

Analyse und Bewertung einer Bauwerksdeformation an einem historischen Wohnhaus

Diplomarbeit

Professur Grundbau und Professur Baustatik
der
Bauhaus-Universität Weimar

Susanne Höhny

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. K.J. Witt, Grundbau
Zweitprüfer: Prof. Dr.-Ing. habil. C. Könke, Baustatik

Weimar, Juni 2007

Kurzfassung

An einem zweigeschossigen Wohnhaus des 18. oder frühen 19. Jahrhunderts, das im Laufe der Geschichte sehr unterschiedlich genutzt und mehrfach umgebaut wurde, traten anhaltende Deformationen der Giebelwand auf. Die Beobachtungen der Vergangenheit ergaben, dass die Bewegungen zu auffallenden Rissen an den Innenwänden führten und ein Ausbauchen der Außenwand verursachten.

Da Schäden an Gebäuden durch Risse und Verformungen die verschiedensten Ursachen haben können, erfordert eine „Therapie“, also die Schaffung einer zielgerichteten, der Bauwerkssubstanz angepassten Problemlösung, die sorgfältige Aufnahme und Analyse der Schäden sowie die Ermittlung der Schadensursache bzw. die Feststellung der Standsicherheitsdefizite, welche mit „Anamnese“ und „Diagnose“ der Heilkunde vergleichbar sind. Die hier vorliegende Arbeit befasst sich mit einer Schadensanalyse, wie im Vorangegangenen beschrieben wurde und liefert im Anschluss eine Lösung zur Ertüchtigung des Gebäudes unter denkmalpflegerischen Aspekten.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	2
Inhaltsverzeichnis	3
Abkürzungsverzeichnis.....	6
1 Einleitung.....	7
1.1 Aufgabenstellung	7
1.2 Motivation.....	8
1.3 Ziel der Arbeit.....	8
1.4 Aufbau der Arbeit	8
2 Umgebung	10
2.1 Geografie	10
2.2 Geschichte und Wirtschaft.....	12
2.3 Geologie.....	13
2.4 anthropogene und bergbauliche Besonderheiten	14
2.4.1 Hohlraumkarte	14
2.4.2 Stollen und Steinbrüche in naher Umgebung	14
3 Bauwerksforschung	16
3.1 Chronologie.....	16
3.2 Rückschlüsse anhand von Befunden.....	18
3.3 Restaurierung nach 1995.....	19
4 Aufmaß, Konstruktion und Material	21
4.1 verformungsgerechtes Aufmaß.....	21
4.2 vereinfachtes Aufmaß zur Untersuchung der Lastabtragung	21
4.3 Konstruktion und Material	22
4.3.1 Wände.....	22
4.3.2 Geschossdecken	23
4.3.3 Dach.....	24
4.3.4 Treppe.....	26
5 Schadensbild.....	27
5.1 Grundlagen	27
5.2 Deformation	28
5.3 Risse	30
6 Untersuchung der Gründungssituation.....	33
6.1 Baugrund	33

6.1.1	Grundstück.....	33
6.1.2	geotechnische Untersuchungen im Feld.....	35
6.1.3	geotechnische Untersuchungen im Labor	38
6.1.4	Grundwasserverhalten.....	38
6.2	Gründung.....	39
6.3	historische Gründungen.....	39
6.3.1	Überblick.....	39
6.3.2	Gründungskonstruktionen aus Stein.....	40
6.3.3	Gründungskonstruktionen aus Holz.....	42
6.4	Bewertung verschiedener Szenarien im Hinblick auf die Gründung.....	44
7	Untersuchung der Lastabtragung.....	46
7.1	Lastermittlung	46
7.1.1	Eigenlasten	46
7.1.2	Verkehrslasten.....	46
7.2	Statik und Kraftfluss.....	48
7.2.1	Auswahl der betrachteten Schnitte	48
7.2.2	Kraftfluss in SDB.....	50
7.2.3	Kraftfluss in SP2	54
7.3	Bewertung verschiedener Szenarien im Hinblick auf die Lastabtragung.....	57
8	Untersuchung des Verformungsverhaltens mit ANSYS	58
8.1	FE-Elemente und deren Parameter.....	58
8.2	Materialeigenschaften.....	59
8.2.1	Holz.....	59
8.2.2	Natursteinmauerwerk.....	59
8.2.3	Fachwerk	60
8.3	gemessene Verformung in den betrachteten Schnitten.....	61
8.4	Berechnungen in SDB	62
8.4.1	Randbedingungen und Belastungen in SDB	62
8.4.2	Das Modell SDB.....	65
8.4.3	Ergebnis der 1. Berechnung in SDB.....	65
8.4.4	Sensitivierung in SDB	67
8.5	Berechnungen in SP2.....	75
8.5.1	Randbedingungen und Belastungen in SP2.....	75
8.5.2	Das Modell SP2	78
8.5.3	Ergebnis der 1. Berechnung in SP2.....	79
8.5.4	Sensitivierung in SP2.....	81
8.6	Auswertung.....	89
9	Lösungen.....	92
9.1	Ursache.....	92
9.2	weiterer Verlauf der Deformation	93
9.3	Maßnahmen zur Stabilisierung	94

10 Zusammenfassung und Ausblick.....	98
Anhang A: Eigenlasten.....	100
Anhang B: ANSYS Modellierung in SDB	110
B.1 Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen SDB	110
B.2 Randbedingungen und Belastungen SDB	116
Anhang C: ANSYS Modellierung in SP2	120
C.1 Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen SP2.....	120
C.2 Randbedingungen und Belastungen SP2	127
Anhang D: Sensitivitätsanalysen in SDB und SP2	137
Anhang E: Pläne.....	138
E.1 verformungsgerechtes Aufmaß	138
E.2 vereinfachtes Aufmaß.....	138
Abbildungsverzeichnis.....	139
Tabellenverzeichnis	141
1. Literaturverzeichnis	142
2. Internetverzeichnis	144
Erklärung	146

Abkürzungsverzeichnis

EG	Erdgeschoss
F2	First 2
FV	Fundamentverdrehung
FV-am	außermittige Fundamentverdrehung
FV-m	mittige Fundamentverdrehung
G2	Giebel 2
GOK	Geländeoberkante
K	Kehle
L	lineares Verhalten
MP1	Messpunkt 1 (Ramm- und Rammkernsondierung südliche Seite der deformierten Außenwand)
MP2	Messpunkt 2 (Ramm- und Rammkernsondierung nördliche Seite der deformierten Außenwand)
MP3	Messpunkt 3 (Schürfgrube im mittleren Bereich der deformierten Außenwand)
NL	nichtlineares Verhalten
OG	Obergeschoss
R	Riss
RB	Randbedingung
RKS1	Rammkernsondierung an MP1
RKS2	Rammkernsondierung an MP2
RS1	Rammsondierung an MP1
RS2	Rammsondierung an MP2
SDB	Schnitt im Bereich des stark belasteten Deckenbalkens
SP2	Schnitt an Anfallspunkt 2
SSt	Schlussstein der Eingangstür
T2	Traufe 2
üNN	über Normalnull

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung

An einem historischen Wohnhaus, das im Laufe der Geschichte sehr unterschiedlich genutzt und mehrfach umgebaut wurde, treten anhaltende Deformationen der Giebelwand auf. Visuell ist eine Verformung durch Ausbeulen und Verkippen erkennbar. Inhalt der Diplomarbeit sind die statische Analyse des Kraftflusses, die Bewertung der Tragstruktur, die Erkundung der Baugrundverhältnisse und die Beurteilung der Gründung des Gebäudes. Übergeordnetes Ziel ist das Beschaffen aller relevanten Daten zur Feststellung der Ursache der Verformungen, eine quantitative Prognose des weiteren Verlaufes sowie die Ausarbeitung von angemessenen Varianten zur Verbesserung der Situation. Im Detail sind folgende Aufgabenteile zu bearbeiten:

- Aufnahme der Bausubstanz im relevanten Teil des Wohnhauses, Darstellung in Plänen
- Ermittlung der Lasten und des Kraftflusses der Decken, Wände und Stützen bis zur Gründung
- Erkundung der Baugrundverhältnisse und der Fundamente der Giebelwand durch einen Handschurf sowie durch Ramm- und Rammkernsondierungen
- Recherche zu anthropogenen und bergbaulichen Besonderheiten
- Ermittlung relevanter Bodenparameter durch Laborversuche und Erfahrungswerte
- Analyse der Verformungen der Giebelwand unter besonderer Beachtung der Gründungssituation. Bewertung verschiedener Szenarien durch eine Modellierung der Tragstruktur, durch Rückrechnung und durch Plausibilitätsbetrachtungen
- Prognose des weiteren Verlaufes der Verformungen, Ausarbeitung von Maßnahmen zur Stabilisierung
- Zusammenfassende Bewertung der Verformungen und Empfehlung einer sensiblen, der historischen Bausubstanz angepassten Problemlösung

1.2 Motivation

Bei der Auswahl des Themas kam dem persönlichen Interesse des Bewahrens und Erhaltens denkmalgeschützter Objekte besondere Bedeutung hinzu. In diesem Zusammenhang entwickelte sich eine enorme Begeisterung für die restauratorischen und rekonstruktiven Arbeiten des Eigentümers. In nur wenigen Jahren konnte er mit eigenen Händen und viel Ehrgeiz und Gefühl das frühere Erscheinungsbild eines Gebäudes rekonstruieren, dessen Inneres Geschichte schreibt.

Mit Empörung wurde während der Arbeiten festgestellt, wie Materialismus und Gleichgültigkeit ein so historisch wertvolles Gebäude zerstören kann. Dies bestärkte den Verfasser beim Fortschreiten der Arbeiten und bei der Problembewältigung.

1.3 Ziel der Arbeit

Ziel der Arbeit ist die Erfassung der Einflussfaktoren, welche auf das Bauwerk wirken und gewirkt haben. Diese soll dann eine zielgerichtete Diagnose der vorhandenen Bauwerksschäden und eine Prognose des wahrscheinlichen Verlaufs ermöglichen. Die Schadensanalyse soll zu einem Modell führen, welches die Verformungsursachen weitgehend beschreibt, um schließlich eine, der historischen Bausubstanz angepasste Lösung liefern zu können.

1.4 Aufbau der Arbeit

Nachdem die Aufgabenstellung und der Untersuchungsgegenstand in Kapitel 1 beschrieben wurde, kann sich der Leser in Kapitel 2 über geografische, wirtschaftliche und geschichtliche Aspekte der Umgebung informieren. Im Anschluss sind anthropogene und bergbauliche Besonderheiten des Untersuchungsgebietes geschildert.

In Kapitel 3 wird die Bauwerksgeschichte des Gebäudes beleuchtet. Außerdem werden hier Bestände weitgehend analysiert, so dass eine mögliche frühere Situation rekonstruiert werden kann. Um die Veränderungen während der Restaurierungsarbeiten 1995 nachvollziehen zu können, sind im Anschluss einige wichtige Maßnahmen erläutert.

Kapitel 4 beschäftigt sich mit der Bestandsaufnahme. Während dieses Arbeitsschrittes entstanden Pläne, welche sich im Anhang finden. Um zu verstehen, wie sich das Tragwerk in seiner Wirkungsweise verhält, werden hier die Elemente der Konstruktion erläutert.

In Kapitel 5 wird dann das Schadensbild beschrieben. Für das bessere Verständnis, der hier erfolgten Analyse, sind den Erläuterungen in diesem Kapitel einige grundlegende Aspekte über Verformungen und Risse vorangesetzt.

Die Kapitel 6 und 7 beinhalten die Untersuchungen im Hinblick auf die Gründungssituation sowie die Untersuchungen der Lastabtragung. Sie stellen einen wichtigen Teil der Arbeit dar. Erst auf Grundlage, der hier gewonnenen Erkenntnisse, lassen sich optima-

le Sanierungskonzepte aufstellen. In Kapitel 6 finden sich die Ergebnisse der Vorerkundungen und der geotechnischen Felduntersuchungen. Im Anschluss werden Ausführungsformen von historischen Gründungen erläutert. In Kapitel 7 werden die Lasten ermittelt sowie der Kraftfluss in zwei kritischen Schnitten untersucht.

Einen großen Teil der Arbeit umfasst Kapitel 8. Hier wird das Verformungsverhalten mit dem Simulationsprogramm ANSYS untersucht. Dabei kommen die bisher erlangten Ergebnisse zur praktischen Anwendung. Es wird untersucht, in wieweit sich die, in den vorangegangenen Kapiteln, ermittelten Einflüsse auf das Verformungsverhalten auswirken. Dabei werden die Einflussparameter in einer Sensitivitätsanalyse so weit optimiert, bis die berechnete Verformungskurve mit der realen Verformungskurve annähernd Übereinstimmung findet.

In Kapitel 9 ist dann schließlich die Lösung der Aufgabenstellung dargelegt. Sie beinhaltet die Ursachen und den weiteren Verlauf der Verformungen und liefert zuletzt Maßnahmen zur Ertüchtigung des Gebäudes unter denkmalpflegerischen Aspekten.

Kapitel 10 fasst die Ergebnisse der Arbeit zusammen, schildert den Gang der Untersuchungen und liefert zum Schluss Empfehlungen für weitere Untersuchungen.

2 Umgebung

Zu Beginn jeden Bauvorhabens stehen die fundamentalen Umweltmedien Luft, Wasser und Boden. Diese sind neben politischen, wirtschaftlichen und sozialen Aspekten, wichtige Bestandteile der Einflüsse auf ein Bauwerk und bildeten die Hauptgrundlage jeglichen Bauens in der Zeitgeschichte. Um die Präzision dieser Einflüsse zu erleichtern, erfolgt zu Beginn eine Beschreibung der Umgebung im Hinblick auf Geografie, Geschichte, Wirtschaft und Geologie. Weiter werden anthropogene und bergbauliche Besonderheiten erläutert.

Außerdem stellen die in diesem Kapitel zusammengefassten Informationen eine Grundlage für die Arbeiten der Bauwerksforschung dar und geben Aufschlüsse über verwendete Baumaterialien sowie über die konstruktive Ausbildung des Gebäudes.

2.1 Geografie

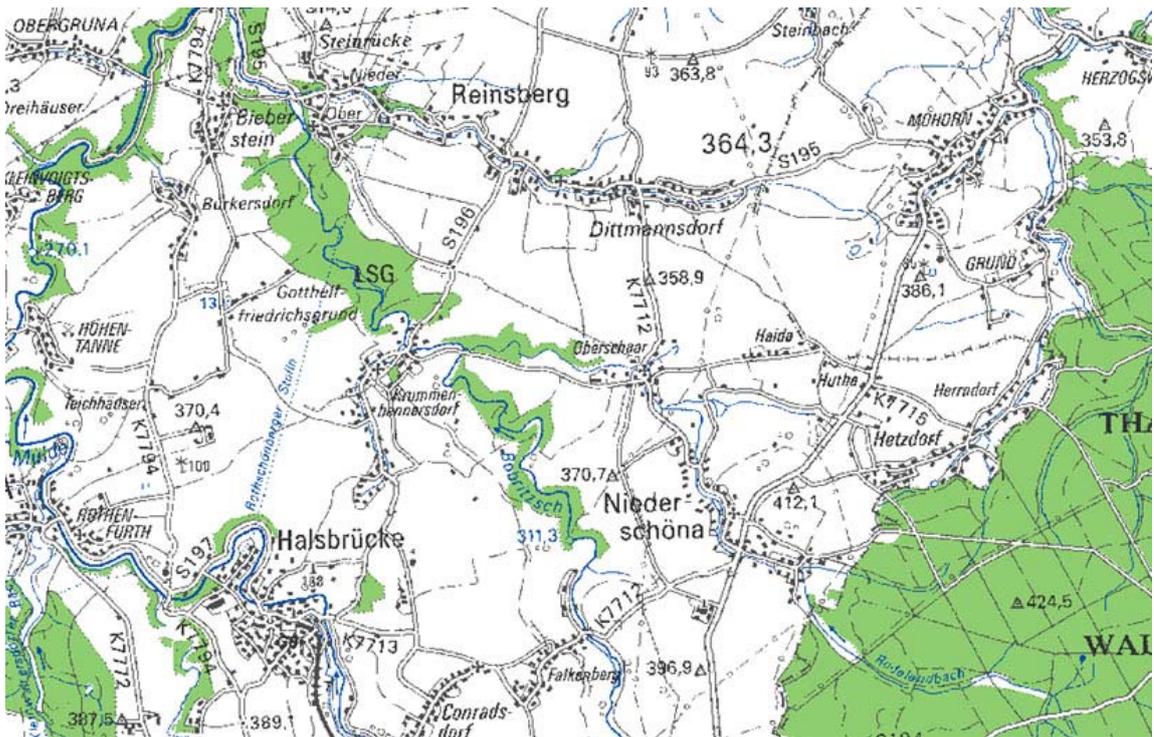


Abb. 1: topografische Karte der Umgebung von Oberschaar [2.4]

Ort und Gemeinde

Das zu untersuchende Gebäude liegt in Oberschaar einem Ortsteil von Niederschöna, welcher seit dem 01.01.2006 zur Gemeinde Halsbrücke im sächsischen Landkreis Freiberg gehört [2.5]. Abbildung 2 oben zeigt die Lage der Gemeinde Halsbrücke im Landkreis Freiberg.

Der Landkreis

Der Landkreis Freiberg ist Teil des Regierungsbezirkes Chemnitz und befindet sich in Sachsen (Abbildung 2 unten) in zentraler Lage zwischen den Oberzentren Dresden und Chemnitz. Die Landschaft des Landkreises steigt vom Erzgebirgsvorland im Norden bis zum Kamm des Gebirges im Süden von ca. 200 m auf über 800 m über NN an. Die tiefen Flusstäler der Flöha, Zschopau, Freiburger Mulde, Bobritzsch und Striegis sowie einige auf den alten Erzgängen aufragende Bergbauhalden prägen das Gebiet unverwechselbar. Die Talhänge sind vorwiegend mit Laubwald, die Kammlagen dagegen mit geschlossenem Fichtenwald bedeckt [2.5; 2.6; 2.7].

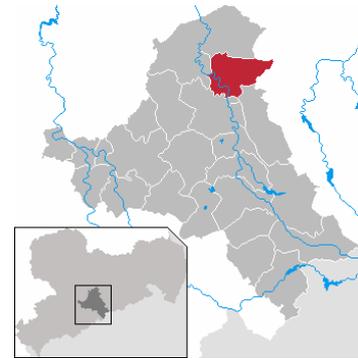


Abb. 2: oben: Lage der Gemeinde im Landkreis Freiberg und unten Lage des Landkreises Freiberg in Sachsen [2.5]

Lage und Landschaft

Oberschaar befindet sich im nördlichen Teil des Landkreises auf einer Höhe von 340 m über NN am Westrand des Tharandter Waldes. Der Ort wird von einer geoökologischen Grenze durchzogen, welche das Hügelland im Norden mit Wiesen und Ackerflächen deutlich vom Bergland im Süden trennt [2.8].

Gewässer

Den Ort durchfließt der Rodelandbach, welcher bei Krummenhennersdorf in die Bobritzsch und diese bei Obergruna in die Freiburger Mulde mündet.

Verkehrsanbindung

Niederschöna liegt direkt an der B173, welche die Ortszentren von Dresden und Freiberg miteinander verbindet. Freiberg befindet sich 14 km in südlicher und Dresden 25 km in nordöstlicher Richtung. Die Autobahn 4 ist am einfachsten über Reinsberg – Siebenlehn zu erreichen. Fährt man dort auf die A4 Richtung Dresden, erreicht man nach 5 km das Dreieck Nossen, wo die A14 aus Richtung Leipzig auf die A4 trifft.

2.2 Geschichte und Wirtschaft

Salzstraße

Im 10. Jahrhundert reisten Kaufmänner durch das Gebiet, welche am Handel mit Böhmen und Norddeutschland beteiligt waren. Aus diesen Zeiten stammt auch die nahe gelegene Salzstraße, deren Trasse wohl von Magdeburg über Halle, Wurzen, Oederan, Sayda und Most nach Prag führte [2.7].

Berg- und Hüttenwesen

In der zweiten Hälfte des 12. Jahrhunderts begannen Rodungsbauern im Wald zwischen Mulde und Striegis erste Dörfer zu gründen. So entstand unter anderem auch Niederschöna. Wirtschaftlichen Aufschwung erlangte die Gegend unmittelbar durch einen Silberfund in der Umgebung und dem sich damit anschließenden Bergbau. Über 800 Jahre dominierte in der Region der Silberbergbau. Später wurden auch andere Erze gefördert und in Freiberg, Muldenhütte und Halsbrücke verhüttet. Bereits im 18. und 19. Jahrhundert führte dieser Wirtschaftszweig mit dem damit verbundenem Holzverbrauch sowie der Rauchgasentwicklung, zu ökologischen Problemen. Johann Heinrich Cotta setzte dem mit der Gründung einer Forsthochschule und eines Forstbotanischen Gartens in Tharandt entgegen. Nach 1990 wurde der Bergbau vollständig eingestellt, wodurch sich die Natur innerhalb kürzester Zeit regenerieren konnte [2.5; 2.7; 2.9].

Industrie

Der Bergbau zog in frühen Zeiten auch den Handel und die nachfolgenden Gewerke und Industrien in die Umgebung. So waren Köhlerei, Holzverarbeitung, Textil- und Lederherstellung, Maschinenbau und metallverarbeitende Industrien mit dem Bergbau eng verknüpft. In Zeiten der Rezession, wo der Bergbau durch die Entwicklung des Silberpreises nicht sonderlich florierte, wurden mit Heimarbeit sowie Land- und Forstwirtschaft Alternativen geschaffen [2.5].

Bergakademie

Mit Gründung der Bergakademie Freiberg 1765 entstand ein weiterer gewinnbringender Wirtschaftszweig, welcher noch heute einen wichtigen Platz in der Wirtschaft dieser Region einnimmt.

Schmalspurbahn

In den Jahren zwischen 1915 und 1922 wurde ein Schmalspurnetz zwischen Klingenberg-Colmnitz und Oberdittmannsdorf gebaut, welches auch durch den Ort Oberschaar führte. 1922 nahm man den Gleisbetrieb auf und 1971 stellte man ihn, wegen stetig verschlechternder Zustände des Oberbaus, wieder ein. Wie in Abbildung 3 zu sehen ist, führte die Trasse der Schmalspurbahn nicht weit entfernt an drei Seiten des Gutsgrundstückes entlang. [2.16]



Abb. 3: Trasse der früheren Schmalspurbahn (1922 – 1971) [2.16]

2.3 Geologie

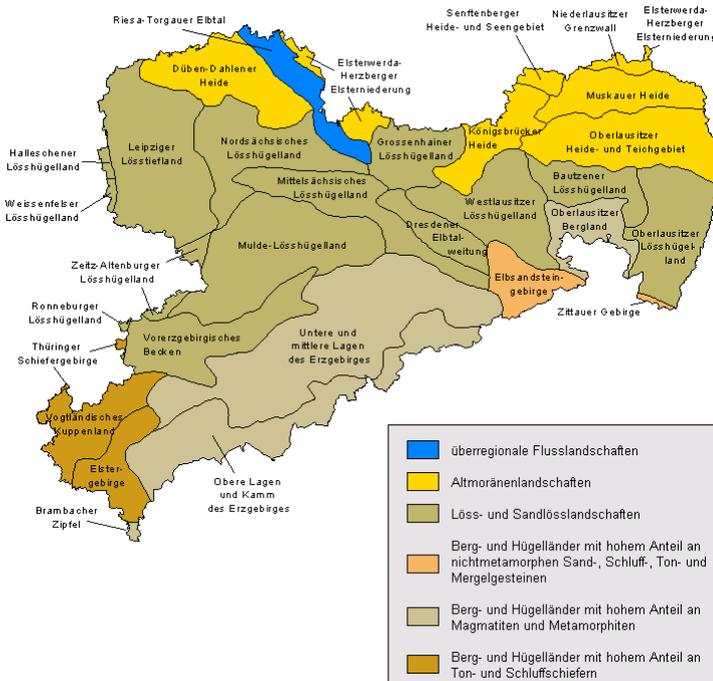


Abb. 4: Landschafts- und Naturräume Sachsens [2.4]

Der Landkreis Freiberg erfasst drei große Naturräume Sachsens. Er hat Anteil am Osterzgebirge, am Erzgebirgsbecken sowie am Mulde-Lösshügelland. Im Norden setzen sich die Böden vorwiegend aus Lössen und Lehmen und nach Süden hin mehr und mehr aus Verwitterungsböden zusammen. Im mittleren und südlichen Teil dominieren die Gneise. Die geologische Grenze zwischen Hügelland und Bergland ist ungefähr auf der Linie Seifersdorf - Großschirma – Sand – Oberschaar – Herrndorf – Landberg im Tharandter Wald (Weißeritzkreis) zu finden.

Der Gneis steht in verschiedenen Varianten an, wie zum Beispiel Paragneis (Graue Freiburger Gneis) und Orthogneis (Rote Marienberger Gneis). Mit Ausnahme der Talhänge ist das Gestein von einer Verwitterungs- und Frostschutzdecke umhüllt. Beides sind metamorphe Gesteine, der Gneis aber aus Sedimenten, die Hülle aus Tiefengestein entstanden. Stellenweise wird der Gneiskörper von Granit, wie in Niederbobritzsch, und Porphyrgängen, wie bei Frauenstein, durchbrochen.

Im Mulde-Lößhügelland befinden sich an den meisten Stellen Lößablagerungen aus der Weichsel-Kaltzeit.

Das Erzgebirgsbecken füllte sich im Rotliegenden mit dem Abtragungsschutt des variskischen Gebirges (Vorläufer des Erzgebirges). Anstehende Gesteine im Erzgebirgsbecken sind Konglomerate, Porphyrite und Schiefertone, in denen sich stellenweise schmale Steinkohleflöze finden.

Die Bodenbildung steht in engem Zusammenhang mit dem anstehenden Gestein. Über den Gneisverwitterungsdecken haben sich Braunerden gebildet, in den höheren Lagen des Osterzgebirges sind Braunpodsole charakteristisch. Im Erzgebirgsbecken sind die Braunerden häufig von Staunässe beeinflusst. Im Mulde-Lößhügelland gehen die Braunerde-Podsol-Böden allmählich in Löß-Staugley-Böden über [2.6; 2.10].

2.4 anthropogene und bergbauliche Besonderheiten

2.4.1 Hohlraumkarte

Der Bergbau in Sachsen hat unter anderem auch im Freiburger Raum nachhaltige Spuren auf und vor allem unter der Erdoberfläche hinterlassen. Aus diesem Grund kommt es in einigen Gebieten zu Bauwerksschäden, welche auf Bodensetzungen durch Altbergbau zurückzuführen sind. Darum wurde vom sächsischen Oberbergamt in Freiberg eine Übersicht über Gebiete, in denen mit unterirdischen Hohlräumen zu rechnen ist, erarbeitet und in Form einer Hohlraumkarte im Internet veröffentlicht. Die Hohlraumkarte kennzeichnet Gebiete mit unterirdischen Hohlräumen, Hohlraumverdachtsgebiete sowie Gebiete mit Grubenbauen unter Bergaufsicht. Laut dieser Karte befindet sich Niederschöna/Oberschaar in keinem Gefahrengbiet. [2.11]

2.4.2 Stollen und Steinbrüche in naher Umgebung

Die Umgebung ist geprägt von Altbergbau, welcher schon Jahrhunderte lang existiert (Kapitel 2.2.). Das anstehende Gestein im Gebiet, wie der Paragneis, der Orthogneis und auch der Sandstein nimmt bis heute eine wirtschaftliche Position der Gegend ein. So entstanden zahlreiche Steinbrüche, welche heute teilweise noch in Betrieb sind. In diesen wurden die Steine gebrochen und schließlich an vielen Bauwerken der Umgebung verbaut. So findet man zum Beispiel auch an der „Goldenen Pforte“ des Freiburger Doms, den Sandstein der Niederschönaer Schichten.

In Abbildung 5 sind die, in der geologischen Karte des Königreichs Sachsen (um 1900) gefundenen, Stollen und Steinbrüche der näheren Umgebung von Oberschaar dargestellt.

Anschließend werden bedeutende Gänge und Aufschlüsse noch einmal kurz genannt und erläutert.

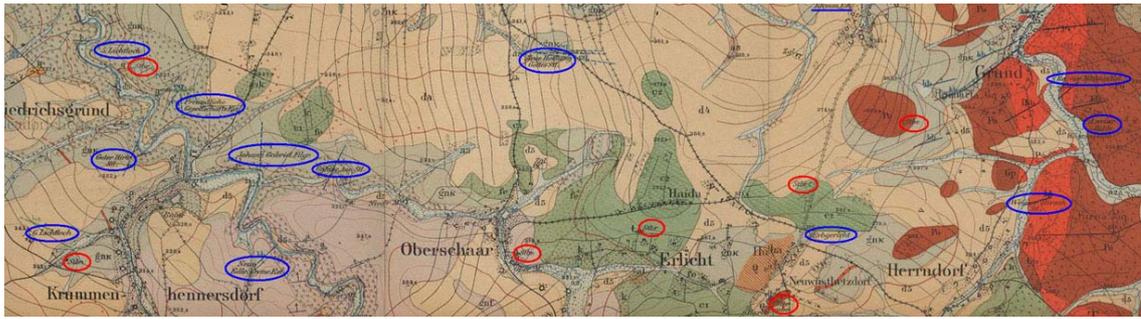


Abb. 5: geologische Karte aus dem Königreich Sachsen um 1900 mit gekennzeichneten Stolln und Steinbrüchen (blau = Stolln; rot = Steinbruch); [1.1]

Rothschönberger Stolln

Der Rothschönberger Stolln ist eine der bedeutendsten Anlagen für den Gesamtbergbau der Region. Er diente hauptsächlich der Hauptentwässerung des Freiburger Bergbaureviers. Mit einer Gesamtlänge von 13,6 km unterquert er die Orte Halsbrücke und Krummenhennersdorf und verbindet als Einziger das Halsbrücker, das Freiburger und das Brander Bergbaurevier, die drei Grubenfelder des Freiburger Lagerstättenbezirkes [1.2]. In Abbildung 5 ist ein Teil der Trasse des Rothschönberger Stollns, das 5. und 6. Lichtloch bei Krummenhennersdorf, zu sehen.

Halsbrücker Spatgang

Zwischen Halsbrücke und Rothenfurth liegt ein auflässiger Steinbruch, in welchem Freiburger Kerngneis, der graue Gneis der Osterzgebirgischen Serie, abgebaut wurde. Angelegt ist der Stolln auf dem Isaak- Spat, woher er auch den Namen „Isaak - Erbstolln“ erlangte. Er gehört zu den Gängen des Halsbrücker Gangzuges und ist ein über Tage anstehender Gangaufschluss mit einer Breite von 0,5m. Am Fuß der Bruchwand findet man Mineralien wie, Quarz, Flussspat, Sulfide, Bleiglanz und Pyrit. [2.13]

Niederschönaer Schichten

In den Niederschönaer Schichten wurde über 800 Jahre lang Sandstein abgebaut. Hier findet man pflanzenführende zum Teil kohlige Schiefertone. [1.1]

3 Bauwerksforschung

3.1 Chronologie

Bisher ist auch durch Aktenstudium und Bauuntersuchung das genaue Alter des Gutshauses nicht zu bestimmen.

1425 wird das Rittergut erstmals in Akten erwähnt. Dort wird der damalige Freiburger Stadtrichter Peter von Alnpeck als Besitzer des Gutes genannt. [1.3]

1602 gelangt das ganze Dorf in die Hände von Barbara von Miltitz [1.5].

Nach dem momentanen Augenschein könnte man das Gutshaus in das 16. oder frühe 17. Jahrhundert datieren. Dies würde auch mit einer noch erhaltenen Wappentafel von 1605, welche von Adam Bernhardt von Molsdorf stammt, Übereinstimmung finden. Anhand von Archivgut ist aber nachweisbar, dass schon vor dieser Zeit ein Gebäude gestanden haben muss, welches aber sicherlich nicht dem heutigen Abbild entsprach und vermutlich viel kleiner war.



Abb. 6: links: Westansicht um 1800 [1.4]; rechts: Westansicht 2007

So wie das Gebäude heute in Augenschein tritt, existiert es seit mindestens 200 Jahren. Dies ist aufgrund eines Stiches, welcher um 1800 datiert ist und in Recherchearbeiten des Eigentümers in Poenicks „Schlösser und Gärten“ [1.4] gefunden wurde, nachzuweisen (Abbildung 6 links). In Abbildung 6 rechts ist ein Foto des Gebäudes zu sehen, welches im Jahr 2007 nach der Rekonstruktion der Fassade und des Daches aufgenommen wurde.

Im 19. Jahrhundert fand ein Umbau, im Zuge der Errichtung einer Brennerei, statt. Vergleicht man den um 1800 stammenden Schnitt mit dem heutigen Bild, könnte man vermuten, dass dabei die Situation an der Südwand mit dem in diesem Bereich befindlichen Hang verändert wurde. Vorher wurde der Hang von einer Stützmauer abgefan-

gen, so dass die Südwand von einer Erdbelastung frei blieb. Später lief der Hang direkt auf die Südwand.

Der nächste Zeitschnitt ist mit 1922 anzusetzen, als das Gutshaus erneut den Besitzer wechselte. Dieser nutzte das Gebäude bis 1945 als Silo für Grünfutter [1.6].

Nach Kriegsende veranlassten die sowjetischen Besetzungsmächte die Teilung des Gutes im Zuge der Bodenreform sowie den Abbruch des Gebäudes. Zuletzt genannte Arbeiten wurden glücklicherweise wegen empörter Dorfbewohner unterbrochen. So erhielt das Haus den heutigen verkleinerten Grundriss.

1953 erfolgte ein größerer Umbau, wobei sowohl das Gebäude als auch der zugehörige Park und Teich völlig entstellt und die Bausubstanz beraubt wurde. Danach nutzte die Gemeinde das Gebäude als Kindergarten, Kantine, Poststelle und Lagerraum [2.14].

1957 erfolgte im Rahmen erneuter Umbaumaßnahmen, der Einbau von drei Wohnungen im Dachgeschoss, wobei das Dach hohe Dachhechte zur Belichtung der Wohnräume erhielt.

1995 kam das damals sanierungsbedürftige Haus in den Besitz der Familie Stefan, welche seitdem die Reparatur und Wiederherstellung des Gutshauses unter Einbeziehung von Veränderungen des 19. Jahrhunderts vorantreibt und die vermutlich frühere Situation mit der damaligen Raumaufteilung neu erscheinen lässt. Diese ist anhand von Befunden weitgehend rekonstruierbar. Die Grundrisse sind in Abbildung 7 zu sehen.

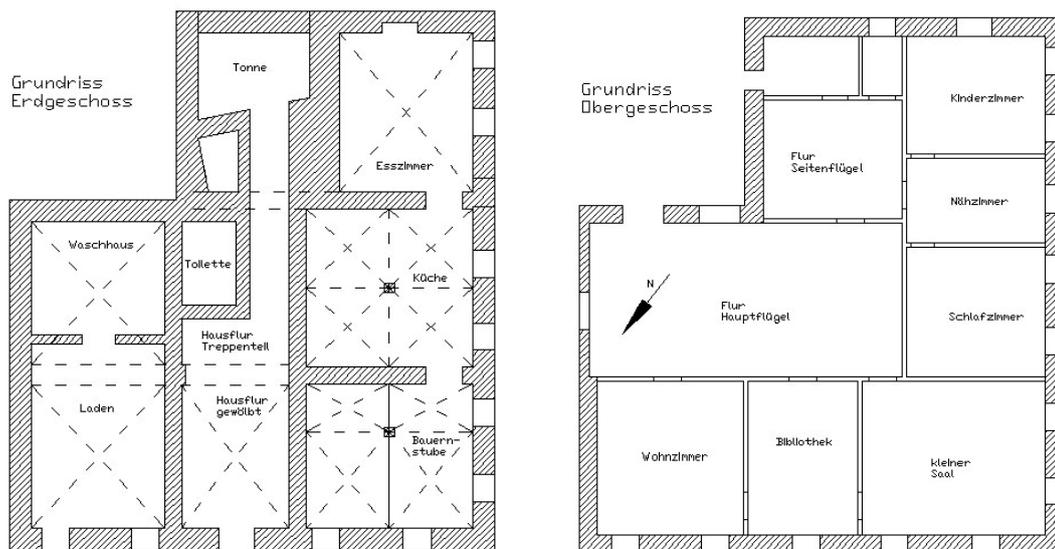


Abb. 7: links: Grundriss Erdgeschoss; rechts: Grundriss Obergeschoss

3.2 Rückschlüsse anhand von Befunden

Anhand der bestehenden Grundmauern, der Lage der Innenwände sowie der Dachkonstruktion, muss in früheren Zeiten eine andere Situation vorgelegen haben.

Rekonstruierbar ist ein Treppenturm mit anschließendem Wohnhaus, welches dem heutigen Anbau gleich ist (siehe Abbildung 8). Den Grundmauern und den unter dem Anbau liegenden Tonnengewölben nach zu urteilen, ist zu vermuten, dass an dieser Stelle schon ein Vorgängerbau aus der Renaissancezeit gestanden haben muss. Auch die Grundmauern des Treppenturms zeigen Bausubstanz aus der Zeit der Renaissance, wogegen der übrige Teil des Gebäudes hauptsächlich aus barocker Bausubstanz besteht.

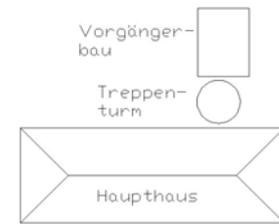


Abb. 8: mögliche frühere Situation

Allerdings ist unklar, ob das Haupthaus, wie es in Abbildung 8 zu sehen ist, je so gestanden hat. Es ist zu denken, dass der Bau so geplant war und vermutlich auch begonnen wurde, die Bauarbeiten aber durch die Umstände der Zeit, eingestellt wurden. Oder aber, das Gut durch Kriegsstände, wie der Dreißigjährige Krieg, in dem auch 1632 Schloss Reinsberg gebrannt wurde [1.27], vollständig zerstört worden ist, so dass nur noch die Grundmauern im Bestand übrig blieben.

Bei einem späteren Wiederaufbau bekam die Anlage das Bild, wie es in Abbildung 9 zu sehen ist. Dabei ist aber zu bemerken, dass das Gebäude an Stelle des Vorgängerbaus erst später wieder aufgebaut wurde und wirklich als Anbau zu bezeichnen ist. Heute ist der Grundriss des Hauptflügels wegen der begonnenen Abrissarbeiten 1945 nur noch halb so groß. Alles Übrige ist aber dem heutigen Bild gleich.

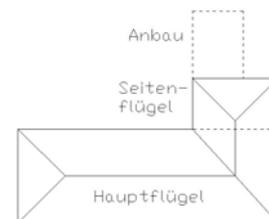


Abb. 9: Situation vor 1945

3.3 Restaurierung nach 1995

Nach dem Kauf 1995 (Abbildung 10), begann die Familie Stefan schon 1996 mit den Restaurierungsarbeiten.

Zunächst wurden die Wohnungen im Dachgeschoss konsequent zurück gebaut. Im Zuge dieser Arbeiten erhielt das Dach sein ursprüngliches Erscheinungsbild mit den in Abbildung 6 zu sehenden Fledermausgauben wieder. Auch im Inneren wurde das Bauwerk anhand von Befunden rekonstruiert.

So wurde der Originalfußboden freigelegt, welcher nur noch in Bruchstücken vorhanden war und in den Umbaumaßnahmen von 1953 einbetoniert wurde. Während der Rekonstruktion wurden auch die Fundamente der Gewölbesäulen und der Innenwände freigelegt (Abbildung 11). Auch die schadhaften Gewölbe wurden restauriert. Dabei wurde die Schüttung in den Gewölbezwickeln entfernt, um die Gewölbeauflasten zu reduzieren.

Da die Deckenbalken des heutigen Näh- und Kinderzimmers sehr geschädigt waren, wurden diese komplett ersetzt. Dabei war es notwendig die Innenwände abzufangen. Wie in Abbildung 12 zu sehen ist, wurde dies mit langen Fachwerkträgern, welche über den Innenwänden des Erdgeschosses eingezogen wurden, realisiert. Bei diesen Arbeiten wurde die Lage der Deckenbalken des Nähzimmers verändert. Diese liegen in Situ quer zur ursprünglichen Richtung, so dass die in Abbildung 12 zu sehende Innenwand des Erdgeschosses nur noch durch einen Unterzug, welcher die Deckenbalken des



Abb. 10: Luftbild Westansicht 1996



Abb. 11: freigelegter Fußboden Küche



Abb. 12: abgefangene Wand des Nähzimmers

Schlafzimmers und die Wand zwischen Schlaf- und Nähzimmer stützt, belastet wird.

Da das Mauerwerk mit Feuchtigkeit durchzogen war, wie in Abbildung 10 zu erkennen ist, und dies vermutlich auch ein Schwachpunkt des Gebäudes darstellte, wurden die Außenwände sowie der Fußboden im Erdgeschoss mit einer Temperierung versehen. Diese dient heute auch zum Teil der Beheizung der Innenräume. Das Foto in Abbildung 13 zeigt die Arbeiten während des Einbaus dieser Temperierung.



Abb. 13: Einbau der Temperierung

4 Aufmaß, Konstruktion und Material

4.1 verformungsgerechtes Aufmaß

Zur Untersuchung des Zustandes, zur Beurteilung des Ausmaßes der Bauwerksdeformation sowie zur Aufstellung eines statischen Systems stand zu Beginn der Untersuchungen die verformungsgerechte Aufnahme des Gebäudes. In einem solchen Aufmaß werden die Maße des Gebäudes nicht einem Idealschema unterworfen, sondern es gibt den tatsächlichen Zustand sowie die tatsächlichen Abmessungen der Bauelemente wieder. Dazu standen verschiedene Möglichkeiten zur Auswahl. Es war zu entscheiden, welche Methode am besten, mit möglichst wenig Zeitaufwand, zum gewünschten Ergebnis führt. In Betracht kam dafür die an der Professur InfAR der Bauhaus-Universität Weimar entwickelte 3D Bauaufnahme mit Laserstrahlen, bei der die Betrachtung der geometrischen Eigenschaften im Vordergrund stehen. Da dies aber den finanziell zur Verfügung stehenden Rahmen gesprengt hätte, wurde hier auf das klassische Handaufmaß zurückgegriffen. Dabei wurde die Methode des Streckennetzverfahrens angewendet, bei welcher unzählige Punkte von zwei festgelegten Punkten aus gemessen wurden. Als Messgeräte kamen dabei 2m-Gliederstäbe, ein 20m Maßband, ein Teleskopmeter sowie ein Laserlotgerät zum Einsatz.

Die Ergebnisse dieses Arbeitsschrittes finden sich in den Plänen im Anhang E.1 wieder. Diese Pläne sind, wie üblich, unvermasst und erhalten als Maßlinie einen Maßstab. [1.7]

4.2 vereinfachtes Aufmaß zur Untersuchung der Lastabtragung

Die Maße des Gebäudes unterliegen hier im Gegensatz zum verformungsgerechten Aufmaß einem Idealschema. Hier stellen die Umriss der Gebäudeteile gerade Linien dar, Ecken, welche rechtwinklig erschienen, wurden rechtwinklig konstruiert und die Höhen der Gebäudeschnitte wurden gemittelt. Außerdem wurden bei der Vereinfachung nur jene Aspekte aufgenommen, welche für die weiteren Untersuchungen als wichtig erschienen.

Die hier entstandenen Pläne sind im Anhang E.2 zu finden.

4.3 Konstruktion und Material

4.3.1 Wände

Außenwände

Die Außenwände sind als Bruchsteinmauerwerk ausgeführt und aus Gneis und Lehm hergestellt.

Die Bruchsteine wurden womöglich in Steinbrüchen in naher Umgebung gewonnen. Somit handelt es sich hier um einen grauen Freiburger Gneis. Üblicherweise wurden sie aus gebrochenen Steinen aussortiert und wenig bearbeitet. Sie sind größtenteils lagerhaft, das heißt, sie haben zwei, mehr oder weniger ebene parallele Seiten. Abbildung 14 (links) zeigt das Bruchsteinmauerwerk der deformierten Außenwand im Bereich des Esszimmers. Abbildung 14 (rechts) zeigt im Vergleich ein in der Literatur dargestelltes Bruchsteinmauerwerk.

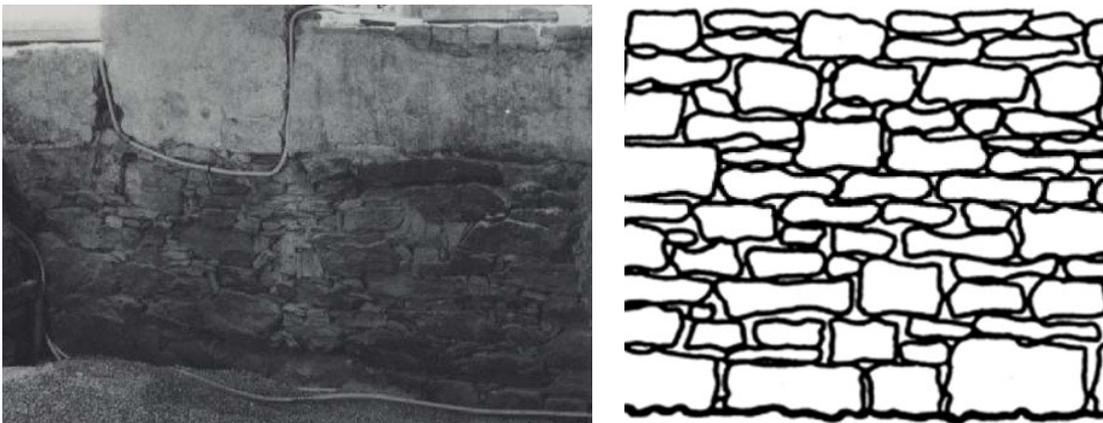


Abb. 14: links: Bruchsteinmauerwerk der Außenwand im Esszimmer während der Sanierung 1996; rechts: Skizze eines Bruchsteinmauerwerkes [2.1]

Der Gneis ist ein schiefriges kristallines Tiefengestein und besteht im Wesentlichen aus den Mineralien Quarz, der dem Stein die Härte gibt, Feldspat der die Farbe bestimmt und Glimmer, der mehr als die anderen Bestandteile der Verwitterung unterliegt. Der Freiburger graue Gneis ist ein Paragneis und zählt aufgrund seines Glimmeranteils zur Gruppe der Biotidgneise. Er ist im Gefüge grobkörnig und in der Lagerung schiefrig oder schuppig. [1.1]; [2.15]

Lehm-Mauermörtel ist ein in der Regel mit Sand abgemagerter Baustoff, welcher die Mauersteine miteinander verbindet. [1.8]. Nach DIN 18953 Bl.2 sollte für zweigeschossige Bauten ein Lehm der Mörtelgruppe II verwendet werden.

Innenwände

Die Innenwände im Obergeschoss übernehmen eine tragende Funktion, da sie außer durch ihre Eigenlast, durch aufliegende Deckenbalken belastet werden. Eine aussteifende Funktion besitzen sie nicht, da sie an keiner Stelle mit den Außenwänden verbunden sind. Sie gewährleisten lediglich den Deckenbalken eine Zwischenstützung und übernehmen somit eine Auflagerfunktion in vertikaler Richtung.

Ausgebildet sind sie als Fachwerkwände mit einer Ausfachung in Ziegel-Lehm-Mauerwerk mit 1cm Mörtelfuge. Sie sind am unteren Rand durch eine Schwelle und am oberen Rand durch einen Rähm begrenzt. Die Schwellen liegen auf den Deckenbalken des darunter liegenden Geschosses, die Rähme tragen die Deckenbalken und leiten die Lasten zu den Stielen. Die Stiele sind in einem Abstand von ca. 1,20m angeordnet. Außerdem werden die Felder zwischen den Stielen durch zwei Riegel geteilt. Der dadurch entstandene Raum bildet ein Gefach. Die Ausfachungen sind nicht tragend [1.9].

4.3.2 Geschossdecken

Erdgeschoss

Die Decke des Erdgeschosses bilden Kreuzgewölbe. Diese wurden nach Angaben des Eigentümers nachträglich eingebaut und sollten wohl den darüber liegenden Holzbalken, welche die Fußbodendielen im Obergeschoss tragen, ausreichenden Schutz gegen Feuchtigkeit verleihen. Die Holzbalkendecken über den Gewölben im Erdgeschoss besitzen keine aussteifende Funktion, da sie den Anforderungen an aussteifende Geschossdecken nach DIN 1052-1 und DIN 1053-1 [1.10] nicht genügen. Sie sind einachsig gespannte Konstruktionen. Über Küche und Bauernstube sind die Balken durch eingezogene Unterzüge als Zweifeldträger, in den übrigen Räumen als Einfeldträger ausgebildet (siehe Abbildung 15 links).

Obergeschoss

Die Decke des Obergeschosses ist ebenfalls in Form einer Holzbalkendecke ausgebildet. Hier wurde zur Verbesserung des Wärmeschutzes sowie zur Aussteifung ein Zwischenboden eingebaut. Einkerbungen in den Balken tragen Schwarten, das sind Randstreifen vom Stamm, welche im Sägewerk anfallen. Darauf liegt eine etwa 4,5 cm starke Lehm-packung und darauf ein Geovlies. Den Fußboden bilden auf die Deckenbalken genagelte Hobeldielen. Die Unterdecke besteht aus einem Kalkdeckenputz, welcher auf Stroh an einer Holzunterkonstruktion angebracht ist. Wie in Abbildung 15 (rechts) zu sehen ist, sind die Deckenbalken überall als Zweifeldträger ausgebildet. Nur im Bereich des Treppenaufgangs sind zusätzliche Balken eingelegt, welche als Einfeldträger wirken. Außerdem sind die Deckenbalken im Obergeschoss Teil der Dachkon-

struktur. Auf diesen liegt die Stuhlschwelle, welche die Horizontalkräfte aus den Sparrenfüßen aufnimmt. An Stellen, wo sie von beiden Seiten durch eine Stuhlschwelle belastet werden, wirken sie als Zugband.

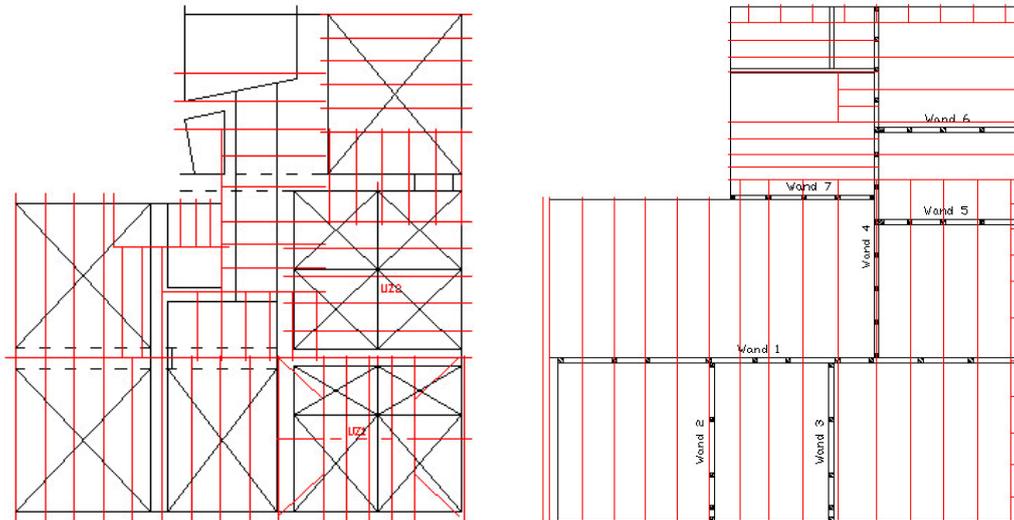


Abb. 15: links: Deckenbalken Erdgeschoss; rechts: Deckenbalken Obergeschoss

4.3.3 Dach

Das Dach besitzt die Form eines Walmdaches. Bei diesem ist der Giebel durch eine geneigte Dachfläche ersetzt. Es ist gekennzeichnet durch seine schräg zum First stehenden Walmgratsparren. Durch den L-förmigen Grundriss schneiden sich Dachflächen, deren Traufen nicht parallel zueinander liegen. Um die Dachkonstruktion leichter zu analysieren, war an dieser Stelle eine Dachausmittlung erforderlich. Diese ist in Abbildung 16 dargestellt.

In statischer Hinsicht besitzt das Dach eine mehr oder weniger unklare Kombination aus Sparren- und Pfettendach. Da die Gebäudeaußenwände mit einem Abstand von ca. 12 m verhältnismäßig weit auseinander liegen, können die Sparren nicht ohne Zwischenstützung auf den Außenwänden gelagert werden. Aus diesem Grund wird das Dach horizontal durch zwei Kehlbalkenlagen ausgesteift. Die erste Kehlbalkenlage befindet sich ca. 5 m, die zweite Kehlbalkenlage ca. 2,40 m unter dem First.

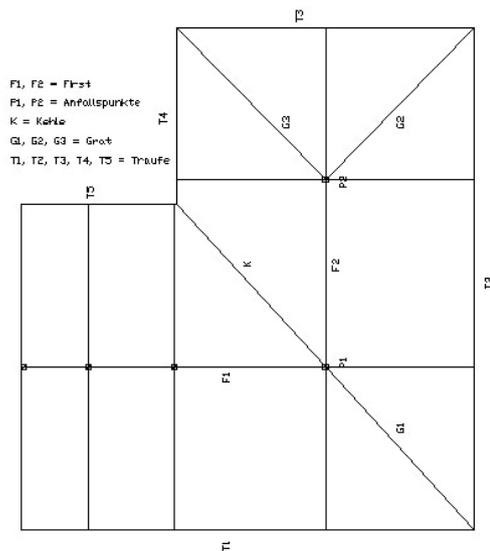


Abb. 16: Dachausmittlung

Die erste Kehlbalkenlage ist mit einer Kehlbalkenlänge von ca. 7 m verhältnismäßig lang und durch einen Ausbau im Dachboden belastet. Aus diesem Grund sind die Kehlbalken durch Pfetten in Feldmitte und an den Kehlbalkenanschlüssen gestützt, so dass sie als Druckriegel und außerdem als durchlaufender Zweifeldträger wirken. Die Pfetten schließen sich an einen liegenden Dachstuhl an, dessen Elemente in Abbildung 17 zu sehen sind. Kopfbänder zwischen Stützen und Riegel ergänzen das System zu einem Rahmen, und geben dem Dachstuhl die erforderliche Quersteifigkeit.

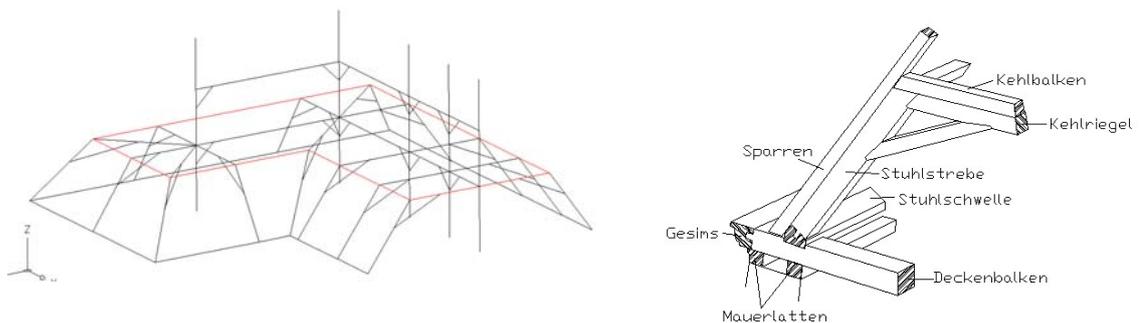


Abb. 17: links: Dachstuhlkonstruktion und rechts: Dachstuhlelemente

Durch den liegenden Stuhl können die Pfetten horizontale Windkräfte tragen. Die Pfettenaußenkanten besitzen die gleiche Neigung wie der liegende Stuhl, so dass die Lastenleitung mittig erfolgt und die Pfetten nicht auf Verdrehung beansprucht werden.

Oberhalb der Pfetten wirkt das Dach als Sparrendach, was heißt, dass sich die Sparren gegenseitig stützen. Auch bei senkrechten Lasten, wie Eigenlasten und Schneelasten, entstehen sowohl senkrechte als auch waagerechte Kräfte an den Anschlüssen der Pfetten.

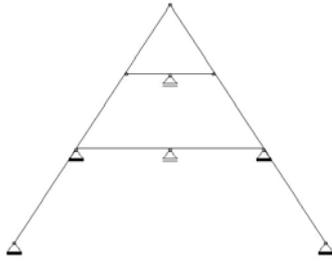


Abb. 18: statisches System
Dach

In Abbildung 18 ist das statische System einer Sparrenlage zu sehen. Der Abstand der Gespärre beträgt durchschnittlich 1,0 m. Die Dachneigung zeigt an allen Stellen des Walmdaches einen Winkel von ca. 55° . Alle Elemente des Dachstuhls sowie die Sparren und Kehlbalken sind aus Nadelholz gefertigt. Die Dachhaut bilden kleinformatische Biberschwanzziegel, welche doppelt und mit Mörtel verlegt sind.

4.3.4 Treppe

Die Treppe, über welche das Obergeschoss erreicht werden kann, ist eine zweiläufige Linkstreppe mit Viertelpodest. Die ersten 10 Stufen des ersten Laufes liegen rechts auf einem flachen Gewölbe aus Ziegelmauerwerk und links im Mauerwerk der Innenwand auf. Die Auflager der übrigen Stufen bis zum Viertelpodest befinden sich beide im Mauerwerk der Innenwände. Die Stufen des zweiten Laufes sind links im Mauerwerk aufliegend und rechts an die Deckenbalken des Obergeschosses angeschlossen. Die Trittstufen bestehen aus 4 cm starken Bohlen.

Das Dachgeschoss erreicht man über eine zweiläufige Rechtstreppe mit Viertelpodest aus Holz. Die Trittstufen liegen auf Wangen auf, welche links mit dem Mauerwerk der Außenwand verankert sind und rechts auf einer Holzunterkonstruktion liegen. Die Trittstufen sind aus 3,5 cm, die Setzstufen aus 3 cm starken Holzbrettern gefertigt.

5 Schadensbild

Schäden an Gebäuden durch Risse und Verformungen treten in vielfältigen Erscheinungsformen auf und haben die verschiedensten Ursachen. Man unterscheidet Schäden durch kurzzeitige Bewegungen, welche im günstigsten Fall nur geringfügige optische Beeinträchtigungen darstellen und Schäden durch Langzeitbewegungen, welche zunächst geringfügig erscheinen, aber auf einen längeren Zeitraum die Standsicherheit eines Gebäudes negativ beeinträchtigen und sogar bis zum Einsturz führen können. Um dem zielgerichtet entgegenwirken zu können, ist eine sorgfältige Aufnahme und Dokumentation des Schadensbildes notwendig.

5.1 Grundlagen

Die Feststellung des Erscheinungsbildes, die Schadenserfassung und –beschreibung sowie der Schadensumfang soll die Zuordnung der Schadensart ermöglichen. Um dies zu erleichtern, werden zunächst ein paar grundlegende Aspekte erläutert.

Verformungen

können im elastischen oder plastischen Bereich liegen. Im elastischen Bereich sind die Spannungen und Verformungen linear voneinander abhängig. Das heißt, je größer die Spannungen sind, desto größer sind auch die Verformungen. Plastische Verformungen bilden sich bei nachlassender Beanspruchung, im Gegensatz zu den elastischen Verformungen, nicht mehr zurück. Hier ist zu beachten, dass sich bei plastischen Verformungen auch die statischen Systeme ändern. Diese Arten der Verformungen zählen zu den lastabhängigen Verformungen und können Einflüsse aus dem Baugrund sowie Lasteinwirkungen als Ursache haben. Des Weiteren gibt es auch lastunabhängige Verformungen. Diese treten infolge von Temperaturänderungen, von Schwinden und Quellen auf. Werden diese Verformungen behindert, entstehen Spannungen, welche häufig die Bruchfestigkeit der Baustoffe erreichen und im Anschluss Risse verursachen. [1.11]

Risse

entstehen, wenn eine Verformung so groß wird, dass die Festigkeit des Baustoffes erreicht wird. Anhand des Rissverlaufes kann analysiert werden, durch welche Ursachen die Risse hervorgerufen wurden. So unterscheidet man Risse infolge Zugspannungen und Risse infolge Scherspannungen. Zugrisse klaffen häufig durch die senkrecht zur Querschnittsfläche wirkenden Zugspannungen. Scherspannungen dagegen erzeugen Scherbrüche, wobei ein Bauteil in Wirkungsrichtung der Scherkräfte durchtrennt wird. Gegeneinander verschobene Rissufer verdeutlichen einen Scherbruch.

In Tabelle 1 sind einige charakterisierende Eigenschaften von Rissen zusammengefasst.

Tab. 1: Zuordnung von Rissen nach Rissverlauf, Rissart und Ursache

Rissverlauf	Rissart	Ursache
orthogonale Risse	Zugrisse	nur eine in einem Bauteil wirkende Zugkraft
	Schwindrisse	horizontale Schwindverkürzung in einer gemauerten Wand
Schrägrisse in Wandscheiben	Bestimmung der Beanspruchung durch die Hauptspannungen in Abhängigkeit von den Bauteilabmessungen und den Lasteinwirkungen, Zugrisse treten senkrecht zu den Zugtrajektoren auf	Risse infolge Setzung, Frosthebung, Schwinden, Deckendurchbiegung

5.2 Deformation



Nach Angaben des Eigentümers sind die Verformungen und Risse seit ca. 200 Jahren anhand von Befunden in Form von Verspachtelungen nachweisbar. Die Befunde ergaben, dass sich die Verformungen in 10 Jahren um 1 cm vergrößern und die Bewegungen aufgrund immer wiederkehrender Risse noch nicht zur Ruhe gekommen sind. Letzteres bedeutet, dass sie eine Bedrohung für die Standsicherheit darstellen.

Die Deformation an der südöstlichen Giebelwand zeigt sich in Form einer „Beule“ im mittleren Bereich der Scheibe, welche auch augenscheinlich in Abbildung 19 erkennbar ist.

Abb. 19: „Beule“ an der südwestlichen Außenwand

Das Ausmaß der Deformation wurde mittels Lot und Maßband beginnend an der Geländeoberkante in Richtung Traufe im Bereich der Fensterleibungen aufgenommen. Die Ergebnisse der Vermessung sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tab. 2: Deformation entlang der südwestlichen Giebelwand gemessen an den Fensterleibungen

Mess- stelle	Abstand Hausecke Nord [m]	Lotabweichung [cm] Decke	
		EG	OG
14	18,485	+0,0	-4,0
13	17,477	+6,5	-2,5
12	16,020	+7,5	-1,5
11	15,030	+9,0	-2,0
10	13,475	+10,0	-4,0
9	12,437	+12,2	+1,2
8	10,893	+12,4	+4,4
7	9,870	+12,2	+9,2
6	8,246	+12,0	+11,0
5	7,236	+10,5	+10,5
4	5,498	+9,3	+9,3
3	4,484	+8,5	+7,0
2	2,753	+6,0	+5,0
1	1,755	+6,3	+5,3
0	0,000	+0,0	+0,0

Lot

Lot

Maximale Abweichungen zeigen sich an den Stellen 9 und 10, das heißt an den Fensterleibungen des Nähzimmers.

Betrachtet man die Messwerte über der Decke EG, beult die gesamte Wand aus. Im Bereich der Decke OG zeigen die Messungen ein ähnliches Verformungsbild, allerdings nicht wie über der Decke EG über die gesamte Wandlänge, sondern nur auf zwei Dritteln der Wandlänge. Auf dem übrigen Drittel erfolgt die Bewegung in Richtung Hausmitte. Über der Decke EG bildet sich ein Verformungsbild heraus, wogegen im Bereich der Decke OG zwei Verformungsbilder erkennbar sind.

5.3 Risse

Im Folgenden werden alle vorhandenen Risse nach ihrer Lage im Bauwerk, im Rissverlauf sowie als ruhend oder nicht ruhend beurteilt und die Rissbreite und Risttiefe dokumentiert.

Abbildung 20 zeigt zunächst die Lage der Risse im Bauwerk. Unter der dort zu findenden Nummerierung werden sie anschließend erläutert.

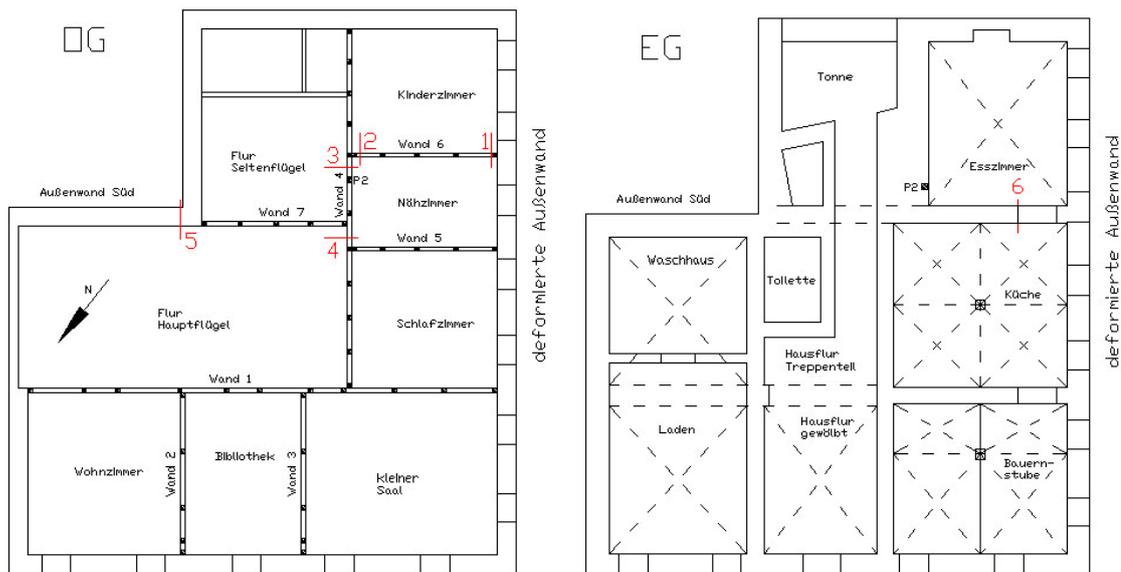


Abb. 20: Lage der Risse im Bauwerk; links: im Obergeschoss und rechts im Erdgeschoss

Risse 1 und 2

Die Risse 1 und 2 befinden sich an der Fachwerkinnenwand 6 zwischen Kinder- und Nähzimmer. Abbildung 21 zeigt das Rissbild in der Wandscheibe. Anhand der Richtung der Hauptspannungstrajektoren, könnte man davon ausgehen, dass es sich im oberen Bereich um Setzrisse handelt. Als Ursache scheint hier eine Durchbiegung der Deckenbalken plausibel. Der Rissverlauf von der Mitte bis zum Wandfuß zeigt sich parallel zu den Wänden. Diese könnten durch eine orthogonal wirkende Zugkraft, also eine Horizontalkraft, entstanden sein.

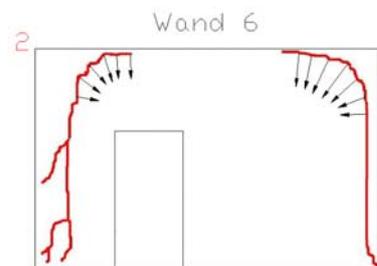


Abb. 21: Rissverlauf an Innenwand zwischen Kinder- und Nähzimmer

In Abbildung 22 ist Riss 1 im oberen Bereich zu sehen. Hier ist schwach zu erkennen, dass die Rissbreite dort, wo die Spannungstrajektoren von der Horizontalen in die Vertikale übergehen, größer ist, als an den übrigen Stellen. Vermutlich ist die Zugkraft an dieser Stelle am größten.

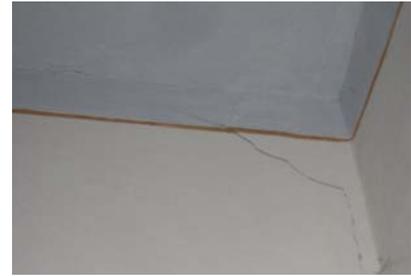


Abb. 22: Riss 1 im oberen Bereich der Wand 6

In Abbildung 23 ist eine Aufnahme des Risses 1 in der unteren Hälfte der Wandscheibe zu sehen. Hier kann man eine Rissbreite von ca. 2 mm ablesen. Die Rissbreite an den übrigen Stellen konnte nicht genau erfasst werden, da der Eigentümer aus optischen Gesichtspunkten bemüht ist, die Risse zusehends zu verspachteln. Anhand von Befunden ist aber nachweisbar, dass sich die Rissbreite, betrachtet über einen Zeitraum von 10 Jahren, auf 1 cm beläuft und so stetig anwächst. Aus diesem Grund werden die Risse als nicht ruhend beurteilt.

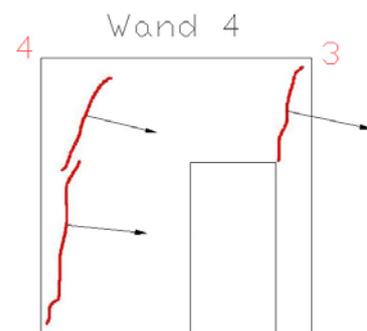


Abb. 23: Riss 1 in der unteren Hälfte der Wand 6

Über die Risstiefe kann gesagt werden, dass sich sowohl Riss 1 als auch Riss 2 über die gesamte Dicke der Wandscheibe ausgebreitet hat, also durchgehend verläuft.

Riss 3 und 4

Die Risse 3 und 4 befinden sich an der Fachwerkinnenwand 4 zwischen Nähzimmer und Flur. Abbildung 24 zeigt den Rissverlauf in der Wandscheibe. Die Spannungstrajektoren zeigen hier alle in die gleiche Richtung.



Man könnte annehmen, dass die Bewegung mit der Stütze aus der Dachkonstruktion in Verbindung steht, welche durch diese Wand bis zur Fußbodenoberkante verläuft und sich rechts neben der Tür befindet oder aber aus der angrenzenden Wand 6 herrührt, an welcher sich die Risse 1 und 2 befinden. Zuletzt genannter Aspekt würde allerdings einen Scherbruch verursachen, zu welchem aber keine Verschiebung der Rissufer festgestellt werden konnte.

Abb. 24: Rissverlauf an Wand 4 zwischen Nähzimmer und Flur

Riss 5

Der Riss 5 befindet sich an der südlichen Außenwand des Haupthauses. Abbildung 25 zeigt den Rissverlauf in der Wandscheibe. Hier handelt es sich um einen Riss, welcher parallel zum Anschluss der in Querrichtung liegenden Außenwand verläuft. Daraus ist zu schließen, dass hier eine horizontale Zugkraft wirkt, welche die beiden Außenwände auseinander treibt. Rissbreite und Risstiefe konnten nicht genau erfasst werden, da die Restaurierungsarbeiten in diesem Bereich erst kürzlich beendet wurden und somit noch von geringem Ausmaß waren. Der Riss ist am oberen Rand der Scheibe deutlich zu erkennen, am unteren Rand dagegen nur ganz schwach.

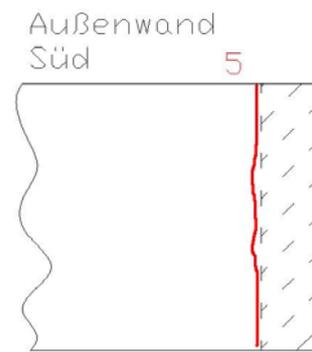


Abb. 25: Rissverlauf an der südlichen Außenwand

Riss 6

Wand zw. Küche u. Esszimmer

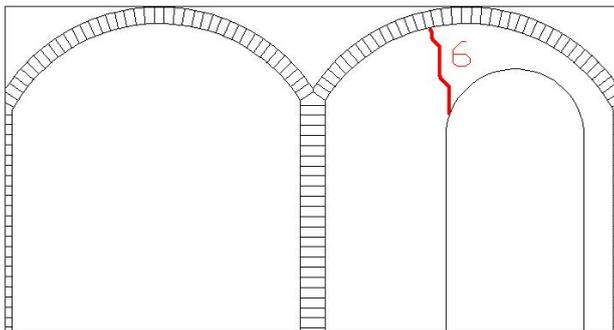


Abb. 26: Rissverlauf an der Innenwand zwischen Küche und Esszimmer im Erdgeschoss

Der Riss 6 befindet sich im Erdgeschoss an der Innenwand zwischen Küche und Esszimmer im Bereich der Türöffnung. Auch hier ist aufgrund der Spannungstrajektoren zu erkennen, dass eine horizontale Zugkraft den Riss verursacht hat. Rissbreite und Risstiefe waren nicht erfassbar.

Auswertung

Im Allgemeinen kann gesagt werden, dass alle vorhandenen Risse auf eine Horizontalbewegung, welche mit der vorhandenen Bauwerksdeformation in Verbindung steht, zurückzuführen sind. In der Literatur [2.2] wird ein Riss als unschädlich beurteilt, wenn die Rissbreite im Freien weniger als 0,2 mm und in trockenen Innenräumen weniger als 0,3 mm beträgt. Die in diesem Bauwerk befindlichen Risse waren jedoch größer als die angegebenen Werte und bedürfen somit einer genaueren Untersuchung der Ursachen.

6 Untersuchung der Gründungssituation

Bei auftretenden Gebäudeschäden sind die Ursachen häufig im Baugrund zu suchen. So können Veränderungen im Boden, wie Bodensenkungen, Setzungen oder Rutschungen, Gebäudeteile in ihrer Lage verschieben oder verdrehen. Da der Baugrund in den wenigsten Fällen gleichmäßig ausgebildet und gegenüber Feuchtigkeit selten unempfindlich ist, können verschiedene Untergrundbewegungen, oftmals auch in Kombination mit anderen Einflüssen, zu Bauwerksschäden führen.

Um Einflüsse dieser Art zu analysieren, wird im Folgenden die Gründungssituation untersucht. Zu den Aufgaben gehörten hier Vorerkundungen, durch Sichten von Unterlagen und vorhandenem Kartenmaterial, geotechnische Feld- und Laboruntersuchungen sowie die Erkundung der Gründungskonstruktion.

6.1 Baugrund

6.1.1 Grundstück

Lage, Größe und angrenzende Bebauung

Abbildung 27 (links) zeigt einen Auszug aus der Katasterkarte der Gemarkung Oberschaar, welche vom staatlichen Vermessungsamt in Freiberg zur Verfügung gestellt wurde. Die rote Linie umgrenzt das Flurstück 450n auf welchem sich das untersuchte Gebäude (blaue Umgrenzungslinie) befindet.

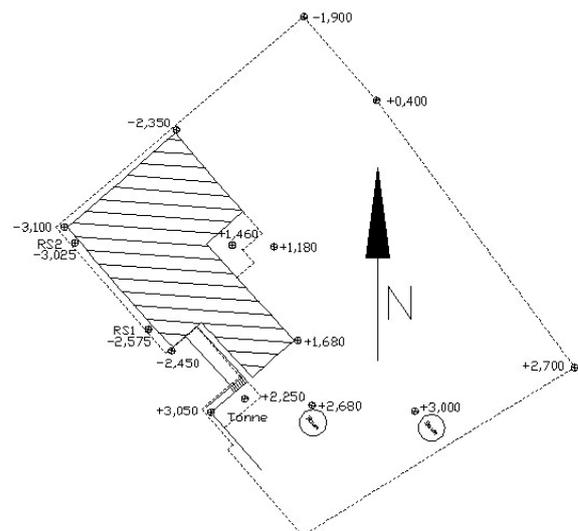


Abb. 27: links: Auszug aus der Katasterkarte der Gemarkung Oberschaar und rechts: Untersuchungsgebiet mit eingemessenen Höhenpunkten

Das Grundstück erfasst eine Fläche von ca. 2000 m² und befindet sich in leichter Hanglage. Während der Vermessungsarbeiten wurden einige Geländehöhen vom

Schlussstein (SSt) der Eingangstür aus gemessen, wo die Höhe auf Null festgelegt wurde. Diese sind in Abbildung 27 (rechts) eingezeichnet. Der Hang welcher an die Südwand grenzt, zeigt eine Höhendifferenzen von ca. 3,50 m. Der hinter dem Haus gelegene Garten besitzt ein Gefälle von 3 bis 4 Prozent. In unmittelbarer Nähe befinden sich zwei Bachläufe des Rodelandbaches (siehe Abbildung 28).

Das untersuchte Gebäude ist Teil einer früheren Rittergutsanlage, welche in Abbildung 27 (links) im Gesamten zu sehen ist. Auf Flurstück 449-2 befindet sich ein langgestrecktes, zweigeschossiges Stall- und Scheunengebäude mit Satteldach. Dieses Gebäude steht zurzeit noch leer, ist aber für eine Umgestaltung zu Wohnzwecken vorgesehen. Auf Flurstück 450-1 und 450-7 befindet sich ein saniertes, zweigeschossiges Wohnhaus mit Satteldach, welches in früheren Zeiten auch zur Rittergutsanlage gehörte. Unmittelbar an das untersuchte Gebäude schließt sich auf der südwestlichen Seite, auf Flurstück 450-5, ein weiterer Bau an. Dieser ist heute Sitz einer Elektromotorenwerkstatt und wird zu wirtschaftlichen Zwecken genutzt. In nordöstlicher Lage des Untersuchungsgebietes, befindet sich ein Teich, welcher früher Teil der angrenzenden Parkanlage war. Dieser wird heute von Anwohnern zu landwirtschaftlichen Zwecken genutzt.

Während der Ortsbegehung wurden die angrenzenden Gebäude augenscheinlich begutachtet. Vergleichbare Gebäudeschäden konnten dort nicht festgestellt werden.

Geologie

Laut geologischer Karte [1.1] (Abbildung 28) wurde das Gebäude an der südöstlichen Seite in einem teils mittel- bis grobkörnig, schuppigem Biotitgneis gegründet, der in Hangnähe stark geklüftet bis verwittert ist [2.17]. Der nordwestliche Flügel ist in einem horizontal sandigen Wiesenlehm gegründet und grenzt an einen Gehängelehm.

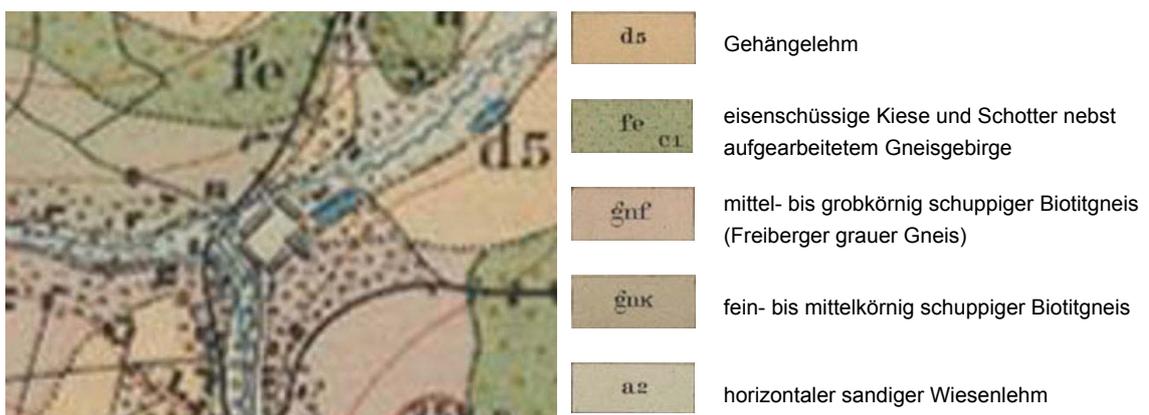


Abb. 28: Auszug aus der geologischen Karte des Königreichs Sachsen (um 1900) [1.1]

Die Hauptgemengteile des Gneises, der Feldspat und der Biotit, verwittern zu einem bis zu acht Metern mächtigen Gneiszersatz (kann örtlich auch fehlen), der durch Neubildung von Tonmineralen und Limonit gekennzeichnet ist und früher als Gems be-

zeichnet wurde. An Störungen können die Alterationserscheinungen das Gestein auch tiefgründiger beeinflussen. Je dichter die Gänge zusammenrücken und je öfter sie sich kreuzen, desto mächtiger soll die Gernskappe über dem Gneis sein. Man kann den direkt auf dem Gneis aufliegenden frischen, harten Gern vom weichen, zersetzten Gern, der in den Boden übergeht, unterscheiden. Jüngste geologische Einheiten sind die unterschiedlichen Böden. Es sind vorwiegend Braunerden, die örtlich hydromorph verändert als Pseudogleye und Gleye auftreten können [2.18].

6.1.2 geotechnische Untersuchungen im Feld

Nachdem der Baugrund anhand von Kartenmaterial und einer Begutachtung der örtlichen Verhältnisse weitgehend eingestuft werden konnte, waren für die nähere Beurteilung des Baugrundes geotechnische Felduntersuchungen notwendig. Diese sollten zunächst nur entlang der südwestlichen Außenwand durchgeführt werden. Dazu zählten im linken (MP2) und rechten Bereich (MP1) der deformierten Außenwand jeweils eine Ramm- und Rammkernsondierung. Zur Erkundung der Gründungsverhältnisse sollte zusätzlich eine Schürfgrube (MP3) angelegt werden, welche neben der Gründungssituation, ergänzende Informationen zu den Sondierungen und gegebenenfalls eine ungestörte Bodenprobe liefern sollte. Die Lokalität der Schürfgrube wurde so gewählt, dass man die Gründungssituation im Bereich der Deformation beurteilen und die Möglichkeit einer schadhafte Gründung schon nach diesen Untersuchungen ausschließen oder belegen konnte.

Auf Grundlage der Ortsbegehung und des vorhandenen Kartenmaterials entstand ein entsprechend optimiertes Feldprogramm, welches am 21.12.06 von Mitarbeitern der MFPA Weimar mit meiner Unterstützung durchgeführt wurde.

Aufgrund des in einer geringen Tiefe vermuteten Gesteins, wurden für die Rammsondierungen eine schwere Rammsonde mit verlörener Spitze und einer Rammhärmasse von 50 kg eingesetzt. Aufgrund entlang der Giebelwand führender Leitungen, wie Wasserleitung, Strom- und Telefonkabel, sowie eines beschränkten Zuganges durch das dicht an der Südwestwand gelegene Nachbargrundstück, war die Auswahl der Messpunkte eng begrenzt. Diese wurden, wie sie in Abbildung 29 dargestellt sind, gewählt.

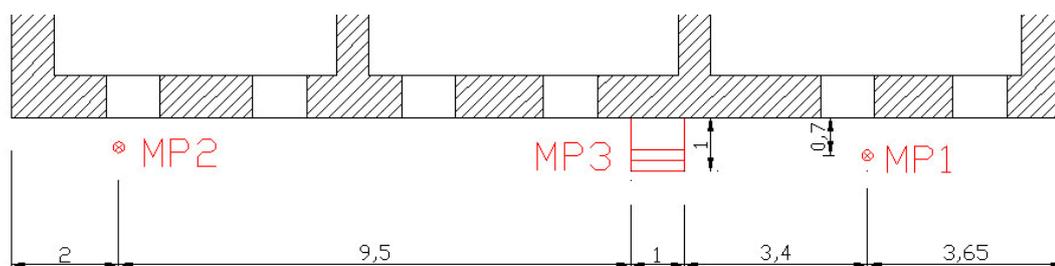


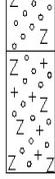
Abb. 29: Lage der geotechnischen Messpunkte

Ramm- und Rammkernsondierungen an MP1 und MP2

An MP1 und MP2 wurden zunächst die Rammsondierungen durchgeführt. Im Anschluss erfolgte an gleicher Stelle die Entnahme gestörter Bodenproben mittels Rammkernsondierungen.

Die Ergebnisse der Sondierungen an MP1 und MP2 sind den Tabellen 3 und 4 zu entnehmen.

Tab. 3: Ergebnisse der Ramm- und Rammkernsondierungen an MP1

Rammkernsondierung an MP1 (RKS1)			Rammsondierung an MP1 (RS1)		
h in m	Bodenansprache	RKS1	RS1	h in m	N ₁₀
0,00 – 0,15	Oberboden, org. Bestandteile, gemischtkörnig			0,00 – 0,10	1
0,15 – 0,20	dunkelbraun, gemischtkörnig, Ziegelbruch, Quarzkorn	0,00m 	0,00m 1 0,10m 2	0,10 – 0,20	2
0,20 – 0,30	mittelbraun bis ockerfarben, gemischtkörnig, schwach bindig	0,15m 0,20m 	0,20m 3	0,20 – 0,30	3
0,30 – 0,42	dunkelbraun, gemischtkörnig, schwach bindig	0,30m 	0,30m 3	0,30 – 0,40	3
0,42 – 0,52	grobkörnig, Felsersatz durch Sondierung	0,42m 	0,40m 3 0,50m 4	0,40 – 0,50	4
0,52 – 0,70	grau, leicht rosig, Felstrümmer, Bohrklein	0,52m 	0,60m 10 0,70m 44	0,50 – 0,60	10
ab 0,70	Fels	0,70m 	0,70m 44	0,60 – 0,70	44
Bei dieser Untersuchung zeichnete sich am Gestänge kein freies Wasser ab.					

Tab. 4: Ergebnisse der Ramm- und Rammkernsondierungen an MP2

Rammkernsondierung an MP2 (RKS2)			Rammsondierung an MP2 (RS2)		
h in m	Bodenansprache	RKS2	RS2	h in m	N ₁₀
0,00 – 0,10	kein Inhalt			0,00 – 0,10	1
0,10 – 0,30	dunkelbraun, gemischtkörnig, bindig, Ziegelbruch (Auffüllung)	0,00m 0,10m	0,00m 0,10m	0,10 – 0,20	1
0,30 – 0,45	grobkörnig, Felstrümmer, Ziegelbruch	0,30m	0,20m 0,30m	0,20 – 0,30	3
0,45 – 0,60	gelbbraun, gemischtkörnig, Sandsteinbruchstücke	0,45m	0,40m 0,50m	0,30 – 0,40	4
0,60 – 0,80	schluffig, tonig, leicht bindig, gemischtkörnig, Felstrümmer	0,60m	0,60m 0,70m	0,40 – 0,50	4
0,80 – 1,00	hellbraun, sandig, schwach bindig, 1 Bruchstück	0,80m	0,80m 0,90m	0,50 – 0,60	4
1,00 – 1,15	grau bis ockerfarben, leicht grünlich, gemischtkörnig, sandig, schwach bindig	1,00m	1,00m 1,10m	0,60 – 0,70	3
1,15 – 1,25	rotbraun, grobkörnig, nicht bindig, Quarzkörner, Felstrümmer, freies Wasser (aber wenig)	1,15m 1,25m	1,20m	0,70 – 0,80	3
1,25 – 1,38	rötlich bis mittelbraun, grobkörnig, Quarzkörner, Felstrümmer	1,38m	1,30m 1,40m	0,80 – 0,90	2
1,38 – 1,40	gemischtkörnig			0,90 – 1,00	5
ab 1,40	Fels			1,00 – 1,10	10
				1,10 – 1,20	13
				1,20 – 1,30	19
				1,30 – 1,40	25
				ab 1,40	>60

In einer Tiefe von 1,20m unter dem Festpunkt zeichnete sich nur wenig freies Wasser ab.

Bei einer Tiefe von 1 m ließ sich das Gestänge leicht drehen.

Schürfgrube an MP3

Die Schürfgrube lieferte ergänzend zu den Rammkernsondierungen weitere Erkenntnisse über das Bodenprofil sowie Erkenntnisse über die Gründungsart und –tiefe des Bauwerkes.

Es erwies sich, dass es sich bei dem untersuchten Boden um keinen gewachsenen Boden, sondern um Verfüllmaterial handelte, was auch die vielschichtigen Ergebnisse der Rammkernsondierungen erklärt.

Aufgrund zu grobkörniger Materialien in 50 cm Tiefe scheiterte der Versuch, eine ungestörte Probe mit Hilfe eines Ausstechzylinders zu entnehmen.

In 90 cm Tiefe lieferte der Schurf Ziegel und Ziegelbruch und in 110 cm Tiefe anstehenden Fels.

Unmittelbar über dem Fels konnte eine flächige Schicht von weniger als 1cm erfasst werden. In Beiträgen [2.19] wird berichtet, dass der anstehende Biotitgneis in Hangnähe verwitterungsanfällig ist und zu einer lehmig, grusigen Schicht erodiert, welche früher auch als Gems bezeichnet wurde.

Das Fundament zeigte sich als Streifenfundament aus Feldsteinen mit weniger planparallelen Seiten und war ohne Einbindung unmittelbar auf dem verwitterungsanfälligen Fels gegründet. Zudem war an der Stelle, an welcher die Schürfgrube angelegt wurde, keine Fundamentverbreiterung erkennbar. Abbildung 30 zeigt das ergründete Fundament mit dem in 110 cm Tiefe anstehenden Fels.



Abb. 30: MP3 Schürfgrube im mittleren Bereich der südwestlichen Außenwand

6.1.3 geotechnische Untersuchungen im Labor

Nachdem die Ergebnisse der Schürfgrube zeigten, dass es sich bei dem anstehenden Boden nur um Auffüllmaterial handelte, erschien eine weitere Untersuchung der entnommenen Bodenproben im Labor als nicht zweckvoll. Somit können keine Parameter des anstehenden Bodens genannt werden.

6.1.4 Grundwasserverhalten

Zur Erkundung des Grundwasserverhaltens konnten, aufgrund des begrenzt zur Verfügung stehenden finanziellen sowie zeitlichen Rahmens, keine Grundwassermessstellen angelegt werden. Beim Auswerten der Rammkernsondierungen an MP2 wurde bei ca. 1,20 m unter Geländeoberkante freies Wasser festgestellt. Dieses zeichnete sich

allerdings nur sehr gering in dem entnommenen Bohrkern ab. Aufgrund der vorhandenen Geologie und dem an das Gebäude grenzenden Hang, kann davon ausgegangen werden, dass es sich hier nicht um freies Grundwasser handelte, sondern vielmehr um Schicht- oder Hangwasser, welches in Richtung Rodelandbach (nördlich des Gutshauses) abfließt. Beim Verfüllen der Sondierlöcher wurde festgestellt, dass sich in diesen etwas Wasser gesammelt hatte. Es kann also davon ausgegangen werden, dass im Bereich der südlichen Außenwand Wasserbewegungen im Untergrund stattfinden, welche jahreszeitlich und witterungsbedingt verschieden sind. Zu Beginn der Vegetationsperiode im April/Mai kann mit erheblichem Schichten- und Hangwasserandrang gerechnet werden.

6.2 Gründung

Die südwestliche Außenwand des Gebäudes besitzt im Bereich der größten Deformation ein Streifenfundament aus Feldsteinen und ist ohne Einbindung unmittelbar auf dem anstehenden, verwitterungsanfälligen Fels gegründet. Die Steine des Fundamentkörpers zeigten sich an dieser Stelle sehr unregelmäßig und nicht planparallel, wie in Abbildung 30 zu sehen ist. Außerdem konnte in diesem Bereich keine Fundamentverbreiterung erkannt werden.

Es ist denkbar, dass bei der Herstellung lediglich ein Graben von 80-90 cm Breite, in der gleichen Breite wie die aufgehenden Wände, bis zum Felshorizont angelegt und dieser schließlich mit Feldsteinen ausgelegt wurde.

Da keine Kenntnisse über historische Gründungen und ihre Herstellungsweisen vorhanden waren, folgte an dieser Stelle eine Recherche, welche gewinnbringende Informationen über die Gründungsart liefern sollte, ohne weitere kostenaufwendige Schürfgruben anzulegen.

6.3 historische Gründungen

6.3.1 Überblick

Regeln und Vorschriften sowie Lehrbücher standen den Bauleuten bis zum 18. Jahrhundert noch nicht zur Verfügung. Nur in Italien waren die „Zehn Bücher der Architektur“ von Vitruv (etwa 33 bis 22 v. Chr.) bekannt, welche den Erfahrungsstand im Mittelmeerraum zur Zeit von Christi Geburt festgehalten haben.

„1. Beim Grundbau der Bauwerke grabe man bis auf festen Boden, wenn ein solcher gefunden werden kann, und schon auf den festen Boden, soweit es in Rücksicht auf die Größe des Bauwerkes erforderlich zu sein scheint, und baue den ganzen Grund mit einem möglichst festen Mauerwerk aus. Und über der Erde errichte man unter den Säulen Mauern, um die Hälfte dicker, als diese Säulen sein werden, damit das Untere stärker sei, als das Obere, und diese heißen Sterobate, denn sie tragen Lasten, und die Ausladungen der Basen dürfen nicht über diese feste Mauer hinausragen. Die Di-

cke der Mauer ist auch über dem Bodenniveau in derselben Weise beizubehalten, der Zwischenraum aber muss durch Wölbungen verbunden, oder durch festgerammte Erdausfüllung gefestigt werden, damit die Mauern auseinandergehalten werden.“

„2. Wenn man aber keinen festen Boden finden wird, sondern der Ort bis zu unterst angeschwemmt und sumpfig ist, dann muss der Platz ausgegraben und ausgehöhlt und mit angebrannten Pfählen von Erlen- oder Oliven- oder Eichenholz befestigt und der Rost möglichst dicht eingerammt werden; die Zwischenräume der Pfähle fülle man mit Kohlen aus und führe dann aus möglichst starkem Mauerwerk den Grundbau auf. Nachdem aber dieser aufgebaut ist, muss man waagrecht die Stylobate (Säulenstuhl) legen.“ [1.12]

In Deutschland wurden erste wissenschaftliche Baugrundlehren erst um 1930 von KÖGLER-SCHIEDIG und BRENNECKE-LOHMEIER geschrieben [1.13].

So wählten die Bauhandwerker Gründungskonstruktionen, welche in der Vergangenheit schon angewendet wurden und verließen sich bei der Bemessung dieser Konstruktionen auf Erfahrungswerte und ihr Gefühl.

Die folgende Zusammenstellung basiert hauptsächlich auf den Forschungs- und Beobachtungsarbeiten von GOLDSCHIEDER [1.14] und teilt die Konstruktionen nach dem verwendeten Material in zwei Gruppen ein, nämlich in Konstruktionen aus Stein und in Konstruktionen aus Holz.

6.3.2 Gründungskonstruktionen aus Stein

Im Baugrund über dem Grundwasserspiegel wurden die Konstruktionen zu allen Zeiten in Stein ausgeführt. Dabei wurden als Materialien Feldsteine oder Bruchsteine verwendet, welche ab dem Ende des 19. Jahrhunderts zunehmend von Beton abgelöst wurden.

Flachgründungen wurden in Form von Streifenfundamenten (Bankette), Einzelfundamenten sowie in Form von umgekehrten Gewölben als Flächengründungen ausgeführt. Tiefgründungen wurden dagegen zusätzlich mit vertieften Pfeilern ausgeführt und fanden, genau wie heute, Anwendung bei tiefer anstehendem tragfähigem Baugrund.

Es wird von Flachgründungen sowohl mit, als auch ohne verbreiteter Fundamentsohle berichtet, aber auch von Konstruktionen bei der die Fundamentsohle schmaler ausgeführt wurde, als die aufgehende Wand. Letzteres kam zustande, wenn bei besonders tragfähigem Baugrund, die Grundmauern gegen eine fast senkrechte Baugrubenböschung gemauert wurden.

Maßgebend für die Tragfähigkeit einer Gründungskonstruktion hielt man allein die Art, Beschaffenheit und Festigkeit des Bodens. Der Einfluss der Einbindetiefe war bis zum Anfang des 20. Jahrhunderts in der Praxis nicht bekannt. Es gab allerdings an man-

chen Orten Erfahrungsregeln für die Mindestdiefe der Fundamentsohle unter der Kellersohle (z.B. 0,3 m). Auch die erforderliche Fundamentbreite wurde erst ab Ende des 19. Jahrhunderts mit Erfahrungswerten für zulässige Bodenpressungen berechnet. Oft sind die Breiten der historischen Fundamente geringer als erforderlich, da erst mit dem Einsatz von Stahlbeton beliebig breite Fundamente wirtschaftlich ausführbar waren.

Formen von historischen Flachgründungen aus Stein

Die Abbildung 31 zeigt die im Folgenden erläuterten historischen Flachgründungen aus Stein in Bildern. Zunächst wurde oft ein etwa 0,5 m hohes Bankett aus Natursteinen ohne Mörtel (3) auf den Baugrund gesetzt. Das Fehlen von Mörtel im Bankett ist kein Grund zur Sorge, es beeinträchtigt weder die innere noch die äußere Tragfähigkeit eines Fundamentes und ist auch keine Ursache von Setzungen. So wird ein kapillares Aufsteigen des Grundwassers verhindert. Zur Herstellung fanden große, dichte und harte Steine, etwa ungerochene Findlingssteine oder auch gebrochene Steine (1) Verwendung. Darauf wurde dann die Grundmauer aus vermörteltem Bruchstein- (4) oder Feldsteinmauerwerk (5) oder aus beliebig vermörteltem Mauerwerk (2) errichtet.

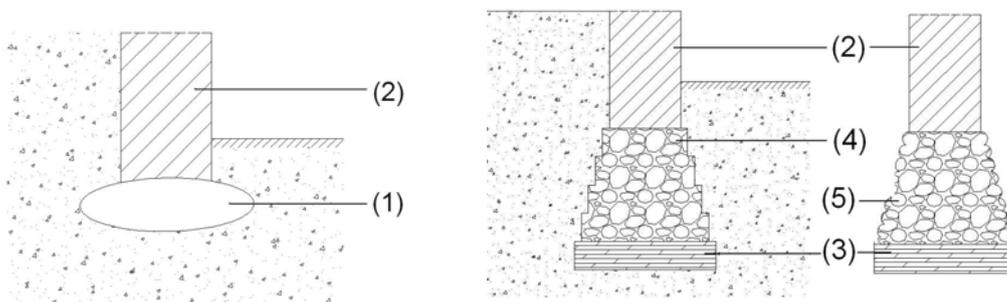


Abb. 31: links: Fundament aus quergelegten flachen Natursteinen; mitte: Fundamentverbreiterung durch Abtreppung des Bruchsteinmauerwerkes; rechts: Fundamentverbreiterung durch gleichmäßige Neigung bei Mauerwerk aus runden Feldsteinen [1.14]

Konnte man mit der Fundamentsohle keinen ausreichend tragfähigen Baugrund erreichen, hat man mit Hilfe von Sohlengewölben zwischen den Einzel- und Streifenfundamenten versucht, die Fundamentlasten auf einen größeren Bereich der Grundfläche zu verteilen. Diese Bauweise fand im 19. Jahrhundert die häufigste Anwendung. Bei diesen Konstruktionen muss der auftretende Gewölbeschub vom Gebäude aufgenommen werden. Bei Innenfeldern ist dies generell gewährleistet, wenn das benachbarte Feld ebenso ein Sohlengewölbe besitzt. Bei Randfeldern kann der Gewölbeschub nur dann vom Gebäude aufgenommen werden, wenn die Fundamente horizontal durch Zuganker gehalten werden. Die Folge von fehlenden Zugankern sind oftmals Schrägstellungen oder Verdrehungen der Fundamente, welche dann Deformationen der aufgehenden Wände nach sich ziehen.

Formen von historischen Tiefgründungen aus Stein

Wurde die oberste Baugrundsicht als nicht ausreichend tragfähig beurteilt, so legte man die Sohle mit Fundamentpfeilern tiefer. Mit einer solchen Konstruktion konnten Gebäudelasten in eine tiefere Schicht eingeleitet werden. Im oberen Bereich wurden die Pfeiler durch Bögen verbunden. Im unteren Bereich, in Höhe der Kellersohle, wurden in einigen Fällen zwischen die Fundamentpfeiler umgekehrte Gewölbe gesetzt, um den weniger tragfähigen Boden für die Lastabtragung mitzunutzen. Die Herstellung der Pfeiler erfolgte in schachtartigen, verbauten Baugruben, in hölzernen Senkkästen aber auch als Brunnengründungen. Letztere sind Vorläufer der heutigen Großbohrpfähle.

6.3.3 Gründungskonstruktionen aus Holz

Auf weichen Böden im Grundwasser wurden die Gebäude von der Antike bis Anfang des 20. Jahrhunderts mit hölzernen Pfählen und Schwellen meistens schwimmend gegründet. Dafür gab es verschiedene Bauweisen.

reine Schwellenrostgründung

Schwellenroste wurden im Mittelalter, wahrscheinlich auch schon ab der römischen Antike als Basis für Steinhäuser ausgeführt. Diese Konstruktionen bestanden aus Baumstämmen oder gesägten Balken, welche in Wandlängsrichtung verlegt und die dabei entstandenen Lücken mit Kies, Lehm oder Bauschutt ausgefüllt wurden. Diese Längsschwellen hat man dann durch darüber oder darunter liegende Querschwellen in ihrer gegenseitigen Lage gesichert. Auf die Schwellenlage wurde das Fundament, wie bei einer Gründung aus Stein, errichtet. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Erdkörpers unter dem Schwellenrost, wurden in einigen Fällen neben die Konstruktionen hölzerne Spundwände angeordnet.

Gründungskonstruktionen mit Kurzpfehlen

Bei nicht erreichbarem tragfähigem Baugrund wurden im Mittelalter bis zum 18. Jahrhundert in Deutschland Pfähle mit einer geringen Länge von etwa 1,5 m und Durchmessern zwischen 10 und 20 cm, in geringem Abstand und in regelloser Anordnung in den weichen Baugrund gerammt. Bei dieser Konstruktion handelte es sich nicht um eine Pfahlgründung im Sinne einer Tiefgründung, sondern vielmehr um eine Methode, einen verfestigten Erdkörper im Boden zu schaffen. Diese Konstruktion findet man in der Literatur auch unter [1.15].

Solche Spickpfähle wurden in manchen Fällen auch nur unter bestimmten Fundamentbereichen angeordnet, zum Beispiel da wo man die hauptsächliche Lastabtragung vermutete oder wo man den Baugrund als noch weicher als an anderen Stellen beurteilte.

kombinierte Spickpfahl – Schwellengründung

Von dieser kombinierten Gründungsart findet man zwei Formen.

Bei der ersten Ausführung wurden Rundhölzer, wie bei der Schwellengründung, auf die Spickpfähle gelegt. Die Spickpfähle wurden dabei teils ganzflächig unter den Fundamenten verlegt, zum Teil aber auch nur unter einzelnen Fundamentbereichen, wie etwa unter den Gebäudeecken. Die Abstände der Spickpfahlgruppen wurden von den Längsschwellen überbrückt und die Lücken zwischen Schwellen und Spickpfählen mit Kies, Sand, Bauschutt oder Lehm verfüllt. Auf dieser Konstruktion wurde anschließend das Fundament wie bei einer Flachgründung aus Stein errichtet.

Die zweite Form findet man in [1.16]. Diese Form wird dort „gezimmerte Konstruktion“ genannt, da Längs- und Querschwellen zu einem gitterförmigen Rahmen mit bündiger Oberseite zusammengezimmert werden. Durch Verwendung kantiger Längsschwellen und ebenfalls kantiger Querschwellen ist sie eine ausgefeilte Konstruktion der ersten. Zugfestigkeit erreichte man durch Überblattung der Balkenstöße in Längs- und Querrichtung. Durch die Vertiefungen für die Überblattung der Querschwellen wurden die Konstruktionen allerdings in ihrer Biegesteifigkeit und Zugfestigkeit erheblich geschwächt, was eine Verschlechterung zur erstgenannten Gründungsform darstellt. Im 13. Jahrhundert fand diese Konstruktion ihre Anfänge und wurde im 16. Jahrhundert zur Regelausführung.

historische Tiefgründung mit Langpfählen

Diese Konstruktion fand in Deutschland erst ab dem 18. Jahrhundert Anwendung. Die durch das Bauwerk eingeleitete Last wird durch Mantelreibung und Spitzendruck in eine tiefere tragfähige Schicht weitergeleitet, ohne dass sich der Baugrund setzt. Für diese Kraftübertragungen waren größere Einbindetiefen und somit längere Pfähle erforderlich. Damit jeder Pfahl seine anteilige Last ungehindert durch die Nachbarpfähle in den Boden abtragen konnte (infolge Mantelreibung und Spitzendruck), erforderte diese Gründungsart größere Abstände zwischen den Pfählen. Hier ist der Unterschied zur Spickpfahlgründung zu finden, wozu aber auch die regelmäßige Anordnung der Pfähle gehört. Wegen der erforderlichen geraden und schlanken Form der Pfähle, wurden diese bevorzugt aus Nadelhölzern hergestellt. Eine Regel für den Durchmesser der Pfähle in Abhängigkeit von der Länge ist in [1.17] zu finden. Eine Langpfahlgründung einer Wand bestand in der Regel aus 2 bis 3 Pfahlreihen, es gab aber auch Gründungsarten, bei denen nur eine Pfahlreihe vorgefunden wurde.

6.4 Bewertung verschiedener Szenarien im Hinblick auf die Gründung

Die Dokumentation des Schadensbildes in Kapitel 5 zeigt als Ursache des vorhandenen Verformungsbildes horizontal wirkende Kräfte. Auslöser für diese Kräfte, könnten Verschiebungen oder Verdrehungen des Gründungskörpers oder im Baugrund gewesen sein. Betrachtet man die bis hierhin gesammelten Informationen und bringt diese mit der vorhandenen Bauwerksdeformation in Verbindung, lassen sich einige Szenarien im Hinblick auf die Gründung aufstellen, welche im Folgenden kurz stichpunktartig aufgezeigt werden:

- Wegrutschen des Fundamentkörpers auf dem verwitterten Fels

Die in den geotechnischen Untersuchungen durchgeführten Sondierungen ergaben, dass die südwestliche Außenwand auf einem Fels gegründet ist, welcher nach Norden hin ausläuft.

Betrachtet man dazu die geologische Situation unter dem Gebäude in Abbildung 28, kann man annehmen, dass der Felssporn in östlicher Richtung ebenso ausläuft, wie in nördlicher Richtung. Abbildung 32 zeigt die angenommene Situation.

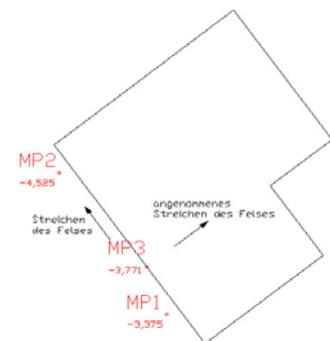


Abb. 32: Felshorizont

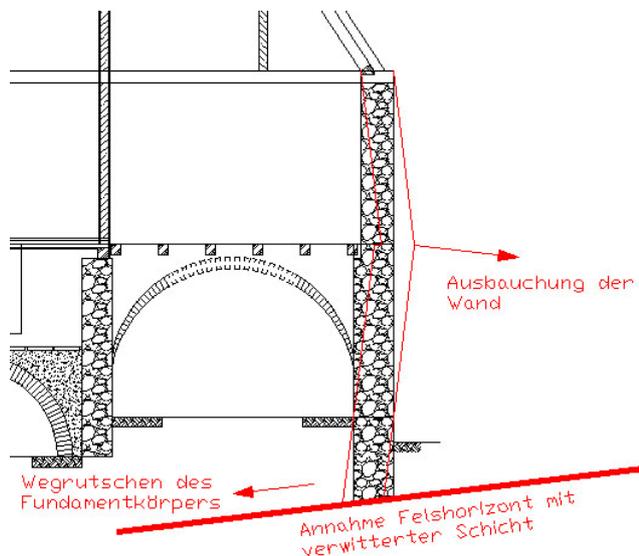


Abb. 33: Wegrutschen des Fundamentes

Zieht man den Aspekt der Felsverwitterung und die damit verbundene Bildung einer lehmigen Schicht über dem Fels hinzu, lässt sich folgendes Szenario aufstellen:

Das Fundament verdreht sich durch Wegrutschen der Gründung auf der verwitterten Felsschicht. Abbildung 33 zeigt die angenommene Situation an einem Schnitt im Bereich von MP3.

- Fels porös, dadurch Quellen und Schwinden, Heben und Setzen des gesamten Fundamentes [1.18]

- Gebäude ist im Bereich der Giebelwand auf zwei voneinander unabhängigen Felsplatten gegründet; Gebirgsspannungen [1.19]
- Klüfte im anstehenden Fels
- Hangbewegungen [1.20] oder ein hangseitiger Erdrutsch; Ursache für Hangrutschungen sind oft konzentrierte Durchfeuchtungen
- anthropogene Einflüsse auf den Spannungszustand [1.21], Bergbau in tieferen Schichten des Baugrundes, Hohlräume unter dem Fels und dadurch Absacken des Felses
- Erschütterungen aus äußeren Einflüssen der Umgebung können Veränderungen im Boden auslösen. Aus dieser Überlegung heraus wurde der Trassenverlauf einer früheren Schmalspurbahn erkundet. Diese führte an drei Seiten des Gutshofes, in unmittelbarer Nähe, entlang (Abbildung 3).
- Lockerung des Feldsteinbanketts der Gründung durch seitliches Aufgraben [1.22]
- Schädigung der Natursteine des Fundaments im Einzugsbereich aufsteigender Feuchte und Salzbelastung
- Setzungen durch Mörtelauswaschungen im Fundament
- Frostverwitterung kann zur Zerrüttung der Fundamentgesteine geführt haben
- fehlerhafte Ausbildung des Fundamentkörpers, wie in [1.23] beschrieben:
„In früheren Zeiten war man der Auffassung, dass ein aus Wänden gebildetes Gebäude seine Lasten überwiegend an den Ecken abträgt. Aus diesem Grund bildete man die Fundamente in diesen Bereichen besonders solide aus. Heute weiß man aber, dass es falsch ist, die Gründung eines Gebäudes an den Ecken steifer auszubilden, da so verstärkt Schäden durch unterschiedliche Setzungen auftreten können.“
- nicht ausreichend dimensionierte Gründungskonstruktion

Wie in Kapitel 3.2 analysiert wurde, kann man davon ausgehen, dass das Gebäude in mehreren Baufasen entstanden ist und womöglich im 17. oder 18. Jahrhundert bis auf die Grundmauern zerstört wurde. Für Wiederaufbauten wurden damals fast immer die gleichen Grundmauern genutzt, wobei sich die Last der Gebäude oft vergrößerte.

7 Untersuchung der Lastabtragung

7.1 Lastermittlung

7.1.1 Eigenlasten

Die Ermittlung der Eigenlasten erfolgte mit den in Kapitel 4 gewonnenen Erkenntnissen zu den Gebäudeteilen und deren Material. Für die Berechnung wurde DIN 1055-1 herangezogen. Alle Ergebnisse dieses Arbeitsschrittes sind im Anhang A zu finden.

7.1.2 Verkehrslasten

vorwiegend ruhende Last

Bei veränderlichen oder beweglichen Belastungen durch Personen und Einrichtungsstücke ist eine Verkehrslast anzusetzen. DIN 1055-3 bezeichnet diese Last als vorwiegend ruhende Last. Sie ist für Wohnräume mit Holzbalkendecken mit 2 kN/m^2 anzusetzen.

Windlasten

Die Windlast ist sowohl von der Windgeschwindigkeit als auch von der Gebäudeform abhängig und wird wie folgt berechnet:

$$w = c_p \cdot q \quad \text{in kN/m}^2$$

Die Windgeschwindigkeit fließt durch den Faktor q und die Gebäudeform durch den Faktor c_p in die Berechnung ein.

Die Windgeschwindigkeit wächst mit Abstand von der Geländeoberfläche. Das von oben nach unten abnehmende Geschwindigkeitsprofil erklärt sich aus der Reibung der Luftströmung an der Geländeoberfläche. Zur Vereinfachung kann das Windgeschwindigkeitsprofil abgestuft werden.

Windlast entsteht zunächst durch Staudruck q auf die angeströmte Gebäudefläche. Hervorzuheben ist, dass der Staudruck mit dem Quadrat der Windgeschwindigkeit wächst.

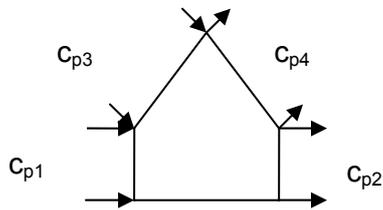
$$q = v^2 / 1600 \quad \text{in kN/m}^2 \text{ und } v \text{ in m/s}$$

Zur Vereinfachung kann der Staudruck der DIN 1055-4, Tabelle 1 entnommen werden.

$$\text{Staudruck(1) bis 8 m über Gelände:} \quad q_1 = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Staudruck(2) von 8 bis 20 m über Gelände:} \quad q_2 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Die Gebäudeform hat einen großen Einfluss auf die Windlast. In DIN 1055-4 sind für verschiedene Gebäude- und Dachformen Berechnungslasten angegeben. Daraus konnten folgende Druckbeiwerte c_p ermittelt werden:



$$\begin{array}{ll}
 c_{p1} = 0,8 & \underline{\underline{w_1 = c_{p1} \cdot q_1 = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ kN/m}^2}} \\
 c_{p2} = 0,5 & \underline{\underline{w_2 = c_{p2} \cdot q_1 = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ kN/m}^2}} \\
 c_{p3} = 0,8 & \underline{\underline{w_3 = c_{p3} \cdot q_2 = 0,8 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ kN/m}^2}} \\
 c_{p4} = 0,6 & \underline{\underline{w_4 = c_{p4} \cdot q_2 = 0,6 \cdot 0,8 = 0,48 \text{ kN/m}^2}}
 \end{array}$$

Schneelasten

Die Schneelast errechnet sich nach DIN 1055-5 aus folgender Formel:

$$\bar{s} = k_s \cdot s_0$$

Die Größe der Schneelasten richtet sich nach der geografischen Lage des Gebäudes. Deutschland ist in 4 Schneelastzonen eingeteilt. Aus diesen und der Geländehöhe üNN des Gebäudestandortes ist die Regelschneelast s_0 zu ermitteln.

Oberschar befindet sich in der Schneelastzone 3 in einer Höhe von 340 m üNN. Daher ergibt sich für die Regelschneelast der interpolierte Wert:

$$s_0 = 0,85 \text{ kN/m}^2.$$

Auch die Dachform spielt eine Rolle. So wird die ermittelte Regelschneelast durch den Faktor k_s , welcher von der Dachneigung abhängig ist, abgemindert.

$$k_s = 1 - \frac{\alpha - 30^\circ}{40^\circ} = 1 - \frac{55^\circ - 30^\circ}{40^\circ} = 0,375$$

$$\bar{s} = 0,375 \cdot 0,85 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{0,319 \text{ kN/m}^2}}$$

In Kehlen können sich Schneesäcke bilden, deren erhöhte Last zu berücksichtigen ist. Da das Walmdach einen Winkel von über 55 Grad zeigt, wurde hier entschieden, dass das Berücksichtigen einer möglichen Schneesackbildungen vernachlässigt werden kann.

7.2 Statik und Kraftfluss

7.2.1 Auswahl der betrachteten Schnitte

Vergleicht man die Verformung im Bereich der Traufe mit der Verformung zwischen Erd- und Obergeschoss (siehe Abbildung 34), wird deutlich, dass sich im Obergeschoss eine Verformungskurve über die gesamte Länge ausbreitet, wogegen der Traufbereich zwei Verformungskurven zeigt. Es ist anzunehmen, dass dies mit der Stütze in Anfallspunkt 2 (SP2) oder aber mit dem stark belasteten Deckenbalken (SDB) in Abbildung 34 (links) zusammenhängt. Beide Konstruktionsteile befinden sich ungefähr an dem Punkt, wo sich die zwei Verformungskurven des Traufbereiches schneiden. Aus diesem Grund wurden zwei Schnitte, von jeweils einem Meter Breite an den erwähnten Stellen, ausgewählt (siehe Abbildung 34).

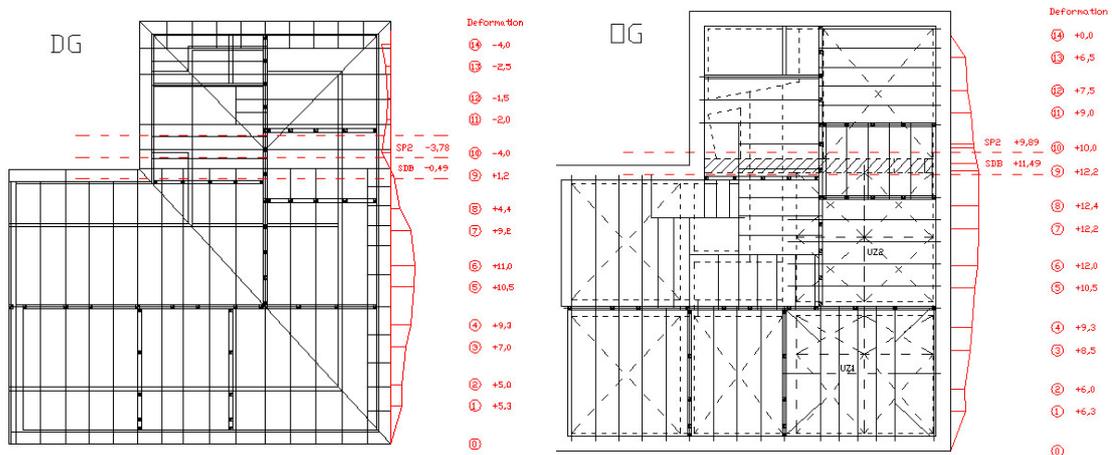


Abb. 34: ausgewählte Schnitte im Grundriss links: im DG und rechts im OG

Nach einer gründlichen Untersuchung der örtlichen Verhältnisse, konnten die Schnitte an den ausgewählten Stellen erarbeitet werden. Im Anschluss wurden daraus die statischen Systeme abgeleitet. (Abbildung 35 und Abbildung 36)

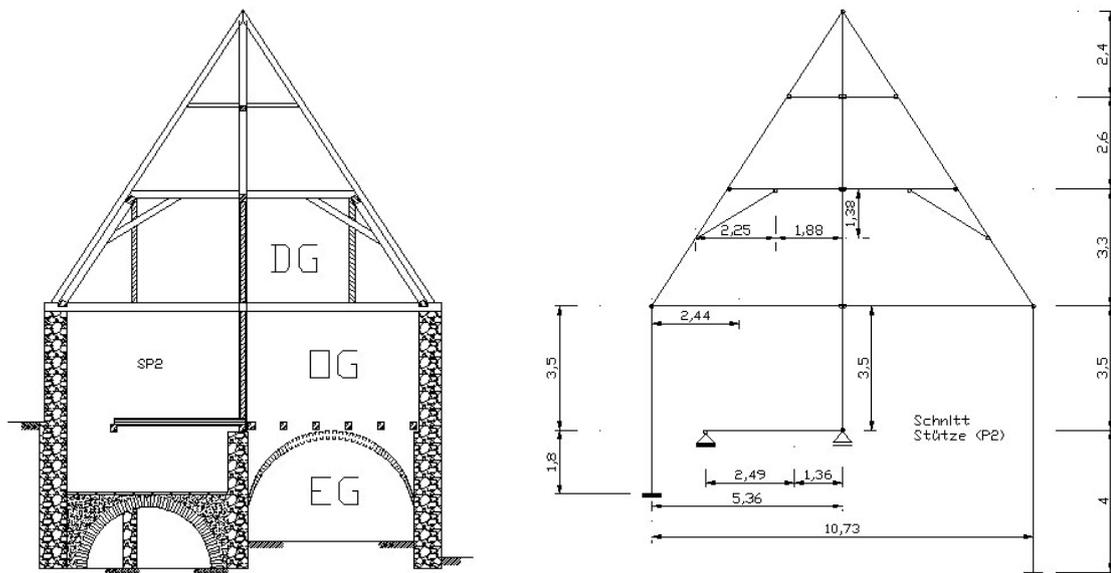


Abb. 35: links: Schnitt Stütze (SP2) und rechts: statisches System SP2

Die Stütze in SP2 verläuft durchgehend vom First über Dachboden und Atelier bis auf Fußbodenhöhe des Obergeschosses und liegt auf der Mauerkrone der Innenwand im Erdgeschoss auf. Die Deckenbalken sowie die Kehlriegel des Dachstuhls sind gelenkig an die Stütze angeschlossen. Stuhlstrebe, Kehlriegel und Kopfband (siehe Abbildung 17) bilden ein Dreigelenksystem. Der Anschluss zwischen Stuhlstrebe und Kehlriegel ist demzufolge in x- und y-Richtung gehalten. An dieser Stelle sind auch die Stuhlpfetten angeschlossen, welche sich senkrecht zu diesem Schnitt befinden.

Auffällig ist, dass die Außenwände nur im Bereich der Traufe durch die Deckenbalken des Obergeschosses miteinander verbunden sind. Das bedeutet, dass die Außenwände alle Lasten aus dem Dach, welche in diesem Schnitt ankommen, tragen müssen. Bei der Ermittlung des Kraftflusses ist zu beachten, dass sich in diesem Schnitt der Dachstuhl befindet und hier zusätzliche Lasten über die Pfetten eingeleitet werden.

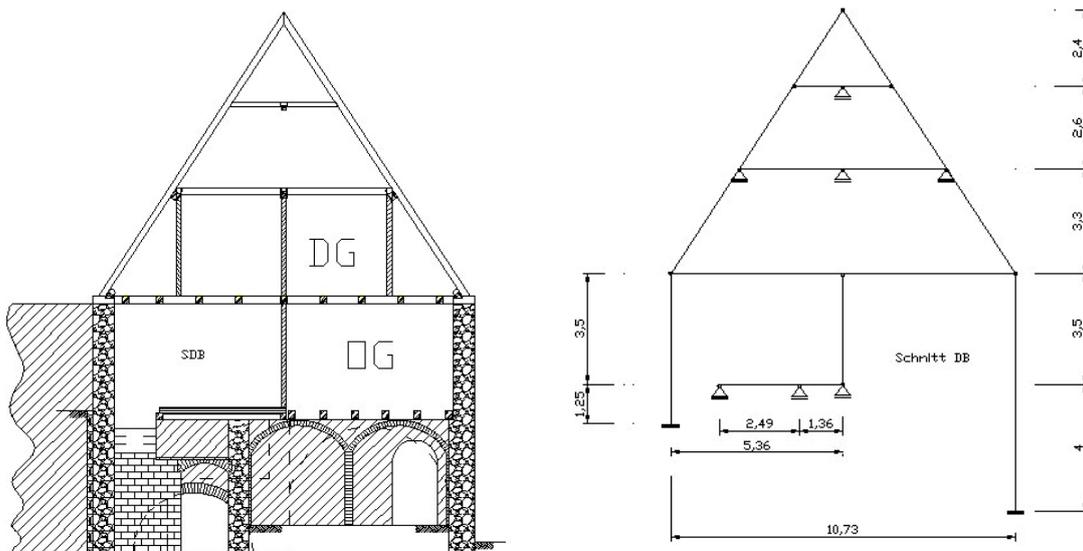


Abb. 36: links: Schnitt Deckenbalken (SDB) und rechts: statisches System SDB

Wie in Bild 34 zu sehen ist, verläuft durch den Schnitt DB im Erdgeschoss eine Innenwand. Wegen der Türöffnung zwischen Küche und Esszimmer im rechten Bereich der Scheibe übernimmt die Wand, wegen fehlender Querverbindung, keine aussteifende Funktion. Auftretende Risse am linken oberen Rand der Türöffnung verstärken diesen Effekt.

Auch die Deckenbalken des Erdgeschosses, verbinden die Außenwand an keiner Stelle mit der innen liegenden Konstruktion. Das bedeutet, dass die Außenwand als Druckstab zu betrachten ist, alle Lasten, welche aus dem Dach in diesem Schnitt ankommen, zu tragen hat und somit knickgefährdet ist. Durch das „Herausschneiden“ kann die Außenwand als zweiseitig gehalten betrachtet werden.

Zu berücksichtigen ist auch, dass sich dieser Schnitt im Bereich der innen liegenden Hausecke befindet. Hier schließt sich die südliche Außenwand quer zu dieser Ebene an. Aus diesem Grund wird der linke Stab, welcher die linke Außenwand im statischen System realisiert, festgehalten.

7.2.2 Kraftfluss in SDB

Zunächst wird der Kraftfluss in einer zweidimensionalen Ebene betrachtet. Das heißt, es werden alle ankommenden Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt, aber keine Lasten normal zu dieser Ebene.

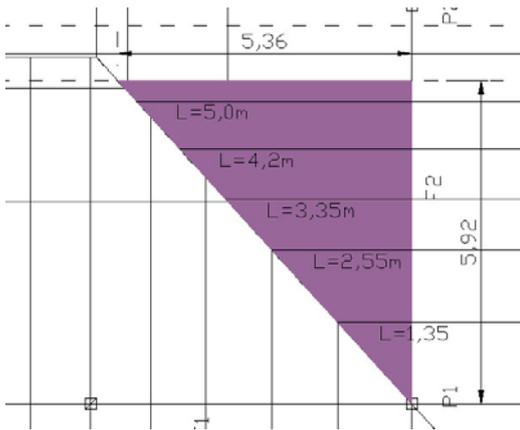


Abb. 40: Kraftfluss SDB: Flächenlast Sparren-Kehle

Zur vereinfachten Berechnung der Dachlasten, welche über die Kehle zu SDB weitergeleitet werden, wurde die Dreiecksflächenlast (Abbildung 40) berechnet und auf das System mit dem längsten Sparren gebracht. Die daraus resultierenden Auflagerkräfte wurden dann im Verhältnis zu den Längen der Sparren auf die Kehle aufgetragen. Dachneigung $\alpha=55^\circ$

$$A_{Last} = \frac{(5,36 \cdot 5,92)}{2 \cdot \cos 55^\circ} = \underline{\underline{27,66m^2}}$$

$$L_{ges} = 5 + 4,2 + 3,35 + 2,55 + 1,35$$

$$L_{ges} = \underline{\underline{16,45m}}$$

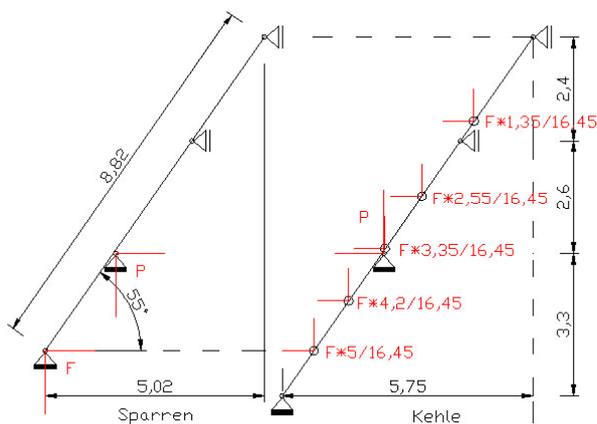
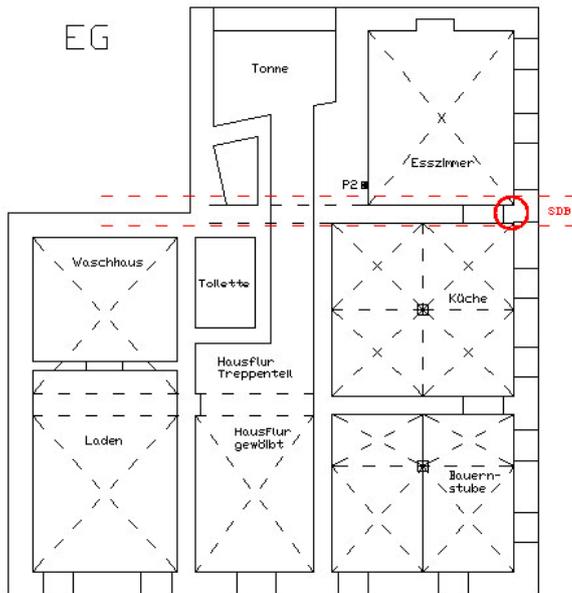


Abb. 41: Kraftfluss SDB: links: statisches System des längsten Sparren und rechts statisches System der Kehle

Das statische System des längsten Sparren ist in Abbildung 41 (links) dargestellt. Die Auflagerkräfte am Fuß werden anteilig auf die Kehle in Abbildung 41 (rechts) geleitet. Die Auflagerkräfte an der Pfette werden vollständig in den Pfettenanschluss der Kehle übertragen.

An dieser Stelle sind alle eingeleiteten Kräfte aus der Dachkonstruktion erfasst.



Betrachtet man den Grundriss im Erdgeschoss in Abbildung 42, ist zu erkennen, dass die Gewölbekappen in diesem Schnitt enden. Da die Gewölbe keine Verankerungen besitzen, ist hier mit einem Gewölbeschub zu rechnen.

Abb. 42: Kraftfluss SDB: Gewölbeanschlüsse im Erdgeschoss

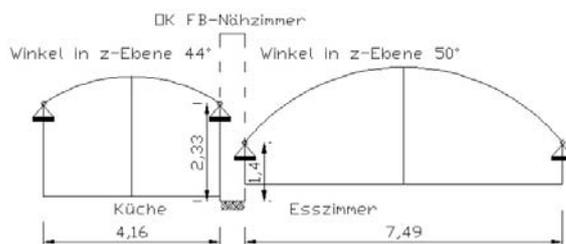


Abb. 43: Kraftfluss SDB: statische Systeme der Gewölbekappen

Um die Komponente des Gewölbeschubs zu ermitteln, wurden die statischen Systeme der Küchengewölbe sowie der Gewölbe im Esszimmer aufgestellt und die Auflagerreaktionen berechnet. Anschließend wurden die Horizontalkomponenten unter Berücksichtigung des Winkels, in welchem die Gewölbekappen zu diesem Schnitt liegen, ermittelt und in SDB übertragen.

In den Ergebnissen in Anhang B1 finden sich für die Berechnungen an den Sparren auch die Ergebnisse der Berechnungen ohne Wind und ohne Wind und Schnee.

7.2.3 Kraftfluss in SP2

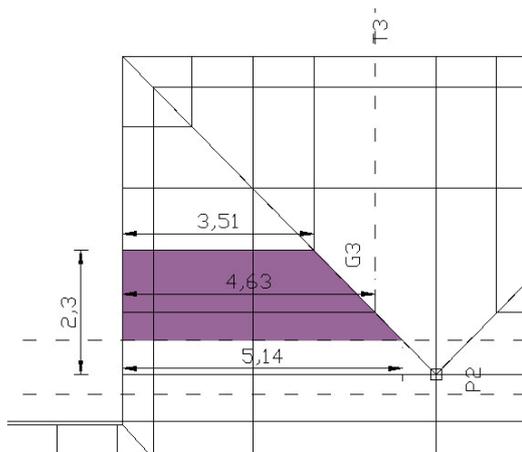


Abb. 44: Kraftfluss SP2: Fläche der Sparrenlasten an Grat 2 und 3

In SP2 befinden sich die Auflager des Dachstuhls. Das heißt, dass hier die Lasten, welche über die Pfetten abgetragen werden, eingeleitet werden. Zunächst wurde dazu die Flächenlast, welche über die Sparren an Grat 2 und 3 (siehe Abbildung 44) in die Stuhlpfetten einleitet werden, ermittelt und dann die Auflagerkräfte am mittleren Sparren berechnet.

$$A_{Last} = \left(\frac{2,3 \cdot (5,14 - 3,51)}{2} + 2,3 \cdot 3,51 \right) \cdot \frac{1}{\cos 55^\circ}$$

$$\underline{\underline{A_{Last} = 17,34 m^2}}$$

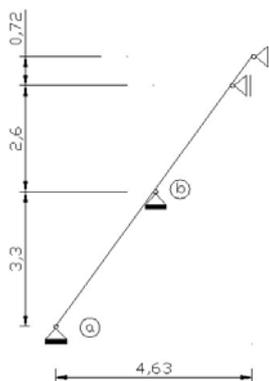


Abb. 45: Kraftfluss SP2: statisches System des mittleren Sparrens

In Abbildung 45 ist das statische System des mittleren Sparrens zu sehen. Die Auflagerkräfte a und b gehen in die Berechnung in SP2 ein.

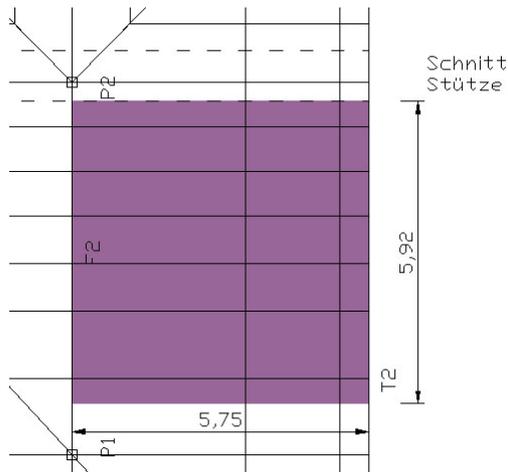


Abb. 46: Kraftfluss SP2: Sparren zwischen First 2 und Traufe 2

In Abbildung 46 ist die Fläche des Daches zwischen First 2 (F2) und Traufe 2 (T2) abgebildet, welche bisher noch nicht berücksichtigt wurde. Wie hier zu sehen ist, wird diese von 6 Sparren getragen und anschließend über die Pfetten in den Dachstuhl eingeleitet. Zur vereinfachten Berechnung wird angenommen, dass die Hälfte der Last über 3 Sparren in SP2 einfließt.

$$A_{1SP} = \frac{5,92m \cdot 5,75m}{2 \cdot 3} = \underline{\underline{5,67m^2}}$$

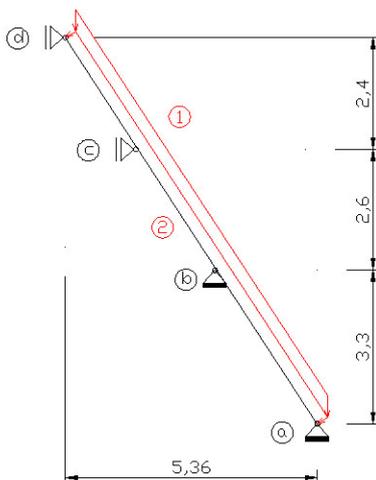


Abb. 47: Kraftfluss SP2: statisches System der Sparren zwischen F2 und T2

Dazu wurde das statische System eines Sparrens aufgestellt (siehe Abbildung 47) und mit Wind (2), Eigenlast und Schnee (1) berechnet. Im Anschluss wurden die Kräfte an den Auflagern a und b 3-fach in den Schnitt P2 übertragen.

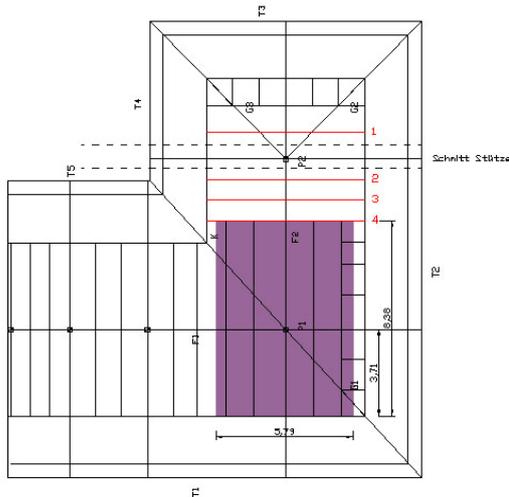


Abb. 48: Kraftfluss SP2: Anteil der Fußbodenlast des Dachbodens

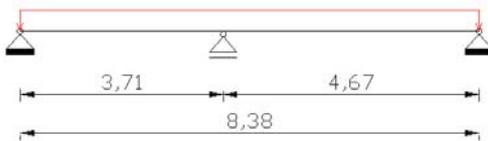


Abb. 49: Kraftfluss SP2: statisches System der quer zur Ebene liegenden Kahlbalken

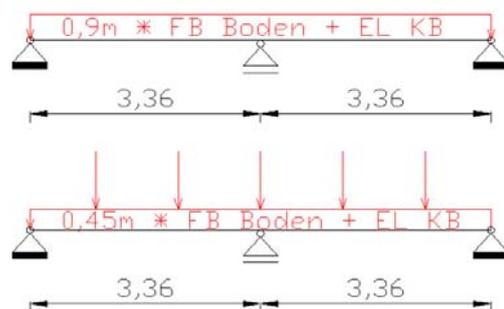


Abb. 50: Kraftfluss SP2: oben: Belastung Kahlbalken 1-3 und unten: Belastung Kahlbalken 4

Ein Teil der Fußbodenlast des Dachbodens wird über die Mittelpfetten in den Schnitt eingeleitet. Dieser Teil wird von 4 Kahlbalken getragen, wobei an einem die Kahlbalken quer zu dieser Ebene angeschlossen sind. Das heißt, auch ein Teil der Fußbodenlast des Hauptflügels wird in diesen Schnitt übertragen. Die Flächenlast, welche anteilig von Kahlbalken 4 aufgenommen wird, ist in Abbildung 48 lila hinterlegt. Die Berechnung der Auflagerkräfte an den Kahlbalkenanschlüssen erfolgt über die Gesamtflächenlast, welche anschließend auf 5 Kahlbalken verteilt wird.

$$A_{1KB} = \frac{5,79m \cdot 8,38m}{5} = \underline{\underline{9,7m^2}}$$

Das statische System dazu ist in Abbildung 49 zu sehen.

Abbildung 50 (oben) zeigt das statische System der Kahlbalken 1-3 mit der Belastung aus dem Fußboden. Die Abbildung 50 (unten) zeigt Kahlbalken 4 mit einer zusätzlichen Belastung aus den Kahlbalkenanschlüssen.

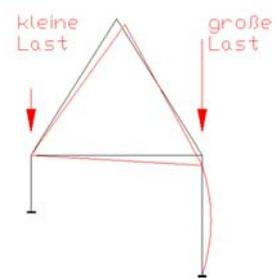
In den Ergebnissen in Anhang C1 finden sich für die Berechnungen an den Sparren auch die Ergebnisse der Berechnungen ohne Wind und ohne Wind und Schnee.

7.3 Bewertung verschiedener Szenarien im Hinblick auf die Lastabtragung

Nachdem die Lastabtragung in den kritischen Schnitten untersucht wurde, können verschiedene Szenarien in diesem Hinblick aufgestellt werden. Diese sind im Folgenden kurz stichpunktartig aufgezählt und erläutert:

- zu hohe und ungleichmäßige Belastungen aus der Dachkonstruktion

Aus dem Dachstuhl des L-förmigen, hohen Walmdaches resultieren große, ungleichmäßige Belastungen, welche sich zudem, mit der Antimetrie (wegen fehlender Queraussteifung) der Gebäudeschnitte überlagern.



- fehlende Aussteifung in Querrichtung

An den betrachteten Stellen wird die deformierte Außenwand in Querrichtung nur vom Fundament und den Deckenbalken des Obergeschosses mit dem übrigen Tragwerk verbunden. Betrachtet man sie als Druckstab, ist sie, aufgrund der Höhe von 7,50m knickgefährdet.

- Gewölbeschub

Da die Gewölbekappen durch fehlende Zuganker oder durch fehlende Auflasten in den Gewölbezwickeln einen Gewölbeschub verursachen, welcher von der Außenwand aufgenommen werden muss, kann es zu Deformationen in der Wandscheibe kommen.

- Schub aus der Dachkonstruktion, wegen fehlender Ringbalken

Aus dem hohen Walmdach resultieren enorme Lasten, welche nur vom Mauerwerk der Außenwände aufgenommen und weitergeleitet werden können. Bei der Bestandsaufnahme konnten keine Ringbalken an der Mauerkrone lokalisiert werden. Somit kann man davon ausgehen, dass die Dachkonstruktion horizontale Kräfte auf die Außenwand ausübt, welche schließlich zu Verformungen führen.

8 Untersuchung des Verformungsverhaltens mit ANSYS

Mit ANSYS ist es möglich eine statische Strukturanalyse mit Hilfe der Finiten Elemente Methode durchzuführen und bestimmte Effekte stationärer Belastungen auf die Struktur zu untersuchen.

Weiter ermöglicht ANSYS eine Untersuchung des geometrisch nichtlinearen Verhaltens. Das heißt soviel, dass sich das Verformungsbild und somit auch die Verschiebungen ändern, wenn sich die Steifigkeitsmatrix durch zu große Verformungen verändert hat. Dabei wird die aufzubringende Last in mehreren Lastschritten auf das System gebracht. Mit dieser Theorie können die festgestellten Langzeitverformungen am realistischsten berechnet werden.

Im Zuge dieser Arbeit soll eine 2-D-Modellierung durchgeführt werden, bei welcher zunächst das geometrisch lineare Verhalten und anschließend das geometrisch nichtlineare Verhalten der Tragkonstruktion untersucht wird.

8.1 FE-Elemente und deren Parameter

Alle Konstruktionsteile aus Holz, wie die Sparren, Kehlbalken und Deckenbalken, wurden mit Balkenelementen des Typs BEAM3 modelliert. Diese Elemente finden bei der Modellierung in der x-y-Ebene Anwendung und werden hauptsächlich für biegebeanspruchte Konstruktionsteile eingesetzt. Zudem können sie aber auch Normalkräfte aufnehmen und quer sowie längs belastet werden. BEAM 3 Elemente erfordern neben der Eingabe der Materialparameter, die Eingabe der Querschnittsfläche, des Trägheitsmomentes sowie die Eingabe der Höhe des Balkens.

Die Außen- und Innenwände wurden mit Scheibenelementen des Typs PLANE 42 modelliert. Bei diesen wurde ein ebener Dehnungszustand gewählt, was heißt, dass Bewegungen und Verformungen nur in der Querschnittsfläche erfasst werden. Bezüglich der dritten Koordinate werden Geometrie und Belastung als konstant angenommen. Sie werden dort eingesetzt, wo Biege- und Normalspannungen auftreten. Die Belastung kann quer zur Fläche sowie parallel zur Fläche aufgenommen werden. [1.24]

PLANE 42 Elemente im ebenen Dehnungszustand erfordern neben der Eingabe der Materialparameter keine weiteren Eingaben.

8.2 Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften werden im Verhalten als isotrop angenommen, das heißt, es gelten für alle Raumrichtungen des Kontinuums die gleichen Eigenschaften.

8.2.1 Holz

Da Holz, nicht wie angenommen, ein anisotropes Material ist, muss durch einige Vorüberlegungen entschieden werden, an welcher Stelle der E-Modul parallel und an welcher Stelle er senkrecht zur Faser anzusetzen ist.

Alle Deckenbalken sowie die Sparren werden hauptsächlich auf Biegung beansprucht und deshalb mit einem E-Modul senkrecht zur Faser versehen. Stützen und Kopfbänder sind hauptsächlich normalkraftbeansprucht und deshalb mit einem E-Modul parallel zur Faser versehen.

$$E_{parallel} = 10e6kN / m^2$$

$$E_{senkrecht} = 3e5kN / m^2$$

$$\nu = 0,1$$

An dieser Stelle wird bemerkt, dass für alle in dieser Arbeit verwendeten E-Modulwerte als Zehnerpotenz ein „e“ verwendet wird (Beispiel: 10e6 kN/m² = 10*10⁶ kN/m²). Diese Form fand Anwendung, da die Eingabe in ANSYS so erfolgte und keine Missverständnisse auf der Seite des Lesers auftreten.

8.2.2 Natursteinmauerwerk

Der E-Modul sowie die Querdehnzahl des vorhandenen Natursteinmauerwerks ist mit Hilfe von Tabellenbüchern nicht eindeutig bestimmbar, da die Zusammensetzung der Steine sowie des Mörtels nicht hinreichend bekannt sind und auch sonst für das sehr komplexe Verhalten von Natursteinmauerwerk bisher kein konsistentes, alle Effekte ausreichend erfassendes Materialmodell vorliegt. Aus diesem Grund wird der E-Modul zuerst mit allgemein gültigen Regeln des Mauerwerkbaus nach DIN 1053 berechnet, dann durch theoretische Überlegungen korrigiert und im Anschluss während der Berechnungen sensitiviert.

Tab. 5: Berechnung des E-Moduls von Natursteinmauerwerk nach DIN 1053

Güteklasse von Bruchsteinmauerwerk:	N1
Mörtelgruppe für Lehm:	I
zul. Druckspannung δ_0 für Steifigkeit: $\beta > 20\text{N/mm}^2$	$\delta_0 = 0,2 \text{ MN/m}^2$
Der E-Modul wird vereinfacht für Kalksandstein angenommen:	$E = 3000 \cdot \sigma_0$
$E = 3000 \cdot 0,2 \text{ MN/m}^2 = 600 \text{ MN/m}^2 = 600 \cdot 1000 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{6e5 \text{ kN/m}^2}}$	

Da sich dieser E-Modul senkrecht zur Lagerfuge verhält, die Verschiebungen der Außenwand aber in horizontaler Richtung untersucht werden, wird für die in dieser Arbeit durchgeführte erste Berechnung ein kleinerer E-Modul angesetzt.

$$E = 3e5 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,2$$

Die Bemessungswerte für Natursteinmauerwerk in der [DIN 1053-1] beruhen fast ausschließlich auf Erfahrungswerten.

8.2.3 Fachwerk

Tab. 6: Berechnung des E-Moduls einer Fachwerkwand nach DIN1053

Güteklasse von Quadermauerwerk:	N4
Mörtelgruppe für Lehm:	I
zul. Druckspannung δ_0 für Steifigkeit: $\beta > 20\text{N/mm}^2$	$\delta_0 = 1,2 \text{ MN/m}^2$
Formel für E-Modul einer Fachwerkwand:	$E = 1100 \cdot \sigma_0$
$E = 1100 \cdot 1,2 \text{ MN/m}^2 = 132 \text{ MN/m}^2 = 132 \cdot 1000 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{1,32e6 \text{ kN/m}^2}}$	

8.3 gemessene Verformung in den betrachteten Schnitten

Für einen Vergleich des berechneten Verformungsbildes mit dem gemessenen Verformungsbild, war es an dieser Stelle notwendig, die Deformation an den betrachteten Stellen zu ermitteln. Dies erfolgte nach bekannten geometrischen Grundlagen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7 dargestellt.

Tab. 7: Messwerte der Verformungen in SDB und SP2

Messstelle	Abstand Hausecke Nord [m]	Lotabweichung [cm] Decke EG		Lotabweichung [cm] Decke OG	
11	15,030	+9,0		-2,0	
SP2	13,650	+9,89		-3,78	
10	13,475	+10,0		-4,0	
SDB	12,774	+11,49		-0,49	
9	12,437	+12,2		+1,2	

8.4 Berechnungen in SDB

8.4.1 Randbedingungen und Belastungen in SDB

Randbedingungen

Die Modellierung in ANSYS erfordert die Definition der einzelnen Elemente sowie deren Randbedingungen. In Abbildung 51 ist das statische System sowie die Elemente des Schnittes DB zu sehen. Darin sind alle Stäbe und Anschlüsse nummeriert. Im Folgenden werden die Stäbe mit ihren geometrischen Eigenschaften und ihren Randbedingungen kurz erläutert.

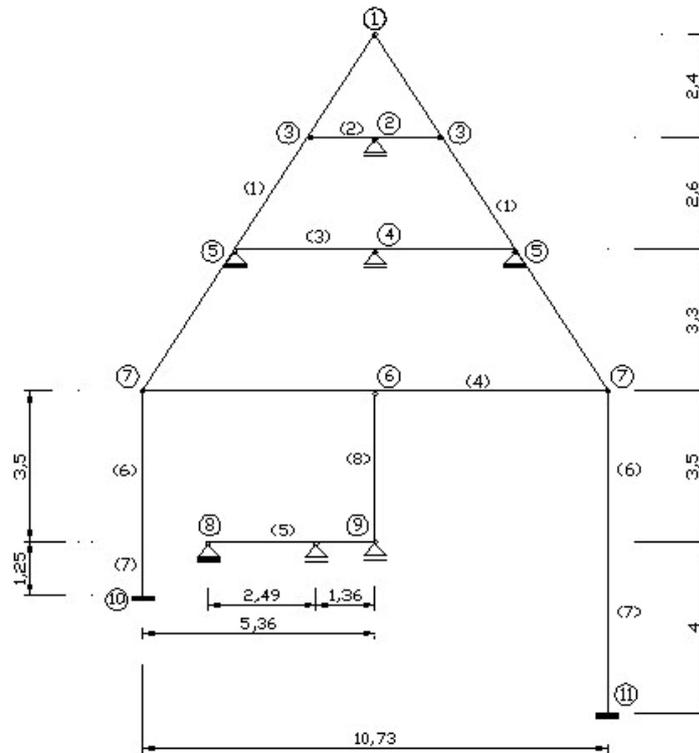


Abb. 51: statisches System, Elemente und Randbedingungen in SDB

- Stab 1** realisiert den Sparren. Er hat einen Querschnitt von 17x19 cm und ist an (RB1) gelenkig mit dem gegenüberliegenden Sparren verbunden. An (RB7) schließt der Sparrenfuß über ein Gelenk an Stab 4, welcher den Deckenbalken über dem Obergeschoss realisiert.
- Stab 2** stellt den oberen Kehlbalke dar. Er hat einen Querschnitt von 12x14 cm und liegt in der Mitte auf einer Pfette des Dachstuhls auf. Diese Verbindung wird hier durch ein verschiebliches Auflager (RB2) realisiert. An den Seiten ist er gelenkig an die Sparren (Stab1) angeschlossen (RB3).
- Stab 3** stellt den unteren Kehlbalke dar. Er hat eine Querschnitt von 20x22 cm und liegt, genau wie der obere Kehlbalke, auf einer Pfette des Dachstuhls auf. Diese Verbindung wird hier wieder durch ein verschiebliches Auflager realisiert (RB4). An den Seiten ist er gelenkig an die Pfetten des Dachstuhls und diese wiederum gelenkig an die Sparren (Stab1) angeschlossen. Diese Verbindung wird hier durch ein festes, gelenkiges Auflager realisiert (RB5).

- Stab 4* realisiert den Deckenbalken über dem Obergeschoss. Dieser besitzt einen Querschnitt von 20x25 cm. Er liegt in der Mitte auf dem Rähm des Fachwerkes (Stab8) auf und verbindet dieses über ein Gelenk (RB6). An den Seiten nimmt er die Sparren (Stab1) auf und ist über Mauerlatten mit den Außenwänden (Stab6) verbunden. Diese Verbindung wird hier mit einem Gelenk modelliert (RB7).
- Stab 5* stellt den Deckenbalken über dem Erdgeschoss dar. Dieser besitzt einen Querschnitt von 20x25 cm. Er ist an der linken Seite in einem quer zu dieser Ebene liegenden Deckenbalken eingezapft. Aus diesem Grund wird dort ein festes Auflager angeordnet (RB8). An der rechten Seite liegt er verschieblich auf dem im Erdgeschoss befindlichen Mauerwerk auf, wird aber durch die aufliegende Schwelle des Fachwerkes (Stab8) in seiner Lage stabilisiert und ist dadurch mit diesem über ein Gelenk verbunden (RB9).
- Stab 6* realisiert die Natursteinwand im Obergeschoss. Der Querschnitt der Wand beträgt hier 65 cm. An dieser sind die Deckenbalken des Obergeschosses gelenkig durch (RB7) angeschlossen.
- Stab 7* realisiert die Natursteinwand des Erdgeschosses. Der Querschnitt der Wand beträgt hier 80 cm. Diese ist biegesteif mit den Fundamenten verbunden (RB10 und RB11).
- Stab 8* realisiert die Fachwerkkinnenwand des Obergeschosses. Sie besitzt einen Querschnitt von 15 cm und ist im oberen Bereich gelenkig mit dem Deckenbalken (Stab4) verbunden (RB6), im unteren Bereich schließt sie über ein Gelenk an den Deckenbalken des Erdgeschosses (Stab5) (RB9).
- (RB14) ist an dieser Stelle hinzuzufügen, da an die linke Außenwand die südliche Außenwand des Haupthauses anschließt. Diese Verbindung wird im Modell durch Einspannungen an jedem Knoten der Natursteinwand (Stab6 und Stab7) realisiert.

Belastungen

Abbildung 52 zeigt alle einwirkenden Lasten. Die Lasten 1 bis 11 stellen alle Eigenlasten des Systems dar. Last 12 beinhaltet den Erddruck, welcher auf die linke Außenwand wirkt. Die Lasten 13 bis 16 sind die übertragenen Lasten aus den angrenzenden Gebäudeelementen, wie aus den Gewölben im Erdgeschoss, aus der Kehle sowie die Lasten der angrenzenden Deckenbalken. Die veränderlichen Lasten wie Schnee, Wind und Verkehrslasten sind in den Lastnummern 17 bis 24 enthalten.

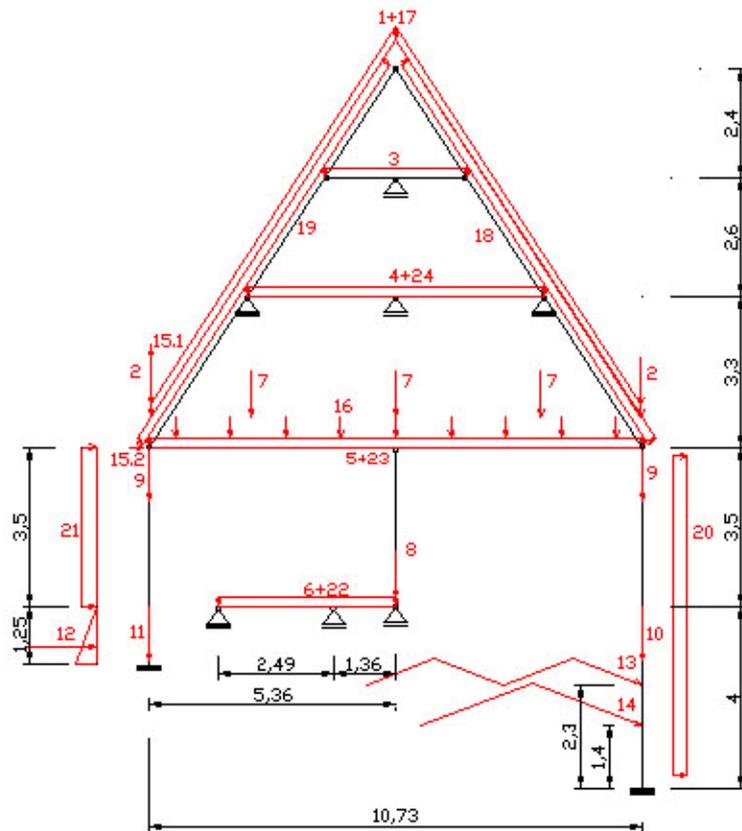


Abb. 52: einwirkende Lasten in SDB

Um einen kurzen Überblick über die Größe der einwirkenden Lasten zu erlangen, sind diese in Tabelle 8 zusammengefasst. Eine detaillierte Zusammenstellung findet sich in Anhang B.2.

Tab. 8: Werte der einwirkenden Lasten in SDB

Last 1+17	2,6 kN/m	Last 6 + 22	2,4 kN/m	Last 11	27,5 kN	Last 16	1,6 kN
Last 2	1,5 kN	Last 7	7,0 kN	Last 12	15,6 kN	Last 18	0,48 kN/m
Last 2+15.1	22,4 kN	Last 7+16	8,6 kN	Last 13	8,2 kN	Last 19	0,64 kN/m
Last 3	0,1 kN/m	Last 8	10,0 kN	Last 14	16,2 kN	Last 20	0,25 kN/m
Last 4 + 24	3,5 kN/m	Last 9	63,0 kN	Last 15.2	-14,6 kN	Last 21	0,4 kN/m
Last 5 +23	2,2 kN/m	Last 10	87,9 kN				

8.4.2 Das Modell SDB

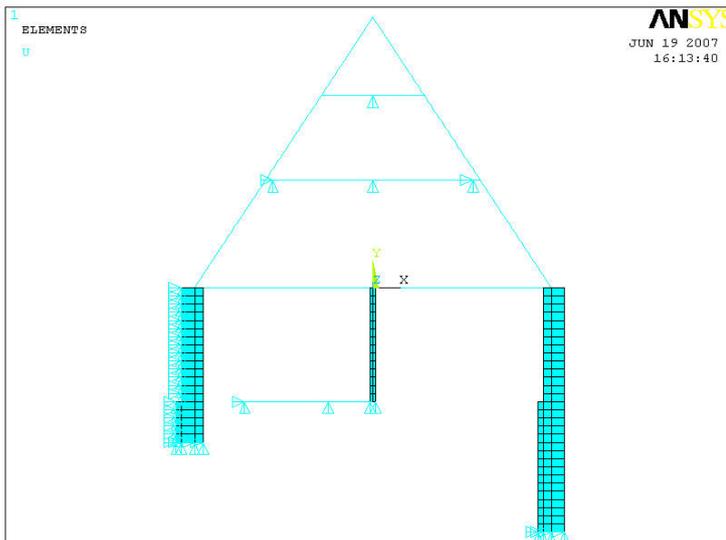


Abb. 53: FE-Modell in SDB

Die Modellierung des Tragwerkes erfolgte als 2D-Modell. Dabei wurden nur die tragenden Bauteile, wie sie in Kapitel 4.3. beschrieben sind, modelliert. Gewölbe im Erdreich wurden dabei nicht berücksichtigt. Um eine mögliche Fundamentverdrehung besser untersuchen zu können, wurden die aus Natursteinmauerwerk hergestellten Streifenfundamente nicht in das Modell ein-

bezogen. Der Ursprung des globalen Koordinatensystems wurde in die Achse des Gebäudes in Höhe der Traufe gelegt (siehe Abbildung 53).

8.4.3 Ergebnis der 1. Berechnung in SDB

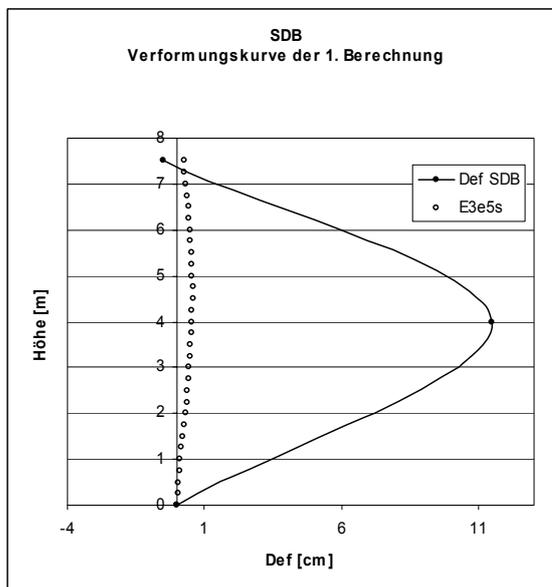


Abb. 54: Verformungskurve der ersten Berechnung in SDB

Die erste Berechnung erfolgte mit den Randbedingungen und Belastungen aus Kapitel 8.4.1 und mit den in Kapitel 8.3 angenommenen Materialkennwerten für Holz und Natursteinmauerwerk.

Einen Erfolg zeigte die erste Berechnung annähernd im Verformungsbild. In Abbildung 54 ist zu erkennen, dass sich die rechte Außenwand so ausbeult, wie das reale Verformungsbild zeigt. Daraus ist zu schließen, dass die Belastungen, welche die Deformation verursacht haben, aus der Dachkonstruktion kommen.

Die berechneten Werte unterschieden sich um ein Vielfaches von den gemessenen Werten. Die Ergebnisse der Berechnung sind den Ergebnissen der Vermessung in Tabelle 9 gegenübergestellt.

Tab. 9: Ergebniswerte der ersten Berechnung in SDB

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell $E=3e5$ kN/m ²	0,00	0,13	0,31	0,45	0,54	0,56	0,48	0,33	0,24

GOK = Geländeoberkante

Da die berechneten Verformungen weit von der wirklichen Verformung entfernt waren und auch im Bereich der Traufe, also bei einer Höhe von 7,50 m, das Ergebnis ein positives Vorzeichen zeigte, wurden weitere Einflüsse, welche womöglich aus einer fehlerhaften Gründungskonstruktion sowie aus der Entfestigung des Mauerwerks zu schließen sind, in einer Sensitivitätsanalyse untersucht. Hier fand eine Grenzbetrachtung der Ergebnisse statt, wobei bei jedem Schritt ein Parameter verändert und im Anschluss mit den Gemessenen Ergebnissen verglichen wurde.

Aus vorangegangenen Sensitivitätsanalysen wurde ersichtlich, dass die Verkehrslasten, wie Wind und Schnee keinen großen Einfluss auf das Verformungsbild nahmen. Deshalb, aber auch weil während der Vermessung kein Schnee lag und auch der Wind nur gering ins Gewicht fiel, wurde bei allen weiteren Rechnungen auf die Untersuchung dieser Einflussgrößen verzichtet.

8.4.4 Sensitivierung in SDB

1. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen in Abhängigkeit vom E-Modul

Aus diesem Grund wurde in weiteren Rechnungen der Einfluss einer Fundamentverdrehung durch Anordnung eines Gelenks berücksichtigt, welches zunächst in Fundamentmitte Platz fand. Zur Realisierung im Modell wurde die Randbedingung 11 aus Kapitel 8.4.1 geändert.

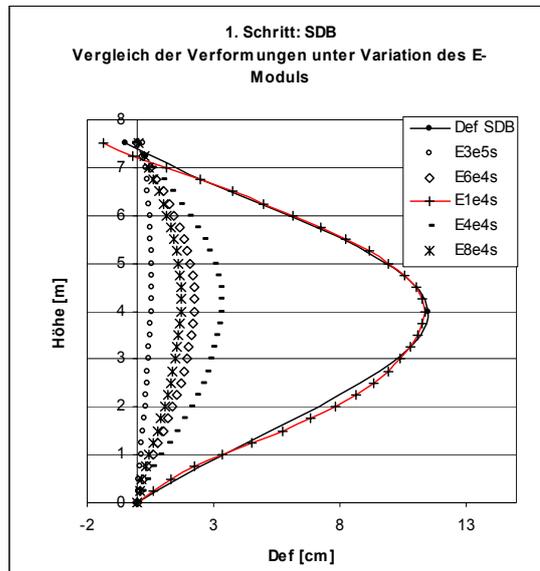


Abb. 55: erste Sensitivierung in SDB: Variation des E-Moduls

Das Berechnungsmodell führte nach einer Serienberechnung zu verschiedenen Verformungskurven, welche in Abhängigkeit vom E-Modul in Abbildung 55 dargestellt sind. Den Kurven der Berechnungen ist die gemessene Verformungskurve an der betrachteten Stelle gegenübergestellt. Die Rechenwerte konnten durch Variieren des E-Moduls den Messwerten näher gebracht werden. Mit abnehmender Festigkeit des Mauerwerkes stellte sich erwartungsgemäß eine Vergrößerung der Verformungen ein. Bei einer Steifigkeit von $1e4 \text{ kN/m}^2$ wurde schließlich das Ausmaß der Deformation erreicht. Allerdings erschien der E-Modul von $1e4 \text{ kN/m}^2$ für ein Mauerwerk sehr gering und eher unrealistisch.

2. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung

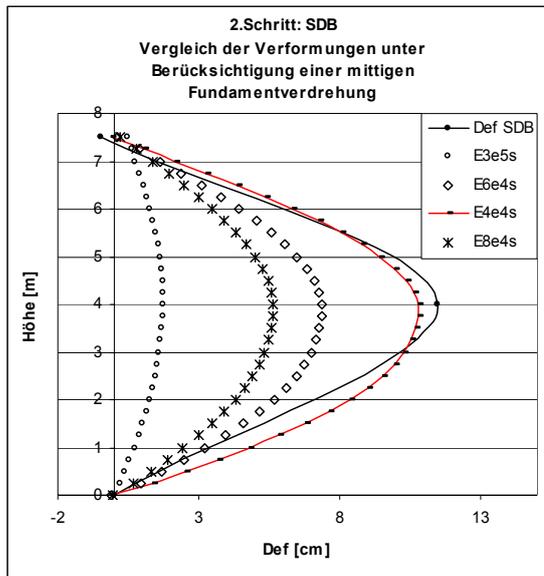


Abb. 56: zweiter Schritt der Sensitivierung in SDB: mittige Fundamentverdrehung

Unter der Annahme einer mittigen Fundamentverdrehung konnten alle berechneten Kurven mit einem E-Modul kleiner als $4e4 \text{ kN/m}^2$ ausgeschlossen werden. Das berechnete Verformungsbild mit einem E-Modul von $4e4 \text{ kN/m}^2$ war an allen Stellen nur ein Bruchteil von den gemessenen Ergebnissen entfernt. Dieser E-Modul erschien allerdings immer noch unrealistisch klein, deshalb wurde weiter angenommen, dass sich das Fundament außermittig verdreht.

3. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung

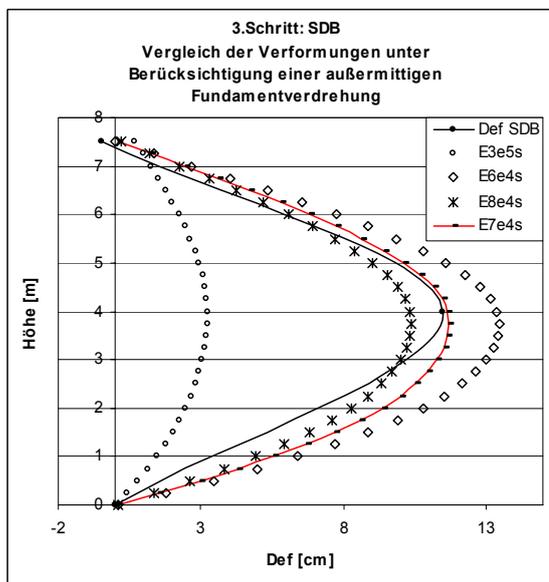


Abb. 57: dritter Schritt der Sensitivierung in SDB: außermittige Fundamentverdrehung

Die Berechnungen mit einem E-Modul von $7e4 \text{ kN/m}^2$ und einer außermittigen Fundamentverdrehung ($e = 0,25 \text{ cm}$) zeigten zufriedenstellende Ergebnisse. Aus der Sensitivitätsanalyse im linearen Verhalten ist zu schließen, dass die Verformungen stark vom E-Modul sowie von der Lage der Lastausmitte abhängen. Es konnten verschiedene Kombinationen, welche dem Ausmaß der Verformung nahe kommen, gefunden werden. Diese sind zusammenfassend in Tabelle 10 gegenübergestellt.

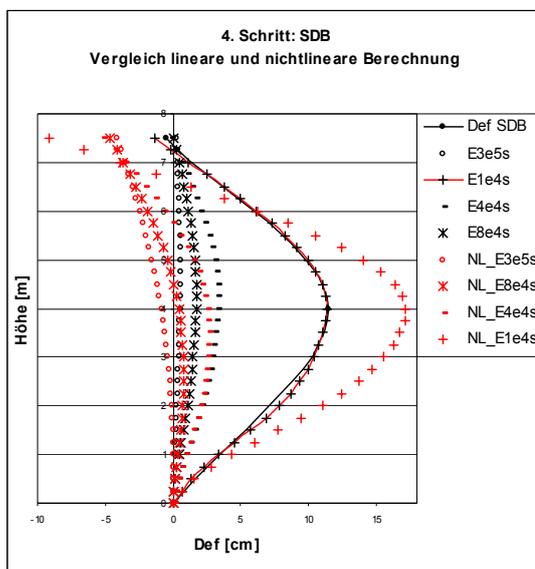
Tab. 10: mögliche Einflusskombinationen in SDB im linearen Verhalten

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell E=1e4 kN/m ² ohne FV	0,00	3,36	7,82	10,42	11,36	9,94	6,16	1,17	-1,35
Modell E=4e4 kN/m ² FV-m	-0,14	4,77	8,37	10,28	10,77	9,44	6,34	2,17	-0,08
Modell E=7e4 kN/m ² FV-am	0,10	5,56	9,37	11,30	11,66	10,13	6,82	2,45	0,11

FV= Fundamentverdrehung; FV-m = mittige Fundamentverdrehung; FV-am = außermittige Fundamentverdrehung

Da sich das Ausmaß der Verformungen nachweislich über einen längeren Zeitpunkt entwickelt hat, muss davon ausgegangen werden, dass sich durch die bleibenden Verformungen das statische System und somit die Steifigkeitsmatrix verändert hat. Aus diesem Grund erfolgte an dieser Stelle auch eine Untersuchung der geometrischen Nichtlinearität.

4. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen ohne Fundamentverdrehung



Zunächst wurden die Verformungskurven der linearen Untersuchungen mit den neu berechneten Verformungskurven der nichtlinearen Untersuchungen unter Beachtung eines veränderten E-Moduls in einem Diagramm grafisch dargestellt. Abbildung 58 zeigt nur ausgewählte Ergebnisse, alle übrigen durchgeführten Berechnungen sind im Anhang D zu finden. Für einen zahlenmäßigen Vergleich sind die Werte zu den abgebildeten Kurven in Tabelle 11 dargestellt.

Abb. 58: vierter Schritt der Sensitivierung in SDB: Variation des E-Moduls (NL)

Tab. 11: Wertevergleich in SDB: lineares und nichtlineares Verhalten unter Variation des E-Moduls

Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell E=1e4 kN/m ²	L	0,00	3,36	7,82	10,42	11,36	9,94	6,16	1,17	-1,35
	NL	0,00	4,35	11,03	15,58	17,19	14,02	6,21	-3,89	-9,15
Modell E=4e4 kN/m ²	L	0,00	0,88	2,07	2,85	3,24	2,99	2,01	0,59	-0,22
	NL	0,00	0,87	1,98	2,51	2,47	1,43	-0,72	-3,58	-5,16
Modell E=8e4 kN/m ²	L	0,00	0,45	1,06	1,48	1,72	1,63	1,16	0,45	0,04
	NL	0,00	0,36	0,74	0,75	0,43	-0,42	-1,86	-3,68	-4,68
Modell E=3e5 kN/m ²	L	0,00	0,13	0,31	0,45	0,54	0,56	0,48	0,33	0,24
	NL	0,00	0,02	-0,07	-0,37	-0,83	-1,52	-2,45	-3,52	-4,09

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung

Auch nach Berücksichtigen des nichtlinearen Verhaltens kann die Steifigkeit des Mauerwerkes als Hauptursache der Verformungen ausgeschlossen werden. Das Verformungsbild änderte sich deutlich und war sogar noch weiter von den in der Realität vorhandenen Verformungen entfernt, als das Verformungsbild der linearen Untersuchung.

Im vorliegenden Fall muss also eine weitere Größe auf das Verformungsbild Einfluss nehmen. Deshalb wurde im Folgenden auch die Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung im nichtlinearen Verhalten untersucht.

5. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung

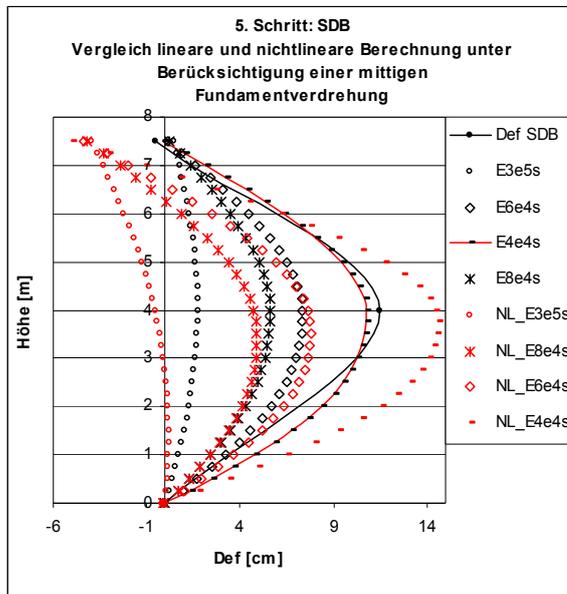


Abbildung 59 zeigt die in Schritt zwei ermittelten Verformungsbilder gemeinsam mit den Verformungskurven, welche hier mit den gleichen Randbedingungen, aber unter Beachtung des nichtlinearen Verhaltens berechnet wurden. Es ist deutlich erkennbar, dass auch unter Beachtung einer mittigen Fundamentverdrehung, das berechnete Verformungsbild dem realen nicht näher gebracht werden kann.

Abb. 59: fünfter Schritt der Sensitivierung in SDB: mittige Fundamentverdrehung (NL)

Tab. 12: Wertevergleich in SDB: lineares und nichtlineares Verhalten unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung

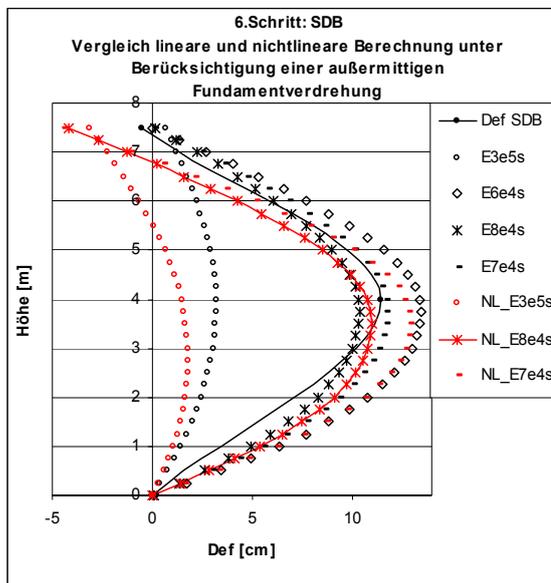
Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell E=4e4 kN/m ²	L	-0,14	4,77	8,37	10,28	10,77	9,44	6,34	2,17	-0,08
	NL	-0,26	6,52	11,54	14,11	14,42	11,72	6,13	-1,14	-5,04
Modell E=6e4 kN/m ²	L	-0,09	3,23	5,67	6,99	7,36	6,50	4,43	1,64	0,12
	NL	-0,14	3,64	6,35	7,63	7,63	5,90	2,47	-1,97	-4,38
Modell E=8e4 kN/m ²	L	-0,07	2,45	4,30	5,32	5,62	5,00	3,46	1,37	0,22
	NL	-0,10	2,40	4,13	4,86	4,71	3,36	0,83	-2,42	-4,18
Modell E=3e5 kN/m ²	L	-0,02	0,71	1,27	1,60	1,74	1,63	1,27	0,76	0,47
	NL	-0,02	0,15	0,14	-0,10	-0,54	-1,24	-2,21	-3,34	-3,95

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung ; GOK = Geländeoberkante

Ab einem E-Modul von 6e4 kN/m² ist das Mauerwerk so weich gewählt, dass die Wand ausbaucht und die Verformung im mittleren Bereich dem Messergebnis näher kommt, im Bereich der Traufe aber mehr und mehr vom realen Verformungsbild abweicht.

Deshalb wird im nächsten Schritt der Einfluss einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25\text{m}$ im nichtlinearen Verhalten untersucht.

6. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25\text{m}$



Die Abbildung 60 zeigt wiederholt die Verformungskurven der im Schritt 3 durchgeführten linearen Berechnungen. Diesen sind wieder die im nichtlinearen Verhalten ermittelten Kurven gegenübergestellt. Unter der Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung kommen die berechneten Ergebnisse auch im nichtlinearen Verhalten den Messergebnissen näher. Die berechnete Kurve mit einem E-Modul von $8\text{e}4\text{ kN/m}^2$ passt sich der gemessenen Verformungskurve am besten an.

Abb. 60: sechster Schritt der Sensitivierung in SDB: außermittige Fundamentverdrehung (NL)

Tab. 13: Wertevergleich in SDB: außermittige Fundamentverdrehung L und NL

Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell $E=7\text{e}4\text{ kN/m}^2$	L	0,10	5,56	9,37	11,30	11,66	10,13	6,82	2,45	0,11
	NL	-0,03	6,25	10,60	12,62	12,61	10,06	5,16	-1,12	-4,47
Modell $E=8\text{e}4\text{ kN/m}^2$	L	0,09	4,91	8,29	10,01	10,35	9,01	6,11	2,26	0,20
	NL	-0,01	5,39	9,11	10,82	10,77	8,53	4,25	-1,23	-4,16
Modell $E=1\text{e}5\text{ kN/m}^2$	L	0,07	4,00	6,75	8,17	8,47	7,42	5,09	1,99	0,32
	NL	0,01	4,19	7,03	8,28	8,17	6,36	2,94	-1,43	-3,78
Modell $E=3\text{e}5\text{ kN/m}^2$	L	0,02	1,45	2,48	3,05	3,23	2,95	3,23	1,24	0,69
	NL	0,02	1,06	1,66	1,78	1,48	0,66	-0,65	-2,26	-3,11

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung ; GOK = Geländeoberkante

Vergleicht man alle vorangegangenen linearen Berechnungen mit den nichtlinearen Berechnungen, wird ersichtlich, dass sich die Verformungen an der Traufe im nichtlinearen Verhalten in den negativen Bereich verlagern. Dabei folgt dieser Bewegung bei einer höheren Steifigkeit die gesamte Wand. Die Verformungen weichen somit mehr vom Messergebnis ab. Ist der E-Modul entsprechend klein gewählt, verlagert sich dieser Effekt durch ein Ausbeulen der Wand. Da aber die Steifigkeit als Hauptursache in vorangegangenen Analysen ausgeschlossen wurde, wird im Folgenden ein weiterer Einfluss untersucht, nämlich der eines Risses in der linken Außenwand, welcher in Kapitel 5.3. als Riss 5 dokumentiert wurde.

7. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25m$ und des Risses 5

Da die Risstiefe des Risses 5 nicht genau erfasst werden konnte, wird zunächst angenommen, dass der Riss bis 2,25 m unter Wandoberkante fortgeschritten ist. Im Modell wurde dieser Einfluss realisiert, indem die Randbedingung 14 aus Kapitel 8.4.1 verändert wurde. Nun wurden nicht mehr, wie vorher angenommen, alle Knoten der Außenwand festgehalten, sondern nur noch die Knoten der Außenwand im Erdgeschoss und zu diesen die Knoten im Obergeschoss bis zu einer Höhe von 1,25m.

$$h_{OG} - h_{Riss} = 3,50m - 2,25m = \underline{\underline{1,25m}}$$

Da in den vorangegangenen Analysen eine außermittige Fundamentverdrehung und ein E-Modul von $8e4 \text{ kN/m}^2$ sowie die Verformungen im nichtlinearen Verhalten am plausibelsten erschienen, wurde im Folgenden auf die Variation des E-Moduls sowie die Untersuchungen im linearen Verhalten verzichtet.

In Abbildung 61 ist die neu berechnete Verformungskurve unter Berücksichtigung des Risses gemeinsam mit der berechneten Kurve ohne Berücksichtigung des Risses sowie mit der gemessenen Deformation dargestellt.

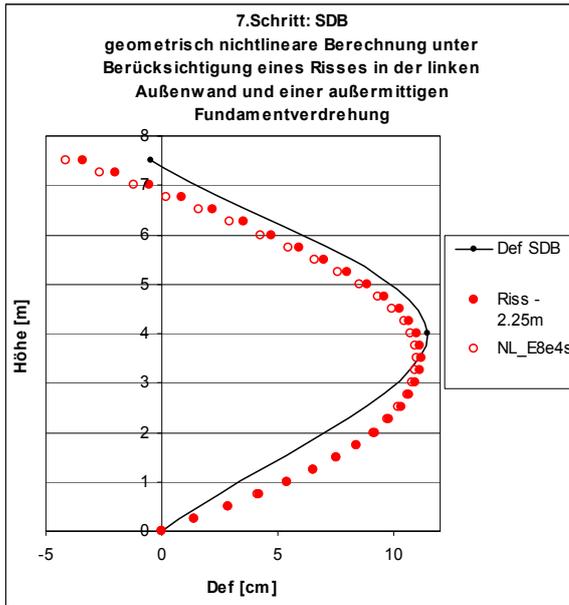


Abb. 61: siebter Schritt der Sensitivierung in SDB: Ergebniskurven (FV-am; NL; R)

Der Vergleich ergab, dass die Berücksichtigung des Risses 5 als notwendig erscheint, um den gemessenen Verformungen möglichst nahe zu kommen.

Durch eine wiederholte Optimierung ($E=9e4 \text{ kN/m}^2$; Riss bis 2,50 m unter OK Wand) ist es sicher möglich, die berechnete Verformungskurve der gemessenen Kurve noch besser anzupassen. Da die ausgewählten Einflüsse aber auch in SP2 Übereinstimmung finden müssen, wird zunächst das Verformungsverhalten in diesem untersucht.

Tab. 14: Ergebnis der Sensitivierung in SDB

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
Modell $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ ohne Riss	-0,01	5,39	9,11	10,82	10,77	8,53	4,25	-1,23	-4,16
Modell $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ mit Riss	-0,01	5,41	9,18	10,95	10,99	8,87	4,75	-0,56	-3,39

GOK = Geländeoberkante

8.5 Berechnungen in SP2

8.5.1 Randbedingungen und Belastungen in SP2

Randbedingungen

Vor der Modellierung müssen, genau wie in SDB, die Randbedingungen definiert werden. In Abbildung 62 ist das statische System, die Elemente sowie die enthaltenen Randbedingungen des SP2 zu sehen. Dort sind alle Stäbe und Anschlüsse nummeriert. Die Geometrie sowie die Randbedingungen werden im Folgenden kurz erläutert.

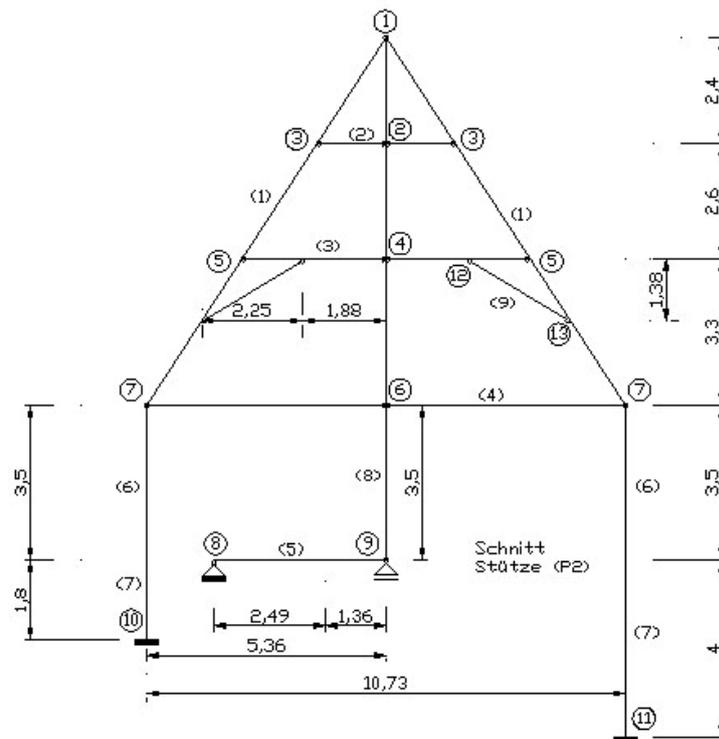


Abb. 62: statisches System, Elemente und Randbedingungen in SP2

- Stab 1** realisiert den Sparren. Er hat einen Querschnitt von 17x19 cm und ist an (RB1) gelenkig mit dem gegenüberliegenden Sparren sowie mit der Stütze des Dachstuhls (Stab8) verbunden. An (RB7) schließt der Sparrenfuß über ein Gelenk an Stab 4, welcher den Deckenbalken über dem Obergeschoss realisiert.
- Stab 2** stellt den oberen Kehlbalken dar. Er hat einen Querschnitt von 12x14 cm und ist in diesem Schnitt zweigeteilt. In der Mitte schließt er über ein Gelenk an die Stütze (Stab8) des Dachstuhls an (RB2). An den Seiten ist er gelenkig an die Sparren (Stab1) angeschlossen (RB3).

- Stab 3* stellt den unteren Kehlbalken dar und ist, genau wie der obere Kehlbalken, in diesem Schnitt zweigeteilt. Er hat einen Querschnitt von 20x22 cm und liegt über seine gesamte Länge auf dem Kehltriegel des Dachstuhls auf. An die Sparren wird er über ein Gelenk (RB5) und an die Stütze in der Mitte der Konstruktion ebenso über ein Gelenk (RB4) angebunden.
- Stab 4* realisiert den Deckenbalken über dem Obergeschoss. Auch dieser ist hier zweigeteilt. Er besitzt einen Querschnitt von 20x25 cm und ist in der Mitte gelenkig an die Stütze (Stab8) angeschlossen (RB6). An den Seiten nimmt er die Sparren (Stab1) auf und ist über Mauerlatten mit den Außenwänden (Stab6) verbunden. Diese Verbindung wird hier ebenso mit einem Gelenk realisiert (RB7).
- Stab 5* stellt den Deckenbalken über dem Erdgeschoss dar. Dieser besitzt einen Querschnitt von 20x25 cm. Er ist an der linken Seite in einem quer zu dieser Ebene liegenden Deckenbalken eingezapft. Aus diesem Grund wird dort ein festes Auflager angeordnet (RB8). An der rechten Seite liegt er verschieblich auf dem im Erdgeschoss befindlichen Mauerwerk auf, wird aber durch die Stütze (Stab8) in seiner Lage stabilisiert und ist dadurch mit dieser über ein Gelenk verbunden (RB9).
- Stab 6* realisiert die Natursteinwand im Obergeschoss. Der Querschnitt der Wand beträgt hier 65 cm. An dieser sind die Deckenbalken des Obergeschosses gelenkig durch (RB7) angeschlossen.
- Stab 7* realisiert die Natursteinwand des Erdgeschosses. Der Querschnitt der Wand beträgt hier 80 cm. Diese ist biegesteif mit den Fundamenten verbunden (RB10 und RB11).
- Stab 8* realisiert die Stütze, welche vom First bis zur Fußbodenoberkante des Obergeschosses reicht. Sie besitzt einen Querschnitt von 22x22 cm und ist am First gelenkig mit den Sparren (Stab1) verbunden (RB1), am anderen Ende schließt sie über ein Gelenk an den Deckenbalken des Erdgeschosses (Stab5) (RB9).
- Stab 9* stellt das Kopfband, welches Kehltriegel und Stuhlstrebe zu einem Rahmen vereint, dar. Es besitzt einen Querschnitt von 14x14 cm und ist mit Kehltriegel (RB12) und Stuhlstrebe (RB13) gelenkig verbunden.
- (RB14) Im Schnitt DB erfolgte an dieser Stelle eine Einspannung der linken Außenwand (Stab6 und Stab7), welche aus theoretischen Überlegungen auch in diesem Schnitt noch wirksam wäre. Um aber den Einfluss dieser Randbedingung zu verdeutlichen, werden hier die Knoten der linken Außenwand zunächst nicht festgehalten. Eine Korrektur kann an späterer Stelle erfolgen.

Belastungen

Die Abbildung 63 vermittelt einen Gesamtüberblick der einwirkenden Lasten in SP2. Im Gegensatz zum Schnitt DB leiten hier die Lasten aus dem Dachstuhl ein. Durch den L-förmigen Grundriss sind hier die Größen der Belastungen aus dem Dachstuhl nicht mehr symmetrisch verteilt. Im Folgenden wird die Herkunft der Lasten kurz erläutert. Die Lasten 1 bis 11 stellen alle Eigenlasten des Systems dar. Last 12 beinhaltet den Erddruck, welcher auf die linke Außenwand wirkt.

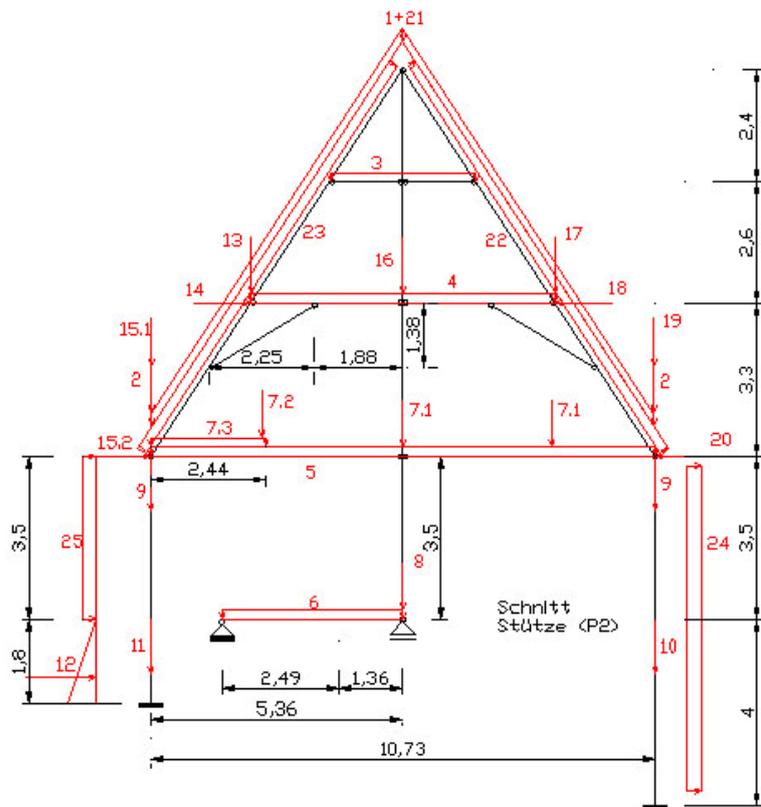


Abb. 63: einwirkende Lasten in SP2

Dieser wirkt hier über eine Höhe von 1,80m und wurde mit einer angenommenen Wichte von 20 kN/m^3 berechnet. Die Lasten 13 bis 20 sind die Lasten aus dem Dachstuhl, welche in diesen Schnitt einleiten. Die veränderlichen Lasten wie Schnee, Wind und Verkehrslasten sind in den Lastnummern 21 bis 28 enthalten.

Tabelle 15 liefert zusammenfassend die Werte der vorangegangenen Erläuterungen. So kann sich ein Überblick über die Lastgrößen verschafft werden. Eine detaillierte Zusammenstellung findet sich in Anhang C.2. Zu beachten ist, dass in den folgenden Berechnungen Wind und Schnee nicht berücksichtigt wurde.

Tab. 15: Werte der einwirkenden Lasten in SP2

Last 1	2,3 kN/m	Last 5 +7.3+27	10,1 kN/m	Last 10	87,9	Last 16	74,5
Last 2+15.1	11,6	Last 6 + 26	2,4 kN/m	Last 11	44,0	Last 17	90,0
Last 2+19	20,3	Last 7.1	7,0	Last 12	32,4	Last 18	18,6
Last 3	0,1 kN/m	Last 7.2	2,1	Last 13	52,3	Last 20	1,8
Last 4+28	3,5 kN/m	Last 8	10,0	Last 14	-6,7		
Last 5+27	3,2 kN/m	Last 9	63,0	Last 15.2	-1,0		

8.5.2 Das Modell SP2

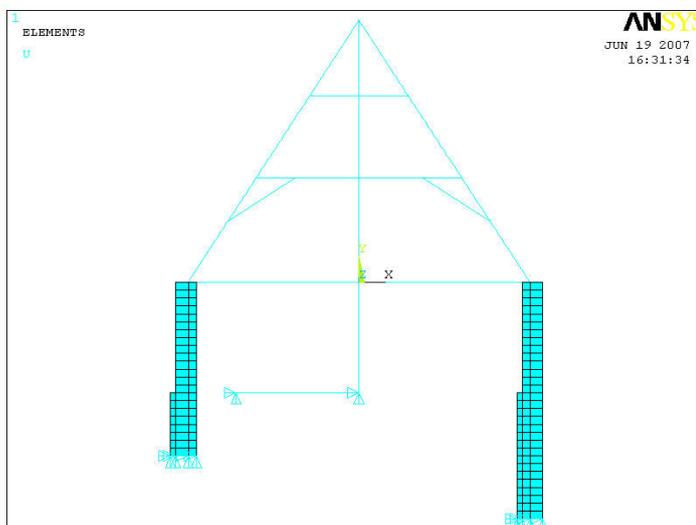


Abb. 64: FEM - Modell SP2

Die Modellierung des Tragwerkes erfolgte als 2D-Modell. Dabei wurden nur die tragenden Bauteile, wie sie in Kapitel 4.3. beschrieben wurden, modelliert. Gewölbe im Erdreich wurden dabei nicht berücksichtigt. Um eine mögliche Fundamentverdrehung besser untersuchen zu können, wurden die aus Natursteinmauerwerk hergestellten Streifenfundamente nicht mit in das Modell einbezogen. Der

Ursprung des globalen Koordinatensystems wurde in die Achse des Gebäudes in Höhe der Traufe gelegt.

An dieser Stelle ist noch einmal zu bemerken, dass hier die Einspannung der linken Außenwand aus dem Schnitt DB auch in diesem Schnitt noch eine Wirkung hat. Die erste Berechnung findet im Modell ohne Einspannung, wie es in Abbildung 64 zu sehen ist, statt. Eine Korrektur dieser Randbedingung erfolgt an späterer Stelle.

8.5.3 Ergebnis der 1. Berechnung in SP2

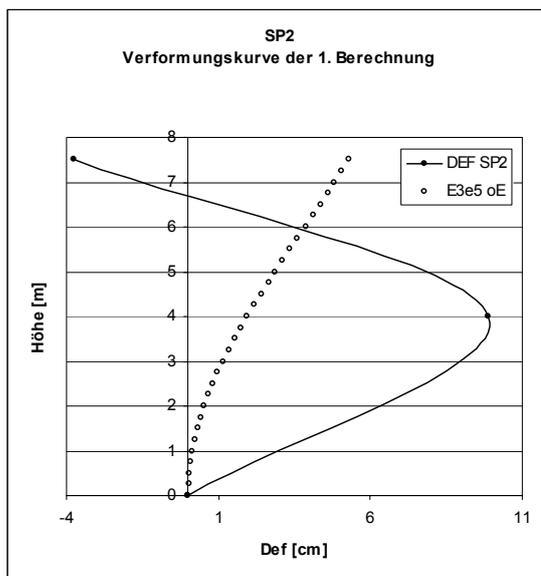


Abb. 65: Verformungskurve der ersten Berechnung in SP2

Die erste Berechnung erfolgte mit den Randbedingungen und Belastungen aus Kapitel 8.5.1 und mit den in Kapitel 8.2 angenommenen E-Moduln für Holz und Natursteinmauerwerk.

Hier fand das Verformungsbild des Modells nicht annähernd Übereinstimmung mit dem Verformungsbild der Realität. Die an der Traufe, bei einer Höhe von 7,50m, gemessenen Abweichungen waren von den berechneten Werten weit entfernt. Wie in Abbildung 65 zu sehen ist reichten die Modellwerte zu weit in den positiven Bereich. Die Werte der Modellergebnisse sind denen der Messergebnisse in Tabelle 16 gegenübergestellt.

Tab. 16: Ergebnis der ersten Berechnung SP2

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell E=3e5 kN/m ²	0,00	0,16	0,55	1,16	1,96	2,89	3,87	4,84	5,28

GOK = Geländeoberkante

Beim Betrachten der Randbedingung 14, welche in Kapitel 8.5.1 festgelegt wurde, könnte man vermuten, dass die enormen Abweichungen der Modellergebnisse mit der Einspannung der linken Hauswand, welche noch in diesem Schnitt wirkt, zu tun hat. Aus diesem Grund wurde bei allen weiteren Untersuchungen auch dieser mögliche Einfluss beobachtet.

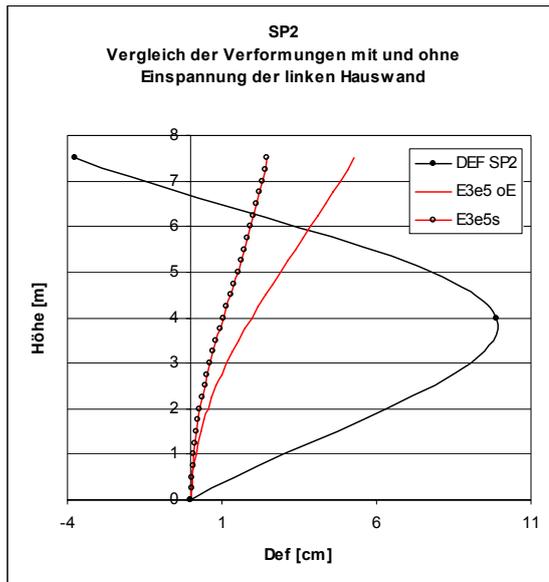


Abb. 66: Vergleich der Verformungen mit und ohne Einspannung der linken Außenwand in SP2

So wurde die Verformungskurve mit Einspannung, der Verformungskurve ohne Einspannung der linken Hauswand, wie in Abbildung 66 zu sehen ist, gegenübergestellt. In allen folgenden Abbildungen kennzeichnet die rote Kurve ohne Symbole, das Modellergebnis ohne Einspannung der linken Außenwand. Die rote Kurve mit Symbolen stellt dagegen das Modellergebnis mit Einspannung der linken Außenwand dar. Diese beiden Kurven besitzen die gleichen Material- und Systemeigenschaften, nur die Randbedingung 14 ist nicht identisch.

Die Herangehensweise aller weiteren Untersuchungen entspricht der Sensitivitätsanalyse, wie sie im Kapitel 8.4.4 für den Schnitt DB durchgeführt wurde. So wurde zunächst der mögliche Einfluss einer Mauerwerksentfestigung durch Variieren des E-Moduls untersucht, im Anschluss der mögliche Einfluss einer Fundamentverdrehung.

8.5.4 Sensitivierung in SP2

1. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen in Abhängigkeit vom E-Modul

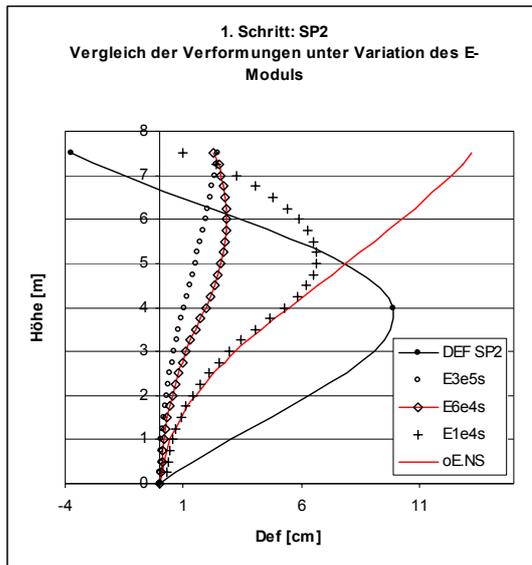


Abb. 67: erster Schritt der Sensitivierung in SP2

Auch hier führte das Berechnungsmodell nach einer Serienberechnung zu verschiedenen Verformungskurven, welche alle in Anhang ? zu finden sind. Abbildung 67 zeigt nur ausgewählte Ergebnisse.

Erwartungsgemäß nähert sich die Modellkurve mit abnehmendem E-Modul der gemessenen Verformungskurve. Auch der Vergleich mit und ohne Einspannung der linken Außenwand zeigt, dass hier ein Einfluss aus Randbedingung 14 des Schnittes DB besteht. Werden die Verformungen ohne Einspannung berechnet, so entfernt sich das Bild mehr und mehr von dem Verformungsbild der Realität.

Die Ergebnisse der Berechnungen mit einem E-Modul von $E=1e4$ kN/m² kamen den gemessenen Ergebnissen am nächsten, erreichten aber nur ca. ein Drittel des Ausmaßes.

Man könnte davon ausgehen, dass die Kurve des Modells bei einem noch kleiner gewählten E-Modul Übereinstimmung mit der gemessenen Verformung finden würde. Da der E-Modul aber hier schon weit verringert wurde und die Größe von $E=1e4$ kN/m² für ein Mauerwerk eher unrealistisch erscheint, wurde auch in dieser Sensitivierung der Einfluss einer Fundamentverdrehung untersucht. Um diesen Einfluss im Modell zu realisieren, wurde in Schritt zwei die Randbedingung 11 geändert. Anstelle der Einspannung wurde nun ein Gelenk angeordnet, welches zunächst in Fundamentmitte Platz fand.

2. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung

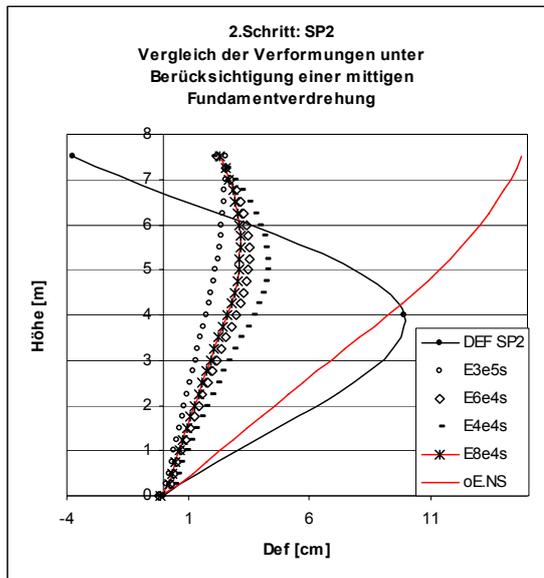


Abb. 68: zweiter Schritt der Sensitivierung in SP2: mittige Fundamentverdrehung

In einer Reihe von Berechnungen entstanden mehrere Verformungskurven, Abbildung 68 zeigt nur einige ausgewählte. Im Vergleich zu den hier durchgeführten Berechnungen, sind zusätzlich die Messergebnisse sowie eine ausgewählte Verformungskurve ohne Einspannung der linken Außenwand im Diagramm dargestellt.

Aus der Untersuchung ist zu schließen, dass sich die berechnete Verformungskurve unter Berücksichtigung einer Fundamentverdrehung der gemessenen Verformungskurve zunehmend nähert. Allerdings kann auch bei einem sehr klein gewählten E-Modul von $E=4e4 \text{ kN/m}^2$ das Ausmaß der Verformung nicht erreicht werden.

Der Einfluss der Einspannung der linken Hauswand aus dem Schnitt DB, ist auch hier wieder deutlich zu erkennen. Der Bereich der Traufe gleitet, unter Vernachlässigung der Randbedingung 14 aus Schnitt DB, in positiver Richtung ab. Beim Vergleichen der Werte kann gesagt werden, dass auch die Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung nicht zum gewünschten Ergebnis führt. Aus diesem Grund wird angenommen, dass sich das Fundament außermittig verdreht. Um diesen Einfluss im Modell zu realisieren, wurde die Randbedingung 11 aus Kapitel 8.5.1 geändert. Anstelle der Einspannung wurde nun ein gelenkig unverschiebliches Auflager bei einer Ausmitte von $e=0,25\text{m}$ angeordnet.

3. Schritt: lineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung

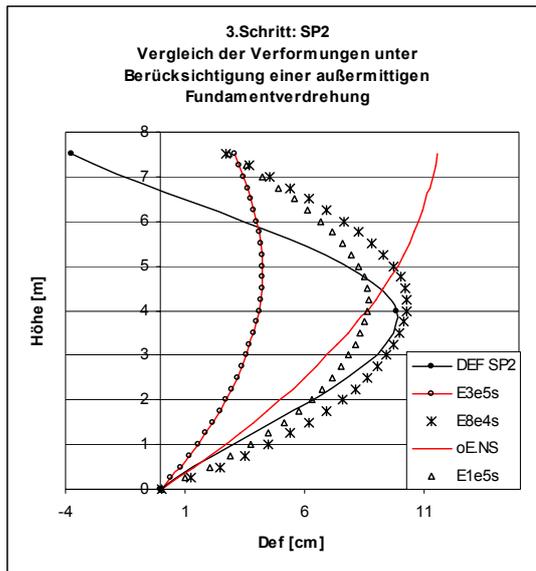


Abb. 69: dritter Schritt der Sensitivierung in SP2: außermittige Fundamentverdrehung

Die gemessene Verformungskurve ist für einen Vergleich im Diagramm in Abbildung 69 den berechneten Kurven gegenübergestellt. Unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25\text{m}$ konnten die berechneten Verformungskurven den Meßergebnissen zunehmend näher gebracht werden. Allerdings stellten sich im Bereich der Traufe (bei 7,50m) keine zufrieden stellenden Werte ein. Hier lagen die Werte auch unter Berücksichtigung des Einflusses einer Einspannung der linken Außenwand, welcher aus Schnitt DB herrührt, noch im positiven Bereich.

Tab. 17: mögliche Einflusskombinationen in SP2 im linearen Verhalten

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell $E=1\text{e}4 \text{ kN/m}^2$ ohne FV	0,00	0,54	1,40	2,96	5,27	6,63	5,88	3,23	0,98
Modell $E=4\text{e}4 \text{ kN/m}^2$ FV-m	-0,29	0,88	1,72	2,63	3,65	4,21	3,92	2,88	2,01
Modell $E=8\text{e}4 \text{ kN/m}^2$ FV-am	0,05	4,52	7,58	9,42	10,28	9,72	7,65	4,56	2,73

FV= Fundamentverdrehung; FV-m = mittige Fundamentverdrehung; FV-am = außermittige Fundamentverdrehung

Da das derzeitige Ausmaß der Verformungen über einen Zeitraum von 200 Jahren entstanden ist, wird an dieser Stelle die Untersuchung der geometrischen Nichtlinearität herangezogen. Dabei wird die gesamte Last in mehreren Schritten, nach und nach, auf das System gebracht. Nach jedem Schritt erfolgt eine neue Berechnung der Steifigkeitsmatrix des Systems, erst dann beginnt die nächste Laststufe. Als Schrittweite wurde für die hier durchgeführten Berechnungen 1/100 gewählt.

4. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen ohne Fundamentverdrehung

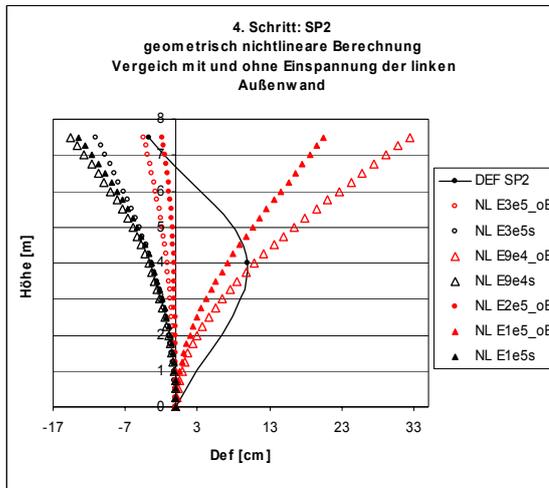


Abb. 70: geometrisch nichtlinearer Vergleich mit und ohne Einspannung der linken Außenwand

Zunächst wurde der Einfluss der Randbedingung 14 im nichtlinearen Verhalten untersucht. Abbildung 70 zeigt ausgewählte Kurven mit und ohne Einspannung der linken Außenwand. Es wurden mehrere Berechnungen mit unterschiedlichen E-Modulen durchgeführt, welche im Anhang ? zu finden sind. Während der Untersuchungen wurde deutlich, dass die Verformungen mit und ohne Einspannung der linken Außenwand bei einem E-Modul von $E=3e5$ kN/m² noch dicht beieinander lagen und die gleiche Krümmungsrichtung zeigten.

Dies änderte sich mit abnehmendem E-Modul stark. Schon bei $E=1e5$ kN/m² war die Verformungskurve in die andere Richtung gekrümmt und bei $E=9e4$ kN/m² betrug die Differenz ca. 50 cm. Vergleicht man dazu die gemessene Verformung, kann man davon ausgehen, dass der Einfluss der Randbedingung 14 aus dem Schnitt DB erheblichen Einfluss nimmt. Aus diesem Grund wurde nun die Randbedingung 14 als Einspannung der linken Außenwand festgelegt. Auf einen weiteren Vergleich dieses Einflusses wird im Folgenden verzichtet.

In Abbildung 71 sind noch einmal die unter linearen Bedingungen berechneten Kurven aus Schritt 1 dargestellt. Für einen Vergleich wurden hier die unter nicht linearen Bedingungen berechneten Kurven hinzugefügt.

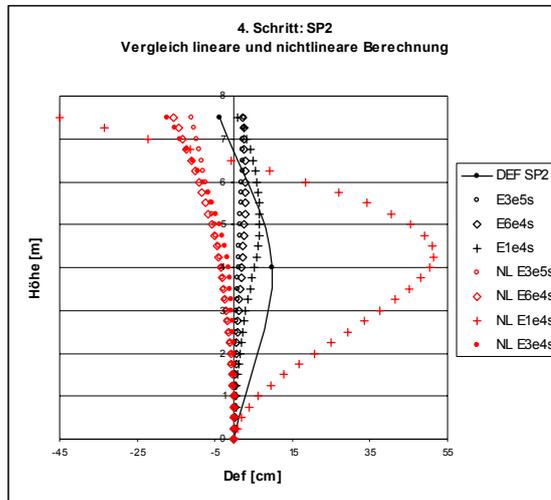


Abb. 71: vierter Schritt der Sensitivierung in SP2

Nach dem Vergleich der berechneten Verformungskurven kann gesagt werden, dass das nichtlineare Verhalten die Verformungen in diesem Schnitt maßgeblich beeinflussen. Die Punkte der Außenwand verlagern sich beim Aufbringen der Last in mehreren Lastschritten in die negative x-Richtung. Bei kleiner werdendem E-Modul bildet sich in der Mitte, bei einer Höhe von ca. 4m, die erwartete Beule aus. Ab einem E-Modul von $3e4 \text{ kN/m}^2$ wird diese zunehmend größer.

Tab. 18: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten unter Variation des E-Moduls

Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell E=1e4 kN/m ²	L	0,00	0,54	1,40	2,96	5,27	6,63	5,88	3,23	0,98
	NL	0,00	6,28	20,75	37,67	50,22	45,44	18,38	-22,33	-44,89
Modell E=3e4 kN/m ²	L	0,00	0,23	0,68	1,42	2,45	3,21	3,30	2,73	2,10
	NL	0,00	0,06	-0,17	-0,68	-1,53	-3,81	-8,07	-13,87	-17,30
Modell E=6e4 kN/m ²	L	0,00	0,18	0,54	1,13	1,95	2,60	2,82	2,59	2,24
	NL	0,00	-0,19	-0,90	-2,02	-3,49	-5,80	-9,17	-13,31	-15,65
Modell E=3e5 kN/m ²	L	0,00	0,09	0,29	0,62	1,05	1,51	1,94	2,31	2,45
	NL	0,00	-0,24	-0,92	-1,97	-3,31	-5,08	-7,28	-9,76	-11,08

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung ; GOK = Geländeoberkante

Wie im Vorangegangenen schon erläutert wurde, erscheint ein so geringer E-Modul als unrealistisch klein, deshalb wird nun auch eine mögliche Fundamentverdrehung, zunächst in Fundamentmitte, untersucht.

5. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung

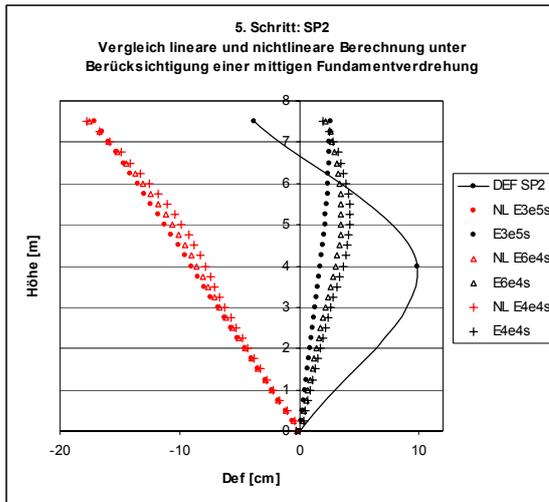


Abb. 72: fünfter Schritt der Sensitivierung in SP2

Abbildung 72 zeigt die in Schritt 2 ermittelten Verformungsbilder gemeinsam mit den Verformungskurven, welche hier mit den gleichen Randbedingungen, aber unter Beachtung des nichtlinearen Verhaltens berechnet wurden. Es ist deutlich erkennbar, dass auch unter Beachtung einer mittigen Fundamentverdrehung, das berechnete Verformungsbild dem realen nicht näher gebracht werden kann. Deshalb wird im nächsten Schritt der Einfluss einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25m$ untersucht.

Tab. 19: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten mittiger Fundamentverdrehung

Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell $E=4e4$ kN/m ²	L	-0,29	0,88	1,72	2,63	3,65	4,21	3,92	2,88	2,01
	NL	-0,28	-2,17	-4,29	-6,19	-7,86	-9,84	-12,50	-15,81	-17,79
Modell $E=6e4$ kN/m ²	L	-0,20	0,73	1,43	2,18	3,00	3,49	3,39	2,77	2,21
	NL	-0,19	-2,30	-4,55	-6,64	-8,56	-10,62	-13,08	-15,91	-17,54
Modell $E=3e5$ kN/m ²	L	-0,04	0,44	0,87	1,31	1,76	2,15	2,40	2,55	2,56
	NL	-0,05	-2,29	-4,56	-6,81	-9,01	-11,24	-13,53	-15,90	-17,12

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung ; GOK = Geländeoberkante

6. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25m$

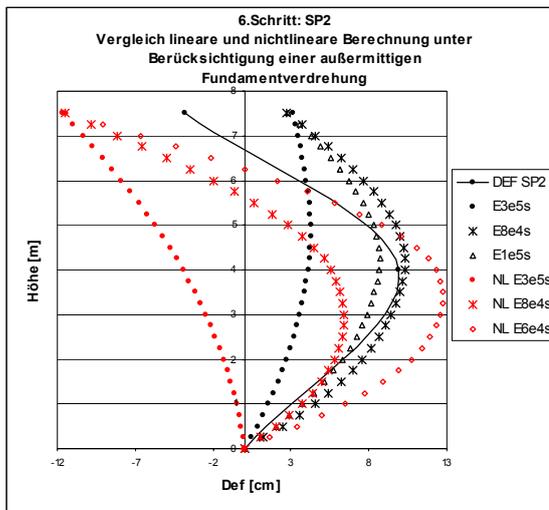


Abb. 73: sechster Schritt der Sensitivierung in SP2: außermittige Fundamentverdrehung NL

Die Abbildung 73 zeigt wiederholt die Verformungskurven der im Schritt 3 durchgeführten linearen Berechnungen. Diesen sind wieder die im nichtlinearen Verhalten ermittelten Kurven gegenübergestellt. Beim Betrachten der Kurven ist erkennbar, dass sich die im nichtlinearen Verhalten berechneten Kurven besser an die Messergebnisse anpassen, als die im linearen Verhalten ermittelten Kurven. Im Bezug auf das Krümmungsverhalten passt sich die berechnete Kurve mit einem E-Modul von $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ der realen Verformung am besten an.

Tab. 20: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten unter außermittiger Fundamentverdrehung

Höhe über GOK in m		0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm		0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell $E=6e4 \text{ kN/m}^2$	L	0,07	5,78	9,65	11,93	12,91	12,04	9,20	5,03	2,58
	NL	-0,08	6,45	10,71	12,59	12,29	8,82	2,11	-6,68	-11,52
Modell $E=8e4 \text{ kN/m}^2$	L	0,05	4,52	7,58	9,42	10,28	9,72	7,65	4,56	2,73
	NL	0,01	3,69	5,81	6,38	5,58	2,80	-2,01	-8,14	-11,51
Modell $E=3e5 \text{ kN/m}^2$	L	0,01	1,57	2,73	3,56	4,11	4,27	4,01	3,45	3,09
	NL	0,01	-0,46	-1,31	-2,47	-3,90	-5,70	-7,89	-10,34	-11,63

L = lineare Berechnung ; NL = nichtlineare Berechnung ; GOK = Geländeoberkante

Zieht man nun den möglichen Einfluss des Risses 5 hinzu, wäre es denkbar, dass die im Modell ermittelte Kurve dann Übereinstimmung mit der gemessenen Kurve finden würde. Deshalb wird an dieser Stelle der Riss 5 im Modell berücksichtigt.

7. Schritt: nichtlineare Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung einer außermittigen Fundamentverdrehung bei $e=0,25m$ und des Risses 5

Durch Verändern der Randbedingung 14 kann der Einfluss eines Risses in der linken Außenwand in der Rechnung berücksichtigt werden. Es wird angenommen, dass der

Riss bis 2,25m unter Wandoberkante fortgeschritten ist. Im Modell werden dafür alle Knoten der Außenwand im Erdgeschoss und außer diesen die Knoten der Außenwand im Obergeschoss bis zu einer Höhe von 1,25m mit einem festen Lager versehen.

$$h_{OG} - h_{Riss} = 3,50m - 2,25m = \underline{\underline{1,25m}}$$

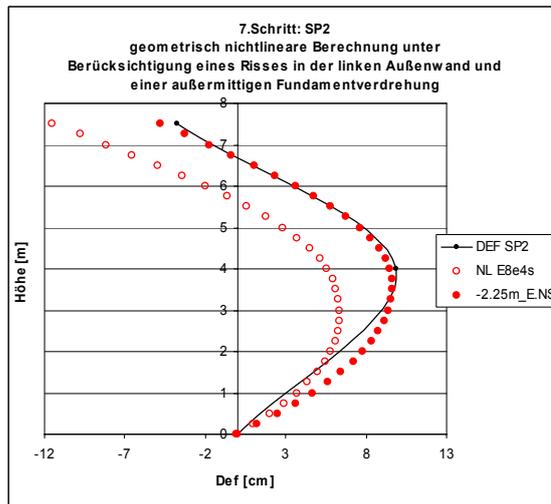


Abb. 74: 7. Schritt der Sensitivierung in SP2

Die Abbildung 74 zeigt die im Schritt 7 berechnete Verformungskurve. Im Vergleich dazu ist im selben Diagramm die gemessene Kurve gemeinsam mit der im Schritt 6 berechneten Kurve mit einem E-Modul von $8e4 \text{ kN/m}^2$ dargestellt. Da in vorangegangenen Analysen eine außermittige Fundamentverdrehung und ein E-Modul von $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ am plausibelsten erschien und sich die Kurve mit diesen Eingangswerten der realen Verformung am besten angepasst hat, wurde hier auf weitere Untersuchungen verzichtet.

Tab. 21: Ergebniswerte der Modellierung in SP2

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
Modell $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ ohne Riss	0,01	3,69	5,81	6,38	5,58	2,80	-2,01	-8,14	-11,51
Modell $E=8e4 \text{ kN/m}^2$ mit Riss	-0,03	4,69	7,82	9,37	9,51	7,61	3,60	-1,78	-4,78

GOK = Geländeoberkante

Aus der Untersuchung ist zu schließen, dass sich die berechnete Verformungskurve nach Berücksichtigen des Risses 5 in der linken Außenwand, der gemessenen Verformung zufriedenstellend anpasst.

Eine wiederholte Berechnung mit $E=9e4$ kN/m² und der Annahme einer Risslänge von 2,50 unter der Traufe zeigte größere Abweichungen. Daher kann angenommen werden, dass die Einflussgrößen an dieser Stelle weitestgehend optimiert sind.

8.6 Auswertung

Die Ergebnisse der Modellierung fanden sowohl im Schnitt DB als auch im Schnitt P2 mit folgenden Randbedingungen und Einflüssen beste Übereinstimmung mit der gemessenen Verformungskurve:

1. Verformungen im nichtlinearen Verhalten
2. E-Modul $E=8e4$ kN/m²
3. außermittige Fundamentverdrehung bei $e=0,25$ m
4. Riss 5 mit einer Risslänge von 2,25m

In Abbildung 75 sind die mit diesen Einflussgrößen berechneten Kurven gemeinsam mit den gemessenen Verformungskurven für Schnitt DB und Schnitt P2 dargestellt, in Tabelle 22 sind die Werte dazu gegenübergestellt.

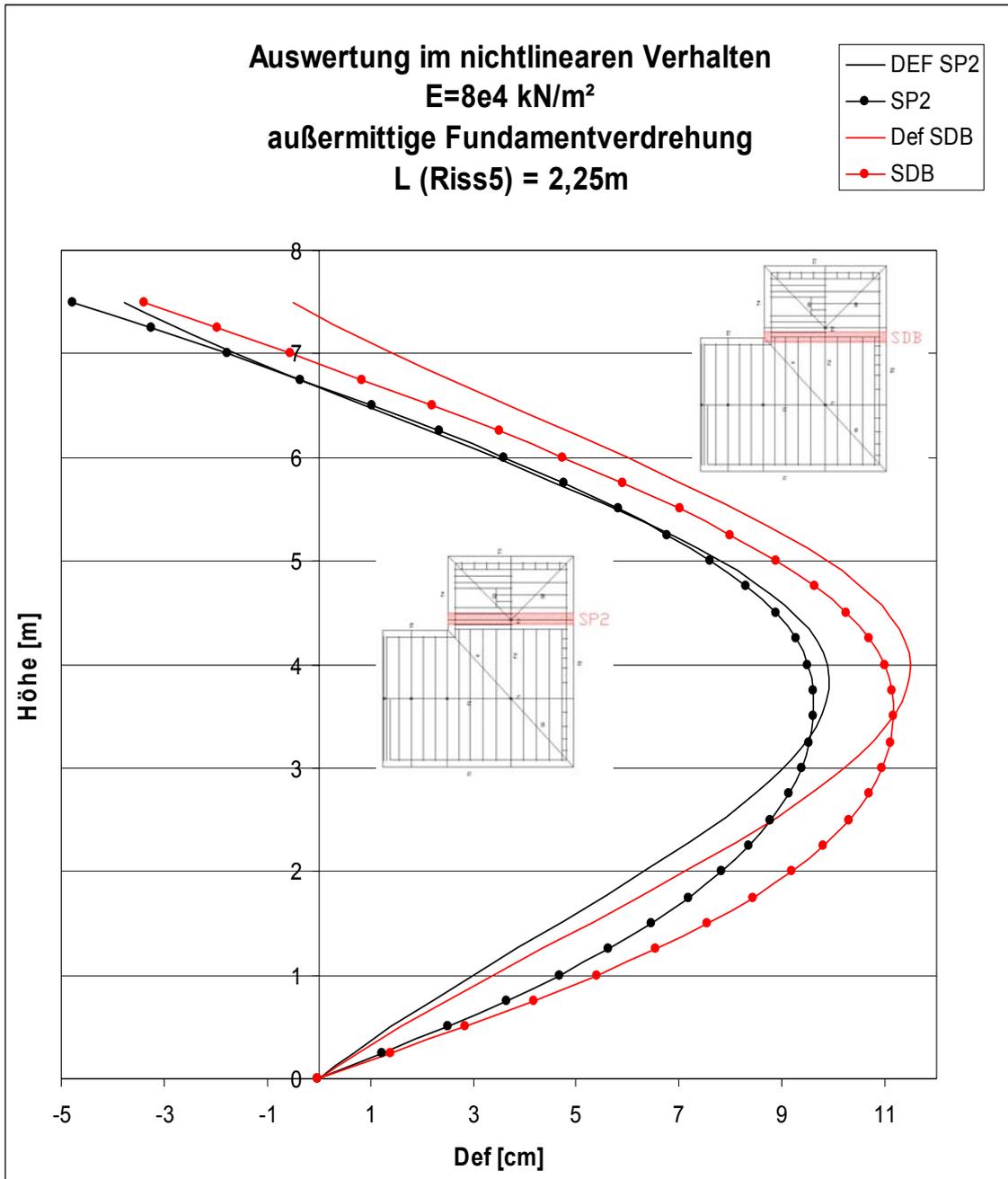


Abb. 75: Darstellung der optimiert berechneten Verformungskurven in SDB und SP2

Tab. 22: Ergebniswerte der Modellierungen in SDB und SP2

	Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
SDB	Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
	Modell E=8e4 kN/m ² FV-am; R	-0,01	5,41	9,18	10,95	10,99	8,87	4,75	-0,56	-3,39
SP2	Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	9,89	---	---	---	-3,78
	Modell E=8e4 kN/m ² FV-am; R	-0,03	4,69	7,82	9,37	9,51	7,61	3,60	-1,78	-4,78

FV-am = außermittige Fundamentverdrehung ; R = Riss bis 2,25m unter der Traufe

Wie in Abbildung 75 zu sehen ist, ist die Differenz zwischen Mess- und Modellkurve im Höhenbereich zwischen 0 und 4 m größer, als bei Höhen über 4 m. Als Ursache für diese Abweichung können fehlende Messpunkte in diesem Bereich genannt werden. Es ist durchaus möglich, dass das reale Verformungsbild die gleichen Anstiege wie die Modellkurve besitzt und sich somit dem Rechenergebnis besser anpasst.

Beim Vergleichen der Werte und auch der Kurven, ist festzustellen, dass die Differenz zwischen Mess- und Rechenergebnis bei einer Höhe von 4 m über GOK ca. 0,5 cm beträgt. Messfehler während der Vermessungsarbeiten könnten dafür die Ursache sein. Zum anderen ist zu bemerken, dass die untersuchten Einflussgrößen in der hier durchgeführten Analyse, wegen des begrenzt zur Verfügung stehenden Budgets, nicht exakt bestimmt werden konnten und dies hier auch als Ursache für Differenzen in Frage kommen könnte.

Im Bereich der Traufe ist die Differenz im Schnitt DB größer, als im Schnitt P2. Betrachtet man dazu die gesamte Situation der Lastabtragung der Dachkonstruktion, kann man feststellen, dass die Sparrenfüße des Walmdaches im benachbarten Schnitt nur an Stichbalken angeschlossen sind. So werden die an den Sparrenfüßen wirkenden Horizontalkräfte nicht von durchgehenden Deckenbalken aufgenommen, welche in den anderen Schnitten als Zugband wirken. Hier werden die abzutragenden Horizontalkräfte zusätzlich in die benachbarten Schnitte eingeleitet. Somit erfährt die Traufe im Schnitt DB eine zusätzliche horizontale Belastung, welche in der Berechnung nicht berücksichtigt wurde.

9 Lösungen

9.1 Ursache

Anhand der durchgeführten Untersuchungen kann als Ursache der Deformation die Belastung und das statische System genannt werden, da das entstandene Verformungsbild aus den Rechnungen, mit den zuerst angenommenen Randbedingungen, mit dem in der Realität vorhandenem Verformungsbild Übereinstimmung fand. Dies belegt, dass die horizontalen Verschiebungen hauptsächlich aus den aus dem Dach eingeleiteten Lasten herrühren. Allerdings musste festgestellt werden, dass die Verformungen bei einer ausreichenden Steifigkeit des Mauerwerkes und bei einer sicheren und festen Gründungskonstruktion unbedenklich klein waren. Erst bei der Annahme einer schadhafte Gründungsituation, dies seien Schäden an den Grundmauern oder Veränderungen im Boden, sowie einer Mauerwerksentfestigung zum Beispiel durch Salzbelastungen, kamen die berechneten Verformungen den gemessenen Verformungen in ihrer Größe nahe. Ein Festigkeitsverlust des Mauerwerkes scheint auch beim Betrachten des zeitlichen Verlaufs der Verformungen plausibel zu sein, da es sich hier um Langzeitbewegungen handelt und Prozesse dieser Art in der Regel langsam ablaufen.

Es ist jedoch nicht klar, ob die angenommene Fundamentverdrehung aus einer schadhafte Gründung herrührt oder ob sie durch langfristig geologische Prozesse, wie Verwitterung, Auslaugung, unterirdische Erosion, Suffosion durch Eindringen von Wasser, Kriecherscheinungen oder Hangrutschungen entstanden ist. Plausibel erscheint jedoch das in Kapitel 6.4. zuerst erläuterte Szenario.

Die Verläufe der Risse 1 und 2 in Wand 6 (Abbildung 21) lassen auf eine Durchbiegung des Deckenbalkens in Feldmitte schließen, da es sich hier im oberen Bereich der Wand um typische Setzungsrisse handelt. Auch das Auslaufen des Risses 2 im unteren Bereich lässt anhand der Hauptspannungstrajektoren eine Setzung vermuten. Ursache dafür könnte eine zu hohe Belastung des unter der Wand liegenden Deckenbalkens sein, welcher nicht durch einen Unterzug gestützt wird, wie der unter Wand 5. Dieser muss die Eigenlast der Wand, sowie die in diese eingeleiteten Lasten aus dem Dachgeschoss, welche über die Stiele der Fachwerkwände abgetragen werden, aufnehmen. Außerdem trägt er die Hälfte der Fußbodenlast des Nähzimmers sowie die dort anzusetzende Verkehrslast.

Es ist wahrscheinlich, dass sich hier mehrere Einflüsse überlagert haben und diese letztlich zu dem Ausmaß der Deformation geführt haben.

9.2 weiterer Verlauf der Deformation

Weitere Bewegungen der südlichen Außenwand sind wahrscheinlich, da man davon ausgehen muss, dass Riss 5 in der südlichen Außenwand weiter fortschreitet.

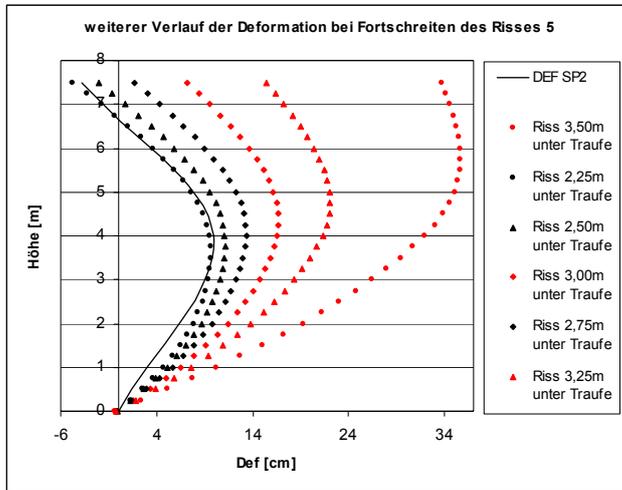


Abb. 76: Darstellung des weiteren Verlaufes der Verformungen bei fortschreitendem Riss in der linken Außenwand

Im Folgenden wird an erneuten Berechnungen im Schnitt P2 gezeigt, dass die Verformungen bei fortschreitendem Riss, die Standsicherheit enorm gefährden können. Wie in Abbildung 76 zu sehen ist, muss davon ausgegangen werden, dass das Verformen des Gebäudes ein dynamischer Prozess ist und die Deformation unter den angenommenen Einflüssen beschleunigt zunimmt. Tabelle 23 zeigt die Werte der Berechnungen.

Tab. 23: weiterer Verlauf der Verformungen bei Fortschreiten von Riss 5

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Riss 2,25m unter der Traufe	-0,03	4,69	7,82	9,37	9,51	7,61	3,60	-1,78	-4,78
Riss 2,50m unter der Traufe	-0,04	5,09	8,63	10,58	11,09	9,54	5,85	0,77	-2,08
Riss 2,75m unter der Traufe	-0,07	5,65	9,77	12,27	13,31	12,26	9,02	4,37	1,73
Riss 3,00m unter der Traufe	-0,10	6,46	11,41	14,71	16,53	16,18	13,61	9,57	7,23
Riss 3,25m unter der Traufe	-0,17	7,64	13,82	18,32	21,27	21,99	20,39	17,27	15,38
Riss 3,50m unter der Traufe	-0,35	10,28	19,24	26,42	31,94	35,05	35,64	34,57	33,69
Riss bis 5,50m unter Traufe	-8,56	40,78	87,75	131,3	170,9	204,5	231,3	253,2	263,3

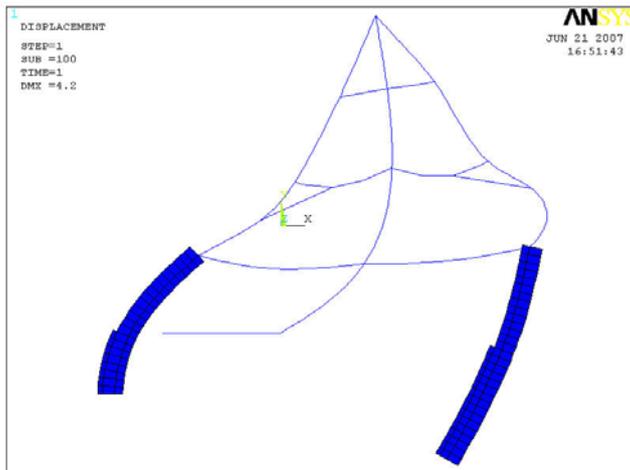


Abb. 77: in ANSYS dargestelltes Verformungsbild bei Versagen der Konstruktion

Bei den hier durchgeführten Modellierungen wurde angenommen, dass der Riss bei jeder Berechnung 0,25 m fortgeschritten ist. Die letzte Berechnung erfolgte für den Fall, dass die Verbindung zur südlichen Außenwand versagt, der Riss also durchgehend verläuft. In Abbildung 77 ist dazu das in ANSYS erzeugte Verformungsbild zu sehen. Man kann davon ausgehen, dass die gesamte Konstruktion spätestens zu diesem Zeitpunkt versagt.

9.3 Maßnahmen zur Stabilisierung

Um einer weiteren Verformung des Gebäudes entgegenzuwirken, müssen an dieser Stelle Möglichkeiten zur Stabilisierung des Systems geschaffen werden. Dazu verbleiben die analysierten Parameter, welche zum Verformungsbild und schließlich auch zum Verformungsausmaß geführt haben. Denkmalpflegerische Aspekte bestimmen hier die Art der Stabilisierungsmaßnahme. Dabei wäre zu beachten, die historische Bausubstanz nicht zu beschädigen oder zu entfernen.

Lastumlagerung und -reduzierung

Zuerst untersuchte Einflüsse waren die Lasten und die Abtragung dieser im System. Schon die erste Modellierung führte zum gemessenen Verformungsbild, woraus zu schließen war, dass die Belastung einen Anteil der Verformungsursache trägt. Deshalb wäre als erste Möglichkeit einer Stabilisierung, die Lastverlagerung durch neu eingebaute Stützkonstruktionen oder eine Verringerung der Lasten genannt. Letzteres könnte durch eine Reduzierung des Gewölbeschubs in Form von einem Wiedereinbau der Schüttung im Widerlagerbereich, so dass die aus Gewölbeauflagerkraft und Auflast

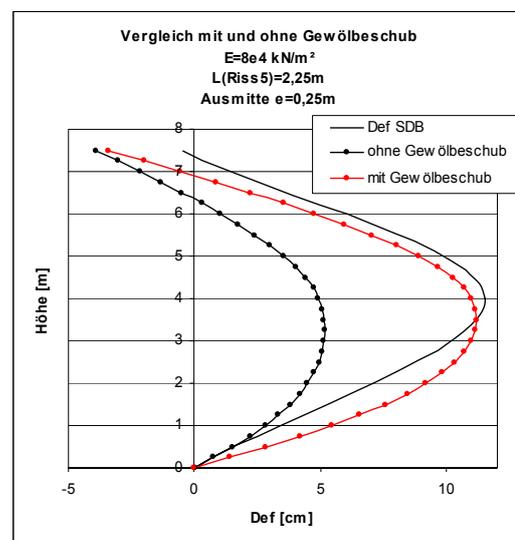


Abb. 78: Verformungskurven mit und ohne Gewölbeschub in SDB

entstehende Resultierende im mittleren Drittel des Mauerwerkkörpers der Wand verbleibt, oder durch eine Verbindung der Gewölbewiderlager durch Zuganker realisiert werden [1.25]. An einer erneuten Modellierung sei gezeigt, in wieweit Maßnahmen, gegen den Gewölbeschub, die Verformungen reduzieren können. Die folgenden Ergebnisse belegen, dass sich so die Werte der Verformungen in SDB auf die Hälfte verringern lassen.

Die Abbildung 78 zeigt die Verformungskurven in SDB vergleichsweise mit und ohne Berücksichtigung des Gewölbeschubs. In Tabelle 24 sind die Werte dazu gegenübergestellt. Da nicht nur die aus der Dachkonstruktion eingeleiteten Kräfte, sondern auch eine Mauerwerksentfestigung sowie eine Fundamentverdrehung die Deformation verursacht haben, ist hier zu bemerken, dass Maßnahmen gegen den Gewölbeschub allein, die Standsicherheit des Gebäudes nicht gewährleisten können. Es können lediglich nur die Verformungen in diesem Schnitt gering gehalten werden.

Tab. 24: Verformungen in SDB mit und ohne Berücksichtigung des Gewölbeschubs

Höhe über GOK in m	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	7,50
Messergebnisse in cm	0,00	---	---	---	11,49	---	---	---	-0,49
SDB mit Gewölbeschub	-0,01	5,41	9,18	10,95	10,99	8,87	4,75	-0,56	-3,39
SDB ohne Gewölbeschub	0,01	2,80	4,48	5,13	4,92	3,55	1,04	-2,16	-3,89

SDB = Schnitt Deckenbalken; SP2 = Schnitt Anfallspunkt 2; GOK = Geländeoberkante

Mauerwerksverfestigung

Zweiter untersuchter Einfluss war die Festigkeit des Mauerwerkes. Da aber dieser Einfluss und dessen Ursache im Rahmen dieser Arbeit nur theoretisch belegt werden konnte, wird auf eine Maßnahme in diesem Punkt zunächst verzichtet. Das Mauerwerk könnte mit Epoxidharzinjektionen unter geringem Druck [1.26] verfestigt werden. Dazu werden hier aber zunächst weitere Untersuchungen durch chemische Analysen der Baustoffe empfohlen, da es nahe liegt, dass das Mauerwerk durch bauschädliche Salze von innen her beansprucht wurde und diese immer noch belastend wirken. Abbildung 10 zeigt das Bauwerk im Jahre 1995 in dem Zustand, in welchem es vom Eigentümer erworben wurde. Auf dieser Fotografie sind aufsteigende Feuchte und Ausblühungen an der südwestlichen Außenwand zu erkennen. Auch heute berichtet der Eigentümer von immer wieder kehrenden Flecken an der Wandoberfläche.

Stützkörper aus Ortbeton vor dem Fundament mit Einbindung in den Fels

Dritter untersuchter Einfluss war die Verdrehung des Streifenfundamentes. Erfolgreiche Ergebnisse zeigten die Modellierungen bei der Annahme einer außermittigen Verdrehung bei $e=0,25m$, welche aus einer Felsverwitterung mit folgendem Wegrutschen des Fundamentkörpers abgeleitet werden könnte. Sollte ein solcher Einfluss, wie in Kapitel 6.4. beschrieben ist, zu dem Ausmaß der Verformungen geführt haben, könnte man den Bewegungen mit einem Stützkörper aus Stahl- oder Ortbeton entgegen wirken, indem man diesen vor dem Fundament, wie in Abbildung 79 zu sehen ist, platziert und in den Fels einbindet.

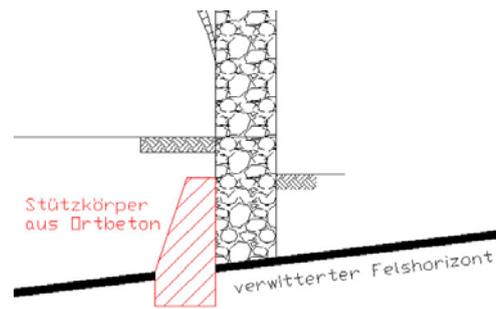


Abb. 79: Stabilisierungsmaßnahme: gegen einen weggleitenden Fundamentkörper

Betrachtet man die hier vorgestellte Problemlösung im Zusammenhang mit den in Kapitel 3.3 erläuterten Restaurierungsarbeiten, ist es nahe liegend, dass die vorhandenen Bauwerksschäden schon früher erkannt wurden und man sogar versucht hatte, den Gebäudebewegungen entgegen zu wirken.

Nach dem Besitzwechsel 1995 erfolgte vom heutigen Eigentümer eine umfangreiche Bestandsaufnahme. Bei diesen Arbeiten wurde in der heutigen Küche, welche von der deformierten Außenwand begrenzt wird, ein zubetonierter Fußboden vorgefunden. Dieser hatte wohl die gleiche Wirkung, wie die eines Stützkörpers vor dem Fundament (Abbildung 79). Man war damals allerdings der Auffassung, dass es sich hier nicht um eine Maßnahme gegen Gebäudebewegungen handelte, sondern vielmehr um eine Bauwerkssünde der früheren DDR. Somit wurde der Betonfußboden entfernt und der alte, noch zum Teil erhaltene Fußboden wieder hergestellt.

Ringanker

Nachdem die in dieser Arbeit durchgeführte Bestandsaufnahme beendet war, wurde festgestellt, dass die Dachkonstruktion im Bereich der Traufe keine Ringanker besitzt. Da die Horizontalkräfte der Sparren des Hauptflügels an T2 über Stichbalken abgetragen werden, zeichnet sich in diesem Bereich ein typisches Verformungsbild ab (Vergleich Abbildung 34 links). Die Stichbalken wirken nicht wie die Deckenbalken als Zugband. Somit wird ein Teil der dort wirkenden Horizontalkraft in die Mauerkrone eingeleitet. Daraus resultiert eine Bewegung, welche die Außenwand nach außen drückt. Die Anordnung von Ringankern im Traufbereich kann diesem Verformungsbild entgegen wirken.

Stahlanker

Werden die gerissenen Bauteile, das heißt die südliche Außenwand an welcher sich Riss 5 befindet, durch Stahlanker verklammert, kann so dem Fortschreiten des Risses 5 entgegen gewirkt werden. Diese Maßnahme kann das Versagen der Konstruktion verzögern, die Verformungen eventuell auch stoppen, wobei für Letzteres keine Garantie übernommen wird, da mit dieser Maßnahme nicht der Hauptursache sondern nur der Bewegung entgegen gewirkt wird. Die Anker können schlaff eingebaut werden und wirken dann durch ihre Mantelhaftung am Verpressmörtel des Bohrlochs. Sie können aber auch vorgespannt werden und bringen dann die Vorspannkraft über Ankerplatten in das zu verfestigende Mauerwerk ein. Es wird empfohlen mehrere Anker in regelmäßigen Abständen und in zwei Spannrichtungen zwischen Erd- und Obergeschoss anzuordnen. Als günstige Stelle wird der Raum zwischen den Gewölben des Erdgeschosses und dem Fußboden des Obergeschosses angesehen, da hier ausreichend Platz vorhanden ist und die Anker dort nicht sichtbar bleiben. Eine mögliche Anordnung der Stahlanker ist in Abbildung 80 zu sehen.

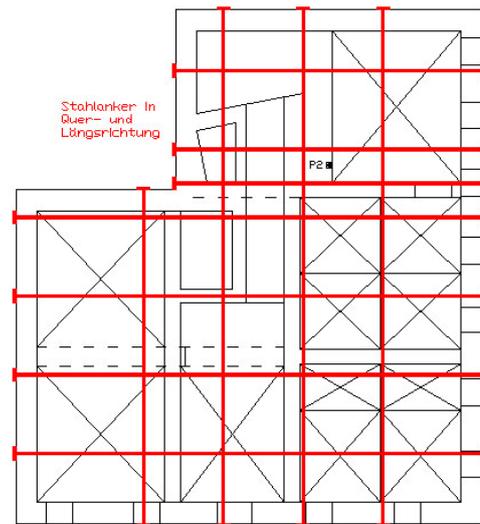


Abb. 80: Stabilisierungsmaßnahme: Anordnung von Stahlankern über dem Gewölbe

Anordnung von Fugen

Die Risse in Wand 4 und Wand 6 beeinträchtigen nicht die Standsicherheit des Gebäudes. Sie resultieren zwar aus der genannten Bewegungsursache, stellen aber nur Schönheitsfehler dar. Stellen sich die Bewegungen durch die getroffenen Maßnahmen nicht ein, sondern werden eventuell nur verringert, so kann die Neubildung von Rissen durch Anordnung von Fugen vermieden werden, zum Beispiel durch Arbeits- oder Setzungsfugen. Bei der Anordnung von Fugen ist allerdings zu beachten, dass diese auch oft schadensanfällig sind und somit eine regelmäßige Wartung erfordern.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel der vorliegenden Arbeit war die Feststellung der Ursachen, welche zur vorhandenen Bauwerksdeformation geführt haben. Darüber hinaus sollte der weitere Verlauf der Verformung quantitativ beurteilt werden, um anschließend eine angemessene Variante zur Verbesserung der Situation darzulegen.

Um möglichst schnell mit den Untersuchungen der Gründungssituation beginnen zu können, wurde die Arbeit mit dem Sichten von Unterlagen begonnen. Die geotechnischen Felduntersuchungen konnten dann unmittelbar mit Unterstützung der MFPA Weimar durchgeführt werden. Das Resultat dieser Arbeiten fiel in den Augen des Verfassers nicht sehr positiv aus, da die Bodenentnahmen keinen gewachsenen Boden, sondern nur Auffüllmaterial lieferten und somit eine Untersuchung im Labor ausblieb.

Aus diesem Grund musste nun mit einem sehr mühseligen Teil der Arbeit begonnen werden. Es folgten die Arbeiten der Bestandsaufnahme im relevanten Teil des Wohnhauses. Dabei wurde zunächst das Gebäude vermessen, woraus, in Verbindung mit schon begonnenen Aufmassarbeiten des Eigentümers, Zeichnungen und Pläne entstanden. Im Anschluss folgte die Aufnahme der Bausubstanz. Auch diese Arbeiten fanden nach vielen Gesprächen mit dem Eigentümer und wiederholtem Visualisieren des Gebäudeinneren ein Ende. Somit waren die praktischen Arbeiten abgeschlossen, so dass nun mit dem theoretischen Teil der Arbeit begonnen werden konnte.

Es folgte die Ermittlung der Lasten und die Erarbeitung der statischen Systeme an den betrachteten Stellen, sowie die Ermittlung des Kraftflusses in diesen. Mit diesem Material wurde dann die Tragstruktur mit dem Simulationsprogramm ANSYS modelliert. Dieses forderte zunächst eine Einarbeitungsphase, da keinerlei Erfahrungen auf diesem Gebiet vorhanden waren. Viel Ehrgeiz führte dann doch zum Ziel, so dass die zwei ausgewählten Schnitte zufrieden stellend modelliert waren. Nun konnte die Analyse der angenommenen Einflüsse beginnen. In einer Sensitivierung wurde jeder mögliche Einfluss in Verbindung mit den anderen so optimiert, dass die Modellkurve mit der gemessenen Verformungskurve Übereinstimmung fand. Die Untersuchung der Verformungen in ANSYS führte also zum Erfolg. Die Schadensursachen konnten schließlich belegt werden. Mit der Annahme einer Versagensart, wie das Fortschreiten eines Risses, konnte der weitere Verlauf der Deformation mit ANSYS auch recht gut untersucht werden.

Abschließend erfolgte die Ausarbeitung einer, der Bausubstanz angepassten Problemlösung. Da in diesem Schadensfall mehrere Ursachen ermittelt wurden, kamen hier auch mehrere Möglichkeiten in Betracht.

Im Bezug der Maßnahmen gegen eine Fundamentverdrehung, wäre an dieser Stelle noch einiges zu sagen:

Da die Ursache der Fundamentverdrehung nicht eindeutig bestimmt werden konnte, wird empfohlen, die Gründungssituation noch einmal intensiver zu untersuchen. Dazu zählen unter anderem langfristige Setzungsmessungen durch Feinnivellement über einen Zeitraum von mindestens 3 Jahren.

Während der Arbeiten fanden immer wieder Recherchen zu Informationen des Baugrundes statt. In diesem Sinne stellte sich der Verfasser an der Bergakademie Freiberg an der Professur für Geologie bei Professor Merkel vor und erhoffte sich, Informationen aus eventuell schon durchgeführten Arbeiten einzuholen. Dieser schlug vor, im Rahmen einer Studienarbeit die örtlichen Verhältnisse geologisch untersuchen zu lassen. Leider musste dieses Angebot wegen der beschränkten Bearbeitungszeit abgeschlagen werden. Für weiterführende Untersuchungen, wäre dies jedoch eine Empfehlung. Sollten die Arbeiten einer Erkundung des Bodens wieder aufgenommen werden, wäre auch zu nennen, dass das Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG) für Sachsen eine Aufschlusskarte erarbeitet hat. Hier können schon durchgeführte geotechnische Untersuchungen eingesehen werden.

Anhang A: Eigenlasten

Sparren

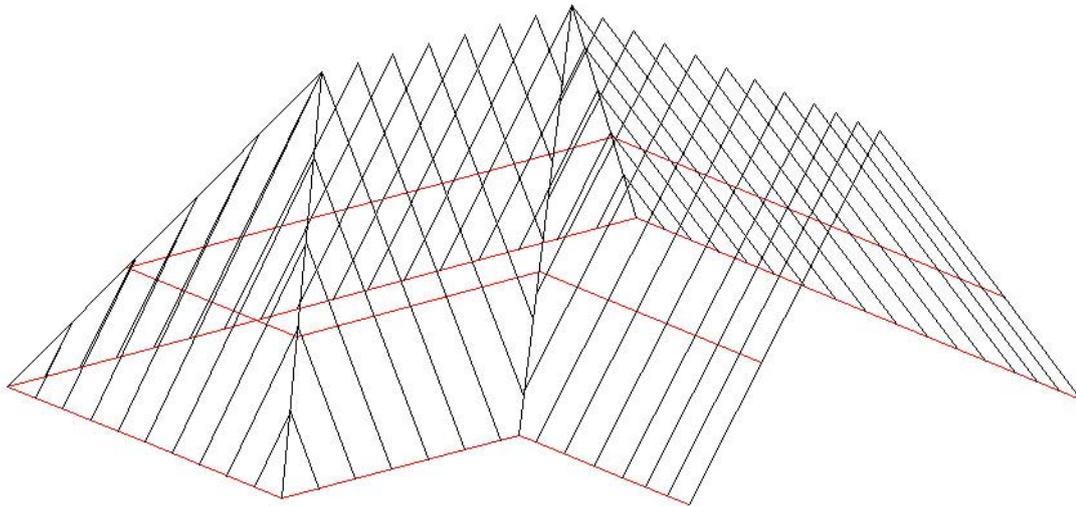
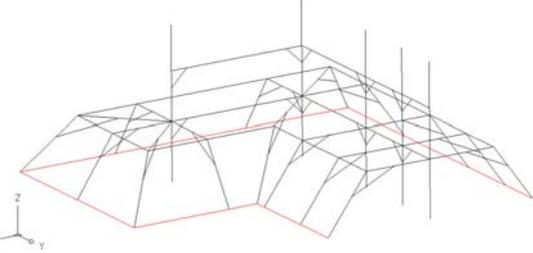
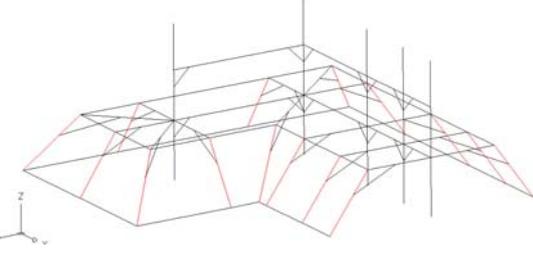
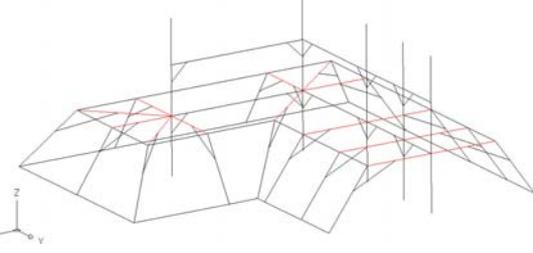
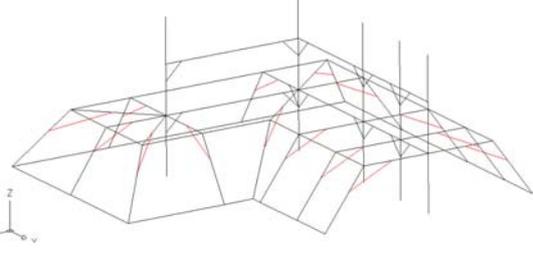
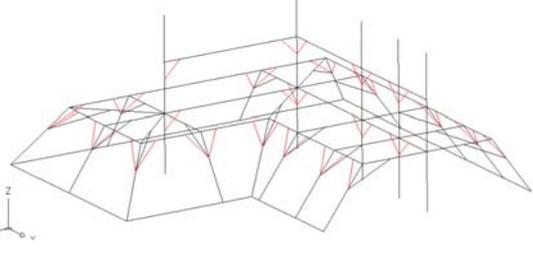
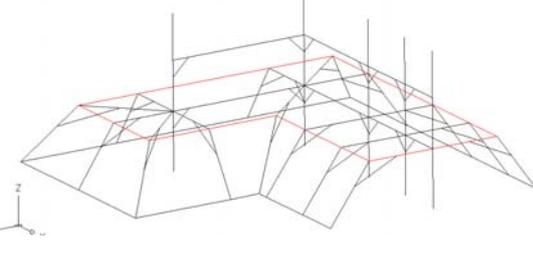


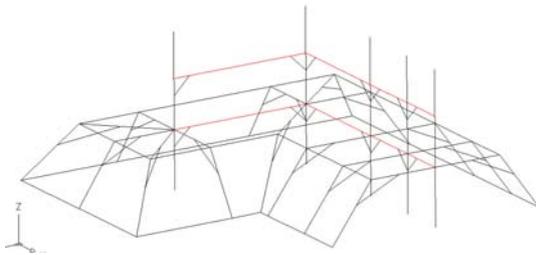
Abb. 81: Sparrenlage

Sparren 17x19 Nadelholz	$= 0,17\text{m} \cdot 0,19\text{m} \cdot 5,5\text{kN/m}^3$	$= 0,178 \text{ kN/m}$
Druckkraftkomponente P ($\alpha = 55^\circ$)	$= 0,178\text{kN/m} \cdot \cos 55^\circ$	$= 0,102 \text{ kN/m}$
Normalkraftkomponente N ($\alpha = 55^\circ$)	$= 0,178\text{kN/m} \cdot \sin 57^\circ$	$= 0,146 \text{ kN/m}$

Dachdeckung

kleinformatige Biberschwanzziegel einschl. Lattung (Doppeldeckung)	$= 2 \cdot 0,95 \text{ kN/m}^2$	$= 1,9 \text{ kN/m}^2$
Vermörtelung	$= 2 \cdot 0,1 \text{ kN/m}^2$	$= 0,2 \text{ kN/m}^2$
Summe		$= 2,1 \text{ kN/m}^2$

Dachstuhl	Beschreibung	Gewicht
	Stuhlschwellen 20x24 Länge 58,80m $A = 0,20 \cdot 0,24 = 0,048\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	15,523 kN
	Stuhlstreben 20x22 Länge 57,10m $A = 0,20 \cdot 0,22 = 0,044\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	13,818 kN
	Kehlträger 17x19 Länge 56,55m $A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	10,046 kN
	Kopfbänder Stuhl 17x19 Länge 41,05m $A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	7,293 kN
	Kopfbänder Pfetten 17x19 Länge 65,20m $A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	11,583 kN
	Stuhlpfetten 20x20 Länge 50,80m $A = 0,20 \cdot 0,20 = 0,04\text{m}^2$ $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$	11,176 kN

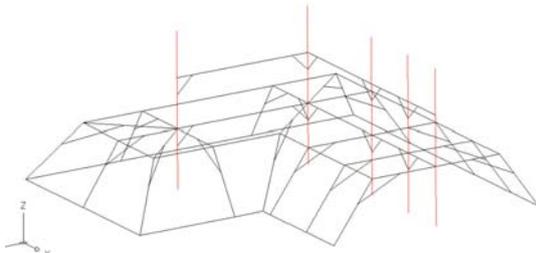


Mittelpfetten 20x20 8,316 kN

Länge 37,80m

$A = 0,20 \cdot 0,20 = 0,04 \text{ m}^2$

$\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$



5 Stützen 22x22 10,515 kN

Länge $5 \cdot 7,90 \text{ m} = 39,50 \text{ m}$

$A = 0,22 \cdot 0,22 = 0,0484 \text{ m}^2$

$\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$

Summe		88,27 kN
pro Meter Stuhlschwelle	=88,27kN / 58,80 m	1,50 kN/m

Fußböden

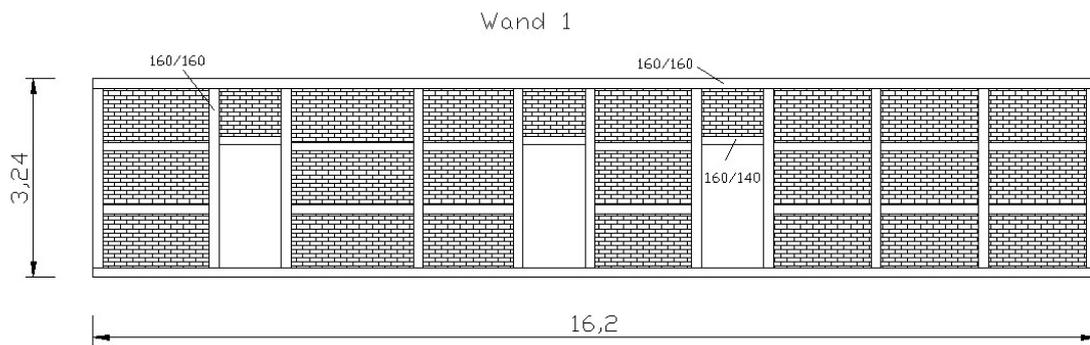
Bezeichnung	d	γ			g [kN/m ²]
Dachboden					
1	Hobeldielen	0,025m	6 kN/m ³	= 0,025*6	= 0,15 kN/m ²
2	Faserdämmstoff	0,030m	1 kN/m ³	= 0,030*1	= 0,03 kN/m ²
3	Lehm	0,040m	16 kN/m ³	= 0,040*16	= 0,64 kN/m ²
4	Einschubretter	0,050m	5,5 kN/m ³	= 0,050*5,5	= 0,275 kN/m ²
5	Dämmmatten	0,040m	2 kN/m ³	= 0,040*2	= 0,08 kN/m ²
6	Holzverkleidung	0,015m	6 kN/m ³	= 0,015*6	= 0,09 kN/m ²
Summe					= 1,265 kN/m²
7	Kehlbalken 20x22	0,22m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,22*5,5	= 0,242 kN/m

Dachgeschoss

1	Hobeldielen	0,025m	6 kN/m ³	= 0,025*6	= 0,15 kN/m ²
2	Optiflor Geovlies	0,030m	1 kN/m ³	= 0,030*1	= 0,03 kN/m ²
3	Lehm	0,045m	16 kN/m ³	= 0,045*16	= 0,72 kN/m ²
4	Einschubretter	0,060m	5,5 kN/m ³	= 0,060*5,5	= 0,33 kN/m ²

5	Hanf	0,080m	1,5 kN/m ³	= 0,080*1,5	= 0,12 kN/m ²
6	Holzunterkonstruktion	0,025m	5,5 kN/m ³	= 0,025*5,5	= 0,138 kN/m ²
7	Stroh	0,010m	0,8 kN/m ³	= 0,010*0,8	= 0,008 kN/m ²
8	Kalkdeckenputz	0,015m	18 kN/m ³	= 0,015*18	= 0,27 kN/m ²
Summe					= 1,766 kN/m²
9	Deckenbalken 20x25	0,25m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,25*5,5	= 0,275 kN/m
kleiner Saal		a=6,6m	b=5,62m	A=37,092m²	
1	Hobeldielen	0,028m	6 kN/m ³	= 0,028*6	= 0,168 kN/m ²
2	Deckenbalken 15x20	L=38,72m	5,5 kN/m ³	= 0,15*0,2*5,5 *38,72/37,092	= 0,172 kN/m ²
Summe					= 0,340 kN/m²
Bibliothek		a=4,08m	b=5,62m	A=22,93m²	
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,18 kN/m ²
2	Deckenbalken 15x20	L=3*6m	5,5 kN/m ³	= 0,15*0,2*5,5 *18/22,93	= 0,13 kN/m ²
Summe					= 0,310 kN/m²
Wohnzimmer		a=5,28m	b=5,62m	A=29,674m²	
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,180 kN/m ²
2	Deckenbalken 15x20	L=5*6m	5,5 kN/m ³	= 0,15*0,2*5,5 *30/29,674	= 0,167 kN/m ²
Summe					= 0,347 kN/m²
Schlafzimmer		a=5,02m	b=4,75m	A=23,845m²	
1	Hobeldielen	0,028m	6 kN/m ³	= 0,028 *6	= 0,168 kN/m ²
2	Unterdielung	0,04m	5,5 kN/m ³	= 0,04*5,5	= 0,220 kN/m ²
3	Deckenbalken 15x20	L=4*5,3m	5,5 kN/m ³	= 0,15*0,2*5,5 *21,2/23,845	= 0,147 kN/m ²
Summe					= 0,535 kN/m²
Nähzimmer		a=5,02m	b=3,1m	A=15,562m²	
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,180 kN/m ²
2	Deckenbalken 20x22	L=6*3,42 m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,22*5,5 *20,52/15,562	= 0,319 kN/m ²
Summe					= 0,499 kN/m²

Kinderzimmer		a=5,02m	b=4,3m		A=21,586m²
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,180 kN/m ²
2	Deckenbalken 20x25	L=6*5,38 m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,25*5,5 *32,28/21,586	= 0,411 kN/m ²
Summe					= 0,591 kN/m ²
Flur Hauptflügel		a=11,32 m	b=5,62m	A_{Treppe}=9,969m²	A=53,649m²
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,180 kN/m ²
2	Deckenbalken 20x22	L=86,66m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,22*5,5 *86,66/53,649	= 0,391 kN/m ²
Summe					= 0,571 kN/m ²
Flur Seitenflügel		a=5,02m	4,34m	A_{Treppe}=2,55m²	A=19,237m²
1	Hobeldielen	0,03m	6 kN/m ³	= 0,03*6	= 0,180 kN/m ²
2	Deckenbalken 20x22	L=19,82m	5,5 kN/m ³	= 0,2*0,22*5,5 *19,82/19,237	= 0,249 kN/m ²
Summe					= 0,429 kN/m ²

Berechnung der Anteile Holz – Ziegel - Mörtel der Fachwerk-Innenwände:

$$A_{\text{Holz}} = (2 \cdot 16,2 + 11 \cdot 2,92) \cdot 0,16 + (2 \cdot (1,71 + 1,98 + 1,45 + 1,56) + 6 \cdot 1,58 + 3 \cdot 1,0) \cdot 0,14 = \underline{\underline{13,95\text{m}^2}}$$

$$A_{\text{MW}} = (3 \cdot (1,71 + 1,98 + 1,45 + 1,56) + 9 \cdot 1,58 + 3 \cdot 1,0) \cdot 0,88 = \underline{\underline{32,84\text{m}^2}}$$

$$A_{\text{ges}} = 13,95 + 32,84 = \underline{\underline{46,79\text{m}^2}}$$

$$\frac{A_{\text{Holz}}}{n_{\text{Holz}}} = \frac{A_{\text{MW}}}{n_{\text{MW}}} = \frac{A_{\text{ges}}}{10}$$

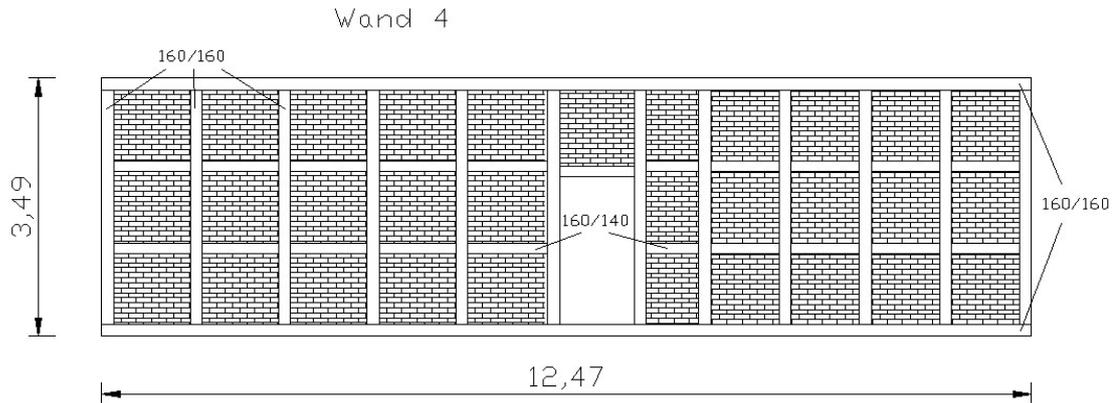
$$\underline{\underline{n_{\text{Holz}} = 3}}$$

$$\underline{\underline{n_{\text{MW}} = 7}}$$

$$n_{\text{MW}} = n_{\text{Ziegel}} + n_{\text{Mörtel}} \rightarrow \text{Verhältnis } \frac{1}{4}$$

$$n_{\text{Ziegel}} = 4 \cdot \frac{7}{5} = \underline{\underline{5,6}}$$

$$n_{\text{Mörtel}} = 1 \cdot \frac{7}{5} = \underline{\underline{1,4}}$$



$$A_{\text{Holz}} = (2 \cdot 12,47 + 12 \cdot 3,17) \cdot 0,16 + (2 \cdot 10,55 + 1,0) \cdot 0,14 = \underline{\underline{13,17\text{m}^2}}$$

$$A_{\text{MW}} = 2,89 \cdot 10,45 + 1,03 \cdot 1,0 = \underline{\underline{31,23\text{m}^2}}$$

$$A_{\text{ges}} = 13,17 + 31,23 = \underline{\underline{44,4\text{m}^2}}$$

$$\frac{A_{\text{Holz}}}{n_{\text{Holz}}} = \frac{A_{\text{MW}}}{n_{\text{MW}}} = \frac{A_{\text{ges}}}{10}$$

$$\underline{\underline{n_{\text{Holz}} = 3}}$$

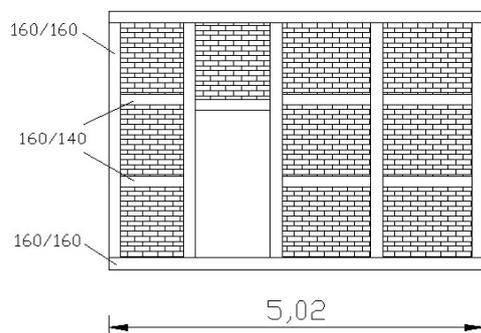
$$\underline{\underline{n_{\text{MW}} = 7}}$$

$$n_{\text{MW}} = n_{\text{Ziegel}} + n_{\text{Mörtel}} \rightarrow \text{Verhältnis } \frac{1}{4}$$

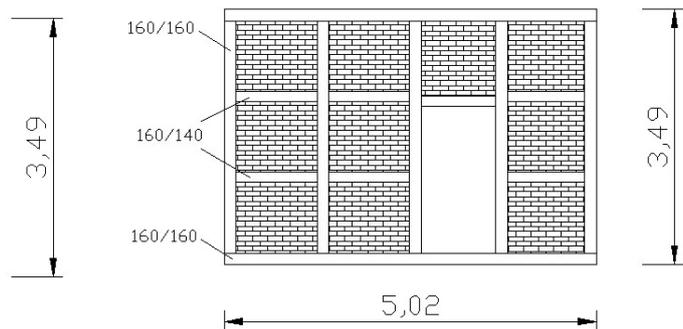
$$n_{\text{Ziegel}} = 4 \cdot \frac{7}{5} = \underline{\underline{5,6}}$$

$$n_{\text{Mörtel}} = 1 \cdot \frac{7}{5} = \underline{\underline{1,4}}$$

Wand 5 und 6



Wand 7



$$A_{Holz} = (2 \cdot 5,02 + 5 \cdot 3,17) \cdot 0,16 + (2 \cdot 3,22 + 1,0) \cdot 0,14 = \underline{\underline{5,18m^2}}$$

$$A_{MW} = 2,89 \cdot 3,22 + 1,03 \cdot 1,0 = \underline{\underline{10,34m^2}}$$

$$A_{ges} = 5,18 + 10,34 = \underline{\underline{15,52m^2}}$$

$$\frac{A_{Holz}}{n_{Holz}} = \frac{A_{MW}}{n_{MW}} = \frac{A_{ges}}{10}$$

$$\underline{\underline{n_{Holz} = 3,34}}$$

$$\underline{\underline{n_{MW} = 6,66}}$$

$$n_{MW} = n_{Ziegel} + n_{Mörtel} \rightarrow \text{Verhältnis } \frac{1}{4}$$

$$n_{Ziegel} = 4 \cdot \frac{6,66}{5} = \underline{\underline{5,33}}$$

$$n_{Mörtel} = 1 \cdot \frac{6,66}{5} = \underline{\underline{1,33}}$$

Da die Ergebnisse der Berechnungen für die hier gezeigten Wände annähernd gleich sind, wird für die Lastermittlung aller Fachwerkwände ein Verhältnis Holz – Ziegel – Mörtel – Verhältnis von 3 : 5,6 : 1,4 angenommen.

Fachwerkkinnenwände

Bezeichnung	d	γ		g [kN/m ²]
Dachgeschoss	d=0,16m	h=3,10m	g = 2,247*3,10	= 6,964kN/m
Lehm	0,005m	21 kN/m ³	= 0,005*21	= 0,105 kN/m ²
Strohmatte	0,050m	0,8kN/m ³	= 0,05*0,8	= 0,040 kN/m ²
Holz 3: 5,6: 1,4	0,160m	5,5kN/m ³	= 0,16*5,5*3/10	= 0,264 kN/m ²
Langlochziegel 3: 5,6: 1,4	0,160m	14 kN/m ³	= 0,16*14*5,6/10	= 1,254 kN/m ²
Kalkmörtel 3: 5,6: 1,4	0,160m	18 kN/m ³	= 0,16*18*1,4/10	= 0,403 kN/m ²
Kalkputz	0,010m	18 kN/m ³	= 0,01*18	= 0,180 kN/m ²
Summe				= 2,247 kN/m ²
OG Wand 1, 2, 3	d=0,16m	h=3,24m	= 2,865*3,24	= 9,282 kN/m
OG Wand 4, 5, 6, 7	d=0,16m	h=3,49m	= 2,865*3,49	= 9,998 kN/m
Kalkputz	0,015m	18 kN/m ³	= 0,015*18	= 0,270 kN/m ²
Holz 3: 5,6: 1,4	0,16m	5,5kN/m ³	= 0,16*5,5*3/10	= 0,264 kN/m ²
Ziegel 3: 5,6: 1,4	0,16m	18 kN/m ³	= 0,16*18*5,6/10	= 1,613 kN/m ²
Lehmmörtel 3: 5,6: 1,4	0,16m	20 kN/m ³	= 0,16*20*1,4/10	= 0,448 kN/m ²
Kalkputz	0,015m	18 kN/m ³	= 0,015*18	= 0,270 kN/m ²
Summe				= 2,865 kN/m ²

Außenwände

Bezeichnung	d	γ		g [kN/m ²]
EG	d=0,80m	h=4,00m		g=87,88kN/m
Kalkaußenputz	0,025m	18 kN/m ³	=0,025*18	= 0,450 kN/m ²
Gneis 5: 1	0,750m	30 kN/m ³	=0,75*30*5/6	= 18,75 kN/m ²
Lehmmörtel 5: 1	0,750m	20 kN/m ³	=0,75*20*1/6	= 2,50 kN/m ²
Kalkinnenputz	0,015m	18 kN/m ³	=0,015*18	= 0,270 kN/m ²
Summe				= 21,970 kN/m ²
OG	d=0,65m	h=3,50m		g=62,02kN/m
Kalkaußenputz	0,025m	18 kN/m ³	=0,025*18	= 0,45 kN/m ²
Gneis 5: 1	0,600m	30 kN/m ³	=0,60*30*5/6	= 15,00 kN/m ²
Lehmmörtel 5: 1	0,600m	20 kN/m ³	=0,60*20*1/6	= 2,00 kN/m ²
Kalkinnenputz	0,015m	18 kN/m ³	=0,015*18	= 0,27 kN/m ²
Summe				= 17,72 kN/m ²

Gewölbe

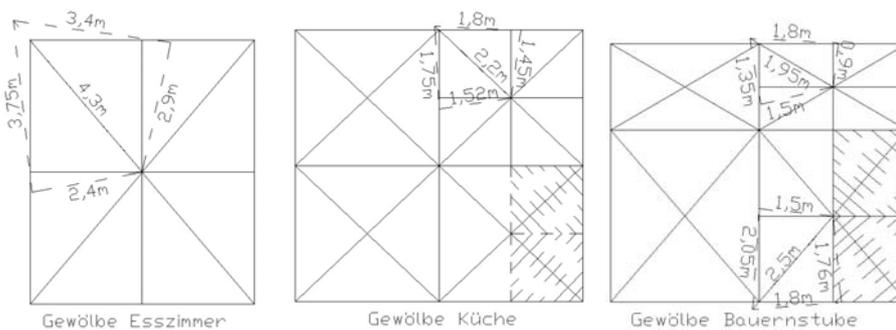
Zur vereinfachten Berechnung des Gewölbes wurden die Gewölbe, wie die Abbildungen zeigen, in 2 mal 4 gleich große Teile geteilt. Dazu wurden die Flächen der Kappenteile, wie aufgefaltete Dreiecke berechnet. Das heißt, die Dreiecksseiten entsprechen den Bogenlängen der Kappen.

Berechnung der Dreiecksflächen mit Heronscher Formel:

$$A = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}$$

$$s = (a + b + c) / 2$$

Für einen Ziegel-Lehm-Verbund mit Kalkputz wird eine Wichte von $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ angenommen.



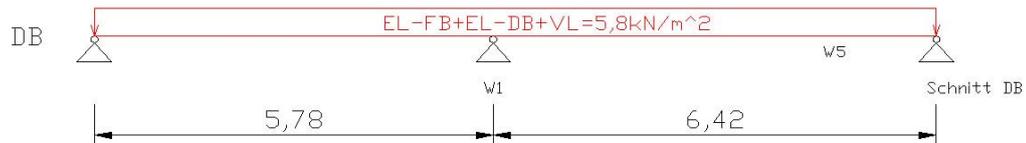
Bezeichnung	a	b	c	A		G
Esszimmer				d=0,12m		
Dreieck 1	4,3m	3,75m	2,4m	4,49m ²	= 4,49*0,15*18	= 12,12 kN
Dreieck 2	4,3m	3,4m	2,9m	4,92m ²	= 4,92*0,15*18	= 13,27 kN
Summe						= 25,39 kN
Kappe L=8,8m	0,24	0,15			= 0,24*0,15*18	= 0,65 kN/m
Küche				d=0,15m		
Dreieck 1	2,2m	1,75m	1,52m	1,32m ²	= 1,32*0,15*18	= 3,57 kN
Dreieck 2	2,2m	1,8m	1,45m	1,30m ²	= 1,30*0,15*18	= 3,51 kN
Summe						= 7,08 kN
Kappe L=4,55m	0,12	0,24			= 0,12*0,24*18	= 0,52 kN/m
Bauernstube				d=0,15m		
Dreieck 1	1,95m	1,35m	1,5m	1,01m ²	= 1,01*0,15*18	= 2,73 kN
Dreieck 2	1,95m	1,8m	0,9m	0,81	= 0,81*0,15*18	= 2,18 kN
Summe						= 4,91 kN
Kappe L=3,9m	0,12	0,24			= 0,12*0,24*18	= 0,52 kN/m
Dreieck 3	2,5m	2,05m	1,5m	1,54m ²	= 1,54*0,15*18	= 4,15 kN
Dreieck 4	2,5m	1,8m	1,76m	1,58m ²	= 1,58*0,15*18	= 4,28 kN
Summe						= 8,43 kN
Kappe L=4,95m	0,12	0,24			= 0,12*0,24*18	= 0,52 kN/m

Anhang B: ANSYS Modellierung in SDB

B.1 Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen SDB

Berechnung der Auflagerkräfte der anschließenden Deckenbalken

Datei: DB



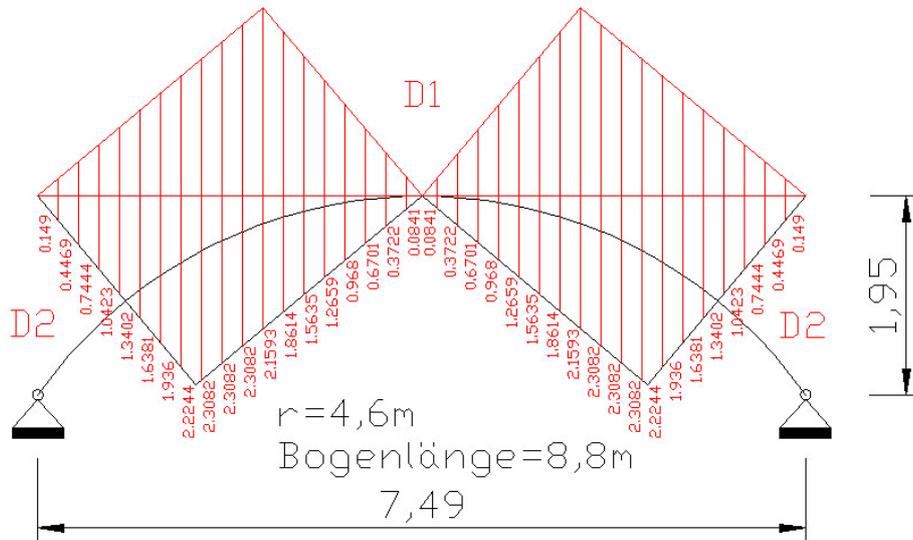
Element		Real		Material	
1	BEAM3	1	$A = 0,2 \cdot 0,25 = 0,05m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,25^3}{12} = 2,6e-4m^4$ $h = 0,25m$	1 \perp (Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
AW	0	0	0	12,135
W1	5,8	0	0	44,311
S_DB	12,2	0	0	14,314

Bei der Übertragung der Kräfte in den Schnitt DB wurde die berechnete Auflagerkraft auf die 9 anschließenden Deckenbalken gleichmäßig aufgeteilt.

Berechnung der Kraft aus der Gewölbekappe Esszimmer 24x15

Datei: GE_1 24x15 Eigenlast=0,65kN/m mit festen Auflagern

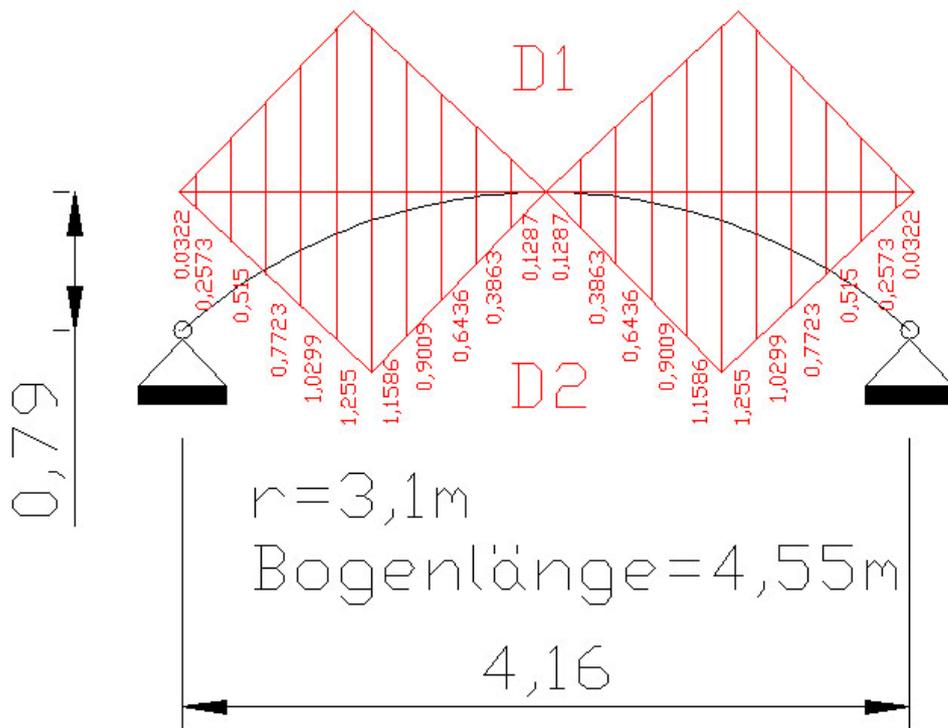


Element		Real		Material	
1	PLANE42 mit Keyopt (3)	1	$d = 0,24\text{m}$ $h = 0,15$	1(Ziegel)	$E = 4,2e6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\mu = 0,2$

Ergebnis		Koordinaten		Auflagerkräfte	
		x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
links	62	-3.7600	2.6500	0,23935	3,2703
	81	-3.6983	2.6500	4,6842	5,9601
	82	-3.6366	2.6500	7,9767	9,5975
	2	-3.5749	2.6500	10,105	9,4225
	Σ			23,01	28,2504
rechts	21	3.5749	2.6500	-10,105	9,4225
	42	3.6366	2.6500	-7,9767	9,5975
	41	3.6983	2.6500	-4,6842	5,9601
	40	3.7600	2.6500	-0,23935	3,2703
	Σ			-23,01	28,2504

Berechnung der Kraft aus der Gewölbekappe Küche 12x24

Datei: GK_1 12x24 Eigenlast=0,52kN/m feste Auflager



Element		Real		Material	
1	PLANE42 mit Keyopt (3)	1	$d = 0,12\text{m}$ $h = 0,24\text{m}$	1 (Ziegel)	$E = 4,2e6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\mu = 0,2$

Ergebnis	Koordinaten		Auflagerkräfte		
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	
links	2	-1,8826	2,31	4,6791	4,4107
	38	-2,2433	2,31	0,09585	0,32428
	49	-2,0028	2,31	2,1781	2,67
	50	-2,1231	2,31	0,87415	0,85701
	Σ			7,8272	8,262
rechts	13	1,8826	2,31	-4,6791	4,4107
	24	2,2433	2,31	-0,09585	0,32428
	25	2,0028	2,31	-2,1781	2,67
	26	2,1231	2,31	-0,87415	0,85701
	Σ			-7,8272	8,262

Berechnung der Auflagerkräfte Sparren → Kehle

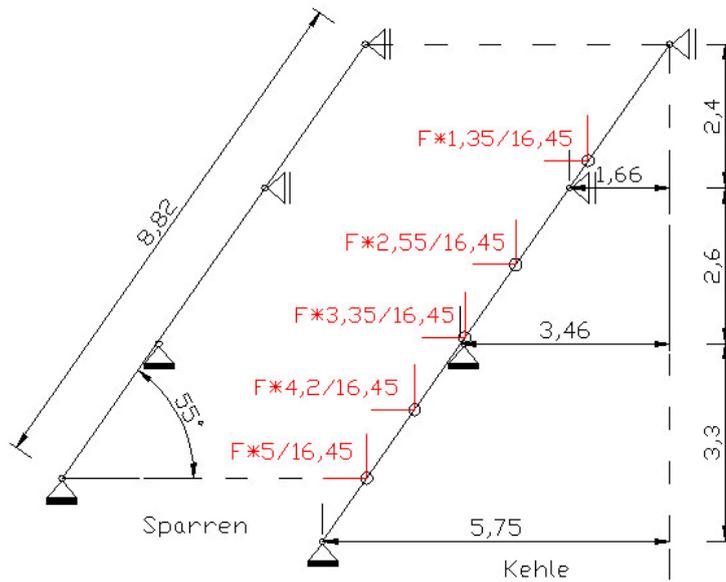
Datei: SP_1

Element		Real		Material	
1	BEAM3	1	$A = 0,56 \cdot 0,19 = 0,106m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,19 \cdot 0,56^3}{12} = 2,78e-3m^4$ $h = 0,19m$	1(Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis		Koordinaten		Auflagerkräfte	
		x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
LF1 Wind links	(1)	0,0	0,0	-1,4529	2,8021
	(23)	1,5278	2,2	2,2016	18,984
	(49)	3,3333	4,8	-11,327	0
	(73)	5,0	7,2	-3,8939	0
LF1 Wind rechts	(1)	0,0	0,0	1,4793	0,7684
	(23)	1,5278	2,2	5,2469	3,4204
	(49)	3,3333	4,8	3,1225	0
	(73)	5,0	7,2	1,0234	0
Ohne Wind	(1)	0,0	0,0	0,1898	1,4050
	(23)	1,5278	2,2	3,3772	8,6535
	(49)	3,3333	4,8	-2,6362	0
	(73)	5,0	7,2	-0,9308	0

Berechnung der Auflagerkräfte Kehle

Datei: K_1



Lasten aus Sparrenfuß im Verhältnis zu den Längen aufteilen

gesamte Laste aus Pfette am Sparren

Lasten		Koordinaten		Auflagerkräfte	
		x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
Wind links	(11) 5/16,45	0,0	0,0	0,4416	-0,8517
	(23) 4,2/16,45		2,2	0,371	-0,7154
	(35) 3,35/16,45		3,4	0,296	-0,5706
	(47) 2,55/16,45		4,6	0,2252	-0,4344
	(65) 1,35/16,45		6,4	0,1192	-0,23
Pf	(34)		3,3	-2,2016	-18,984
Wind rechts	(11) 5/16,45	0,0	0,0	-0,4496	-0,2336
	(23) 4,2/16,45		2,2	-0,3777	-0,1962
	(35) 3,35/16,45		3,4	-0,3013	-0,1565
	(47) 2,55/16,45		4,6	-0,2293	-0,1191
	(65) 1,35/16,45		6,4	-0,1214	-0,0631
Pf	(34)		3,3	-5,2469	-3,4204

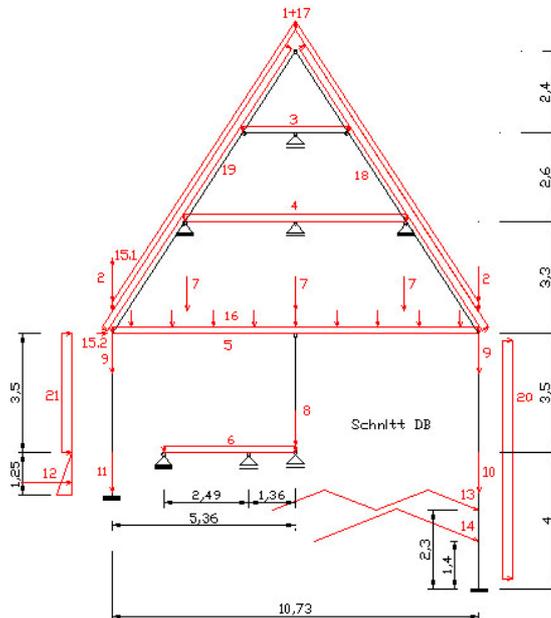
Lasten		Koordinaten		Auflagerkräfte	
		x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
Ohne Wi + Schnee	(11) 5/16,45	0,0	0,0	-0,0577	-0,4271
	(23) 4,2/16,45		2,2	-0,0485	-0,3587
	(35) 3,35/16,45		3,4	-0,0387	-0,2861
	(47) 2,55/16,45		4,6	-0,0294	-0,2178
	(65) 1,35/16,45		6,4	-0,0156	-0,1153
Pf	(34)		3,3	-3,3772	-8,6535

Element		Real		Material	
1	BEAM3	1	$A = 0,2 \cdot 0,25 = 0,05m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,25^3}{12} = 2,6e - 4m^4$ $h = 0,25m$	1(Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis		Koordinaten		Auflagerkräfte	
		x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
WiLi	Kehlfuß (1)	0	0	14,057	20,934
	Stuhlpfette (34)	2,2861	3,3	-12,905	0
	Σ				
WiRe	Kehlfuß (1)	0	0	3,0599	3,9553
	Stuhlpfette (34)	2,2861	3,3	3,605	0
	Σ				
Ohne Wi	Kehlfuß (1)	0	0	6,7787	10,058
	Stuhlpfette (34)	2,2861	3,3	-3,1320	
	Σ				

B.2 Randbedingungen und Belastungen SDB

Berechnung der Verschiebungen und Auflagerreaktionen im Schnitt DB



Element		Real		Material	
1	BEAM3	1 (KB) 12x14	$A = 0,12 \cdot 0,14 = 0,0168m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,12 \cdot 0,14^3}{12} = 2,744e - 5m^4$ $h = 0,14m$	1 (Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$
		2 (KB) 20x22	$A = 0,2 \cdot 0,22 = 0,044m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,22^3}{12} = 1,775e - 4m^4$ $h = 0,22m$		
		3 (DB) 20x25	$A = 0,2 \cdot 0,25 = 0,05m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,25^3}{12} = 2,6e - 4m^4$ $h = 0,25m$		
		4 (SP) 17x19	$A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,19^3}{12} = 9,717e - 5m^4$ $h = 0,19m$		
2	PLANE42			2 (NS)	$E = 6e4 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,2$
				3 (FW)	$E = 1,32e6 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,15$

Datei: SDB_WiLi

Lasten		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7	FW - Wände DG	6,964 kN	
8	FW – Wände OG	9,998 kN		
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=1,25m	27,46 kN		
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	15,625 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,25^2}{2} ; R \rightarrow \frac{1,25m \cdot 2}{3}$	
Übertrag	13	Gewölbe Küche $\alpha=44^\circ$	8,247 kN	$F = 11,464kN \cdot \cos 44^\circ$
	14	Gewölbe Esszimmer $\alpha=50^\circ$	16,21kN	$F = 25,216kN \cdot \cos 50^\circ$
	15.1	Kehle (V)	20,93 ↓	
	15.2	Kehle (H)	14,06 kN←	
	16	Deckenbalken OG	1,6 kN	$F = 14,314kN / 9$
Verkehrslasten	17	Schnee	0,319 kN/m	L=9,87m
	18	Windsog Dach	0,48 kN/m	
	19	Winddruck Dach	0,64 kN/m	
	20	Windsog AW	0,25 kN/m	
	21	Winddruck AW	0,4 kN/m	
	22	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m	
	23	Verkehrslast FB Atelier	1 kN/m	½ schon über DB
	24	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m	

Lastfaloperation – Lastfall 1 + 2 überlagern

LF1 → ständige Lasten → Ref.10

LF2 → Verkehrslasten → Ref.11

Datei: SDB_WiRe

Lasten		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7	FW - Wände DG	6,964 kN	
8	FW – Wände OG	9,998 kN		
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=1,25m	27,46 kN		
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	15,625 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,25^2}{2} ; R \rightarrow \frac{1,25m \cdot 2}{3}$	
Übertrag	13	Gewölbe Küche $\alpha=44^\circ$	8,247 kN	$F = 11,464kN \cdot \cos 44^\circ$
	14	Gewölbe Esszimmer $\alpha=50^\circ$	16,21kN	$F = 25,216kN \cdot \cos 50^\circ$
	15.1	Kehle (V)	3,96 kN↓	
	15.2	Kehle (H)	3,06 kN←	
	16	Deckenbalken OG	1,6 kN	$F = 14,314kN / 9$
Verkehrslasten	17	Schnee	0,319 kN/m	L=9,87m
	18	Winddruck Dach	0,64 kN/m	
	19	Windsog Dach	0,48 kN/m	
	20	Winddruck AW	0,4 kN/m	
	21	Windsog AW	0,25 kN/m	
	22	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m	
	23	Verkehrslast FB Atelier	1 kN/m	½ schon über DB
	24	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m	

Datei: SDB_oWi

→ Berechnung ohne Wind und ohne Schnee

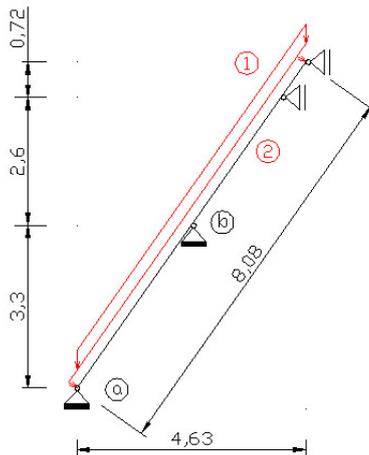
Lasten		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7	FW - Wände DG	6,964 kN	
8	FW – Wände OG	9,998 kN		
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=1,25m	27,46 kN		
12	Erddruck $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	15,625 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,25^2}{2}; R \rightarrow \frac{1,25m \cdot 2}{3}$	
Übertrag	13	Gewölbe Küche $\alpha=44^\circ$	8,247 kN	$F = 11,464kN \cdot \cos 44^\circ$
	14	Gewölbe Esszimmer $\alpha=50^\circ$	16,21kN	$F = 25,216kN \cdot \cos 50^\circ$
	15.1	Kehle (V)	10,058 kN↓	
	15.2	Kehle (H)	6,7787 kN←	
	16	Deckenbalken OG	1,6 kN	$F = 14,314kN / 9$
Verkehrslasten	17	Schnee		
	18	Winddruck Dach		
	19	Windsog Dach		
	20	Winddruck AW		
	21	Windsog AW		
	22	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m	
	23	Verkehrslast FB Atelier	1 kN/m	½ schon über DB
	24	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m	

Anhang C: ANSYS Modellierung in SP2

C.1 Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen SP2

Berechnung der Kräfte aus Sparren

Datei: SP_li



	Bezeichnung	$A=17,34m^2$	G
1	Eigenlast Sparren	$= 0,178 \text{ kN/m} \cdot 8,08\text{m}$	1,44 kN
	Eigenlast Dachdeckung	$= 2,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,34 \text{ m}^2$	36,42 kN
	Schnee	$= 0,319 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,34 \text{ m}^2$	5,53 kN
	Σ		43,29 kN
2	Winddruck	$= 0,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,34 \text{ m}^2 / 8,08\text{m}$	1,37 kN/m
3	Windsog	$= 0,48 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,34 \text{ m}^2 / 8,08\text{m}$	1,03 kN/m

Element		Real		Material	
1	BEAM3 (SP 17x19)	1	$A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,19^3}{12} = 9,717e-5m^4$ $h = 0,19m$	1(Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis (Wind links)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	-0,80229	11,387
b (34)	2,315	3,3	2,9266	38,252
c (60)	4,1389	5,9	-11,201	0
d (67)	4,63	6,6	0,034884	0

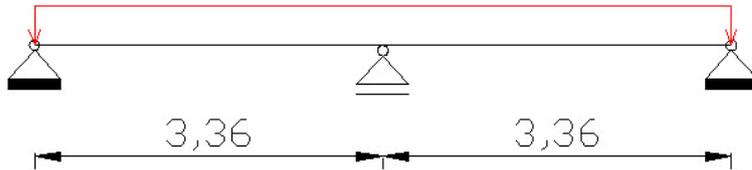
Ergebnis (Wind rechts)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	2,3730	9,1593
b (34)	2,315	3,3	9,5681	29,368
c (60)	4,1389	5,9	-5,1414	0
d (67)	4,63	6,6	-0,0016785	0

Ergebnis (ohne Wind)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	1,0102	10,115
b (34)	2,315	3,3	6,7178	33,181
c (60)	4,1389	5,9	-7,7421	0
d (67)	4,63	6,6	0,014013	0

Ergebnis (ohne Wi + Sch)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	0,8834	8,8447
b (34)	2,315	3,3	5,8740	29,013
c (60)	4,1389	5,9	-6,7696	0
d (67)	4,63	6,6	0,01225	0

Berechnung der Kräfte aus Kehlbalken 1-3:

Datei: KB_1-3



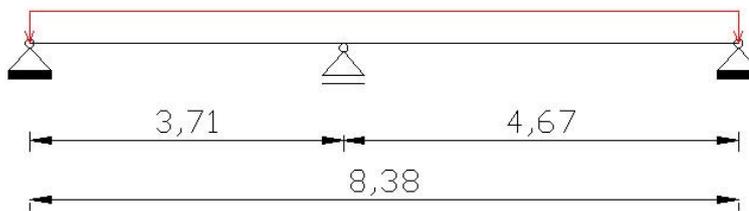
	Bezeichnung		g
	Eigenlast Kehlbalken		= 0,242 kN/m
	EL Fußboden	= 1,265 kN/m ² * 0,9m	= 1,14 kN/m
	Verkehrslast	= 2,0 kN/m ² * 0,9m	= 1,8 kN/m
	Σ		= 3,18 kN/m

Element		Real		Material	
1	BEAM3 (KB 20x22)	1	$A = 0,2 \cdot 0,22 = 0,044m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,22^3}{12} = 1,775e - 4m^4$ $h = 0,22m$	1(Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	0	4,0068
b (2)	3,36	0	0	13,356
c (3)	6,72	0	0	4,0068

Berechnung quer zur Ebene liegenden Kehlbalken:

Datei: KB_quer



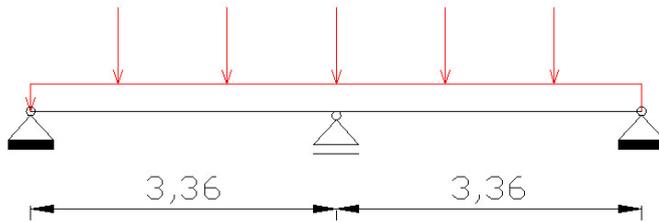
	Bezeichnung	$A=9,7m^2$	g
	Eigenlast Kehlbalken		= 0,242 kN/m
	EL Fußboden	= 1,265 kN/m ² * 9,7/8,38	= 1,464 kN/m
	Verkehrslast	= 2 kN/m ² * 9,7/8,38	= 2,315 kN/m
	Σ		= 4,021 kN/m

Element		Real		Material	
1	BEAM3 (KB 20x22)	1	$A = 0,2 \cdot 0,22 = 0,044m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,22^3}{12} = 1,775e - 4m^4$ $h = 0,22m$	1(Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	0	4,9868
b (2)	3,71	0	0	21,284
Anschluss KB (3)	8,38	0	0	7,4251

Berechnung Kehlbalken 4:

Datei: KB4



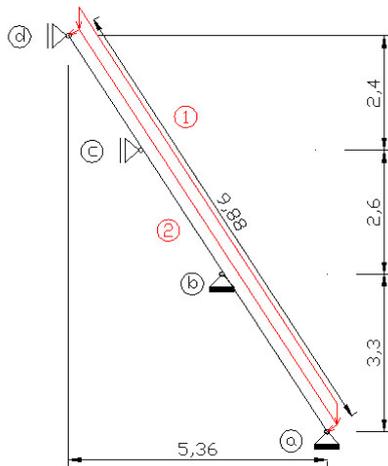
	Bezeichnung		g
	Anschluss KB	= 5 * 7,4251 kN	
	Eigenlast Kehlbalken		= 0,242 kN/m
	EL Fußboden	= 1,265 kN/m ² * 0,45m	= 0,569 kN/m
	Verkehrslast	= 2,0 kN/m ² * 0,45m	= 0,9 kN/m
	Σ		= 1,711 kN/m

Element		Real		Material	
1	BEAM3 (KB 20x22)	1	$A = 0,2 \cdot 0,22 = 0,044 m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,22^3}{12} = 1,775e - 4 m^4$ $h = 0,22 m$	1 (Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

Ergebnis	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (1)	0	0	0	7,1059
b (4)	3,36	0	0	34,412
c (7)	6,72	0	0	7,1059

Berechnung der Sparren zwischen F2 und T2

Datei: SP_re



	Bezeichnung	A=5,67m ²	G
1	Eigenlast Sparren	= 0,178 kN/m*9,88m	1,76 kN
	Eigenlast Dachdeckung	= 2,1 kN/m ² * 5,67 m ²	11,91 kN
	Schnee	= 0,319 kN/m ² * 5,67 m ²	1,81 kN
	Σ		15,48 kN
2	Windsog	= 0,48 kN/m ² * 5,67 m ² /9,88m	0,28 kN/m
3	Winddruck	= 0,64 kN/m ² *5,67 m ² /9,88m	0,37 kN/m

Element		Real		Material	
1	BEAM3 (SP 17x19)	1	$A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,19^3}{12} = 9,717e - 5m^4$ $h = 0,19m$	1(Holz)	$E = 10e6 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$

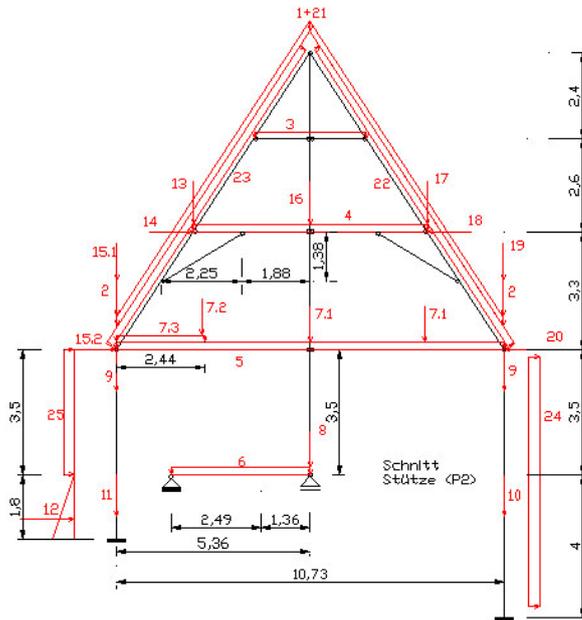
Ergebnis (Wind links)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (84)	5,36	0	-0,63938	2,6644
b (51)	3,2289	3,3	-4,5122	11,314
c (25)	1,5499	5,9	+2,0301	0
d (1)	0	8,3	+0,79751	0

Ergebnis (Wind rechts)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (84)	5,36	0	+0,23199	+3,2271
b (51)	3,2289	3,3	-3,2183	+14,236
c (25)	1,5499	5,9	+4,3534	0
d (1)	0	8,3	+1,7039	0

Ergebnis (ohne Wind)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (84)	5,36	0	-0,26402	2,9067
b (51)	3,2289	3,3	-3,9548	12,573
c (25)	1,5499	5,9	3,0309	0
d (1)	0	8,3	1,1880	0

Ergebnis (ohne Wi + Sch)	Koordinaten		Auflagerkräfte	
	x [m]	y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]
a (84)	5,36	0	-0,23316	2,5670
b (51)	3,2289	3,3	-3,4926	11,103
c (25)	1,5499	5,9	2,6766	0
d (1)	0	8,3	1,0491	0

C.2 Randbedingungen und Belastungen SP2



Element		Real		Material	
1	BEAM3	5 (ST) 22x22	$A = 0,22 \cdot 0,22 = 0,0484m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,22 \cdot 0,22^3}{12} = 1,952e - 4m^4$ $h = 0,22m$	4 (Holz)	$E = 10e6 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$
		6 (Kopf) 14x14	$A = 0,14 \cdot 0,14 = 0,0196m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,14 \cdot 0,14^3}{12} = 3,2e - 5m^4$ $h = 0,14m$		
		1 (KB) 12x14	$A = 0,12 \cdot 0,14 = 0,0168m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,12 \cdot 0,14^3}{12} = 2,744e - 5m^4$ $h = 0,14m$	1 ⊥ (Holz)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,1$
		2 (KB) 20x22	$A = 0,2 \cdot 0,22 = 0,044m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,22^3}{12} = 1,775e - 4m^4$ $h = 0,22m$		
		3 (DB) 20x25	$A = 0,2 \cdot 0,25 = 0,05m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,25^3}{12} = 2,6e - 4m^4$ $h = 0,25m$		
		4 (SP) 17x19	$A = 0,17 \cdot 0,19 = 0,0323m^2$ $I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,19^3}{12} = 9,717e - 5m^4$ $h = 0,19m$		

Element		Real		Material	
2	PLANE42		-	2 (NS)	$E = 3e5 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,2$
				3 (FW)	$E = 1,32e6 \frac{kN}{m^2}$ $\mu = 0,15$

Lasten Wind von links		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7.1		6,964 kN	
	7.2	FW - Wände DG	2,089 kN	= 0,3m * 6,964
	7.3		6,964 kN/m	
	8	FW – Wände OG	9,998 kN	
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=2,0m	43,96 kN	= 21,970 kN/m ² * 2,0	
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	32,4 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,8^2}{2}; R \rightarrow \frac{1,8m \cdot 2}{3}$	
Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen	13	Sp_li	38,25↓	
		KB_1-3	12,02	+3*4,0068
		KB_4	7,11	
		Σ	57,38 kN ↓	
	14	SP_li	-2,93 kN →	
	15.1	SP_li	11,39 kN ↓	
	15.2		0,80 kN →	
	16	KB_1-3	40,07	= 3*13,356
		KB_4	34,41	
		Σ	74,48 kN ↓	
	17	SP_li	29,37↓	
		KB_1-3	12,02	= 3* 4,0068
		KB_4	7,11	
		SP_re	33,94	= 3*11,314
		Σ	82,44 kN ↓	

Lasten Wind von links		Bezeichnung		Notizen	
Lasten aus angrenzenden Gebäudeeile-	18	SP_li	+9,57→		
		SP_re	+13,54→	= 3* 4,5122	
		Σ	+23,11kN →		
	19	SP_li	9,16		
		SP_re	7,99	= 3*2,6644	
		Σ	17,15 kN ↓		
	20	SP_li	+2,37 kN→		
		SP_re	+1,92 kN→	= 3* 0,63938	
		Σ	4,29 kN →		
Verkehrslasten	21	Schnee	0,319 kN/m	L=9,87m	
	22	Windsog Dach	0,48 kN/m		
	23	Winddruck Dach	0,64 kN/m		
	24	Windsog AW	0,25 kN/m		
	25	Winddruck AW	0,4 kN/m		
	26	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m		
	27	Verkehrslast FB Atelier	2 kN/m		
	28	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m		

Lasten Wind von rechts		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7.1		6,964 kN	
	7.2	FW – Wände DG	2,089 kN	= 0,3m * 6,964
	7.3		6,964 kN/m	
	8	FW – Wände OG	9,998 kN	
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=1,8m	39,55 kN	= 21,970 kN/m ² * 1,8	
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	32,4 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,8^2}{2}; R \rightarrow \frac{1,8m \cdot 2}{3}$	
Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen	13	Sp_li	29,37	
		KB_1-3	12,02	+3*4,0068
		KB_4	7,11	
		Σ	48,50 kN ↓	
	14	SP_li	-9,57 kN →	
	15.1	SP_li	9,16 kN ↓	
	15.2		-2,37 kN →	
	16	KB_1-3	40,07	= 3*13,356
		KB_4	34,41	
		Σ	74,48 kN ↓	
	17	SP_li	38,25	
		KB_1-3	12,02	= 3* 4,0068
		KB_4	7,11	
		SP_re	42,71	= 3*14,236
		Σ	100,09 kN ↓	

Lasten Wind von rechts		Bezeichnung		Notizen
Lasten aus angrenzenden Gebäudee-	18	SP_li	+2,93→	
		SP_re	+9,65→	= 3* 3,2183
		Σ	12,58 kN →	
	19	SP_li	11,39	
		SP_re	9,68	= 3*3,2271
		Σ	21,07 kN ↓	
	20	SP_li	-0,80 kN→	
		SP_re	-0,70 kN→	= 3* -0,232
		Σ	-1,50 kN →	
Verkehrslasten	21	Schnee	0,319 kN/m	L=9,87m
	22	Winddruck Dach	0,64 kN/m	
	23	Windsog Dach	0,48 kN/m	
	24	Winddruck AW	0,4 kN/m	
	25	Windsog AW	0,25 kN/m	
	26	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m	
	27	Verkehrslast FB Atelier	2 kN/m	
	28	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m	

Lasten ohne Wind		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7.1		6,964 kN	
	7.2	FW - Wände DG	2,089 kN	= 0,3m * 6,964
	7.3		6,964 kN/m	
	8	FW – Wände OG	9,998 kN	
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=2,0m	43,96 kN	= 21,970 kN/m ² * 2,0	
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	32,4 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,8^2}{2}; R \rightarrow \frac{1,8m \cdot 2}{3}$	
Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen	13	Sp_li	33,181↓	
		KB_1-3	12,02	+3*4,0068
		KB_4	7,11	
		Σ	52,31 kN ↓	
	14	SP_li	-6,72 kN →	
	15.1	SP_li	10,12 kN ↓	
	15.2		-1,01 kN →	
	16	KB_1-3	40,07	= 3*13,356
		KB_4	34,41	
		Σ	74,48 kN ↓	
	17	SP_li	33,18 ↓	
		KB_1-3	12,02	= 3* 4,0068
		KB_4	7,11	
		SP_re	37,72	= 3*12,573
		Σ	90,03 kN ↓	

Lasten ohne Wind		Bezeichnung		Notizen	
Lasten aus angrenzenden Gebäudee-	18	SP_li	6,72 →		
		SP_re	11,86 →	= 3* 3,955	
		Σ	18,58 kN →		
	19	SP_li	10,115		
		SP_re	8,72	= 3*2,907	
		Σ	18,84 kN ↓		
	20	SP_li	1,01 kN→		
		SP_re	0,79 kN→	= 3* 0,264	
		Σ	1,80 kN →		
Verkehrslasten	21	Schnee	0,319 kN/m	L=9,87m	
	22		-		
	23		-		
	24		-		
	25		-		
	26	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m		
	27	Verkehrslast FB Atelier	2 kN/m		
	28	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m		

Lasten ohne Wi+Sch		Bezeichnung		Notizen
ständige Lasten	1	Sparren	0,178 kN/m	L=9,87m
		Deckung	2,1 kN/m	
		Σ	2,278 kN/m	
	2	Dachstuhl	1,5 kN	
	3	Kehlbalken 12x14	0,0924 kN/m	
	4	Kehlbalken 20x22	0,242 kN/m	
		Fußboden	1,265kN/m	
		Σ	1,507 kN/m	
	5	Deckenbalken	0,275 kN/m	
		Fußboden	0,883 kN/m	= 0,5m * 1,766kN/m ²
		Σ	1,158 kN/m	
	6	Fußboden Seitenflügel	0,429 kN/m	
	7.1		6,964 kN	
	7.2	FW - Wände DG	2,089 kN	= 0,3m * 6,964
	7.3		6,964 kN/m	
	8	FW – Wände OG	9,998 kN	
9	Außenwand OG h=3,5m	63,02 kN		
10	Außenwand EG h=4,0m	87,88 kN		
11	Außenwand EG h=2,0m	43,96 kN	= 21,970 kN/m ² * 2,0	
12	Erddruck $\gamma=20$ kN/m ³	32,4 kN/m	$F = \frac{20 \cdot 1,8^2}{2}; R \rightarrow \frac{1,8m \cdot 2}{3}$	
Lasten aus angrenzenden Gebäudeelementen	13	Sp_li	29,01↓	
		KB_1-3	12,02	+3*4,0068
		KB_4	7,11	
		Σ	48,14 kN ↓	
	14	SP_li	-5,87kN →	
	15.1		8,84 kN ↓	
	15.2	SP_li	-0,88 kN →	
	16	KB_1-3	40,07	= 3*13,356
		KB_4	34,41	
		Σ	74,48 kN ↓	
	17	SP_li	29,013↓	
		KB_1-3	12,02	= 3* 4,0068
		KB_4	7,11	
		SP_re	33,31	= 3*11,103
		Σ	81,45 kN ↓	

Lasten ohne Wi+Sch		Bezeichnung		Notizen	
Lasten aus angrenzenden Gebäudee-	18	SP_li	5,87 →		
		SP_re	10,48 →	= 3* 3,4926	
		Σ	16,35 kN →		
	19	SP_li	8,84		
		SP_re	7,7		= 3*2,5670
		Σ	16,54 kN ↓		
	20	SP_li	0,88 kN→		
		SP_re	0,70 kN→		= 3* 0,23316
		Σ	1,58 kN →		
Verkehrslasten	21	Schnee	-		
	22		-		
	23		-		
	24		-		
	25		-		
	26	Verkehrslast FB Seitenflügel	2 kN/m		
	27	Verkehrslast FB Atelier	2 kN/m		
	28	Verkehrslast FB Dachboden	2 kN/m		

Anhang D: Sensitivitätsanalysen in SDB und SP2

Die Ergebnisse der durchgeführten Sensitivitätsanalysen befinden sich in Excel-Tabellen auf der beigelegten CD-ROM unter den Dateinamen: Sens_SDB und Sens_SP2

Anhang E: Pläne

E.1 verformungsgerechtes Aufmaß

E.2 vereinfachtes Aufmaß

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: topografische Karte der Umgebung von Oberschaar [2.4]	10
Abb. 2: oben: Lage der Gemeinde im Landkreis Freiberg und unten Lage des Landkreises Freiberg in Sachsen [2.5]	11
Abb. 3: Trasse der früheren Schmalspurbahn (1922 – 1971) [2.16]	13
Abb. 5: geologische Karte aus dem Königreich Sachsen um 1900 mit gekennzeichneten Stolln und Steinbrüchen (blau = Stolln; rot = Steinbruch); [1.1]	15
Abb. 6: links: Westansicht um 1800 [1.4]; rechts: Westansicht 2007	16
Abb. 7: links: Grundriss Erdgeschoss; rechts: Grundriss Obergeschoss	17
Abb. 8: mögliche frühere Situation	18
Abb. 9: Situation vor 1945	18
Abb. 10: Luftbild Westansicht 1996	19
Abb. 11: freigelegter Fußboden Küche	19
Abb. 12: abgefangene Wand des Nähzimmers	19
Abb. 13: Einbau der Temperierung	20
Abb. 14: links: Bruchsteinmauerwerk der Außenwand im Esszimmer während der Sanierung 1996; rechts: Skizze eines Bruchsteinmauerwerkes [2.1]	22
Abb. 15: links: Deckenbalken Erdgeschoss; rechts: Deckenbalken Obergeschoss	24
Abb. 16: Dachausmittlung	25
Abb. 17: links: Dachstuhlkonstruktion und rechts: Dachstuhlelemente	25
Abb. 18: statisches System Dach	26
Abb. 20: Lage der Risse im Bauwerk; links: im Obergeschoss und rechts im Erdgeschoss	30
Abb. 21: Rissverlauf an Innenwand zwischen Kinder- und Nähzimmer	30
Abb. 22: Riss 1 im oberen Bereich der Wand 6	31
Abb. 23: Riss 1 in der unteren Hälfte der Wand 6	31
Abb. 24: Rissverlauf an Wand 4 zwischen Nähzimmer und Flur	31
Abb. 25: Rissverlauf an der südlichen Außenwand	32
Abb. 26: Rissverlauf an der Innenwand zwischen Küche und Esszimmer im Erdgeschoss	32
Abb. 27: links: Auszug aus der Katasterkarte der Gemarkung Oberschaar und rechts: Untersuchungsgebiet mit eingemessenen Höhenpunkten	33
Abb. 28: Auszug aus der geologischen Karte des Königreichs Sachsen (um 1900) [1.1]	34
Abb. 29: Lage der geotechnischen Messpunkte	35
Abb. 31: links: Fundament aus quergelegten flachen Natursteinen; mitte: Fundamentverbreiterung durch Abtreppung des Bruchsteinmauerwerkes; rechts: Fundamentverbreiterung durch gleichmäßige Neigung bei Mauerwerk aus runden Feldsteinen [1.14]	41
Abb. 32: Felshorizont	44
Abb. 33: Wegrutschen des Fundamentes	44
Abb. 34: ausgewählte Schnitte im Grundriss links: im DG und rechts im OG	48
Abb. 35: links: Schnitt Stütze (SP2) und rechts: statisches System SP2	49

Abb. 36: links: Schnitt Deckenbalken (SDB) und rechts: statisches System SDB.....	50
Abb. 37: Kraftfluss SDB: 9 anschließende Deckenbalken	51
Abb. 38: Kraftfluss SDB: statisches System der angeschlossenen Deckenbalken	51
Abb. 39: Kraftfluss SDB: Sparrenlage und Kehlfußanschluss	51
Abb. 40: Kraftfluss SDB: Flächenlast Sparren-Kehle.....	52
Abb. 41: Kraftfluss SDB: links: statisches System des längsten Sparren und rechts statisches System der Kehle	52
Abb. 42: Kraftfluss SDB: Gewölbeanschlüsse im Erdgeschoss.....	53
Abb. 43: Kraftfluss SDB: statische Systeme der Gewölbekappen	53
Abb. 44: Kraftfluss SP2: Fläche der Sparrenlasten an Grat 2 und 3.....	54
Abb. 45: Kraftfluss SP2: statisches System des mittleren Sparrens.....	54
Abb. 46: Kraftfluss SP2: Sparren zwischen First 2 und Traufe 2	55
Abb. 47: Kraftfluss SP2: statisches System der Sparren zwischen F2 und T2.....	55
Abb. 48: Kraftfluss SP2: Anteil der Fußbodenlast des Dachbodens.....	56
Abb. 49: Kraftfluss SP2: statisches System der quer zur Ebene liegenden Kehlbalken.....	56
Abb. 50: Kraftfluss SP2: oben: Belastung Kehlbalken 1-3 und unten: Belastung Kehlbalken 4.....	56
Abb. 51: statisches System, Elemente und Randbedingungen in SDB	62
Abb. 52: einwirkende Lasten in SDB.....	64
Abb. 54: Verformungskurve der ersten Berechnung in SDB.....	65
Abb. 55: erste Sensitivierung in SDB: Variation des E-Moduls.....	67
Abb. 56: zweiter Schritt der Sensitivierung in SDB: mittige Fundamentverdrehung	68
Abb. 57: dritter Schritt der Sensitivierung in SDB: außermittige Fundamentverdrehung	68
Abb. 58: vierter Schritt der Sensitivierung in SDB: Variation des E-Moduls (NL)	69
Abb. 59: fünfter Schritt der Sensitivierung in SDB: mittige Fundamentverdrehung (NL).....	71
Abb. 60: sechster Schritt der Sensitivierung in SDB: außermittige Fundamentverdrehung (NL)	72
Abb. 61: siebter Schritt der Sensitivierung in SDB: Ergebniskurven (FV-am; NL; R) ...	74
Abb. 62: statisches System, Elemente und Randbedingungen in SP2.....	75
Abb. 63: einwirkende Lasten in SP2	77
Abb. 65: Verformungskurve der ersten Berechnung in SP2	79
Abb. 66: Vergleich der Verformungen mit und ohne Einspannung der linken Außenwand in SP2.....	80
Abb. 67: erster Schritt der Sensitivierung in SP2.....	81
Abb. 68: zweiter Schritt der Sensitivierung in SP2: mittige Fundamentverdrehung	82
Abb. 69: dritter Schritt der Sensitivierung in SP2: außermittige Fundamentverdrehung	83
Abb. 70: geometrisch nichtlinearer Vergleich mit und ohne Einspannung der linken Außenwand	84
Abb. 71: vierter Schritt der Sensitivierung in SP2	85
Abb. 72: fünfter Schritt der Sensitivierung in SP2	86
Abb. 73: sechster Schritt der Sensitivierung in SP2: außermittige Fundamentverdrehung NL.....	87
Abb. 74: 7. Schritt der Sensitivierung in SP2	88

Abb. 75: Darstellung der optimiert berechneten Verformungskurven in SDB und SP2.....	90
Abb. 76: Darstellung des weiteren Verlaufes der Verformungen bei fortschreitendem Riss in der linken Außenwand	93
Abb. 77: in ANSYS dargestelltes Verformungsbild bei Versagen der Konstruktion.....	94
Abb. 81: Sparrenlage	100

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Zuordnung von Rissen nach Rissverlauf, Rissart und Ursache.....	28
Tab. 2: Deformation entlang der südwestlichen Giebelwand gemessen an den Fensterleibungen.....	29
Tab. 3: Ergebnisse der Ramm- und Rammkernsondierungen an MP1	36
Tab. 4: Ergebnisse der Ramm- und Rammkernsondierungen an MP2	37
Tab. 5: Berechnung des E-Moduls von Natursteinmauerwerk nach DIN 1053.....	60
Tab. 6: Berechnung des E-Moduls einer Fachwerkwand nach DIN1053	60
Tab. 7: Messwerte der Verformungen in SDB und SP2.....	61
Tab. 8: Werte der einwirkenden Lasten in SDB.....	64
Tab. 9: Ergebniswerte der ersten Berechnung in SDB	66
Tab. 10: mögliche Einflusskombinationen in SDB im linearen Verhalten	69
Tab. 11: Wertevergleich in SDB: lineares und nichtlineares Verhalten unter Variation des E-Moduls	70
Tab. 12: Wertevergleich in SDB: lineares und nichtlineares Verhalten unter Berücksichtigung einer mittigen Fundamentverdrehung	71
Tab. 13: Wertevergleich in SDB: außermittige Fundamentverdrehung L und NL.....	72
Tab. 14: Ergebnis der Sensitivierung in SDB.....	74
Tab. 15: Werte der einwirkenden Lasten in SP2.....	78
Tab. 16: Ergebnis der ersten Berechnung SP2	79
Tab. 17: mögliche Einflusskombinationen in SP2 im linearen Verhalten	83
Tab. 18: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten unter Variation des E-Moduls	85
Tab. 19: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten mittiger Fundamentverdrehung	86
Tab. 20: Wertevergleich in SP2: lineares und nichtlineares Verhalten unter außermittiger Fundamentverdrehung	87
Tab. 21: Ergebniswerte der Modellierung in SP2.....	88
Tab. 22: Ergebniswerte der Modellierungen in SDB und SP2	90
Tab. 23: weiterer Verlauf der Verformungen bei Fortschreiten von Riss 5	93
Tab. 24: Verformungen in SDB mit und ohne Berücksichtigung des Gewölbeschubs.....	95

1. Literaturverzeichnis

- [1.1] **Credner, Hermann (1887):** geologische Spezialkarte des Königreichs Sachsen; Leipzig;
- [1.2] **Neumann Christiane (2007):** Studienarbeit: Ermittlung der Hydrodynamik mit Hilfe von Tracertests im Richtschacht „Reiche Zeche“/Freiberg/Sachsen ;
- [1.3] **Schmidt, Hermann (1838):** Inspection Freiberg als dritte Abtheilung von Sachsens Kirchen Galerie; zweiter Band; Landesmuseum für Vorgeschichte Dresden
- [1.4] **Poenicke (1854-1860):** Album der Schlösser und Rittergüter im Königreiche Sachsen. Section I-V
- [1.5] **Gühne, Arndt:** aus Steuerregistern und anderen Urkunden
- [1.6] **Staatsarchiv Dresden:** VII G 5
- [1.7] **Nöther, H. (2001):** Arbeitsblätter zur Vorlesungsreihe Bauwerkssanierung; Bauhaus-Universität Weimar
- [1.8] **Dachverband Lehm e.V. (2002):** Lehmbau Regeln; Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden
- [1.9] **Krause/Plewe (1993):** Baukonstruktionen; Cornelsen Verlag; Berlin
- [1.10] **Dierk/Wormuth (2006):** Baukonstruktionen; Werner Verlag; Berlin S. 473
- [1.11] **Dörken/Dehne (2004):** Grundbau in Beispielen, Kapitel 9 Risse im Bauwerk; Werner Verlag, München
- [1.12] **Vitruv:** „De architectura libri decem – zehn Bücher über Architektur“, Marix Verlag GmbH, Wiesbaden 2004
- [1.13] **Pieper, Klaus (1983):** Sicherung historischer Bauten; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin – München; S.109
- [1.14] **Goldscheider, Michael:** historische Gründungen
- [1.15] **Böhm:** Verdichtungspfähle (Literaturangabe Goldscheider)
- [1.16] **Borrmann** [Literaturangabe Goldscheider]
- [1.17] ein Buch von **Böhm** [Literaturangabe 5 in Goldscheider]
- [1.18] **Fecker und Reick:** Baugeologie, Quell- und Schwellverhalten von Gesteinen (Kapitel 7.2.5)
- [1.19] **Fecker und Reick:** Baugeologie; S.107 ff.
- [1.20] **Fecker und Reick:** Baugeologie; S.57

-
- [1.21] **Fecker und Reick:** Baugeologie; (S.137)
 - [1.22] **Gudehus, G. (1992):** Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke
 - [1.23] **Goldscheider Michael:** historische Gründungen; S.41
 - [1.24] **Müller/Groth (2002):** FEM für Praktiker; Bd.1;expert Verlag Renningen
 - [1.25] **Dierks/Wormuth:** Baukonstruktionen; S.475
 - [1.26] **Zimmermann, G.:** Bauschädensammlung Bd. 1-12; Fraunhofer IRB Verlag
 - [1.27] **Ministerium des Inneren (1993):** Schlösser und Herrenhäuser im Freistaat Sachsen

2. Internetverzeichnis

[2.1]

http://www.heinzebauoffice.de/hbo/typID_528/obID_1829381/module_1000/modulePageID_3/context_1/bruchsteinmauerwerk.html - letzter Aufruf: 15.06.07

[2.2] www.iek.uni-hannover.de/uploads/media/BPIII-F1-Verformungen-Uebersicht.pdf - letzter Aufruf: 02.06.2007

[2.3] <http://cgi.uni-kassel.de/~dbupress/download.cgi?inhalt=978-3-933146-34-2> - letzter Aufruf: 27.04.2007

[2.4] www.lfug.de - letzter Aufruf: 20.06.2007

[2.5] http://de.wikipedia.org/wiki/Landkreis_Freiberg - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.6] www.landwirtschaft.sachsen.de - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.7] <http://freiberg.net/> - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.8] http://www.gupf.tu-freiberg.de/geologie/geo_1.html - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.9] <http://www.gupf.tu-freiberg.de/links.html> - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.10] www.freiberg-sachsen.de - letzter Aufruf: 24.04.2007

[2.11]

http://www1.bergbehoerde.sachsen.de/hohlraumkarte/gemeindekarten/lk_freiberg/halsbruecke/soba_master.htm - letzter Aufruf: 08.05.2007

- [2.12] http://www.gupf.tu-freiberg.de/bergbau/roth_stollen.html - letzter Aufruf: 08.05.2007
- [2.13] <http://freiberg.net/bergbau/erzgaenge/> - letzter Aufruf: 08.05.2007
- [2.14] <http://www.wbs-dresden.de/projekte/silberblicke/kapfern/art2/art10s01.shtml>
- letzter Aufruf: 08.05.2007
- [2.15] www.wikipedia.de - letzter Aufruf: 02.06.2007
- [2.16] www.sachsenschiene.de - letzter Aufruf 20.06.2007
- [2.17] http://www.spiekermann.de/Microsoft_Word_-_91000.pdf - letzter Aufruf: 24.04.2007
- [2.18] <http://www.mineral.tu-freiberg.de/geochemie/bergbau/natlab/naturlab.html?PHPSESSID=c4686850301efe79ede009dc1d26d537> - letzter Aufruf: 08.05.2007
- [2.19] http://www.gupf.tu-freiberg.de/geologie/geo_1.html - letzter Aufruf: 24.04.2007

Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbständig angefertigt habe. Es wurden nur die in der Arbeit ausdrücklich benannten Quellen und Hilfsmittel benutzt. Wörtlich oder sinngemäß übernommenes Gedankengut habe ich als solches kenntlich gemacht.

Ort, Datum

Unterschrift

