



Gebäudeerneuerung Oberwallis

Optimierung von Bauprozessen und Erarbeitung von standardisierten technischen Lösungen für die Altbausanierung in teilweise geschützten, historischen Dorfkernen und Altstädten

Teil 5

Erdbebensicherheit

Impressum

Projektleitung

Andreas Müller, Berner Fachhochschule AHB

Thomas Näher, Berner Fachhochschule AHB

Steuergruppe

Pascal Abgottspon, Abgottspon Werlen Architekten GmbH

Markus Aeschbach, SRP Ingenieur AG

Monika Holzegger, ARGE Dorfkernerneuerung Oberwallis

Andreas Müller, Berner Fachhochschule AHB

Thomas Näher, Berner Fachhochschule AHB

Ulrich Weger, Holzbau Weger AG

Regionale Wirtschaftspartner

Pascal Abgottspon, Bernard Werlen, Abgottspon Werlen Architekten GmbH

Markus Aeschbach, SRP Ingenieur AG

Hannes Biffiger, Simon Summermatter, Lauber IWISA AG

Stefan Imhof, P. Imhof AG Metallbau

Willy Jossen, Farbe+ Gips AG

Kurt Karlen, Kurt Karlen AG Bau- und Möbelschreinerei

Christoph Noll, Holzbau Noll AG

Reinhard Perren, Schreinerei Perren AG

David Ritz, Thomas Summermatter, Atelier Summermatter Ritz GmbH

Philipp Truffer, Truffer Ingenieurberatung AG

Ulrich Weger, Holzbau Weger AG

Oliver Zurbriggen, Anton Imhof Ingenieurbüro GmbH

Fördergeber

Innosuisse - Schweizerische Agentur für Innovationsförderung

Innovationsprojekt 28941.1 IP-SBM, Laufzeit Januar 2019 bis Februar 2022

Herausgeber

Berner Fachhochschule AHB und VETA/NOVA

Editorial Franziska Hänni, Bettina Franke, Berner Fachhochschule AHB

1. Auflage, August 2022

Urheberrecht

Die Leitfäden von VETA/NOVA sind urheberrechtlich geschützt. Sofern Dritte die Leitfäden oder Teile daraus nutzen wollen, muss vorgängig die Zustimmung der Geschäftsstelle VETA/NOVA eingeholt (Mail: info@veta-nova.ch) und dann entsprechend referenziert werden.

Bewilligungsprozesse

Teil 5 der 9-teiligen Schriftenreihe «Gebäudeerneuerung Oberwallis»

<https://doi.org/10.24451/0gda-2v74>



Nationale Wirtschaftspartner

Markus Keller, GUTEX Schweiz GmbH

Peter Ehrenbogen, Peter Kammer, JOMOS Brandschutz AG

Damian Kilchör, James Hardie Europe GmbH

Niklaus Sägesser, Fisolan AG

Jörg Wollnow, SIGA Cover AG

Mitglieder Sounding Board

Andreas Gattlen, Naturpark Pfyn-Finges

Dionys Hallenbarter, Energieregion Goms

Tamar Hosennen, Roger Michlig, Regions- und Wirtschaftszentrum AG

Dominik Roos, Schweizerische Berghilfe

Norbert Russi, Dienststelle für Raumentwicklung, Kanton Wallis

Klaus Troger, Denkmalpflege Oberwallis

Adeline Zumstein, Landschaftspark Binntal

Arbeitsgemeinschaft Dorfkernerneuerung Oberwallis – VETA/NOVA

Monika Holzegger, ARGE Dorfkernerneuerung Oberwallis

Vorwort

Die typischen historischen Holzgebäude in Oberwalliser Dörfern sollen nicht ungenutzt verfallen. Mit effizienteren Planungsprozessen und reduzierten Umbaukosten gelingt es, ihnen neues Leben einzuhauchen. Für jeden thematischen Bereich der Umbauten wurde im Rahmen des Projekts ein Leitfaden entwickelt, um mit standardisierten und abgestimmten Musterlösungen den heutigen Anforderungen gerecht zu werden. Die Prozesse und Musterlösungen wurden dabei intensiv untereinander sowie mit den Gemeinden und Behörden abgestimmt und nach Möglichkeit vereinheitlicht.

Im Namen der nationalen und regionalen Wirtschaftspartner sowie der Forschungspartnerin Berner Fachhochschule möchten wir uns ganz herzlich bei allen beteiligten Personen, Institutionen, Arbeitsgruppen, fachlichen Stellen und Gremien sowie Unternehmen für die äusserst konstruktive Zusammenarbeit bedanken, ohne die dieses Projekt nicht in diesem Rahmen umsetzbar gewesen wäre. Der Dank gilt insbesondere den Partnern des Soundingboards sowie den kantonalen Stellen und nicht zuletzt allen Eigentümerschaften und Architekturbüros der Objekte, die als Forschungsobjekte in natura oder in Bildern und Plänen verwendet werden durften und so zum Gelingen dieser umfangreichen Aufgabe beigetragen haben.

Die ausführlichen Leitfäden können im Rahmen dieses Dokuments oder auf der Homepage von VETA/NOVA unter www.vetanova.ch eingesehen werden. Es sind die folgende acht Leitfäden verfügbar:

Projektdokumentation

- 1 **Gestaltungsleitfaden**
- 2 **Bewilligungsprozesse**
- 3 **Gebäudeanalyse**
- 4 **Umbaukonzepte, Verstärkung**
- 5 **Erdbebensicherheit**
- 6 **Brandschutz**
- 7 **Bauphysik und Schallschutz**
- 8 **Detailkatalog**

Inhalt

Projektdokumentation

1 Gestaltungsleitfaden

2 Bewilligungsprozesse

3 Gebäudeanalyse

4 Umbaukonzepte, Verstärkung

5 Erdbebensicherheit

| | |
|--|----|
| ▶ 5.1 Erdbebensicherheit | 6 |
| ▶ 5.2 Grundsätze zur Projektierung | 7 |
| ▶ 5.3 Erdbebeneinwirkungen | 8 |
| Einführung | 8 |
| Ambient Vibration Measurements | 8 |
| Ausschwingversuche | 11 |
| Fazit Einwirkungen | 14 |
| ▶ 5.4 Verteilung der Erdbebenkräfte | 15 |
| Fall 1 "Starre Scheibe" | 15 |
| Fall 2 "Weiche Scheibe" | 15 |
| ▶ 5.5 Tragwiderstand von Blockwänden | 16 |
| Grundsätze | 16 |
| Versuche Reibung und Verstärkung von Blockwänden | 17 |
| Versuchsaufbau und -ablauf | 17 |
| Ergebnisse | 19 |
| Verankerung | 22 |
| Fazit Tragwiderstand | 22 |
| ▶ 5.6 Das wichtigste in Kürze | 23 |
| ▶ Literatur und Normen | 24 |
| ▶ Anhang | 25 |
| Berechnungsbeispiel | 25 |
| Erdbebenformular des Kantons | 42 |

6 Brandschutz

7 Bauphysik, Baukonstruktion

8 Detailkatalog



5

Erdbebensicherheit

Autoren

Lukas Furrer, Berner Fachhochschule AHB
Martin Geiser, Berner Fachhochschule AHB

Linda Dany-Cavasin, SRP Ingenieur AG

Arbeitsgruppe

Pascal Abgottspon, Abgottspon Werlen Architekten GmbH
Markus Aeschbach, SRP Ingenieur AG
Stefan Imhof, P. Imhof AG Metallbau
Christoph Noll, Holzbau Noll AG

Urs Oberbach, Berner Fachhochschule AHB
Philipp Truffer, Truffer Ingenieurberatung AG
Ulrich Weger, Holzbau Weger AG
Oliver Zurbruggen, Anton Imhof Ingenieurbüro GmbH

Erdbeben- sicherheit

In diesem Leitfaden wird gezeigt, wie bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Blockbaus vorgegangen wird. Zu den Themen dynamische Eigenschaften von Blockbauten und horizontaler Tragwiderstand von Blockwänden wurden Untersuchungen gemacht, auf deren Grundlage das Vorgehen Schritt für Schritt beschrieben wird. Schliesslich beinhaltet der Leitfaden ein Berechnungsbeispiel, in dem die gewonnenen Erkenntnisse angewandt werden. Dabei werden systematisch die Themen Erdbebeneinwirkungen, Verteilung der Kräfte und Tragwiderstand der Wandscheiben behandelt.

5.1

Erdbebensicherheit

Historische Untersuchungen zu den Auswirkungen von Erdbeben auf Walliser Blockbauten haben ergeben, dass die Blockbauweise an sich ein günstiges Tragverhalten gegenüber Erdbeben aufweist. Allerdings müssen weitere Faktoren berücksichtigt werden, um die Erdbebensicherheit eines traditionellen Walliser Blockbaus zu beurteilen.

Einführung

Die Untersuchungen ergaben, dass sich insbesondere der Sockel bzw. das Erdgeschoss aus Mauerwerk im Fall eines Erdbebens als Schwachstelle herausgestellt hatte und dass auch Gebäude auf Stützen, also Speicher und Stadel, häufiger von Einstürzen betroffen gewesen waren. Ausserdem führten schwere Dachkonstruktionen, also Dachdeckungen mit Schieferplatten vermehrt zu Gebäudeeinstürzen, Hasler & Züger (2019).

Dieser Leitfaden richtet sich insbesondere an Ingenieure, welche sich mit der Sanierung von bestehenden Walliser Blockbauten befassen. Der Leitfaden dient den Ingenieuren als Werkzeug, mit welchem die Beurteilung der Erdbebensicherheit und Massnahmenempfehlung lt. SIA 269/8:2017 von solchen Gebäuden erleichtert wird. Dabei werden die Einwirkungen aus Erdbeben, die Verteilung der Erdbebenkräfte auf die aussteifenden Blockwände und schliesslich der Tragwiderstand von Blockwänden gegenüber Horizontallasten behandelt. Des Weiteren werden Massnahmen zur Verstärkung und Verankerung der Wände vorgeschlagen.

Hinsichtlich der Erdbebeneinwirkungen liegt der Fokus auf der korrekten Ermittlung der Grundschiwingzeit und auf der Dämpfung, welche für die Ermittlung der Erbebenkräfte angesetzt werden kann. Im Rahmen des Projekts wurden Ambient Vibration Measurements (AVM) an zehn Walliser Blockbauten durchgeführt. Das Ziel dieser Messkampagne lag insbesondere darin, die dynamischen Eigenschaften der Gebäude zu untersuchen und schliesslich Vorgaben für die korrekte Ermittlung der Grundschiwingzeit, welche für die Berechnung der Erdbebenkräfte be-

nötigt wird, zu machen. An einem der zehn Gebäude wurden zusätzlich zu den Messungen Ausschwingversuche durchgeführt, um die dynamischen Eigenschaften bei grossen Auslenkungen zu untersuchen, wobei das Augenmerk insbesondere auf der Dämpfung und der Grundschiwingzeit gelegen hat.

Im darauffolgenden Teil wird erläutert, wie die Erdbebenkräfte, welche aufgrund der Erkenntnisse zum Thema Erdbebeneinwirkungen ermittelt werden können, auf die aussteifenden Blockwände verteilt werden, wobei die Scheibenwirkung eine entscheidende Rolle spielt.

Das Kapitel zum Thema Tragwiderstand von Blockwänden beinhaltet Angaben zur Gleitreibung und Verstärkung sowie Verankerung der Wände. Um Reibungskoeffizienten aus der Literatur zu verifizieren und das Tragverhalten von Blockwänden zu untersuchen, wurden Versuche an der Berner Fachhochschule - AHB durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen resultieren in Vorschlägen für die Reibung, welche rechnerisch angesetzt werden kann und für Verstärkungsmassnahmen mit Schrauben, die den Tragwiderstand gewährleisten sollen.

Schliesslich beinhaltet der Leitfaden ein Berechnungsbeispiel für die Beurteilung der Erdbebensicherheit und Massnahmenempfehlung für bestehende Walliser Blockbauten. Die zuvor beschriebenen Erkenntnisse werden in das Berechnungsbeispiel eingebunden und es wird gezeigt, wie die Angaben dieses Leitfadens an einem realen Objekt angewandt werden können, und anhand der Berechnungen wird das kantonale Erdbebenformular ausgefüllt.

Grundsätze zur Projektierung

Dieses Kapitel beinhaltet die Grundlagen für die Projektierung betreffend Erdbebensicherheit von bestehenden Blockbauten im Wallis. Nachdem Bauherr, Architekt und Ingenieur den Projektumfang definiert haben, liegt es beim Ingenieur, eine erdbebenspezifische Beurteilung des Vorhabens anhand der projektspezifischen Details, des aktuell geltenden Baugesetzes, sowie der aktuellen Baunormen durchzuführen. Ausserdem sind dabei die neusten wissenschaftlichen Erkenntnisse zu berücksichtigen.

Bei bestehenden Bauten (Baujahr vor 2003) besteht lt. SIA 269 6.1.2 aufgrund der neuen Erkenntnisse grundsätzlich die Veranlassung einer Überprüfung der Erdbebensicherheit. Umbauten bieten eine gute Gelegenheit eine solche Überprüfung durchzuführen. Diese Überprüfung darf gemäss SIA 269 generell oder detailliert erfolgen. Dieser Entscheid wird vom beauftragten Ingenieur aufgrund der erdbebenspezifischen Beurteilung des Objekts in Zusammenarbeit mit den Projektbeteiligten gefällt.

Der Entscheid, ob eine detaillierte (und aufwändigere) Erdbebenüberprüfung erforderlich ist, muss von Fall zu Fall unter Berücksichtigung des jeweiligen Projekts gefällt werden und findet losgelöst vom weiteren Projektlauf (Baubewilligung, etc.) statt. Massgebend können unterschiedliche Faktoren sein, welche von einem für erdbebengerechtes Bauen qualifizierten Ingenieur im Rahmen einer generellen Überprüfung beurteilt werden.

Bei kleinen Gebäuden (freistehende, bis zweigeschossige Ein- oder Zweifamilienhäuser) ohne gravierende Schwachstellen ist in der Regel eine detaillierte Überprüfung der Erdbebensicherheit nicht verhältnismässig (Bundesamt für Umwelt, 2021). Solche Schwachstellen können sein (Auflistung nicht abschliessend):

- ▶ Ungenügende Fundation, z.B. Bollstein- oder Bruchsteinmauerwerk, Schlechte Fugenmörtelqualität etc.
- ▶ Gebäude auf Stützen (Speicher und Stadel)
- ▶ Schwere Dachkonstruktionen (Schieferplatten)
- ▶ Fehlende Scheibenwirkung des Dachs und der Geschossdecken
- ▶ Ungenügende Wandaussteifungen (zu wenige, zu kurze oder nicht ausreichend überdrückte Aussteifungswände)
- ▶ Stark exzentrische Lage des Steifigkeitszentrums

Bei Gebäuden ohne gravierende konstruktive Schwachstellen darf in der Regel davon ausgegangen werden, dass

die Mindestanforderungen an die Erdbebensicherheit erfüllt sind (Erfüllungsfaktor von mindestens 0.25) und somit keine zwingenden Erdbebensicherheitsmassnahmen umzusetzen sind. Aufgrund von oftmals tiefen Personenbelegungen ist die Wahrscheinlichkeit klein verhältnismässige Erdbebensicherheitsmassnahmen zu finden, um die Anforderungen vollumfänglich zu erfüllen. In diesen Fällen reicht eine generelle Überprüfung durch einen für erdbebengerechtes Bauen qualifizierten Ingenieur aus.

Es ist zu beachten, dass dank Synergienutzungen gewisse erdbebenspezifische Schwachstellen durch die ohnehin geplanten Umbaumasnahmen (z.B. Ausbildung einer ausreichend steifen Scheibe im Dach und in den Geschossdecken) behoben werden.

Ist das Projekt baubewilligungspflichtig, so ist das kantonale Erdbebenformular auszufüllen. Bei durchgeführtem detailliertem Nachweis der Erdbebensicherheit werden die entsprechenden Resultate eingetragen. Findet hingegen nur eine qualitative Beurteilung der Erdbebensicherheit statt, ist dies im Formular zu begründen. Der Entscheid über Umfang und Zeitpunkt einer Erdbebenüberprüfung findet unabhängig vom Ausfüllen des kantonalen Erdbebenformulars statt und ist in den SIA Normen geregelt. Schliesslich ist zu berücksichtigen, dass es Fälle gibt, bei welchen eine Erdbebenüberprüfung angezeigt ist, obwohl keine Baubewilligung und somit auch kein Erdbebenformular eingereicht werden müssen. Dies kann typischerweise der Fall sein bei Umbauten mit Eingriffen in die Tragstruktur der Innenwände.

Bundesamt für Umwelt. (2021).

- ▶ Ist unser Gebäude erdbebensicher?
- ▶ Wann eine Überprüfung und eine Verbesserung sinnvoll ist - und warum. Bern: BAFU.

5.3 Erdbebeneinwirkung

Um Erkenntnisse zu den dynamischen Eigenschaften von Walliser Blockbauten zu gewinnen, wurden im Rahmen des Projekts VETA/NOVA unterschiedliche Untersuchungen an bestehenden Gebäuden durchgeführt.

Einführung

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen ermöglichen es, die Erdbebenkräfte korrekt zu ermitteln, da wichtige Erkenntnisse hinsichtlich der Grundschwingzeit und der Dämpfung der Gebäude haben gewonnen werden können. Einerseits sind Ambient Vibration Measurements (AVM) an zehn Blockbauten unterschiedlicher Ausprägung durchgeführt worden, woraus man auf die dynamischen Eigenschaften von Gebäuden dieser Bauweise schliessen kann. Andererseits sind an einem der zehn Gebäude Ausschwingversuche gemacht worden, wodurch die dynamischen Eigenschaften bei grossen Amplituden, wie sie bei einem Erdbeben zu erwarten sind, untersucht werden konnten. Im Folgenden werden diese Untersuchungen beschrieben und die wichtigsten Ergebnisse präsentiert.

Ambient Vibration Measurements

Die AVM Kampagne beinhaltete Messungen an insgesamt zehn unterschiedlichen Blockbauten, welche sich in verschiedenen Teilen des Wallis befinden (Bild B1). Die untersuchten Gebäude unterscheiden sich in Alter, Gebäudegrösse, Gebäudetypus und Ausbaustatus. Das Ziel der Messkampagne bestand darin, die dynamischen Eigenschaften bei sehr kleinen Auslenkungen (ambient vibrations) zu untersuchen. Aus den Messungen kann auf die Grundschwingzeit, Schwingungsformen und auf die Dämpfung geschlossen werden, wobei Grundschwingzeit und Dämpfung bei sehr kleinen Amplituden grundsätzlich kleiner sind als bei grossen Auslenkungen, wie sie im Fall eines Erdbebens zu erwarten sind. In diesem Kapitel wird auf die Durchführung der Messungen eingegangen und die wichtigsten Ergebnisse zusammengetragen.



B1 Gebäude der AVM Kampagne

Die Nummern entsprechen der Auflistung in Tabelle T1

Gebäude

In der Tabelle T1 werden die Gebäude einzeln kurz beschrieben und die wichtigsten Merkmale aufgelistet. Die rechnerische Gebäudehöhe entspricht dabei der Höhe des Holzbaus, welcher auf allen vier Seiten des Gebäudes freisteht, ohne Berücksichtigung des Mauerwerks, wie auf Bild B2 dargestellt. Diese Höhe dient zur Abschätzung der Grundschwingzeit gemäss der Gleichung G1 nach National Bureau of Standards (1978).

Ergebnisse

Die Ergebnisse hinsichtlich der dynamischen Eigenschaften, welche im Rahmen der AVM Kampagne ermittelt worden sind, sind in der Tabelle T2 dargestellt. Die angewandten Gleichungen und Parameter sind wie folgt:

$$T_{1,est} = 0.05 \cdot h^{0.75}$$

G 1

Mit:

$T_{1,est}$ Geschätzte erste Grundschwingzeit gemäss National Bureau of Standards (1978), Gleichung G1

$T_{1,x,AVM}, T_{1,y,AVM}$ Erste Grundschwingzeit gemessen mit AVM in der jeweiligen Hauptrichtung

$\xi_{1,x,AVM}, \xi_{1,y,AVM}$ Äquivalente viskose Dämpfung gemessen mit AVM (1. Modus) in der jeweiligen Hauptrichtung

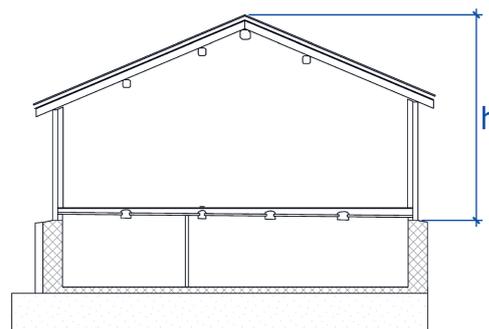
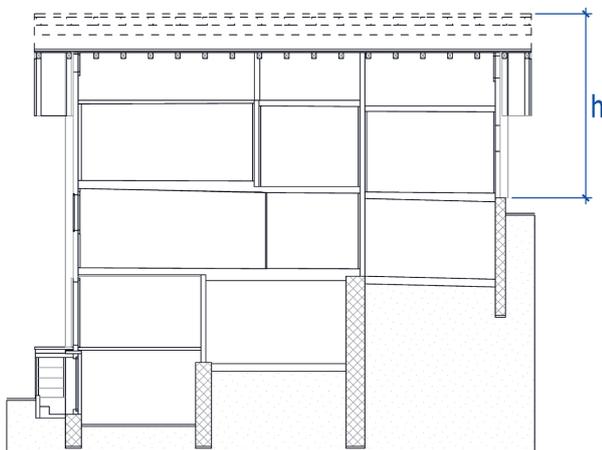
h rechnerische Gebäudehöhe in m gemäss Bild B2

T 1 Auflistung und Merkmale der Gebäude; Die rechnerische Gebäudehöhe wird gemäss Figur B3 ermittelt

| Nr | Ort | Typ | Höhe | Höhe rechn. | Bedachung | Ausbau |
|----|-------------|----------|--------|-------------|---------------|---------------------|
| 1 | Reckingen | Stall | 6.6 m | 4.7 m | Wellblech | Nicht ausgebaut |
| 2 | Stalden | Stall | 5.8 m | 4.1 m | Naturschiefer | Nicht ausgebaut |
| 3 | Geschinen | Stadel | 9.1 m | 7.0 m | Holzschindel | Nicht ausgebaut |
| 4 | Gspon | Speicher | 6.1 m | 6.1 m | Naturschiefer | Nicht ausgebaut |
| 5 | Gspon | EFH | 6.3 m | 5.3 m | Naturschiefer | Komplett ausgebaut |
| 6 | Ausserbinn | EFH | 9.0 m | 7.0 m | Eternit | Nicht ausgebaut |
| 7 | Staldenried | MFH | 10.1 m | 5.4 m | Eternit / PVA | Komplett ausgebaut |
| 8 | Reckingen | MFH | 10.5 m | 4.5 m | Eternit | Teilweise ausgebaut |
| 9 | Stalden | MFH | 11.2 m | 6.0 m | Naturschiefer | Teilweise ausgebaut |
| 10 | Evolène | MFH | 16.5 m | 14.5 m | Naturschiefer | Teilweise ausgebaut |

B2 Ermittlung der rechnerischen Gebäudehöhe h

Die rechnerische Gebäudehöhe h ist für die Ermittlung von $T_{1,est}$ gemäss Gleichung G1 am Beispiel des Gebäudes 8 (links) und 1 (rechts) dargestellt.



Bei der gemessenen Grundschwingzeit und Dämpfung wird jeweils zwischen den beiden Hauptrichtungen unterschieden. Dabei gilt, dass die x-Richtung der Richtung entlang dem First, die y-Richtung derjenigen quer zum First entspricht.

Es wird deutlich, dass die geschätzte Grundschwingzeit $T_{1,est}$ sehr gut mit der gemessenen Grundschwingzeit $T_{1,x,AVM}$ bzw. $T_{1,y,AVM}$ übereinstimmt. Dies gilt jedoch nicht für Speicher und Stadel (Gebäude 3 und 4 in Tabelle T2), da Gebäude auf Stützen grundsätzlich weicher sind, was zu längeren Grundschwingzeiten führt. Es konnte kein Einfluss des Ausbaustatus oder der Dacheindeckungen auf die gemessenen dynamischen Eigenschaften ausgemacht werden. Dies führt zu der Erkenntnis, dass die Grundschwingzeit bei den Gebäuden ohne Stützen mithilfe der einfachen Schätzformel gemäss National Bureau of Standards (1978) ermittelt werden kann.

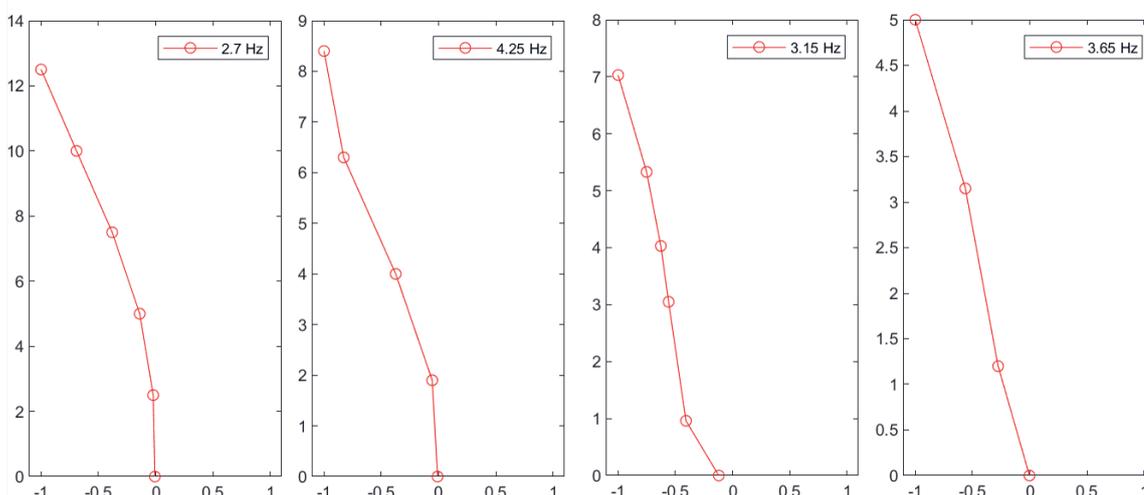
Allerdings wurden die hier aufgelisteten Grundschwingzeiten $T_{1,x,AVM}$ bzw. $T_{1,y,AVM}$ bei sehr kleinen Auslenkungen gemessen, also ohne massgebliche Anregung des Gebäudes. Gemäss Oberbach (2021) beträgt die Grundschwingzeit bei Gebäuden in Stahlbeton-, Mauerwerks- oder Holzrahmenbauweise bei

grossen Auslenkungen, wie sie etwa bei einem Erdbeben zu erwarten sind, das 1.5-fache der bei AVM gemessenen Grundschwingzeit $T_{1,est}$ und auch die Dämpfung ist von der Auslenkung abhängig. Um die dynamischen Eigenschaften bei grossen Amplituden zu untersuchen, wurden im Rahmen des Projekts VETA/NOVA am Stall in Stalden (Gebäude 2) neben den AVM Ausschwingversuche durchgeführt, welche im nächsten Teil dieses Leitfadens beschrieben werden.

Aus den AVM konnten auch Erkenntnisse zu den Schwingungsformen der Gebäude gewonnen werden (Bild B3). Die Horizontalverschiebung des Erdgeschosses aus Mauerwerk ist bei Gebäuden ohne Stützen bei der ersten Schwingungsform sehr gering und es ist daher plausibel, bei der rechnerischen Gebäudehöhe derartige Erdgeschosse nicht zu berücksichtigen, wie auf Bild B2 dargestellt. Anders verhält es sich bei den Gebäuden auf Stützen. Die ersten Schwingungsformen dieser Gebäude zeigen, dass die Horizontalverschiebung am oberen Ende der Stützen jeweils sehr gross ist. Dies weist auf eine sehr geringe Steifigkeit in diesem Bereich hin, was hinsichtlich der Erdbebensicherheit problematisch ist. Bei der Sanierung solcher Gebäude sind in der Regel Massnahmen nötig, um diese weichen Geschosse auszusteifen.

T2 Ergebnisse der AVM

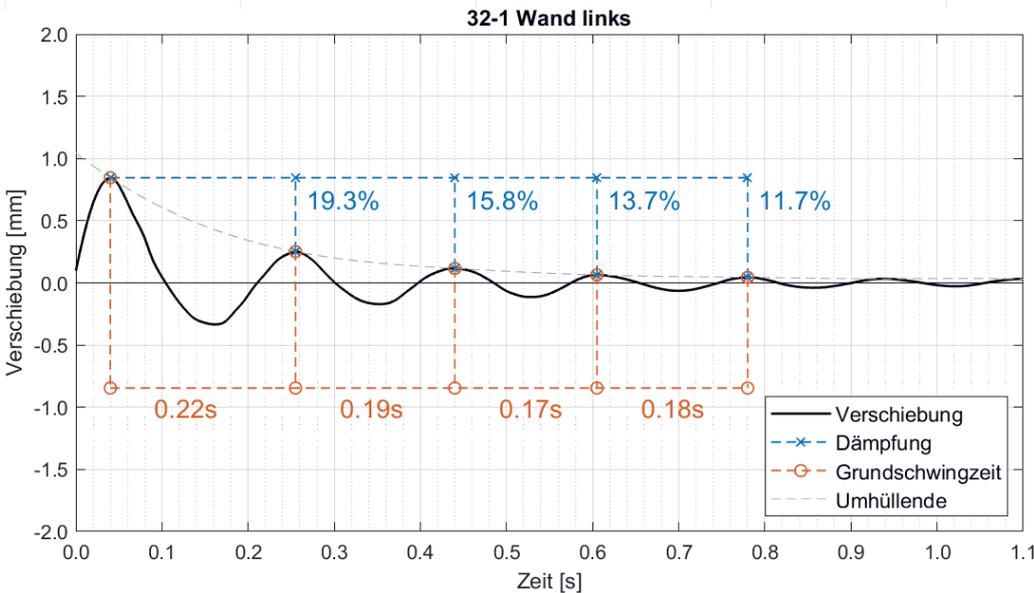
| Nr | Ort | Typ | $T_{1,est}$ [s] | $T_{1,x,AVM}$ [s] | $T_{1,y,AVM}$ [s] | $\xi_{1,x,AVM}$ [%] | $\xi_{1,y,AVM}$ [%] |
|----|-------------|----------|-----------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | Reckingen | Stall | 0.16 | 0.17 | 0.17 | 1.2 | 1.2 |
| 2 | Stalden | Stall | 0.14 | 0.16 | 0.16 | 1.8 | 1.8 |
| 3 | Geschinen | Stadel | 0.22 | 0.32 | 0.36 | 3.0 | 2.0 |
| 4 | Gspon | Speicher | 0.19 | 0.27 | 0.27 | 1.0 | 1.0 |
| 5 | Gspon | EFH | 0.17 | 0.20 | 0.20 | 2.0 | 2.0 |
| 6 | Ausserbinn | EFH | 0.24 | 0.24 | 0.25 | 1.7 | 1.4 |
| 7 | Staldenried | MFH | 0.18 | 0.17 | 0.15 | 2.0 | 3.0 |
| 8 | Reckingen | MFH | 0.15 | 0.16 | 0.16 | 1.7 | 1.7 |
| 9 | Stalden | MFH | 0.19 | 0.20 | 0.20 | 1.7 | 1.7 |
| 10 | Evolène | MFH | 0.37 | 0.37 | 0.41 | 1.8 | 1.3 |



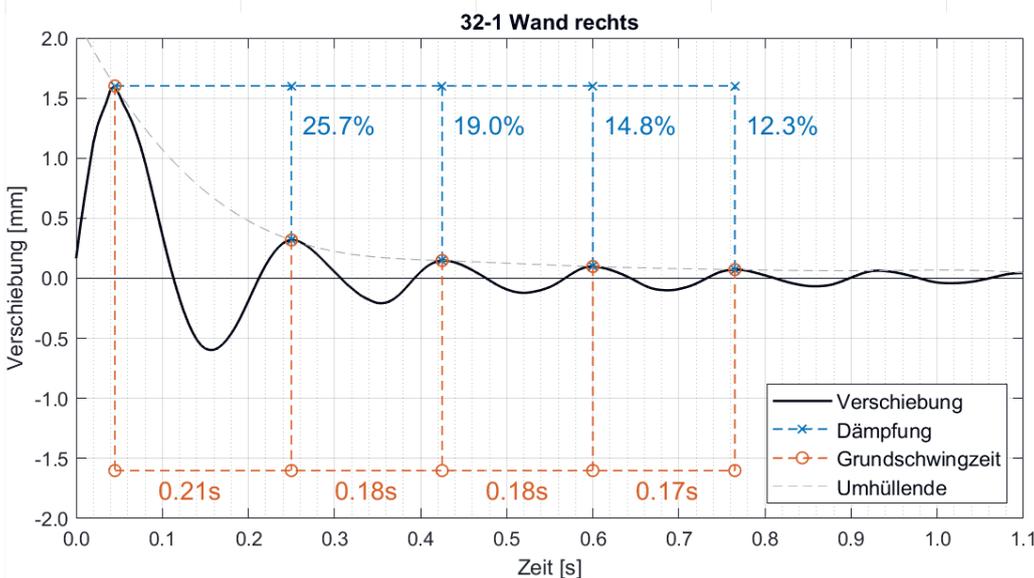
B3 Erste Schwingungsformen von Gebäuden (von links nach rechts)
 Gebäude 10 ohne Stützen (MFH, Evolène)
 Gebäude 6 ohne Stützen (EFHw, Ausserbinn)
 Gebäude 3 mit Stützen (Stadel, Geschinen)
 Gebäude 4 mit Stützen (Speicher, Gspon)

Bei 100 % Auslastung des Bemessungswerts der Erdbebenkraft hat sich nach dem gewählten Auswertungsverfahren eine effektive Grundschwingzeit T_1 von rund 0.2 s ergeben. Es hat sich gezeigt, dass diese im ersten Zyklus jeweils deutlich grösser ist als in den darauffolgenden, was mit der grossen Dämpfung und damit mit der raschen Abnahme der Auslenkung zusammenhängt. Aus diesem Grund kann für die Ermittlung der Grundschwingzeit die gemäss Gleichung G1 ermittelte Grundschwingzeit $T_{1,est}$ mit dem Faktor 1.2 für grosse Auslenkungen multipliziert werden, woraus sich die Gleichung G2 für die Berechnung der effektiven Grundschwingzeit T_1 ergibt.

Die viskose Dämpfung von 5 %, wie sie lt. SIA 261:2020 üblicherweise für die Ermittlung der Erdbebenkräfte verwendet wird, scheint die Dämpfung bei Blockbauten deutlich zu unterschätzen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Dämpfung deutlich höher ist, und es wurden Werte zwischen rund 12 % bis 27 % bei 100 % Auslastung ermittelt. Im Rahmen eines Forschungsprojekts zum Thema dynamische Eigenschaften von Holzrahmenbauten an der BFH wurden Ausschwingversuche an einem Testgebäude in Holzrahmenbauweise durchgeführt und es wurden Dämpfungswerte bei 100 % Erdbebenbeanspruchung von 10 % bis 12 % gemessen (Oberbach, 2021).

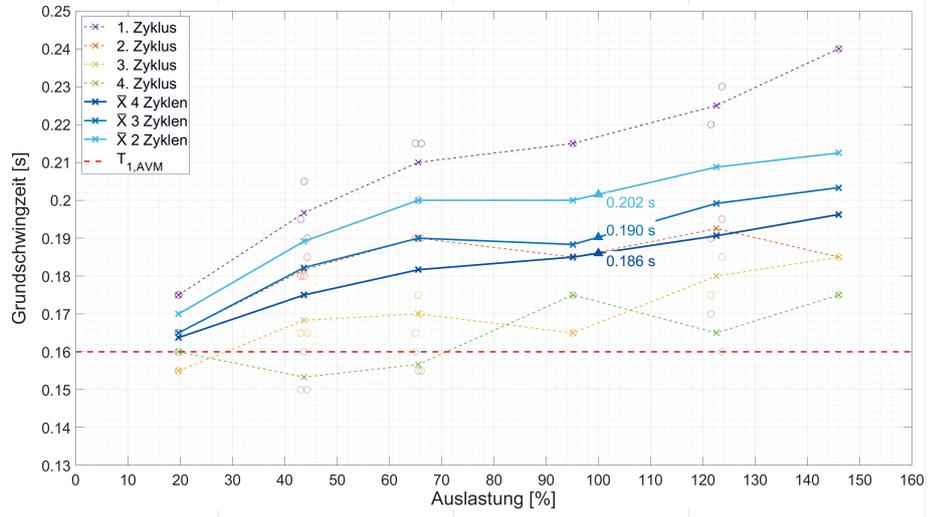


B 5
Auswertung des ersten Ausschwingversuchs bei 32 kN (32-1) der linken Wand.

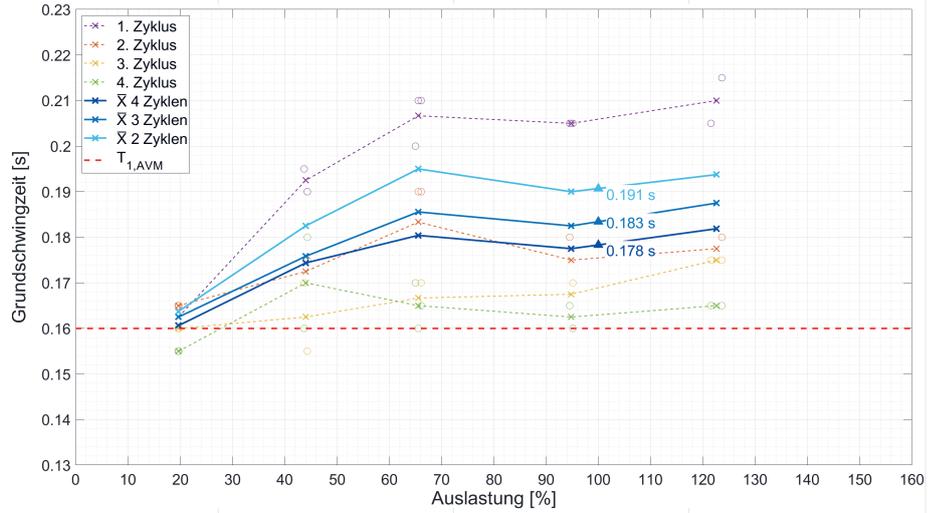


B 6
Auswertung des ersten Ausschwingversuchs bei 32 kN (32-1) der rechten Wand

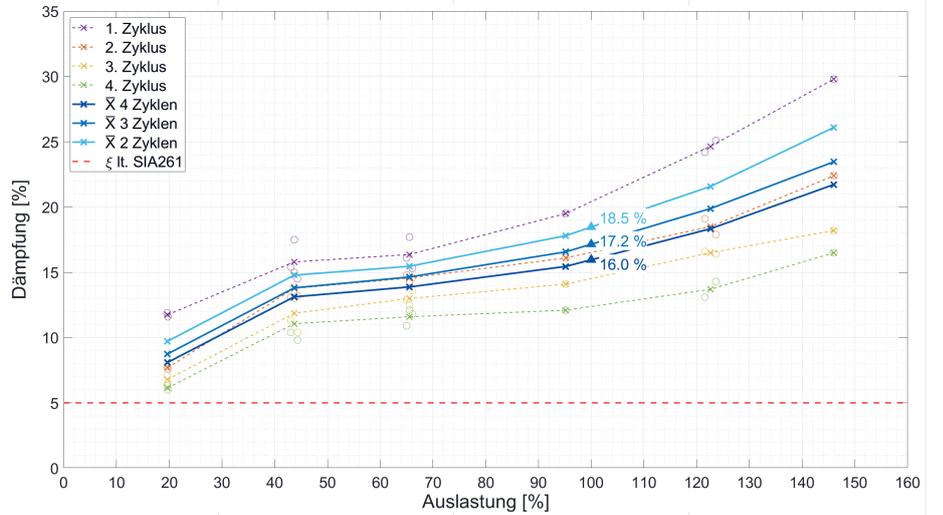
B7
Übersicht der Ergebnisse zur
Grundschiwingzeit der Wand links



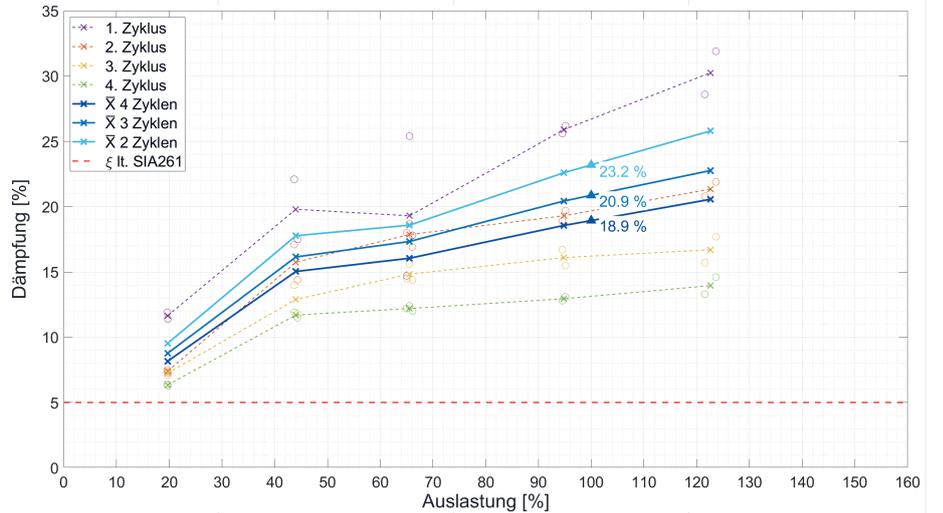
B8
Übersicht der Ergebnisse zur
Grundschiwingzeit der Wand rechts



B9
Übersicht der Ergebnisse zur
Dämpfung der Wand links



B10
Übersicht der Ergebnisse zur
Dämpfung der Wand rechts



Fazit Einwirkungen

Grundschwingzeit

Bild B11 zeigt zusammengefasst die Ergebnisse bezüglich der Grundschwingzeit für die zehn untersuchten Gebäude. Die blauen Säulen stehen für die rechnerische Gebäudehöhe h des jeweiligen Objekts, wobei die beiden Gebäude auf Stützen auf der rechten Seite separat dargestellt sind. Die untere rote Kurve markiert die nach National Bureau of Standards (1978) abgeschätzte Grundschwingzeit $T_{1,est}$, welche mit der im Rahmen der AVM Kampagne gemessenen Grundschwingzeit $T_{1,x,AVM}$ (untere grüne Kurve) für die Gebäude ohne Stützen sehr gut übereinstimmt. Die obere rote Kurve markiert die Obergrenze für die Grundschwingzeit $2 \cdot T_{1,est}$. Lt. NBCC (2010) sowie prEN 1998 (2020) dürfen keine Grundschwingzeiten angesetzt werden, die länger als dieser Grenzwert sind. Die obere grüne Kurve markiert die effektive Grundschwingzeit T_1 , welche auf der Grundlage der beschriebenen Untersuchungen gemäss der Gleichung G2 berechnet wird und für die Ermittlung der Erdbebenkräfte lt. SIA 261:2020 verwendet werden kann.

Dämpfung

Die viskose Dämpfung von 5 %, wie sie lt. SIA 261:2020 üblicherweise für die Ermittlung der Erdbebenkräfte verwendet wird, scheint die Dämpfung bei Blockbauten deutlich zu unterschätzen. Im Rahmen der Ausschwingversuche wurden Dämpfungswerte bei 100 % Erdbebenauslastung von 12 % bis 27 % gemessen. Dass die Dämpfung im Holzbau üblicherweise höher als 5 % ist, haben auch andere Untersuchungen gezeigt (Oberbach, 2021). Im Berechnungsbeispiel im Anhang wird aufgrund dieser Erkenntnisse bei der Ermittlung des Korrekturbeiwerts lt. SIA 261:2020 Ziffer 16.2.3.1 eine viskose Dämpfung von 12 % angenommen.

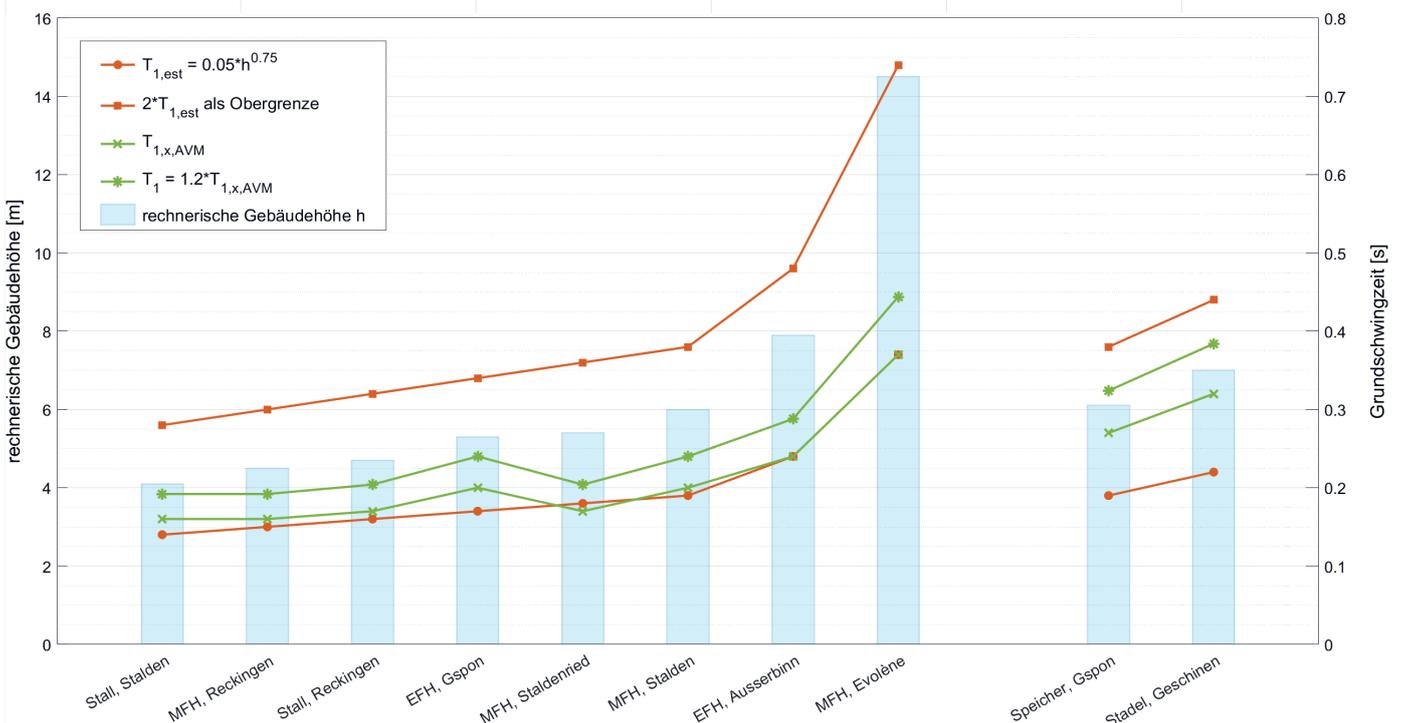
$$T_1 = 1.2 \cdot 0.05 \cdot h^{0.75}$$

G2

Mit:

h

rechnerische Gebäudehöhe in m gemäss Bild B2



5.4 Verteilung der Erdbebenkräfte

Für die Verteilung der Erdbebenkräfte auf die Wandscheiben gibt es je nach Ausbildung der Dach- und Deckenscheiben zwei idealisierte Grenzfälle (Lignatec, 2020).

Fall 1 «Starre Scheibe»:

Besitzen die horizontalen Aussteifungselemente (Dach- und Deckenscheiben) im Vergleich zu den vertikalen Aussteifungselementen (Wandscheiben) eine hohe Steifigkeit, herrscht eine starke Scheibenwirkung vor und die Kräfte werden gemäss der Wandsteifigkeit verteilt.

Fall 2 «Weiche Scheibe»:

Sind die horizontalen Aussteifungselemente im Verhältnis zu den vertikalen Aussteifungselementen weich, herrscht eine schwache Scheibenwirkung vor und die Kräfte werden gemäss der Einzugsfläche verteilt.

In der Sanierung eines Blockbaus sollte eine ausreichende Scheibenwirkung angestrebt werden, welche mit unterschiedlichen Decken- und Dachaufbauten gemäss Leitfaden 8 der Gebäuderneuerung Oberwallis «Detailkatalog» erreicht werden kann. Da Blockwände eine verhältnismässig geringe Steifigkeit aufweisen und aufgrund der Grössenverhältnisse zwischen Dach- bzw.

Deckenscheiben und Wandscheiben sind vollflächig verlegte Holzwerkstoffplatten (z.B. OSB oder 3SP) mit schubfest verbundenen Stössen in den meisten Fällen ausreichend, um eine starke Scheibenwirkung zu gewährleisten. Die Ausbildung der Dachfläche als Scheibe ist auch bezüglich der Stabilität der Giebelwände aus der Ebene notwendig.

Die Beziehung zwischen Wandlänge und horizontaler Steifigkeit ist abhängig von den Verformungsanteilen aus Schub- und Biegeverformung (Lignatec, 2020). Bei der Blockbauweise dominieren im Grenzzustand der Tragsicherheit insbesondere Schubverformungsanteile, sodass die horizontale Steifigkeit einer Wandscheibe proportional zur Wandlänge angenommen werden kann. Um allfällige, nicht vernachlässigbare Biegeanteile zu berücksichtigen, kann (insbesondere bei schlanken Wänden) die horizontale Steifigkeit unter Berücksichtigung eines Steifigkeitsexponenten grösser als 1.0 angenommen werden. Es empfiehlt sich, bei Unsicherheiten eine Sensitivitätsanalyse vorzunehmen.

5.5 Tragwiderstand von Blockwänden

In diesem Kapitel wird erläutert, wie der horizontale Tragwiderstand von Blockwänden unter Berücksichtigung der Reibung und mit allfälligen Verstärkungen durch Schrauben ermittelt werden kann. Die Ausführungen beruhen auf Versuchen, welche an der Berner Fachhochschule - AHB durchgeführt worden sind und im Rahmen derer die Reibung und Verstärkungsmassnahmen zwischen zwei Balken untersucht worden sind. Die Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen führten zu den im Folgenden beschriebenen Grundlagen für die Ermittlung des horizontalen Tragwiderstands von Blockwänden.

Grundsätze

Zunächst werden einige Grundsätze erläutert, welche bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Blockbauten und bei der Ermittlung des horizontalen Tragwiderstands von Blockwänden berücksichtigt werden sollen. Von entscheidender Bedeutung ist jeweils die Erfassung des Zustands der bestehenden Bausubstanz, wobei die Verkämmung (Gwätt) und die Verdübelung beurteilt werden sollten:

- ▶ Verkämmung: Der Zustand der Verkämmung muss beurteilt werden, damit der zuständige Ingenieur entscheiden kann, ob die Verkämmung für die Berechnung des horizontalen Tragwiderstands angesetzt werden kann. Dies ist nur dann der Fall, wenn die Verkämmung über die gesamte Höhe der betrachteten Wand keine Risse, keinen Befall und keine anderen Schäden aufweist und daher eine Kraftübertragung von einem Balken zum nächsten über die gesamte Wandhöhe gewährleistet ist. Ist dies der Fall, kann der Beitrag des Querdruckwiderstands bzw. des Abscherwiderstands lt. SIA 265:2021 berücksichtigt werden, wobei bei Markstücken der Bemessungswert der Schubfestigkeit auf die Hälfte zu reduzieren ist.
- ▶ Verdübelung: Da viele der bestehenden Blockbauten Holzdübel zwischen den Balken aufweisen, besteht die Möglichkeit, auch diese für den Tragwiderstand lt. SIA 269/5:2011 (Anhang B Holzstiftverbindung) anzusetzen. Da jedoch die Dübel in den meisten Fällen nicht sichtbar sind, bestehen diesbezüglich gewisse Schwierigkeiten. Wie bei der Verkämmung gilt, dass die Kraftübertragung in jeder Scherfuge gewährleistet sein muss, damit der Tragwiderstand der Holzdübel berücksichtigt werden kann. Dies ist jedoch nur in Ausnahmefällen möglich, wenn zum Beispiel das Gebäude abgebaut und wieder zusammengesetzt wird oder wenn man aus anderen Gründen sicher ist, dass Dübel über die gesamte Wandhöhe vorhanden sind, zum Beispiel wenn dies aus Plänen ersichtlich wird.

Neben dem Tragwiderstand aus Verkämmung und Verdübelung kann die Reibung einen beträchtlichen Beitrag zum horizontalen Tragwiderstand einer Blockwand leisten, insbesondere bei Wänden mit grosser Einzugsfläche. Bei der Berücksichtigung der Reibung für den Tragwiderstand im Erdbebenfall muss allerdings die vertikale Erdbebenkomponente berücksichtigt werden, da diese einen entscheidenden Einfluss auf die Reibung hat. Lt. SIA 261:2020 Ziffer 16.2.4.2 beträgt der Bemessungswert der vertikalen Erdbebenkomponente 70 % der Ordinatenwerte des Bemessungsspektrums S_d . Vorsichtshalber wird beim Dach und bei den Geschossdecken, welche für die vertikale Beschleunigung in Betracht gezogen werden, von Eigenfrequenzen ausgegangen, die zu Grundschwingzeiten im Plateaubereich führen würden. Das Antwortspektrum der vertikalen Bodenbeschleunigung wird folgendermassen bestimmt:

$$S_{d,T_1,vert} = 0.7 \cdot 2.5 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot \frac{s}{q} \quad \text{G 3}$$

Lt. SN EN 1998-1:2004 Ziffer 4.3.3.5.2 werden die Komponenten der Erdbebeneinwirkung zur Ermittlung der Beanspruchungsgrössen kombiniert, indem jeweils nur eine Erdbebenkomponente mit 100 % und die anderen beiden mit 30 % berücksichtigt werden. Im Rahmen dieses Leitfadens wird in Anlehnung an diese Regel empfohlen, jeweils eine horizontale Komponente mit 100 % und die vertikale Komponente, welche zu einer Reduktion der Gleitreibung führt, mit 30 % zu berücksichtigen.

Da der Tragwiderstand aus der Gleitreibung üblicherweise nicht für die Kraftübertragung ausreicht, besteht die Möglichkeit, die Scherfugen mit querbelasteten Schrauben zu verstärken. Untersuchungen an der Berner Fachhochschule - AHB haben gezeigt, dass der Tragwiderstand aus der Reibung mit dem Tragwiderstand der Schrauben addiert werden kann. Diese Untersuchungen werden in den folgenden Kapiteln erläutert und die Erkenntnisse daraus zusammengefasst.

Versuche Reibung und Verstärkung von Blockwänden

Im Rahmen von Untersuchungen zur Überprüfung von Holzbalkendecken in Bestandsbauten haben Wenk et al. (2020) Gleitreibungskoeffizienten für verschiedene Oberflächenbedingungen entsprechend der Tabelle T3 ermittelt.

Die insgesamt 187 zyklischen Versuche wurden an Prüfkörpern von 175 mm x 70 mm durchgeführt. Wie man der Tabelle T3 entnehmen kann, geben die Autoren einen Bemessungswert für die Gleitreibung von Holz auf Mörtel von 0.4 und von gesägtem oder gehacktem Holz aufeinander von 0.3 an. Ein erstes Ziel der Versuche an der Berner Fachhochschule im Rahmen des Projekts VETA/NOVA bestand darin, die bei Wenk et al. (2020) ermittelten Gleitreibungskoeffizienten an grösseren Prüfkörpern zu verifizieren, um einerseits zu ermitteln, ob es einen Volumeneffekt gibt. Andererseits sind die Prüfkörper nach den zyklischen Reibungsversuchen mit Holzschrauben mit Teilgewinde verstärkt worden, um zu ermitteln, welchen Einfluss die Reibung auf den Tragwiderstand einer verstärkten Wand hat. Das zweite Ziel bestand schliesslich darin, herauszufinden, ob der Tragwiderstand aus der Reibung mit dem Tragwiderstand der Schrauben addiert werden kann, um den gesamten horizontalen Tragwiderstand zu ermitteln.

Versuchsaufbau und -ablauf

Der Versuchsaufbau ist im Bild B12 dargestellt. Getestet wurde jeweils die rot gestrichelte Scherfuge zwischen den zwei dunkelbraun dargestellten Balken, bei denen es sich um sägerohes Holz (Fichte/Tanne) handelte und welche einen Querschnitt von 120 mm x 150 mm aufwiesen. Beim unteren Teil handelt es sich um den Prüfaufbau, der nötig gewesen ist, damit die Prüfkörper gleichzeitig vertikal und horizontal haben belastet werden können.

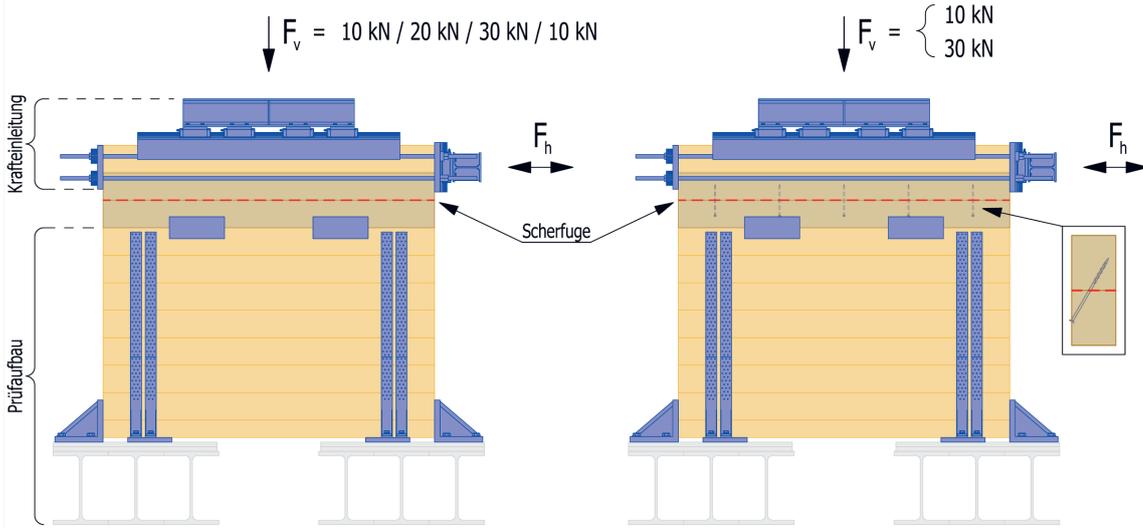
In sämtlichen Versuchen wurde jeweils eine konstante Vertikalkraft F_v aufgebracht und die Horizontalkraft F_h unter vorgegebener Verschiebung gemessen. Der horizontale Zy-

linder ist dabei über den Weg gesteuert worden gemäss den Belastungsprotokollen, welche im Bild B13 dargestellt sind. In den Versuchen zur Ermittlung der Reibungskoeffizienten wurde das links dargestellte Protokoll gemäss Steiger et al. (2018) verwendet. Pro Prüfkörper wurden jeweils vier zyklische Tests durchgeführt: Der erste mit einer Vertikalkraft F_v von 10 kN, der zweite mit 20 kN, der dritte mit 30 kN und schliesslich nochmals ein Versuch mit 10 kN. Das Ziel dabei lag einerseits darin, den Einfluss der Vertikalkraft auf die Reibung zu ermitteln, andererseits sollte untersucht werden, ob eine allfällige «Verseifung», also das Glattreiben der Fasern, zu einem niedrigeren Reibungskoeffizienten führt. Aus diesem Grund wurde am Schluss nochmals ein Versuch mit 10 kN Vertikalkraft durchgeführt, dessen Ergebnisse dann mit denen des jeweils ersten Tests verglichen werden konnten.

In den Versuchen mit Verstärkung der Scherfuge durch schräg eingedrehte, querbelastete Holzschrauben mit Teilgewinde wurde das im Bild B13 rechts dargestellte Protokoll lt. SN EN12512:2001 angewandt. Das Gewinde der Holzschraube befand sich dabei jeweils nur in einem der beiden betrachteten Balken. Da die Fliessverschiebung V_y für die Steuerung der Prüfmaschine benötigt wird, sind vor den zyklischen Versuchen zwei monotone Versuche durchgeführt worden. Diese dienten jedoch ausschliesslich zur Ermittlung der Fliessverschiebung und werden im Folgenden nicht mehr weiter behandelt. Die mittlere Fliessverschiebung V_y der beiden monotonen Versuche betrug 3.9 mm. Die Prüfkörper, an welchen zunächst, wie oben beschrieben die vier Reibungsversuche durchgeführt worden waren, wurden daraufhin wie in Bild B12 rechts dargestellt mit Holzschrauben verstärkt. Schliesslich wurden sie entweder mit einer Vertikalkraft von 10 kN oder 30 kN zyklisch getestet. Eine Scherfuge wurde also insgesamt fünf Mal getestet: Vier Mal zur Ermittlung des Reibungskoeffizienten und einmal mit Verstärkungen, um das Tragverhalten einer verstärkten Scherfuge unter unterschiedlicher Vertikalbelastung (10 kN oder 30 kN) zu untersuchen.

T3 Gleitreibungswerte für verschiedene Oberflächen nach Wenk et al. (2020)

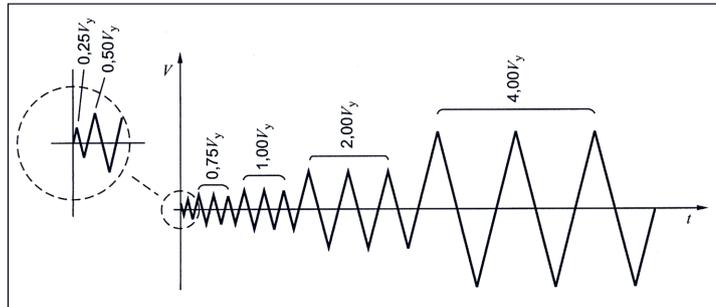
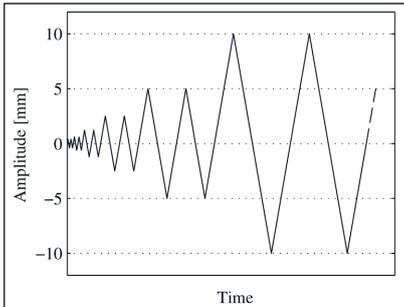
| Gleitreibungswerte | Gehobeltes Holz auf Mörtel | Gesägtes Holz auf Mörtel | Gehacktes Holz auf Mörtel | Gehobeltes Holz aufeinander | Gesägtes Holz aufeinander | Gehacktes Holz aufeinander |
|------------------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------------|
| Mittelwert μ | 0.64 | 0.77 | 0.70 | 0.29 | 0.63 | 0.56 |
| Standardabweichung | 0.07 | 0.08 | 0.09 | 0.08 | 0.09 | 0.08 |
| Bemessungswert μ_d | | 0.4 | | 0.1 | | 0.3 |



B 12
Darstellung des Versuchsaufbaus

Links: Ermittlung der Reibung

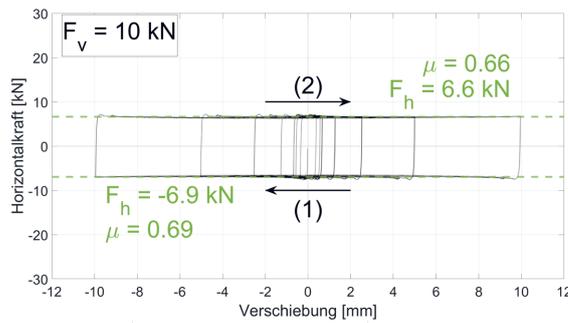
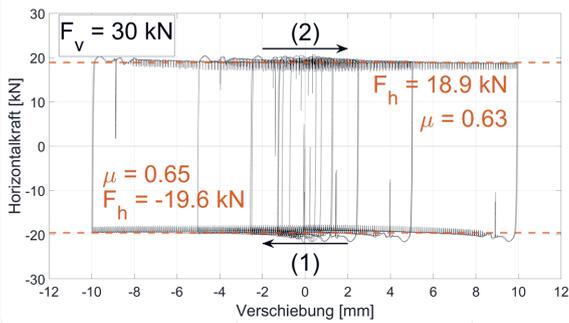
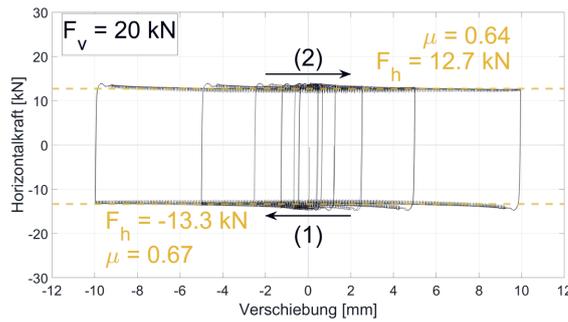
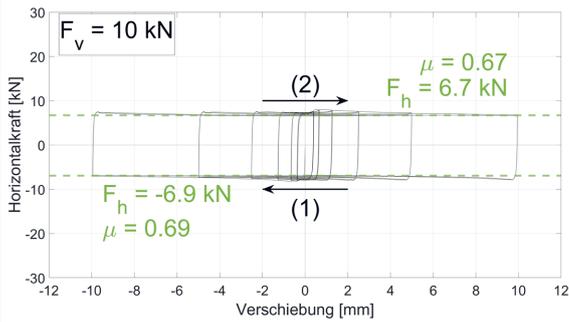
Rechts: Kombination Reibung und Verstärkung mit Schrauben



B 13 Belastungsprotokolle für die zyklischen Versuche

Links: Für die Ermittlung der Reibung (Steiger et al. 2018);

Rechts: Für die Untersuchungen bezüglich Reibung und Verstärkung nach SN EN 12512:2001



B 14
Kraft-Verschiebungsdiagramme für die Ermittlung der Reibungskoeffizienten bei unterschiedlicher Vertikalkraft F_v (Prüfkörper 1.1)

Ergebnisse

Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse hinsichtlich der Ermittlung der Gleitreibungskoeffizienten bei unterschiedlicher Vertikalkraft dargestellt, woraufhin auf die Erkenntnisse aus den Versuchen mit Verstärkungen der Scherfuge mit Holzschrauben eingegangen wird. Bild B14 zeigt vier Kraft-Verschiebungsdiagramme, welche sich aus den Gleitreibungsversuchen des Prüfkörpers 1.1 ergeben haben. Wie bereits gezeigt, wurden bei jedem Prüfkörper jeweils drei Versuche mit steigender Vertikalkraft (10 kN, 20 kN, 30 kN) durchgeführt und schliesslich nochmals ein Versuch mit 10 kN (vgl. Bild B14 rechts unten), um den Einfluss eines allfälligen «Verseifungseffekts» zu untersuchen.

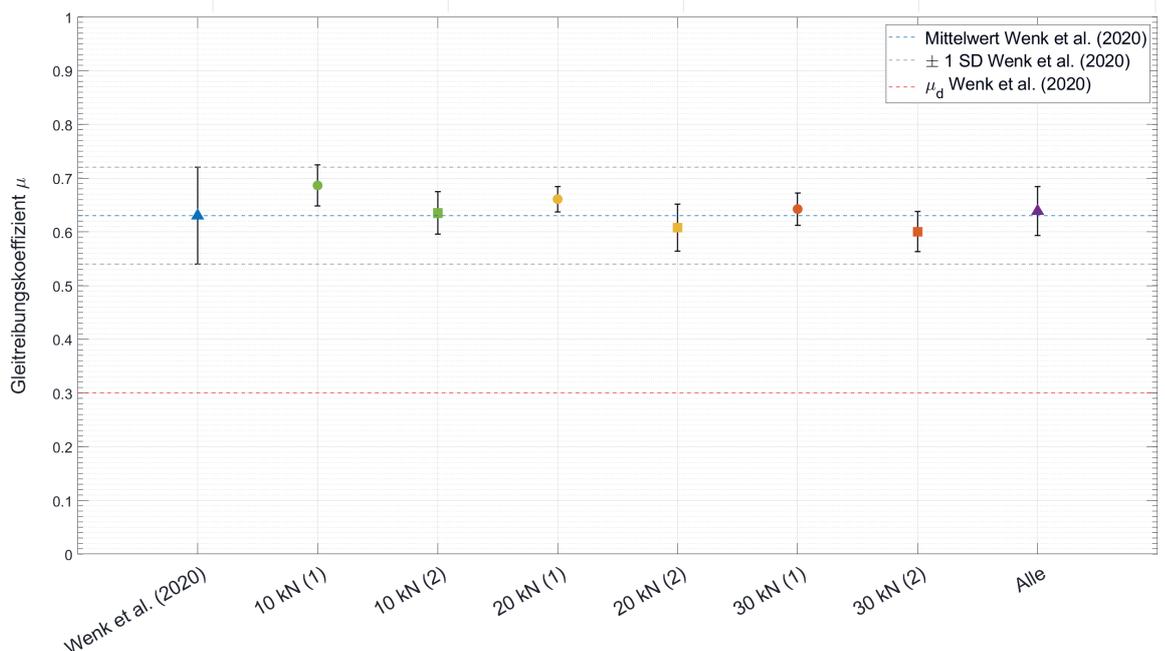
Die Kraft-Verschiebungskurve verläuft dabei jeweils vom negativen (1) in den positiven Bereich (2) entsprechend den Pfeilen in den Grafiken. Für die Ermittlung der Gleitreibungskoeffizienten μ wurde das Verhältnis der am Ende des jeweils letzten Zyklus gemessenen positiven und negativen Horizontalkraft zur konstanten Vertikalkraft gebildet ($\mu = F_h / F_v$). Bei einem Vergleich der beiden Grafiken mit 10 kN Vertikalkraft lässt sich kein nennenswerten Unterschied hinsichtlich des ermittelten Gleitreibungskoeffizienten

feststellen, was sich bei sämtlichen Versuchen gezeigt hat.

Bild B15 zeigt die Zusammenfassung der Ergebnisse der insgesamt sieben Prüfkörper. Es hat sich gezeigt, dass im negativen Bereich (mit (1) markiert in den Diagrammen im Bild B14) die Reibung jeweils etwas höher gewesen ist als im positiven Bereich (mit (2) markiert in den Diagrammen im Bild B14). Ausserdem lässt sich feststellen, dass die Gleitreibung bei höherer Vertikalkraft etwas gesunken ist, allerdings deutlich weniger von 20 kN auf 30 kN als von 10 kN auf 20 kN. Dies deutet darauf hin, dass der Gleitreibungskoeffizient auch bei höherer vertikaler Belastung nicht massgeblich tiefer liegen würde. Im Mittel ist ein Gleitreibungskoeffizient μ von 0.64 ermittelt worden mit einer Standardabweichung von 0.05, was zu der Erkenntnis führt, dass die Ergebnisse von Wenk et al. (2020) mit einem mittleren Gleitreibungskoeffizienten μ von 0.63 und einer Standardabweichung von 0.09 auch bei Versuchen an grossen Prüfkörpern verifiziert werden konnten. Es ist also angemessen, den von Wenk et al. (2020) angegebenen Bemessungswert der Gleitreibung zwischen zwei Balken $\mu_d = 0.3$ für die Ermittlung des Beitrags der Gleitreibung zum Tragwiderstand einer Blockwand zu verwenden.

B 15
Darstellung der Ergebnisse bezüglich Gleitreibungskoeffizienten bei unterschiedlicher vertikaler Belastung und Vergleich mit den Ergebnissen von Wenk et al. (2020).

Die Bezeichnung (1) bzw. (2) steht jeweils für den negativen bzw. positiven Bereich entsprechend Bild B15.



Im Folgenden werden die Ergebnisse hinsichtlich der Verstärkungen mit schräg eingedrehten, querbelasteten Holzschrauben mit Teilgewinde erläutert. Getestet worden sind drei Prüfkörper mit einer Vertikalkraft F_v von 10 kN und zwei Prüfkörper mit einer Vertikalkraft F_v von 30 kN. Die Scherfuge ist dabei bei allen fünf Prüfkörpern mit Holzschrauben verstärkt worden, wie vorab beschrieben.

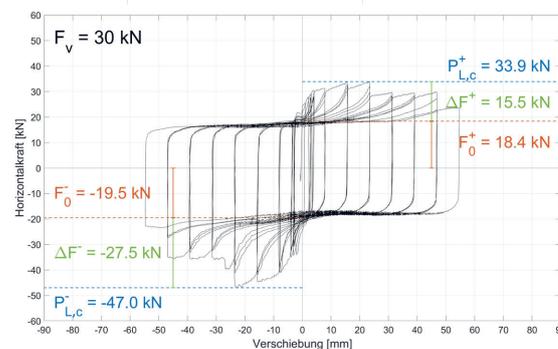
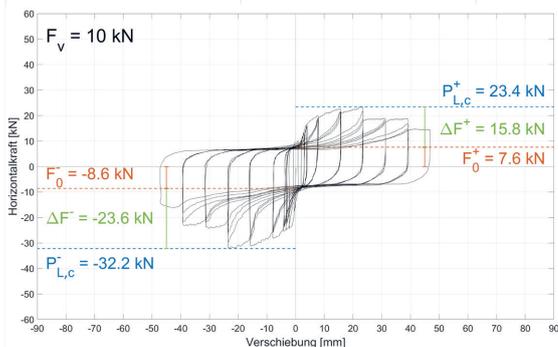
Die Grafik links im Bild B16 zeigt die Kraft-Verschiebungskurve eines Prüfkörpers, welcher bei einer Vertikalkraft F_v von 10 kN, die Grafik rechts die eines Prüfkörpers, welcher bei einer Vertikalkraft F_v von 30 kN getestet worden ist. Die rote gestrichelte Linie markiert jeweils die durchschnittliche Horizontalkraft, welche bei einer Verschiebung von 0 mm gemessen worden war (Kraft beim Nulldurchgang F_0), die blaue Linie den effektiven Tragwiderstand $P_{L,c}$ und grün dargestellt ist die Differenz aus den beiden Kräften ΔF .

Wie sich bei einem Vergleich der beiden Diagramme feststellen lässt, ist ΔF bei beiden Prüfkörpern in etwa gleich gross, während der Unterschied hinsichtlich des Tragwiderstands vor allem mit der unterschiedlichen Kraft beim Nulldurchgang erklärt werden kann. Diese Kraft ist beim rechts dargestellten Prüfkörper aufgrund der höheren Vertikalbelastung grösser, es zeigt sich also ein deutlicher Einfluss der Reibung auf den gesamten Tragwiderstand.

Die Ergebnisse aller fünf Prüfkörper werden im Bild B17 zusammengefasst dargestellt, wobei die Farben jeweils denen aus Bild B16 entsprechen.

Links dargestellt sind die Kräfte des negativen Bereichs und rechts diejenigen des positiven Bereichs, wobei jeweils die ersten drei Ergebnisse zu den Prüfkörpern gehören, welche mit 10 kN vertikal belastet worden sind und die zwei hinteren Balken zu denjenigen mit 30 kN Vertikalkraft. Wie bereits zuvor beschrieben, resultiert der höhere Tragwiderstand bei den letzten beiden Prüfkörpern aus der höheren Vertikalkraft und damit aus einer höheren Gleitreibung. Wie sich erkennen lässt, ist die Höhe von ΔF unabhängig von der vertikalen Kraft, wobei bei der Kraft beim Nulldurchgang F_0 eine deutliche Abhängigkeit von der Höhe der Vertikalkraft beobachtet werden kann.

Um zu verdeutlichen, inwiefern der gesamte Tragwiderstand von der Gleitreibung abhängig ist, wird im Bild B18 die Kraft beim Nulldurchgang F_0 separat für die fünf Prüfkörper dargestellt. Bildet man den Mittelwert bei den Prüfkörpern, welche mit 10 kN vertikal belastet worden sind bzw. bei denen mit 30 kN Vertikalbelastung, was mit den rot gestrichelten Linien dargestellt wird und rechnet man die Differenz aus den beiden Mittelwerten, resultieren 11.2 kN im negativen und 11.9 kN im positiven Bereich. Multipliziert man die Differenz der Vertikalkräfte 20 kN mit dem ermittelten Reibungskoeffizienten von 0.64, so erhält man 12.8 kN, was in etwa der Differenz aus den beiden Mittelwerten entspricht. Daraus lässt sich schliessen, dass der Tragwiderstand, welcher sich aus der Gleitreibung ergibt mit demjenigen der Verstärkung durch Schrauben aufaddiert werden kann, um den gesamten Tragwiderstand einer verstärkten Scherfuge zu ermitteln.



B 16
Kraft-Verschiebungsdiagramme bezüglich Verstärkung mit Schrauben bei unterschiedlicher vertikaler Belastung

Links: Vertikalkraft $F_v = 10$ kN (Prüfkörper 10-1)

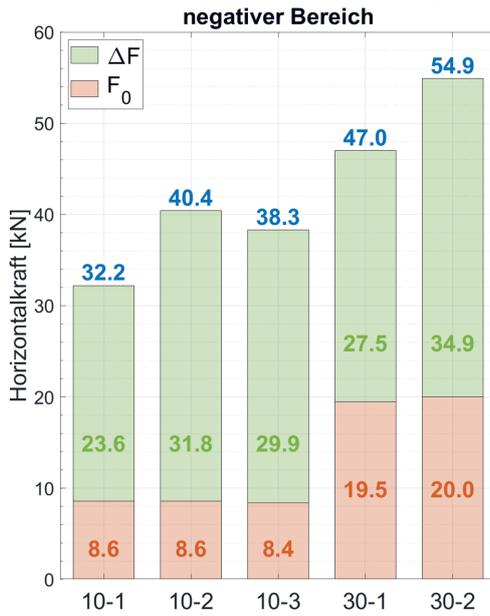
Rechts: Vertikalkraft $F_v = 30$ kN (Prüfkörper 30-1)

B 17
Zusammenfassung
der Ergebnisse für
die insgesamt fünf
Prüfkörper

(3 mit $F_v = 10 \text{ kN}$ und
 2 mit $F_v = 30 \text{ kN}$)

Links: negativer
 Bereich

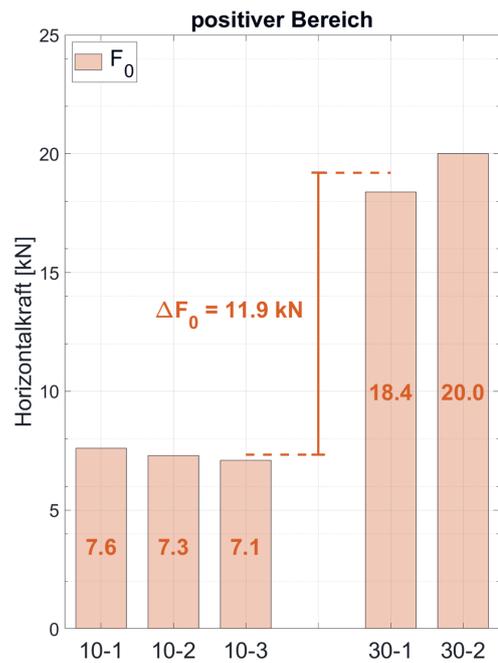
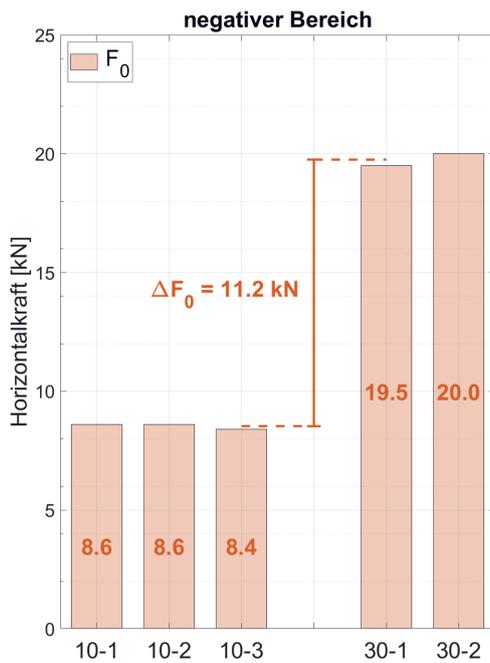
Rechts: positiver
 Bereich



B 18
Kraft bei Nulldurch-
gang mit Differenz
zwischen den
Mittelwerten der
Prüfkörper mit 10 kN
Vertikalkraft und
denjenigen mit 30 kN
Vertikalkraft ΔF_0

Links: negativer
 Bereich

Rechts: positiver
 Bereich



Verankerung

Die Blockwände, welche zur Aussteifung eines Gebäudes verwendet werden, müssen entsprechend verankert werden, um Zug- und Schubkräfte aufnehmen zu können. Auf dem Bild B19 ist dargestellt, wie eine aussteifende Blockwand verankert werden kann. Eine Möglichkeit für die Zugverankerung sind Zuganker in Kombination mit Windrispenbändern, welche über die gesamte Bauwerkshöhe verlaufen. Da das Lochbild des Zugankers demjenigen des Windrispenbands entspricht, können die beiden Teile überlappend zusammen vernagelt oder verschraubt werden. Bei Bedarf können auch zwei Windrispenbänder übereinandergelegt und zusammen mit dem Zuganker am Holz befestigt werden.

Für die Verankerung im Beton empfiehlt es sich, entweder eine Ankerschiene (wie im Bild B19 dargestellt) oder eine Gewindestange einzubetonieren, da bei herkömmlicher Verankerung zum Beispiel mit Klebankern der Tragwiderstand im gerissenen Beton vergleichsweise niedrig ist. Für die Schubverankerung können Schraubanker (Betonschraube) verwendet werden, welche in ein vorgebohrtes Loch im Unterbau schräg eingedreht werden können. Ausserdem kann für den Tragwiderstand der Scherfuge zwischen Mörtel und Holz ein Gleitreibungskoeffizient $\mu_d = 0.4$ angesetzt werden (Wenk et al., 2020).

Fazit Tragwiderstand

Die Zustandserfassung eines bestehenden Blockbaus ist von entscheidender Bedeutung, um beurteilen zu können, ob die Verkämmung und/oder die Verdübelung für die Ermittlung des Tragwiderstands angesetzt werden können oder nicht. Im Rahmen der beschriebenen Untersuchungen konnte gezeigt werden, inwiefern die horizontale Tragsicherheit einer Blockwand durch die Gleitreibung zwischen den Balken und durch allfällige Verstärkungen der Scherfugen mit schräg eingedrehten, querbelasteten Holzschrauben mit Teilgewinde gewährleistet werden kann.

Gleitreibung

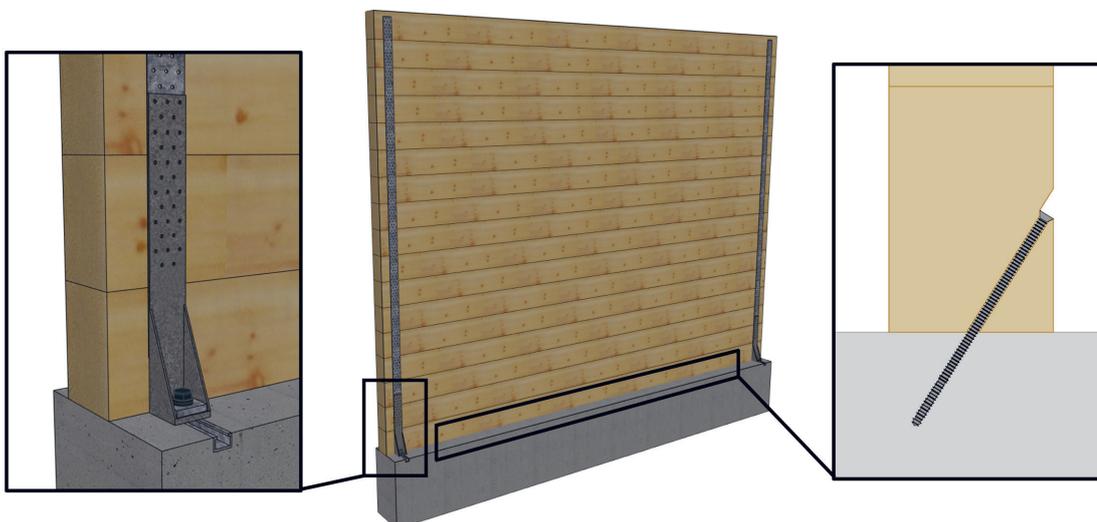
- Die Reibungskoeffizienten, welche bei Wenk et al. (2020) an kleinen Prüfkörpern ermittelt worden sind, konnten für grössere, für den Blockbau relevante Flächen überprüft und validiert werden. Für die Gleitreibung zwischen zwei Balken kann daher mit einem Bemessungswert des Reibungskoeffizienten $\mu_d = 0.3$ gerechnet werden, zwischen Holz und Mauerwerk gilt ein Reibungskoeffizient $\mu_d = 0.4$.

Verstärkungen

- Reicht die Gleitreibung für den Tragwiderstand nicht aus, müssen die aussteifenden Blockwände verstärkt werden. Dabei können Holzschrauben mit Teilgewinde verwendet werden, welche von der Innenseite schräg eingedreht werden, um die Scherfuge zu verstärken. Dabei muss darauf geachtet werden, dass das Gewinde jeweils nur in einem der beiden Balken der Scherfuge eingedreht wird. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass bei der Ermittlung des Tragwiderstands einer verstärkten Blockwand die Tragwiderstände aus der Gleitreibung und aus den Schrauben aufsummiert werden können. Da einerseits eine kontinuierliche Schubkrafteinleitung vorliegt und die quer belasteten Holzschrauben über eine ausreichende Duktilität verfügen, werden die Tragwiderstände ohne Reduktion bezüglich der Anzahl Verbindungsmittel hintereinander eingesetzt (HBT1:2021).

Verankerungen

- Die aussteifenden Blockwände müssen gegenüber Zug- und Schubkräften verankert werden. Die Verankerung der Zugkräfte kann durch das Anbringen von Zugankern in Kombination mit Windrispenbändern erreicht werden. Die Schubkräfte können mit schräg eingedrehten Ankerschrauben, welche die Blockwand mit dem Mauerwerk verbinden, verankert werden, wobei die Gleitreibung zwischen Holz und Mauerwerk mit $\mu_d = 0.4$ berücksichtigt werden kann.



B 19
Zug- und Schub-
verankerung einer
Blockwand

5.6

Anwendungsgrundlagen

In der Tabelle T4 werden die wichtigsten Erkenntnisse zur Erdbebensicherheit von bestehenden Blockbauten kompakt zusammengefasst dargestellt.

Diese Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Anwendung dieses Leitfadens und ergeben sich aus den zuvor im Detail beschriebenen Untersuchungen, welche im Rahmen des Projekts durchgeführt worden sind. Wichtig ist hierbei die Erwähnung des Artikels 0.3.1, welcher in sämtlichen aufgeführten SIA-Normen vorhanden ist und der Abweichungen von der Norm wie folgt abhandelt:

Es ist dem zuständigen Ingenieur überlassen, zu beurteilen, ob die hier beschriebenen theoretischen Grundlagen und Versuchsergebnisse ausreichend sind, um von den Normen abzuweichen und ob die in Tabelle T4 aufgelisteten Erkenntnisse bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit berücksichtigt werden können.

«Abweichungen von der vorliegenden Norm sind zulässig, wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse dies rechtfertigen.»

T4 Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse

| | | |
|---------------------------|--|---|
| Erdbebeneinwirkung | Grundschwingzeit | $T_1 = 1.2 \cdot 0.05 \cdot h^{0.75}$ h rechnerische Gebäudehöhe in m nach Bild B2 |
| | Dämpfung | Die Norm SIA 261:2020 unterschätzt die Dämpfung von Blockbauten mit $\xi = 5\%$. Es ist angemessen, eine höhere Dämpfung für die Ermittlung des Korrekturbeiwerts η lt. SIA 261:2020 Ziffer 16.2.3.1 zu verwenden (z.B. $\xi = 12\%$). |
| Kraftverteilung | Eine ausreichende Scheibenwirkung der Decken- und Dachscheiben sollte angestrebt werden. Da bei der Blockbauweise Schubverformungsanteile dominieren, kann die horizontale Wandsteifigkeit proportional zur Wandlänge angenommen werden. Um nicht vernachlässigbare Biegeanteile zu berücksichtigen, kann eine Steifigkeitsexponente grösser als 1.0 angenommen werden, wobei bei Unsicherheiten eine Sensitivitätsanalyse empfehlenswert ist. | |
| Tragwiderstand | Für den horizontalen Tragwiderstand einer Blockwand gilt: $R_{total} = R_{Gleitreibung} + R_{Verstärkung} \left(+ R_{Verkämmung} \right) \left(+ R_{Verdübelung} \right)$ | |
| | Gleitreibung | Der Anteil der Gleitreibung am Tragwiderstand einer Blockwand kann für Holz auf Holz mit $\mu_d = 0.3$, für Holz auf Mauerwerk mit $\mu_d = 0.4$ berechnet werden. Die vertikale Erdbenenkomponente muss dabei berücksichtigt werden. |
| | Verstärkung | Reicht die Gleitreibung für den Tragwiderstand nicht aus, müssen die Blockwände verstärkt werden, was mit schräg eingedrehten Holzbauschrauben mit Teilgewinde erreicht werden kann. Das Gewinde sollte sich dabei jeweils nur in einem der beiden Balken befinden. |
| | Verankerung | Die Verankerung der Zugkräfte kann mit Zugankern in Kombination mit Windrispenbändern gewährleistet werden. Die Schubkräfte können unter Berücksichtigung der Gleitreibung zwischen Holz und Mauerwerk mit schräg eingedrehten Ankerschrauben verankert werden. |

Literatur

- CEN/TC 250/SC 8. (2020). prEN 1998-1-2: 2020, Working draft from 30.04.2020. Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- Hasler, T., & Züger, S. (2019). Recherche über Auswirkungen von historischen Erdbeben auf Oberwalliser Blockbauten. Biel: Berner Fachhochschule - Architektur, Holz und Bau.
- Lignatec. (2020). Brettspertholz aus Schweizer Produktion. Zürich: Lignum, Holzwirtschaft Schweiz.
- Lignum. (2021). Holzbautabellen - HBT1 Handbuch für die Bemessung. Zürich: Lignum, Holzwirtschaft Schweiz.
- National Bureau of Standards. (1978). Applied Technology Council associated with the Structural Engineers Association of California, Tentative Provisions for the development of seismic regulations for buildings. National Science Foundation. Publication ATC 3-06. NBS Special Publication. NFS Publicaiton 78-8.
- Oberbach, U. (2021). Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuch, Forschungsbericht, Berner Fachhochschule, Biel.
- Staat Wallis. (2020). Erdbebensicherheit von Bauwerken. Leitfaden für das kantonale Bausekretariat. Zu erfüllende Anforderungen bei Baubewilligungsgesuchen und der Erteilung von Wohnbewilligungen. Sion.
- Steiger, R., Fink, G., Nerbano, S., & Hack, E. (2018). Experimental investigation of friction stresses between adjacent panels made of Oriented Strand Board (OSB) and between OSB Panels and glued laminated timber (GLT) frame members. *Materials and Structures* 51, 2.
- Wenk, T., Brunner, R., Pacheco de Almeida, J., & Beyer, K. (2020). Überprüfung bezüglich Erdbeben von Holzbalkendecken in Bestandsbauten. *Der Bauingenieur*, vol. 95, no. 4, S. 8-13.

Normen

- CEN/TC 250/SC 8. (2020). prEN 1998-1-2: 2020, Working draft from 30.04.2020. Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- NBCC. (2010). National Building Code of Canada. Ottawa: National Research Council Canada.
- SIA 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- SIA 265:2021 Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverband.
- SIA 269/5:2011 Erhaltung von Tragwerken - Holzbau. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- SIA 269/8:2017 Erhaltung von Tragwerken - Erdbeben. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.

Berechnungsbeispiel

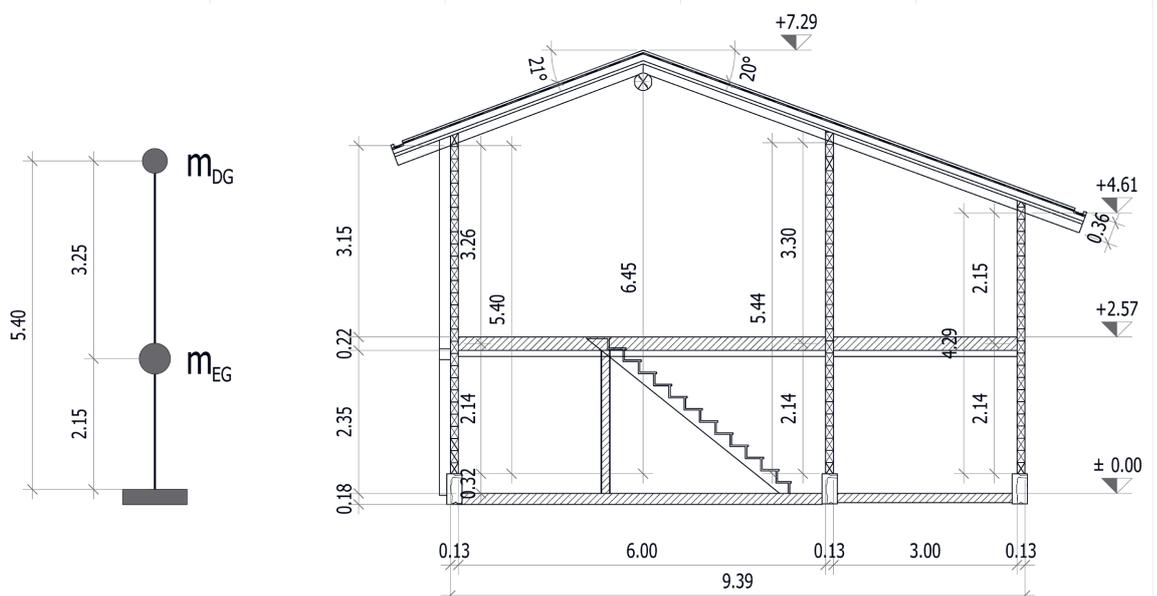
Ausgangslage

In diesem Kapitel wird eine rechnerische Untersuchung durchgeführt, um das folgende bestehende Gebäude auf dessen Erdbebensicherheit zu überprüfen. Es handelt sich um ein zweigeschossiges Einfamilienhaus, welches komplett umgebaut wird (Totalumbau). Die Decken und der Dachstuhl sowie der Sockel aus Mauerwerk werden saniert. Bild B20 bis B23 zeigen die Pläne des bestehenden Objekts.

Die Erkenntnisse der Untersuchungen, welche im Rahmen dieses Projekts durchgeführt worden sind und die im Leitfaden beschrieben werden, dienen als Grundlage für die Überprüfung der Erdbebensicherheit des vorliegenden Beispielgebäudes. Mithilfe des Leitfadens können die Erdbebenkräfte ermittelt, die Kräfte auf die einzelnen Wandscheiben verteilt und der Tragwiderstands einer Blockwand näherungsweise berechnet werden. Im Rahmen dieses Berechnungsbeispiels werden die einzelnen Berechnungsschritte beispielhaft für zwei Wände vollständig durchgeführt, wobei auf die Berechnung der Verhältnismässigkeit der Massnahmen lt. SIA 269/8 verzichtet wird und ein Erfüllungsfaktor nach Massnahmen $\alpha_{int} \geq 1.0$ angestrebt wird.

Rahmenbedingungen

- ▶ Meereshöhe $h = 1390$ m, Korrektur $+200$ m, Bezugshöhe $h_0 = 1590$ m
- ▶ Erdbebenzone Z3a, Baugrundklasse C, BWK I
- ▶ Personenbelegung lt. SIA 269/8 - PB = 1.6
- ▶ Dach und Geschossdecke als Scheibe ausgebildet, Verteilung der Erdbebenkräfte nach Steifigkeit gemäss Fall 1 «Starre Scheibe» (vgl. Kapitel 5.4)



B 20
Schnitt A - A vom
bestehenden Objekt

Einwirkungen

Für die Berechnung werden diese Einwirkungen angenommen (nach der Sanierung).

Eigengewicht + Auflasten

Erdgeschoss:

100 kg/m² Eigenlast der Decke

250 kg/m² Auflast (nach Umbau): Bodenaufbau inkl. zugehöriger Innen- und Aussenwände

$$\blacktriangleright g_{k,EG} = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

Dachgeschoss:

100 kg/m² Eigengewicht der Dachkonstruktion auf den Grundriss projiziert

100 kg/m² Auflast (nach Umbau): Dachaufbau auf den Grundriss projiziert
inkl. zugehöriger Innen- und Aussenwände

$$\blacktriangleright g_{k,DG} = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

Nutzlasten (lt. SIA 261:2020, Kat. A Wohnflächen):

$$\blacktriangleright q_{k,Nutzlast} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 0.3$$

Schnee (lt. SIA 261:2020)

$$h = 1390 \text{ m}$$

$$h_o = h + 200 \text{ m} = 1590 \text{ m}$$

$$s_k = [1 + (h_o/350)^2] \cdot 0.4 \text{ kN/m}^2 = [1 + (1590/350)^2] \cdot 0.4 \text{ kN/m}^2 = 8.66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,Schnee} = \mu_1 \cdot s_k = 0.8 \cdot 8.66 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 1 - 1000/h_o = 1 - 1000/1590$$

$$\blacktriangleright q_{k,Schnee} = 6.93 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 = 0.37$$

Erdbeben (lt. SIA 261:2020)

$$a_{gd} = 1.3 \text{ m/s}^2 \quad T_B = 0.1 \text{ s} \quad T_C = 0.4 \text{ s} \quad S = 1.45 \quad q = 1.5$$

Für die Ermittlung der Grundschiwingzeit T_1 von Blockbauten wird die Formel G2 verwendet.

$$T_1 = 1.2 \cdot 0.05 \cdot h^{0.75} = 1.2 \cdot 0.05 \cdot 6.45^{0.75} = 0.24 \text{ s}$$

Mit $h = 6.45 \text{ m}$ (Höhe ab Mauerwerk bis First) gemäss Bild B3.

Die Grundschiwingzeit T_1 befindet sich auf dem Plateau des Antwortspektrums.

Die zugehörige Formel zur Ermittlung des elastischen Antwortspektrums lautet:

$$S_{e,T_1} = 2.5 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \quad (\text{SIA 261.27})$$

und für das Bemessungsspektrum:

$$S_{d,T_1} = 2.5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q} \quad (\text{SIA 261.32})$$

Die Spektren lt. SIA 261:2020 entsprechen einem viskosen Dämpfungsmass von $\xi = 5 \%$.

Gemäss den Erkenntnissen aus Kapitel 3 wird für das vorliegende Beispiel eine Dämpfung von $\xi = 12 \%$ angenommen.

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{0.5+10 \cdot \xi}} = \sqrt{\frac{1}{0.5+10 \cdot 0.12}} = 0.767$$

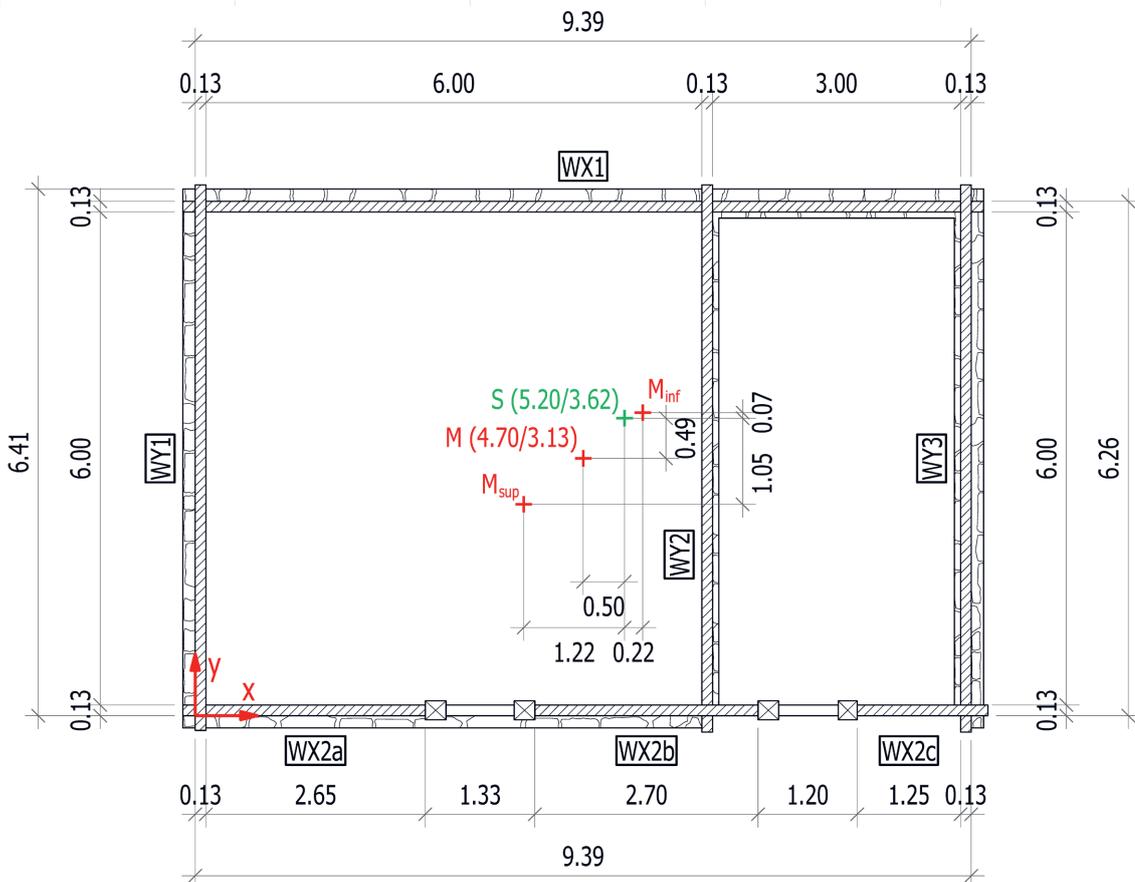
$$S_{d,T_1} = 2.5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q} \cdot \eta = 2.5 \cdot 1.0 \cdot \frac{1.3}{9.81} \cdot \frac{1.45}{1.5} \cdot 0.767 = 0.246$$

Lt. SIA 261:2020 sind die an den Geschossen angreifenden horizontalen Ersatzkräfte wie folgt zu bestimmen:

$$F_{d_i} = \frac{z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_i}{\sum_j z_j \cdot (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j} \cdot F_d \quad (\text{SIA 261.42})$$

Da bei der Berechnung des horizontalen Tragwiderstands einer Blockwand die Gleitreibung berücksichtigt wird, wird neben der Lastkombination mit ständigen und quasi-ständigen Lasten (LK1) eine zweite Lastkombination nur mit ständigen Lasten (LK2) überprüft. Das heisst, dass nur Eigenlasten und Auflasten für die Ermittlung der Kräfte einbezogen werden, was bezüglich der Gleitreibung der ungünstigste Fall darstellt. Die Berechnungen werden jedoch nicht doppelt dargestellt, sondern nur die jeweiligen Ergebnisse für zweite Lastkombination (LK2) auf der rechten Seite aufgeführt.

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|--|---|-------------------|
| EG - Last (LK 1) = $A_{EG} \cdot (g_{k,EG} + \psi_2 \cdot q_{k,Nutzlast})$ | = 6.26 m · 9.39 m · (3.5 + 0.3 · 2.0) kN/m ² = 241 kN | 206 kN |
| DG - Last (LK 1) = $A_{DG} \cdot (g_{k,DG} + \psi_2 \cdot q_{k,Schnee})$ | = 7.66 m · 10.90 m · (2.0 + 0.37 · 6.93) kN/m ² = 381 kN | 167 kN |
| $F_d = S_d(T_1) \sum_j (G_k + \sum \psi_{2j} Q_k)$ | = 0.246 · (381 kN + 241 kN) = 153 kN | 92 kN |
| Ersatzkraft Erdgeschoss $F_{d,EG}$ | = $\frac{2.15 \text{ m} \cdot 241 \text{ kN}}{5.40 \text{ m} \cdot 381 \text{ kN} + 2.15 \text{ m} \cdot 241 \text{ kN}} \cdot 153 \text{ kN} = 31 \text{ kN}$ | 30 kN |
| Ersatzkraft Dachgeschoss $F_{d,DG}$ | = $\frac{5.40 \text{ m} \cdot 381 \text{ kN}}{5.40 \text{ m} \cdot 381 \text{ kN} + 2.15 \text{ m} \cdot 241 \text{ kN}} \cdot 153 \text{ kN} = 122 \text{ kN}$ | 62 kN |



B 24 Grundriss EG
Angabe des Steifigkeitszentrum S und den Massenzentren M , M_{sup} und M_{inf}

Verteilung der Erdbebenkräfte

Gemäss den Ausführungen aus Kapitel 5.4 "Verteilung der Erdbebenkräfte" werden die Kräfte unter Berücksichtigung des Grenzfalles 1 «starre Scheibe» gemäss der Wandsteifigkeit verteilt. Da die Schubverformung bei Blockwänden dominant ist, wird die horizontale Steifigkeit einer Wandscheibe proportional zu ihrer Länge angenommen.

Die Abmessung einer Wand im Grundriss parallel zur Beanspruchungsrichtung wird im Rahmen dieses Berechnungsbeispiels als Länge L bezeichnet.

Erdgeschoss

| | | | |
|-------------|--|-------------|---|
| Wand WX1: | $L_{WX1} = 9.13 \text{ m}$ | Wand WY1: | $L_{WY1} = 6.0 \text{ m}$ |
| Wand WX2: | $L_{WX2} = 2.65 \text{ m} + 2.70 \text{ m} + 1.25 \text{ m} = 6.6 \text{ m}$ | Wand WY2: | $L_{WY2} = 6.0 \text{ m}$ |
| | | Wand WY3: | $L_{WY3} = 6.0 \text{ m}$ |
| ► Summe WX: | $L_{WX} = 9.13 \text{ m} + 6.60 \text{ m} = 15.73 \text{ m}$ | ► Summe WY: | $L_{WY} = 6.0 \text{ m} + 6.0 \text{ m} + 6.0 \text{ m} = 18.0 \text{ m}$ |

Ermittlung der Koordinaten des Steifigkeitszentrums S im Erdgeschoss:

$$x_s = \frac{\sum L_{WY_i} \cdot x_i}{L_{WY}} = \frac{6 \text{ m} \cdot \frac{0.13 \text{ m}}{2} + 6 \text{ m} \cdot \left(0.13 + 6 + \frac{0.13}{2}\right) \text{ m} + 6 \text{ m} \cdot \left(9.39 - \frac{0.13}{2}\right) \text{ m}}{18 \text{ m}} = 5.2 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum L_{WX_i} \cdot y_i}{L_{WX}} = \frac{9.13 \text{ m} \cdot \left(0.13 + 6 + \frac{0.13}{2}\right) \text{ m} + 6.6 \text{ m} \cdot \frac{0.13}{2} \text{ m}}{15.73 \text{ m}} = 3.62 \text{ m}$$

Ermittlung der Koordinaten des Massenzentrums M im Erdgeschoss:

$$x_m = 9.39 \text{ m} / 2 = 4.70 \text{ m}$$

$$y_m = 6.26 \text{ m} / 2 = 3.13 \text{ m}$$

Die Exzentrizität beträgt pro Hauptrichtung:

$$e_x = |x_s - x_m| = 5.20 \text{ m} - 4.70 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

$$e_y = |y_s - y_m| = 3.62 \text{ m} - 3.13 \text{ m} = 0.49 \text{ m}$$

Lt. SIA 261:2020 Ziffer 16.5.2.7 wird die Torsionswirkung bei Gebäuden durch die folgende Exzentrizität berücksichtigt:

$$e_{d,sup} = 1.5 \cdot e + 0.05 \cdot b \quad (\text{SIA 261.43})$$

$$e_{d,inf} = 0.5 \cdot e - 0.05 \cdot b \quad (\text{SIA 261.44})$$

Ermittlung der Exzentrizität für den vorliegenden Blockbau (vgl. Bild B 24):

$$e_{d,sup,x} = 1.5 \cdot 0.50 \text{ m} + 0.05 \cdot 9.39 \text{ m} = 1.22 \text{ m}$$

$$e_{d,inf,x} = 0.5 \cdot 0.50 \text{ m} - 0.05 \cdot 9.39 \text{ m} = -0.22 \text{ m}$$

$$e_{d,sup,y} = 1.5 \cdot 0.49 \text{ m} + 0.05 \cdot 6.26 \text{ m} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{d,inf,y} = 0.5 \cdot 0.49 \text{ m} - 0.05 \cdot 6.26 \text{ m} = -0.07 \text{ m}$$

Die daraus resultierenden Torsionsmomente betragen:

| Torsionsmomente | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|--|--|-------------------|
| $T_{d,sup,x} = F_{d,EG,x} \cdot e_{d,sup,y}$ | $= 31 \text{ kN} \cdot 1.05 \text{ m} = 32.6 \text{ kNm}$ | 31.5 kNm |
| $T_{d,inf,x} = F_{d,EG,x} \cdot e_{d,inf,y}$ | $= 31 \text{ kN} \cdot (-0.07 \text{ m}) = -2.2 \text{ kNm}$ | -2.1 kNm |
| $T_{d,sup,y} = F_{d,EG,y} \cdot e_{d,sup,x}$ | $= 31 \text{ kN} \cdot 1.22 \text{ m} = 37.8 \text{ kNm}$ | 36.6 kNm |
| $T_{d,inf,y} = F_{d,EG,y} \cdot e_{d,inf,x}$ | $= 31 \text{ kN} \cdot (-0.22 \text{ m}) = -6.8 \text{ kNm}$ | -6.6 kNm |

Die Berechnung der Horizontalkraft einer einzelnen aussteifenden Wand setzt sich aus der Auswirkung der Translation (F_d) und Rotation (T_d) zusammen. Die Beanspruchung verteilt sich anteilmässig zur Steifigkeit der einzelnen Wände, das heisst proportional zu den jeweiligen Wandlängen.

Wand WX2b:

$$V_{d,WX2b,EG} = F_{d,EG} \cdot \frac{L_{WX2b}}{L_{WX}} + T_{d,sup,x} \cdot \frac{L_{WX2b} \cdot y'_{WX2b}}{\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2 + L_{WYi} \cdot x_i'^2)}$$

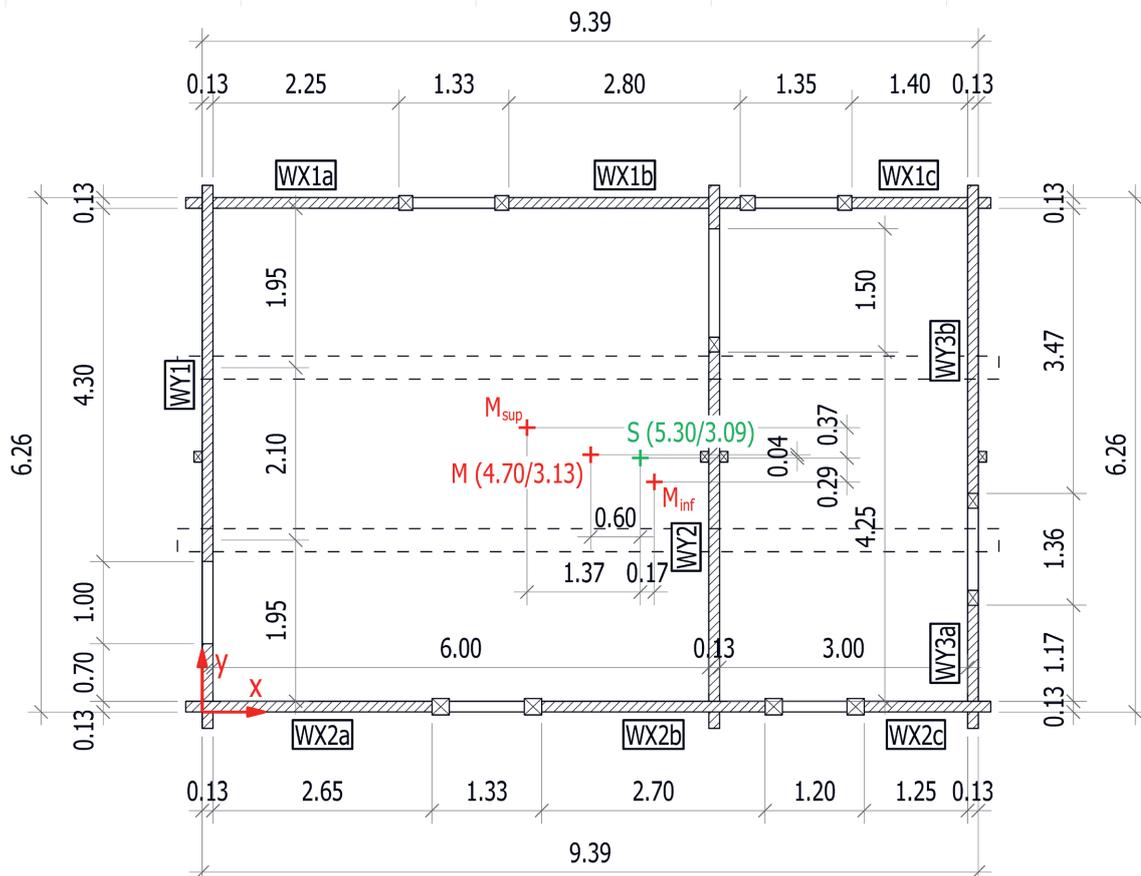
$$\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2) = 9.13 \text{ m} \cdot (2.58 \text{ m})^2 + 6.6 \text{ m} \cdot (3.56 \text{ m})^2 = 144.42 \text{ m}^3$$

$$\sum (L_{WYi} \cdot x_i'^2) = 6 \text{ m} \cdot (5.14 \text{ m})^2 + 6 \text{ m} \cdot (1 \text{ m})^2 + 6 \text{ m} \cdot (4.13 \text{ m})^2 = 266.86 \text{ m}^3$$

Wand WY2:

$$V_{d,WY2,EG} = F_{d,EG} \cdot \frac{L_{WY2}}{L_{WY}} + T_{d,inf,y} \cdot \frac{L_{WY2} \cdot x'_{WY2}}{\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2 + L_{WYi} \cdot x_i'^2)}$$

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|-----------|--|-------------------|
| Wand WX2b | $V_{d,WX2b,EG} = 31 \text{ kN} \cdot \frac{2.7 \text{ m}}{15.73 \text{ m}} + 32.6 \text{ kNm} \cdot \frac{2.7 \text{ m} \cdot 3.56 \text{ m}}{144.42 \text{ m}^3 + 266.86 \text{ m}^3} = 6.1 \text{ kN}$ | 5.9 kN |
| Wand WY2 | $V_{d,WY2,EG} = 31 \text{ kN} \cdot \frac{6 \text{ m}}{18 \text{ m}} + 6.8 \text{ kNm} \cdot \frac{6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{144.42 \text{ m}^3 + 266.86 \text{ m}^3} = 10.4 \text{ kN}$ | 10.1 kN |



B 25 Grundriss DG
Angabe des Steifigkeitszentrum S und den Massenzentren M_{sup} und M_{inf}

Dachgeschoss

| | | | |
|-------------|---|-------------|---|
| Wand WX1: | $L_{WX1} = 2.25 \text{ m} + 2.80 \text{ m} + 1.40 \text{ m} = 6.45 \text{ m}$ | Wand WY1: | $L_{WY1} = 4.30 \text{ m}$ |
| Wand WX2: | $L_{WX2} = 2.65 \text{ m} + 2.70 \text{ m} + 1.25 \text{ m} = 6.60 \text{ m}$ | Wand WY2: | $L_{WY2} = 4.25 \text{ m}$ |
| | | Wand WY3: | $L_{WY3} = 1.17 \text{ m} + 3.47 \text{ m} = 4.64 \text{ m}$ |
| ► Summe WX: | $L_{WX} = 6.45 \text{ m} + 6.60 \text{ m} = 13.05 \text{ m}$ | ► Summe WY: | $L_{WY} = 4.30 \text{ m} + 4.25 \text{ m} + 4.64 \text{ m} = 13.19 \text{ m}$ |

Ermittlung der Koordinaten des Steifigkeitszentrums S im Dachgeschoss:

$$x_s = \frac{\sum L_{WY_i} \cdot x_i}{L_{WY}} = \frac{4.3 \text{ m} \cdot \frac{0.13 \text{ m}}{2} + 4.25 \text{ m} \left(0.13 + 6 + \frac{0.13}{2}\right) \text{ m} + 4.64 \text{ m} \cdot \left(9.39 - \frac{0.13}{2}\right) \text{ m}}{13.19 \text{ m}} = 5.3 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum L_{WX_i} \cdot y_i}{L_{WX}} = \frac{6.45 \text{ m} \cdot \left(0.13 + 6 + \frac{0.13}{2}\right) \text{ m} + 6.6 \text{ m} \cdot \frac{0.13}{2} \text{ m}}{13.05 \text{ m}} = 3.09 \text{ m}$$

Ermittlung der Koordinaten des Massenzentrums M im Dachgeschoss:

$$x_m = 9.39 \text{ m} / 2 = 4.70 \text{ m}$$

$$y_m = 6.26 \text{ m} / 2 = 3.13 \text{ m}$$

Die Exzentrizität beträgt pro Hauptrichtung:

$$e_x = |x_s - x_m| = 5.30 \text{ m} - 4.70 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$$

$$e_y = |y_s - y_m| = 3.09 \text{ m} - 3.13 \text{ m} = 0.04 \text{ m}$$

Lt. SIA 261:2020 Ziffer 16.5.2.7 wird die Torsionswirkung bei Gebäuden durch die folgende Exzentrizität berücksichtigt:

$$e_{d,\text{sup}} = 1.5 \cdot e + 0.05 \cdot b \quad (\text{SIA 261.43})$$

$$e_{d,\text{inf}} = 0.5 \cdot e - 0.05 \cdot b \quad (\text{SIA 261.44})$$

Ermittlung der Exzentrizität für den vorliegenden Blockbau (vgl. Bild B 25):

$$e_{d,\text{sup},x} = 1.5 \cdot 0.60 \text{ m} + 0.05 \cdot 9.39 \text{ m} = 1.37 \text{ m}$$

$$e_{d,\text{inf},x} = 0.5 \cdot 0.60 \text{ m} - 0.05 \cdot 9.39 \text{ m} = -0.17 \text{ m}$$

$$e_{d,\text{sup},y} = 1.5 \cdot 0.04 \text{ m} + 0.05 \cdot 6.26 \text{ m} = 0.37 \text{ m}$$

$$e_{d,\text{inf},y} = 0.5 \cdot 0.04 \text{ m} - 0.05 \cdot 6.26 \text{ m} = -0.29 \text{ m}$$

Die daraus resultierenden Torsionsmomente betragen:

| Torsionsmomente | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|---|--|-------------------|
| $T_{d,\text{sup},x} = F_{d,\text{DG},x} \cdot e_{d,\text{sup},y}$ | $= 122 \text{ kN} \cdot 0.37 \text{ m} = 45.1 \text{ kNm}$ | 22.9 kNm |
| $T_{d,\text{inf},x} = F_{d,\text{DG},x} \cdot e_{d,\text{inf},y}$ | $= 122 \text{ kN} \cdot (-0.29 \text{ m}) = -35.4 \text{ kNm}$ | -18.0 kNm |
| $T_{d,\text{sup},y} = F_{d,\text{DG},y} \cdot e_{d,\text{sup},x}$ | $= 122 \text{ kN} \cdot 1.37 \text{ m} = 167.1 \text{ kNm}$ | 84.9 kNm |
| $T_{d,\text{inf},y} = F_{d,\text{DG},y} \cdot e_{d,\text{inf},x}$ | $= 122 \text{ kN} \cdot (-0.17 \text{ m}) = -20.7 \text{ kNm}$ | -10.5 kNm |

Wand WX2b:

$$V_{d,WX2b,DG} = F_{d,DG} \cdot \frac{L_{WX2b}}{L_{WX}} + T_{d,inf,x} \cdot \frac{L_{WX2b} \cdot y'_{WX2b}}{\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2 + L_{WYi} \cdot x_i'^2)}$$

$$\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2) = 6.45 \text{ m} \cdot (3.11 \text{ m})^2 + 6.6 \text{ m} \cdot (3.03 \text{ m})^2 = 122.98 \text{ m}^3$$

$$\sum (L_{WYi} \cdot x_i'^2) = 4.3 \text{ m} \cdot (5.24 \text{ m})^2 + 4.25 \text{ m} \cdot (0.9 \text{ m})^2 + 4.64 \text{ m} \cdot (4.03 \text{ m})^2 = 196.87 \text{ m}^3$$

Wand WY2:

$$V_{d,WY2,DG} = F_{d,DG} \cdot \frac{L_{WY2}}{L_{WY}} + T_{d,inf,y} \cdot \frac{L_{WY2} \cdot x'_{WY2}}{\sum (L_{WXi} \cdot y_i'^2 + L_{WYi} \cdot x_i'^2)}$$

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|-----------|--|-------------------|
| Wand WX2b | $V_{d,WX2b,DG} = 122 \text{ kN} \cdot \frac{2.7 \text{ m}}{13.05 \text{ m}} + 35.4 \text{ kNm} \cdot \frac{2.7 \text{ m} \cdot 3.03 \text{ m}}{122.98 \text{ m}^3 + 196.87 \text{ m}^3} = 26.1 \text{ kN}$ | 13.3 kN |
| Wand WY2 | $V_{d,WY2,DG} = 122 \text{ kN} \cdot \frac{4.25 \text{ m}}{13.19 \text{ m}} + 20.7 \text{ kNm} \cdot \frac{4.25 \text{ m} \cdot 0.9 \text{ m}}{122.98 \text{ m}^3 + 196.87 \text{ m}^3} = 39.6 \text{ kN}$ | 20.1 kN |

32

Zusammenstellung der Ergebnisse

Die resultierenden Schnittkräfte sind in der Tabelle T 5 zusammengefasst.

Plausibilitätskontrolle: Die Summen der Querkräfte im EG sind aufgrund der Torsion in x-Richtung rund 5 % und in y-Richtung rund 11 % grösser als die horizontale Erdbebenersatzkraft F_d , welche für LK1 153 kN und für LK2 92 kN beträgt.

T 5 Übersicht der Querkräfte in den einzelnen Wänden in x- und y-Richtung für LK1 und LK2

| Wand | Lastkombination 1 | | Lastkombination 2 | |
|----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | $V_{d,DG}$ [kN] | $V_{d,EG}$ [kN] | $V_{d,DG}$ [kN] | $V_{d,DG}$ [kN] |
| WX1a | 22.0 | 81.2 | 11.2 | 49.6 |
| WX1b | 27.4 | | 13.9 | |
| WX1c | 13.7 | | 7.0 | |
| WX2a | 25.7 | 31.6 | 13.0 | 18.8 |
| WX2b* | 26.1 | 32.2 | 13.3 | 19.2 |
| WX2c | 12.1 | 14.9 | 6.2 | 8.9 |
| Total X | 127.0 | 159.9 | 64.6 | 96.5 |
| WY1 | 51.5 | 64.7 | 26.2 | 38.9 |
| WY2* | 39.6 | 50.0 | 20.1 | 30.2 |
| WY3a | 11.1 | 54.9 | 5.7 | 32.8 |
| WY3b | 33.0 | | 16.8 | |
| Total Y | 135.2 | 169.6 | 68.8 | 101.9 |

* Für die Wände WX2b und WY2 wurden die Berechnungsschritte im Detail aufgezeigt. Die Nachweise im folgenden Kapitel werden nur für diese beiden Wände durchgeführt.

Nachweise

Die Nachweise bezüglich des horizontalen Tragwiderstands von Blockwänden beruhen auf den Ausführungen des Kapitels 5.5 und erfolgen in folgenden Schritten:

- ▶ Nachweis des Querkraftwiderstands mit Gleitreibung
- ▶ Falls erforderlich Querkraftverstärkung mit Holzschrauben
- ▶ Überprüfung der destabilisierenden Einwirkungen
- ▶ Falls erforderlich Zugverankerung der Blockwand

Die Nachweise werden beispielhaft für die zwei repräsentative Wände WX2b und WY2 durchgeführt, wobei auf die Berechnung der Verhältnismässigkeit der Massnahmen lt. SIA 269/8 verzichtet wird und ein Erfüllungsfaktor nach Massnahmen $\alpha_{int} \geq 1.0$ angestrebt wird.

Die beiden Wände WY2 und WX2b werden beispielhaft für die Nachweisführung herangezogen. Einerseits trägt die Wand WY2 grosse Vertikallasten aus den Geschossdecken und dem Dach ab, was zu hoher Gleitreibung führt und andererseits handelt es sich bei der Wand WX2b um eine vergleichsweise schlanke Wand mit geringer vertikaler Belastung und damit mit wenig Gleitreibung.

Vertikale Erdbebenkomponente

Gemäss den Ausführungen im Kapitel 5.1 wird die vertikale Erdbebenkomponente wie folgt berücksichtigt:

$$S_{d,T1,vert.} = 0.7 \cdot 2.5 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot \frac{S}{q} = 0.7 \cdot 2.5 \cdot 1.0 \cdot 1.3 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1.45}{1.5} = 2.2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Die für die Gleitreibung massgebende Normalkraft wird folgendermassen unter Berücksichtigung der vertikalen Erdbebenkomponente ermittelt:

$$N_{d,red} = m_d \cdot (g - 0.3 \cdot S_{d,T1,vert.})$$

Mit: m_d vertikal auf die Wand wirkende Masse auf Bemessungsniveau
 g Erdbeschleunigung

Nachweis Wand WY2:

Zunächst wird die Punktlast aus einem einzelnen Deckenbalken Nd.EG gemäss Bild B26 ermittelt. Einzugsfläche der Geschossdecke aus den einzelnen Deckenbalken (vgl. Plan auf Bild B20 bis B23):

$$A_{EG} = (1.95 \text{ m}/2 + 2.1 \text{ m}/2) \cdot (3.0 \text{ m}/2 + 6.0 \text{ m}/2) = 9.11 \text{ m}^2$$

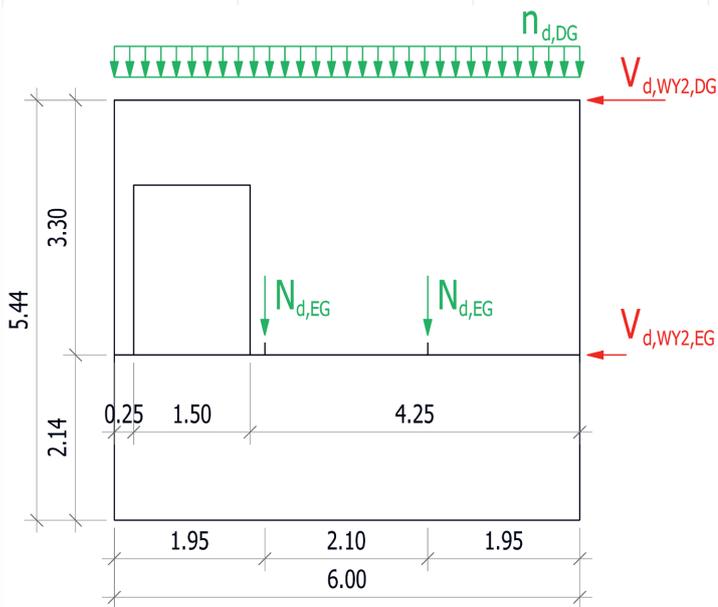
| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|---|--|-----------------------|
| Flächenbezogene Masse: | $m_{A,d,EG} = 100 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 + 0.3 \cdot 200 \text{ kg/m}^2 = 410 \text{ kg/m}^2$ | 350 kg/m ² |
| Reduzierte Normalkraft, welche massgebend für die Gleitreibung ist: | $N_{d,EG} = m_{A,d,EG} \cdot A_{EG} \cdot (g - 0.3 \cdot S_{d,T1,vert.})$ $N_{d,EG} = 410 \text{ kg/m}^2 \cdot 9.11 \text{ m}^2 \cdot (9.81 \text{ m/s}^2 - 0.3 \cdot 2.2 \text{ m/s}^2) = 34.2 \text{ kN}$ | 29.2 kN |

Im Folgenden wird die Linienlast $n_{d,DG}$ aus dem Dach auf die Wand ermittelt.
Einzugsfläche des Dachs inklusive Vordach (vgl. Plan auf Bild B20 bis B23):

$$A_{d,DG} = 7.66 \text{ m} \cdot 3.13 \text{ m} = 23.98 \text{ m}^2$$

Die Länge der Wand LWY2 beträgt 6 m, auf welche die Last aus dem Dach wirkt.

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|---|--|-------------------------------|
| Flächenbezogene Masse: | $m_{A,d,EG} = 100 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 0.37 \cdot 690 \text{ kg/m}^2 = 455 \text{ kg/m}^2$ | 200 kg/m ² |
| Reduzierte Normalkraft, welche massgebend für die Gleitreibung ist: | $n_{d,DG} = m_{A,d,DG} \cdot A_{d,DG} / L_{WY2} \cdot (g - 0.3 \cdot S_{d,T1,vert})$ $n_{d,DG} = 455 \text{ kg/m}^2 \cdot 23.98 \text{ m}^2 / 6 \text{ m} \cdot (9.81 \text{ m/s}^2 - 0.3 \cdot 2.2 \text{ m/s}^2)$ $n_{d,DG} = 16.6 \text{ kN/m}$ | 29.2 kN |
| Horizontale Kräfte infolge Erdbeben: | $V_{d,WY2,DG} = 39.6 \text{ kN}$ $V_{d,WY2,EG} = 10.4 \text{ kN}$ $V_{d,WY2,tot} = 50.0 \text{ kN}$ | 20.1 kN 10.1 kN 30.2 kN |



B 26
Schematische Darstellung der Wand WY2
mit den wirkenden Kräften

Tragwiderstand aus Gleitreibung

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus dem Kapitel 5 wird der Beitrag der Gleitreibung zum Tragwiderstand wie folgt ermittelt:

Gleitreibungskoeffizient $\mu_d = 0.3$

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|--|---|---|
| Widerstand aus Gleitreibung im Dachgeschoss: | $R_{d,DG} = \mu_d \cdot n_{d,DG} \cdot L_{WY2,DG} = 0.3 \cdot 16.6 \text{ kN/m} \cdot 4.25 \text{ m} = 21.2 \text{ kN}$ | 9.3 kN |
| Nachweis Gleitreibung im Dachgeschoss: | $\frac{V_{d,WY2,DG}}{R_{d,DG}} = \frac{39.6 \text{ kN}}{21.2 \text{ kN}} = 1.87 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. | $\frac{20.1 \text{ kN}}{9.3 \text{ kN}} = 2.16 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. |
| Erfüllungsfaktor für diese Wand lt. SIA 269/8: | $\alpha_{eff} = 0.53$ | $\alpha_{eff} = 0.46$ |
| | $\Delta F_{d,DG} = V_{d,WY2,DG} - R_{d,DG} = 39.6 \text{ kN} - 21.2 \text{ kN} = 18.4 \text{ kN}$ | 10.8 kN |
| Widerstand aus Gleitreibung im Erdgeschoss: | $R_{d,EG} = \mu_d \cdot (n_{d,EG} \cdot L_{WY2,EG} + 2 \cdot N_{d,EG})$ $R_{d,EG} = 0.3 \cdot (16.6 \text{ kN/m} \cdot 6.0 \text{ m} + 2 \cdot 34.2 \text{ kN}) = 50.4 \text{ kN}$ | 30.7 kN |
| Nachweis Gleitreibung im Erdgeschoss: | $\frac{V_{d,WY2,tot}}{R_{d,EG}} = \frac{50.0 \text{ kN}}{50.4 \text{ kN}} = 0.99 < 1$ Nachweis erfüllt. | $\frac{30.2 \text{ kN}}{30.7 \text{ kN}} = 0.98 < 1$ Nachweis erfüllt. |
| Erfüllungsfaktor für diese Wand lt. SIA 269/8: | $\alpha_{eff} = 1.01$ | $\alpha_{eff} = 1.02$ |

Verstärkung mit Schrauben

Gemäss Kapitel 5.5 "Tragwiderstand von Blockwänden" werden die aussteifenden Wände mit schräg eingedrehten Holzschrauben mit Teilgewinde verstärkt. Da die Gleitreibung im Erdgeschoss für den Tragwiderstand ausreicht, muss nur die Wand im Dachgeschoss verstärkt werden. Gemäss den theoretischen Ausführungen im Kapitel 5.5 werden die Tragwiderstände der Schrauben ohne Reduktion bezüglich der Anzahl Verbindungsmittel hintereinander eingesetzt.

Tragwiderstand pro Schraube gemäss Herstellerangaben (Holzschraube mit Senkkopf und Teilgewinde):

$$F_{v,Rk} = 3.27 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3.27 \text{ kN} \cdot 1.1}{1.3} = 2.76 \text{ kN}$$

Erforderlicher Widerstand im Dachgeschoss (massgebend ist Lastkombination 1)

$$\Delta F_{d,DG} = 18.4 \text{ kN}$$

Anzahl Schrauben pro Scherfuge

$$n = \frac{\Delta F_{d,DG}}{F_{v,Rd}} = \frac{18.4 \text{ kN}}{2.76 \text{ kN}} = 6.7$$

Überprüfung der destabilisierenden Einwirkungen

Es wird überprüft, ob unter Erdbebeneinwirkung abhebende Kräfte in der Wand auftreten.

Wand im Dachgeschoss

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|-------------------------------------|---|---|
| | $M_{des,DG} = V_{d,WY2,DG} \cdot 3.3 \text{ m} = 39.6 \text{ kN} \cdot 3.3 \text{ m} = 130.7 \text{ kNm}$ $M_{stab,DG} = n_{d,DG} \cdot \frac{1}{2} \cdot (4.25 \text{ m})^2 = 16.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{2} \cdot (4.25 \text{ m})^2 = 149.9 \text{ kNm}$ | 66.3 kNm 65.9 kNm |
| Nachweis destabilisierendes Moment: | $\frac{M_{des,DG}}{M_{stab,DG}} = \frac{130.7 \text{ kNm}}{149.9 \text{ kNm}} = 0.87 < 1$ Nachweis erfüllt. | $\frac{66.3 \text{ kNm}}{65.9 \text{ kNm}} = 1.01 \cong 1$ Nachweis erfüllt. |

Gesamte Wand

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|-------------------------------------|--|---|
| | $M_{des,tot} = V_{d,WY2,DG} \cdot 5.44 \text{ m} + V_{d,WY2,EG} \cdot 2.14 \text{ m}$ $M_{des,tot} = 39.6 \text{ kN} \cdot 5.44 \text{ m} + 10.4 \text{ kN} \cdot 2.14 \text{ m} = 237.7 \text{ kNm}$ $M_{stab,tot} = n_{d,DG} \cdot \frac{1}{2} \cdot (6.0 \text{ m})^2 + N_{d,EG} \cdot (1.05 \text{ m} + 4.05 \text{ m})$ $M_{stab,tot} = 16.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{2} \cdot (6.0 \text{ m})^2 + 34.2 \text{ kN} \cdot (1.95 \text{ m} + 4.05 \text{ m}) = 504 \text{ kNm}$ | 131.0 kNm 306.6 kNm |
| Nachweis destabilisierendes Moment: | $\frac{M_{des,tot}}{M_{stab,tot}} = \frac{237.7 \text{ kNm}}{504.0 \text{ kNm}} = 0.47 < 1$ Nachweis erfüllt. | $\frac{131.0 \text{ kNm}}{306.6 \text{ kNm}} = 0.43 < 1$ Nachweis erfüllt. |

Nachweis Wand WX2b:

Zunächst wird die Linienlast $n_{d,EG}$ gemäss Bild B27 bestimmt.

Einzugsbreite der Geschossdecke (vgl. Plan auf Bild B20 bis B23):

$$b_{EG} = 1.95 \text{ m} / 2 = 0.98 \text{ m}$$

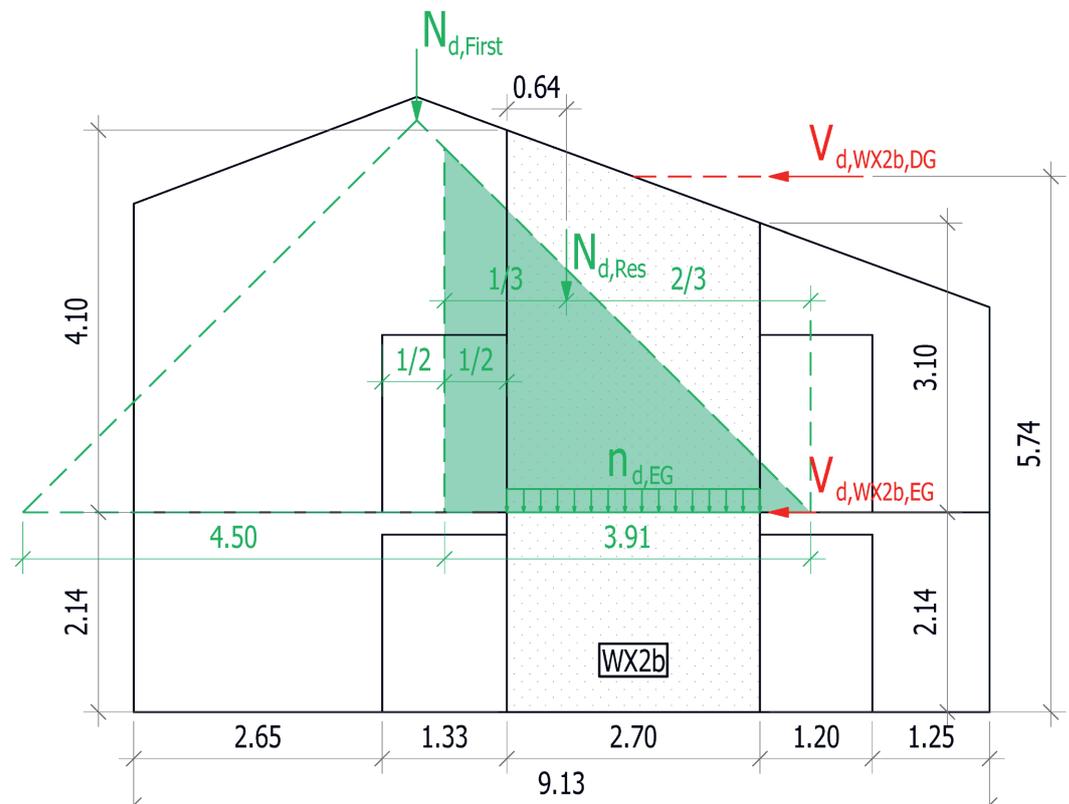
| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|---|--|-----------------------|
| Flächenbezogene Masse: | $m_{A,d,EG} = 100 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 + 0.3 \cdot 200 \text{ kg/m}^2 = 410 \text{ kg/m}^2$ | 350 kg/m ² |
| Reduzierte Normalkraft, welche massgebend für die Gleitreibung ist: | $n_{d,EG} = m_{A,d,EG} \cdot b_{EG} \cdot (g - 0.3 \cdot S_{d,T1,vert})$ $n_{d,DG} = 410 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.98 \text{ m} \cdot (9.81 \text{ m/s}^2 - 0.3 \cdot 2.2 \text{ m/s}^2) = 3.7 \text{ kN/m}$ | 3.1 kN/m |

Die resultierende Punktlast $N_{d,Res}$ ergibt sich gemäss Bild B28 aus der Dachlast, welche von der First in die Wand WX2b geleitet wird. Es wird von einem Lastausbreitungswinkel von 45° ausgegangen, wobei $N_{d,Res}$ die Resultierende aus der schraffierten Dreieckslast darstellt.

Die Kraft $N_{d,First}$ ergibt sich aus den Lasten aus dem Dach unter Berücksichtigung der folgenden Einzugsfläche:
Die Hälfte der Dachlast aus der First ergibt die Kraft $N_{d,First}$ gemäss Bild B27.

$$A_{DG} = 2 \cdot (3 \text{ m})/2 \cdot 7.66 \text{ m} = 22.98 \text{ m}^2$$

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|--|--|------------------------------|
| Flächenbezogene Masse: | $m_{A,d,EG} = 100 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 0.37 \cdot 690 \text{ kg/m}^2 = 455 \text{ kg/m}^2$ | 200 kg/m ² |
| Reduzierte Normalkraft aus dem First: | $N_{d,First} = m_{A,d,EG} \cdot A_{DG} / 2 \cdot (g - 0.3 \cdot S_{d,T1,vert})$ $N_{d,First} = 455 \text{ kg/m}^2 \cdot 22.98 \text{ m}^2 / 2 \cdot (9.81 \text{ m/s}^2 - 0.3 \cdot 2.2 \text{ m/s}^2) = 47.8 \text{ kN}$ | 21.0 kN |
| Resultierende Normalkraft auf die Wand WX2b: | $N_{d,res} = N_{d,First} \cdot \frac{3.91 \text{ m}}{4.5 \text{ m} + 3.91 \text{ m}} = 47.8 \text{ kN} \cdot \frac{3.91 \text{ m}}{4.5 \text{ m} + 3.91 \text{ m}} = 22.2 \text{ kN}$ | 9.8 kN |
| Horizontale Kräfte infolge Erdbeben: | $V_{d,WX2b,DG} = 26.1 \text{ kN}$ $V_{d,WX2b,EG} = 6.1 \text{ kN}$ $V_{d,WX2b,tot} = 32.2 \text{ kN}$ | 13.3 kN 5.9 kN 19.2 kN |



B27
Schematische Darstellung
der Wand WX2b mit den
wirkenden Kräften

Tragwiderstand aus Gleitreibung

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus dem Kapitel 5 wird der Beitrag der Gleitreibung zum Tragwiderstand wie folgt ermittelt:

Gleitreibungskoeffizient $\mu_d = 0.3$

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|--|---|---|
| Widerstand aus Gleitreibung im Dachgeschoss: | $R_{d,DG} = \mu_d \cdot N_{d,res} = 0.3 \cdot 22.2 \text{ kN} = 6.7 \text{ kN}$ | 2.9 kN |
| Nachweis Gleitreibung im Dachgeschoss: | $\frac{V_{d,WX2b,DG}}{R_{d,DG}} = \frac{26.1 \text{ kN}}{6.7 \text{ kN}} = 3.9 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. | $\frac{13.3 \text{ kN}}{2.9 \text{ kN}} = 4.59 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. |
| Erfüllungsfaktor für diese Wand lt. SIA 269/8: | $\alpha_{eff} = 0.26$ | $\alpha_{eff} = 0.22$ |
| | $\Delta F_{d,DG} = V_{d,WX2b,DG} - R_{d,DG} = 26.1 \text{ kN} - 6.7 \text{ kN} = 19.4 \text{ kN}$ | 10.4 kN |
| Widerstand aus Gleitreibung im Erdgeschoss: | $R_{d,EG} = \mu_d \cdot (n_{d,EG} \cdot L_{WX2b,EG} + N_{d,res})$ $R_{d,EG} = 0.3 \cdot (3.7 \text{ kN/m} \cdot 2.7 \text{ m} + 22.2 \text{ kN}) = 9.7 \text{ kN}$ | 5.5 kN |
| Nachweis Gleitreibung im Erdgeschoss: | $\frac{V_{d,WX2b,EG}}{R_{d,EG}} = \frac{32.2 \text{ kN}}{9.7 \text{ kN}} = 3.32 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. | $\frac{19.2 \text{ kN}}{5.5 \text{ kN}} = 3.49 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. |
| Erfüllungsfaktor für diese Wand lt. SIA 269/8: | $\alpha_{eff} = 0.30$ | $\alpha_{eff} = 0.29$ |
| | $\Delta F_{d,EG} = V_{d,WX2b,tot} - R_{d,EG} = 32.2 \text{ kN} - 9.7 \text{ kN} = 22.5 \text{ kN}$ | 13.7 kN |

Verstärkung mit Schrauben

Gemäss Kapitel 5.5 werden die aussteifenden Wände mit schräg eingedrehten Holzschrauben mit Teilgewinde verstärkt. Gemäss den theoretischen Ausführungen im Kapitel 5.5 werden die Tragwiderstände der Schrauben ohne Reduktion bezüglich der Anzahl Verbindungsmittel hintereinander eingesetzt.

Tragwiderstand pro Schraube gemäss Herstellerangaben (Holzschraube mit Senkkopf und Teilgewinde):

$$F_{v,Rk} = 3.27 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3.27 \text{ kN} \cdot 1.1}{1.3} = 2.76 \text{ kN}$$

Erforderlicher Widerstand im Dachgeschoss (massgebend ist Lastkombination 1)

$$\Delta F_{d,DG} = 19.4 \text{ kN}$$

Anzahl Schrauben pro Scherfuge:

$$n = \frac{\Delta F_{d,DG}}{F_{v,Rd}} = \frac{19.4 \text{ kN}}{2.76 \text{ kN}} = 7.03 \quad \text{Es werden 8 Holzschrauben pro Scherfuge eingedreht.}$$

Erforderlicher Widerstand im Erdgeschoss (massgebend ist Lastkombination 1)

$$\Delta F_{d,EG} = 22.5 \text{ kN}$$

Anzahl Schrauben pro Scherfuge:

$$n = \frac{\Delta F_{d,EG}}{F_{v,Rd}} = \frac{22.5 \text{ kN}}{2.76 \text{ kN}} = 8.15 \quad \text{Es werden 9 Holzschrauben pro Scherfuge eingedreht.}$$

Überprüfung der destabilisierenden Einwirkungen

Es wird überprüft, ob unter Erdbebeneinwirkung abhebende Kräfte in der Wand auftreten.

| | Lastkombination 1 | Lastkombination 2 |
|-------------------------------------|--|--|
| | $M_{des} = V_{d,WY2,DG} \cdot 5.74 \text{ m} + V_{d,WY2,EG} \cdot 2.14 \text{ m}$ $M_{des} = 26.1 \text{ kN} \cdot 5.74 \text{ m} + 6.1 \text{ kN} \cdot 2.14 \text{ m} = 162.9 \text{ kNm}$ $M_{stab} = N_{d,res} \cdot 0.64 \text{ m} + n_{d,EG} \cdot \frac{1}{2} \cdot (2.7 \text{ m})^2$ $M_{stab,tot} = 22.2 \text{ kN} \cdot 0.64 \text{ m} + 3.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{2} \cdot (2.7 \text{ m})^2 = 27.7 \text{ kNm}$ | 89.0 kNm 17.6 kNm |
| Nachweis destabilisierendes Moment: | $\frac{M_{des}}{M_{stab}} = \frac{162.9 \text{ kNm}}{27.7 \text{ kNm}} = 5.88 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. | $\frac{89.0 \text{ kNm}}{17.6 \text{ kNm}} = 5.06 > 1$ Nachweis <u>nicht</u> erfüllt. |

Zugverankerung der Scheibe

Für die Aufnahme der Zugkräfte muss diese Wand verankert werden. Eine mögliche Lösung besteht in einer Verankerung mit Zuganker und Windrispenbändern gemäss Kapitel 5.5 im Leitfaden. Massgebend für die Verankerungskräfte ist Lastkombination 1.

Empfohlener Endabstand der Nägel $a = 80 \text{ mm}$

Hebelarm

$$e = 2.70 \text{ m} - 2 \cdot 0.08 \text{ m} = 2.54 \text{ m}$$

Die zu verankernde Zugkraft ergibt sich folgendermassen:

$$T_d = \frac{M_{des} - M_{stab}}{e} = \frac{162.9 \text{ kNm} - 27.7 \text{ kNm}}{2.54 \text{ m}} = 53.2 \text{ kN}$$

Gemäss Herstellerangaben ergeben sich für einen Zuganker beispielsweise folgende Tragwiderstände:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{67.6 \text{ kN} \cdot 1.1}{1.3} = 57.2 \text{ kN} \\ \frac{R_{k,steel}}{\gamma_S} = \frac{85.2 \text{ kN}}{1.25} = 68.2 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Nachweis Zuganker

$$\frac{T_d}{R_d} = \frac{53.2 \text{ kN}}{57.2 \text{ kN}} = 0.93 < 1 \quad \text{Nachweis erfüllt.}$$

Der Bemessungswert auf der Betonseite wird an dieser Stelle nicht berücksichtigt, da auf die Anwendung von chemischen Dübeln zugunsten einer Ankerschiene, wie auf Abbildung B20 im Kapitel 5.3 im Leitfaden dargestellt, verzichtet wird. Die Kräfte werden wie im Leitfaden gezeigt über Windrispenbänder in den Zuganker geleitet.

Zugwiderstand der Windrispenbänder

$$R_{ax,k} = 34 \text{ kN}$$

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_S} = \frac{34 \text{ kN}}{1.25} = 27.2 \text{ kN}$$

Es werden zwei Windrispenbänder übereinandergelegt und gemäss Bild B20 montiert.

Nachweis Zuganker

$$\frac{T_d}{2 \cdot R_{ax,d}} = \frac{53.2 \text{ kN}}{2 \cdot 27.2 \text{ kN}} = 0.98 < 1 \quad \text{Nachweis erfüllt.}$$

Erdbebenformular des Kantons

Aufgrund der Ergebnisse des Berechnungsbeispiels wird das Erdbebenformular des Kantons wie folgt ausgefüllt:



Erdbebenformular

Generelle Projektinformationen

- Objektname : Veta Nova
- Adresse : bausubstanz einfach erneuern
- Geographische Koord. : 2'600'000 / 1'200'000
- Parzelle Nr. : 100
- Gemeinde : Oberwallis
- Projekttyp Neubau Umbau/Sanierung

Bauwerksklasse

- Gem. SIA Norm 269-8 : CO I

Erdbebeneigenschaften des Gebäudes

- Geometrie des Bauwerks
 - Anzahl Stockwerke über Terrain : 2 Höhe über Terrain (m) : 7.3
 - Anzahl Untergeschosse : 0 Höhe unter Terrain : 0
 - Anzahl schwingende Massen : 2
 - Länge des Gebäudes (m) : 9.39 Breite des Gebäudes (m) : 6.26
 - Zusammenprallgefahr mit Nachbarbauten Ja Nein
- Berechnungsparameter
 - Gefährdungszone Z3a a_{gd} : 1.3 m/s²
 - Basis SIA 261 Spektren Spektrale Mikrozonierung
 - Baugrundklasse : C

Verhaltensbeiwert q : 1.5

- Grundschiebungzeit des Bauwerks

Längsrichtung $T_x(\text{sec})$: 0.24 Querrichtung $T_y(\text{sec})$: 0.24

- Wert des Bemessungsspektrum der Beschleunigung für die Grundschiebungzeit

Längsrichtung X_{Sdx} : 0.246 Querrichtung Y_{Sdy} : 0.246

Ergebnisse der Tragwerksanalyse

- Tragwerksanalyse

- Antwortspektrenverfahren
- Ersatzkraftverfahren
- Andere

- Horizontale Ersatzkräfte

Längsrichtung $X_{Fdx}(\text{kN})$: 153 Querrichtung $Y_{Fdy}(\text{kN})$: 153

Ertüchtigung

- Personenbelegung

PB (Personen/Jahr) : 1.6

- Erfüllungsfaktor

Erfüllungsfaktor (α_{eff}) : 0.22

- Grenzwerte Nutzungsdauer nach den Arbeiten n

Jahre : 50 α_{min} : 0.25

- Massnahmenempfehlung

Ja Nein

Wenn ja, Beschreibung der geplanten Massnahmen :

- Dach und Geschossdecken werden als starre Scheibe ausgebildet.
- Bei Wänden mit ungenügendem Tragwiderstand aus der Gleitreibung werden die Scherfugen zwischen den Balken mit Holzschrauben verstärkt.
- Die Wandscheiben werden mit Zugankern und Windrispenbändern gegen Zugkräfte verankert und mit dem Unterbau verschraubt, um Schubkräfte aufzunehmen.

Die einzelne Verstärkungsmassnahmen sind im Kapitel 4 des Berechnungsbeispiels im Detail beschrieben.

Verpflichtungserklärung der Bauherrschaft und der Projektautoren

Der Bauingenieur bestätigt die Erdbebennormen angewendet zu haben. Er übernimmt die totale Verantwortung für die Genauigkeit der Berechnungen.

Ort, Datum : _____

Name, Vorname : _____

Stempel, Unterschrift : _____

Der Architekt und der Bauherr bestätigen einen für erdbebengerechtes Bauen qualifizierten Ingenieur beauftragt zu haben und von ihm die ausnahmslose Einhaltung der Erdbebennormen verlangt zu haben.

Ort, Datum : _____

Name, Vorname : _____

Stempel, Unterschrift : _____

Beilagen :

- NV
- EVB
- UES 269/8
- Andere :



Kontakt

ARGE Dorfkernerneuerung Oberwallis
p.a. Monika Holzegger
Geschäftsstelle

info@vetanova.ch
www.vetanova.ch

Dieses Projekt wurde gefördert durch
Innosuisse - Schweizerische Agentur
für Innovationsförderung



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Innosuisse - Schweizerische Agentur
für Innovationsförderung

Nationale Partner

fermacell[®]

fisolan.ch
Die Dämmstoffe aus Schafwolle
L'isolation de la laine des moutons



GUTEX[®]

JOMOS
Fire Protection Solutions

SIGA 1966

Regionale Partner

**abgottspon
werlen
architekten**

**anton imhof
ingenieurbüro** gmbh
Dipl.-Ing. ETH-SIA 3953 Gropplis Tel. 027 927 10 07
zurbruggen.oliver@bluewin.ch

ATELIER SUMMERMATTER RITZ
ARCHITECTEN & INTERIÖR
FURKASTRASSE 7
3900 BRIG
SCHWEIZ
www.summERMATTERRITZ.ch
info@summERMATTERRITZ.ch

farbe + gips ag
JOSEF WÄLDEN WÄLKER

**holzbau
weger**

HN
HOLZBAU NOLL

imhof lax

KK
KURT KARLEN AG
BAU- UND MÖBELSCHREINEREI

**Lauber
IWISA**
Gebäudetechnik, die verbindet.

Perren AG
SCHREINEREI
IDEE N IN HOLZ

SRP | SRP INGENIEUR AG

TRUFFER
ingenieurberatung

Forschungspartnerin



Berner
Fachhochschule