

SCHLIERGRÜNDUNG VON DONAUKRAFTWERKEN
SLATE FOUNDATIONS OF DANUBE POWER PLANTS
LA FONDATION DES CENTRALES HYDROELECTRIQUES SUR LE DANUBE DANS ARGILE SCHISTEUSE

F. MAKOVEC, Dr., Geologe, Österr. Donaukraftwerke AG., Wien, Österreich

SUMMARY

The foundation rocks of the hydro-electric plants of the Danube river consist of crystalline bed-rocks and of tertiary sediments, called Schlier, a shale rich in clay. The report discusses the particularly difficult foundation conditions in the slate and describes the constructional measures taken to overcome these problems. The results of geological and soil mechanics investigations and experiences during excavation work are given.

RESUME

La fondation des centrales sur le Danube a lieu dans des roches cristallines et dans des strates tertiaires, appelées Schlier, une argile stratifiée. Le rapport décrit les conditions spéciales de fondation et les mesures prises afin de surmonter ces difficultés. En plus on y décrit les résultats des études géologiques et de mécaniques des soles ainsi que les expériences faites lors du creusage.

EINLEITUNG

Mit dem Bau des Kraftwerkes ABWINDEN-ASTEN (AbA) ist derzeit die 7. von insgesamt 13 geplanten Staustufen an der österr. Donau im Bau. Der Stromlauf ist durch den Wechsel zwischen engen Durchbruchstätern und offenen Beckenlandschaften gekennzeichnet, der geolog. Aufbau prägt den Landschaftscharakter und bedingt sehr unterschiedliche Gründungsverhältnisse und Baumethoden.

Im Westen stößt das Grundgebirge des Böhmisches Massivs in mehreren Ausläufern nach Süden vor und verzahnt sich mit den nach Norden ausgreifenden Teilbecken der Molassezone. Im Osten bricht der Strom durch die äußere Zone des nördlichen Alpenvorlandes, um letztlich

auch die Zentralzone des Alpen-Karpaten-Bogens zu durchschneiden.

Wir müssen grundsätzlich zwischen Staustufen im Engtal und solchen in Beckenniederungen unterscheiden. Kraftwerke in Engtälern liegen in kleinräumigen Ausbuchtungen des Stromtales, sie sind meist in Graniten und kristallinen Schieferen gegründet, es ist notwendig, im Strom zu bauen und die Anlage in mehreren aufeinanderfolgenden Baugruben zu errichten. Dies erfordert bei den Umschließungen Sonderkonstruktionen in Form aufwendiger Kasten- und Zellenfangdämme, einfache Dichtungselemente sind nur für Uferbaugruben möglich. In den Niederungen erfolgt die Gründung in sehr

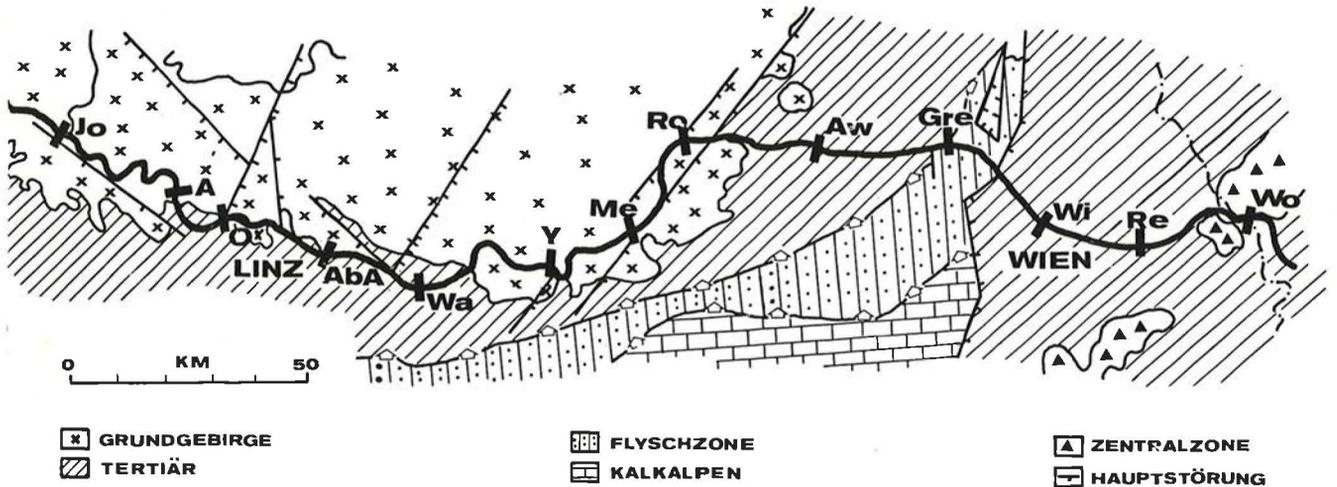


Abb. 1 Geologische Übersichtsskizze des österreichischen Donaupraumes und schematische Lage der Staustufen.

Geological Outline of the Austrian Danube and Layout of Plants.

wechselnd mächtigen tonig-sandigen Sedimenten des Mittel- und Jungtertiärs (SCHLIER). Hier werden Flußkrümmungen begradigt und die Kraftwerke in einer einzigen Baugrube (bis 140 ha) errichtet. Diese liegen neben dem Strombett und umfassen den gesamten Gründungs- und Durchstichbereich. Die Umleitung der Donau wird erst nach weitgehender Fertigstellung der Gesamtanlage vorgenommen. Alle Bauwerksteile können gleichzeitig ausgeführt werden, für die Baugrubenumschließungen steht genügend Raum zur Verfügung um breite, katastrophenhochwassersichere Schutzdämme zu errichten. Die Abdichtung der holozänen Überlagerung (Kies-Sand) erfolgt mittels Schmalwänden (Rüttelschlitze mit Injektionsfüllung), die eigentliche Dammdichtung mit Kunststofffolien. Bisherige Erfahrungen zeigen, daß das Schmalwandverfahren anderen Dichtungsmethoden weit überlegen sein kann, und daß damit eine nahezu vollständige Abdichtung zu erreichen ist. So betrug die gesamte Pumpwassermenge der Wasserhaltung in der Baugrube Altenwörth bei einer Umschließungslänge von über 6 km nur 70 bis 150 l/sec oder 0,01 bis 0,025 l/sec/lfm.

Für die Flachlandstufen mußten vor allem bei der Gestaltung der Gründungskonstruktionen teilweise neue Wege beschritten werden, da

bei tonreichen Schlierschichten sowohl während der Bau- als auch während der Betriebszeit sehr leicht die Gefahr einer Überbeanspruchung des Baugrundes besteht.

	Jochenstein	Ybbs	Aschach	Wallsee	Ottensheim	Altenwörth	Abwinden-Asten
einfache Spundwand	■	■	■	■			
Zellenfangdamm							
Kastenfangdamm	■	■					
Betonfangdamm	■	■					
Schmalwand						■	■
Folie					■	■	■
Baubeginn	1952	1954	1959	1965	1970	1973	1975

Der Schlier der Kraftwerke OTTENSHEIM (O), ABWINDEN-ASTEN und WALLSEE (Wa) besteht aus aquitanen (mitteltertiären) Schiefertonen mit dünnen Einlagerungen von Kalkmergel und Mergelkonkretionen, die stellenweise auch Gas und Wasser führen.

Schlier ist ein stark überverdichtetes Sediment, vorbelastet durch eine mächtige Überlagerung, die im Pleistozän abgetragen wurde. An der heutigen Oberfläche finden sich ausgeprägte Auflockerungszonen, die mehrere Meter tief in den Verband reichen. Durch tektonische Vorgänge am Nordrand der Molassezone entstanden Brüche, Verwerfungen usw. und damit Verstellungen und Schleppungen, vor allem aber eine örtlich sehr intensive Durchklüftung, die von großem Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften und die Standicherheit hoher Böschungen ist. Neben diesen Störungen sind die teilweise sehr komplizierten geologischen Verhältnisse an den Beckenrändern bestimmend für den Umfang der Voruntersuchungen und für die Lage der Stau-stufen. Die auf Schlier gegründeten Kraftwerke liegen meist in geologischen Grenzgebieten, in denen bereits eine geringe Verschiebung der Bauwerkslage grundsätzliche Änderungen der Gründungsbedingungen bewirken kann. So mußte das Kraftwerk WALLSEE um ca. 300 m von seiner ursprünglich geplanten Lage abgerückt werden, da ein antithetischer Bruch das vorgesehene Baugelände kreuzt und die Gründung in zwei verschiedenen geologischen Einheiten hätte erfolgen müssen. Außerdem war der Schlier in unmittelbarer Nähe dieser Störung zertrümmert und in dünne, aufgeschleppte Scherlamellen zerlegt. In OTTENSHEIM kam es zu einer Lageänderung um ca. 600 m nach Westen. Hier heben die Tertiärschichten gegen das Grundgebirge des östlichen Beckenrandes schüsselförmig aus und es kommen daher die unter dem Schlier liegenden Basis-sande an die Oberfläche. Eine Gründung in diesen Quarzsanden hätte im Bauzustand eine vollständige Entwässerung und für das fertige Bauwerk die Anordnung tiefer Dichtungsschürzen erzwungen. Durch die Verschiebung konnte eine einheitliche Schliergründung erreicht werden, allerdings war die unter den Tiefpunkten der Fundamente verbleibende Schlier-

schichte so dünn, daß das leicht gespannte Grundwasser in den liegenden Sanden während der Zeit des Tiefaushubes wirkungsvoll abgesenkt werden mußte.

Das von Fundamenten bedeckte Gründungsareal eines Donaukraftwerkes beträgt ca. 80.000 m², mit Kolkplatten und Nebenanlagen über 10 ha. Der Aushub erreichte Tiefen bis 35 m unter Gelände, davon 25 m bis 28 m im Tertiär. Da über Schliergründungen dieser Größenordnungen keinerlei Erfahrungen vorlagen, mußten grundlegende bodenmechanische und geotechnische Untersuchungen erfolgen, bzw. wurde es notwendig, für Aushubdurchführung und Gründung neue Verfahren und Technologien zu entwickeln. Die geotechnisch-technologischen Eignungsprüfungen sind sowohl im Labor als auch IN-SITU durchgeführt worden. Vordringlich war die Bestimmung jener Faktoren, welche die Festigkeitseigenschaften des Materials und des Gefügeverbandes beeinflussen. Neben den üblichen bodenphysikalischen Untersuchungen wurde daher besonders die Auswirkungen von Auflockerung, Verwitterung und Frost, sowie die Verformungen in Folge von Spannungsänderungen studiert.

Chemische Gesteinsanalysen zum Nachweis beton-schädlicher Bestandteile verliefen negativ. Verformungsmessungen an Bohrkernen mit \varnothing 140 mm aus WALLSEE erwiesen sehr deutlich die Auswirkungen von Änderungen des Spannungszustandes und der Volumskräfte. Bei luftgelagerten Proben zeigte sich eine Ausdehnung von ca. 0,5 %, bei wassergelagerten Proben von 3 bis 5 %. Für Verwitterungsanfälligkeit und Frostempfindlichkeit wurden Serienversuche ausgeführt. Sie erwiesen, daß es bei ungünstigen atmosphärischen Einflüssen zu einer totalen Reduktion der Festigkeitswerte kommen kann, sie führten in der Folge zu sehr einschneidenden Vorschriften über Schutzmaßnahmen an der Baustelle. In den ton- und schluffreichen Sedimenten spielt Wasser in jeglicher Form eine hervorragende Rolle. Veränderungen im Porenraum und Einflüsse auf die Haftwasserhüllen sind von entscheidender Bedeutung für die Scherfestigkeit und Rutschgefährlichkeit. Bei Wasserentzug kommt es zu einer Verdichtung und Verfestigung, bei neuerlicher Durchnässung geht aber die Sättigung der Haftwasserhüllen und die Erzeugung eines Quellungs-

druckes so rasch vor sich, daß das Gefüge gesprengt wird und das Gestein in kürzester Frist zu Schlamm zerfällt. Die Schiefertone sind also charakteristische Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Vorgänge, die bei Festgesteinen keinen unmittelbaren Einfluß auf das Festigkeitsverhalten des Materiales haben, bewirken beim Schlier irreversible Veränderungen, er verliert seine Festigkeit durch Zerfall und Zersetzung. Frostversuche, bei denen auch die Art und Größe des Wassernachschubes studiert wurde, erzeugten sowohl dicke Eislin sen als auch ein dichtes Geflecht von Eislamellen. In jedem Fall kam es nach dem Auftauen der Proben zu einem schlammigen Zerfließen derselben. Es ist daher an den Baustellen, wo die Aushub- und Gründungsarbeiten mindestens zwei Winter überdauern müssen, besondere Sorgfalt auf den Frost-

schutz nicht abgedeckter Schlierflächen zu legen.

Bodenphysikalische Laboruntersuchungen wurden (im Erdbaulabor der TU-Wien) ebenfalls als Reihenversuche ausgeführt, wobei Scherversuche in wesentlich erweitertem Umfang als üblich vorgenommen wurden. Größter Wert wurde auf die Bestimmung der Restreibung und des Reibungsabfalles gelegt, durch wiederholte Scherversuche in wechselnder Richtung konnte das Minimum der Scherfestigkeit ermittelt werden.

Während in OTTENSHEIM, ABWINDEN und WALLSEE die anstehenden Schlierschichten mehr oder weniger gleichförmig ausgebildet sind, trifft dies für die jungtertiären Sedimente von ALTENWÖRTH nicht zu. Durch einen ständigen Wechsel toniger und sandiger Schichten mußten auch die Kennziffern für beide Materialien bestimmt werden.

UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE (Mittelwerte):

		OTTENSHEIM	ABWINDEN	WALLSEE	ALTENWÖRTH	
					Ton	Sand
Spezifisches Gewicht	g/cm ³	2,71	2,67	2,69	2,77	2,74
Raumgewicht trocken	g/cm ³	1,91	1,80	1,88		1,86
	g/cm ³	2,21	2,10	2,18		2,17
Natürliches Wassergehalt	%	15,5	16,6	15,5	16,6	14,5
Porenvolumen		0,30	0,32	0,30	0,29	0,32
Glühverlust	%	14,3	12,8	15,4	8,4	4,5
Konsistenzgrenzen	Fließgrenze	52	62	80	43	30
	Ausrollgrenze	22	22	24	25	24
	Plast. Ind.	30	42	56	18	6
Kornverteilung	Sand	15	6	5	5	75
	Schluff	52	65	53	85	24
	Ton	33	29	42	10	1
Durchlässigkeit	vertikal	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁴
	horizontal				10 ⁻⁴	10 ⁻⁶
Druckfestigkeit	90°	23	20,4	30	21	6
	45°	-	6	19	-	-
	0°	25	21	34	24	4
Scherversuche Labor ungestört	erstm.	28,3	27,4	33,1	36	36
	mehrm.	9,7	8,3	10,6	20	30
	Labor e=const. erstm.	23,7	20,0	18,4	29	33
	mehrm.	9,8	7,2	5,8	21	34
	In Situ mehrm.	9,1	7,5	7,7	-	-
	Eigenfestigk. kg/cm ²	0,26	0,25	0,4	-	-

In-Situ-Versuche in Form von Scherversuchen und Felsdehnungsversuchen bilden den Abschluß der geotechnischen Prüfungen. Verformungsverhalten, Scherfestigkeit, Reibungswiderstand etc. des Materials werden im Großversuch bestimmt, weil die Einflüsse von Schichtung und Klüftung im Labor nicht befriedigend geklärt werden können. Dazu wurde, ausgehend von einem Zugangsschacht

auf Höhe der vorgesehenen Gründung, ein Stollen vorgetrieben und in diesem die Versuchsblöcke ausgeformt. Bei den Scherversuchen wurden sowohl Schlierblöcke, die mit einer Kettensäge aus dem Verband geschnitten wurden, abgesichert, als auch Betonblöcke auf Schlier in der Kontaktfuge der beiden Medien. Auch hier sind durch wiederholte Scherversuche die unteren

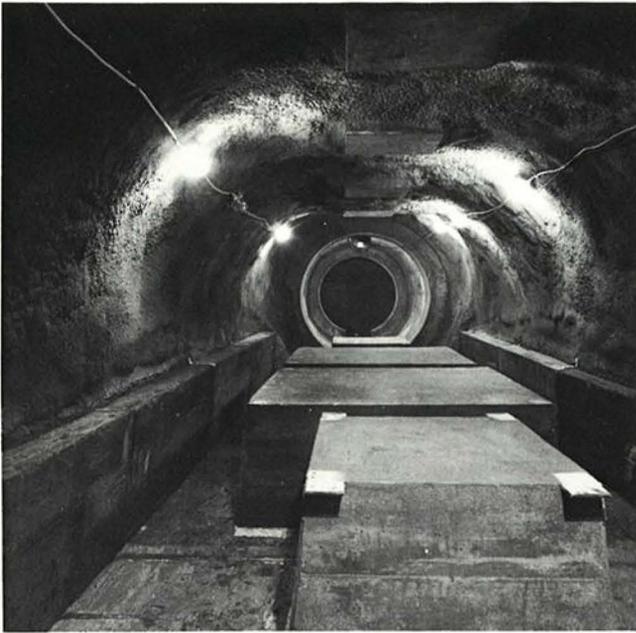


Abb. 3

Versuchstollen. Im Hintergrund Versuchsstrecke für horizontale Radialpressenversuche, im Vordergrund die Versuchsblöcke für Scherverversuche.

Test Gallery. The Section for the Horizontal Radial Jack Tests in the Background, in Front the Blocks for Shear Tests.

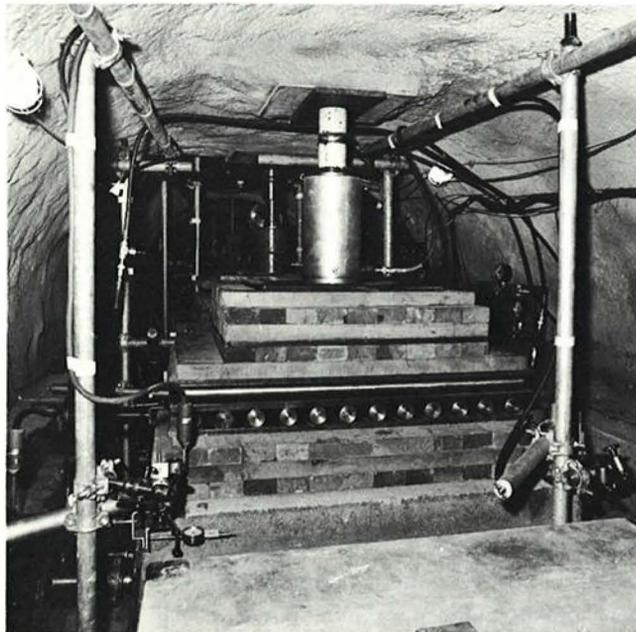


Abb. 4

Versuchseinrichtung für Scherverversuche
Shear Test Facilities

Grenzwerte des Reibungswiderstandes ermittelt worden. Felsdehnungsversuche wurden mit einer Radialpresse sowohl horizontal als auch vertikal ausgeführt, die gewonnenen Verformungsmoduli waren Grundlage für die Setzungsbe-
rechnung.

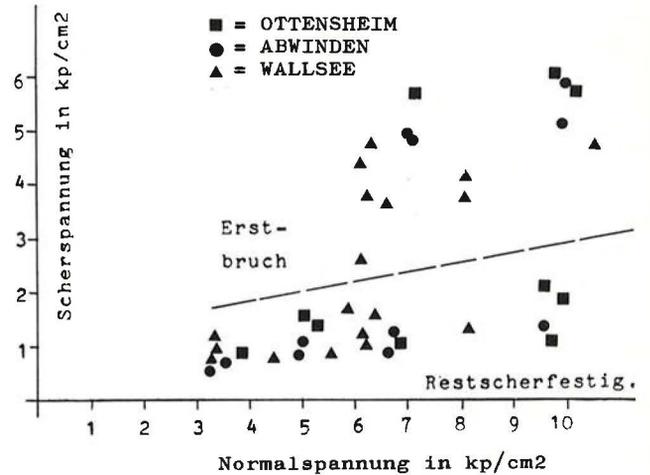


Abb. 5

In Situ Scherverversuche - Ergebnisse
In Situ Shear Tests - Results

Der Schlieraushub kann ohne Sprengungen allein durch Reißen mit Baggern und Ladegeräten vorgenommen werden. Der maschinelle Grobausbruch durfte aber nie bis zur endgültigen Aushubgrenze vorgetrieben werden, da der Maschineneinsatz erhebliche Auflockerungen erzeugt, die bei der meist plattigen Lagerung mehrere Meter tief hinter die Aushubwand reichen können. Der Massenaushub mußte rechtzeitig eingestellt werden, die Stärke der verbleibenden "Schutzzone" war abhängig von geologischen Faktoren, von Sedimentationsrhythmik, Schichtung, Klüftung etc. sowie von der Art der verwendeten Geräte. Sie wurde jeweils an den Baustellen festgelegt und variiert. Der zum Erreichen des planmäßigen Profiles notwendige "Feinaushub" wurde mehr oder weniger von Hand aus durchgeführt und zwar in kleinen und kleinsten Flächen, die nach abschließender Reinigung mit Preßluft und Besen sofort gegen Verwitterungseinflüsse geschützt werden mußten. Dies erfolgte durch Aufbringen von Spritzbeton, Schutzmörtel oder Schutzbeton. An steilen Baugrubenböschungen und Wänden hat sich Spritzbeton am besten bewährt, nicht jedoch

bei flachen Anschnitten und ebenen Flächen, da dort durch den Abprall die Sohlen verschmutzt und eine exakte Bindung der Schutzschichte an den Untergrund verhindert wird. An Sohlen wurden daher Schutzbetonschichten eingebracht, es hat sich erwiesen, daß ihre Stärke so gewählt werden muß, daß eine Verdichtung mit Tauchrüttlern möglich ist. Bei dünnen Schichten, die mit Rüttelschlitten verarbeitet werden, besteht immer die Gefahr von Wasserwegigkeiten und unzulässig hohen Sohlwasserdrücken. Da fertige Gründungssohlen keinesfalls Frosteinwirkungen ausgesetzt werden durften, war ein Feinaushub während der Wintermonate nicht möglich. Um die Betonarbeiten aber nicht zu unterbrechen, mußten Gründungsflächen vorbereitet und gesichert werden. Der Schutzbeton an den Sohlen war dann 1,2 bis 1,5 m stark, bei strengem Frost wurden diese Flächen zusätzlich mit Kies oder Matten abgedeckt, in Extremfällen sogar überdacht und beheizt. Spritzbetongeschützte Böschungen wurden ebenfalls zugeschüttet oder beheizt, war dies nicht möglich, mußte nach Einsetzen der Tauperiode der Aushub zurückgenommen und ein neuerlicher Schlierschutz aufgebracht werden. Da die mittlere Stärke der Torkrethau nur 5 bis 7 cm betrug, waren auch Vorkehrungen gegen Sonneneinstrahlung und Austrocknung notwendig. Die Wände wurden mit Stroh- und Plastikmatten abgedeckt und laufend feucht gehalten.

Alle diese Maßnahmen haben das Ziel, den Schlier der Gründungssohlen ungestört zu erhalten. Zur Kontrolle werden fallweise Fenster mit ca. 1 m² ausgeschrämt und der freigelegte Schlier untersucht. Vor Aufbringen der Schutzschichten wird laufend die Prellhärte des Schlier gemessen, ein Vergleich mit den in den Kontrollfenstern ermittelten Werten erlaubt Rückschlüsse auf event. Materialveränderungen und Auflockerungen.

Für das Kraftwerk WALLSEE als erste Schlierbaustelle wurden die eingehendsten geotechnischen Materialuntersuchungen durchgeführt. Leider läßt sich auch das Erkennbare in seinen Auswirkungen größenordnungsmäßig nur sehr schwer abschätzen und so mußten sowohl die Arbeitsweise im Schlier als auch die vom Material erzwungenen Maßnahmen und Sonderkonstruktionen erst langsam erarbeitet werden. Dabei waren auch Fehlschläge und Überraschungen in Kauf zu nehmen. Jedenfalls konnten die umfangreichen Erfahrungen der "Lehr-

baustelle" WALLSEE sehr nutzbringend angewendet werden, sowohl bezüglich Projektierung und Konstruktion, als auch bezüglich Baudurchführung und Vergabe.

In WALLSEE wurde der maschinelle Massenaushub großflächig mit größtmöglicher Leistung vorangetrieben. Das Erreichen des tiefsten Aushubniveaus wurde möglichst rasch auf einer möglichst großen Fläche angestrebt. In der Folge kam es allerdings zu Böschungsablösungen, Rutschungen und Massenbewegungen, diese machten Umgruppierungen der Baustelleneinrichtung und mehr oder weniger umfangreiche Änderungen der Gründungskonstruktionen notwendig. Insgesamt traten 18 Böschungsbrüche größeren Umfanges auf. Die Ursache dieser Bewegungen lag einerseits im großflächigen Öffnen der Baugrube - was in diesem Fall entgegen ernster Bedenken und Befürchtungen aus anderen Gründen notwendig war - und andererseits darin, daß Schichtung und Klüftung durch ihre stark unterschiedlichen geometrischen und physikalischen Wertigkeiten eine hochgradige Anisotropie bedingen. Das mechanische Verhalten einer Gesteinsmasse ist ja sehr weitgehend von der Ausbildungsart der Trennflächen und von den Materialkonstanten der Kluftkörper, besonders aber der der Kluftfüllungen abhängig. Die meisten Großbewegungen waren auf ein Unterschneiden vorgegebener Kluftflächen zurückzuführen. Näherte sich die Aushubwand einer Großkluft, oder wurde diese am Böschungsfuß freigelegt, so kam die auf der Trennfläche liegende keilförmige Masse in Bewegung. Schulbeispiele dafür waren die großen Rutschungen am südlichen Rand der Baugrube, wo in der Nähe des antithetischen Bruches die Schlierschichten bis auf 30° aufgerichtet und in Scherlamellen zerlegt waren. Diese Harnischflächen waren teilweise cm-dick mit plystischen Ton belegt, trotzdem aber in vielen Fällen ausgezeichnete Wasserwege. Beim Vortrieb jeder Aushubetage kam es zu Ablösungen, die letzten Endes bis zum Fuß der Baugrubenumschließung zurückreichten. Es bestand also die Gefahr für die Umschließung selbst und die Möglichkeit eines Wassereinbruches, der die gesamte Baugrube geflutet hätte. Gleichzeitig brach die oberwasserseitige Böschung der Wehranlage auf eine Länge von 120 m. Die bewegte Masse betrug annähernd 10.000 m³ und war damit die größte

Rutschung auf einer Schlierbaustelle. Maßgebend war in diesem Fall die Überwindung sowohl der Gefüge- als auch der Materialfestigkeit. Längs eines Wassergrabens, mehrere Meter hinter der Aushubkante, bildete sich ein hangparalleler Riss, der im oberen Bereich den Kleinkluftscharen folgte, darunter aber als durchgehende Scherfläche auch die Kluftkörper durchschnitt. Die Durchnässung des Materials setzte die Scherfestigkeit herab, der Trennbruch im ungestörten Material begann, als die längs Klüften abgelöste Masse zu schwer wurde und einen progressiven Bruch einleitete. Die Gleitung erfolgte nicht plötzlich - es ist dies charakteristisch für Schlier - die Bewegung beschleunigte sich durch mehrere Tage, letztlich tauchte die Gleitfläche unter die Aushubsohle und preßte die horizontale Schlierfläche des angrenzenden Vorlandes nach oben.

Auf Grund dieser Ereignisse konnte die Endausformung der bis 25 m hohen Aushubwände nicht gewagt werden. Durchgreifende Sicherheitsmaßnahmen mußten die Weiterführung der Bauarbeiten garantieren. Zwei Vorschläge standen zur Diskussion: Einerseits ein großräumiger Zusatzaushub ("Entlastungsmulde") mit flachen, 10° bis 15° geneigten Böschungen, andererseits die Herstellung betongefüllter Schächte mit 4 bis 6 m Durchmesser, die sich wie Zähne oder Nägel im Schlier verbeißen und dadurch die Böschungen sichern. Obwohl die Schachtabteufung nur händisch erfolgen konnte und außerdem die Gefahr bestand, daß vor Ausbetonierung weitere Böschungsbewegungen erfolgen, wurde weitgehend die Methode des "Vernagelns" gewählt. Im Wehr wurde oberwasserseitig wohl ein gewisser Entlastungsaushub vorgenommen, die Sicherung der Böschungen aber, ohne ihre Neigung wesentlich zu reduzieren, durch Stützblöcke (Gewichtsböcke) erreicht. Dadurch konnte auch die Angriffsfläche für Verwitterungseinflüsse möglichst klein gehalten werden. Der Spornaushub im Wehr geschah ringweise, die Stützblöcke sind sofort in 6 m bis 9 m breiten unbewehrten Elementen betoniert worden. Im Krafthaus wurden je Turbinenblock zwei hintereinanderliegende Zwillingschächte hergestellt, sie sind biegesteif verbunden und bilden dadurch 12 m lange Stützscheiben. Sie sind 20 m tief, reichen 5 m unter den Aushubtiefpunkt und sind zusätzlich

durch schwere Armierungen mit den Fundamentblöcken verbunden. Insgesamt mußten 75 Einzel- und Zwillingschächte hergestellt werden. Mit diesem Verfahren gelang es, die erforderlichen Aushubtiefen und Böschungsneigungen herzustellen, spätere Kleinbewegungen haben gezeigt, daß sich zwischen den Schächten und Stützlamellen Gewölbe ausbilden und der dahinter liegende Schlier in Ruhe bleibt.

Schlieraushub ist immer Wettlauf mit der Zeit. Die Aushub- und Betonierarbeiten für die Sicherheitsmaßnahmen müssen so rasch erfolgen, daß es nicht zur Ausbildung von Scherbruchflächen kommen kann, d.h., sie müssen auf die von der vorübergehenden Eigenfestigkeit des Materials abhängige Standzeit der Böschungen abgestimmt werden. Dies ist aber meist nur durch örtliche Erfahrungen im Maßstab 1:1 möglich. Ringbauweise, Stützelemente und - das Um und Auf - Trockenhaltung des Aushubbereiches sind die Bedingungen für einen geregelten Schlier-aushub. Die in WALLSEE gewonnenen grundlegenden Erkenntnisse kamen den nachfolgenden Baustellen zu Gute. In OTTENSHEIM, ALTENWÖRTH und ABWINDEN wurden die Sicherheitsmaßnahmen und die Nagelung der Böschungen bereits in das Vorprojekt aufgenommen und gezielte Aushubvorschriften erlassen. Dadurch war es möglich, die beiden erstgenannten Baustellen ohne besondere Vorkommnisse und Schwierigkeiten abzuwickeln, wir sind überzeugt, daß dies auch beim laufenden Projekt ABWINDEN gelingen wird.

Allerdings sind die geologischen Bedingungen und die Ausbildungsart der Molasseschichten von Ort zu Ort so unterschiedlich, daß immer wieder eine Anpassung der Aushubtechnik und der Fundamentausbildung notwendig ist.

In OTTENSHEIM mußte das im sogen. Linzer Sand unter der dünnen Schlierschichte zirkulierende, gespannte Grundwasser entlastet werden. Die Sande stehen an den Beckenrändern mit dem Primärgrundwasser in Verbindung, die wasserdichten Schiefertone bilden einen doppelten Grundwasserstauer und verhindern das Ausspiegeln der beiden Grundwasserströme. Die max. Druckhöhe lag einige Meter über dem natürlichen Gelände, es mußte angenommen werden, daß der Aushub wasserführende Störungen und Klüfte anschnidet, außerdem wurde befürchtet, daß es zu bedeutenden u. in ihrem Ausmaß nicht berechenbaren Baugrunddeformationen

kommen könnte. Zur näheren Untersuchung der hydrogeologischen Verhältnisse wurden Pumpversuche mit verschiedenen Absenkungen in zwei Entnahmebrunnen durchgeführt. Zur Bestimmung der Absenktrichter standen 18 Piezometer zur Verfügung, die Auswertung erfolgte nach der Dupuit-Thiem'schen Brunnenformel für Grundwasser mit gespannter Oberfläche. Es ergaben sich k-Werte von $1,6 \cdot 10^{-2}$ bis $7 \cdot 10^{-4}$ cm/s, der gewogene Mittelwert betrug $6,7 \cdot 10^{-3}$ cm/s. An der Baustelle wurden nach Erreichen der Schlieroberfläche sofort 12 Brunnenbohrungen ow- und uw-seitig des Tiefaushubes im Rotary-Verfahren niedergebracht. Sie reichten bis ins liegende Grundgebirge, die Filterstrecken wurden jeweils der Mächtigkeit des Sandes angepaßt und waren 4 bis 8 m lang. Während der Gründungsarbeiten wurde durch eingesetzte UTA-Pumpen eine Totalabsenkung (Druckminderung in den Brunnen ca. 40 m) vorgenommen, vorher und nachher eine Teilabsenkung durch freies Ausfließen an der Schlieroberfläche. Um den ununterbrochenen Betrieb zu gewährleisten erhielten die Pumpen eine gesonderte Stromanspeisung und waren auf Notstromaggregate umschaltbar. Zwei Kontrollbrunnen in den Schwerpunkten des Absenkungsfeldes wurden später mit bleibenden Meßeinrichtungen ausgebaut und sind heute ein Teil der laufenden Bauwerksbeobachtung. Die Brunnen waren 23 Monate in Betrieb, sie wurden vor Bauende zubetoniert, um das Eindringen von Stauwasser zu verhindern.

ALTENWÖRTH brachte andere Probleme. Beim Schlier des westlichen Tullner Feldes, den sogenannten Oncophoraschichten, handelt es sich um eine intensive Wechsellagerung sandiger und schluffig-toniger Schichten mit sehr unterschiedlichen Durchlässigkeiten. Obwohl anzunehmen ist, daß die Tone Sperrschichten gegen vertikale Durchströmung bilden, kann doch eine Einsickerung von Stauwässern in die Sand-schichten durch vorhandene Klüfte und Risse nicht ausgeschlossen werden. Dies könnte zu

unkontrollierbar hohen Auftriebsdrücken im Unterwasserbereich und zu Umlagerungen und Ausschwemmungen im Untergrund führen. Bei den erosionsgefährdeten Sandböden wurde auch von vorne herein auf Sohlwasserdruckentlastungen verzichtet. Es kam zur Anordnung einer Dichtungswand, die als Schlitzwand bis 10 m unter tiefsten Aushubpunkt reicht. In der statischen Berechnung ist bis zur Schlitzwand der volle Auftrieb eingesetzt, uw-seitig aber eine Abminderung auf 60 % angenommen. Um diese Annahme zu garantieren, wurde hinter der Schlitzwand an der Gründungsfuge eine Drainage aus Filtersand und Einkornbeton hergestellt, die in den Kontrollgang entwässert. Im normalen Betriebsfall, bei voller Funktion der Dichtungswand, bleibt diese Drainage verschlossen, es werden an den Ausmündungen laufend Druck- und Mengenummessungen vorgenommen. Sollte die 40%-ige Abminderung des Sohlwasserdruckes örtlich nicht zutreffen, so können die Drainagen geöffnet und eine Auftriebsminderung erzielt werden. Darüber hinaus wurden im Zuge der Baugrundbeobachtungen zahlreiche Piezometer versetzt, die bis 25 m unter Gründungssohle reichen und den Schichtwasserdruck in verschiedenen tief liegenden Sand-schichten anzeigen.

Der Anschluß der Schlitzwand an das Bauwerk mußte besonders sorgfältig erfolgen, weil sie durch die zu erwartenden Setzungen nicht übermäßig belastet werden darf. Zwischen Schlitzwandkopf und Bauwerksbeton liegt daher eine Asphaltleiste aus dauerplastischen Material, das bei Setzungen verdichtet wird und Beschädigungen der Dichtungswand verhindert. Bei allen Donaukraftwerken, besonders aber bei den in Schlier gegründeten, werden Meßgeräte für Setzung und Horizontalverschiebung, für Sohlen-, Kluft- und Porenwasserdruck, für Fugendehnung, Bodendruck etc. eingebaut. Dadurch ist die Möglichkeit gegeben, Bauwerk und Baugrund ständig zu überwachen und die Sicherheit der Bauwerke zu garantieren.