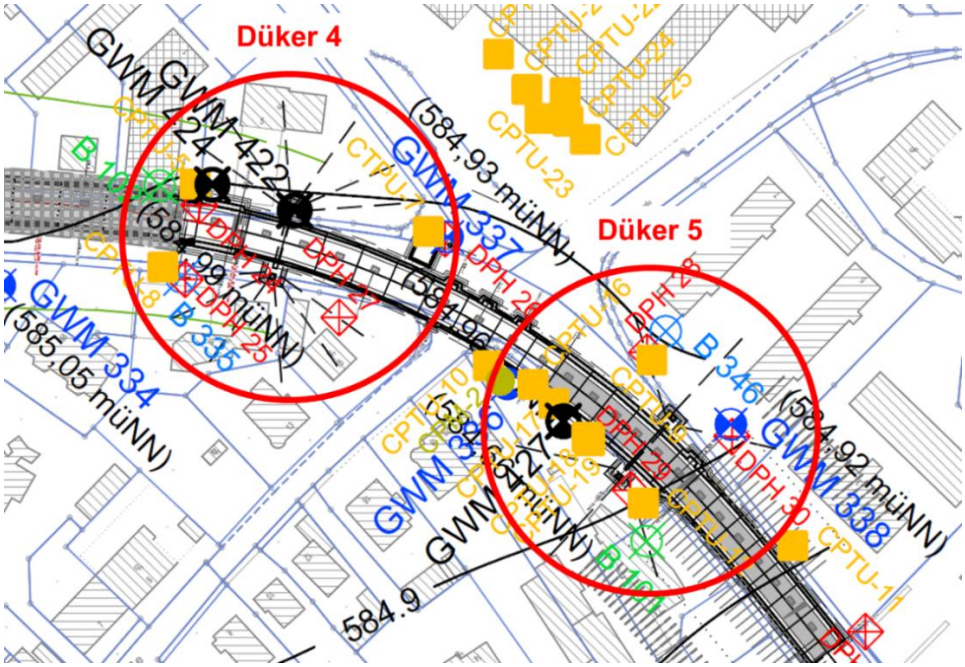


Abb. 3.1: Lageplan zu den Grundwasserüberleitungsmaßnahmen in GWA_3

Für GWA_3 werden zum Nachweis, dass der zulässige Aufstau eingehalten wird und zur Abschätzung der erforderlichen Anzahl an Filtersträngen analytische Berechnungen durchgeführt.

3.1 Allgemeine Angaben zur Berechnung des Grundwasseraufstaus und der Anzahl der Filterstränge

Der Grundwasseraufstau in GWA_3 wird nachfolgend mit dem analytischen Berechnungsverfahren nach Schneider [U1] abgeschätzt. Es werden folgende Fälle unterschieden:

Bei einer <u>beidseitigen Umströmung</u> wird von einem Bauwerk ausgegangen, dass bis zur Aquiferunterkante reicht und beidseitig umströmt werden kann. Der maximale Aufstau / Sunk ergibt sich in diesem Fall zu:

$$\Delta h = \pm \cos\vartheta \cdot i \cdot L / 2 \qquad \text{Gl. 3.1}$$

Hierbei sind:

Δh : maximaler Aufstau / Sunk [m]
ϑ : Anströmwinkel bezogen auf die Tunnellotrechte [°] (0° entspricht max. Absperrung)
i : hydraulisches Gefälle [-]
L : Länge der Absperrung / des Bauwerks [m]

Ein Sonderfall ist die <u>einseitige Umströmung</u>. Hier kann das Bauwerk - beispielsweise aufgrund der geologischen Situation - nur auf einer Seite umströmt werden. Der maximale Aufstau / Sunk ergibt sich dann zu:

$$\Delta h = \pm \cos\vartheta \cdot i \cdot L \qquad \text{Gl. 3.2}$$

Die überschlägige Ermittlung der Anzahl der Filterstränge für die Wasserfassung erfolgt unter der Annahme, dass durch den Düker die abgesperrte Wassermenge aufgenommen wird, in der die Filterstränge liegen. Hinzu kommt die Wassermenge, die dem Düker aus einer Umströmung der abgesperrten Bereiche im Anschluss an dessen Wirkungsbereich zuströmt. Die zu fassende Wassermenge ergibt sich zu:

$$Q = \cos\vartheta \cdot A \cdot v = \cos\vartheta \cdot A \cdot k \cdot i \qquad \text{Gl. 3.3}$$

Hierbei sind:

Q : anfallende Wassermenge [m³/s]

A : Einzugsfläche des Dükers, entspricht dem Wirkungsbereich des Dükers sowie Abschnitten aus denen aufgrund einer Umströmung Grundwasser dem Düker zuströmt [m²]

ϑ : Anströmwinkel bezogen auf die Tunnellotrechte [°]

v : Filtergeschwindigkeit [m/s]

k : Durchlässigkeit in horizontaler Richtung [m/s]

i : hydraulisches Gefälle [ ]

3.2 Berechnungsannahmen

Der Entlastungstunnel Starnberg sperrt unter Zugrundelegung von HW_{End} zwischen Bau-km 2+095 und Bau-km 2+405 den Aquifer Q_3 im GWA_3 nahezu vollständig ab (siehe Abb. 3.2).

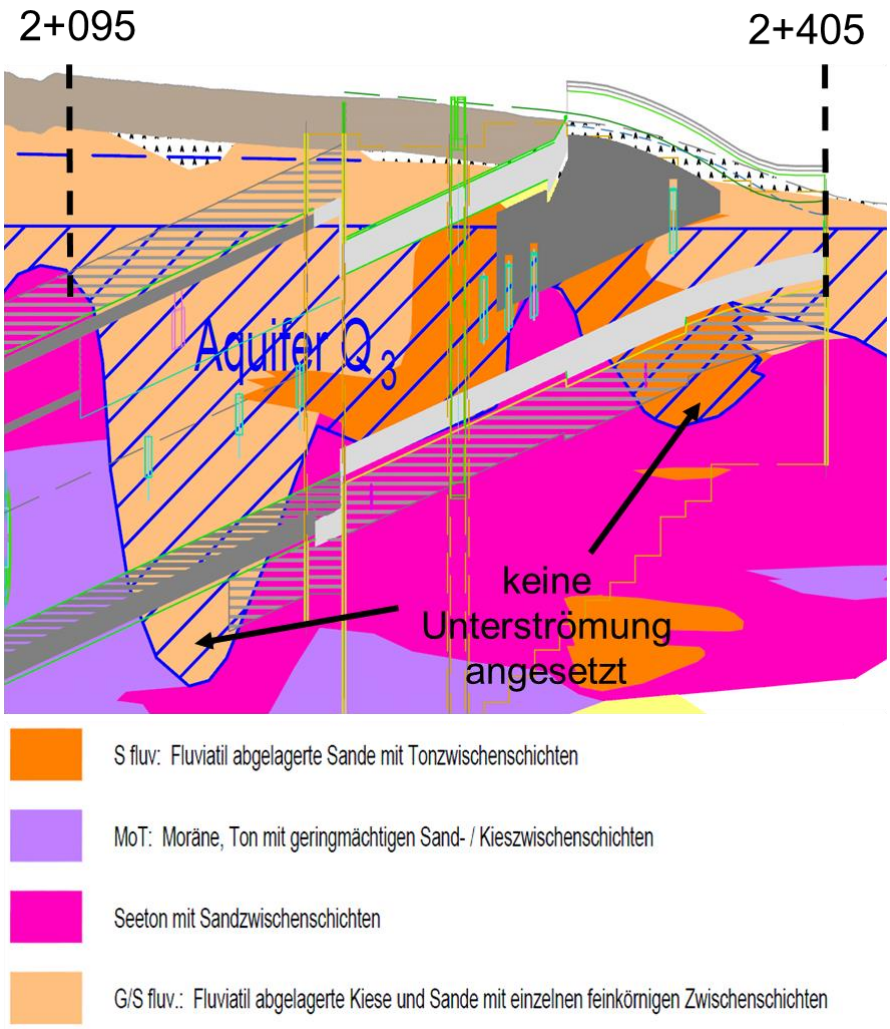


Abb. 3.2: Absperrung des Aquifer Q_3 (Grafik 10-fach überhöht)

Da die feinkörnige Schicht, die den Aquifer Q_3 nach unten abdichtet, etwa bei Bau-km 2+295 hoch ansteigt und in diesem Bereich vermehrt mit Sanden gerechnet werden muss, die im Vergleich zu den Kiesen eine geringere Durchlässigkeit aufweisen, wird der Aquifer Q_3 für die Aufstauberechnungen in mehrere Bereiche unterteilt (siehe Tab. 3.1). Die angesetzten Durchlässigkeiten wurden anhand der Ergebnisse von durchgeführten Pumpversuchen (siehe [U2]) für die verschiedenen Bereiche festgelegt.

Bereich		angesetzte Durchlässigkeit	Querschnittsfläche des Bereichs	Einzugsbereich für den …
von Bau-km	bis Bau-km	[m/s]	[m²]	
2+095	2+124	$3 \cdot 10^{-3}$	200	Düker bei Bau-km 2+222
2+124	2+177	$6 \cdot 10^{-3}$	795	
2+177	2+234	$3 \cdot 10^{-3}$	600	
2+234	2+278	$5 \cdot 10^{-4}$	380	
2+278	2+405	$5 \cdot 10^{-4}$	640	Düker bei Bau-km 2+334

Tab. 3.1: Unterteilung von GWA_3

Für die Berechnungen wird von einem hydraulischen Gefälle i = 0,25 % und einer zur Tunnelachse senkrechten Anströmung ausgegangen. Diese Annahmen liegen hinreichend auf der sicheren Seite. Wie die Auswertung der Stichtagsmessung vom 26. u. 27.02.2019 zeigt, tritt das im hydrogeologischen Gutachten angesetzte maximale hydraulische Gefälle von i = 0,30 % nur lokal und nicht senkrecht zur Tunnelachse auf (siehe [U2]).

Zur Ermittlung des Aufstaus wird die geringe Unterströmungsmöglichkeit zu Beginn und am Ende des abgesperrten Bereichs (siehe Abb. 3.2) auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Die Ergiebigkeit der Filterstränge wurde für GWA_3, aufgrund des geringen hydraulischen Gefälles und der geringeren Aquiferdurchlässigkeit, im Gegensatz zu GWA_1 und GWA_2 (Ergiebigkeit: 0,2 l/(s·m)) zu 0,07 l/(s·m) angesetzt.

3.3 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse für GWA_3 können Tab. 3.2 entnommen werden.

Düker bei Bau-km …	Länge der Filterstränge	max. Aufstau / Sunk	ca. Wassermenge, die vom Düker gefasst werden muss	Filterstränge zur Fassung (angenommene Ergiebigkeit: 0,07 l/(s·m))
	[m]	[m]	[l/s]	
2+222	25	0,25	19	11
2+334	25		1	2 (aus Symmetriegründen)

Tab. 3.2: Berechnungsergebnisse für GWA_3

Zur Entnahme sind entsprechend den Berechnungsergebnissen 11 Filterstränge für Düker 4 und 2 Filterstränge für Düker 5 erforderlich, wobei sich ein maximaler Aufstau von 25 cm in GWA_3 einstellt.

Zentrum Geotechnik
11485/366 Tunnel Starnberg
Aufstauberechnungen für GWA_3

Es wird darauf hingewiesen, dass den aufgeführten Rechenansätzen ein Aquifer mit konstanter Durchlässigkeit in horizontaler und vertikaler Richtung und mit einem einheitlichen Gefälle zugrunde liegt. Aufgrund der starken Inhomogenität des Baugrunds in Starnberg sind diese Voraussetzungen sicher nicht erfüllt. Hinzu kommt, dass für die Anwendung der analytischen Rechenansätze die Geometrie des Bauwerks und des Aquifers teilweise stark vereinfacht werden musste. Aus diesen Gründen stellt der berechnete Aufstau / Sunk nur eine grobe Abschätzung dar.

Eine zusammenfassende Wertung der Ergebnisse enthält unser Hydrogeologischer Bericht, Teil 2 zum Tunnel Starnberg.

(Dipl.-Ing. Bräu)
Akad. Oberrat

Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau

J. Jessen

Bearbeiter
i.A. Johannes Jessen, M.Sc.