Der schiefe Turm von St. Moritz

Autor(en): **Wullimann, Rudolf / Schneller, Fredi**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **107 (1989)**

Heft 35

PDF erstellt am: **29.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-77155

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Der schiefe Turm von St. Moritz

Seit 1976 betreut das Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB) die Untersuchungen über den schiefen Turm von St. Moritz, die 1983 zur «3. Sanierung» führten. Nachfolgender Beitrag stellt die wichtigsten Fakten zusammen.

VON RUDOLF WULLIMANN UND FREDI SCHNELLER, ZÜRICH

Seit 1908 wird das unverwechselbare Wahrzeichen des «mondänsten Dorfs der Welt» [1], der schiefe Turm von St. Moritz, mittels Neigungs- und Verschiebungsmessungen intensiv überwacht. In dieser langen Zeit unternahmen die Gemeindebehörden beträchtliche Anstrengungen, um dieses Bauwerk zu erhalten. Mit grosser Umsicht und Kompetenz leitete jahrelang Herr Prof. R. Haefeli die Überwachungsarbeiten, die er 1976 aus gesundheitlichen Gründen aufgeben musste. Im Auftrag der Gemeinde gingen diese Arbeiten 1976 an das Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB) an der ETH-Zürich über.

Aus der Beurteilung des Verhaltens des Turmes und seiner Lage im Brattas-Hang schlug das IGB ein Sanierungsprojekt vor, welches das Ingenieurbüro Edy Toscano AG, Zürich und Pontresina, als «3. Sanierung» 1983 realisierte. Die Bauarbeiten führte die Firma O. Christoffel, St. Moritz, aus.

Lage und Baugrund

Der Turm liegt im Brattas-Hang, nördlich des Hotels «Kulm», oberhalb der Via Maistra (Bild 1). Der Brattas-Hang im nordöstlichen Gemeindegebiet von St. Moritz ist ein Kriechhang. Das Lokkergesteinsmaterial staut sich an einem Felsriegel auf, der unter dem Hotel «Kulm», entlang der Via Maistra, durchläuft. Der Turm liegt somit in dieser Stauzone, und die hier noch herrschenden Kriechbewegungen bestimmen weitgehend das Verhalten des Turmes.

Im Brattas-Hang werden an der Terrainoberfläche Bewegungen mit Verschiebungsgeschwindigkeiten in der Grössenordnung zwischen 1 und 5 (bzw. bis 10) cm/Jahr gemessen, wobei die grösseren Bewegungen im nördlichen/nordöstlichen Teil des Hanges, die kleineren im Bereich der Stauzone (bis null cm/Jahr bei der Via Maistra) festzustellen sind.

Die mit Klinometermessungen ermittelte Stärke der in Bewegung befindlichen Lockergesteinsmassen ist sehr unterschiedlich. In der weiteren Umgebung westlich des Turmes wurden Mächtigkeiten der Rutschmasse zwischen 10 und 30 m, immer bis wenige Meter oberhalb der Felsoberfläche, gemessen. Unter dem Turm liegt der anstehende, jedoch stark zerrüttete Fels (Sericit-Muskowit-Gneise und/oder -Schiefer) in rund 15 m Tiefe. Gegen die Via Maistra zu steigt der Fels bis praktisch zur Terrainoberfläche an. Die überdeckende Lockergesteinsmasse im Gebiet Brattas wird als Gehängeschutt beschrieben. Mit den vier Bohrungen beim Turm (Bild 1) konnten in verschiedenen Höhenlagen «alte Böden», die jeweils von einem «neuen Rutsch» eingedeckt worden waren, nachgewiesen werden. ^{14}C-Analysen zeigen, dass hier solche Ereignisse, unterbrochen von Ruhephasen, etwa in der Zeit von 3000 bis 1500 AC stattgefunden haben. Das Hangwasser zirkuliert in einzelnen zufällig verteilten Bahnen. Mittels Klinometermessungen in der Bohrung 403, wo der Fels in rund −19 m Tiefe unter OK Terrain liegt, wurde eine Gleitung bei rund −17 m festgestellt. Sie fällt an dieser Stelle ungefähr mit einem «alten» möglichen Bewegungshorizont zusammen. Zur Geologie sei auf [2] verwiesen.

Geschichte

Aus der langen Geschichte der St.-Mauritius-Kirche mit ihrem Turm, der sich im Verlauf der Zeit schief stellte, interessieren in baulicher Hinsicht die folgenden Daten.

Die Kirche wurde 1139 erbaut, und der Turm erhielt im 16. Jahrhundert einen ersten Aufbau mit Einbau der Glocken und der Uhr. Ein zweiter Aufbau und

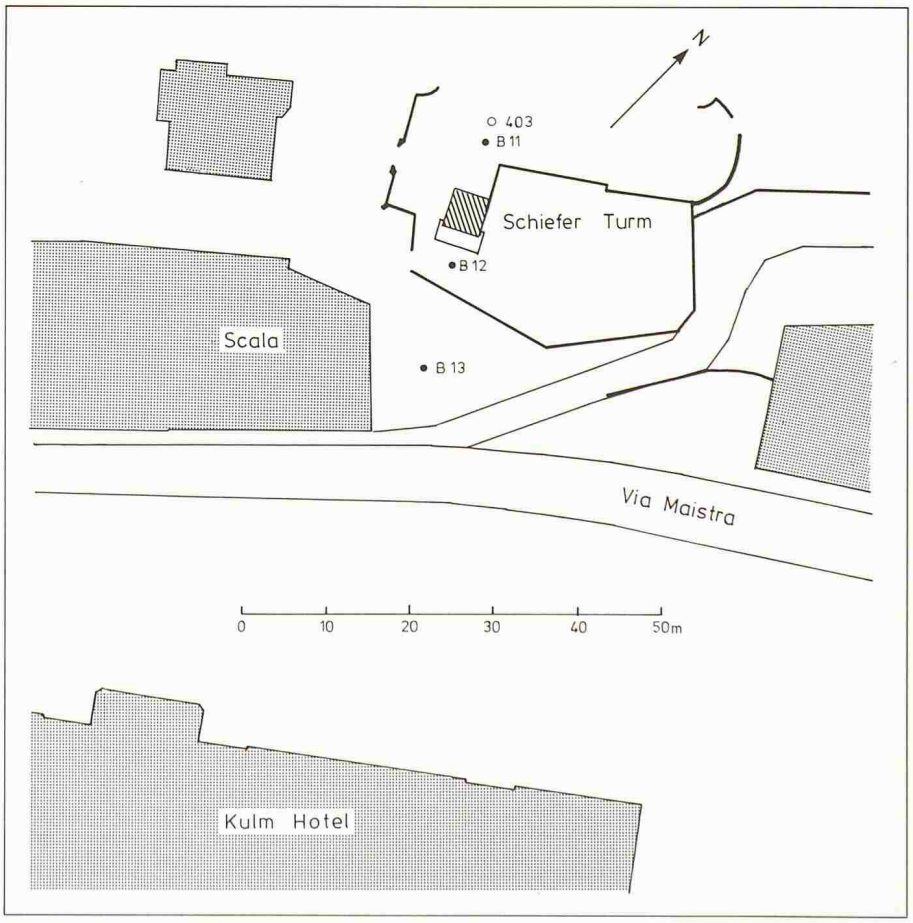


Bild 1. Situation. Das nicht schraffierte Rechteck an der Talseite des Turmgrundrisses stellt die Fundamentverbreiterung, ausgeführt 1928 von Maillart und Prader, dar

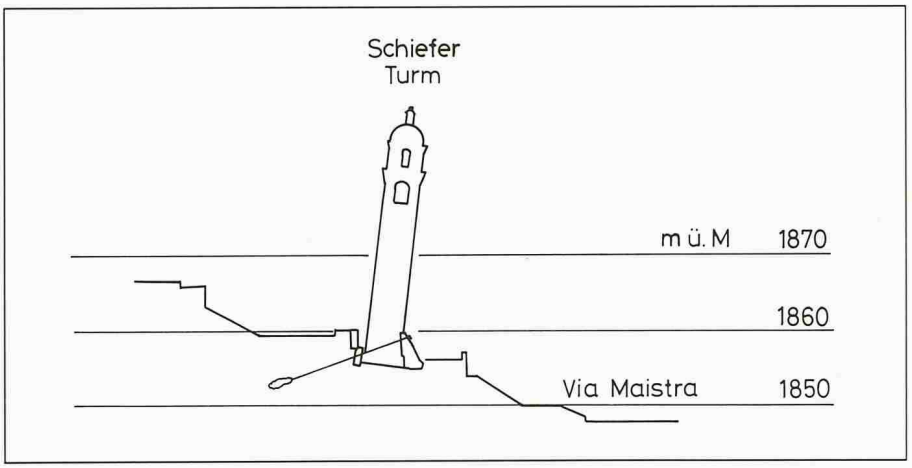


Bild 2. Geländeprofil mit dem schiefen Turm und der Skizzierung der beiden Sanierungen; 1. Sanierung (1928): Fundamentverbreiterung talseits, teilweises Abfangen und Umlagern des Erddruckes bergseits, 2. Sanierung: Verankerung des Turmunterbaues, Erstellung von Horizontalbrunnen unter dem Turmfundament (letztere im Bild nicht eingezeichnet)

eine Verstärkung des Turmes folgten im 17. Jahrhundert. Im Jahre 1797 wird ein Erdbeben verzeichnet, in dessen Folge sich der Turm «verschoben» haben soll. Eine photographische Aufnahme um 1890 in [1] zeigt den schiefen Turm mit dem damals noch bestehenden Kirchenschiff, wobei der Turm eine Neigung von schätzungsweise 2,5° bis 3° gegenüber der Lotrechten gehabt haben dürfte. 1890 wird der Zustand des Turmes und der Kirche als prekär angesehen; die Glocken wurden entfernt, und 1893 wird das Kirchenschiff abgebrochen. 1899 werden im oberen Rutschgebiet des Brattas-Hanges, auf Grund eines Gutachtens von Prof. A. Heim, Entwässerungsmassnahmen durchgeführt. Im Jahr 1908 begannen, wie bereits erwähnt, die Neigungs- und Verschiebungsmessungen.

Ende der zwanziger Jahre wurden die durch viele Bauwerke in Erinnerung bleibenden Ingenieure R. Maillart und F. Prader beauftragt, den drohenden Einsturz des Turmes durch bauliche Massnahmen abzuwenden, was 1928 zur «1. Sanierung» führte. Sie bestand (Bild 2) in der Verbreiterung des Fundamentes durch Anbau eines Betonsockels talseits und im Abfangen bzw. Umlagern eines Teiles des auf den Turm wirkenden Erddrucks bergseits. Während der Erstellung des Betonsockels (in 5 Etappen) wurde der Turm verspannt. Diese Arbeiten wurden von dem auch heute noch bekannten Zimmermeister A. Coray, Chur, durchgeführt. Die Sanierungsarbeiten sind in [3] beschrieben.

Nach [4] erfolgte 1967 die «2. Sanierung», welche in den Händen von Prof. R. Haefeli und Dres L. und H. Bendel lag. Das Turmfundament wurde durch vier 20 m lange Anker (Bild 2) mit 300 kN Spannkraft verankert. Überdies kamen drei Horizontalbrunnen, fächerförmig unter dem Turmfundament durchlaufend, zur Ausführung. Sie dienten der Entwässerung des Lockergesteins im Bereich des Turmes. 1973 wurden die Anker nachgespannt.

Die «1. Sanierung» bewirkte eine Reduktion der talseitigen Kantenpressung von rund 710 kN/m² vor 1928 auf 300 kN/m² (beide Werte inkl. Berücksichtigung des Winddruckes) nach 1928. Mit der Verankerung des Fundamentes konnte die talseitige Kantenpressung, trotz zunehmender Neigung des Turmes seit 1928, auf rund 290 kN/m² inkl. Winddruck) im Jahre 1967 gehalten werden.

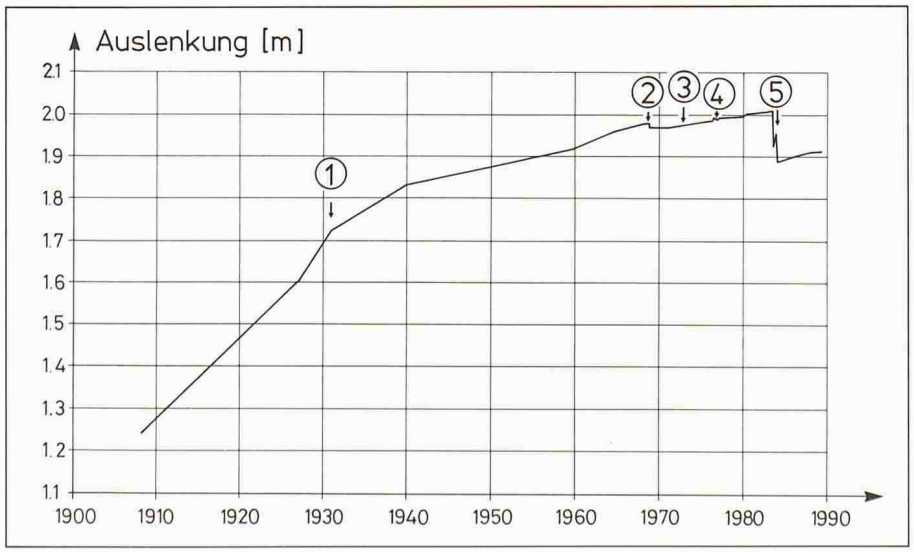


Bild 3. Verlauf der Neigung bzw. Auslenkung des Turmes während rund 80 Jahren bis heute; 1: 1. Sanierung, 2: 2. Sanierung, 3: Nachspannen der Anker, 4: Erdbeben in Friaul, 5: 3. Sanierung

Neigungs- und Verschiebungsmessungen

Die Resultate der periodisch durchgeführten Neigungs- und Verschiebungsmessungen sind in den Bildern 3, 4 und 5 aufgezeichnet. Diese Messungen führte und führt bis auf weiteres Herr Baracchi vom Vermessungsamt der Gemeinde St. Moritz durch. Die Durchführung der Neigungsmessungen ist heikel. Um unerwünschte Einflüsse auszuschalten, werden diese Messungen jeweils vor Sonneneinstrahlung und bei Windstille vorgenommen.

In Bild 3 ist der Verlauf der Turmneigung seit Messbeginn 1908 in Funktion der Zeit wiedergegeben. Es ist generell eine Verzögerung der Neigungszunahme in den letzten Jahrzehnten festzustellen. An den Knicken in der Kurve zeigt sich die Wirkung der 1. und 2. Sanierung. Bei der 3. Sanierung stellte sich eine momentane Reduktion der Auslenkung von rund 10 cm ein. Im vergrösserten Massstab des Bildes 4 ist der «Sprung» in der Kurve infolge des Erdbebens in Friaul vom 6. Mai 1976 zu erkennen.

Am 21. November 1983 wurde der Turm auf neue Fundamente (Bild 6) gestellt. Nach diesem Datum zeigt sich, dass die Neigung des Turmes zunächst etwas stärker zunimmt als vor der 3. Sanierung (Verdrehung der Fundamentscheiben). Aus Bild 4 ist im Detail eine Beschleunigung der Neigung im Frühjahr/Sommer und eine Verlangsamung im Herbst/Winter abzulesen. Dies ist im wesentlichen auf die Durchströmung des Hanges, welche in den angegebenen Perioden stark bzw. schwach ist, zurückzuführen.

Die unmittelbar oberhalb des Fundamentsockels horizontal gemessene Auslenkung x des Turmes wird auf eine Messhöhe von L = 21,30 m bezogen und mit dem Theodolit, der ausserhalb

des Turmes aufgestellt wird, bestimmt. Der Neigungswinkel α des Turmes (Bild 4) ergibt sich aus dem Verhältnis $\tan \alpha = x/L$. Seit Herbst 1984 wird die Auslenkung des Turmes auch mit Hilfe des sogenannten optischen Zenitlotes ermittelt. Diese Messungen werden monatlich, jene mit dem Theodolit noch jährlich durchgeführt.

Der Verlauf der Turmfussverschiebung seit 1970 ist in Bild 5 aufgezeichnet. Die Verschiebung des Turmfusses ergibt sich aus Distanzmessungen (Genauigkeit ±2 mm) vom Felsriegel beim Hotel «Kulm» aus. Diese Messungen werden dreimal jährlich vorgenommen. In erster Näherung ist aus Bild 5 eine mittlere Verschiebungsgeschwindigkeit von rund $v_m \cong 1{,}3$ cm/Jahr in der Zeit von 1970 bis Ende 1982 und ein $v_m \cong 0{,}5$ cm/Jahr in den letzten Jahren herauszulesen. Über die ganze Messzeit gemittelt, ergibt sich $v_m \cong 1{,}0$ cm/Jahr.

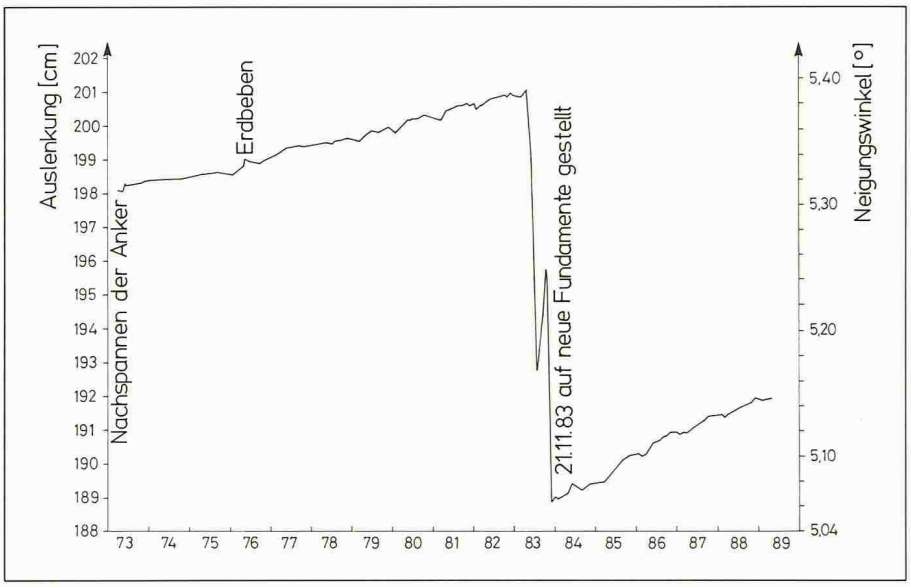


Bild 4. Ausschnitt aus Bild 3 im vergrösserten Massstab. Verlauf der Neigung bzw. Auslenkung seit 1973

Beurteilung der Standsicherheit

Die unmittelbare Ursache eines eventuellen Einsturzes des Turmes kann im Versagen des Untergrundes oder im Versagen des Mauerwerks liegen. Angesichts des sehr guten Zustandes des Turmes ist das Versagen des Mauerwerks bei normalen Belastungszuständen nicht mehr weiter in Betracht zu ziehen, und wir können uns dem Untergrund zuwenden.

Bei der Beurteilung der Standsicherheit des Turmes ist davon auszugehen, dass die Bewegung und Schiefstellung des Turmes von den grossräumigen Kriechbewegungen des Brattas-Hanges gesteuert werden. Eine Prognose des weiteren Verlaufes dieser Bewegungen und ihrer Auswirkungen auf das zukünftige Verhalten des Turmes ist kaum möglich. Anstelle grossräumiger Betrachtungen muss vielmehr auf Grund der Gegebenheiten der Versuch unternommen werden, die Standsicherheit des Turmes mittels Kontrolle der lokalen Stabilitätsverhältnisse in einem Baugrundbereich unmittelbar unterhalb und talseits des Turmes zu überprüfen.

Die Stabilitätsverhältnisse am System Turmfundament-Untergrund sind im wesentlichen abhängig von zwei zeitlich veränderlichen Zuständen bzw. Vorgängen, nämlich a) von der Schiefstellung des Turmes und b) von den Strömungsverhältnissen im Untergrund des Turmes.

Die Veränderung des Punktes a) ist – sofern der Turm nicht dynamisch, z.B. durch Erdbeben (Einfluss Erdbeben Friaul!), beansprucht wird – voraussichtlich langfristiger Natur. Die Verhältnisse des Punktes b) können sich hingegen auch kurzfristig ändern, woraus eine Reduktion der Standsicherheit des Turmes innert relativ kurzer Zeit eintreten könnte; beispielsweise durch ausserordentlich ergiebige Niederschläge, extrem rasche Schneeschmelze, Wasserleitungsbrüche im Hang (letzteres ist in einem solchen Hang nicht unwahrscheinlich). Angesichts dieser Situation und den hier vorhandenen Möglichkeiten zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des Baugrundes waren die errechneten Sicherheitsreserven gegen ein Versagen des Untergrundes als sehr knapp zu bezeichnen.

Zusammengefasst ergab sich diese Aussage aus folgenden Untersuchungen: Mit den Bodenkennziffern $\varphi=30°$ und $\varphi=25°$, wobei der kleinere Wert als repräsentativ für die Scherfestigkeit alter Rutschhorizonte erachtet wurde (die Kohäsion wurde durchwegs mit $c'=0$ und das Raumgewicht mit $\gamma = 21$ kN/m³ in Rechnung gesetzt), ergaben sich Sicherheiten gegen Geländebruch unterhalb und im Vorland des Turmes von $F_{min} = 1{,}04$. Das Aufsuchen möglicher Gleitflächen erleichterte dabei die vorgängig durchgeführte Ermittlung des Verschiebungsbildes im Untergrund bei Verkippung des Turmes mit der Methode der Finiten Elemente.

Die Sicherheitsbeiwerte ergaben sich im weiteren aus der Lage eines (rechnerischen) Hangwasserspiegels, mit welcher die während der Messperiode in Piezometern maximal gemessenen Wasserstände berücksichtigt wurden. Mit einem relativ kleinen Ansteigen des wirksamen Hangwasserspiegels wäre demnach die Sicherheitsreserve bald einmal erschöpft.

Massnahmen

Ausgehend von den Untersuchungsergebnissen, den zwei Forderungen, dass eine Gefährdung von Mensch und Sachen auch zukünftig auszuschliessen

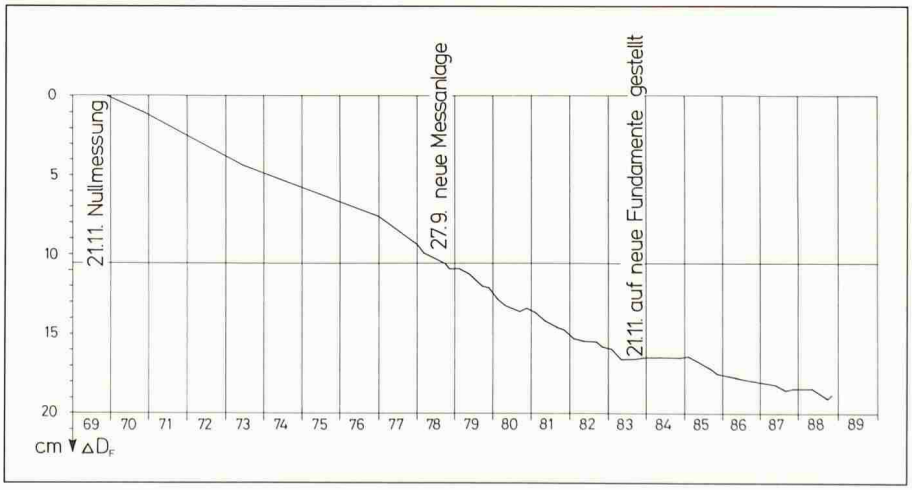


Bild 5. Verschiebung des Turmfusses von 1970 bis Ende 1988

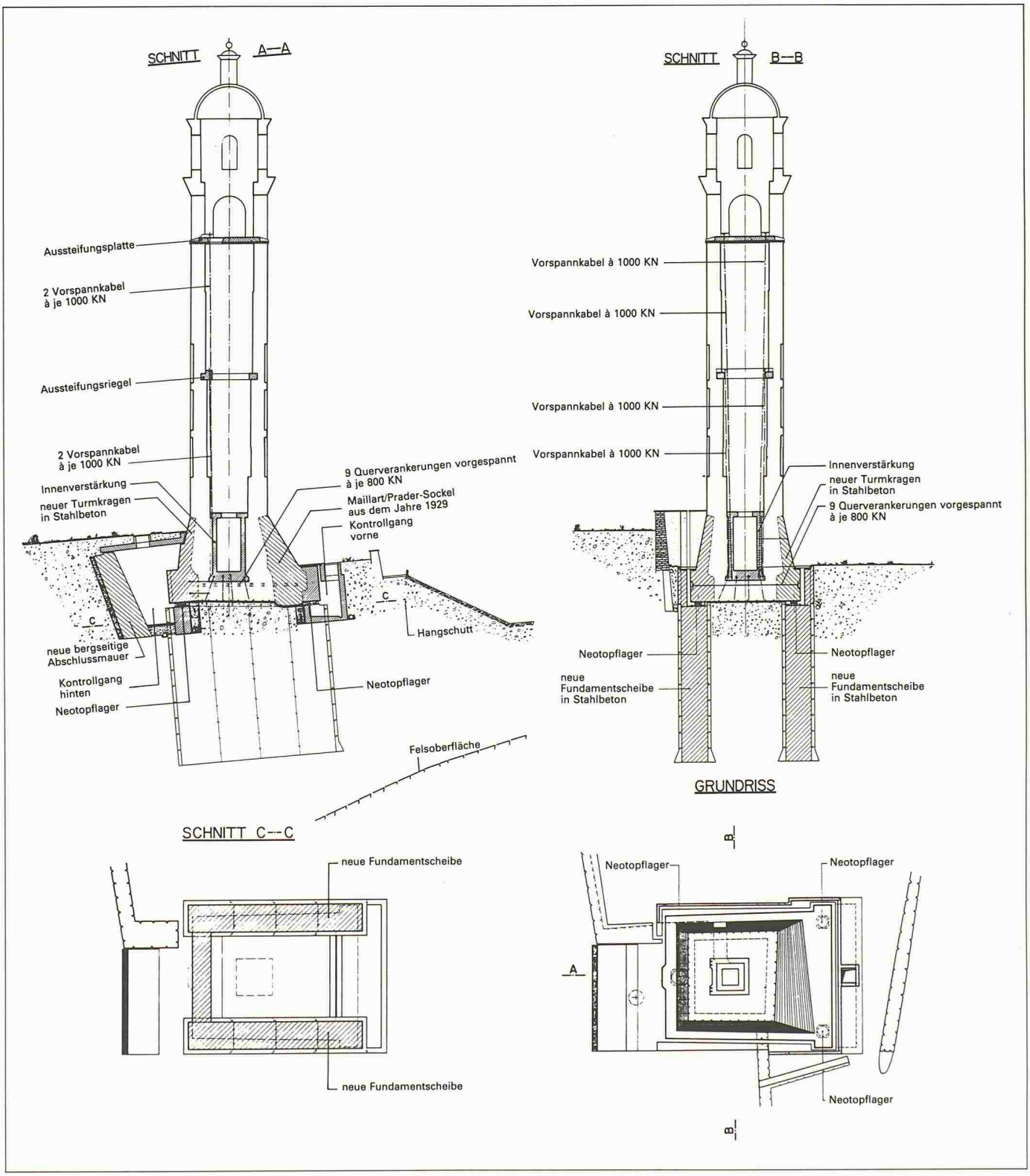


Bild 6. 3. Sanierung des Turmes mit ihren Hauptelementen: Stahlbetonkragen, Lager und Fundamentscheiben (aus [6])

und der Turm zu erhalten sei sowie der Unmöglichkeit einer Prognose hinsichtlich der weiteren Lebensdauer des Turmes, mussten bauliche Massnahmen ergriffen werden.

Aus dem Mechanismus möglicher Ursachen eines Einsturzes des Turmes (Umkippen und/oder Geländebruch im Vorland) ergab sich die Unterfangung des Turmes. Die Unterfangung des Turmes muss im wesentlichen zwei Forderungen erfüllen: Sie muss robust, d.h. gegen Verschiebungen möglichst unempfindlich sein, und sie muss bis unterhalb der als massgebend erachteten Gleitflächen reichen. Zusammen mit der geologischen Interpretation der Bohraufschlüsse bedeutet das, dass die Unterfangung bis rund 10 m unterhalb der jetzigen Fundationssohle des Turmes reichen muss. Bei dieser Massnahme besteht eine Schwierigkeit in der Einleitung von grossen Einzelkräften in ein altes Mauerwerk, die auftreten, wenn der Turm auf die vorgesehenen drei nachstellbaren Einzelauflager abgestellt wird. Die Lösung und das Vorgehen werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

Die Sicherungsarbeiten

Über 2 neue seitliche Stahlbetonscheiben werden die Turmlasten 10 m tiefer als bisher auf den Boden abgegeben.



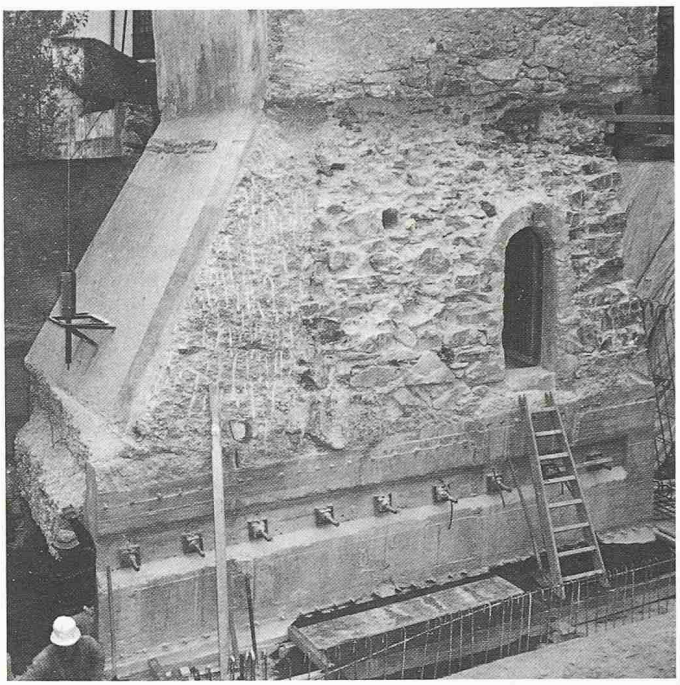


Bild 8. Detailansicht des Fundamentsockels aus dem Jahre 1928 und des bestehenden Turmmauerwerks vor Erstellung des neuen Turmkragens. Querverspannung des Turmfusses. Lot (links) zur Kontrolle der Turmbewegungen während der Bauzeit (Foto E. Brügger, Zürich)

Bild 7. Verankerung des Turmes während der Bauarbeiten (aus [7])

Die Lasten mussten somit am bestehenden Turmfuss abgefangen und den Scheiben übergeben werden. Der Abfangung dient der neue, den Turmfuss umfassende Stahlbetonkragen. Die Fussverstärkung aus dem Jahre 1928 konnte in das neue Tragkonzept miteinbezogen werden. Die 3 zwischen Kragen und Scheiben eingebauten Neotopflager sorgen für klare Auflagerbedingungen im Hinblick auf weitere Turmverkippungen (Bild 6).

Kragen, Lager und Stahlbetonscheiben sind die Hauptelemente der neuen Fundation des Turms. Die Innenverstärkung im Bereich des Turmfusses und die untere Quervorspannung des Turmkragens sind für den Erhalt des inneren Gleichgewichtes notwendig. Der Kontrollgang vorne sowie der Kontrollraum hinten mit neuer Abschlussmauer und Abschlussdecke ermöglichen den Zugang zu den Lagern und deren Kontrolle und Höhenkorrekturen. Deshalb wurde der Turmkragen auch seitlich vom aufgehenden Terrain losgelöst. Nach aussen neu in Erscheinung treten trotz dem massiven baulichen Eingriff nur die seitlichen Kragenteile. Auch sie sind, dank dem Turmverputz, kaum erkennbar. Dem Bauherrn hat dieser Umstand die Zustimmung zur Sanierung erleichtert.

Die Gegend von St. Moritz ist ein historisches Bebenzentrum mit bisher leichten Bauschäden, d.h. Abriss von Kaminen, leichten Mauerwerksrissen. Für den Lastfall Erdbeben nach den SIA-Vorschriften erwies sich der Turmschaftquerschnitt direkt oberhalb des neuen Kragens als zu schwach. Durch vertikale innere Vorspannung konnte diese Schwächung kompensiert werden. Die beiden oberen auf zwei verschiedenen Niveaus liegenden Abspannstellen wurden zur Innenversteifung des Turmschaftes ausgebaut.

Nicht einfach, aber nur subjektiv gefährlich war die Realisierung des an sich klaren Sanierungskonzeptes. Wie schon anlässlich der 1. Sanierung im Jahre 1928 wurde der Turm während der Bauarbeiten zur Sicherung mit Stahlkabeln und Bodenankern zurückverankert. Zusätzlich zu 1928 wurde der Turm auch nach beiden Seiten mit Schrägkabeln gesichert (Bild 7). Zur Reduktion der Temperaturverformungen wurden die Kabel in Hüllrohre gelegt. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte in kleinen Etappen, jeweils hinten beginnend und nach vorne fortschreitend. Die vorhandene markante Schiefstellung des Turmes hat den Mut zur Forcierung der Bauarbeiten laufend gedämpft.

Dank konsequenter Verwendung von Gewinde- und Vorspannstahl wurden die Einzelteile zu einem einheitlichen Ganzen zusammengefügt. So sind die seitlichen Stahlbetonscheiben aus je 4 nacheinander von hinten nach vorne erstellten Hohlschächten entstanden. Deren Inneres wurde sofort nach Erreichen der Sollkote armiert und ausbetoniert. Der nächstfolgende Schacht wurde mittels Gewindekupplungen an den vorher erstellten angekuppelt. Sämtliche Bauteile im Boden sind in Beachtung des Sulfatgehaltes im Hangwasser mit Spezialzement betoniert worden.

Literatur

[1] *Curt Riess:* St. Moritz, die Geschichte des mondänsten Dorfs der Welt. Werner-Classen-Verlag, Zürich (1968)
[2] *Ch. Schlüchter:* Instabilities in the area of St. Moritz, Switzerland – Geology, chronology, geotechnology. Proc. of the fifth international symposium on landslides, pg.1375–1380, Lausanne (1988)
[3] *R. Maillart:* Die Erhaltung des schiefen Turmes von St. Moritz. SBZ, Band 98, Heft 3, pg. 29–31, Zürich (1931)
[4] *R. Haefeli:* Der schiefe Turm von St. Moritz im Vergleich zum schiefen Turm von Pisa. SBZ, 92. Jahrgang, Heft 16, pg. 381–388, Zürich (1974)
[5] *J. Huder:* Confortement au clocher de St-Moritz. Proc. of the tenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 4, pg. 846–848, Stockholm (1981)
[6] – Redaktionelle Notiz im 73. Jahresbericht der VSZ+KGF, pg. 76–77, Zürich (1983)
[7] *Curt M. Mayer:* Sanierungsarbeiten am schiefen Turm von St. Moritz. Reportage im Schweizer Baublatt, Heft 68, Rüschlikon (1983)

Sorgfältig abzuwägen war, wie weit in den Spannungszustand des Turmmauerwerkes eingegriffen werden durfte. Das Turmmauerwerk ist immerhin 850 Jahre alt. Als Bindemittel diente damals Sumpfkalk. Das zum überwiegenden Teil grobblockige Mauerwerk erlaubte keine Probeentnahme mit Festigkeitsuntersuchung. Eine Beurteilung des Mauerwerkes war also nur qualitativ möglich. Der kompakte Mauerwerksverband, der durchgehärtete Mörtel und die schwierige Bearbeitung mit Spitzeisen und Kompressor liessen dieses Mauerwerk als hochwertig einstufen. Ihm wurden rechnerische Spannungen während der Bauzeit bis 2 N/mm² bedenkenlos zugemutet, vgl. dazu auch Bild 8.

Die Turmverkippungen wurden laufend mittels eines am Turmschaft oben befestigten Lotes kontrolliert. Parallel dazu mass man periodisch die Einsenkungen der Turmfundation und die Seilkräfte in den Rückverankerungen. Das Mess-System hat zwar empfindlich auf jede bauliche Massnahme reagiert, aber immer in dem zum voraus berechneten Ausmass, so dass in keinem Zeitpunkt eine unkontrollierte Situation aufgetreten ist.

Zur Erreichung klarer Lastabtragungsverhältnisse wurde der Turm nach Fertigstellung der Bauarbeiten angehoben und auf die 3 Lagerkörper abgestellt. Dieser eintägige Hebevorgang erlaubte die Messung des Turmgewichtes, das zu 1200 t vorberechnet, dann zu 1264 t effektiv gemessen wurde. Die Hebung bei den vorderen 2 Lagern erfolgte simultan.

Die Bauarbeiten sind detailliert und ausführungsreif im Akkord ausgeschrieben worden. Sie wurden im Rahmen des Kostenvoranschlages abgerechnet. Die gesamte Bauzeit inkl. Umgebungsarbeiten dauerte von Mitte April bis Mitte November 1983, also über 7 Monate.

Der Eingriff in die Turmsubstanz und den gewachsenen Boden sind massiv und ohne Zweifel sowohl vom Standpunkt der Archäologie wie der Denkmalpflege aus nicht unbedenklich. Für dieses eine Mal wurde den statisch-konstruktiven Belangen Priorität eingeräumt, weil keine zurückhaltendere Lösung zur Sanierung zur Verfügung stand. Es ist dies wohl eher eine Ausnahme, sicher nicht die Regel. Immerhin konnten parallel zu den Bauarbeiten am Turm archäologische Ausgrabungen im Bereich des alten Kirchenschiffes durchgeführt werden. Die umgebenden Teile und der Turmschaft selbst wurden einer Restauration unterzogen. All diese Arbeiten erfolgten unter der kompetenten Aufsicht der dazu zuständigen Amtsstellen des Kantons Graubünden.

Adresse der Verfasser: *Rudolf Wullimann*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, und *Fredi Schneller*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Edy Toscano AG, Zürich/Pontresina.

Tunnelsanierung

Der Riesbachtunnel der SBB

Der Ende des letzten Jahrhunderts gebaute einspurige Bahntunnel liegt an der sehr stark frequentierten rechtsufrigen Zürichseelinie und unterquert zwischen den Bahnhöfen Stadelhofen und Tiefenbrunnen bei nur sehr geringer Überdeckung städtisches Gebiet mit Wohn- und Geschäftshäusern, einem Spital und wichtigen Verkehrsknotenpunkten. Der bauliche Zustand sowie verschiedene Mängel veranlassten die Schweizerischen Bundesbahnen, den Bahntunnel in den Jahren 1985–88 einer vollständigen Sanierung zu unterziehen. Aus bahnbetrieblichen Gründen waren die Sanierungsarbeiten nur in der Nacht während einer verlängerten Zugspause möglich.

VON ANDRES PETER, THUN, UND HEINZ NAUER, GLATTBRUGG

Ursache der Sanierung

Die Schäden im knapp hundert Jahre alten Einspurtunnel sind vor allem auf die für Bauwerke älterer Bauart ungünstigen geologischen und hydrologischen Verhältnisse sowie auf die seit der Einführung des starren Fahrplanes im Jahre 1968 angewachsene Verkehrsbelastung und auf die ausserordentlich hohe Beanspruchung des Untergrundes durch die auf dieser Strecke eingesetzten allachsig angetriebenen Triebwageneinheiten zurückzuführen. Als hauptsächlichste Schäden und Mängel sind erwähnenswert:

- Ungenügend entwässerte Tunnelsohle infolge zu hoch liegender Entwässerungsleitung. Die daraus resultierende Verschlammung des Untergrundes und die damit verbundenen Schlammaufstösse in das Schotterbett führten zu einer unruhigen Gleislage und zu einer Reduktion der Fahrgeschwindigkeit.
- Beträchtliche Wasserinfiltrationen durch das aus Lägernkalkquadern bestehende Tunnelmauerwerk verursachten Fugenausschwemmungen und bis zu dezimeterstarke Versinterungen an der Mauerwerksoberfläche. Die z.T. extrem witterungsabhängigen Vernässungen beeinträchtigten die Fahrleitungs- und Gleisanlagen in grossem Masse und führten im Winter zu starken Eisbildungen.