



Markus Schenk, BSc

Setzungsüberwachung am Beispiel Hochwasserrückhaltebecken Raababach

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur

Masterstudium
Geotechnical and Hydraulic Engineering

eingereicht an der

Technische Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Zenz

Betreuer

Dipl.-Ing. Dr.techn. Alfred Hammer

Graz, im November 2016

Danksagung

Zuerst gebührt mein Dank Dr. Alfred Hammer, Univ.-Prof. Gerald Zenz und Hofrat DI Rudolf Hornich, die meine Masterarbeit betreut und begutachtet haben. DI Stefan Ribitsch-Bilek danke ich für die fachliche Unterstützung sowie für die Bereitstellung sämtlicher Projektunterlagen. Besonderer Dank gilt auch der gesamten Belegschaft des Unternehmens Geolith, die mich mit fachlichen Hinweisen und Richtigstellungen unterstützt haben. Mein Dank gebührt auch meinem Freund und Studienkollegen Franz Georg Piki für das Korrekturlesen der Arbeit.

Meinen Freunden Florian Seidl, Richard Deutsch, Michael Wendler und meiner Freundin Anna Rosa Gutmann danke ich besonders für den starken Rückhalt und die gemeinsame Zeit über die Dauer meines gesamten Studiums.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern Elisabeth und Walter Schenk bedanken, die mir mein Studium durch ihre Unterstützung ermöglicht haben, und stets ein offenes Ohr für meine Sorgen hatten.

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das im TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Kurzfassung

Im Rahmen dieser Masterarbeit wurde das Setzungsüberwachungssystem SAA (Shape Accel Array) am Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Raababach“ in der Gemeinde Raaba-Grambach, angewandt. Das Setzungsmesssystem ist theoretisch beschrieben und wurde in der Ausführung am Homogendamm des Projektes, in Kooperation mit dem Unternehmen Geolith, betreut. Zu Beginn ist die Eingliederung von Hochwasserrückhaltebecken in das Hochwasserrisikomanagement tabellarisch aufbereitet sowie Aufgaben und Bauteile solcher Anlagen näher beschrieben. Im Anschluss sind Ausführungen, Dimensionen und Zahlen von Hochwasserrückhaltebecken in der Steiermark grafisch dargestellt, um das später beschriebene Hochwasserrückhaltebecken Raababach einordnen zu können. Allgemeine Informationen zu Hochwasserrückhaltebecken und dem Projekt werden in der Masterarbeit erläutert. Der Raababach, die Geologie sowie Bauwerke des Bauvorhabens sind ausführlich beschrieben. Aufgrund der möglichen Doppelnutzung des Projektes Raababach als Rückhalte- und Straßendamm, wird auf die Anforderungen beider Dammnutzungen bezüglich maßgebender Setzungen eingegangen. Neben den Setzungen sind weitere Belastungen, welche auf Hochwasserrückhaltedämme einwirken und die Standsicherheit gefährden, aufgelistet. Alternative Setzungsüberwachungssysteme zum SAA werden aufgezeigt. In weiterer Folge sind das Projekt Hochwasserrückhaltebecken Raababach und im Detail die Setzungsüberwachung erläutert. Die Ergebnisse des Setzungsmesssystems zeigen eine hohe Empfindlichkeit auf Veränderung im Untergrund. Die maximalen Setzungen bewegen sich zwischen zehn und dreißig Millimeter.

Abstract

In the context of this master thesis, the settlement monitoring system SAA (Shape Accel Array) was applied at the project flood control reservoir Raababach. The settlement monitoring system is described theoretically and the implementation on the dam was supervised in cooperation with the company Geolith. There is some general information about flood control reservoirs and the project. At the outset the integration of the flood control reservoir in the flood risk management is explained as well as the description of the task and structures. Furthermore, the designs, dimensions and figures of flood control reservoirs in Styria are statistically prepared. In addition to that this master thesis contains an explanation of the river Raababach, the geology and the buildings of the construction project as well as the requirements of settlements on retention dams and roadways because of the dual use of the flood control reservoirs Raababach. Beside the effects of settlements there are additional stresses described which endangered the stability of the dam. Alternative settlement monitoring systems are also depicted. Furthermore the flood control reservoirs Raababach and the SAA are described. The results of the settlement measuring system show a high sensitivity of changes in the underground. The maximum settlements are between ten and thirty millimetre.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangssituation	1
1.2	Ziele	1
1.3	Vorgehensweise	2
2	Hochwasserrückhaltebecken Allgemein	2
2.1	Ziele und Funktionen eines Hochwasserrückhaltebeckens	6
2.2	Rückhaltebecken in der Steiermark	8
2.3	Standsicherheit	11
2.3.1	Statischer Wasserdruck	11
2.3.2	Wellenschlag	11
2.3.3	Überströmung	12
2.3.4	Durchsickerung und/oder Unterströmung	12
2.3.5	Böschungs- oder Geländebruch	12
2.3.6	Innere Erosion (Suffusion)	12
2.3.7	Hydraulischer Grundbruch	13
2.3.8	Setzungen	13
2.4	Bauteile eines Rückhaltebeckens	13
2.4.1	Grundablass	13
2.4.2	Bypass (Notentlastung)	14
2.4.3	Hochwasserentlastung	15
2.4.4	Energieumwandlung	15
2.4.5	Absperrbauwerk	16
2.5	Verkehrsdamm/Staudamm (Hochwasserrückhaltedamm)	16
2.5.1	Verkehrsdamm	17
2.5.2	Staudamm (Hochwasserrückhaltedamm)	17
2.6	Überwachung/Monitoring von Hochwasserrückhaltebecken	18
2.6.1	Dammsetzungen	18
2.6.2	Setzungsmessung/Überwachung	19
3	Hochwasserrückhaltebecken Raababach	21
3.1	Anforderungen an den Homogendamm Raababach	23
3.2	Variantenstudie	26
3.3	Raababach	28
3.3.1	Hochwasserschutz Raababach	29
3.4	Geologie	30
3.4.1	Grundwasser	30

3.4.2	Verformungsverhalten der Bodenschichten.....	30
3.5	Bauwerksteile.....	33
3.5.1	Einlaufbauwerk - Grundablass	34
3.5.2	Grundablass.....	35
3.5.3	Auslaufbauwerk - GA	37
3.5.4	Notentlastung.....	38
3.5.5	Bypass	38
3.5.6	Hochwasserentlastung	39
3.5.7	Schusssrinne	40
3.5.8	Tosbecken	40
3.5.9	Damm	40
3.6	ShapeAccelArray - Überwachungssystem RHB Raababach	42
3.6.1	Konstruktiver Aufbau einer SAA Messkette	44
3.6.2	SAA Elektronik	46
3.6.3	Genauigkeit, Wiederholgenauigkeit, Auflösung	46
3.6.4	Wiederholgenauigkeit und Auflösung eines Segments	48
3.6.5	Aufbau der Bodenstation (Messstation).....	48
3.6.6	Einbau der Messkette 1 & 2	49
3.6.7	Vermessung der Schächte 1 & 2.....	57
3.6.8	Einbau der Messkette 3.....	57
3.7	Bodenverhältnisse im Bereich der Messketten	59
3.7.1	Bodenverbesserung	64
3.8	Ergebnisse der Setzungsüberwachung	69
3.8.1	SAA Messkette 1 (20 m)	70
3.8.2	SAA Messkette 1 (16 m)	74
3.8.3	Messkette 2.....	79
3.8.4	Messkette 3.....	83
3.8.5	Vergleich der maximalen Setzungen	86
4	Resümee	89
	Abbildungsverzeichnis	90
	Tabellenverzeichnis	93
	Abkürzungsverzeichnis	93
	Literaturverzeichnis	94

1 Einleitung

In dieser Arbeit werden Hochwasserrückhaltebecken (HWRHB) und im Speziellen das Setzungsüberwachungssystem SAA behandelt. Zunächst werden Aufgaben und Ziele solcher Anlagen beschrieben sowie ein Überblick über steiermärkische Rückhaltebecken gegeben, um das HWRHB Raababach in seiner Dimension einordnen zu können. Im Anwendungsbeispiel Raababach tritt der Sonderfall ein, dass der Hochwasserrückhaltedamm in weiterer Folge auch als Straßendamm dienen soll. Aus diesem Grund werden die unterschiedlichen Anforderungen von Straßendämmen und Hochwasserrückhaltedämmen aufgezeigt sowie mögliche Belastungen, die die Standsicherheit gefährden, erläutert. Ergänzend zum verwendeten Überwachungssystem SAA werden häufig angewandte Setzungsmesssysteme vorgestellt. Das Hochwasserrückhaltebecken Raababach wird im Überblick beschrieben sowie die Überwachung im Detail ausgewertet und dokumentiert.

1.1 Ausgangssituation

Gemeinsam mit Herrn Hofrat DI Hornich vom Land Steiermark, Herrn Dr. Hammer vom Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der TU Graz und der geotechnischen Bauaufsicht (Geolith) wurde das Thema der Diplomarbeit fixiert. Die Aufgabe der vorliegenden Arbeit war, eine Setzungsüberwachung während des im Bau befindlichen Rückhaltebeckens Raababach durchzuführen. Das Unternehmen Geolith hatte bereits am Rückhaltebecken Gamsbach, Gemeinde Frauental, Erfahrungen mit dem Einbau sowie der Messung des später beschriebenen Setzungsüberwachungssystems SAA. Daher konnte der Arbeitsaufwand auf der Baustelle gut abgeschätzt werden, was die Planung des Einbaues zusammen mit der Bauleitung erleichterte. Neben dem Einbau der Messketten musste auch eine Messstation installiert werden, welche die Messaufzeichnungen speichert.

1.2 Ziele

Ziel der Masterarbeit ist, Hochwasserrückhaltebecken im Allgemeinen und das HWRHB Raababach im Speziellen zu beschreiben, mit besonderem Augenmerk auf die Setzungsüberwachung von Dammbauwerken. Desweiteren sollen die unterschiedlichen Anforderungen zwischen Straßendämmen und Rückhaltedämmen in Bezug auf Setzungen erläutert werden, um auf die geforderte Doppelnutzung als Straßendamm und Absperrbauwerk des Rückhaltebeckens (RHB) Raababach einzugehen. Ein weiteres Ziel ist das Mitwirken auf der Baustelle Raababach, in Zusammenarbeit mit der Firma Geolith, bei der Installation und dem Einbau des SAA Messsystems. Die gewonnenen Messergebnisse sollen schließlich grafisch dargestellt und interpretiert werden. Ein Resümee bezüglich der Anwendbarkeit und dem Nutzen des SAA Überwachungssystems an Hochwasserrückhaltedämmen sowie Vor- und Nachteile schließen die Arbeit.

1.3 Vorgehensweise

Zu Beginn wird eine Literaturrecherche zu den Themen Hochwasser (HW), Rückhaltebecken, Überwachungssysteme, Setzungen, Setzungsmessung, Dammbau sowie Standsicherheit von Dämmen durchgeführt. Im Anschluss werden HWRHB im Allgemeinen und das Projekt Raababach im Speziellen beschrieben. Der konstruktive Aufbau und die Funktionsweise des SAA Messsystems werden erläutert sowie die Aufbauarbeiten des Überwachungssystems dokumentiert. Die Daten zur Auswertung sind am 30.08.2016 entnommen worden und mit Hilfe der Software SAA View sowie MS Excel ausgewertet. Die Messergebnisse werden interpretiert und ein Resümee abgegeben.

2 Hochwasserrückhaltebecken Allgemein

Hochwasserrückhaltebecken dienen dem Schutz der Bevölkerung und deren Infrastruktur vor Hochwasserereignissen und sind ein wichtiger Bestandteil des Hochwasserrisiko-managements, dem in Zeiten des Klimawandels mit der Zunahme von Starkregenereignissen immer größere Bedeutung zukommt. Rückhaltebecken zählen zu den technischen Schutzmaßnahmen im Bereich der Vorsorge. In Abb. 1 ist die Zuordnung des techn. Hochwasserschutzes anhand des „steirischen Risikokreislaufes“ dargestellt.

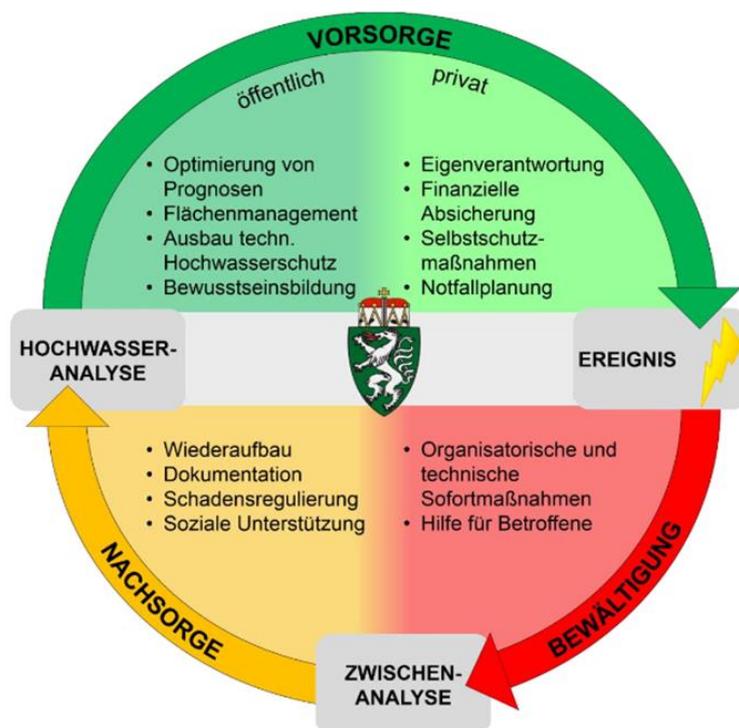


Abb. 1: Steirischer Risikokreislauf [1]

Weiters kann zwischen passivem und aktiven Hochwasserschutz unterschieden werden, wobei Hochwasserrückhaltebecken zum aktiven zählen. Der passive Hochwasserschutz ist im Wesentlichen die Vermeidung aller Handlungen die den Hochwasserabfluss intensivieren.

Im Gegensatz zu den baulichen Eingriffen im aktiven Hochwasserschutz wird hier eine Anpassung der Bewirtschaftung in Hochwasserzonen durch Verlegung der Nutzung oder Einlösen von Grundstücken in Gefahrenzonen angestrebt [5]. Wenn natürliche Ausuferungszonen, beispielsweise durch verbaute Siedlungsgebiete, nicht mehr ausreichend vorhanden sind, kann technischer Hochwasserrückhalt in Form eines Rückhaltebeckens zum Einsatz kommen. Neben Rückhaltebecken können auch Maßnahmen wie Gewässeraufweitungen, Abflussertüchtigungen, Durchstiche, Flussteiche oder Flutmulden eingesetzt werden. Diese baulichen Eingriffe zählen zum technischen Hochwasserschutz, der einen wichtigen Teil des HW-Risikomanagements darstellt. Am Beispiel des Projektes Hochwasserrisikomanagement Steiermark-HORST oder am Hochwasserschutzaktionsprogramm Bayern 2020plus sind mögliche Eingliederungen von Rückhaltebecken in das Risikomanagement dargestellt. Siehe Abb. 3 (S. 4) und Abb. 4 (S. 5). Für die Entscheidung neben den alternativ genannten technischen Hochwasserschutzmöglichkeiten ein Hochwasserrückhaltebecken zu bauen, kommen unter anderem Überlegungen zu den Themen Wirtschaftlichkeit, Retentionsraumverlust, Veränderung des derzeitigen Nutzens der Grundstücke sowie Wartungs- und Erhaltungsarbeiten zum Tragen [3]. Ziel des technischen Hochwasserschutzes ist es, durch bauliche Maßnahmen zum Hochwasserschutz einer Gewässerstrecke beizutragen ohne Abschnitte im Ober- und Unterstrom negativ zu beeinflussen. Eingeteilt werden technischen Hochwasserschutzmaßnahmen nach ihrer Lage zum schützenden Gewässerabschnitt. In der Tabelle 1 (S. 6) sind die Funktionen, Wirkungen und Beispiele der verschiedenen technischen Hochwasserschutzmaßnahmen aufgelistet [2]. Hochwasserrückhaltebecken sind oberhalb der Schutzstrecke angesiedelt und führen zu einer Entlastung bzw. Reduzierung der zu schützenden Strecke. Der positive Effekt dabei ist, dass die Wasserstände in der Folgestrecke des zu schützenden Gebietes nicht steigen. Durchströmt werden Hochwasserrückhaltebecken entweder im Hauptschluss oder im Nebenschluss. Hochwasserrückhaltebecken im Hauptschluss werden vom zurückzuhaltenden Gewässer durchflossen. Im Nebenschluss werden sie nicht vom zurückzuhaltenden Gewässer durchflossen und sind seitlich situiert [6]. Siehe Abb. 2.

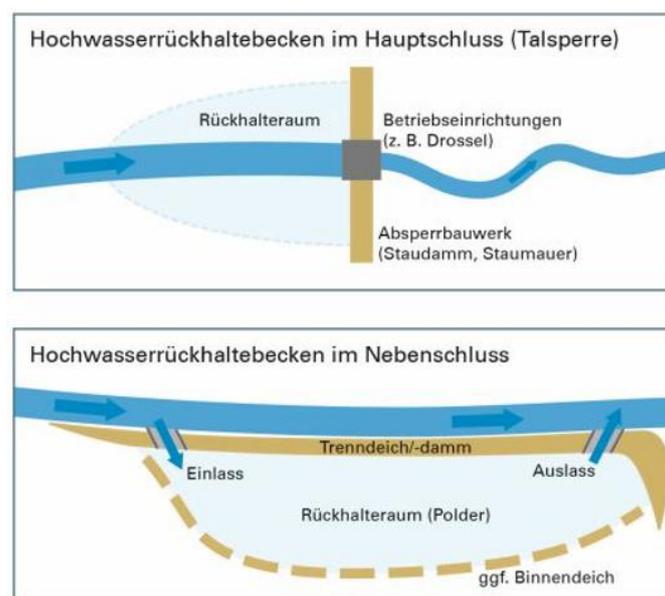


Abb. 2: Hochwasserrückhaltebecken im Hauptschluss bzw. im Nebenschluss [2]

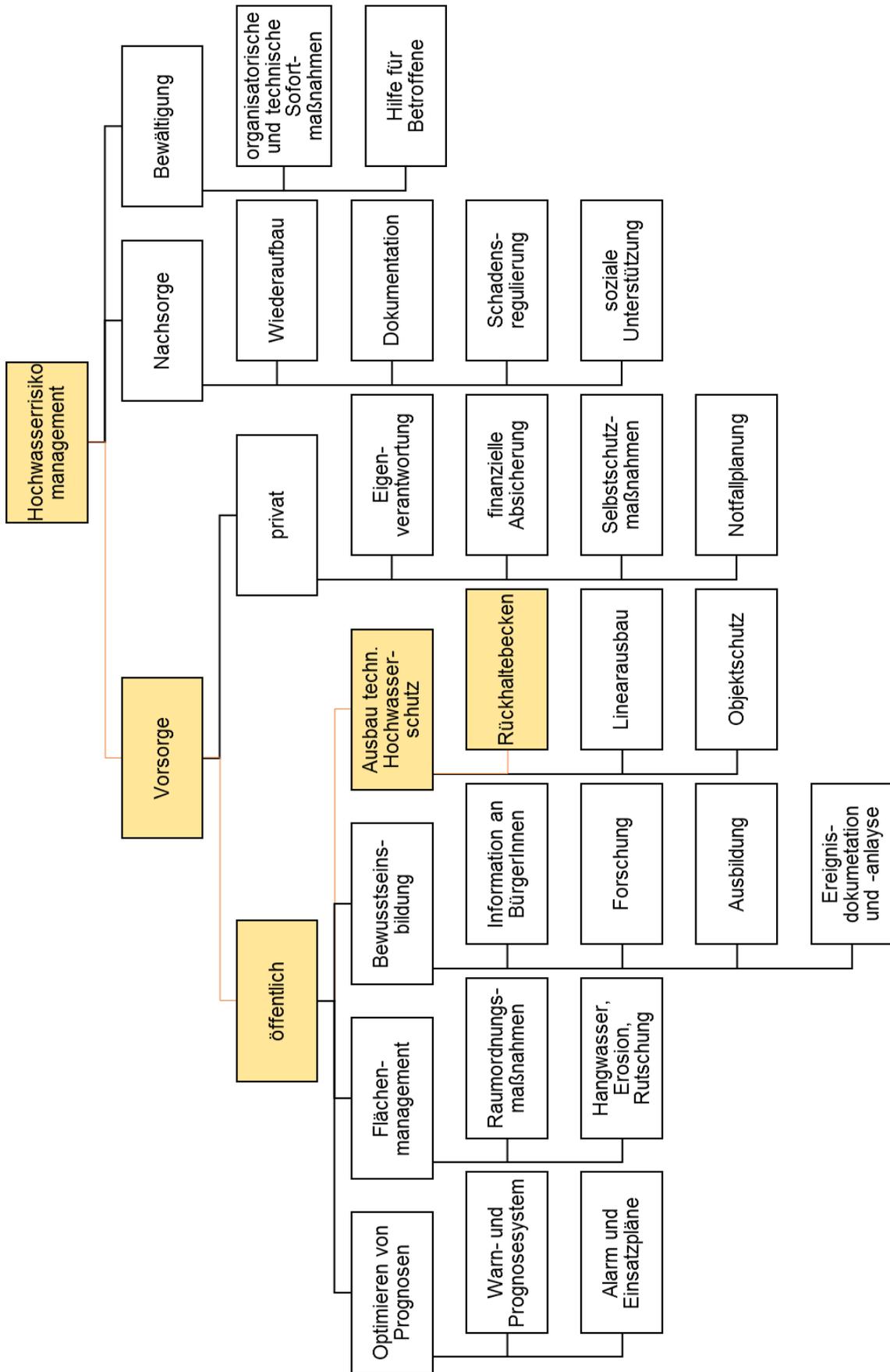


Abb. 3: Hochwasserrisikomanagement in der Steiermark angelehnt an HORST. [1]

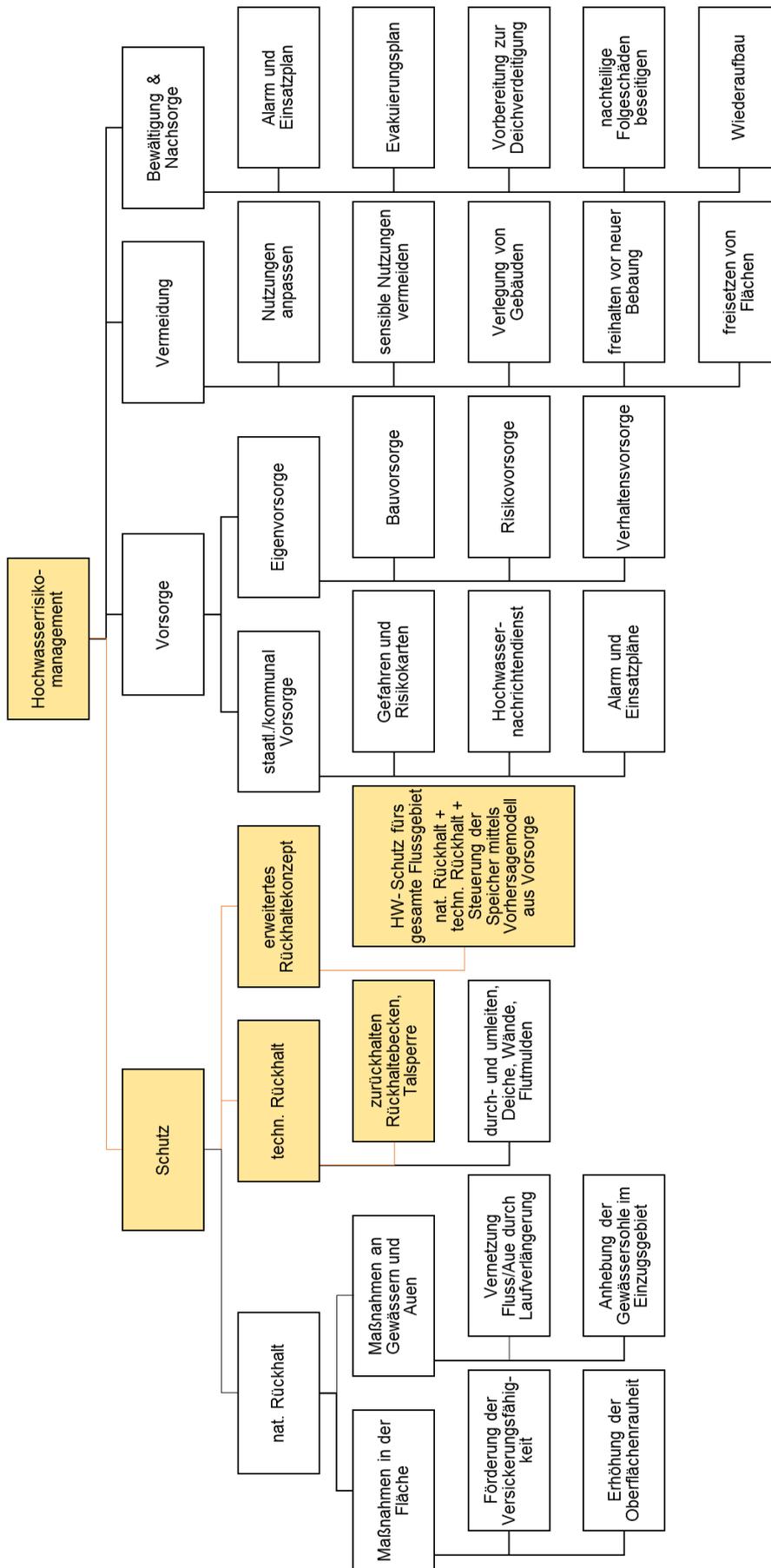


Abb. 4: Das Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus. [2]

Tabelle 1: Technischer Hochwasserschutz [3]

Technischer Hochwasserschutz			
Lage bezogen auf die Schutzstrecke	Funktion	Wirkung	Beispiel
oberhalb	Rückhaltung, Entlastung, Ableitung, Umleitung	Reduzierung der Wasserstände	z.B. Hochwasserrückhaltebecken , Polder, Bypässe, Flutgräben, Entlastungskanäle
unterhalb	Abflussfördernde Maßnahmen	Reduzierung der Wasserstände, steigende Wasserstände in der Folgestrecke	z.B. Vergrößerung des Fließquerschnittes, Erhöhung des Sohlgefälles, Verringerung der Fließwiderstände
innerhalb	Regulierung	Reduzierung der Wasserstände, Gerinne-Leistungsfähigkeit wird gesteigert, steigende Wasserstände in der Folgestrecke	z.B. Vergrößerung des Abflussquerschnitts, Erhöhung des Gefälles, Glättung des Gerinnes
	Eindeichung	Wasserspiegelanstieg in der Schutzzone, sowie oberhalb und unterhalb, Steigerung der Abflussleistung, ev. Gewässersohlen-eintiefung	z.B. Schutzdeiche, Schutzmauern

2.1 Ziele und Funktionen eines Hochwasserrückhaltebeckens

Das primäre Ziel eines Hochwasserrückhaltebeckens ist der Schutz von Siedlungsräumen und Infrastruktureinrichtungen vor Hochwasserereignissen. Hochwasserrückhaltebecken senken die Abflussspitzen der Hochwasserwellen durch ihre Retentionswirkung. Natürliche Retentionsflächen werden durch menschliche Nutzung immer mehr in Anspruch genommen, in Kombination mit Regulierungsbauten kam es zu Abflussverschärfungen [6]. Eine Retention durch Rückhaltebecken ist vor allem in Gebieten notwendig wo natürliche Überflutungszonen nicht oder nur unzureichend vorhanden sind. In Abb. 5 (S. 7) ist der Rückhalt einer Hochwasserwelle als Beispiel dargestellt. Der maximale Zufluss von 201 m³/s wird von einem Rückhaltebecken mit einem Speichervolumen von 1,39 Mio. m³ und einem auf 46 m³/s begrenzten, ungesteuerten Grundablass zurückgehalten. Über den Grundablass wird gesteuert oder ungesteuert eine für den Flussunterlauf dimensionierte Wassermenge abgegeben. Der maximale Abfluss nach der Retention beträgt 55 m³/s. Wassermengen, die

das maximale Speichervolumen, aufgrund der begrenzten Wasserabgabe in den Unterlauf, übersteigen, werden über eine Hochwasserentlastung abgeleitet. Im angeführten Beispiel werden $9 \text{ m}^3/\text{s}$ über die HW-Entlastung abgeleitet.

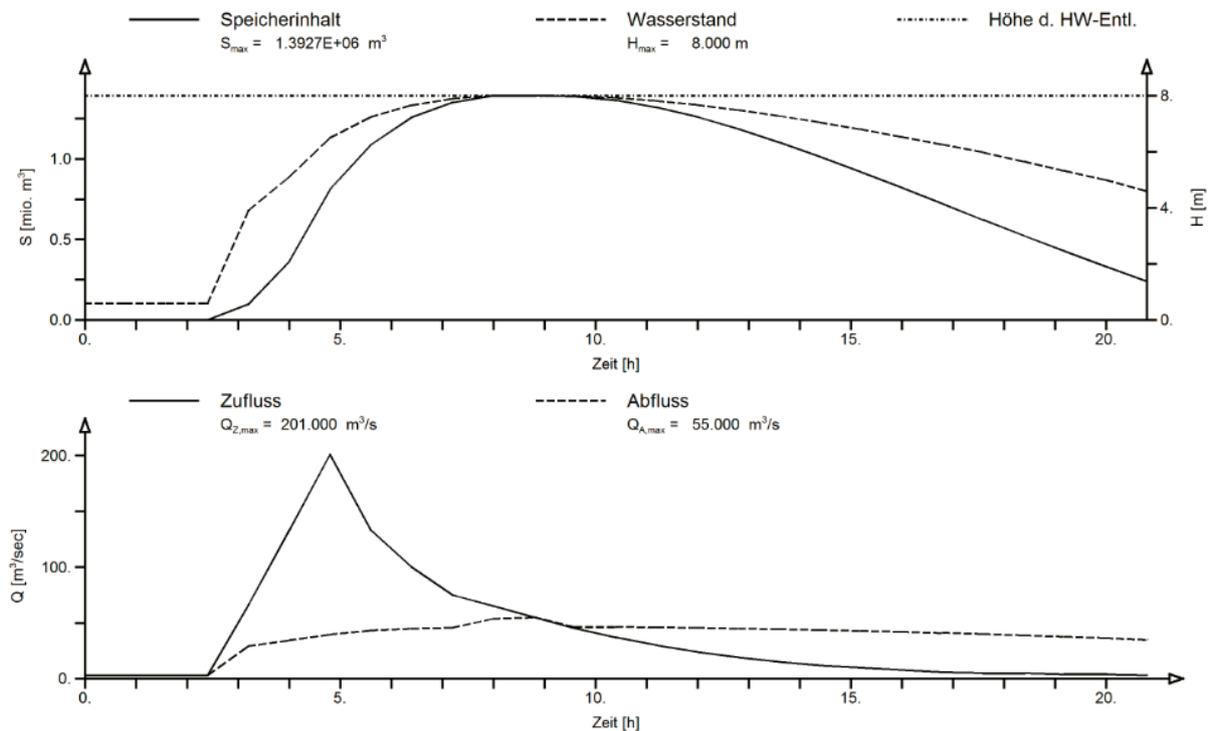


Abb. 5: Beispiel zur Funktionsweise eines RHB

Trotz aller baulichen Maßnahmen verbleibt immer ein Restrisiko. Anlagen können z.B. durch technische Probleme, Verklausungen oder Überschreitung des Bemessungshochwassers ihre rückhaltende Wirkung verlieren. Für Hochwasserrückhaltebecken können neben ihrer Schutzfunktion weitere wasserwirtschaftliche Zielsetzungen genannt werden, wie zum Beispiel Niederwasseraufhöhung, Grundwasseranreicherung, Landschaftsgestaltung, Naturschutz oder Fischerei [7]. Eingeteilt können Rückhaltebecken unter anderem nach ihrem maximalen Stauvolumen, nach ihrer Lage zum Gewässer, ihrer maximalen Stauhöhe oder ihrer Betriebsform werden. Als maximale Stauhöhe gilt die Höhe vom wasserseitigen Dammfuß bis zum außergewöhnlichen Stauziel. In der Tabelle 2 ist die Einteilung der Becken nach DIN 19700, Teil 99 dargestellt. Nach ihrer Betriebsform können Hochwasserrückhaltebecken in gesteuerte und ungesteuerte Becken unterschieden werden.

Tabelle 2: Einteilung der Hochwasserrückhaltebecken [8]

	Beckeninhalt [m^3]	Stauhöhe [m]
kleine Becken	0 - 100.000	0 - 5
mittlere Becken	100.000 - 500.000	5 - 15
große Becken	> 500.000	> 15

2.2 Rückhaltebecken in der Steiermark

Im Jahr 2011 erstellte die TU Graz im Auftrag der Steiermärkischen Landesregierung eine Datenbank der Steirischen Hochwasserrückhaltebecken, die in den Jahren 1968 – 2008 errichtet worden sind. Anhand von Grafiken und Statistiken wird hier ein Überblick über die Bauweise, Größe und Kosten von Hochwasserrückhaltebecken in der Steiermark zusammen gefasst, um das später beschriebene Hochwasserrückhaltebecken Raababach in seinen Dimensionen einordnen zu können. In Abb. 6 sind die Hochwasserrückhalteanlagen der Wildbach und Lawinerverbauung (WLV) sowie der Bundeswasserbauverwaltung (BWV) in der Steiermark abgebildet. Insgesamt sind 139 Becken in Betrieb, 48 in Planung und acht im Bau. (Stand 9.12.2014). In Abb. 7 ist die Anzahl fertiggestellter Hochwasserrückhaltebecken in der Steiermark bis zum Jahr 2012 dargestellt.

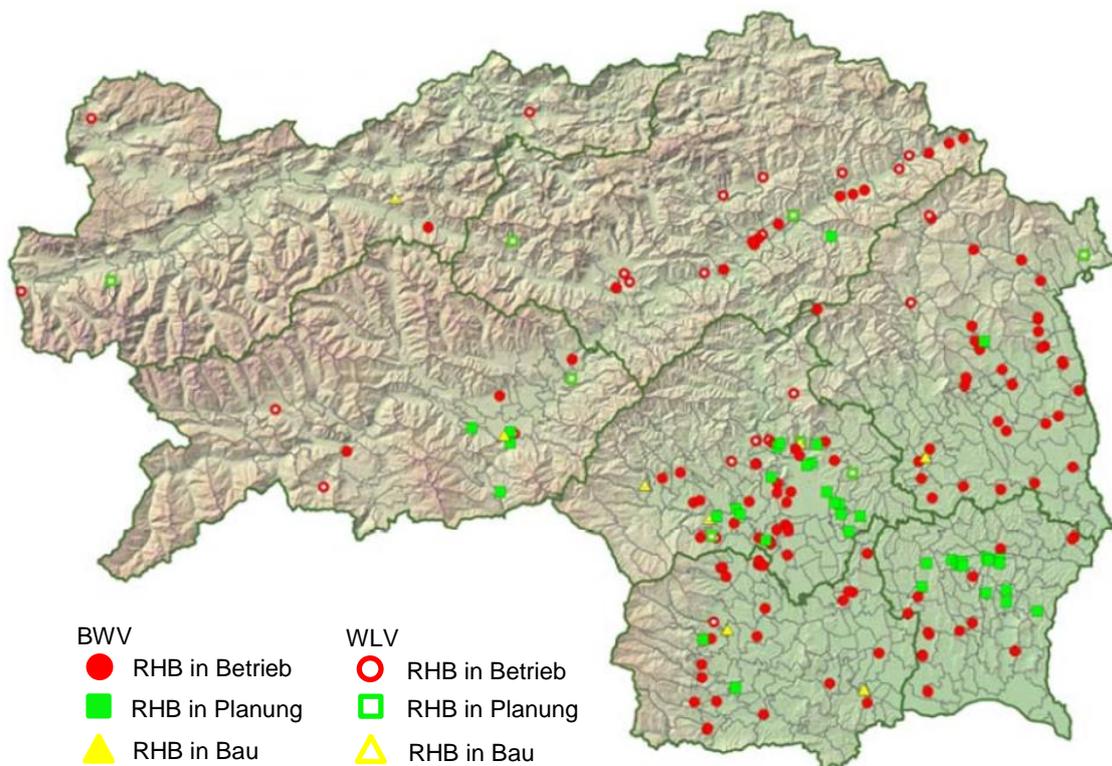


Abb. 6: Hochwasserrückhaltebecken Steiermark, Stand 9.12.2014 [9]

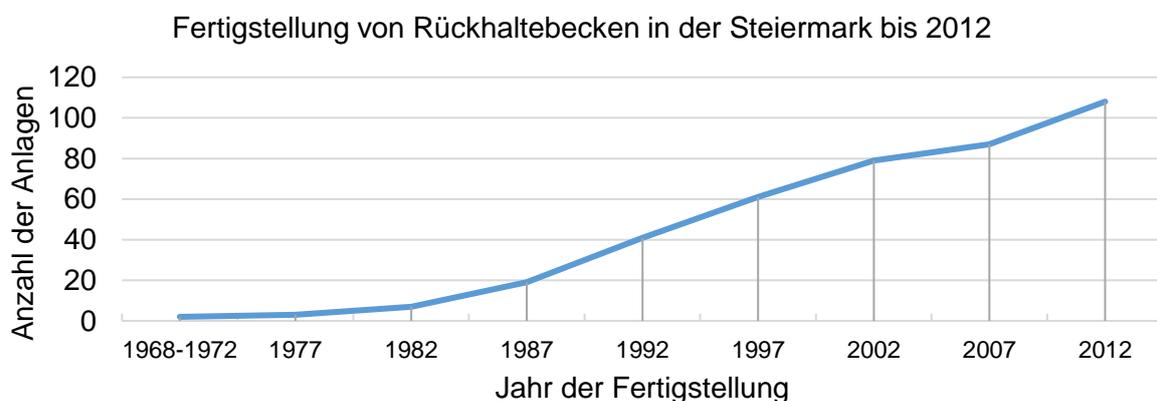


Abb. 7: Anzahl der gebauten Anlagen in der Steiermark von 1968 – 2012 [9]

In Abb. 8 ist die Prozentverteilung der ausgeführten Sperrenbauwerke von 98 steirischen Hochwasserrückhaltebecken (1968 – 2008) dargestellt. Mit 73 % nimmt die Bauart des homogenen Erddammes den größten Anteil ein. Gewichtsmauern, Betonsperren, Betonwände oder Bogenstaumauern nehmen mit 4 % einen geringen Teil der ausgeführten HWRHB ein.

**Steirische Hochwasserrückhaltebecken 1968 - 2008
Sperrenbauwerke**

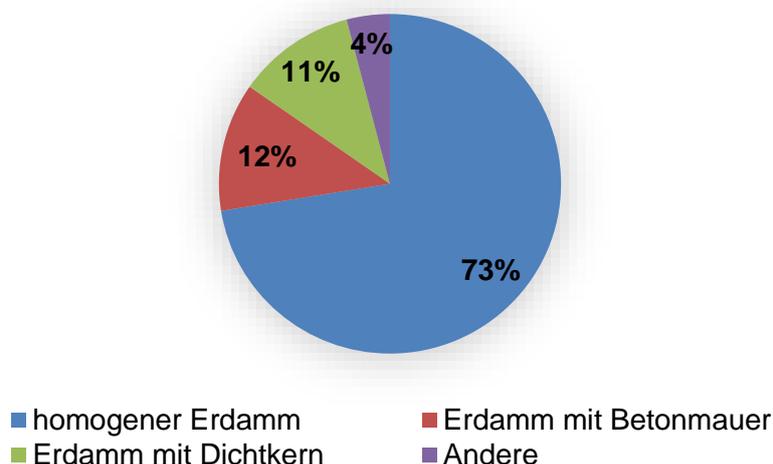


Abb. 8: Verteilung [%] der unterschiedlichen Sperren steirischer RHB [10]

In Abb. 9 ist zu erkennen, dass Hochwasserrückhaltebecken mit einem Beckenvolumen kleiner als 100.000 m³ den größten Teil in der Steiermark ausmachen. Insgesamt fließen 97 erfassten Hochwasserrückhaltebecken von 1968 - 2008 des Landes Steiermark in die Auswertung ein. Das bedeutet, dass 72 der 97 Hochwasserrückhaltebecken gemäß Tabelle 2 (S. 7) zu kleinen Becken, 23 von 97 zu mittleren Becken und zwei zu großen Becken zählen [10]. Hochwasserrückhaltebecken, welche eine größere Wassermenge als 500.000 m³ zurückhalten oder eine Sperrhöhe größer 15 m aufweisen, benötigen gemäß §23a einen Talsperrenverantwortlichen. Weiters ist in diesem Fall gemäß § 104 Abs. 3 WRG von der zuständigen Wasserrechtsbehörde ein Gutachten der Staubeckenkommission einzuholen.

**97 Steirische Hochwasserrückhaltebecken 1998 -2008
Nutzinhalt [m³]**

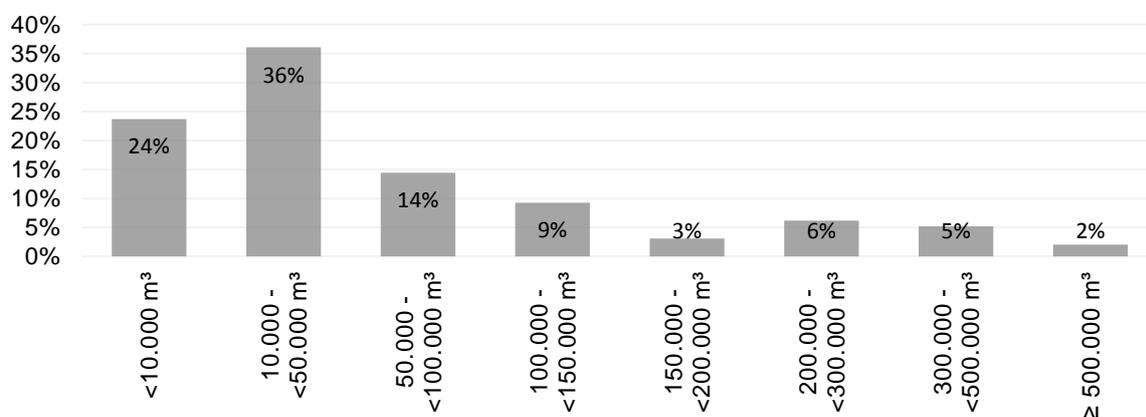


Abb. 9 : Verteilung [%] nach Nutzinhalt [m³] steirischer RHB [10]

In Abb. 10 sind 94 Hochwasserrückhaltebecken der Steiermark mit ihrer Sperrenhöhe verglichen, wobei den größten Anteil Sperren mit einer Höhe zwischen 5 und 10 m einnehmen. Gemäß Tabelle 2 (S. 7) zählen 73 % der betrachteten Anlagen zu mittleren Becken [10].

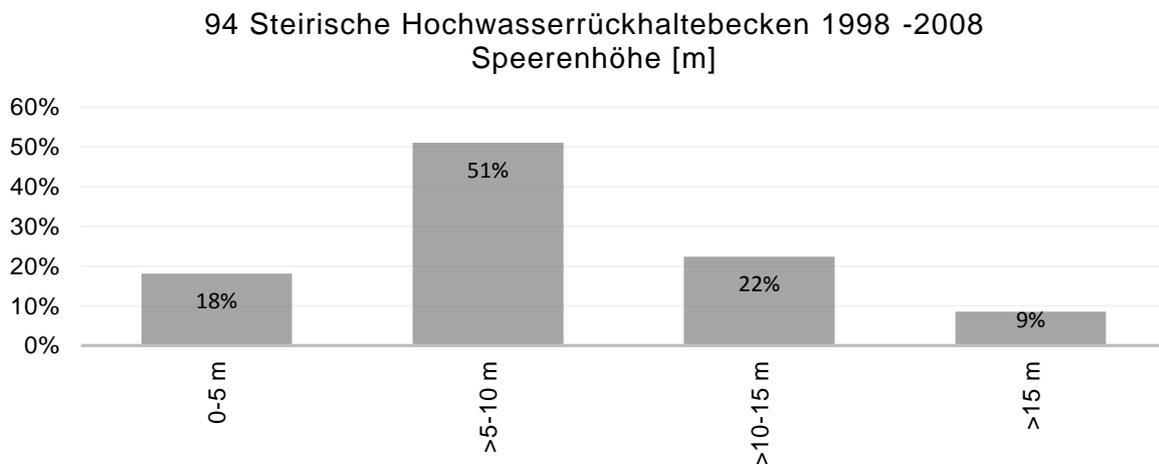


Abb. 10: Verteilung [%] nach Sperrenhöhe steirischer RHB [10]

Als weiterer Vergleich wird ein Blick auf die spezifischen Kosten [€/m³] der Becken geworfen. Die Kosten [€] der Anlagen beziehen sich auf den Nutzinhalt [m³]. In Abb. 11 ist zu sehen das mit 38 % die meisten Anlagen bei spezifische Kosten zwischen 5-15 €/m³ liegen.

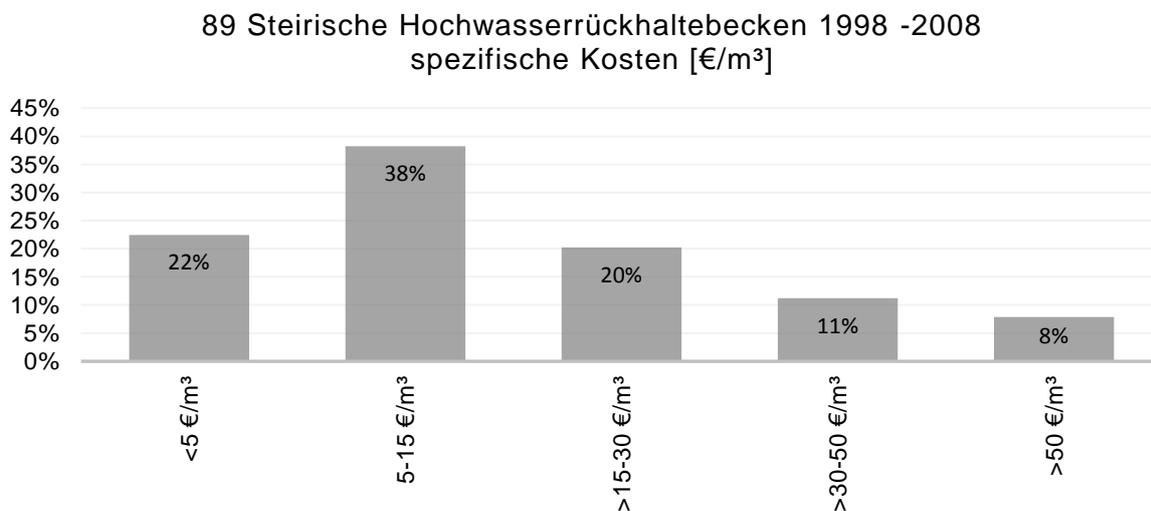


Abb. 11: Spezifische Kosten ausgewählter Hochwasserrückhaltebecken [10]

Ein wichtiger Bauteil bei Hochwasserrückhalteanlagen ist die Hochwasserentlastung, welche bei Überbeanspruchung, Verklausung oder technischen Problemen des Grundablasses benötigt wird, um eine gesicherte Ableitung über befestigte Bereiche der Dammkrone, im Überlastfall zu gewährleisten. In den betrachteten Anlagen kommt hauptsächlich die Hochwasserentlastung über das Dammbauwerk zur Anwendung. Dieser kann als Dammscharte oder Mauerüberfall ausgeführt werden. Seltener ausgeführte Varianten sind Rollschütz, Streichwehr, Trogentlastung oder Überfallturm.

2.3 Standsicherheit

Für die Standsicherheit von Hochwasserrückhaltebecken sind die Kenntnisse des Untergrundes und deren Grundwasserverhältnisse von besonderer Bedeutung. Die erforderlichen Untersuchungen des Untergrundes werden mit geotechnischen Verfahren durchgeführt. Um einen ersten großflächigen Einblick vom Untergrund des Beckenbereiches zu erhalten, werden Baggerschürfen ausgeführt. Für genauere Erkenntnisse über die Bodenschichtungen unterhalb des Dammes werden Bohrkerne entnommen. Der Grundwasserspiegel wird über einen bestimmten Zeitraum anhand von Messpegeln aufgezeichnet. Ramm- und Drucksondierungen dienen zur Ermittlung der Lagerungsdichte von nicht bindigen Böden bzw. zur Ermittlung der Konsistenz bindiger Böden. Um die Anfangsfestigkeit von organischen Weichschichten zu ermitteln, werden Flügelsonden eingesetzt. Weitere Bodenkennwerte wie Korngrößenverteilung, Wassergehalt, Glühverlust, Fließ- und Ausrollgrenze, Scherfestigkeit, Kompressionsmodul, Wasserdurchlässigkeitsbeiwert, etc. werden im Labor an entnommenen Bodenproben ermittelt. Neben den beschriebenen inneren Einflüssen des Baugrunds bzw. des Dammbaustoffes kommen zur Ermittlung der Standsicherheit noch äußere Einflüsse sowie von Menschen verursachte Fehler zum Tragen. Äußere Einflüsse sind zum Beispiel der Wasserstand, die Wellenhöhe oder die Sickerströmung. Die von Menschen verursachten Fehler beziehen sich auf die Bemessung des Hochwasserrückhaltedamms, auf die Bauausführung sowie die Wartung und Instandhaltungsarbeiten [11]. In den folgenden Kapiteln werden mögliche Belastungen und Schäden an Hochwasserrückhaltebecken beschrieben. Die Nachweise der Versagensmechanismen von Rückhaltedämmen erfolgen nach verschiedensten Regelwerken und werden in den Nachweis der statischen Sicherheit sowie den Nachweis der hydraulischen Sicherheit unterschieden.

2.3.1 Statischer Wasserdruck

In einem Hochwasserrückhaltebecken ist der statische Wasserdruck nur im Hochwasserfall wirksam. Sobald der Wasserstand der Wasserfracht wieder zurückgeht entleert sich das Becken über den Grundablass vollständig. Bei Sondernutzungen, wie beispielsweise als Grundsee, ist ein dauerhaft statischer Wasserdruck wirksam. Bei Dämmen die auf bindigen Deckschichten errichtet werden ist die Auftriebssicherheit am landseitigen Böschungsfuß besonders gefährdet. Häufig entstehen durch den anstehenden Wasserdruck Auswaschungen, verursacht durch das Aufbrechen der bindigen Deckschicht. Diesem Problem kann zum Beispiel durch den Bau einer Auflastberme entgegengewirkt werden [11] [12].

2.3.2 Wellenschlag

Durch einen Wellenschlag, welcher bei extremen Hochwässern infolge großer Abflussmengen oder zufolge von Stürmen entsteht, besteht die Erosionsgefahr der luftseitigen Böschung [12].

2.3.3 Überströmung

Eine Hochwasserentlastung ist vorzusehen, um ein Überströmen des Dammes und die daraus folgende Erosion der luftseitigen Böschung zu verhindern. Zusätzlich zur Hochwasserentlastung ist ein Freibord oberhalb des maximalen Stauspiegels notwendig [11] [12].

2.3.4 Durchsickerung und/oder Unterströmung

Bei der Durchsickerung und/oder Unterströmung des Dammes ist der Bodenaufbau des Untergrunds von großer Bedeutung. Dabei ist zwischen stationärer und instationärer Durchsickerung zu unterscheiden. Hochwasserrückhaltebecken sind in der Regel als Trockenbecken ausgebaut und werden nur im Hochwasserfall für kurze Zeiträume eingestaut, weshalb sich keine stationäre Durchsickerung einstellen wird. Die entstehenden Strömungskräfte bei einer Durchsickerung gefährden die Standsicherheit von Böschungen. Beim Austritt der Sickerströmung kann es zu Böschungsbrüchen sowie einem hydraulischen Grundbruch luftseitig des Dammes kommen. Dem Austreten von Sickerwasser kann durch eine Böschungsneigung (1:3) sowie Auflastfilter oder Erosionsschutzfilter begegnet werden. Desweiteren können sich wasserwegige Zonen mit erhöhter Durchlässigkeit (z.B. durch Ausspülungen von Feinkornanteilen) bilden. Mit einem Reibungsfuß inkl. Drainage unterhalb des Dammfußes binnenseitig kann dem entgegengewirkt werden. Hier ist entscheidend dass der Reibungsfuß sowie die Drainage bis zum wasserdichten Untergrund eingebaut sind. Eine weitere Möglichkeit wäre ein Dichtschirm unterhalb des Dammes welcher ebenfalls bis zu einer wasserundurchlässigen Schicht reichen muss [11] [12] [13].

2.3.5 Böschungs- oder Geländebruch

Ein Böschungs- oder Geländebruch ist eine Versagensform des Dammes, die das Abgleiten eines Erdkörpers entlang einer Gleitfläche darstellt. Dieser entsteht bei Durchströmung und sehr geringer Scherfestigkeit des Bodens unterhalb des Dammes. Bodenverbesserungsmaßnahmen sowie Abdichtungsmaßnahmen können das Problem minimieren [11] [12] [13].

2.3.6 Innere Erosion (Suffusion)

Innere Erosion wird beispielsweise durch Wühltiere oder Baumwurzeln verursacht aber auch durch unzureichende Erosions- und Suffusionsstabilität von sandigen Dammbaumaterialien. Sie verursacht häufig eine Erosion der wasserseitigen Böschung sowie einen hydraulischen Grundbruch. Suffusion löst und transportiert Bodenpartikel aus weit gestuften Böden. Die daraus entstehenden Kornumlagerungen durch Sickerströmungen sollen vermieden werden. Dies ist vor allem bei hohen Gradienten, ungleichförmiger oder intermittierender Korngrößenverteilung kritisch [11] [12] [13]. Innere Erosion tritt ein wenn die Scherspannung des Bodens durch die Grundwasserströmung aufgehoben wird.

2.3.7 Hydraulischer Grundbruch

Hydraulischer Grundbruch entsteht durch innere Erosion (Suffusion) infolge nach oben gerichteter Grundwasserströmung. Er kündigt sich durch Austritte von feinen Bodenpartikeln am luftseitigen Dammfuß an. Dammluftseitige Verflüssigungen des Bodens bei oberflächiger dünner Deckschicht sind zu vermeiden. Ein Reibungsfuß unterbindet das Ausspülen von Feinteilen, ohne dass sich erhöhter Wasserdruck aufbauen kann. Eine Auflast am Binnenfuß kann Überdruck aufnehmen. Die Dichtwand stellt ebenfalls eine Maßnahme gegen einen hydraulischen Grundbruch dar [11] [12] [13].

2.3.8 Setzungen

Messungen der Setzungen dienen zur Beurteilung des Verformungsverhaltens von Dämmen. Setzungsunterschieden, Gewölbebildungen zum Anschlussbauwerk, Reduktion der Auflast sowie Suffusion sind aufgrund der Leckagenbildung relativ gefährlich. Setzungen, welche bei günstigen Verhältnissen nach der Bauphase abklingen, lassen sich mit Überhöhungen einfach entgegenwirken. Rheologisches Verhalten von wenig durchlässigen Böden ist schwieriger zu beurteilen, da die Setzungen lange nach dem Bau-/Schüttvorgang weitergehen. Hier sind auch die Auswirkungen von Porenwasserdrücken auf die Standsicherheit zu berücksichtigen. Auf die Setzungen wird in weiterer Folge im Kapitel „2.6.1 Dammsetzungen“ (S. 18) näher eingegangen [11] [12].

2.4 Bauteile eines Rückhaltebeckens

Ein Rückhaltebecken besteht aus mehreren Komponenten, die nur als Einheit zusammenwirken. Hier werden kurz die wichtigsten Bauteile beschrieben und ihre Funktionen aufgezeigt: Hochwasserentlastung, Energieumwandlung, Absperrbauwerk, Bypass/Notentlastung, Grundablass sowie ein Wildholzrechen an der Stauwurzel.

2.4.1 Grundablass

Der Grundablass ist im Allgemeinen die Öffnung des Absperrbauwerks, welcher ein ungehindertes Abfließen des Gerinnes außerhalb des Hochwasserereignisses ermöglicht. Dieser besteht aus einem Einlauf- und Auslaufbauwerk sowie einem Durchlass. Am Einlaufbereich befindet sich in der Regel eine Rechen, der den Grundablass vor Verkläusung schützt. In Abb. 12 (S. 14) ist das Einlaufbauwerk inkl. Rechen des RHB Fressnitzbach-Krieglach abgebildet. Im Anschluss des Einlaufbereiches wird häufig das Verschlussorgan situiert, hinter dem das Wasser im Freispiegelabfluss Richtung Auslaufbauwerk fließt. Nach dem Auslaufbauwerk wird meist eine Energieumwandlung, wie zum Beispiel ein Tosbecken, errichtet, um das Flussbett bei größeren Abflüssen vor Auskolkung zu schützen. Der Durchlass zwischen dem Einlaufbauwerk und Auslaufbauwerk kann in verschiedenen geometrischen Formen ausgebildet werden. Rechteckige Profile, ein horizontaler- oder vertikaler Schlitz, sowie Kreisprofile sind gängige Ausführungen. Grundablässe lassen sich nach ihrer Betriebsart in gesteuert und ungesteuert einteilen. Der ungesteuerte Grundablass

besitzt keine beweglichen Steuereinrichtungen, was einem kontinuierlichen Anstieg des Wasservolumens im Becken und den Wasserständen im Fluss zur Folge hat. Der Füllvorgang eines ungesteuerten Rückhaltebeckens kommt dem natürlichen Überschwemmungszyklen am nächsten. Im extremen Hochwasserfall wird die ungesteuerte Variante, aufgrund des reduzierten Volumens im Rückhalteraum, bedingt durch den früher startenden Einstauvorgang, hydraulisch nicht optimal ausgenutzt.



Abb. 12: Einlaufbauwerk des RHB Fressnitzbach-K., Aufnahme vom 14.11.2010 [10]

Gesteuerte Grundablässe sind aufgrund gezielter Flutung des Beckens bzw. regelbarer Abgabe flussabwärts, effektiver in Bezug auf Hochwasserschutz. Regulierungseinrichtungen wie Schütze, Klappen und Drosseln sind erforderlich [3]. Ein weiterer Vorteil der gesteuerten Ausführung ist der länger gewährleistete Geschiebetransport aufgrund der längeren Freispiegelabflussphase. Beckensysteme aus mehreren Anlagen können durch eine Steuerung ebenfalls besser ausgenutzt werden. Die Störanfälligkeit sowie Errichtungs-, Wartungs-, und Betriebskosten sind bei geregelten Ablässen höher. Die Steuerung selbst kann manuell, in Abhängigkeit vom Wasserstand, über ein Regelorgan mit Antrieb oder passierend auf ein Prognosemodell erfolgen [8]. Der Grundablass kann durch Einwirkungen wie Verklausung, Verlandung, Versagen der Steuerung, Erosion des Damms im Grundablassbereich, Rückstau des Unterwassers, etc. in seiner Funktionsfähigkeit behindert werden [6]. Die Hochwasserentlastung sorgt in diesen Fällen für die Abfuhr der Wasserfracht bis zur Unterschreitung des gewöhnlichen Stauziels. Ein Bypass oder eine Notentlastung gewährleistet in weiterer Folge ein gefahrloses Entleeren des Beckens.

2.4.2 Bypass (Notentlastung)

Der Bypass ist neben dem Grundablass eine weitere Öffnung im Hochwasserrückhaltebecken, welche nur dann zum Einsatz kommt, wenn die Funktion des Grundablasses nicht mehr gegeben ist. Ein solcher Bypass wird auch als Notentlastung bezeichnet. Die Öffnung einer

solchen Notentlastung sollte nicht in unmittelbarer Nähe zur Grundablassöffnung situiert werden, um ein Verklausen beider Öffnungen zu verhindern [8].

2.4.3 Hochwasserentlastung

Eine Hochwasserentlastung bei einem Rückhaltebecken kommt dann zum Einsatz, wenn die Bemessungsereignisse überschritten sind und der Wasserspiegel über das maximale Stauziel steigt. HW-Entlastungen können den zu entlastenden Abfluss um, über oder durch das Rückhaltebecken leiten. Als typisch ausgeführte Hochwasserentlastung wäre der Mauerüberfall oder die Dammscharte zu nennen, welche im Gegensatz zur Schacht- oder Rohrleitung hydraulisch überlastbar sind. In Abb. 13 ist eine begrünte Dammscharte der Hochwasserrückhalteanlage Lambach-Schönegg bei Pöllau gezeigt. Die Dammscharte, die auch im Rückhaltebecken Raababach ausgeführt wurde, kommt bei niedrigen Dämmen bzw. kleineren Bemessungsabflüssen häufig zum Einsatz. Dammscharten sind meist als Raubettgerinne ausgeführt, wodurch ein Großteil der kinetischen Energie des Wassers dissipiert bevor es zur eigentlichen Energieumwandlung gelangt. Weitere mögliche Ausführungsvarianten wären zum Beispiel Überfallturm, Trogentlastung oder Streichwehr [8].

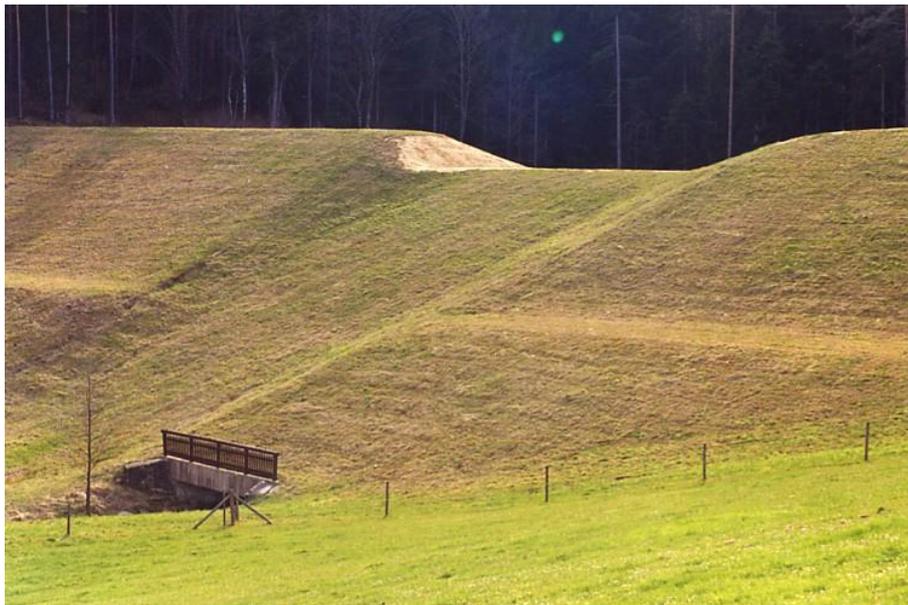


Abb. 13: Dammscharte RHB Lambach-Sch. bei Pöllau, Aufnahme vom 10.04.2013] [10]

2.4.4 Energieumwandlung

Wenn das Wasser die vorhin beschriebenen Einrichtungen passiert hat, muss die aufgebaute kinetische Energie umgewandelt werden, bevor es ins natürliche Flussbett eingeleitet wird. Ohne Energieumwandlung kann es zum Beispiel zur Auskolkung des Bachlaufes oder einem Abtrag der Bachböschung kommen. Am häufigsten kommen Tosbecken zum Einsatz. Diese können mit konstruktiven Maßnahmen wie einer Eintiefung oder einem Höcker in ihrer Länge reduziert werden. Ein weiteres, häufiger zur Anwendung kommendes, Energieumwandlungsbauwerk ist die Sprungschanze. Bei Homogendämmen kann zur Energieumwandlung

zusätzlich die Hochwasserentlastungsanlagen als Dammscharte mit Raubettgerinne ausgeführt werden.

2.4.5 Absperrbauwerk

Absperrbauwerke für Hochwasserrückhaltedämme werden in verschiedensten Varianten ausgeführt. Die häufigste zur Ausführung in der Steiermark gekommene Variante ist der homogene Erddamm, der zugleich dichtet und stützt. Aufgrund des temporären Einstaus der Hochwasserrückhaltedämme, werden diese auch geringer durchströmt, was für eine Ausführung als Homogendamm spricht. Falls es doch zu stationärem Durchströmen kommt, verhindern flache Böschungsneigungen einen frühzeitigen Austritt des Sickerwassers. Weiters sind unterschiedliche Formen von Dränagen am Dammfuß ausführbar um einen Austritt des Sickerwassers bei hohen Gradienten aus der Dammböschung zu verhindern. Eine weitere Möglichkeit sind Abdichtungen im Untergrund am beckenseitigen Dammfuß, wie z. B. Schmalwände. Neben dem Homogendamm kommen Dämme mit Dichtungen häufig zur Ausführung. Man unterscheidet in vollkommene Dichtungen und unvollkommene Dichtungen, wobei die vollkommene Dichtung in die wasserdurchlässige Schicht einbindet. Ausführungen können zum Beispiel eine natürliche Kerndichtung, eine künstliche Dichtung oder geneigte Kerndichtungen sein. Dichtungen sollten i. d. R. Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_f \leq 10^{-7}$ m/s aufweisen. Das Verhältnis der Durchlässigkeit zwischen Dichtung und Untergrund spielt dabei eine wesentliche Rolle für den auftretenden Potentialabbau. Je nach Ausführung sind solche Dämme mit Drainagen und Filter auszubilden. Häufig werden Homogendämme sowie Dämme mit Dichtungen in Kombination mit Mauern, die den Grundablass sowie die Hochwasserentlastung integrieren, ausgeführt. Der Anschlussbereich zwischen Erddämmen und Massivbauwerken ist eine bekannte Schwachstelle. Es können Leckagen auftreten, die zu schadhafte Materialtransport führen. Auslöser können Setzungen, schlechte Verdichtung, ungeeignetes Schüttmaterial oder fehlerhafte Ausführung oder Planung sein [13]. Weitere Ausführungen wie Betonsperren, Betonwände, Gewichtsmauern und Bogenstaumauern spielen bei Hochwasserrückhaltedämmen eine untergeordnete Rolle.

2.5 Verkehrsdamm/Staudamm (Hochwasserrückhaltedamm)

Grundsätzlich ist im Dammbau zu unterscheiden, ob der Damm als Verkehrsdamm oder als Staudamm dient. Im Fall des Hochwasserrückhaltebeckens Raababach kommt der Sonderfall zum Tragen, dass der Damm zugleich als Verkehrsdamm für die Autobahnabfahrt Hart bei Graz dient, im Hochwasserfall jedoch als Staudamm funktionieren muss. In weiterer Folge werden die unterschiedlichen Aufgaben und Anforderungen an einem Verkehrsdamm bzw. an einem Staudamm aufgezeigt, sowie die Möglichkeiten der Setzungsüberwachungen beschrieben.

2.5.1 Verkehrsdamm

„Unter einem Verkehrsdamm versteht man eine Schüttung von Gesteinen (Erdarten und Gesteinen) gleichartiger und verschiedener stofflicher Zusammensetzung, meist unterschiedlicher Korngrößen und Kornformen, die nach der Art und Ausführung und Formgebung als Unterbau für einen bestimmten Oberbau (Decke oder Gleisanlage) eines Verkehrsmittels (Straße oder Eisenbahn) dient“ [15]. Ein Verkehrsdamm dient als Fundament für Verkehrswege und muss die Übertragung der Verkehrslasten auf den Untergrund, ohne die Standsicherheit des Dammes zu gefährden, gewährleisten. Die Form eines Verkehrsdammes ist aufgrund der Fahrbahn meist trapezförmig. Ein Verkehrsdamm besteht grundsätzlich aus den Einzelteilen Dammsohle mit Dammfuß, Dammkern, Dammkrone und Dammschultern. In Abb. 14 sind die wichtigsten Damnteile abgebildet.

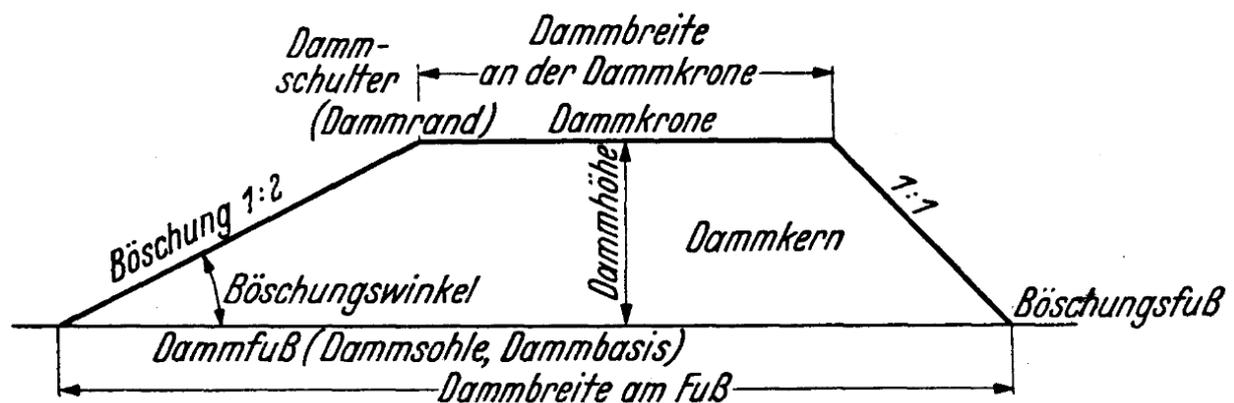


Abb. 14: Übersicht der Damnteile eines Verkehrsdammes [15]

Verkehrsdämme werden neben Witterungseinflüssen fast ausschließlich in senkrechter Richtung, in wechselnder Intensität vom Verkehr beansprucht, was zu kurzfristigen Stabilisierungen durch Setzungen, Verbreiterungen und Verfestigungen führt [15].

2.5.2 Staudamm (Hochwasserrückhaltedamm)

„Staudämme sind nach neuzeitlichen physikalischen, mechanischen und geotechnischen Prüfverfahren und Erfahrungen vorherrschend in Trockenbauweise ausgeführte verdichtete Schüttungen von Erdbaustoffen, die in ihrer Anordnung und Einbauweise die Erfüllung der ihnen zugedachten Aufgabe des Wasserstaus gewährleisten [15].“ Hochwasserrückhaltedämme haben wie Staudämme im Allgemeinen eine Absperrfunktion, d.h. Wasser im Rückhaltebecken zu sperren. Dies erfordert spezielle Anforderungen an die Dichtung des Damms sowie der Standsicherheit aufgrund des angestauten Wasserdruckes. Die Form eines Staudammes (Erddamm) ist trapezförmig, jedoch ist die Dammkrone bei Staudämmen erheblich schmaler, als die der Verkehrsdämme. Die Bezeichnung der Dammbestandteile ist ident jener der Verkehrsdämme. Die Höhe des Damms besteht aus der Stauhöhe und der Freibordhöhe welche die Höhe über dem maximalen Stauspiegel benennt. Für Hochwasserrückhaltebecken kommen meist Erddämme zum Einsatz, welche in homogene Erddämme und Erddämme mit Dichtung unterschieden werden können. Bei homogenen

Erddämmen dient der Schüttstoff als Stützung und Dichtung, wo hingegen bei Erddämmen mit Dichtung ein eigener Stütz und Dichtungsteil ausgebildet wird. Staudämme werden im Gegensatz zu Verkehrsdämmen hauptsächlich horizontal durch den Wasserdruck beansprucht. Hinzu kommen Beanspruchungen durch Auftrieb, innere und äußere Erosion, Stauspiegelschwankungen sowie Sickerwasseraustritt [15].

2.6 Überwachung/Monitoring von Hochwasserrückhaltebecken

Überwachung von Hochwasserrückhaltebecken ist sowohl während der Bauphase als auch im Betrieb von großer Bedeutung. Eine Art des Monitorings ist die Sichtprüfung der Anlage. Insbesondere sind hier alle Bauwerke wie Grundablass, luft-, und wasserseitige Böschung, Betriebseinrichtungen sowie der Stauraum zu kontrollieren. Die Kontrolle sollte nach Fertigstellung der Anlage in einem Intervall von ein bis zwei Wochen und nach Naturereignissen, wie Sturm oder Hochwässern erfolgen. Neben der Sichtprüfung, kommt der Messtechnik große Bedeutung zu. Gemessen wird manuell mittels Handmessungen oder automatisch über Fernüberwachung. Dabei sind hydraulische Messungen, Verformungsmessungen sowie hydrologische Messungen von Bedeutung. Hydrologische Messungen dienen zur Ermittlung des Niederschlags und in weiterer Folge zur Ermittlung des Abflusses. Diese Messungen können auch für die Steuerung von Grundablässen eingesetzt werden (prognosemodellgesteuerte Grundablässe). Bei außergewöhnlichen Sickerwasser- und Porendruckanstiegen sind solche Messdaten ebenfalls von Vorteil. Die hydraulischen Messungen, die an Hochwasserrückhaltebecken durchgeführt werden sind zum Beispiel Stauspiegelmessungen, Sickerwassermessungen, Porenwasserdruckmessungen oder Piezometer Messungen. Verformungsmessungen können zum Beispiel geodätische Messungen von Fixpunkten, Lotmessungen, Neigung und Längenmessungen sowie Rissmessungen sein [16]. Im folgenden Kapitel wird im speziellen auf die Überwachung von Dammsetzungen eingegangen, da im Zuge dieser Arbeit Setzungsmessungen am Hochwasserrückhaltedamm Raababach mit dem Messsystem SAA beschrieben und ausgewertet wurden. Die Beschreibung des Setzungsüberwachungssystems am Homogendamm Raababach ist im Kapitel 3.6 „*ShapeAccelArray Überwachungssystem Raababach*“ (S. 42) zu finden.

2.6.1 Dammsetzungen

Dammsetzungen sind senkrechte Dammbewegungen, die sich aus der Schwerkraft ergeben und zu Lage- und Gefügeänderungen des Dammbaustoffes und des Untergrundes führen. Dammsetzungen bzw. Setzungen im Untergrund treten während der Bauphase und im Laufe der Zeit infolge von Verkehrsbelastungen oder Witterungseinflüssen auf [17]. Die Gesamtsetzungen ergeben sich aus der Sofortsetzung, der Primärsetzung oder Konsolidierungssetzung und den Sekundärsetzungen [6]. Sie können entweder aufgrund mangelhafter Verdichtung oder infolge zu feuchter, setzungsempfindlicher, feinkörniger Erdstoffe, welche lange konsolidieren, sowie Witterungseinflüsse eintreten. Setzungen im Dammuntergrund treten durch ungenügende Tragfähigkeit des Untergrundes auf. Verbesserungsmaßnahmen

wie Bodenverbesserung oder Verdichtungsmaßnahmen können diese Setzung verringern. Meist sind sie in Dammmitte am größten und können von wenigen Zentimetern bei Sanden, bis zu mehreren Dezimetern bis Metern bei Torfen schwanken.

2.6.1.1 Setzungen an Verkehrsdämmen

Setzungen sind für Verkehrsdämme von größerer Bedeutung als für Staudämme weil geringe Veränderungen des Gradientenverlaufs der Straße, welcher auf eine bestimmte Fahrgeschwindigkeit ausgelegt ist, zu Verkehrsunsicherheiten führt. Die Quersetzungen sind im Allgemeinen gefährlicher als die Längssetzungen, da die verlagerungsempfindlichen Dammschultern nicht so gut verdichtet werden können und sensibler auf die dynamischen Verkehrsstöße reagieren. Sie können zu großen Sanierungskosten führen, da die Deckbelege zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit, erneuert werden müssen [15].

2.6.1.2 Setzungen an Staudämmen

Setzungen für reine Staudämme sind nicht so relevant wie für Verkehrsdämme. Es ist jedoch darauf zu achten, dass die Dammkrone nicht unter die Stauhöhe plus Freibord sinkt und so eine Überflutung verursacht [15]. Ein weiterer Gefahrenpunkt ist der Anschluss von Erddämmen an ein Massivbauwerk (z.B. Grundablass). Hier kann es zu unterschiedlichen Setzungsverhalten kommen, welche zu Leckagen im Anschlussbereich führen können.

2.6.2 Setzungsmessung/Überwachung

Setzungsmessungen bzw. Setzungsüberwachungen von Dämmen sind wichtig um die Auswirkungen auf den Untergrund zu erfassen. Installationen solcher Einrichtungen sind häufig schon vor Baubeginn notwendig. Setzungsmessungen erstrecken sich meist über die gesamte Bauphase und darüber hinaus [6].

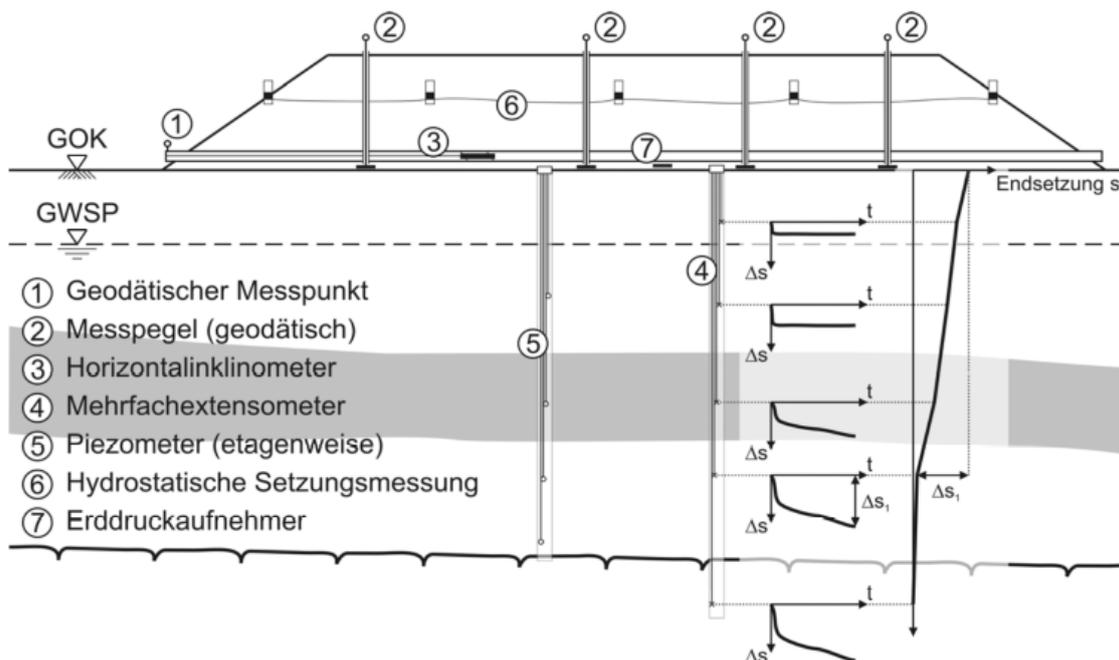


Abb. 15: Anwendungsbeispiele der Messtechnik im Dammbau [18]

Im Folgenden werden messtechnische Verfahren zur Ermittlung von Setzungen dargestellt, welche als Alternative zum verwendeten Messsystem SAA eingesetzt werden können. In Abb. 15 (S. 19) sind einige Verfahren zur Ermittlung von Setzungen im Untergrund, wie Messpegel (geodätisch), Inklinometer, Mehrfachextensometer oder hydrostatische Setzungsmessung schematisch dargestellt. Der abgebildete Erddruckaufnehmer dient zur Ermittlung der Totalspannungen im Untergrund. Der Piezometer (Wasserdruckaufnehmer) wird beispielsweise zur Ermittlung der Grundwasserhöhe verwendet. Das SAA Messsystem, welches auf der Baustelle Raababach zur Setzungsüberwachung eingesetzt wird, ist im Kapitel 3.6 „*ShapeAccelArray Überwachungssystem Raababach*“ (S. 42) im Detail beschrieben.

2.6.2.1 Teleskoppegel (Messpegel geodätisch)

Ein Teleskoppegel dient zur Ermittlung der Setzung in unterschiedlichen Höhen des Dammes. Mehrere Pegelrohre gleiten teleskopartig übereinander, was eine Messung an beliebig vielen übereinander liegenden Messplatten gestattet. Diese gleitenden Pegelrohre sind mit einer 1 m x 1 m großen Grundplatte ausgestattet und nennen sich Schwebpegel. Sie sind mit dem Kernrohr, welches mit einem Betonfundament in unnachgiebigem Untergrund verankert ist, verbunden. Um Verkantungen der gleitenden Pegel zu vermeiden ist ein sorgfältiger Einbau von besonderer Bedeutung. Die Setzungen können manuell für jeden Abschnitt jederzeit abgelesen werden. Der Fortschritt des Dammbaus wird nicht wesentlich gestört. Messungen an Staudämmen sind auf die nicht benetzte Fläche beschränkt, mit Ausnahme eines gemauerten Brunnens welcher um das Gestänge über den maximalen Einstau geht. Die Messungen sollten mit nicht durchgehendem Messpegel an den Dammschultern ergänzt werden, um einen gesamten Einblick über die Verformbarkeit des Dammes zu erhalten. Das Ablesen der Setzungen erfolgt mittels Maßstab [17].

2.6.2.2 Nivellement

Das Nivellement dient zur Überwachung der Setzungen nach Fertigstellung des Dammes. Es werden Messplatten an setzungsempfindlichen Stellen des Dammes, zum Beispiel an der Dammschulter, angebracht um den höchsten Dammabschnitt zu vermessen und mögliche Verformungen zu erfassen. Die Messungen sind zeitaufwändiger als die Pegelmessungen (geodätisch) mit Maßstab und sollten deshalb auf wichtige Punkte beschränkt werden [17].

2.6.2.3 Hydrostatische Setzungsmessung (Schlauchwagenmessungen)

Die Schlauchwaage arbeitet mit dem Prinzip der kommunizierenden Gefäße. Es können Höhenänderungen von einem Messpunkt relativ zu einem anderen Messpunkt gemessen werden. Automatische Messungen mit schwimmgesteuerten Wegaufnehmern oder Druckaufnehmern sind möglich. Die erzielbare Systemgenauigkeit ist abhängig vom gewählten Messbereich und liegt zwischen 0,3 Millimeter und wenigen Zentimeter [44].

2.6.2.4 Mehrfachextensometer

Extensometer messen Relativverschiebungen zwischen dem Kopfpunkt, wo sich die Messeinrichtung befindet, und dem Verankerungspunkt im Untergrund. Mehrfachextensometer können eingesetzt werden, um Setzungen im Untergrund infolge von Dammaufschüttungen zu ermitteln. Je Bohrloch sind mit Mehrfachextensometern bis zu 13 (im Sonderfall auch mehr) Punkte messbar, d. h. es werden Setzungen in unterschiedlichen Tiefen erfasst. Die Messgestänge, welche meist aus Stahl oder Glasfaser bestehen, können bis zu 100 m Tiefe erreichen. Die Messgenauigkeit ist stark vom gewählten System bzw. dem Untergrund abhängig. Es gibt magnetische Extensometer welche ohne Messgestänge auskommen, und somit ein geringerer Materialaufwand entsteht. Die Lage der Magnete wird über ein zentrisch geführtes Rohr mithilfe einer Sonde ermittelt [44].

2.6.2.5 Inklinometer

Ein Inklinometer wird zur Feststellung der Neigung eingesetzt, über welche Setzungen oder Verformungen ermitteln werden können. Setzungsmessungen erfolgen mit einem horizontal eingebauten Inklinometer, wobei die Horizontalsonde nur in vertikaler Ebene misst. Verformungsmessungen werden mit einem vertikal eingebauten Inklinometer ermittelt. Punktuelle Überwachung ist eine weitere Messoption. Präzisionsmessgeräte messen punktuell mit einer Genauigkeit von kleiner $\pm 0,2\%$. Linienhafte Messungen können bis zu 100 m lang sein und weisen eine Genauigkeit von 1-2 mm auf 10 m auf. Die Führung der Inklinometer erfolgt durch ein Rillenrohr worin eine Sonde die Neigung pro Abschnitt aufnimmt und in weiterer Folge auf die Biegelinie des Messrohres geschlossen werden kann. Wenn der Anfangspunkt des Messrohres nicht fix im Untergrund eingebunden ist und Verformungen aufweist, muss das Rohrende oder der Rohranfang geodätisch vermessen werden [44].

3 Hochwasserrückhaltebecken Raababach

Das Rückhaltebecken Raababach befindet sich 1 km flussaufwärts des Ortsgebietes der Gemeinde Raaba-Grambach in der Steiermark, Region Graz und dient dem Schutz vor Überflutungen der Ortsbereiche Raaba, Dörfla und Gössendorf. In Abb. 16 (S. 22) sind die Lage des Rückhaltebeckens und die zu schützenden Orte anhand eines Luftbildes dargestellt. Der Raababach wurde vor rund 30 Jahren reguliert, aufgrund von Änderungen der hydrologischen Daten in den vergangenen Jahren reichte diese Maßnahme nicht mehr aus, um ausreichend Schutz zu gewährleisten. Die Variantenstudie aus dem Jahre 1978 diente als Grundlage zur Ermittlung des Standortes der notwendig gewordenen Hochwasserrückhalteanlage. Neben der Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens ist ein Autobahnanschluss von Hart bei Graz an die A2 geplant, welcher über die Dammkrone führen soll. Die Umleitung einiger Kanäle und Zubringer über einen außerhalb des Rückhaltebeckens situierten Bypasses ist ebenfalls baurelevant. Der zur Verfügung stehende Platz des Rückhaltebeckens ist durch bestehende und geplante Infrastrukturbauten stark eingeschränkt. An der orografisch linken Seite befindet sich die Autobahn, desweiteren muss hier Platz für eine zukünftige ÖBB Trasse freigehalten werden. Rechtseitig begrenzt die Straße

für die Verkehrsanbindung des Gewerbeparks sowie der Verkehrsknoten im Westen, das Baufeld. In Abb. 17 ist die Lage des Projektgebietes in Bezug auf die Gemeinde Raaba-Grambach dargestellt. Die beengten Platzverhältnisse ermöglichen ein maximales Beckenfüllvolumen von rund 228.500 m³ [20]. In Abb. 18 (S. 23) ist eine Luftaufnahme vom Projektgebiet mit bereits gerodetem Baufeld dargestellt.

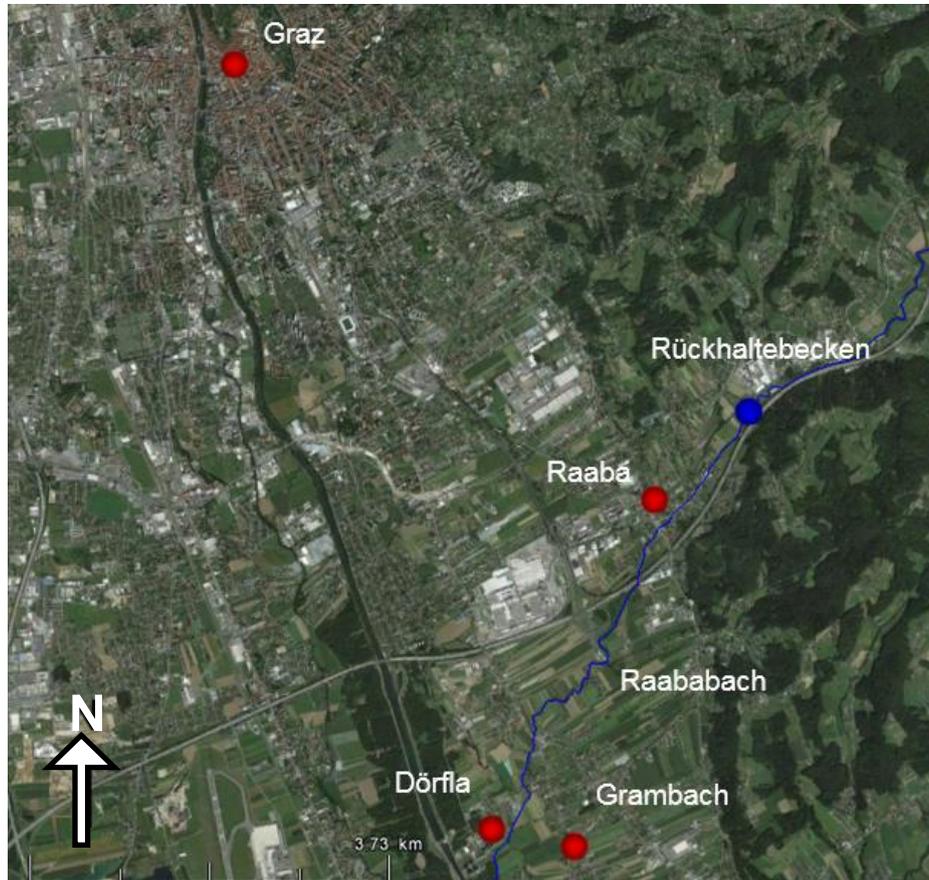


Abb. 16: Luftbildaufnahme Region Graz, Raaba vom 27.8.2015 [19]



Abb. 17: Luftbildaufnahme Raaba vom 27.8.2015 [19]



Abb. 18: Luftbildaufnahme Projektgebiet Raababach vom 27.8.2015 [19]

3.1 Anforderungen an den Homogendamm Raababach

Der Homogendamm Raababach dient in Zukunft abschnittsweise als Autobahnabfahrt und Hochwasserrückhaltedamm. Aufgrund des doppelten Nutzens müssen sowohl die Anforderungen bezüglich eines Verkehrsdammes als auch die Anforderungen bezüglich eines Staudammes erfüllt werden. Siehe Kapitel 2.5 „Verkehrsdamm/Staudamm (Hochwasserrückhaltedamm)“ (S. 16). Im Folgenden sind die Anforderungen des Hochwasserrückhaltedammes Raababach welcher in Zukunft zugleich als Autobahndamm dient zusammengefasst.

- Senkrechte in wechselnder Intensität wirkende Verkehrslasten
- Witterungsbeanspruchung (Frost, Wind, Regen etc.)
- Eigengewicht des Staubauwerkes
- Staudruck und Strömungskraft
- Auftrieb
- Äußere Erosion
- Innere Erosion
- Stauspiegelsenkung
- Sickerwasseraustritt

In Abb. 19 (S.24) ist der detaillierte Lageplan des Rückhaltebeckens abgebildet. Die Übersicht des Rückhaltebeckens mit der geplanten Autobahnabfahrt ist in Abb. 19a (S. 25) dargestellt.

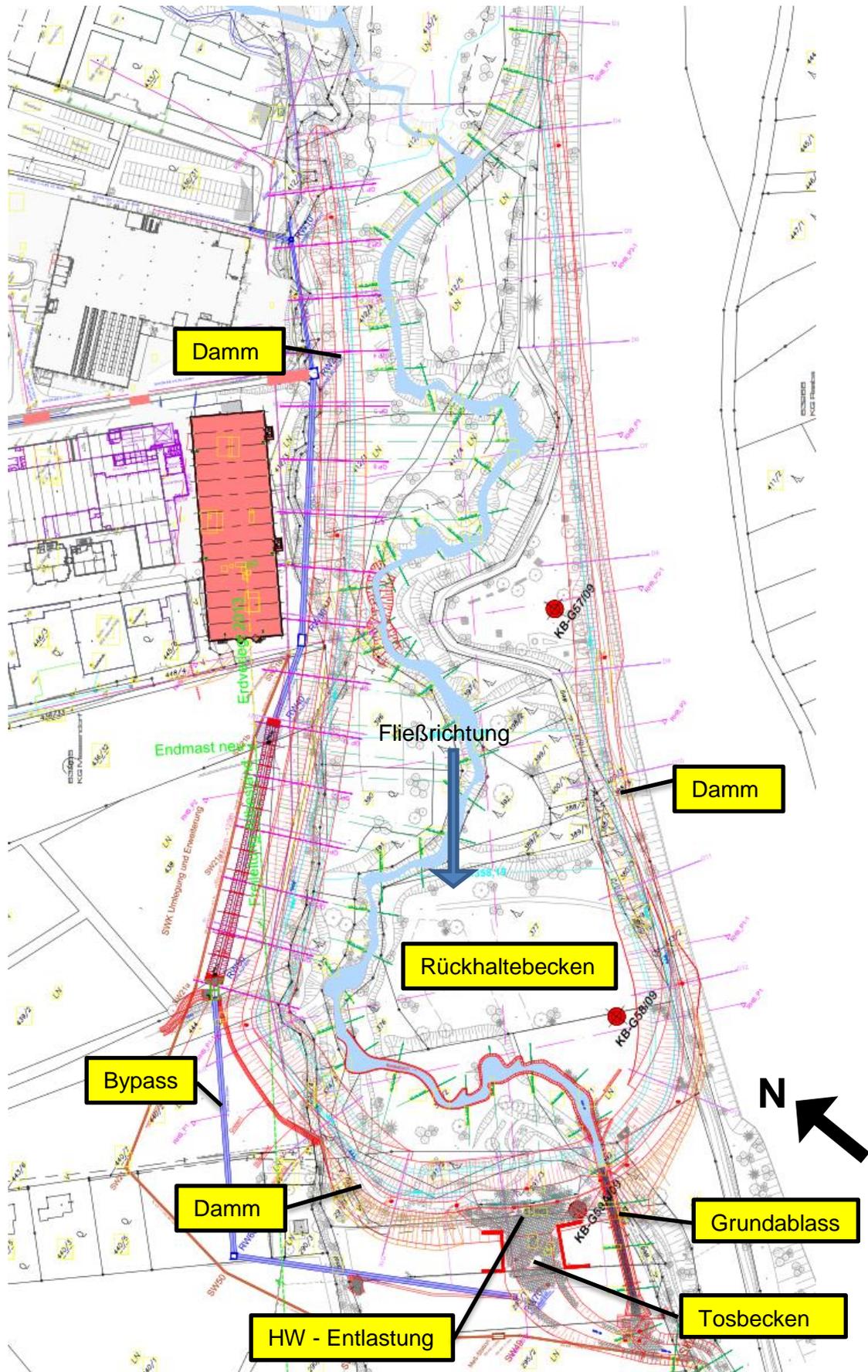


Abb. 19: Lageplan HWRHB – Raababach [21]

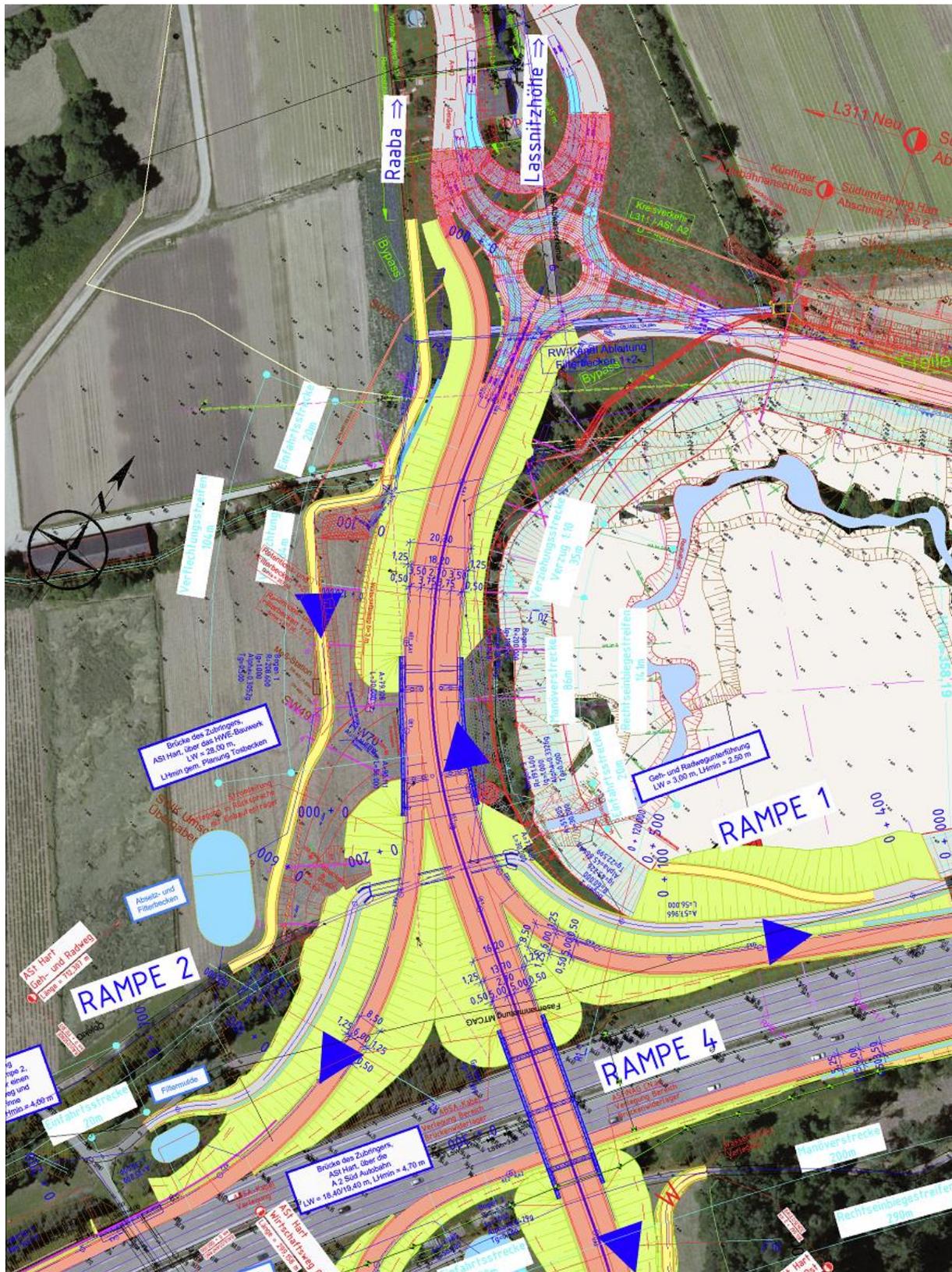


Abb.19a: Übersicht Staubauwerk – Anschlussfahrbahndamm [43]

3.2 Variantenstudie

Im Jahr 1978 wurde eine Variantenstudie zu möglichen Standorten für ein Hochwasserrückhaltebecken am Raababach durchgeführt. Im Zuge einer Begehung wurden fünf Standorte ausgewählt, welche einer näheren Betrachtung unterzogen wurden. Tabelle 3 gibt einen Überblick über die wichtigsten Parameter der Standorte 1-5 sowie dem Bezugsstandort A an. Es sind die Größen der Einzugsgebiete E, das HQ100 im jeweiligen Abschnitt, die Regendauer T und Abflussfracht V im HQ100 Fall sowie Abmessungen der RHB Varianten angegeben. In Abb. 20 (S. 27) sind die fünf Varianten (1-5) in ihre Lage, die zugehörigen Einzugsgebiete in grün sowie die Fließrichtungen der zurückzuhaltenden Gewässer eingetragen. Um die Varianten bestmöglich zu vergleichen, wurden sie zum einen auf ihr mögliches Speichervolumen sowie auf die Hochwasserminimierung in Bezug auf Querschnitt A verglichen. Die Varianten 2 und 3 schieden wegen ihrer zu geringen Stauvolumen rasch aus der Betrachtung aus. Die Varianten 1 und 4 lagen zu weit flussaufwärts vom betrachteten Querschnitt A weshalb die Teileinzugsgebiete zum Gesamteinzugsgebiet sehr klein sind. Sie minimieren zwar den HQ100 Spitzenabfluss von 17 m³/s auf 0,7 m³/s in ihren jeweiligen Streckenprofil, dies hat jedoch im Querschnitt A mit einem HQ 100 von 50 m³/s nur eine Verringerung auf 48,5 m³/s zur Folge. Das entspricht einer Minimierung der Hochwasserwelle im Querschnitt A von lediglich 3 %. Schlussendlich wurde Variante 5 gewählt, welche 2016, mit einer Verkleinerung des Beckenvolumens, umgesetzt wurde. Aufgrund der Zusatzprojekte wie Autobahnabfahrt und Zugtrasse musste der Speichereinhalt von 350.000 m³ (Variantenstudie) auf 228.000 m³ stark reduziert werden, was eine neue Berechnung der Anlage erforderlich machte [22].

Tabelle 3: Übersicht der Varianten (1-5) sowie dem Bezugsquerschnitt A [22]

Profil Nr.	E	HQ100	T	V	mögl. Speicherr.	Staufläche	Dammhöhe	Dammlänge
-	[km ²]	[m ³ /s]	[h]	[10 ⁵ m ³]	[10 ⁵ m ³]	[ha]	[m]	[m]
1	2,48	17	0,54	0,50	0,51	2,76	7	165
2	3,30	20	0,65	0,70	0,03	0,48	vorh.	vorh.
3	9,00	35	1,07	2,02	0,91	4,63	5	255
4	2,30	17	0,60	0,55	0,63	2,43	8	100
5	24,90	50	2,00	5,41	3,50	13,55	7	385
A	29,80	50	2,99	8,06	-	-	-	-

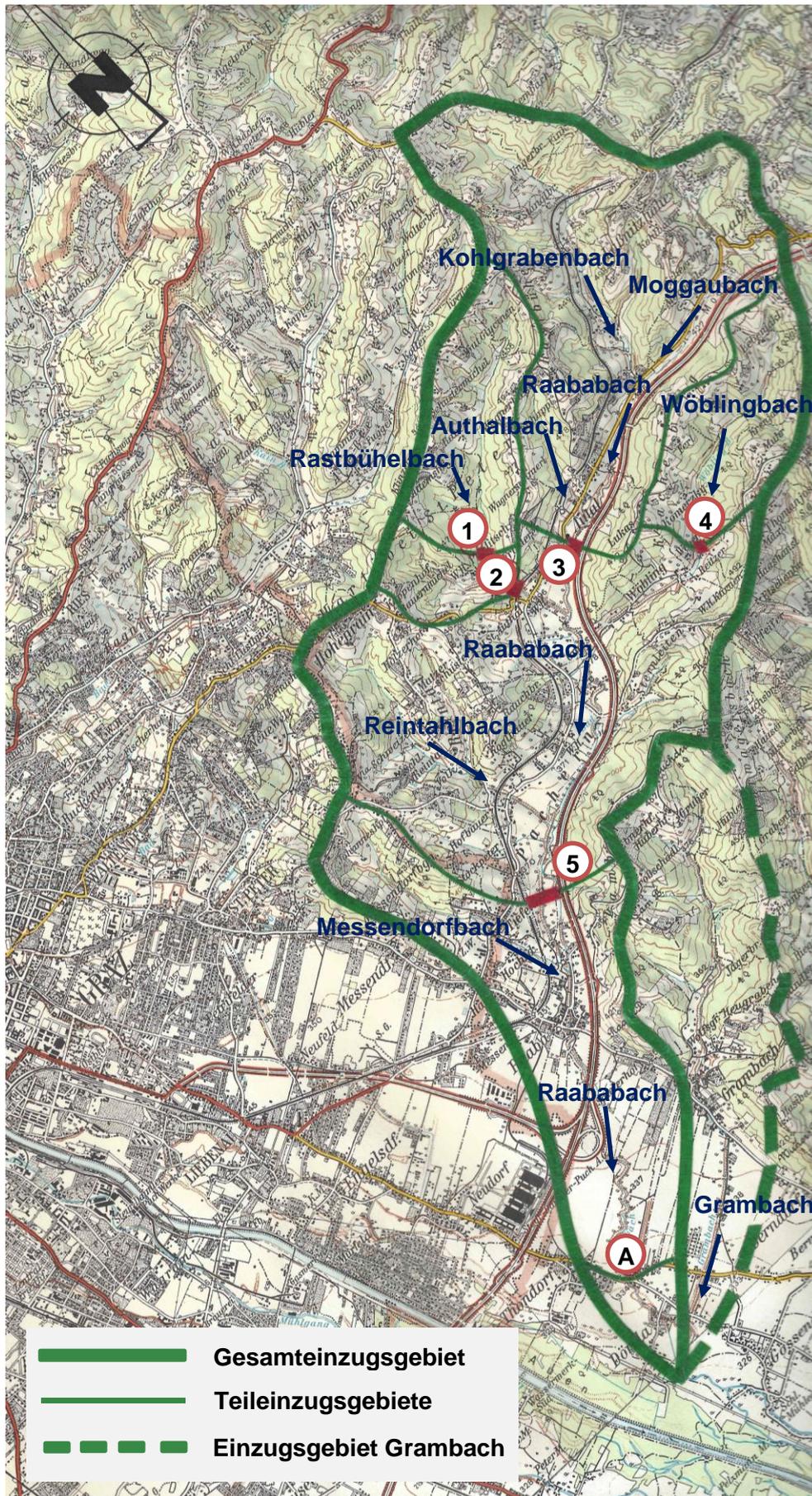


Abb. 20: Übersichtskarte der Variantenstudie RHB Raababach [22]

3.3 Raababach

Der Raababach beginnt mit dem Zusammenfluss des Moggaubaches und des Kohlgrabenbaches 1,15 km östlich vom Aital in der Gemeinde Laßnitzhöhe und mündet in Gössendorf in die Mur. Der Moggaubach ist mit einem Einzugsgebiet von 2,2 km² kleiner als der Kohlgrabenbach mit einem Einzugsgebiet von 4,2 km². Die gesamte Flusslänge des Raababaches beträgt 13,45 km. Ein Stück flussabwärts münden der Rastbühelbach sowie der Wöblingbach, mit einem Einzugsgebiet von 3,3 km² bzw. 3,7 km², in den Raababach. Weiter flussabwärts mündet der Reintalbach zwischen Kilometer 8 und 9 mit 2,8 km² Einzugsgebiet in den Raababach. Ungefähr bei Flusskilometer 7 befindet sich das Hochwasserrückhaltebecken Raababach. In Abb. 21 sind die Flusskilometrierungen sowie die Mündungsbereiche einiger Zubringer eingezeichnet.

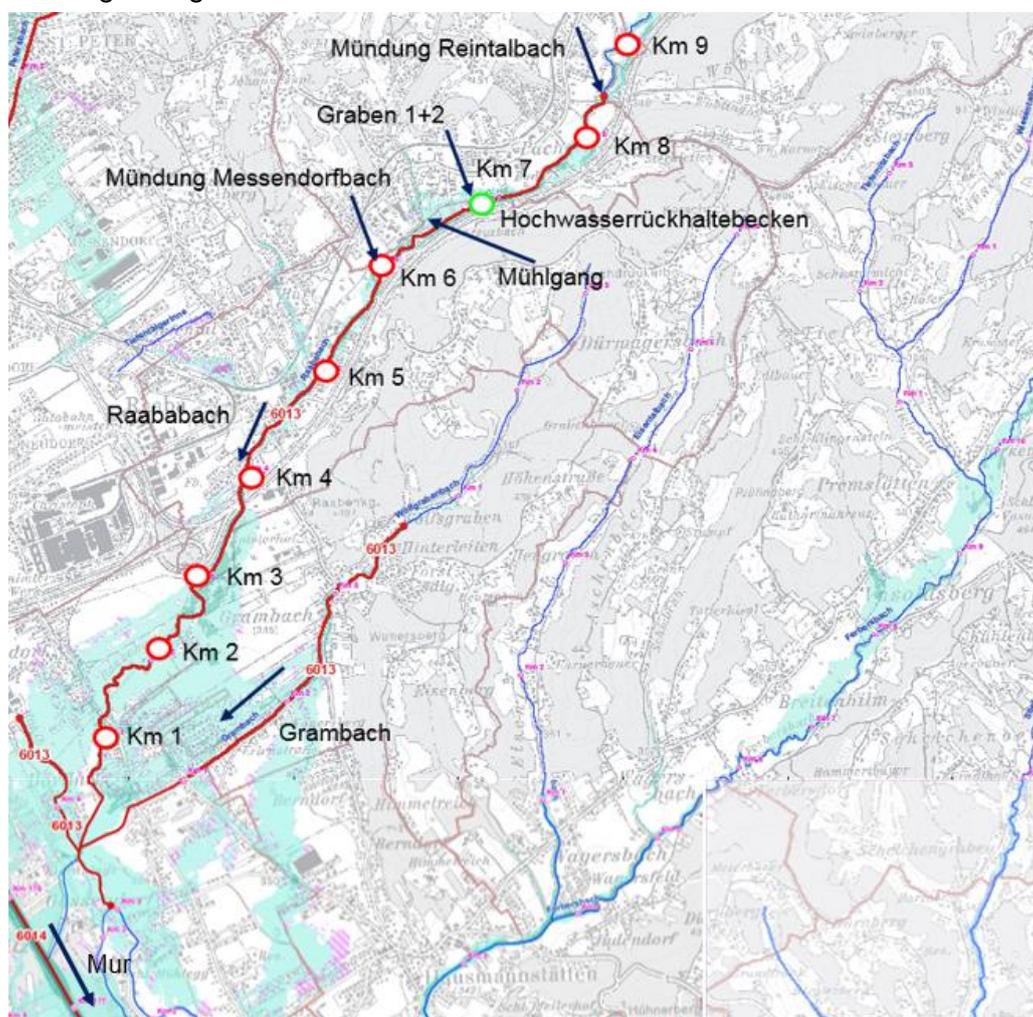


Abb. 21: Hochwasser Gefahrenkarte Raababach inkl. Flusskilometrierung [23]

Im Bereich des Hochwasserrückhaltebeckens wird ein Umleitungsgerinne errichtet, welches die Wässer von rund 14,20 ha Beitragsfläche, die ursprünglich in den Fluss mündeten, sammelt und in das Tosbecken des Hochwasserrückhaltebeckens abgibt. Im Hochwasserfall wird auch Wasser aus den Gräben 1 und Graben 2, welche den Mühlgang dotieren mittels DN1000 Rohr in das Tosbecken eingeleitet. Bei Flusskilometer 6 mündet der Messendorfbach in den Mühlgang des Raababaches. Zwischen Flusskilometer 0 und 1 mündet der Grambach mit 6,3 km² Einzugsfläche in den Raababach. Insgesamt kommt der Raababach auf rund

45 km² Einzugsgebiet. Das gemittelte Fließgefälle beträgt rund 6,8 ‰ wobei es oberhalb des Hochwasserrückhaltebeckens rund 8 ‰ und unterhalb rund 4,6 ‰ sind. Insgesamt überwindet der Raababach, vom Ursprung, welcher sich auf 410 m ü. A. befindet, bis zur Mündung auf 321 m ü. A. rund 90 Höhenmeter. Der Raababach wurde in der Vergangenheit in größeren Bereichen reguliert und begradigt sowie in den Ortsgebieten teilweise hart verbaut. Südlich des Hochwasserrückhaltebeckens, ab Flusskilometer 3 flussabwärts, sind noch flusstypische Mäanderstrukturen zu finden. Nördlich des Bauwerks findet man ebenfalls naturbelassene mäandrierende Abschnitte [4].

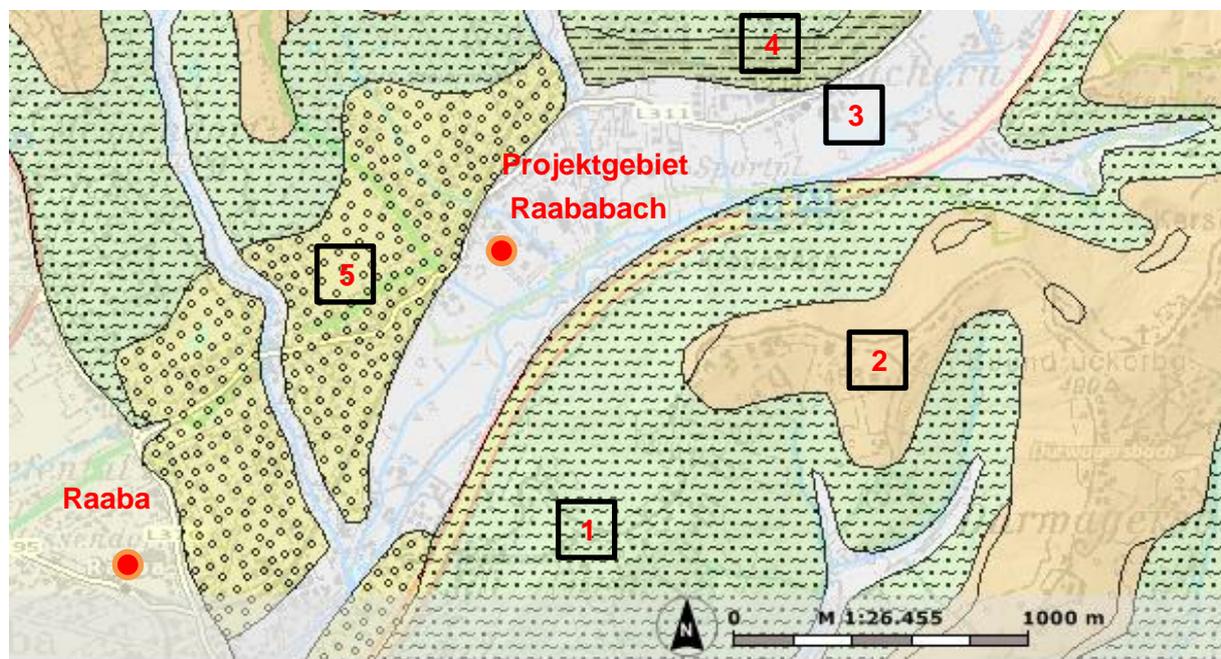
3.3.1 Hochwasserschutz Raababach

Ziel des Hochwasserschutzes Raababach ist es ein HQ100, welches im Bereich des Hochwasserrückhaltebeckens 50 m³/s beträgt, auf 35 m³/s zu reduzieren. Um die Hochwasserwellen eines HQ100 darzulegen, wurden historische Hochwasserwellen des Stiefingbach-Gerbersdorf übereinander gelegt und normiert, da kein Pegel für den Raababach vorhanden war. Durch Interpolation der Einzugsgebiete nach Einzugsgebietsgrößen und Variationen der Anstiegszeit wurden Standardwellen für den Raababach ermittelt. Das Wasservolumen einer solchen Welle beträgt bei der Einmündung im Falle eines HQ100 2,95 Mio. m³ [4]. Die Anlage wird mit einem Schütz betrieben, welches im Steuerstand hydraulisch geregelt wird. Bei Stromausfällen hilft ein Notstromaggregat als Energiequelle. Es kann 72 Stunden die komplette Anlage versorgen. Falls auch dieses Aggregat versagt, wird ein Kommunalgerät zur Hilfe gezogen, welches mit einem standardisierten Hydraulikanschluss das Schütz betreibt. Die Gesamtkosten des Bauvorhabens wurden auf Preisbasis 2010 inklusive Mehrwertsteuer auf 5,84 Millionen Euro Brutto (laut Ausschreibung) geschätzt. Entlang des Raababaches sind viele Objekte von Hochwasser betroffen, vordergründig ist das Hochwasserrückhaltebecken jedoch für den Hochwasserschutz des Ortskerns Raaba-Grambach ausgelegt. Im Ortskern können 35 m³/s, was ungefähr einem HQ30 entspricht, abgeführt ohne dass der Bach über die Ufer tritt. Folge dessen werden Abflüsse bis 50 m³/s auf 35 m³/s gedrosselt, bis zu einem HQ30 geht das Wasser ohne Retention durch das Rückhaltebecken. In Abb. 21 (S. 28) sind die Überflutungszonen im Falle eines HQ100 Ereignisses ohne Rückhaltebecken in hellblau markiert. Bei Durchflüssen größer HQ100 verringert sich der Einfluss des Rückhaltebeckens, aufgrund des größer werdenden Verhältnisses zwischen Gesamtfracht des Hochwassers zum Speichervolumen. Bei einem HQ300 ist das Rückhaltebecken nahezu wirkungslos. Trotz der Auslegung des Rückhaltebeckens auf den Ortskern Raaba hat es auch positive Auswirkungen auf das für die Region so wichtige Umspannwerk Grambach. Ab einem Ereignis größer HQ30 treten hier deutliche Reduktionen der Schäden durch einen Rückhalt im Hochwasserfall ein. Für die Kosten-Nutzen Berechnungen des Unternehmens igbk (DI Anton Bilek und DI Gunter Krischner GmbH) wurden die Schäden für den Ort Raaba sowie das Umspannwerk Grambach miteinbezogen. Für die Fälle HQ30 sowie HQ300 wird keine Schadensreduktion durch das Rückhaltebecken angenommen, für Hochwässer zwischen diesen Bereichen kann eine Schadenreduktion erwartet werden. Aus der Analyse geht hervor, dass eine Gesamtschadenserwartung von ~ € 327.500 pro Jahr ohne das Rückhaltebecken Raababach eintritt, wobei hier

~ € 292.500 pro Jahr durch das Umspannwerk Grambach und ~ €35.000 pro Jahr durch Wohn- und Gewerbeobjekte im Ortsbereich Raaba entstehen. Durch das Hochwasserrückhaltebecken kann ein Erwartungswert der Schadensminimierung um ~ € 244.500 pro Jahr angenommen werden. Der verbleibende Schadenswert wäre somit ~ € 83.000 pro Jahr [24].

3.4 Geologie

Das Projektgebiet des Hochwasserrückhaltebeckens befindet sich im alluvialen Talboden des Raababaches [25], welcher sich wiederum im Grazer Becken, einem jungtertiären Senkungsbecken am südlichen Alpenostrand befindet [20]. Den unmittelbaren Untergrund bilden Bodenbildungen des alluvialen Talbodens. Diese bestehen aus einer schluffigen Lehmdecke mit basalen Kiesen und Sanden. An Talrandlagen sind Reste älterer eiszeitlicher Bildungen. In Abb. 22 ist eine geologische Karte des Projektgebietes Raababach dargestellt.



Legende	Formation	Tektonische Gliederung	Stratigraphische Gliederung
1	Gleisdorf-Schichten und Obersarmat i.a.: Ton, Tonmergel, Sande, Feinkiese	Neogen (ehemals Tertiär) (Oststeirischen Becken)	Miozän (Obersarmat)
2	Sande, Tone mit Schotterzügen	Tertiär (Schemmerl Schotter) (Oststeirischen Becken)	Miozän
3	Auzonen, Kolluvien, Wildbachschutt	Quartär	Holozän
4	Waldhof-Schichten und Untersarmat i.a.: Tone, sandige Tonmergel, Sande, vereinzelt Feinkieslagen	Tertiär (Untersarmat) (Weststeirisches Tertiärbecken)	Miozän
5	Hochterrasse (Helfbrunner Terrasse)	Quartär	Pleistozän

Abb. 22: Geologische Karte der GIS Steiermark [26]

Die Ausbildung der Talniederung erfolgte durch Tiefenerosion und dem späteren Auffüllen mit Kiesen und Sanden. Anschließend folgte die Überlagerung mit uneinheitlichen holozänen Sedimenten. Diese setzen sich aus schwach schluffigen bis sandigen Ausedimenten, randlichen Schwemmfächern sowie jüngeren Sedimenten der Seitenbäche zusammen. Unterlagert sind diese Sedimente von neogenen Abfolgen welche auch fossilreich und

pflanzenführend sein können. Die neogenen Abfolgen bestehen aus schluffig-sandigen Tonen bzw. tonigen, feinsandigen Schluffen sowie Tonmergeln und Sanden mit Einschaltungen von Sand- und Kieslinsen [25]. Die geologische Erkundung des Projektgebietes erfolgte durch geologisch geotechnische Geländekartierung, 17 Baggerschürfe und fünf Rammsondierungen. Fünf Baggerschürfe wurden im Bereich des Abschlussdammes, zwei am südöstlichen Begleitdamm und zehn im Abtragungsbereich des Retentionsbeckens durchgeführt. Die fünf Rammsondierungen wurden mit genuteter Sondiernadel 5,6 – 10 m tief ausgeführt und fünf Bodenproben entnommen welche am Institut für Bodenmechanik und Grundbau analysiert wurden (Korngrößenverteilung). In Tabelle 4 (S. 32) ist der Gesteinsinhalt des Untergrunds zusammengefasst. Der Aufbau des Bodens im Projektgebiet Raababach lässt sich grob in vier Schichten unterteilen. Die oberste Schicht ist der Mutterboden bzw. Wald- oder Kulturbodenschicht unterlagert von Anschüttungen bzw. der holozänen Deckschicht, darunter liegen Quartäre Kiese und Sande welche die Böden des Neogenuntergrundes überlagern.

3.4.1 Grundwasser

Die eiszeitlichen Terrassenkörper und Alluvionen bilden einen seicht liegenden Aquifer (Grundwasserkörper), die darunter liegenden neogenen Gesteine wirken als Grundwasserstauer. In der holozänen Deckschicht sind Schichtwasserführungen sowie gebundenes Wasser in feinsandigen Schichten möglich. Die Grundwasserschwankungsbreite konnte laut einer 1,1 km flussaufwärts entfernten Pegelmessstelle (KB-G06/06), welche Daten zwischen 2006-2010 zur Verfügung stellte, auf 1,4 m geschätzt werden. Diese große Schwankungsbreite entsteht durch einen Peak im Jahr 2009, infolge eines Starkregeneignisses, ohne diesem Ereignis ist die Schwankungsbreite zwischen 2006-2010 mit 0,5 m wesentlich geringer. Das Grundwassergefälle beträgt rund 0,5 % [27].

3.4.2 Verformungsverhalten der Bodenschichten

Das Verformungsverhalten der Anschüttungen, holozänen Deckschichten sowie der neogenen Schicht wird im folgenden Abschnitt beschrieben. Der Mutterboden wurde nicht näher betrachtet, da dieser für den Dammbau ungeeignet ist. Er wurde vor Baubeginn des Rückhaltebeckens abgetragen. Die Anschüttungen bzw. holozänen Deckschichten weisen ein ungünstiges Verformungsverhalten auf. Sie neigen zu nennenswerten Setzungen welche lang andauern und stark differentiell sein können. Die gemischtkörnigen Gesteine der holozänen Deckschichten sowie der Anschüttungen, welche beim Abtrag des Retentionsraumes anfallen, sind bei entsprechender Homogenisierung und Verdichtung für den Dammbau geeignet. Die feinkörnigeren Lockergesteine der holozänen Deckschicht mit weicher Konsistenz müssen entsprechend vergütet werden. Lockergesteine mit einem erhöhten bindigen und oder organischen Anteil reagieren bei Durchfeuchtung mit einem nennenswerten Abfall der Scherfestigkeit. Quartäre Kiese und Sande weisen ein günstigeres Verformungsverhalten durch rasches gleichmäßiges Auftreten der Setzungen auf. Differentielle, lang andauernde Setzungen können aufgrund von Horizonte/Lagen bzw. Linsen aus schluffigen Feinsanden

nicht ausgeschlossen werden. Die neogenen Gesteine sind ein gut tragfähiger, stabiler Untergrund für den Dammbau. Sie sind im Bereich des Grundablasses ab einer Tiefe von 7 m unter bestehendem Gelände vorhanden [27].

Tabelle 4: Gesteinsinhalt [27]

Bezeichnung	Mutter- Kultur- und Waldboden	Anschüttungen	Holozäne Deckschichten	Quartäre Kiese und Sande	Neogene Gesteine
Allg. Beschreibung	durchwurzelt; Laub oder Gras bedeckt;	feinkörnige bis gemischtkörnige Lockergesteine; lokal organischen Beimengungen	feinkörnige bis gemischtkörnige Ablagerungen	-	-
Beschreibung Bodengruppen	-	Schluffe mit variierenden Ton-, Feinsand und Kiesanteilen mit lokalen Einstreu von Steinen und Blöcken	Schluffe mit variierenden Ton-, Feinsand und Kiesanteilen	kiesige, sandige, lokal auch schwach steinige Abfolgen mit sehr geringen Feinkornanteil ; Einlagerung von mehreren Dm dicken Lagen bzw. Linsen aus schluffigen oder kiesigem Feinsand	tonige Schluffe mit variierenden Feinsandanteil; schluffige sehr dicht gelagerte Feinsande
Lagerung	-	nicht bindige Partien: locker bis mitteldicht	Schichten mit geringem Feinanteil: locker	locker bis mitteldicht	-
Konsistenz	-	feinkörnige Partien mit bindigen Eigenschaften: weich bis steif, teilweise halbfest	weich bis steif	-	halbfest bis fest
Plastizität	-	feinkörnige Partien mit bindigen Eigenschaften: gering bis ausgeprägt	ausgeprägt bis gering	-	ausgeprägt
Farbe	dunkelbraun	grau, braungrau, hellbraun, braun	grau, hellbraun, dunkelbraun	braun, grau, rostbraun	grau, braungrau, braun
Sonstiges	0,3 m dick	immer wieder Schichtwasserführungen; gebundenes Wasser bei feinsandigen Schichten	immer wieder Schichtwasserführungen; gebundenes Wasser bei feinsandigen Schichten	wasserführend; Grundwasser daran gebunden	Übergänge zu quartären Kiesen können in den obersten Dezimetern aufgeweicht sein und eine weiche Konsistenz aufweisen

3.5 Bauwerksteile

In diesem Kapitel werden die wichtigsten Bauwerke des Hochwasserrückhaltebeckens Raababach beschrieben und mit Bildern aus der Bauphase bzw. Planung dargestellt. In Abb. 23 ist eine Übersicht der Bauwerke des Rückhaltebeckens abgebildet.

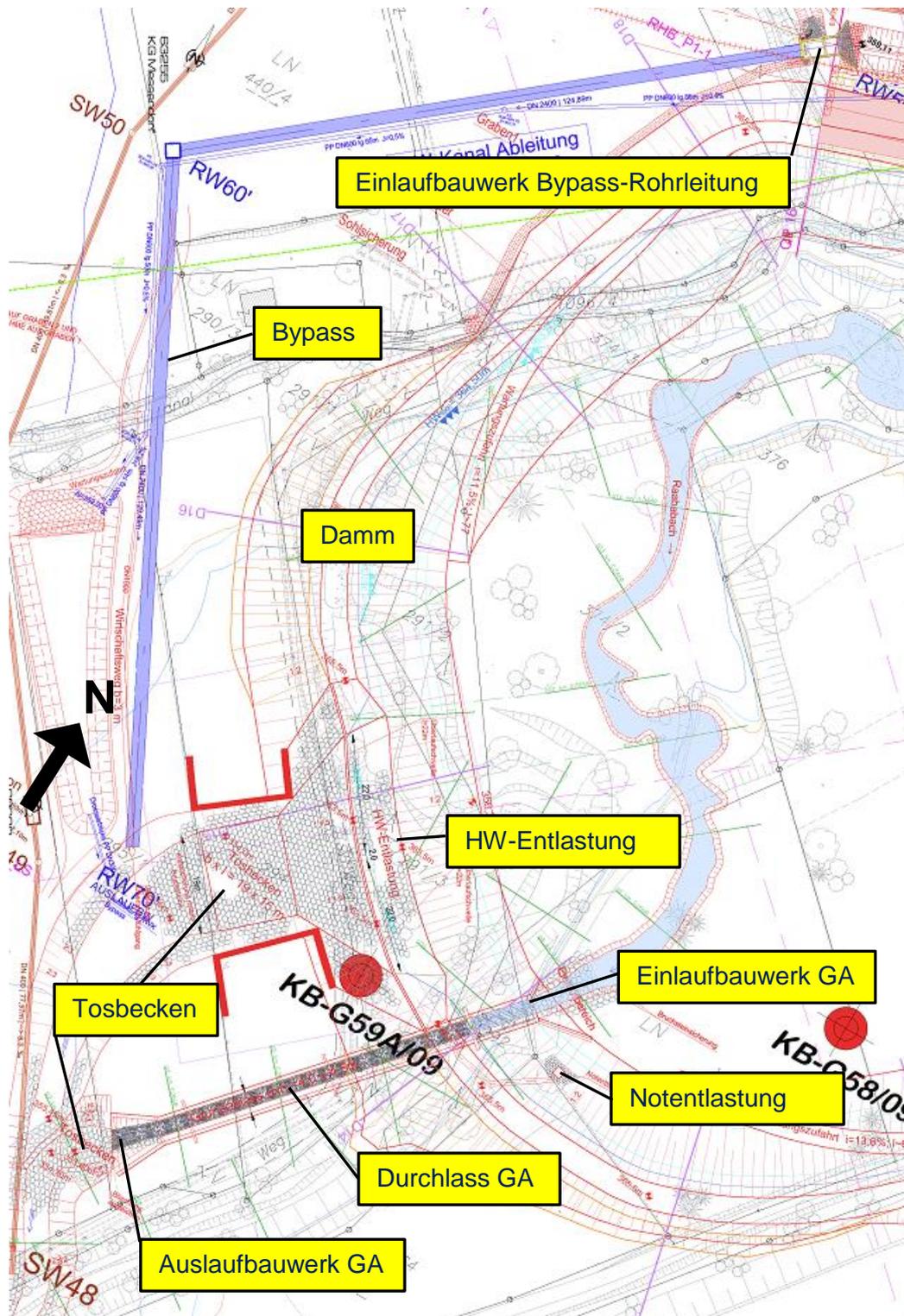


Abb. 23: Übersichtskarte der Bauwerke des HWRHB Raababach [28]

3.5.1 Einlaufbauwerk - Grundablass

Das Einlaufbauwerk des RHB Raababach besteht aus einem rechteckig ausgebildeten massiven Betonquerschnitt. Es ist 10 m lang und weist einen 4 m breiten und 6,5 m hohen Abflussquerschnitt auf. Die Zulaufsohle des Raababachs verringert sich von den ursprünglichen 7 m auf 3,5 m Breite. Die 2:3 geneigte Bachböschung und der Zulauf sind mit Bruchsteinen gesichert. Der Einlaufbereich ist mit einem Schrägrechen bestehend aus IPB 180 Trägern, welche auf Querträgern (IPB 400) montiert sind, vor Verklausung geschützt. Der Rechen ist ab der Sohle 4 m mit 72° und anschließend 11,2 m mit 27° geneigt. Der Achsabstand der IPB 180 Träger beträgt 38 cm. Im Einlaufbereich ist ein Lattenpegel montiert, welcher Wasserstände zwischen 355,5 – 364,5 m ü. A. anzeigt [20]. In Abb. 24 ist das Einlaufbauwerk in der Bauphase abgebildet und in Abb. 25 als dreidimensionales Modell dargestellt.



Abb. 24: Einlaufbauwerk in der Bauphase, Aufnahme vom 13.07.2016

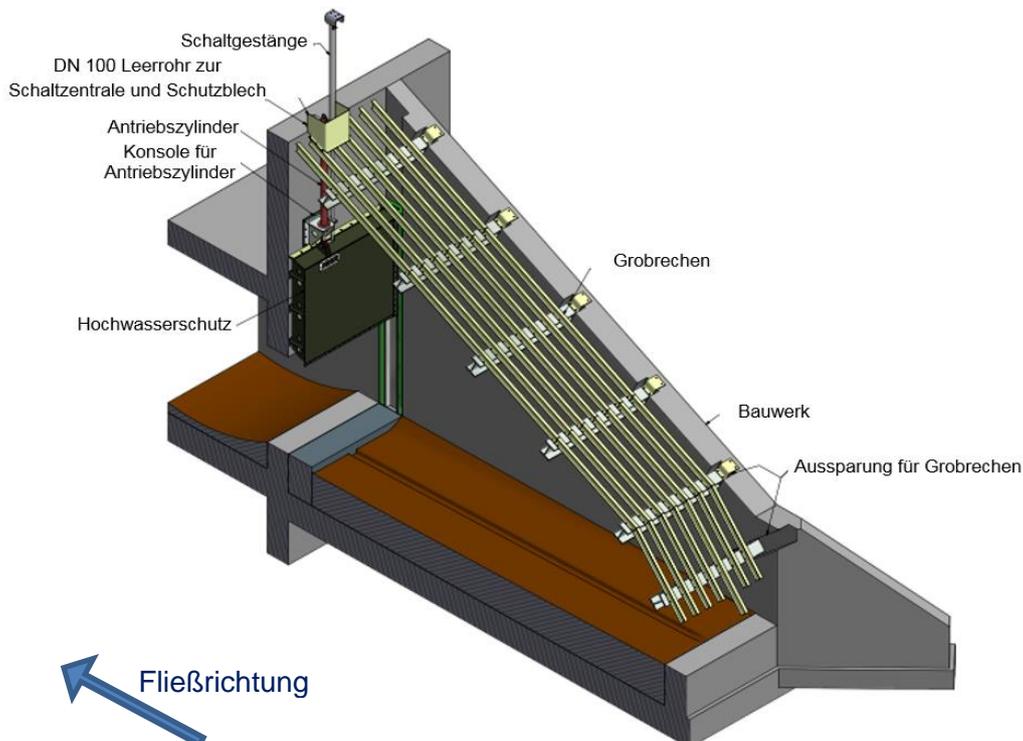


Abb. 25: Einlaufbauwerk mit Grobrechen [29]

3.5.2 Grundablass

Der Grundablass ist aufgrund des Autobahndamms, welcher zu einem späteren Zeitpunkt errichtet wird, rund 60 m lang ausgeführt um die Unterführung durch den breiteren Straßendamms zu gewährleisten. Hinzu kommen 10 m Länge für das Auslaufbauwerk und 12,5 m Länge für das Einlaufbauwerk. Der Untergrund im Bereich des Grundablasses wurde mittels Impulsverdichtung verbessert, um differentielle Setzungen zu vermeiden. Ausgeführt wurde der Grundablass als Ortbeton Kastenprofil (40 cm Rahmenstärke) mit 60 cm Kiesschicht als Gründung. Die Innenmaße des GA betragen 4 m Breite und 4,5 m Höhe. Der rechteckige Durchlass enthält eine Niederwasserrinne mit 30 cm Mindestwassertiefe und einer Schlitzbreite von 30-40 cm. Das naturnahe Gerinne wurde mit Becken, bestehend aus schlanken Blocksteinen, geschaffen. Die einzelnen Becken des Durchlasses sind 2,5-3 m lang, weisen eine Sohlneigung von 0,8 % auf und sind mit 10-40 cm Sohlsubstrat ausgekleidet. Entlang des gesamten Grundablasses befindet sich seitlich des Beckenpasses ein 1 m breiter und 1,20 m hoher Kontroll- und Wartungssteg, welcher aus Beton gefertigt ist. In Abb. 26 ist der Querschnitt des Dammdurchlasses abgebildet.

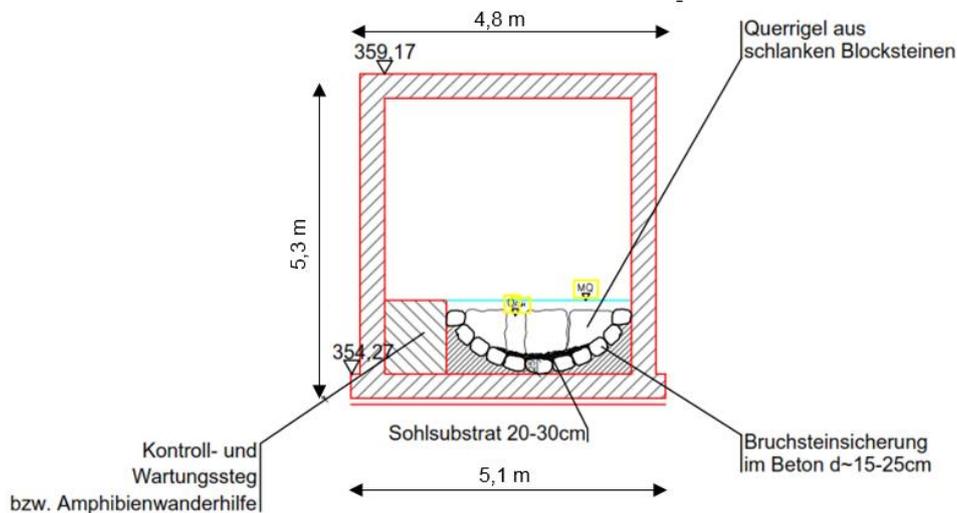


Abb. 26: Querschnitt des Dammdurchlass [30]

Zur Bemessung der Schlitzweiten, Becken und Wassertiefen diente der Leitfisch Aitel. Der Grundablass wird als hydraulisch steuerbare Schützanlage ausgeführt, welche sich am wasserseitigen Beginn des Durchlasses befindet. In Abb. 27 (S. 36) ist das hydraulische Hochwasserschütz in einer dreidimensionalen Grafik dargestellt. Die Steuerung erfolgt entweder mittels Pegelmessung wasserseitig oder mit Einperlensensoren unterwasserseitig. Die Einperlen-sensoren unterwasserseitig sind aufgrund der zusätzlichen Erfassung des Bypass Durchflusses maßgebend. Der Bypass welcher Gewässer außerhalb des Rückhaltebeckens sammelt wird im HQ100 Ereignis mit 13,14 m³/s dotiert. In diesem Fall reduziert sich der Durchfluss des Grundablasses so, dass insgesamt maximal 35 m³/s in den Unterlauf abgegeben werden. Dieser Fall ist jedoch relativ unwahrscheinlich da der Bypass von einem anderen Einzugsgebiet abhängig ist als der Raababach. Für die Steuerung wird ein eigener Steuerstand errichtet. Die Schützentafel der Anlage ist aus massiven verzinkten Stahl gefertigt. Bei Vollstau beträgt die mindeste Öffnung des Schützes 1,21 m, bei maximaler

Dotation des Bypasses 0,75 m. Die maximal mögliche Öffnung beträgt 2,5 m. Ab einem Stau von 2,75 m wird die Schützenöffnung abgesenkt um den Durchfluss auf maximal 35 m³/s zu beschränken. Im Falle eines HQ100 Ereignisses wird das Becken bis zum gewöhnlichen Stauziel von 363,5 m ü. A. gestaut. Diese Höhe ist zugleich die Höhe der Hochwasserentlastung. Im Falle eines BHQ für die Hochwasserentlastung (HQ5000) kommt es zum außergewöhnlichen Stauziel von 364,5 m ü. A., was eine maximale Stauhöhe von 9,25 m und eine Beckenfüllung von 294.500 m³ zur Folge hat. Die Sohle des Grundablasses befindet sich auf 355,25 m. ü. A. [20].

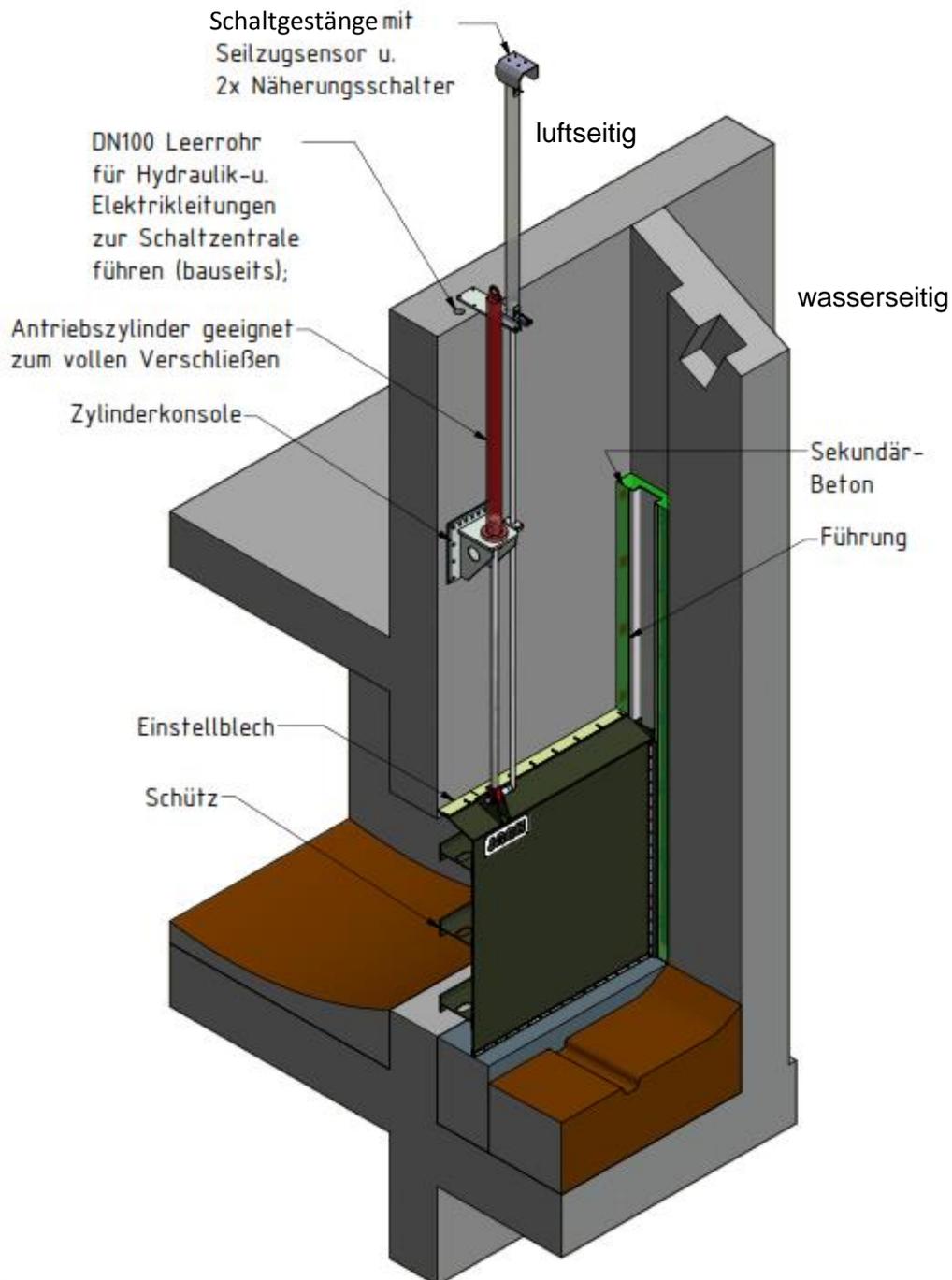


Abb. 27: Übersichtszeichnung des Hochwasserschützes [29]

3.5.3 Auslaufbauwerk - GA

Das Auslaufbauwerk ist 10 m lang und bildet mittels einer Aufweitung den Übergang zum Tosbecken des GA. Der Auslaufbereich ist, wie der Durchlass, mit einem Beckenpass ausgebildet. Der Untergrund ist ebenfalls impulsverdichtet, um die Gefahr differentieller Setzungen gering zu halten. Die Abb. 28 zeigt den Bauwerksplan des Auslaufbauwerkes. In Abb. 29 ist das Auslaufbauwerk in der Bauphase abgebildet.

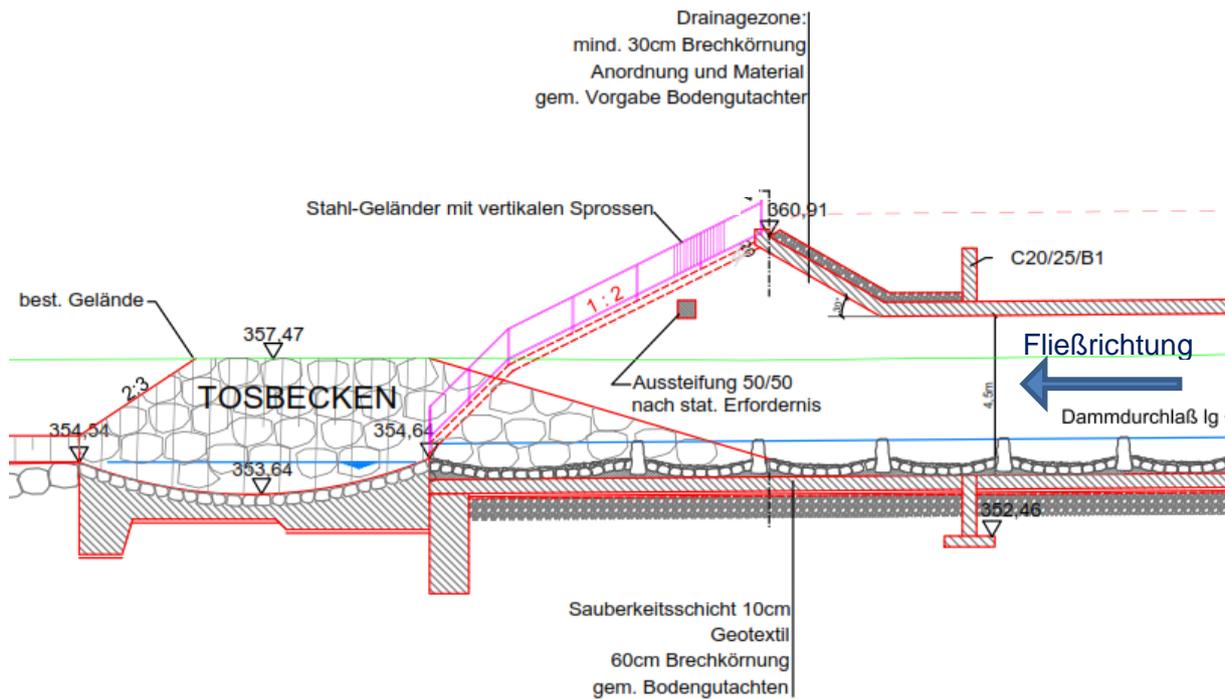


Abb. 28: Bauwerksplan des Auslaufbauwerkes [30]



Abb. 29: Auslaufbauwerk in der Bauphase, Aufnahme vom 06.09.2016

3.5.4 Notentlastung

Die Einlauföffnung der Notentlastung befindet sich 7 m orografisch links vom Grundablass und ist mit zwei horizontalen Klappen ausgeführt, welche vom Steuerstand aus mit zwei Zugseilen manuell oder hydraulisch geöffnet werden können. Sie kommt zum Einsatz, wenn es zur Verklausung des Grundablasses kommt, um das Becken bis auf eine Restwassertiefe von 358,95 m ü. A. entleeren zu können [20], wobei das außergewöhnliche Stauziel bei 364,5 m ü. A. und die Sohle im Einlaufbereich bei 356,49 m ü. A. liegt. Das Wasser mündet direkt von der Notentlastung über ein DN 1000 mm Rohr mit einer Neigung von 7 % in den Durchlass. In Abb. 30 ist die Notentlastung in einer dreidimensionalen Grafik dargestellt.

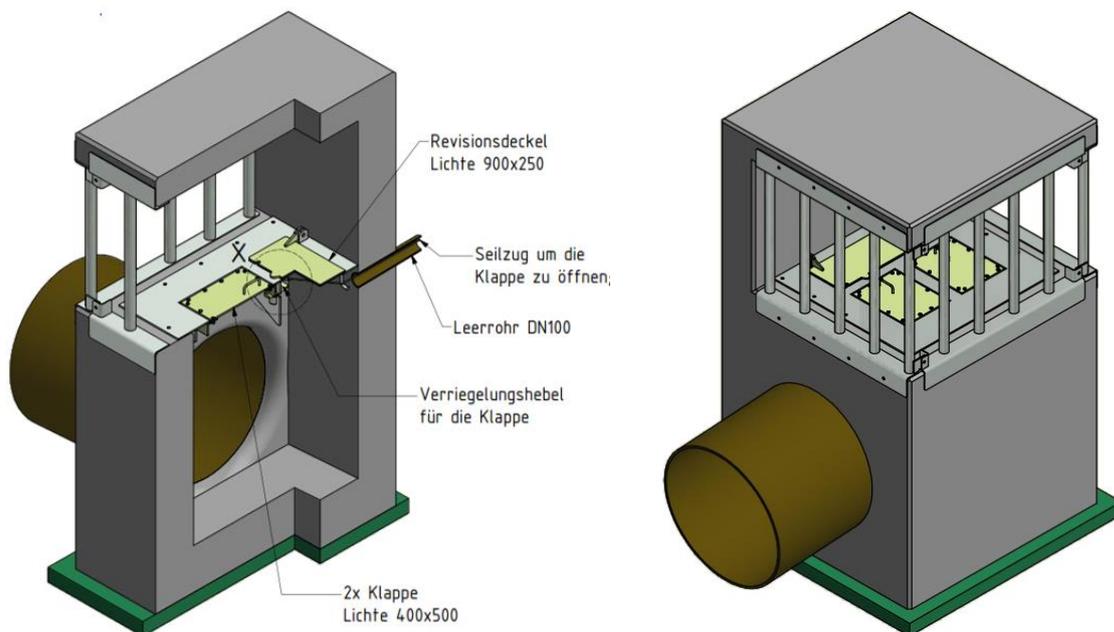


Abb. 30: Notentlastung [29]

3.5.5 Bypass

Der Bypass verläuft außerhalb des Beckens und mündet über ein Tosbecken in den Raababach. Er dient zur Sammlung der Wässer, die entlang des Damms anfallen und nicht ins Becken münden. Im HQ100 Abflussereignis wird der Bypass mit maximal 13,14 m³/s dotiert. Er besteht aus Abschnitten mit trapezförmigen offenen Gräben und Abschnitten mit einem Rohrprofil (Durchmesser 240 cm). In Abb. 31 ist das Rohrprofil des Bypasses abgebildet. Die Sohle des offenen Grabens ist 240 cm breit und mit mind. 30 cm Geschiebmaterial bzw. Sohlsubstrat auf 40 cm Lehmschlag versetzt. Die Böschung ist mit einer 1:1 Neigung ausgebildet und mittels einer Steinschichtung befestigt.



Abb. 31: Bypass, Aufnahme vom 01.08.2016

3.5.6 Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastung ist als Dammscharte ausgeführt und befindet sich orographisch rechts neben dem Grundablass mit dem Vorteil, dass die Steuerungseinrichtungen nicht im überströmbaren Bereich sondern auf der Dammkrone liegen. Die seitliche Anordnung verursacht jedoch einen erhöhten Flächenbedarf. Die Überlaufschwelle befindet sich auf 363,5 m ü. A. und ist 46 m breit. Sie ist 2 m tiefer als die Dammkrone des Homogendamms (365,5 m ü. A.). Die beckenzugewandte Seite der Hochwasserentlastung ist bis zu einer Tiefe von 360,83 m ü. A. mit 40 cm Bruchsteinen, welche in 40 cm Unterbeton gebettet sind, gesichert. Der Überlaufschwelle folgt die Schussrinne, welche das Hochwasser in ein Tosbecken leitet. In Abb. 32 ist der Bauwerksplan der Hochwasserentlastung dargestellt. In Abb. 33 ist die HW-Entlastung in der Bauphase abgebildet.

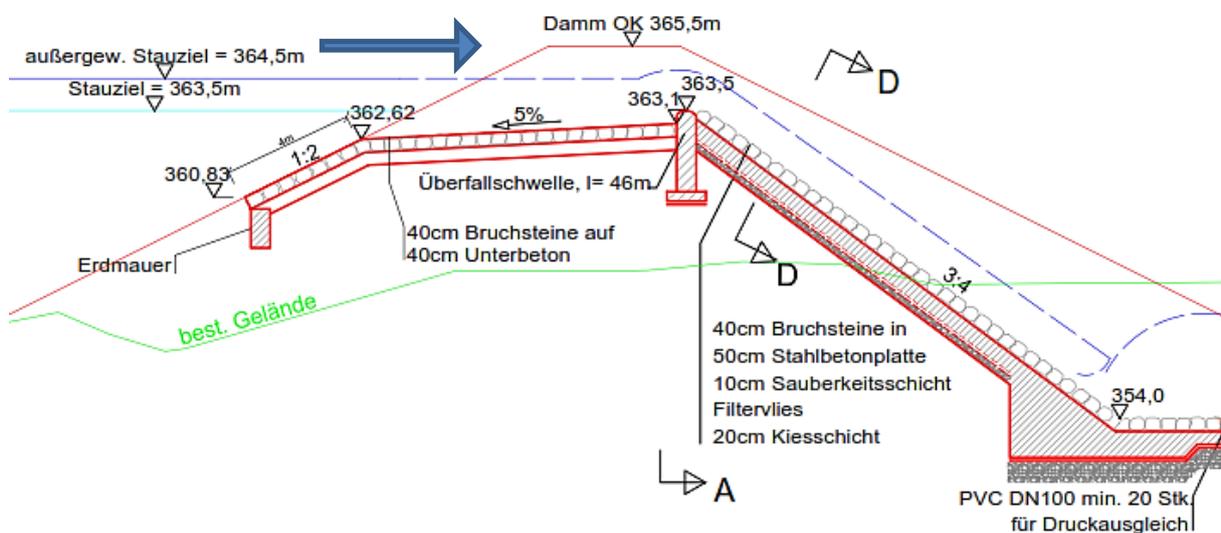


Abb. 32: Bauwerksplan der Hochwasserentlastung [30]



Abb. 33: Hochwasserentlastung in der Bauphase, Aufnahme vom 06.09.2016

3.5.7 Schussrinne

Die Schussrinne ist 3:4 geneigt und von 46 m Breite (an der Krone) auf 19 m Breite (kurz vor dem Tosbecken) verzogen. Sie wurde als Raubettgerinne mit Bruchsteinen (40 cm) geplant, welche im Stahlbeton eingebettet sind. Unter der 50 cm Stahlbetonplatte C20/25 B3 ist eine 10 cm Sauberkeitsschicht, darunter ein Filtervlies sowie eine Kiesschicht als Drainage [20]. Die Schussrinne ist in der Horizontalen 13 m lang. In Abb. 32 (S. 39) ist die Schussrinne im Bauwerksplan abgebildet.

3.5.8 Tosbecken

Das Tosbecken ist 15 m lang und 19 m breit. Es wurde, wie auch der Grundablass, auf impulsverdichtetem Untergrund errichtet. Eine 1,55 m tiefe Endschwelle sorgt für ausreichende Energieumwandlung, ehe das Tosbecken von 19 m Breite auf die ursprüngliche Sohlbreite des Raababaches verzogen wird. Die Platte ist im Aufprallbereich und im Bereich der Endschwelle 80 cm dick, im Zwischenraum ist das Tosbecken 40 cm dick. Die gesamte Platte wurde wie die Schussrinne mit 40 cm Bruchsteinen als raue Sohle geplant. Siehe Abb. 34.

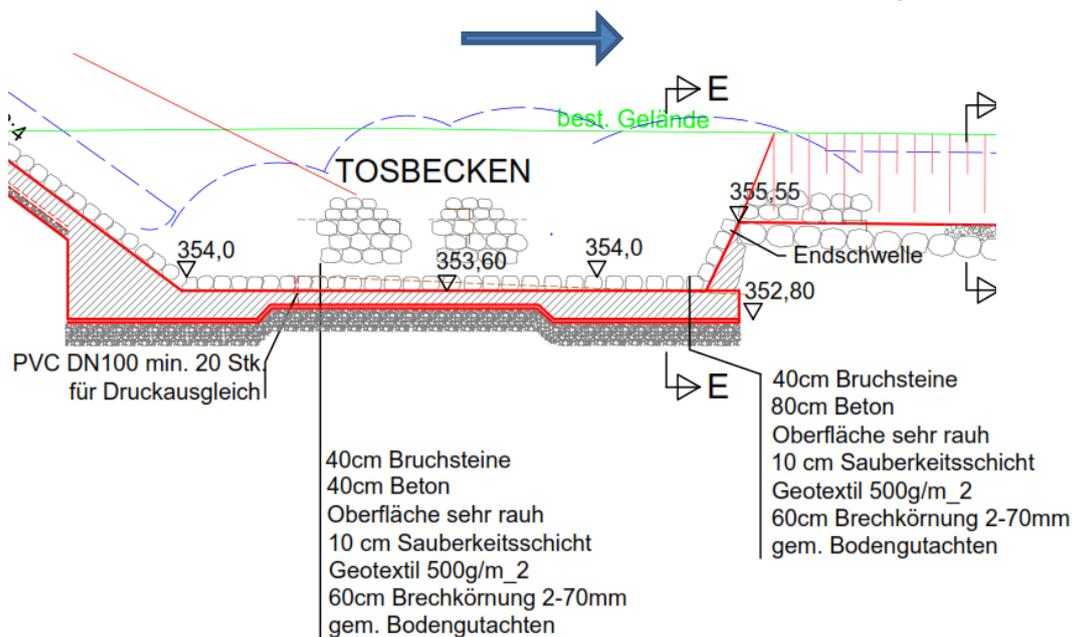


Abb. 34: Bauwerksplan des Tosbeckens [30]

3.5.9 Damm

Der Rückhaltedamm wird als Homogendamm ausgeführt, und weist eine maximale Aufschütthöhe von rund 9,5 m auf. Im Zuge des später errichteten Straßenanschlussdamms steigt die Aufschütthöhe auf 12,5 m. Die maximale Stauhöhe liegt bei 9,25 m wobei 1 m Freibord vorgesehen ist. Das außergewöhnliche Stauziel liegt bei 364,5 m ü. A., das normale Stauziel bei 363,5 m ü. A. Siehe Abb. 37. (S. 42). Die Dammlänge beträgt rund 1.150 m. Der Bau erfolgte durch lagenweiser Verdichtung mit dem Material des Beckenaushubes vor Ort sowie mit rund 45.000 m³ zugeführtem Material. In Abb. 35 (S. 41) ist der Abschlussdamm in

der Bauphase dargestellt. Im Vordergrund Bildes sind die Baumleitung des Raababaches sowie der Grundablass zu sehen.



Abb. 35: Übersichtfoto der Baustelle Raababach, Aufnahme vom 05.08.2016 [31]

Luftseitig ist ein Filterkörper mit Drainageableitung zum Tosbecken angeordnet [20]. Die Dammkrone ist 5 m breit und mit 30 cm Brechkörnung und 10 cm Makadamschicht befestigt. Die Böschungsneigung beträgt sowohl luft- als auch wasserseitig 1:2. Das Bodenmaterial für den Damm muss mindestens einen Reibungswinkel $\varphi = 32,2^\circ$ aufweisen sowie einen Verdichtungsgrad D_{PR} von 95%. Der Durchlässigkeitsbeiwert des Dammes darf $1,1^{-6}$ m/s nicht überschreiten. Aufgrund der teilweise nennenswerten Anteile an organischen Material in den Anschüttungen bzw. holozänen Deckschichten, welche bei Durchfeuchtung einen Abfall der Scherfestigkeit verursachen, besteht bei Abstau die Gefahr von lokalen Böschungsbruch. Dieses Risiko ist vor allem bei langen Einstaudauern mit entsprechendem Porenwasserdruck vorhanden. Der Stütz- und Drainagekörper (Reibungsfuß) am Dammfuß luftseitig dient zur Stabilisierung, Entwässerung und somit zur Minimierung der Gefahr des lokalen Böschungsbruchs. Ein Schaden durch Dammunterströmung in Form von Strömungsdruck oder Porenwasserdruck, zufolge der durchlässigen Abfolgen von quartären Kiesen und Sanden mit variierender Wasserführung, soll durch den Reibungsfuß ebenfalls verhindert werden. Auch die Spreizspannungen an den Dammböschungen können schadlos abgeführt werden. Der Reibungsfuß ist zum Schutz vor verschmutzten Oberflächenwasser mit gering durchlässigem Material überdeckt. Er ist rund 3 m hoch und besteht aus Grobkiesmaterial $d < 200$ m. Das Drainerohr befindet sich an der Sohle des Reibungsfußes und leitet das Wasser in das Tosbecken. Die Dammaufstandsfläche musste von mind. 70 cm Humusablagerungen und Wurzelresten befreit werden. Zur Verbesserung der Verzahnung zwischen Untergrund und Damm wurde ein Sporn angelegt [27]. In Abb. 36 (S. 42) ist der Reibungsfuß anhand eines Dammprofiles dargestellt. In Abb. 37 (S. 42) ist das Dammprofil inkl. Hochwasserentlastung abgebildet.

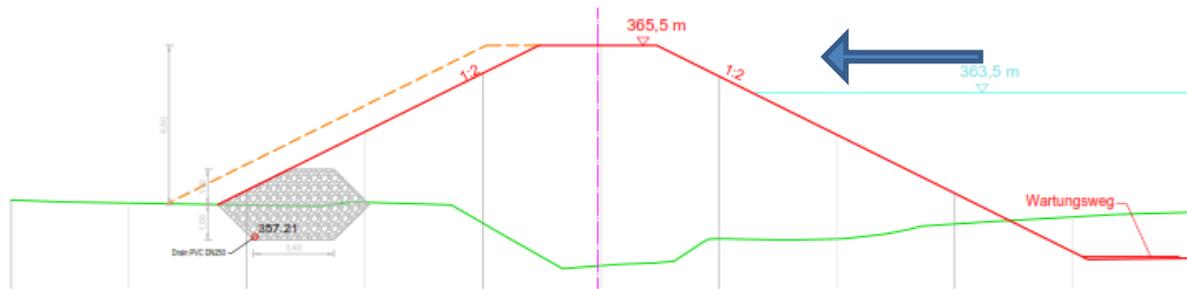


Abb. 36: Querprofil Damm mit Reibungsfuß [32]

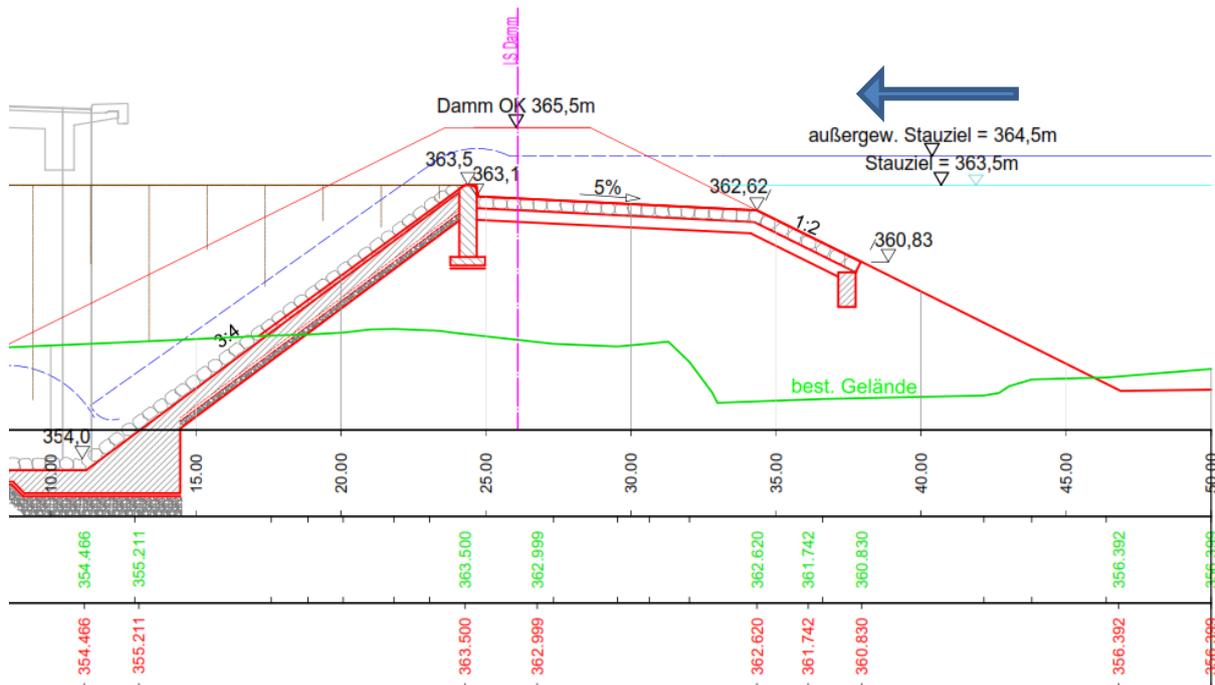


Abb. 37: Querprofil Damm mit HW-Entlastung [30]

In den kommenden Jahren soll ein Autobahndamm an den Hochwasserrückhaltedamm anschließen. Aufgrund dessen ist eine Langzeitsetzungsüberwachung des RHB Damms wichtig, um differentielle Setzungen am Anschlussdamm zu erkennen. Dieser Autobahndamm dient nach Fertigstellung als Autobahnabfahrt „Hart bei Graz“.

3.6 ShapeAccelArray - Überwachungssystem RHB Raababach

Als Überwachungssystem für den homogenen Erddamm wird das Messsystem **ShapeAccelArray** (SAA) der kanadischen Firma *Measurand* verwendet. SAA ist im Prinzip eine intelligente Messkette, welche wie eine Kette aneinander gereihter Inklinometer funktioniert, mit dem Vorteil von dauerhaften Messungen in eingestellten Intervallen. An der Baustelle Raababach wird alle 60 Minuten ein Messwert am Datenlogger gespeichert. Die Messkette setzt sich aus einer Aneinanderreihung von starren Segmenten mit flexiblen Knotenpunkten zusammen, wobei jedes Segment aus drei miniaturisierten Neigungssensoren (modifizierte Beschleunigungssensoren) - genannt MEMs (Mikro Elektro Mechanische Systeme) [14] - besteht, welche mit einem Analog-Digital Wandler und einem Mikroprozessor

verbunden sind. Jede Kette enthält zudem Temperatursensoren. Das Ziel ist die zweidimensionale Form oder dreidimensionale Form der Kette infolge der Länge und des Winkels der einzelnen Segmente zu ermitteln. Auf der Baustelle Raababach werden horizontale SAA Ketten eingebaut, welche die 2D Form der Kette ermitteln, hierfür wird der Winkel θ je Segment zur Ermittlung der Verschiebung in der vertikalen Ebene benötigt. Siehe Abb. 38a (S. 44). Die Erfassung des Winkels erfolgt mit den MEMs und dem bewährten ShapeTape / ShapeRope Algorithmus [33]. Der Algorithmus wurde nach den Fiberglas Produkten ShapeTape und Shape Rope der Firma Measurand benannt. Diese Produkte werden hauptsächlich zur Darstellung menschlicher Bewegungen in Echtzeit verwendet. Der Algorithmus wurde für MEMs Sensoren und deren geotechnische Anwendungen mittels SAA angepasst [34]. Bei MEMs handelt es sich um miniaturisierte Systeme mit sowohl elektrischen/elektronischen als auch mechanischen Komponenten [14]. Sie enthalten kleine Chips mit einer bewegbaren Masse die von Federn gehalten wird. Sie sind sensibel in Bezug auf die Schwerkraft, ein Kippen bringt die Masse in Bewegung. Die Sensorstruktur der Neigungssensoren erkennt die Position der Masse. Sie messen den Neigungswinkel θ der einzelnen Segmente bezogen auf $v = C * g * \sin(\theta)$ wobei v das Ausgabesignal (Spannung), C eine Konstante zur Kalibrierung und g die Erdbeschleunigung ist. Die drei MEMs in den einzelnen Segmenten, ermitteln also die Neigung relativ zur Schwerkraft entlang der x , y und z Achsen. Die Ausgabe ist sinusförmig mit einem zugehörigen Winkel. Die modifizierten Beschleunigungssensoren bieten für vertikal eingebaute SAA weiters die Möglichkeit, dreiachsige Messungen von Vibrationen bei ausgewählten Segmenten in Echtzeit zu messen. Die Software SAA Record stellt hierfür Beschleunigungsdaten als Funktion von Zeit und Frequenz dar. SAA Messketten können in zwei Freiheitsgraden ohne eine bevorzugte Achse frei gebogen werden und sind sowohl vertikal als auch horizontal einsetzbar. Für den Transport oder die Lagerung wird die Messkette einfach aufgerollt [33]. In Abb. 38 ist eine Messketten für den Hochwasserrückhaltedamm Raababach im aufgerollten Zustand abgebildet. Anwendung findet SAA auch in der Überwachung von Hangrutschungen, Gebäuden, Grabungen, Bergwerken, Bohrungen und in der Laborforschung. Mit der Messkette kann sowohl horizontal, vertikal als auch dazwischen gemessen werden. Die Messketten sollten immer lotrecht auf die zu erwarteten Verformungen eingebaut werden, da sich die Kette nur unwesentlich komprimieren bzw. ausdehnen lässt. Ermittelte Verformungen beziehen sich auf eine Nullmessung mit zugehörigen Fixpunkt (Relativverformungen). Die Software SAA Suite des Unternehmens Measurand berechnet mit den Messungen eine dreidimensionale Form für 90-60° vertikal eingebauten Messketten, das heißt Verformungen in der x - und y -Achse werden bei bekannter z -Achse ausgewertet. Für Messketten die



Abb. 38: SAA Messkette im eingerollten Zustand

horizontal eingebaut sind, wird eine zweidimensionale Form berechnet, was bedeutet, dass bei bekannter x-Achse (horizontal) die z-Verformungen (vertikal) berechnet werden. Es wurden insgesamt drei Messketten horizontal eingebaut. Die Messungen können entweder vom Datenlogger oder PC erfasst und mit der firmeneigenen Software ausgewertet werden. Daten können mit einem Kabel, oder über eine Internetverbindung durch ein IP Zellmodul bzw. für kurze Distanzen über ein Wireless Serial Modem vom Datenlogger ausgetauscht werden [14] [33] [42].

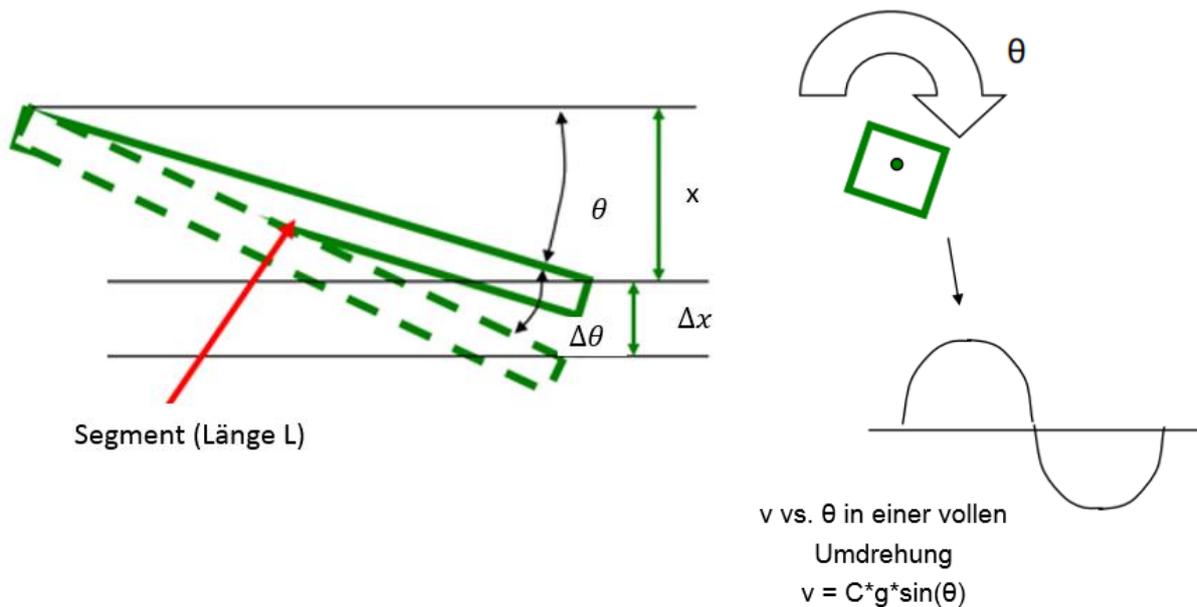


Abb.38a: SAA – Systemskizzen 1 [36]

3.6.1 Konstruktiver Aufbau einer SAA Messkette

Die mit flexiblen Knotenpunkten verbundenen Segmente einer Messkette sind mit drei MEMS Beschleunigungssensoren, einen Analog-Digital-Wandler, einen digitalen Temperatursensor und einen Mikroprozessor ausgestattet. Es gibt zwei Typen der SAA Messketten, nämlich die SAAField (SAAF) und die SAAScan welche eine höhere Verwindungssteifigkeit gegenüber der SAAF aufweist. Auf der Baustelle Raababach wird der Typ SAAF eingesetzt. In Abb. 39 ist der konstruktive Aufbau einer SAAF Messkette abgebildet. SAAF ist von zwei Schichten rostfreien Stahllitzen ummantelt, welche für Haftzugfestigkeit und Verwindungssteifigkeit sorgen. Die obere Litzenschicht bietet zusätzlich Schutz vor Abrasion und sorgt zum größten Teil für Wasserschutz. Die Messkette SAAF bietet drei unterschiedliche Modelle.

- Modell 1 bündelt acht Segmente, genannt Oktett, mit einem Mikroprozessor und einem Temperatursensor mit linearem Temperaturkorrektur Algorithmus.
- Modell 2 ist ident ausgestattet wie das Modell 1, jedoch nur mit einem polynomischen Temperaturalgorithmus.
- Modell 3 ist für jedes Segment mit einem eigenen Mikroprozessor sowie einem eigenen Temperatursensor mit polynomischen Temperaturalgorithmus ausgestattet.

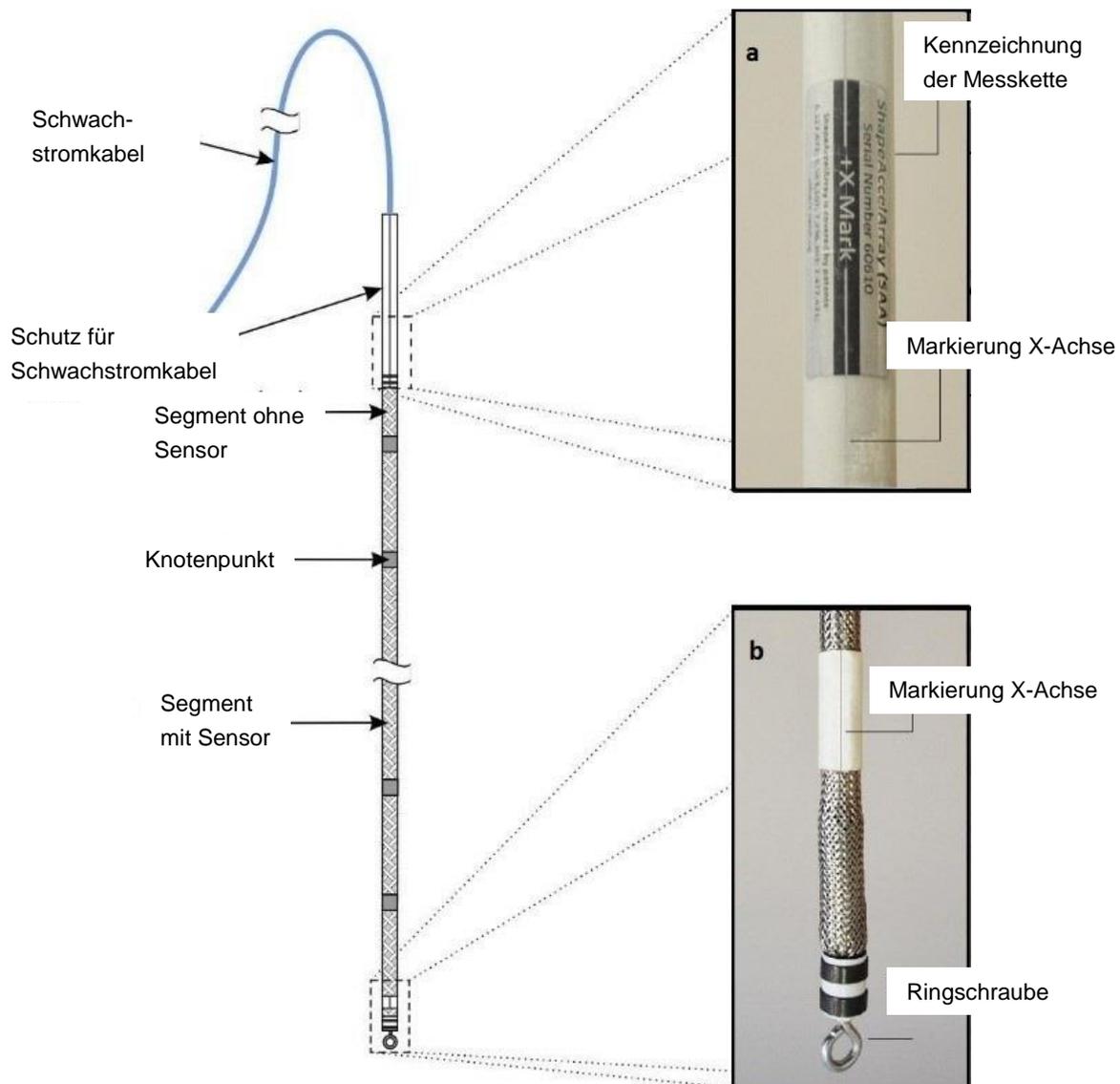


Abb. 39: Konstruktiver Aufbau einer Messkette [33]

Auf der Baustelle werden drei Messketten des Modells 1 verwendet. Die Segmente messen von Knotenpunkt zu Knotenpunkt und sind in 305 mm bzw. 500 mm Länge erhältlich. Auf der Baustelle werden Messketten mit einer Segmentlänge von 500 mm eingesetzt. Einzig das Segment mit dem Anschluss zum Kommunikationskabel ist ohne Sensor ausgestattet. Neben der Anschlussfunktion dient es als Wasserschutz und ist 130 mm lang. Die Durchmesser der Verbindungen zwischen den Segmenten betragen im ausgedehnten Zustand zwischen 22 mm und 24 mm und im komprimierten Zustand 27 mm. Beim Einziehen der Kette in Schutzschläuchen, im aktuellen Fall wurde ein verstärktes PVC Rohr (aus dem Wasserleitungsbau) verwendet, ist dies besonders zu beachten, um den Durchmesser des Schlauches nicht zu groß bzw. zu klein zu wählen. Die x-Achse der SAAF Messketten sind am Anfang und am Ende mit einem Strich markiert. Die Software ist auf diese x-Achsen kalibriert, weshalb es für die Auswertung ideal ist, wenn die Messkette mit der richtigen Orientierung eingelegt wird [33].

3.6.2 SAA Elektronik

Wie im vorherigen Abschnitt bereits erwähnt, enthält je ein Segment, des Oktetts (acht gebündelten Segmente) einer SAA Messkette, einen Mikroprozessor. Jeder Mikroprozessor ist mit einer gemeinsamen zweiadrigen Busleitung RS485 verbunden. Sie besitzen eine eigene digitale Adresse im Bus und können bezüglich digitaler Daten abgefragt werden. Die Daten bestehen aus einem Zählimpuls, der die Ausgabe (Sinus mit Neigung) der MEMs Sensoren darstellt. Mit einem Befehl vom Logger oder einem PC können die Mikroprozessoren mehrere Proben von Daten schnell und gleichzeitig ansammeln. Das wird mit dem Schnittstellengerät SAA232 bzw. SAA232-5 zwischen eingesetzten Datenlogger (CR800, Campbell Scientific) und SAA vermittelt. Das Schnittstellengerät liefert nur Strom zum SAA, wenn die digitale Kommunikation aktiv ist, und schützt den Logger vor Blitzschlag. Die Schnittstelle gewährleistet ausreichend Spannung, um die SAAF Messketten über lange Kabeln durch den Wandler zu erreichen [42]. Die SAA Rohdaten werden mit der Software SAA Suite in Standardeinheiten umgewandelt. Weiters wurde von Measurand das Tool SAA View entwickelt, welche neben den Daten auch Grafiken der Ergebnisse liefert. Für die Auswertungen der SAA Messungen wurden neben MS Excel, SAA Suite sowie SAA View verwendet.

3.6.3 Genauigkeit, Wiederholgenauigkeit, Auflösung

Die Genauigkeit der Relativverformungen (Wiederholgenauigkeit), entspricht bei einer 20 m langen Messkette 1,2 mm. Die Auflösung ist 0,4 mm [35]. Für die Messungen von Setzungen oder Hangrutschungen ist die Wiederholgenauigkeit besonders wichtig, da die Deformationen ab Tag 1 der Nullmessung erfasst werden soll. Dafür wird eine hohe Wiederholgenauigkeit benötigt, welche aufzeigt wie gut das gleiche Messergebnis bei mehrmaligen Messen erreicht wird. Hersteller von In situ Inklinometern geben normalerweise keine Genauigkeit, sondern nur die Wiederholgenauigkeit und Auflösung an, da die genaue Form vor der ersten Messung selten von Bedeutung ist. Faktoren die Einfluss auf die Wiederholgenauigkeit nehmen sind die Segmentlänge, die Anzahl der Segmente, die Bandbreite, die Art der Bestimmung des Mittelwertes und der Einbauwinkel. In Abb. 38a (S. 44) und Abb. 39b (S. 47) sind Systemskizzen des SAA Überwachungssystem mit wichtigen Parametern (Winkeln, Verschiebungen) dargestellt. Die Messungen basieren auf der statischen Neigung des Beschleunigungssensors je Segment, welcher empfindlich auf das schwere Feld ist. Die Position jedes Segments ist aufgrund der mathematischen Beziehung $x = L * \sin(\theta)$ bekannt wobei L die Länge des Segments und θ der Neigungswinkel des Segments ist. Durch Fehler im Neigungswinkel $\Delta\theta$ entstehen Fehler in der Positionsmessung Δx . Der Fehler in der Positionsmessung lässt sich ausdrücken mit $\Delta x = L(\sin(\theta + \Delta\theta) - \sin(\theta))$, wobei L wiederum die Länge des Segments ist. Die MEMs messen den Neigungswinkel θ der einzelnen Segmente bezogen auf $v = C * g * \sin(\theta)$ wobei v die Spannung des Ausgabesignals, C eine Konstante zur Kalibrierung und g die Erdbeschleunigung ist. Das Messrauschen in den Beschleunigungssensoren ist normalverteilt und verändert sich nicht mit dem Winkel. Das Rauschen ist die Hauptfehlerquelle in einem gut kalibrierten System. Der

Effekt der Rauschspannung dv auf den Winkel θ kann mit $\Delta\theta = \text{asin}((v + dv)/(Cg)) - \text{asin}(v/(Cg))$ ausgedrückt werden. SAAs benützen Rauschreduktion an Hardware und Software, einschließlich Bandbreitenlimitierung der Sensoren sowie Mittelwertbildung. Felddaten werden zwischen 100 – 25.500 Messungen gemittelt, um eine genaue Neigung zu erhalten. Je höher die Anzahl der Messungen ist, desto genauer sind die Ergebnisse. Die Mittelwertbildung erfolgt mit der AIA (**A**veraging in **A**rray) Technologie und ermöglicht in weniger als 10 Sekunden einen Mittelwert von 1.000 Messungen zu erhalten. Die Bandbreite ist von 2,5 kHz auf 50 Hz auf analoger Ebene reduziert, was die Standardabweichung des Rauschens σ_R zu $\sigma_B = \sigma_R \sqrt{(1/\text{Bandbreite})}$ um den Faktor 7 reduziert. Die Mittelwertbildung reduziert die Standardabweichung σ_B weiter zu $\sigma_n = \sigma_B \sqrt{(1/n)}$, wobei n die Anzahl der gemittelten Messungen ist. Bei $n=1000$ reduziert sich das Rauschen zusätzlich um den Faktor 32. Der Endfehler Δx_f der Positionsmessung infolge der Summe der Winkelfehler $\Sigma \Delta\theta$ lässt sich mit $\Delta x_f = \Delta x * \sqrt{(n)}$ ausdrücken, da die Fehler $\Sigma \Delta x_i$ überwiegend normalverteilt und gleich in der Größenordnung sind. Δx steht für eine konstante Größenordnung eines nicht korrelierten Fehlers je Segment. Daraus ergibt sich die Standardabweichung σ_f vom normalverteilten Endfehler $\sigma_f = \sigma * \sqrt{(n)}$, wobei σ die Standardabweichung des normalverteilten Fehlers je Segment ist [36]

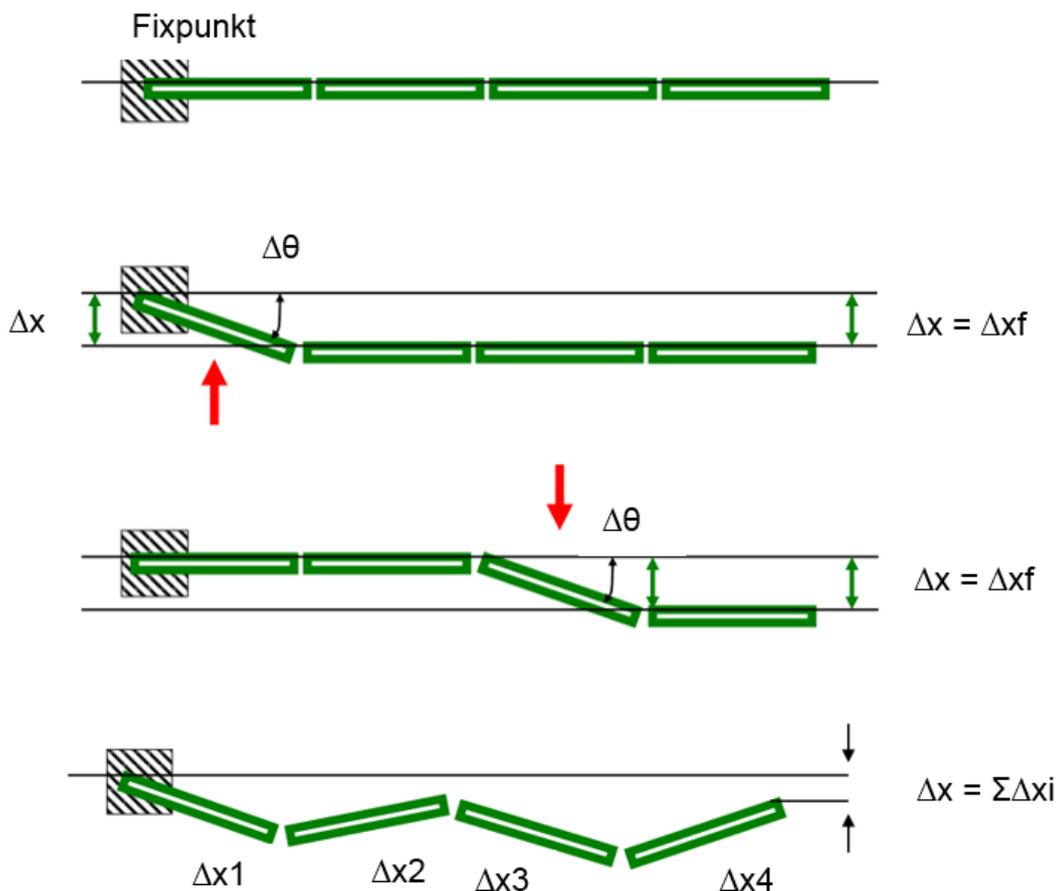


Abb.39a: SAA – Systemskizzen 2 [36]

3.6.4 Wiederholgenauigkeit und Auflösung eines Segments

Eine Rückrechnung einer zwei Jahre langen Feldmessung mit vertikal im Bohrloch eingebauter Messkette mit je 305 mm langen Segmenten ergab eine Wiederholgenauigkeit der ganzen Kette von 1,5 mm / 32 m. Das ergab bei 104 Segmenten eine Wiederholgenauigkeit von 0,15 mm je Segment, die $[(0,15 \text{ mm} / 305 \text{ mm}) * 180 / \pi = 0,029^\circ]$ 104 Bogensekunden je Segment entspricht. Dieses Ergebnis basiert auf einem sehr konservativen Ansatz, welcher geringe Setzungen innerhalb des Schlauches sowie kleine Bodenverformungen im stabilen Untergrund berücksichtigt. Wenn die Messkette verpresst wird, ist die Wiederholgenauigkeit um den Faktor sechs besser, dies entspricht ungefähr 20 Bogensekunden je Segment. Das Auflösungslimit der Firma Measurand, das mit einem 32 Bit Datenfluss aufgenommen wird, ist mit zwei Bogensekunden zehnmal so gut wie die Wiederholgenauigkeit von 20 Bogensekunden [36].

3.6.5 Aufbau der Bodenstation (Messstation)

Am 25.4.2016 wurde die Bodenstation für die SAA Messketten installiert. Sie wurde provisorisch auf einer Holzpalette montiert und mit Betonsteinen beschwert. Diese Lösung dient nur vorübergehend bis das Endplanum fertig aufgeschüttet ist. Die Messstation wird mittels eines Photovoltaikpanels mit Strom versorgt. In sonnenarmen Phasen kann sie mit 220 Volt Spannung betrieben werden. Die Bodenstation wurde von der Firma Geolith in Zusammenarbeit mit dem Elektro- und Dienstleistungsunternehmen Windhaber nach einem Schema des Unternehmens Measurand gebaut. In Abb. 40 ist die Blitzschutzantenne zu sehen. In Abb. 41 ist das Photovoltaikpanel abgebildet. Die fertig montierte Bodenstation ist in Abb. 42 (S. 49) dargestellt.



Abb. 40: Blitzschutzantenne



Abb. 41: PV-Panel



Abb. 42: Bodenstation

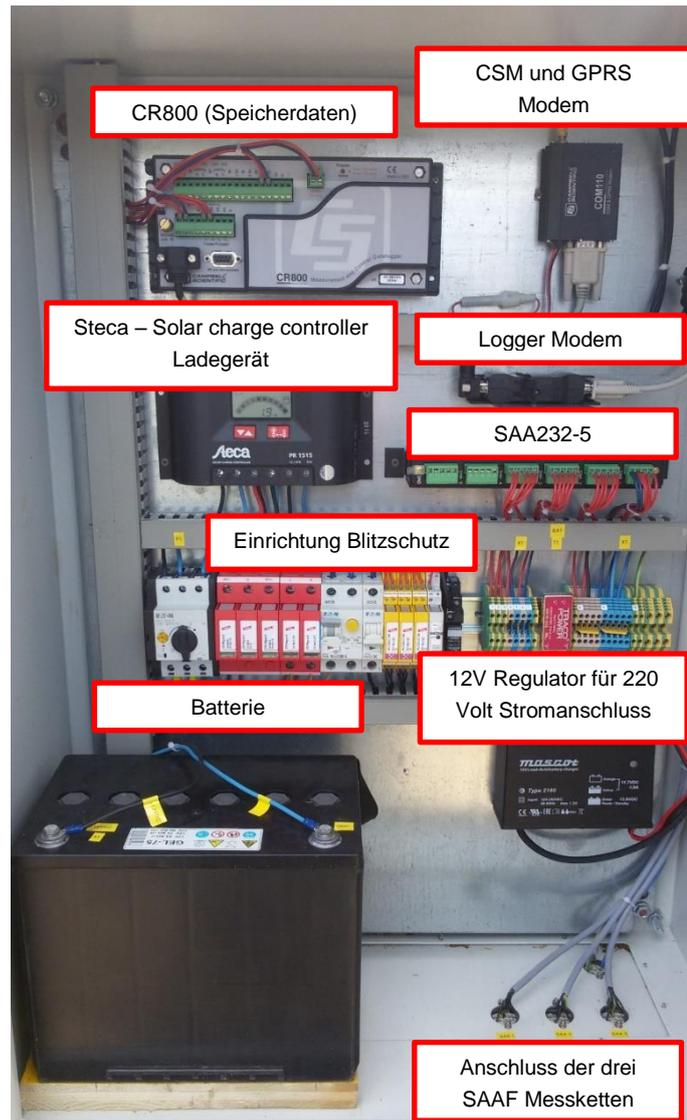


Abb. 43: Setup des Messkastens

In Abb. 43 ist das Setup des Messkastens dargestellt sowie die einzelnen Bestandteile kurz beschriftet. Das CSM/GPRS Modem ist für die Internetverbindung zwischen Logger und PC zuständig. Der CR800 ist der Messungs- und Datenkontrolllogger. SAA232-5 dient zur Leistungsregelung, Protokollaufzeichnung und fungiert als Schnittstelle zum Logger CR800. Steca ist ein Kontrollgerät der aktuellen Solaränderung. Weitere Einbauteile sind die Batterie, eine Blitzschutzeinrichtung und die Anschlüsse der SAA Messketten

3.6.6 Einbau der Messkette 1 & 2

Am 25.4.2016 wurden die Messketten für den Einbau am 29.4.2016 vorbereitet. Zum Schutz vor Wasser und Erdmaterial wurden die Messketten in einem Wasserschlauch eingezogen. Dieser Schlauch ist im Innendurchmesser nur minimal größer als die Verbindungen zwischen den Segmenten der Messkette, um zu verhindern, dass der Schlauch Setzungsverformungen aufnimmt ohne diese zu messen. In Abb. 44 (S. 50) ist die Messkette, welche mittels Draht mit der Feder verbunden ist, dargestellt. Nachdem die Kette mit der Feder fixiert worden ist, wurden die Segmente während des Einziehvorganges mit Schmierseife eingerieben, um die

Reibung zwischen Wasserschlauch und SAA zu verringern. Siehe Abb. 45. Am Ende des Einziehens wurde der Wasserschlauch verschlossen um die Messkette zusätzlich vor Wasser zu schützen. Siehe Abb. 46.



Abb. 44: SAA Messkette verbunden mit der Feder

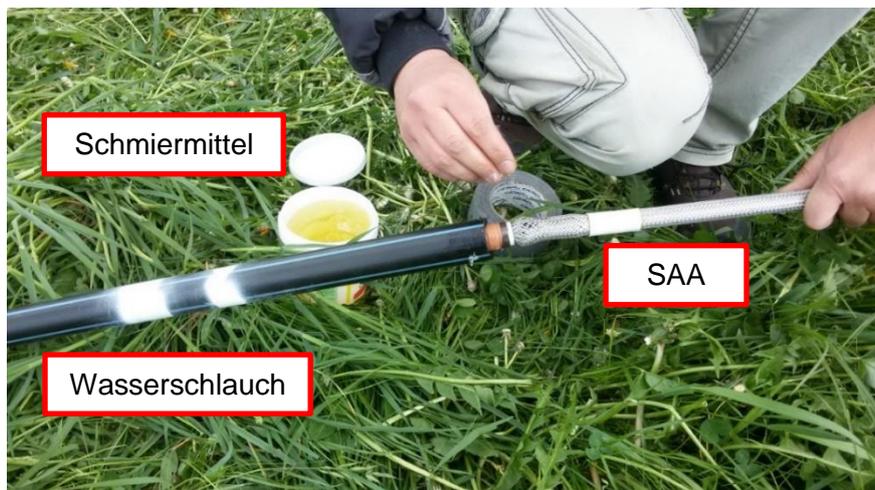


Abb. 45: Einseifen der Messkette



Abb. 46: Verschließen des Wasserschlauches

In Abb. 47 sind die für den Einbau fertig vorbereiteten Messketten 1 und 2 abgebildet. Zu erkennen sind weiters die angeschlossenen Kommunikationskabel der, auf einem Kiesbett abgelegten, Messketten.



Abb. 47: Eingezogenen SAA Messketten im Wasserschlauch

Als ersten Schritt wurden zwei rund 25 m lange und 2,1 m tiefe Künetten hergestellt, wo im Anschluss zwei Schächte sowie die beiden Messketten verlegt wurden. Der Fixpunkt (Schacht 1) der Messkette 1 befindet sich ca. auf 355,8 m ü. A. Der Fixpunkt (Schacht 2) der Messkette 2 ca. auf 356,2 m ü. A. Die SAA sind 1 - 1,4 m unter der Unterkante des Reibungsfußes eingebaut, um Verletzungen der Messkette zu vermeiden. In Abb. 48 ist die Lage der Messketten und des Reibungsfußes im Dammquerschnitt abgebildet.

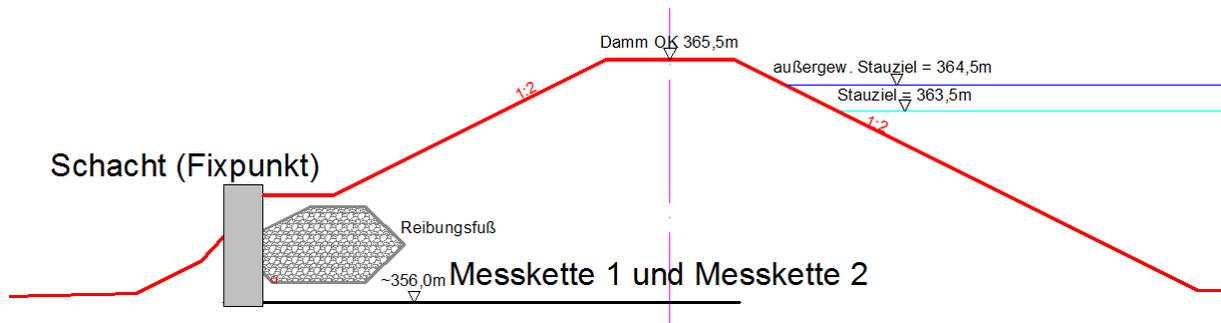


Abb. 48: Querprofil Damm [32]

Die Messkette 1 wurde im impulsverdichteten Bereich nahe dem Tosbecken eingebaut. Die Messkette 2 wurde rund 35 m versetzt im nicht verdichteten Bereich eingebaut. In Abb. 49 ist die Lage der beiden Messketten dargestellt.

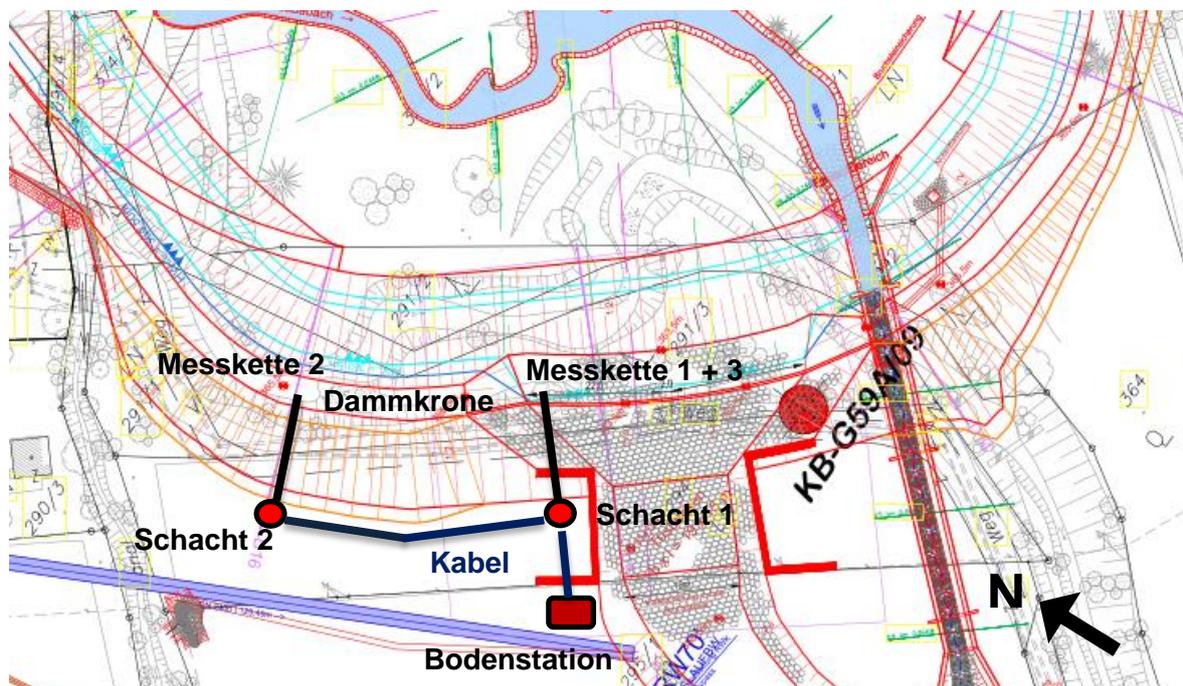


Abb. 49: Lage der Messketten – Lageplanausschnitt [37]

In Abb. 50 (S. 53) ist die Baustellensituation beim Einbau der beiden Messketten inkl. der Kommunikationskabel zwischen den SAA Messketten und dem Kommunikationskabel zur Bodenstation dargestellt. Die später eingebaute Messkette 3, welche sich auf halber Dammhöhe über der SAA 1 befindet, ist ebenfalls eingezeichnet. In Abb. 51 und 52 (S. 53) sind die Künetten der Messketten abgebildet, wobei sich die Künette der Messkette 2 gerade im Aushub befindet und die Künette der Messkette 1 bereits ausgehoben ist.

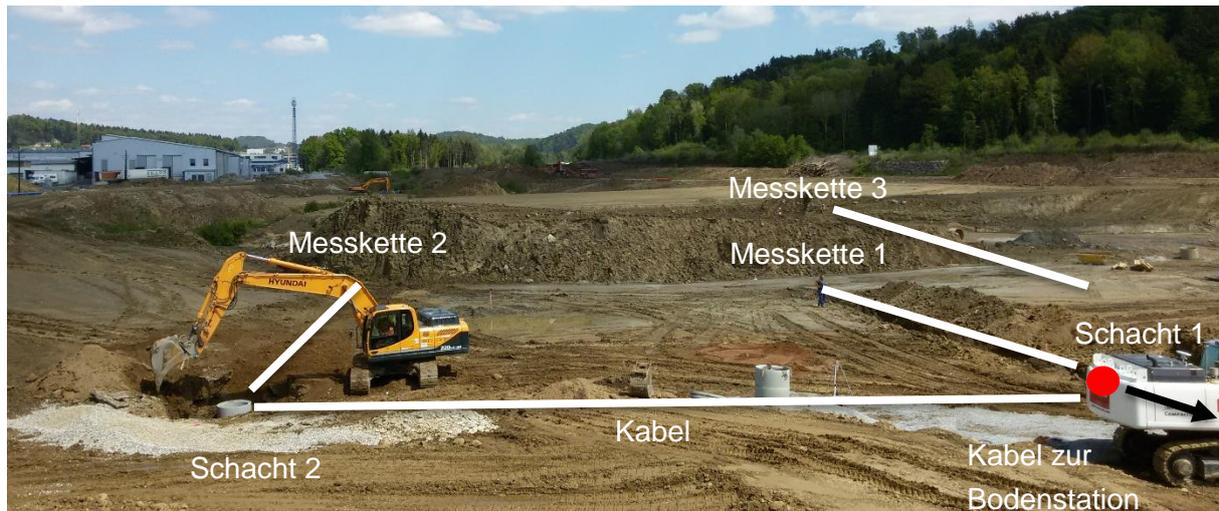


Abb. 50: Übersicht Einbau der Messketten



Abb. 51: Aushub Messkette 2



Abb. 52: Aushub Messkette 1

Die Tiefe des Aushubes betrug rund 2,1 m. Im Anschluss der Baggerarbeiten wurden die beiden Schächte versetzt, welche die Schnittstelle zwischen den beiden Messketten und deren Stromanschluss mittels Kabel darstellen. Die Lage der beiden Schächte ist in der Abb. 49 (S. 52) dargestellt. Nachdem die unteren Ringe der Schächte versetzt wurden, konnten die Messketten eingelegt werden. Siehe Abb. 53 und 54 (S. 54). Das Loch im Betonschacht, wo die Messketten fix eingebaut sind, wurde mit Schaum abgedichtet. Siehe Abb. 55 (S. 54) Der

Verbindungspunkt des Schachtes mit der SAA Kette dient als Fixpunkt für die Setzungsüberwachung des Dammuntergrundes.



Abb. 53: Einlegen der Messkette



Abb. 54: Schnittstelle Schacht 2



Abb. 55: Abdichtungsmaßnahme des Schachtes

Im Anschluss wurden die Messketten mit Kabelsand ummantelt und die Künetten verschüttet. Siehe Abb. 56 und 57 (S. 55). In weiterer Folge wurde das Kabel zwischen den beiden Schächten sowie das Kabel zur Bodenstation verlegt. Sie liegen rund 60 cm tief im Erdreich. Das Kabel zwischen den Schächten befindet sich an der vom Wasser abgewandten Seite entlang des Dammfußes. Nach erfolgreichem Einbau wurden beide Messketten erfolgreich auf ihre Funktionsweise überprüft. Die ersten Messungen konnten am 29.04.2016, im Anschluss der Funktionsüberprüfung, gestartet werden. Für die Setzungsüberwachung wurde ein geodätischer Punkt vermessen, um die mögliche Verschiebung der Schächte zu erfassen. Abb. 58 (S. 55) zeigt den Schacht 1, der als Schnittstelle der Kommunikationskabel dient. In Abb. 59 und Abb. 60 (S. 56) ist die Verlegung des Stromkabels abgebildet. Die Kabel der Messketten wurden mit einem Kabelschlauch zur Bodenstation verlegt und am Messkasten angeschlossen. Der Anschluss der Kommunikationskabel der Messkette 1 und 2 ist in Abb. 61 (S. 56) dargestellt.



Abb. 56: Ummantelung der Messketten 2 mit Kabelsand



Abb. 57: Ummantelung der Messketten 1 mit Kabelsand



Kabel der
Messkette 2
zwischen
Schacht 1 und
Schacht 2

Fixpunkt der Messkette 1

Kabel zwischen
Schacht 1 und
Bodenstation

Abb. 58: Schnittstelle Schacht 1



Abb. 59: Verlegung des Stromkabels zwischen SAA1 und SAA2



Abb. 60: Verlegung des Stromkabels zur Bodenstation



Abb. 61: Anschluss der beiden Messketten an die Bodenstation

3.6.7 Vermessung der Schächte 1 & 2

Die Schächte 1 und 2 sind Knotenpunkt und zugleich Fixpunkt der SAA Messketten. Die Messketten sind durch ein Loch im Schacht verbunden, wodurch dieser Punkt als Fixpunkt dient. Aufgrund möglicher Verschiebung des gesamten Schachtes wird der Schacht im zweiwöchigen Rhythmus geodätisch vermessen. Die Vermessung erfolgt durch freie Stationierung. Jeder der beiden Schächte wird an drei Punkten vermessen, um eine mögliche Schrägstellung des Schachtes zu erfassen, zusätzlich wird ein entfernter Punkt (Referenzhöhe) eingemessen, dessen Höhenlage als fix definiert ist. Im Zuge des Baufortschrittes des Dammes wurden die Schächte um einige Ringe erhöht.

3.6.8 Einbau der Messkette 3

Am 11.08.2016 wurde die Messkette 3 auf halber Dammhöhe oberhalb der Messkette 1 verlegt. Der Einbau erfolgte in gleicher Weise wie bei Kette 1 und 2. Siehe Kapitel 3.6.6 „Einbau der Messketten 1 & 2“ (S. 49). Die SAA 3 ist 13,5 m lang und hat den Schacht 1 als Fixpunkt. Am 9.8.2016 wurde der, in der Höhe fast fertiggestellte Damm teilweise abgetragen (Künette). Dieser Eingriff wurde in der darunterliegenden Messkette 1 aufgezeichnet, wo eine leichte Hebung des Untergrundes festgestellt werden konnte. Am 11.08.2016 wurde die Künette in den Morgenstunden fertiggestellt und die Messkette 3 eingebaut. Der Fixpunkt liegt auf rund 360,00 m ü. A. und ist somit rund 4,2 m höher als der Fixpunkt der ersten Messkette, welche sich auf rund 355,8 m ü. A. befindet. In Abb. 62 ist die Lage der drei Messketten im Dammquerschnitt dargestellt.

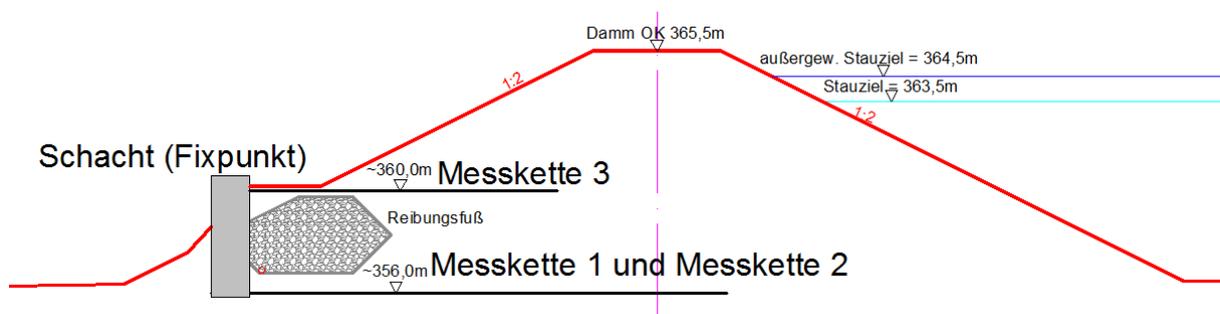


Abb. 62: Querprofil Damm [32]

Abb. 63 (S. 58) zeigt die Künette der SAA 3 mit Blick von der Dammkrone in Richtung des luftseitigen Dammfußes. Am Einschnitt des Dammes ist das verdichtete Dammmaterial zu sehen. Der Beginn des Einschüttens ist in Abb. 64 (S. 58) dargestellt. Der Einschüttvorgang erfolgte, wie beim restlichen Damm, lagenweise. In Abb. 65 (S. 58) ist der Anschluss der SAA Messkette an den Schacht 1 (Fixpunkt) abgebildet.



Abb. 63: Künnette der Messkette 3



Abb. 64: Einschütten der Messkette 3



Abb. 65: Schacht 1 - Fixpunkt der Messkette 3

3.7 Bodenverhältnisse im Bereich der Messketten

Im Bereich der Ketten befindet sich die ursprüngliche Talsohle des Raababachs. Hier stehen die holozänen Schichten oder Anschüttungen von geringer Mächtigkeit an. Unterhalb dieser Schicht wurden bis in max. 7 m Tiefe quartäre Kiese und Sande aufgeschlossen. In Abb. 66 ist die Lage der drei Messketten (SAA1-SAA3) eingezeichnet. Die Sondierschlitze S1/10 & S2/10, die Rammsondierungen RS1 & RS3 sowie die Kernbohrung KB-G59A/09 befinden sich in der Nähe zu den Messketten und dienen in weiterer Folge zur genaueren Beschreibung des Bodenaufbaues.

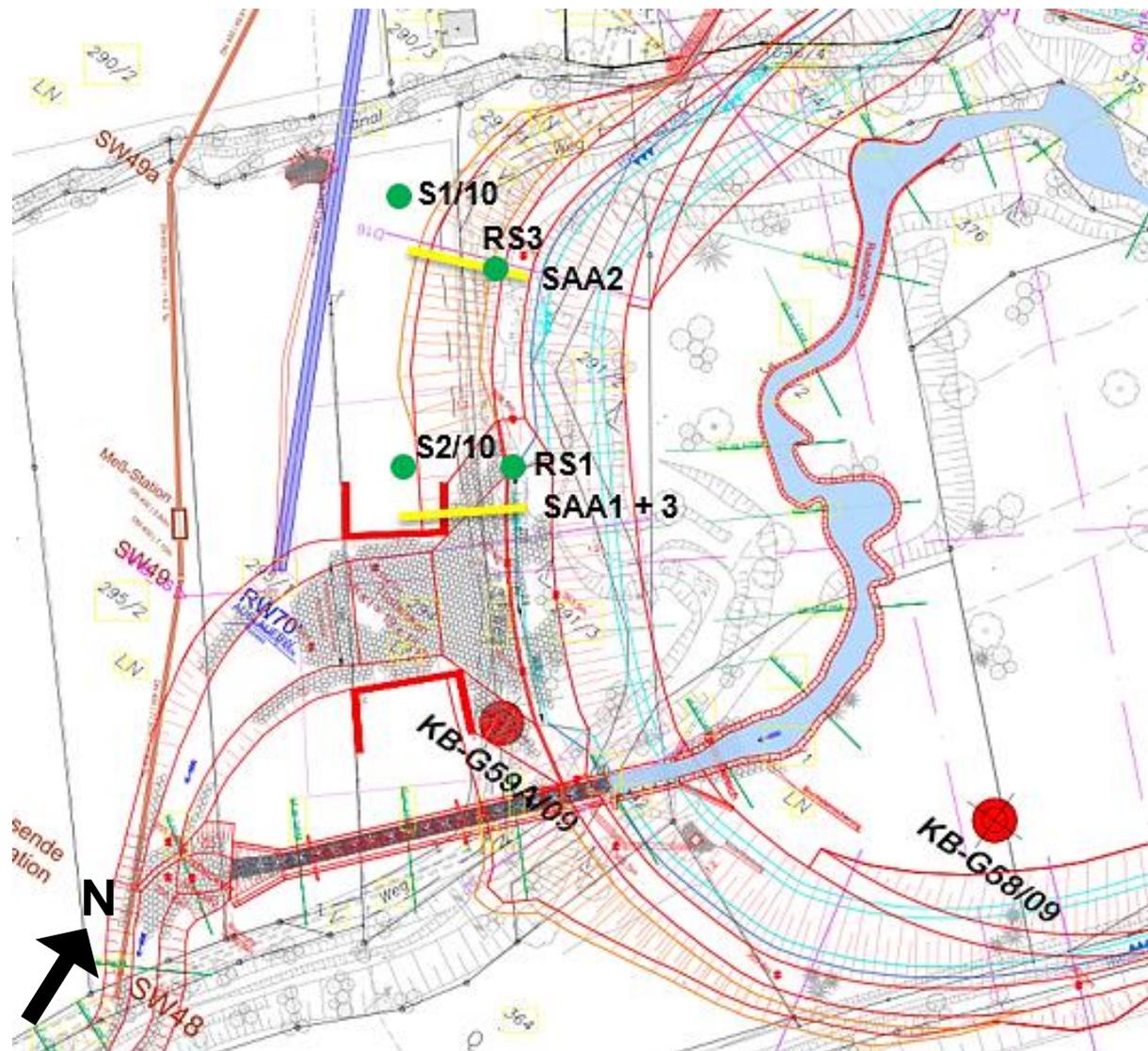


Abb. 66: Lageplanausschnitt [37]

Es wurden gut durchlässige quartäre Kiese und Sande mit variierender Wasserführung aufgeschlossen. Die mögliche verstärkte Unterströmung des Abschlussdammes kann bis etwa 2 l/s je Laufmeter Dammstrecke abgeschätzt werden und problemlos über den Reibungsfuß mit Drainagewirkung abgeführt werden. Ein Dichtschirm wurde als nicht notwendig erachtet. Die Gesteinskennwerte in der Tabelle 5 (S. 60) sind Abschätzungen, die aufgrund von Erfahrungswerten getroffen wurden.

Tabelle 5: Bodenkennwerte des Projektgebietes Raababach [27]

Gesteinsart Parameter	Neogene Gesteine	Quartäre Kiese und Sande	Holozäne Deckschichten	Dammauf- standsfläche	Damm- schüttmaterial
Raumdichte γ [kN/m ³]	19,0	18,0	18,0	20,0	21,0
Reibungswinkel φ [°]	27,5	30	25	25	32,5
Kohäsion c [MN/m ²]	0,05	0	0,02	0,04	0,06
Steifemodul E_s [MN/m ²]	15	15	7	8	16
Durchlässigkeit k_f [m/s]	-	1×10^{-3}	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-6}

In Tabelle 6 und 7 (S. 61) ist der Bodenaufbau im Bereich des Sondierschlitz S1/10 sowie S2/10 in Abhängigkeit der Tiefe dargestellt. Die Endtiefe des S1/10 beträgt 5,80 m und wurde durch die Grabtiefe des Baggers begrenzt. In den Tiefen 3,20 m und 4,20 m kam es zu Wasserzutritten. Der Sondierschlitz war nachbrüchig. Die Endtiefe des S2/10 beträgt 4,00 m und wurde durch das Grundwasser begrenzt. Auch dieser Sondierschlitz war nachbrüchig. In Abb. 67 (S. 61) und Abb. 68 (S. 62) sind die Ergebnisse der Rammsondierungen RS1 und RS3 abgebildet. Gut zu erkennen ist, dass die Schlagzahlen in den ersten 2-3 m deutlich geringer sind als in den tieferen Bereichen. Bei der RS1 ist in 5 m Tiefe eine Schwachstelle aufgetreten. Bei der RS3 tritt eine solche deutlich erkennbare Schwachstelle in 3 m Tiefe auf. In Abb. 70 (S.63) ist die Bohrkernanalyse des Bohrkerns KB-G59A/09 dargestellt, welcher in Abb. 69 (S.62) bildlich dargestellt ist.

Tabelle 6: Sondierschlitz S1/10 [27]

Sondierschlitz S1/10	
Tiefe (bezogen auf GOK)	Bodencharakterisierung
0,00 m – 0,30 m:	Kulturboden, Ackerboden, dunkelbraun, durchwurzelt
0,30 m – 2,00 m:	Schluff, sehr schwach kiesig, lokal schwach feinsandig, braun, grau, weich, gering plastisch
2,00 m – 2,80 m:	Kies, sandig, schluffig, braun bis dunkelbraun, schwarz, locker gelagert, Kieskomponenten gerundet
2,80 m – 3,20 m:	Kies, sandig, schwach schluffig, grau, rostbraun, locker gelagert, Kieskomponenten gerundet bis gut gerundet
3,20 m – 3,50 m:	Schluff, feinsandig, grau bis dunkelgrau, weich, gering plastisch
3,50 m – 4,20 m:	Kies, sandig, schwach schluffig, grau, rostbraun, locker gelagert, Kieskomponenten gerundet bis gut gerundet
4,20 m – 5,10 m:	Feinsand, schluffig, grau, locker gelagert
5,10 m – 5,80 m:	Fein- bis Mittelkies, stark sandig, schwach schluffig, graublau, locker bis mitteldicht gelagert, Kieskomponenten gerundet

Tabelle 7: Sondierschlitz S2/10 [27]

Sondierschlitz S2/10	
Tiefe (bezogen auf GOK)	Bodencharakterisierung
0,00 m – 0,30 m:	Kulturboden, Ackerboden, dunkelbraun, durchwurzelt
0,30 m – 1,70 m:	Schluff, schwach tonig, grau, weich, ausgeprägt plastisch und Schluff, feinsandig, braun, weich, gering plastisch
1,70 m – 2,70 m:	Kies, sandig, schwach schluffig, braun, rostbraun, locker gelagert, schwache Wasserzutritte
2,70 m – 2,90 m:	Schluff, feinsandig, grau, weich, gering plastisch
2,90 m – 3,80 m:	Kies, sandig, schwach schluffig, grau, rostbraun, locker gelagert, starke Wasserzutritte
3,80 m – 4,00 m:	Feinsand, schluffig, grau bis graubraun, locker gelagert, sprudelnder Wasserzutritt aus Schurfsohle, Wasserstand nach ca. 15 min. bei 3,70 m

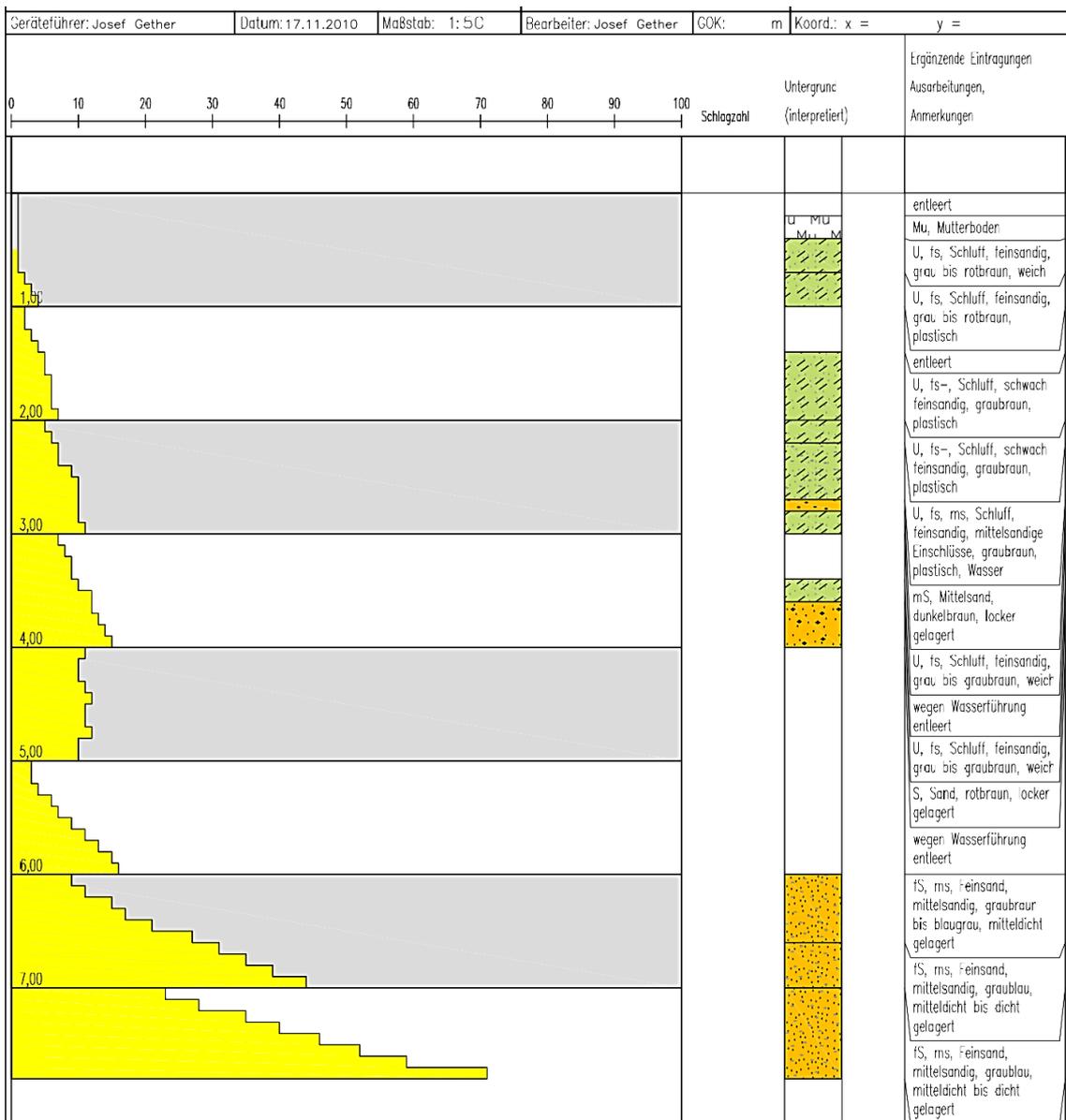


Abb. 67: Rammsondierung RS1 [27]

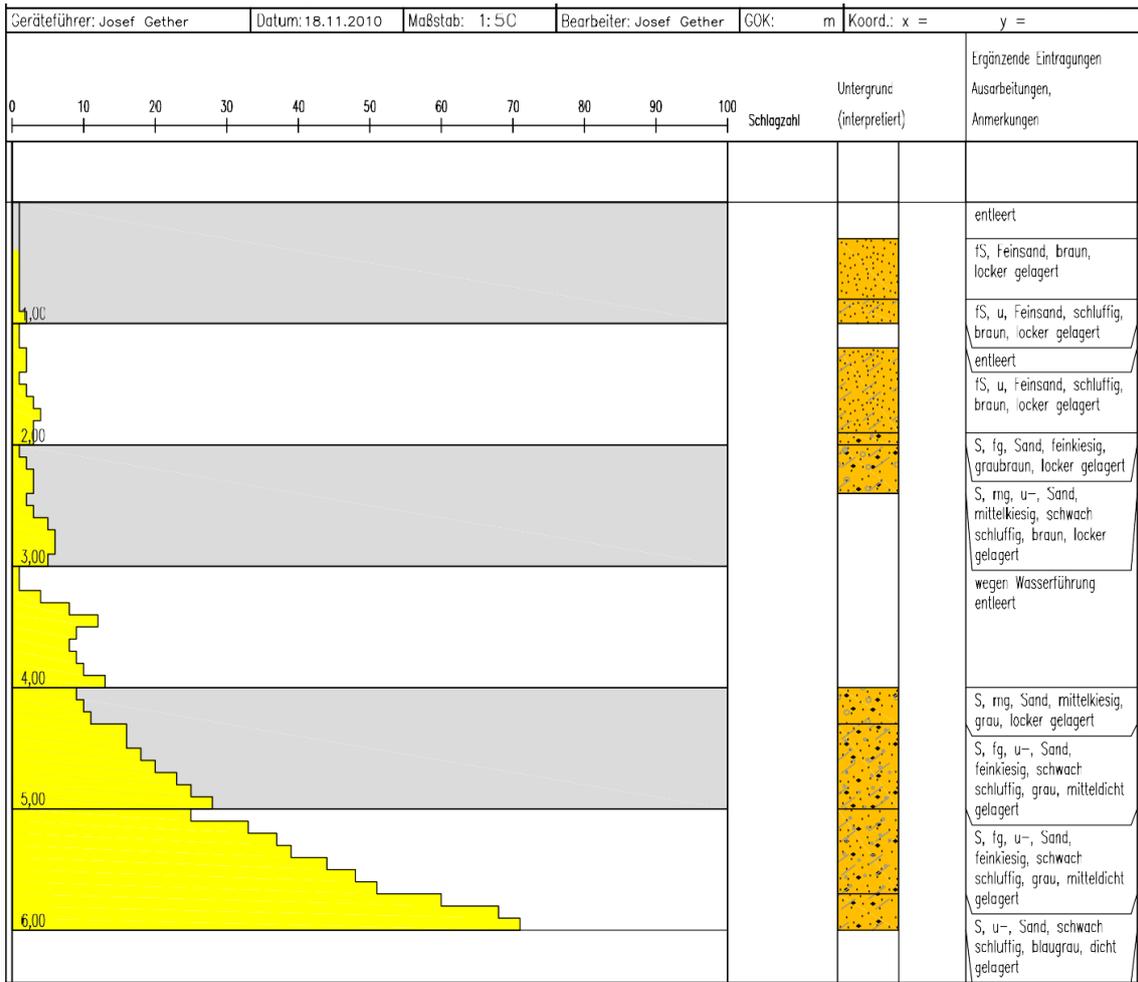


Abb. 68: Rammsondierung RS3 [27]

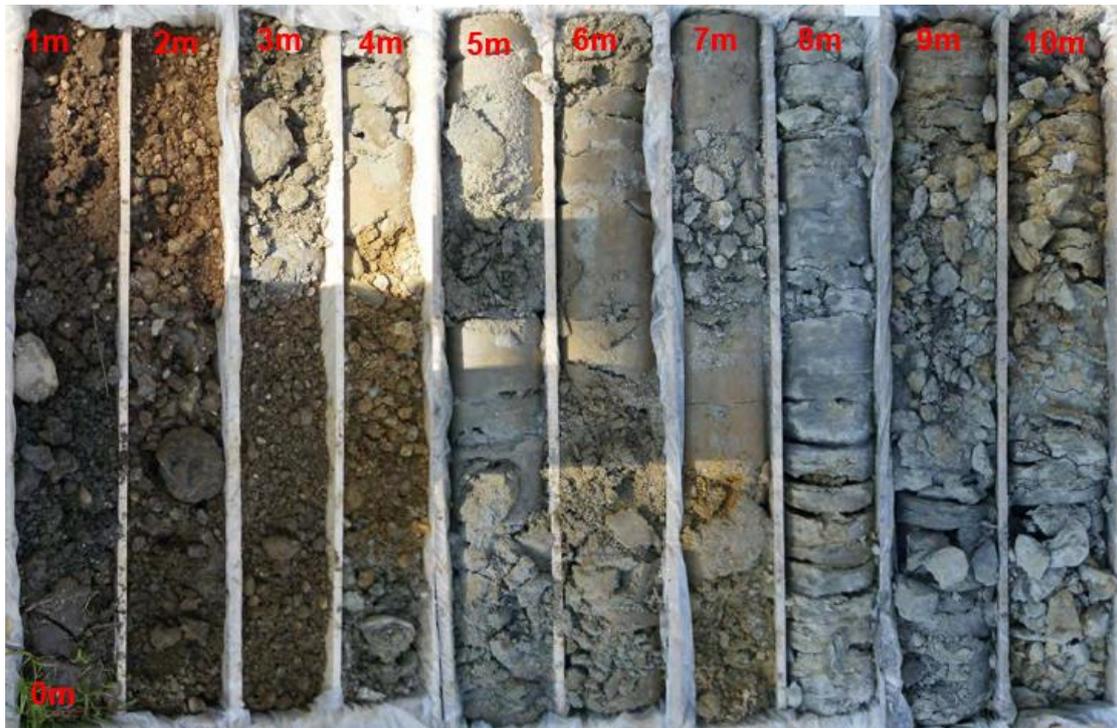


Abb. 69: Bohrkern KB-G59A/09 [27]

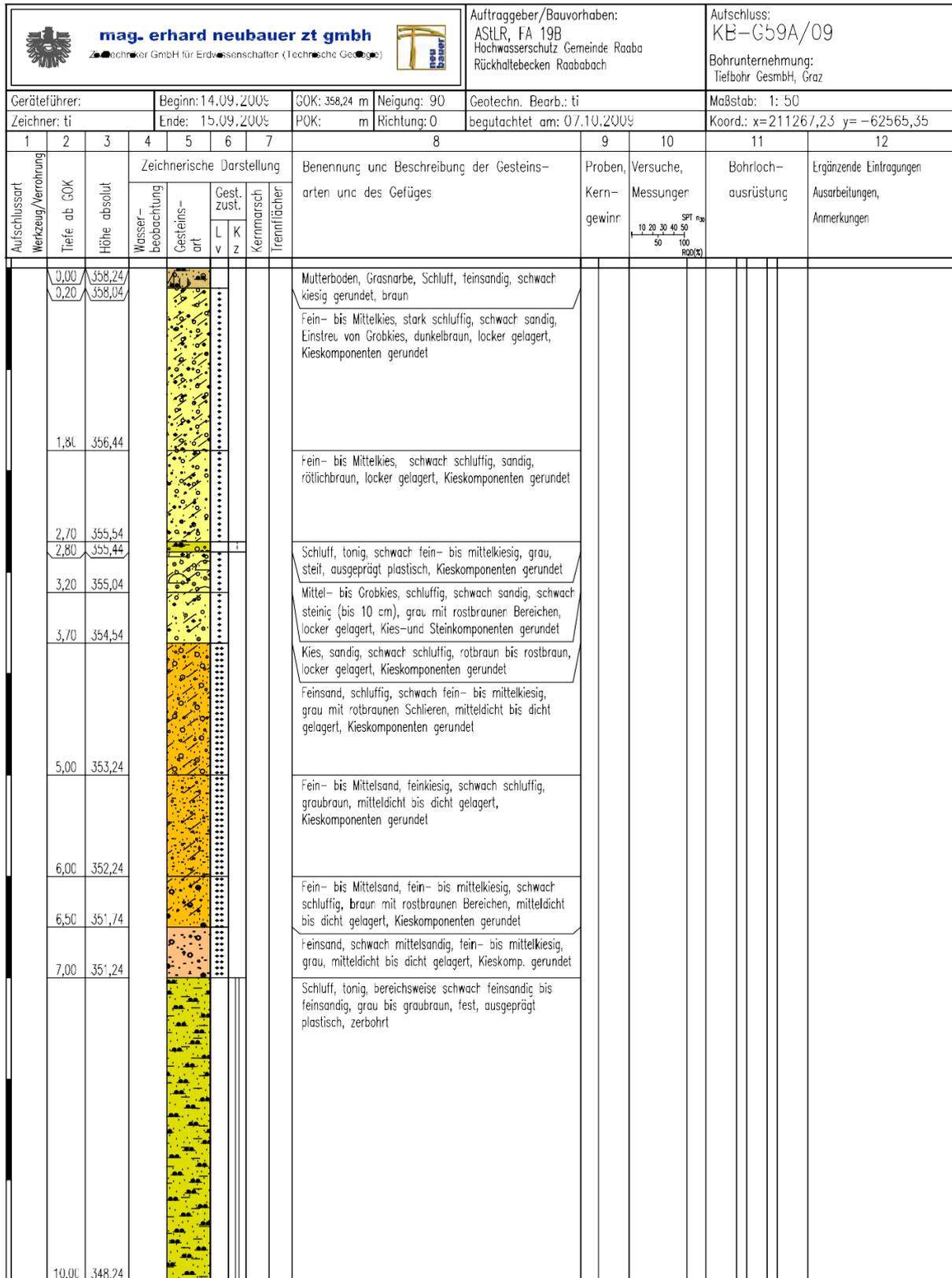


Abb. 70: Bohrkernanalyse [27]

3.7.1 Bodenverbesserung

Im Bereich des Tosbeckens, des Grundablasses und der HW-Entlastung wurde zur Bodenverbesserung die Impulsverdichtung angewandt, um eine sichere Gründung dieser Bauwerke zu gewährleisten. Sie dient zur Verdichtung des Untergrunds sowie zur Erhöhung der Tragfähigkeit. Mittels dieser Gründungsvariante sollen Setzungen in diesem Bereich minimiert werden. Mit einem Fallgewicht von 9 t und einer Schlagfrequenz von 40 Schlägen/min wird der Verdichtungsfuß mit einem Durchmesser von 1,5 m in den Boden gerammt. Die Krater, die dadurch entstehen, werden wiederverfüllt und verdichtet. In Abb. 71 ist die Impulsverdichtungsmaschine und die durch den Verdichtungsprozess entstehenden Krater abgebildet.



Abb. 71: Impulsverdichtung Raababach [31]

Um die Qualität der Bodenverbesserung zu sichern müssen folgende Abbruchkriterien eingehalten werden:

- Gesamtsetzungen müssen größer 80 cm sein, im Schnitt lagen sie bei 1,36 m
- Die Schlagzahl pro Verdichtungspunkt muss größer 50 sein, im Schnitt waren es 60 Schläge
- Die Setzungen beim letzten Schlag dürfen 12 mm nicht übersteigen.

Die Verdichtungspunkte, welche in einem 3x3 m Raster liegen, wurden GPS gesteuert angefahren [38]. Die Verdichtung wurde mittels Rammsonden, welche vor und nach der Bodenverbesserung durchgeführt wurde, kontrolliert. Die Rammsondierungen DPH1 bis DPH3 wurden vor der Bodenverbesserungsmaßnahme durchgeführt, die Rammsondierungen

DPH7 bis DPH9 nach der Impulsverdichtung. In Abb. 72 sind die ausgeführten Verdichtungsunkte sowie drei Rammsondierungen vor bzw. drei Rammsondierungen nach der Impulsverdichtung im Lageplan eingezeichnet. Die Rammsondierungen DPH1 bis DPH3 sind im November 2015 durchgeführt worden und in Abb. 73, 74, und 75 (S. 66 - 67) dargestellt. Die Ramm-sondierungen DPH7 bis DPH9 sind im April 2016 ausgeführt worden und in Abb. 76, 77, und 78 (S. 67 – 68) dargestellt.

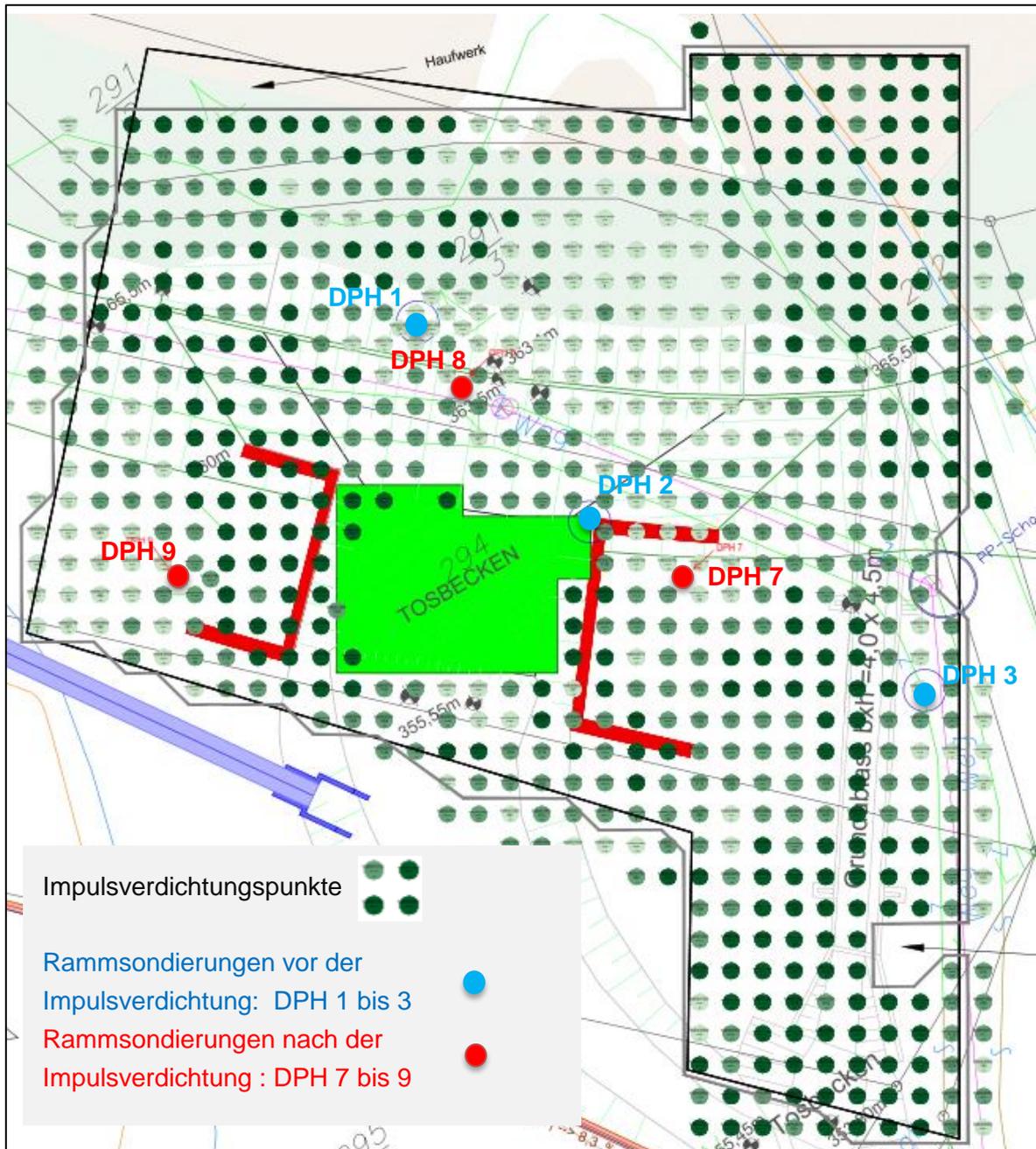


Abb. 72: Lageplan der Impulsverdichtungspunkte [39]

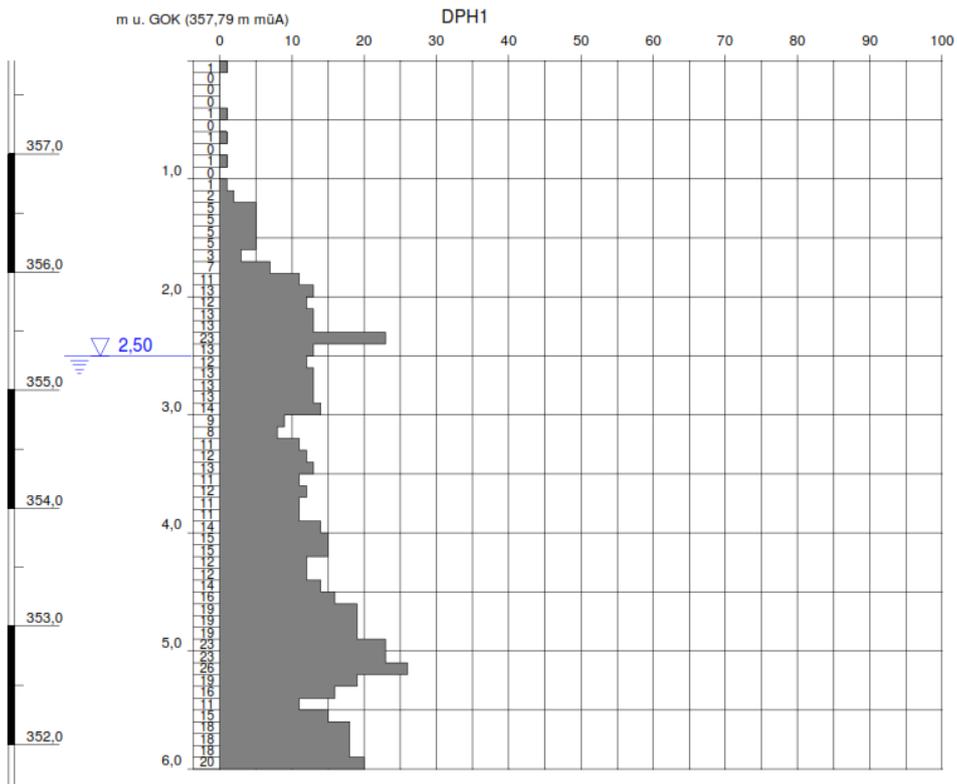


Abb. 73: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH1 [40]

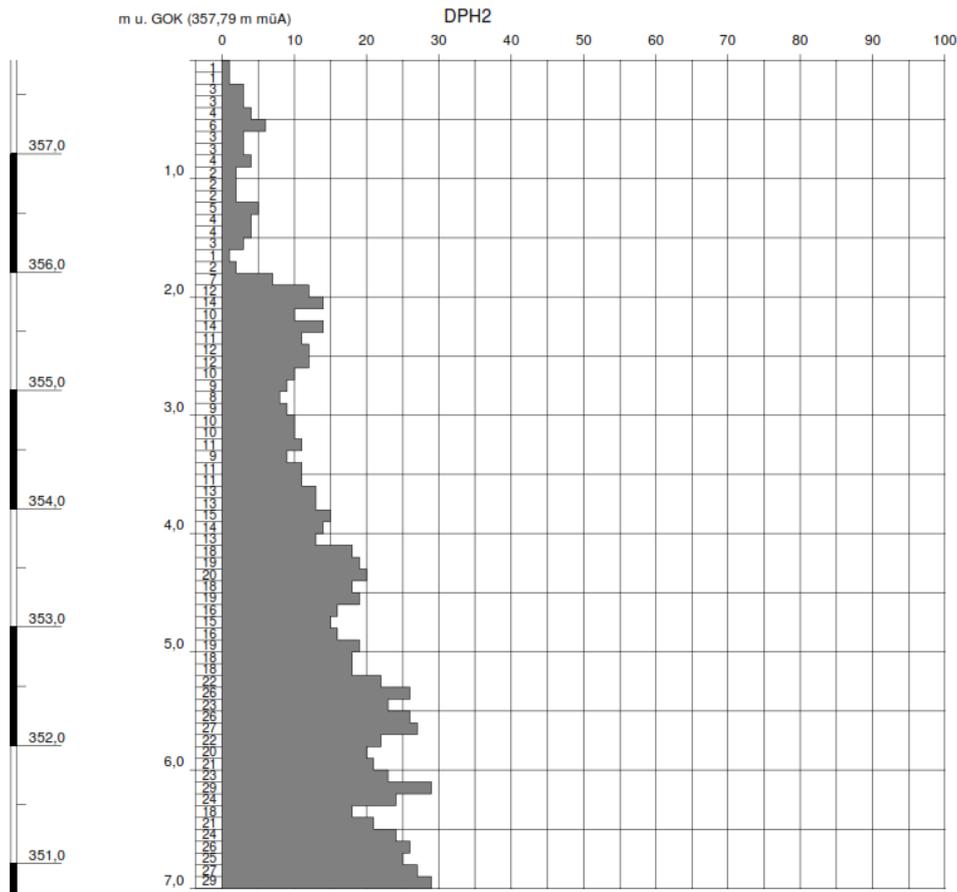


Abb. 74: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH2 [40]

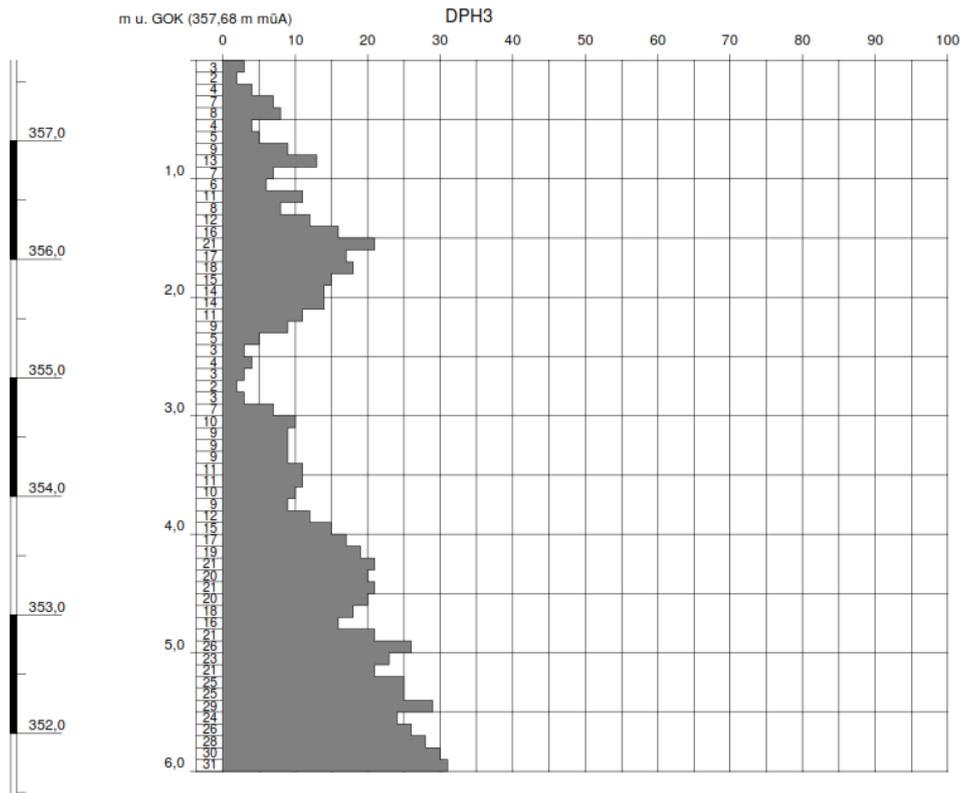


Abb. 75: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH3 [40]

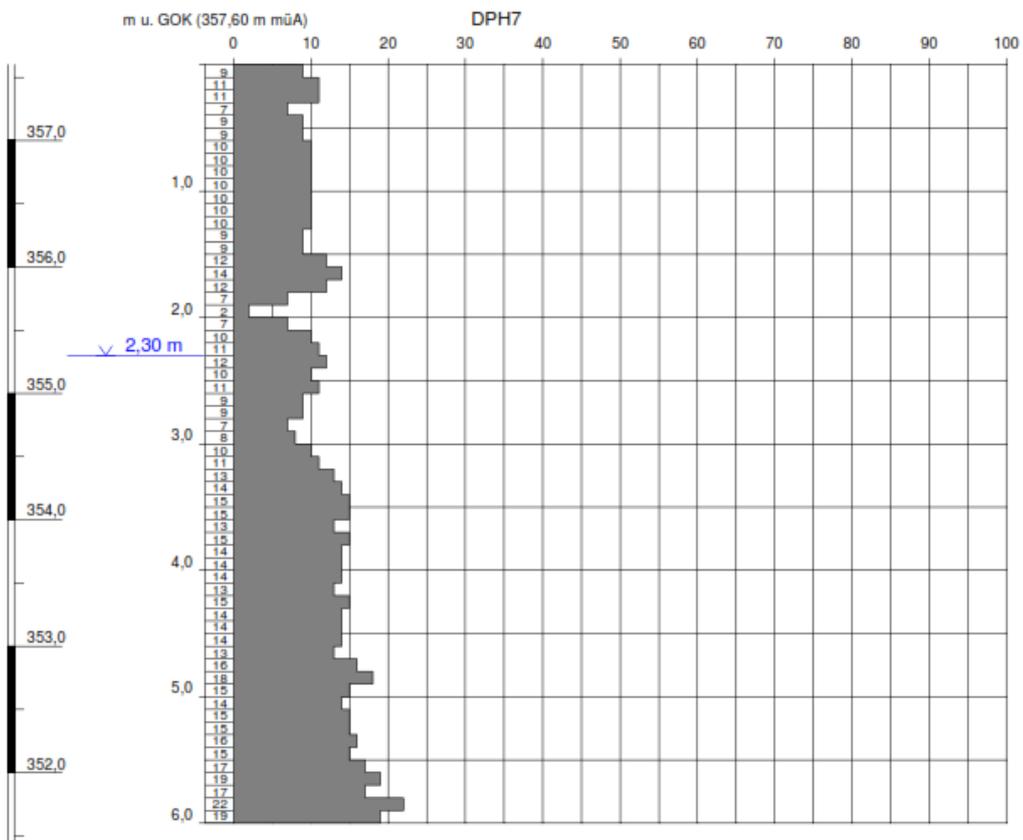


Abb. 76: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH7 [41]

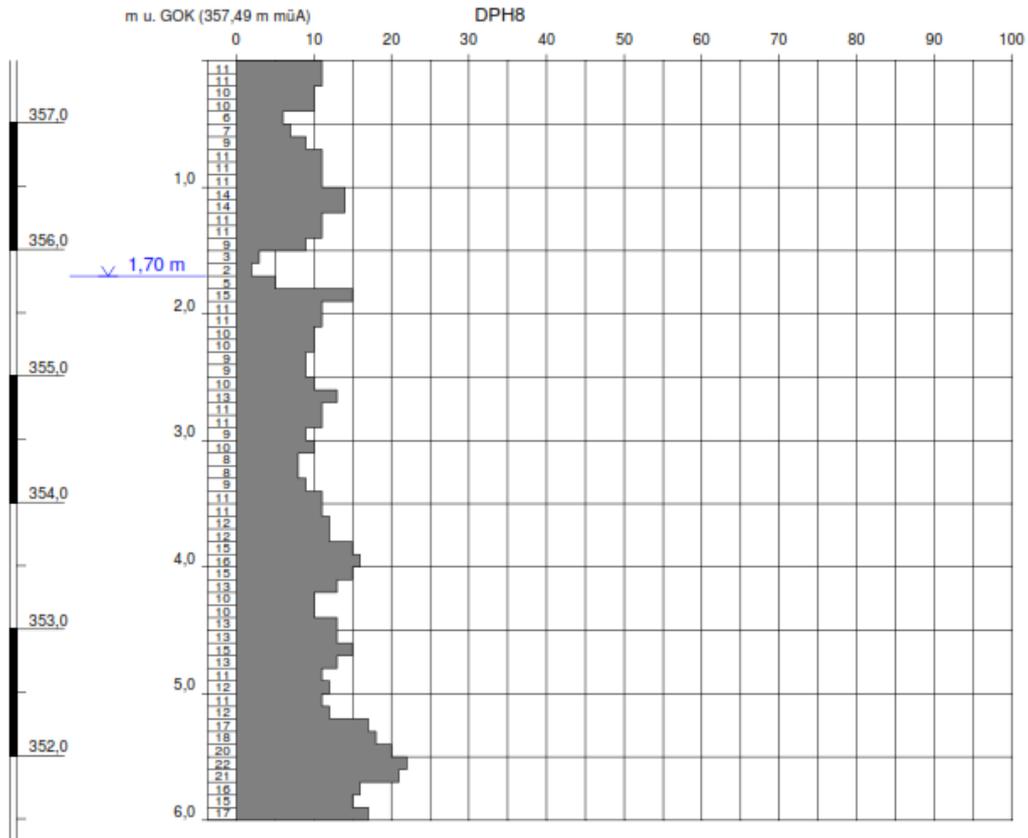


Abb. 77: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH8 [41]

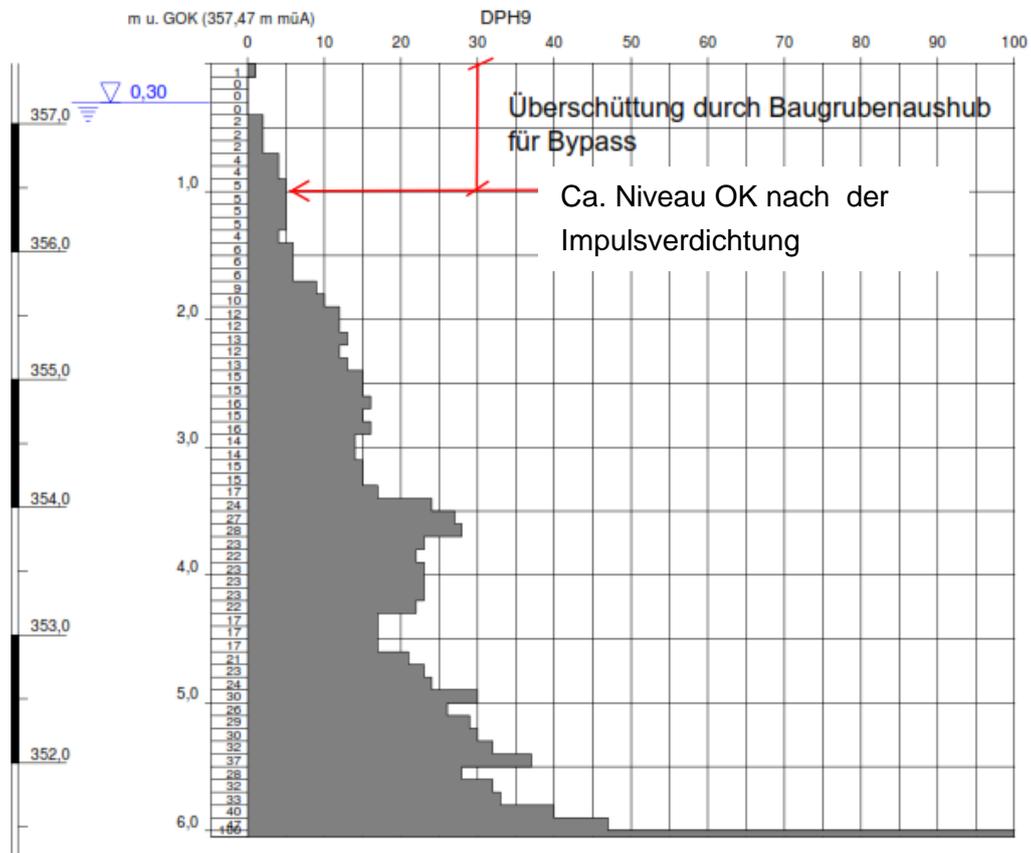


Abb. 78: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH9 [41]

Es konnte festgestellt werden, dass sich in den oberen zwei Metern des Bodens eine deutliche Verbesserung der Setzungsempfindlichkeit eingestellt hat. In den tieferen Schichten mit dicht anstehenden Kiesen konnten jedoch kaum Veränderungen festgestellt werden. In den Rammsondierungen DPH 1 und 2 ist in den ersten zwei Metern die benötigte Schlaganzahl größtenteils deutlich unter 5 Schlägen. Durch die Impulsverdichtung wurden, wie in den Rammsondierungen DPH 7 und 8 gut zu erkennen ist, rund zehn Schläge für die gleiche Strecke benötigt. Anhand der Rammsondierung DPH 9 konnte keine Verbesserung nachgewiesen werden, weil zwischen Bodenverbesserung und DPH 9 der Bereich überschüttet wurde. Aus diesem Grund ist der obere Teil des Untergrundes im Bereich der DPH 9 nicht gut verdichtet. Die DPH 2 und 3 sind beim Ziehen des Gestänges eingebrochen, daher konnte der Wasserstand mittels Lichtlot nicht gemessen werden. Siehe Abb. 78 (S. 68). In den übrigen Rammsondierungen ist der Wasserstand in den Abbildungen eingezeichnet.

3.8 Ergebnisse der Setzungsüberwachung

Die Überwachung dient zur Kontrolle der Setzungen, um im Falle großer differentieller Setzungen für die nachträgliche Belastung der Straßendammschüttung vorbereitet zu sein und Schäden an den Bauwerken zu vermeiden. Es kann auch die Wirkung der Impulsverdichtung kontrolliert werden, da sich die Messkette 2 im nicht verbesserten Untergrund und die Messkette 1 im verbesserten Untergrund befindet. Anhand vom Vergleich der maximalen Setzung lässt sich die Wirkung der Impulsverdichtung belegen. Die Messketten dienen nicht nur als Überwachungssystem in der Bauphase, sondern auch als Langzeitüberwachungssystem für Verformungen im Untergrund. In den nachfolgenden Ergebnissen sind die Setzungen in der Bauphase des Dammes dargestellt. Die Aufzeichnungen beginnen mit der Nullmessung am 29.04.2016 und wurden bis zum 30.08.2016 ausgewertet. Mit Hilfe einer installierten Kamera (Firma Zepp-Cam) konnten die Baufortschritte des Dammes dokumentiert werden [31]. Die erhaltene Dokumentation lieferte Fotos bis einschließlich Anfang August, wo ein Großteil der Schüttphase bereits beendet worden ist. In Tabelle 8 (S. 70) sind die lageweisen Schüttvorgänge des kalkstabilisierten Dammmaterials mithilfe der Fotoaufzeichnungen dokumentiert. Weiters konnte mit den eingebauten Temperatursensoren die Temperatur aufgezeichnet werden, um beispielsweise mögliche Durchströmungen frühzeitig zu erkennen. Wie schon erwähnt, bestehen die Messketten aus mehreren Segmenten, welche 500 mm lang sind, und am jeweiligen Schacht (Fixpunkt) starten. Die Verschiebungen des Kanals wurden mittels freier Stationierung im zweiwöchigen Intervall vermessen. Aufgrund der Erhöhung der Schächte zufolge des Dammfortschrittes, konnten die Verschiebungen Anfang August nicht durchgängig erfasst werden, da nicht unmittelbar vor- bzw. nach der Aufstockung der Schächte vermessen wurde. Die ermittelten Setzungen und Hebungen der beiden Schächte in Abhängigkeit der Messzeiträume sind in der Tabelle 9 (S. 70) zusammengefasst. Die Schächte werden vom SAA Messsystem als Fixpunkt anerkannt, weshalb sich eine Setzung des Schachtes in der Messaufzeichnung als gleich große Hebung aller Segmente bzw. eine Hebung des Schachtes als gleich große Setzung aller Segmente auswirkt. Bei folgenden Grafiken ist der x-Achse häufig eine Skalierung in Metern zugewiesen. Der Meter 0 stellt den Fixpunkt (Schacht) dar, jeder weitere halbe Meter gibt ein

Messergebnis des jeweiligen Segmentes an. Das bedeutet, dass die Messergebnisse des ersten Segmentes (500 mm) auf dem Meter 0,5 projiziert werden, die Ergebnisse des zweiten Segmentes auf den Meter 1,0 usw. In folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse der drei Messketten grafisch dargestellt und interpretiert.

Tabelle 8: Dokumentation des Dammbaufortschrittes vom 29.04.2016 – 05.08.2016

Dammbaudokumentation (29.04.2016 - 5.08.2016)	
Lage Nr.	Einbau Datum
1	17.05.2016
2	17.05.2016
3	19.05.2016
4	31.05.2016 (ohne Verdichtung)
5	24.6.2016 - 28.06.2016
6	29.06.2016
7	30.06.2016
8	01.07.2016 - 05.07.2016
9	06.07.2016 - 07.07.2016
10	12.07.2016 - 13.07.2016
11	13.07.2016
12	15.07.2016
13	19.07.2016 - 26.07.2016

Tabelle 9: Schachtsetzungen

Schachtsetzungen		
Messzeitraum	Setzung(-)/Hebung(+) [cm]	
	Schacht 1	Schacht 2
06.05.2016 - 21.06.2016	+0,67	+1,03
21.06.2016 - 03.08.2016	-0,97	-1,3
08.08.2016 - 06.09.2016	-0,47	+0,03

3.8.1 SAA Messkette 1 (20 m)

Die Messkette 1 wurde in einer Tiefe von ca. 355,8 m ü. A. in impulsverdichtetem Untergrund eingebaut. Die Kette liegt ca. 1 m unter dem später eingebauten Reibungsfuß. Der Damm wurde lagenweise aufgeschüttet, wobei jede Lage rund 0,5 m hoch ausgeführt wurde. Das kalkstabilisierte Dammmaterial wurde bis auf die fertige Dammkrone auf 365,5 m ü. A. aufgeschüttet. Die maximale Überlagerung der Messkette 1 beträgt rund 9,7 m. Die Ergebnisse der Setzungsüberwachung der Messkette wurden in zwei Kapiteln unterteilt. Zum einen wurden die Ergebnisse der gesamten Kette dargestellt und zum andern nur die ersten 16 Meter. Diese Unterteilung wurde festgelegt, da im Bereich zwischen 16,5 m und 18 m aller Wahrscheinlichkeit ein Fehler in der Messung auftritt. Von 29.4.2016 bis 29.6.2016 sind im Segmentbereich 16,5 m bis 18 m Hebungen bis zu 30 mm aufgezeichnet. Am 1.7.2016 kam

es zu einer starken Hebung von 700 mm. Seit 1.7.2016 setzt sich die Messkette 1 im Segmentbereich 16,5 m - 18 m wieder. In den Abb. 79 bis 83 (S. 71 - 73) ist dieser Messfehler deutlich zu sehen. Eine genaue Interpretation der ersten 16 m ist aufgrund der großen Verschiebungen im hinteren Bereich der Kette, in diesen Grafiken nicht möglich. In Abb. 79 ist die absolute Lage der Messkette 1 im Zeitraum von 29.4.2016 bis 30.8.2016 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Schwankungen ab Meter 16,5 in so kurzer Zeit nicht realistisch sind. Die Absolute Lage vom 29.04.2016 dient als Nullmessung für die Relativverformungen bzw. für die inkrementellen Verformungen. Abb. 80 (S. 72) zeigt die Relativverformungen der SAA 1 in Bezug auf die Nullmessung am 29.04.2016, der Messfehler ab dem Segment 16,5 m mit sprunghaften Hebungen in sehr kurzem Zeitraum ist deutlich zu erkennen. Die inkrementellen Verformungen der ersten Kette zeigen im Bereich des Messfehlers einen großen Ausschlag. Siehe Abb. 81 (S. 72). Inkrementelle Darstellungen von Verformungen sind vor allem bei Hangrutschungen von Vorteil, da sie durch Peaks die Rutschebene zeigen. Im Falle von Setzungsmessungen zeigen sie in welchen Bereichen große Hebungen bzw. Setzungen auftreten. In Abb. 82 (S. 73) sind die einzelnen Segmente (16,5 m - 20,0 m) mit fehlerhaften Messungen ebenfalls gut zu erkennen. Zu sehen ist der sprunghafte Anstieg der Hebungen am 30.08.2016. Die Abb. 83 (S. 73) zeigt jedoch, dass auch vor dem 30.06.2016 unrealistische Hebungen im hinteren Segmentbereich aufgezeichnet wurden. Die genaue Ursache für den Messfehler konnte im Zuge dieser Arbeit nicht ermittelt werden.

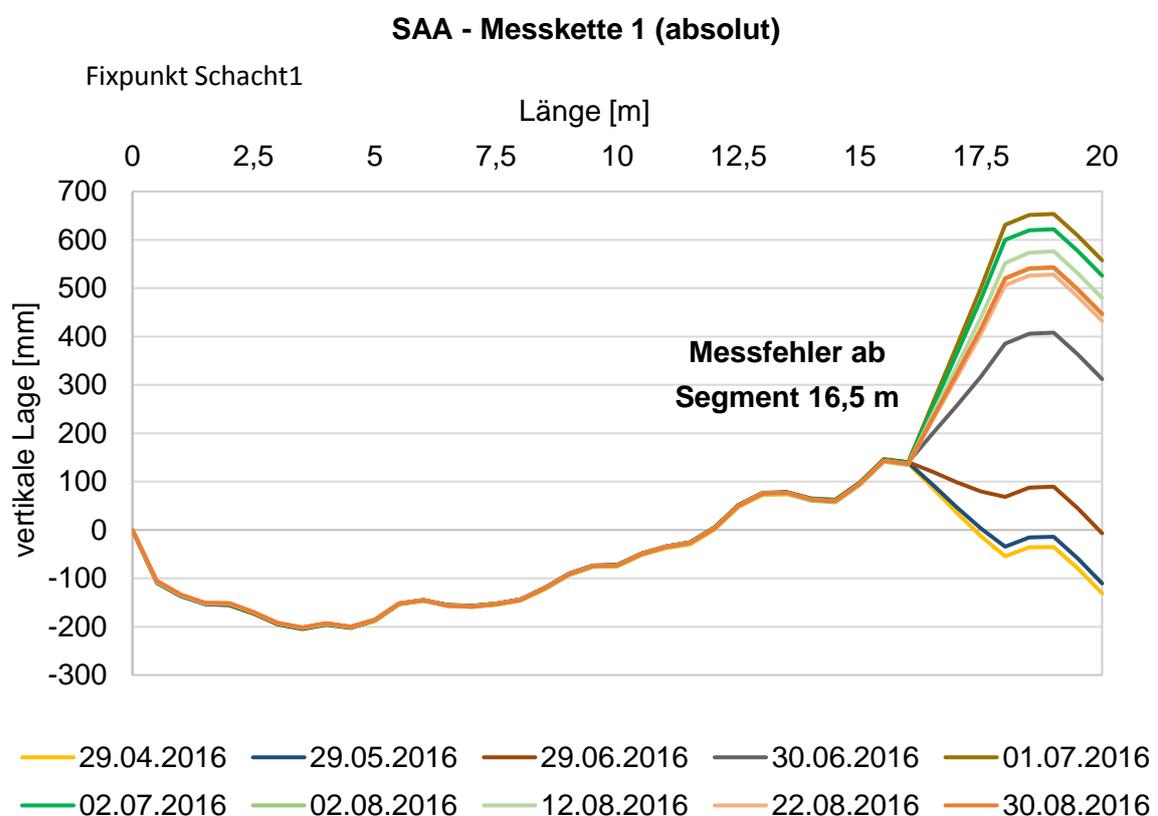


Abb. 79: Absolute Lage der SAA Messkette 1 im Zeitraum 29.4.2016 - 30.8.2016

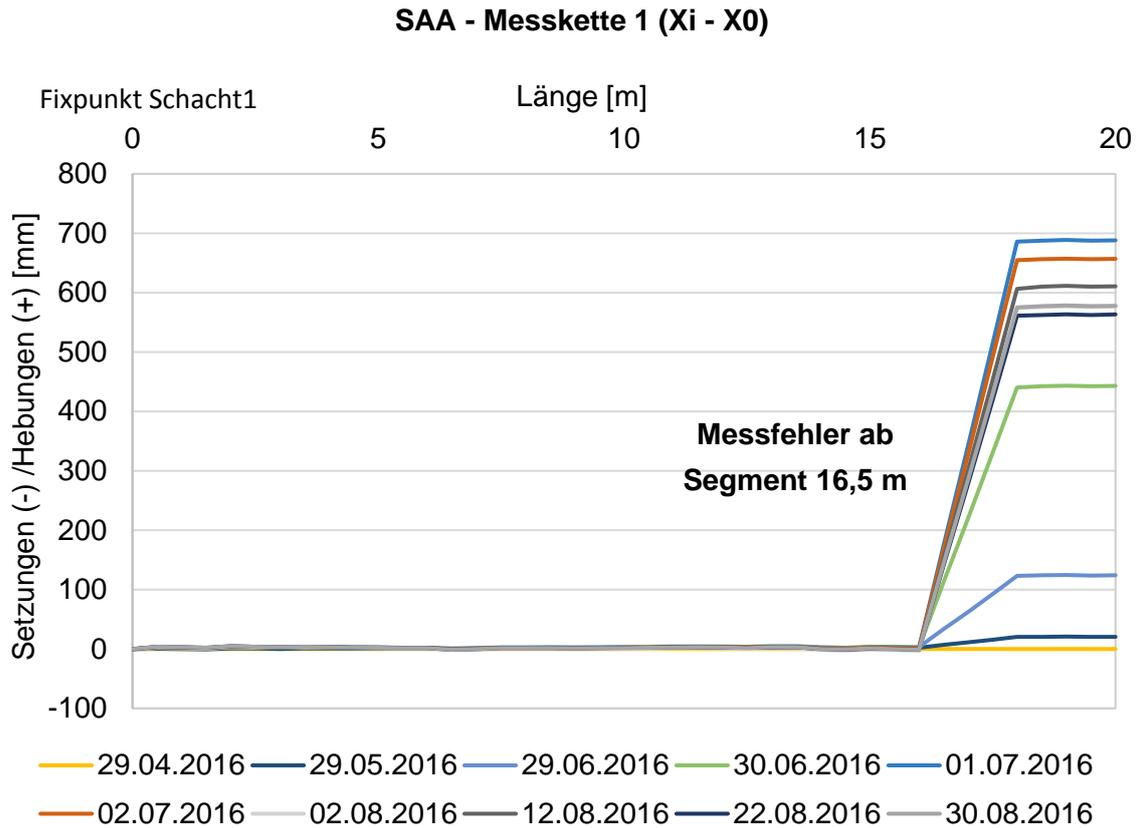


Abb. 80: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)

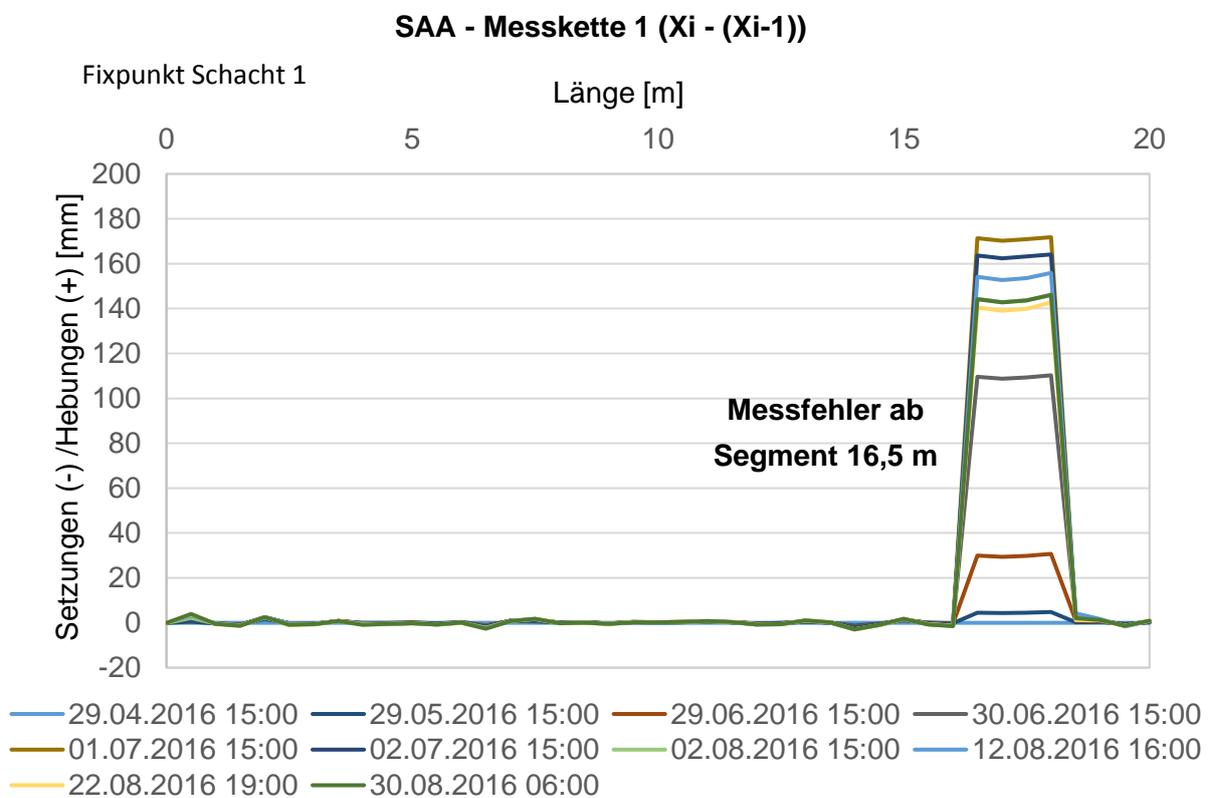


Abb. 81: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)

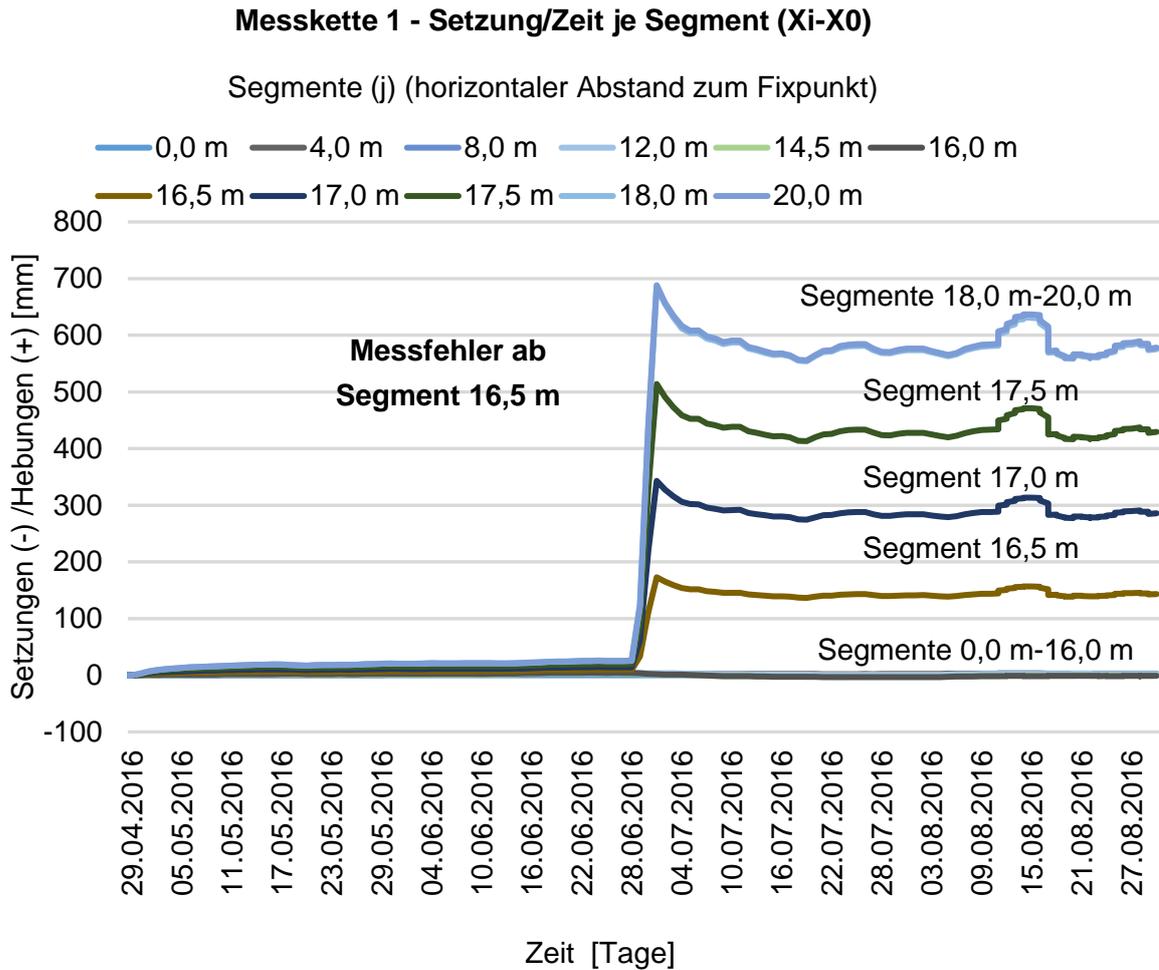


Abb. 82: Relativverformung der SAA Messkette1 (20m) / Zeit je Segment (j)

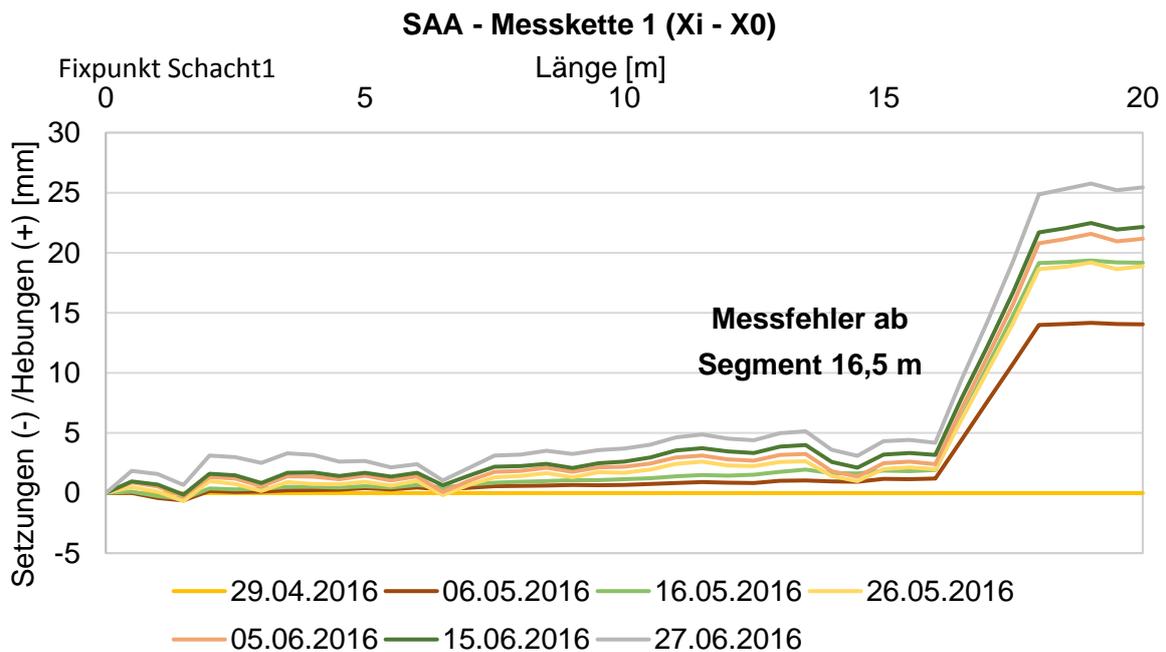


Abb. 83: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)

3.8.2 SAA Messkette 1 (16 m)

Die weitere Analyse beschränkt sich auf die ersten 16 m der insgesamt 20 m langen Messkette. Die absolute Lage der eingebauten Messkette 1 am 29.04.2016 ist in Abb. 84 dargestellt. Die maximale Differenz der einzelnen Segmente in ihrer vertikalen Lage sind rund 35 cm.

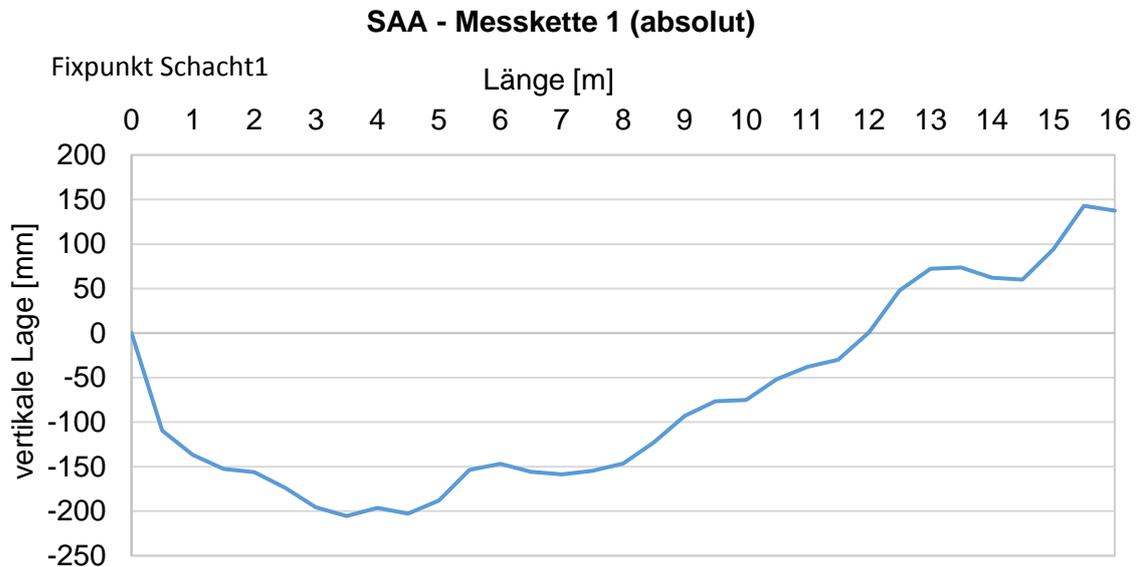


Abb. 84: Absolute Lage SAA Messkette 1 (16 m) am 29.04.2016 (Nullmessung)

In Abb. 85 (S. 75) sind die Verformungen, in Abhängigkeit der Zeit, für gewählte Segmente bis 16 m Messkettenlänge dargestellt. Die 500 mm langen Segmente sind in 0,5 m Schritten, beginnend bei 0,0 m beschriftet. Die ersten zwei Monate von 29.4.2016 bis 29.6.2016 hat sich der Untergrund im Bereich der Messkette gehoben. Dies ist durch die vorangegangene Bodenverbesserungsmaßnahme mittels Impulsverdichtung erklärbar. Der verdichtete/überkonsolidierte Boden befand sich noch in der Entspannungsphase. Zwischen 29.05.2016 und 03.06.2016 kam es zu einer größeren Setzung des Schachtes, was als gleichzeitige und gleich große Hebung aller Segmente vom System erfasst wurde. Im Zeitraum vom 6.05.2016 bis 7.06.2016 wurden Hebungen des Schachtes in der Größe von 0,67 cm vermessen. Diese sind den aufgezeichneten Hebungen in der Anfangsphase hinzuzuzählen, da diese Hebungen vom Messsystem als Setzungen aller Segmente erfasst wurden. Seit 28.06.2016 stellen sich leichte Setzungen im Millimeterbereich ein. Die Schüttvorgänge sind am Beispiel der Messkette 2 besser zu erkennen, die intensivste Schüttphase zwischen 24.06.2016 und 26.07.2016 ist jedoch deutlich aufgezeichnet. Am Beispiel Segments 16,0 m sind maximale Setzung von 7,5 mm gemessen worden. Im Zeitraum von 21.06.2016 bis 03.08.2016 wurden Schachtsetzungen von rund 0,97 cm gemessen, welche von der Systemauswertung als Hebung aller Segmente dargestellt werden. Infolge der Summenbildung der anfänglichen Hebungen von +0,67 cm und der Setzungen von -0,97 cm bis 03.08.2016 erhöhen sich die maximalen Setzungen des Segmentes 16,0 m, welche am 03.08.2016 7,5 mm betragen, um 0,27 cm. Dies ergibt maximale Setzungen zuzüglich der Schachtsetzung von rund 10,5 mm. Die Schachtsetzungen am 21.6.2016 bzw. zwischen 3.8.2016 bis 7.8.2016 konnten aufgrund

einer Erhöhung des Schachtes nicht erfasst werden. Die sehr geringen maximalen Setzungen sind aufgrund der guten Bodenverhältnisse sowie der Impulsverdichtung zurückzuführen. Sie hat vor allem im oberen Bereich des Untergrunds eine deutliche Verbesserung bewirkt. Siehe Kapitel 3.7.1 (S. 64). Zwischen 02.08.2016 und 06.08.2016 ist eine weitere größere Setzung des Schachtes aufgrund der gleichmäßigen Hebung der Segmente zu erkennen. Zwischen 07.08.2016 bis 06.09.2016 wurden Schachtsetzungen von 0,47 cm ermittelt. Am 09.08.2016 wurde die Dammaufschüttung oberhalb der Messkette 1 bis zur halben Dammhöhe abgetragen, um die Messkette 3 zu verlegen. Dieser Abtrag ist in Form einer Entspannung des Untergrunds durch eine geringe Hebung gekennzeichnet.

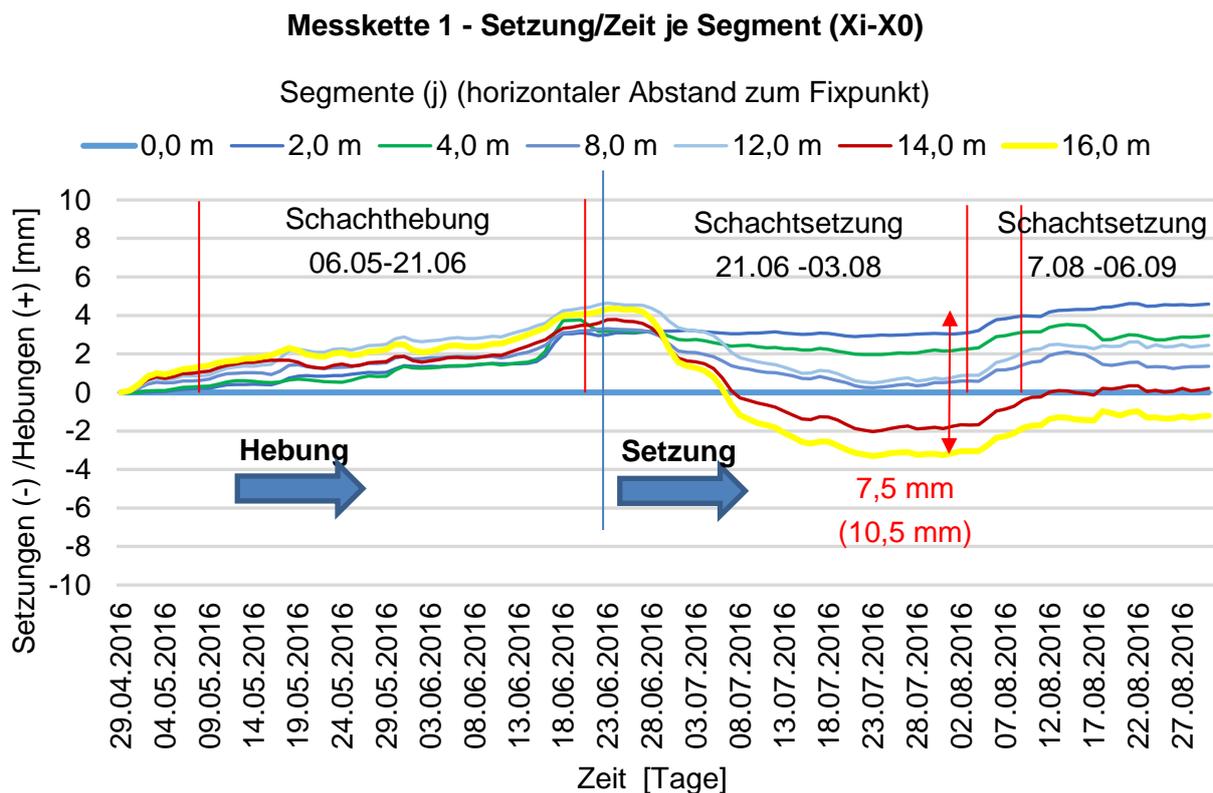


Abb. 85: Relativverformung der SAA Messkette1 / Zeit je Segment (j)

In Abb. 86, 87 und 88 (S. 76 - 77) sind die Relativverformungen der Messkette 1 bis Segment 16,0 m dargestellt. Die Verformungen sind für Tage nach signifikanten Schüttphasen ausgewertet. Die Schüttphasen sind in der Tabelle 8 (S. 9) dokumentiert. Abb. 86 (S. 76) zeigt zwei breite Hebungen 2-3 m und die seitlich befindlichen Setzungen. Diese Hebungen könnten aufgrund der Impulsverdichtung aufgetreten sein, da sich der Untergrund noch in der Entspannungsphase befand. Die Linien zeigen die relativen Verformungen eines bestimmten Tages in Bezug auf die Nullmessung vom 29.04.2016. Bis zum 27.06.2016 gehen die Verformungen konstant nach oben. Die Differenz zwischen den höchsten und niedrigsten Punkt der Kette sind rund 7,5 mm. Abb. 87 (S. 76) zeigt die Relativsetzung vom 29.04.2016 bis 27.06.2016 wo die Hebungen zufolge der Entlastungsphase des Untergrunds nach der Impulsverdichtung zu sehen sind. In Abb. 88 (S.77) wurde die absolute Lage der SAA Messkette vom 27.6.2016 als Nullmessung gewählt und die Ergebnisse bis 30.8.2016 dargestellt. In dieser Abbildung sind die zunehmenden Setzungen in Abhängigkeit der Zeit und

der Lage der Messkette gut zu erkennen. In diesem Zeitraum wurde auch die intensivste Schüttphase des homogenen Dammes ausgeführt. Ab dem 27.06.2016 wurde die Auflast des Dammes groß genug, um die Entlastung durch die Impulsverdichtung auszugleichen und Setzungen zu verursachen. Die Grafik zeigt Setzungen bis zum 31.07.2016. Seit August hebt sich der Untergrund wieder. Am Beginn durch eine erkennbare größere Schachtsetzung und später ab 9.8.2016 aufgrund des Dammantrages für die Messkette 3.

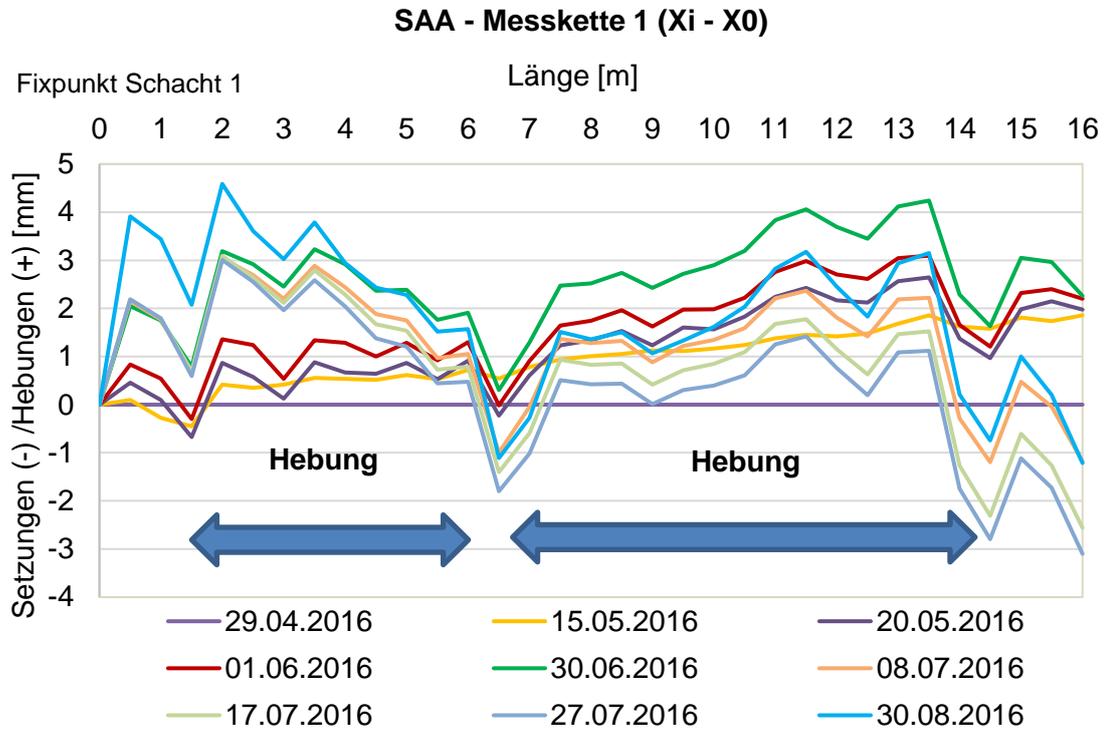


Abb. 86: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)

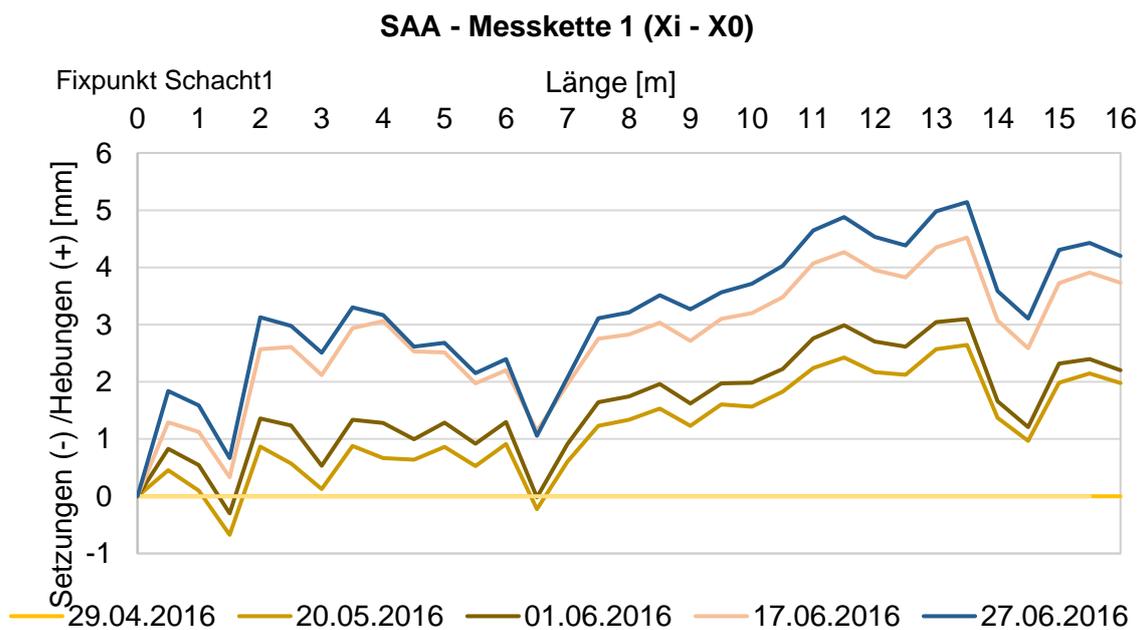


Abb. 87: Relativverformung der SAA Messkette 1 bis 27.6 (Nullmessung 29.04.2016)

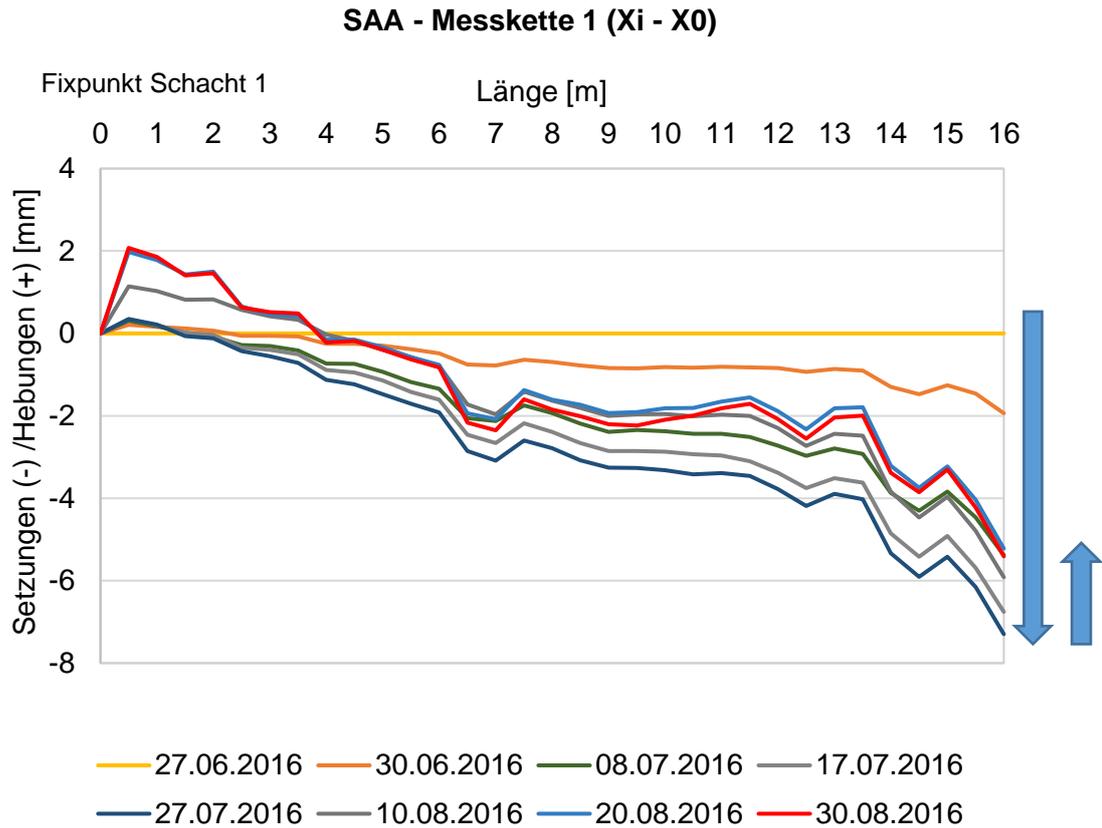


Abb. 88: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 27.6.2016)

In Abb. 89 sind die inkrementellen Verformungen der Messkette 1 dargestellt. Diese Grafik zeigt aufgrund ihrer Peaks in welchen Bereichen die größten Verformungen auftreten.

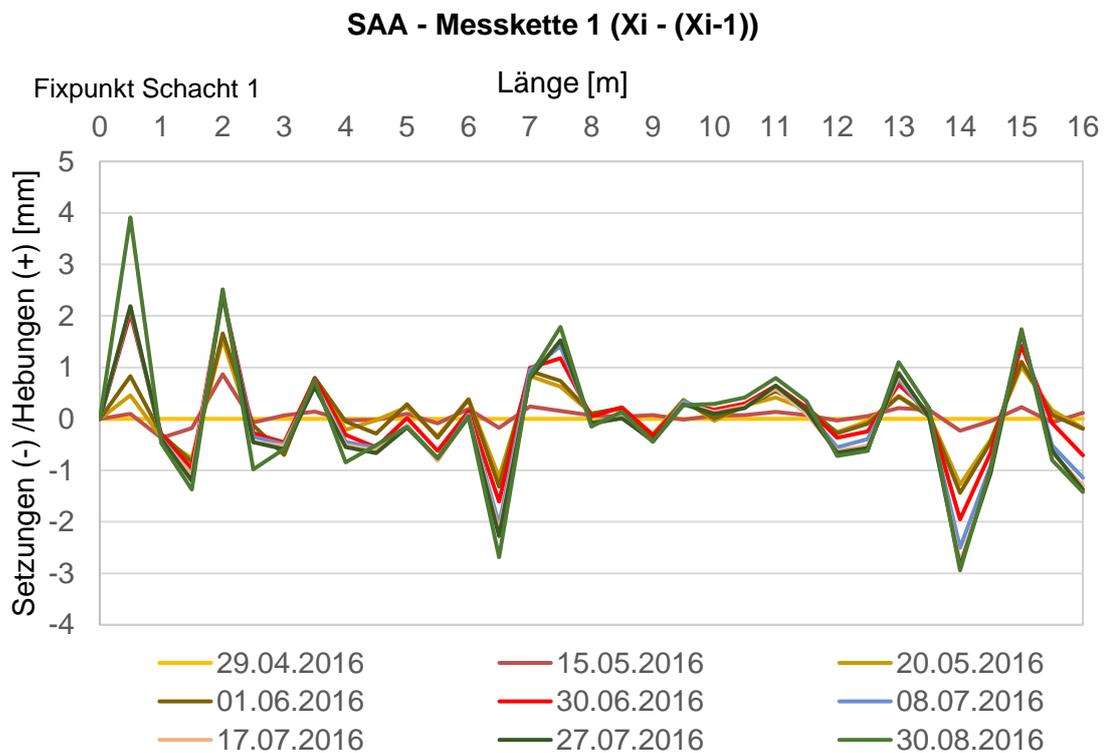


Abb. 89: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)

3.8.3 Messkette 2

Die Messkette 2 wurde in einer Tiefe von ca. 356,2 m ü. A. im Untergrund ohne Impulsverdichtung eingebaut, was größere Setzungen als in der Messkette 1 erwarten ließ. Die Kette liegt ca. 1,0 m unter dem später eingebauten Reibungsfuß. Das kalkstabilisierte Dammmaterial wurde lagenweise bis auf die fertige Dammkrone auf 365,5 m ü. A. aufgeschüttet. Die maximale Überlagerung der Messkette beträgt somit rund 9,3 m. Die absolute Lage der eingebauten Messkette 2 ist in Abb. 92 dargestellt. Die maximale Differenz der einzelnen Segmente in ihrer vertikalen Lage beträgt rund 18 cm.

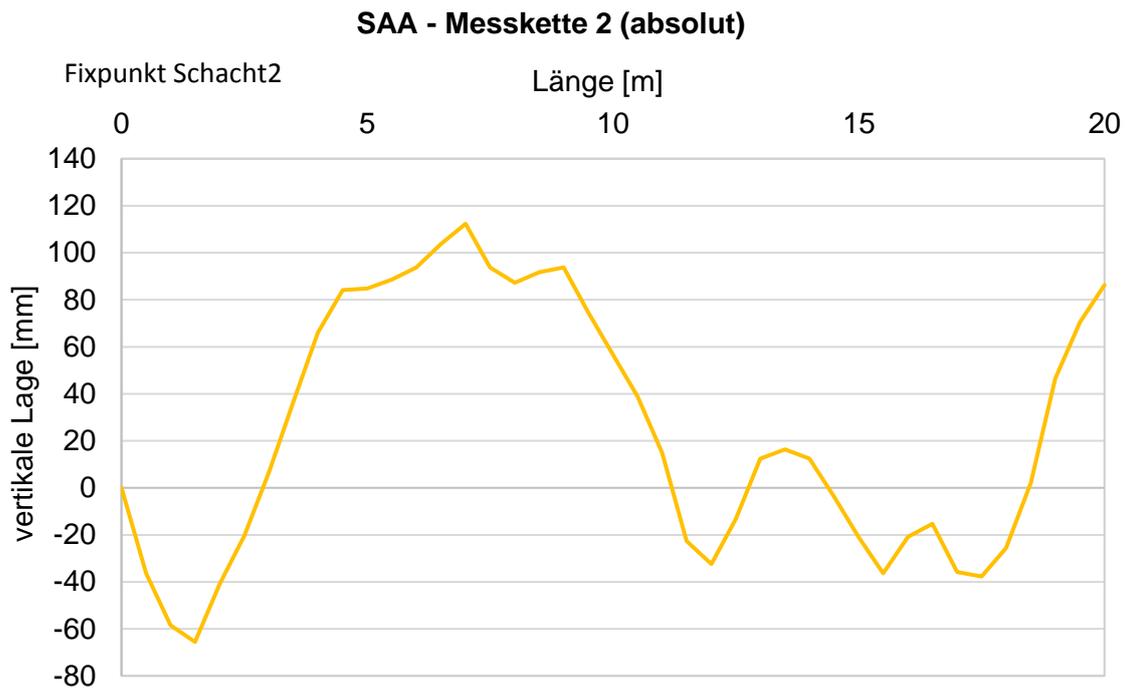


Abb. 92: Absolute Lage der SAA Messkette 2 am 29.4.2016 (Nullmessung)

In Abb. 93 (S. 80) sind die Setzungen/Zeiteinheit je Segment der SAA Messkette 2 abgebildet. Im Zeitraum von 19.06.2016 bis 23.06.2016 kam es zu einer größeren Setzung des Schachtes, welche durch die gleich große Hebung aller Segmente verifiziert wurde. Vom 06.05.2016 bis 21.06.2016 wurden Hebungen des Schachtes 2 von 1,03 cm vermessen. Die Schachthebung in der Anfangsphase wird vom System als gleich große Setzung aller Segmente ausgegeben, da das Messsystem den Schacht als fix in seiner Lage ansieht. Infolge der Berücksichtigung der Hebung aller Segmente von 1,03 cm im besagten Zeitraum, resultieren auch in der Messkette 2 Hebungen in der Anfangsphase. Die vermessenen Setzungen vom 21.06.2016 bis 03.08.2016, welche 1,3 cm betragen, gleichen die anfänglichen Hebungen des Schachtes wieder aus. Die in Summe 0,27 cm großen Setzungen des Schachtes bis 3.8.2016, erhöhen die maximalen Setzungen des Segmentes 11,5 m von 17 mm auf rund 20 mm. In der Darstellungen sind die Schüttphasen des Dammbaus gut erkennbar. Am Beginn der Aufzeichnung wurden Setzungen infolge der Verfüllung der Künette aufgezeichnet. Die späteren Setzungssprünge sind Setzungen aufgrund der Dammaufschüttung. Der erste Sprung zeigt die Schüttphasen zwischen 16.05.2016 und 19.05.2016, der zweite Sprung die

Schüttphasen zwischen 24.06.2016 und 26.07.2016. Ab dem 01.07.2016 wurde in allen Segmenten eine konstant ansteigende Setzungskurve gemessen, welche die lange Schüttphase in diesem Zeitraum abbildet. Wie in der Messkette 1 ist auch in der Messkette 2 eine größere Setzung des Schachtes im Zeitraum von 02.08.2016 - 06.08.2016 aufgezeichnet. Sie ist durch den gleichzeitigen, gleichgroßen Anstieg aller Segmente erkennbar, und beträgt augenscheinlich rund 1 mm.

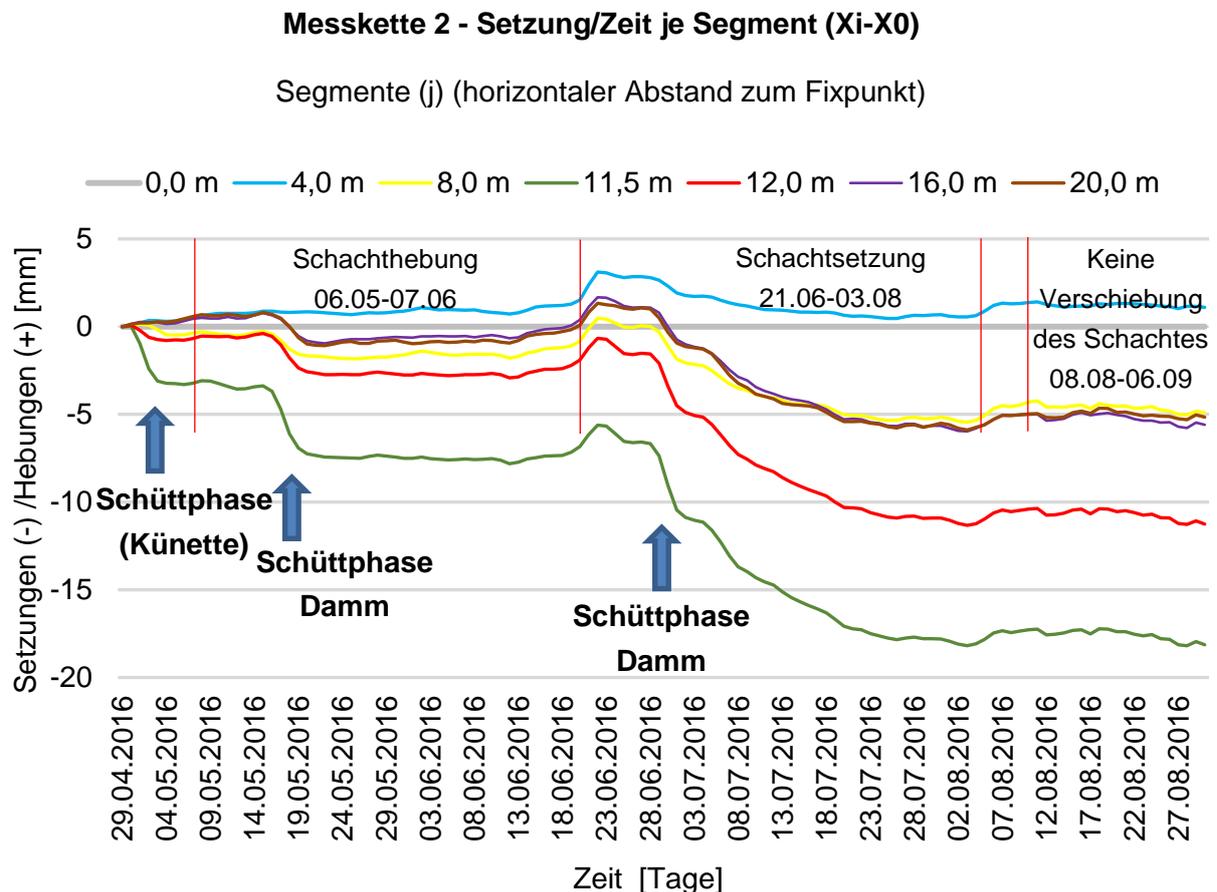


Abb. 93: Relativverformung der SAA Messkette 2 / Zeit je Segment (j)

In Abb. 94 (S. 81) ist der Setzungsverlauf relativ zur Nullmessung bis zum 30.08.2016 sowie die maximale Setzung mit 17 mm dargestellt. Die Relativverformungen und inkrementellen Verformungen sind für Tage nach signifikanten Schüttphasen ausgewertet. Die Tabelle 8 (S. 70) zeigt den Dammbaufortschritt. Sie treten im Segment 11,5 m auf, trotz der höheren Überschüttungen in den hinteren Segmenten (12,0 m – 20,0 m). Dies deutet auf schlechtere Untergrundverhältnisse in diesem Bereich hin. Die Setzungen sind im Allgemeinen größer als jene der Messkette 1, welche sich im impulsverdichteten Bereich befindet. Jedoch sind auch hier mit maximalen Setzungen von 17 (20) mm keine bauwerksbedrohlichen Setzungen messbar. Die Setzungszunahme ist zwischen 26.06.2016 und 28.07.2016 am größten. In dieser Zeit wurde intensiv am Dammbau gearbeitet.

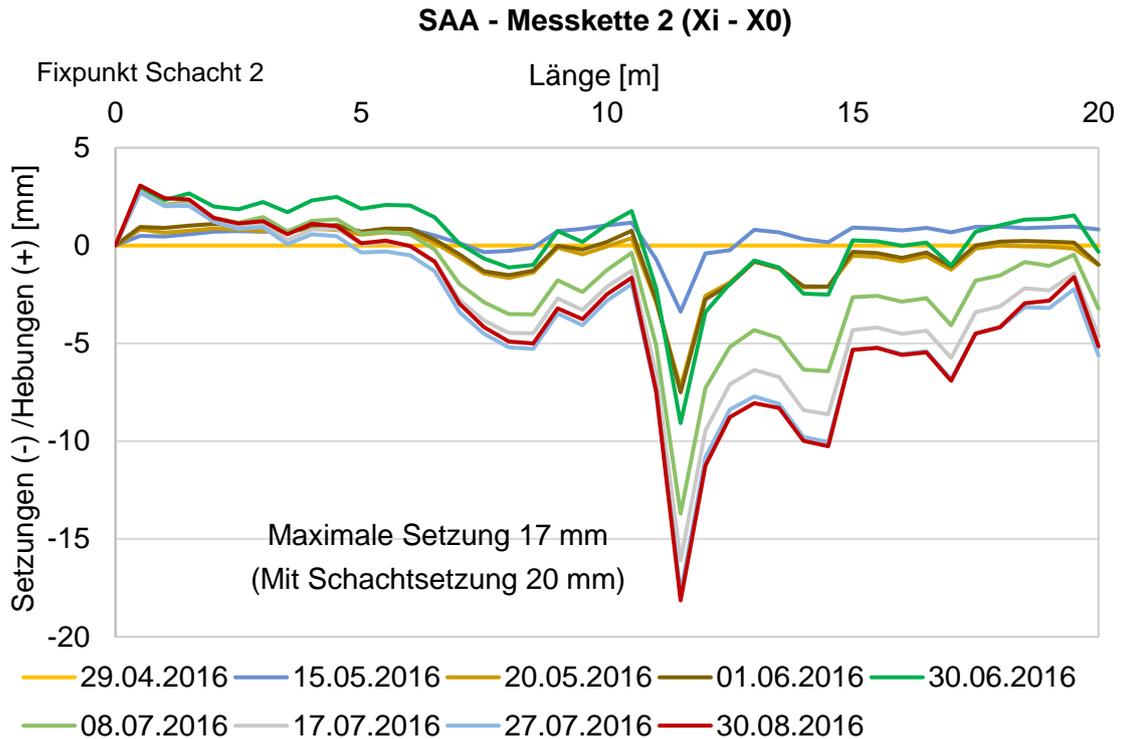


Abb. 94: Relativverformung der SAA Messkette 2 (Nullmessung 24.9.2016)

In Abb. 95 sind die inkrementellen Verformungen der Messkette 2 dargestellt. Diese Grafik zeigt aufgrund ihrer Peaks in welchen Bereichen die größten Verformungen auftreten. Es ist deutlich der Bereich des Segmentes 11,5 m mit den größten Sprüngen erkennbar.

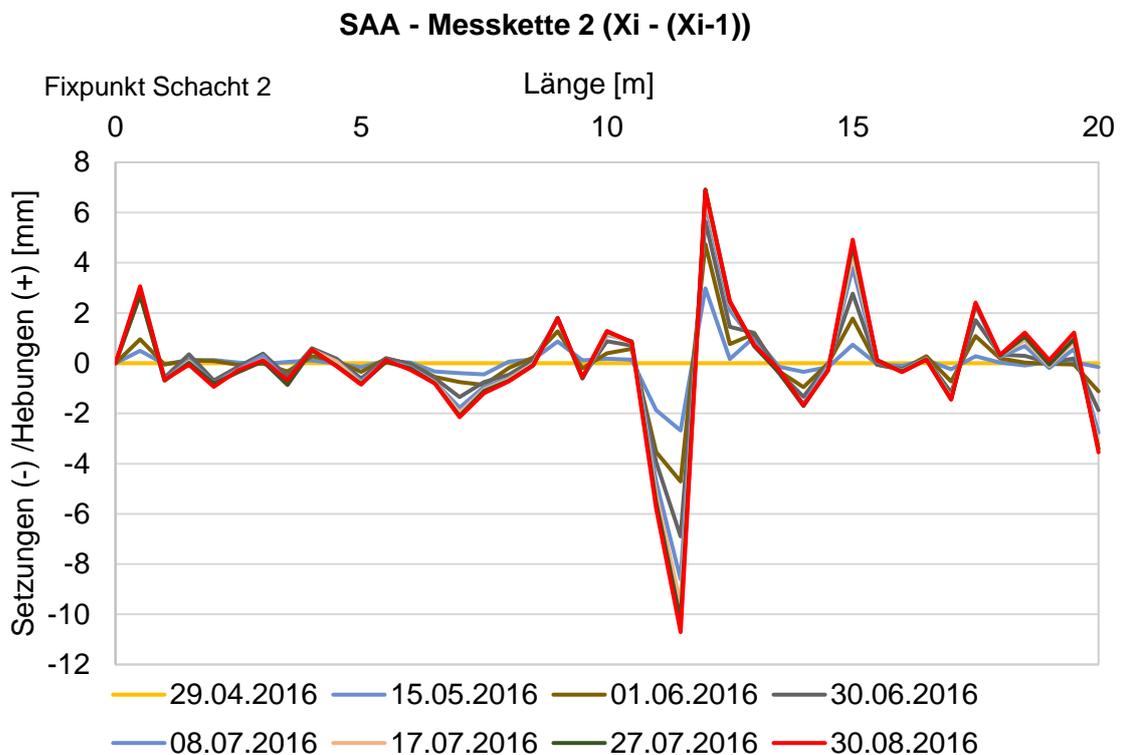


Abb. 95: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette2 (Nullmessung 29.4.2016)

In Abb. 96 und 97 sind die Temperaturverläufe der Messkette aufgezeichnet. (Analog zur Messkette 1). Neben den konstant steigenden Temperaturverlauf in allen Bereichen ist vor allem ein Temperaturanstieg in den Segmentbereichen 0,0 – 4,0 m und 4,0 - 8,0 m auffällig. Der raschere Temperaturanstieg startet am 31.05.2016 und endet am 05.06.2016, danach steigt die Temperatur wieder in allen Bereich gleich schnell. Die Höhe des raschen Temperaturanstiegs liegt bei rund 3 - 4°C. Es ist auch gut zu erkennen, dass die Temperatur in Richtung Dammitte abnimmt, dies lässt sich durch die höhere Überlagerung der Messkette im hinteren Bereich erklären.

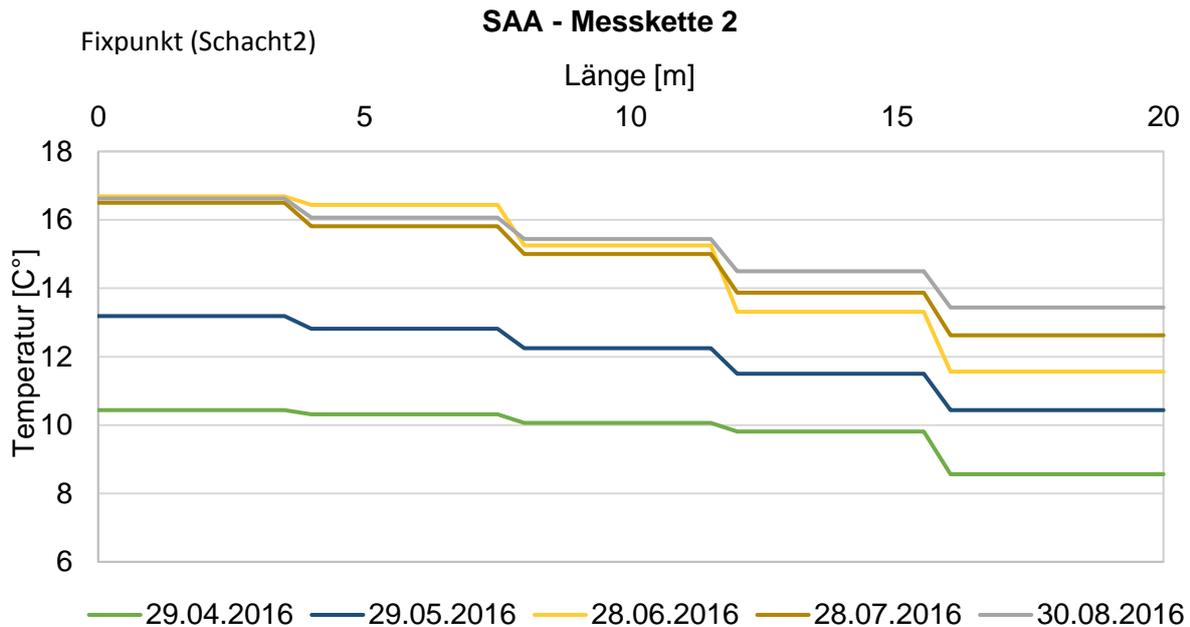


Abb. 96: Temperaturverlauf der SAA Messkette 2

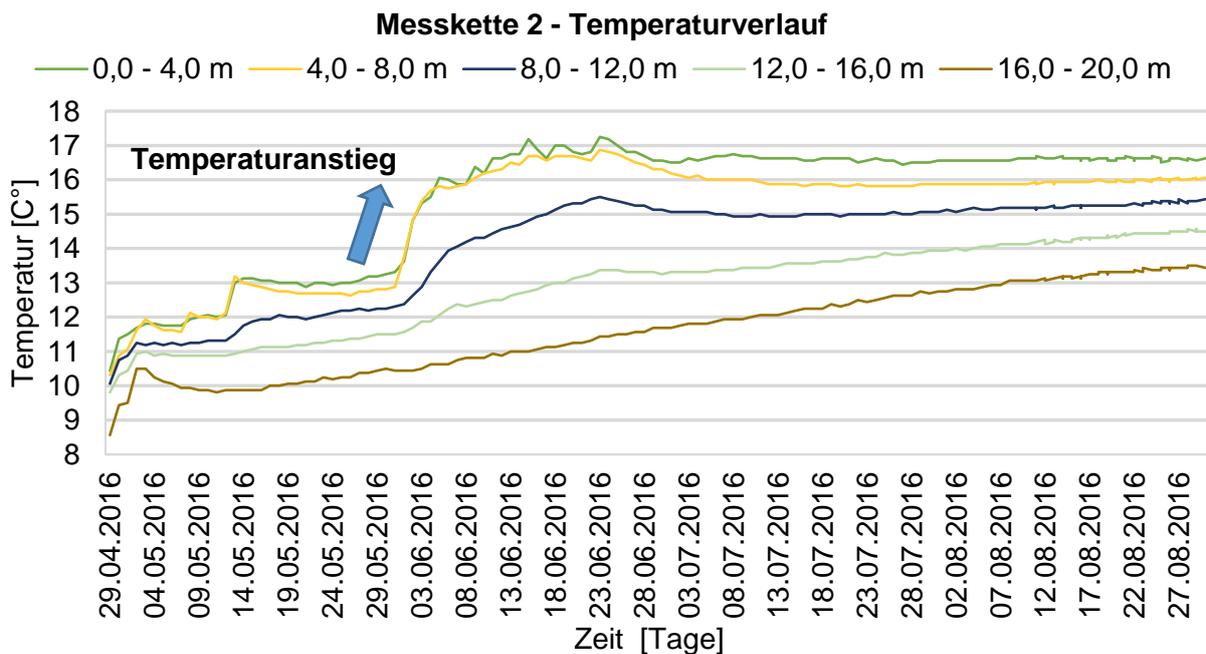


Abb. 97: Temperaturverlauf der SAA Messkette 2

3.8.4 Messkette 3

Die Messkette 3 wurde über der Messkette 1 auf halber Dammhöhe am 9.8.2016 eingebaut. Der fast fertige Damm wurde in diesem Bereich aufgedigelt, um die Kette einzubauen. Sie befindet sich auf rund 360,0 m ü. A. und ist maximal 5,5 m überlagert. Die Messkette ist 13,5 m lang und beginnt ab dem Fixpunkt (Schacht 1) zu messen. Die Nullmessung wurde am 11.08.2016 durchgeführt. Die absolute Lage der eingebauten Messkette 3 ist in Abb. 98 dargestellt. Die maximale Differenz der einzelnen Segmente in ihrer vertikalen Lage sind rund 30 cm.

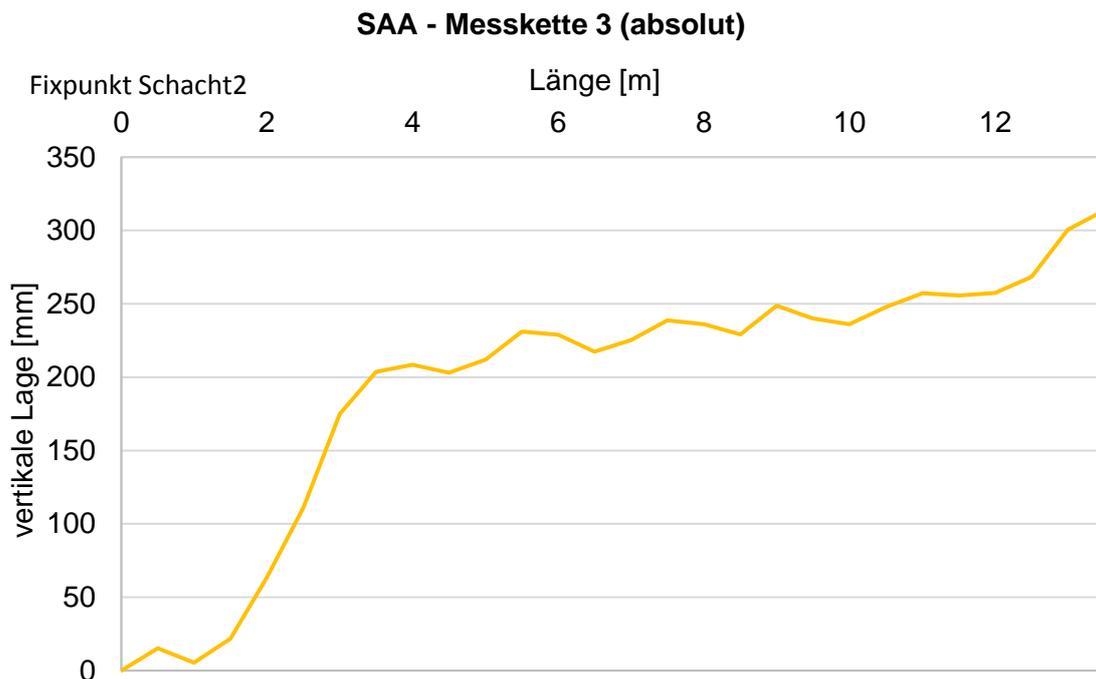


Abb. 98: Absolute Lage der SAA Messkette 3 am 11.08.2016 (Nullmessung)

In Abb. 99 (S. 84) sind die maximalen Setzungen/Zeiteinheit je Segment der SAA Messkette 3 abgebildet. Die stärksten Setzungen sind im Segment 5,0 m erfasst. Die starken Setzungen am Beginn zeichnen die Einschüttphase der Messkette am 11.08.2016 auf, und verursachen Setzungen von rund 10 mm. Am 16.08.2016 kam es zu weiteren größeren Setzungen im Boden, die insgesamt 25 mm betragen. Diese Setzungen sind auf Verdichtungsmaßnahmen des aufgedigelteten Bereichs zurückzuführen. Sie wirkten sich nicht bis auf die Messkette 1 aus. Die maximalen Setzungen treten bei Segment 5,0 m auf und betragen 18 mm. In Abb. 100 (S. 84) sind die Verdichtungsmaßnahmen am 16.08.2016, welche die maximalen Setzungen in der Messkette 3 verursachten, dargestellt. In der Abb. 101 (S. 85) sind die inkrementellen Verformungen der Messkette 3 vom 16.8.2016 dargestellt. Diese Grafik zeigt aufgrund ihrer Peaks in welchen Bereichen die größten Verformungen auftreten. Der Ausschlag bei Meter 6 weist auf die großen Verformungen in diesem Bereich hin.

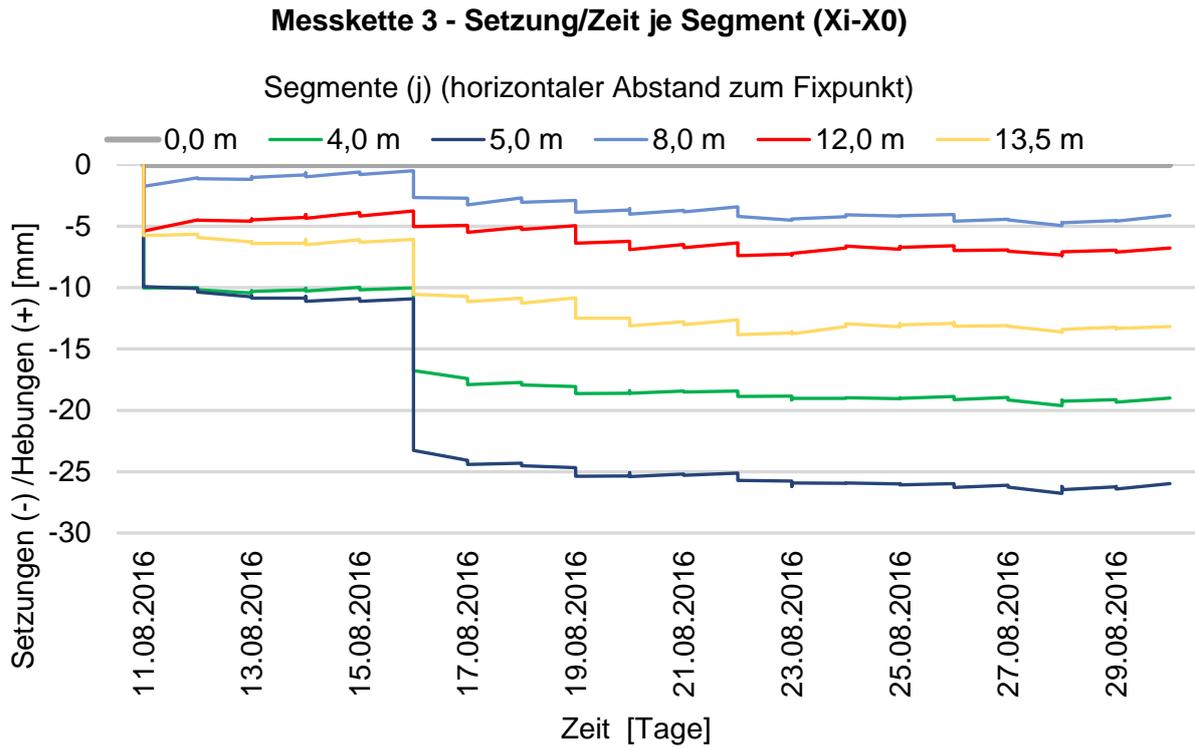


Abb. 99: Relativverformung der SAA Messkette 3 / Zeit je Segment (j)

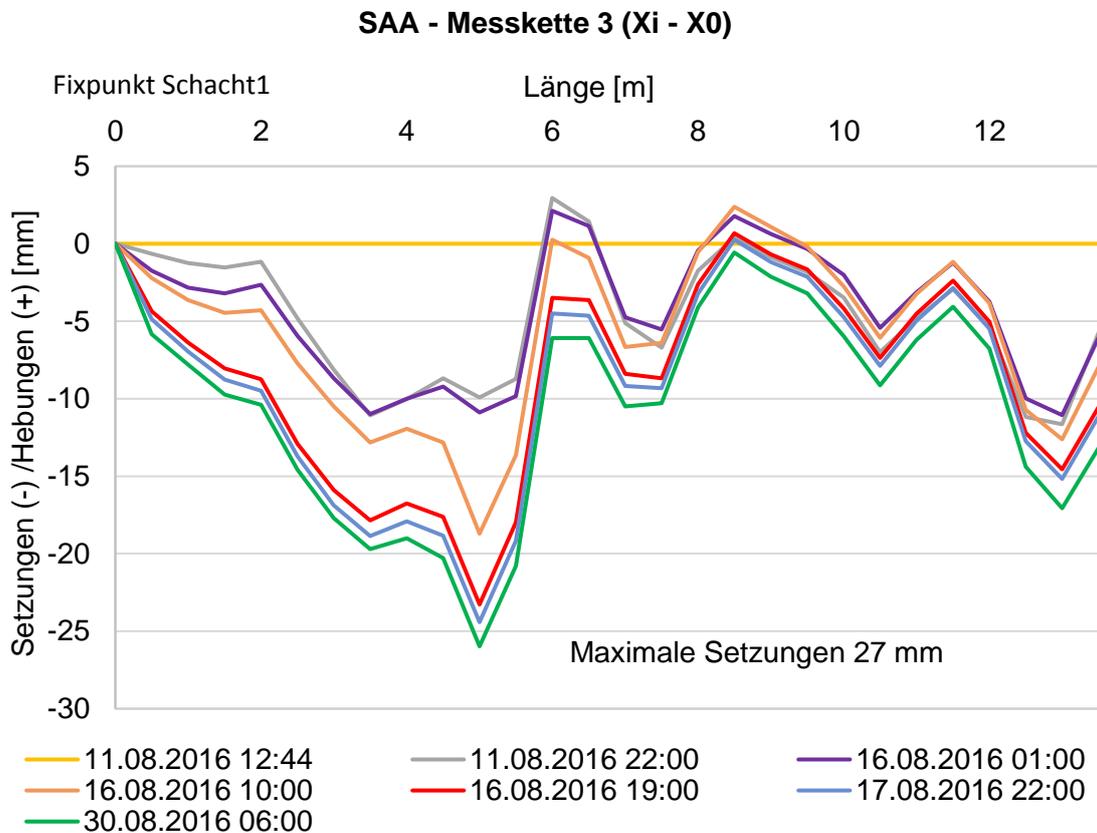


Abb. 100: Relativverformung der SAA Messkette 3 (Nullmessung 11.08.2016)

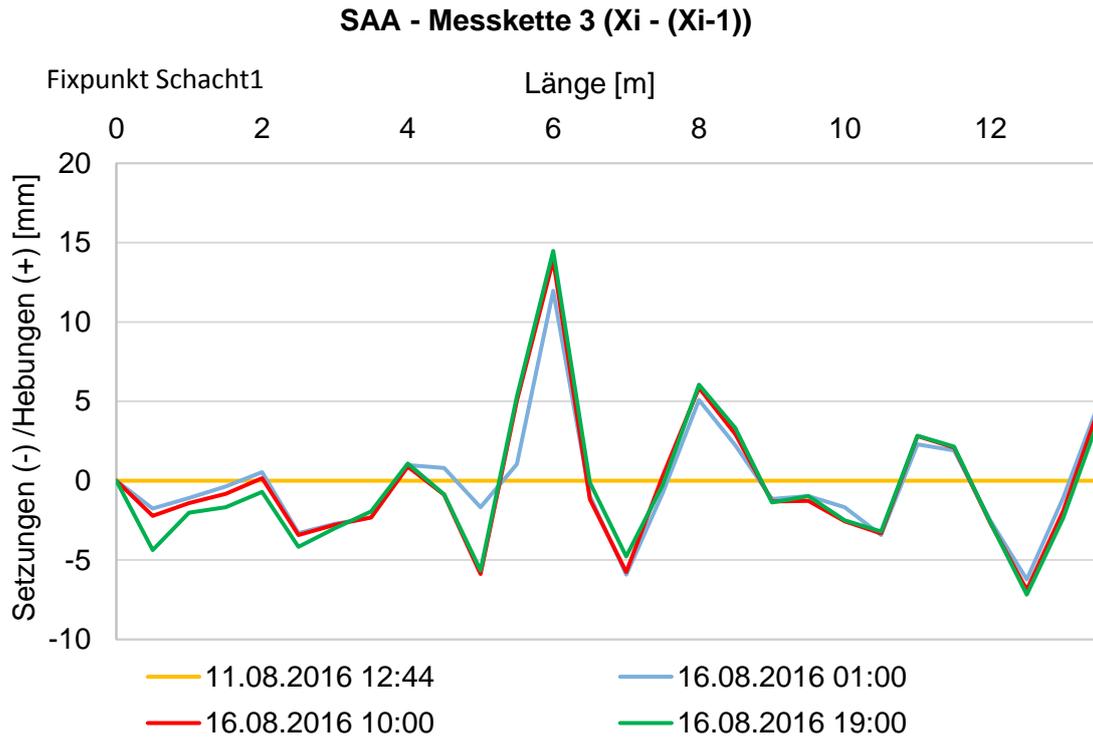


Abb. 101: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 3 (Nullmessung 11.8.2016)

In Abb. 102 und 103 (S. 86) sind die Temperaturverläufe dargestellt. Sie zeigen, wie schon in den Messketten 1 und 2, niedrigere Temperaturen im Damminneren. Ein konstanter Anstieg der Temperatur ist auch in der Messkette 3 zu beobachten.

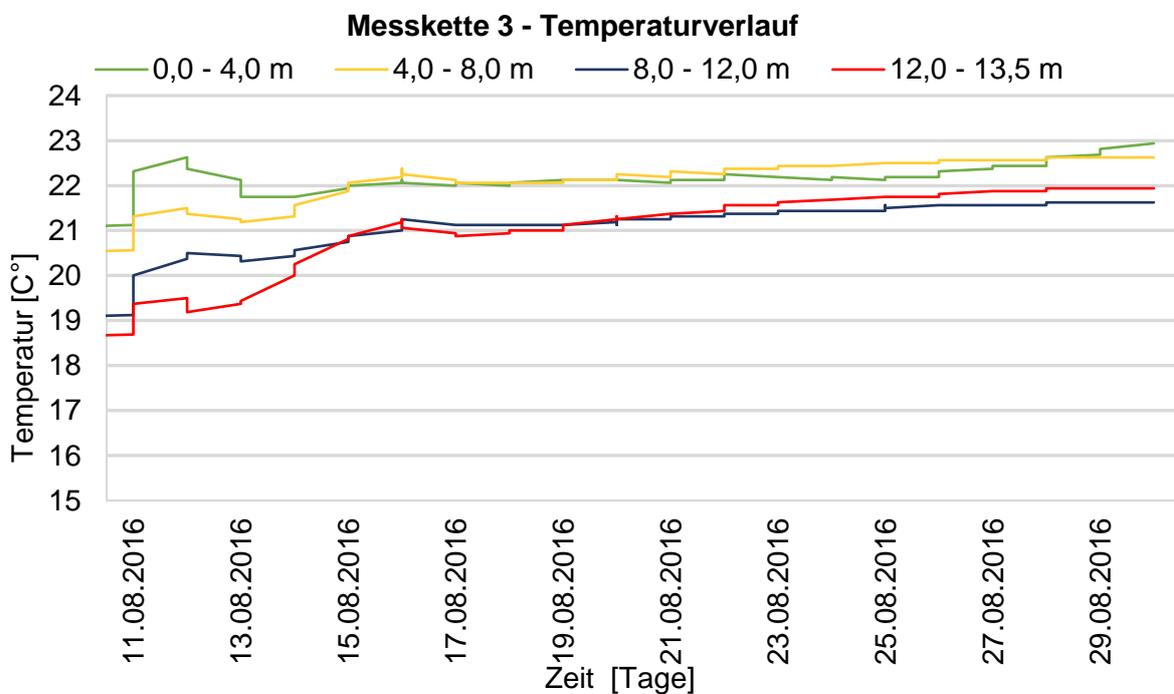


Abb. 102: Temperaturverlauf der SAA Messkette 3

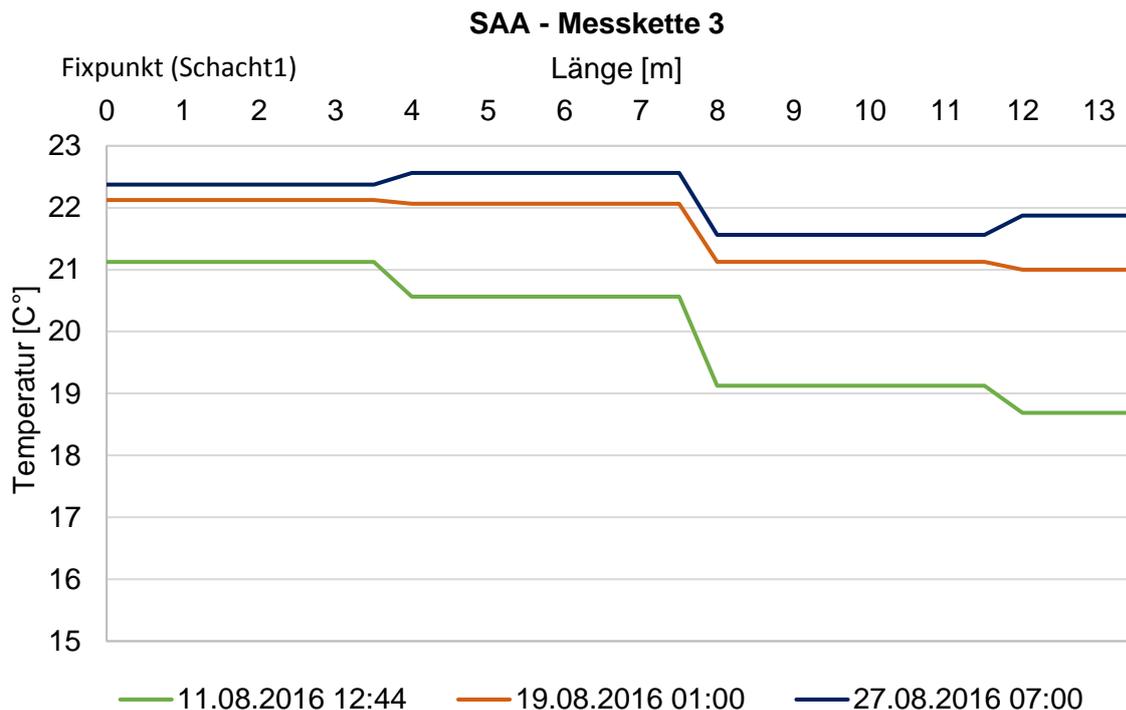


Abb. 103: Temperaturverlauf der SAA Messkette 3

3.8.5 Vergleich der maximalen Setzungen

Die Setzungen der SAA Messketten sind in ihren maximalen Setzungen deutlich zu unterscheiden. Im Bereich der Messkette 1 sind aufgrund der Bodenverbesserungsmaßnahmen geringere Setzungen als in der Messkette 2 aufgetreten. In Abb. 104 (S. 87) ist der Vergleich grafisch dargestellt. Die maximalen Setzungen der Messkette 1 (Segment 16,0 m) betragen nach anfänglicher Hebung rund 7,5 mm + 3 mm Schachtsetzung. Die maximalen Setzungen der Messkette 2 (Segment 11,5 m) betragen 17 mm + 3 mm Schachtsetzung. Die größten Setzungen sind in der Messkette 3 mit 27 mm aufgezeichnet. Diese sind eine Folge der Verdichtungsmaßnahmen im zuvor abgetragenen Dammbereich, und wirkten sich nicht bis in die Aufstandsfläche des Dammes aus. In Abb. 105 (S. 87) sind die Verläufe der Setzungskurven je Messkette vom 30.08.2016 dargestellt. Hier ist gut zu erkennen, dass die Setzungen der Messkette 2 über die gesamte Messkettenlänge größer sind als die der ersten Messkette. In den Abbildungen 105a, 105b und 105c sind die Setzungsmulden der drei Messketten vom 30.8.2016 im Querprofil des Dammes separat dargestellt. Die Setzungen sind bei allen Ketten relativ gering. Der kiesige Untergrund mit neogener Tragschicht verformt sich zufolge der Auflast des Dammes kaum. Diese Information ist für das spätere Bauprojekt der Autobahnabfahrt erfreulich, da vor allem bei Straßendämmen schon geringe differentiale Setzungen zum Problem werden können.

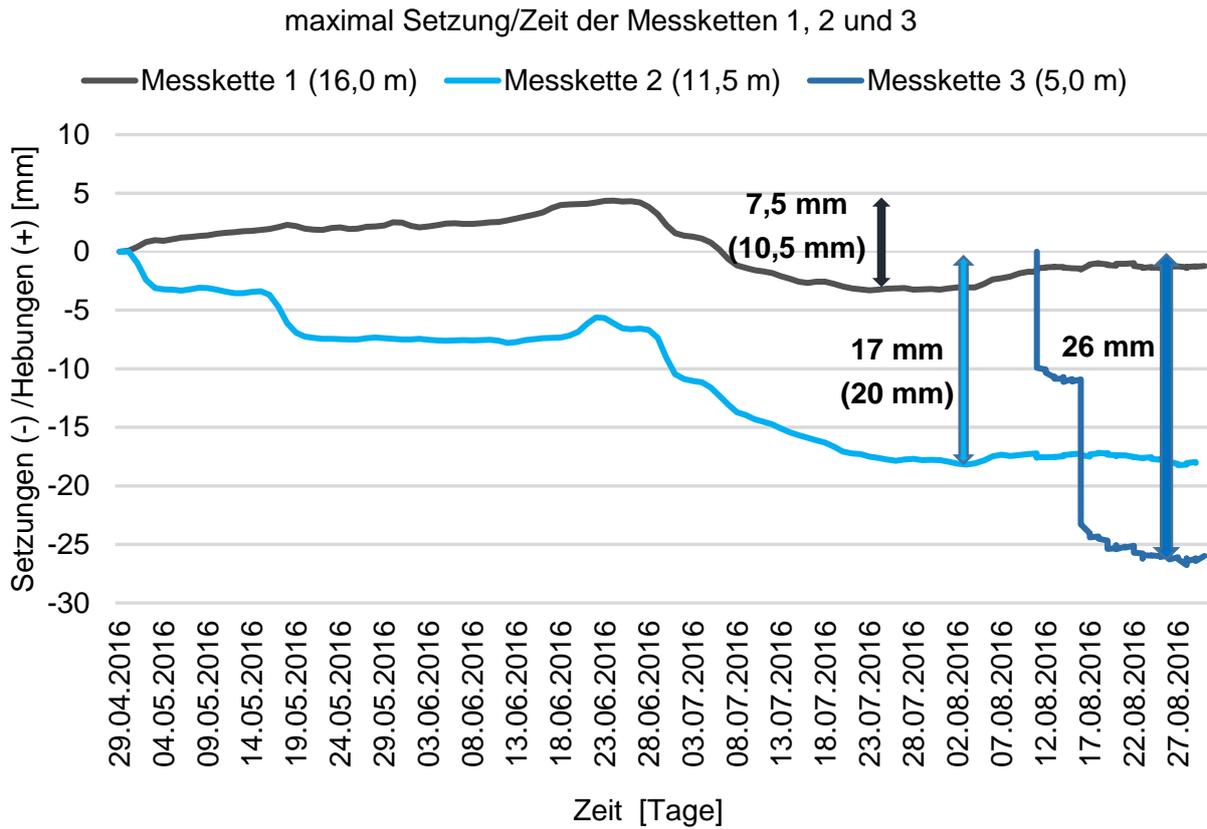


Abb. 104: Gegenüberstellungen der maximalen Setzungen/Zeit der drei Messketten

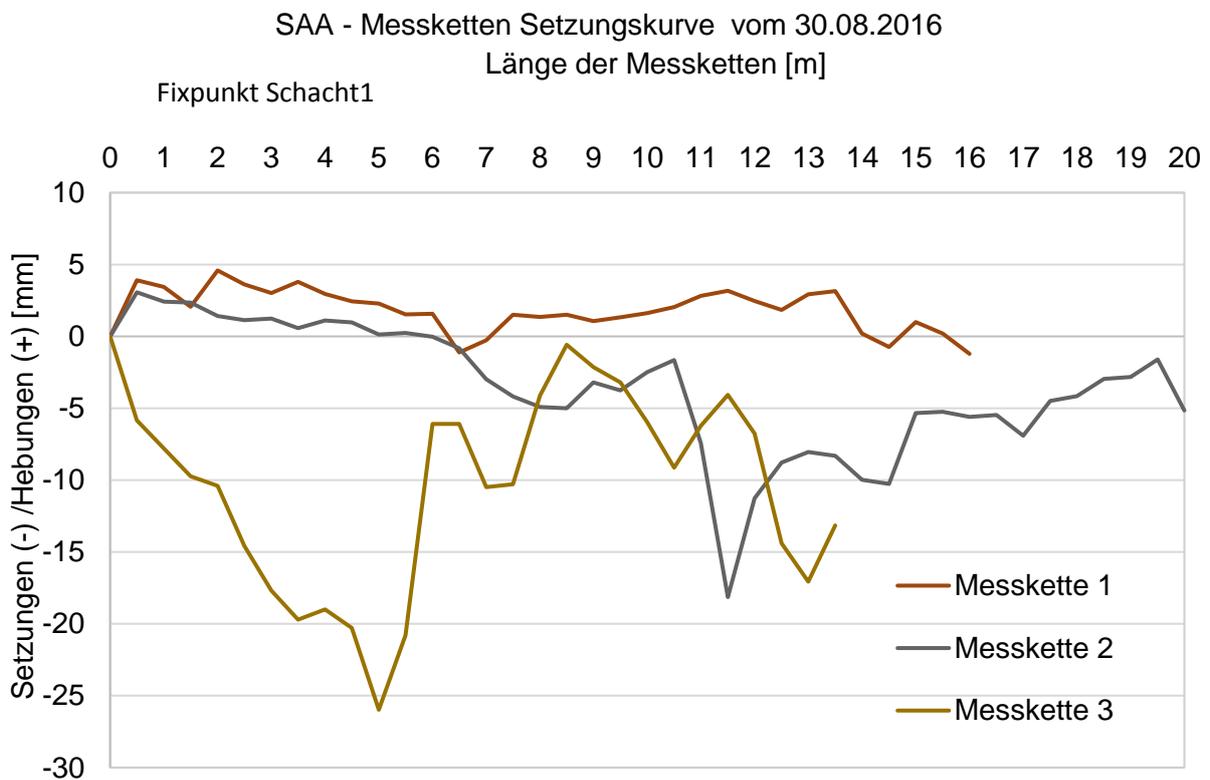


Abb. 105: Setzungsverlauf der Messketten 1, 2 und 3 vom 30.08.2016

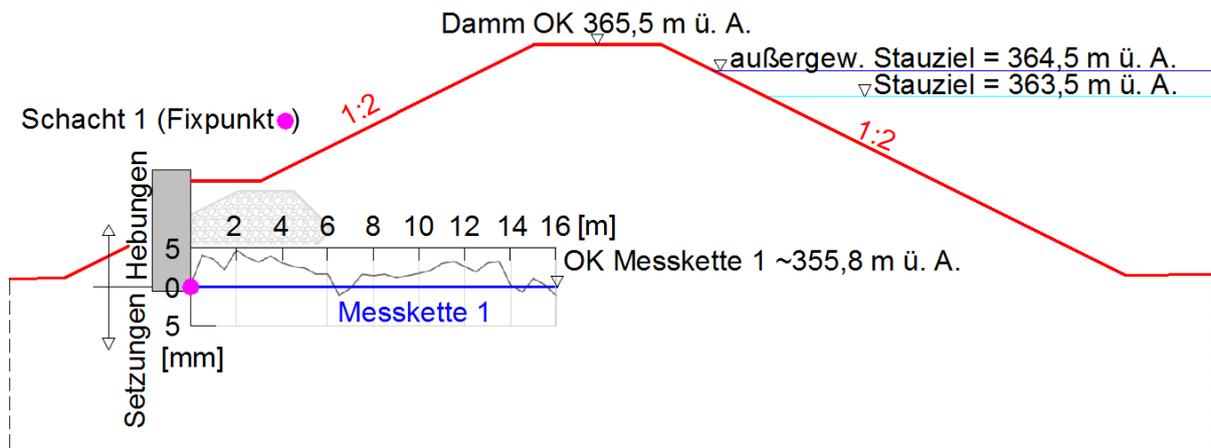


Abb. 105a: Messketten 1 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 29.04.2016)

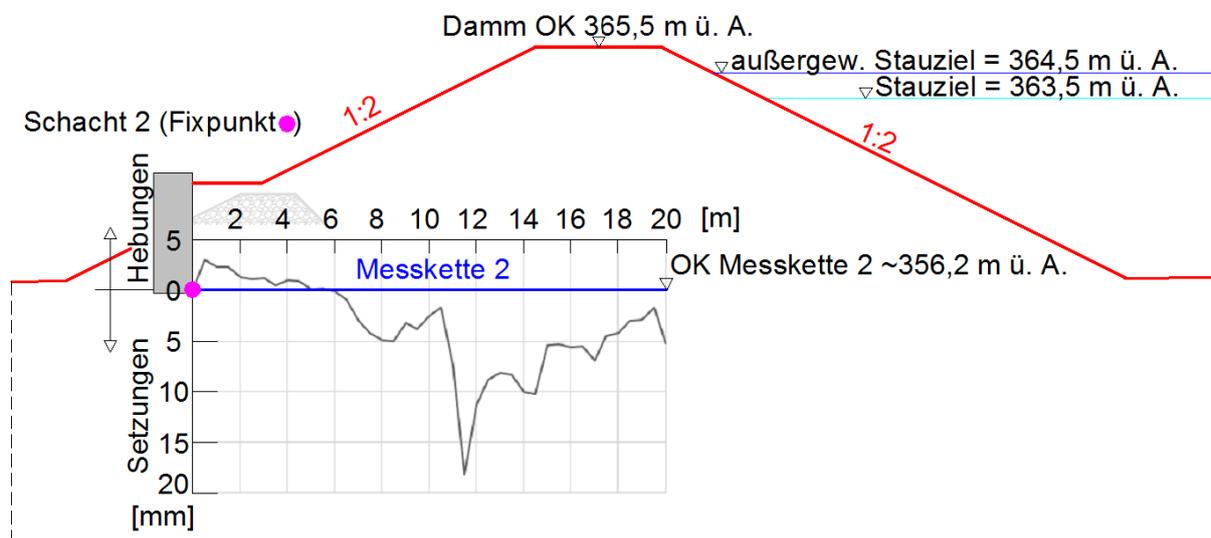


Abb. 105b: Messketten 2 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 29.04.2016)

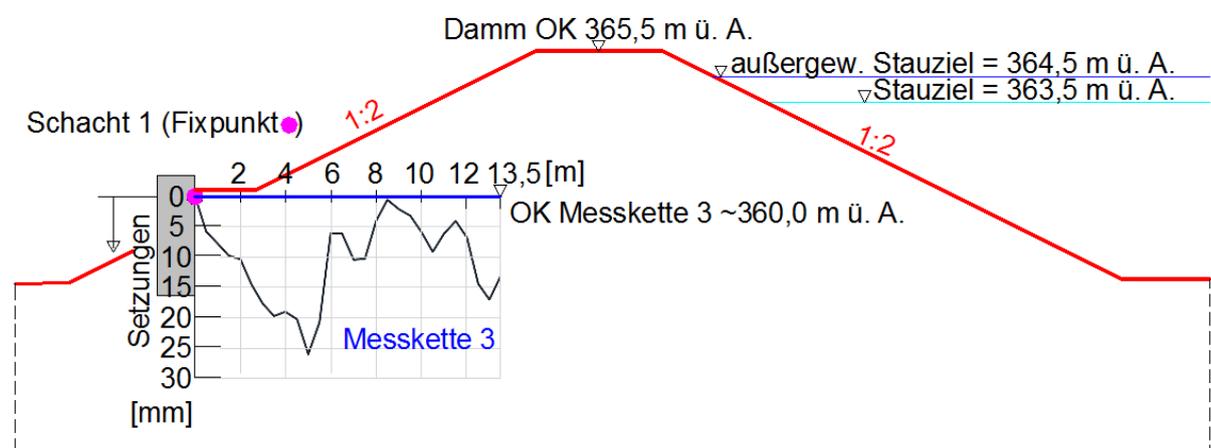


Abb. 105c: Messketten 3 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 11.08.2016)

4 Resümee

SAA Messketten sind aufgrund der Segmente mit flexiblen Knotenpunkten einfach zu transportieren. Im Vergleich zu herkömmlichen Inklinometern sind vor allem die Wiederverwendbarkeit, die günstige Verrohrung, die geringen Erhaltungs- und Installationskosten sowie die automatische Datensammlung und die große Toleranz gegenüber Scheren als Vorteile zu nennen. Mit einer Wiederholgenauigkeit von 1,2 mm pro 20 m Länge einer horizontal eingebauten Messkette lassen sich kleinste Verformungen im Untergrund erfassen. Die Ergebnisse der Setzungsüberwachung zeigen die hohe Empfindlichkeit auf Veränderungen im Untergrund. Beispielsweise konnte der Bodenabtrag beim Einbau der Messkette 3, der sich in Form von Hebungen im Untergrund widerspiegelt, von der darunter liegenden Messkette 1 erfasst werden. Die maximalen Setzungen im Zeitraum von 29.04.2016 bis 30.08.2016 liegen zwischen 10,5 und 26 mm. Im Allgemeinen sind die Setzungen als gering zu beurteilen, was auf die guten Bodenverhältnisse sowie der Bodenverbesserung zurückzuführen ist. Es ließ sich jedoch ein deutlicher Unterschied zwischen den Setzungen im impulsverdichtenden Untergrund zum nicht verdichtenden Untergrund erkennen. Die Impulsverdichtung wurde im Bereich der Bauwerke Tosbecken, Grundablass und HW-Entlastung durchgeführt, um differentielle Setzungen und daraus folgende Risse an den späteren Bauwerken zu verhindern. Die maximalen Setzungen im verbessertem Untergrund lagen bei 10,5 mm und im nicht verbessertem bei 20 mm. Die Fotodokumentation der Schüttvorgänge zeigt, dass die Setzungen im Untergrund parallel mit den Schüttvorgängen des Dammes zunehmen. Dies ist anhand der Messkette 2 gut veranschaulicht. Die eingebauten Temperaturmesssensoren zeigen einen konstanten Anstieg der Temperatur im Untergrund. Temperatursprünge zufolge hoher Außentemperaturen oder direkter Sonneneinstrahlung wurden vor allem in der Anfangsphase bei Bereichen mit geringerer Überdeckung erfasst. Im Falle eines Einstaus kann weiters die Durchsickerung des homogenen Dammes mithilfe der Temperaturveränderung aufgezeichnet werden, wodurch etwaige Leckagen frühzeitig mit diesen Temperatursensoren erkannt werden können. Interessant werden auch die Langzeitverformungen, welche im Zeitrahmen dieser Arbeit nicht ausgewertet werden konnten. Langzeitverformungen auf der Baustelle Raababach sollen über Jahre hinweg beobachtet werden, um unter anderem Aussagen zum Bau der geplanten Autobahnabfahrt treffen zu können. Die Autobahnabfahrt wird direkt am Hochwasserrückhaltedamm, welcher eine maximale Aufschütthöhe von rund 9,5 m aufweist, angeschlossen und erreicht im Fall des Autobahnanschlusses eine maximale Dammhöhe von 12,5 m. Hier kann es zu differentiellen Setzungen des Straßendamms kommen, welche hohe Sanierungskosten zur Folge hätten. Die Aufzeichnungen der Messkette 3 in der Dammmitte des Rückhaltedamms werden beim Bau des Straßendamms besonders interessante Aufschlüsse zu den Verformungen im Hochwasserrückhaltedamm geben können. Weiters kann die Ausführungsqualität des RHB-Dammes in Bezug auf die Belastungen des Dammanschlusses kontrolliert werden. Eine Anwendung des SAA Überwachungssystems ist insbesondere bei setzungsempfindlichem Untergrund empfehlenswert.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Steirischer Risikokreislauf [5]	2
Abb. 2: Hochwasserrückhaltebecken im Hauptschluss bzw. im Nebenschluss [4].....	3
Abb. 3: Hochwasserrisikomanagement in der Steiermark angelehnt an HORST. [5]	4
Abb. 4: Das Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus. [4].....	5
Abb. 5: Beispiel zur Funktionsweise eines RHB	7
Abb. 6: Hochwasserrückhaltebecken Steiermark, Stand 9.12.2014 [9].....	8
Abb. 7: Anzahl der gebauten Anlagen in der Steiermark von 1968 – 2012 [9]	8
Abb. 8: Verteilung [%] der unterschiedlichen Sperrren steirischer RHB [10]	9
Abb. 9 : Verteilung [%] nach Nutzinhalt [m ³] steirischer RHB [10].....	9
Abb. 10: Verteilung [%] nach Sperrhöhe steirischer RHB [10]	10
Abb. 11: Spezifische Kosten ausgewählter Hochwasserrückhaltebecken [10].....	10
Abb. 12: Einlaufbauwerk des RHB Fressnitzbach-K., Aufnahme vom 14.11.2010 [10].....	14
Abb. 13: Dammscharte RHB Lambach-Sch. bei Pöllau, Aufnahme vom 10.04.2013] [10]....	15
Abb. 14: Übersicht der Dammenteile eines Verkehrsdammes [15].....	17
Abb. 15: Anwendungsbeispiele der Messtechnik im Dammbau [17].....	19
Abb. 16: Luftbildaufnahme Region Graz, Raaba vom 27.8.2015 [19]	22
Abb. 17: Luftbildaufnahme Raaba vom 27.8.2015 [19].....	22
Abb. 18: Luftbildaufnahme Projektgebiet Raababach vom 27.8.2015 [19].....	23
Abb. 19: Lageplan HWRHB – Raababach [21]	24
Abb. 19a: Übersicht Staubauwerk - Anschlussfahrbahndamm [43].....	25
Abb. 20: Übersichtskarte der Variantenstudie RHB Raababach [22]	27
Abb. 21: Hochwasser Gefahrenkarte Raababach inkl. Flusskilometrierung [23]	28
Abb. 22: Geologische Karte der GIS Steiermark [26].....	30
Abb. 23: Übersichtskarte der Bauwerke des HWRHB Raababach [28].....	33
Abb. 24: Einlaufbauwerk in der Bauphase, Aufnahme vom 13.07.2016.....	34
Abb. 25: Einlaufbauwerk mit Grobrechen [29]	34
Abb. 26: Querschnitt des Dammdurchlass [30].....	35
Abb. 27: Übersichtszeichnung des Hochwasserschützes [29]	36
Abb. 28: Bauwerksplan des Auslaufbauwerkes [30]	37
Abb. 29: Auslaufbauwerk in der Bauphase, Aufnahme vom 06.09.2016.....	37
Abb. 30: Notentlastung [29]	38
Abb. 31: Bypass, Aufnahme vom 01.08.2016.....	38
Abb. 32: Bauwerksplan der Hochwasserentlastung [30].....	39
Abb. 33: Hochwasserentlastung in der Bauphase, Aufnahme vom 06.09.2016	39
Abb. 34: Bauwerksplan des Tosbeckens [30]	40
Abb. 35: Übersichtfoto der Baustelle Raababach, Aufnahme vom 05.08.2016 [31].....	41

Abb. 36: Querprofil Damm mit Reibungsfuß [32]	42
Abb. 37: Querprofil Damm mit HW-Entlastung [33].....	42
Abb. 38: SAA Messkette im eingerollten Zustand	43
Abb. 38a: SAA – Systemskizzen 1 [36]	44
Abb. 39: Konstruktiver Aufbau einer Messkette [33]	45
Abb. 39b: SAA – Systemskizzen 2 [36]	47
Abb. 40: Blitzschutzantenne	48
Abb. 41: PV-Panel	48
Abb. 42: Bodenstation	49
Abb. 43: Setup des Messkastens	49
Abb. 44: SAA Messkette verbunden mit der Feder	50
Abb. 45: Einseifen der Messkette	50
Abb. 46: Verschließen des Wasserschlauches	50
Abb. 47: Eingezogenen SAA Messketten im Wasserschlauch.....	51
Abb. 48: Querprofil Damm [32].....	52
Abb. 49: Lage der Messketten – Lageplanausschnitt [37].....	52
Abb. 50: Übersicht Einbau der Messketten.....	53
Abb. 51: Aushub Messkette 2	53
Abb. 52: Aushub Messkette 1	53
Abb. 53: Einlegen der Messkette	54
Abb. 54: Schnittstelle Schacht 2	54
Abb. 55: Abdichtungsmaßnahme des Schachtes	54
Abb. 56: Ummantelung der Messketten 2 mit Kabelsand	55
Abb. 57: Ummantelung der Messketten 1 mit Kabelsand	55
Abb. 58: Schnittstelle Schacht 1	55
Abb. 59: Verlegung des Stromkabels zwischen SAA1 und SAA2	56
Abb. 60: Verlegung des Stromkabels zur Bodenstation	56
Abb. 61: Anschluss der beiden Messketten an die Bodenstation	56
Abb. 62: Querprofil Damm [32].....	57
Abb. 63: Künette der Messkette 3	58
Abb. 64: Einschütten der Messkette 3	58
Abb. 65: Schacht 1 - Fixpunkt der Messkette 3.....	58
Abb. 66: Lageplanausschnitt [37]	59
Abb. 67: Rammsondierung RS1 [27]	61
Abb. 68: Rammsondierung RS3 [27]	62
Abb. 69: Bohrkern KB-G59A/09 [27].....	62
Abb. 70: Bohrkernanalyse [27]	63
Abb. 71: Impulsverdichtung Raababach [31]	64

Abb. 72: Lageplan der Impulsverdichtungspunkte [39]	65
Abb. 73: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH1 [40]	66
Abb. 74: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH2 [40]	66
Abb. 75: Rammsondierung vor der Impulsverdichtung DPH3 [40]	67
Abb. 76: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH7 [41]	67
Abb. 77: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH8 [41]	68
Abb. 78: Rammsondierung nach der Impulsverdichtung DPH9 [41]	68
Abb. 79: Absolute Lage der SAA Messkette 1 im Zeitraum 29.4.2016 - 30.8.2016	71
Abb. 80: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)	72
Abb. 81: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)	72
Abb. 82: Relativverformung der SAA Messkette1 (20m) / Zeit je Segment (j)	73
Abb. 83: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)	73
Abb. 84: Absolute Lage SAA Messkette 1 (16m) am 29.04.2016 (Nullmessung)	74
Abb. 85: Relativverformung der SAA Messkette1 (16m) / Zeit je Segment (j)	75
Abb. 86: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)	76
Abb. 87: Relativverformung der SAA Messkette 1 bis 27.6 (Nullmessung 29.04.2016)	76
Abb. 88: Relativverformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 27.6.2016)	77
Abb. 89: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 1 (Nullmessung 29.4.2016)	77
Abb. 90: Temperaturverlauf der SAA Messkette 1	78
Abb. 91: Temperaturverlauf der SAA Messkette 1	78
Abb. 92: Absolute Lage der SAA Messkette 2 am 29.4.2016 (Nullmessung)	79
Abb. 93: Relativverformung der SAA Messkette 2 / Zeit je Segment (j)	80
Abb. 94: Relativverformung der SAA Messkette 2 (Nullmessung 24.9.2016)	81
Abb. 95: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette2 (Nullmessung 29.4.2016)	81
Abb. 96: Temperaturverlauf der SAA Messkette 2	82
Abb. 97: Temperaturverlauf der SAA Messkette 2	82
Abb. 98: Absolute Lage der SAA Messkette 3 am 11.08.2016 (Nullmessung)	83
Abb. 99: Relativverformung der SAA Messkette 3 / Zeit je Segment (j)	84
Abb. 100: Relativverformung der SAA Messkette 3 (Nullmessung 11.08.2016)	84
Abb. 101: Inkrementelle Verformung der SAA Messkette 3 (Nullmessung 11.8.2016)	85
Abb. 102: Temperaturverlauf der SAA Messkette 3	85
Abb. 103: Temperaturverlauf der SAA Messkette 3	86
Abb. 104: Gegenüberstellungen der maximalen Setzungen/Zeit der drei Messketten	87
Abb. 105: Setzungsverlauf der Messketten 1, 2 und 3 vom 30.08.2016	87
Abb. 105a: Messketten 1 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 29.04.2016)	88
Abb. 105b: Messketten 2 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 29.04.2016)	88
Abb. 105c: Messketten 3 Setzungskurve vom 30.08.2016 (Nullmessung 11.08.2016)	88

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Technischer Hochwasserschutz [3].....	6
Tabelle 2: Einteilung der Hochwasserrückhaltebecken [8].....	7
Tabelle 3: Übersicht der Varianten (1-5) sowie dem Bezugsquerschnitt A [22].....	26
Tabelle 4: Gesteinsinhalt [27]	32
Tabelle 5: Bodenkennwerte des Projektgebietes Raababach [27]	60
Tabelle 6: Sondierschlitz S1/10 [27]	60
Tabelle 7: Sondierschlitz S2/10 [27]	61
Tabelle 8: Dokumentation des Dammbaufortschrittes vom 29.04.2016 – 05.08.2016.....	70
Tabelle 9: Schachtsetzungen	70

Abkürzungsverzeichnis

RHB.....	Rückhaltebecken
HW.....	Hochwasser
HWRHB.....	Hochwasserrückhaltebecken
BHQ.....	Bemessungshochwasser
HQ300.....	300 jährliche Hochwasser
HQ100.....	100 jährliche Hochwasser
HQ30.....	30 jährliche Hochwasser
SAA.....	Shape Accel Array
AIA.....	Averaging in Array
MEMs.....	Mikro Elektro Mechanische Systeme

Literaturverzeichnis

- [1] G. Zenz, R. Hornich, A. Hammer und M. Reischl, Hochwasserrisikomanagement Steiermark HORST, Graz, 2014.
- [2] Bayerisches Landesamt für Umwelt , „www.lfu.bayern.de,“ [Online]. Available: http://www.lfu.bayern.de/wasser/hw_aktionsprogramm_2020_plus/index.htm. [Zugriff am 11 7 2016].
- [3] H. Patt, Hochwasser-Handbuch, Essen: Springer, 2001.
- [4] Steiermärkische Landesregierung; Hydro Ingenieure Umweltechnik GmbH, „Raababach und Grambach Hochwasserschutz,“ Wien, 2010.
- [5] Das Land Steiermark, „www.wasserwirtschaft.steiermark,“ [Online]. Available: <http://www.wasserwirtschaft.steiermark.at/cms/ziel/4579632/DE/>. [Zugriff am 16 6 2016].
- [6] A. Ellmer, C. Skolaut, G. Hochleitner und M. Waibel, „Leitfaden Hochwasserrückhaltebecken,“ Bundesministerium für Land und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien, 2014.
- [7] B. Pelikan, „www.iwhw.boku,“ 2006. [Online]. Available: <https://iwhw.boku.ac.at/LVA816110/kap5hochwasserschutz.pdf>. [Zugriff am 16 6 2016].
- [8] Steiermärkische Landesregierung, Hochwasserrückhalteanlagen - Planung, Bau, Betrieb, Graz: Landesbaudirektion, Referat für Öffentlichkeitsarbeit, 1992.
- [9] H. P. Paar, Wasserwirtschaft, Ressourcen und Nachhaltigkeit - Referat Schutzwasserwirtschaft, Graz, 2014.
- [10] A. Hammer, C. Jöbstl und G. Zenz, „Dokumentation und Erstellung einer Datenbank der steirischen Hochwasserrückhaltebecken 1968-2008,“ Steiermärkische Landesregierung, Graz, 2011.
- [11] J. Rechtern, „Standisicherheitsnachweise für Deichbauten,“ EFUC-Konferenz, Suderburg, 2003.
- [12] H. Brandl und M. Szabo, „www.umweltbundesamt.at,“ bmvit, [Online]. Available: http://www.umweltbundesamt.at/fileadmin/site/umweltthemen/klima/FloodRisk/fr2_presentationen/FRII_HWManag_Baulicher_HW-Schutz_Brandl.pdf. [Zugriff am 8 8 2016].
- [13] R. Haselsteiner, „Geotechnische Bemessung der Dammbauwerke von Flutpoldern,“ München.
- [14] R. Drescher, „www.sus.ziti.uni-heidelberg.de“ 24 6 2003. [Online]. Available: <https://sus.ziti.uni-heidelberg.de/Lehre/Seminar03/07.pdf>. [Zugriff am 5 5 16].
- [15] K. Keil, Der Dammbau, Dresden: Springer Verlag, 1954.

- [16] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Handbuch - Betrieb und Überwachung von "kleinen Stauanlagen" mit länger dauernden Staubelastungen, 2009.
- [17] W. Striegler und D. Werner, Dammbau in Theorie und Praxis, Dresden; Weimar: VEB; Springer, 1969.
- [18] R. Marte, Lehrveranstaltung Bodenmechanik und Grundbau - Messtechnik und GIS in der Geotechnik, Graz, 2015.
- [19] Google Earth, Google Earth Bild (8/27/2015), 2016.
- [20] Steiermärkische Landesregierung, „Ausschreibungsunterlagen - Hochwasserrückhaltebecken Raababach,“ Graz, 2015.
- [21] igbk, Lageplan Version 5 [31.05.2016], Graz, 2016.
- [22] P. Bilek, „Raababach Hochwasserrückhaltebecken Studie 1978,“ Graz, 1978.
- [23] Umweltbundesamt Gmbh, Hochwasser Gefahrenkarte - Blatt 6013-02, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 2013.
- [24] igbk, „Kosten-Nutzen-Untersuchungen RHB Raababach,“ Graz, 2012.
- [25] H. Flügel und F. Neubauer, Geologische Karte der Steiermark, M 1:200000, mit Erläuterungen., Graz: Geologische Bundesanstalt Wien, 1984.
- [26] GIS Steiermark, „www.gis2.stmk.gv.at,“ [Online]. Available: [http://gis2.stmk.gv.at/atlas/\(S\(ggmzuydavnrzessfsd0gaha3\)\)/init.aspx?karte=erdwiss&ks=das&cms=da&massstab=800000](http://gis2.stmk.gv.at/atlas/(S(ggmzuydavnrzessfsd0gaha3))/init.aspx?karte=erdwiss&ks=das&cms=da&massstab=800000). [Zugriff am 20 09 2016].
- [27] E. Neubauer, „Hochwasserschutz Gemeinde Raaba - Rückhaltebecken Raababach - Geologisch-Geotechnisches Gutachten,“ Graz, 2010.
- [28] igbk, Detaillageplan Bauwerke, Graz, 2016.
- [29] Jank Gmbh Turbinenbau, Vorabzug 2 - Hochwasserschütz, Jeging, 2016.
- [30] igbk, Bauwerksplan Version 04, Graz, 2016.
- [31] Zepp-Cam, Baustellenkamera Raaba, Hochwasserrückhaltebecken Raababach, 2016.
- [32] igbk, Querprofile Damm, Graz, 2016.
- [33] Measurand, „www.measurandmanuals.dozuki.com “. [Online]. Available: http://measurandmanuals.dozuki.com/Wiki/SAA_Description_and_Installation. [Zugriff am 5 5 2016].
- [34] J. Barret, Interview, Shape Rope und Shape Tape Algorithmus. [E-Mail] 2 9 2016.
- [35] J. Barret, Interview, Accuracy, Repeatability, and Resolution of a horizontal SAA. [E-Mail]. 15 8 2016.
- [36] Measurand, „www.geotrade.com,“ 3 7 2010. [Online]. Available: http://www.geotrade.com/him_upload/image/Standard/geotechnics/SAAF/original/SAA_specifications.pdf. [Zugriff am 12 8 2016].
- [37] igbk, Lageplan Version 5, Graz, 2016.

- [38] TERRA-MIX Bodenstabilisierungs GmbH, „Enbericht IMPULSVERDICHUNG,“ Wettmannstätten, 2016.
- [39] TERRA-MIX Bodenstabilisierungs GmbH; Geolith Consult Hermann & Loizenbauer OG, Impulsverdichtung, Wettmannstätten, 2016.
- [40] Geolith Consult, Impulsverdichtung Raababach, Graz, 2015.
- [41] Geolith Consult, Impulsverdichtung Raababach, Graz, 2016.
- [42] Measurand, „ www.meurandmanuals.dozuki.com “ 7 5 2016. [Online]. Available: http://measurandmanuals.dozuki.com/Wiki/SAA_Principles. [Zugriff am 7 5 2016].
- [43] igbk, Lageplan Sekundärnutzungen [11.06.2015], Graz, 2015.
- [44] A. Dietmar, et al., Handbuch Geotechnik (Grundlagen Anwendungen Praxiserfahrungen), Wiesbaden: Vieweg + Teubner Verlag, 2012.