

Das Bauxit- und Tonerdeprojekt der Alusuisse in Australien. 4. Teil: Hafenanlagen und Tonerdewerk, Bautechnische Probleme und deren Lösungen

Autor(en): **Böhi, Peter O.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **91 (1973)**

Heft 24

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-71905>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

4. Teil¹⁾: Hafenanlagen und Tonerdewerk, Bautechnische Probleme und deren Lösungen

Von Peter O. Böhi, Zürich

1. Einleitung

Die Erstellung eines grossen industriellen Komplexes mit einer Hafenanlage im Norden Australiens stellte seiner geographischen Lage und der besonderen klimatischen Verhältnisse wegen besondere Anforderungen an die Projektierung und die Ausführung der Bauarbeiten. Der nachfolgende Bericht ist eine generelle Beschreibung des baulichen Teils dieser Anlagen. Zudem soll er einige der wichtigsten charakteristischen Probleme und deren Lösungen aufzeigen.

2. Hafenanlagen

2.1 Lage, Wassertiefen

Am 13. Februar 1803 fuhr Matthew Flinders mit seiner «Investigator» als erster Europäer in die Melville Bay ein. Er beschrieb die Einfahrt zur Bucht als ausgezeichneten Landungsplatz. Auch nach den ausgedehnten Voruntersuchungen für das Gove-Projekt zeigte sich eindeutig, dass dies der günstigste Standort für die Hafenanlage ist. Allerdings fällt der Meeresboden vom Ufer her nur sehr langsam ab. Die für grosse Massengutfrachter von 60000 t benötigte Wassertiefe wird erst in einer Entfernung von rund 1 km von der Strandlinie her erreicht. Ausgedehnte Baggerungen oder die Erstellung langer Zufahrtsbrücken mussten daher in Betracht gezogen werden.

2.2 Grundkonzept

Die Hafenanlage besteht aus einem Stückgut-Pier und einem Massengut- und Tanker-Pier, den beiden Zufahrtsbrücken und dem Transit-Lagerhaus (Bild 1). Da der Meeresboden hauptsächlich aus Sand bzw. Silt besteht und die Gezeitenströmungen ziemlich stark sind, musste von der Schaffung einer gebaggerten Fahrrinne wegen der Versandung abgesehen werden. Es wurden daher verhältnismässig lange Zufahrts-

brücken gebaut. Mannigfaltige praktische, wirtschaftliche und auch zeitliche Überlegungen zwangen zur Gliederung der Anlage in zwei vollkommen getrennte Piers. Die verschiedenen Gründe für diese Zweiteilung werden in den nachfolgenden Kapiteln noch ausführlich besprochen.

2.3 Stückgut-Pier

Die Zufahrtsbrücke zum Stückgut-Pier verläuft vom Ende der schmalen Landzunge «Dundas Point» in südöstlicher Richtung. Sie hat eine Länge von 310 m und eine Breite von 5,50 m. Ein Kreuzen von Lastwagen auf der Brücke ist nicht möglich. Der Pier ist 104 m lang und 28 m breit. Er hat dieselbe Hauptorientierung wie die Zufahrtsbrücke und ist für den gleichzeitigen Entlad von zwei Schiffen vorgesehen. Der Güterumschlag erfolgt mittels mobiler Pneukrane, der Landtransport mit Sattelschleppern. Die minimale Wassertiefe längs dem Pier beträgt 13,0 m, was für Schiffe von 13 bis 20000 t ausreicht.

Das Fender-System ist kontinuierlich und mit dem Pier über Gummipuffer elastisch verbunden. Die Unterstützungen sowohl der Zufahrtsbrücke als auch des eigentlichen Piers bestehen aus geramnten, hohlen Stahlrohrpfählen mit veränderlichen Querschnitten. Die auftretenden Horizontalkräfte werden durch Gruppen von Schrägpfehlen aufgenommen.

Die auf den Pfahlköpfen aufgelagerten Längs- und Quertträger bestehen aus Stahlprofilen, während eine armierte Betonplatte als Fahrbahn dient. Eine Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton wurde nicht berücksichtigt.

Zum Festmachen der Schiffe wurden zwei Dalben zu 100 t und einer zu 50 t Festhaltekraft gerammt. Drei Anlagedalben in Verlängerung der östlichen Pierkante ermöglichen das Anlegen eines dritten Schiffes, das zum Umschlag jedoch teilweise verholt werden muss (Bild 2).

Die Landverbindung von Gove mit dem übrigen Australien ist sehr schlecht. Daher musste der Stückgut-Pier schon



Bild 1. Hafenanlagen, Übersicht. Im Vordergrund Tanklager für Heizöl und Natronlauge

¹⁾ Fortsetzung von H. 45 und 51/1972, S. 1143–1151 bzw. 1327–1333 sowie H. 2/1973, S. 21–28.

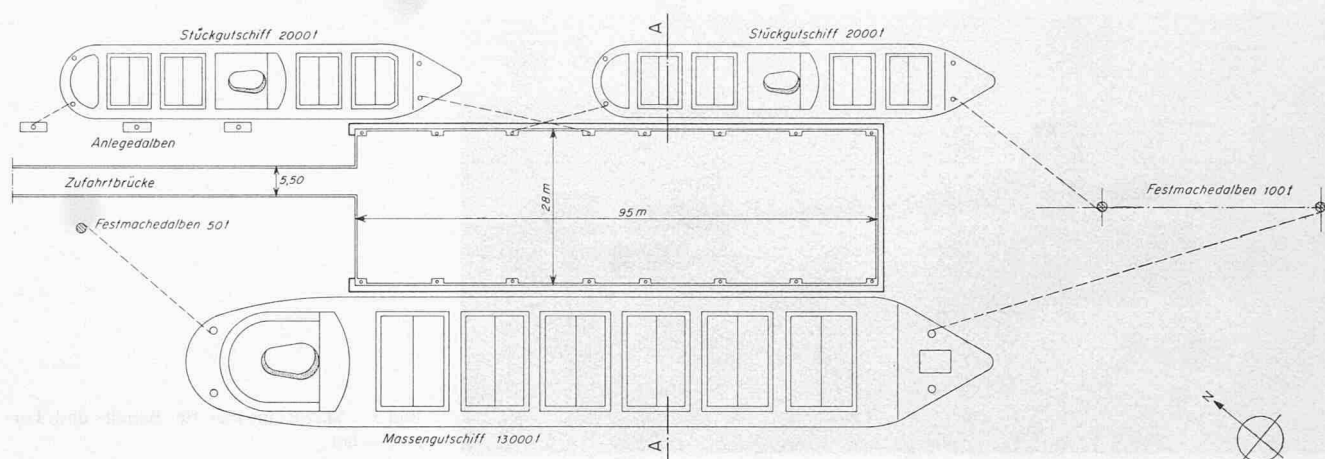


Bild 2a. Stückgut-Pier, Grundriss

früh für den Umschlag eines Grossteils der Stückgüter für den Bau der projektierten Anlagen zur Verfügung stehen. Die Bauarbeiten für diesen Pier waren bereits im Oktober 1969 in Angriff genommen worden. (Allerdings bestand schon seit Anfang 1969 ein leichter, behelfsmässiger Anlegesteg für Schiffe bis zu 2000 BRT.)

Die Länge der Pfähle für den Pier ergab sich auf Grund von Lotungen und der erforderlichen Einbindetiefe. Die Pfähle wurden auf der Baustelle aus rund 10,00 m langen Rohrschüssen auf die notwendige Länge verschweisst und anschliessend zur Einbaustelle eingeschwommen. Sie erhielten einen Stahlfuss und nach Sandstrahlen der Oberfläche einen Teer-Epoxy-Korrosionsschutz. (Dieser Schutz reicht bis etwa 3 m unter den tiefsten Wasserstand.)

Eine auf Spezial-Ponton montierte schwere Dieselramme rammte die Pfähle. Bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe oder eines vorgeschriebenen Rammwiderstandes wurden die Pfähle an Ort und Stelle mit Schweissbrennern genau abgelängt, die Pfahlköpfe montiert und verschweisst.

Die Stahlkonstruktion des Überbaues hat man bis auf die geschraubten Montagestösse in Sydney vorgefertigt und mit Hilfe eines Schwimmkrans montiert. Vorfabrizierte, stark armierte Betonplatten, die man über der Stahlkonstruktion verlegte, dienten als Teil der an Ort betonierten Fahrbahnplatte und als deren verlorene Schalung.

2.4 Massengut- und Tanker-Pier

Die Zufahrtsbrücke zum Massengut- und Tanker-Pier verläuft von der Südspitze des «Dundas Point» in nordwestlicher Richtung. Der Pier ist rechtwinklig, T-förmig zur Zufahrtsbrücke angeordnet. Die minimale Wassertiefe längs der Pierkante beträgt 15 m, was für ein sicheres Manövrieren von 60000 t Schiffen ausreicht. Um eine solche Wassertiefe über ungebaggertem, natürlichem Grund zu erreichen, musste die Pieranlage beträchtlich vom Ufer entfernt werden. Die Zugangsbrücke hat denn auch eine Länge von 1080 m. In diesem Umstand und der damit verbundenen langen Bauzeit ist ein weiterer Grund für die Erstellung eines besonderen Stückgut-Piers zu sehen.

Der Massengut-Pier ist 230 m lang und 20 m breit. Er trägt die längs verlaufende Förderbandgalerie und die Schienen für den fahrbaren Schiffsbelader. Infolge der spezialisierten Funktion dieses Piers sind ausser den oben erwähnten Anlagen nur Gehwege notwendig (Bild 3). Das Betondeck des Piers ist daher durchbrochen, was beträchtliche Einsparungen an der Stahlkonstruktion wie auch an der Pfählung ermöglichte. Lediglich das südliche Ende des Piers ist als befahrbare Plattform ausgebildet, um das Wenden und Parkieren von

Dienstfahrzeugen und auch Unterhaltsarbeiten am Schiffsbelader und an der Bandübergabe-Anlage zu ermöglichen.

Der Tanker-Pier ist in der Verlängerung des Massengut-Piers angeordnet. Er besteht aus einer Entladeplattform mit den notwendigen Kollektoren, Ventilen und Schläuchen, einer Rohrbrücke mit Laufsteg und vier Anlegedalben. Die Pieranlage gestattet die gleichzeitige Abfertigung von einem Tanker und einem Massengut-Schiff. Im Gegensatz zum Stückgut-Pier geschieht die Fenderung hier durch unabhängige Anlegedalben. Sechs Dalben sind für das Anlegen von Massengut-Schiffen bestimmt. Alle Anlegedalben sind identisch und bestehen aus einer Gruppe von neun vertikal gerammten Stahlpfählen mit einem Aussendurchmesser von 1000 mm und einer Wandstärke von 22,19 bzw. 16 mm. Drei gleiche Festmachedalben im Abstand von je 500 m und einer Kapazität von 200 t dienen zum Festmachen je eines Massengut-Schiffes und eines Tankers. Sie bestehen aus 12 vertikalen Stahlpfählen mit einem Aussendurchmesser von 1000 mm, die an ihrem oberen Ende in eine kreisrunde Betonplatte von 10,60 m Durchmesser und 1,50 m Stärke eingespannt sind.

Die Zufahrtsbrücke trägt die Förderbandanlage für Bauxit und Tonerde, eine Fahrbahn von rund 3,50 m Breite, die Rohrleitungen für Natronlauge, Schweröl, leichte Treibstoffe und Frischwasser. Ähnlich dem Stückgut-Pier besteht auch diese Anlage aus gerammten, hohlen Stahlrohrpfählen mit verschiedenen Querschnitten. Infolge der wesentlich kleineren Auflasten sind jedoch die Konstruktion leichter und die Spannweiten wesentlich grösser. Die auftretenden Horizontalkräfte werden auch hier von Gruppen von Schrägpfeilern aufgenommen. Bei der Zufahrtsbrücke haben die Pfeiler einen Abstand von 18 m. Die zwei stählernen Hauptträger weisen eine

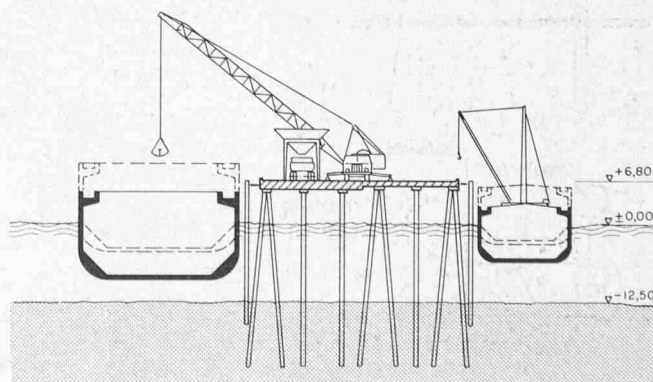


Bild 2b. Stückgut-Pier, Querschnitt

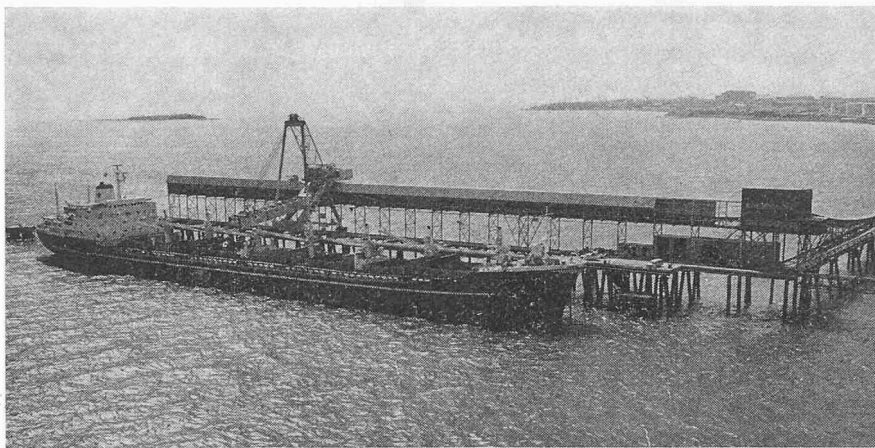


Bild 3. Massengut-Pier für Bauxit- und Ton-
erdeverlad

veränderliche Trägerhöhe auf und sind mit symmetrisch zu den Pfeilern angeordneten Gelenken versehen. Diese bestehen aus je zwei vertikalen Winkeln, die mit dem Träger verschweisst und über welche die beiden Träger hochfest verschraubt sind. Das Fehlen einer Verlaschung der Trägerflansche hat eine derart geringe Steifigkeit der Verbindung zur Folge, dass diese mit kleiner Abweichung bei der statischen Berechnung als Gelenk betrachtet werden kann. Dank der beträchtlichen Trägerhöhe und in Anbetracht der kleinen beweglichen Lasten sind die Gelenkverdrehungen und somit auch die Zwängungen gering und liegen im Rahmen des Zulässigen. Die Fahrbahn besteht aus einer reinen Ortsbetonplatte, die ohne eigentliche Verbundwirkung auf der Stahlkonstruktion aufliegt.

Die eigentliche Pieranlage ist in ihrem konstruktiven Aufbau der Zufahrtsbrücke sehr ähnlich. Die beiden Hauptträger sind hier unter den Schienen für den Schiffsbelader angeordnet, so dass die Auflagerkräfte dieses Gerätes direkt in die Stahlkonstruktion eingeleitet werden können. Die Pfähle unter

dem Pier haben einheitlich einen Aussendurchmesser von 912 mm und eine konstante Wandstärke von 19 mm. Die Förderbandgalerie ist auf einer mit dem eigentlichen Pier verhängten Dienstbrücke mit Pfählen von 610 mm Durchmesser aufgestellt.

Die Bauarbeiten für den Massengut- und Tanker-Pier wurden im April 1970 in Angriff genommen. Die insgesamt 350 Pfähle der Zufahrtsbrücke und des Piers waren Ende 1970 weitgehend gerammt, so dass bereits anfangs November 1970 auf der Fahrzeugplattform mit der Montage des Schiffbeladers begonnen werden konnte. Gleichzeitig mit dieser Montage wurde der Oberbau der Zufahrtsbrücke und des Piers fertiggestellt. Am 2. Juni 1971 konnte der erste Tanker entladen und am 15. Juni 1971 das erste Bauxit-Schiff probeweise beladen werden.

2.5 Anlegedalben und Belastungsversuch

Entsprechend den schiffahrtstechnischen Erfordernissen müssen die Anlegedalben den folgenden Kriterien Genüge leisten:

- Jeder Dalbe muss eine statische, horizontale Kraft von 100 t in jeder beliebigen Richtung ohne Überbeanspruchung des Tragwerkes oder des Bodens aufnehmen können.
- Jeder Dalbe soll die kinetische Energie eines Schiffes von 60000 BRT, das sich mit einer Geschwindigkeit von 0,15 m/s bewegt, durch elastische Deformation aufnehmen können. Dabei sollen wiederum weder im Tragwerk noch im Boden Überbeanspruchungen auftreten.

Das statische System eines Pfahles besteht aus einem im Boden eingespannten vertikalen Kragarm, auf den am oberen Ende eine horizontale Kraft einwirkt.

Auf Grund eingehender bodenmechanischer Untersuchungen waren Bodenkennwerte ermittelt worden, welche die Grundlage für die Berechnung der erforderlichen Rammtiefe nach einer empirischen Formel bildeten. Infolge uneinheitlicher Bodeneigenschaften und wahrscheinlich auch wegen zusätzlicher Verdichtung des Bodens durch das Rammen ganzer Pfahlgruppen konnten die vorgeschriebenen Rammtiefen in einzelnen Fällen nicht erreicht werden. Um den Sicherheitsnachweis für solche Pfähle zu erbringen, lag die Anordnung eines Belastungsversuches auf der Hand. Der Versuch wurde vor dem Ablängen der Pfähle durchgeführt. Bild 4 stellt die Versuchsanordnung dar.

Die horizontale Zugkraft wurde durch zwei zwischen den zu prüfenden Pfahl und dem Deck des Piers gespannte Flaschenzüge erzeugt. Die Kraft konnte durch eine am Pfahl angeordnete, hydraulische Presse mit geeichtem Manometer gemessen werden. Eine allfällige, geringe Verschiebung des Piers blieb unberücksichtigt, da diese kleiner als die Messfehler war.

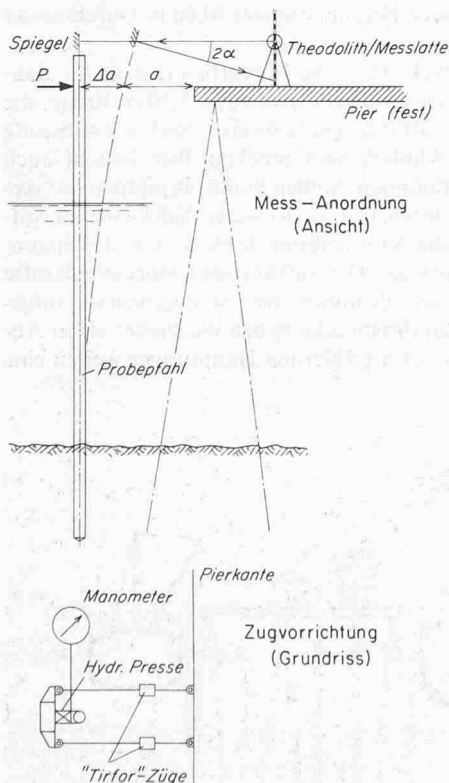


Bild 4. Anlegedalben, Belastungsversuch mit
horizontaler Last

Die horizontale Verschiebung des Pfahlkopfes in bezug auf einen Fixpunkt am Pier wurde mittels Stahlmessband gemessen. Mit Hilfe eines Theodoliten und eines auf dem Pfahlkopf fest montierten Spiegels konnte auch die Verdrehung des Pfahlkopfes bei verschiedenen Laststufen ermittelt werden. Diese Grösse, im Verein mit der horizontalen Verschiebung, ermöglichte unter Zuhilfenahme der elastischen Biegelinie die Berechnung der Verschiebung auf dem Meeresboden. Diese erlaubte ihrerseits eine relativ leichte Interpretation der Einspannungsart des Pfahles im Boden.

Die Belastung wie auch die Entlastung wurden in Stufen aufgebracht und die Verformungen in einem Last-Zeit-Diagramm aufgetragen. Die horizontale Verschiebung des Pfahlkopfes unter der maximalen Last, die einer statischen Belastung des Dalbens von rund 110 t entsprach, belief sich auf rund 1,20 m. Das Last-Deformations-Diagramm ergab beinahe eine Gerade, und die Entlastungskurve verlief sehr nahe bei der Belastungskurve, womit ein annähernd lineares Verformungsverhalten des Bodens nachgewiesen war.

3. Tonerdewerk

3.1 Lage, Baugrundverhältnisse

Das Fabrikareal liegt auf dem westlichen Ende der Gove-Halbinsel. Eine beinahe quadratische Fläche von rund 1,5 km² steht dort zur Verfügung. Die Distanz bis zum Hafen beträgt ungefähr 3,0 km, während der Transportweg von der Mine bis zur Verarbeitungsstätte eine Länge von 18 km aufweist. Das Fabrikgelände ist im Norden und im Westen durch die Arafura Sea begrenzt, im Süden durch die Melville Bay. Alle Sandstrände im Bereich der Fabrikanlage und des Hafens sind durch eine schwere Steinschüttung vor Erosion und Springflut geschützt. Am Nordende liegt das Terrain etwa 15 m über dem mittleren Meeresspiegel. Von hier fällt das Gelände mit etwa 3 % gegen Süden ab, um etwa in der Mitte die Kote 5,0 m zu erreichen. Der südliche Teil des Areals ist, abgesehen von geringen Gefällen für die Entwässerung, praktisch horizontal.

Auf dem zu überbauenden Gebiet wurden zwei grundsätzlich verschiedene Arten von Baugrund vorgefunden. Auf der nördlichen Hälfte der Baustelle ist in verschiedenen Tiefen ein stark durchfurchter Fels anzutreffen, welcher von einem sehr kompakten Lehm überlagert ist. In dieser Lehmschicht sind zahlreiche «schwimmende», abgerundete Blöcke von etwa 0,5 m bis zu 6 m Durchmesser anzutreffen. Die Mächtigkeit der natürlichen Lehmüberdeckung schwankt von 0 bis 20 m. Im allgemeinen bestehen sowohl der Fels als auch die Blöcke aus einem praktisch klutfreien, sehr grobkristallinen,

gesunden Granit. Nur an wenigen vereinzelten Stellen ist der Fels auf geringe Tiefe zersetzt.

Im östlichen und südlichen Teil der Baustelle ist bis auf 30 m Tiefe kein Fels anzutreffen. Der natürliche Baugrund besteht hier aus locker gelagertem Sand, welcher an vereinzelten Stellen in 6 bis 8 m Tiefe durch verfestigte Korallenbänke durchsetzt ist. Im Zuge der Planierungsarbeiten wurde der Sand mit einer künstlich verdichteten Schicht von variabler Stärke aus geeignetem Füllmaterial überdeckt. Auf diese Art konnte auf der ganzen Baustelle eine einheitliche, zumindest in trockenem Zustand sehr tragfähige Deckschicht geschaffen werden. Im Sand steht der Grundwasserspiegel etwa auf Meeresspiegel und schwankt in geringem Mass mit den Gezeiten.

3.2 Planierungsarbeiten

Wie bereits aus dem vorherigen Kapitel ersichtlich ist, war die ursprüngliche Oberfläche der Baustelle sehr uneben. Während im Süden und im Osten tiefliegende, sandige Zonen aufgefüllt werden mussten, waren im Zentrum und im Norden mehrere felsige Erhebungen von bis zu 15 m Höhe abzutragen. Im nördlichen Teil mussten zudem beträchtliche Kubaturen an Überdeckungslehm ausgehoben werden. Dieses Material diente teilweise zur Aufschüttung im Süden. Ein Teil des Aushubmaterials war jedoch dafür ungeeignet und musste auf eine Deponie geführt werden. Das resultierende Massendefizit wurde durch Gewinnung von Füllmaterial an einer Stelle ausserhalb des Fabrikareals gedeckt (Bild 5).

Das Felsaushubmaterial kam grösstenteils für die Blockschüttung längs der zu schützenden Ufer zur Anwendung; das überschüssige Material wurde am Nordrand der Baustelle auf eine Deponie abgekippt. Die folgenden Volumina wurden im Zuge der Planierungsarbeiten verschoben:

Erdmassenaushub	440 000 m ³
Felsmassenabtrag	210 000 m ³
Erdauffüllungen	580 000 m ³

Die Planierungsarbeiten begann man im April 1969 und schloss sie im April 1970 ab.

3.3 Strassen und Entwässerung

Im Zuge der Planierungsarbeiten wurden auch der Unterbau der zukünftigen Werkstrassen und die Hauptentwässerungskanäle erstellt. Auf dem Fabrikareal weisen die meisten Strassen eine Breite von 7,2 m auf. Ihr Unterbau besteht aus einer 30 cm starken Schicht aus Lateritkies. Diese Strassen haben den schweren Baustellenverkehr während über zwei Jahren ohne nennenswerte Schäden überstanden. Die Belags-



Bild 5. Planierungsarbeiten, Stand: März 1970

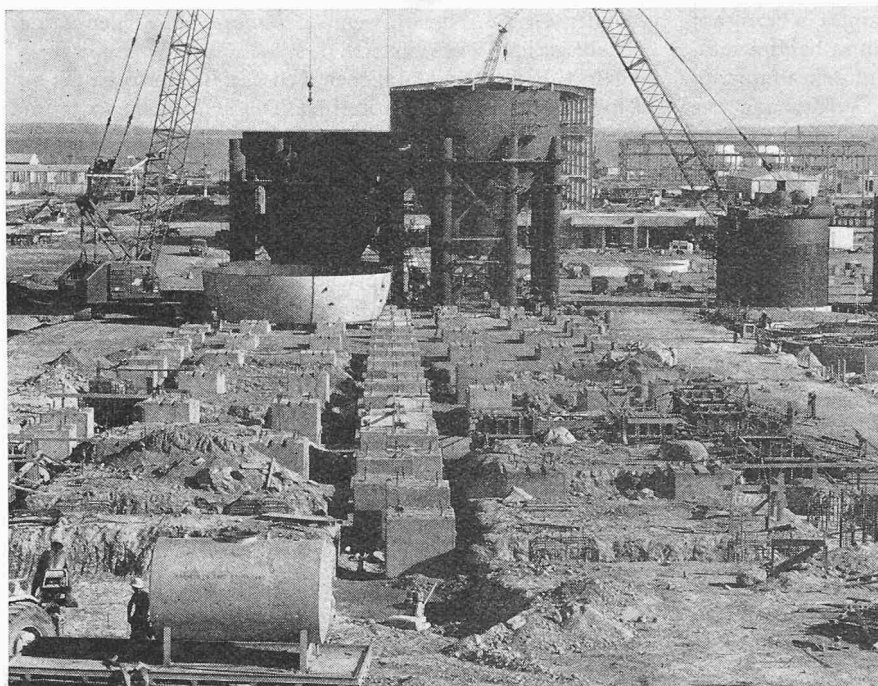


Bild 6. Einzelfundamente für Stützenlasten bis zu 600 t

arbeiten und der Einbau von Stellsteinen und definitiven Entwässerungsschächten wurden erst nach Abschluss der Bauarbeiten und der Montage durchgeführt.

In Anbetracht der beträchtlichen zu erwartenden Regenintensitäten musste auf ein umfangreiches Entwässerungsnetz grosses Gewicht gelegt werden. Die Hauptkanäle sind meist als offene, rechteckige Rinnen mit Tiefen von 1,50 bis 2,00 m ausgebildet. Sowohl die Sohle wie auch die Wände sind aus armiertem Beton. Die Breite dieser Kanäle variiert zwischen 1,80 m und etwa 10,00 m. Einige dieser Hauptkanäle dienen gleichzeitig für die Rückleitung des Kühlwassers von der Dampfzentrale und von der Eindampf-Anlage. Die kleineren Entwässerungsleitungen bestehen aus Zementrohren mit kreisförmigem Querschnitt.

3.4 Tiefbauarbeiten

Diese beschränken sich im wesentlichen auf die Erstellung von Fundamenten für die verschiedenen Anlagen. Entsprechend den unter 3.1 beschriebenen, unterschiedlichen Baugrundverhältnissen mussten auch verschiedene Gründungsarten zur Anwendung kommen. Bei der Ausarbeitung des Fabrik-Layouts wurde danach getrachtet, Anlagen mit grossen Fundamentlasten in Zonen zu verlegen, die ein direktes Abstellen auf Fels erlauben.

a) Felsgründungen

Der Fels ist fast überall von ausgezeichneter Qualität, welche höchste Fundamentpressungen zulässt. Beim Entwurf der Fundamente mussten daher keine besonderen Vorkehrun-

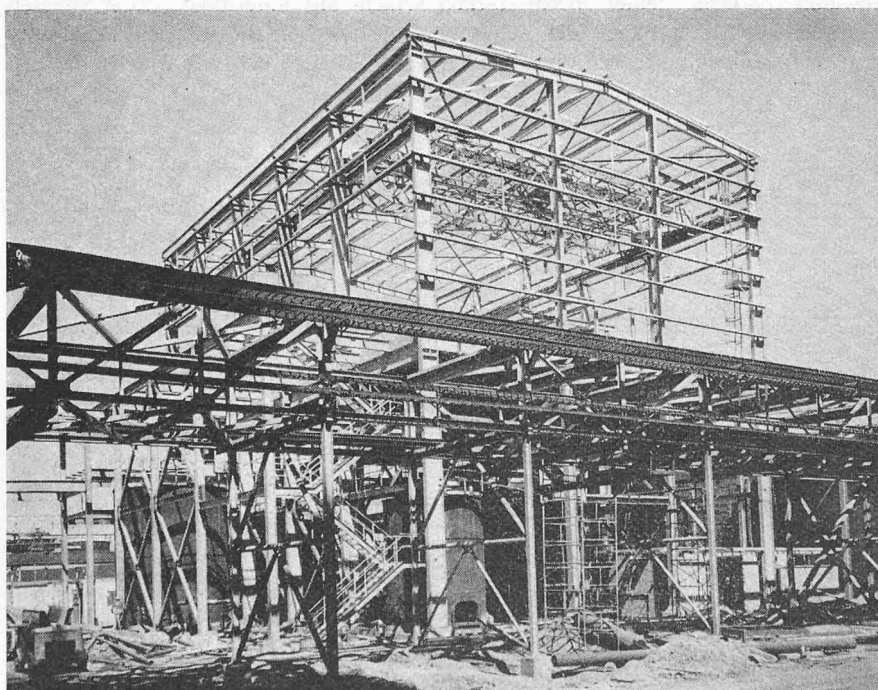


Bild 7. Typische Stahlkonstruktion

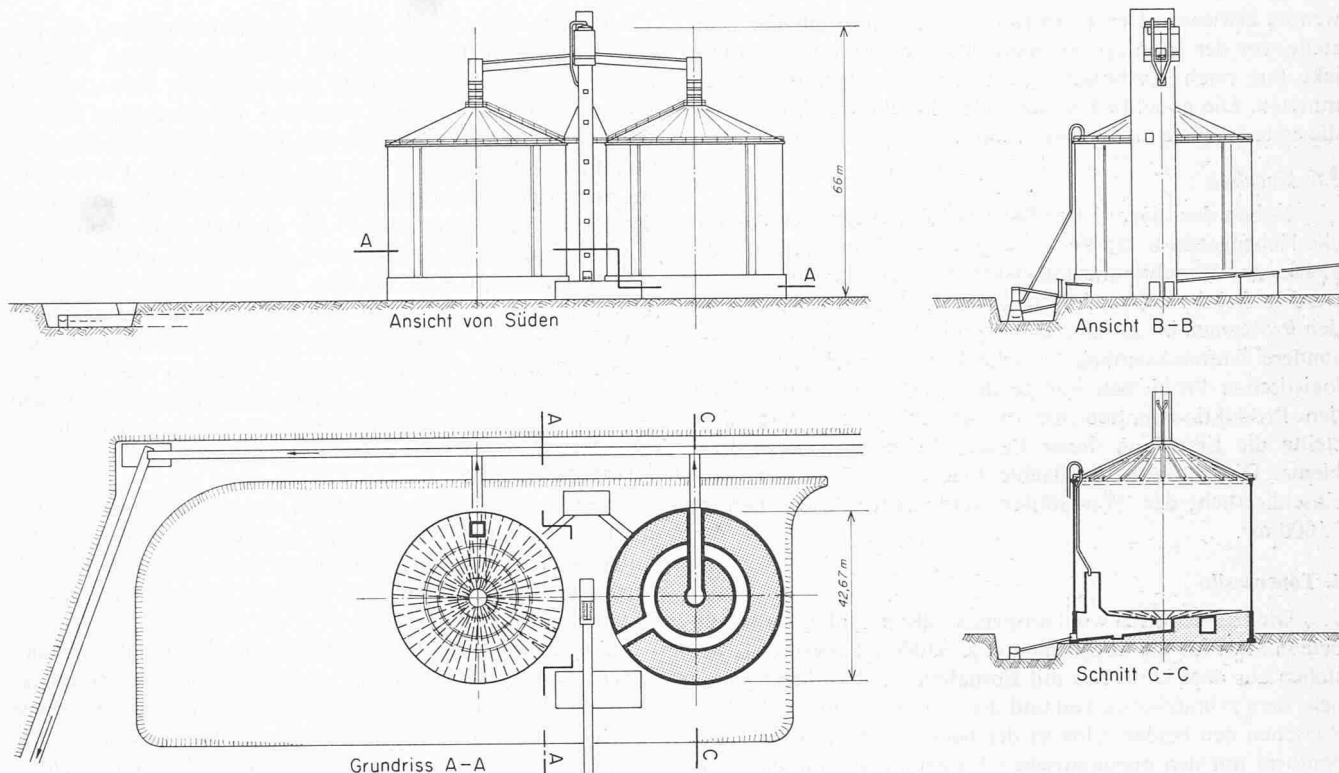


Bild 8. Tonerdesilos, Anordnung

gen getroffen werden. Zahlreiche Fundamente hatten negative Auflasten aufzunehmen, wozu durchwegs nicht vorgespannte Felsanker zur Verwendung kamen.

Bei der Bauausführung bereitete die stark gewellte und durchfurchte Felsoberfläche erhebliche Schwierigkeiten. Oft mussten tiefe Furchen mit Magerbeton aufgefüllt oder gar mit schwer bewehrten Trägern überbrückt werden. Der notwendige Felsaushub zur Erreichung horizontaler Sohlflächen war daher beträchtlich (Bild 6).

b) Pfahlgründungen

In Zonen mit lockerem, sandigem Untergrund mussten alle Fundamente auf Pfählen gegründet werden, besonders weil in den meisten Fällen auch negativen Auflagerkräften Rechnung zu tragen war. Die Pfähle wurden unter Berücksichtigung der Mantelreibung allein bemessen. Es kamen armierte Ortbetonpfähle mit Durchmessern bis zu 1,20 m zur Anwendung. Infolge des relativ hohen Grundwasserspiegels und des locker gelagerten Sandes war eine verrohrte Ausführung der Pfähle mit grösserem Durchmesser unerlässlich. Unter allen Windverbänden wurden die Pfahlköpfe durch kräftige Fundamentträger verbunden.

c) Flachgründungen

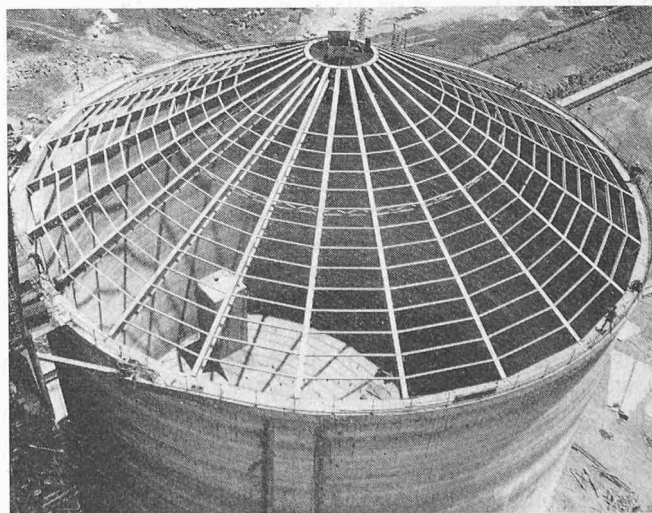
In Zonen mit tragfähigem, nicht felsigem Baugrund kamen meist Flachgründungen in Form von Fundamentrosten zur Anwendung. Diese Konstruktionsart war besonders bei mehrstöckigen, auf Setzungsunterschiede empfindlichen Gebäuden angebracht. Auch alle Tanks und Eindicker (abgesehen von zwei Ausnahmen) sind mit ihrem flachen Boden direkt auf den Grund abgestellt. Lediglich die Tankwände sind auf einem armierten Ringfundament aufgelagert.

Die Ausführung dieser Fundamente stellte keine besonderen Probleme. In zahlreichen Fällen konnten die Fundamentträger, dank den ausgezeichneten Bodenverhältnissen, sehr genau ausgehoben und ohne Schalung direkt gegen den anstehenden Boden betoniert werden.

3.5 Stahlbau

Alle wichtigen Gebäude und Anlagen sind mit Stahlskeletten versehen, was kurze Montagezeiten und grössere Anpassungsfähigkeiten ergibt (Bild 7). Alle Stahlkonstruktionen wurden im Industriegebiet im Süden Australiens fabriziert und zum grössten Teil ungestrichen auf die Baustelle transportiert. Die Koordination der Herstellung der aus mehreren tausend Einzelteilen bestehenden Konstruktionen mit den zeitlichen Erfordernissen für die Montage stellte die Unternehmer oft vor nur schwer lösbare Probleme. Ebenso war das Auffinden bestimmter Teile aus einer aus mehreren hundert Tonnen bestehenden Lieferung so schwierig, dass die Montage oft tagelang aufgehalten wurde. Eine sehr genaue Dokumentation und Markierung der einzelnen Teile von der Projektierung bis zur Montage hat sich unter den gegebenen Umständen als not-

Bild 9. Silodach im Bau



wendig erwiesen. Der Korrosionsschutz wurde auf der Baustelle, vor der Montage, aufgebracht, so dass am fertigen Objekt nur noch Ausbesserungsarbeiten durchgeführt werden mussten. Die gesamte Tonnage aller Stahlkonstruktionen für die erste Ausbaustufe beträgt 7800 t.

3.6 Hochbau

Neben den eigentlichen Betriebsanlagen mussten zahlreiche Nebengebäude für Verwaltung, Labor, Werkstätten, Umkleide- und Waschräume und elektrische Verteilanlagen erstellt werden. Bei deren Projektierung war der Wärmeisolation und den Problemen im Zusammenhang mit der Klimatisierung besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Abgesehen von den logistischen Problemen infolge der grossen Entfernung von den Produktionszentren für die verschiedenen Materialien stellte die Erstellung dieser Bauten keine besonderen Probleme. Die gesamte überdachte Fläche des Tonerdewerkes, einschliesslich der Werkstätten und Lagerhäuser, beträgt 35000 m².

4. Tonerdesilo

Die bautechnisch wohl anspruchvollsten Anlagen sind die beiden Silos für die Lagerung von je 50000 t Tonerde. Sie bestehen aus dem Unterbau mit Entnahme- und Belüftungstunnels, dem zylindrischen Teil und dem konischen Dach (Bild 8). Zwischen den beiden Silos ist der beinahe 100 m hohe Treppenturm mit den pneumatischen Förderanlagen für die Tonerde angeordnet.

Beide Silos sind vollständig auf Fels gegründet. Der Unterbau besteht aus armiertem Beton. Die zylindrische Wand hat eine Höhe von 30 m und einen Durchmesser von 45 m. Sie ist mit Kabeln tangential vorgespannt und hat eine Stärke von rund 25 cm. Die beiden zylindrischen Wände wurden mit einer Gleitschalung kontinuierlich in je 7 Tagen zu 24 Stunden betoniert. Diese Operation, mit der Herstellung und dem Einbau der beinahe 200 Stück Vorspannkabel, stellte erhebliche organisatorische Anforderungen. Nur dank einer minutiösen Vorbereitung und Planung bis ins letzte Detail konnte diese Arbeit ohne Zwischenfälle zu Ende gebracht werden.

Das konische Dach ist eine Stahlkonstruktion, die aus einem zentralen Druckring und 24 Radialträgern besteht, welche sich auf den ebenfalls vorgespannten Betonring am oberen Ende des Zylinders abstützen. Die Dachhaut besteht aus vollständig verschweissten Blechen. Sie hat keine statische Funktion (Bild 9). Zwischen dem Treppen- und Förderturm aus armiertem Beton und den Zentren der Silodächer spannt sich je eine Verbindungsbrücke für die Tonerdeförderung.

Ein zusätzlicher Silo für die Lagerung von 100000 t Tonerde befindet sich noch im Bau. Dieser zeichnet sich durch seinen grossen Durchmesser von rund 100 m und seine geringe Höhe aus. Die Lagerform lässt sich daher als «überdachtes Haufwerk» bezeichnen. Das Dach ist wiederum konisch, aber mit einer zentralen Säule versehen, welche zudem einen Teil der mechanischen Austragsvorrichtung darstellt.

5. Betonherstellung

Der gesamte Betonbedarf für das Gove-Projekt wurde durch eine zentrale Mischanlage gedeckt. Die Kapazität der Anlage beläuft sich auf rund 600 m³/Tag. Bis zu 16 Spezialfahrzeuge transportierten den frischen Beton zu den bis zu 20 km entfernten Baustellen.

Da auf der Gove-Halbinsel kein für die Betonherstellung geeigneter Kies zu finden ist, mussten die groben Zuschlagstoffe durch Brechen von Granit gewonnen werden. Auf einer Halbinsel in der Melville Bay, unweit der Mischanlage, wurde ein Steinbruch und eine Brech- und Siebanlage eingerichtet. Die feinen Zuschlagstoffe konnten in zahlreichen Sandgruben gewonnen werden. Dank der nahezu einheitlichen Granulometrie des Sandes konnte auf das Waschen sowohl des Sandes als auch des Schotters verzichtet werden.

Der Zement wurde per Schiff lose angeliefert. Zusätzlich zu den fünf Zementsilos musste ein Sacklager von mindestens 500 t gehalten werden. So überbrückte man Unregelmässigkeiten in der Anlieferung, und die für das Projekt lebensnotwendige Betonherstellung musste nicht unterbrochen werden. Für das ganze Projekt wurden rund 70000 m³ Beton hergestellt.

Fortsetzung folgt

Adresse des Verfassers: Peter O. Böhi, dipl. Ing. ETH, Prokurist in Firma Alusuisse Engineering AG, Postfach 390, 8048 Zürich.

Photogrammetrische Aufnahme von Kunstdenkmälern

DK 7.03:528.7

Von Rosmarie Nüesch-Gautschi, Architektin, Niederteufen, und Edwin Berchtold, dipl. Ing. ETH, St. Gallen und Glarus

Im Zusammenhang mit der Inventarisierung der Kunstdenkmäler und dem Kulturgüterschutz stellen sich Probleme der photographischen und zeichnerischen Dokumentation.

Kunsthistorische Werke, Künder vergangener Zeiten, stehen unter ständiger Bedrohung. Alter, Zerfall, Feuer und Diebstahl sind Feinde unseres Kulturgutes. Dokumente über solche Bauten bieten uns verschiedene Verwendungsmöglichkeiten. Ob wir sie nun als Anschauungsmaterial für spätere Zeiten oder zur Wiederherstellung eines früheren Zustandes benutzen, sei dahingestellt. Schon allein für Studium und Forschung sind Pläne und Photos kunsthistorischer Werke von grosser Wichtigkeit.

Der Inventarisierung der Kunstdenkmäler der Kantone Appenzell Ausserrhoden und Innerrhoden, St. Gallen und Thurgau verdanken wir die Anregung zur photogrammetrischen Aufnahme verschiedener Objekte. Die Photogrammetrie hat auf topographischem Gebiet eine grosse Bedeutung erlangt. Für diese Zwecke wird eine grosse Genauigkeit der Pläne gefordert, die bei Grundrissen im allgemeinen ohne

Schwierigkeiten erreicht wird. Bei Fassaden und Schnitten, die reiche Details zeigen, wird der Aufwand beim Ausmessen von Hand übermässig im Verhältnis zum Ergebnis. Nur durch Photogrammetrie können hier exakte Lösungen zu vernünftigen Kosten erreicht werden. Aus der Vielfalt der Aufgaben sollen zwei typische Vertreter vorgestellt werden: das auf das Jahr 1672 datierte Bauernhaus der Familie Naef in Brunnadern und die 1732–1735 erbaute Klosterkirche St. Katharinenthal bei Diessenhofen.

In Brunnadern erwies sich die Aufnahme mittels Phototheodolit als zweckmässig. Die zum Stereopaar gehörigen Bilder werden mit der selben Kamera, aber zeitlich getrennt, von zwei Standorten aus aufgenommen. Verwendet werden sogenannte Messkammern, deren optisch-mechanische Daten sehr genau bekannt sein müssen.

Bei den Aufnahmen im Kloster St. Katharinenthal setzte das Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich eine Stereometerkamera ein. Diese Art Kamera besteht aus einem horizontalen Rohr von 40 oder 120 cm Länge, an