

Schäden an Stützmauern  
Ausführungsbeispiele von  
Sonderbauweisen

**T 2382**

T 2382

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

---

**Schäden an Stützmauern**  
**Ausführungsbeispiele von Sonderbauweisen**

---

**1990**

---

**Bericht erstellt im Auftrag des Instituts für Bautechnik von**  
**Ltd. BD Dr.-Ing. Klaus Hilmer**  
**BOR Dipl.-Ing. Manfred Knappe**  
**Grundbauinstitut, Landesgewerbeanstalt, Nürnberg**

---

# Stützmauern

Klaus Hilmer, Manfred Knappe

## Inhaltsverzeichnis

- 1 Einleitung
- 2 Schäden an Stützkonstruktionen
  - 2.1 Allgemeines
  - 2.2 Geländebruch mit einer Winkelstützmauer
  - 2.3 Falscher Erddruckansatz hinter einer Winkelstützmauer
  - 2.4 Grundbruch bei einer Winkelstützmauer
  - 2.4 Krainerwand
  - 2.6 Betonformsteinwand
- 3 Sicherung und Sanierung alter Stützkonstruktionen
  - 3.1 Allgemeines
  - 3.2 Sanierung einer Kirchenmauer
  - 3.3 Sicherung von Stützmauern an einem Steilhang
  - 3.4 Aspekte bei der Sicherung alter Stützbauwerke
- 4 Schrifttum

## 1 Einleitung

Zur Sicherung von Geländesprüngen lassen sich die verschiedensten Systeme wie Bohrpfahlwände, Vernagelte Wände, Raumgitterwände, Bewehrte Erde und Stützmauern anwenden. Eine der ältesten Sicherungsmaßnahmen stellt die sogenannte Gewichtsmauer aus Bruchsteinen dar (Bild 1).

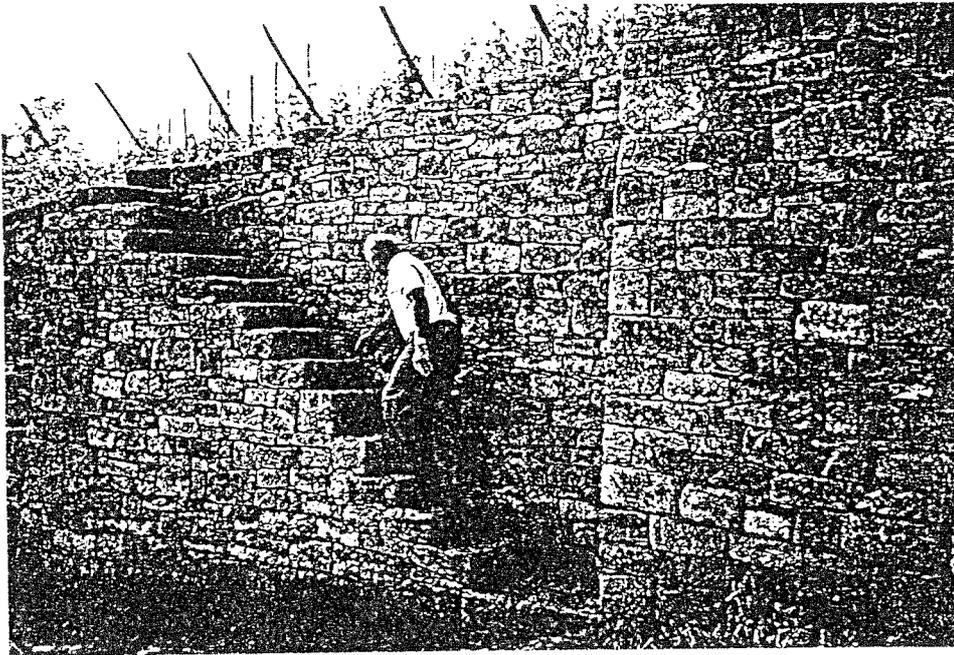


Bild 1: Alte Weinbergmauer

Erst die Ausführung von Bauteilen aus Stahlbeton erlaubte es, schlankere Stützmauern zu konstruieren. Bild 2 zeigt einige ausgewählte Typen aus dem Schweizer Normblatt (SNV 640383).

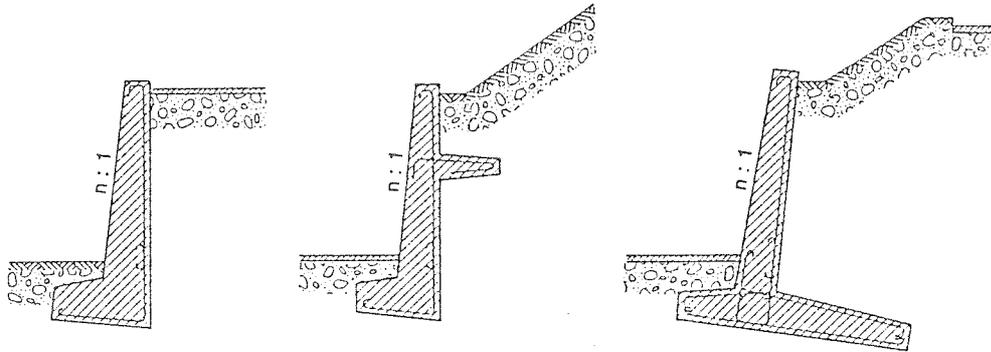
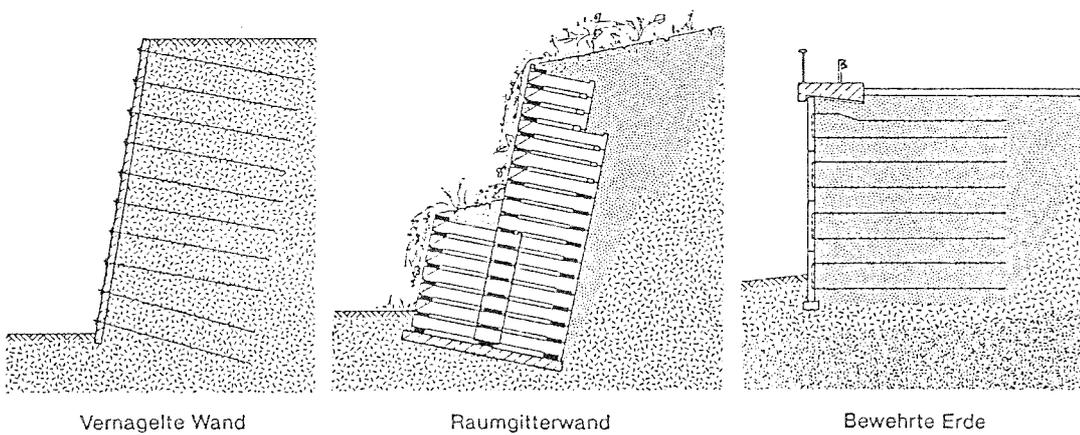


Bild 2: Stahlbetonstützmauern

In neuerer Zeit werden in Deutschland auch vernagelte Wände, Raumgitterwände und Stützkonstruktionen aus "Bewehrter Erde" ausgeführt. Bild 3 zeigt Beispiele dieser alternativen Stützbauwerke.



Vernagelte Wand

Raumgitterwand

Bewehrte Erde

Bild 3: Alternative Stützkonstruktionen

Mit diesem Beitrag sollen nicht alle Varianten der Geländesprungsicherung beschrieben werden, sondern anhand von Schadensbeispielen wird auf erforderliche Untersuchungen bei der Planung, das Vorgehen bei der Bemessung und Fehlermöglichkeiten bei der Bauausführung hingewiesen.

Ein weiteres Kapitel wird der Sicherung und Sanierung von alten Stützmauern gewidmet. Gerade die historischen Mauern erfordern eine besondere Vorgehensweise bei der Sanierung, damit diese wertvolle Bausubstanz erhalten wird.

## 2 Schäden an Stützkonstruktionen

### 2.1 Allgemeines

Bereits Széchy hat in seinem 1964 erschienen Buch "Gründungsschäden" auf einige Stützmauerschäden hingewiesen. Es bestätigte sich auch bei den nachfolgend beschriebenen Schadensbeispielen, daß bei Planung und Bemessung teilweise zwei bemerkenswerte Tatsachen übersehen werden.

Erstens, daß die Planung, der Entwurf und die Ausführung von Stützmauern eine enge Zusammenarbeit von Architekt, Tragwerksplaner und Grundbauer erforderlich machen, d.h. eine sorgfältige Erkundung der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse notwendig ist. Zweitens, daß Stützmauern "Grundbauwerke" sind, d.h. die Bemessung entsprechend Bild 4 nur der letzte und wahrscheinlich unproblematischste Nachweis ist. Vor der Bemessung sind verschiedene Untersuchungen zur Beurteilung der Standsicherheit (Bild 4) durchzuführen.

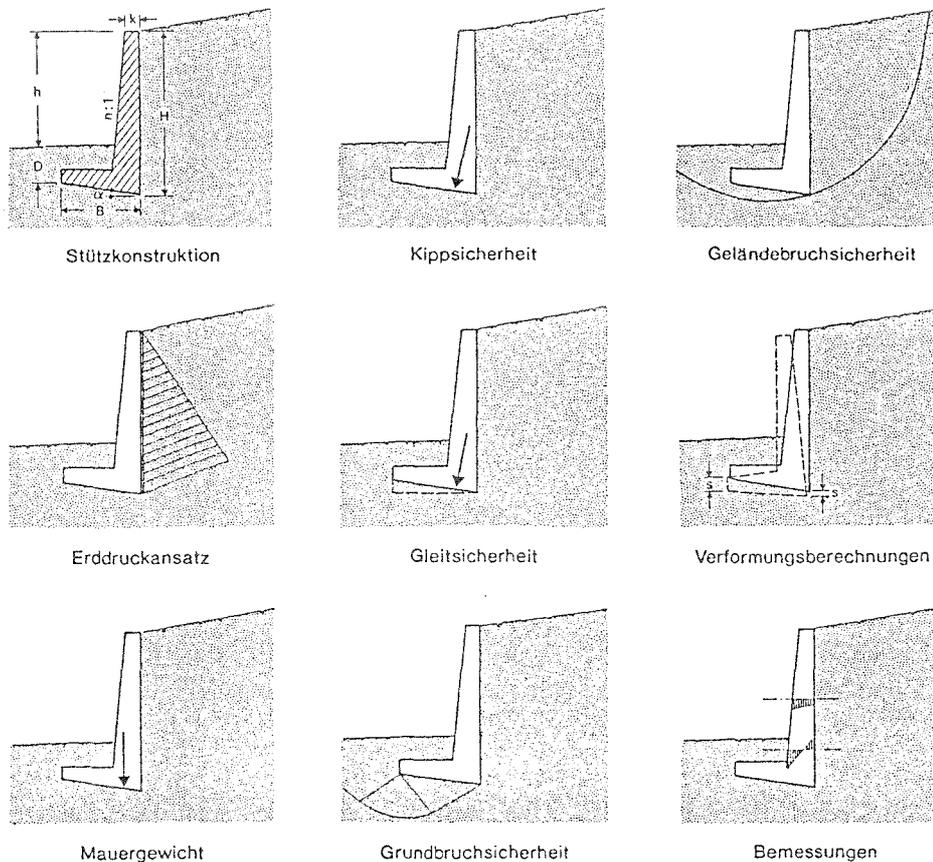


Bild 4: Standsicherheitsnachweise

Oft werden die Standsicherheitsnachweise wie Grundbruch und Geländebruch nicht geführt bzw. es wird diese Problematik übersehen.

Weiter hat schon Terzaghi (1961) darauf hingewiesen, daß "Für den Entwurf von Stützmauern die Planung ausreichender Entwässerungsmaßnahmen und ein sorgfältiges Studium der Gründungsverhältnisse wichtiger ist, als eine genaue Ermittlung des Erddruckes".

Dies bedeutet, daß sich die Planer auch mit der Wirkung des Wassers auf Stützmauern beschäftigen müssen.

Folgende Untersuchungen und Nachweise sowie Kontrollen sind für die Ausführung von Stützkonstruktionen entsprechend der folgenden Tabelle vorzunehmen:

Tabelle 1: Untersuchungen, Nachweise und Kontrollen

I. Untersuchung	1. Geometrie  2. Baugrund- untersuchung  3. Belastung	Geländegeometrie, Talseite, Hangseite, Einbausituation  Untergrund, Hinterfüllung, Wasserhältnisse  Verkehrs- und Bauwerksla- sten, Wasser, Anschüttung, Abböschung, Anpralllasten
II. Planung	1. Erdstatische Nachweise  2. Bauwerks- bemessung  3. Ausführungs- angaben	Grundbruch, Geländebruch, Gleit- und Kippsicherheit  Schnittgrößenermittlung, Dimensionierung  Pläne mit Ansichten, Mauer- abwicklung, Grundriß, Schnitte, Details, Herstel- lungsschritte, Hinweise auf Überprüfungen beim Bau
III. Ausführung	1. Einbau- situation  2. Kontrollen  3. Bauüber- wachung	Baugrubensicherung, Arbeitsraumsicherung  Baugrund, Geometrie, Wasserhältnisse  Berücksichtigung von er- forderlichen Änderungen infolge der Einbausituation

In den folgenden Abschnitten werden Schäden beschrieben, bei denen verschiedene Ursachen zum Versagen führten.

## 2.2 Geländebruch mit einer Winkelstützmauer

### Schadensbild:

In einem leichten Hanggelände wurden etwa 5 m hohe Winkelstützmauern zur Anlage von ebenen Gartenflächen vor Neubauten errichtet.

Im Gründungsbereich der Stützmauern wurde Kies angetroffen, von einer weiteren Baugrunderkundung wurde deshalb abgesehen. Etwa 10 Jahre später kam es nach starken Niederschlägen, die auf längere Trockenperioden folgten, zu Rutschungen am Stützmauerfuß, die Mauer wanderte ca. 8 m bis 10 m hangabwärts.

Bild 5 verdeutlicht die Gesamtsituation. Bild 6 zeigt die verschobene Winkelstützmauer, diese ist als Stahlbetonkonstruktion noch völlig intakt.

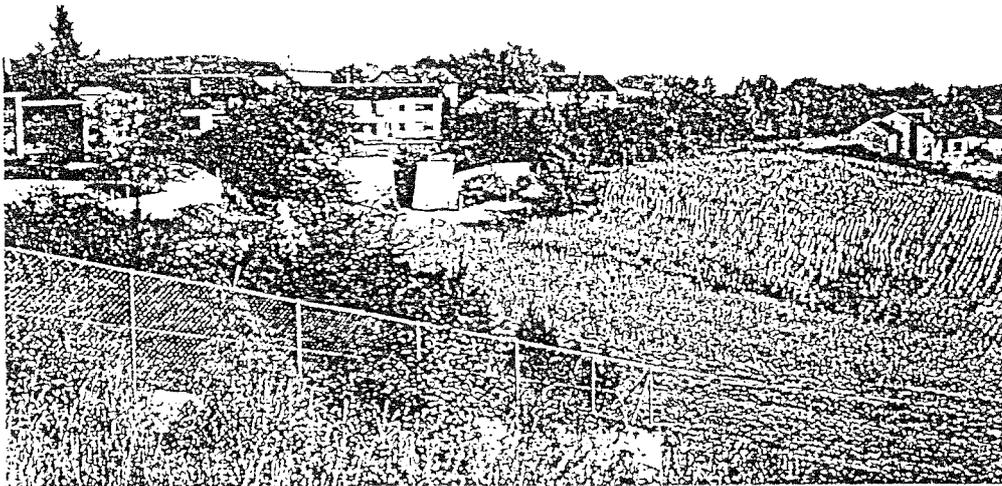


Bild 5: Geländesituation im Bereich des Hangrutsches

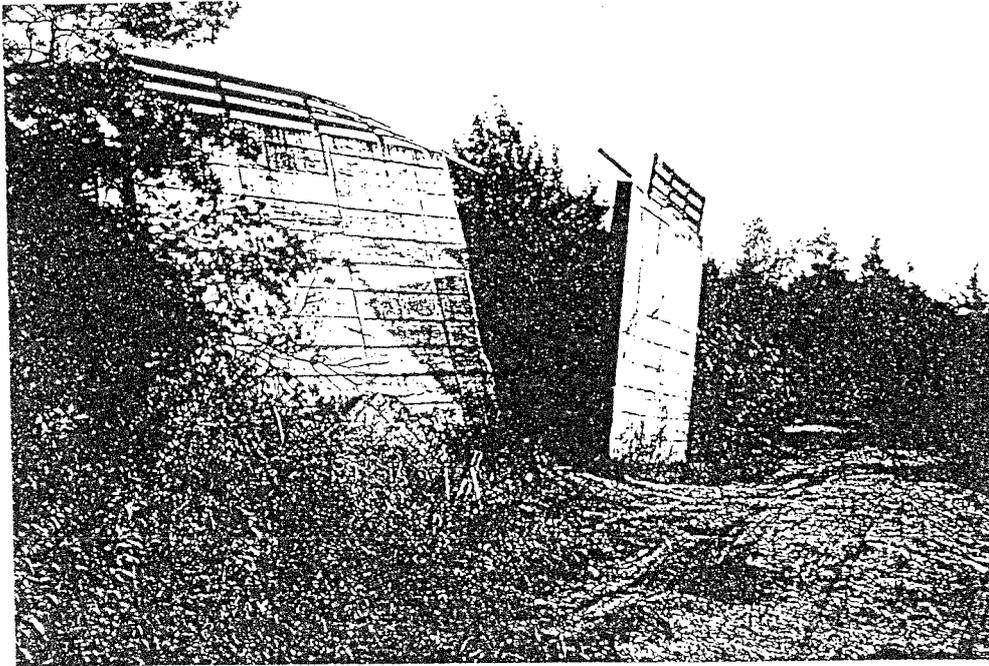


Bild 6: Verschobene Winkelstützmauer

Schadensursache:

Die Untergrundverhältnisse wurden durch umfangreiche Nachuntersuchungen durch das Bayerische Geologische Landesamt festgestellt. Die Untergrundsituation ist in Bild 7 schematisch dargestellt.

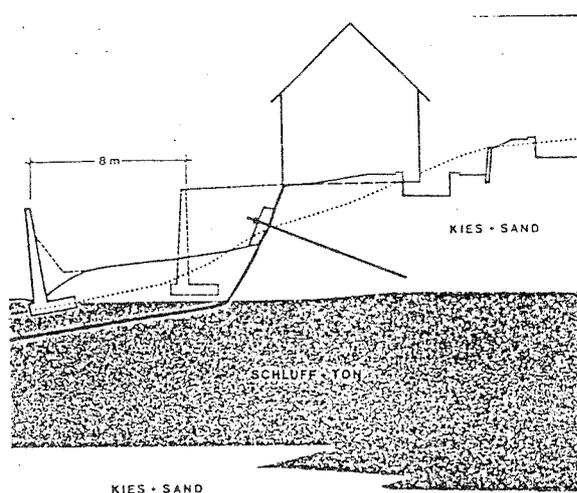


Bild 7: Untergrundverhältnisse

Demnach wurde die Winkelstützmauer in einem Rutschgebiet errichtet. Über einer Sand-Kiesüberdeckung steht wasserstauer aufgeweichter Flinzmergel an, der erst in tieferen Lagen halbfest und fest wird. Starke Niederschläge im Frühjahr bis Sommer führten dann zu der akuten Rutschung.

Laborversuche an Proben aus dem Rutschbereich zeigten, daß die Restscherfestigkeit der aufgeweichten Schluffe und Tone nur  $7^\circ$  betrug, die Anfangsscherfestigkeit wurde mit  $21^\circ$  ermittelt.

Unterhalb der Stützmauer wurde das Regenwasser der damals noch nicht kanalisierten Straße in einer natürlichen Vorflut abgeleitet, zudem versickerte das Regenwasser von den Dachflächen der Häuser im Untergrund.

Geländebruchuntersuchungen ergaben, je nach Ansatz der Scherfestigkeit, daß die baulichen Eingriffe in Verbindung mit den hohen Niederschlägen die geringen vorhandenen Stand-sicherheitsreserven aufgezehrt und damit die stets latente Rutschgefahr aktiviert hatten.

#### Sanierung:

Als Sofortmaßnahme wurde das Haus vorläufig durch eine verankerte Elementwand gesichert (Bild 8).

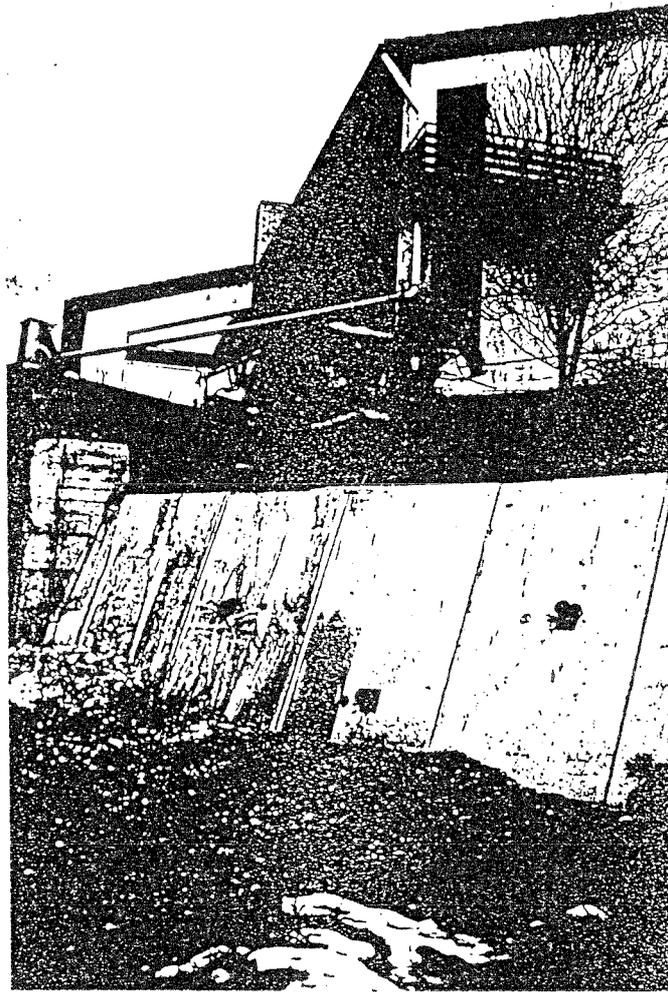


Bild 8: Provisorische Sicherung des Wohngebäudes

Daß diese provisorische Sicherung erst viele Jahre später durch ein neues Brüstungsmauerwerk gemäß Bild 9 ergänzt wurde, lag an der langwierigen gerichtlichen Auseinandersetzung. Es war, wie bereits erwähnt, sehr schwierig, bei dieser Untergrund- und Grundwassersituation die Haftungsfrage eindeutig zu klären, so daß der Schaden auf der Basis eines Vergleichs reguliert wurde.

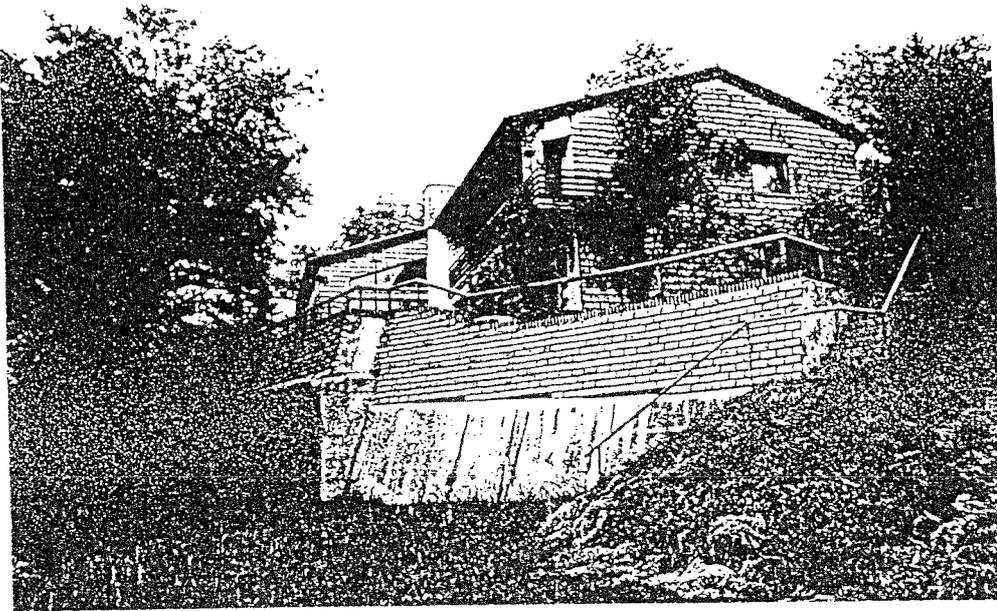


Bild 9: Sanierung der Stützmauer

Beim Nachbaranwesen wurde gänzlich auf eine Stützmauer verzichtet und der Geländesprung durch Faschinen gesichert (Bild 10).



Bild 10: Nachträgliche Hangsicherung durch Faschinen

Die alte verschobene Stützmauer wurde abgebrochen, damit die geböschte und begrünbare Sicherung eingebaut werden konnte.

## Stellungnahme:

Dieses Beispiel macht deutlich, daß vor Baubeginn eine ausreichende Baugrunderkundung auch bei Stützmauern unumgänglich ist. Terzaghi schlägt vor, daß der Baugrund unter der Sohle einer Stützmauer bis zu einer Tiefe erkundet wird, die der Mauerhöhe entspricht. Bereits eine Schürfgrube hätte die aufgeweichte schluffige Tonschicht kurz unterhalb der Gründung aufgeschlossen. Geländebruchberechnungen wurden nicht aufgestellt, da man von tragfähigen Untergrundverhältnissen aus Sand und Kies ausging.

Ergänzend noch eine Anmerkung an Planer und Genehmigungsbehörden. Es sollte bei den heutigen Hangsicherungsmöglichkeiten immer überprüft werden, ob es nicht wirtschaftlicher und vor allem landschaftsschonender ist, wie in Bild 10 gezeigt, begrünbare Verbauarten zu wählen.

## 2.3 Falscher Erddruckansatz hinter einer Winkelstützmauer

### Schadensbild:

In einem steilen Hanggelände wurde zur Sicherung der Gartenfläche eine Winkelstützmauer aus Stahlbeton mit einer freien Höhe von 2 m - 3 m errichtet.

Der Standsicherheitsuntersuchung für den Hanganschnitt während der Bauzeit wurde von einem geotechnischen Büro ein Reibungswinkel  $\varphi = 38^\circ$  für den tonigen, sandigen Schluff zugrunde gelegt.

Der Bemessung der Stützmauer lag eine Typenstatik mit folgenden Annahmen zugrunde:

Geländeneigung	$\beta = 0^\circ$
Wandneigung	$\alpha = 0^\circ$
Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Winkel der inneren Reibung	$\varphi = 30^\circ$
Wandreibungswinkel	$\delta = 0^\circ$
Erddruckbeiwert	$K_a = 0,33$

Acht Jahre nach Errichtung der Stützmauer stürzte nun ein 15 m langer Abschnitt ein (Bild 11). Der Bruch erfolgte ca. 2,5 m unterhalb der Mauerkrone. An dieser Stelle endete die Bewehrung der Anschlußseisen, die Bewehrungsmatte lag auf der Zugseite.

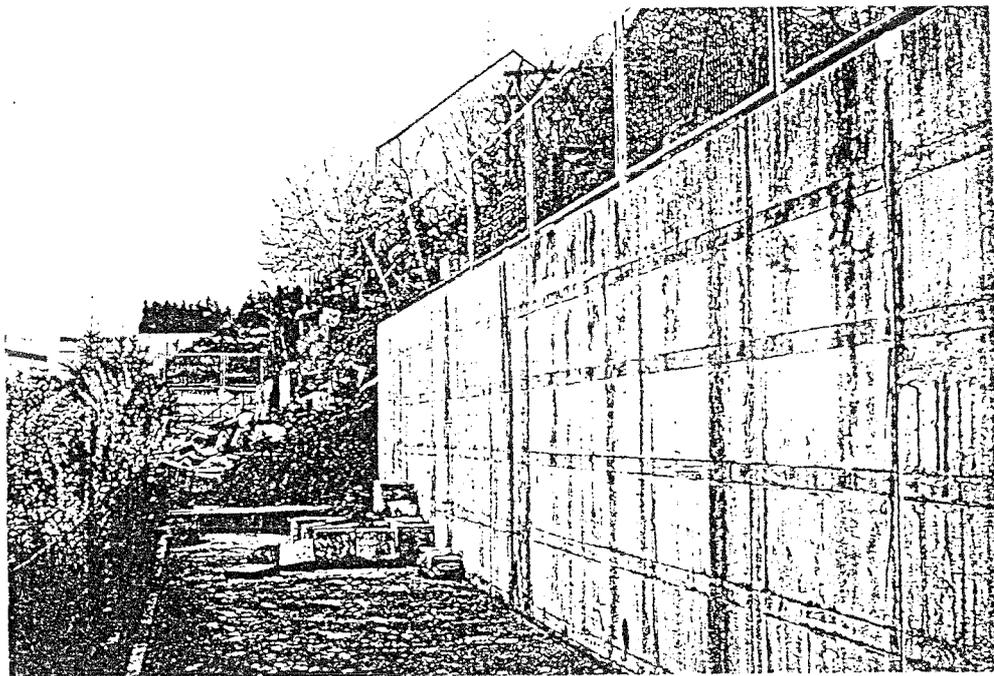


Bild 11: Einsturzstelle

#### Schadensursache:

Die Mauer war mit bindigem Bodenmaterial hinterfüllt worden. Als Entwässerungseinrichtung konnten nur im unteren Bereich Dränsteine festgestellt werden. Hinter der gesamten weiteren Mauerhöhe fehlten diese Dränsteine und jegliche andere vertikale Entwässerungsmöglichkeit. Entlastungsöffnungen sind in großen Abständen auf Bild 11 zu erkennen.

Es trat wegen der fehlenden Wasserableitung das Hangsickerwasser durch die Mauer bzw. das Oberflächenwasser floß über die Mauerkrone.

Die Feld- und Laboruntersuchungen ergaben, daß die Hinterfüllung der Mauer bis 2 m unter Mauerkrone locker gelagert war und der tonige, sandige Schluff teilweise eine breiige Konsistenz aufwies. Dies machte deutlich, daß der Boden sehr stark wasserempfindlich war und bereits durch geringe Wassermengen vom steifen in den weichen und breiigen Zustand überging.

Eine Geländebruchuntersuchung für die im Schnitt (Bild 12) dargestellte Situation ergab, daß für die oberhalb der Bruchstelle liegenden Gebäude die Standsicherheit gewährleistet war.

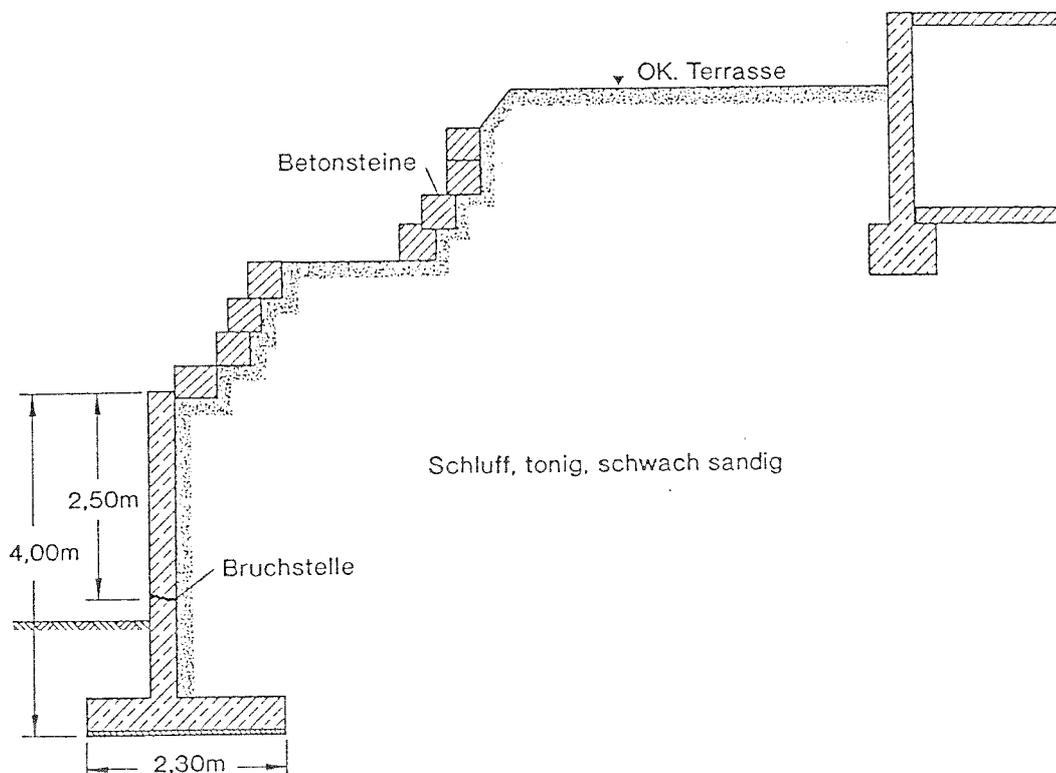


Bild 12: Geländeschnitt im Einsturzbereich

Für die Stützmauer selbst wurde eine Parameterstudie gemäß Bild 13 mit verschiedenen Reibungswinkeln, Wandreibungswinkeln und Geländeneigungen durchgeführt.

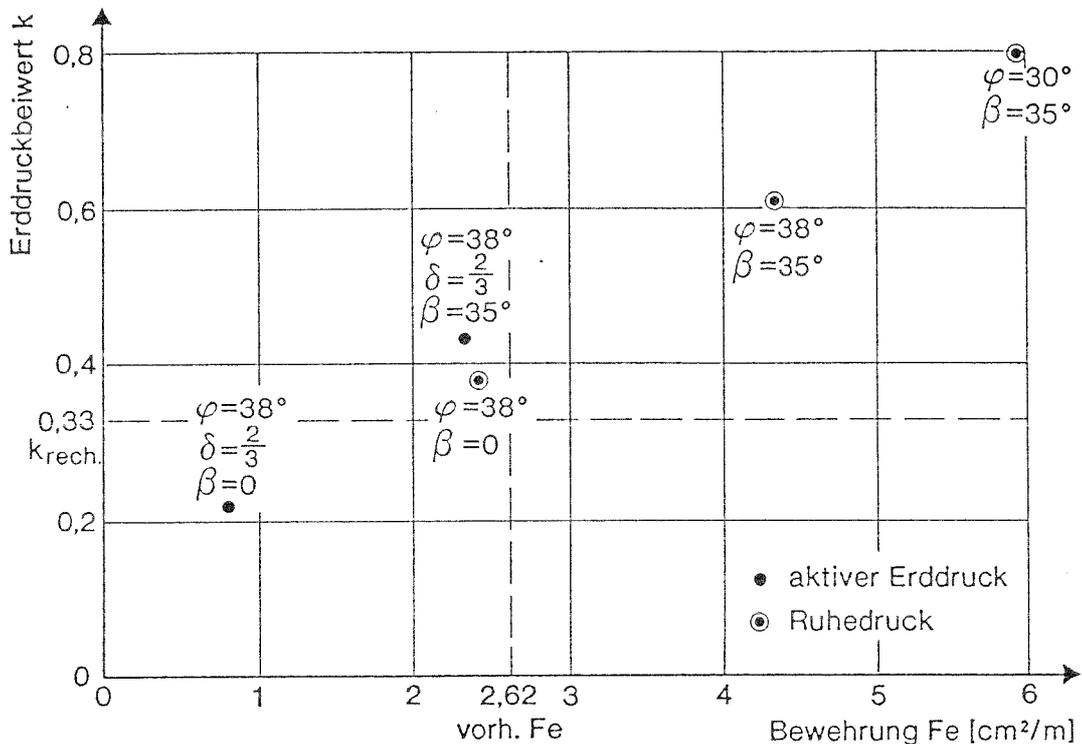


Bild 13: Erddruckbeiwert K und erforderlicher Bewehrungsanteil an der Bruchstelle

Daraus wird deutlich, daß die Stützmauer bei einem Hinterfüllmaterial mit einer Scherfestigkeit  $\varphi' = 38^\circ$ , einer Geländeneigung  $\beta = 0^\circ$  und einer Wichte  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  noch eine ausreichende Bewehrung aufweist. Da die Geländeneigung jedoch  $\beta = 35^\circ - 45^\circ$  betrug, ging die ursprüngliche statische Berechnung mit  $\beta = 0^\circ$  von falschen Randbedingungen aus.

Der Erddruckbeiwert steigt mit der Geländeneigung sehr stark an, mit den tatsächlichen Verhältnissen  $\varphi = 30^\circ$ ,  $\beta = 35^\circ$  hätte ein Erddruckbeiwert um  $K_0 = 0,80$  angesetzt werden müssen. Die erforderliche Bewehrung verdoppelt sich dadurch gegenüber der vorhandenen Bewehrung. Neben dem zu gering angesetzten Erddruck konnte sich durch die fehlende Entwässerung noch ein zusätzlicher Wasserdruck aufbauen.

Außerdem war das Hinterfüllmaterial stark frostgefährdet, so daß in extremen Wintermonaten zusätzlich Frostdrücke auftreten konnten.

#### Sanierung:

Die aufgezeigten Verhältnisse und die gemessenen Mauerkronenverformungen von 4 cm - 5 cm an den noch nicht eingestürzten Mauerabschnitten ließen den eindeutigen Schluß zu, daß auch die restlichen Mauerabschnitte stark gefährdet waren und dringend saniert werden mußten.

Da ein Abbruch der Mauer wegen der vorhandenen Gartenanlagen nicht in Frage kam, wurde eine Sicherung mit Dauernägeln gewählt. Dabei wurde in der Berechnung der volle hydrostatische Wasserdruck angesetzt und die Mauerscheiben auf Ruhedruck bemessen. Wegen der vorhandenen geringen Bewehrung mußten zwei Reihen Dauernägel angeordnet werden (Bild 14).

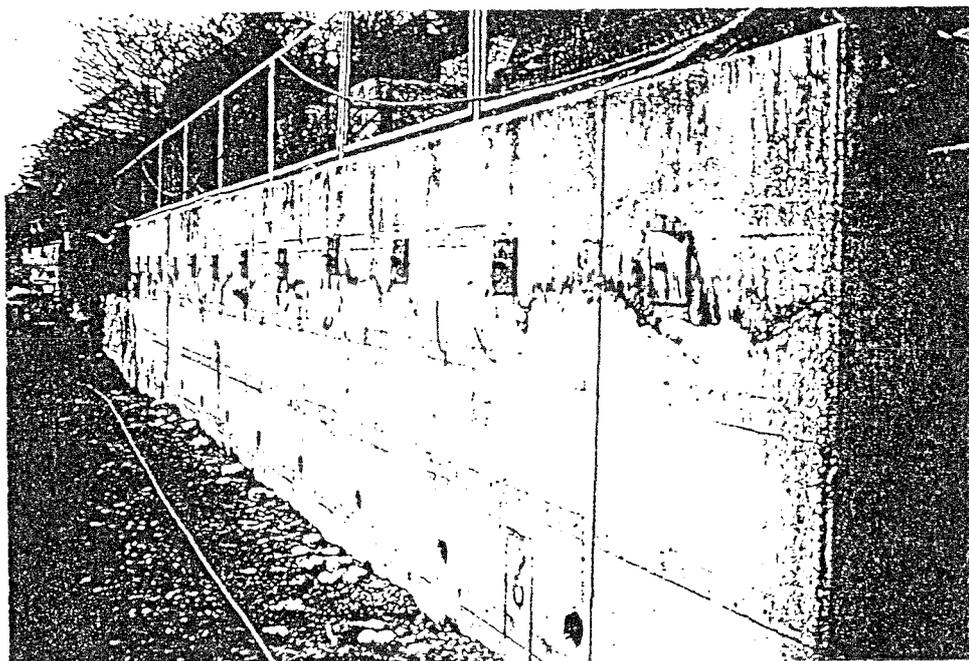


Bild 14: Setzen der Dauernägel

Da die Mauer im Bauzustand nicht standsicher war, mußte für den Einbau der obersten Nagelreihe eine Berme vor die Wand geschüttet werden.

Der Korrosionsschutz der Nagelköpfe wurde durch eine vorgeblendete Spritzbetonschale (Bild 15) gewährleistet.

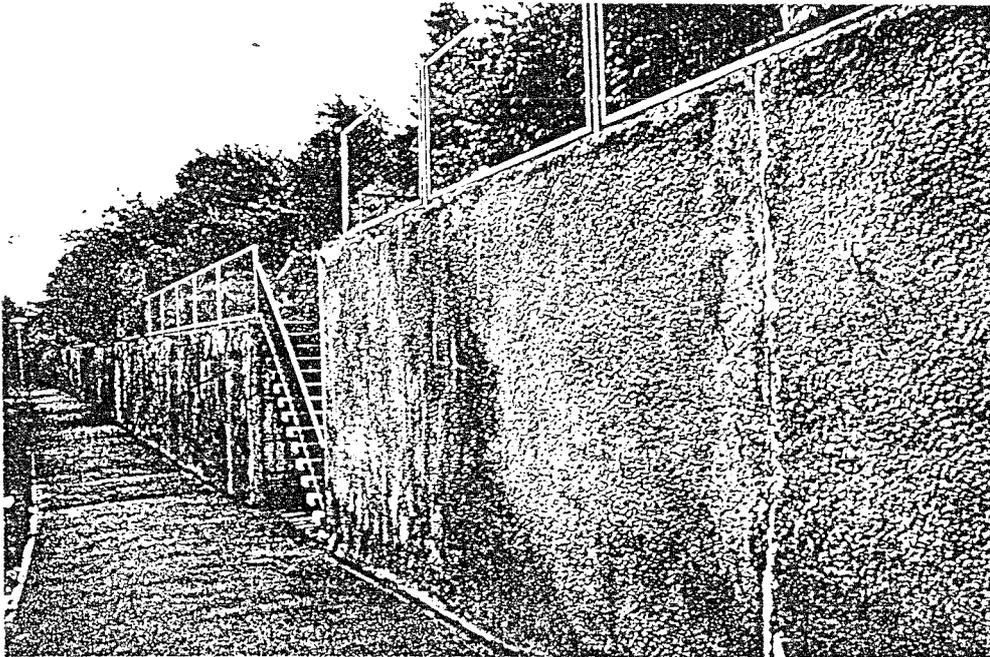


Bild 15: Sanierte Mauer

Der eingestürzte Mauerabschnitt wurde durch eine neue Winkelstützmauer saniert.

#### Stellungnahme:

Bei diesem Beispiel wird deutlich, daß selten eine einzige Ursache einen Schaden bewirkt. Hier führte wie so oft im Bauwesen eine mangelnde Koordination zu diesem Schadensfall. Der Statiker hatte nie die Baustelle gesehen und auch die örtlichen Verhältnisse nicht gekannt, der Planer und die Baufirma hatten nach den gelieferten Bewehrungsplänen gearbeitet. Keiner der Beteiligten fühlte sich zuständig für die hier dringend erforderliche Stützmauerentwässerung. Wenn diese nicht funktionsfähig ist, muß mit vollem hydrostati-

schem Druck auf die Mauerrückwand gerechnet werden, das Bodeneigengewicht ist dann unter Auftrieb anzusetzen. Der Entwässerung kommt, vor allem bei bindigem Hinterfüllmaterial und höheren Stützmauern, eine besondere Beachtung zu.

#### 2.4 Grundbruch bei einer Winkelstützmauer

##### Schadensbild:

An einem sehr steilen Hang wurde eine Stützmauer mit ca. 3 m freier Höhe errichtet. Nach etwa vier Jahren kippte die Stützmauer 45 cm hangabwärts (Bild 16).

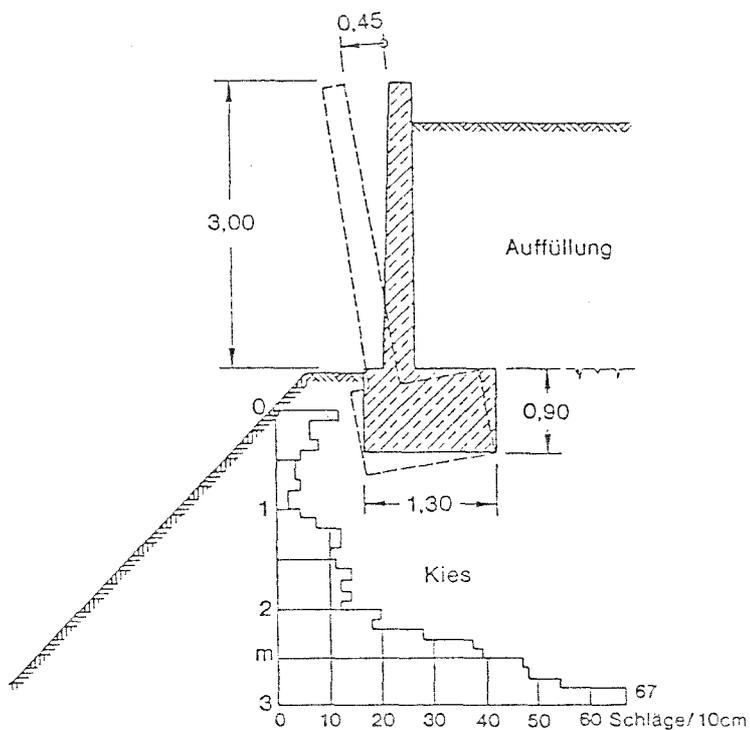


Bild 16: Schadenssituation

Zwei starke Bäume verhinderten den Totalabrutsch (Bild 17). Der rechte Stützmauerteil blieb stehen, da die natürliche Berme vor der Mauer wesentlich größer war.

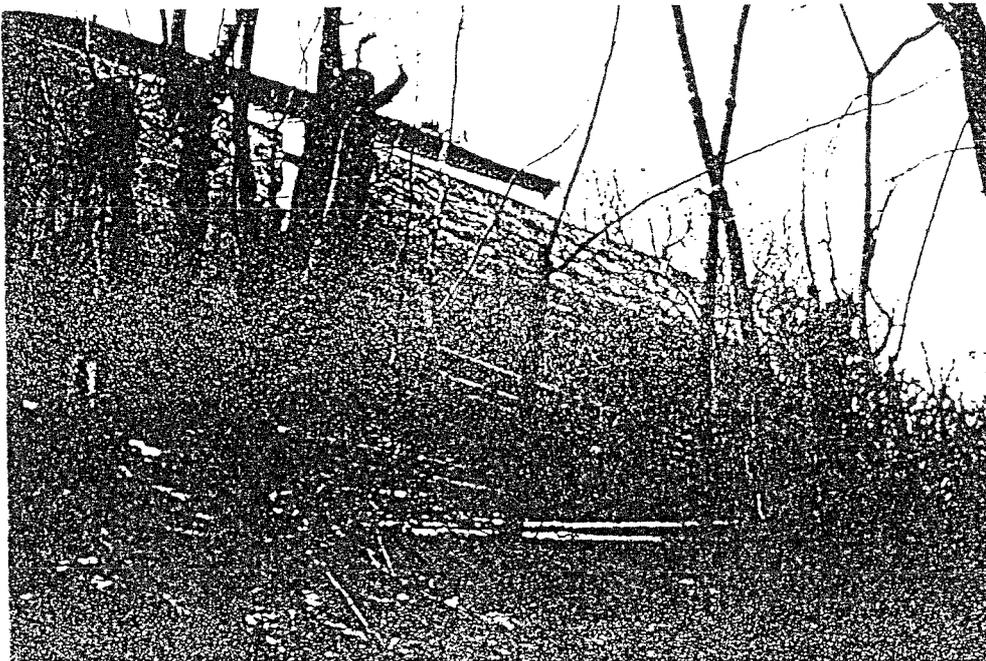


Bild 17: Verkippter und noch intakter Stützmauerteil

Eine Baugrunduntersuchung vor Baubeginn wurde nicht durchgeführt, ein Statiker begutachtete die Gründungssohle und stellte Kies fest.

#### Schadensursache:

Die Schadensursache liegt an der Ausbildung eines schrägen Grundbruchs unterhalb des Mauerfundamentes. Die eingestürzte Mauer wurde, wie die später durchgeführten Schürfen und Sondierungen bestätigten, etwa 0,7 m - 0,8 m unter Geländeoberkante an einem 45° steilen Hang auf locker gelagertem Kies gegründet. Die Hinterfüllung bestand nur teilweise aus Kiesmaterial, die Entwässerung erfolgte durch Öffnungen am senkrechten Mauerschenkel. Eine Vergleichsrechnung mit realistisch angesetzten Bodenwerten und den tatsächlichen Mauerabmessungen ergab Sicherheitswerte für den Grundbruch und

Geländebruch, die wesentlich unter 1,0 lagen.

#### Sanierung:

Die abgekippte Stützmauer konnte nicht mehr saniert werden und wurde abgebrochen. Gemäß Bild 18 wurde eine neue Stützmauer aus Stahlbeton ausgebildet.

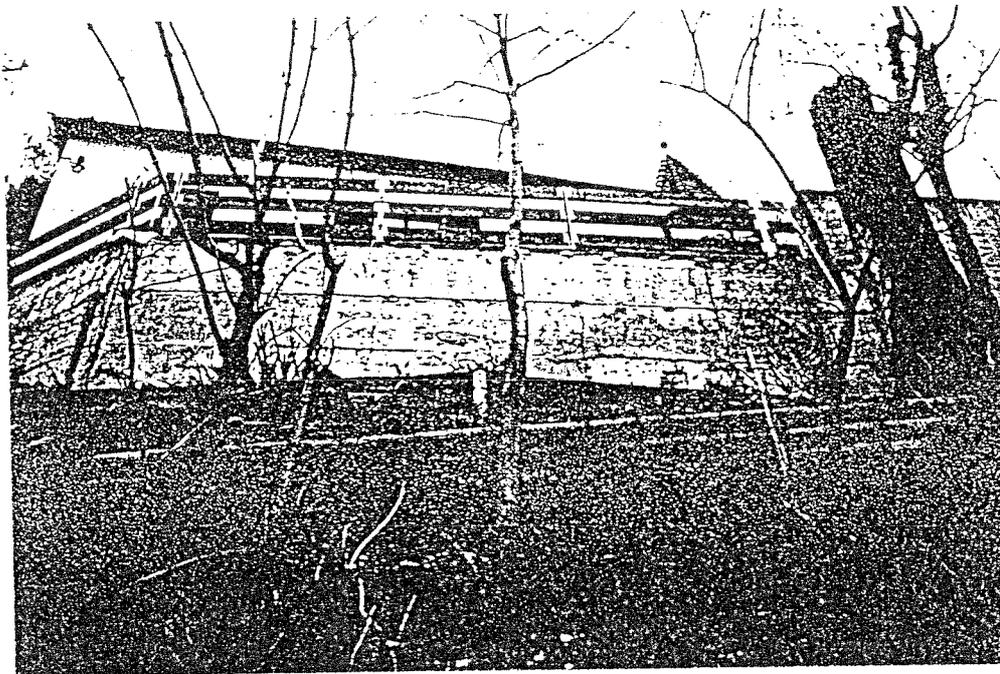


Bild 18: Sanierte Stützmauer

Die Neugründung erfolgte auf ausbetonierten Brunnen im sehr dichten Kies in etwa 2,5 m Tiefe.

#### Stellungnahme:

Es ist unbedingt erforderlich, daß Stützbauwerke in enger Zusammenarbeit von den Planern und Grundbauern entworfen werden. Auch sollten bei der Prüfung die sogenannten Sonderfachleute gemäß DIN 1054 hinzugezogen werden. Es bestätigt sich immer wieder, daß z.B. Berechnungen des schrägen Geländebruchs (die von Lang/Huder (1982) oder Graßhof/Siedek/Floss (1982) veröffentlicht wurden), oder des Geländebruchs nach

DIN 4048, nicht bei allen statischen Berechnungen vorgelegt werden.

## 2.5 Krainerwand

Schadensbild:

Für die Herstellung einer Werkzufahrt mußte ein Geländesprung von ca. 5 - 10 m gesichert werden. Zur Ausführung kam eine 261 m lange Raumgitter-Stützmauer. Die Höhen des Raumgitters betragen 4,6 m bis 7,6 m (im Mittel 5,6 m); darüber steigt das Gelände mit einer Neigung von 2 : 3 maximal 2,7 m hoch an und geht dann in eine horizontale Ebene über (Bild 19).

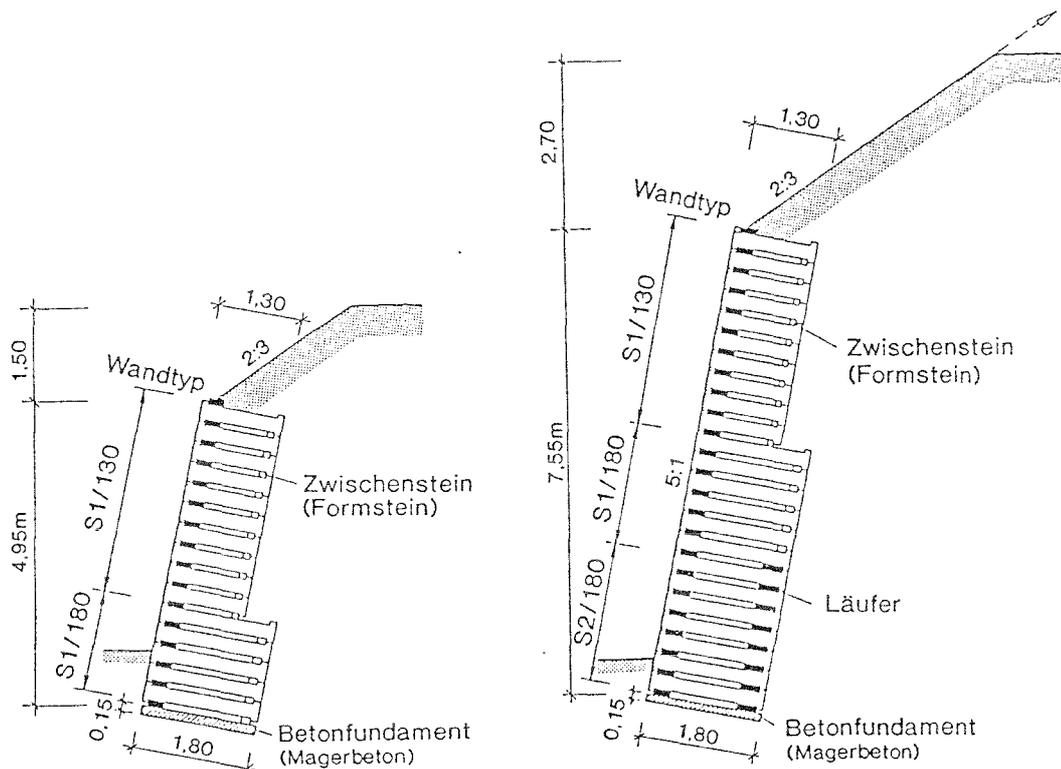


Bild 19: Krainerwand - Charakteristische Querprofile

Wie aus den Schnitten ersichtlich, wurden überwiegend erdseitig offene Konstruktionen verwendet.

Kurz vor Fertigstellung der Erdarbeiten oberhalb der Wand stürzte diese in einem Abschnitt auf ca. 30 m Länge ein (Bild 20).



Bild 20: Eingestürzter Bereich

#### Bodenverhältnisse:

Die Baustelle liegt im Bereich einer Schotterterrasse, die nach der letzten Vereisung Süddeutschlands (Quartär/Pleistozän) während des Rückzuges des Inntalgletschers von Schmelzwässern abgelagert wurde. Derartige fluvioglaziale Schichten weisen gewisse Inhomogenitäten in der Kornverteilung auf, welche auf wechselhafte Transport- und Ablagerungsbedingungen zurückzuführen sind. Demnach handelt es sich überwiegend um schwach schluffige, sandige Kiese mit örtlich unregelmäßigen Einschaltungen von Sand- und Schlufflinsen sowie sehr sandarmen Kiesen.

Die Terrassenschotter weisen im allgemeinen eine gute Kornabstufung, dichte Lagerung und hohe Scherfestigkeit auf. Aus der langen Standzeit der übersteilten, freien Anschnittsböschung während des Baugeschehens konnte auf eine gewisse Verzahnung bzw. scheinbare Kohäsion des gewachsenen Bodens geschlossen werden. Folgende Parameter wurden für die erdstatischen Berechnungen angesetzt, ein Kohäsionsanteil wurde nicht berücksichtigt.

Boden	Wichte $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Reibungswinkel (°)
gewachsener Terrassenschotter	24	37,5°
Hinterfüllung bzw. Verfüllung der Wand	22 - 23	35°

Das Versagen trat offensichtlich als kombinierter Gleit-Kippbruch bzw. als Geländebruch und nicht als klassisches Kippen auf. Darauf weist unter anderem die Art hin, wie zahlreiche Binder aus den unteren Rutschmassen herausragen und weitere Fertigteile dort obenauf liegen. Weiter zeigte sich, daß die unteren Binder bis ca. 20 - 30 cm herausgeschoben worden waren.

An der linken Trennfläche zur Einsturzstelle wies die Raumgitter-Stützmauer eine durchgehende Vertikalfuge auf. Aufgrund dieser Bewegungsfuge wurde der angrenzende, stehengebliebene Mauerabschnitt durch den Einsturz kaum in Mitleidenschaft gezogen. Es war nur ein örtliches, scharenweises Herausschieben der Binder zu beobachten.

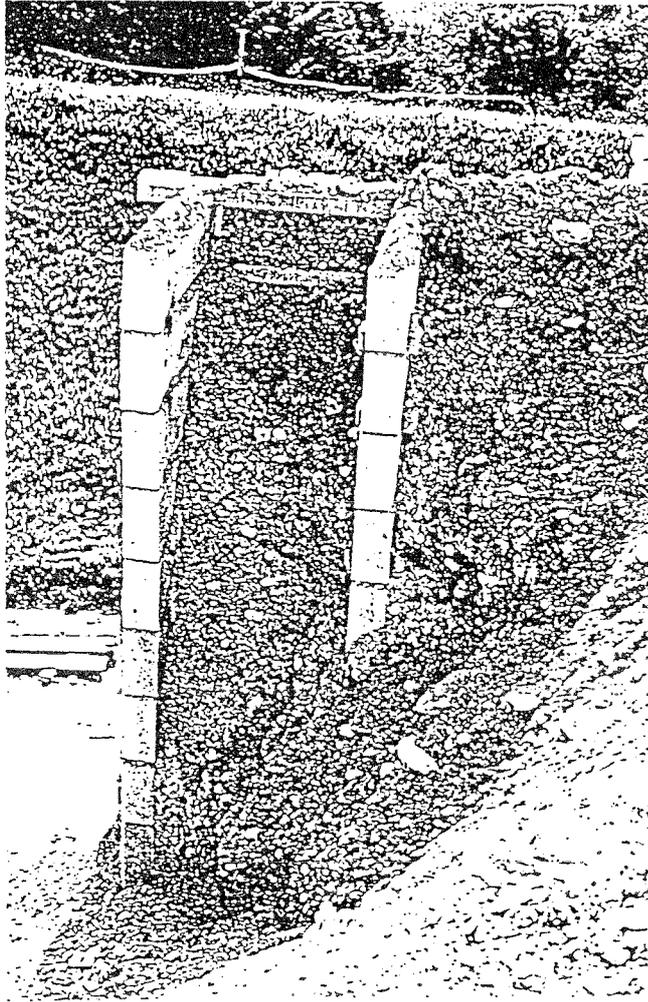


Bild 21: Nicht eingestürzte offene Raumgitterwand  
neben dem Einsturzabschnitt

Bei den Schadensursachen ist von einem Zusammenwirken mehrerer ungünstiger Faktoren auszugehen:

- Bei der vorhandenen Höhe wurde eine Wand ohne hintere Läufer eingebaut. Das Tragfähigkeitsverhalten von Raumgitterwänden mit erdseits offenen Querschnitten ist wesentlich ungünstiger gegenüber der Anordnung von kastenförmig geschlossenen Zellen.
- In der Anschnittsböschung waren vereinzelt feuchte Schlufflagen vorhanden, deren Scherfestigkeit geringer als der angesetzte Kennwert für den Kies war.

- Das Fundament war mit 15 cm Dicke (im Einsturzbereich) unterdimensioniert und nicht in der Lage, unterschiedliche Verformungen auszugleichen.
- Die Schütthöhen der einzelnen Lagen betrugen 0,6 m bis 0,8 m. Der Aufbau eines örtlich erhöhten Verdichtungs-erddruckes ist daher nicht auszuschließen. Dies würde auch die Gleitflächenausbildung entlang der Trennfläche zwischen gewachsenem und hinterfülltem Boden erklären: Nach Berichten von Augenzeugen bildete sich nämlich vor dem Einsturz dort zuerst ein oberflächennaher Riß, und zwar begünstigt dadurch, daß die Anschnittböschung nicht abgetrept worden war und daher keine Verzahnung zwischen Hang und Hinterfüllung bestand. Außerdem waren örtlich Wasseraustritte (unkontrollierte Sickerwässer) festzustellen.
- Einen weiteren negativen Faktor bildete der knapp vor dem Wandabschnitt in einer Tiefe von ca. 1,7 m errichtete Kanal (Betonrohr,  $\varnothing$  50 cm). Dieser Sachverhalt war bei der Erstellung der Mauerstatik nicht bekannt gewesen. Im Zuge der Kanalarbeiten kam es offensichtlich zu Auflockerungen des umgebenden Bodens, was indirekt als auslösende Einsturzursache mitgewirkt haben kann.
- Ausführungsdifferenzen zur Planung hatten ebenfalls eine nachteilige Auswirkung: Die Stützmauer wurde etwas steiler als 5 : 1 aufgebaut und die Hinterfüllung höher geschüttet als vorgesehen und in der Statik eingerechnet: hinter der Wand stieg das Gelände teilweise noch 4,0 m hoch an (anstelle 2,7 m wie im Entwurf).

Eine nachträgliche erdstatische Überprüfung mit den Ausführungsparametern ergab, daß an der Einsturzstelle tatsächlich das kritischste Querprofil vorlag und der Sicherheitsfaktor in den angrenzenden Mauerabschnitten höher war.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß es trotz einer Überlagerung mehrerer negativer Faktoren nicht zum Einsturz gekommen wäre, wenn die Raumgitter-Stützmauer auf ganzer Höhe einen geschlossenen Zellenquerschnitt aufgewiesen hätte. Auch eine Wandbreite von  $b' = 1,80$  m anstelle von  $b' = 1,30$  m hätte den Bruch vermutlich noch verhindert, allerdings keine ausreichende Sicherheit gewährleistet. Die erdseitig offenen Wandtypen sind zwar sehr wirtschaftlich, bei großen Wandhöhen jedoch relativ empfindlich gegenüber Abweichungen von den Berechnungsannahmen. Da sie nicht die selbststabilisierenden Eigenschaften der geschlossenen Kastenkonstruktionen besitzen, können bei örtlicher Überbeanspruchung im Tragkörper Kräfte kaum umgelagert werden.

#### Sanierung:

Bei dieser Baustelle wurde die gesamte Wand in die Sanierungsmaßnahmen miteinbezogen und nicht nur der unmittelbare Einsturzbereich. Der Umfang der Arbeiten richtete sich nach dem jeweils vorhandenen Bauzustand und Sicherheitsfaktor.

Ein 118 m langer Wandabschnitt war zum Zeitpunkt des Einsturzes noch nicht errichtet bzw. fertiggestellt. Ohne größeren Aufwand konnte ein Abtrag der erst teilweise montierten Fertigteile bis zum Fundament erfolgen. Dieses wurde etwas tiefer gelegt bzw. verstärkt und darauf die Raumgitter-Stützmauer mit einem geschlossenen Zellenquerschnitt aufgebaut.

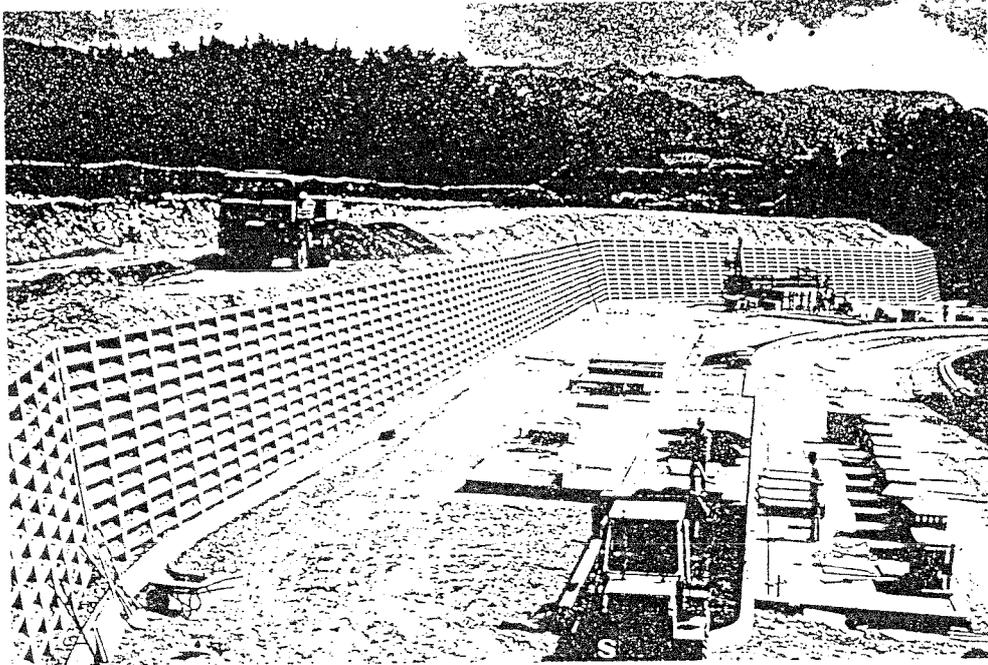


Bild 22: Bereich des Neuaufbaus

Ein insgesamt 81 m langer und ca. 5,0 - 7,3 m hoher Mauerbereich war zum Zeitpunkt des Einsturzes bereits fertiggestellt. Obwohl hier keine Schäden festgestellt werden konnten, erschien eine Erhöhung der Standsicherheit ratsam. Als kritisch erwies sich hierbei die Zone im Übergangsbereich der Mauerquerschnitte von 1,80 m auf 1,30 m Breite. Bei den restlichen Abschnitten kam ein Abtrag der hinterfüllten, hohen Stützmauern aus technisch-wirtschaftlichen Erwägungen nicht in Frage. Als zweckmäßigste Sanierungsvariante erwies sich eine Verstärkung der Raumgitterkonstruktion und des Bodens mittels Injektionen. Gemäß Bild 23 wurden im Bereich der Querschnittsänderung der Wand rasterförmige Injektionen mittels 5 - 6 m langen Lanzen angeordnet, und zwar jeweils in den Zellenmitten der Wandlängsrichtung. Es handelte sich um 2"-Rohre mit einem Außendurchmesser von 60,3 mm und einer Injizierlänge von mindestens 4 m (Rohr geschlitzt). Das Einbringen der Lanzen in den Boden erfolgte mit einem schweren Rammhammer und verlorener Rammspitze. Der maximale Verpreßdruck betrug 15 bar und wurde solange gehalten, bis keine weitere Injektionsgutaufnahme mehr stattfand. Die Ankerköpfe wurden innerhalb der Wand einbetoniert, seitlich an den Bindern jedoch verformbare Platten verlegt.

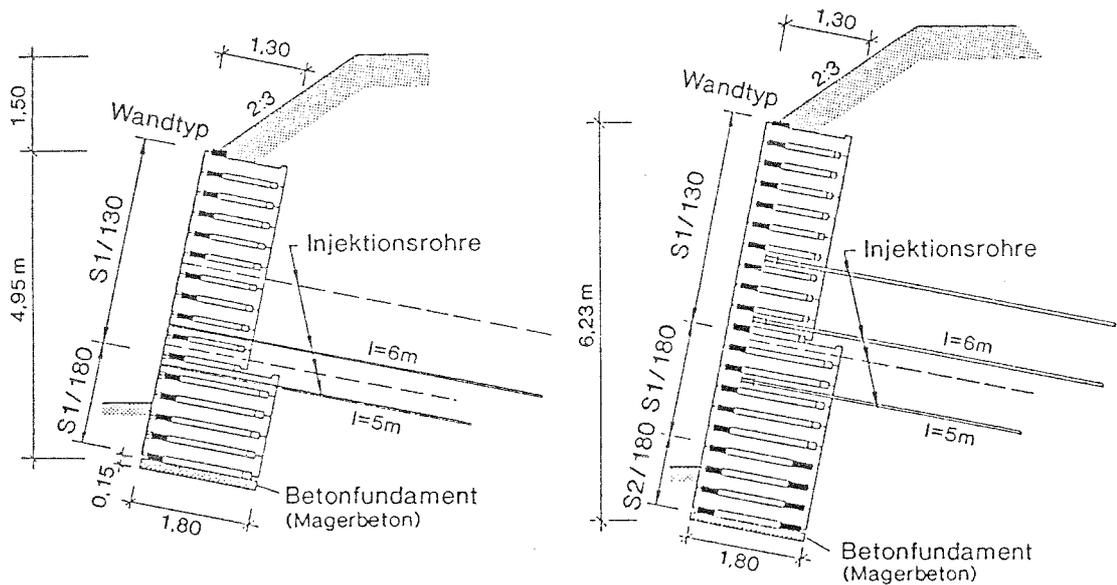


Bild 23: Charakteristische Querprofile der nicht eingestürzten und nachträglich verstärkten Wandabschnitte

Als Bemessungsgrundlage wurden zwei Probelast-Zugversuche durchgeführt. Die Überprüfung ergab, daß bei einer Mindestinjizierlänge von 4 m (Verbrauch von 100 - 150 kg Hochofenzement) eine Gebrauchslast von ca. 100 kN mit ca. 1,5-facher Sicherheit zu erreichen war; die zugehörige Verschiebung betrug ca. 1 cm. Die verbleibenden Injektionsrohre wirken als Dübel in der Gleitfläche und als Anker im gewachsenen Untergrund. Aus Sicherheitsgründen wurde bei der erdstatischen Berechnung der Angriffspunkt der Erddruckresultierenden aus der Hinterfüllung in halber Wandhöhe angesetzt, um Erddruckumlagerungen infolge der Verankerung zu berücksichtigen.

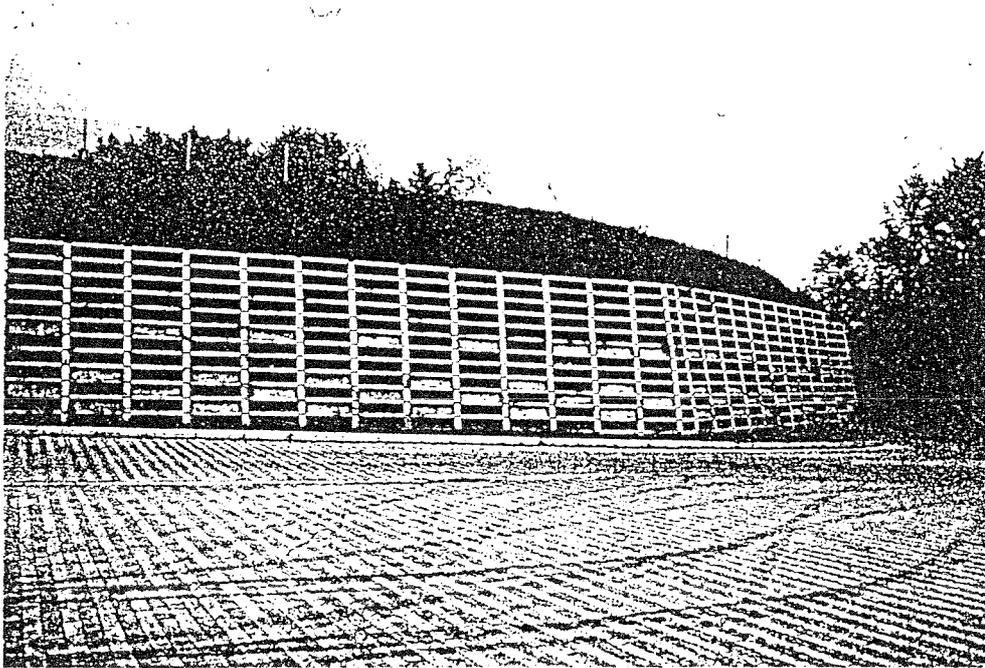


Bild 24: Teilansicht eines Wandabschnittes, welcher mittels Injektionen verstärkt wurde, die Köpfe der versetzt angeordneten, bleibenden Injektionsrohre wurden einbetoniert

Für die eigentliche Einsturzstelle und die angrenzenden Nahbereiche erwies sich ein vollkommener Neuaufbau als unumgänglich. Dazu wurden auf insgesamt 62 m Länge die Mauerreste und benachbarten Wandabschnitte abgetragen. Das stellenweise gebrochene Magerbeton-Fundament wurde durch eine bewehrte Stahlbetonplatte ersetzt: Es handelt sich um ein durchgehendes Streifenfundament, dessen Sohle mindestens 80 cm unter Gelände liegt.

Die neue Raumgitter-Stützmauer im Bereich der Einsturzstelle weist nunmehr über die gesamte Höhe einen geschlossenen Zellenquerschnitt auf, der außerdem im unteren Teil wesentlich breiter ist als vor dem Einsturz.

## 2.6 Betonformsteinwand

Entlang einer Umgehungsstraße wurden Betonformsteine als Stützkonstruktion unter einem Winkel von  $\beta = 79^\circ$  aufgebaut. Nach Fertigstellung des Bodenaufbaus hinter den Betonformsteinen traten Schäden (Bild 25) ein.



Bild 25: Einsturzstelle der Betonformsteinwand

### Schadensursachen:

Bei der Betonformsteinwand wurde ein Hinterfüllmaterial eingebaut, das keine ausreichende Scherfestigkeit aufwies. Außerdem war die Breite der unteren Steine nicht ausreichend. Für das eingebaute System war die vorhandene Typenstatik nicht zutreffend.

## Sanierung:

Für die Sanierung der Betonformsteinwand erfolgte zunächst ein Abbau der Steine. Bei dem Wiederaufbau wurde eine Hinterfüllung mit Geokunststoffbahnen vorgenommen. Hierzu wurde jeweils ein Geotextilband auf verdichtetem Hinterfüllmaterial aufgelegt und durch den vorgesetzten Fertigteilstein geführt (Bild 26).

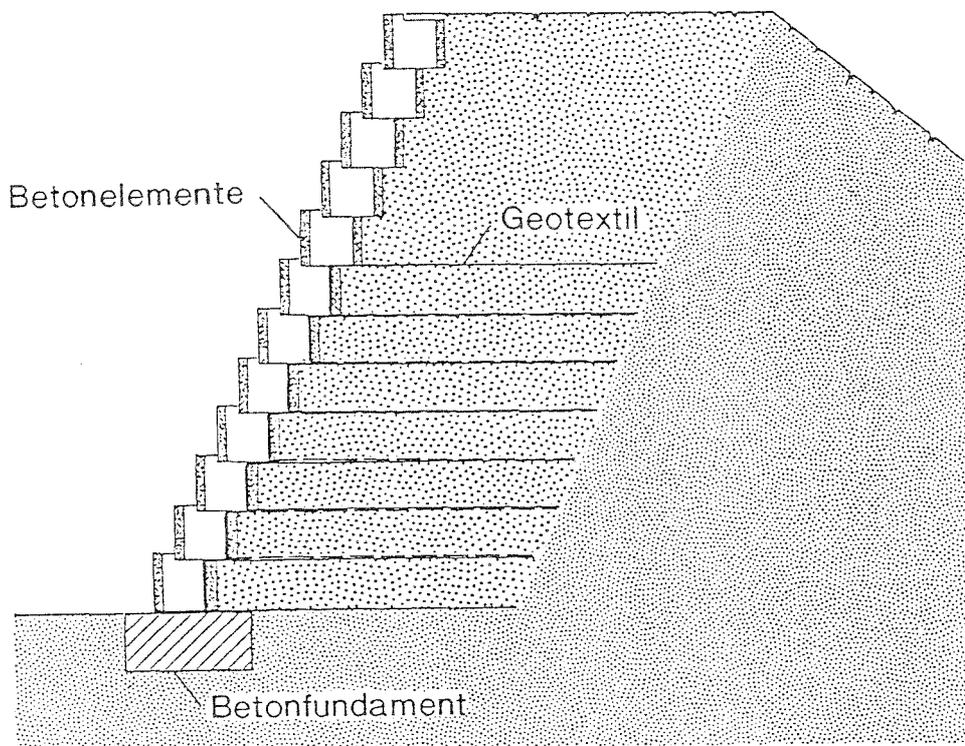


Bild 26: Sanierung mit Geotextileinlagen

Nach lagenweiser Hinterfüllung und Verdichtung wurde auf dieser Ebene das durch den Stein gezogene Geotextilband aufgelegt. Ab dieser fertiggestellten Ebene erfolgte der weitere Aufbau wieder mit einem Bewehrungsband aus Geokunststoff.

### 3 Sicherung und Sanierung alter Stützkonstruktionen

#### 3.1 Allgemeines

Das Thema Sicherung und Sanierung von historischen Bauten nimmt in der neuen Literatur einen breiten Raum ein. Über die Instandsetzung alter Mauern sind nur wenige Beiträge vorhanden. Pieper (1983) beschreibt hauptsächlich die Sicherung alter Kirchen. Ruffert (1981) geht nur auf die Spritzbetonsanierung von Baudenkmälern ein und auch im Beitrag Schultze (1971) finden sich keine Beispiele von Stützmauersanierungen. Auf der Weltkonferenz in Stockholm (1981) wurden nur Hochbaubeispiele erwähnt; lediglich auf der Italienischen Baugrundtagung (1980) finden wir einen kleinen Beitrag von Focardi und Vasarri (1980) über die Schloßmauer in Florenz.

Wie schwierig es ist, eine im labilen Zustand befindliche Stützmauer zu sichern, zeigt der Schadensfall bei einer Kirchenmauer. Er soll uns beispielhaft darauf hinweisen, daß nicht der Endzustand nach Ausführung der Sicherungsmaßnahmen entscheidend ist, sondern die einzelnen Bauzustände problematisch sein können.

Am Beispiel einer Hangsicherung mit Stützkonstruktionen können neuere Baumethoden, wie Hochdruckinjektion, Verankerung, Vernagelung und Verpreßpfähle, vorgestellt werden. Ein sehr steiler Hang (ca.  $40^\circ$ ) ließ den Bau neuer Winkelstützmauern nicht zu. Außerdem waren die kombinierten Baumethoden unter Einbeziehung von alten Stützmauern wesentlich kostengünstiger.

### 3.2 Sanierung einer Kirchenmauer

Auf einer Länge von ca. 20 m traten bei der im Bild 27 dargestellten, 240 Jahre alten Kirchenmauer starke Risse auf.

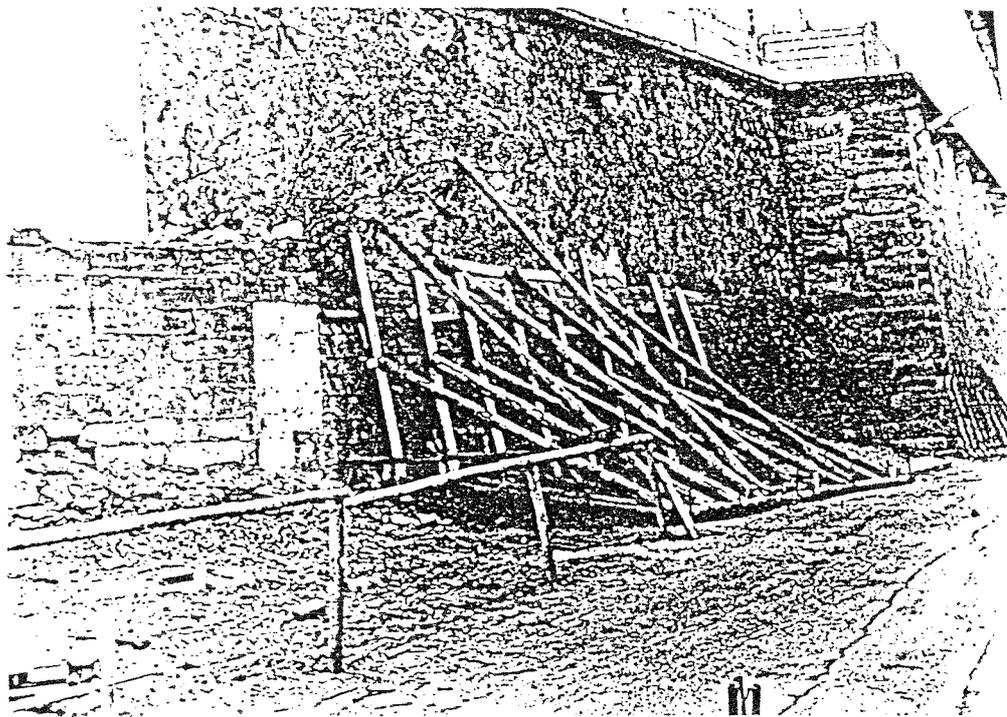


Bild 27: Ansicht der Kirchenmauer nach der provisorischen Abstützung

Die Risse wurden weiterhin beobachtet und zusätzlich Glaspione gesetzt. Ein Ingenieurbüro wurde beauftragt, Sanierungsvorschläge zu erarbeiten, die Baugrundverhältnisse wurden erkundet.

Ein Gebäude links vor der Mauer wurde abgebrochen, danach zeigten sich im Friedhof hinter der Mauer Setzungen, die Mauer bewegte sich weiter. Daraufhin wurden die im Bild 27 sichtbaren provisorischen Holzabstützungen ausgeführt.

Dem Stadtrat lagen zwei Sanierungsvorschläge zur Entscheidung vor. Neben dem Abriß der Mauer und Neubau als Winkelstützmauer war eine Dauerverankerung (wie in Bild 28 dargestellt) vorgeschlagen worden.

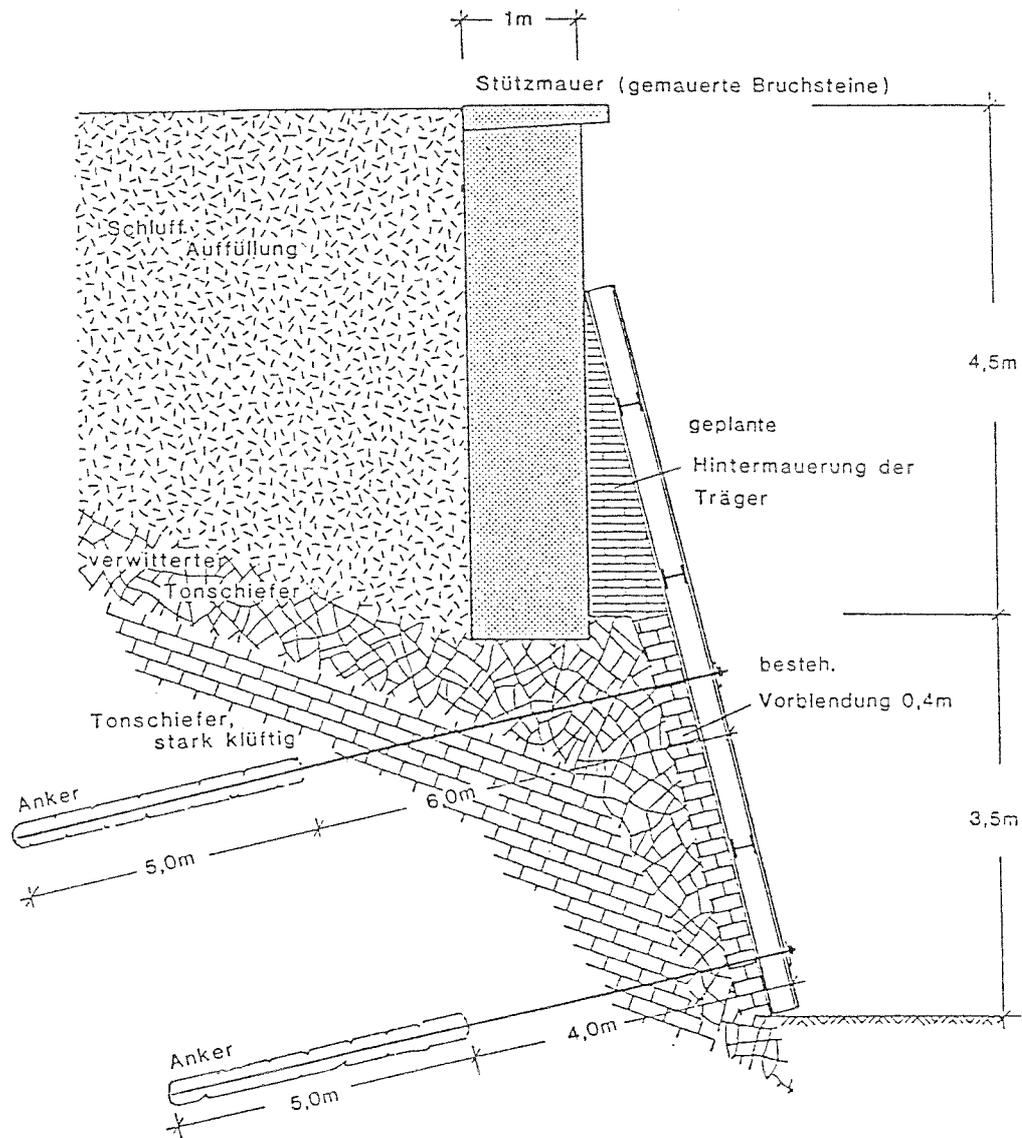


Bild 28: Schnitt (Sanierungsvorschlag/Dauerverankerung)

Da der Sanierungsvorschlag mit zwei Lagen Dauerankern und vertikalen Stahlstreben wesentlich preisgünstiger gegenüber einem Mauerneubau war, kam die Ankervariante zur Ausführung.

Als mit den Ankerbohrungen begonnen wurde, stürzte die Mauer nachts ein (Bild 29).

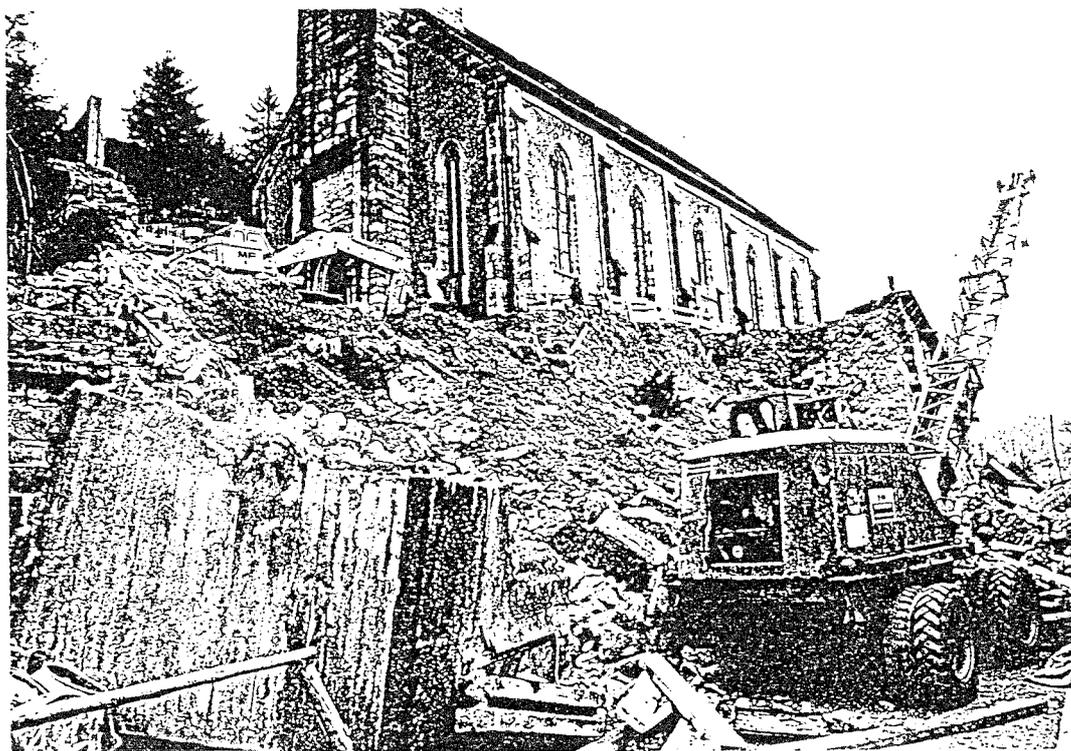


Bild 29: Einsturz der Mauer

Da sich zu diesem Zeitpunkt keine Arbeiter auf der Baustelle befanden, war nur erheblicher Sachschaden an Material und Geräten entstanden.

Die Untersuchungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern ergaben, daß die ca. 20 m lange und 8 m hohe Mauer im Bereich der oberen 4,5 m aus gemauerten Steinen bestand und auf dem gewachsenen Tonschiefer aufstand. Die Mauerstärke betrug ca. 1 m. Der untere Mauerteil bestand aus regelmäßig geformten Sandsteinen (0,4 m Dicke), die dem anstehenden Tonschiefer vorgeblendet waren.

Für den Mauereinsturz waren mehrere Faktoren ursächlich:

- a) Die 4 m mächtige Hinterfüllung bestand aus bindigem, steinigem Bodenmaterial. Sondierungen zeigten eine lockere Lagerung an. Die Bruchsteinmauer stand auf einer Verwitterungszone des Tonschiefers, deren Reibungswinkel bei ca.  $20^\circ$  lag. Ungünstig wirkten sich auch sehr glatte Störungsflächen im Einsturzbereich aus. Zudem fielen die Schichten des Tonschiefers ungünstig unter  $55^\circ$  nach Süd-Westen ein.
- b) Neben der ungünstigen Gründungssituation spielten auch die Wasserverhältnisse hinter der Mauer eine große Rolle. Wasseraustritte über dem Tonstein nach Abschluß der Aufräumarbeiten bestätigten dies. Hier ist es durch Sicker- und Stauwasser, vor allem hinter der Vorblendung, zu unkontrollierten Wasserdrücken gekommen. Im Winter können Frosteinwirkungen die Vorblendung verformt haben. Noch wesentlich ungünstiger haben sich Wassereintritte im Bereich vorhandener Gleitfugen durch Reduzierung der Scherfestigkeit ausgewirkt.
- c) Ungünstig wirkte sich der Abbruch des Anwesens neben der Stützmauer aus.
- d) In diesem äußerst labilen Zustand führte die Baufirma Bohrungen für die Daueranker aus, ohne zusätzliche Abstützungen und Sicherungen vorzunehmen.

Nach dem Einsturz war zu befürchten, daß durch fortschreitende Erosion im Bereich der Bruchflächen auch die nahegelegene Kirchenfundierung gefährdet wird. Es wurde deshalb empfohlen, umgehend die bereits als Alternative geplante Winkelstützmauer zu errichten. Bild 30 zeigt den gelungenen Wiederaufbau der Kirchenmauer.

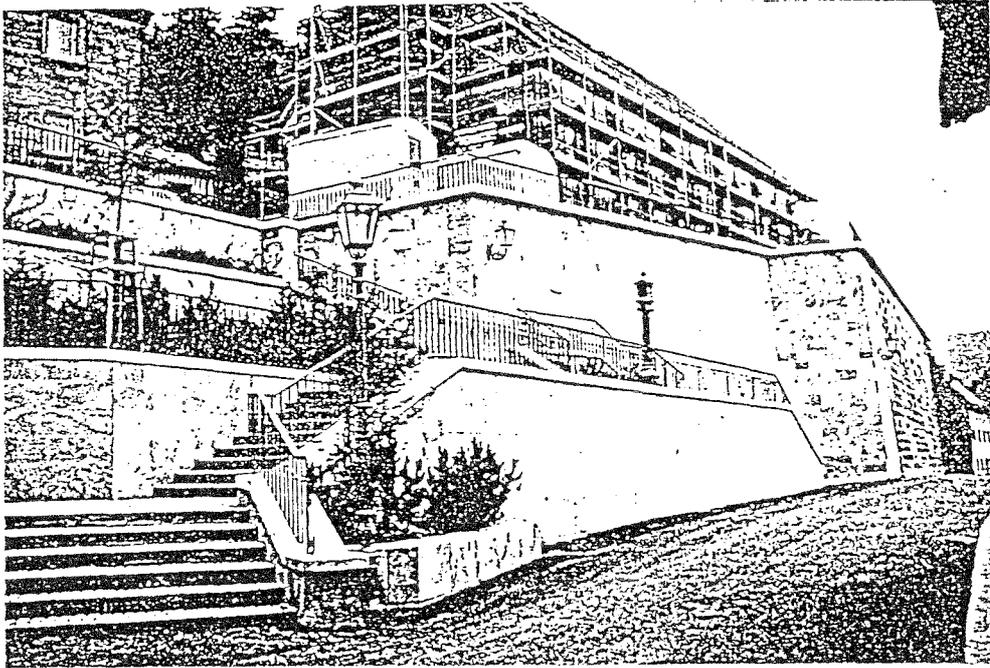


Bild 30: Ansicht der neuen Kirchenmauer

Im Nachtrag wurde die Landesgewerbeanstalt Bayern beauftragt, den östlich noch vorhandenen Mauerteil auf seine Standsicherheit zu beurteilen und eventuelle Sanierungsvorschläge zu unterbreiten. Das Grundbauinstitut führte die erforderlichen Baugrunduntersuchungen durch, mit dem Prüfamts für Baustatik wurden die entsprechenden Empfehlungen erarbeitet.

Die Mauer stand bereits 240 Jahre. Es konnte deshalb davon ausgegangen werden, daß der Sicherheitsgrad gegen Bruch über 1,0 lag. Um diesen Sicherheitsgrad zu erhöhen, wurde empfohlen, die Beanspruchung aus Erddruck und Wasserdruck zu reduzieren. Die Gräber hinter der Mauer wurden umgebettet und der bindige Hinterfüllboden auf ca. 3 m Tiefe durch Liapor der Körnung 4/8 ersetzt (Dichte  $\rho = 325 \text{ kg/m}^3$ ). Zusätzlich wurde eine Dränleitung hinter der alten Mauer verlegt, welche an das Dränsystem der neuen Mauer angeschlossen wurde. Die Oberfläche der Kirchhofffläche wurde durch eine zementgebundene Tragschicht stabilisiert.

### 3.3 Sicherung von Stützmauern an einem Steilhang

Ein innerstädtischer Bergsporn weist steile Böschungen auf und zusätzlich sind Geländesprünge vorhanden, die mit relativ hohen Stützmauern aus Ziegelmauerwerk gesichert sind. Auf dem oberen Bereich des Berges befinden sich verschiedene Gebäude, die teilweise sehr dicht an die vorhandenen Böschungen oder Stützmauern heranreichen.

Infolge der starken Böschungsneigung von bis zu  $40^\circ$  und dem schlechten Mauerzustand stellten sich Verformungen sowie Risses Schäden an Gebäuden und Mauern ein. Ebenso wiesen Teileinstürze von Mauern darauf hin, daß keine ausreichende Standsicherheit mehr gegeben war.

Unter Berücksichtigung der bestehenden Bebauung sowie der beengten Platzverhältnisse mußten Sanierungsmethoden für Gebäudeteile sowie Mauern ausgearbeitet werden. Die gewählten einzelnen Sanierungsabschnitte sind auf dem Lageplan in Bild 31 eingezeichnet.

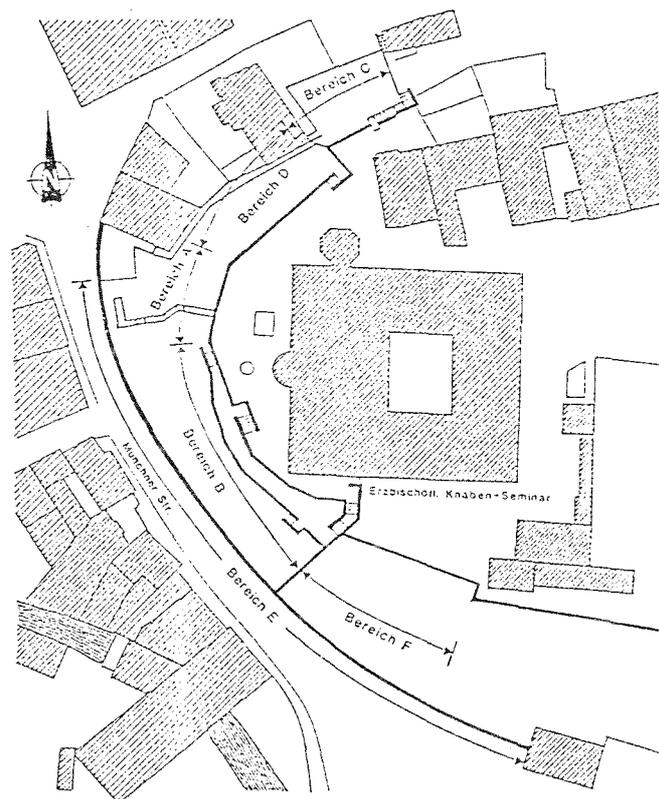


Bild 31: Lageplan mit den Sanierungsabschnitten

Im Zuge einer Baugrunduntersuchung durch das Büro Frank, München, wurde festgestellt, daß teilweise unter Auffüllungen schluffige Sande und Kiese sowie sandige Schluffe und Tone des Tertiär anstehen. Bei der Ausarbeitung der einzelnen Sanierungsvorschläge durch das Ingenieurbüro Lindermaier und Partner, Freising, ergaben sich Mauerverstärkungen aus Stahlbeton, neue Stahlbetonmauerabschnitte, Unterfangungen und Sicherungen mit Zuggliedern aus Stahl einschließlich Vernagelungen. So konnte die talseitige Ziegelmauer an der Westseite des Berges durch den Einbau von Dauernägeln gesichert werden (Bereich E). Die Nagelköpfe wurden innerhalb der Mauer mit Beton vergossen und die Sichtfläche erhielt mit einer Vorblendung von Ziegelmauerwerk wieder ihr ursprüngliches Aussehen. Die Ansicht der Mauer ist nach Durchführung der Sanierung in Bild 32 zu sehen. Im Bild 33 ist die Sanierung im Schnitt zeichnerisch dargestellt.

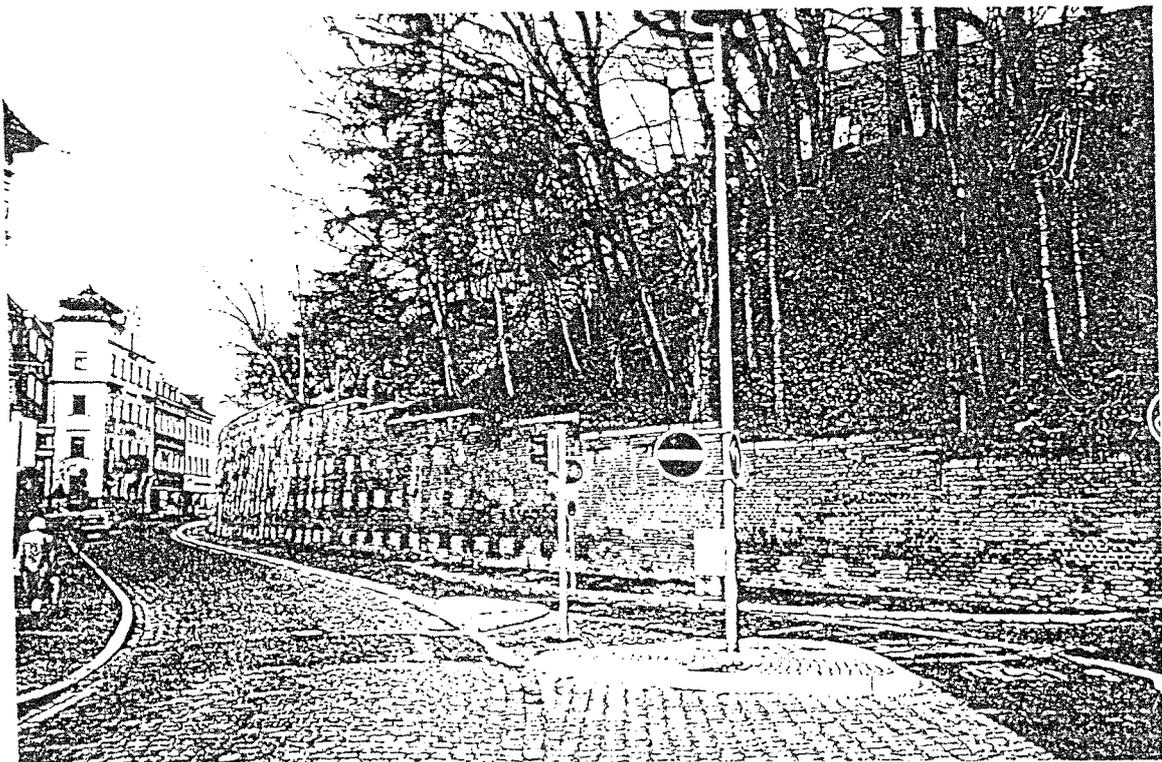


Bild 32: Vernagelung einer Ziegelmauer (Ansicht)

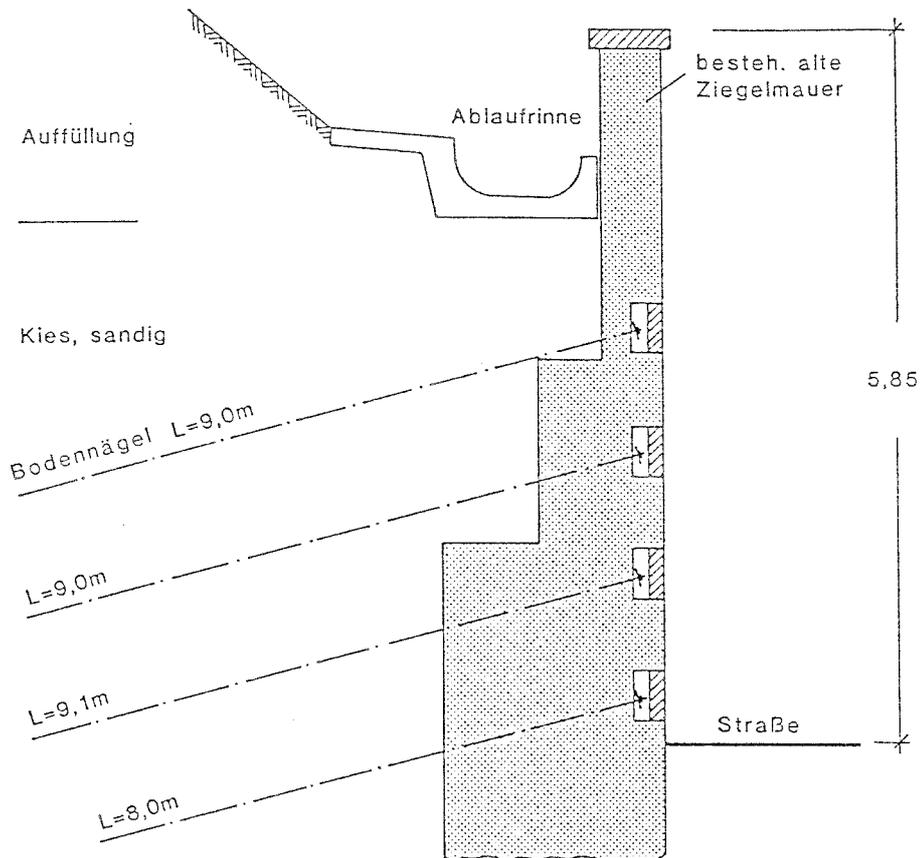


Bild 33: Vernagelung einer Ziegelmauer (Schnitt)

Ebenfalls an der Westseite des Berges war im oberen Bereich eine Sicherung von bestehenden Mauern erforderlich. Hierzu wurden durch Hochdruckinjektion (HDI) hinter der alten Mauer Scheiben und Gewölbe durch die Firma Bauer, Schrobenshausen, hergestellt (Bereich D). Bei der Hochdruckinjektion wird nach dem Niederbringen einer Bohrung mit ca. 80 mm Durchmesser beim drehenden Herausziehen des Gestänges Injektionsgut unter hohem Druck eingebracht. In Bild 34 sind im Grundriß die infolge Hochdruckinjektion eingebauten Säulen aus einem Boden-Zement-Gemisch dargestellt.

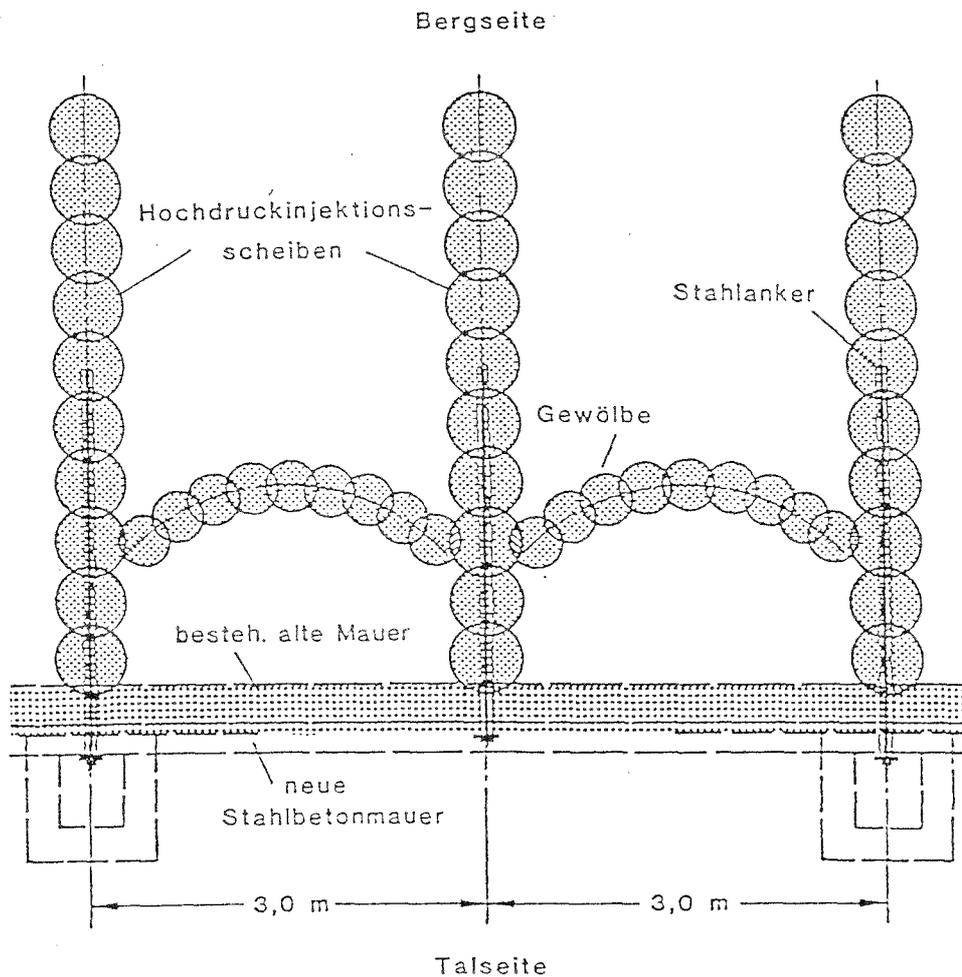


Bild 34: Anordnung der HDI-Säulen

Durch die Anordnung von Säule an Säule mit einer geringen Überschneidung entsteht eine Stützscheibe. Bei der vorliegenden Sanierung wurden durch die Hochdruckinjektion Scheiben senkrecht hinter der Stützmauer angeordnet. An diese Scheiben konnte dann eine Stahlbetonvorsatzschale mit Stahlankern angehängt werden.

Zur Verbindung und Feldentlastung wurde zwischen den Scheiben ein Gewölbe mit Hochdruckinjektionskörpern eingebaut. Bild 35 zeigt den Schnitt durch diese Konstruktion im Bereich der HDI-Stützscheiben.

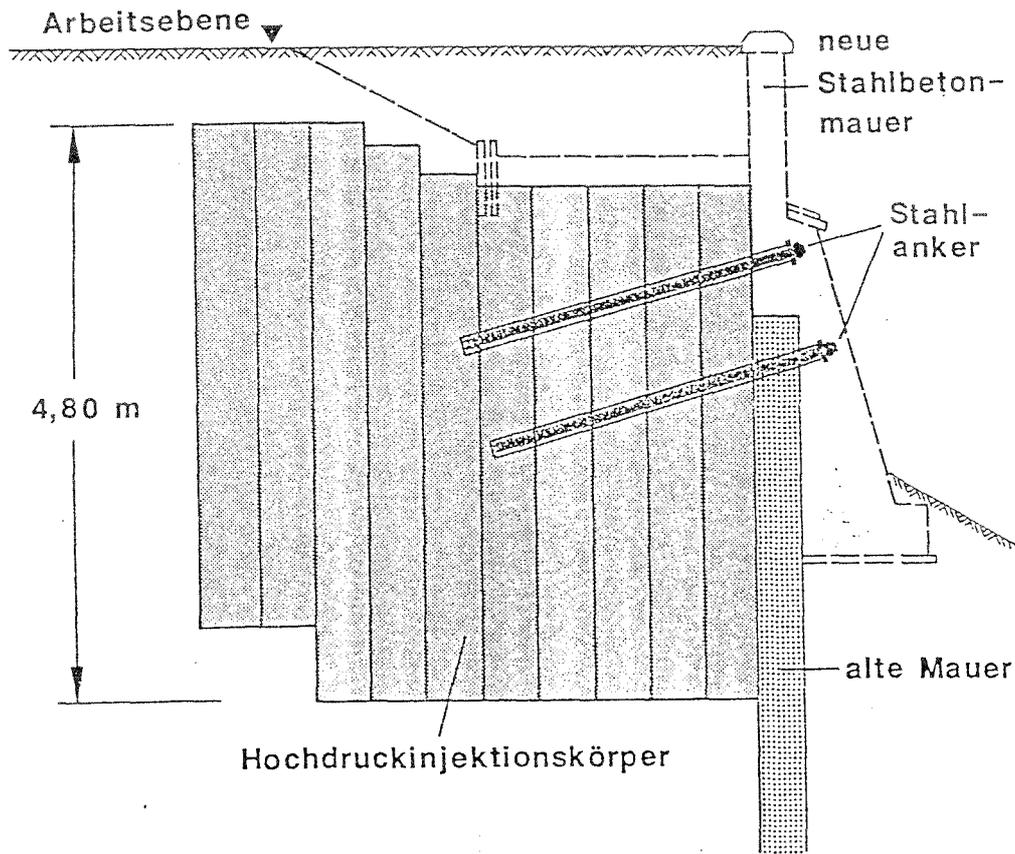


Bild 35: Schnitt im Scheibenbereich der Hochdruckinjektion

Des weiteren wurden bei der Sanierung auch Rückverankerungen mit Stahlverpreßpfählen vorgenommen (Bereich B). Auch hier erfolgte der Einbau einer Stahlbetonvorsatzschale vor der bestehenden Ziegelmauer. Die vorgesetzte Stahlbetonmauer erhielt einzelne Lisenenabschnitte, in die dann die Köpfe der Stahlverpreßpfähle integriert wurden. In Bild 36 ist dieser Sanierungsbereich zu sehen.

Bild 37 zeigt den Sanierungsabschnitt mit Verpreßpfählen im Schnitt.

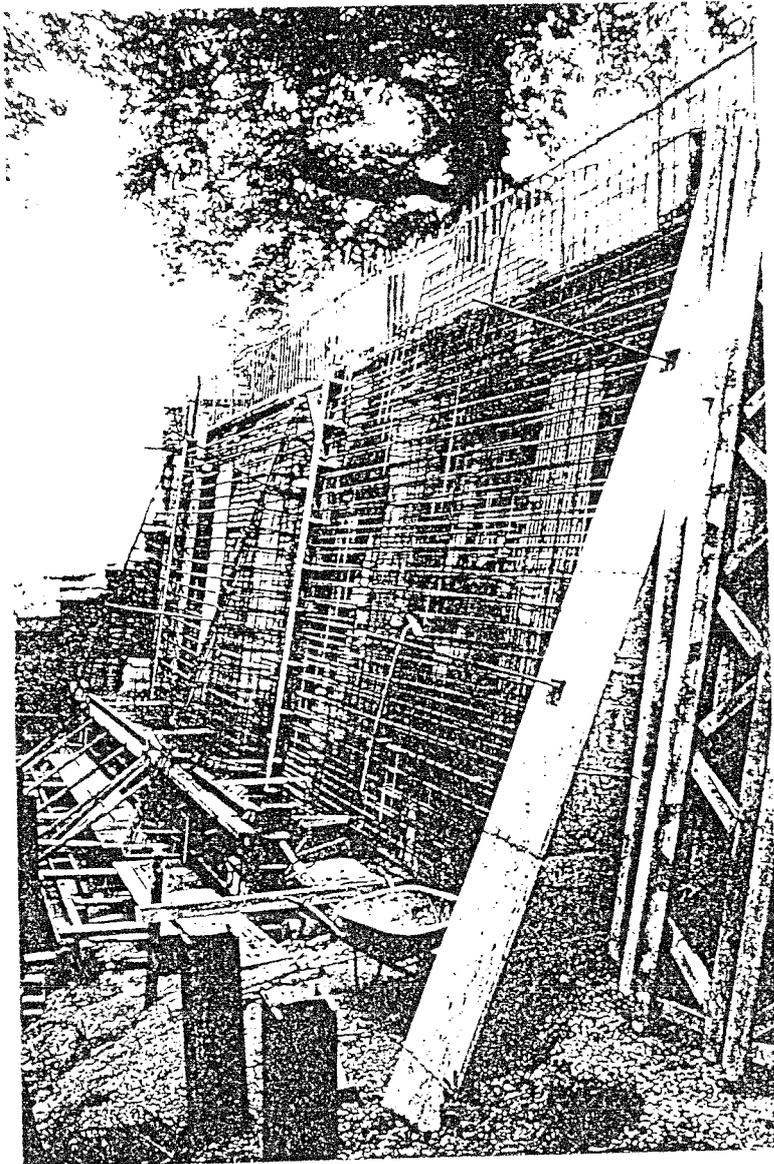


Bild 36: Mauer mit Vorsatzschale und Verpreßpfählen  
(Bauzustand)

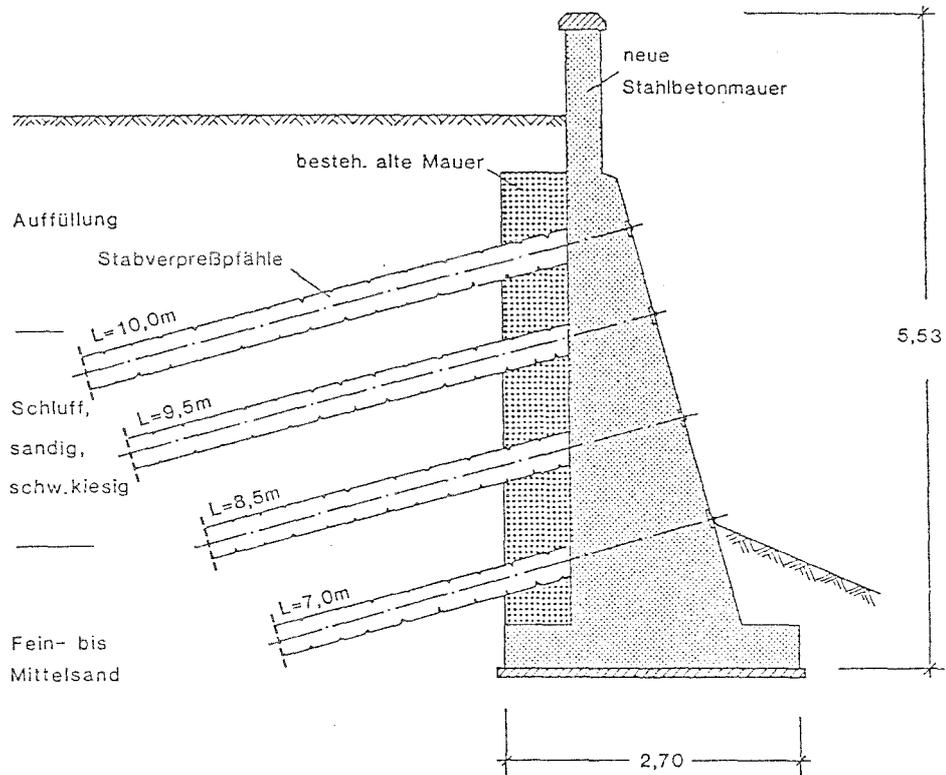


Bild 37: Mauer mit Vorsatzschale und Verpreßpfählen  
(Schnitt)

#### Sanierung einer Schloßmauer

Eine um 6,00 m hohe Schloßgrabenmauer wies starke Verformungen auf und wurde durch eine provisorische Abstützung gesichert. In Bild 38 ist die Mauer mit der Abstützung dargestellt.

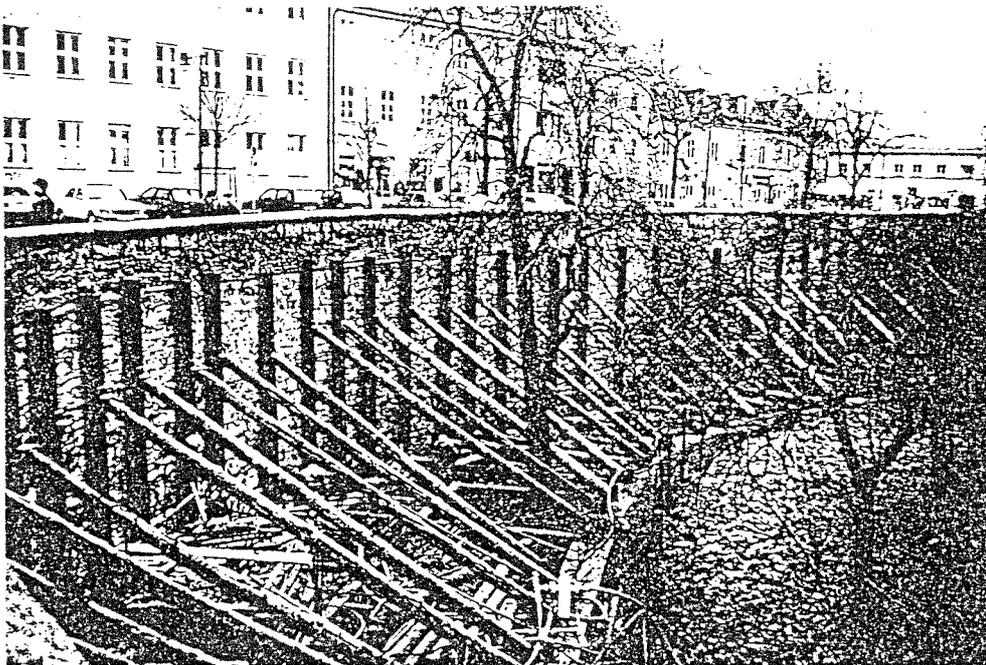
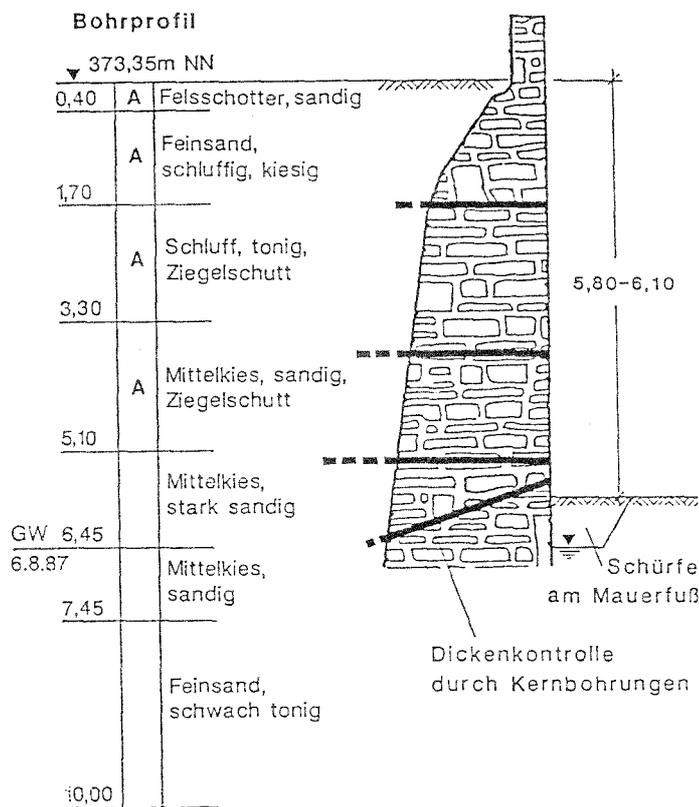


Bild 38: Mauerabstützung

Zur Untersuchung der Verhältnisse wurden Aufschlußbohrungen hinter der Mauer sowie Kernbohrungen durch die Stützmauer ausgeführt. Danach konnten mit der Dicke der Mauer unter Berücksichtigung der anstehenden Hinterfüllung die erforderlichen Standsicherheitsberechnungen durchgeführt werden. Auf Bild 39 ist ein Schnitt durch die Stützmauer sowie das Bohrprofil dahinter aufgetragen.



**Bild 39: Mauerquerschnitt und Bohrprofil**

Die ermittelten Sicherheiten für den vorhandenen Zustand zeigten, daß eine Sanierung unter Beibehaltung der vorhandenen Mauersubstanz möglich war. Um das Mauergefüge zusammenzuhängen und vorhandene Hohlräume zu verpressen, wurde eine Vernagelung vorgeschlagen. Im unteren Mauerbereich war eine Verstärkung der Mauer erforderlich, dies wurde durch verlängerte Nägel bis hinter die Mauer erreicht. In Bild 40 ist die sanierte Mauer dargestellt.

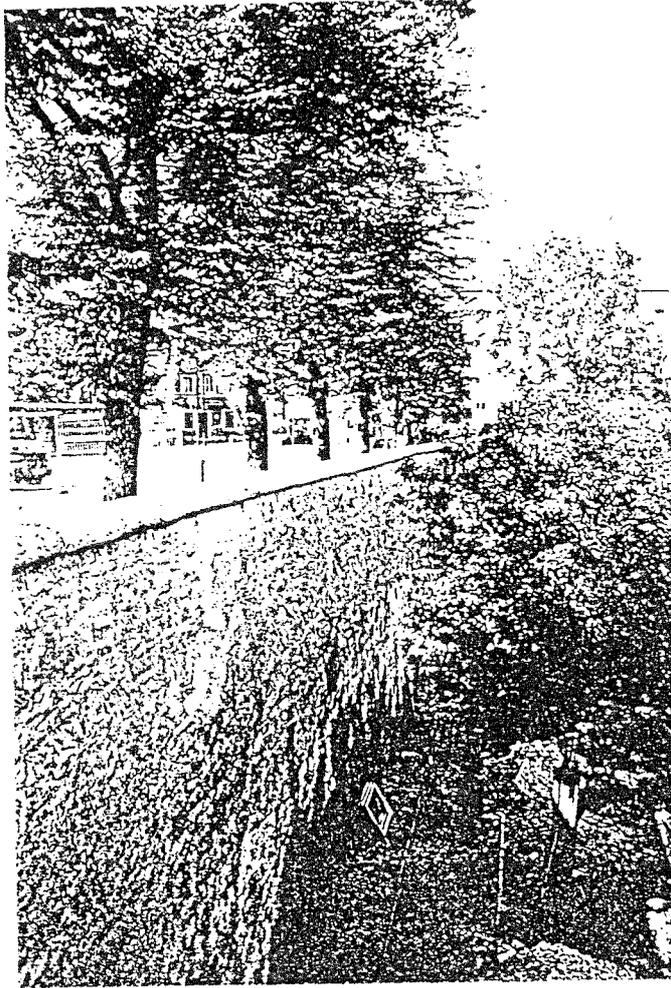


Bild 40: Sanierte Mauer

### 3.4 Aspekte bei der Sicherung alter Stützbauwerke

Die Sicherung und Sanierung alter Bauwerke, insbesondere alter Stützbauwerke, ist eine reizvolle Ingenieuraufgabe. Wir wissen alle, daß dabei ein Arbeiten nur nach Vorschriften oder festen Regeln nicht möglich ist, daß wir bei den Sicherheitsbetrachtungen vom Zustand  $\eta = 1,0$  ausgehen müssen und sinnvolle Zusatzmaßnahmen einen Sicherheitszuwachs erbringen sollen. Außerdem sollte allen Beteiligten klar sein, daß nicht immer mit einer Sanierung auch alle derzeit maßgebenden Standsicherheitsgrade eingehalten werden können. Bei der Durchführung von Sanierungen ist die enge Zusammenarbeit aller Beteiligten, d.h. des Architekten, des Tragwerkspla-

ners, des Grundbauers und vor allem des Denkmalpflegers unerlässlich. Aber auch von den bauausführenden Firmen, den Bauordnungsbehörden und den Bauberufsgenossenschaften werden viel Verständnis und Einfühlungsvermögen gefordert.

Bei der Ausarbeitung und der Überprüfung solcher Sicherungsmaßnahmen ist eine pragmatische Vorgehensweise wünschenswert, denn unsere historischen Stützmauern sollen mit einem vertretbaren wirtschaftlichen Aufwand gesichert werden und damit zukünftigen Generationen in ihrer ursprünglichen Substanz erhalten bleiben.

#### 4 Schrifttum

Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens Bewehrte Erde (1985). Aufgestellt von der Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln.

Bendel, H., Hugi, H.R. (1971): Stützmauern; Grundbautaschenbuch, Bd. I. Ergänzungsband; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf

Brandl, H. (1987): Konstruktive Hangsicherungen. Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 3. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Focardi, P., Vasarri, V. (1980): Ricerche su fondazioni di monumenti fiorentinii. Fortezza da Bassa, Santa Maria del Fiore. Associazione Geotecnica Italiana - XIV. Convegno Nazionale di Geotecnica Firenze 1980, S. 187 - 195.

Grasshoff, H., Siedek, P., Floss, R. (1982): Handbuch Erd- und Grundbau, Teil 1, Boden und Felsgründungen, Stützbauwerke. Werner Verlag.

Hilmer, K. (1980): Erddruck auf Bauwerkswände. Praktische Fragen der Ermittlung des Erddruckes und Erdwiderstandes, Heft 16. Technische Akademie Wuppertal, Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, Essen.

Lang, H.-J., Huder, J. (1982): Bodenmechanik und Grundbau. Springer Verlag, Berlin.

Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken (1977). Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln.

Merkblatt für den Entwurf und die Herstellung von Raumgitterwänden und -wällen (1985). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln.

- Pieper, K. (1983): Sicherung historischer Bauten. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn. Berlin/München.
- Ruffert, G. (1981): Sanierung von Baudenkmälern. Beton-Verlag.
- Schultze, E. (1971): Erhaltung und Sanierung von Baudenkmälern. Baugrund und Gründungen, Heft 53. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik. Technische Hochschule Aachen.
- Smoltczyk, U. (1987): Stützmauern. Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 3. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Smoltczyk, U. (1981): Saving Cities and Old Buildings - State of the Art Report. Proceedings of the Tenth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm 1981.
- Smoltczyk, U. (1984): Wie sicher müssen Altbauten sein. Geotechnik Heft 4, S. 174 - 181.
- Vereinigung Schweizer Straßenfachmänner VSS; Vorschriften und Richtlinien, insbesondere die Normblätter Stützmauern. Drucksachenbüro VSS, Zürich.