



# DIPLOMARBEIT

## Master Thesis

# Betonmonitoring im Tunnelbau – Win/Win für Bauherren und Bauunternehmen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

Betreuer: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald GOGER

und als verantwortlich mitwirkend

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Lukas STEINSCHADEN

234-1

Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Verfasser: Daniel K. Peter, BSc

1026573  
Ybbstorgasse 9  
3340 Waidhofen/Ybbs

Wien, Juni 2016

## Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen, die mich während des Studiums begleitet und unterstützt haben bedanken.

Der größte Dank gebührt meinen Eltern, die mich während der ganzen Studienzeit stets unterstützt haben und zu dem Menschen geformt haben, der ich jetzt bin. Ohne deren finanzielle sowie moralische Unterstützung wäre dieses Studium nicht möglich gewesen.

Des Weiteren möchte ich mich bei Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald GOGER bedanken, der durch seine äußerst interessant gestalteten Vorlesungen mein Interesse am Baubetrieb geweckt und mir die Möglichkeit gegeben hat, die Arbeit an diesem Institut zu schreiben.

Bedanken möchte ich mich auch bei Univ.Ass. Dipl.-Ing. Lukas STEINSCHADEN, der mir jederzeit mit Rat und Tat zur Verfügung stand und wertvolle Anregungen und Tipps vermitteln konnte.

Großer Dank gebührt ebenso der Firma Doka GmbH, insbesondere Herr Dr.techn. Alexander Reinisch, der das Thema dieser Arbeit ins Leben gerufen hat und es mir so ermöglichte eine Diplomarbeit über ein innovatives Thema mit großem Praxisbezug zu schreiben.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei den Projektbeteiligten der Baustellen Galerie Fallender Bach, Galerie Senftenberg und Südgürtel Graz bedanken. Durch ihre Kooperationsbereitschaft erhielt ich die für diese Arbeit nötigen Daten.

## Kurzfassung

Um in der heutigen Zeit Bauabläufe und den Bauprozess in seiner Gesamtheit zu optimieren, ist der Einsatz von neuen und fortschrittlichen Technologien nötig. Eine dieser Technologien ist das Echtzeit online Betonmonitoring. Diese Methode macht es möglich die Temperaturentwicklung im jungen Beton, durch am oder im Bauteil angebrachte Sensoren, zu messen und auf die Druckfestigkeitsentwicklung in Echtzeit rückzuschließen. Dadurch kann der Ausschaltzeitpunkt genau ermittelt werden. Zusätzlich erfolgt eine automatische digitale Dokumentation der Messdaten auf einem Onlineserver. Die Beteiligten am Bauprozess erhalten somit jederzeit Informationen über die Temperatur- und Festigkeitsentwicklung im Beton.

In dieser Diplomarbeit wurde in Kooperation mit der Firma Doka GmbH der Einsatz des Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote mit der konventionellen Druckfestigkeitsprüfung nach ONR 23303 Pkt. 11.7 sowie der Betontemperaturmessung mittels Datenlogger bei der Herstellung der Tunnelinnenschale verglichen. Dabei wurden mit Hilfe der Kriterien Baukosten, Bauzeit, Zeitaufwand für die Betonüberwachung, Prüfdatenmanagement und Qualität der Messergebnisse beide Methoden anhand von fiktiv gewählten Modellprojekten gegenübergestellt und bewertet. Die Grundlage der Daten für diese Musterprojekte bildeten gebaute Tunnel, wo bei der Herstellung der Tunnelinnenschale das Echtzeit online Betonmonitoring sowie teilweise parallel dazu die konventionelle Methode der Betonüberwachung angewendet wurde.

Die Auswertung der Modellprojekte zeigte, dass sich die Bauzeit in Abhängigkeit von der gewählten Betonüberwachungsmethode nicht verkürzen lässt. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass bei der Herstellung der Innenschale die Taktzeiten vorwiegend von den Bewehrungsarbeiten abhängig sind. Dadurch unterscheiden sich die Kosten der Innenschalenherstellung bei den Modellprojekten lediglich durch die Kosten der Betonüberwachung voneinander. Die Betonüberwachungskosten besitzen jedoch einen sehr geringen Anteil von <1% an den Einzelkosten der Tunnelinnenschale. Beim Vergleich der Kosten für die Betonüberwachung hat sich gezeigt, dass bei der Anwendung von Echtzeit online Betonmonitoring die Kosten um bis zu 40% gesenkt werden können, im Unterschied zu einer konventionellen Betonüberwachung. Zusätzlich kann der Zeitaufwand um eine Bauteilprüfung durchzuführen, bei der Anwendung von Concremote gesenkt werden. Durch die automatische und digitale Dokumentation, sowie die schnelle Verfügbarkeit der gemessenen Daten, entsteht ein Mehrwert für die Bauherren und die Bauunternehmen.

Die Forschungsfrage, ob bei der Anwendung von online Betonmonitoring ein Win/Win für die Bauherren und die Bauunternehmen entsteht, ist mit „Ja“ zu beantworten.

## Abstract

In order to optimise the construction process, the use of new and advanced technologies is necessary. One of these technologies is the real time in-place concrete maturity method Concremote. This method makes it possible to measure the temperature and compressive strength development in the young concrete in real time by sensors who are mounted on or in the component. An accurate determination of the stripping time is made possible due to that method. In addition, data measurement is documented automatically on an online server. Therefore, people involved in the construction process have direct access to information about the temperature and strength development in the concrete.

The intention of this master thesis, which was created in cooperation with the Doka GmbH, was to compare the use of the real time in-place concrete maturity method with the conventional crushing test, as well as with the temperature measurement of concrete in the construction of a tunnel final lining. Based on notional model projects both methods were assessed concerning certain criteria, which were construction costs and time, time effort for concrete monitoring, quality and management of test data. Data basis for the notional model projects were constructed tunnels, where the real time in-place concrete maturity method was used and partly the conventional concrete monitoring methods were additionally applied.

The evaluation of the model projects showed, that the construction time could not be shortened with a different concrete monitoring. This is due to the fact, that cycle time are mostly depending on work related to reinforcement. The model projects only differed in the costs of construction concerning the costs for the concrete monitoring itself. These costs solely represent <1% of the total construction costs for a final lining. Comparing the financial effort for the different concrete monitoring systems, a decrease of 40% could be shown with the real time in-place concrete maturity method Concremote. In addition, the time effort to perform the component testing is smaller using Concremote. The automatic and digital documentation of data, as well as their fast and easy accessibility constitute a real advantage both for builder and building company.

The research question, whether the use of real time in-place concrete maturity method Concremote constitutes a win/win situation both for builder and building company, is to be answered with „Yes“.

## Abkürzungsverzeichnis

ANZAT	Anzahl der Blöcke pro Arbeitstag
ANZG	Anzahl der Blöcke Gesamt
ANZM	Anzahl der Blöcke pro Monat
ASFINAG	Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft
AZ	Arbeitszeit pro Arbeitstag
BEWG	Bewehrungsgehalt
BIM	Building Information Modeling
BL	Blocklänge
BV	Betonvolumen pro Block
bzw.	beziehungsweise
C	zementspezifischer Kennwert
cm	Zentimeter
d	Tage
d.h.	das heißt
gem.	gemäß
ggf.	gegebenenfalls
h	Stunden
kg	Kilogramm
m	Meter
m <sup>2</sup>	Quadratmeter
m <sup>3</sup>	Kubikmeter
MA	Anzahl der Arbeiter für Betonarbeiten
Mo	Monat
PA	Pauschale
R	Radius

---

R <sub>g</sub>	gewichtete Reife einer Stunde
SK	Anzahl der Schalung mit Kaufanteil
SM	Anzahl der Schalung mit Mietanteil
Stk	Stück
T	mittlere Erhärtungstemperatur im Temperaturintervall
to	Tonne
w/b-Wert	Wasser-Bindemittel-Wert
WDI-Innenschale	wasserdichte Innenschale
WU-Beton	wasserundurchlässiger Beton
w/z-Wert	Wasser-Zement-Wert
z.B.	zum Beispiel
zw.	zwischen

# Inhaltsverzeichnis

Danksagung .....	i
Kurzfassung .....	ii
Abstract .....	iii
Abkürzungsverzeichnis .....	iv
1 Einleitung.....	1
1.1 Ausgangslage und Zielsetzung.....	2
1.2 Aufbau der Diplomarbeit.....	2
2 Allgemeine Grundlagen .....	3
2.1 Tunnelbau.....	3
2.1.1 Geschlossene Bauweise.....	4
2.1.2 Offene Bauweise .....	11
2.2 Betontechnologische Grundlagen .....	13
2.2.1 Bestandteile von Beton .....	14
2.2.2 Einteilung von Beton .....	14
2.2.3 Druckfestigkeit.....	15
2.2.4 Festigkeitsentwicklung im Beton.....	16
2.2.5 Nachbehandlung .....	20
2.2.6 Anforderungen an Beton für die Tunnelinnenschale.....	23
2.3 Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303:2010 Punkt 11.7.....	30
2.4 Echtzeit online Betonmonitoringsystem .....	30
2.4.1 Messsensoren.....	32
2.4.2 Messdatenverwaltung.....	34
2.4.3 Kalibriermessung.....	36
3 Methodik .....	37
3.1 Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle.....	39
3.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode .....	39
3.1.2 Prüfdatenmanagement .....	39
3.1.3 Qualität der Messergebnisse.....	39
3.2 Baukosten .....	40
3.2.1 Kosten für die Betonüberwachung.....	40
3.2.2 Einzelkosten der Innenschale .....	41
3.3 Bauzeit.....	42
4 Beispiele von Tunnelbauprojekten.....	43
4.1 Sanierung Galerie Fallender Bach – geschlossene Bauweise .....	43

---

4.1.1	Bauwerksbeschreibung .....	43
4.1.2	Vorgeschichte zur Sanierung .....	44
4.1.3	Sanierungsmaßnahme neue Innenschale .....	46
4.1.4	Bauabfolge und Bauzeit.....	47
4.1.5	Betontechnologische Überwachung .....	49
4.2	Sanierung Galerie Senftenberg – geschlossene Bauweise .....	52
4.2.1	Bauwerksbeschreibung .....	52
4.2.2	Vorgeschichte zur Sanierung.....	54
4.2.3	Sanierungsmaßnahme neue Innenschale .....	54
4.2.4	Bauablauf und Bauzeit.....	55
4.2.5	Betontechnologische Überwachung .....	57
4.3	Neubau Südgürtel Graz – offene Bauweise.....	58
4.3.1	Projektbeschreibung .....	59
4.3.2	Bauablauf und Bauzeit.....	60
4.3.3	Concremote - Anordnung der Sensoren.....	62
5	Darstellung der Modellprojekte .....	64
5.1	Geschlossene Bauweise.....	64
5.1.1	Variante G1: Herstellung mit Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring .....	66
5.1.2	Variante G2: Herstellung mit Einsatz von konventioneller Betonüberwachung .....	71
5.1.3	Schlussfolgerung.....	75
5.2	Offene Bauweise .....	76
5.2.1	Variante O1: Überwachung der Ausschalfestigkeit mit Echtzeit online Betonmonitoring .....	78
5.2.2	Variante O2: Überwachung der Ausschalfestigkeit mit konventioneller Betonüberwachung .....	82
5.2.3	Schlussfolgerung.....	84
6	Vergleich der Betonüberwachungsmethoden .....	85
6.1	Geschlossene Bauweise.....	85
6.1.1	Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle.....	85
6.1.2	Baukosten.....	88
6.1.3	Bauzeit .....	90
6.2	Offene Bauweise .....	90
6.2.1	Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle.....	91
6.2.2	Baukosten.....	92
6.2.3	Bauzeit .....	94
6.3	Gesamtbewertung.....	94
6.3.1	Beurteilung nach einzelnen Kriterien.....	94



---

6.3.2	Gesamtbeurteilung.....	95
7	Beurteilung von Echtzeit online Betonmonitoring.....	98
7.1	Nutzen beim Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring.....	98
7.1.1	Nutzen für die Bauherren.....	98
7.1.2	Nutzen für die Bauunternehmen .....	99
7.2	Mögliche Probleme beim Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring.....	99
8	Resümee und Ausblick .....	101
	Literaturverzeichnis.....	102
	Eidesstattliche Erklärung.....	104
	Abbildungsverzeichnis.....	105
	Tabellenverzeichnis .....	107

# 1 Einleitung

Das Sprichwort „*Zeit ist Geld*“<sup>1</sup> von Benjamin Franklin trifft gegenwärtig mehr denn je auf die Abwicklung von Bauprojekten zu. Der heutige Trend in der Bauindustrie geht, nicht zuletzt auf Grund der weltwirtschaftlich sehr angespannten Lage, hin zur Kostenreduktion bei gleichzeitiger Verringerung der Bauzeit. Die Qualität der erbrachten Leistung muss dem gegenüber gewährleistet werden, um die Kundenzufriedenheit zu erreichen. Zusätzlich sollen im Zuge der Beweissicherung alle erbrachten Leistungen möglichst genau dokumentiert werden.

Damit Bauunternehmen weiterhin konkurrenzfähig Baudienstleistungen anbieten können, ist einerseits ein effizienter Personal- und Maschineneinsatz notwendig, andererseits sind zur Optimierung des Bauablaufes die Entwicklung und der Einsatz von neuen fortschrittlichen Technologien unumgänglich.

Eines dieser neuen und innovativen Systeme ist das Echtzeit online Betonmonitoring, kurz Concremote. Mit dieser Technik ist es möglich, die Festigkeitsentwicklung des eingebauten Betons in Echtzeit zu ermitteln und gleichzeitig digital zu dokumentieren. Durch einen in die Schalung integrierten, an der Bewehrung befestigten oder auf die Betonoberfläche aufgesetzten Sensor wird die Temperaturentwicklung im noch jungen Beton erfasst und in weiterer Folge auf die Betonreife rückgeschlossen. Betone mit gleicher Endfestigkeit weisen dabei, abhängig von der Zusammensetzung, eine unterschiedliche Entwicklung der Druckfestigkeit auf und erreichen die für ein Ausschalen geforderte Mindestfestigkeit zu unterschiedlichen Zeiten. Mit der Anwendung von Concremote kann der Zeitpunkt, ab dem das Bauteil die Ausschalfestigkeit erreicht hat, exakt ermittelt werden. Vor der Entwicklung dieser Technologie wurde der Ausschalzeitpunkt anhand von Erfahrungswerten, Werten aus Normen oder aufwendigen und oftmals ungenaueren Messungen abgeschätzt. Diese Methoden liegen meist auf der sicheren Seite und enthalten dementsprechend lange Ausschalfristen. Durch den Einsatz von Concremote kann durch eine exakte Bestimmung des Ausschalzeitpunktes, der Zeitaufwand zur Durchführung der Betonüberwachung verkürzt werden und die Qualität des eingebauten Betons durch zielgerichtete Steuerung der Nachbehandlung relativ einfach überprüft werden. Es ist dadurch möglich die Betonrezeptur, je nach Anforderung an den Ausschalzeitpunkt, anzupassen und den Bauablauf insgesamt wirtschaftlicher zu gestalten.

Derzeit kommt diese Art des Betonmonitorings, das vom Schalungshersteller und -dienstleister Doka GmbH angeboten wird, überwiegend bei der Errichtung von Bauwerken

---

<sup>1</sup> Benjamin Franklin, Ratschläge für junge Kaufleute, 1748

im Ingenieurhochbau zum Einsatz. Der Anwendungsbereich dieser noch jungen Technologie soll nun auf den Tunnelbau erweitert werden. Die Auswirkungen in Bezug auf die Baukosten, die Bauzeit und die Qualität werden in der vorliegenden Diplomarbeit geprüft.

## 1.1 Ausgangslage und Zielsetzung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird der Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring beim Herstellen der Tunnelinnenschale bei der geschlossenen sowie der offenen Bauweise bewertet. Dabei werden anhand von fiktiven Modellprojekten die Unterschiede zwischen einer Errichtung unter Verwendung von Concremote und einer konventionellen Betonüberwachung nach ONR 23303 ausgearbeitet und verglichen.

Es stellt sich die Forschungsfrage: Ergibt sich durch die Anwendung von Echtzeit online Betonmonitoring im Tunnelbau eine Win/Win-Situation für Bauherren und Bauunternehmen?

Das Ziel dieser Arbeit ist es, den Nutzen der Anwendung von online Betonmonitoring in Bezug auf die Bauzeit, den Bauablauf, die Qualitätssicherung und die Baukosten darzustellen. Dabei wird sowohl auf die Sichtweise der Bauherren, als auch auf die der Bauunternehmen eingegangen.

## 1.2 Aufbau der Diplomarbeit

Anschließend an die Einleitung werden im Kapitel 2 die für diese Diplomarbeit nötigen allgemeinen Grundlagen, betreffend Tunnelbau, Betontechnologie und Betonüberwachung erläutert. Die Darstellung der Methodik erfolgt in Kapitel 3. Im Anschluss daran werden im Kapitel 4 Beispielprojekte erläutert, welche die Grundlagen für die fiktiven Modellprojekte darstellen. In Kapitel 5 werden die einzelnen Varianten der Modellprojekte vorgestellt und anschließend im Kapitel 6 ausgewertet. Der Nutzen und mögliche Probleme für die Bauherren und die Bauunternehmen bei Anwendung des Echtzeit online Betonmonitoring werden in Kapitel 7 dargestellt. Das Kapitel 8 bildet den inhaltlichen Abschluss dieser Diplomarbeit und beinhaltet neben dem Resümee einen Ausblick in die Zukunft.

## 2 Allgemeine Grundlagen

In diesem Kapitel werden die wirtschaftlichen und technischen Grundlagen für diese Arbeit dargestellt. Diese umfassen zu Beginn allgemeine Erläuterungen zum Tunnelbau. Im Anschluss wird genauer auf die Betontechnologie eingegangen. Den Abschluss dieses Kapitels bildet die Erklärung des Echtzeit online Betonmonitoringsystems Concremote, sowie der Druckfestigkeitsprüfung nach ONR 23303.

### 2.1 Tunnelbau

Der Tunnelbau stellt eine der anspruchsvollsten und komplexesten Disziplin im Ingenieurbau dar. Die stetig steigenden Ansprüche der modernen Gesellschaft bezüglich Mobilität machen es nötig immer größere, längere und kompliziertere Tunnel zu errichten. Im Gegensatz dazu sind Sanierungsarbeiten nötig, um bestehende Tunnelbauwerke auf den heutigen Stand der Technik zu heben. So schreibt das Straßentunnelsicherheitsgesetz (STSG) - welches aus der EU-Richtlinie für Tunnelsicherheit abgeleitet wurde - vor, dass bis 2019 in Österreich alle Tunnel mit einem Verkehrsaufkommen von mehr als 10.000 Fahrzeuge pro Tag und Fahrstreifen und einer Länge von über 500 m zwei getrennte Tunnelröhren aufweisen müssen.<sup>2</sup> Gleichzeitig erfolgt im Zusammenhang mit diesen Arbeiten häufig die Sanierung der bereits bestehenden Röhren. Ein Teil dieser Sanierungsarbeiten stellt den Austausch oder die Erneuerung der Innenschale dar, deren grundsätzliche Nutzungsdauer nach Eurocode 1990:2013 100 Jahre beträgt.<sup>3</sup> Die Tunnelinnenschale kann jedoch aufgrund von negativen Einflüssen aus dem Gebirge, dem Betrieb oder der Umwelt schon wesentlich früher an die Grenzen der Tragfähigkeit gelangen. Um dem entgegenzuwirken ist es notwendig, die auftretenden Einwirkungen genau zu kennen und die Innenschale den Anforderungen entsprechend zu konzipieren.

Nach der Art der Herstellung können Tunnel in offener oder geschlossener Bauweise unterschieden werden. In diesem Kapitel wird jede dieser Bauweisen in Grundzügen erläutert und auf die Besonderheiten eingegangen.

---

<sup>2</sup> Vgl. [www.asfinag.at/unterwegs/verkehrssicherheit/sicherheitsmassnahmen/tunnelsicherheit](http://www.asfinag.at/unterwegs/verkehrssicherheit/sicherheitsmassnahmen/tunnelsicherheit), 12.05.2015

<sup>3</sup> Vgl. ÖNORM EN 1990, Grundlagen der Tragwerksplanung, 15.03.2013

## 2.1.1 Geschlossene Bauweise

Bei der geschlossenen Bauweise wird im Untergrund ein Hohlraum erzeugt, der danach mit geeigneten Maßnahmen gesichert wird. Abhängig vom Löseverfahren kann zwischen konventionellem und maschinellm Vortrieb unterschieden werden:<sup>4</sup>

- Beim **konventionellen Vortrieb** wird durch Sprengen, Baggern oder Fräsen das anstehende Gestein gelöst. Je nach den vorherrschenden geologischen Verhältnissen können rechteckige, ovale oder kreisförmige Querschnitte erzeugt werden. Aufgrund der günstigeren Lastabtragung des Gebirgsdruckes sind ovale bis kreisförmige Querschnitte zu bevorzugen. Nach dem Lösen wird das Ausbruchsmaterial aus dem Tunnel transportiert und Stützmittel wie beispielsweise Anker, Tunnelbögen, Bewehrungsmatten oder Spritzbeton als temporäre Sicherung eingebracht. Im Anschluss beginnt dieser Zyklus von neuem.
- Beim **maschinellen Vortrieb** kommen Tunnelvortriebsmaschinen zum Einsatz. Durch eine drehende Bewegung des kreisförmig ausgeführten Schneidkopfes wird im Gebirge ein Hohlraum erzeugt. Der Schneidkopf ist dabei mit Disken oder Rollenmeißeln bestückt, die das Gestein kontinuierlich lösen. Der Ausbau des Hohlraumes gestaltet sich im Regelfall so, dass mit dem Erektor, der sich im Nachläufer der Maschine befindet, der entstandene Hohlraum durch Tübbinge gesichert. Unter Tübbinge versteht man im Allgemeinen bewehrte oder unbewehrte Betonfertigteile die in Segmenten eingebaut werden. Die Tübbinge können je nach Bauart zur temporären Sicherung oder als fertiger Ausbau und somit zur Lastabtragung dienen.

### 2.1.1.1 Tunnelinnenschale

Den inneren Abschluss der Tunnelauskleidung bildet die Innenschale, welche im fertigen Zustand die Funktion der Lastabtragung übernimmt. Diese kann sowohl aus Ortbeton oder durch Tübbinge hergestellt werden. In dieser Arbeit wird nur die Innenschale aus Ortbeton betrachtet, da nur hierbei das Echtzeit online Betonmonitoringsystem zur Anwendung kommt. Um die Innenschale vor Wasserzutritten zu schützen wird zwischen Innenschale und temporärer Sicherung eine Abdichtung aus Kunststoffbahnen eingebaut.

In Abbildung 2.1 ist der Querschnitt einer Tunnelauskleidung bei einer temporären Sicherung mit Spritzbeton dargestellt. Abbildung 2.2 stellt eine Detailansicht der Lage der einzelnen Elemente dar.

---

<sup>4</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 67 und ff

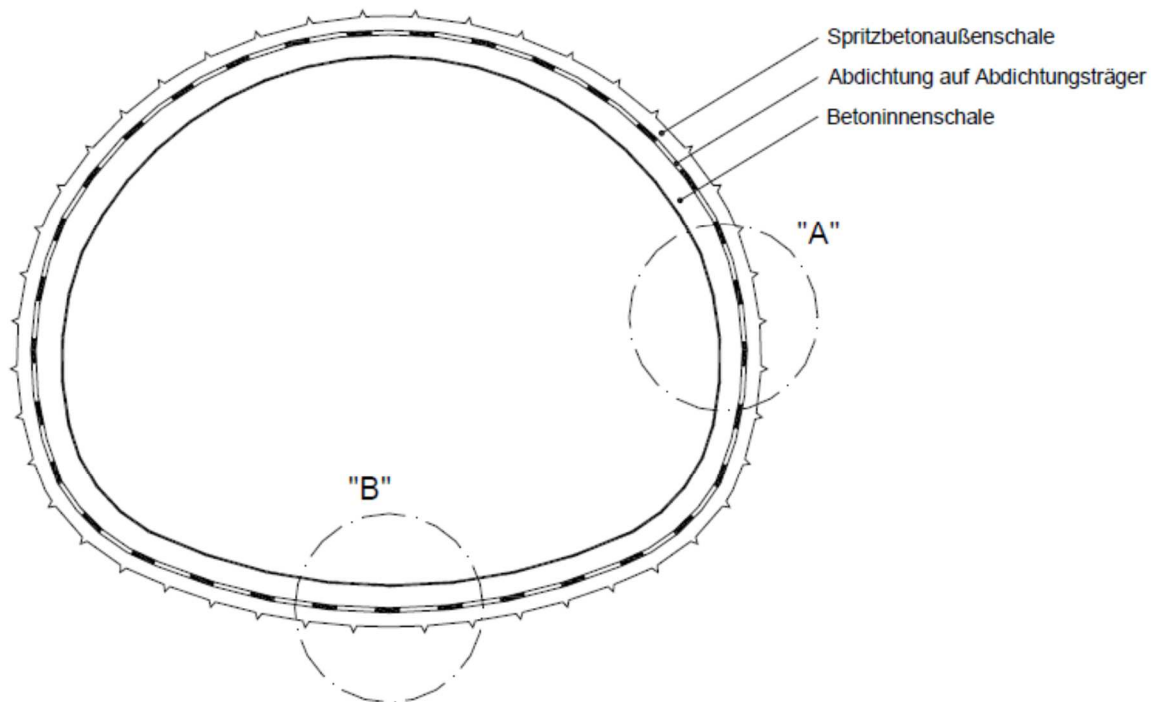


Abbildung 2.1: Tunnelquerschnitt mit Spritzbetonaußenschale, Abdichtungsträger und Betoninnenschale<sup>5</sup>

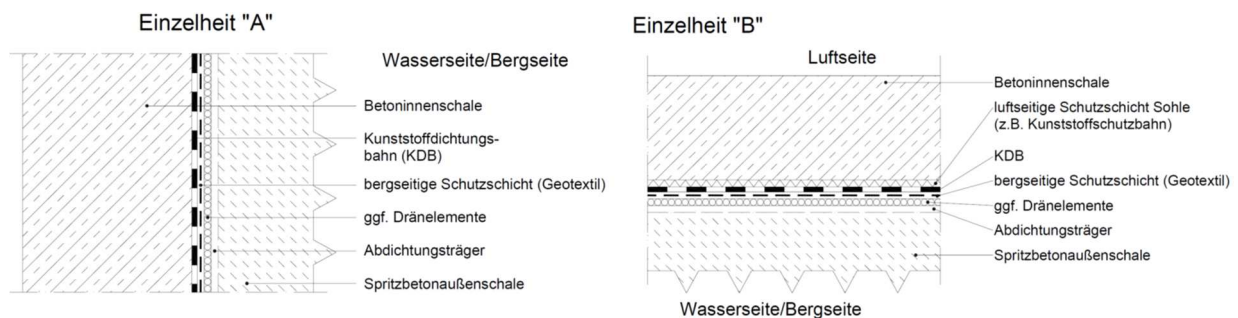


Abbildung 2.2: Detailansicht Abdichtung Strosse (links) und Sohle (rechts)<sup>6</sup>

Eine weitere Möglichkeit das Tunnelinnere vor Wasserzutritten zu schützen, ist der Ausbau mit einer wasserdichten Innenschale (WDI-Innenschale). Dabei übernimmt die Innenschale die Funktion der Wasserabdichtung und wird wasserundurchlässig ausgeführt.<sup>7</sup>

Die Innenschale wird in einzelnen Blöcken von rund 7,5-12,5 m Länge betoniert.<sup>8</sup> Bei der Herstellung der Innenschale wird vorab, je nach Gebirgseigenschaften, eine bewehrte Sohlplatte oder ein bewehrtes Sohlgewölbe hergestellt. Liegt ein druckhaftes Gebirge vor, so ist ein Sohlgewölbe zu planen, andererseits eine dünnere Sohlplatte. Damit die Sohle bei ma-

<sup>5</sup> ZTV- ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 5: Abdichtung, 2014, S. 4

<sup>6</sup> ZTV- ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 5: Abdichtung, 2014, S. 4

<sup>7</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 4

<sup>8</sup> Vgl. ZTV- ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 1: geschlossene Bauweise, 2014, S. 21

schnell vorgetriebenen Tunneln später nicht extra ausbetoniert werden muss, kann bereits während der temporären Sicherung ein Sohlübbing verlegt werden. Besitzt die Sohle eine ausreichende Festigkeit und Steifigkeit, wird anschließend das Gewölbe der Innenschale betoniert.<sup>9</sup> Die aus der Beanspruchung resultierenden Anforderungen an den Beton werden im Kapitel 2.2.6 genauer erläutert.

### 2.1.1.2 Bewehrung der Tunnelinnenschale

Eine Bewehrung im Gewölbe ist aufgrund von baubetrieblichen Erschwernissen und den daraus resultierenden höheren Kosten nur bei zwingender statischer Erfordernis einzubauen. Vorab sollte daher immer geprüft werden, ob eine unbewehrte Innenschale mit dahinterliegender Isolierung nicht wirtschaftlicher als eine bewehrte wasserdichte Innenschale ist. In Deutschland wird die bewehrte Innenschale bevorzugt, wohingegen in der Schweiz eine unbewehrte Betonschale vorrangig zum Einbau kommt. Falls eine Bewehrung nötig ist, werden die Bewehrungskörbe selbsttragend hergestellt. Das Verlegen dieser erfolgt von einem Bewehrungswagen aus, siehe Abbildung 2.3.<sup>10</sup>

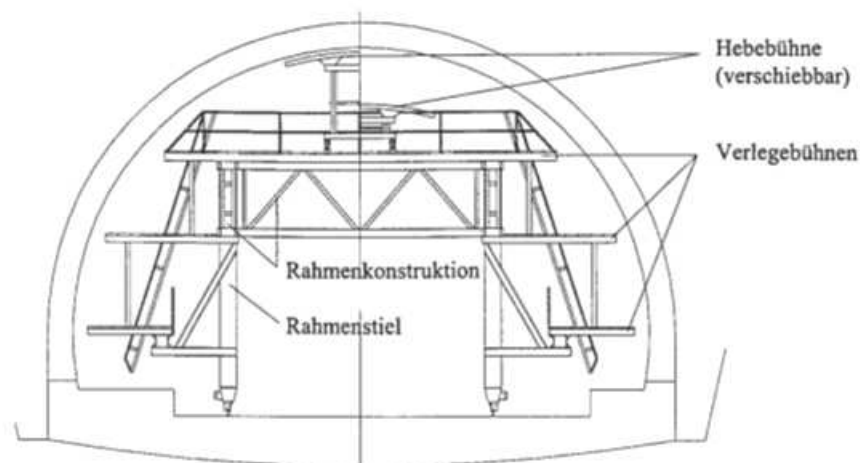


Abbildung 2.3: Bewehrungswagen<sup>11</sup>

Der Bewehrungswagen ist eine Rahmenkonstruktion mit verschiebbaren Hebebühnen. An den Rahmenstielen befindet sich ein Fahrwerk mit denen dieser auf Schienen verschoben werden kann. Im unteren Bereich kann die Bewehrung per Hand und im oberen Gewölbebereich mittels hydraulisch verstellbaren Hub- sowie Scherenbühnen oder mittels Abstützbogen verlegt werden.<sup>12</sup>

<sup>9</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 373

<sup>10</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 372 und ff

<sup>11</sup> Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 373

<sup>12</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 373

### 2.1.1.3 Tunnelschalung bei geschlossener Bauweise

Bei der Schalung der Tunnelinnenschale kommen bei längeren Regelprofilabschnitten aufgrund von Bauzeit- und Wirtschaftlichkeitsüberlegungen speziell für den Tunnelbau entwickelte Schalwagen zur Anwendung. Im Regelfall ist dieser gerade ausgeführt, wodurch sich im Bereich einer Kurve ein polygonaler Verlauf ergibt. Die dadurch entstehenden Abweichungen zum Regelquerschnitt müssen bereits in der Planung berücksichtigt werden.<sup>13</sup>

Die Innenschale kann mit einer sogenannten Fullroundschalung in einem Stück geschalt werden. Diese ist jedoch auf die Anwendung bei kleineren Tunnelquerschnitten begrenzt, denn bei größeren Querschnitten ist die Sicherheit gegen Aufschwimmen der Fullroundschalung nicht mehr gegeben.<sup>14</sup>

Im Gegensatz dazu können die Sohle und das Gewölbe getrennt voneinander hergestellt werden. In diesem Fall wird die Sohle entweder mit einem Sohlschalwagen oder einer konventionellen Schalung errichtet. Für das Abschalen des Gewölbes kommt ein Gewölbeschalwagen zum Einsatz, siehe Abbildung 2.4. Der Gewölbeschalwagen ist verfahrbar und besteht aus einer stützenden Unterkonstruktion auf der eine Schalhaut aufgesetzt ist.<sup>15</sup> Die Unterkonstruktion muss ausreichend steif konstruiert sein, damit sie dem Frischbetondruck ohne Verformungen standhält und setzt eine zuvor ausreichend erhärtete und verfestigte Sohle voraus. Auf der Sohle montierte Schienen machen es möglich den Schalwagen von einem Betonierabschnitt zum nächsten zu versetzen. Ist der Schalwagen an der richtigen Stelle positioniert, kann dieser mechanisch oder hydraulisch angehoben bzw. gesenkt werden und genau an das gewünschte Tunnelprofil angepasst werden. Zusätzlich kann über klappbare Seitenteile eine weitere Feinjustierung erfolgen.

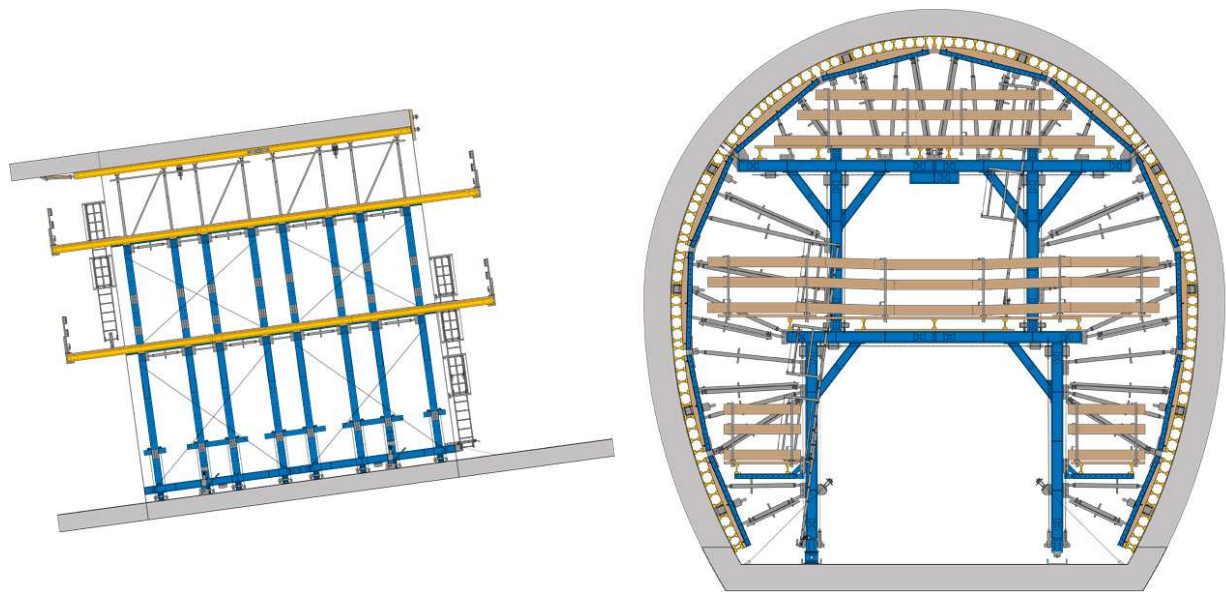
---

<sup>13</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 50

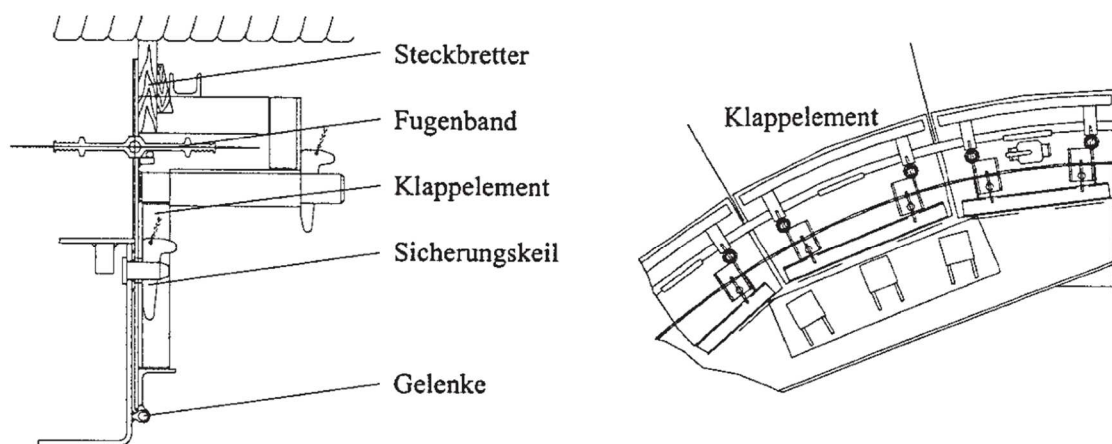
<sup>14</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 362

<sup>15</sup> Vgl. Hermann Bauer: Baubetrieb, 3. Auflagen, 2007, S. 320



Abbildung 2.4: Quer- und Längsschnitt eines Gewölbeschalwagens<sup>16</sup>

Die Stirnseite ist gesondert abzuschalen. Dazu werden klappbare Elemente verwendet, die in der Betonierposition mit Keilen gesichert sind, siehe Abbildung 2.5.

Abbildung 2.5: Stirnabschalung<sup>17</sup>

Die Klappelemente sind dabei auf die zulässige minimale Schalendicke ausgelegt. Den radialen Abschluss zur Tunnelaußenschale bilden sog. Steckbretter. Damit können Profilungengenauigkeiten ausgeglichen werden. Beim TBM-Vortrieb, wo kaum ein Überprofil auftritt, kann die Stirnabschalung sehr effizient durch einen aufblasbaren, robusten Dilatations-schlauch abgedichtet werden.<sup>18</sup>

<sup>16</sup> <http://www.doka.com/at/references/south-america/Angostura>, 05.04.2016

<sup>17</sup> Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 375

<sup>18</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 375

#### 2.1.1.4 Arbeitsablauf der Innenschalenherstellung

Die Herstellung der Innenschale erfolgt abschnittsweise in sogenannten Betonierblöcken. Die Länge eines Abschnittes ist durch den Schalwagen begrenzt und somit von diesem abhängig. Vor Beginn der Schal- und Betonierarbeiten muss eine allfällige Bewehrung eingebaut werden. Dafür kommt ein eigens dafür vorgesehener Montagewagen zum Einsatz, siehe Kapitel 2.1.1.2. Die Vorgehensweise beim Herstellen des Gewölbes besteht aus den folgenden Schritten und wird Arbeitstakt bezeichnet:<sup>19</sup>

- Verfahren und Vorziehen des Schalwagens
- Ausrichten und Positionieren der Schalung
- Einbau und Verdichten des Betons
- Abbinden und Erhärten des Betons bis die zulässige Ausschalfestigkeit erreicht ist
- Absenken des Schalwagens

Danach beginnt der Zyklus von vorne und der nächste Abschnitt des Gewölbes kann hergestellt werden. Ist eine bewehrte Innenschale gefordert, muss im Vorlauf die Bewehrung angebracht werden. Die Taktzeit wird dabei im Wesentlichen durch die Bewehrungsarbeiten vorgegeben. Ist eine unbewehrte Innenschale herzustellen, wird im Allgemeinen eine Taktzeit von ein oder zwei Tagen angestrebt. Dies ist abhängig davon, ob die Arbeiten abwechselnd in der Tag- und Nachschicht oder nur in der Tagschicht ausgeführt werden. Welcher Takt gewählt wird hängt von den Rahmenbedingungen des einzelnen Projektes ab.<sup>20</sup>

Grundsätzlich können zwei oder mehrere Schalwagen verwendet werden, um die Herstellung des Innenschalengewölbes zu beschleunigen. Bei der Anwendung von zwei Schalwägen ist der Einsatz eines Vorläufergewölbeschalwagens und eines Nachläufergewölbeschalwagens nötig. Dazu ist ein alternierendes Betonierschema anzuwenden, wo vom Vorläufer nur jeder zweite Block betoniert wird:<sup>21</sup>

- Gewölbeschalung I: Feld  $n, n+2, n+4, \dots$
- Gewölbeschalung II: Feld  $n+1, n+3, n+5, \dots$

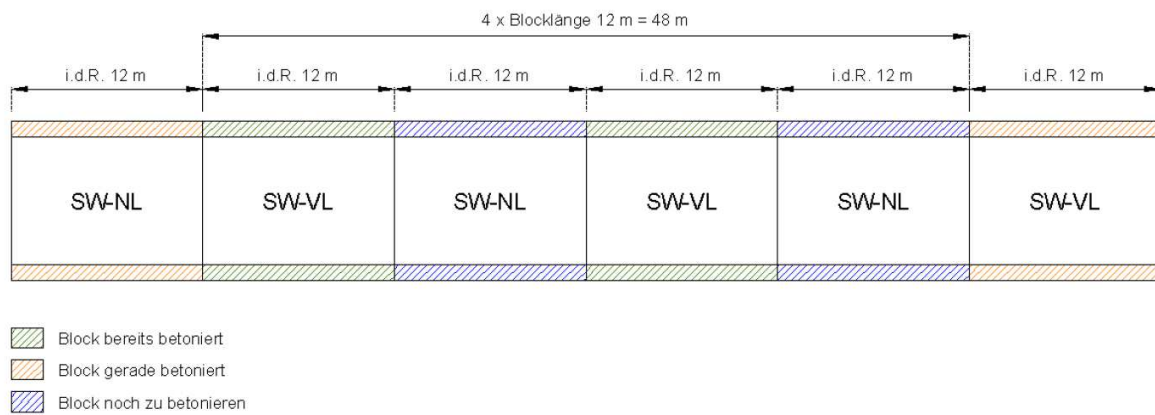
Um zu verhindern, dass beim Ausfall des Vorläuferwagens der gesamte Innenausbau zum Erliegen kommt, werden in der Regel zwischen beiden Schalwägen einige Blöcke freigelassen, siehe Abbildung 2.6.

---

<sup>19</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 377

<sup>20</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 378

<sup>21</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 375

Abbildung 2.6: Betonierschema mit zwei Schalwägen<sup>22</sup>

Die nötige Schalwagenlänge, um einen Betonierabschnitt herzustellen, wird über die geforderte Betonierleistung pro Tag und die Taktzeit errechnet.

Die mittlere Betonier-Tagesleistung kann aus der Gesamtlänge des Tunnels und der Anzahl der Betoniertage mit folgender Formel ermittelt werden:<sup>23</sup>

$$Q_{\text{Betonierleistung}} = \frac{L_{\text{Gesamt-Tunnellänge}}}{\sum t_{\text{Betoniertage}}}$$

Dabei ist:

$Q_{\text{Betonierleistung}}$  = Betonierleistung pro Tag [m/d]

$L_{\text{Gesamt-Tunnellänge}}$  = Die gesamte Tunnellänge die mit der gleichen Schalung betoniert wird [m]

$\sum t_{\text{Betoniertage}}$  = Summe der möglichen Betoniertage gemäß Terminplan [d]

Die Dauer eines Betoniertaktes kann wie folgt abgeschätzt werden:<sup>24</sup>

$$t_{\text{Betoniertakt}} = t_{S\text{-vorfahren}} + t_{S\text{-ausrichten}} + t_{B\text{-einbauen}} + t_{B\text{-erhärten}} + t_{A\text{-verlegen}}$$

<sup>22</sup> Arthur Schönwälder: Variantenstudie zur Kosten- und Leistungsermittlung im Tunnelbau, 2010, S. 11

<sup>23</sup> Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 378

<sup>24</sup> Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 378

Dabei ist:

$t_{\text{Betoniertakt}}$  = Zykluszeit eines Betonierabschnittes [h]

$t_{\text{S-vorfahren}}$  = Schalung vorfahren [h]

$t_{\text{S-ausrichten}}$  = Schalung ausrichten [h]

$t_{\text{B-einbauen}}$  = Beton einbauen [h]

$t_{\text{B-erhärten}}$  = Beton erhärten [h]

$t_{\text{A-verlegen}}$  = Zeitaufwand verlegen der Bewehrung [h]

Daraus kann nun die Gesamtschalungslänge wie folgt berechnet werden:<sup>25</sup>

$$I_{\text{Gesamt-Schalung}} = Q_{\text{Betonierleistung}} * t_{\text{Betoniertakt}}$$

Dabei ist:

$I_{\text{Gesamt-Schalung}}$  = Die benötigte Schalwagenlänge um den Betoniertakt realisieren zu können [m]

Je nach gesamter Schalungslänge muss entschieden werden, ob ein oder zwei Schalungswägen zum Einsatz kommen. Die Länge der einzelnen Schalwägen ist dabei stark von betontechnologischen Gesichtspunkten abhängig.<sup>26</sup>

Vor jedem Betoniervorgang muss die Schalhaut gut gereinigt und ein geeignetes Trennmittel aufgetragen werden. Somit kann ein Anhaften des Betons an der Schalungsoberfläche verhindert werden. Das Verdichten des Frischbetons wird grundsätzlich durch Außenrüttler, die direkt an der Schalhaut angebracht sind, erreicht.<sup>27</sup>

## 2.1.2 Offene Bauweise

Die offene Bauweise unterscheidet sich von der geschlossenen Bauweise dadurch, dass zuerst das Tunnelbauwerk (Tunnelschale und Abdichtung) hergestellt und dieses danach überschüttet wird. Im ersten Schritt wird nötigenfalls eine Baugrube, in der das Tunnelbauwerk errichtet wird, ausgehoben. Nachdem auf der Baugrubensohle eine Sauberkeitsschicht aufgebracht wurde, kann anschließend die Tunnelsohle hergestellt werden. Darauf wird die

<sup>25</sup> Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 378

<sup>26</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage, 2008, S. 378

<sup>27</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 51

Innenschale entweder im Rechteck- oder Gewölbequerschnitt abschnittsweise betoniert.<sup>28</sup> Zur Herstellung dieser werden Schalwägen verwendet, siehe Kapitel 2.1.1.2. Eine schematische Darstellung der Arbeitsabläufe ist in Abbildung 2.7 zu sehen.

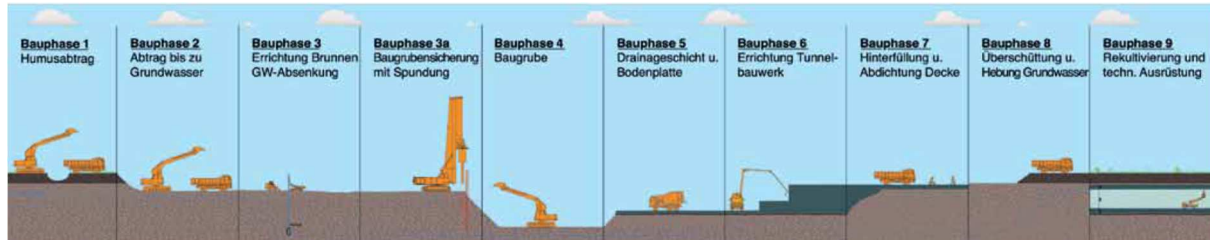


Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Arbeitsabläufe bei der Herstellung eines Tunnelbauwerks in offener Bauweise<sup>29</sup>

Zur Anwendung kommt diese Methode insbesondere bei der Herstellung von Tunnelbauwerken mit geringen Überlagerungshöhen oder im innerstädtischen Bereich im U-Bahn-Bau. Bei in offener Bauweise hergestellten Tunnelschalen entsprechen die einzelnen Bauteile – in Bezug auf die Betontechnik, Bauausführung und Entwurf – mehr oder weniger den Regeln des klassischen Ingenieurbauwes.<sup>30</sup>

Die Betonzusammensetzung ist zur Verminderung von Zwangsspannungen so zu wählen, dass die Ausschalfestigkeit zum Zeitpunkt des Ausschalens nicht unterschritten, jedoch auch nicht wesentlich überschritten wird. Je nach Witterungsbedingungen und Jahreszeit sind Betonzusammensetzungen zu wählen, die eine möglichst niedrige Temperaturentwicklung im Bauteil gewährleisten. Die zum Ausschalen nötige Mindestdruckfestigkeit ist vor dem Entfernen der Schalung nachzuweisen.<sup>31</sup>

Um eine abdichtende Funktion zu erlangen, kann bei Tunnelbauten in offener Bauweise die Tunnelschale mit wasserundurchlässigem Beton ausgeführt werden. In diesem Fall gelten ebenfalls die Normen und Richtlinien für WU-Konstruktionen, siehe Kapitel 2.2.6.5. Anderenfalls muss das Bauwerk außen mit Abdichtungsbahnen abgedichtet werden.<sup>32</sup>

Eine spezielle Form der offenen Bauweise stellt die Deckelbauweise dar. Dabei wird eine Baugrubenumschließung mittels Bohrpfahl- oder Schlitzwand hergestellt, welche meist als bleibende Bestandteile des endgültigen Tunnelbauwerks herangezogen werden. Zur Aussteifung wird an der Oberkante eine Deckelplatte betoniert, wofür keine Schalung erforderlich

<sup>28</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, X: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 411

<sup>29</sup> <http://www.suedguertel.steiermark.at>, Gesamtprojektfolder Südgürtel Graz, 03.05.2014

<sup>30</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; X: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 411

<sup>31</sup> Vgl. ZTV- ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 2: offene Bauweise, 2014, S. 21

<sup>32</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; X: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 411

ist. Im Anschluss wird der ursprüngliche Zustand der Oberfläche wieder hergestellt. Im Schutz des Deckels wird danach mit den Aushubarbeiten begonnen und am Ende eine Sohlplatte eingezogen. Eine Schematische Darstellung der Arbeitsabläufe ist in Abbildung 2.8 zu sehen.

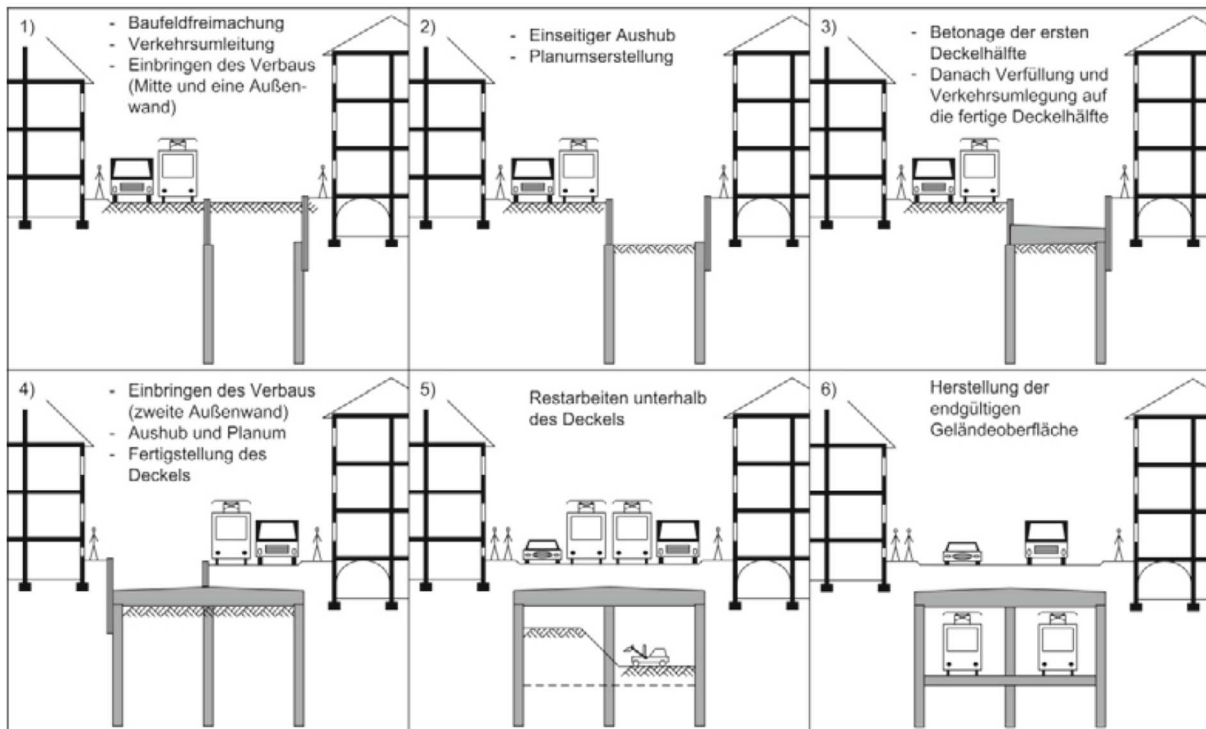


Abbildung 2.8: Schematische Darstellung der Arbeitsabläufe bei der Herstellung eines Tunnelbauwerks in Deckelbauweise mit zwei Bauabschnitten<sup>33</sup>

Diese Art der Konstruktion kommt vor allem im innerstädtischen Bereich zur Anwendung, da so eine längerfristige Behinderung des Oberflächenverkehrs ausgeschlossen wird.<sup>34</sup>

## 2.2 Betontechnologische Grundlagen

Beton ist neben Stahl der heutzutage am meisten verwendete Konstruktionsbaustoff. Weltweit werden über 50% aller Bauwerke aus Beton errichtet.<sup>35</sup> Ob als tragende Wände oder Stützen bei Hochbauten mit mehreren 100 m Höhe oder bei der Errichtung der Innenschale von Tunnelbauwerken, vielerorts wird dieser Baustoff eingesetzt. Um Bauschäden zu vermeiden ist eine ausreichende Betonqualität essentiell. Zur Gewährleistung dieser Qualität sind umfassende Stoffkenntnisse von großer Bedeutung. In diesem Kapitel werden die grundlegenden Eigenschaften wie die Druckfestigkeit oder Festigkeitsentwicklung von Beton

<sup>33</sup> Conrad Boley: Handbuch Geotechnik, 1. Auflage, 2012, S. 807

<sup>34</sup> Vgl. Conrad Boley: Handbuch Geotechnik, 1. Auflage, 2012, S. 806

<sup>35</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 260

genauer betrachtet. Den Abschluss bildet eine Ausarbeitung der Anforderungen an Betone für die Tunnelinnenschale.

## 2.2.1 Bestandteile von Beton

Der Baustoff Beton setzt sich hauptsächlich aus einem Gemisch von Zement als Bindemittel, Anmachwasser und Gesteinskörnung zusammen. Des Weiteren können Betonzusatzstoffe oder -mittel beigemischt werden, um bestimmte Eigenschaften wie Druckfestigkeitsentwicklung, Verarbeitbarkeit, Abbindverhalten oder Dauerhaftigkeit zu verändern. Diese Zusätze, welche nur einen geringen Massenanteil im Vergleich zu den anderen Betonbestandteilen darstellen, wirken entweder chemisch oder physikalisch.<sup>36</sup> Genaue Festlegungen über den Einsatz und die Verwendung von Zusätzen sind in der ÖNORM EN 206-1<sup>37</sup> zu finden.

Beton kann näher als ein Zweistoffsystem beschrieben werden, welches aus dem Korngerüst und dessen umhüllende Matrix besteht. Der Begriff „Matrix“ beschreibt dabei das Gemisch aus Wasser, Zement und Zusatzstoffen bzw. -mittel. Im frischen Zustand wird dieses als Zementleim und im erhärteten Zustand als Zementstein bezeichnet.<sup>38</sup>

## 2.2.2 Einteilung von Beton

Die Einteilung von Beton erfolgt üblicherweise nach der Druckfestigkeit. Angegeben wird jene Druckfestigkeit, die der Beton nach 28 Tagen Aushärtungszeit erreicht. Dieser Festigkeitswert stellt den Ausgangswert für statische Berechnungen dar und fließt als charakteristischer Wert ein. Ermittelt werden diese Werte an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge und Zylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe. So bedeutet zum Beispiel die Bezeichnung C30/37, dass es sich um einen Beton mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> und einer charakteristischen Würfeldruckfestigkeit von 37 N/mm<sup>2</sup> handelt. Diese sogenannten Druckfestigkeitsklassen reichen dabei von C8/10 bis hin zu hoch festen Betonen der Festigkeitsklasse C100/115.<sup>39</sup> Die genaue Einteilung kann der ÖNORM EN 206-1<sup>40</sup> entnommen werden.

---

<sup>36</sup> Vgl. Harald S. Müller, Udo Wiens: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; XVI: Beton, 2014, S. 30

<sup>37</sup> Vgl. ÖNORM EN 206-1, Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, 2005, S. 24

<sup>38</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 260

<sup>39</sup> Vgl. Betonakademie: Unterlagen Betontechnologie 1, 2014, S. 25

<sup>40</sup> Vgl. ÖNORM EN 206-1, Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, 2005, S. 22

### 2.2.3 Druckfestigkeit

In den meisten Fällen ist die Druckfestigkeit der Gesteinskörnung viel höher als die des Zementsteins. Diese Tatsache bedeutet, dass die Druckfestigkeit des Betons unter anderem maßgeblich von der Festigkeit des Zements beeinflusst wird.<sup>41</sup> Nach ÖNORM EN 197-1<sup>42</sup> kann Zement in vier Festigkeitsklassen eingeteilt werden:

- CEM 22,5
- CEM 32,5
- CEM 42,5
- CEM 52,5

CEM steht dabei für Zement und die nachstehenden Werte stellen jeweils die Mindestdruckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen dar. Bei der Herstellung von Bauwerken ist jedoch nicht nur die Festigkeit nach 28 Tagen entscheidend, sondern, um einen schnelleren Baufortschritt zu ermöglichen, die Anfangsfestigkeit nach zwei bis sieben Tagen. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, werden im Eurocode 2 zusätzlich zu den Festigkeitswerten drei Klassen für die Anfangsfestigkeit angegeben. So werden Betone die eine hohe Anfangsfestigkeit aufweisen mit dem Buchstaben **R**, mit normaler Anfangsfestigkeit **N** und mit niedriger Anfangsfestigkeit **L** gekennzeichnet.<sup>43</sup>

Einen weiteren entscheidenden Faktor für die Betonfestigkeit bildet der Wasser-Bindemittel-Wert (w/b-Wert), früher auch als Wasser-Zement-Wert bezeichnet. Dieser Wert beschreibt das Verhältnis zwischen dem Massenanteil von Wasser und dem des Bindemittels im Zementleim. Die chemische Reaktion zwischen Zementbestandteilen und Anmachwasser wird als Hydratation bezeichnet. Die Hydratation ist ein exothermer Prozess, bei dem Wärme freigesetzt wird. Damit diese Reaktion vollständig ablaufen kann, muss im Zementleim ein Wasseranteil von etwa 40% vorherrschen. Dies entspricht einem w/b-Wert von 0,4. Jenes Wasser, das sich über diese 40% hinaus im Zementleim befindet, kann bei der Hydratation nicht verbraucht werden und verbleibt in den Poren des Zementsteins. Dadurch wird die Struktur geschwächt und es kommt in weiterer Folge zu einer Verminderung der Festigkeit im Beton.<sup>44</sup>

---

<sup>41</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 261

<sup>42</sup> Vgl. ÖNORM EN 197-1, Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, 2011

<sup>43</sup> Vgl. Jochen Stark, Bernd Wicht: Dauerhaftigkeit von Beton, 2. Auflage, 2013, S. 87

<sup>44</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 263



In Abbildung 2.9 ist dieser Zusammenhang genauer dargestellt. So besitzt z.B. ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,6 lediglich 60% der Festigkeit, die er bei einem w/b-Wert von 0,4 aufweisen würde.

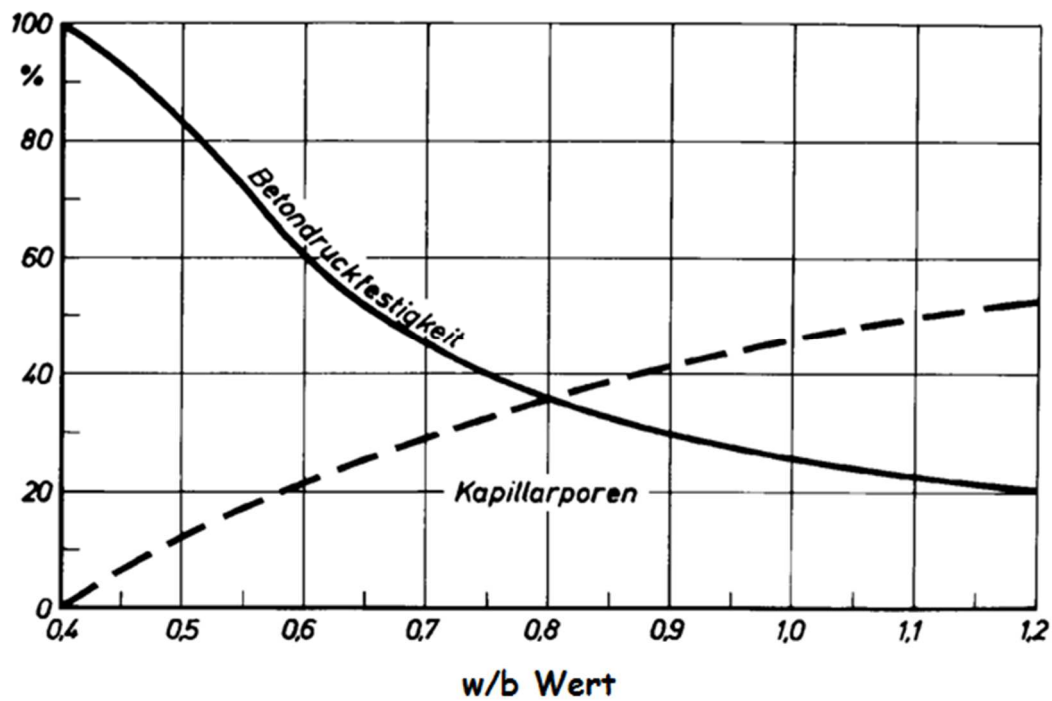


Abbildung 2.9: Einfluss des w/b-Wertes auf die relative Druckfestigkeit von Beton<sup>45</sup>

Somit kann eine höhere Betonfestigkeit durch einen niedrigeren w/b-Wert sowie durch eine höhere Zementfestigkeit sichergestellt werden kann.

#### 2.2.4 Festigkeitsentwicklung im Beton

Die Entwicklung der Betonfestigkeit wird maßgeblich durch die Eigenschaft des Zements, die Zusammensetzung des Betons, das Betonalter und die während der Herstellung und Erhärtung vorherrschenden Umweltbedingungen beeinflusst. Zusätzlich kann die Festigkeitsentwicklung durch Zusatzmittel oder -stoffe verlangsamt oder beschleunigt werden. So können Betone unterschiedlicher Zusammensetzung mit gleicher Endfestigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt unterschiedliche Festigkeitswerte aufweisen. Alle Betone müssen jedoch nach 28 Tagen ihre charakteristische Druckfestigkeit erreicht haben.

<sup>45</sup> Betonakademie: Lernunterlagen Betontechnologie 1, 2014, S. 6

### 2.2.4.1 Einfluss des Alters

Die Festigkeit von Beton nimmt mit steigendem Alter zu. Im Erhärtungszeitraum wird zwischen Frühfestigkeit und Festigkeit im späteren Alter unterschieden:<sup>46</sup>

- Als Frühfestigkeit wird jene Betonfestigkeit bezeichnet, die nach wenigen Stunden oder Tagen erreicht wird. Eine hohe Frühfestigkeit liefern im Allgemeinen Betone mit schnell erhärtendem Zement gekennzeichnet mit der Zusatzbezeichnung R, oder Zement mit einer hohen Festigkeit (zum Beispiel CEM 52,5). Auch der w/b-Wert wirkt sich auf die Festigkeit im jungen Alter aus, denn Betone mit einem geringeren w/b-Wert weisen eine höhere Frühfestigkeit auf. Dies kann dazu führen, dass Betone mit gleicher 28-Tage-Druckfestigkeit, nach wenigen Tagen eine unterschiedlich hohe Druckfestigkeit haben.
- Betone erhärten je nach Zement und Betonzusammensetzung nach 28 Tagen noch weiter. Darunter versteht man die Festigkeit im späteren Alter. Kommen schnell erhärtende Zemente zur Anwendung, ist eine Nachhärtung von ca. 10% zu erwarten. Wohingegen bei langsam erhärtenden Zementen die 28-Tage-Druckfestigkeit um 50% oder mehr überschritten werden kann.

### 2.2.4.2 Einfluss der Temperatur

Grundsätzlich beschleunigt eine höhere Temperatur die Festigkeitsentwicklung des Betons, während niedrigere Temperaturen diese verlangsamen. Abhängig vom Zement kommt laut Günter Neroth und Dieter Vollenschaar der Erhärtungsverlauf bei ungefähr -10°C zum Stillstand.<sup>47</sup>

Anhand der unten angeführten Saulschen Reifformel kann die Reife des Betons bei unterschiedlicher Erhärtungstemperatur und -zeit abgeschätzt werden, vorausgesetzt die Festigkeitsentwicklung bei +20°C des zu prüfenden Betons ist bekannt:<sup>48</sup>

$$R = \sum a_i \cdot (\delta_i + 10)$$

---

<sup>46</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 310

<sup>47</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 311

<sup>48</sup> Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 311

Dabei sind:

$R$  = Reife in  $[\text{°C}\cdot\text{h}]$

$\bar{\delta}_i$  = Temperatur im Zeitintervall in  $[\text{°C}]$

$a_i$  = Erhärungszeit in Stunden bei der Temperatur  $\bar{\delta}_i$

$i$  = Index für die Anzahl der Stunden

Wie in der Reifeformel ersichtlich ist, bedeutet eine Betontemperatur von  $-10\text{°C}$ , dass keine Erhärtung stattfindet und die Reife null beträgt.

Betone besitzen also bei einer bestimmten Reife eine bestimmte Druckfestigkeit. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 2.10 dargestellt. Bei gleicher Zusammensetzung, aber unterschiedlichen Temperaturen während der Erhärtung, erreichen Betone genau dann die gleiche Druckfestigkeit, wenn sie die gleiche Reife aufweisen.

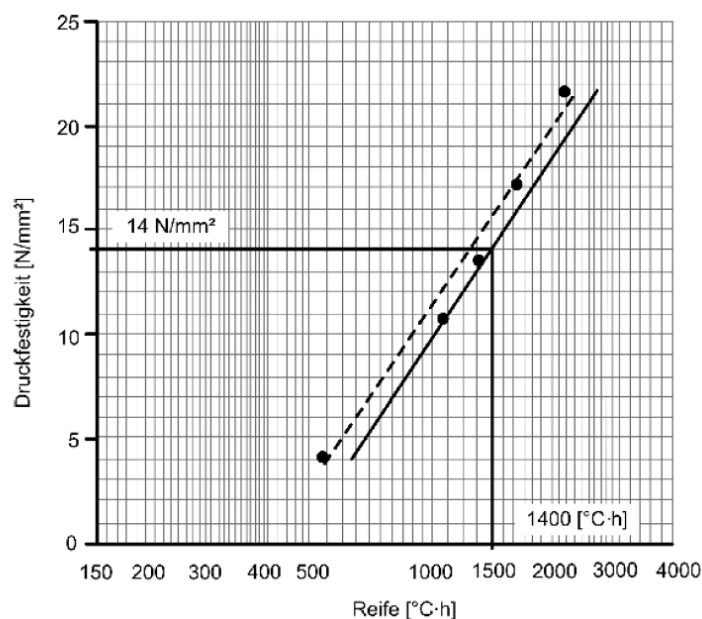


Abbildung 2.10: Betonreife im Relation zur Druckfestigkeit<sup>49</sup>

Wenn jedoch eine genaue Abschätzung der Festigkeitsentwicklung erforderlich ist, ist der Reifegrad nach Saul aufgrund der zu starken Vereinfachung der Abhängigkeit zwischen Temperatur und Druckfestigkeit unbrauchbar.<sup>50</sup>

Eine Weiterentwicklung und Verfeinerung des Reifegradmodells nach Saul stellt die gewichtete Reife nach Roland T. de Vree dar. Bei dieser Methode wird neben dem temperaturab-

<sup>49</sup> Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, X: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 401

<sup>50</sup> Vgl. Roland T. de Vree, Rudolf A. Tegelaar: Sonderdruck aus "Beton", Gewichtete Reife des Betons, 1998, S. 674 und 678

hängigen Erhärtungsverhalten die Zementart mit einem zementspezifischen Kennwert berücksichtigt.<sup>51</sup> Die gewichtete Reife einer Stunde lässt sich mit folgender Formel ermitteln:<sup>52</sup>

$$R_g = \frac{10 \cdot [C^{(0,1T-1,245)} - C^{-2,245}]}{\ln C}$$

Dabei sind:

$R_g$  = gewichtete Reife einer Stunde [ $^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$ ]

$C$  = zementspezifischer Kennwert

$T$  = mittlere Erhärtungstemperatur im Temperaturintervall [ $^{\circ}\text{C}$ ]

Über den zementspezifischen Kennwert  $C$  wird die Temperaturempfindlichkeit des Zements angegeben. Dieser Kennwert muss für jede Zementart ermittelt werden. Ist es erforderlich die gewichtete Reife nach einem längeren Zeitraum als nach einer Stunde zu ermitteln, müssen die pro Stunde berechneten Betonreifen addiert werden.

**Das nachfolgende Beispiel soll diesen Zusammenhang veranschaulichen:**

In Abbildung 2.11 ist der Temperaturverlauf eines beliebig gewählten Betons angeführt. Um die Betonreife nach 16 h zu ermitteln, muss die Kurve in Zeitintervalle unterteilt werden. Aufgrund der in diesem Beispiel relativ flach gewählten Temperaturkurve wurden Zeitintervalle von 2 h gewählt.

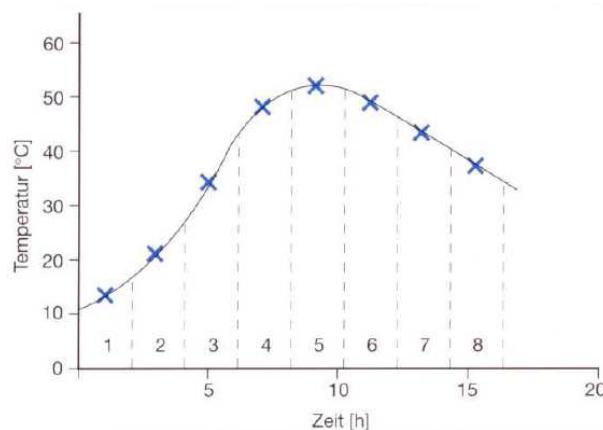


Abbildung 2.11: Temperaturverlauf in einem beliebig gewählten Beton<sup>53</sup>

<sup>51</sup> Vgl. Egmond van Bram, Jacobs Frank: Cementbulletin Band 67, Article: Gewichtete Reife des Betons, 1999, S. 4

<sup>52</sup> Roland T. de Vree, Rudolf A. Tegelaar: Sonderdruck aus "Beton", Gewichtete Reife des Betons, 1998, S. 674 und 678

<sup>53</sup> Roland T. de Vree, Rudolf A. Tegelaar: Sonderdruck aus "Beton", Gewichtete Reife des Betons, 1998, S. 674 und 678

In jedem dieser acht Intervalle wird nun die mittlere Temperatur — gekennzeichnet durch die blauen Kreuze — bestimmt und unter Verwendung der oben beschriebenen Formel die gewichtete Reife nach de Vree für jedes einzelne Zeitintervall berechnet. Durch Addition der ermittelten Reifen erhält man die Betonreife nach 16 h.

Um von der gewichteten Reife auf die Druckfestigkeit zu schließen sind Eichgrafiken erforderlich. Diese gelten nur für eine bestimmte Zusammensetzung des Betons und müssen für jede Betonsorte neu erstellt werden.<sup>54</sup>

#### 2.2.4.3 Einfluss der Feuchtigkeit

Betone die dauernd feucht gelagert sind erreichen im jungen Alter eine höhere Druckfestigkeit. Ein zu rasches Austrocknen wirkt störend auf den Erhärtungsverlauf und führt somit zu einer langsameren Druckfestigkeitsentwicklung.<sup>55</sup>

### 2.2.5 Nachbehandlung

Damit bei einer Betonkonstruktion eine ausreichende Dauerhaftigkeit erreicht werden kann, ist eine früh einsetzende, ununterbrochene und ausreichend lange Nachbehandlung des jungen Betons unerlässlich. Der Widerstand gegen äußere Einflüsse kann erhöht werden, indem die Porosität und die Permeabilität im Beton verringert wird. Vor allem die oberflächennahen Bereiche sind gegen ein vorzeitiges Austrocknen, extreme Temperaturen bzw. Temperaturänderungen, mechanische Beanspruchungen und Erschütterungen sowie chemischen Angriffen zu schützen.<sup>56</sup>

Wie rasch der noch junge Beton austrocknet, ist abhängig von der Windgeschwindigkeit, der relativen Luftfeuchtigkeit sowie dem Temperaturunterschied zwischen dem erhärtenden Beton und seiner direkten Umgebung. So trocknet der Beton z.B. schneller aus, wenn die Betonoberfläche eine höhere Temperatur als die Umgebung aufweist. In Abbildung 2.12 ist die Wasserverdunstung in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit, der Beton- und Lufttemperatur sowie der Windgeschwindigkeit dargestellt. Darin ist zu sehen, dass bei einem Kubikmeter nicht geschalter Betonoberfläche, einer Luft- und Betontemperatur von +20°C, einer Windgeschwindigkeit von 20 km/h und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50% 0,6 kg Wasser pro Stunde verdunsten kann. Um diesem Vorgang entgegen zu wirken, ist eine Nachbehandlung durch geeignete Verfahren nötig.

---

<sup>54</sup> Vgl. Roland T. de Vree, Rudolf A. Tegelaar: Sonderdruck aus "Beton", Gewichtete Reife des Betons, 1998, S. 674 und 678

<sup>55</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage, 2011, S. 312

<sup>56</sup> Vgl. Zement-Merkblatt Betontechnik B 8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, 2014, S. 1

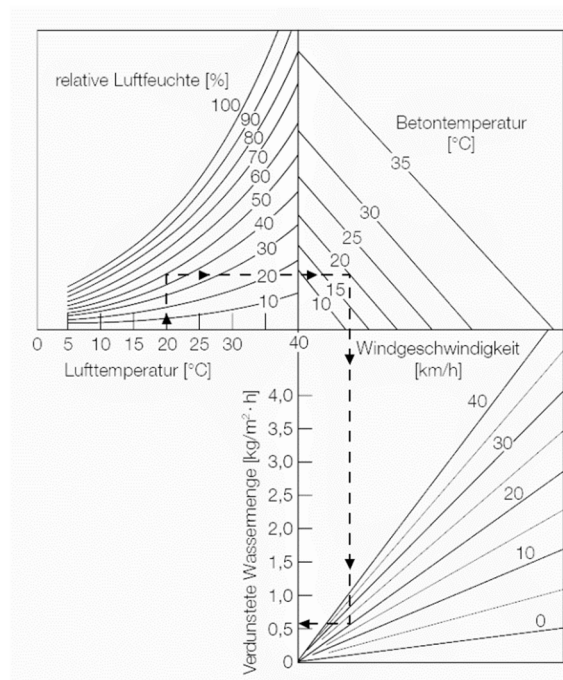


Abbildung 2.12: Beispiel des Austrocknungsverhaltens einer nicht geschalteten Betonoberflächen, in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatureinfluss<sup>57</sup>

Laut ÖNORM EN 13670<sup>58</sup> sind folgende Verfahren für eine Nachbehandlung geeignet und können entweder alleine oder in Kombination angewendet werden:

- Belassen des Betons in der Schalung
- Betonoberfläche mit einer dampfdurchlässigen Folie abdecken, welche an den Kanten und Verbindungen gesichert ist, um Zugluft zu vermeiden
- Aufbringen einer feuchten Abdeckung auf die Oberfläche
- Betonoberfläche wässern mit geeignetem Wasser
- Aufbringen eines nachweislich geeigneten Nachbehandlungsmittels

Eine einfache Form der Nachbehandlung stellt das Belassen des Bauteils in der Schalung dar. Dies ist jedoch im Sinne eines wirtschaftlichen Bauablaufes nicht immer möglich. Bei einer freien Oberfläche stellt das Abdecken mit einer Folie eine gebräuchliche Methode dar. Hierbei muss beachtet werden, dass zwischen Folie und Beton kein Luftzug entsteht. Denn das entstehende Kondenswasser würde zu Ausblühungen an der Betonoberfläche führen. Das Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels sollte gleichmäßig und flächendeckend erfolgen. Zur Anwendung sollten nur dafür geeignete Mittel kommen. Des Weiteren ist beim Auf-

<sup>57</sup> Zement-Merkblatt Betontechnik B 8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, 2014, S. 1

<sup>58</sup> Vgl. ÖNORM EN 13670: Ausführung von Tragwerken aus Beton, 2010, S. 57

sprühen eines Nachbehandlungsmittels auf eine mögliche Haftbeeinträchtigung späterer Oberflächenbehandlungen wie z.B. Anstriche, Beschichtungen oder Beläge zu achten.<sup>59</sup>

Im Tunnelbau wird eine ausreichende Nachbehandlung durch das vollflächige Aufbringen eines geeigneten Nachbehandlungsmittels direkt nach dem Ausschalen erreicht. Dabei ist zu beachten, dass wachshaltige Mittel die Haftung späterer Anstriche, Beschichtungen und Beläge verringern.<sup>60</sup> Bei Ausschalfristen unter zehn Stunden sind Sondermaßnahmen, welche die Luftfeuchteregulierung ermöglichen und den Beton vor zu starker Luftbewegung schützen, zu schaffen. Dabei sollte die Nachbehandlungsdauer der bereits hergestellten Innenschale mindestens drei Tage (72 Stunden) ab Ausschalzeitpunkt betragen. Während dieser Zeit ist eine geringe Strömungsgeschwindigkeit von  $< 1$  m/s sowie eine relative Luftfeuchtigkeit von 90% zu gewährleisten. Dies wird in der Praxis durch einen oder mehrere Nachbehandlungswägen, welche direkt hinter dem Schalwagen nachgezogen werden, gewährleistet.<sup>61</sup>

Eine wesentliche Rolle spielt die Nachbehandlung bei wasserundurchlässigen Konstruktionen, um die geforderte Dichtheit des Betons bzw. Zementsteines zu erreichen. Die Dichtheit der Betonoberfläche ist dabei direkt von der Dauer des ausreichenden Wasserangebots und somit vom Grad der Hydratation abhängig.<sup>62</sup>

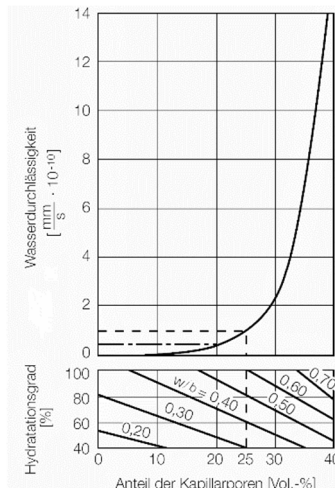


Abbildung 2.13: Wasserdurchlässigkeit von Zementstein in Abhängigkeit von der Kapillarporosität und vom w/b-Wert (nach T.C. Powers)<sup>63</sup>

In Abbildung 2.13 ist die Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, dem Anteil der Kapillarporen und des w/b-Wertes dargestellt. Dabei ist zu sehen, dass ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,40 bereits bei einem Hydratationsgrad von 60% die gleiche Was-

<sup>59</sup> Vgl. Günter Neroth, Dieter Vollenschaar: Wendehorst Baustoffkunde, 2011, S. 308

<sup>60</sup> Vgl. Zement-Merkblatt Betontechnik B 8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, 2014, S. 3

<sup>61</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 59

<sup>62</sup> Vgl. Zement-Merkblatt Betontechnik B 8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, 2014, S. 4

<sup>63</sup> Zement-Merkblatt Betontechnik B 8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, 2014, S. 4

serdurchlässigkeit aufweist, wie ein Beton mit einem w/b-Wert von 0,50 und einem Hydratationsgrad von 80%.

## 2.2.6 Anforderungen an Beton für die Tunnelinnenschale

In diesem Kapitel werden die wichtigsten Anforderungen an Betone speziell für die Tunnelinnenschale erläutert.

Laut der ÖBV Richtlinie Innenschalenbeton<sup>64</sup> ist der Beton so zusammenzusetzen, dass die geforderten Eigenschaften unter den zu erwartenden Bedingungen auf der Baustelle mit ausreichender Sicherheit erreicht werden. Für die Festlegung der Betonzusammensetzung von Tunnelinnenschalen sind der Ausschalzeitpunkt und die damit verbundene Ausschalfestigkeit, die Verarbeitbarkeit, das Vermeiden von Rissen sowie die Gebrauchseigenschaften maßgebend. Mit der Bauteilprüfung wird einerseits die Betontemperatur im Bauteil und andererseits die Ausschalfestigkeit nachgewiesen. Um diesen Anforderungen, die sich teilweise gegenläufig zueinander verhalten, gerecht zu werden, ist eine Optimierung der Betonrezeptur erforderlich. Grundsätzlich sollte der Beton für die Innenschale mit einer geringen Bindemittel- und Gesamtwassermenge hergestellt werden. Dadurch werden Temperatur- und Schwindspannungen reduziert. Um Temperaturspannungen zu verringern wird empfohlen, Zemente des Typs CEM II oder CEM I C<sub>3</sub>A-frei zu verwenden. Des Weiteren sollten bestimmte Teile des Bindemittels durch Zusatzstoffen gem. ÖNORM B 4710-1<sup>65</sup> ersetzt werden.

### 2.2.6.1 Verminderung der Rissbildung

Die Hauptursache für Risse in der Tunnelinnenschale sind Zwangsspannungen im Beton selbst, hervorgerufen durch Verformungsbehinderung während des Erhärtungsprozesses. Die vorab hergestellte Sohlplatte bzw. das Sohlgewölbe wirken sich besonders verformungsbehindernd aus. Grundsätzlich ist zwischen drei Typen von Rissen zu unterscheiden, die in Abbildung 2.14 dargestellt sind.<sup>66</sup>

---

<sup>64</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 2 und 5

<sup>65</sup> Vgl. ÖNORM B 4710-1: Beton: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis, 2007, S. 39

<sup>66</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 397



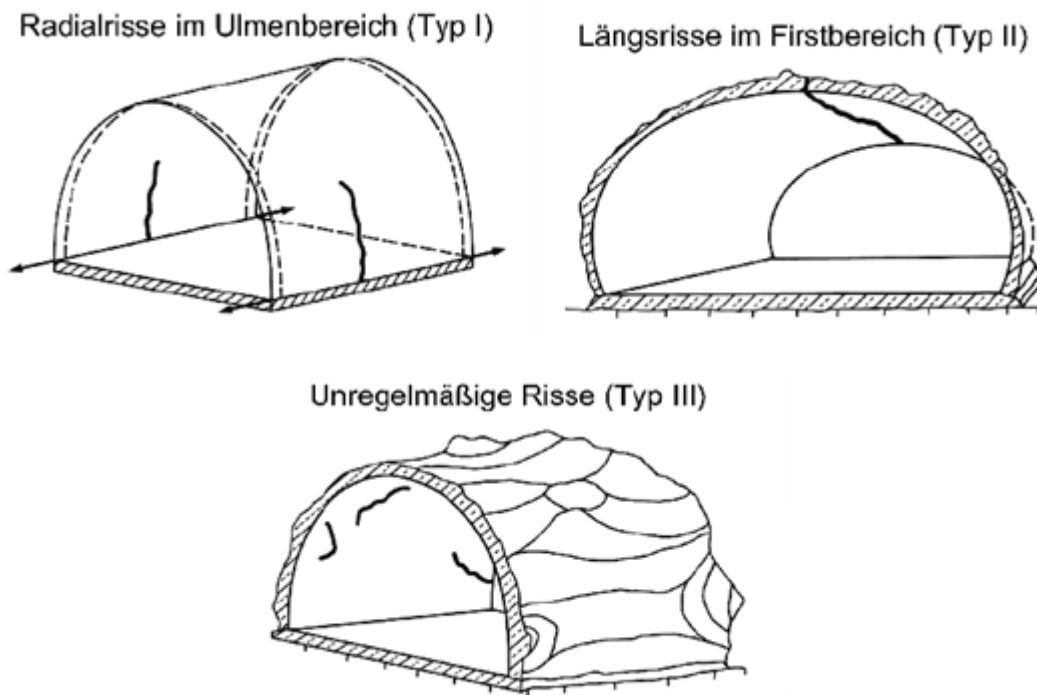


Abbildung 2.14: Häufigsten Risstypen im Beton von Innenschalen bei zeitlich versetztem Einbau von Sohlplatte und Gewölbe<sup>67</sup>

In den meisten Fällen ist beim Betonieren der Innenschale die Sohle bereits mehrere Wochen alt und verhindert so die Ausdehnung in Längsrichtung, wodurch Radialrisse in der Ulme entstehen können (Risstyp I). Durch Behinderung der Verkrümmung in Radialrichtung werden Längsrisse in der Firste hervorgerufen (Risstyp II). Über die ganze Tunnelinnenschale verteilte, unregelmäßige Risse treten bei Verbund der Innenschale mit der Spritzbetonaußenschale auf. Dieser Typ III wird bei großen Unebenheiten zwischen den beiden Schalen oder wenn keine trennende Folie eingebaut wird, hervorgerufen. Aufgrund der geringen Beeinflussbarkeit solcher Verformungsbedingungen sollten Betone mit einer geringen Anfälligkeit gegen Rissbildung verwendet werden.<sup>68</sup>

Maßgeblichen Einfluss auf die Reißneigung hat die Frischbetontemperatur. Nach ÖBV Richtlinie Innenschalenbeton sollte die Frischbetontemperatur beim Einbau zwischen 13°C und 18°C liegen. Höhere Temperaturen als 22°C führen zu einer Zunahme der Rissanfälligkeit, wobei eine Überschreitung von 27°C nicht zulässig ist. Um die Festigkeitsentwicklung nicht unnötig zu verlangsamen, sollte eine Frischbetontemperatur von 10°C nicht unterschritten werden.<sup>69</sup>

Bei der in der Regel zwischen 25 und 100 cm dick ausgeführten Innenschale stellen die Wärmeentwicklung und die damit verbundene Entstehung von Zwangsspannungen im Bau-

<sup>67</sup> Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 396

<sup>68</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 397

<sup>69</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 5

teil einen entscheidenden Faktor dar. In Abbildung 2.15 ist die Temperaturentwicklung im Vergleich zur Entwicklung der Eigenspannungen dargestellt.

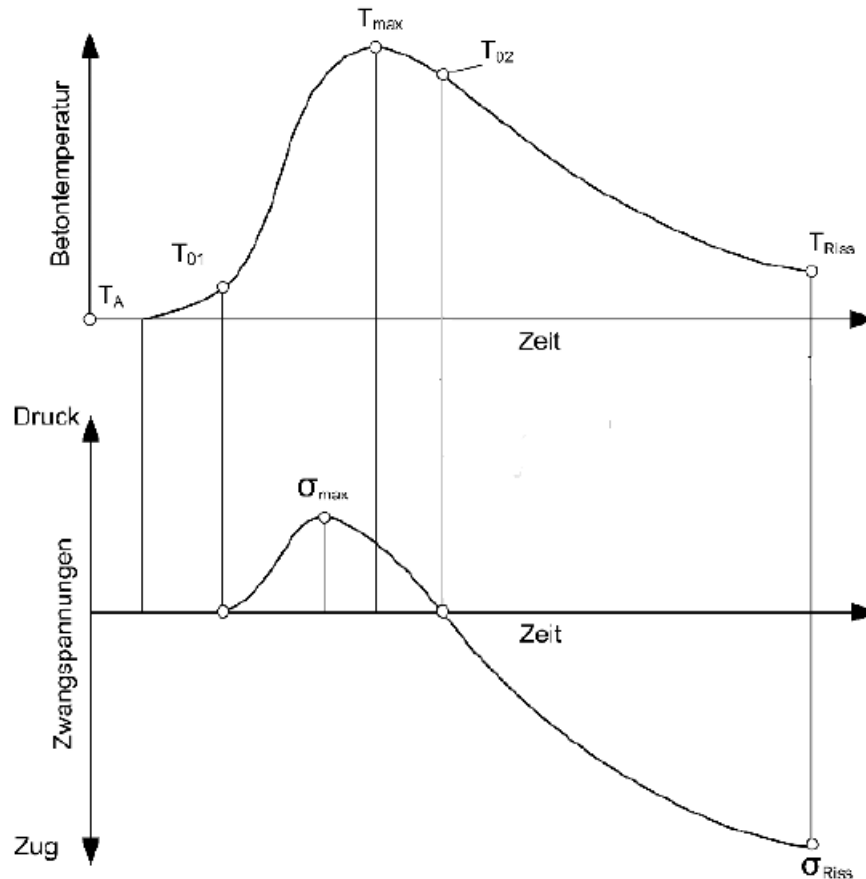


Abbildung 2.15: Betonverhalten während des Erhärtens<sup>70</sup>

Bei diesem Beispiel setzt die Hydratation erst nach ungefähr ein bis drei Stunden ein. Ab diesem Zeitpunkt beginnt die Betontemperatur zu steigen. Aufgrund der plastischen Verformbarkeit des Betons stellen sich keine Spannungen ein. Ab dem Zeitpunkt  $T_{01}$  beginnen sich bei Zunahme der Temperatur Druckspannungen aufzubauen. Durch den im Anfangsstadium noch geringen Elastizitätsmodul und das ausgeprägte Relaxationsvermögen des jungen Betons erreichen diese Spannungen maximal  $1 \text{ N/mm}^2$ . Die maximale Temperatur wird bei  $T_{max}$  erreicht. Danach entsteht weniger Hydratationswärme als von der Umgebung aufgenommen wird und die Temperaturkurve fällt. Gleichzeitig sinken die Zwangsspannungen rasch ab, bis sie zum Zeitpunkt  $T_{02}$  null erreichen. Je nach Betonalter und Abkühlgeschwindigkeit liegt  $T_{02}$  unterschiedlich hoch über  $T_{01}$ .<sup>71</sup> Bei einer Fortsetzung des Abkühlungsprozesses gehen die Zwangsspannungen in Zugspannungen über. In diesem Stadium

<sup>70</sup> Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 397

<sup>71</sup> Vgl. Zement-Merkblatt Betontechnik B 18: Risse im Beton, 2014, S. 3

besitzt der Beton aufgrund seines gestiegenen Elastizitätsmoduls ein geringeres Relaxationsvermögen und die Zugspannungen bauen sich rasch auf. Überschreiten diese Spannungen die erst anwachsende Betonzugfestigkeit, können bereits im Alter von wenigen Tagen Risse in der Innenschale auftreten. Um diesem Mechanismus entgegenzuwirken, ist es sinnvoll, den jungen Beton langsamer abkühlen zu lassen und dadurch den Zeitpunkt  $T_{02}$  weiter nach hinten zu verschieben. Somit wird der Aufbau von Zugspannungen verringert.<sup>72</sup>

Des Weiteren hat sich ein zu großer Temperaturgradient zwischen Kern und Oberfläche der Innenschale als kritisch herausgestellt. Wie in Abbildung 2.16 zu sehen ist, führt ein zu großer Temperaturunterschied  $\Delta T$ , zwischen Bauteilinnerem und Bauteiloberfläche, zu Zugspannungen in den Randzonen und somit zu Rissen. Dies tritt vor allem bei massigen Bauteilen, bei denen die bei der Hydratation entstehende Wärme wegen der großen Abmessungen nur langsam an die angrenzenden Bauteile oder die Luft abgegeben werden kann, auf.

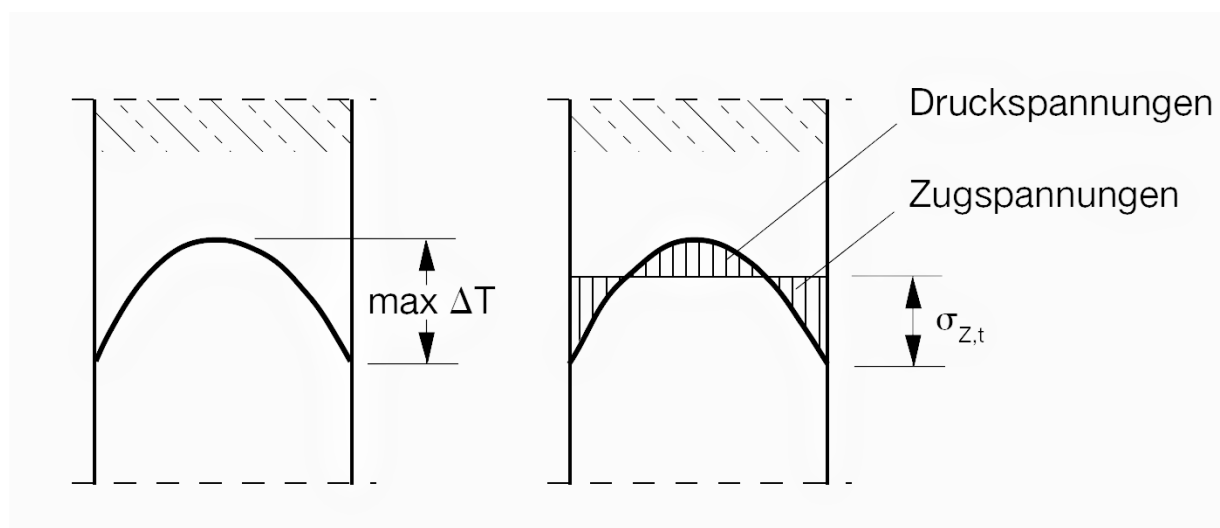


Abbildung 2.16: Beispielhafte Temperatur- und Eigenspannungsverteilung infolge eines Temperaturunterschiedes  $\Delta T$  zwischen Betonbauteilinnerem und Bauteiloberfläche<sup>73</sup>

Um diesen ungünstigen Spannungszustand zu vermeiden, ist darauf zu achten, dass der Beton nicht ausgeschalt wird, wenn der Kern die Maximaltemperatur erreicht hat. Denn genau dann herrscht das größte Temperaturgefälle zwischen Kern und Oberfläche des Bauteils. Dementsprechend bilden sich in den oberflächennahen Bereichen Zugspannungen aus, die zu netzartigen Oberflächenrissen führen können.<sup>74</sup>

<sup>72</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 397 und 398

<sup>73</sup> Zement-Merkblatt Betontechnik B 18: Risse im Beton, 2014, S. 3

<sup>74</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender 2014: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 398

Bei Ausschallfristen unter 10 h muss nachgewiesen werden, dass der Temperaturgradient zwischen Kern und Oberfläche, sowie zwischen Oberfläche und Umgebungstemperatur nicht mehr als 25 K beträgt. Dies kann entweder mit einem Datenlogger oder dem online basierten Betonmonitoringsystem Concremote erfolgen (siehe Kapitel 2.4). Um eine Rissbildung zu vermeiden sollte die Ausschalfestigkeit nicht über 3 N/mm<sup>2</sup> liegen.<sup>75</sup>

Eine anschauliche Zusammenfassung der günstigen und ungünstigen Voraussetzungen für das Vermeiden von Rissen sind in Tabelle 2.1 dargestellt.

<b>Vermeidung von Rissen</b>	
<b>Günstige Voraussetzung</b>	<b>Ungünstige Voraussetzung</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Verwendung von C3A-freien Zementen nach ÖNORM B3327-1 sowie aufbereitet hydraulisch wirksame Zusatzstoffe gem. ÖNORM B 3309</li> <li>- Verwendung von Zusatzmittelkombinationen BV, FM, LP zu Verringerung der Gesamtwassermenge</li> <li>- Frischbetontemperaturen zw. 13°C und 1 °C</li> <li>- Niedrige Bauteiltemperaturen</li> <li>- Kurze Blocklängen, Vermeidung von Zwängen</li> <li>- Schalung mit guter Wärmeleitung</li> <li>- Ausschalzeiten über 12 h</li> <li>- Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmittel, Vliesen oder Nachbehandlungswagen</li> <li>- Hohe Luftfeuchtigkeit und keine Zugluft</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Starke Behinderungen der Bewegungsmöglichkeit der Innenschale</li> <li>- Große Differenz zwischen Beton- und Lufttemperatur</li> <li>- Frischbetontemperaturen über 22°C</li> <li>- Hohe Luftgeschwindigkeiten (Zugluft)</li> <li>- Ausschalfestigkeiten über 3 N/mm<sup>2</sup></li> <li>- Ausschalzeiten unter 12 h</li> </ul>

Tabelle 2.1: Günstige bzw. ungünstige Voraussetzungen zur Vermeidung von Rissen<sup>76</sup>

<sup>75</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 59

<sup>76</sup> Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 5

### 2.2.6.2 Ausschalfestigkeit

Die Festigkeit zum Zeitpunkt des Ausschalens ist im Tunnelbau von besonderer Bedeutung. Grundsätzlich hängt die statisch erforderliche Betondruckfestigkeit beim Ausschalen von der Hohlraumgröße, der Geometrie sowie der Dicke der Innenschale ab.<sup>77</sup>

Wie rasch die Ausschalfestigkeit erreicht wird, ist abhängig von der Festigkeitsentwicklung im Beton. Einerseits muss zum Zeitpunkt des Ausschalens eine geforderte Mindestausschalfestigkeit von 2 N/mm<sup>2</sup> sichergestellt werden, andererseits soll die Festigkeit nicht zu hoch sein und 3 N/mm<sup>2</sup> nicht überschreiten. Eine zu rasche Festigkeitsentwicklung und damit eine zu schnell ablaufende Hydratation würde die Rissneigung des Innenschalenbetons erhöhen. In den meisten Fällen sind die Ausschalzeiten jedoch durch den 24 Stunden Arbeitstakt vorgegeben und müssen an diesen angepasst werden. Bei einem solchen Arbeitstakt ergeben sich Ausschalfzeiten zwischen acht und 14 Stunden. Bei Ausschalfzeiten unter zwölf Stunden sind aus betontechnologischen Gesichtspunkten besondere Maßnahmen gegen ein zu starkes Abkühlen bzw. Austrocknen des noch jungen Betons zu setzen (siehe Kapitel 2.2.5). Die Mindestausschalfestigkeit ist vor jedem Absenken des Schalwagens zu überprüfen. Dies kann beim Innenschalengewölben in geschlossener Bauweise z.B. mittels Prüfhammer nach E. Schmidt Modell PT oder SilverSchmidt<sup>78</sup>, sowie mit dem online basierten Betonmonitoringsystem Concremote (siehe Kapitel 2.4) sichergestellt werden. Die Ausschalfestigkeit muss dabei an der Stirnfläche im Firstbereich sowie im Ulmenbereich ermittelt werden.<sup>79</sup>

### 2.2.6.3 Verarbeitbarkeit

Eine Konsistenzklasse von F52 für die Sohle und F59 für das Gewölbe soll sicherstellen, dass der Frischbeton ausreichend fließfähig ist und sich in der Schalung gleichmäßig verteilt. Der Beton darf sich jedoch nicht entmischen oder sedimentieren. Der Innenschalenbeton wird meist mit Pumpenförderung in die formgebende Schalung eingebracht. Daher muss dieser eine gute Pumpfähigkeit aufweisen. Speziell bei langen Pumpstrecken ist der Pumpbarkeit besondere Aufmerksamkeit zu schenken und gegebenenfalls sind Pumpversuche unter realen Bedingungen durchzuführen. Gerade bei solch langen Pumpstrecken hat sich der Anteil der Korngruppe 2/8 als Sperrkorn im Frischbetonstrom erwiesen und sollte daher nur einen geringen Anteil dieser Gesteinskörnung aufweisen. Gleichzeitig ist es von Vorteil, eine kubische oder runde Kornform zu verwenden. Bei längeren Transportzeiten ist es zweckmäßig dem Beton Erstarrungsverzögerer beizumengen, um die normale Verarbeitungszeit von 105 min entsprechend zu verlängern. Zusätzlich muss der Innenschalenbeton,

---

<sup>77</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 34

<sup>78</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 29

<sup>79</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 399

auch in Bereichen die nur mit Schalungsrüttler verdichtet werden können ein ausreichend dichtes Gefüge besitzen und darf keine Fehlstellungen aufweisen.<sup>80</sup>

#### 2.2.6.4 Druckfestigkeit

Grundsätzlich ist aus statischen Gründen in den meisten Fällen eine Druckfestigkeitsklasse von C20/25 oder C25/30 ausreichend. Aufgrund der in der Planung festgelegten Nutzungsdauer von 100 Jahren ergeben sich hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit. Die damit in Verbindung stehenden Expositionsklassen fordern meist eine Druckfestigkeit von C25/30 oder C30/37. Alle Druckfestigkeitsklassen darüber sind aufgrund ihrer erhöhten Hydratationswärme und ihrer Beeinträchtigung des Brandschutzes nicht zu empfehlen.<sup>81</sup>

#### 2.2.6.5 Wasserundurchlässige Betone

Wasserundurchlässige Betone kommen bei der Herstellung der Tunnelinnenschale dann zur Anwendung, wenn zwischen Innen- und Außenschale keine Folie, welche die Abdichtfunktion übernimmt, vorgesehen ist. In diesem Fall erhält das Bauteil die Bezeichnung WDI-Innenschale. Es müssen Betone mit geringer Reißneigung verwendet werden, um wasserleitende Risse zu verhindern. Außerdem ist die Innenschale mit der Expositionsklasse XC4, welche ein Maß für die Gefügedichte des Betons darstellt, herzustellen.<sup>82</sup> Bei drückendem Wasser ist zur Begrenzung der Risse eine darauf ausgelegte Bewehrung der Innenschale vorzusehen. Des Weiteren darf kein Bergwasser durch Kapillarwirkung, Permeation oder Diffusion an die Bauteiloberfläche gelangen. Um eine gute Verarbeitbarkeit des einzubauenden Betons und die daraus resultierende Vermeidung von Fehlstellen zu gewährleisten, sollten Konsistenzklassen von F45 oder weicher zur Anwendung kommen.<sup>83</sup>

Bei der Bauausführung ist auf den fachgerechten Betoneinbau sowie die Nachbehandlung besonderen Wert zu legen. Es muss darauf geachtet werden, dass die Temperaturdifferenz zwischen Kern und Randzone möglichst gering gehalten wird. Laut Zement-Merkblatt WU-Beton sollte diese 15K bis 18K nicht überschreiten um die Rissgefahr zu minimieren. Darin wird empfohlen den Temperaturunterschied regelmäßig zu prüfen um ggf. reagieren zu können.<sup>84</sup>

---

<sup>80</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 401

<sup>81</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 401

<sup>82</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 19

<sup>83</sup> Vgl. Rolf Breitenbücher: Betonkalender: Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau, 2014, S. 407

<sup>84</sup> Vgl. Zement-Merkblatt Betontechnik H10: WU Beton, 2012, S. 7

## 2.3 Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303:2010 Punkt 11.7

Eine Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303 wird dann durchgeführt, wenn die Kenntnis der Betonfestigkeit im Bauwerk von Bedeutung ist. Dabei besteht die Möglichkeit die Druckfestigkeit an Prüfwürfeln, Bohrkernen oder mittels Rückprallhammer zu bestimmen.<sup>85</sup>

- Für die Druckfestigkeitsprüfung an **Prüfwürfeln** ist die Herstellung von Betonwürfeln, mit den Abmessungen 150\*150\*150 mm, in einer dafür geeigneten Form, nach ÖNORM EN 12390-1<sup>86</sup> erforderlich. Auf der Innenseite sollte diese mit einem nicht reagierenden Trennmittel bedeckt werden. Direkt nachdem der zu prüfende Beton in die Probeform eingebracht wurde, ist dieser entweder durch mechanisches Vibrieren oder per Hand zu verdichten. Im Anschluss ist der überstehende Beton abzuziehen und die Form zu beschriften. Um gleiche Temperaturen in den vor Ort hergestellten Prüfkörpern wie im Bauteil sicherzustellen, sind diese in einer isolierten Kiste neben dem Bauwerk zu lagern. Ist nun die Druckfestigkeit z.B. zum Zeitpunkt des Ausschalens vom Bauteil erforderlich, wird der Probewürfel einer Druckfestigkeitsprüfung unterzogen. So kann nachgewiesen werden, ob das Bauteil bereits die nötige Ausschalfestigkeit besitzt.
- Des Weiteren kann die Erhärtungsprüfung an dem Bauwerk entnommenen **Bohrkernen** durchgeführt werden. Dabei muss sichergestellt sein, dass die Bohrkern nach der Entnahme bei der Lagerung bis zur Prüfung den gleichen Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen ausgesetzt sind, wie der Beton im Bauwerk.
- Mit einem **Rückprallhammer** kann die Betondruckfestigkeit zerstörungsfrei am Bauwerk ermittelt werden. Dieser muss vorab auf das bei der Prüfung vorherrschende Betonalter kalibriert werden und zwar an zumindest zwei Chargen von Probewürfeln.

## 2.4 Echtzeit online Betonmonitoringsystem

Sofern nicht anders angegeben, entstammen die nachfolgenden Inhalte aus Alexander Reinischs Vorstellung des Papers „Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle“ vom Baukongress 2014.<sup>87</sup>

---

<sup>85</sup> Vgl. ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, 2010, S. 179

<sup>86</sup> Vgl. ÖNORM EN 12390-1: Prüfung von Festbeton, Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen, 2012, S. 5

<sup>87</sup> Vgl. Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

Mit dem Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote, das vom holländischen Unternehmen BAS Research & Technology entwickelt wurde, ist es möglich die Temperaturentwicklung im Betonbauteil auf der Baustelle, zerstörungsfrei und in Echtzeit zu messen. Bei vorgegebenem Temperaturverlauf kann — basierend auf der Reifegradmethode nach de Vree (siehe Kapitel 2.2.4.2) — in weiterer Folge auf die Druckfestigkeitsentwicklung im noch jungen Beton rückgeschlossen werden. In einigen Ländern wie Niederlande, Belgien oder Skandinavien findet diese Art des Betonmonitorings bereits breite Anwendung und kann somit als Stand der Technik angesehen werden. Concremote wird von der Doka GmbH angeboten, ist schalungsunabhängig anwendbar und kann bei jedem Betonbauteil eingesetzt werden. Der schematische Ablauf der Messung und Messdatenverwaltung ist in Abbildung 2.17 dargestellt.

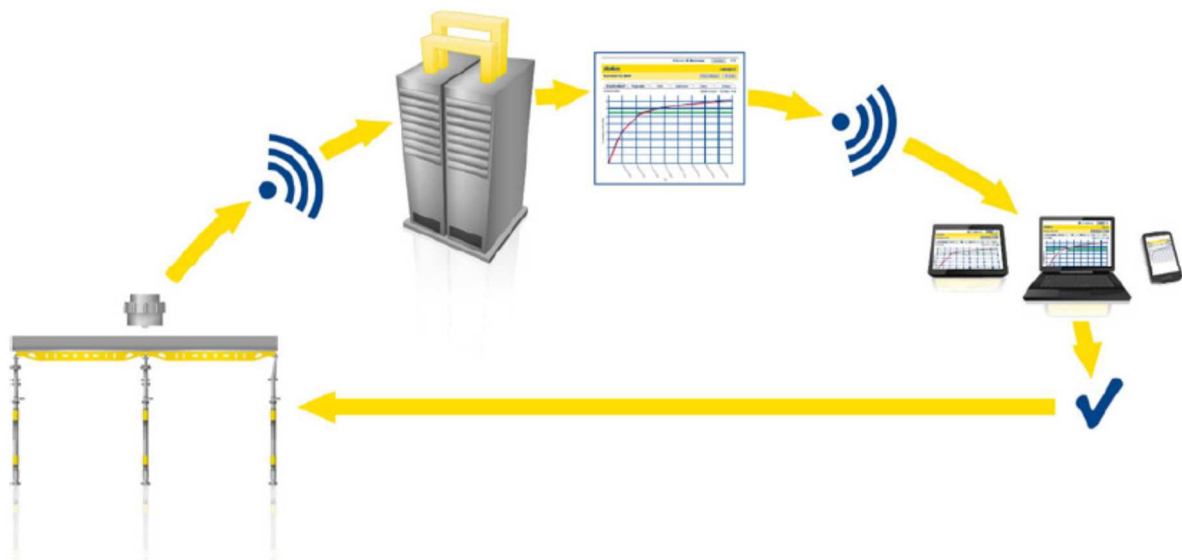


Abbildung 2.17: Schematische Ablauf des echtzeit online Betonmonitoring mit Concremote<sup>88</sup>

Mit Hilfe eines am oder im Bauteil angebrachten Sensors kann die Wärmentwicklung, die hauptsächlich von der Hydratation und der Umgebungstemperatur abhängig ist, aufgezeichnet werden. Die gemessenen Daten werden dann als Datenpaket über das Mobilfunknetz an ein zentrales Rechenzentrum gesendet, wo alle Daten gespeichert und in grafischer Form aufbereitet werden. Über die Concremote-Software ist es dem Anwender dann möglich, jederzeit die Temperaturentwicklung im Bauteil online über ein Webportal mitzuverfolgen. Die unterschiedlichen Zugriffsrechte sorgen dafür, dass jeder Projektbeteiligte nur den ihm zugewiesenen Bereich einsehen bzw. bearbeiten kann. Ist nun neben der Temperaturentwicklung auch die Festigkeitsentwicklung für den Anwender von Bedeutung, muss mit der eingebauten Betonsorte eine Kalibriermessung durchgeführt werden. Anhand dieser Kalibriermessung

<sup>88</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014



kann dann in weiterer Folge auf die Festigkeit rückgeschlossen werden. Solche Kalibriermessungen, welche genauer im Kapitel 2.4.3 beschrieben werden, müssen vor Beginn der Betonierarbeiten durchgeführt werden. Wird nun der vorher festgelegte Zielwert der Ausschalfestigkeit erreicht, sendet das System automatisch eine SMS an die dafür zuständige Person und signalisiert dieser, dass das ausgewählte Bauteil zum Ausschalen bereit ist. Auf Basis dieser Daten können vor Ort von den Entscheidungsträgern (Bauleitung, örtliche Bauaufsicht, Projektleitung) die richtigen Maßnahmen in Bezug auf das Ausschalen und zur Sicherstellung der Qualität des eingebauten Betons getroffen werden.

### 2.4.1 Messsensoren

Mittels batteriebetriebenen Sensoren, die jeweils mit einer Mobilfunkeinheit ausgestattet sind, kann die Temperaturentwicklung im Beton und der Umgebung gemessen werden. Die Laufzeit der Batterien beträgt je nach Einsatzzeit zwischen drei bis sechs Monaten. Abhängig vom Anwendungsbereich können entweder Decken- oder Kabelsensoren zum Einsatz kommen.

Die Deckensensoren kommen ausschließlich bei horizontalen Bauteilen zur Anwendung. Diese Form des Messinstruments wird im Anschluss an die Betonierarbeiten nach dem Abziehen mit der Spitze nach unten auf die Decke aufgesetzt, siehe Abbildung 2.18.

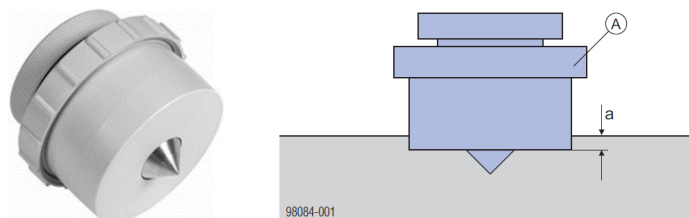


Abbildung 2.18: Concremote-Deckensensor<sup>89</sup>

Je nach Konsistenz des jungen Betons sinkt der Sensor ca. 1 bis 3 cm in das Bauteil ein. Ist die Aufzeichnung der Temperatur abgeschlossen, kann der Sensor von der Decke abgehoben und wiederverwendet werden.

Den Kabelsensoren können unterschiedliche Messfühler angeschlossen werden, siehe Abbildung 2.19.

<sup>89</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

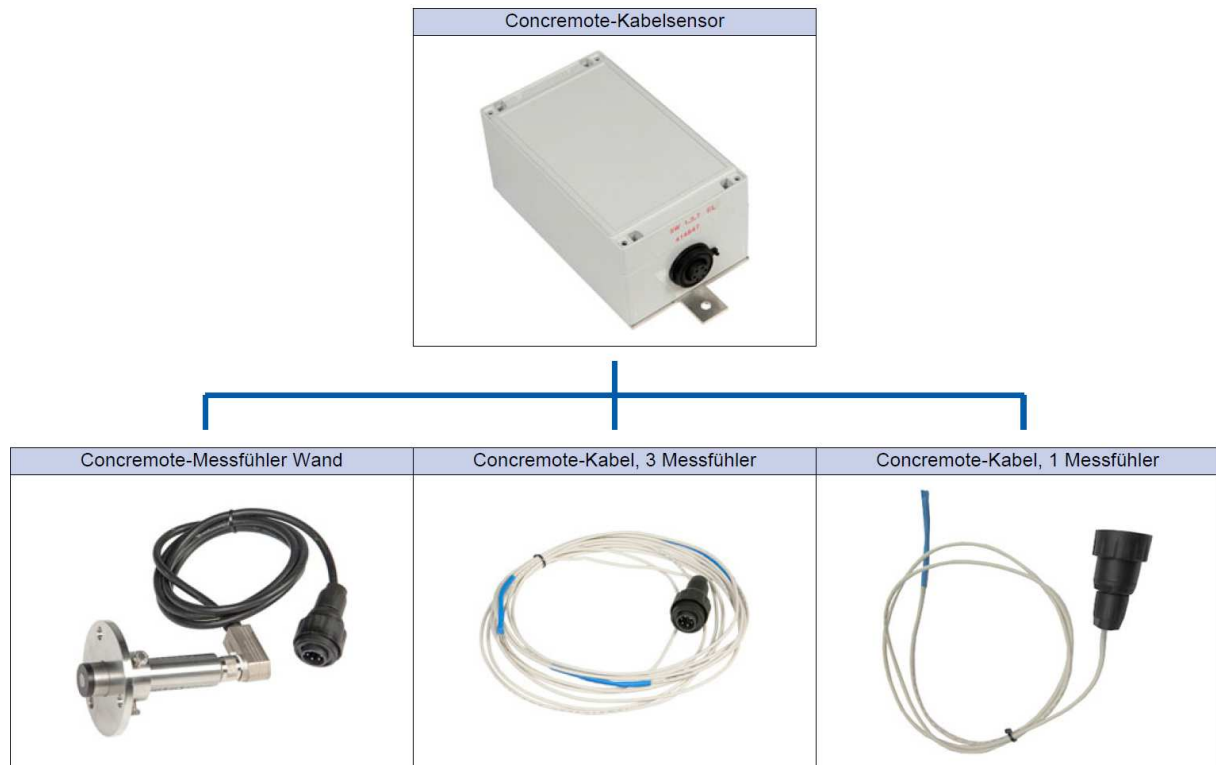


Abbildung 2.19: Concremote Kabelsensoren mit unterschiedlichen Messfühlern<sup>90</sup>

Die Wandmessfühler sind zur wiederholten Messung an der Betonoberfläche geeignet und werden an der Schalung befestigt. Die Concremote-Kabel werden an der Bewehrung montiert, einbetoniert und sind somit verloren. Dadurch ist es im Gegensatz zu den Wandmessfühlern möglich, die Temperatur im Bauteilinneren zu messen. Bei Verwendung der Kabel muss jedoch sichergestellt sein, dass die Kabel und die Sensoren nicht durch die weiteren Arbeitsschritte (z.B. Innenrüttler) beschädigt werden.

Bei der Tunnelinnenschale kann Concremote zur Ermittlung der Frühfestigkeit im Beton sowie zum Temperaturmonitoring eingesetzt werden. Zur Anwendung kommen sowohl Deckensensoren, wie auch Kabelsensoren. Eine mögliche Anordnung der Sensoren ist in Abbildung 2.20 dargestellt.

<sup>90</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

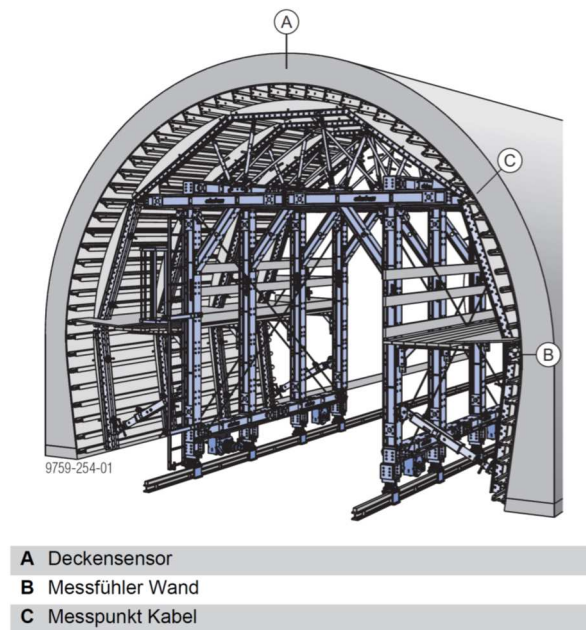


Abbildung 2.20: Anordnung der Messsensoren an der Tunnelschalung<sup>91</sup>

Im Firstbereich der Tunnelinnenschale können entweder Deckensensoren oder Kabelsensoren mit drei Messfühlern eingesetzt werden. Die Verwendung von Kabelsensoren mit drei Messfühlern macht es möglich, die Temperaturentwicklung in verschiedenen Tiefen der Innenschale festzuhalten. So kann die Temperatur an der Betonoberfläche auf der Tunnelinnenseite sowie bergseitig überprüft werden, wohingegen der dritte Messfühler die Temperatur im Kernbereich in der Querschnittsmitte aufzeichnet. Im Bereich der Ulme werden Wandmessfühlern eingesetzt. Hier wird der Beton zuerst eingebaut und die Festigkeitsentwicklung startet im Vergleich zur Firste zu einem früheren Zeitpunkt, wodurch eine Temperaturmessung an der Betonoberfläche ausreichend ist.

## 2.4.2 Messdatenverwaltung

Die Temperatur- sowie die Festigkeitsentwicklung der zuvor kalibrierten Betonrezeptur wird von der Anwendungssoftware in Form von Diagrammen (Zeit-Druckfestigkeit-Diagramm, Zeit-Temperatur-Diagramm) oder Datenlisten online ausgegeben. Eine exemplarische Darstellung ist in Abbildung 2.21 zu sehen. Das Diagramm auf der linken Seite stellt schematisch die Festigkeitsentwicklung über die Zeit dar. Im Diagramm ist auf der Abszisse die Zeit und auf der Ordinate die Druckfestigkeit aufgetragen. Die blaue Linie kennzeichnet dabei den Verlauf der Druckfestigkeitsentwicklung im Beton. Die horizontale grüne Linie ist der Zielwert der Ausschalfestigkeit. In der Grafik rechts ist die Temperaturentwicklung mehrerer

<sup>91</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

Bauteile über die Zeit dargestellt. Die Ordinate stellt dabei die Temperatur dar und die Abszisse die Zeit.

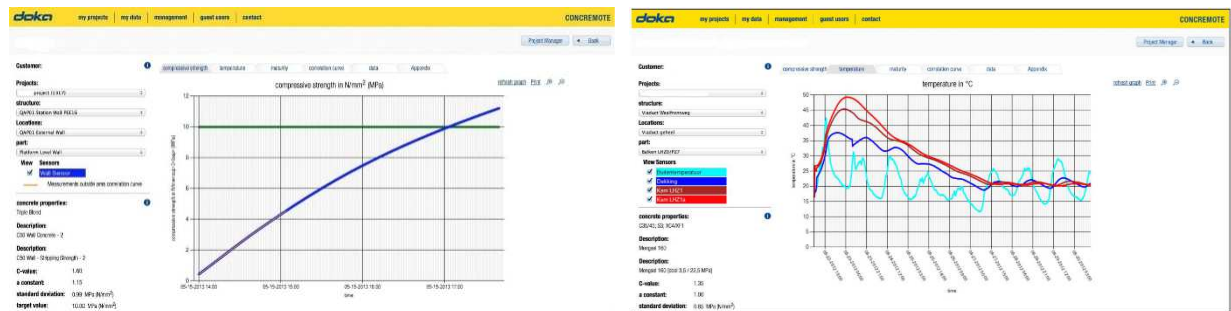


Abbildung 2.21: Exemplarische Darstellung der Druckfestigkeitsentwicklung im Web-Portal<sup>92</sup>

Anhand dieser Daten kann in weiterer Folge der Umgang mit dem Beton optimiert werden. Zum einen kann der Zielwert der Druckfestigkeit in Bezug auf den Ausschaltzeitpunkt verfeinert werden, zum anderen kann die Festigkeitsentwicklung durch Änderung der Betonzusammensetzung verlangsamt oder beschleunigt werden. In Abbildung 2.22 sind die Möglichkeiten der Optimierung bei einer bereits ermittelten Festigkeitsentwicklung dargestellt. In der linken Grafik ist eine Optimierung des Zielwertes dargestellt, in dem z.B. die Ausschaltfestigkeit herabgesetzt wird. Auf der rechten Abbildung ist dargestellt wie die Ausschaltfrist bei einer Begünstigung der Festigkeitsentwicklung im Beton herabgesetzt werden kann. Dies kann durch geeignete Maßnahmen beim Einbau, der Verarbeitung oder der Zusammensetzung des Betons erreicht werden. Dadurch wird die Ausschaltzeit, bei gleichbleibender Ausschaltfestigkeit, verkürzt. Der Bauablauf kann somit beschleunigt werden.

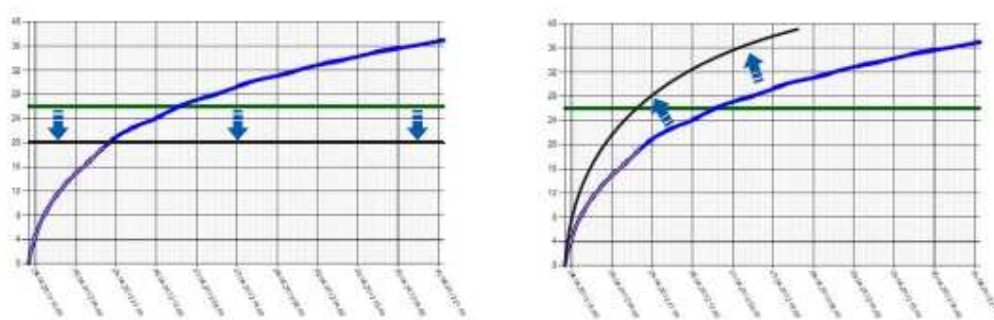


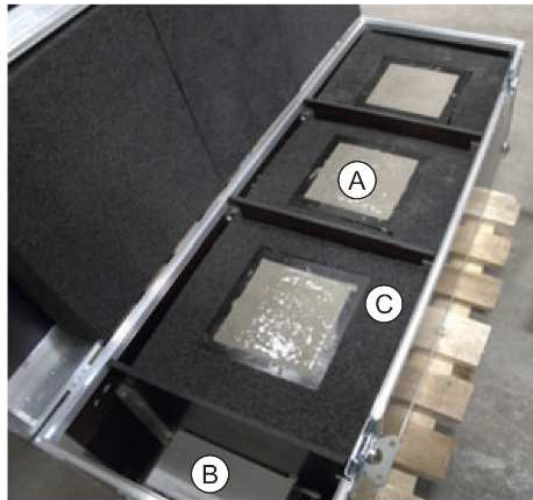
Abbildung 2.22: Zielwert Optimierung (links) und Änderung der Betonrezeptur (rechts)<sup>93</sup>

<sup>92</sup> Method statement Concremote, Doka GmbH, 2014, S. 4 und 5

<sup>93</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

### 2.4.3 Kalibriermessung

Damit von der gemessenen Temperaturentwicklung auf die Druckfestigkeitsentwicklung rückgeschlossen werden kann, ist für jede Betonsorte eine Kalibriermessung erforderlich. Diese Messung kann unter Verwendung einer wie in Abbildung 2.23 dargestellten Kalibrierbox vom Betonlieferanten oder einem geeigneten Prüflabor durchgeführt werden.



- A** Würfelform 15x15x15 cm (3 Stk.)
- B** Messgerät und Akku (1 Sensor)
- C** Dämmstoff (je 3 Deckel, Mittelteile und Böden)

Abbildung 2.23: Kalibrierbox mit Probewürfel<sup>94</sup>

Vor Beginn der Betonierarbeiten werden drei Betonprobewürfel normgerecht hergestellt und in der Kalibrierbox bei teiladiabatischen Bedingungen gelagert. Im Anschluss wird die Kalibrierbox mit den darin enthaltenen Probewürfeln in das Prüflabor gebracht. Dort wird an den Probewürfeln, nach einem vorgegeben Prüfprotokoll, die Druckfestigkeit geprüft. Der Zeitpunkt der jeweiligen Prüfungen hängt dabei von der Zeitspanne bis der Zielwert (z.B. die Ausschalfestigkeit) erreicht ist ab. Über den dabei erhaltenen Druckfestigkeitswert in Abhängigkeit von der Temperatur kann der Zusammenhang zwischen Reife und Festigkeit für die jeweilige Betonsorte ermittelt werden. Um aussagekräftige Daten zu erhalten, sollten insgesamt sechs Betonwürfel geprüft werden.

<sup>94</sup> Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

## 3 Methodik

Nach Darstellung der Grundlagen und Erläuterung des Betonmonitoringsystems Concremote wird nun der Einsatz in der Praxis bewertet.

Die Behauptung der Master Thesis, dass Echtzeit online Betonmonitoring im Tunnelbau eine Win/Win-Situation für Bauherren und Bauunternehmen darstellt, soll anhand eines fiktiven Tunnelbauprojektes jeweils für die offene und geschlossene Bauweise dargelegt werden. Die Rahmendbedingungen werden auf Basis von Beispielprojekten, die in Kapitel 4 angeführt sind, gewählt. Das fiktive Modellprojekt wird dabei jeweils unter Variation der Betonüberwachungsmethode angeführt.

### **Geschlossene Bauweise**

- Variante G1: Bauteilprüfung mit Echtzeit online Betonmonitoring
- Variante G2: Bauteilprüfung mit konventioneller Betonüberwachung

### **Offene Bauweise**

- Variante O1: Nachweis der Ausschalfestigkeit mit Echtzeit online Betonmonitoring
- Variante O2: Nachweis der Ausschalfestigkeit mit konventioneller Betonüberwachung

Jede Variante wird unter Berücksichtigung der folgenden Kriterien in Kapitel 5 ausgearbeitet und dargestellt.

- Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle
  - Zeitaufwand der Prüfmethode
  - Prüfdatenmanagement
  - Qualität der Messergebnisse
- Baukosten
  - Kosten für die Betonüberwachung
  - Einzelkosten der Innenschale
- Bauzeit

Nach Darstellung der unterschiedlichen Varianten werden diese in Kapitel 6 gegenübergestellt und jedes Kriterium einzeln verglichen. Am Ende dieses Kapitels wird durch eine Zusammenführung aller Kriterien erarbeitet, welche Betonüberwachungsmethode in Abhängigkeit der Tunnelbauwerke besser geeignet ist. Jede Methode wird dabei nach folgendem Schema bewertet:

Es werden die beiden Betonüberwachungsmethoden pro Kriterium mit Punkten von eins bis drei bewertet. Dabei bedeutet eine Bewertung mit drei Punkten, dass diese Methode für das jeweilige Kriterium sehr gut geeignet ist. Wird das Verfahren hingegen mit einem Punkt bewertet, ist es weniger tauglich. Die Kriterien werden zusätzlich nach ihrer Priorität in Prozent gewichtet. Das Produkt aus Priorität und Punkten ergibt die gewichtete Punkteanzahl für das jeweilige Kriterium bei beiden Methoden. Über die Summe der gewichteten Punkte kann zum Abschluss das Betonmonitoringsystem Concremote mit der konventionellen Betonüberwachung verglichen werden. Jene Betonüberwachungsmethode mit der größten Punktezahl ist für den Nachweis der Ausschalfestigkeit sowie die Messung der Temperaturentwicklung am und im Bauteil am besten geeignet.

Den Abschluss dieser Arbeit bildet in Kapitel 7 eine Darstellung des Nutzens und möglicher Probleme für die Bauherren und die Bauunternehmen, bei der Verwendung von Concremote sowie ein Resümee und Ausblick in Kapitel 8.

Im Folgenden wird genauer beschrieben, welche Faktoren auf die oben angeführten Kriterien Einfluss nehmen und wie sich die Punktevergabe für die abschließende Bewertung zusammensetzt. Die zur Entwicklung der fiktiven Tunnelbauprojekte nötigen Daten stammen aus aktuellen Projekten bzw. Angaben von Bauunternehmen. In die qualitative Bewertung fließt unter anderem das Fachwissen von Projektbeteiligten der Beispielprojekte (ÖBA, Projektleitung, Bauleitung und Betonlabor) ein. Um die Varianten veranschaulichen zu können, wird jeweils ein Betonierabschnitt bzw. Block der Innenschale als Vergleich herangezogen. Dabei werden bei der geschlossenen Variante nur das Gewölbe und bei der offenen Bauweise nur die Wände und Decken berücksichtigt. Alle Vorarbeiten um mit diesem Bauabschnitt beginnen zu können werden, als hergestellt angesehen. In den nachfolgenden Abschnitten wird beschrieben, was unter den jeweiligen Kriterien betrachtet wird und welcher Umstand zu einer höheren punktemäßigen Bewertung führt.

## 3.1 Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle

Unter dem Überbegriff der Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle werden der Zeitaufwand der Prüfmethode, das Prüfdatenmanagement sowie die Qualität der Messergebnisse von Temperatur- und Festigkeitsentwicklung bewertet.

### 3.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Unter den Zeitaufwand der Prüfmethode fällt jener Zeitbedarf, der benötigt wird um eine Prüfung der Ausschalfestigkeit und/oder Hydratationswärmeentwicklung eines Innenschalenblockes durchzuführen. Der Zeitaufwand setzt sich je nach verwendeter Methode aus Zeit für das Anbringen und Entfernen von Messsensoren, die Herstellung von Betonprüfkörpern, die Ausführung der Druckfestigkeitsprüfungen sowie die Auswertung der gemessenen Daten zusammen. Je geringer der zeitliche Aufwand einer Prüfmethode pro Block ist, desto höher ist die Anzahl der zu vergebenen Punkte.

### 3.1.2 Prüfdatenmanagement

Beim Prüfdatenmanagement wird untersucht, wie schnell die Daten der Festigkeits- und Temperaturentwicklung für die Entscheidungsträger auf der Baustelle zugänglich sind. Eine rasche Verfügbarkeit von Daten setzt eine digitale Datenspeicherung voraus. Zusätzlich ist von Bedeutung, ob die Messergebnisse manuell oder automatisch abgespeichert werden. Mit diesem Kriterium soll der Trend hin zur digitalen Datenverarbeitung berücksichtigt werden. Eine rasche Verfügbarkeit und automatisierte digitale Dokumentation führen zu mehr Punkten.

### 3.1.3 Qualität der Messergebnisse

Bei diesem Kriterium werden die Messdaten der beiden Betonprüfmethoden im Hinblick auf die Qualität der ermittelten Ergebnisse verglichen. Dabei wird der unterschiedliche Einfluss von Umweltfaktoren auf die Betondruckfestigkeits- und Temperaturentwicklung verglichen und daraus abgeleitet, wie geeignet die Methode zur Bestimmung der Ausschalfestigkeit ist. So ist zu unterscheiden, ob die Messung direkt am im Bauwerk verbauten Beton erfolgt, oder ob dafür die Herstellung eigener Probekörper nötig ist. Müssen eigene Probekörper hergestellt werden, ist die Festigkeitsentwicklung stark abhängig von deren Lagerungsbedingungen. Entsprechen diese nicht jenen des Bauwerks, so weist der Beton in den Probewürfeln



eine andere Druckfestigkeitsentwicklung auf als jener im Bauteil. Mit mehr Punkten wird die Methode bewertet, bei der eine Messung durch weniger Umwelteinflüsse beeinträchtigt wird.

## 3.2 Baukosten

Bei den Baukosten werden einerseits die Einzelkosten für die Teilleistung der Innenschalenherstellung und andererseits die Kosten für die baubegleitende Betonüberwachung verglichen. Es werden dabei nur jene Kosten betrachtet, die direkt der Leistung zugerechnet werden können. Die Baustellengemeinkosten werden aus Vereinfachungsgründen in dieser Arbeit nicht berücksichtigt, da die Bauzeit laut den später gezeigten Untersuchungen unverändert bleibt. Für die Kalkulation der Beistellung von etwaigen Geräten wie Radlader, Krane etc. wird davon ausgegangen, dass diese in den Baustellengemeinkosten enthalten sind und somit nicht gesondert kalkuliert werden müssen. Durch Multiplikation der Ansatzmenge mit den jeweiligen Kosten pro Einheit ergeben sich die Einheitskosten. Um diese Diplomarbeit auf das Wesentliche zu konzentrieren wird auf eine Kostenaufteilung in Lohn, Material, Gerät und Sonstiges verzichtet. Alle Materialkosten gehen anhand von Listenpreisen österreichischer Zulieferer in die Kalkulation ein. Im Preis ist eine Lieferung frei Bau enthalten. Zur besseren Vergleichbarkeit werden die Kosten für die Herstellung der Innenschale in Euro pro Laufmeter Tunnelinnenschale dargestellt. Die Kosten für das baubegleitende Betonmonitoring werden in Euro pro Block angegeben. Für die Bewertung bringen geringere Kosten mehr Punkte.

### 3.2.1 Kosten für die Betonüberwachung

Mit der Kalkulation der Kosten für die jeweilige Betonüberwachung sollen die Kostenunterschiede bei Anwendung der unterschiedlichen Methode miteinander verglichen werden. Es werden jeweils die Kosten pro Block betrachtet.

Die Kosten für Concremote setzen sich einerseits aus den Materialkosten für Sensoren, Kabel, Messfühler und Ersatzbatterien zusammen. Zum anderen fallen Lohnkosten für das Anbringen und Entfernen der Sensoren sowie für die Datenauswertung an. Die Sensoren werden vom ausführenden Unternehmen gemietet und müssen nach Ablauf der Mietzeit wieder zurückgegeben werden. Diese Kosten werden auf die Anzahl der Blöcke umgelegt. Die Ersatzbatterien werden einmal pro Baustelle gekauft und können für die gesamte Baudauer verwendet werden. Bei jedem Block sind die Messfühler als verlorene Kabel, die im Beton verbleiben, einzukalkulieren. Diese müssen für jeden Betonierabschnitt neu gekauft werden. Für die Auswertung der Messdaten wird das Entgelt eines Labormitarbeiters von einem zertifizierten Betonprüflabor einberechnet. Zusätzlich ist die einmalige Kalibrierung der Betonsor-

te zu berücksichtigen. Für die Kalibrierung entstehen Kosten für die Herstellung von Betonprobewürfeln und deren Druckfestigkeitsprüfung. Mit einer zu kalkulierenden Laborarbeitszeit sowie den einmaligen Kosten für die Kalibrierbox ergibt sich eine Pauschale, welche anteilig auf die gesamten Blöcke aufgeteilt wird.<sup>95</sup>

Bei der konventionellen Betonüberwachungsmethode ergeben sich die Kosten aus der Herstellung von Betonprobewürfeln, der Druckfestigkeitsprüfung und der Messung der Hydrationswärme. In die Kalkulation fließen diese einzelnen Positionen als Pauschale von dafür zertifizierten Betonprüflaboren ein. Es wird das arithmetische Mittel von vier unabhängigen österreichischen Prüflaboren verwendet.<sup>96</sup> Die Kostenansätze sind dabei pro Block angeben.

### 3.2.2 Einzelkosten der Innenschale

Durch die Kalkulation der Einzelkosten für die Innenschale sollen Kostenunterschiede, die sich durch einen geänderten Bauablauf, bei der Anwendung der jeweiligen Betonüberwachungsmethode ergeben, dargestellt werden. Es werden jeweils in der Ansatzmenge alle Massen auf einen Laufmeter Tunnel umgerechnet und mit den dazugehörigen Einheitskosten multipliziert. In der Kalkulation werden nur ein vom Verfasser gewählter Teil der tatsächlich anfallenden Einzelkosten berücksichtigt. So wurde unter anderem auf eine Kalkulation der Firstspaltverpressung verzichtet. Die Kosten für die Betonüberwachung stellen ebenfalls Einzelkosten der Innenschale dar und werden daher mitberücksichtigt.

Unter den Einzelkosten der Innenschale sind jene Kosten zu verstehen die bei der Bewehrung, dem Schalwagen sowie der Betonage anfallen. Die Leistungen beinhalten die Kosten für die Schalung und Rüstung, den Bewehrungs- und Betoneinbau sowie die Materialkosten für die Bewehrung, den Beton und die Nachbehandlung. Die Lohnkosten ergeben sich durch den Arbeitsaufwand der nötig ist, um einen Innenschalenblock in der gewählten Taktzeit herzustellen und errechnen sich aus der Anzahl der Arbeiter multipliziert mit den Arbeitsstunden pro Block. Die Bewehrungsarbeiten werden unabhängig von den Betonarbeiten vorlaufend erledigt und als Pauschale pro Tonne kalkuliert. Die Materialkosten für den Beton werden aus dem Mittelwert österreichischer Betonlieferanten berechnet und enthalten bereits alle Gerätekosten im Zusammenhang mit dem Einbau und der Lieferung.<sup>97</sup> Die Kosten für die Schalung setzen sich aus dem Miet- und Kaufanteil zusammen.<sup>98</sup>

---

<sup>95</sup> Kostenansätze aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

<sup>96</sup> Kostenansätze sind Mittelwerte aus dem Leistungsverzeichnis der Prüflabore Pöyry, Nievelt, Rohrdorfer und Wasser Tirol GmbH, Stand 2016

<sup>97</sup> Kostenansätze aus dem Leistungsverzeichnis der Betonlieferanten Asamer, Rohrdorfer, Wopfinger und Baubeton, Stand 2016

<sup>98</sup> Kostenansätze aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

### 3.3 Bauzeit

Unter dem Kriterium der Bauzeit wird bewertet, wie sich die Anwendung der unterschiedlichen Betonüberwachungsmethoden auf die Bauzeit auswirkt. Geprüft wird, ob mit der jeweiligen Methode eine vorgegebene Bauzeit eingehalten bzw. verkürzt werden kann. Dabei spielt vor allem der Zeitpunkt des Ausschalens eine entscheidende Rolle. Kann durch eine Methode nicht gewährleistet werden, dass die Ausschalfestigkeit zum dafür nötigen Zeitpunkt erreicht ist, kann dies zu Verzögerungen im Bauablauf führen. Besonders bei Taktarbeit ist die Einhaltung eines geordneten, regelmäßigen Arbeitsablaufs von großer Bedeutung. Jene Methode mit der die Bauzeit verkürzt werden kann wird mit mehr Punkten bewertet.

## 4 Beispiele von Tunnelbauprojekten

Bei den nachfolgenden österreichischen Tunnelbauprojekten wurde das System Concremote sowie teilweise die konventionelle Betonüberwachung bei der Herstellung der Tunnelinnenschale angewendet. Die Daten dieser Projekte stammen vom Auftraggeber ASFINAG, der Örtlichen Bauaufsicht, Bauleitung sowie die zur Betreuung des Systems zuständigen Betonprüflabore. Auf Basis dieser Daten werden im Kapitel 5 die fiktiven Tunnelbauprojekte entwickelt, wo die Erkenntnisse dieser Projekte einfließen.

### 4.1 Sanierung Galerie Fallender Bach – geschlossene Bauweise

Beim Beispielprojekt Galerie Fallender Bach wurde in ein bestehendes Bauwerk eine neue Innenschale eingezogen. Dabei kam Concremote zur Ermittlung der Ausschalfestigkeit und zur Feststellung der Temperaturentwicklung des Betons zum Einsatz.

#### 4.1.1 Bauwerksbeschreibung

Das Bauwerk Galerie Fallender Bach befindet sich bei Schönwies in Tirol und wurde von 1986 bis 1987 errichtet (siehe Abbildung 4.1).<sup>99</sup>

Die Galerie verläuft parallel zum Inn und dient als Verkehrstunnel für die A12 Inntalautobahn, welche die wichtigste Ost-West-Verbindung in Tirol darstellt. Sie setzt sich aus einer Nord- und einer Südröhre (für jede Richtungsfahrbahn eine) zusammen und ist talseitig offen mit V - Stützen ausgeführt. Etwa in Galeriemitte überquert der Fallende Bach das Bauwerk. Dafür wurde ein Gerinne hergestellt, welches im betreffenden Bauwerksblock an der Oberseite teilweise integriert ist. Die Gesamtlänge von 200,45 m setzt sich aus insgesamt 19 Blöcken zusammen. An den Tunnelenden wurden jeweils ein Portalblock mit 15,225 m hergestellt, welche eine andere Geometrie als die Regelblöcke ausweisen. Bei beiden Röhren weitet sich der Querschnitt im Portalbereich über eine Länge von ungefähr 10 m konisch auf und geht danach in die zylindrische Röhre über. Der restliche Bereich setzt sich aus 17 Regelblöcken zu jeweils 10 m zusammen. Das Bauwerk wurde damals in offener Bauweise herge-

---

<sup>99</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

stellt und im Anschluss an die Baumaßnahmen überschüttet. Die Dicke des bewehrt ausgeführten Stahlbetongewölbes beträgt durchgehend 50 cm.<sup>100</sup>



Abbildung 4.1: Lageplan Galerie Fallender Bach<sup>101</sup>

Die Tragwerksgründung ist auf der Bergseite (Norden) durch ein Streifenfundament sichergestellt. Zwischen den Röhren sind Mittelstützen im Abstand von 3,33 m angeordnet, die sich in Querschnittsrichtung der Gewölbegeometrie anpassen. Diese Stützenscheiben sind auf Einzelfundamenten gelagert. Auf der Talseite ist das Bauwerk Richtung Inn offen. Das tragende Gewölbe ist in diesem Bereich auf einem V-Stützen-Paar gelagert, welches jeweils auf einem Brunnenfundament in Blockmitte zusammenläuft. Mit Ausnahme von der Anschlussbewehrung zu den aufgehenden Bauteilen und allfälliger Montageeisen für die damalige Bauherstellung, sind alle Gründungselemente im Allgemeinen unbewehrt errichtet worden.<sup>102</sup>

#### 4.1.2 Vorgeschichte zur Sanierung

Bei Routineuntersuchungen durch die ASFINAG wurde an der Tunnelinnenschale ein ausgeprägtes Rissbild mit einer im Laufe der Zeit zunehmenden Rissweite festgestellt. Darauf-

<sup>100</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>101</sup> [www.google.at/maps](http://www.google.at/maps), 16.12.2015

<sup>102</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

hin wurde im Jänner 2013 eine Sonderprüfung durchgeführt. Dabei wurden eine örtlich verminderte Betonqualität und eine Schädigung der vorhandenen Bewehrung festgestellt. Die Ursache dafür waren entweder eine zu große Belastung bei der Hinterfüllung während des damaligen Bauens oder die Folge einer Veränderung in der Bauwerks-Baugrund-Interaktion.<sup>103</sup>

In der Südröhre zeigte sich bergseitig oberhalb des Gewölbeansatzes eine konzentrierte Längsrisbildung. An den V-Stützen und Mittelstützen weist das vorhandene Rissbild auf frühere Horizontalbewegungen hin. Aufgrund der erkennbaren, bereits früher durchgeführten Sanierung sind diese Risse mit hoher Wahrscheinlichkeit schon während des damaligen Bauens aufgetreten.<sup>104</sup>

Als erste Sofortmaßnahme gegen die Rissbildung in der Nordröhre, wurde diese im Frühjahr 2013 provisorisch mittels Holzstämmen unterstellt (siehe Abbildung 4.2). Jeder Block wurde mit acht Stämmen als Schrägaussteifung gestützt, welche über eine Betonleitwand in Fahrbahnmitte verkeilt waren. Zwischen Leitwand und Mittelstützen wurden Querstämmen verkeilt um ein Abtragen von Horizontallasten zu ermöglichen (siehe Abbildung 4.3).<sup>105</sup>



Abbildung 4.2: Provisorische Aussteifung mittels Holzstämmen<sup>106</sup>

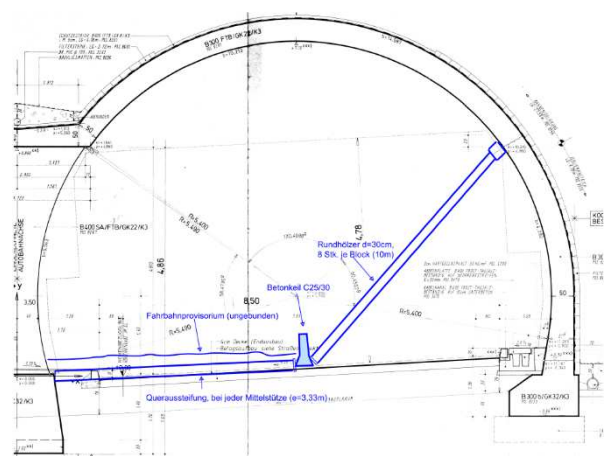


Abbildung 4.3: Systemskizze provisorische Aussteifung im Querschnitt<sup>107</sup>

Zusätzlich wurde ein Monitoring eingerichtet, um die Verformungen des Gewölbes mittels geodätischer Vermessung über eine vollautomatische Totalstation zu messen. Des Weiteren wurden laufend die Rissbreiten, die Beschleunigungen bzw. Erschütterungen sowie die Bauwerks- und Lufttemperatur gemessen. Die über die Mittelpfeiler und Südröhre verlaufen-

<sup>103</sup> Vgl. ASFINAG: Gutachten zum Zustand der Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>104</sup> Vgl. ASFINAG: Gutachten zum Zustand der Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>105</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>106</sup> ASFINAG: Gutachten zum Zustand der Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>107</sup> ASFINAG: Gutachten zum Zustand der Galerie Fallender Bach, 2013

den Risse wurden mit einer Abdeckung gesichert um das Herabfallen von Kleinteilen aus den Rissen zu verhindern.<sup>108</sup>

Als weitere Maßnahmen wurde die bergseitige Hinterfüllung ausgehoben, um die seitliche Erddrucklast zu verringern. Damit konnten standsichere Verhältnisse für die Durchführung weiterer Baumaßnahmen sichergestellt werden.<sup>109</sup>

### 4.1.3 Sanierungsmaßnahme neue Innenschale

Um die Standsicherheit des Tunnelbauwerks dauerhaft zu gewähren, wurde in beiden Röhren eine neue bewehrte WDI-Innenschale eingezogen, sowie bestehende Fundamente verstärkt und adaptiert. Die neue Innenschale erstreckt sich über die gesamte Länge des Bauwerks, wobei an den Portalen Übergangsböcke mit an den Bestand angepassten Geometrien errichtet wurden. Die Regeldicke der Innenschale beträgt 50 cm. Das vorhandene Gewölbe blieb erhalten und wurde bei der statischen Bemessung berücksichtigt. Es fließt aufgrund der überbeanspruchten und teilweise nicht mehr korrosionsgeschützten Bewehrung als Gewölbe ohne dauerhaften Biegeverstand in die Berechnung ein. Das Lichtraumprofil im Tunnel verringert sich aufgrund der Baumaßnahmen von 4,70 m auf 4,50 m.<sup>110</sup>

Die Blockfugen wurden stets an derselben Stelle wie die bereits vorhandenen positioniert. Zusätzlich wurde die Öffnung am Mittelstreifen zwischen den Stützscheiben mit Beton verfüllt. Zudem ist in der Achse des Mittelstreifens eine vertikale Arbeitsfuge eingebaut worden. Die offene Südseite wurde mit einer ebenen Wandfläche geschlossen. Das Gewölbe geht hier im oberen Bereich in eine gerade Wand über, welche am Fußpunkt der V - Stützen auf den Brunnengründungen gelagert ist (siehe Abbildung 4.4).<sup>111</sup>

---

<sup>108</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>109</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>110</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>111</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

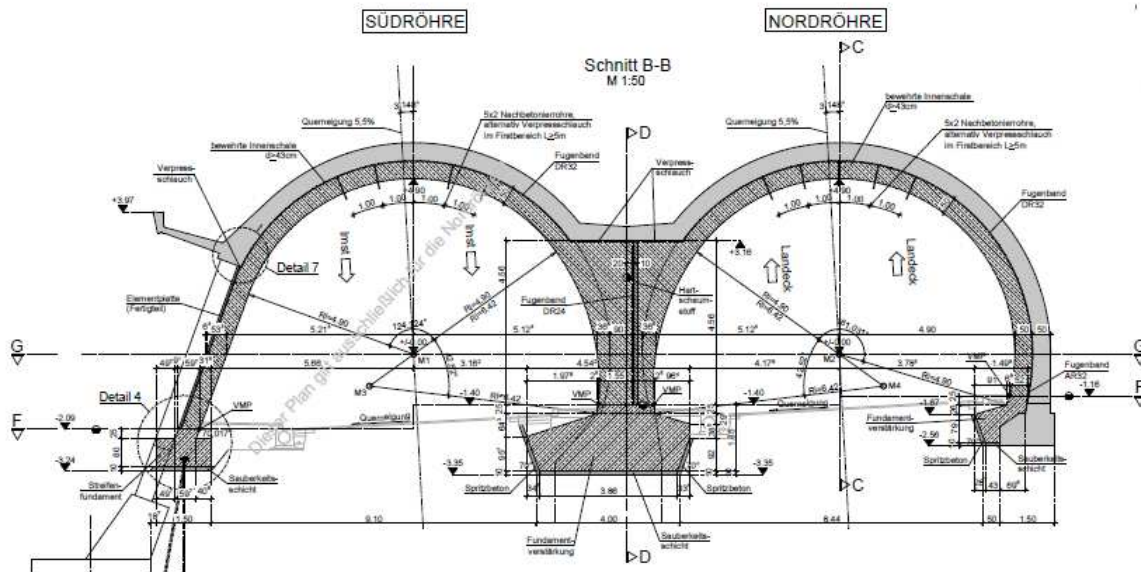


Abbildung 4.4: Tunnelquerschnitt mit neuer WDI-Innenschale, Galerie Fallender Bach<sup>112</sup>

Der Firstspalt wurde bei beiden Röhren gemäß ÖBV-Richtlinie Innenschalenbeton<sup>113</sup> nachträglich verpresst. Zur Nachbehandlung wurde direkt nach dem Ausschalen ein Verdunstungsschutz kombiniert mit einer Hydrophobierung aufgebracht. Am Ende der Bauarbeiten erhielt die Innenschale an den Ulmen bis zu einer Höhe von 4,0 m einen Tunnelanstrich.

#### 4.1.4 Bauabfolge und Bauzeit

Die Bauabfolge war in zwei Hauptphasen gegliedert.

In der ersten Bauphase wurde die neue wasserdichte Innenschale in der Nordröhre hergestellt und der Verkehr in die Südröhre umgelegt. Anschließend wurde die Innenschale in der Südröhre errichtet und der Verkehr durch die Nordröhre geleitet. In beiden Tunnelröhren wurde die Innenschale aus Ortbeton mit einem fahrbaren Schalwagen hergestellt. Da die offenen Teile der Galerie verschlossen wurden, musste die Außenseite zusätzlich mittels Rahmenschalung abgeschalt werden. Den vorläufigen Abschluss der Arbeiten bildeten die Wiederherstellung der Fahrbahn, die provisorische Eindeckung der erhöhten Seitenstreifen sowie die Montage und Inbetriebnahme der Beleuchtung in beiden Röhren (siehe Abbildung 4.5 und Abbildung 4.6). Vor dem Betonieren der Innenschale mussten die jeweiligen Fundamente verstärkt und die Gewölbeoberfläche mittels Hochdruckwasserstrahl von Schmutz und Staub gereinigt werden.<sup>114</sup>

<sup>112</sup> ASFINAG: Ausführungsplan, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>113</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012

<sup>114</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013





Abbildung 4.5: Bauzeitplan für das Einziehen der neuen Innenschale in der Nordröhre (exkl. Vorarbeiten)<sup>115</sup>



Abbildung 4.6: Bauzeitplan für das Einziehen der neuen Innenschale in der Südröhre (exkl. Vorarbeiten)<sup>116</sup>

Um einen sicheren Zustand für den Belastungsfall Lawinendruck gewährleisten zu können und die Verkehrsbehinderungen durch die Baumaßnahmen so kurz wie möglich zu halten, mussten die Arbeiten zügig abgeschlossen werden. Die Bauzeit für diese Bauphase erstreckte sich von Mitte September 2013 bis Mitte Dezember 2013. Nach dem Abschluss der Vorarbeiten konnte am 23.09.2013 mit Bauphase eins und dem Einziehen einer neuen WDI-Innenschale begonnen werden. Nach der Montage des Rüstwagens wurde mit dem Verlegen der Bewehrungseisen begonnen. Gleichzeitig wurde der Schalwagen zur inneren Abschaltung des Tunnelgewölbes montiert. Wie in den Bauzeitplänen ersichtlich ist, waren für die Betonage der Blöcke 22 Tage in der Nordröhre und 23 Tage in der Südröhre vorgesehen. Durch dieses enge Bauzeitfenster musste bei 19 zu betonierenden Blöcken pro Röhre, ein Block pro Tag betoniert werden. Dies konnte nur durch einen 24-Stunden-Arbeitstakt im Dreischichtbetrieb realisiert werden. Betonierbeginn war täglich um ca. 14 Uhr. Bei einem Betonierende von ca. 20 Uhr konnte der Schalwagen am nächsten Tag bereits um 6 Uhr morgens abgesenkt werden. Im Anschluss wurde der Schalwagen zum nächsten Block umgesetzt und für die Betonage eines neuen Blockes vorbereitet.<sup>117</sup>

Für die Arbeiten am Schalwagen war dazu eine Arbeitspartie von sieben Mann pro Arbeitsschicht unter Tags notwendig. In der Nacht wurde mit einer reduzierten Anzahl an Arbeitern gearbeitet.<sup>118</sup>

<sup>115</sup> ASFINAG: Bauzeitplan, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>116</sup> ASFINAG: Bauzeitplan, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>117</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>118</sup> Fachgespräch mit Bauleitung Galerie Fallender Bach (Teerag Asdag, Hr. Haid), 11.02.2016

Die Restarbeiten wie Tunnelanstrich aufbringen, Einbau der Asphaltbetondeckung, der erhöhten Seitenstreifen beider Röhren, die Wiederverfüllung der bergseitigen Entlastung und die Wiederherstellung der Gerinneüberleitung erfolgten in Bauphase zwei. Diese Phase wurde in der Zeit von Anfang Mai 2014 bis Ende Juni 2014 erledigt.<sup>119</sup>

#### 4.1.5 Betontechnologische Überwachung

Die Überprüfung der Ausschalfestigkeit erfolgte zu Beginn durch die Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 Pkt. 11.7.<sup>120</sup> Parallel dazu wurde die Frühfestigkeit im Beton anhand des Reifegradverfahrens mit Concremote aufgezeichnet.<sup>121</sup>

Nach Vorlage der Ergebnisse der Blöcke eins bis vier konnte, unter Berücksichtigung der Ausschalzeiten sowie der erforderlichen Nachbehandlungsdauer, die Erhärtungsprüfung gem. ONR ausgesetzt werden. Dies wurden in der Ausschreibung so festgelegt, dass bei Übereinstimmung der Ergebnisse, die Druckfestigkeit im Anschluss nur mehr mittels Concremote nachgewiesen wird. Die Festigkeitsentwicklung im frischen Beton wurde weiterhin vom Betonmonitoringsystem Concremote aufgezeichnet. Im Verlauf der Sanierungsarbeiten an der Nordröhre traten aufgrund der Wetterlage merkliche Schwankungen der Umgebungstemperatur auf, wodurch bei den ersten drei Blöcken der Südröhre die Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 Pkt.11.7 wieder durchgeführt wurde.<sup>122</sup>

Für die Innenschale wurde folgende Betonsorte verwendet: C30/37(56)/WDI/BL/F59. Diesem wurde der Erstarrungsbeschleuniger X-SEED 100 beigemischt. Damit wurde gewährleistet, dass der Beton schneller erhärtet und die geforderte Ausschalfestigkeit von 2,0 N/mm<sup>2</sup> bei der Nordröhre und 2,4 N/mm<sup>2</sup> bei der Südröhre möglichst zeitnahe erreicht wird. Durch die Verwendung des Erstarrungsbeschleunigers konnte die geforderte Festigkeit schon nach ungefähr zehn Stunden erreicht werden. Ein Beton mit gleicher Zusammensetzung, jedoch ohne Verwendung des Erstarrungsbeschleunigers, würde nach zehn Stunden Erhärtungszeit eine Festigkeit von rund 0,5 N/mm<sup>2</sup> erreichen.<sup>123</sup>

---

<sup>119</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach, 2013

<sup>120</sup> Vgl. ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, 2010

<sup>121</sup> Vgl. Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

<sup>122</sup> Vgl. Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

<sup>123</sup> Vgl. BASF: Zusammenfassung der Galerie Fallender Bach, 2013

#### 4.1.5.1 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 mit denen von Concremote

Um den Unterschied im Ergebnis der Frühfestigkeit nach der Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 und nach Concremote zu erläutern, werden beispielhaft die Aufzeichnungen von Block vier herangezogen.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die Messergebnisse bei beiden Systemen stark von der Temperatur der Umgebung beeinflusst werden. Der Zeitpunkt, bei dem der Beton genau die Ausschalfestigkeit von 2,0 N/mm<sup>2</sup> besitzt, kann nur bei der Frühfestigkeitsentwicklung mit Concremote dargestellt werden, da nur bei dieser Methode die Betonfestigkeit in Echtzeit angezeigt wird. In Abbildung 4.7 sind die ermittelten Betonfestigkeiten beider Varianten am Beispiel des vierten Blockes der Nordröhre dargestellt.

Bauteil	Block	Herstellungsdatum
Galerie Nordröhre	4	Donnerstag, 17. Oktober 2013

##### Concremote Frühfestigkeitsentwicklung (nicht akkreditiertes Prüfverfahren)

Sensor Bezeichnung	MW Lufttemperatur Oberfläche Schalung	Uhrzeit - Erreichung 2,0 N/mm <sup>2</sup>	Frühfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> nach 11,5 h
Wandsensor Süd + 2,2 m	15,1 °C	23:20	4,6
Wandsensor Nord + 2,2 m	15,7 °C	23:20	4,7
Wandsensor Nord + 4,5 m	16,8 °C	23:40	4,6
Beton First West	16,3 °C	23:50	5,3
Beton First Mitte		23:50	5,1
Beton First Ost		23:40	5,1

##### Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303 Pkt. 11.7 (akkreditiertes Prüfverfahren)

Lieferschein Nummer	Uhrzeit der Herstellung Prüfkörper	Lagerung	Frühfestigkeit in N/mm <sup>2</sup> nach 11,5 h
85792	19:10	ohne Isolierung	1,7
		in isolierter Kiste	3,2

Abbildung 4.7: Vergleich der Messdaten zwischen Concremote und Erhärtungsprüfung nach ONR<sup>124</sup>

Bei der Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 ist bei allen geprüften Probekörpern ein zum Teil starker Unterschied zwischen der Lagerung in einer isolierten Kiste und einer Lagerung ohne Isolierung zu bemerken. Dies ist auf die beim Bau vorherrschenden niedrigen Temperaturen zurückzuführen. So ist die Frühfestigkeit in der isolierten Kiste bei diesem Beispielblock nach 11,5 h um 1,5 N/mm<sup>2</sup> höher, als bei einer Lagerung ohne Isolierung. Auffallend ist, dass in den meisten Fällen die mit Concremote gemessene Frühfestigkeit nach 11,5 h in der Nordröhre sowie nach 12,0 h in der Südröhre größer ist, als jene bei den geprüften Würfeln nach ONR 23303:2010, unabhängig von der Lagerungsart der Probewürfel. Des Weiteren ist zu erkennen, dass die von den einzelnen Messsensoren gemessene Früh-

<sup>124</sup> Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

festigkeit variiert und nicht immer im Firstbereich am höchsten ist. Teilweise kam es zum Ausfall einzelner Concremote Sensoren durch eine Beschädigung der Kabel. In diesem Fall konnte von den Sensoren nichts aufgezeichnet werden und es liegen keine Festigkeitsdaten vor. Bei den Probekörpern ohne Isolierung hat sich gezeigt, dass bei tiefen Außentemperaturen keine Erhärtung stattfand und eine Festigkeitsbestimmung nicht möglich war. Die mittlere Abweichung der Ergebnisse zwischen Concremote und Druckfestigkeitsprüfung nach ONR hängen stark von den Lagerungsbedingungen und somit den Umwelteinflüssen auf die Probewürfel ab. Diese liegen bei 44% wenn die Würfel ohne Isolierung gelagert wurden und bei 29%, wenn eine Lagerung in einer isolierten Kiste erfolgt.<sup>125</sup>

#### 4.1.5.2 Concremote – Anordnung der Sensoren

Der Einsatz vom Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote wurde bei diesem Projekt bereits in der Ausschreibung vom Auftraggeber festgelegt. So waren die Baufirmen verpflichtet das Reifgeradverfahren Concremote oder ein gleichwertiges System zur Messung der Frühfestigkeitsentwicklung zu verwenden. Um den sehr straffen Bauzeitplan einhalten zu können, war es von entscheidender Bedeutung den Zeitpunkt ab dem der Schalwagen abgesenkt werden konnte genau zu bestimmen und in weiterer Folge nachzuweisen, dass der jeweilige Block die dafür notwendige Ausschalfestigkeit auch tatsächlich erreicht hat. Der zeitliche Aufwand um eine Bauteilprüfung mit Concremote durchzuführen ist in Kapitel 5.1.1.1 dargestellt.

Zum Einsatz kamen pro betoniertem Block vier Kabelsensoren, davon waren drei Wandmessfühler und ein Kabelsensor mit drei Kabelmessfühlern im Einsatz (siehe Abbildung 4.8). Zwei Wandsensoren (1 und 3) wurden gegenüberliegend in einem Abstand von 2,2 m vom Boden an der Ulme angebracht. Der dritte Wandsensor (2) wurde zusätzlich in einer Höhe von 4,5 m zum Boden angebracht. Über die Wandsensoren wurde die Festigkeit oberflächennahe ermittelt. In der Firste wurde der Kabelsensor (4) angebracht, der die Kerntemperatur in diesem Bereich aufzeichnet. Diese Sensoren wurden gleichmäßig auf die gesamte Länge eines Blockes aufgeteilt und in Querschnittmitte angebracht.<sup>126</sup>

---

<sup>125</sup> Vgl. Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

<sup>126</sup> Vgl. Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

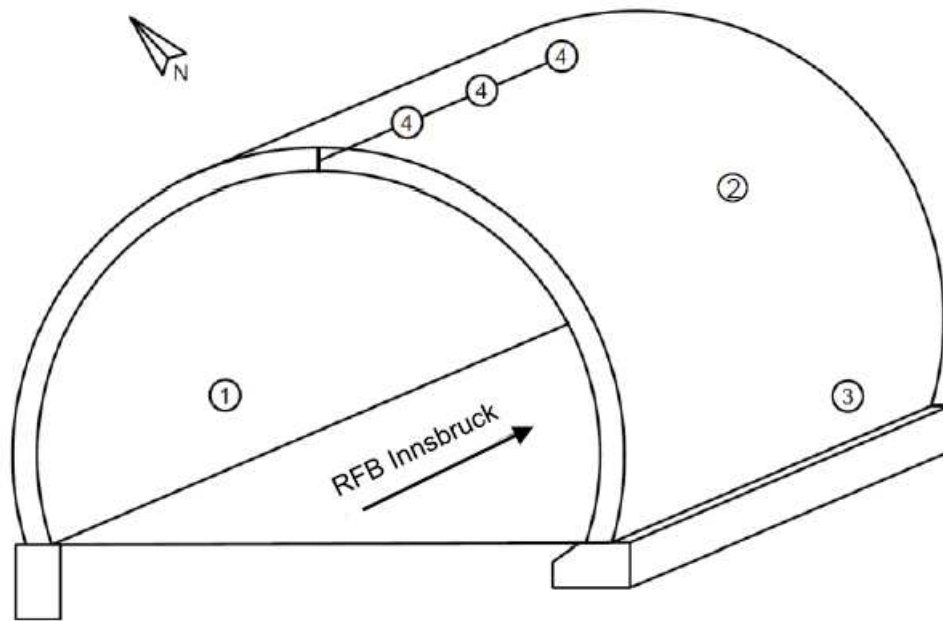


Abbildung 4.8: Anordnung der Sensoren zur Bestimmung der Frühfestigkeit mittels Concremote<sup>127</sup>

Durch diese Anordnung der Sensoren wurde an sechs unterschiedlichen Stellen die Temperaturentwicklung des eingebauten Betons unabhängig voneinander ermittelt. Der Zeitpunkt ab dem der jeweilige Sensor die Zielfestigkeit erreicht hat, wurde online im System festgehalten. Sobald der Sensor im Firstbereich die nötige Frühfestigkeit ermittelt hatte, wurden die Zuständigen per SMS informiert und der Tunnelschleppwagen konnte abgesenkt werden.

## 4.2 Sanierung Galerie Senftenberg – geschlossene Bauweise

In diesem Abschnitt wird das Projekt Galerie Senftenberg erläutert. Bei der Herstellung der Innenschale wurde Concremote zur Bestimmung der Ausschalfestigkeit sowie zur Messung der Temperaturentwicklung im Beton eingesetzt.

### 4.2.1 Bauwerksbeschreibung

Die Galerie Senftenberg wurde in den 1980er Jahren errichtet und befindet sich direkt neben der Galerie Fallender Bach in Schönwies in Tirol (siehe Abbildung 4.9). Das Bauwerk ist rund 380 m lang und dient als Verkehrstunnel für die A12 Inntalautobahn. Die Galerie verläuft parallel zum Inn und besteht aus zwei Röhren – für jede Richtungsfahrbahn eine.<sup>128</sup>

<sup>127</sup> Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Fallender Bach, 17.12.2013

<sup>128</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

Abbildung 4.9: Lageplan Galerie Senftenberg<sup>129</sup>

Die Innenschale der Tunnelröhre setzt sich aus insgesamt 37 Blöcken zusammen. Dabei wurden 35 Blöcke mit einer Regelblocklänge von rund 10 m ausgeführt. Die restlichen zwei Portalblöcke weisen unterschiedliche Längen auf und wurden mit einer eigenen Geometrie ausgeführt. Im Portalbereich weitet sich der Querschnitt nach außen hin konisch auf. Das Stahlbetongewölbe weist eine Dicke von 50 cm auf und wurde damals in offener Bauweise mit Zwillings-Gewölbequerschnitt errichtet. Am Ende der Arbeiten wurde die Galerie hinterfüllt bzw. eingeschüttet. Auf der bergzugewandten Seite ist das Tragwerk auf einem Streifenfundament gegründet. Zwischen den beiden Röhren sind, auf Einzelfundamenten gelagerte, Stützscheiben alle 3,33 m angeordnet. Talseitig in Richtung Inn ist die Galerie offen. In diesem Bereich ist das Gewölbe auf V-Stützen gelagert. Die Lastabtragung der V-Stützen erfolgt über Brunnenfundamente, welche sich in Blockmitte befinden. Ausgenommen von Anschlussbewehrung zu den aufgehenden Bauteilen und allfälliger Montageeisen für die damalige Bauherstellung sind alle Gründungskörper unbewehrt. Im ersten Arbeitsschritt wurden damals die bergseitige Ulme, die Mittelstützen und die talseitigen V-Stützen errichtet. Anschließend wurden im zweiten Schritt die Gewölbe in einem Betonierabschnitt je Block

<sup>129</sup> [www.google.at/maps](http://www.google.at/maps), 16.12.2015

ergänzt, wodurch sich in der Nordröhre eine bergseitige Arbeitsfuge in ca. 4,50 m Höhe ergibt.<sup>130</sup>

## 4.2.2 Vorgeschichte zur Sanierung

In Folge der festgestellten Schäden an der Tunnelinnenschale bei der Galerie Fallender Bach wurde die Galerie Senftenberg ebenso einer vertieften Untersuchung unterzogen. Das Ergebnis dieser Untersuchung waren ebenfalls Schäden an der Tunnelinnenschale, die zu einer Verminderung der Tragfähigkeit führen. Um eine dauerhafte, ausreichende Standsicherheit gewähren zu können musste das Tragwerk auf der gesamten Länge der Röhre verstärkt werden.<sup>131</sup>

## 4.2.3 Sanierungsmaßnahme neue Innenschale

Die Baumaßnahmen zur Gewährleistung der Tragfähigkeit umfassten die Adaptierung und Verstärkung von bestehenden Fundamenten, sowie den Einbau einer neuen WDI-Innenschale in beiden Röhren. Diese wurde als bewehrte Innenschale mit einer Dicke von 50 cm ausgeführt. Die Blockfugen wurden genau an derselben Stelle wie die bereits vorhandenen Blockfugen angeordnet. Der neue Querschnitt des Bauwerks, hergestellt unter Einsatz eines Schalwagens, in der Nordröhre ist in Abbildung 4.10 zu sehen. Dabei ist in hellgrau die neue Innenschale abgebildet.<sup>132</sup>

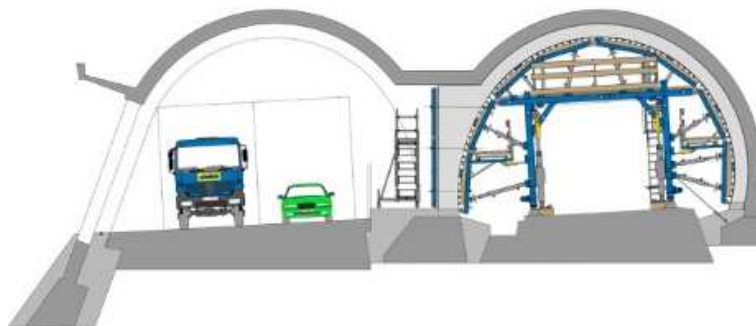


Abbildung 4.10: Tunnelquerschnitt mit neuer WDI-Innenschale, Galerie Senftenberg<sup>133</sup>

Das neue Tragwerk wurde auf aktiven Erddruck und Erdruhedruck mit einer Rechteckumlagerung bemessen, wodurch eine Verstärkung der Fundamente nötig wurde. Bei der Bemessung der neuen Innenschale wurde das Vorhandensein des Bestandsgewölbes berücksich-

<sup>130</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

<sup>131</sup> Vgl. ASFINAG: Projektbeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

<sup>132</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

<sup>133</sup> [http://www.doka.com/at/references/europe/A12\\_Sanierung\\_Galerie\\_Senftenberg](http://www.doka.com/at/references/europe/A12_Sanierung_Galerie_Senftenberg), 12.04.2016

tig. Dieses wurde jedoch ohne Bewehrung und damit ohne dauerhaftem Biege- und Torsionswiderstand in die Berechnung aufgenommen. Die bergseitigen Streifenfundamente mussten, um als Widerlager für die neuen Innenschale dienen zu können, verbreitert werden. Entlang des Mittelstreifens wurden die dort vorhandenen Einzelfundamente zu einem bewehrten, breiteren Streifenfundament zusammengeführt. Die zum Inn hin offenen Teile der Galerie wurden im Zuge dieser Baumaßnahmen mit einer ebenen Wandfläche geschlossen. Dabei geht das Gewölbe in diesem Bereich in eine gerade Wand über, welche am Fußpunkt der V-Stützen auf den Brunnengründungen lagert. An den Portalen musste die Geometrie an die bereits vorhandenen angepasst werden.<sup>134</sup>

Der Firstspalt musste gemäß ÖBV-Richtlinie Innenschalenbeton nachverpresst werden. Im Endzustand erhielt die Innenschale an den Ulmen bis in eine Höhe von 4,0 m einen Tunnelanstrich.

#### 4.2.4 Bauablauf und Bauzeit

Der Bauablauf gliederte sich in mehrere Phasen, welche nachfolgend grob erläutert werden. Dabei musste beachtet werden, die Verkehrsbehinderungen möglichst gering zu halten, in dem möglichst viele Fahrspuren für den Verkehr zur Verfügung bleiben.

In der Phase eins wurden Vorarbeiten in der Südröhre durchgeführt, dabei musste der Verkehr in der Südröhre einspurig geführt werden. Die Sanierung der Nordröhre wurde in Phase zwei von Ende Juli 2014 bis Mitte Dezember 2014 erledigt. Dabei musste der gesamte Verkehr in die Südröhre verlegt werden. In dieser Phase wurden die Fundamente verstärkt, die gesamte neue Innenschale inkl. Anstrich errichtet sowie ein neuer Straßenbelag eingebaut. Im Auszug aus dem Bauzeitplan (siehe Abbildung 4.11) ist ersichtlich, dass mit den Bewehrungsarbeiten 13 Tage vor den Betonierarbeiten gestartet wurde und die Bewehrung somit vorlaufend verlegt wurde. Nach wenigen Tagen konnte parallel dazu mit der Betonage der neuen WDI-Innenschale begonnen werden. Für die Errichtung der Portalblöcke mit den jeweils anschließenden Regelblöcken wurden zwölf Tage und für die restlichen Regelblöcke 66 Tage eingeplant. Um die Innenschale rechtzeitig fertigstellen zu können mussten pro Woche drei Blöcke betoniert werden. Dieser Zeitplan wurde auch eingehalten.<sup>135</sup>

---

<sup>134</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

<sup>135</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013



Phase 2 (Sperrung Nordröhre)	124 Tage	Mo 28.07.14	Fr 19.12.14
Umbau Verkehrsabsicherung	1 Tag	Mo 28.07.14	Di 29.07.14
Demontage Elektromaschinelle Ausrüstung	5 Tage	Di 29.07.14	Mo 04.08.14
HDW Reinigung	3 Tage	Sa 02.08.14	Mi 06.08.14
Abtrag Seitenstreifen	5 Tage	Mi 30.07.14	Di 05.08.14
Baugrubenaushub und Sicherung	16 Tage	Do 31.07.14	Di 19.08.14
Fundamente Bewehrung	60 Tage	Fr 01.08.14	Fr 10.10.14
Fundamente Beton	60 Tage	Mo 04.08.14	Mo 13.10.14
Aufbau Bewehrungswagen	12 Tage	Di 29.07.14	Di 12.08.14
Lieferung Bewehrungswagen	0 Tage	Di 29.07.14	Di 29.07.14
Aufbau Schalwagen	20 Tage	Do 31.07.14	Sa 23.08.14
Lieferung Schalwagen	0 Tage	Do 31.07.14	Do 31.07.14
Aufhängung für Gewölbebewehrung	37 Tage	Di 05.08.14	Mi 17.09.14
Bewehrung Innenschale	78 Tage	Di 12.08.14	Di 11.11.14
Start Beton Innenschale	0 Tage	Mo 25.08.14	Mo 25.08.14
Beton Innenschale Portal + Regelblock 1	6 Tage	Mo 25.08.14	Mo 01.09.14
Beton Innenschale Regelblock	66 Tage	Mo 01.09.14	Mo 17.11.14
Beton Innenschale Regelblock 36+ Portal	6 Tage	Mo 17.11.14	Mo 24.11.14
Ausfahren Schal- und Bewehrungswagen	6 Tage	Mo 24.11.14	Mo 01.12.14

Abbildung 4.11: Auszug aus dem Bauzeitplan für die Herstellung der Nordröhre<sup>136</sup>

Die dritte Phase war eine Winterpause, wo alle Fahrstreifen befahren werden konnten. In der Phase vier wurde in der Südröhre die neue Innenschale eingezogen. Dabei musste die Südröhre gesperrt und der ganze Verkehr durch die Nordröhre geleitet werden. Der Arbeitstakt beim Betonieren der Innenschale gestaltete sich identisch mit dem der Nachbarröhre und ist im Auszug aus dem Bauzeitplan in Abbildung 4.12 zu sehen.<sup>137</sup>

Phase 4 (Sperrung Südröhre)	172 Tage	Mo 04.05.15	Fr 20.11.15
Umbau Verkehrsabsicherung	2 Tage	Mo 04.05.15	Mi 06.05.15
Demontage Elektromaschinelle Ausrüstung	5 Tage	Mi 06.05.15	Di 12.05.15
HDW Reinigung	3 Tage	Mo 11.05.15	Do 14.05.15
Abtrag Lärmschutz	18 Tage	Do 07.05.15	Do 28.05.15
Abtrag Seitenstreifen	3 Tage	Do 07.05.15	Mo 11.05.15
Baugrubenaushub und Sicherung inkl Betonfundament	36 Tage	Fr 08.05.15	Fr 19.06.15
Micropfähle talseitig	36 Tage	Mo 18.05.15	Mo 29.06.15
Fundamente Bewehrung talseitig	78 Tage	Fr 29.05.15	Fr 28.08.15
Fundamente Beton talseitig	78 Tage	Mo 01.06.15	Mo 31.08.15
Startposition Bewehrungswagen	2 Tage	Fr 05.06.15	Mo 08.06.15
Umstellen und Umbauen Schalwagen	20 Tage	Fr 29.05.15	Mo 22.06.15
Aufhängung für Gewölbebewehrung	37 Tage	Mo 01.06.15	Di 14.07.15
Bewehrung Innenschale	78 Tage	Mo 08.06.15	Mo 07.09.15
Start Beton Innenschale	0 Tage	Mo 22.06.15	Mo 22.06.15
Beton Innenschale Portal + Regelblock 1	6 Tage	Mo 22.06.15	Mo 29.06.15
Beton Innenschale Regelblock	66 Tage	Mo 29.06.15	Mo 14.09.15
Beton Innenschale Regelblock 36+ Portal	6 Tage	Mo 14.09.15	Mo 21.09.15
Ausfahren und Abbau Schal- und Bewehrungswagen	12 Tage	Mo 21.09.15	Mo 05.10.15

Abbildung 4.12: Auszug aus dem Bauzeitplan für die Herstellung der Südröhre<sup>138</sup>

Auch hier konnte die vorgegebene Bauzeit für die Innenschale eingehalten werden. Für die Arbeiten am Schalwagen war eine Arbeitspartie von sieben Mann pro Arbeitstag im Einsatz.<sup>139</sup>

<sup>136</sup> ASFINAG: Bauzeitplan, Sanierung Galerie Senftenberg, 2014

<sup>137</sup> Vgl. ASFINAG: Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg, 2013

<sup>138</sup> ASFINAG: Bauzeitplan, Sanierung Galerie Senftenberg, 2015

## 4.2.5 Betontechnologische Überwachung

Beim Projekt Galerie Senftenberg wurden die Ausschalfestigkeit über die Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 PKT 11.7 nachgewiesen. Zusätzlich wurde an jedem Block die Beton- sowie die Umgebungstemperatur von einem Datenlogger aufgezeichnet. Die Anzahl und Anordnung der dafür nötigen Sensoren sind in Abbildung 4.13 zu sehen. Es wurden insgesamt vier Sensoren eingesetzt, die jeweils in drei Tiefenstufen die Wärmeentwicklung aufzeichneten. Parallel dazu wurde die Frühfestigkeit und die Temperaturentwicklung im Beton und der Umgebung mittels Concremote ermittelt.

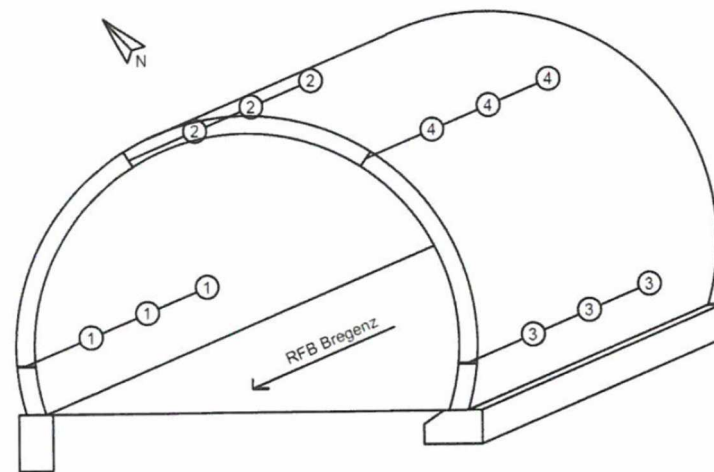


Abbildung 4.13: Anordnung der Sensoren für den Datenlogger<sup>140</sup>

### 4.2.5.1 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 mit denen von Concremote

Aufgrund der von den Blöcken eins bis fünf der Südöhre erhaltenen Ergebnisse konnte die Erhärtungsprüfung gem. ONR23303:2010 Pkt. 11.7 ausgesetzt werden. Dazu wurden die ermittelten Frühfestigkeiten an den Probewürfeln mit jenen des Concremote Systems zum gleichen Zeitpunkt verglichen. Die erhaltenen Werte können Tabelle 4.1 entnommen werden.<sup>141</sup>

<sup>139</sup> Fachgespräch mit Bauleitung Galerie Senftenberg (STRABAG, Hr. Auer), 11.02.2016

<sup>140</sup> Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Senftenberg, 25.11.2015

<sup>141</sup> Vgl. Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Senftenberg, 25.11.2015

Labornummer LN	Block Nr.	Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303 Pkt. 11.7 MW in N/mm <sup>2</sup>	Frühfestigkeit Firstbereich Concremote System MW in N/mm <sup>2</sup>	Abweichung in N/mm <sup>2</sup>
LN-140321/039	1	5,9	6,3	0,4
LN-140321/040	2	7,9	7,7	0,2
LN-140321/041	3	7,8	7,4	0,4
LN-140321/042	4	7,9	6,6	1,3
LN-140321/043	5	9,1	7,7	1,4

Tabelle 4.1: Vergleich der Festigkeitswerte zwischen ONR 23303:2010 und des Betonmonitoringsystems Concremote<sup>142</sup>

Die Ergebnisse zeigen, dass die ermittelten Festigkeiten bei der Erhärtungsprüfung bis auf einen Wert geringfügig höher sind, als jene des Concremote Systems.

#### 4.2.5.2 Concremote- Anordnung der Sensoren

Das Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote wurde bei der Sanierung der Galerie Senftenberg am Beginn zur Ermittlung der Frühfestigkeit und in weiterer Folge zur Ermittlung der Temperaturverläufe im frisch eingebauten Beton verwendet.

Es wurde die gleiche Anzahl an Sensoren verwendet wie bei der Galerie Fallender Bach mit dem Unterschied, dass ein Wandsensor auf 5,0 m Höhe statt auf 4,5 m Höhe angebracht wurde. Die genaue Anordnung der Sensoren kann Abbildung 4.8 aus Kapitel 0 entnommen werden.

### 4.3 Neubau Südgürtel Graz – offene Bauweise

In diesem Kapitel wird das Tunnelbauprojekt Südgürtel in Graz näher erläutert. Bei diesem Neubauprojekt in offener Bauweise wurde Concremote zum Nachweis der Ausschalfestigkeit eingesetzt.

<sup>142</sup> Wasser Tirol: Untersuchungsbericht – Galerie Senftenberg, 25.11.2015

### 4.3.1 Projektbeschreibung

Das Projekt Südgürtel liegt in Graz und dient als Verbindung der beiden Autobahnen A2 und A9, siehe Abbildung 4.14. Durch das Bauprojekt soll Pendler/innen zukünftig der Weg in die Arbeit verkürzt und Anrainer vor Verkehrslärm geschützt werden.<sup>143</sup>

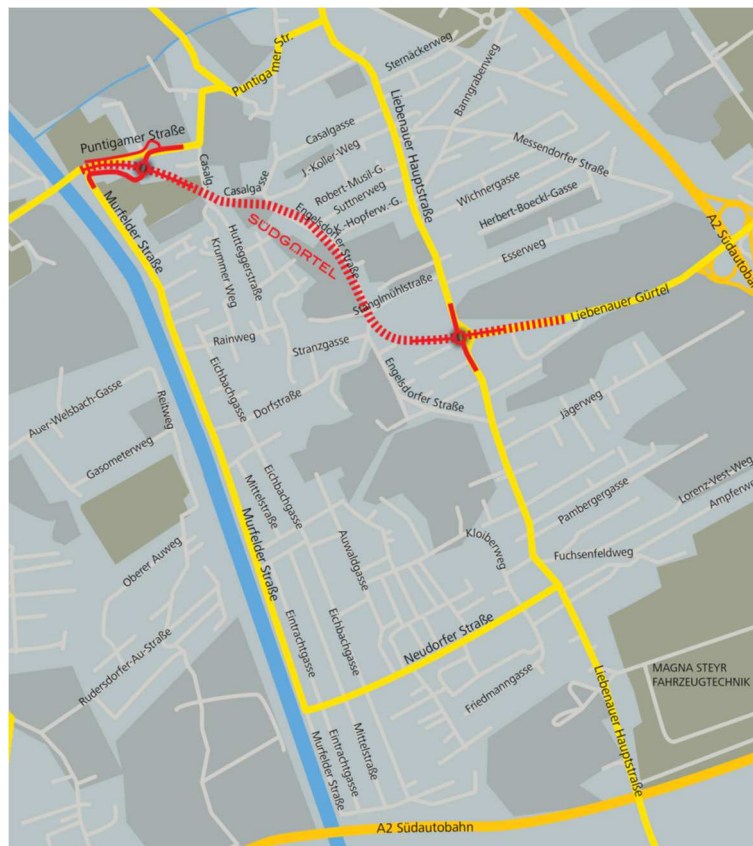


Abbildung 4.14: Lageplan Südgürtel Graz<sup>144</sup>

Die Unterflurtrasse des Südgürtels wurde auf einer Länge von 1,4 km in offener Tunnelbauweise hergestellt und zweiröhrig ausgeführt. Dazu wurde in der ersten Bauphase eine Baugrube ausgehoben und diese mit Spundwänden gesichert. Das angefallene Aushubmaterial von 500.000 m<sup>3</sup> konnte dabei teilweise für die Betonherstellung vor Ort wiederverwendet werden. Durch eine Grundwasserabsenkung mittels Brunnen wurde gewährleistet, dass die Baugrube trocken blieb. In weiterer Folge wurden in Bauphase fünf die Drainageschicht und die Bodenplatte für das kommende Ingenieurbauwerk errichtet. Die Herstellung des Tunnelbauwerks wurde anschließend in Bauphase sechs realisiert. Den Abschluss bildete die Hinterfüllung sowie die Rekultivierung.<sup>145</sup>

<sup>143</sup> Vgl. <http://www.suedguertel.steiermark.at/cms/beitrag/11772523/93838578>, 20.03.2016

<sup>144</sup> <http://www.suedguertel.steiermark.at>, Gesamtprojektfolder Südgürtel Graz, Mai 2014

<sup>145</sup> Vgl. <http://www.suedguertel.steiermark.at>, Gesamtprojektfolder Südgürtel Graz, Mai 2014

Der Regelbereich setzt sich dabei aus 32 Blöcken mit einer Blocklänge von 25 m zusammen und wurde als Weiße-Wanne-Bauwerk ausgeführt. An den Portalbereichen weisen die einzelnen Blöcke abgeänderte Geometrien auf. Der Querschnitt eines Regelblockes ist in Abbildung 4.15 dargestellt.

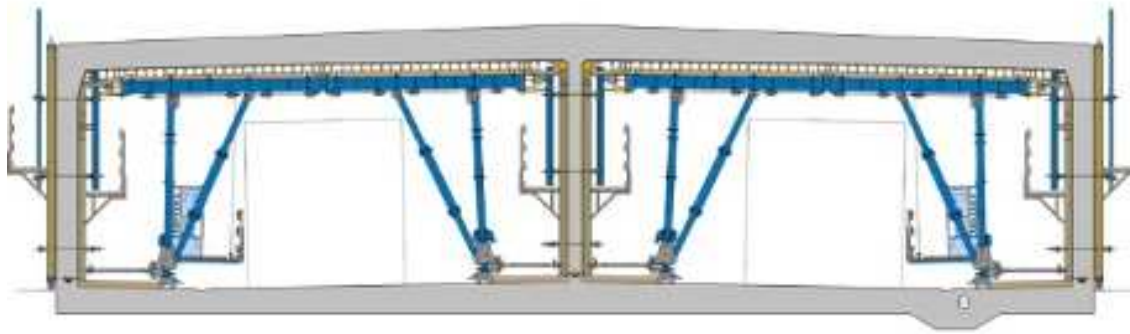


Abbildung 4.15: Querschnitt eines Regelblockes mit Innenschalenwägen<sup>146</sup>

Ein Block gliedert sich in zwei Röhren. Für die Tunnelinnenschalung wird für jede Röhre ein fahrbarer Schalwagen eingesetzt. Zur Herstellung der Profilform werden zusätzlich die äußeren Wandbereiche und der Stirnbereich mittels Rahmenschalung abgeschalt. Die lichte Breite einer Röhre ergibt sich zu 12,50 m und die lichte Höhe zu 5,50 m. Pro Block wurden insgesamt ca. 694 m<sup>3</sup> Beton verbaut. Bei einem Bewehrungsgehalt von ca. 115 kg/m<sup>3</sup> ergibt sich die Bewehrung mit 79,60 to.<sup>147</sup>

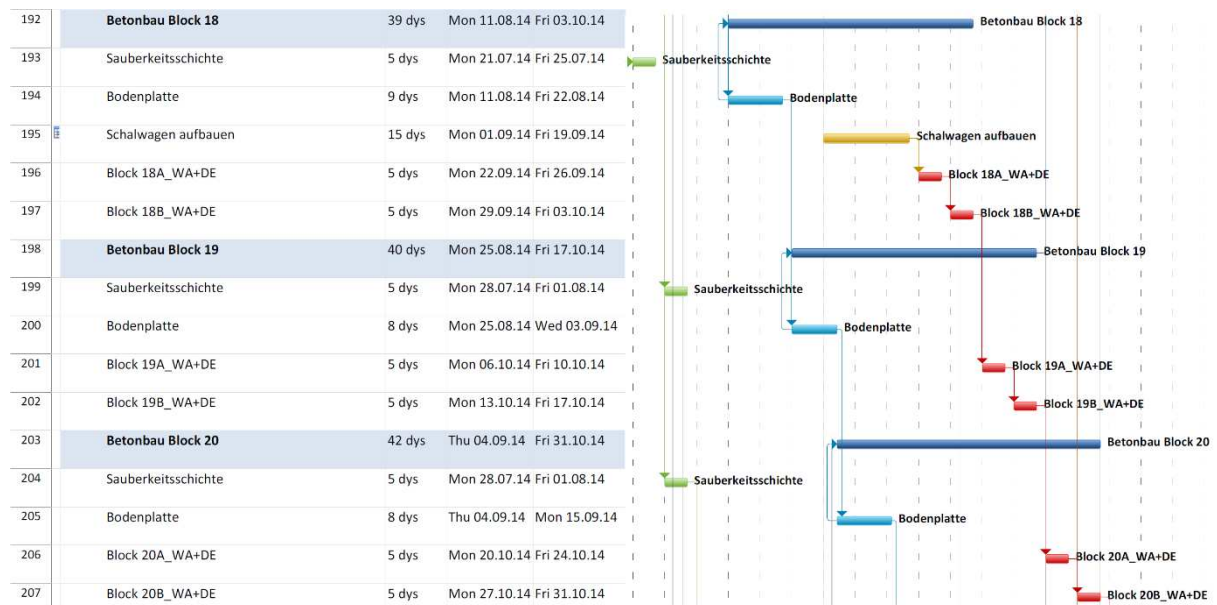
### 4.3.2 Bauablauf und Bauzeit

Zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit waren die Bauarbeiten noch im Gange und es wurde gerade der letzte Block betoniert. Der Bauablauf im Regelbereich gliederte sich dabei so, dass pro Woche ein Block nach Vorgabe des Bauherrn fertiggestellt werden musste. Ein Auszug aus dem Bauzeitplan der Blöcke 17 bis 21 ist in Abbildung 4.16 zu sehen.

Für den Aufbau der Schalwägen wurden 15 Tage benötigt. Danach wurden pro Woche ein Block betoniert. Um die Taktzeit einzuhalten gestaltete sich der Arbeitsablauf pro Woche wie folgt: Am Montag wurden beiden Schalwägen abgesenkt und die äußere Schalung entfernt. Bis Mittwochabend wurde der nächste Block wieder vollständig eingeschalt. Für diese Arbeitsschritte war eine Partie von sieben Mann notwendig. Zeitgleich wurde von Montag bis Mittwoch mit einer separaten Arbeitspartie der nächste Block bewehrt. Die Betonage war für Donnerstag angesetzt und dauerte im Schnitt 8 h. Der Freitag wurde für Rest- und Vorbereitungsarbeiten für Montag genutzt.

<sup>146</sup> [http://www.doka.com/at/references/europe/Suedguertel\\_Graz](http://www.doka.com/at/references/europe/Suedguertel_Graz), 27.04.2016

<sup>147</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

Abbildung 4.16: Bauzeitplan der Betonarbeiten<sup>148</sup>

Von entscheidender Bedeutung war, dass der Beton am Montagmorgen die Ausschalfestigkeit erreicht hatte, um keine Verzögerungen im Arbeitsablauf durch ein verspätetes Ausschalen zu erhalten. Zum Nachweis der Druckfestigkeit beim Ausschalen wurde Concremote verwendet. In Abbildung 4.17 ist eine eingeschalteter Block zusehen.<sup>149</sup>

Abbildung 4.17: Eingeschalter Block nach Betonage<sup>150</sup>

<sup>148</sup> Bauzeitplan ARGE Südgürtel Graz, Stand 25.02.2015

<sup>149</sup> Fachgespräch Schalungslieferant (Doka, Hr. Bauer) und Bauleitung ARGE Südgürtel (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

<sup>150</sup> Aufnahme Baustelle Südgürtel Graz (Doka, Unbekannt), 13.08.2014

Da die Überdeckung im Endzustand eine unterschiedliche Mächtigkeit aufweist, wurden zwei verschiedene Betonsorten verwendet. In den Bereichen mit geringer Überdeckung wurde ein Beton mit der Bezeichnung B7 C30/37/XF4/GK32/F52/FM/LP (für Bauteile welche Taumitteln direkt ausgesetzt sind) eingebaut. In den übrigen Abschnitten kam ein Beton mit der Bezeichnung B5 C30/37/XF2/GK32/F52/FM/LP (für Bauteile die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind) zum Einsatz. Das gesamte Tunnelbauwerk wurde als Weiße Wanne gebaut. Bei den Winterbauarbeiten konnten die gleichen Betonsorten verwendet werden. Es wurde vom zuständigen Betonprüflabor bestätigt, dass die Betonfestigkeit in dieser Jahreszeit (Winter) eine günstigere Festigkeitsentwicklung aufweist, als im Vergleich zum Zeitpunkt der Kalibrierung.<sup>151</sup>

Die Zusammensetzung der Betone sollte gewährleisten, dass diese innerhalb von 85 h die nach statischen Erfordernissen nötige Ausschalfestigkeit von 21,4 N/mm<sup>2</sup> erreicht haben. Durch die Beigabe eines Fließmittels (FM) sowie eines Luftporenbildners (LP) wurde die Verarbeitbarkeit verbessert. Mit der Verwendung der Zementart CEM II/A-M 42,5N konnte eine mittlere Festigkeitsentwicklung realisiert werden.<sup>152</sup>

Eine ausreichende Nachbehandlung des frisch ausgeschalteten Betons konnte durch die Abdeckung mit einem Vlies, welches an einem Gerüstwagen montiert wurde, erreicht werden. Dieser wurde hinter dem Schalwagen nachgezogen und garantierte, dass der Beton für sieben Tage nach dem Ausschalen vor den Umwelteinflüssen geschützt wurde.<sup>153</sup>

### 4.3.3 Concremote - Anordnung der Sensoren

Das Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote wurde zur Ermittlung der Ausschalfestigkeit eingesetzt. Dazu wurden pro Block zwei Deckensensoren eingesetzt. Diese wurden vom ausführenden Bauunternehmen selbst auf die Decke des Bauwerks aufgesetzt und aktiviert. Der Zeitpunkt ab dem die Ausschalfestigkeit erreicht war, wurde vom System per SMS bekannt gegeben. Durch den Nachweis der Ausschalfestigkeit konnte am Montagmorgen der Schalwagen abgesenkt werden. Die Anordnung der Sensoren ist in Abbildung 4.18 zu sehen.<sup>154</sup>

---

<sup>151</sup> Vgl. Doka GmbH, Prüfvorlage Concremote, Südgürtel Graz, 2015

<sup>152</sup> Vgl. Doka GmbH, Prüfvorlage Concremote, Südgürtel Graz, 2015

<sup>153</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

<sup>154</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

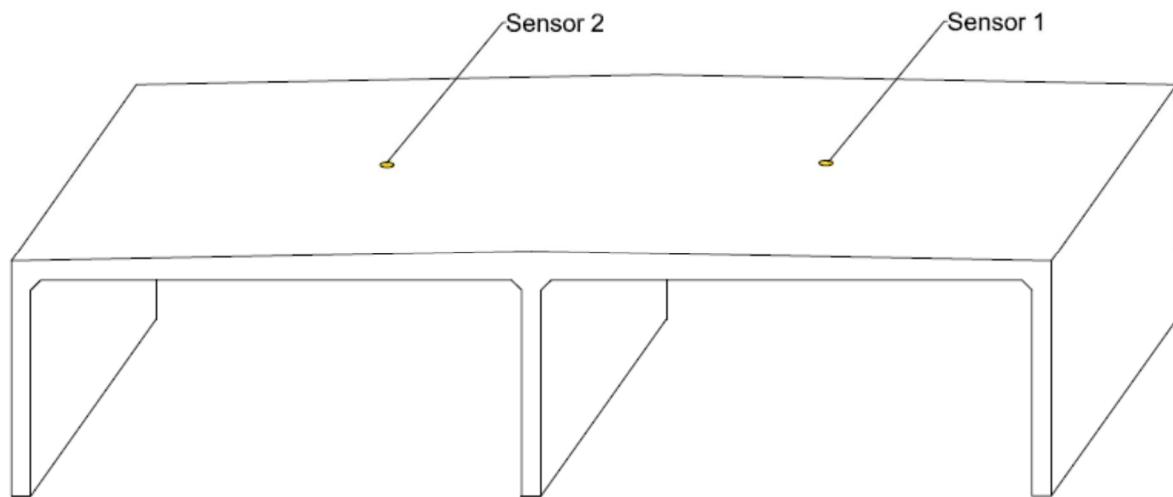


Abbildung 4.18: Anordnung der Concremotesensoren

Aufgrund der Tatsache, dass zwei unterschiedliche Betonsorten verwendet wurden, musste jede Sorte einzeln kalibriert werden.



## 5 Darstellung der Modellprojekte

In diesem Kapitel werden die Modellprojekte der offenen und geschlossenen Bauweise dargestellt. Zu Beginn werden für die geschlossene Bauweise die Rahmenbedingungen des fiktiven Tunnelbauprojektes festgelegt und im Anschluss die Anwendung der unterschiedlichen Betonüberwachungsmethoden dargestellt. Danach erfolgt die Ausarbeitung der offenen Bauweise. Damit die Rahmenbedingungen der fiktiven Projekte möglichst der Realität entsprechen, wurden diese ähnlich denen der Beispielprojekte in Kapitel 4 gewählt.

### 5.1 Geschlossene Bauweise

Für das Modellprojekt der geschlossenen Bauweise werden vom Verfasser für die beiden Varianten folgende Rahmenbedingungen festgelegt:

Der Innenradius des Gewölbes wird mit 5,00 m und die Dicke der Innenschale mit 0,50 m gewählt, siehe Abbildung 5.1. Bei einer Regelblocklänge von 10 m ergibt sich ein Betonvolumen von 96,02 m<sup>3</sup> pro Block.

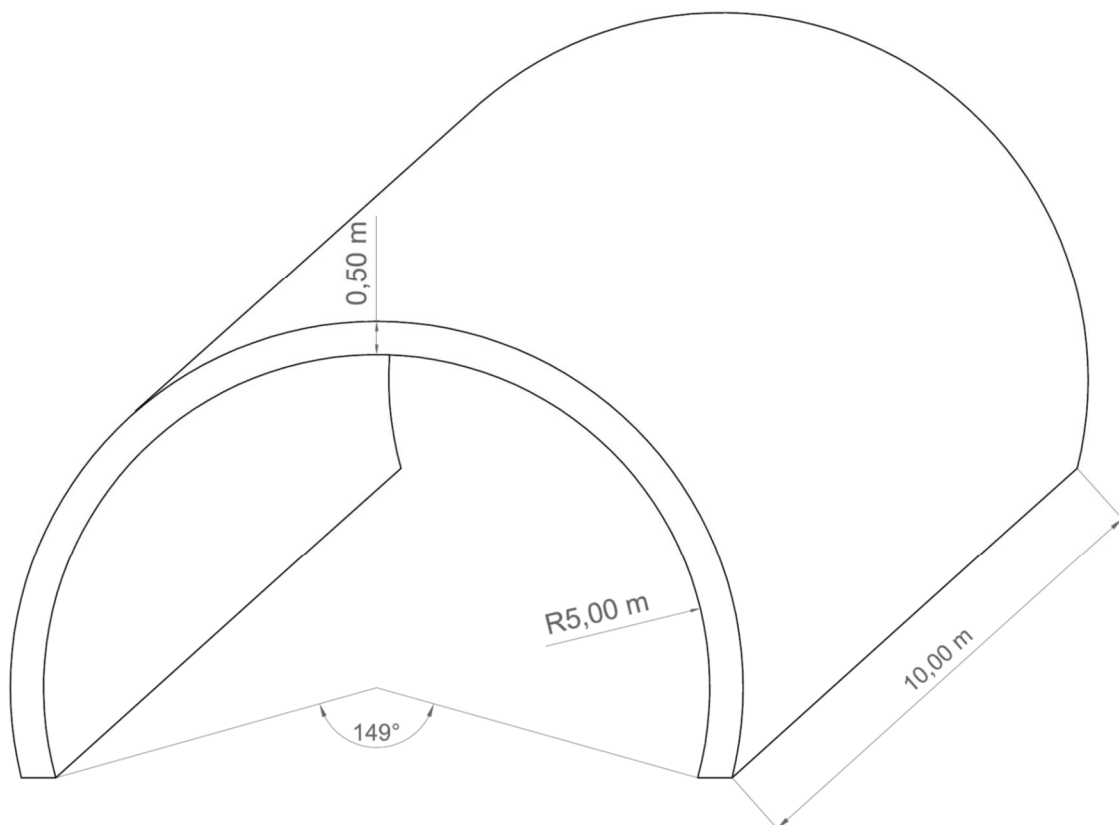


Abbildung 5.1: Geometrie eines Modellprojektblockes

Das in Ortbeton und mittels fahrbarem Schalwagen herzustellende Innenschalenge-  
wölbe besteht aus 60 Regelblöcken und wird als bewehrte WDI-Innenschale gebaut.  
Daraus ergibt sich eine Tunnellänge von 600 m. Bei einem Bewehrungsgehalt von  
150 kg/m<sup>3</sup> ergibt sich die Bewehrung zu 14,40 to pro Block. Diese wird abhängig von  
den Betonarbeiten zwei Blöcke vorlaufend verlegt. Die Stirnabschalung erfolgt durch  
sog. Klappenelemente. Aus Vereinfachungsgründen wird auf eine besondere Ausfüh-  
rung der Portalblöcke verzichtet. Die Sohle ist bereits hergestellt und es sind alle nö-  
tigen Vorarbeiten abgeschlossen, um mit der Herstellung des Gewölbes beginnen zu  
können. Der Bauablauf gliedert sich dabei in folgende Arbeitsschritte:

- Vorlaufende Bewehrungsverlegung
- Stirnabschalung entfernen
- Absenken des Schalwagens
- Umsetzen des Schalwagens
- Nachbehandlung des Betons
- Reinigen des Schalwagens
- Abschalen im Stirnbereich
- Betonieren des gesamten Blockes

Der zeitliche Ablauf der Arbeitsschritte kann aus dem Tagesdiagramm in  
Abbildung 5.2 entnommen werden.

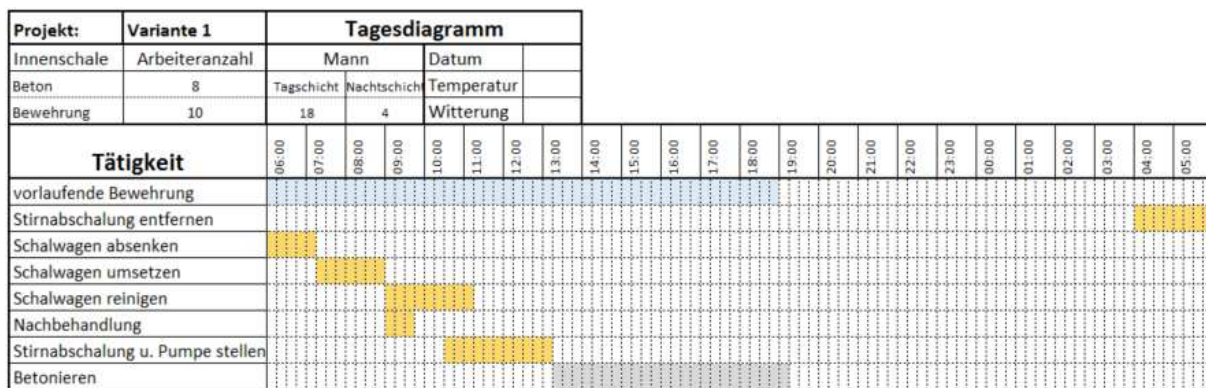


Abbildung 5.2: Tagesdiagramm der Arbeitsschritte bei Variante G1

Pro Tag soll ein Block betoniert werden. Die Schal- und Betonierarbeiten erfolgen in  
versetzten Schichten, wo im Durchschnitt acht Mann für 10 h beschäftigt sind.<sup>155</sup> Die-  
ser Wert stellt einen gemittelten Wert für die Kalkulation dar. Die Bewehrungsarbeiten  
werden von einem Subunternehmer mit einer eigenen Arbeitspartie ausgeführt.

<sup>155</sup> Fachgespräch mit Bauunternehmen (PORR, Hr. Kopecky), 24.05.2016

Der zu verwendende Beton richtet sich nach der ÖVBB Richtlinie Innenschalenbeton<sup>156</sup> und den Anforderungen an eine WDI-Innenschale: C30/37/WDI/F59.

Die Mindestdruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Ausschalens beträgt 2,0 N/mm<sup>2</sup>. Die maximale Frischbetontemperatur darf 27°C und die maximale Bauteiltemperatur 45°C nicht überschreiten. Für die Bauteilprüfung sind die Ausschalfestigkeit sowie die Temperatur des eingebauten Betons zu bestimmen.<sup>157</sup> Die Nachbehandlung des ausgeschalteten Betons erfolgt durch Aufbringen eines Verdunstungsschutzes.

### 5.1.1 Variante G1: Herstellung mit Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring

Bei dieser Variante wird die baubegleitende Betonüberwachung der Druckfestigkeits- und Hydratationswärmeentwicklung durch das Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote übernommen.

Für die Betonprüfung durch Concremote werden pro Block insgesamt vier Sensoren benötigt. Drei dieser Sensoren werden mit einem Wandmessfühler ausgestattet, welche nach dem Ausschalen weiterverwendet werden können und die Oberflächentemperatur des Betons messen. Der vierte Sensor wird mit Kabelmessfühlern ausgestattet, die im Firstbereich an drei unterschiedlichen Positionen die Kerntemperatur messen und im Beton verbleiben. Dadurch müssen für jeden Block neue Kabel angeschafft werden. Die Anordnung der Sensoren erfolgt an der gleichen Position wie in den Beispielprojekten Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg (vgl. Kapitel 0).<sup>158</sup> Die Funktionsweise des Systems Concremote ist in Kapitel 2.4 beschrieben.

Die Sensoren und Messfühler werden vor dem Betonieren von einem Mitarbeiter eines zertifizierten Betonprüflabors angebracht und aktiviert. Die Datenauswertung wird ebenfalls von diesem Mitarbeiter abgewickelt.

Vor Beginn der ersten Betonierarbeiten muss die verwendete Betonsorte einmalig kalibriert werden. Dafür ist die Herstellung von zwölf Stück Betonprobewürfeln nötig. Diese werden in der Kalibrierbox gelagert und anschließend, nach einem festgelegten Schema, einer Druckfestigkeitsprüfung unterzogen.<sup>159</sup>

Nach erfolgter Kalibrierung ist das System dafür bereit, die Druckfestigkeitsentwicklung parallel zur Wärmeentwicklung im Beton aufzuzeichnen.

---

<sup>156</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 10 und 11

<sup>157</sup> Vgl. Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinie Innenschalenbeton, 2012, S. 10 und 11

<sup>158</sup> Vgl. Beispielprojekte Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg, Kapitel 4

<sup>159</sup> Vgl. Beispielprojekte Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg, Kapitel 4

### 5.1.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Um mit Concremote für einen Gewölbeblock eine Bauteilprüfung durchzuführen, ist der in Abbildung 5.3 dargestellte Zeitaufwand nötig. Die Zeitwerte wurden in einem Fachgespräch mit einem Mitarbeiter des Prüflabors Wasser Tirol ermittelt und spiegeln die Erfahrungen der beiden Beispielprojekte Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg wider.

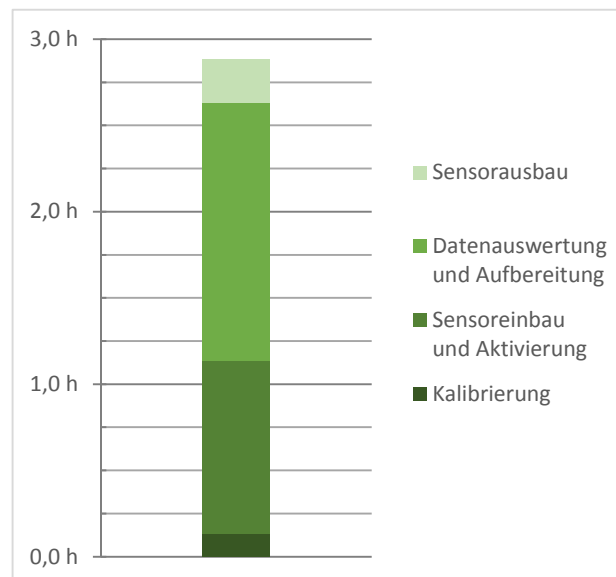


Abbildung 5.3: Zeitaufwand der Betonüberwachung bei Variante G1<sup>160</sup>

Eine vollständige Kalibrierung der Betonsorte dauert 8,00 h – umgelegt auf einen Block ergibt sich ein Zeitaufwand von 0,13 h pro Block. Für das Anbringen und Aktivieren der Sensoren werden 1,00 h veranschlagt. Die Demontage der Sensoren benötigt 0,25 h. Zum Abschluss müssen die gemessenen Daten ausgewertet und aufbereitet werden. Dies benötigt in der Regel 1,50 h pro Block und stellt somit den größten Anteil des Gesamtzeitaufwandes dar. Daraus ergibt sich ein gesamter Zeitaufwand von 2,88 h pro Block.

### 5.1.1.2 Prüfdatenmanagement

Concremote zeichnet sich nach Aktivierung der Sensoren durch eine vollautomatische digitale Datenaufzeichnung aus. Die Daten werden auf einem zentralen Server gesichert. Eine baubegleitende, manuelle Dokumentation entfällt somit. Die Ergebnisse der Messungen können jederzeit von jenen Personen, die Zugriff auf das Onlineportal besitzen, eingesehen werden. Durch die rasche Verfügbarkeit der Messdaten ist es möglich, Entscheidungen

<sup>160</sup> Fachgespräch mit Betonprüflabor Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg (Wasser Tirol, Hr. Motz), 21.10.2015 - 29.02.2016

schnellstmöglich zu treffen. Eine Verständigung per SMS zum Zeitpunkt des Erreichens der Ausschalfestigkeit ist dabei ein nützliches Zusatzfeature.<sup>161</sup>

### 5.1.1.3 Qualität der Messergebnisse

Durch die Messung direkt am bzw. im Bauteil, kann die Druckfestigkeits- und Hydratationswärmewicklung ausreichend genau bestimmt werden. So spiegeln die gemessenen Ergebnisse die tatsächlichen Werte im Bauteil wider. Eine mögliche Beeinflussung auf die Messgenauigkeit des Systems durch äußere Randbedingungen wird weitestgehend vermieden.<sup>162</sup> Eine Darstellung der ermittelten Festigkeitsentwicklung im Beton in Abhängigkeit von unterschiedlichen Messverfahren ist in Kapitel 6.1.1.3 zu sehen.

### 5.1.1.4 Kosten für die Betonüberwachung

Zu Beginn muss jede Betonsorte einmalig kalibriert werden. Die pauschalen Kosten dafür sind in Tabelle 5.1 aufgelistet.

<b>Kalibrierung Gesamtkosten</b>				
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge</b>	<b>Einheit</b>	<b>Einzelkosten/EH</b>	<b>Gesamtkosten</b>
Herstellung Probewürfel	12,00	Stk	52,78 €/Stk	633,36 €
Laborarbeit	8,00	h	66,33 €/h	530,64 €
Kalibrierbox	1,00	Stk	255,00 €/Stk	255,00 €
<b>Gesamtkosten Kalibrierung</b>				<b>1.419,00 €</b>

Tabelle 5.1: Kalkulation der Kosten für die Kalibrierung bei Variante G1<sup>163</sup>

Zur Kalibrierung ist die Herstellung von zwölf Stück Probewürfel erforderlich, wobei für einen Würfel Kosten in Höhe von 52,78 €<sup>164</sup> entstehen. Zur Prüfung der Druckfestigkeit sind acht Laborstunden nötig. Des Weiteren wird eine Kalibrierbox benötigt um die Würfel bis zur Beprobung zu lagern.<sup>165</sup> Um diese Kosten auf einen Block zu kalkulieren, müssen sie auf die gesamte Blockanzahl (ANZG) umgelegt werden.

Die Kalkulation der Kosten für Concremote ist in Tabelle 5.2 dargestellt, angegeben in Euro pro Block. Die vier Sensoren werden pro Monat verrechnet und müssen daher durch die Anzahl der Blöcke pro Monat (ANZM) dividiert werden. Bei den Kabelmessfühlern handelt es sich um verlorene Einbauteile. Daher werden diese mit den gesamten Kosten auf einen

<sup>161</sup> Vgl. Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

<sup>162</sup> Vgl. Reinisch: Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle, Baukongress 2014

<sup>163</sup> Laborarbeitszeit aus Fachgesprächen mit Betonprüflabor (Wasser Tirol, Hr. Motz), 21.10.2015 - 29.02.2016

<sup>164</sup> Mittelwert aus dem Leistungsverzeichnis der Prüflabore, Wasser Tirol, Pöyry, Rohrdorfer und Nievelt, Stand 2016

<sup>165</sup> Kosten für die Kalibrierbox aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

Block umgelegt. Die wiederverwendbaren Wandmessfühler sind einmalige Anschaffungen und somit auf die Gesamtzahl der Blöcke (ANZG) aufzuteilen.

<b>Concremote</b>				
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge pro Block</b>	<b>Einheit</b>	<b>Kosten pro Einheit</b>	<b>Einheitskosten</b>
Sensoren 4,00 [Stk]/ANZM	0,13	Mo	410,00 €/Mo	54,67 €/Block
Messfühler Kabel 1,00 [Stk/Block]	1,00	Stk	40,00 €/Stk	40,00 €/Block
Messfühler Wand 6,00 [Stk]/ANZG	0,10	Stk	260,00 €/Stk	26,00 €/Block
Lohnkosten 1 [Ma]*2,88 [h/Block]	2,88	h	66,33 €/h	191,03 €/Block
Kalibrierung 1,00 [PA]/ANZG	0,017	PA	1.419,00 €	23,65 €/Block
<b>Summe</b>				<b>335,35 €/Block</b>

Tabelle 5.2: Kalkulation der Kosten für Concremote bei Variante G1<sup>166</sup>

Um den Verschleiß der Wandmessfühler zu berücksichtigen, wird angenommen, dass diese nach 30 betonierten Blöcken einmalig ausgetauscht werden.<sup>167</sup> Dadurch ergeben sich für die gesamte Tunnellänge insgesamt sechs Stück. Ersatzbatterien müssen bei diesem Beispiel nicht berücksichtigt werden, da die Sensoren nicht länger als drei Monate im Einsatz sind. Für die Montage, Demontage und Auswertung der Messdaten werden 2,88 Lohnstunden eines Laboranten mit einem Stundensatz von 66,33 €/h<sup>168</sup> kalkuliert (vgl. Kapitel 5.1.1.1).

#### 5.1.1.5 Einzelkosten der Innenschale

Die Darstellung der Einzelkosten für einen Laufmeter Tunnel ist in Tabelle 5.3 zu sehen. Die Baustellengemeinkosten und die zeitgebundenen Kosten sind darin nicht berücksichtigt, da diese gesondert abgerechnet werden.

Der Lohnaufwand für den Schalwagen und die Betonierarbeiten errechnet sich aus der Anzahl der Arbeiter (MA) multipliziert mit der täglichen Arbeitszeit (AZ) geteilt durch die Anzahl der Blöcke je Arbeitstag (ANZA) sowie die Blocklänge (BL). Mit den Mittellohnkosten von 45 €/h<sup>169</sup> können in weiterer Folge die Einheitskosten ermittelt werden. Eine mengenmäßige Erfassung des Betonvolumens pro Laufmeter Tunnel ergibt sich durch die Division des gesamten Betonvolumens pro Block (BV) mit der Blocklänge. Die Materialkosten für einen Ku-

<sup>166</sup> Kosten für Concremote aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

<sup>167</sup> Fachgespräche mit Alexander Reinisch Doka GmbH, 22.04.2016

<sup>168</sup> Mittelwert aus dem Leistungsverzeichnisses der Prüflabore, Wasser Tirol, Pöyry, Rohrdorfer und Nievelt, Stand 2016

<sup>169</sup> Fachgespräch mit Bauunternehmen (PORR, Hr. Kopecky) 24.05.2016

bikmeter Beton betragen 150,33 €/m<sup>3</sup> und sind frei Bau zu verstehen.<sup>170</sup> Für die Nachbehandlung mittels Verdunstungsschutz ergibt sich die Ansatzmenge durch Division der Schalfläche pro Block (SF) mit der Blocklänge. Die Materialkosten belaufen sich dabei auf 0,9 €/m<sup>2</sup>.<sup>171</sup>

Bezeichnung	Ansatzmenge Einheit pro Meter	Kosten pro Einheit	Einheitskosten
<b>Lohnkosten Schalwagenpartie</b>			
MA*AZ/ANZA/BL	8,00 h/m	45,00 €/h	360,00 €/m
<b>Materialkosten</b>			
Beton			
BV/BL	9,60 m <sup>3</sup> /m	150,33 €/m <sup>3</sup>	1.443,50 €/m
Nachbehandlungsmittel			
SF/BL	18,41 m <sup>2</sup> /m	0,90 €/m <sup>2</sup>	16,57 €/m
<b>Gerätekosten</b>			
Mietanteil Schalung			
SM/ANZM/BL	0,0033 Mo/m	15.000,00 €/Mo	50,00 €/m
Kaufanteil Schalung			
SK/ANZG/BL	0,0017 Stk/m	160.000,00 €/Stk	266,67 €/m
<b>Bewehrung</b>			
BV*BEWG/BL	1,44 to/m	1.200,00 €/to	1.728,36 €/m
<b>Concremate</b>			
1 PA/BL	0,10 Block/m	335,35 €/Block	33,53 €/m
<b>Summe</b>			<b>3.898,63 €/m</b>

Tabelle 5.3: Kalkulation der Einzelkosten der Innenschale bei Variante G1

Die Gerätekosten für den Schalwagen<sup>172</sup> gliedern sich in einen Miet- und Kaufanteil. Der Mietanteil wird pro Monat verrechnet, womit sich die Ansatzmenge durch Division der Anzahl der Schalwagen mit Mietanteil (SM) mit der Anzahl der Blöcke pro Monat (ANZM) sowie der Blocklänge (BL) ergibt. Der Kaufanteil der Schalung stellt einmalige Kosten dar und muss durch die gesamte Blockanzahl (ANZG) sowie die Blocklänge dividiert werden, um die Kosten pro Laufmeter Tunnel zu erhalten. Zum Abschluss werden noch die Bewehrungskosten berechnet. Die Ansatzmenge ergibt sich dabei durch Multiplikation des Betonvolumens mit dem Bewehrungsgehalt (BEWG) und Division durch die Blocklänge. In den Bewehrungskosten pro Tonne sind die Kosten für das Verlegen und die Materialkosten bereits enthalten.<sup>173</sup> Zum Schluss werden noch die Kosten für das Betonmonitoring einkalkuliert. Dabei müssen

<sup>170</sup> Mittelwert aus dem Leistungsverzeichnis der Betonlieferanten Baubeton, Asamer und Wopfinger, Stand 2016

<sup>171</sup> Mittelwert aus dem Leistungsverzeichnis von Rohrdorfer, Cemex, Stand 2016

<sup>172</sup> Kosten aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

<sup>173</sup> Fachgespräch mit Bauunternehmen (PORR, Hr. Kopecky), 24.05.2016

die Kosten pro Block durch Division mit der Blocklänge auf einen Laufmeter Tunnel umgerechnet werden.

### 5.1.1.6 Bauzeit

Unter den angenommenen Rahmenbedingungen beträgt die Bauzeit für die Herstellung der Innenschale 79 Tage, siehe Abbildung 5.4. Zu Beginn sind 16 Tage für die Montage des Schalwagens nötig.<sup>174</sup> Anschließend kann mit der Betonage des ersten Blockes begonnen werden. Für die Herstellung der Portalblöcke wurde eine längere Arbeitszeit eingerechnet.

Nr	Vorgangsname	Dauer	März					April					Mai								
			01.03	05.03	10.03	15.03	20.03	25.03	01.04	05.04	10.04	15.04	20.04	25.04	01.05	05.05	10.05	15.05	20.05	25.05	
50	<b>Innenschale</b>	<b>79 Tage</b>	[Gantt bar from 01.03 to 15.05]																		
51	Montage Schalwagen	16 Tage	[Gantt bar from 01.03 to 16.03]																		
52	Montage Bewehrungswagen	9 Tage	[Gantt bar from 05.03 to 13.03]																		
53	Bewehren Gewölbe	62 Tage	[Gantt bar from 10.03 to 01.05]																		
54	Herstellen Gewölbe BL 1	2 Tage	[Gantt bar from 15.03 to 16.03]																		
55	Herstellen Gewölbe BL 2-59	58 Tage	[Gantt bar from 20.03 to 17.05]																		
56	Herstellen Gewölbe BL 60	2 Tage	[Gantt bar from 15.05 to 16.05]																		
57	Baustelle Räumen	2 Tage	[Gantt bar from 15.05 to 16.05]																		

Abbildung 5.4: Bauzeitplan für die Herstellung der Tunnelinnenschale bei Variante G1<sup>175</sup>

Um die Baustelle für die Abschlussarbeiten bereit zu machen, wird diese in den letzten beiden Tagen geräumt.

### 5.1.2 Variante G2: Herstellung mit Einsatz von konventioneller Betonüberwachung

Bei der konventionellen Betonüberwachung wird die Ausschalfestigkeit durch eine Erhärtungsprüfung gem. ONR 23303:2010 Pkt. 11.7<sup>176</sup> bestimmt. Dazu ist die Herstellung einer Serie von drei Betonprobewürfeln erforderlich. Um eine gleiche Hydratationswärmeentwicklung in den vor Ort hergestellten Prüfkörpern wie im Bauwerk sicherzustellen, werden diese in einer isolierten Kiste gem. ONR 23303 neben dem Bauwerk gelagert. Zu einem festgelegten Zeitpunkt sind die Probewürfel ins Labor zu transportieren um zu prüfen, ob diese jene Festigkeit die für das Ausschalen des Gewölbes nötig ist, erreicht haben oder nicht. Ist dies der Fall, kann der Schalwagen abgesenkt werden.<sup>177</sup> Haben die Würfel beim ersten Prüfvor-

<sup>174</sup> Vgl. Gerhard Girmscheid, Kalkulation und Preisbildung in Bauunternehmen, S. 343

<sup>175</sup> Vgl. Beispielprojekt Galerie Fallender Bach, Kapitel 4.1.4

<sup>176</sup> Vgl. ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, Punkt 11.7, 2010

<sup>177</sup> Vgl. Beispielprojekt Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg Kapitel 4



gang die Ausschalfestigkeit noch nicht erreicht, ist der ganze Ablauf zu einem späteren Zeitpunkt zu wiederholen.<sup>178</sup>

Die Aufzeichnung der Hydratationswärmeentwicklung im Gewölbebeton wird anhand eines Datenloggers realisiert. Bei dieser Methode müssen im Bauteil an vorher festgelegten Stellen Sensoren verbaut werden. Die Anordnung der Sensoren ist gleich mit jenen in Abbildung 4.13 aus Kapitel 4.2.5. Nach Aktivierung der Sensoren wird die Temperaturentwicklung vom Datenlogger aufgezeichnet und auf dem Gerät gespeichert. Ist die Messung abgeschlossen, müssen die Daten vor Ort ausgelesen, auf einen Computer übertragen und dort ausgewertet werden, siehe dazu Kapitel 2.3.

### 5.1.2.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Der Zeitaufwand für die Durchführung der Bauteilprüfung bei der konventionellen Methode ist in Abbildung 5.5 dargestellt. Die Zeitwerte wurden in einem Fachgespräch mit einem Mitarbeiter des Prüflabors Wasser Tirol ermittelt und spiegeln die Erfahrungen der beiden Beispielprojekte Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg wider.

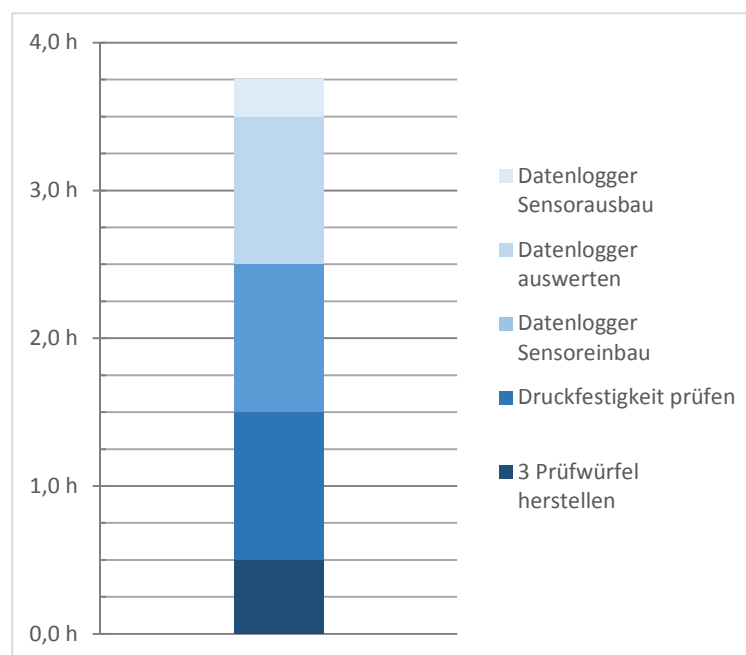


Abbildung 5.5: Zeitaufwand der Betonüberwachung bei Variante G2<sup>179</sup>

Der Zeitaufwand zur Prüfung der Druckfestigkeit gliedert sich in die Herstellung der drei Prüfwürfel mit insgesamt 0,50 h und die Druckfestigkeitsprüfung selbst mit 1,00 h pro Block. Bei der Druckfestigkeitsprüfung ist im Zeitaufwand bereits berücksichtigt, dass die Probewür-

<sup>178</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung aus Beispielprojekt Galerie Fallender Bach (Teerag Asdag, Hr. Haid), 17.02.2016

<sup>179</sup> Zeitaufwand aus Fachgespräch mit Prüflabor Beispielprojekt Galerie Fallender Bach (Wasser Tirol, Hr.-Motz), 16.03.2016

fel von der Baustelle ins Labor transportiert werden müssen um dort beprobt zu werden. Der Ein- und Ausbau der Sensoren, für die Aufzeichnung der Wärmeentwicklung durch einen Datenlogger, benötigt eine Zeit von 1,25 h. Für die Auswertung des Datenloggers wird ein zeitlicher Aufwand von 1,00 h berücksichtigt. Dieser enthält einerseits das Auslesen vor Ort sowie die nachfolgende Aufbereitung der Wärmeentwicklung. Daraus ergibt sich ein gesamter Zeitaufwand von 3,75 h pro Block.

#### 5.1.2.2 Prüfdatenmanagement

Die Ergebnisse der einzelnen Druckfestigkeitsprüfungen werden vom Prüfgerät automatisch ausgegeben. Sie sind erst nach durchgeführtem Druckversuch verfügbar und ergeben eine punktuelle Druckfestigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt. Um eine Druckfestigkeitsentwicklung abzuleiten, müssen alle Daten zusammengeführt und interpoliert werden. Die Daten der Temperaturmessung können jederzeit abgerufen werden, müssen jedoch manuell und vor Ort ausgelesen und danach aufbereitet werden. Dadurch sind diese Daten erst nach einer gewissen Bearbeitungszeit verfügbar. Um alle Messdaten für alle Projektbeteiligten verfügbar zu machen müssen diese manuell zusammengestellt und auf einem für alle zugänglichen Server gespeichert werden.<sup>180</sup>

#### 5.1.2.3 Qualität der Messergebnisse

Wie aussagekräftig die Prüfergebnisse einer Druckfestigkeitsprüfung nach ONR 23303 sind hängt sehr stark von den Lagerungsbedingungen der Probewürfel ab. So stellt die Lagerung in einer isolierten Kiste näherungsweise die Bedingungen im Bauteil dar. Bei einer Lagerung ohne Isolierung kann die Druckfestigkeitsentwicklung nur einen Richtwert darstellen und ist somit für eine Bestimmung der Ausschalfestigkeit im Tunnelbau nicht ausreichend genau. Besonders bei niedrigen Umgebungstemperaturen besteht die Möglichkeit, dass die Probewürfel nicht erhärten, wohingegen im Gewölbebeton sehr wohl eine Hydratation abläuft, auch wenn diese langsamer ist. Festzustellen ist, dass bei beiden Arten der Probewürfellaagerung, der Beton anderen Umwelteinflüssen ausgesetzt ist, als jener der im Block verbaut ist. Die Ergebnisse der Prüfung sind somit für eine Bestimmung der Festigkeit nur unter Berücksichtigung der äußeren Rahmenbedingungen geeignet.<sup>181</sup>

Die Messung der Temperaturentwicklung mittels Datenlogger ist in Bezug auf die Genauigkeit der Messdaten sehr gut geeignet. Durch die Anbringung der Sensoren in drei Tiefenstufen kann ein ausreichend genaues Temperaturprofil erstellt werden.

---

<sup>180</sup> Fachgespräch mit Prüflabor Beispielprojekt Galerie Fallender Bach (Wasser Tirol, Hr. Motz), 21.10.2016 - 11.01.2016

<sup>181</sup> Fachgespräch mit Prüflabor Beispielprojekt Galerie Fallender Bach (Wasser Tirol, Hr. Motz), 21.10.2016 - 11.01.2016

#### 5.1.2.4 Kosten für die Betonüberwachung

Für die konventionelle Betonüberwachung entstehen Kosten durch die Herstellung von drei Stück Betonprobewürfel, die Prüfung der Druckfestigkeit sowie die Messung der Hydratationswärme, siehe Tabelle 5.4.

<b>Konventionelle Methode</b>			
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge</b>	<b>Einheit</b>	<b>Kosten</b>
	<b>pro Block</b>		<b>pro Einheit</b>
			<b>Einheitskosten</b>
Herstellung Probewürfel 3,00 [Stk/Block]	3,00	Stk	52,78 €/Stk
Druckfestigkeit inkl. Probelagerung 1,00 [PA/Block]	1,00	PA	111,27 €/PA
Hydratationswärme 1,00 [PA/Block]	1,00	PA	295,65 €/PA
<b>Summe</b>			<b>565,25 €/Block</b>

Tabelle 5.4: Kosten der Betonüberwachung bei Variante G2<sup>182</sup>

Für die Herstellung eines Probewürfels fallen Kosten in Höhe von 52,78 €/Stk an. Die Kosten für die Druckfestigkeitsprüfung beinhalten die Lagerung der Probekörper sowie den Transport in das Labor. In der Pauschale der Hydratationswärme sind der Ein- und Ausbau der Sensoren, die Auswertung der Daten sowie die Gerätekosten des Datenloggers enthalten. Alle Kosten sind pro Block angegeben und beinhalten alle Lohn- und Materialkosten.

#### 5.1.2.5 Einzelkosten der Innenschale

Die Einzelkosten der Herstellung des Innenschalengewölbes sind aufgrund des gleichen Bauablaufs bis auf die Betonüberwachungskosten ident mit jenen aus Variante G1, siehe Tabelle 5.5. Die Kosten pro Einheit bei der konventionellen Betonüberwachungsmethode sind als Kosten pro Block angegeben. Daher errechnet sich die Ansatzmenge durch Division mit der Blocklänge (BL).

<sup>182</sup> Kostenansätze sind Mittelwerte aus dem Leistungsverzeichnis der Prüflabore Pöyry GmbH, Nievelt Labor Ges.mbh, Rohrdorfer Baustoffe Austria AG und Wasser Tirol GmbH, Stand 2016

Bezeichnung	Ansatzmenge Einheit pro Meter	Kosten pro Einheit	Einheitskosten
<b>Lohnkosten Schalwagenpartie</b> MA*AZ/ANZA/BL	8,00 h/m	45,00 €/h	360,00 €/m
<b>Materialkosten</b>			
Beton BV/BL	9,60 m <sup>3</sup> /m	150,33 €/m <sup>3</sup>	1.443,50 €/m
Nachbehandlungsmittel SF/BL	18,41 m <sup>2</sup> /m	0,90 €/m <sup>2</sup>	16,57 €/m
<b>Gerätekosten</b>			
Mietanteil Schalung SM/ANZM/BL	0,0033 Mo/m	15.000,00 €/Mo	50,00 €/m
Kaufanteil Schalung SK/ANZG/BL	0,0017 Stk/m	160.000,00 €/Stk	266,67 €/m
<b>Bewehrung</b> BV*BEWG/BL	1,44 to/m	1.200,00 €/to	1.728,36 €/m
<b>Konventionelle Betonüberwachung</b> 1 PA/BL	0,10 Block/m	565,25 €/Block	56,53 €/m
<b>Summe</b>			<b>3.921,62 €/m</b>

Tabelle 5.5: Kalkulation der Einzelkosten der Innenschale bei Variante G2

#### 5.1.2.6 Bauzeit

Die Bauzeit ist ebenfalls ident mit jener der Variante G1, siehe dazu Kapitel 5.1.1.6.

#### 5.1.3 Schlussfolgerung

Bei der Darstellung des Modellprojekts der geschlossenen Bauweise ist zu erkennen, dass die Einzelkosten für die Innenschale sowie die Bauzeit bei beiden Betonüberwachungsmethoden unverändert sind. Unterschiede ergeben sich beim Zeitaufwand der Prüfmethode, dem Prüfdatenmanagement, der Qualität der Messergebnisse sowie den Kosten der Betonüberwachung. Diese Punkte benötigen eine genauere Betrachtung und werden in Kapitel 6 gegenübergestellt.

## 5.2 Offene Bauweise

In diesem Kapitel wird anhand eines fiktiven Tunnelbauprojektes der offenen Bauweise der Einsatz von Concremote mit jenem der konventionellen Betonüberwachung verglichen. Dazu werden vom Verfasser folgenden Rahmenbedingungen festgelegt:

Ein Tunnelblock wird zweiröhrig mit einer Länge von 25 m ausgeführt. Bei 60 Innenschalenblöcken ergibt sich eine gesamte Tunnellänge von 1,50 km. In Abbildung 5.6 sind die genauen Querschnittsabmessungen dargestellt. Bei einer lichten Breite von 12,50 m pro Röhre, einer lichten Höhe von 5,30 m und einer Wandstärke von 0,50 m errechnet sich eine Querschnittsfläche von 26,62 m<sup>2</sup>.

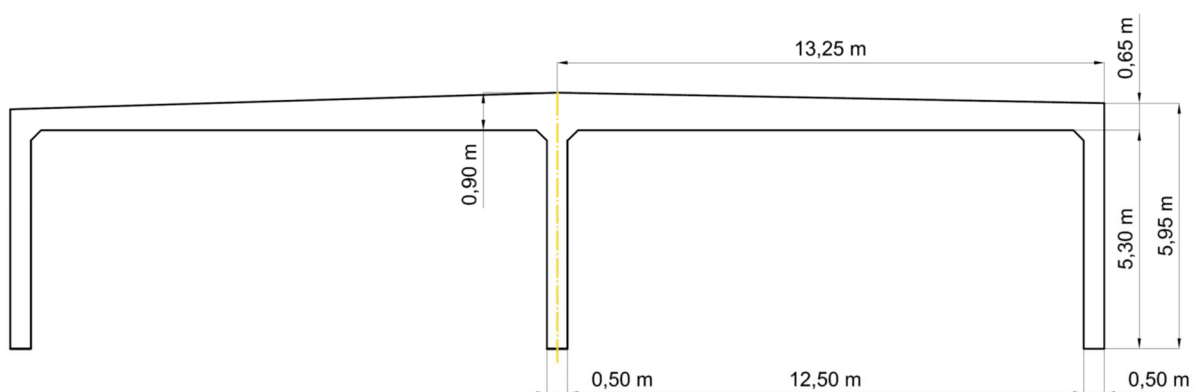


Abbildung 5.6: Geometrie eines Regelblockes der offenen Tunnelbauweise

Durch Multiplikation der Querschnittsfläche mit der Blocklänge ergibt sich das Betonvolumen pro Block zu 665,50 m<sup>3</sup>. Das Innenprofil des Querschnitts wird durch zwei fahrbare Schalwägen erzeugt. Zusätzlich muss bei jedem Block der Stirnbereich sowie die Außenseite mit Rahmenschalung abgeschalt werden. Bei einem Bewehrungsgehalt von 115,00 kg/m<sup>3</sup> ergibt sich eine Bewehrung von 76,53 to pro Block.

Alle Vorbereitungsmaßnahmen die für den Bau der Decke und Wände notwendigen sind, werden als abgeschlossen angenommen. Die Sohle sowie deren Anschlussbewehrung zu den aufgehenden Wänden ist bereits hergestellt. Es werden nur die Beton- und Schalarbeiten für die Wände und die Decke betrachtet. Dafür sind folgende Arbeitsschritte nötig:

- Ausschalen und Absenken der Schalwägen
- Vorfahren des ersten Schalwagens
- Bewehren der Mittelwand
- Vorfahren des zweiten Schalwagens
- Bewehren der Außenwände und Decke

- Einschalen der Außenwände
- Herstellen der Stirnabschalung
- Betonieren des Blockes

Die zeitliche Aufgliederung der Arbeiten kann aus Abbildung 5.7 entnommen werden.

Projekt: offene Bauweise		Wochendiagramm										
Innenschale	Arbeiteranzahl	Mann					Datum					
Beton	7	Tagschicht					Nachtschicht					Temperatur
Bewehrung	12	17					0					Witterung
Tätigkeit	Montag		Dienstag		Mittwoch		Donnerstag		Freitag			
	07:30-12:00	12:30-17:30	07:30-12:00	12:30-17:30	07:30-12:00	12:30-17:30	07:30-12:00	12:30-17:30	07:30-12:00	12:30-17:30		
Schalwagen 1 versetzen	■	■	■	■								
Mittel & Außenwand bewehren		■	■	■	■							
Nachbehandlung			■		■							
Schalwagen 2 versetzen			■	■	■							
Decken und Außenwände bewehren			■	■	■	■						
Beginn Abschalung/ Stirnabschalung				■	■	■						
Fugenband einbauen				■	■	■						
Außen- u. Stirnschalung schließen						■	■	■				
Reinigen/ Ausblasen							■	■	■			
Betonieren								■	■	■		
Stirnabschalung entfernen									■	■		
Anker lösen/ Fugeneinlagen										■		

Abbildung 5.7: Wochendiagramm offene Bauweise

Die Taktzeit wird mit einem Block pro Woche bzw. 4,33 Blöcken pro Monat festgelegt. Für die Schalungs- und Betonierarbeiten ist pro Schalwagen eine Arbeitspartie von sieben Mann eine ganze Woche im Einsatz. Von Montag bis Donnerstag werden 9,5 h täglich und am Freitag 4,5 h gearbeitet. Die Bewehrungsarbeiten werden von einem Subunternehmer parallel ausgeführt.<sup>183</sup>

Um den Bauablauf einhalten zu können muss der Beton in rund 85 h die Ausschalfestigkeit von 21,4 N/mm<sup>2</sup> erreicht haben. Dafür wird folgende Betonsorte verwendet: C30/37/XF2/GK32/F52.

Die Anforderungen an den Beton können aus Kapitel 4.3 entnommen werden.

Die nötige Nachbehandlung wird durch einen Montagewagen, an dem ein Vlies befestigt ist gewährleistet, vergleiche Kapitel 4.3.2.

<sup>183</sup> Zeitwerte aus Fachgespräch mit der Bauleitung Projekt Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

## 5.2.1 Variante O1: Überwachung der Ausschalfestigkeit mit Echtzeit online Betonmonitoring

Bei dieser Variante wird zur Überwachung der Ausschalfestigkeit das Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote verwendet.

Bei der Verwendung von Concremote kommen zwei Deckensensoren zur Anwendung, die direkt nach der Betonage oben auf die Decke aufgesetzt werden und die Druckfestigkeitsentwicklung ermitteln. Das Anbringen und Entfernen der Sensoren sowie die Datenauswertung erfolgt dabei von Mitarbeitern der ausführenden Bauunternehmen. Für die genaue Beschreibung des Messsystems siehe Kapitel 2.4.

### 5.2.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Der Zeitaufwand für den Nachweis der Ausschalfestigkeit ist in Abbildung 5.8 dargestellt. Die Zeitwerte wurden in einem Fachgespräch mit der Bauleitung der ARGE Südgürtel Graz ermittelt und spiegeln die Erfahrungen dieses Projektes wider.

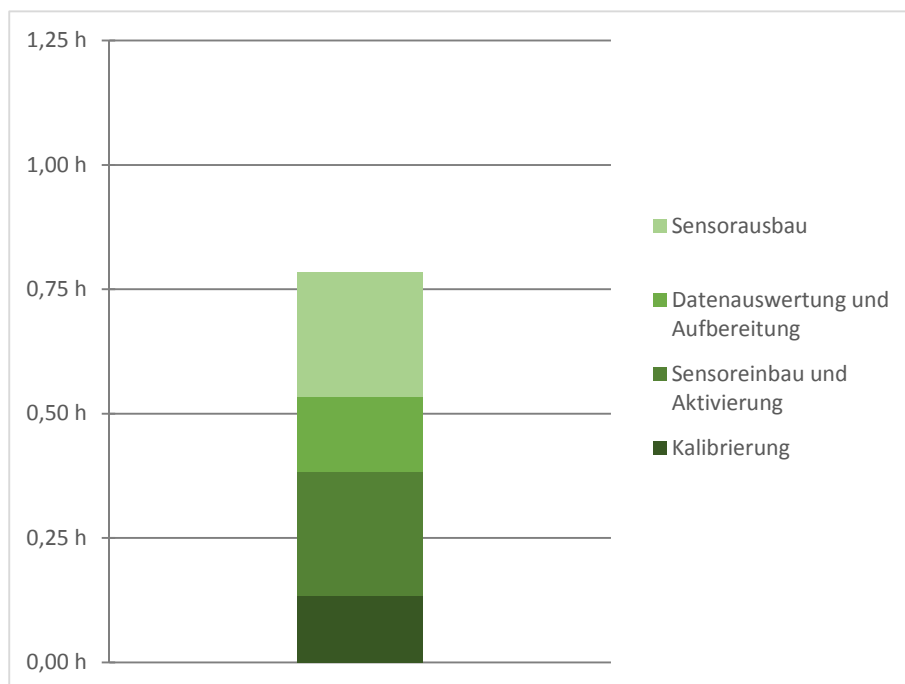


Abbildung 5.8: Zeitaufwand der Betonüberwachung in Variante O1<sup>184</sup>

Die Sensoren können rasch montiert und demontiert werden, da diese lediglich auf das Bauteil oben aufgesetzt werden und nicht verbaut werden müssen. Dafür werden jeweils ca. 0,25 h benötigt. In dieser Zeit ist die Aktivierung bereits inkludiert. Die Kalibrierung einer Betonsorte benötigt insgesamt 8 h. Wird dies auf einen Block umgelegt, ergibt sich bei 60 Blöcken ein mittlerer Zeitaufwand von 0,13 h. Zur Auswertung der Daten zählen die Prü-

<sup>184</sup> Zeitaufwand aus Fachgespräch mit Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

fung sowie die Dokumentation der Ausschalfestigkeit. Dies benötigt im Durchschnitt 0,15 h. So ergibt sich ein Zeitaufwand von 0,78 h pro Block, um mit Concremote einen Nachweis der Ausschalfestigkeit zu liefern.

#### 5.2.1.2 Prüfdatenmanagement

Das Datenmanagement gestaltet sich gleich dem von Variante G1 der geschlossenen Bauweise, siehe dazu Kapitel 5.1.1.2.

#### 5.2.1.3 Qualität der Messergebnisse

Die Qualität der Messergebnisse sind analog jenen von Variante G1 der geschlossenen Bauweise zu bewerten, siehe dazu Kapitel 5.1.1.3.

#### 5.2.1.4 Kosten für die Betonüberwachung

Vor dem Start der Betonierarbeiten, muss jede Betonsorte kalibriert werden. Die gesamten Kosten dieser einmaligen Kalibrierung sind in Tabelle 5.6 dargestellt.

<b>Kalibrierung Gesamtkosten</b>				
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge</b>	<b>Einheit</b>	<b>Einzelkosten/EH</b>	<b>Gesamtkosten</b>
Herstellung Probewürfel	12,00	Stk	52,78 €/Stk	633,36 €
Laborarbeit	8,00	h	66,33 €/h	530,64 €
Kalibrierbox	1,00	Stk	255,00 €/Stk	255,00 €
<b>Gesamtkosten Kalibrierung</b>				<b>1.419,00 €</b>

Tabelle 5.6: Kosten für die Kalibrierung bei Variante O1

Der zeitliche Aufwand sowie die Kosten der Kalibrierung sind ident mit denen aus Variante G1 und können Kapitel 5.1.1.4 entnommen werden. Die Kalibrierung der Betonsorte fließt als Pauschale in die Kalkulation der Betonüberwachungskosten mit ein und muss auf alle Blöcke umgelegt werden, in dem die einmaligen Kosten durch die Gesamtzahl der Blöcke (ANZG) dividiert werden.

Eine Aufschlüsselung der Kosten pro Block für die Betonüberwachung durch Concremote ist in Tabelle 5.7 dargestellt. Bei dieser Variante kommen zwei Deckensensoren zum Einsatz, die monatlich jeweils 410 € kosten. Um diese Kosten auf einen Block umzulegen, müssen sie durch die Anzahl der Blöcke pro Monat (ANZM) dividiert werden. Zusätzlich wird damit gerechnet, dass die Batterien der Sensoren während der Bauzeit einmalig getauscht werden müssen. Daher werden zwei Stück Ersatzbatterien mit eingerechnet. Diese stellen einmalige Anschaffungskosten dar und müssen, um auf die richtige Ansatzmenge zu gelangen, durch die Gesamtzahl der Blöcke (ANZG) dividiert werden.



<b>Concremote</b>			
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge Einheit pro Block</b>	<b>Kosten pro Einheit</b>	<b>Einheitskosten</b>
Sensoren 2,00 [Stk]/ANZM	0,47 Mo	410,00 €/Mo	190,70 €/Block
Ersatzbatterie 2,00 [Stk]/ANZG	0,033 Stk	72,00 €/Stk	2,40 €/Block
Gehaltskosten 1 [Ma]*0,78 [h/Block]	0,78 h	60,00 €/h	46,80 €/Block
Kalibrierung 1,00 [PA]/ANZG	0,017 PA	1.419,00 €	23,65 €/Block
<b>Summe</b>			<b>263,55 €/Block</b>

Tabelle 5.7: Kosten für Betonüberwachung bei Variante O1<sup>185</sup>

Die Personalkosten für die Betonüberwachung ergeben sich durch den Zeitaufwand multipliziert mit dem Stundensatz. Da die Betonüberwachung vom Bauunternehmen selbst durchgeführt wird, sind Gehaltskosten von 60,00 €/h berücksichtigt.

#### 5.2.1.5 Einzelkosten der Innenschale

Die Einzelkosten gliedern sich in Lohn-, Material- und Gerätekosten und werden in Euro pro Laufmeter Tunnel dargestellt, siehe Tabelle 5.8.

<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge Einheit pro Meter</b>	<b>Kosten pro Einheit</b>	<b>Einheitskosten</b>
<b>Lohnkosten Schalwagenpartie</b> MA*AZ*ANZAT/BL	11,76 h/m	40,00 €/h	470,29 €/m
<b>Materialkosten</b>			
Beton BV/BL	26,62 m <sup>3</sup> /m	142,28 €/m <sup>3</sup>	3.787,36 €/m
Nachbehandlung ANZN/ANZM/BL	0,019 Mo/m	1.881,00 €/Mo	35,00 €/m
<b>Gerätekosten</b>			
Mietanteil Schalung SM/ANZM/BL	0,0093 Mo/m	25.808,12 €/Mo	240,08 €/m
Kaufanteil Schalung SK/ANZG/BL	0,00067 Stk/m	159.432,11 €/Stk	106,29 €/m
<b>Bewehrung</b> BV*BEWG/BL	3,061 to/m	800,00 €/to	2.449,04 €/m
<b>Concremote</b> 1 PA/BL	0,040 Block/m	263,55 €/Block	10,54 €/m
<b>Summe</b>			<b>7.098,59 €/m</b>

Tabelle 5.8: Einzelkosten der Tunnelinnenschale bei Variante O1

<sup>185</sup> Alle Kosten aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

Die Ansatzmenge der Lohnkosten<sup>186</sup> ergibt sich aus der gesamten Arbeitszeit pro Block geteilt durch die Blocklänge (BL). Die Arbeitszeit pro Block errechnet sich wiederum über die Anzahl der Arbeiter (MA) multipliziert mit der Arbeitszeit pro Arbeitstag (AZ) und der Anzahl der Arbeitstage (ANZAT). Die Materialkosten für den Beton pro Laufmeter Tunnelinnenschale ergeben sich aus den Kosten pro Einheit<sup>187</sup> multipliziert mit dem Betonvolumen pro Block (BV) und geteilt durch die Blocklänge. Die Kosten für den Schalwagen, die Außen- und die Stirnabschalung unterteilen sich in einen Mietanteil und einen Kaufanteil. Der Mietanteil beträgt 25.808,12 €<sup>188</sup> und stellt Kosten pro Monat dar. Die Ansatzmenge errechnet sich aus der Division der Schalung mit dem Mietanteil (SM) durch die Anzahl der Blöcke pro Monat (ANZM) sowie die Blocklänge. Der Kaufanteil muss durch Division der gesamten Blockanzahl (ANZG) sowie die Blocklänge auf einen Laufmeter Tunnel umgelegt werden. Für die Nachbehandlung ergeben sich Gerätekosten<sup>189</sup> für das Gerüst sowie das zur Abdeckung nötige Vlies. Diese stellen monatliche Kosten dar und müssen durch die Blockanzahl pro Monat sowie die Blocklänge dividiert werden. Abschließend werden noch die Kosten für die Bewehrung berücksichtigt. Über den Bewehrungsgehalt (BEWG) multipliziert mit dem Betonvolumen und geteilt durch die Blocklänge errechnet sich die Bewehrung in Tonnen pro Laufmeter Tunnel. In den Einheitskosten sind dabei der Lohnanteil für das Verlegen sowie die Materialkosten enthalten.<sup>190</sup> Die Ansatzmenge für das Betonmonitoring ergibt sich durch Division der Pauschale mit der Blocklänge.

### 5.2.1.6 Bauzeit

Die gesamte Bauzeit zur Herstellung der Innenschale ist in Abbildung 5.9 dargestellt. Zu Beginn muss der Schalwagen innerhalb von 15 Tagen montiert werden, danach erfolgt innerhalb von 420 Tagen die Herstellung der 60 Blöcke. Zum Abschluss sind fünf Tage nötig um die Baustelle zu räumen.

Nr	Vorgangsname	Dauer	2016												2017					
			März				April				Mai				Mai			Juni		
			29.02	07.03	14.03	21.03	28.03	04.04	11.04	18.04	25.04	02.05	09.05	17.05	24.05	01.05	08.05	15.05	22.05	29.05
50	Innenschale	440 Tage																		
51	Montage Schalwägen	15 Tage																		
54	Herstellen Block 1 - 60	420 Tage																		
57	Baustelle Räumen	5 Tage																		

Abbildung 5.9: Bauzeitplan für die Variante O1

<sup>186</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

<sup>187</sup> Materialkosten für Beton aus dem Mittelwert der Leistungsverzeichnisse von den Betonlieferanten Asamer, Rohrdorfer, Wopfinger und Baubeton, Stand 2016

<sup>188</sup> Preise aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

<sup>189</sup> Preise aus dem Leistungsverzeichnis der Doka GmbH, Stand 2016

<sup>190</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

## 5.2.2 Variante O2: Überwachung der Ausschalfestigkeit mit konventioneller Betonüberwachung

Bei dieser Variante wird der Nachweis der Ausschalfestigkeit durch eine Erhärtungsprüfung gemäß ONR 23303 Pkt. 11.7<sup>191</sup> erbracht.

Für die Überwachung der Ausschalfestigkeit müssen für jeden Block sechs Probewürfel<sup>192</sup> nach ONR 23303 Pkt. 6<sup>193</sup> hergestellt werden. Soll nun das Bauwerk ausgeschalt werden, dann werden diese Probekörper einer Druckfestigkeitsprüfung unterzogen, um so festzustellen, ob die nötige Druckfestigkeit erreicht ist. Ist die Zielfestigkeit noch nicht erreicht, muss der gesamte Ablauf zu einem späteren Zeitpunkt wiederholt werden, siehe dazu Kapitel 2.3.

### 5.2.2.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Der Zeitaufwand der Betonüberwachung ist in Abbildung 5.10 dargestellt. Dieser gliedert sich einerseits in die Druckfestigkeitsprüfung selbst und andererseits in die Herstellung der Probewürfel.

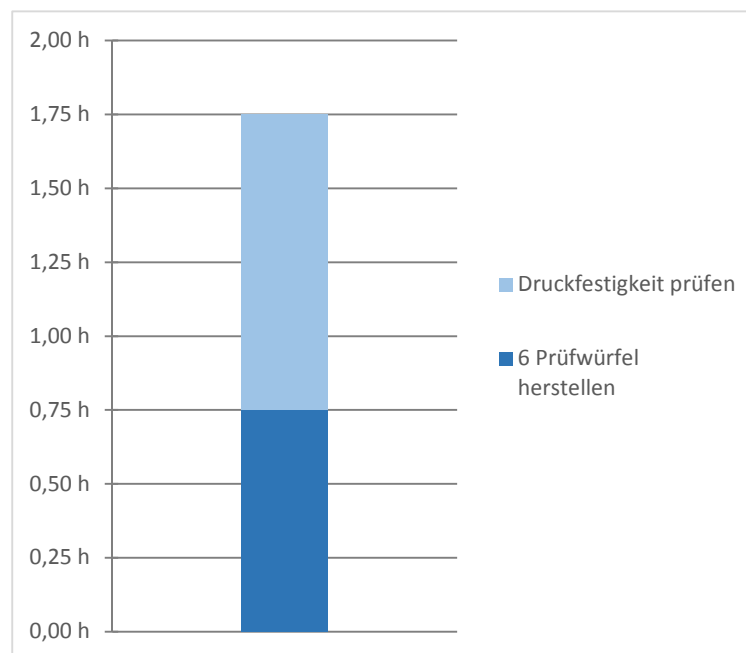


Abbildung 5.10: Zeitlicher Aufwand der Prüfmethode bei Variante O2<sup>194</sup>

Der Zeitaufwand für die Druckfestigkeitsprüfung kann abhängig von der Anzahl der Probekörper, die für einen Nachweis der Ausschalfestigkeit geprüft werden müssen, variieren. Bei

<sup>191</sup> Vgl. ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, Punkt 11.7, 2010

<sup>192</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

<sup>193</sup> Vgl. ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, Punkt 6, 2010

<sup>194</sup> Zeitaufwand gleicht jenem aus Variante G2 siehe Kapitel 5.1.2.1

dieser Variante wird ein mittlerer Zeitaufwand für die Druckfestigkeitsprüfung gleich jenem in Variante G2 mit 1,00 h berücksichtigt. Darin sind der Transport der Proben ins Labor, die Durchführung des Versuches, sowie die Zusammenstellung der Ergebnisse enthalten. Für die Herstellung der Probewürfel werden 0,75 h eingerechnet.

### 5.2.2.2 Prüfdatenmanagement

Der Umgang mit den Messdaten gestaltet sich ident zu jenem von Variante G2, siehe dazu Kapitel 5.1.2.2.

### 5.2.2.3 Qualität der Messergebnisse

Die Ergebnisse der Messdaten sind analog jenen von Variante G2 der geschlossenen Bauweise zu bewerten, siehe dazu Kapitel 5.1.2.3.

### 5.2.2.4 Kosten für die Betonüberwachung

Die Kosten für den Nachweis der Ausschalfestigkeit sind in Tabelle 5.9 dargestellt.

<b>Konventionelle Methode</b>			
<b>Bezeichnung</b>	<b>Ansatzmenge pro Block</b>	<b>Einheit</b>	<b>Kosten pro Einheit</b>
Herstellung Probewürfel 6,00 [Stk]	6,00	Stk	52,78 €/Stk
Druckfestigkeit inkl. Probelagerung 1,00 [PA]	1,00	PA	111,27 €
			<b>427,95 €/Block</b>

Tabelle 5.9: Kosten der Betonüberwachung bei Variante O2<sup>195</sup>

Für den Nachweis der Ausschalfestigkeit bei der konventionellen Methode ist die Herstellung von sechs Betonprobewürfel zu jeweils 52,78 € nötig. Die Druckfestigkeitsprüfung selbst wird als Pauschale mit 111,27 € pro Block verrechnet. In diesen Kosten sind alle Geräte-, Lohn- sowie Materialkosten enthalten.

### 5.2.2.5 Einzelkosten der Innenschale

Die Einzelkosten der Innenschale sind ident zu jenen aus Variante O1 aufgrund des bis auf die Betonüberwachungskosten unveränderten Bauablaufes, siehe Tabelle 5.10. Die Ansatzmenge für die Betonüberwachung muss dabei durch Division mit der Blocklänge (BL) auf einen Laufmeter Tunnel umgerechnet werden.

<sup>195</sup> Kosten sind der Durchschnitt aus den Leistungsverzeichnis der Prüflabore Wasser Tirol, Pöyry, Nievelt, Rohrdorfer, Stand 2016

Bezeichnung	Ansatzmenge Einheit pro Meter	Kosten pro Einheit	Einheitskosten
<b>Lohnkosten Schalwagenpartie</b> MA*AZ*ANZAT/BL	11,76 h/m	40,00 €/h	470,29 €/m
<b>Materialkosten</b>			
Beton BV/BL	26,62 m <sup>3</sup> /m	142,28 €/m <sup>3</sup>	3.787,36 €/m
Nachbehandlung ANZN/ANZM/BL	0,019 Mo/m	1.881,00 €/Mo	35,00 €/m
<b>Gerätekosten</b>			
Mietanteil Schalung SM/ANZM/BL	0,0093 Mo/m	25.808,12 €/Mo	240,08 €/m
Kaufanteil Schalung SK/ANZG/BL	0,00067 Stk/m	159.432,11 €/Stk	106,29 €/m
<b>Bewehrung</b> BV*BEWG/BL	3,061 to/m	800,00 €/to	2.449,04 €/m
<b>Konventionelle Betonüberwachung</b> 1 PA/BL	0,040 Block/m	427,95 €/Block	17,12 €/m
Summe			<b>7.105,17 €/m</b>

Tabelle 5.10: Einzelkosten der Tunnelinnenschale bei Variante O2

### 5.2.2.6 Bauzeit

Die Bauzeit gestaltet sich gleich zu jener aus Variante O1, siehe dazu Kapitel 5.2.1.6.

### 5.2.3 Schlussfolgerung

Bei der Darstellung des Modellprojekts der offenen Bauweise ist zu erkennen, dass die Einzelkosten für die Innenschale sowie die Bauzeit bei beiden Betonüberwachungsmethoden unverändert sind. Unterschiede ergeben sich beim Zeitaufwand der Prüfmethode, dem Prüfdatenmanagement, der Qualität der Messergebnisse sowie den Kosten der Betonüberwachung. Diese Punkte benötigen eine genauere Betrachtung und werden in Kapitel 6 gegenübergestellt.

## 6 Vergleich der Betonüberwachungsmethoden

In diesem Kapitel werden die Betonüberwachungsmethoden durch den Vergleich der Varianten von beiden Modellprojekten ausgewertet. Die Auswertung ist so gegliedert, dass jedes Kriterium einzeln gegenübergestellt wird. Es wird dargestellt, welche Auswirkungen die unterschiedlichen Betonüberwachungsmethoden bei der jeweiligen Bauweise auf das Kriterium besitzen. Zum Abschluss werden im Kapitel 6.3 beide Betonüberwachungsmethoden durch Zusammenführen der Kriterien als Gesamtes bewertet.

### 6.1 Geschlossene Bauweise

In diesem Kapitel wird ausschließlich die Betonüberwachung bei der geschlossenen Bauweise ausgewertet, wobei jedes Kriterium einzeln verglichen wird. Die Grundlage der Daten bildet die Darstellung der Varianten in Kapitel 5.1.

#### 6.1.1 Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle

In diesem Abschnitt wird zu Beginn der Zeitaufwand der Prüfmethode, gefolgt vom Prüfdatenmanagement sowie die Qualität der Messergebnisse gegenübergestellt und verglichen.

##### 6.1.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Die Gegenüberstellung des Zeitaufwandes der Varianten G1 und G2 sind in Abbildung 6.1 dargestellt. Zu bemerken ist, dass bei der Anwendung von Concremote der zeitliche Aufwand um eine Bauteilprüfung durchzuführen um 23% geringer ist als bei der konventionellen Betonüberwachung. Der höhere Zeitaufwand bei Variante G2 ergibt sich primär dadurch, dass die Messung der Wärmeentwicklung sowie die Prüfung der Druckfestigkeit durch zwei voneinander entkoppelte Versuche ermittelt werden muss. So müssen für die Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung bei jedem Block vorab drei Probewürfel hergestellt werden und so viele Probewürfel zeitlich versetzt geprüft werden, bis das Ergebnis einen höheren Wert als die Ausschalfestigkeit aufweist. Zusätzlich müssen zur Messung der Wärmeentwicklung im Bauteil Sensoren angebracht werden. Bei Concremote können nach einmaligem Anbringen der Sensoren sowohl Druckfestigkeit als auch Wärmeentwicklung gleichzeitig gemessen werden. Zur genauen Aufschlüsselung des Zeitaufwandes siehe Kapitel 5.1.1.1 und Kapitel 5.1.2.1.

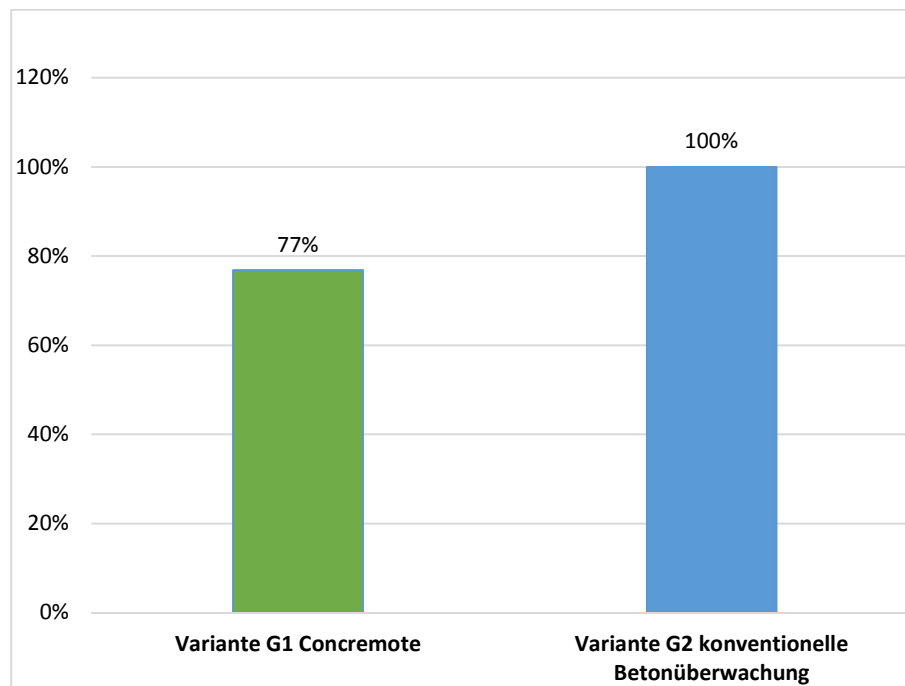


Abbildung 6.1: Vergleich des Zeitaufwandes bei der geschlossenen Bauweise

#### 6.1.1.2 Prüfdatenmanagement

Der wesentliche Unterschied zwischen den beiden Varianten liegt darin, dass bei der Verwendung von Concremote alle Messergebnisse (Temperatur im Beton, Druckfestigkeit) nach Aktivierung der Sensoren automatisch ermittelt, digital gespeichert und somit fortlaufend dokumentiert werden. Bei der konventionellen Methode werden die Ergebnisse der einzelnen Prüfungen getrennt ermittelt. Dabei müssen die Daten der Druckfestigkeitsprüfung gemäß ONR 23303 sowie der Temperaturentwicklung mittels Datenlogger jeweils separat von den Geräten ausgelesen und anschließend digital abgespeichert werden.

Des Weiteren zeichnet sich die Bauteilprüfung mit Concremote dadurch aus, dass die Temperatur sowie die Druckfestigkeitsentwicklung im Bauteil in Echtzeit verfolgt werden kann. Im Unterschied dazu sind die Daten bei Variante G2 erst dann verfügbar, nachdem ein Probewürfel geprüft oder der Datenlogger ausgelesen wurde. Die Verfügbarkeit der Daten ist vor allem bei der Bestimmung des Zeitpunktes zum Ausschalen des Innenschalenblockes von entscheidender Bedeutung. So muss bei Concremote nicht erst ein Probewürfel beprobt werden um festzustellen, ob der Bauteil die Ausschalfestigkeit erreicht hat, sondern der Nutzer wird automatisch per SMS verständigt sobald sich die nötige Betonreife eingestellt hat.

#### 6.1.1.3 Qualität der Messergebnisse

Zum Vergleich der Messergebnisse beider Methoden müssen die unterschiedlichen Rahmenbedingungen berücksichtigt werden. In der Studie „Confirmation of real time concrete

strengt in construction projects“<sup>196</sup> von Smart Minerals und Doka GmbH wurde gezeigt, dass die Druckfestigkeitsentwicklung im Bauteil schneller abläuft als jene an bauseitig gelagerten Probewürfeln. Dazu wurden sowohl am Probewürfel als auch im Bauteil Sensoren angebracht und die unterschiedliche Druckfestigkeit auf Basis der Temperaturentwicklung in Echtzeit gemessen.

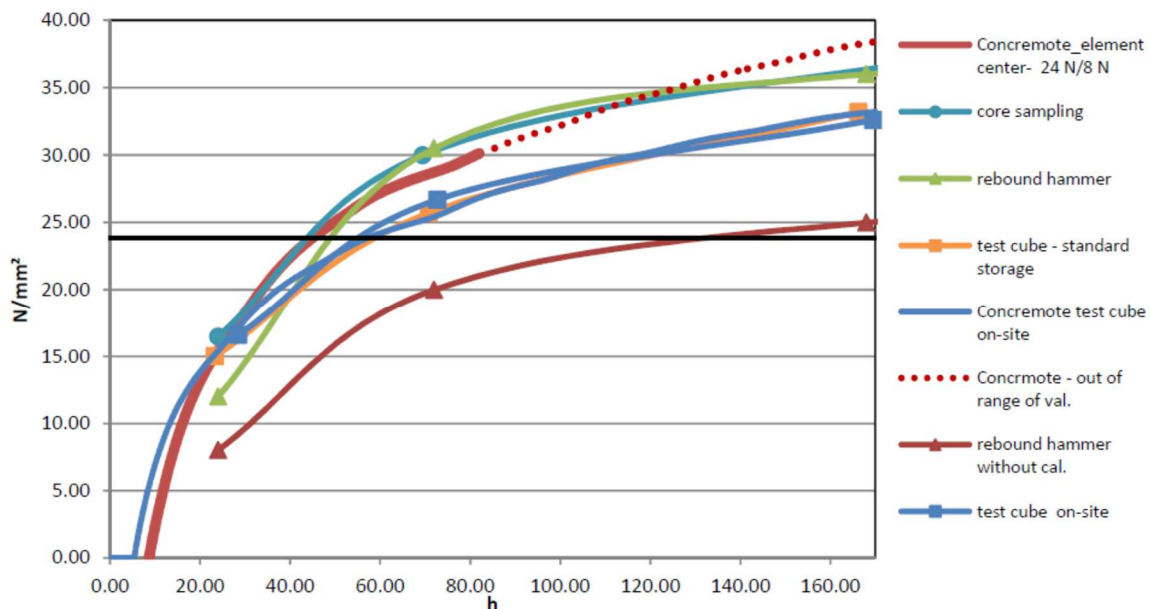


Abbildung 6.2: Druckfestigkeitsentwicklung abgeleitet durch verschiedenen Methoden, Analysen und Lagerungen<sup>197</sup>

In Abbildung 6.2 ist zu sehen, dass die mittels online Betonmonitoring ermittelte Bauteilfestigkeit der an einer Kernbohrung ermittelten Druckfestigkeit entspricht. Des Weiteren ist die Druckfestigkeit der Probewürfel sowohl bei einer Messung durch Concremote als auch bei einer Druckfestigkeitsprüfung im Labor ident. Die Festigkeitsentwicklung läuft im Bauteil rascher ab, als bei bauseitig gelagerten Probewürfeln.<sup>198</sup>

Der Unterschied der Druckfestigkeitsbestimmung mit Concremote und jener nach ONR 23303 liegt darin, dass sich die Probekörper unterscheiden. Bei Variante G1 erfolgt die Prüfung direkt am Bauteil, wohingegen bei Variante G2 diese an eigens dafür hergestellten und von den Abmessungen her wesentliche kleineren Probewürfeln erfolgt. Aufgrund der ungleichen Hydratations- und Verdichtungsgrade sowie weiteren Einflussfaktoren können zwischen dem Bauwerksbeton und separat hergestellten Prüfkörpern Festigkeitsunterschiede von mehr als 10% auftreten.<sup>199</sup> Zusätzlich liefert Concremote eine Festigkeitsentwicklung

<sup>196</sup> Vgl. CCC Congress Hainburg: Confirmation of real time concrete strength in construction projects, 2015

<sup>197</sup> CCC Congress Hainburg: Confirmation of real time concrete strength in construction projects, 2015

<sup>198</sup> Vgl. CCC Congress Hainburg: Confirmation of real time concrete strength in construction projects, 2015

<sup>199</sup> Vgl. Harald S. Müller, Udo Wiens: Betonkalender: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; XVI: Beton, 2014, S. 65



für eine gewisse Zeitdauer, wohingegen die Prüfergebnisse der Prüfwürfel nur punktuelle Werte darstellen.

An den Beispielprojekten Galerie Fallender Bach sowie Galerie Senftenberg, siehe Kapitel 4.1 und 4.2, wurden beide Methoden parallel angewendet. Dabei stellte sich heraus, dass die Ergebnisse abhängig von der Lufttemperatur teilweise erhebliche Abweichungen aufwiesen. So liegt der Unterschied der Messergebnisse zwischen der Druckfestigkeit nach Concremote und ONR 23303 im Durchschnitt bei 29%.<sup>200</sup> Ein Beweis dafür, welche der beiden Methoden genauer misst, ist dadurch natürlich nicht gegeben. Jedoch lässt es vermuten, dass eine Druckfestigkeit welche mit Concremote am Bauteil gemessen wird eher der Realität entspricht, als eine am Probewürfel ermittelte.

Werden die Messergebnisse der Temperaturentwicklung beider Varianten verglichen, stellt sich heraus, dass beide Methoden gleich geeignet sind. Bei beiden werden im Bauteil Sensoren angebracht, die die Temperatur über die Zeit aufzeichnen. Vorausgesetzt sie werden an den gleichen Stellen im Block eingebaut, liefern sie dieselben Ergebnisse, weil die Messtechnik die gleiche ist.

## 6.1.2 Baukosten

Bei den Baukosten werden einerseits die Kosten für die Betonüberwachung pro Block und andererseits die Einzelkosten der Innenschale pro Laufmeter Tunnel verglichen. Die Kosten der Betonüberwachung weisen dabei im Verhältnis zu jenen der Innenschale einen geringen Anteil von 0,8% aus.

### 6.1.2.1 Kosten der Betonüberwachung

Der Vergleich der Betonüberwachungskosten ist in Abbildung 6.3 dargestellt. Betrachtet man die Kosten für die Betonüberwachung kann festgehalten werden, dass diese bei der Verwendung von Concremote um 41% geringer sind als jene bei der konventionellen Betonüberwachung. Der Grund dafür liegt vor allem darin, dass die Ermittlung der Temperaturentwicklung sowie der Ausschalfestigkeit bei der konventionellen Betonüberwachung mit zwei getrennten Geräten erfolgt. So entstehen Kosten für das Anbringen der Sensoren, die Sensoren selbst, die Herstellung von Probewürfeln, die Druckfestigkeitsprüfung und die Auswertung der Daten. Im Gegensatz dazu entstehen bei Concremote Kosten für die Sensoren und Messfühler, deren Anbringung sowie die Auswertung der gemessenen Daten. Die geringeren Kosten von Variante G1 ist auf den geringeren Zeitaufwand dieser Prüfmethode zurückzuführen, siehe Kapitel 5.2.1.1. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass je mehr Blöcke in einem

---

<sup>200</sup> Vgl. Untersuchungsbericht Wasser Tirol Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg, 25.11.2015

Monat betoniert werden, das System Concremote umso günstiger wird, da sich die Mietkosten der Sensoren verringern.

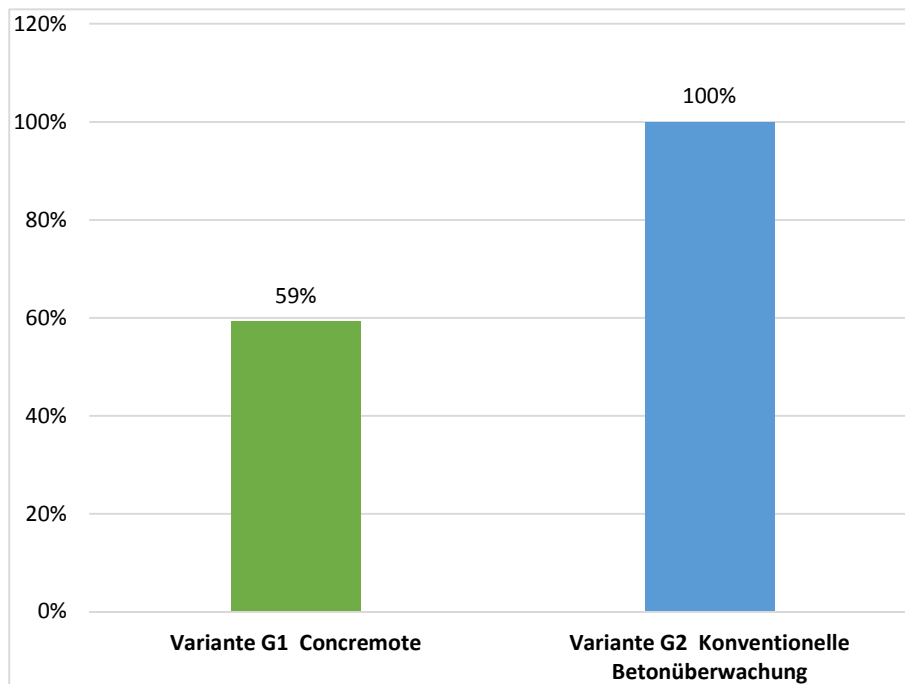


Abbildung 6.3: Vergleich der Betonüberwachungskosten bei der geschlossenen Bauweise

#### 6.1.2.2 Einzelkosten der Innenschale

Bei Betrachtung der Einzelkosten für die Innenschale ist in Abbildung 6.4 zu bemerken, dass diese bei beiden Varianten gleich sind.

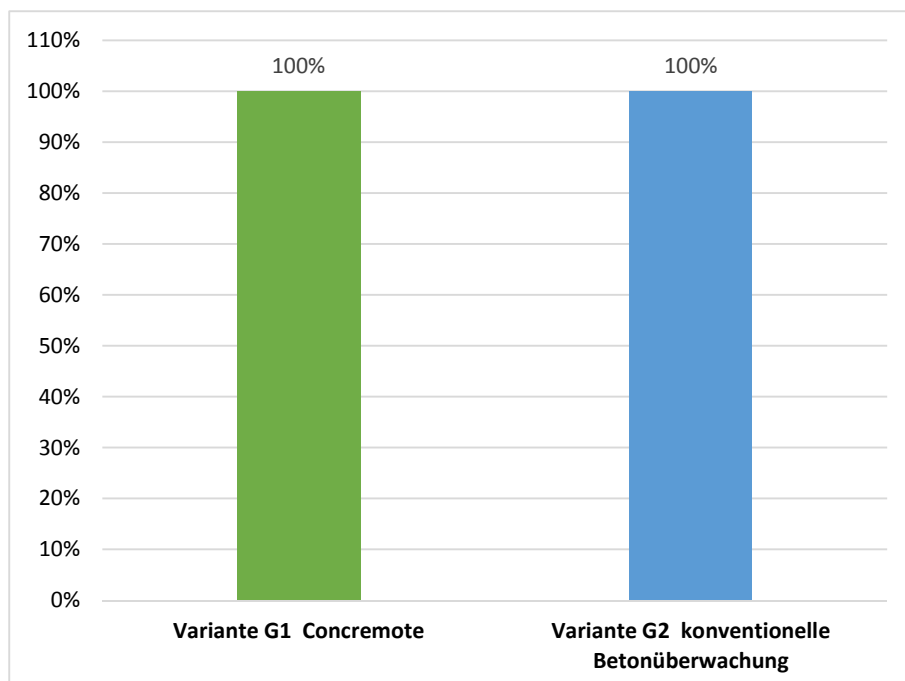


Abbildung 6.4: Vergleich der Einzelkosten für die Inneschale bei der geschlossenen Bauweise

Da sich am Bauablauf, der Taktzeit sowie dem Arbeitsaufwand für die Herstellung der Tunnelinnenschale aufgrund der Anwendung der verschiedenen Betonüberwachungsmethoden nichts ändert, ergeben sich auch so gut wie keine Änderungen an den Einzelkosten für einen Laufmeter Innenschale. Der einzige Unterschied ergibt sich durch die Kosten für die Betonüberwachung, welche aufgrund ihres geringen Anteils keine Auswirkung zeigen.

### 6.1.3 Bauzeit

Bei der Tunnelherstellung in bergmännischer Bauweise ist die Taktzeit durch den gewählten Bauablauf und vom Fortschritt der Bewehrungsarbeiten abhängig. Unter den in diesem fiktiven Beispiel festgelegten Rahmenbedingungen ist die Bauzeit unabhängig von der gewählten Betonüberwachungsmethode gleich lange.

Das einzige Problem bei der Einhaltung der Bauzeit könnte sich dadurch ergeben, falls durch niedrige Temperaturen die Probewürfel der konventionellen Betonüberwachung nicht erhärten. Denn dann kann es aufgrund des fehlenden Nachweises, dass der Beton die Ausschalfestigkeit erreicht hat zu Verzögerungen im Bauablauf kommen. Dies kann jedoch grundsätzlich nur bei oberflächennahen Tunnelbauwerken auftreten, da hier jahreszeitbedingte Temperaturschwankungen auf die Lagerungstemperatur der Probewürfel stärker einwirken.

Aufgrund dieser Tatsache wurde von Seiten des Bauherrn beim Beispielprojekt Galerie Fallender Bach entschieden, die Ausschalfestigkeit der Innenschale mit Concremote nachzuweisen. In Gesprächen mit der Projektleitung bzw. Bauleitung wurde bestätigt, dass bei Temperaturen knapp über dem Gefrierpunkt die Probewürfel zur Bestimmung der Ausschalfestigkeit nach ONR 23303 nicht oder nur langsam erhärten würden und somit der Nachweis der Ausschalfestigkeit anhand von Probewürfeln nicht realitätsnah durchführbar ist. Dies würde sich auf die Ausschalffrist auswirken und kann zu Verzögerungen in der Bauzeit führen. Im Innenschalenblock selbst findet, auf Grund der im Vergleich zu den Probewürfeln größeren Masse, sehr wohl ein Hydratationsvorgang statt. Da mit Concremote genau diese Druckfestigkeitsentwicklung im Bauteil gemessen werden kann, ist es somit möglich die Ausschalfestigkeit bei diesen Temperaturen realitätsnaher nachzuweisen.<sup>201</sup>

## 6.2 Offene Bauweise

In diesem Kapitel werden die Betonüberwachungsmethoden bei der offenen Bauweise miteinander verglichen. Dabei wird jedes Kriterium einzeln betrachtet.

---

<sup>201</sup> Fachgespräch mit Projektleitung, Bauleitung und Betonlabor Galerie Fallender Bach, 21.10.2015

## 6.2.1 Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle

Unter der Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle werden der Zeitaufwand der Prüfmethode, das Datenmanagement sowie die Qualität der Messergebnisse verglichen.

### 6.2.1.1 Zeitaufwand der Prüfmethode

Der Vergleich des Zeitaufwandes ist in Abbildung 6.5 dargestellt. Zu sehen ist, dass der Zeitaufwand um mit Echtzeit online Betonmonitoring die Ausschalfestigkeit nachzuweisen um ca. 55% geringer ist, im Vergleich zur konventionellen Methode.

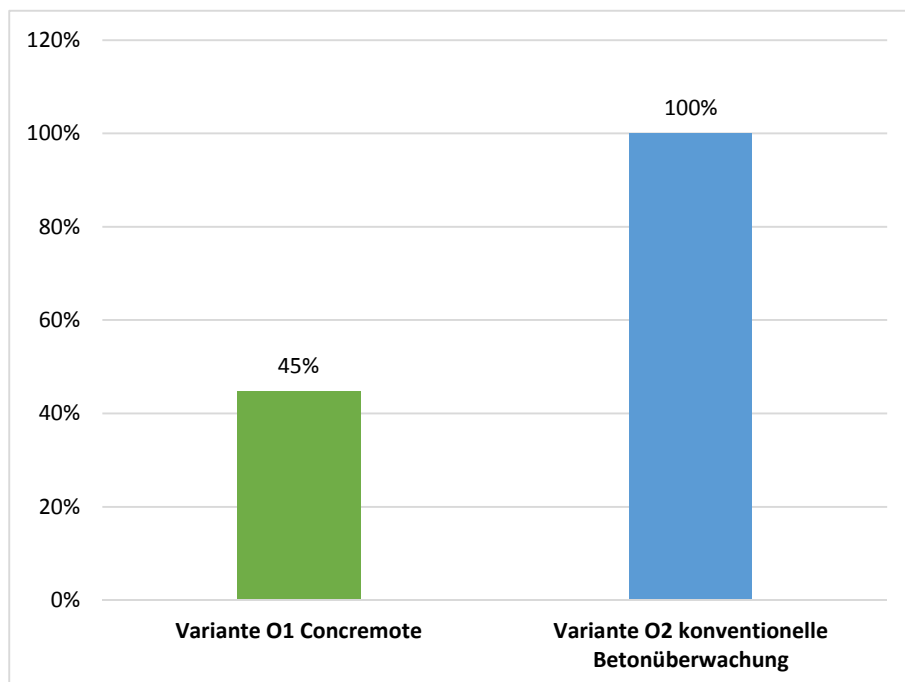


Abbildung 6.5: Vergleich des Zeitaufwandes bei der offenen Bauweise

Der Unterschied liegt darin, dass bei der Verwendung von Concremote die Herstellung von Probewürfeln entfällt. Zusätzlich stellt sich der Zeitaufwand für den Nachweis der Ausschalfestigkeit als deutlich geringer heraus. Bei Variante O2 müssen vorab sechs Probewürfel hergestellt, neben dem Bauwerk gelagert, zur Prüfung ins Labor gebracht und dort beprobt werden. Dies entfällt bei der Variante O1. Hier müssen die Sensoren auf die Decke des Bauteils aufgelegt werden und es wird bis zu dem Zeitpunkt abgewartet, bis das System das Erreichen der Ausschalfestigkeit anzeigt. In dieser Zwischenzeit können andere Arbeiten erledigt werden. Zusätzlich muss jede Betonsorte vor Beginn der Betonierarbeiten einmalig kalibriert werden. Dies stellt umgelegt auf alle Blöcke jedoch nur einen geringen zeitlichen Aufwand dar.

### 6.2.1.2 Prüfdatenmanagement

Das Prüfdatenmanagement der Varianten bei der offenen Bauweise gestaltet sich gleich jenem der geschlossenen Bauweise, da die gleichen Betonüberwachungsmethoden verwendet werden. Siehe dazu Kapitel 6.1.1.2. Concremote zeichnet sich durch eine rasche Verfügbarkeit der Daten in Echtzeit aus, wohingegen die Prüfdaten bei konventioneller Betonüberwachung erst nach Durchführung der Prüfung vorliegen.

### 6.2.1.3 Qualität der Messergebnisse

Der Vergleich der Qualität der Messergebnisse kann gleich jenem aus Kapitel 6.1.1.3 dargelegt werden. Bei Variante O1 wird mit Concremote die Druckfestigkeit am Bauteil ermittelt, wohingegen bei Variante O2 die Druckfestigkeit an Probewürfeln ermittelt wird. Die Ergebnisse der Messungen können sich stark unterscheiden und hängen von den Lagerungsbedingungen der Probewürfel ab.

## 6.2.2 Baukosten

Bei den Baukosten der offenen Bauweise werden die Kosten der Betonüberwachung und die Einzelkosten der Innenschale verglichen. Die Kosten der Betonüberwachung weisen dabei nur einen geringen Anteil in der Höhe von 0,2% an den Einzelkosten der Innenschale auf.

### 6.2.2.1 Kosten der Betonüberwachung

Werden die Kosten für die Betonüberwachung betrachtet, stellt sich heraus, dass diese bei einer Verwendung von Concremote niedriger sind als bei einer Prüfung mit konventioneller Betonüberwachung. In Abbildung 6.6 ist zu sehen, dass der Unterschied 38% beträgt. Das liegt vor allem daran, dass bei der Anwendung von online Betonmonitoring der Zeitaufwand für den Nachweis der Ausschalfestigkeit wesentlich geringer ist und somit die Lohnkosten niedriger sind. Der geringere zeitliche Aufwand von Variante O1 (siehe Kapitel 6.2.1.1) spiegelt sich somit in geringeren Kosten wider.

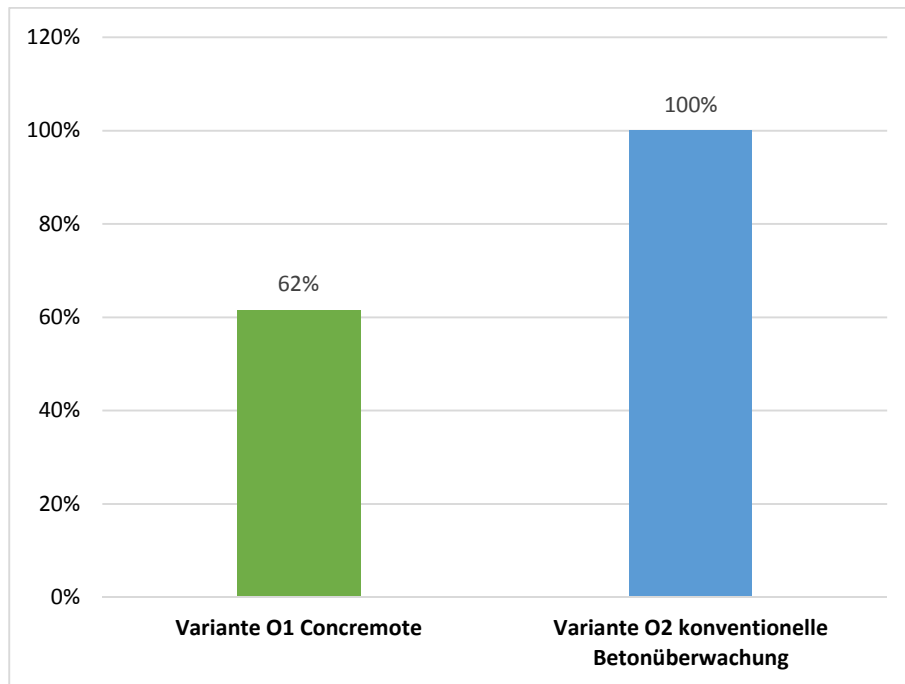


Abbildung 6.6: Vergleich der Kosten für die Betonüberwachung bei der offenen Bauweise

#### 6.2.2.2 Einzelkosten der Innenschale

Ein Vergleich der Einzelkosten für einen Laufmeter Innenschale ist in Abbildung 6.7 dargestellt.

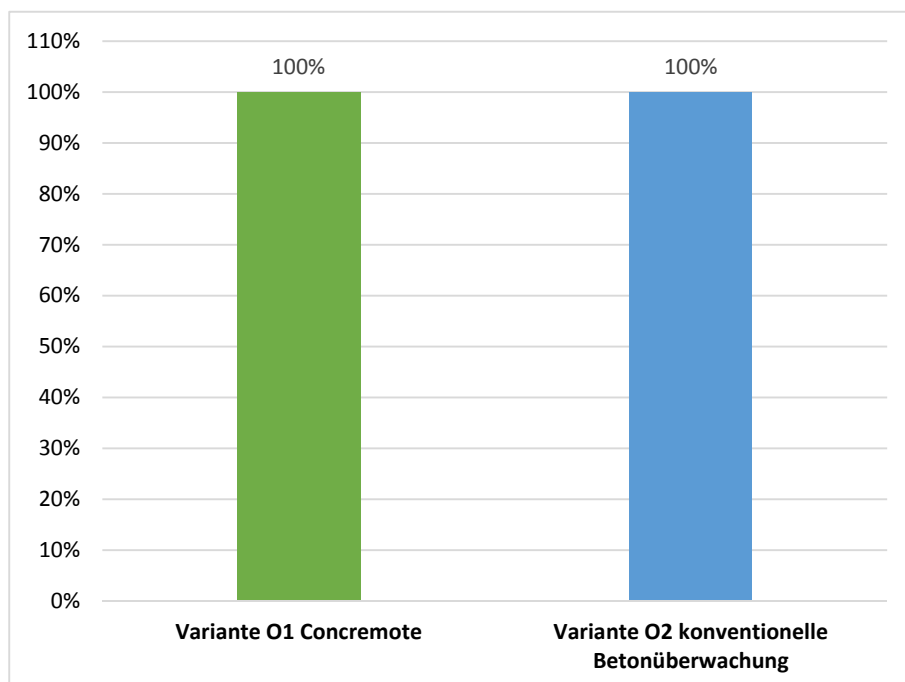


Abbildung 6.7: Vergleich der Einzelkosten für die Innenschale bei der offenen Bauweise

Da sich bei Verwendung von Concremote die Taktzeiten und somit der Personalaufwand sowie die Material- und Gerätekosten gegenüber der konventionellen Betonüberwachung

nicht ändern, sind die Einzelkosten für die Innenschalenherstellung fast ident. Den einzigen Unterschied zwischen den beiden Varianten stellen die Betonüberwachungskosten dar. Diese haben jedoch aufgrund ihres geringen Anteils von <1% keinen wesentlichen Einfluss auf das hier dargestellte Ergebnis.

### 6.2.3 Bauzeit

Die geplante Bauzeit ist bei beiden Varianten als gleich anzusehen. Die Taktzeit hängt bei der Herstellung der Wände und Decken vorwiegend von den Bewehrungsarbeiten ab und kann nicht beschleunigt werden.<sup>202</sup> Eine Verzögerung des Bauablaufes kann jedoch dadurch entstehen, wenn die Druckfestigkeit zum Ausschalzeitpunkt nicht nachgewiesen werden kann, obwohl die Ausschalfestigkeit des Bauteils eventuell schon erreicht ist. Dies kann vor allem bei Variante O2 auftreten, wenn die Probewürfel bei niedrigen Temperaturen und bauseitiger Lagerung langsamer erhärten als die betonierten Wände und Decken.

## 6.3 Gesamtbewertung

Um eine Aussage treffen zu können, welches Betonüberwachungssystem für eine Anwendung sowohl bei der offenen als auch bei der geschlossenen Bauweise besser geeignet ist, wird eine abschließende Bewertung anhand von dem in Kapitel 3 erklärten Punktesystem (Bedeutung der Punkte, Gewichtung, Bewertung) durchgeführt. Das Ziel ist, alle Kriterien gemeinsam zu betrachten und daraus abzuleiten, welche Methode besser geeignet ist, um die Ausschalfestigkeit nachzuweisen und die Temperatur im Bauteil zu messen. Nachfolgend wird die Anzahl der Punkte, die für jede Methode bei den unterschiedlichen Kriterien vergeben werden, erläutert.

### 6.3.1 Beurteilung nach einzelnen Kriterien

#### **Zeitaufwand der Prüfmethode**

Beim Zeitaufwand der Prüfmethode wird das Echtzeit online Betonmonitoring mit drei Punkten und die konventionelle Prüfmethode mit einem Punkt bewertet. Der Grund dafür erklärt sich durch den um 23% geringeren Zeitaufwand bei der geschlossenen Bauweise, sowie den um 55% geringeren Aufwand bei der offenen Bauweise von Concremote.

---

<sup>202</sup> Fachgespräch mit der Bauleitung ARGE Südgürtel Graz (PORR, Hr. Paunovski), 26.04.2016

### **Prüfdatenmanagement**

Das Prüfdatenmanagement läuft bei der Anwendung von Concremote vollautomatisch und in digitaler Form ab, die Daten sind jederzeit verfügbar. Dadurch werden drei Punkte für dieses System vergeben. Die konventionelle Betonüberwachung wird mit einem Punkten bewertet, aufgrund der späteren Verfügbarkeit der Daten und der manuell ablaufenden Dokumentation. Eine rasche und vollautomatische Datenverarbeitung hat besonders bei der Dokumentation und Sicherung der Daten erhebliche Vorteile.

### **Qualität der Messergebnisse**

Die Qualität der Messergebnisse beider Methoden sind bei der Messung der Temperaturentwicklung im Beton gleichwertig. Bei der Druckfestigkeitsprüfung sind die Ergebnisse der konventionellen Betonüberwachung stark von den Lagerungsbedingungen der Probewürfel abhängig, wodurch diese Methode bei diesem Kriterium insgesamt mit zwei Punkten bewertet wird. Durch die Messungen direkt am oder im Bauteil und den daraus resultierenden realitätsnahen Messbedingungen erhält Concremote drei Punkte.

### **Bauzeit**

Da die Bauzeit und insbesondere die Taktzeit vorwiegend von den Bewehrungsarbeiten und anderen bauleistungsbezogenen Faktoren abhängen, kann mit keiner der beiden Methoden eine kürzere Bauzeit erzielt werden. Dadurch werden sie jeweils mit einem Punkt bewertet.

### **Kosten der Betonüberwachung**

Bei diesem Kriterium wird Concremote mit drei Punkten bewertet. Bei der Anwendung von Echtzeit online Betonmonitoring sind die Betonüberwachungskosten bei der geschlossenen Bauweise um 41% und bei der offenen Bauweise um 38% niedriger als jene der konventionellen Betonüberwachung, welche mit einem Punkt bewertet wird.

### **Einzelkosten der Innenschale**

Es hat sich gezeigt, dass der Bauablauf vorab in der Ausschreibung gewählt und festgelegt wird, unabhängig davon welche Betonüberwachungsmethode angewendet wird. Dadurch unterscheiden sich die Einzelkosten für einen Laufmeter Tunnelinnenschale bei allen Varianten nicht voneinander. Die Kosten für die Betonüberwachung haben einen zu geringen Anteil um das Ergebnis entscheidend zu beeinflussen. Aus diesem Grund werden für die Einzelkosten der Innenschale jeweils zwei Punkte vergeben.

## **6.3.2 Gesamtbeurteilung**

In Tabelle 6.1 ist die abschließende Bewertung der Methoden dargestellt. Die Kriterien wurden dabei nach Meinung des Verfassers wie folgt gewichtet. Die Baukosten erhalten mit ins-



gesamt 40% den größten Anteil an der Bewertung, gefolgt von jeweils 30% für die Bauzeit und die Qualitätssicherung des Betons auf der Baustelle. Dadurch ist der Umstand berücksichtigt, dass heutzutage bei den Ausschreibungen von Bauprojekten der Angebotspreis für einen Zuschlag am stärksten gewichtet wird. Um einen wettbewerbsfähigen Angebotspreis abgeben zu können, müssen die Kosten für die Bauunternehmen niedrig gehalten werden. Die Kosten der Betonüberwachung besitzen einen Anteil von ca. 0,5% an den Einzelkosten der Innenschale und werden dementsprechend mit 0,2% in der Bewertung gewichtet. Der Zeitaufwand der Prüfmethode, das Datenmanagement sowie die Qualität der Messergebnisse sind mit jeweils 10% gewichtet. Damit ist berücksichtigt, dass diese Kriterien nach Meinung des Verfassers auf den gesamten Prozess der Bauabwicklung den geringsten Einfluss besitzen.

Kriterien	Gewichtung	Einsatz von Concremote		konv. Betonüberwachung	
		Bewertung	Gesamt	Bewertung	Gesamt
<b>Qualitätssicherung Beton auf der Baustelle</b>	<b>30,0%</b>				
Zeitaufwand der Prüfmethode	10,0%	3	0,30	1	0,10
Prüfdatenmanagement	10,0%	3	0,30	1	0,10
Qualität der Messergebnisse	10,0%	3	0,30	2	0,20
<b>Bauzeit</b>	<b>30,0%</b>	1	0,30	1	0,30
<b>Baukosten</b>	<b>40,0%</b>				
Kosten der Betonüberwachung	0,2%	3	0,01	1	0,00
Einzelkosten der Innenschale	39,8%	2	0,80	2	0,80
<b>Summe</b>	<b>100,0%</b>		<b>2,00</b>		<b>1,50</b>

Tabelle 6.1: Gesamtbewertung der Betonüberwachungsmethoden

Die Bauteilprüfung mittels konventioneller Methode erhält insgesamt eine gewichtete Punktzahl von 1,50 Punkten. Das Echtzeit online Betonmonitoring wird insgesamt mit 2,00 Punkten bewertet und ist damit für die Betonüberwachung des Innenschalenbetons insgesamt besser geeignet. Es konnte gezeigt werden, dass sich in Bezug auf die Bauzeit und die Einzelkosten der Innenschale beide Betonüberwachungsmethoden mit dem gleichen Erfolg anwenden lassen. Wohingegen bei den übrigen Kriterien eine Anwendung von Concremote einen Mehrwert darstellt. Heutzutage wird bei der überwiegenden Anzahl an Tunnelbauprojekten die konventionelle Methode angewendet. Dies kann daran liegen, dass eine Ermittlung der Druckfestigkeit mit dem Reifegradverfahren von Concremote in Österreich normativ noch nicht geregelt ist. Es kann allerdings als Stand der Technik angesehen werden, da es in Skandinavien schon seit längerem erfolgreich im Einsatz ist.

---

Für eine fachlich fundierte und wissenschaftlich abgesicherte Beurteilung wären noch zusätzliche Untersuchungen durchzuführen. Damit wäre eine breitere Datenbasis für eine Gesamtbewertung sichergestellt.

## 7 Beurteilung von Echtzeit online Betonmonitoring

In diesem Kapitel sollen abschließend der Nutzen und die Probleme bei der Anwendung von Concremote dargestellt werden. Es wird angeführt, welchen Mehrwert ein online basiertes Betonmonitoringsystem für die Bauherren und die Bauunternehmen darstellt. Gleichzeitig wird auf mögliche Probleme, die sich daraus ergeben, aufmerksam gemacht. Die Inhalte dieser Diplomarbeit wurde in Kooperation mit der Firma Doka GmbH ausgearbeitet.

### 7.1 Nutzen beim Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring

Mit Concremote kann die geforderte Qualität unter Einhaltung der Bauzeit und Kosten gewährleistet werden. Vor allem bei kurzen Ausschulfristen (<10 h), wie bei der Galerie Fallender Bach, ist es vorteilhaft das onlinebasierte Betonmonitoring anzuwenden. Bei derartigen Projekten kann es bei der Ermittlung der Druckfestigkeit mittels konventioneller Methode gem. ONR 23303 zu Verzögerungen kommen, da die Gefahr besteht, dass die Probewürfel zum gewünschten Zeitpunkt die Ausschulfrichtigkeit aufgrund der Lagerungsbedingungen noch nicht erreicht haben. Zusätzlich kann die Betonrezeptur durch die genaue Bestimmung des Ausschulzeitpunktes an die jeweiligen Bedingungen angepasst werden. Durch die Messung über Sensoren am oder im Bauteil können darüber hinaus die Probewürfel eingespart werden. Des Weiteren wird eine Plattform geschaffen, wo sowohl der Bauherr als auch das Bauunternehmen Einsicht in die Temperatur- und Festigkeitsentwicklung haben.

#### 7.1.1 Nutzen für die Bauherren

Der größte Nutzen für den Bauherrn entsteht durch die einfache, zielgerichtete und in echtzeit ablaufende Dokumentation von Concremote. Von den Vertretern des Bauherrn bei den Beispielprojekten wurde das als Hauptvorteil genannt. Concremote macht es möglich, die Qualität der von den Bauunternehmen erbrachten Leistungen besser zu kontrollieren und zu überprüfen ob die Ausschulfristen, die Temperaturgrenzwerte zwischen Bauwerkskern und -oberfläche auch eingehalten werden. Ein weiterer Nutzen ergibt sich dadurch, dass die Kosten für die Betonüberwachung beim Einsatz von Concremote gesenkt werden können.

### 7.1.2 Nutzen für die Bauunternehmen

Für die Bauunternehmen ist es ein wichtiger Nutzen, dass bei der Verwendung von Concremote der Zeitpunkt zum Absenken des Schalwagens genau bestimmt werden kann. Dadurch ist ein effizienter Einsatz von Ressourcen möglich. Zusätzlich kann auf eine mögliche geänderte Festigkeits- und Temperaturentwicklung im Beton schnell reagiert werden. Bereits bei der Kalibrierung kann erkannt werden, ob mit der gewählten Betonzusammensetzung der vorgegebene Takt in Bezug auf den Ausschalzeitpunkt realisiert werden kann oder nicht. Der Bauunternehmer kann entscheiden, ob er die Durchführung der Bauteilprüfung mittels Concremote selbst erledigt oder ein Prüflabor damit beauftragt. Bei der offenen Bauweise kann die Überwachung der Druckfestigkeitsentwicklung von den Bauunternehmen selbst durchgeführt werden, da das Aufsetzen der Deckensensoren einfach und rasch möglich ist. Bei Tunnelbauwerken in geschlossener Bauweise ist es hingegen ratsamer das Betonmonitoring von einem zertifizierten Prüflabor durchführen zu lassen, da das Anbringen der Messfühler aufwändiger und zeitintensiver ist. Bei niedrigen Zielfestigkeiten  $<10 \text{ N/mm}^2$  sollten zudem mehrere verschiedene Messpunkte im Bauteil angebracht werden.<sup>203</sup> Durch die automatische und digitale Dokumentation der Wärmeentwicklung sowie der Druckfestigkeitsentwicklung kann mit geringem zeitlichen Aufwand nachgewiesen werden, dass die Bauteile erst bei Erreichen der Ausschalfestigkeit ausgeschalt werden. Da aus der Messung der Temperaturentwicklung auf die Festigkeit rückgeschlossen werden kann, sind nicht wie bei der konventionellen Methode zwei entkoppelte Versuche nötig um eine Bauteilprüfung durchzuführen. Zusätzlich können bei der Anwendung von Concremote die Kosten für die Betonüberwachung, aufgrund des geringeren Zeitaufwandes und der Zusammenführung von Temperaturmessung und Druckfestigkeitsermittlung, gesenkt werden.

## 7.2 Mögliche Probleme beim Einsatz von Echtzeit online Betonmonitoring

Da das System Concremote online basiert ist, sind Kenntnisse in der EDV zur Bedienung der online Plattform nötig. Bei Fachgesprächen mit der Bauleitung der Galerie Senftenberg wurde angemerkt, dass die Software teilweise sehr schwer zu bedienen sei. Außerdem hat bei diesem Bauprojekt die Benachrichtigung per SMS nicht immer einwandfrei funktioniert. Die Sensoren sind auf eine Verbindung mit dem Mobilfunknetz angewiesen. Ist diese nicht vorhanden, können keine Daten an den zentralen Server gesendet werden. Bei der Galerie Fallender Bach und Galerie Senftenberg war der Einbau von den sensiblen Kabelmessfühlern für die Arbeiter zu heikel, wodurch das Betonprüflabor für den Ein- und Ausbau zuständig

---

<sup>203</sup> Fachgespräch mit Alexander Reinisch Doka GmbH, 06.05.2016

war. Nachdem die Kabel an der Bewehrung angebracht sind, muss darauf geachtet werden, diese nicht zu beschädigen. Denn sonst kann es zum Ausfall der Sensoren kommen. Sind die Sensoren beschädigt, werden keine Daten aufgezeichnet und an der betreffenden Stelle ist die Temperaturentwicklung nicht bekannt.

## 8 Resümee und Ausblick

Beim Vergleich der Methoden der Betonüberwachung hat sich gezeigt, dass eine Anwendung von Concremote neben einer zeitlichen Ersparnis bei der Durchführung des Nachweises der Ausschalfestigkeit auch eine kostengünstige Alternative darstellt. Da die Ausschalfzeiten im Tunnelbau stark vom Bauablauf abhängen, kann durch die Anwendung einer digitalen Betonüberwachung die Bauzeit nicht verkürzt werden. Im Vergleich zum Hochbau, wo durch die genaue Ermittlung der Ausschalfestigkeit wertvolle Bauzeit eingespart werden kann, kann diese bei Tunnelbauprojekten nur gesichert werden. Durch die automatische Dokumentation und schnelle Verfügbarkeit der Daten können mögliche Fehlentwicklungen bei der Temperatur und Druckfestigkeitsentwicklung im Beton erkannt und bestmöglich darauf reagiert werden. Des Weiteren könnten die Sensoren länger im Bauteil verbleiben, um eine Nachbehandlung gezielt steuern zu können.

In der Zukunft soll das Echtzeit online Betonmonitoringsystem Concremote im Zuge der Gebäudedatenmodellierung einen zusätzlichen Mehrwert schaffen. Beim Building Information Modelling (BIM) werden alle relevanten Gebäudedaten digital erfasst, kombiniert und vernetzt.<sup>204</sup> Aufgrund der vollautomatischen und digitalen Erfassung der Messdaten bei der Anwendung von Concremote können diese in weitere Folge in das BIM System integriert werden.

Mit der vorliegenden Arbeit konnte ansatzweise gezeigt werden, dass Concremote eine Alternative zur Feststellung der Druckfestigkeit und Temperatur im Bauteil darstellt. So kann die Forschungsfrage, ob bei der Verwendung von Echtzeit online Betonmonitoring im Tunnelbau ein Win/Win für die Bauherren und die Bauunternehmen entsteht, mit „Ja“ beantwortet werden. Besonders die Vorteile der automatischen Dokumentation der Daten und des trivialen Nachweises der Ausschalfestigkeit stellen die größten Vorteile für die Bauherren und die Bauunternehmen dar. Heutzutage werden jedoch die meisten Tunnelbauprojekte mit der konventionellen Betonüberwachung realisiert. Das liegt möglicherweise daran, dass ein online basiertes Betonmonitoringsystem einen zu geringen Bekanntheitsgrad besitzt und noch nicht normativ geregelt ist. Im Zuge der Digitalisierung am Bau ist abzusehen, dass eine auf Echtzeitdaten basierende Bauteilprüfung vermehrt zur Anwendung kommen wird. In Zukunft müssen jedoch die Bewehrungsarbeiten optimiert werden, um den Bauablauf beschleunigen zu können.

---

<sup>204</sup> Vgl. Albert Lester: Project Management, Planning and Control, 2014

## Literaturverzeichnis

- [1] **Austrian Standards Institute:** ÖNORM EN 1990:2013, „ Grundlagen der Tragwerksplanung“; Wien; Ausgabe 2013-03-15
- [2] **Austrian Standards Institute:** ÖNORM EN 13670, Ausführung von Tragwerken aus Beton; Wien; Ausgabe 2010-04-15
- [3] **Austrian Standards Institute:** ÖNORM B 4710-1, Beton: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis; Wien; Ausgabe 2007-10-01
- [4] **Austrian Standards Institute:** ONR 23303, Prüfverfahren Beton (PVB), nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe; Wien; 2010
- [5] **ASFINAG:** Baubeschreibung, Sanierung Galerie Fallender Bach; 2013
- [6] **ASFINAG:** Baubeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg; 2013
- [7] **ASFINAG:** Bauzeitplan, Sanierung Galerie Fallender Bach; 2013
- [8] **ASFINAG:** Bauzeitplan, Sanierung Galerie Senftenberg; 2013
- [9] **ASFINAG:** Ausführungsplan, Sanierung Galerie Fallender Bach; 2013
- [10] **ASFINAG:** Ausführungsplan, Sanierung Galerie Senftenberg; 2013
- [11] **ASFINAG:** Projektbeschreibung, Sanierung Galerie Senftenberg; 2013
- [12] **ASFINAG:** Gutachten zum Zustand der Galerie Fallender Bach; 2013
- [13] **Bauer H.:** Baubetrieb, 3. Auflage; Springer; Berlin; 2007
- [14] **BASF Performance Products GmbH:** Zusammenfassung der Galerie Fallender Bach; Dezember 2013
- [15] **Boley, C.:** Handbuch Geotechnik, Grundlagen – Anwendungen – Praxiserfahrungen, 1. Auflage; Springer Vieweg; Wiesbaden; 2012
- [16] **Breitenbücher, R.:** Betonkalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; X Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau; John Wiley & Sons; Berlin ; 2014
- [17] **Bundesanstalt für Straßenbau:** Zusätzliche Technische Vertragsbestimmungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZVT-ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 1: geschlossene Bauweise; Bergisch Gladbach; 12-2014
- [18] **Bundesanstalt für Straßenbau:** Zusätzliche Technische Vertragsbestimmungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZVT-ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 2: offene Bauweise; Bergisch Gladbach; 12-2014
- [19] **Bundesanstalt für Straßenbau:** Zusätzliche Technische Vertragsbestimmungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZVT-ING, Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 4: Abdichtung; Bergisch Gladbach; 12-2104
- [20] **Drees P.:** Kalkulation von Baupreisen, 12. Auflage; Bau-Verl.; Wiesbaden; 2014

- [21] **Girmscheid, G.:** Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage; Wilhelm Ernst & Sohn; Berlin; 2008
- [22] **Krispel, S.; Maier, G.; Peyerl, M.; Reinisch, A.:** CCC Congress Hainburg: Confirmation of real time concrete strength in construction projects; 2015
- [23] **Lester, A.:** Projectmanagement, Planning and Control; Elsevier Science; Amsterdam; 2014
- [24] **Müller, H. S.; Wiens, U.:** Betonkalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7; XVI Beton; John Wiley & Sons; Berlin; 2014
- [25] **Neroth, G.; Vollenschaar, D.:** Wendehorst Baustoffkunde, 27. Auflage; Springer Vieweg; Wiesbaden; 2011
- [26] **Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV):** Richtlinie Innenschalenbeton; 3. Fassung; Wien; 2012
- [27] **Reinisch, A. G.:** Zerstörungsfreie, onlinebasierende Betonfestigkeitsmessung auf der Baustelle; Baukongress 2014
- [28] **Schönwälder, A.:** Variantenstudie zur Kosten- und Leistungsermittlung im Tunnelbau – Erstellen eines Berechnungsprogrammes, Diplomarbeit; 13.10.2010
- [29] **Van Bram, E.; Jacobs, F.:** Cementbulletin Band 67; 1999
- [30] **Verein Deutscher Zementwerke e.V.:** Zement-Merkblatt Betontechnik B8; Nachbehandlung und Schutz des jungen Beton; Düsseldorf; 2014
- [31] **Verein Deutscher Zementwerke e.V.:** Zement-Merkblatt Betontechnik B18; Risse im Beton; Düsseldorf; 2014
- [32] **Verein Deutscher Zementwerke e.V.:** Zement-Merkblatt Hochbau H10; Wasserundurchlässige Betonbauwerke; Düsseldorf; 2012
- [33] **Vree, R. T.; Tegelaar, R. A.:** Sonderdruck aus „Beton“; Gewichtete Reife des Betons; 1998
- [34] **Wasser Tirol:** Untersuchungsbericht, Sanierung Galerie Fallender Bach; 17.12.2013
- [35] **Wasser Tirol:** Untersuchungsbericht, Sanierung Galerie Senftenberg; 25.11.2015



## Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die hier vorliegende Diplomarbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt sowie der Literatur wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche gekennzeichnet habe. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungskommission vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.

Wien, am 08.06.2016

---

Daniel Peter

# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Tunnelquerschnitt mit Spritzbetonaußenschale, Abdichtungsträger und Betoninnenschale .....	5
Abbildung 2.2: Detailansicht Abdichtung Strosse (links) und Sohle (rechts) .....	5
Abbildung 2.3: Bewehrungswagen.....	6
Abbildung 2.4: Quer- und Längsschnitt eines Gewölbeschalwagen .....	8
Abbildung 2.5: Stirnabschalung.....	8
Abbildung 2.6: Betonierschema mit zwei Schalwägen .....	10
Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Arbeitsabläufe bei der Herstellung eines Tunnelbauwerks in offener Bauweise .....	12
Abbildung 2.8: Schematische Darstellung der Arbeitsabläufe bei der Herstellung eines Tunnelbauwerks in Deckelbauweise mit zwei Bauabschnitten .....	13
Abbildung 2.9: Einfluss des w/b-Wertes auf die relative Druckfestigkeit von Beton .....	16
Abbildung 2.10: Betonreife im Relation zur Druckfestigkeit.....	18
Abbildung 2.11: Temperaturverlauf in einem beliebig gewählten Beton.....	19
Abbildung 2.12: Beispiel des Austrocknungsverhaltens einer nicht geschalteten Betonoberflächen, in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatureinfluss .....	21
Abbildung 2.13: Wasserdurchlässigkeit von Zementstein in Abhängigkeit von der Kapillarporosität und vom w/b-Wert (nach T.C. Powers).....	22
Abbildung 2.14: Häufigsten Risstypen im Beton von Innenschalen bei zeitlich versetztem Einbau von Sohlplatte und Gewölbe.....	24
Abbildung 2.15: Betonverhalten während des Erhärtens.....	25
Abbildung 2.16: Beispielhafte Temperatur- und Eigenspannungsverteilung infolge eines Temperaturunterschiedes $\Delta T$ zwischen Betonbauteilinnerem und Bauteiloberfläche.....	26
Abbildung 2.17: Schematische Ablauf des echtzeit online Betonmonitoring mit Concremote.....	31
Abbildung 2.18: Concremote-Deckensensor.....	32
Abbildung 2.19: Concremote Kabelsensoren mit unterschiedlichen Messfühlern .....	33
Abbildung 2.20: Anordnung der Messsensoren an der Tunnelschalung .....	34
Abbildung 2.21: Exemplarische Darstellung der Druckfestigkeitsentwicklung im Web-Portal .....	35
Abbildung 2.22: Zielwert Optimierung (links) und Änderung der Betonrezeptur (rechts) .....	35
Abbildung 2.23: Kalibrierbox mit Probewürfel.....	36
Abbildung 4.1: Lageplan Galerie Fallender Bach.....	44
Abbildung 4.2: Provisorische Aussteifung mittels Holzstämmen.....	45
Abbildung 4.3: Systemskizze provisorische Aussteifung im Querschnitt.....	45
Abbildung 4.4: Tunnelquerschnitt mit neuer WDI-Innenschale, Galerie Fallender Bach .....	47
Abbildung 4.5: Bauzeitplan für das Einziehen der neuen Innenschale in der Nordröhre.....	48
Abbildung 4.6: Bauzeitplan für das Einziehen der neuen Innenschale in der Südröhre .....	48
Abbildung 4.7: Vergleich der Messdaten zwischen Concremote und Erhärtungsprüfung nach ONR ..	50
Abbildung 4.8: Anordnung der Sensoren zur Bestimmung der Frühfestigkeit mittels Concremote ...	52
Abbildung 4.9: Lageplan Galerie Senftenberg.....	53
Abbildung 4.10: Tunnelquerschnitt mit neuer WDI-Innenschale, Galerie Senftenberg .....	54
Abbildung 4.11: Auszug aus dem Bauzeitplan für die Herstellung der Nordröhre .....	56
Abbildung 4.12: Auszug aus dem Bauzeitplan für die Herstellung der Südröhre .....	56
Abbildung 4.13: Anordnung der Sensoren für den Datenlogger.....	57
Abbildung 4.14: Lageplan Südgürtel Graz .....	59

---

Abbildung 4.15: Querschnitt eines Regelblockes mit Innenschalenwägen .....	60
Abbildung 4.16: Bauzeitplan der Betonarbeiten .....	61
Abbildung 4.17: Eingeschalter Block nach Betonage .....	61
Abbildung 4.18: Anordnung der Concremotesensoren .....	63
Abbildung 5.1: Geometrie eines Modellprojektblockes .....	64
Abbildung 5.2: Tagesdiagramm der Arbeitsschritte bei Variante G1.....	65
Abbildung 5.3: Zeitaufwand der Betonüberwachung bei Variante G1 .....	67
Abbildung 5.4: Bauzeitplan für die Herstellung der Tunnelinnenschale bei Variante G1.....	71
Abbildung 5.5: Zeitaufwand der Betonüberwachung bei Variante G2 .....	72
Abbildung 5.6: Geometrie eines Regelblockes der offenen Tunnelbauweise .....	76
Abbildung 5.7: Wochendiagramm offene Bauweise.....	77
Abbildung 5.8: Zeitaufwand der Betonüberwachung in Variante O1 .....	78
Abbildung 5.9: Bauzeitplan für die Variante O1.....	81
Abbildung 5.10: Zeitlicher Aufwand der Prüfmethode bei Variante O2 .....	82
Abbildung 6.1: Vergleich des Zeitaufwandes bei der geschlossenen Bauweise .....	86
Abbildung 6.2: Druckfestigkeitsentwicklung abgeleitet durch verschieden Methoden, Analysen und Lagerungen .....	87
Abbildung 6.3: Vergleich der Betonüberwachungskosten bei der geschlossenen Bauweise.....	89
Abbildung 6.4: Vergleich der Einzelkosten für die Inneschale bei der geschlossenen Bauweise .....	89
Abbildung 6.5: Vergleich des Zeitaufwandes bei der offenen Bauweise .....	91
Abbildung 6.6: Vergleich der Kosten für die Betonüberwachung bei der offenen Bauweise .....	93
Abbildung 6.7: Vergleich der Einzelkosten für die Innenschale bei der offenen Bauweise.....	93

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Günstige bzw. ungünstige Voraussetzungen zur Vermeidung von Rissen .....	27
Tabelle 4.1: Vergleich der Festigkeitswerte zwischen ONR 23303:2010 .....	58
Tabelle 5.1: Kalkulation der Kosten für die Kalibrierung bei Variante G1.....	68
Tabelle 5.2: Kalkulation der Kosten für Concremote bei Variante G1 .....	69
Tabelle 5.3: Kalkulation der Einzelkosten der Innenschale bei Variante G1 .....	70
Tabelle 5.4: Kosten der Betonüberwachung bei Variante G2.....	74
Tabelle 5.5: Kalkulation der Einzelkosten der Innenschale bei Variante G2 .....	75
Tabelle 5.6: Kosten für die Kalibrierung bei Variante O1 .....	79
Tabelle 5.7: Kosten für Betonüberwachung bei Variante O1.....	80
Tabelle 5.8: Einzelkosten der Tunnelinnenschale bei Variante O1 .....	80
Tabelle 5.9: Kosten der Betonüberwachung bei Variante O2.....	83
Tabelle 5.10: Einzelkosten der Tunnelinnenschale bei Variante O2 .....	84
Tabelle 6.1: Gesamtbewertung der Betonüberwachungsmethoden .....	96