

Erläuterungsbericht

zu den Planungen des Hochwasserrückhaltebeckens

Aubachs bei Deggendorf

Plan festgestellt *und abgelehnt*
mit Bescheid des Landratsamtes *Deggendorf*
vom *09.04.1997* Az. *41-600/97-412*



~~Geprüft / Gesehen~~
Deggendorf, den *17. FEB. 1997*
Der amtliche Sachverständige
Wasserwirtschaftsamt
I. A.

Niemeier
Niemeier
Techn. Arntmann

I Wasserwirtschaftlicher Teil

1 Bereits durchgeführte Untersuchungen	3
2 Situation.....	4
2.1 Verlauf des Aubachs und geplante Sperrenstelle.....	4
2.2 Momentane Hochwassersituation.....	4
2.3 Hochwassersituation nach dem Bau des HRB	5
3 Dimensionierung des HRB.....	7
3.1 Zusammenfassung der Studie der Ingenieurgesellschaft Hydrotec.....	7
3.1.1 Vorgehensweise	7
3.1.2 Ergebnisse	8
3.2 Stellungnahme zur Studie.....	8
3.2.1 Überschlägige Abschätzung der erforderlichen Speichergröße	9
3.2.2 Vergleich mit den Ergebnissen der Studie.....	13

II Konstruktiver Teil

1 Vorhandene Unterlagen und verwendete Normen	15
2 Sperrenbauwerk	15
2.1 Lage und Koten	15
2.2 Schüttmaterial	17
2.3 Untergrundverhältnisse	18
3 Dimensionierung und konstruktive Ausbildung des Grundablasses	19
3.1 Dimensionierung des Grundablaßrohres	19
3.2 Konstruktionsvorschlag mit einem Schieber im Einlaufbereich.....	20
3.3 Konstruktionsvorschlag mit einer Wirbeldrossel.....	20
4 Hochwasserentlastung	22
5 Erdstatische Berechnungen.....	23
5.1 Bodenmechanische Kennziffern.....	23
5.2 Wasserseite.....	23
5.3 Luftseite	24
6 Kostenschätzung	25

Vorhabensträger und Zweck des Vorhabens

Zur Reduzierung der Überschwemmungsgefahr im Stadtgebiet von Deggendorf plant die Stadt Deggendorf die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens im Bereich des Aubachs.

Der folgende Erläuterungsbericht gliedert sich in zwei Teilbereiche. Der erste Teil beschäftigt sich mit der wasserwirtschaftlichen Situation sowie dem Nutzen eines HRB. Zusätzlich wird auf die Dimensionierung des Beckens eingegangen. Das Sperrenbauwerk sowie die Betriebseinrichtungen werden im Teil II erläutert. Die hydraulischen Berechnungen sowie die erdstatischen Untersuchungen sind im Anhang zu finden.

I Wasserwirtschaftlicher Teil

1 Bereits durchgeführte Untersuchungen

Im Jahre 1992 wurde die Ingenieurgesellschaft Hydrotec mit einer systemhydrologischen Untersuchung des Einzugsgebiets des Aubachs sowie weiterer Einzugsgebiete im Stadtbereich Deggendorf beauftragt. Im Rahmen der Studie sollte unter anderem untersucht werden, inwieweit ein HRB an der geplanten Stelle die Gefahr von Überschwemmungen bei Hochwasser für die Stadt Deggendorf reduzieren würde. Im Abschnitt 2.2 wird auf die Ergebnisse der Studie hinsichtlich der momentanen Hochwassersituation im Bereich des Aubachs eingegangen. Die Auswirkungen des Baus eines HRB auf die Hochwassersituation werden im Punkt 2.3 geschildert.

Darüber hinaus wird die erforderliche Größe des HRB bestimmt. In Punkt 3 werden die Ergebnisse der Studie sowie eigener Vergleichsrechnungen vorgestellt.

2 Situation

2.1 Verlauf des Aubachs und geplante Sperrenstelle

In Anlage 1 ist der Verlauf des Aubachs sowie der vorgesehene Standort des HRB eingezeichnet. Der Aubach entspringt östlich von Deggendorf und verläuft nach Westen in Richtung Deggendorf. Im Oberlauf verläuft der Bach noch weitgehend naturnah, ist aber auch dort bereits zum Teil verrohrt. Im Stadtbereich von Deggendorf ist er auf großen Streckenabschnitten verrohrt, ansonsten sind die Sohle und die Ufer befestigt. In diesen Bereichen kommt es aufgrund der geringen Leistungsfähigkeit häufig zu Ausuferungen.

Im Stadtteil Stadtau mündet der Aubach in einen Druckkanal, der unmittelbar neben dem Schöpfwerk in die Donau eingeleitet wird. Kurz vor diesem Einlauf in den Druckkanal mündet der Heidegrundbach in den Aubach.

Aufgrund der Topographie würde sich die angegebene Sperrenstelle anbieten. Die Bild 1 und 2 zeigen des Gelände im Bereich des geplanten HRB.

2.2 Momentane Hochwassersituation

Im momentanen Zustand (ohne HRB) ist die Leistungsfähigkeit des Druckstollens bis zu einem HQ_{15} ausreichend. (Die Leistungsfähigkeit des Druckstollens ist vom Wasserstand in der Donau abhängig. Der genannte Wert gilt für Donaumittelwasser). In Zahlen ausgedrückt bedeutet dies, daß ab einem Abfluß von etwa $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ die Leistungsfähigkeit des Druckstollens erschöpft ist. Der 100-jährliche Hochwasserabfluß beträgt an diesem Querschnitt des Aubachs $8,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Vor dem Einlauf in den Druckstollen kommt es aber bereits ab etwa einem HQ_{10} zu Ausuferungen im Bereich einiger Abflußstellen des Aubachs.

Neben der momentanen Situation wurde in der Studie ebenfalls die Jährlichkeit der Abflüsse berechnet, wie sie sich bei einer Erhöhung des Versiegelungsgrades sowie dem Bau einiger Regenüberlauf-

becken ergeben (ohne HRB). Die kurzfristige Regenrückhaltung in Regenüberlaufbecken sowie das 'Vorlaufen' der Abflüsse im Bereich der versiegelten Fläche gegenüber den 'natürlichen' Flächen führt zu einer Reduzierung des HQ_{100} auf $7,9 \text{ m}^3/\text{s}$. Auf die Wellenfülle hat die zusätzliche Bebauung nur einen unerheblichen Einfluß.

2.3 Hochwassersituation nach dem Bau des HRB

Der 100-jährliche Zufluß zum Druckstollen wird durch den Bau des HRB auf $5,3 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert. Die Leistungsfähigkeit des Druckstollens entspricht je nach Donauwasserstand etwa einem HQ_{75} ($4,5 \text{ m}^3/\text{s}$). Dieser Abfluß wird ohne HRB durchschnittlich bereits alle 15 Jahre erreicht.

Voraussetzung für die angegebene Wirkung des HRB auf den Abfluß im Unterwasser ist eine sehr kleine Abgabe aus dem Becken (100 l/s) und natürlich eine ausreichende Dimensionierung des Stauraums, um die Wellenfülle zurückhalten zu können.

Die volle Leistungsfähigkeit des Druckstollens kann jedoch nur dann genutzt werden, wenn die Abflußengstellen des Aubachs vor dem Zulauf zum Druckstollen beseitigt werden.



Bild 1: Standort des Fotografen für das Übersichtsfoto



Bild 2: Sperrenstelle mit Stauraum

3 Dimensionierung des HRB

3.1 Zusammenfassung der Studie der Ingenieurgesellschaft Hydrotec

3.1.1 Vorgehensweise

Die Bemessung des HRB erfolgt mit zwei voneinander unabhängigen Verfahren. Zum einen wird eine Langzeitsimulation durchgeführt, zum anderen wird das HRB mit Hilfe einer einzelnen Bemessungswelle dimensioniert.

Grundlage für die Langzeitsimulation sind Niederschlagsganglinien an den Niederschlagsschreibern Aubach und Deggendorf. Mit Hilfe eines Niederschlag-Abfluß-Modells wird die Abflußganglinie in diesem Zeitraum ermittelt. Diese wiederum wird zur Bemessung des HRB benutzt (bei konstanter Abgabe aus dem Speicher).

Die Bemessungswelle entsteht ebenfalls durch Anwendung eines Niederschlag-Abfluß-Modells. Der Bemessungsniederschlag wird aus der Veröffentlichung des Deutschen Wetterdienstes 'Starkniederschläge in der Bundesrepublik Deutschland' für die Station Metten übernommen. Es kann davon ausgegangen werden, daß bei derart kleinen Einzugsgebieten nicht die Winter- oder Frühjahrereignisse mit großen Abflußbeiwerten und Schneeschmelze, sondern die wesentlich stärkeren Sommerniederschläge mit allerdings kleineren Abflußbeiwerten maßgebend sind.

Vorher wird mit Hilfe einer Korrelations-Regressionsanalyse gezeigt, daß ein enger statistischer Zusammenhang zwischen den Stationen Deggendorf und Metten besteht.

Die unterschiedliche Geländehöhe innerhalb des Einzugsgebiets wurde dadurch berücksichtigt, daß je nach Höhe über NN die Niederschlagshöhe mit einem entsprechenden Faktor multipliziert wurde. Die zeitliche Aufteilung des Niederschlags entspricht der DVWK Regel 113.

3.1.2 Ergebnisse

3.1.2.1 Langzeitsimulation

Als Ergebnis der Langzeitsimulation (Hydrotec, 1992) ergab sich für ein 100-jährliches Hochwasserereignis eine erforderliche Beckengröße von 64.600 m^3 . Die Abgabe aus dem Becken wurde mit konstant 100 l/s angenommen. Das HQ_{100} vor dem Einlauf in das HRB beträgt $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Legt man der Berechnung der erforderlichen Kapazität andere Wahrscheinlichkeitsverteilungen zugrunde, so variieren die Werte sehr stark. So ergibt sich unter Annahme einer Exponentialverteilung eine erforderliche Beckengröße von etwa 39.000 m^3 .

3.1.2.2 Bemessungswelle

Mit Hilfe einer einzelnen Bemessungswelle konnte folgende Speicherwirkungslinie ermittelt werden:

$Q_A \text{ [l/s]}$	$S_{\text{erf}} \text{ [m}^3\text{]}$
50	33.400
100	31.020
250	27.280
500	22.640
1000	15.520

3.2 Stellungnahme zur Studie

Die Vorgehensweise der Untersuchung ist sicherlich richtig. Eine direkte Überprüfung der Zahlenwerte ist aufgrund der mangelhaften Dokumentation nicht möglich. Mit einer groben Abschätzung kann allerdings die Größenordnung der erforderlichen Speichergröße verifiziert werden.

3.2.1 Überschlägige Abschätzung der erforderlichen Speichergröße

Für ein 100-jährliches Regenereignis wird der abflußwirksame Niederschlag bestimmt. Bei sehr kleinen Abgaben aus dem Speicher kann daraus sehr einfach der erforderliche Speicherinhalt bestimmt werden, ohne vorher über ein aufwendiges Niederschlag-Abfluß-Modell den genauen zeitlichen Verlauf der Abflußganglinie zu bestimmen.

3.2.1.1 Bemessungsniederschlag

Die Niederschlagshöhe in Abhängigkeit von der Niederschlagsdauer und der Wiederkehrzeit wird für die Station Metten aus 'Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik' des Deutschen Wetterdienstes übernommen. Es wurde gezeigt, daß zwischen den Stationen Metten und Deggendorf ein enger statistischer Zusammenhang besteht. So erhält man etwa für ein einstündiges Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren eine Niederschlagshöhe von 47,3 mm. Die Berechnung der Füllen von Abflußereignissen verschiedener Dauern unter Berücksichtigung des Abflusses aus dem Becken sowie von der Niederschlagsintensität abhängige Abflußbeiwerte, zeigt, daß ein einstündiges Niederschlagsereignis für die Speicherbemessung maßgebend ist.

Das gesamte Einzugsgebiet liegt auf einer Meereshöhe von mindestens 400 m+NN und erreicht eine Höhe von über 500 m+NN. Die beiden Niederschlagsstationen Metten und Deggendorf liegen aber bei knapp über 300 m+NN. Die unterschiedliche Regenintensität durch die veränderte Höhenlage wird durch Multiplikation der Werte der Station Metten mit dem Faktor 1,2 berücksichtigt.

Die Niederschlagshöhe für ein 100-jährliches Niederschlagsereignis beträgt somit 57 mm.

3.2.1.2 Abflußwirksamer Niederschlag

Eine Möglichkeit, den Gebietsrückhalt zu bestimmen, ist die im Heft 113 der DVWK Regeln beschriebene Methode des U.S. Soil Conservation Service (SCS-Verfahren). Damit kann der abflußwirksame Niederschlag auch ohne Messungen abgeschätzt werden. Benötigt werden die Bodenfeuchte zu Beginn des Niederschlagsereignisses, der Bodentyp, die Bodennutzung sowie die Niederschlagshöhe. Angaben zum Bodentyp sowie zur Bodennutzung können der Studie entnommen werden. Die Niederschlagshöhe für ein einstündiges Niederschlagsereignis mit der Wiederkehrzeit von 100 Jahren beträgt 57 mm. Die zu Beginn des Niederschlagsereignisses vorherrschende Bodenfeuchte wird als überdurchschnittlich groß angenommen.

Variiert man die Einflußgrößen innerhalb sinnvoller Grenzen, so erhält man Abflußbeiwerte ψ zwischen 0,25 und 0,3. Da bei sehr großen Niederschlagsintensitäten das Infiltrationsvermögen des Bodens begrenzt ist, werden bei diesem Verfahren etwas zu kleine Abflußbeiwerte berechnet. Auf sicherer Seite wird ψ mit 0,35 angenommen.

Ein Vergleich mit Abflußbeiwerten ähnlich aufgebauter Einzugsgebiete aus dem DVWK Merkblatt 'Katalog von Übertragungsfunktionen - Materialien für die Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten' ergibt eine sehr gute Übereinstimmung.

Der Abflußwirksame Niederschlag kann somit folgendermaßen berechnet werden:

$$N_D = \psi \cdot N$$

$$N_D = 0,35 \cdot 57 = 20 \text{ mm}$$

Der gesamte Abfluß V_Q kann durch Multiplikation mit der Einzugsgebietsfläche bestimmt werden.

$$V_Q = N_D \cdot A_E$$

$$V_Q = 20 \cdot 1,52 \cdot 10^3 = 30,400 \text{ m}^3$$

Bei einer Abgabe von z. B. 100 l/s werden aus dem Speicher innerhalb einer Stunde 360 m^3 abgegeben. Kleine Abgaben können somit bei der Speicherdimensionierung vernachlässigt werden.

Abschließend soll gezeigt werden, wie sich ein veränderter Abflußbeiwert auf das erforderliche Volumen des HRB auswirkt. Die folgende Tabelle gibt für verschiedene Abflußbeiwerte die dazu berechneten Speicherinhalte an.

ψ_0	V_Q [m ³]
0.30	26.000
0.35	30.400
0.40	34.600

3.2.1.3 Berücksichtigung hintereinander auftretender HW-Ereignisse

Bei der Speicherbemessung mit einem einzigen Bemessungsereignis (100-jährliches Niederschlagsereignis) wurde von einem zu Beginn des Niederschlagsereignisses leerem Becken ausgegangen. Bei den hier erforderlichen sehr kleinen Abgaben aus dem Speicher sind Entleerungszeiten von mehreren Tagen zu erwarten. Die Möglichkeit der Regelung des Grundablasses ist aus Kostengründen auszuschließen. Somit ist durchaus damit zu rechnen, daß ein Abflußereignis auf ein bereits teilgefülltes Becken trifft.

Dieser Fall soll dadurch simuliert werden, daß zwei Niederschlagsereignisse unterschiedlicher Auftretenswahrscheinlichkeiten von 45 Minuten Länge mit einem Abstand von einem Tag auftreten. Der Abflußbeiwert ψ wird wiederum mit 0.35 angenommen. Vor Beginn des ersten Niederschlagsereignisses soll das Becken leer sein.

Fall 1: Ein 50-jährliches Niederschlagsereignis folgt auf ein 5-jährliches Ereignis

$$N_5 = 1,2 \cdot 24,8 = 29,8 \text{ mm}$$

$$N_{50} = 1,2 \cdot 39,2 = 47,0 \text{ mm}$$

$$N_{5,D} = 29,8 \cdot 0,35 = 10,4 \text{ mm}$$

$$N_{50,D} = 47,0 \cdot 0,35 = 16,5 \text{ mm}$$

Die Fülle der ersten Welle $V_{Q,1}$ beträgt

$$V_{Q,1} = 10,4 \cdot 1,52 \cdot 10^3 = 15.808 \text{ m}^3$$

In der Zeit zwischen den beiden HW-Ereignissen wird das Becken mit durchschnittlich 50 l/s entleert

$$V_E = 26 \cdot 0,05 \cdot 3600 = 4.680 \text{ m}^3$$

Die Fülle der zweiten Welle $V_{Q,2}$ beträgt

$$V_{Q,2} = 16,5 \cdot 1,52 \cdot 10^3 = 25.080 \text{ m}^3$$

Somit ergibt sich das erforderliche Beckenvolumen V zu

$$V = V_{Q,1} - V_E + V_{Q,2} = 36.208 \text{ m}^3$$

Fall 2: Zwei Niederschlagsereignisse mit einer durchschnittlichen Wiederkehrzeit von 20 Jahren folgen aufeinander

$$N_{20} = 1,2 \cdot 33,5 = 40,2 \text{ mm}$$

$$N_{20,D} = 40,2 \cdot 0,35 = 14,1 \text{ mm}$$

Die Fülle V_Q beider Wellen beträgt

$$V_Q = 14,1 \cdot 1,52 \cdot 10^3 = 21.432 \text{ m}^3$$

Das erforderliche Beckenvolumen V beträgt

$$V = 2 \cdot V_Q - V_E = 38.184 \text{ m}^3$$

3.2.2 Vergleich mit den Ergebnissen der Studie

Die Bemessung mit einer einzelnen Bemessungswelle ergab in der Studie beinahe identische Ergebnisse.

Die Langzeitsimulation ergab unter Annahme einer Log-Weibull-Verteilung einen wesentlich größeren erforderlichen Speicherinhalt. Zum einen ist die Verwendung dieser Verteilung mit einer, wie in der Studie bereits erwähnten, nicht sehr guten Anpassung zweifelhaft. Ein Hochwasserrückhaltebecken mit einer Größe von 64.000 m^3 ist in der Lage, die Wellenfüllen zweier Abflußereignisse aufzunehmen, die aus einem 100-jährlichen Niederschlagsereignis resultieren. Durch die Anwendung anderer Wahrscheinlichkeitsverteilungen ergibt sich ein erforderliches Beckenvolumen im Bereich von etwa 38.000 m^3 . Bei kleinen Abflüssen aus dem Becken und einer damit verbundenen langen Entleerungszeit ist dieser Wert durchaus realistisch. Vergleichsuntersuchungen ergaben ähnliche Werte.

Der 100-jährliche Abfluß an der vorgesehenen Sperrenstelle wird in der Studie mit $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ angegeben. Mit Hilfe einer Volumenbilanz kann eine überschlägige Überprüfung dieses Wertes erfolgen. Das erforderliche Beckenvolumen, das durch einen Blockregen mit einer Wiederholungszeitspanne von 100 Jahren und einer Dauer von 45 Minuten entsteht, beträgt etwa 34.000 m^3 . Unter der Annahme, daß aus diesem Niederschlagsereignis ebenfalls ein blockförmiger Abfluß mit einer Basisbreite von 1,5 Stunden folgt, ergibt sich unter Einhaltung der Volumenkonsistenz ein Abfluß von $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Zu dieser Überschlagsrechnung ist folgendes zu sagen:

- Eine Ermittlung der tatsächlichen Form der Abflußganglinie ist nur sehr schwer möglich;
- Ein 100-jährliches Niederschlagsereignis liefert nicht zwangsläufig ein Abflußereignis mit demselben Wiederkehrintervall. Werden zur Bestimmung des abflußwirksamen Niederschlags sehr ungünstige Rahmenbedingungen gewählt (z. B. sehr hohe Bodenfeuchte bei Niederschlagsbeginn), so muß bei der Bestimmung der Jährlichkeit des Abflusses die Wahrscheinlichkeit dieser Rahmenbedingungen ebenfalls berücksichtigt werden. Dabei entstehen Abflüsse mit einer wesentlich größeren Wiederkehrzeitspanne als der zugrunde gelegte Niederschlag.

Für die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage wird unter Berücksichtigung des genannten Sachverhalts nicht der in der Studie von Hydrotec ermittelte 100-jährliche Abfluß von $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ her-

legt.

Berücksichtigt man die Unsicherheiten in den Annahmen, so sollte das HRB somit auf einen Speicherinhalt von etwa 40.000 m³ dimensioniert werden. Der Bemessungshochwasserabfluß beträgt 5,0 m³/s.

Wie in der Studie ausdrücklich erwähnt, ist eine wesentliche Verbesserung der Hochwassersituation durch den Bau eines HRB nur in Verbindung mit der Ertüchtigung des Aubachs unterhalb des geplanten Beckens möglich.

II Konstruktiver Teil

1 Vorhandene Unterlagen und verwendete Normen

Unterlagen:

- Baugrunduntersuchung, 1. und 2. Bericht
- Lagepläne M = 1:250, M = 1:500
- Querprofile

Normen:

DIN 19700

DIN 18122

DIN 18196

DIN 18300

DIN 4084

2 Sperrenbauwerk

Als Sperrenbauwerk ist ein homogener Erddamm vorgesehen. Das erforderliche Schüttmaterial von etwa 12.000 m^3 kann aus dem künftigen Stauraum gewonnen werden. Wie dem ersten Bericht der Baugrunduntersuchung zu entnehmen ist, stehen unter einem 0,20 bis 0,30 m mächtigen Oberboden sandige bis stark sandige Schluffe mit einer Mächtigkeit von 0,7 m bis etwa 1,4 m an.

2.1 Lage und Koten

Um einen aus den wasserwirtschaftlichen Überlegungen erforderlichen Beckeninhalt von etwa 40.000 m^3 zu erhalten, ist die Oberkante der Überlaufkrone auf die Kote von 415 m+NN zu legen (Bild 3, von einem Stauziel Z_S kann bei einem HRB nicht gesprochen werden). Mit dem Bodenabtrag für den Dammbau entsteht somit ein Speicherinhalt von etwa 44.000 m^3 . Die Hochwasserentla-

stung soll so dimensioniert werden, daß das Bemessungshochwasser mit einer Überfallhöhe von 0,5 m abgeführt werden kann. Das Höchste Stauziel Z_H liegt somit bei **415,5 m+NN**.

Eine Bemessung des Freibords zeigt, daß bei diesem kurzen Becken, auch unter Annahme sehr ungünstiger Windverhältnisse der Wellenaufwurf weniger als einen halben Meter beträgt. Die Wellenhöhe ist vernachlässigbar. Mit einem Sicherheitszuschlag von einem weiteren halben Meter beträgt das Freibord einen Meter. Somit ergibt sich eine **Kronenhöhe von 416,50 m+NN**.

Während der Planung wurden verschiedene Varianten für die Lage des Dammes untersucht (Anlage 2, Varianten 1 bis 4). Schließlich wurde der im Lageplan dargestellte Verlauf der Kronenachse gewählt (Variante 4). Zwar wird dabei das maximale mögliche Beckenvolumen nicht ganz ausgeschöpft (bei Verschwenkung der Kronenachse wäre der Beckeninhalt bei gleicher Stauhöhe etwa 2.000 m³ größer), dafür zeigt die HWE nicht direkt auf das Wohngebäude im Anschluß an den Damm, sondern die gedachte Verlängerung der HWE verläuft seitlich an dem Anwesen vorbei.

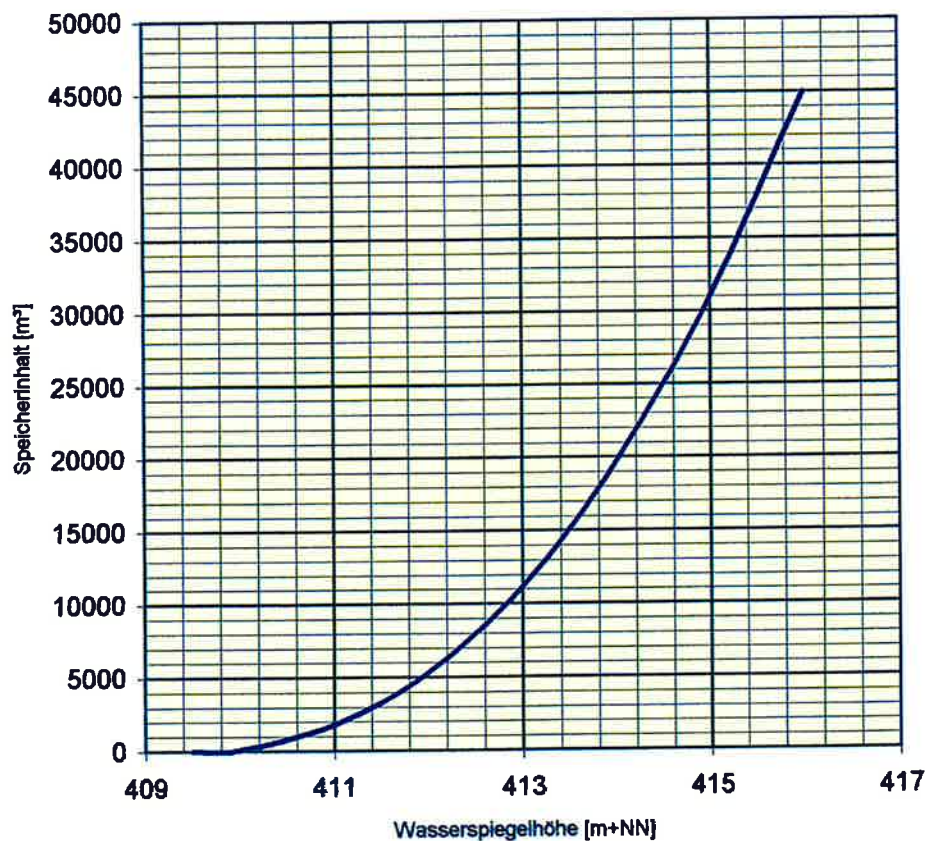


Bild 3: Beckeninhaltslinie, der Bodenabtrag für den Dammbau (ca. 12.000 m³) ist noch nicht berücksichtigt

Die Neigung der luft- sowie wasserseitigen Dammböschungen beträgt 2,5:1. Natürlich kann aus landschaftsästhetischen Gesichtspunkten die Böschungsneigung in einzelnen Dammbereichen flacher gewählt werden.

2.2 Schüttmaterial

Den Tabellen der Anlage 4 können die Ergebnisse der von der LGA im Labor ermittelten Bodenkennwerte entnommen werden. In der folgenden Tabelle sind die wichtigsten Kennwerte des Schüttmaterials zusammengefasst. Dabei werden sowohl der kleinste und der größte ermittelte Wert, als auch der Mittelwert angegeben.

			max ←	→ min	mittel
Wassergehalt	w	%	18,8	22,7	20,8
Trockendichte	ρ_d	t/m ³	1,78	1,92	1,83
Feuchtdichte	ρ	t/m ³	2,08	2,17	2,12
Fließgrenze	w _L	%	39,8	43,9	39,9
Ausrollgrenze	w _P	%	19,0	24,5	20,3
Plastizitätszahl	I _P	%	16,0	24,2	19,6
Konsistenzzahl	I _C	%	0,50	0,77	0,66
optimaler Wassergehalt	w _{P,r}	%	12,0	16,1	14,0
Innerer Reibungswinkel	φ'	Grad	31,6	36,0	33,1
Kohäsion	c'	kN/m ²	22,0	42,0	31,7
Durchlässigkeitsbeiwert	k	m/s	6*10 ⁻¹¹	1,9*10 ⁻⁹	5,7*10 ⁻⁹

Das Schüttmaterial soll dem in Anlage 5.1 gekennzeichneten Teilgebiet des zukünftigen Beckens entnommen werden. Der unter dem Oberboden anstehende sandige Schluff ist mit dem darunter liegenden Gneiszersatz zu vermischen.

Nach dem Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 ist das Schüttmaterial als mittelplastischer Ton TM einzustufen. Der Boden kann nach DIN 18300 als mittelschwer lösbar eingestuft werden (Klasse 4). Bei Konsistenzzahlen von 0,5 bis 0,77 ist die Konsistenz des Bodens nach DIN 18122 als 'weich' zu bezeichnen.

Die erreichte Dichte des eingebauten Materials soll 98% der Proctordichte betragen. Der Mittelwert der Proctordichten der Proben M2 M3 und M4 (Schluff und Gneiszersatz) beträgt 1,88 t/m³.

Die Frage der bautechnischen Behandlung des Bodens (Trocknung und Lüftung, Kalkzugabe o. ä.) ist gemeinsam mit dem Bodengutachter vor der Ausschreibung zu klären.

In der Kostenschätzung sind entsprechende Ansätze berücksichtigt.

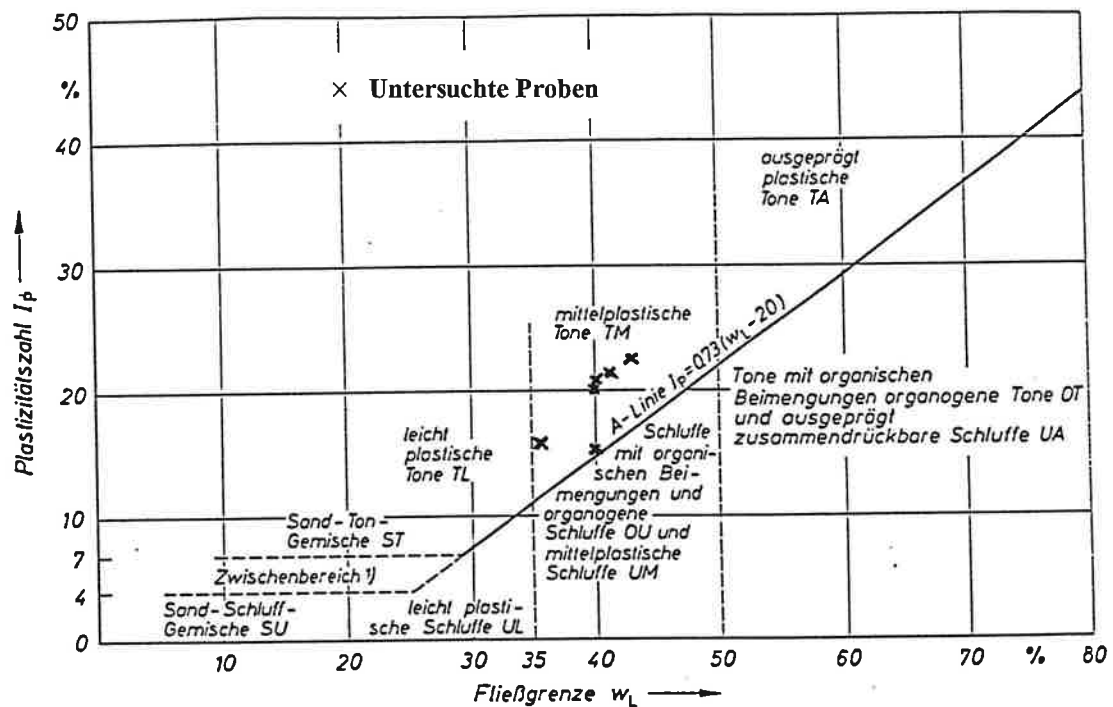


Bild 4: Plastizitätsdiagramm (DIN 18196)

2.3 Untergrundverhältnisse

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse wurden im Rahmen der Baugrunduntersuchung fünf Aufschlußbohrungen abgetäuft. Darüber hinaus wurden im Bereich der Sperrenstelle WD-Versuche durchgeführt. Die Auswertung der WD-Versuche (Anlage 4) ergibt mittlere Durchlässigkeiten des anstehenden Gneises von 10^{-3} bis $4 \cdot 10^{-7}$ m/s. Die durchschnittlich etwa 1 bis 2m mächtige Schluffschicht und der Gneiszersatz sind mit Durchlässigkeiten von $1,7 \cdot 10^{-9}$ bis $2,9 \cdot 10^{-10}$ m/s praktisch undurchlässig.

Auf eine Untergrunabdichtung kann bei dem geplanten Trockenbecken somit verzichtet werden.

3 Dimensionierung und konstruktive Ausbildung des Grundablasses

3.1 Dimensionierung des Grundablaßrohres

Der Grundablass wird so dimensioniert, daß bei gefülltem Becken ein maximaler Durchfluß von 100 l/s erreicht wird. Dieser Maximalabfluß führt bei einer maximalen Stauhöhe von etwa 7 m zu sehr kleinen Querschnittsflächen bzw. Durchlaßhöhen für konservative Drosseln. So würde der erforderliche Durchmesser des Grundablasses im Falle einer über die gesamte Rohrlänge konstanten Drosselstrecke je nach Rohrmaterial zwischen 16 und 20 cm betragen.

Natürlich ist die Gefahr der Verlegung eines derartigen Grundablasses sehr hoch. In DIN 19700, Absatz 10.5.2 wird gefordert, daß der Grundablaß bekriechbar sein muß und somit der Minstdurchmesser 0,8 m betragen soll. Die Drosselung des Abflusses durch eine Querschnittseinengung am Ende des Grundablasses bei Einhaltung des Minstdurchmessers von 0,8 m nach DIN erfordert eine Querschnittseinengung auf etwa 0,08 m². Dies entspricht einem Kreis mit einem Durchmesser von 10 cm. Eine ähnlich kleine Drosselfläche ergibt sich bei einer Anordnung der Drossel innerhalb oder am Beginn des Grundablasses. Auch bei einem entsprechend kleinen Abstand der Rechenstäbe ist hier die Gefahr der Verlegung durch Treibzeug sehr groß. Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, im Einlaufbereich einen Schieber anzuordnen. Im nächsten Abschnitt wird dazu ein Konstruktionsvorschlag vorgestellt und erläutert.

Eine weitere Möglichkeit der Drosselung des Durchflusses besteht in der Anordnung einer Wirbeldrossel. Im Punkt 3.3 wird eine entsprechende Realisierung vorgestellt.

Der Einlaufbereich des Grundablasses ist im Lageplan etwa 2m zur HWE versetzt. Die Grundablaßleitung wird durch den Damm in einem Winkel von 5° zum Verlauf der HWE geführt, so daß die Energieumwandlung im Anschluß an den Grundablaß in der Tosmulde der HWE stattfinden kann.

3.2 Konstruktionsvorschlag mit einem Schieber im Einlaufbereich

Der Vorteil der Anordnung eines Schiebers zur Erzeugung einer Querschnittseinengung liegt in erster Linie in der Möglichkeit, den Schieber zu öffnen falls sich die Öffnung verlegt hat. Darüber hinaus ist natürlich eine wesentlich feinere Abflußregelung möglich als bei einer festen Querschnittseinengung. Der Schieber soll von einem Steg aus bedienbar sein.

Der Abstand der Rechenstäbe ist in der Größenordnung wie die erforderliche Öffnungshöhe unter dem Schieber zu wählen. Diese beträgt etwa 6 cm. Die Fläche des Rechenkastens ist so groß, daß sich dieser zwar mit Laub oder anderem Treibzeug verlegen kann, der geringe Abfluß von maximal 100 l/s aber immer gewährleistet ist.

Der Einlaufbereich des Grundablasses ist im Lageplan seitlich versetzt zur Hochwasserentlastungsanlage angeordnet. Das Grundablaßrohr wird in einem Winkel von etwa 10° zur Überlaufbereich der HWE verschwenkt. Der Auslauf des Grundablasses kann somit in der Tosmulde der HWE erfolgen.

Als Grundablaßrohre werden Betonmuffenrohre verwendet.

3.3 Konstruktionsvorschlag mit einer Wirbeldrossel

Ein im Bereich der Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken nicht sehr gängiges aber trotzdem sehr sinnvolles und vor allem auch funktionsfähiges Konstruktionselement ist die Wirbeldrossel. Die Wirbeldrossel hat zu einer herkömmlichen Abflußdrosselung zwei entscheidende Vorteile:

- die erforderliche Querschnittseinengung ist wesentlich geringer;
- bei gleichem maximalen Abfluß ist die Entleerungszeit des Beckens wesentlich geringer.

Für die vorliegenden Verhältnisse (maximaler Abfluß = 100 l/s, Druckhöhe = 6 m) ist eine Reduzierung des Rohrdurchmessers auf 25 cm erforderlich. Die Gefahr der Verlegung des Rohres wird somit erheblich reduziert.

Durch die typische Auslaufcharakteristik wird die Entleerungszeit des Beckens trotz Einhaltung eines maximalen Abflusses reduziert. Somit sinkt die Gefahr, daß eine Hochwasserwelle auf ein teilgefüll-

tes Becken trifft. Bei genauerer Betrachtung erkennt man aber, daß eine merkliche Abflußsteigerung erst bei relativ kleinen Druckhöhen erfolgt. Also dann, wenn das Becken bereits zu einem Großteil geleert ist (Bild 5).

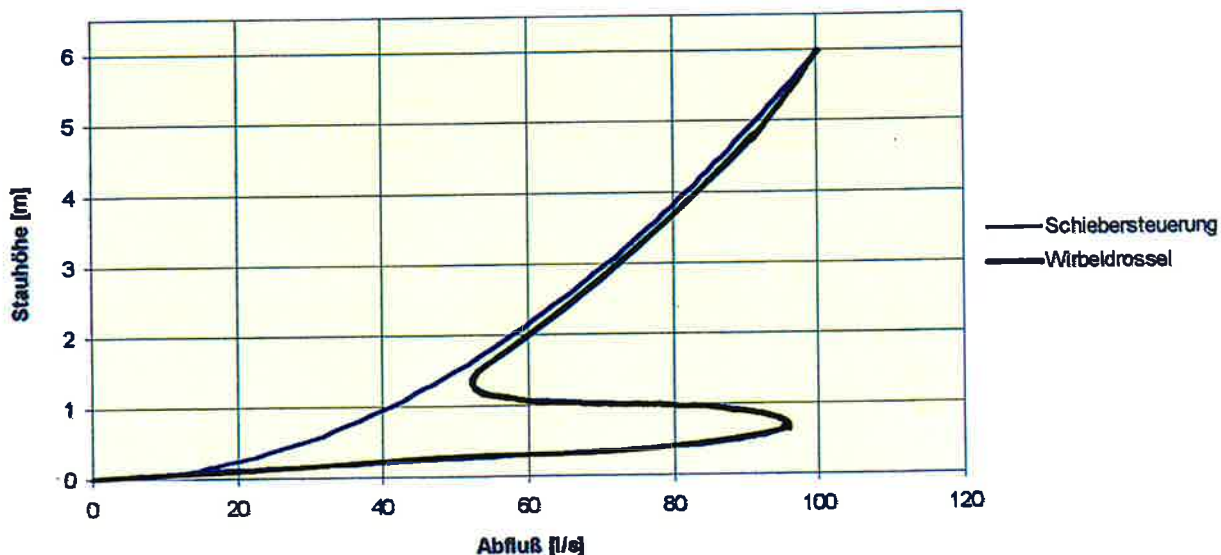


Bild 5: Abflußcharakteristik bei Abflußdrosselung mit einem Schieber und konstantem Auslaßquerschnitt sowie bei Anordnung einer Wirbelkammer

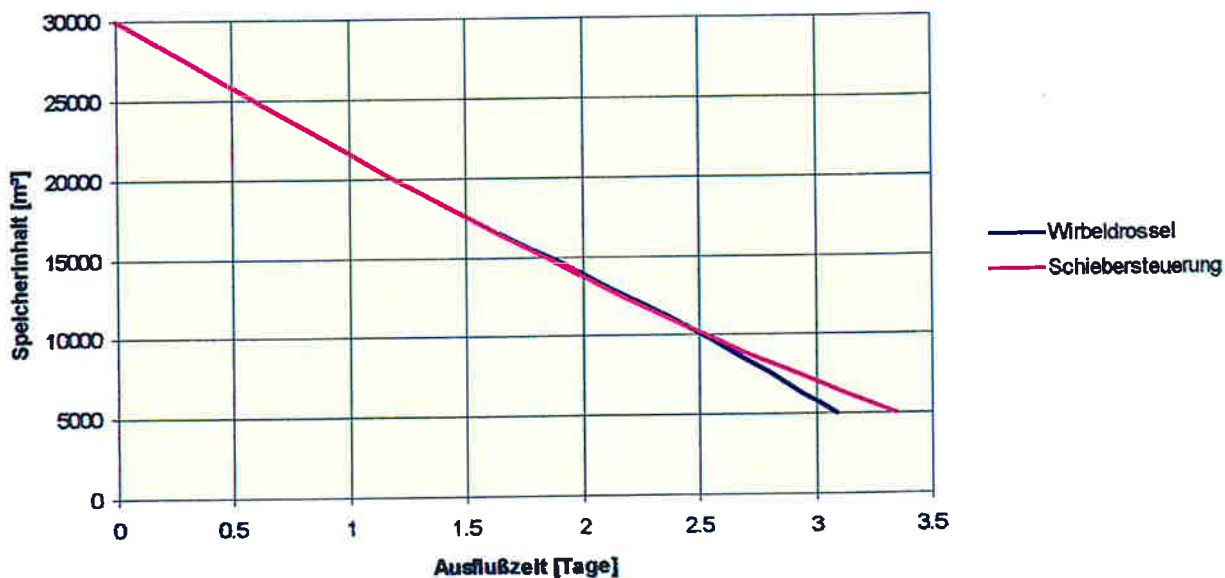


Bild 6: Ausflußzeit bei Anordnung eines Schiebers bzw. einer Wirbeldrossel als Drosselarmatur

Somit ergibt sich für beide Varianten die entsprechende Entleerungszeit des Speicherbeckens von etwa drei Tagen. Bild 6 zeigt, wie lange der Entleerungsvorgang vom vollgefüllten Becken bis zu einer noch verbleibenden Teilfüllung dauert. Bis zu einem Inhalt von etwa 10.000 m³ bringt der Einsatz einer Wirbeldrossel keine Reduzierung der Entleerungszeit mit sich. Erst bei kleineren Beckeninhalten macht sich der größere Durchflußquerschnitt bemerkbar, so daß die Entleerungszeit etwas reduziert wird.

4 Hochwasserentlastung

Das Bemessungshochwasser soll als freier Überfall über den Damm abgeführt werden. Nach DIN 19700 Teil 12 ist im Normallastfall ein Bemessungszufluß mit einer Wiederholungszeitspanne von 100 Jahren anzusetzen. Im Bereich des geplanten HRB beträgt dieser 5,0 m³/s. Dabei ist vor Eintreten des Bemessungsereignisses für die HWE von einer Füllung des Beckens bis zum Stauziel Z_S auszugehen.

Die erforderliche Überfallbreite zur Abführung des Bemessungshochwassers beträgt 9,0 m. Das Höchste Stauziel Z_H auf einer Kote von 415,5 m+NN wird dabei nicht überschritten. Über die luftseitige Dammböschung fließt das Wasser in eine Tosmulde, um dann nach der Energieumwandlung dem alten Bachbett wieder zugeführt zu werden. Die erforderliche Eintiefung der Tosmulde beträgt 0,6 m, die Länge beträgt 6 m.

Die Getaltung des Gerinnes im Anschluß an die Tosmulde konnte nur für den Bereich erfolgen, in dem das Gelände aufgenommen und im Lageplan (Anlage 5-1) dokumentiert wurde.

Die Sicherung des Dammes in dem überströmbaren Bereich erfolgt durch Wasserbausteine. Die erforderliche Steingröße beträgt $d_s=0,5$ m in der Draufsicht. Die erforderliche Höhe der Steine beträgt etwa 0,70 m. Die Fugen zwischen den einzelnen Steinen sind bis zur halben Steinhöhe mit Mörtel, die verbleibende Fuge ist mit Humus zu verfüllen. Die Steine sind einzeln auf eine 40 cm starke Schicht Grobschoppen der Körnung 30/90 einzeln zu setzen. Unter den Grobschoppen wird eine Filtermatte angeordnet.

5 Erdstatische Berechnungen

5.1 Bodenmechanische Kennziffern

Die Bodenkennwerte für die Berechnung sind aufgrund bodenmechanischer Untersuchungen der LGA Nürnberg festgelegt worden. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Anlage 3 dem Erläuterungsbericht beigelegt.

5.2 Wasserseite

Für die wasserseitige Böschung wurden fünf Lastfälle untersucht. Für die Lastfälle 1 bis drei wurden die ungünstigsten Werte des Bodengutachtens herangezogen.

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 20 \text{ kN/m}^2$$

Bei den Lastfällen 4 und 5 wurde die Kohäsion vernachlässigt.

Lastfall 1, 4,5: Wasserspiegel bei $Z_s = 415,0 \text{ m} + \text{NN}$

Lastfall 2: Wasserspiegel bei $412,0 \text{ m} + \text{NN}$

Lastfall 3: plötzliche Wasserspiegelabsenkung

Der Verlauf der Sickerlinie wurde für alle fünf Lastfälle als linear angenommen. Die genaue Lage ist den in Anlage 6 enthaltenen Ausdrucken für die jeweiligen Lastfälle zu entnehmen.

Die erforderlichen Sicherheitsbeiwerte betragen nach DIN 19700, Teil 10, 8.1.2 für die Lastfälle 1 und 2 jeweils 1,3, für den besonderen Lastfall der plötzlichen Absenkung des Wasserspiegels ist ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,2$ gefordert.

Die Berechnung der Standsicherheit erfolgt nach dem in DIN 4084, Gelände und Böschungsbruchberechnungen, Ausgabe Juli 1981, unter Ziffer 11.2 beschriebenen Lamellenverfahren. Für die Lastfälle 1 bis 4 wurde jeweils der ungünstigste Gleitkreis ermittelt. Der Lastfall 6 wurde zur Kontrolle gerechnet.

Für die maßgebende Gleitkreise ergeben sich folgende Sicherheiten (siehe auch Anlage 6):

Lastfall 1: $\eta = 2,57 > 1,3$

Lastfall 2: $\eta = 1,92 > 1,3$

Lastfall 3; $\eta = 1,69 > 1,2$

Lastfall ~~2~~⁴: $\eta = 1,38 > 1,3$

Lastfall ~~3~~⁵: $\eta = 1,52 > 1,3$

5.3 Luftseite

Für die Berechnung der Standsicherheit der luftseitigen Böschung wurden dieselben Bodenparameter wie in den Lastfällen 1 bis 3 auf der Wasserseite verwendet. Beim ungünstigste Gleitkreis besteht ein Sicherheit gegen Böschungsbruch von 2,05. (Anlage 6)

6 Kostenberechnung nach DIN 276

Die folgende Kostenberechnung erfolgte in Anlehnung an DIN 276. Kosten für den Grunderwerb und Planungskosten sind nicht enthalten. Kostenstand ist das 2. Quartal 1996.

	Bezeichnung	Menge	Einh. Preis [DM]	Gesamtpreis [DM]
Pos 1	Baustelleneinrichtung und Räumung			40.000,-
Pos 2	Dammschüttung			
Pos 2.1	Oberboden abtragen u. zwischenlagern	10.000 m ²	3,-	30.000,-
Pos 2.2	Aushub Dammschütt-material, Trocknung, Einbau	12.000 m ³	20,-	240.000,-
Pos 2.3	Befahrbare Dammkrone und Wendeplatz, Mineralbeton	140 m ³	80,-	11.200,-
Pos. 2.4	Befestigung Wasserseite Setzpack auf Feinschroppen, Steinwurf	700 t	50,-	35.000,-
Pos 2.5	Herstellung des Sickergrabens	80 lfdm	100,-	8.000,-
Pos 2.6	Vergütung des Dammkerns mit Bentonit auf 2 m Breite Einbau 80 kg Bentonit / m ³ Schüttmaterial	1300 m ³ 104 t	10,- 500,-	13.000,- 52.500,-
Pos 3	Grundablaßbauwerk			
Pos 3.1	Eingebauter Beton Einlaufbauwerk	10 m ³	280,-	2.800,-
Pos 3.2	Schalung	90 m ²	80,-	7.200,-
Pos 3.4	Steg			14.000,-
Pos 3.5	Schieber mit Antrieb und Rechenkasten			15.000,-
Pos 3.6	Grundablaßrohr mit Einbau	35 lfdm	350,-	12.250,-
Pos 3.7	Pflasterung der Böschung	30 m ²	150,-	4.500,-
Pos 4	Hochwasserentlastung			
Pos 4.1	Wasserbausteine auf filterfesten Aufbau verlegen, bis zur halben Höhe mit Mörtel verfüllen	560 m ²	350,-	196.000,-
Pos 4.2	Schubsicherungsbalken	40 m ³	280,-	11.200,-
Pos 4.3	Schalung	192 m ²	80,-	15.360,-
Pos 5	Anschluß ans Unterwasser			20.000,-

	Bezeichnung	Menge	Einh. Preis [DM]	Gesamtpreis [DM]
Pos 6	Zufahrtsstraße ca. 100 m			
Pos 6.1	Frostschutzkies (50 cm)	250 m ³	28,-	7.000,-
Pos 6.2	Tragschicht (12 cm)	500 m ²	20,-	10.000,-
Pos 6.3	Asphaltbetondeckschicht (4 cm)	500 m ²	11,-	5.500,-
Pos 7	Unvorhergesehenes 15% der Baukosten			125.000,-
Gesamt netto				875.510,-
+15% MWST				131.327,-
Gesamt brutto				1.006.837,-

SG. 63 R

Ermittlung der voraussichtlichen Gesamtbaukosten für das Hochwasserrückhaltebecken Aubach.

Grundlage: Kostenberechnung Univ. Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl vom 16.07.96 sowie Ingverträge für Ing. Leistungen und Grundstückskosten.

Bruttobaukosten lt. Bauentwurf incl. MWSt.	1.007.000,00 DM
Ausgleichsmaßnahmen nach UVS incl. MWSt.	125.000,00 DM
Baugrundaufschlüsse incl. MWSt.	33.500,00 DM
Ing. Leistungen brutto:	
Bauingenieurleistungen auf Grundlage der Nettobaukosten lt. Bauentwurf (876.000 DM) einschl. örtl. Bauüberwachung	106.000,00 DM
Geologisches Gutachten und Laborversuche	36.500,00 DM
Statikprüfung	5.000,00 DM
Gelände- und Bauvermessung	15.000,00 DM
Umweltverträglichkeitsstudie; Landschaftspflegerischer Begleitplan; Objektplanung für Landschaftsbaumaßnahme	55.000,00 DM
ca. 4,8 % für Regie und zur Rundung	67.000,00 DM
	<u>1.450.000,00 DM</u>
Grunderwerb 22.500 m ² x 10,00 DM/m ² =	225.000,00 DM
Gesamtinvestitionskosten brutto:	<u>1.675.000,00 DM</u> =====

Aufgestellt:
Deggendorf, den 22.07.96
Stadtbauamt Deggendorf - SG. Tiefbau


Rothmeier