Erweiterung des Rheinkraftwerks Iffezheim – Baugruben zum Zubau der Maschine 5

M. Raithel [1], A. Kirchner [1], R. Rathgeb [2], I. Kamuf [2]

[1] Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg
[2] EnBW Kraftwerke AG

1 Einleitung

Die Staustufe Iffezheim liegt bei Rhein-km 334,0 auf der rechten Rheinseite in einer Achse mit Wehr, Rheinabschlussdamm und Schleuse. Es ist das zehnte und letzte Kraftwerk der Oberrheinkette nördlich von Basel. Das bestehende Kraftwerk wurde 1978 in Betrieb genommen. Es ist eines der größten Laufwasserkraftwerke in Europa und besitzt derzeit vier große Rohrturbinen, die für eine Ausbauwassermenge von 1.100 m³/s ausgelegt sind. Im Jahr 2000 wurden der Fischpass und die deutlich kleinere Maschine 6 als sog. Lockstromturbine in Betrieb genommen. Mit dem Bau der 5. Maschine soll der maximale Durchfluss von 1.500 m³/s optimal ausgeschöpft werden. Nach diesem Ausbau des Kraftwerks Iffezheim durch die Rheinkraftwerk Iffezheim GmbH, mit ihren Anteilseignern EnBW Kraftwerke AG und EDF Electricité de France, und einer dann installierten Leistung von 146 MW ist es das leistungsfähigste Laufwasserkraftwerk in Deutschland.

Zur Herstellung der 5. Maschine sind Baugruben mit Aushubtiefen von bis zu etwa 34 m erforderlich, die innerhalb einer an das bestehende Kraftwerk anschließenden Erweiterung des vorhandenen Querbauwerks (Damm) auszuführen sind. Das Baufeld wird gequert von der Bundesstraße B500 bzw. der Departementstraße D 4, die während der gesamten Baumaßnahme in Betrieb zu halten ist. Ein Überblick über die Lage der Baugruben in Bezug auf das bestehende Kraftwerk und den Fischpass mit Maschine 6 ist in Bild 1 dargestellt.

Bild 1: Überblick über die Lage der Baugruben in Bezug auf das bestehende Kraftwerk und Fischpass mit Maschine 6

2 Baugrubenkonzeption HBG

Nach umfangreichen Vorplanungen und Konzeptstudien durch den Bauherrn, vertreten durch die EnBW Kraftwerke AG, wurde die HBG als ovale Baugrube (korbbogenförmige Baugrube) mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle ausgeschrieben. Die Ausführungsplanung wurde durch Kempfert + Partner Geotechnik erstellt. Eine Rückverankerung der Baugrubenwände ist insbesondere aufgrund der benachbarten Kraftwerksbauten nicht möglich und Steifen hätten den Kraftwerksbau massiv behindert.

Die Baugrubenwand besteht aus im Greiferverfahren hergestellten Schlitzwänden (d = 1,50 m). Zur Annäherung an die Bogenform wurde die Schlitzwand als Polygon mit Segmentlängen von ca. 3,2 m hergestellt. Die Schlitzwandlamellen sind mit Abschalelementen aus Stahlbeton (Dicke 35 cm) voneinander getrennt. Vor Herstellung der Leit- und Schlitzwände waren aufgrund alter Baubehelfe umfangreiche Bohrarbeiten zum Freibohren der Schlitzwandtrasse erforderlich. Nach Herstellung der Schlitzwand wurde ein Kopfbalken sowie nach einem Voraushub ein Druckring hergestellt. Die maßgebenden geometrischen Abmessungen der HBG zeigt Bild 2.

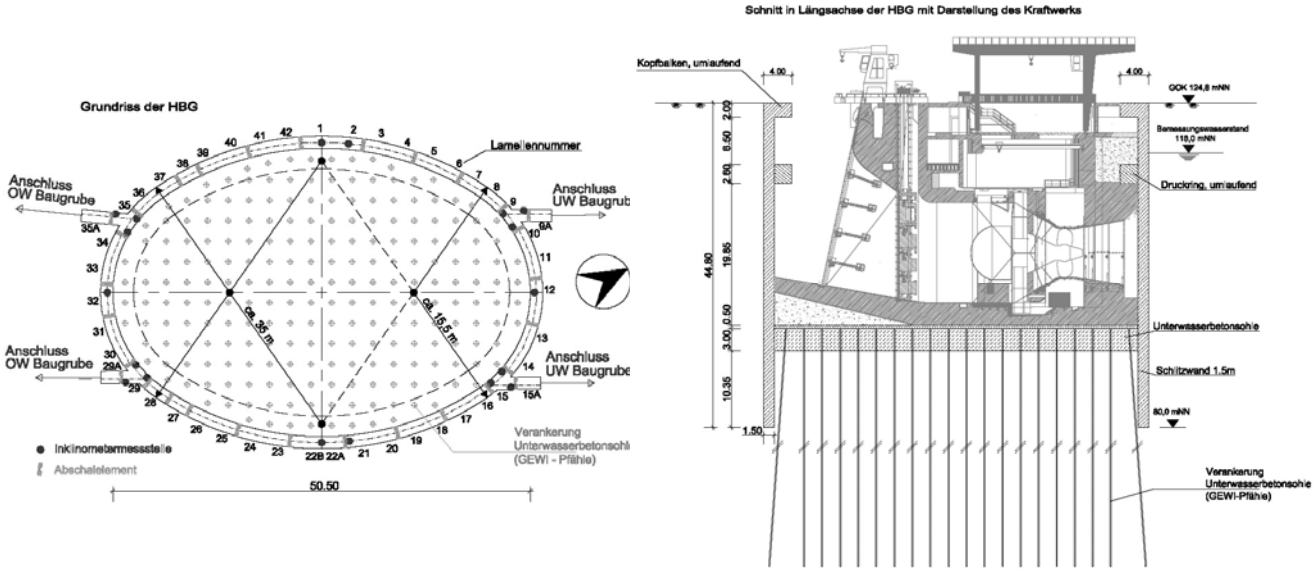

Bild 2: Abmessungen und grundsätzliche Konstruktion der HBG

3 **Baugrund- und Grundwasserverhältnisse**

Der natürliche Baugrund besteht unter geringmächtigen Deckschichten, zunächst aus ca. 10 m mächtigen schwach sandigen bis sandigen Kiesen sowie einer Fein- bis Mittelsandschicht von 5 bis 6 m Dicke. Darunter steht eine Wechsellagerung von sandigen und stark sandigen Kiesen mit reinen Sanden an sowie in Tiefen unter 33 m Fein- bis Mittelsande. Großteile der Baugruben befinden sich aufgrund der Lage im ehemaligen Baufeld des bestehenden Kraftwerkes in einer Auffüllung aus sandigem Kies (beim Staustufenbau wurde seinerzeit teilweise bis NN + 100 m, d.h. bis ca. 25 m u. GOK ausgehoben).
Der Aufstau des Rheins wird durch eine durchgehende Dichtung im Oberwasser vom deutschen Rheinseitendamm zum französischen Rheinseitendamm (globales Dichtungssystem) ermöglicht, welches das Oberwasser vom Unterwasser trennt. Die Stauhöhe im Oberwasser beträgt 123,6 mNN, der Unterwasserstand liegt im Mittel ca. 10 bis 11 m tiefer. Der Oberwasserstand wird u.a. zur Sicherstellung der Schifffahrt mittels Regulierung durch das Wehr bzw. den Turbinenabfluss nahezu konstant gehalten, während der Unterwasserspiegel entsprechend dem Rheinabfluss schwankt. Innerhalb des Baufeldes liegt näherungsweise der Unterwasserstand vor. Die Bemessungswasserstände der Baugruben wurden unter Berücksichtigung der Unterwasserstände und der jeweils erforderlichen Bauzeit festgelegt.

4 Berechnungsmodelle Hauptbaugrube

Als besondere Herausforderung an die Planung ergaben sich somit insbesondere folgende Punkte:

- Extrem tiefe Baugrube (Aushubtiefe ca. 34 m) mit hohem Wasserüberdruck (bis 25 m Wassersäule) in suffosionsgefährdetem Baugrund mit hohen Anforderungen an Bemessung und Dichtigkeit
- Baugrube neben bestehenden verformungsempfindlichen Bauwerken mit Forderung einer realistischen Verformungsprognose
- Baugrube mit komplexer Geometrie und unsymmetrisch auftretenden Einwirkungen mit Erfordernis der Erfassung der räumlichen Tragwirkung
- Bauen in bestehender Stauhaltung mit der Erfordernis der Gewährleistung der Haltungssicherheit
- Gegenseitige Interaktion der Baugruben u.a. bei Aushub der UW-Baugrube mit teilausgesteifter HBG (Bettungsreduktion infolge Aushub der UW-Baugrube)

Unter Zugrundelegung der o.g. Punkte war eine vereinfachte analytische Berechnung bzw. eine Berechnung unter Verwendung von Strukturmodellen aus dem konstruktiven Ingenieurbau (z.B. mit Schalenmodellen), wobei nur die Struktur des zu erstellenden bzw. vorhandenen Bauwerkes und seiner Bauteile erfasst wird, nicht zielführend. Grundvoraussetzung der Modellierung war, dass neben den Bauteilen auch der umgebende Boden mit Elementtypen und Stoffgesetzen in einem entsprechenden numerischen dreidimensionalen Kontinuumsmodell mit erfasst wurde. Diese Berechnungen wurden mit dem FE-Programm PLAXIS 3D-Foundation durchgeführt.

Das dreidimensionale Berechnungsmodell wurde unter Berücksichtigung der vorhandenen Situation abgebildet. Dabei wurden die HBG, der anstehende Baugrund, aber auch die vorhandene Nachbarbebauung berücksichtigt. Insbesondere war es erforderlich, das in westlicher Richtung dicht an die HBG anschließende bestehende Kraftwerk sowie die im Bereich der HBG liegenden Ufermauern (Schwergewichtsmauern) in ihrer Lage und ihren Abmessungen realitätsnah zu modellieren. Des Weiteren waren auch die angrenzende Oberwasser- und Unterwasserbaugrube in das Modell mit einzubeziehen, da aufgrund der baubetrieblichen Abläufe schon mit dem Aushub in den benachbarten Baugruben zu beginnen war, während in der HBG durch den Einbau des Kraftwerkes jeweils teilausgesteifte Zustände vorhanden waren. Insofern war eine gegenseitige Interaktion zwischen den Einzelbaugruben verbunden mit einem ständigen Wechsel der Bettungsverhältnisse der Baugrubenwände der HBG während der Bau-

ausführung sowie auch Teilrückbauzustände während des Kraftwerkeinbaus zu erfassen. Auch der Kraftfluss von der HBG in die Schlitzwände der UW-Baugrube und die dortige Ableitung in den Baugrund war von wesentlicher Bedeutung. Die berechneten Verformungen beim Lenzen sind in Bild 3 dargestellt. Demzufolge waren Verformungen der Schlitzwände der HBG bis max. 3 cm zu erwarten. In Bild 3 kann zudem ersehen werden, dass sich ein asymmetrisches Verformungsbild mit geringeren Verformungen auf der Richtung Osten liegenden Kraftwerksseite im Vergleich zur westlichen Seite der Verbauwand ergab.

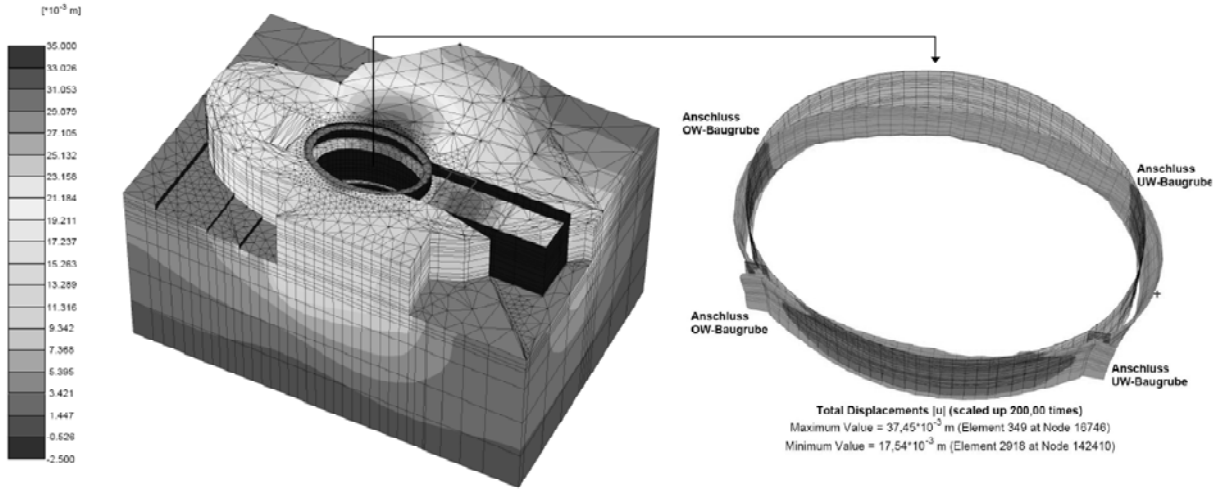

Bild 3: Berechnete Verformungen der HBG im Gesamtmodell und bezogen auf die Schlitzwand

Um zu untersuchen, inwieweit die für die Nachweise der Bauteiltragfähigkeit erforderlichen Schnittgrößen ggf. durch Baugrundschwankungen, geometrische Imperfektionen oder Laststellungen beeinflusst werden, wurden im Rahmen der Ausführungsplanung umfangereiche Sensitivitätsbetrachtungen durchgeführt. Es zeigte sich dabei, dass die Ringnormalkraft in den hoch belasteten Bereichen dabei nur unwesentlich beeinflusst wurde. Bei anderen Schnittgrößen ergaben sich allerdings teilweise größere Beeinflussungen, wobei insbesondere die max. Stützmomente in Höhe der Unterwasserbetonsohle eine Zunahme bis zu einem Faktor von 1,3 zeigten. Auf dieser Grundlage wurden dann sog. Imperfektionsfaktoren festgelegt, die bei der Bemessung als erhöhende Faktoren auf die berechneten Schnittgrößen zu berücksichtigen waren.

Zusätzlich wurde festgelegt, die Berechnungen und Bemessungen im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054:2005-01 durch eine messtechnische Begleitung abzusichern, vgl. auch Abschnitt 6.

5 Bausausführung

Die Bauausführung erfolgt durch die ARGE RKI bestehend aus der Schleith GmbH und der Implenia Bau AG. Nach dem Vorbereiten des Baufeldes mit umfangreichen Geländeanpassungen, die u.a. den Bau von bis zu 4,5 m hohen Schwergewichtsmauern erforderte und dem Abbruch von baulichen Nebenanlagen des bestehenden Kraftwerks sowie Baubehelfen aus der Bauzeit des bestehenden Kraftwerks (im Vorfeld bekannten tieferliegende Hindernisse in der Schlitzwandtrasse wurde dabei abgebohrt (verrohrte Bohrung ∅ 1,5 m)) wurde die Leitwand als Führung für den Schlitzwandgreifer hergestellt (Bild 4).

Die Schlitzwände wurden im Greiferverfahren hergestellt. Die Schlitzwandlamellen sind mit Abschalelementen aus Stahlbeton (Dicke 35 cm) voneinander getrennt (Bild 5). Aufgrund der räumlichen Tragwirkung der HBG wurde für die Schlitzwände eine maximal zulässige Neigungsabweichung von 0,5% festgelegt.

Besondere Herausforderungen bei der Schlitzwandherstellung waren die sog. Y-Lamellen in den hochbelasteten Übergangsbereichen von HBG zu OW-und UW-Baugrube (Schlitzwandelemente, bei welchen ein Schenkel der Krümmung der HBG folgt und ein zweiter Schenkel spitzwinkelig in Richtung der Anschlussbaugruben ragt), vgl. Bild 5.

Bild 4: Herstellung der Leitwände und Schlitzwandaushub

Bild 5: Bewehrungseinbau bei einer Y-Lamelle und koppeln der Abschalelemente

Nach Fertigstellung der Schlitzwandarbeiten wurde der Kopfbalken und nach einem Voraushub der Druckring hergestellt, vgl. Bild 2.
Der Aushub der Baugruben erfolgte über dem Wasserspiegel mit Hydraulikbaggern, unter Wasser dagegen mittels Seilbaggern, wobei insbesondere der Rückbau von alten unbekannten Baubehelfen zeitaufwändig und schwierig war. Nach Erreichen der Baugrubensohle wurden vom Ponton aus 232 GEWI-Pfähle mit einer Gesamtlänge von ca. 6.900 m für die Rückverankerungen der Unterwasserbetonsohle hergestellt. Nachdem die Unterwasserbetonsohle eingebracht war und diese eine ausreichende Festigkeit besaß, wurde die Baugrube Ende Dezember 2010 vollständig gelenzt.

6 Mess- und Beobachtungskonzept

Aufgrund der Komplexität der Baumaßnahme wurden die Berechnungen und Nachweise durch eine messtechnische Überwachung in Anlehnung an die Beobachtungsmethode ergänzt. Hierzu wurde ein Messprogramm aufgestellt, durch das anhand wichtiger Messgrößen überprüft werden konnte, ob das tatsächliche Systemverhalten innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt. Die entsprechenden Prognosewerte und einzuhaltenden Grenzen des Bauwerks- und Baugrundverhaltens wurden unter Zugrundelegung der berechneten Verformungen und Beanspruchungen festgelegt (z.B. Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte im Sinne der EAB EB 32). Neben den GW-Messstellen zur Überprüfung der

Grundwasserhöhen im Hinblick auf die Einhaltung der Bemessungswasserstände sowie Temperaturmessungen zur Feststellung von außerplanmäßigen Umströmungen / Durchströmungen im Baufeld wurden bei der HBG u.a. die Horizontalverformungen der Baugrubenwände mit Vertikalinklinometern überwacht. Die Anordnung der Messstellen ist in Bild 2 dargestellt.

Im Zuge des Lenzvorganges wird die Belastung der Schlitzwände und der Unterwasserbetonsohle entscheidend erhöht. Des Weiteren ist die Lenzphase die kritischste Zeit für Leckagen. Insbesondere die Systemfugen zwischen den einzelnen Schlitzwandlamellen und die Fuge zwischen Unterwasserbetonsohle und Schlitzwand sind im Regelfall die Schwachstellen in Bezug auf die Dichtigkeit. Zwangsläufig vorhandene Imperfektionen wie z.B. Risse in der Schlitzwand infolge Biegung sind im Hinblick auf die Dichtigkeit im Regelfall untergeordnet, wohingegen Schwindrisse in der UW-Betonsohle schnell zu großen Leckagewasserraten führen können und aufgrund der großen Wasserdrücke eine Sanierung schwierig ist. Schon im Voraus wurde daher ein entsprechendes Lenzkonzept mit Definition von zulässigen Leckageraten und zu ergreifenden Gegenmaßnahmen erstellt. Das Lenzkonzept sah während des Lenzvorganges Wartezeiten und Auswerte- bzw. Entscheidungsstufen nach jeweils ca. 5 m Lenzung vor.

Zum Jahreswechsel 2010/2011 wurde die HBG innerhalb von vier Tagen vollständig gelenzt. Während des Lenzens wurden neben den Verformungen der Wände die Pumpraten (Fördermengen) und die Außen- und Innenwasserstände dokumentiert und ausgewertet. Nach dem Erreichen des Absenkzwischenziels erfolgte jeweils eine Wartezeit von einer Nacht. Dabei zeigte sich, dass der Wasserspiegel in der Baugrube um weniger als 1 cm innerhalb von 10 Stunden angestiegen war und die Baugrube entgegen der üblichen Erfahrungen tatsächlich vollständig dicht war (Restwassermengen nach dem Lenzen ca. 650 l/h), vgl. auch Bild 6.

Exemplarisch sind in Bild 6 die gemessenen Verformungen beim Lenzen der HBG im Bereich der westlichen „flachen Seite“ der HBG dargestellt. Des Weiteren sind die prognostizierten Verformungen und die jeweiligen Eingreif- und Alarmwerte (hier für den Bauzustand Lenzen) dargestellt. Bei der Festlegung der entsprechenden Verformungswerte für die Eingreif- und Alarmwerte wurden ausgehend vom vorhandenen Gesamtsicherheitsniveau bei der Betonbemessung zunächst die maximal aufnehmbaren Verformungen unmittelbar vor dem Bruch berechnet. Unter Berücksichtigung eines verbleibenden Restsicherheitsniveaus (zur Berücksichtigung gewisser Unsicherheiten) bei der Festlegung und Messung wurde dann der Grenzwert definiert. Als Eingreifwert gilt der Mittelwert zwischen dem Schwellwert (= Prognosewert) und dem Grenzwert.

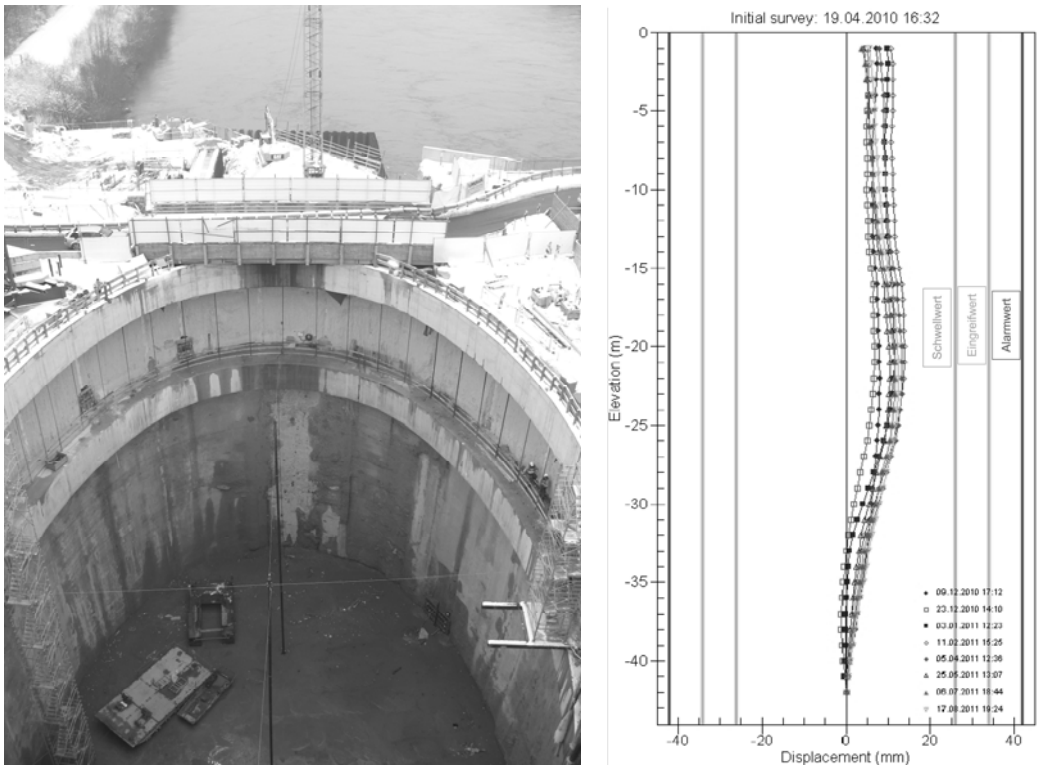

Bild 6: Gemessenen Schlitzwandverformungen an Lamelle 1 (vgl. Bild 2) während dem Lenzen und im gelenzten Zustand der HBG
Gemessene Verformungen mit Lenzen der HBG (Lamelle 1)
und gelenzte Baugrube

7 Zusammenfassung

Die Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim stellte insbesondere aufgrund der außergewöhnlichen Baugrubengeometrien und den vorliegenden Randbedingungen eine große Herausforderung an Planung und Ausführung dar. Der teilweise bis in Tiefen von 25 m unter Geländeoberkante künstliche Baugrund, mit einer Vielzahl bekannter und unbekannter andropogener Hindernisse, erschwerte die Bauausführung erheblich. Die große Anzahl parallel laufender Arbeiten wie z.B. Hindernisbeseitigung, Leitwandherstellung, Schlitzwandarbeiten, Arbeiten am Kopfbalken und Druckring, etc., bei dem gleichzeitig sehr geringen Platzangebot, forderte einen hohen logistischen Aufwand und eine gute Abstimmung. Die ovale Hauptbaugrube der Erweiterung des Rheinkraftwerkes Iffezheim ist aber auch ein Beispiel dafür, dass bei entsprechender Zusammenarbeit der Projektbeteiligten (als ein Beispiel hierfür sei z.B. das vollständige Lenzen der HBG innerhalb von nur vier Tagen am Jahreswechsel 2010/11 genannt) auch schwierige Baumaßnahmen realisiert werden können.