



Gründerzeithaus Wien

Vergleichsrechnung nach PushOver

3muri



INHALT

Einleitung und Zweck.....	4
Grundlagen und Berechnungsmodell.....	5
Berechnungsverfahren.....	9
Dachgeschossausbau 'Leicht'.....	13
Ohne Dachgeschossausbau.....	29
Dachgeschossausbau 'Schwer'.....	35
Zusammenfassung & Schlussfolgerung.....	39
Literaturverzeichnis.....	41
Anhang A Bezeichnung der Analysen.....	42
Weitere Informationen und Hinweise.....	43

Die vorliegenden Unterlagen einschliesslich aller Teile und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung ausserhalb der Grenzen des Urheberrechtsschutzgesetzes ist ohne Zustimmung der IngWare GmbH unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen und die Einspeicherung in elektronischen Systemen.

© 2013, IngWare GmbH

Version	1.0, August 2013
Autor	Daniel Gass
Berechnungen	Liene Wild Daniel Gass
Koreferat	Dimitrios Stefanoudakis Falko Ducia Peter Walker
Verlag	IngWare GmbH Seestrasse 78 CH-8703 Erlenbach +41 (0)44 910 34 34 www.ingware.ch

VERGLEICHSRECHNUNG NACH PUSHOVER

Gründerzeithaus Wien



EINLEITUNG UND ZWECK

EINLEITUNG

Die Gründerzeit bezeichnet einen Abschnitt der europäischen Wirtschafts- und Architekturgeschichte zwischen 1840 und 1918. Kennzeichnend für diese Zeit ist die breite Industrialisierung und das damit verbundene starke Bevölkerungswachstum in den Städten durch Zuwanderung und einen Anstieg der Geburtenrate. Eine Folge dieser Entwicklung war die starke Bautätigkeit, so zählte Wien um 1870 eine Million und um 1910 bereits zwei Millionen Einwohner und war damit die fünftgrösste Stadt der Welt. In dieser Zeit entstanden in Wien eine Vielzahl von Wohnungsbauten, von welchen bis heute noch ca. 30'000 erhalten geblieben sind. Die Gründerzeithäuser stellen damit immer noch einen wesentlichen Bestandteil der Baustruktur in Wien dar.



GRÜNDERZEITHAUS WIEN



Das typische Gründerzeithaus besteht aus 4 bis 6 Geschossen mit grossen Raumhöhen (3.5 .. 4.5 m), wobei das Erdgeschoss (Parterre) oft höher ausgeführt wurde als die übrigen Geschosse. Die Wände wurden in Mauerwerk mit unterschiedlicher Stärke (Abstufung über die Geschosse) ausgeführt. Die Geschossdecken sind als Holztramdecken (Holzbalkendecken) ausgeführt und quer zum Strassenverlauf gespannt zwischen Lochfassade, Mittelwand und Hoffassade. Die oberste Geschossdecke ist oft als Dippelbaumdecke mit Beschüttung (Bauschutt und Pflaster) ausgeführt.

ZWECK

Die Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, Niederösterreich und Burgenland (Arch+Ing) hat ein typisches Wiener Gründerzeithaus als Musterhaus definiert. Ziel des vorliegenden Berichts ist es am Musterhaus eine Erdbebenberechnung nach PushOver-Verfahren mit dem Programm 3muri durchzuführen, um Vergleiche mit anderen Berechnungsmethoden zu ermöglichen.

Um den Wohnraum zu vergrössern – ohne den Anteil bebauter Fläche in der Stadt zu erhöhen – wird in vielen Gründerzeithäusern das Dachgeschoss ausgebaut. Der vorliegende Bericht befasst sich mit einem solchen Dachgeschossausbau.

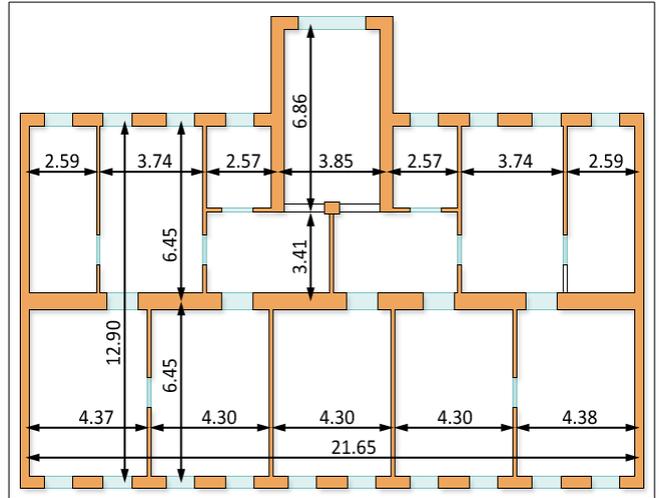


GRUNDLAGEN UND BERECHNUNGSMODELL

GEOMETRIE UND BAUTEILABMESSUNGEN

Die Abmessungen entsprechen der Dokumentation von Arch+Ing [1]. In der nebenstehenden Abbildung sind die Achsmasse des verwendeten Berechnungsmodells angegeben.

Gemäss der Dokumentation des Musterhauses [1] wird angenommen, dass die Grundrisse aller Geschosse identisch sind. Die einzelnen Geschosse unterscheiden sich ausschliesslich ihrer Höhe und dem Deckensystem (siehe unten).



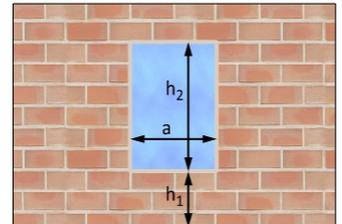
Wandstärken

- Lochfassade und Stiegenhauswände
 - Erdgeschoss $d = 75 \text{ cm}$
 - 1. und 2. Obergeschoss $d = 60 \text{ cm}$
 - 3. und 4. Obergeschoss $d = 45 \text{ cm}$
- Hoffassade $d = 45 \text{ cm}$
- Mittelwand
 - Erdgeschoss $d = 75 \text{ cm}$
 - 1. bis 4. Obergeschoss $d = 60 \text{ cm}$
- Feuermauern $d = 30 \text{ cm}$
- Trennwände $d = 15 \text{ cm}$

Die Wandstärken der Fassaden sind je nach Geschoss verschieden, die Wandstärken der übrigen Wände sind in allen Geschossen konstant [1].

Wandöffnungen

- Fenster (Fassaden)
 - 2. bis 4. Obergeschoss $h_1 = 1.30 \text{ m}, h_2 = 1.90 \text{ m}, a = 1.00 \text{ m}$
 - 1. Obergeschoss $h_1 = 1.30 \text{ m}, h_2 = 2.10 \text{ m}, a = 1.00 \text{ m}$
 - Erdgeschoss $h_1 = 1.30 \text{ m}, h_2 = 2.20 \text{ m}, a = 1.00 \text{ m}$
- Türe/Fenster Stiegenhaus $h_1 = 0.00 \text{ m}, h_2 = 3.00 \text{ m}, a = 2.40 \text{ m}$
- Türen Innenwände $h_1 = 0.00 \text{ m}, h_2 = 3.00 \text{ m}, a = 1.10 \text{ m}$

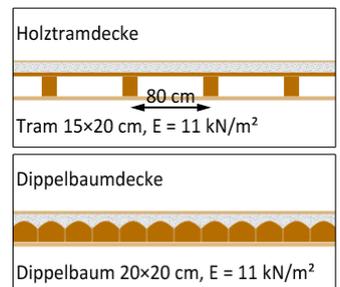


Geschosshöhen

- 4. Obergeschoss $z = 19.20 \text{ m} \quad h = 3.70 \text{ m}$
- 3. Obergeschoss $z = 15.50 \text{ m} \quad h = 3.70 \text{ m}$
- 2. Obergeschoss $z = 11.80 \text{ m} \quad h = 3.70 \text{ m}$
- 1. Obergeschoss $z = 8.10 \text{ m} \quad h = 3.90 \text{ m}$
- Erdgeschoss $z = 4.20 \text{ m} \quad h = 4.20 \text{ m}$

Geschossdecken

- Doppelbaumdecke 4. Obergeschoss
- Holztramdecke Erdgeschoss bis 3. Obergeschoss



Der Aufbau der Geschossdecken wurde anhand üblicher Abmessungen [2] angenommen.

Stütze und nichttragende Wände

Im Bereich des Stiegenhauses wird eine Stütze in Mauerwerk mit einem Querschnitt von $45 \times 50 \text{ cm}$ angenommen. Die an die Stütze anschliessenden nichttragenden Wände werden in der Berechnung vernachlässigt.

MATERIALEIGENSCHAFTEN UND LASTANNAHMEN

MAUERWERK

Es wird angenommen, dass das Mauerwerk aller Wände dieselben Eigenschaften aufweist.

- $f_k = 3.5 \text{ N/mm}^2$, $f_m = 5.0 \text{ N/mm}^2$ charakteristischer, Mittelwert der Mauerwerksdruckfestigkeit [1]
- $E = 1'050 \text{ N/mm}^2$ Elastizitätsmodul [3]
- $G = 420 \text{ N/mm}^2$ Schubmodul [3]
- $w = 18.13 \text{ kN/m}^3$ Raumgewicht [1]
- $f_{vm0} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{vim} = 1.3 \text{ N/mm}^2$ Schubfestigkeit, Obergrenze der Schubfestigkeit [3]
 - $f_{vm0} = 0.17 \text{ N/mm}^2$ Schubfestigkeit der Stütze
- $\gamma_m = 1.67$ Teilsicherheitsbeiwert [3]

Für die Stütze im Stiegenhaus wird eine erhöhte Schubfestigkeit angesetzt, da es sich um ein Bauteil mit vergleichsweise geringen Abmessungen handelt. Berechnungen mit reduzierter Schubfestigkeit der Stütze haben ein sehr unrealistisches Gebäudeverhalten ergeben.

GESCHOSSDECKEN

Es werden grundsätzlich weiche Deckensysteme angenommen, wobei sowohl die Dippelbaumdecke, als auch die Tramdecken als vollständig schubweich angenommen werden. Im Zug des Dachgeschossausbaus wird die Decke über 4. OG zu einer Holz/Beton-Verbunddecke mit berücksichtigter Schubsteifigkeit geändert.

STATISCHE LASTEN & MASSENERMITTLUNG

Das Eigengewicht der Wände wird anhand der Bauteilabmessungen und des Raumgewichts des Mauerwerks ermittelt. Für die Geschossdecken werden folgende statische Lasten angenommen.

- Decke über EG bis 3. OG (Holztramdecken)
 - Ständige Last (Eigengewicht und Auflast) $g_k = 2.3 \text{ kN/m}^2$
 - Veränderliche Last (Nutzlast) $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- Decke über 4. OG (Dippelbaumdecke)
 - Ständige Last (Eigengewicht und Auflast) $g_k = 3.5 \text{ kN/m}^2$ (Bestand)
 - Veränderliche Last (Nutzlast) $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$ (Bestand)
 - Ständige Last (Eigengewicht und Auflast) $g_k = 12.2 \text{ kN/m}^2$ (Ausbau)
 - Veränderliche Last (Nutzlast) $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (Ausbau)

Die Lasten für den Zustand nach dem Dachgeschossausbau enthalten sowohl die Lasten des 4. Obergeschosses als auch die Lasten des eigentlichen Ausbaus. Für das neue Dachgeschoss wird angenommen, dass er die Hälfte der Regelgeschossfläche abdeckt [4]. Der bestehende Dachboden wird damit zu einem neuen Wohngeschoss und einem weiteren Geschoss mit 50% der Regelgeschossfläche. Die Begrenzung der maximalen zusätzlichen Last auf 7.2 kN/m^2 ist nicht mehr strikt einzuhalten, aber insbesondere für Vergleichsrechnungen nach wie vor sinnvoll.

Die Massenermittlung der Musterberechnung [1] zeigt deutliche Differenzen zu den automatisch ermittelten Massen anhand des Berechnungsmodells. Diese kommen durch die Modellierung auf Achsmasse und die Berücksichtigung von Wandöffnungen zustande. Um möglichst vergleichbare Ergebnisse zu erhalten werden die ständigen Lasten auf die Geschossdecken entsprechend korrigiert, damit beide Berechnungen dieselben Massen berücksichtigen. Damit ergeben sich folgende korrigierten Lasten auf die Geschossdecken.

- 4. Obergeschoss
 - Aktueller Zustand $g_k = 7.5 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$
 - Mit Dachgeschossausbau $g_k = 14.5 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- 3. Obergeschoss $g_k = 3.6 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- 2. Obergeschoss $g_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- 1. Obergeschoss $g_k = 3.3 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- Erdgeschoss $g_k = 2.3 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

ERDBEBENLAST

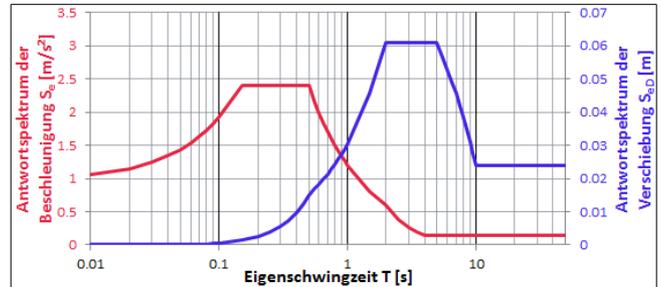
Die Erdbebenlasten werden aufgrund des EuroCode 8 [5] ermittelt.

- Bedeutungskategorie II $\gamma_I = 1.0$ (Bedeutungsfaktor)
- Erdbebenzone 3 $a_{gR} = 0.8 \text{ m/s}^2$ (Referenzbodenbeschleunigung)
- Baugrundklasse B $S = 1.2, T_B = 0.15 \text{ s}, T_C = 0.5 \text{ s}, T_D = 2.0 \text{ s}, T_E = 5.0 \text{ s}, T_F = 10.0 \text{ s}$

Aus diesen Annahmen ergeben sich folgende Antwortspektren.

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right) & \leftarrow 0 < T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 & \leftarrow T_B < T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} & \leftarrow T_C < T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} & \leftarrow T_D < T \leq 4.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$S_{eD}(T) = \begin{cases} S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 & \leftarrow 0 < T < T_E \\ 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left(2.5 \cdot \eta + \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \cdot (1 - 2.5 \cdot \eta)\right) & \leftarrow T_E < T \leq T_F \\ d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D & \leftarrow T_F < T \end{cases}$$



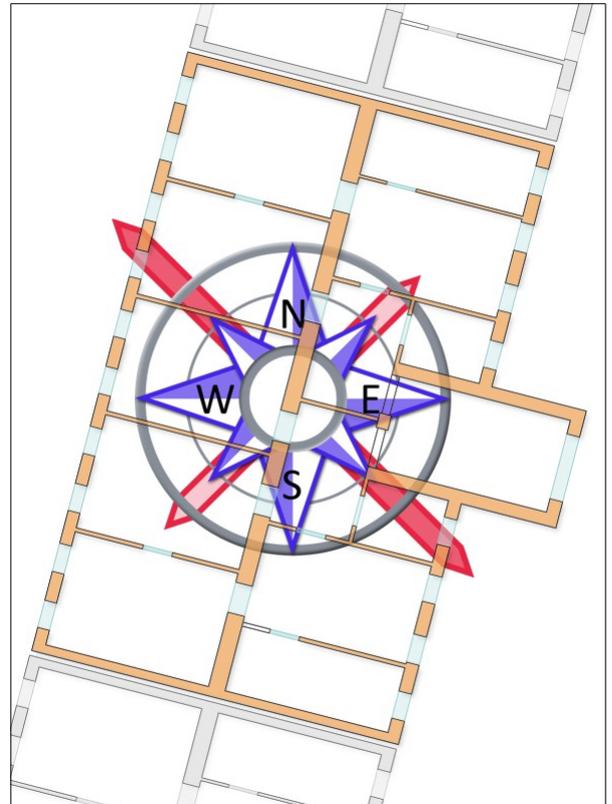
ANNAHMEN FÜR DIE BERECHNUNG

RICHTUNG DER ERDBEBENEINWIRKUNG

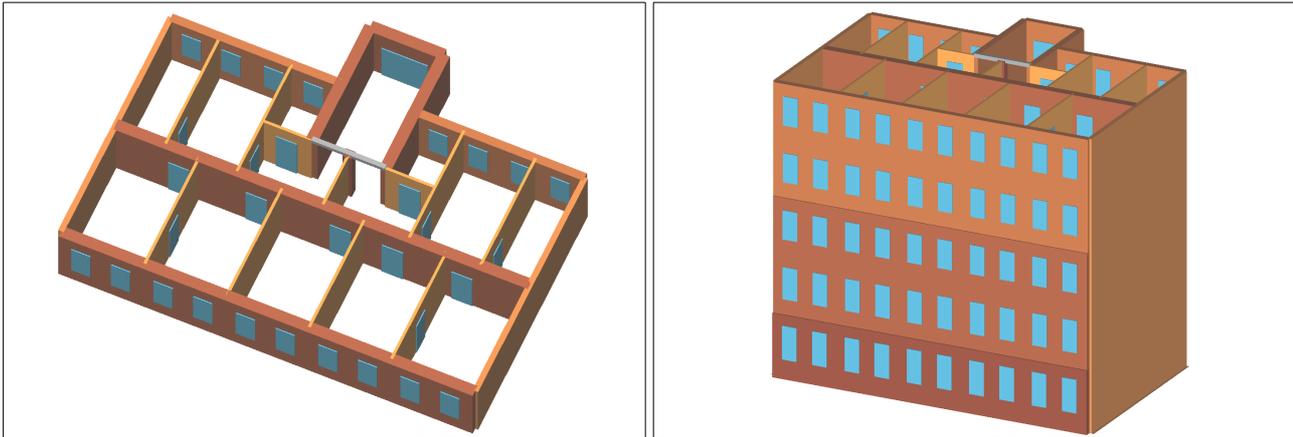
Die Richtung der Erdbebeneinwirkung tritt nicht zufällig auf, sondern mit grosser Wahrscheinlichkeit senkrecht zur Störungszone, welche das Erdbeben verursacht. Für die Stadt Wien bedeutet dies, dass die Erdbebeneinwirkung vorwiegend in Richtung Nord-West, resp. Süd-Ost auftreten wird [6]. Der EuroCode 8 [5] sieht jedoch nicht vor, die Richtung der rechnerischen Erdbebeneinwirkung einzuschränken.

Diskussionswürdig ist jedoch der Einfluss der Nachbargebäude, insbesondere ob sich die Gebäude gegenseitig abstützen und im Zusammenhang einen grösseren Widerstand gegen Erdbeben besitzen, als einzeln betrachtet. Dieser Einfluss kann zur Zeit aufgrund fehlender Untersuchungen nicht zutreffend abgeschätzt werden und kann deshalb in einer Berechnung kaum berücksichtigt werden. In der Praxis bedeutet dies, dass ein Erdbebennachweis in zwei Richtungen (X Längs-, Y Quer-Richtung) geführt werden muss.

Das Tragsystem der typischen Wiener Gründerzeithäuser lässt erwarten, dass die Richtung parallel zu den Feuermauern massgebend wird für den globalen Erdbeben-Nachweis in der Wandebene und die Richtung senkrecht dazu für den Nachweis der Wände aus der Ebene (out-of-plane, Knicken von Wänden infolge Querbeschleunigung). Genauere Informationen kann aber nur eine detaillierte Berechnung liefern.



MODELLBILDUNG



Einspannhorizont

Der Einspannhorizont wird OK Decke über UG angenommen. Alle darunter liegenden Bauteile sind damit nicht relevant zur Beurteilung der Erdbbensicherheit des Gesamtgebäudes und können vernachlässigt werden.

Wände

Alle Wände werden grundsätzlich mit den oben beschriebenen Abmessungen und Materialeigenschaften berücksichtigt.

Öffnungen

Die Öffnungen in den Wänden werden gemäss dem Schnitt in der Dokumentation des Musterhauses [1] eingeführt. Es wird davon ausgegangen, dass alle Fenster, resp. alle Türen die selben Höhen besitzen.

Geschossdecken

Die Decken über Erdgeschoss bis 3. Obergeschoss werden als Holztramdecken, die Decke über 4. Obergeschoss als Dippelbaumdecke abgebildet.

Stiegenhaus

Die innere Wand des Stiegenhauses wird aufgrund des hohen Öffnungsanteils vernachlässigt. Um die horizontale Tragwirkung des Gebäudes korrekt abzubilden (und aus softwaretechnischen Gründen) wird ersatzweise ein Stahlbeton-Träger eingeführt. Dieser stellt eine horizontale Verbindung zwischen den seitlichen Wänden des Stiegenhauses dar und ersetzt damit den Türsturz.

Die Geschossdecken werden im Bereich des Stiegenhauses nicht ausgespart. Damit werden die tatsächlich vorhandenen Lasten, resp. Massen korrekt berücksichtigt. Die daraus resultierende Überschätzung der Steifigkeit der Geschossdecke in ihrer Ebene ist erfahrungsgemäss nicht relevant. Im Gegenzug werden die Treppenläufe vernachlässigt, sie leisten keinen wesentlichen Beitrag an die Erdbbensicherheit. Das hier gewählte Vorgehen entspricht der üblichen Modellierung.

BERECHNUNGSMODELLE & VARIANTEN

Im vorliegenden Bericht werden verschiedene Modelle verwendet.

- Gründerzeithaus mit Dachgeschossausbau 'Leicht'
 - Holz/Beton-Verbunddecke mit Schubsteifigkeit über dem 4. Obergeschoss
 - Berücksichtigung des Dachausbaus als zusätzliche Last auf die Decke über 4. Obergeschoss
- Gründerzeithaus ohne Dachgeschossausbau (aktueller Zustand)
 - Dippelbaumdecke im 4. Obergeschoss (ohne Schubsteifigkeit)
 - Modell zur Beurteilung der Veränderung der Erdbbensicherheit durch den Dachgeschossausbau
- Gründerzeithaus mit Dachgeschossausbau 'Schwer'
 - Holz/Beton-Verbunddecke mit Schubsteifigkeit über dem 4. Obergeschoss
 - Berücksichtigung des Dachausbaus als erhöhte Last (gegenüber Dachgeschossausbau 'Leicht') auf die Decke über 4. Obergeschoss

BERECHNUNGSVERFAHREN

PUSHOVER-ANALYSE

BERECHNUNGSMODELL

Die Berechnungen zur Erdbebensicherheit werden nach dem PushOver-Verfahren (statisches nichtlineares Berechnungsverfahren) an einem räumlichen Gebäudemodell durchgeführt. In verschiedenen Dokumentationen und Berichten [7], [8] wird vorgeschlagen für die Wiener Gründerzeithäuser kein räumliches Tragwerksmodell für die Erdbebenenberechnung zu verwenden, da die schubweichen Decken keine Übertragung von Horizontallasten zwischen den einzelnen Wänden zulassen.

Das für die folgenden Berechnungen verwendete Modell berücksichtigt das Fehlen der Schubsteifigkeit der Holztram- und der Dippelbaumdecke und ist damit in der Lage das (horizontale) Tragverhalten des untersuchten Gebäudes wirklichkeitsnah abzubilden.

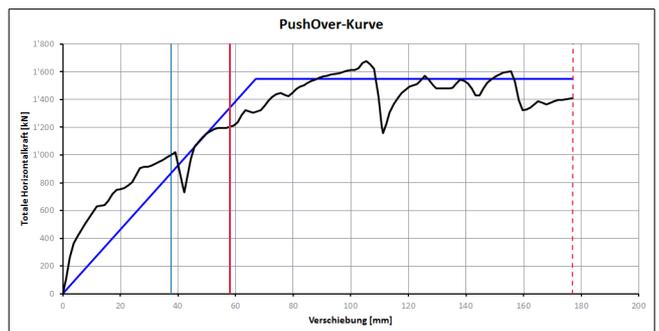
PRINZIP DER PUSHOVER-ANALYSE

Eine PushOver-Analyse besteht aus einer Reihe statischer nichtlinearer Berechnungen. Dabei wirkt eine statische Horizontallast auf ein Gebäude und wird in Ihrer Intensität so bestimmt, dass ein festgelegter Punkt in der obersten Deckenebene (Kontrollknoten) eine bestimmte Verformung erfährt. Durch Steigerung der Verschiebung des Kontrollknotens wird eine Kraft/Verformungs-Beziehung (Kapazitätskurve) für das gesamte Gebäude berechnet und in einem Diagramm dargestellt. Die nichtlineare Berechnung berücksichtigt dabei den Zustand der einzelnen Bauteile in jedem Berechnungsschritt (z.B. Steifigkeitsverlust infolge Rissbildung, Versagen einzelner Bauteile).

Um ein Gebäude hinsichtlich seiner Erdbebensicherheit zu beurteilen, werden mehrere PushOver-Analysen benötigt. Diese unterscheiden sich in folgenden Parametern.

- Richtung der Verformung

- +X, -X, +Y, -Y
- Aufgrund der nichtlinearen Berechnung können sich die positiven und negativen Richtungen unterscheiden



- Verteilung der Horizontallast über die Höhe, gemäss EC8 4.3.3.4.2.2

- Massenproportional
- Proportional zur linearisierten 1. Eigenform (analog Ersatzkraftverfahren)

$$F_i(\text{Massen}) = F_{\text{tot}} \cdot \frac{m_i}{\sum_k m_k}$$

$$F_i(1^{\circ} \text{ Mode}) = F_{\text{tot}} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_k z_k \cdot m_k}$$

- Zufällige Exzentrizität, gemäss EC8 4.3.2 [5]

- Ohne zufällige Exzentrizität
- +5% der Gebäudebreite (Verschiebung der Horizontallast quer zur Richtung der Erdbebeneinwirkung)
- 5% der Gebäudebreite

Daraus folgt, dass insgesamt 24 (= 4 Richtungen × 2 Lastverteilungen × 3 Exzentrizitäten) verschiedene Berechnungen benötigt werden, um die Erdbebensicherheit eines Gebäudes zu beurteilen. Jede Berechnung liefert eine unabhängige PushOver-Kurve und muss für sich betrachtet ausgewertet werden.

Nichtlineares Verhalten

Bei Anwendung eines nichtlinearen Berechnungsverfahrens entfällt die 'künstliche' Berücksichtigung des inelastischen Gebäudeverhaltens durch den Verhaltensbeiwert q , wie dies bei linear-elastischen Verfahren (z.B. Ersatzkraftverfahren, Antwortspektren-Verfahren) üblich ist.

Das inelastische Verhalten der einzelnen Bauteile wird direkt berücksichtigt. Kraftumlagerungen und andere inelastische Effekte fließen so differenzierter in die Berechnung ein und führen zu wirklichkeitsnäheren Ergebnissen, resp. geringeren verfahrensbedingten Sicherheiten.

Die Nichtlinearität der Berechnung ist ein wesentlicher Grund dafür, dass das PushOver-Verfahren im Allgemeinen günstigere Werte für die Erdbebensicherheit liefert, als linear-elastische Berechnungsmethoden.

ERGEBNISSE & BEURTEILUNG

Bei verformungsbasierten Berechnungen wie dem PushOver-Verfahren werden die Verformungen verwendet, um die Erdbebensicherheit zu beurteilen.

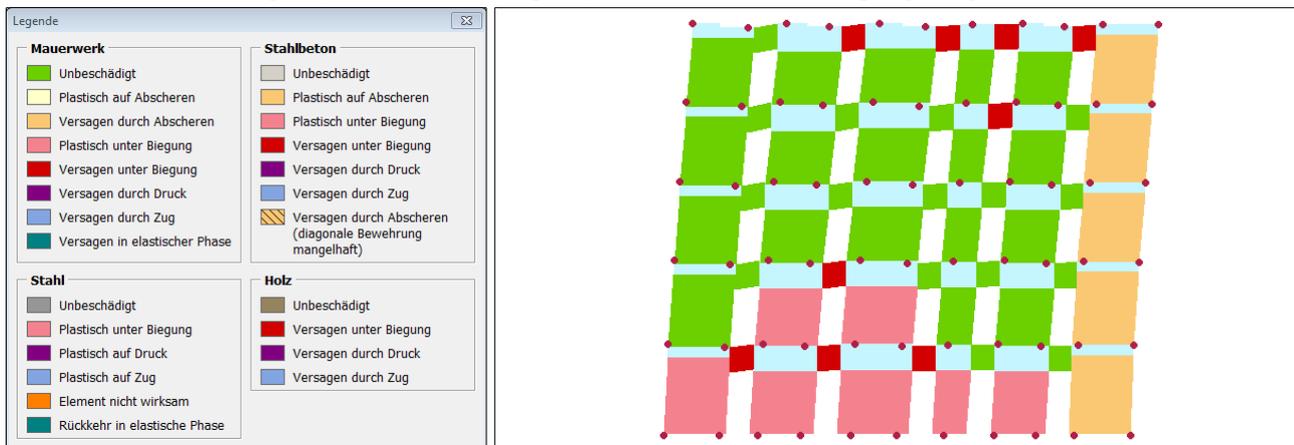
$$\alpha_{\text{eff}} = \frac{D_u}{D_{\text{max}}} \quad \text{Kapazitätsfaktor, Erfüllungsfaktor}$$

- D_u Verschiebungsvermögen, grösstmögliche zulässige Verschiebung
- D_{max} Zielverschiebung, auftretende Verschiebung im Erdbebenfall, Anforderung der Norm

Verschiebungsvermögen

Das Verschiebungsvermögen (D_u) stellt die grösste Verschiebung (des Kontrollknotens) dar, welche das Gebäude unter Einhaltung der geforderten Sicherheit erfahren kann. Das Verschiebungsvermögen lässt sich daher definieren als Verschiebung bei welcher das erste relevante Bauteil versagt.

Die Ermittlung des Verschiebungsvermögens erfolgt durch manuelle Kontrolle der Zustände der einzelnen Bauteile ("unbeschädigt", "plastisch", "Versagen") anhand des Beschädigungsdiagramms.

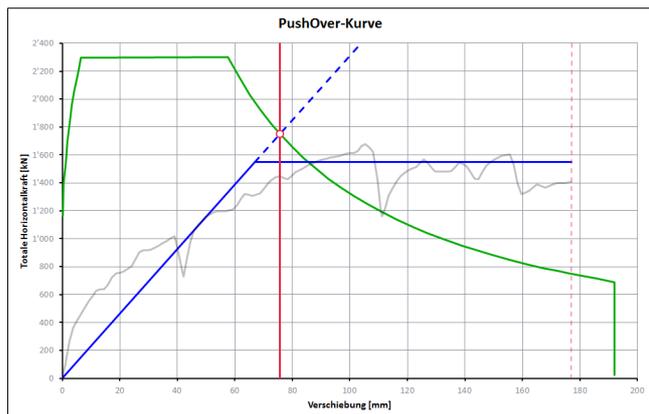


Das Versagen der "Verbindungsträger" (Stürze und Brüstungen) kann als nicht massgebend betrachtet werden, da es sich dabei um Bauteile von untergeordneter Bedeutung für die Tragsicherheit des Gesamtgebäudes handelt.

Zielverschiebung

Die Zielverschiebung (oder Verschiebungsbedarf, Verformung des PerformancePoint) stellt die normgemässe Anforderung an das Verschiebungsvermögen dar. Sie kann als Verschiebung des Kontrollknotens im Erdbebenfall interpretiert werden.

Um die Zielverschiebung zu ermitteln [5], [9] wird eine bilineare Approximation der berechneten Kapazitätskurve ermittelt. Der Schnittpunkt des linear-elastischen Abschnitts (resp. seiner Verlängerung) mit dem elastischen Antwortspektrum wird als PerformancePoint bezeichnet. Die Verschiebung des PerformancePoint entspricht der Zielverschiebung.



Beurteilung der Erdbebensicherheit

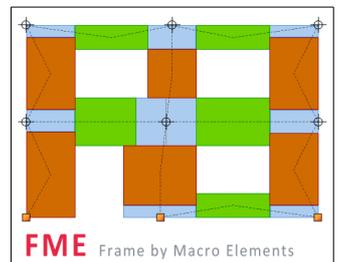
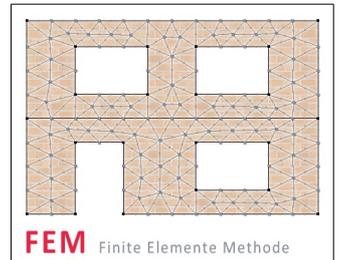
Zur Beurteilung der Erdbebensicherheit wird der Erfüllungsfaktor (Kapazitätsfaktor) α_{eff} verwendet. Der Erfüllungsfaktor gibt an zu welchem Anteil die Anforderungen an die Erdbebensicherheit von Neubauten erfüllt sind. Die Anforderungen an den Erfüllungsfaktor können der verwendeten Norm entnommen werden.

- ONR 24009 Festlegung des akzeptablen reduzierten Zuverlässigkeitsniveau (maximale zulässige Versagenswahrscheinlichkeit) [10]
- SIA 20018 Festlegung von minimalen und zulässigen Reduktionsfaktoren in Abhängigkeit der Restnutzungsdauer [9]

STATISCHE MODELLE

Für statische und dynamische Berechnungen mit Hilfe von Computerprogrammen haben sich verschiedene statische Modelle bewährt. Jedes Modell besitzt seine eigenen Vor- und Nachteile, resp. Eigenheiten und eignet sich daher unterschiedlich gut für verschiedene Berechnungen.

- Finite Elemente (FEM)
 - Hoher Detaillierungsgrad
 - 'Exakte' Abbildung des Tragverhaltens
 - Ergebnisqualität ist abhängig vom gewählten Maschentyp und Grösse der finiten Elemente
 - Sehr grosser Rechenaufwand
- Stab-/Rahmenmodelle
 - Geringer Detaillierungsgrad
 - Anfällig auf Annahmen bei der Modellbildung
 - Umständliche, resp. unmögliche Abbildung von Öffnungen
 - Minimaler Rechenaufwand
- Frame by Macro Elements (FME)
 - Mittlerer Detaillierungsgrad
 - Genaue Abbildung des Tragverhaltens
 - Betrachtung von zusammenhängenden Wandflächen als einzelnes Element (analog Handrechnungen)
 - Geringer Rechenaufwand



Für die weiteren Berechnungen wird ein FME-Modell ('Frame by Macro Elements') verwendet. Gegenüber Modellen mit konventionellen finiten Elementen (FEM) wird der Rechenaufwand und damit auch die benötigte Rechenzeit drastisch reduziert, ohne die Einschränkungen von Stabmodellen in Kauf nehmen zu müssen.

AUSWERTUNG & VERGLEICHSGRÖSSEN

In der Praxis werden folgende Ergebnisse verwendet, um die Erdbebensicherheit von Bauwerken zu beurteilen, resp. um geeignete Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung zu entwickeln.

- Verschiebungsvermögen D_u (siehe "Verschiebungsvermögen", S. 10)
- Zielverschiebung D_{max} (siehe "Zielverschiebung", S. 10)
- Erfüllungsfaktor α_{eff} (siehe "Ergebnisse & Beurteilung", S. 10)
- Versagensmechanismus und massgebendes Bauteil (siehe "Verschiebungsvermögen", S. 10)

Das PushOver-Verfahren liefert weitere Ergebnisse, welche in speziellen Fällen oder zu Vergleichszwecken verwendet werden können.

- Maximale elastische Verschiebung der bilinearen Kapazitätskurve D_{el}
- Verfügbare Duktilität q
- Knotenverschiebungen, resp. Verformung einzelner Elemente
- Schnittkräfte und Lagerreaktionen

$$q = \frac{D_u}{D_{el}}$$

VERGLEICHSGRÖSSEN

Als Vergleichsgrösse zwischen den einzelnen Berechnungen dient der Erfüllungsfaktor α_{eff} . Er bezeichnet die berechnete Erdbebensicherheit und kann auch mit Werten aus anderen Berechnungsverfahren verglichen werden.

Um weitere Vergleiche zu ermöglichen werden auch Schnittkräfte ausgewertet. Es ist jedoch zu erwarten, dass diese wesentlich geringer ausfallen, als bei einer Erdbebenberechnung nach kraftbasierten Verfahren (z.B. Ersatzkraft-, Antwortspektrenverfahren).

SOFTWARE 3MURI

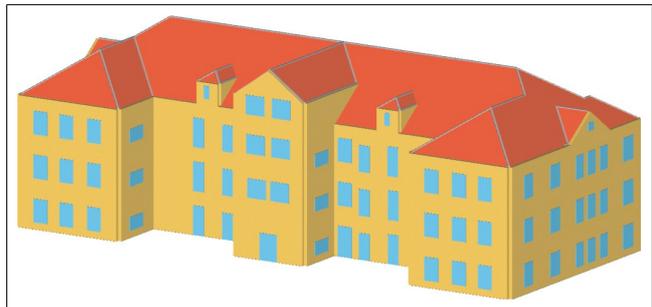
Die folgenden Berechnungen werden mit dem Programm 3muri durchgeführt. Die Berechnungssoftware wird in Zusammenarbeit mit Prof. V. Lagomarsino (Università degli Studi di Genova, Italien) und Prof. A. Penna (EUCENTRE, Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia, Italien) für die PushOver-Berechnung von Gebäuden in Mauerwerk und Mischbauweise entwickelt.

3muri überzeugt durch die umfangreiche Funktionalität, die einfache Bedienung und die schnelle Auswertung der Ergebnisse.



Place d'armes de Bière (VD), DMA Ingénieurs SA, Fribourg (CH)

- Einfache Bedienung durch Eingabe im Grundriss
- DXF/DWG-Import der Systemgeometrie
- Abbildung von Öffnungen in Wänden: Fenster und Türen
- Berechnung von Gebäuden in Mauerwerk oder Mischbauweise (Mauerwerk, Stahlbeton, Stahl, Holz)
- Berücksichtigung von steifen oder weichen Geschosdecken (Holztramdecke, Holz/Beton-Verbunddecke, Stahlbetondecke, Diaphragma)
- Optionale Berücksichtigung von Giebeldächern
- Berücksichtigung der nichtlinearen Eigenschaften von Mauerwerk, Stahl und Stahlbeton
- Kurze Rechenzeiten durch den Einsatz von Makroelementen (FME, siehe "Statische Modelle", S. 11)
- Berechnung und Beurteilung nach SIA 261/2018, EC8, ONR 24009
- Schnelle Beurteilung der Erdbebensicherheit
- Definition beliebiger (Verschiebungs)-Antwortspektren
- Erwiesene Ergebnis-Qualität des Verfahrens anhand zahlreicher Nachrechnungen
- Detaillierte grafische Darstellung der Bruchmechanismen der einzelnen Bauteile
- Übersichtliche Ergebnisdarstellung und einfache Auswertung
- Automatische Berichtgenerierung



PUSHOVER

Die Erdberechnung erfolgt mit dem PushOver-Verfahren (siehe "Prinzip der PushOver-Analyse", S. 9) anhand eines räumlichen Makroelement-Modells (FME, siehe "Statische Modelle", S. 11) und ist damit auch geeignet für die Beurteilung von unregelmässigen Gebäuden im Sinne von EC8 4.2.3.2 und 4.2.3.3 [5].

NACHWEIS SENKRECHT ZUR WANDEBENE

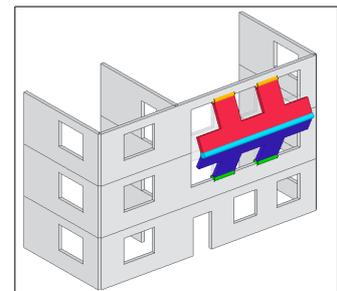
Optional können weitere Betrachtungen durchgeführt werden, wie die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Mauerwerkswänden senkrecht zu ihrer Ebene (out-of-plane) nach Beolchini/Milano/Antonacci [11].

Die Beurteilung der Sicherheit gegen Versagen einzelner Wände senkrecht zur Wandebene erfolgt analog der eigentlichen PushOver-Analyse über einen Erfüllungsfaktor.

$$\alpha_{LM} = \frac{a_0^*}{a_{0,min}^*}$$

Erfüllungsfaktor für die Erdbebensicherheit senkrecht zur Wandebene

- a_0^* Beschleunigung zur Aktivierung des untersuchten Mechanismus
- $a_{0,min}^*$ Beschleunigung des untersuchten Mechanismus infolge Erdbebeneinwirkung



DACHGESCHOSSAUSBAU 'LEICHT'

ANNAHMEN & MODELL

Ein Dachgeschossausbau in Leichtbauweise stellt den zukünftigen Zustand des Gebäudes dar. Diese Berechnung ist daher in der Praxis von besonderem Interesse und soll für den vorliegenden Vergleich als Referenzmodell dienen. Die Auswertung für dieses Modell wird ausführlicher dokumentiert, als für die übrigen Berechnungen.

Das Modell mit Dachgeschossausbau 'Leicht' berücksichtigt folgende Annahmen, welche für den aktuellen Zustand nicht gültig sind.

- Lasten auf die oberste Geschossdecke, $g_k = 14.5 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Aussteifung der obersten Geschossdecke (Doppelbaumdecke) mit Überbeton

ERGEBNISSE DER PUSH-OVER-ANALYSE

X-Richtung				Y-Richtung					
	D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand		D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand
1	75.99	60.65	1.25	Stütze 1.OG (S)	5	35.98	21.19	1.70	Feuer-, gest. Trennw. x3 EG (S, B)
2	77.99	68.54	1.15	Hoffassade 4.OG (S)	6	41.97	24.13	1.75	Innenwand Stiegenhaus 3./4.OG (B)
3	84.01	54.96	1.55	Hoffassade 4.OG (S)	7	32.02	22.76	1.40	Stiegenhausfassade 1./2.OG (B)
4	72.01	60.56	1.20	Hoffassade 4.OG (S)	8	30.02	25.82	1.15	Stiegenhausfassade 1./2.OG (B)
9	71.52	60.94	1.15	Stütze 1.OG (S)	17	25.98	20.90	1.25	Lochfassade EG-4.OG (S)
10	77.99	59.31	1.30	Stütze 1.OG (S)	18	27.98	20.95	1.35	Lochfassade EG-4.OG (S)
11	77.99	67.60	1.15	Stütze 1.OG (S)	19	33.98	23.97	1.40	Lochfassade 4.OG (S)
12	69.99	68.59	1.00	Hoffassade 4.OG (S)	20	29.98	23.93	1.25	Lochfassade 4.OG (S)
13	108.02	53.44	2.00	Innenwand Stiegenhaus 1.OG (B)	21	24.02	21.31	1.10	Stiegenhausfassade EG-4.OG (S)
14	76.01	54.56	1.40	Hoffassade 4.OG (S)	22	24.02	21.31	1.10	Stiegenhausfassade EG-4.OG (S)
15	74.01	60.45	1.20	Hoffassade 4.OG (S)	23	24.02	25.65	1.10	Stiegenhausfassade 2.-4.OG (S)
16	72.01	61.66	1.15	Hoffassade 4.OG (S)	24	24.02	25.73	1.00	Stiegenhausfassade 2.-4.OG (S)

Verschiebungen D_u und D_{max} in [mm]

Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet

Nummerierung der Analysen bezeichnet die verwendete Einwirkung (siehe "Anhang A | Bezeichnung der Analysen", S. 42)

Massgebend ist die Analyse mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{eff,X} = 1.00$ Hoffassade 4.OG (Schubversagen) Analyse 12
- $\alpha_{eff,Y} = 1.10$ Stiegenhausfassade EG-4.OG (Schubversagen) Analyse 21, 22, 23, 24

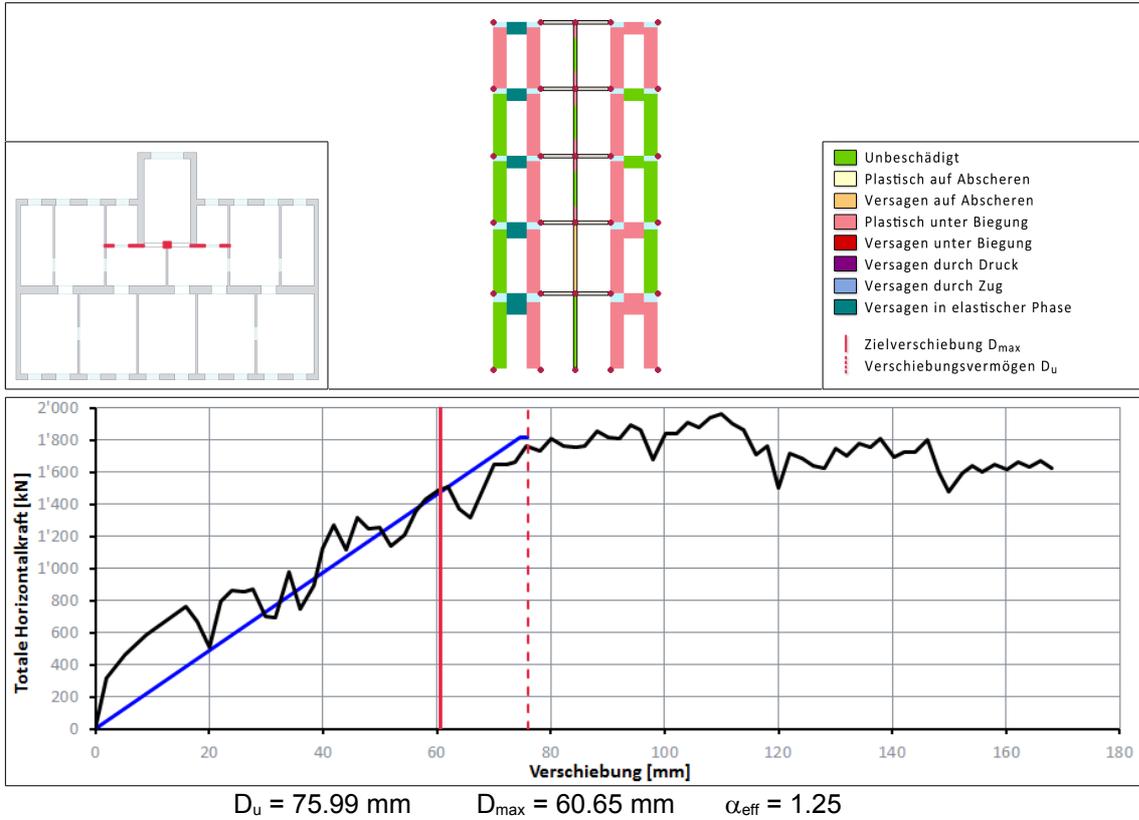
Die Verschiebungen in X-Richtung sind deutlich grösser (ca. Faktor 3) als die Verschiebungen in Y-Richtung. Die höhere Steifigkeit des Gebäudes senkrecht zu den Fassaden wird durch die grössere Anzahl Wände in dieser Richtung verursacht, auch wenn diese schlanker ausgeführt sind als die Fassaden, resp. die Mittelwand.

Auffallend ist, dass für die Berechnung in Y-Richtung die Stiegenhausfassade (Wand in X-Richtung) massgebend wird. Dies kommt durch die Berechnung am räumlichen Modell zustande, welches auch Verformungen senkrecht zur betrachteten Erdbebeneinwirkung berücksichtigt.

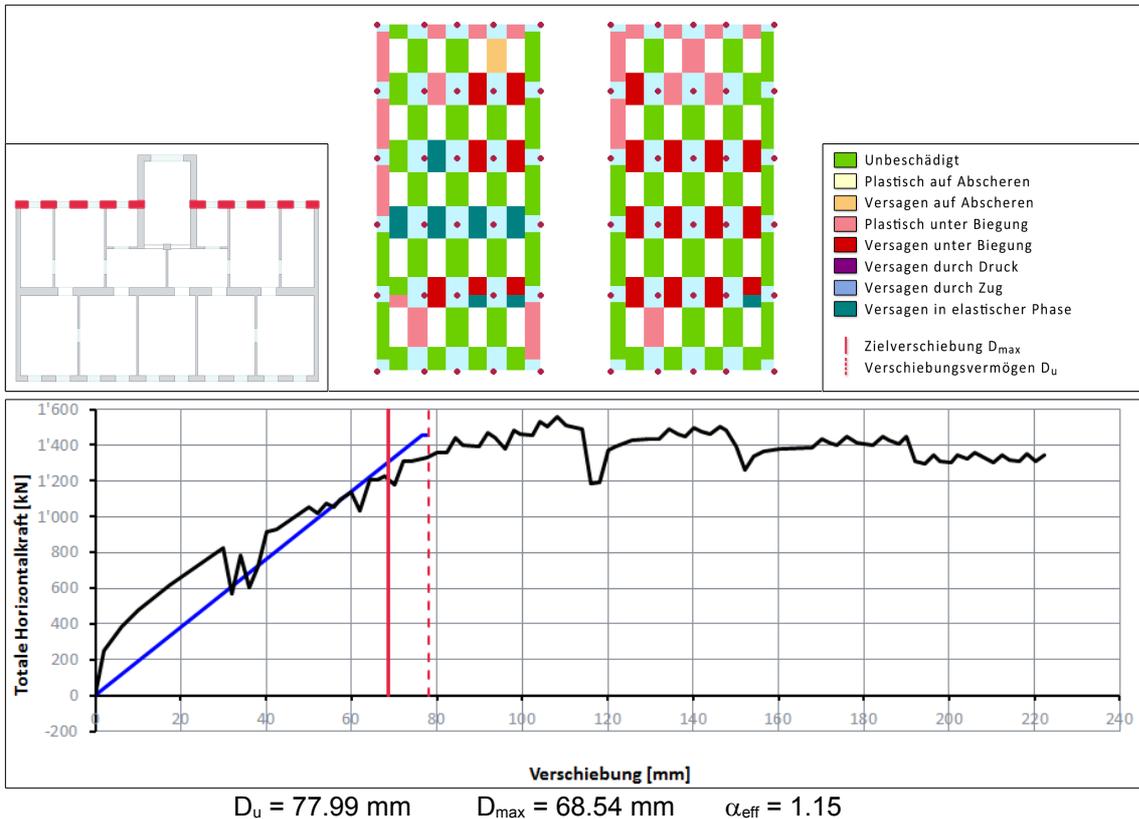
Etwas überraschend ist, dass die Erdbebensicherheit parallel zu den Fassaden geringer ist, als senkrecht dazu. Dies wird durch die geringere Steifigkeit und damit grösseren Verformungen verursacht und stimmt mit den Ergebnissen von Fachwerksmodellen [12] überein. Das tatsächliche Verhalten des untersuchten Gebäudes im Zusammenhang mit der gesamten Häuserzeile wird vom berechneten Verhalten abweichen. Es ist zu erwarten, dass die Nachbargebäude die Erdbebensicherheit parallel zu den Fassaden erhöhen, dieser Einfluss lässt sich jedoch nicht, resp. nur mit sehr hohem Aufwand berücksichtigen.

ERGEBNISSE DER EINZELNEN ANALYSEN

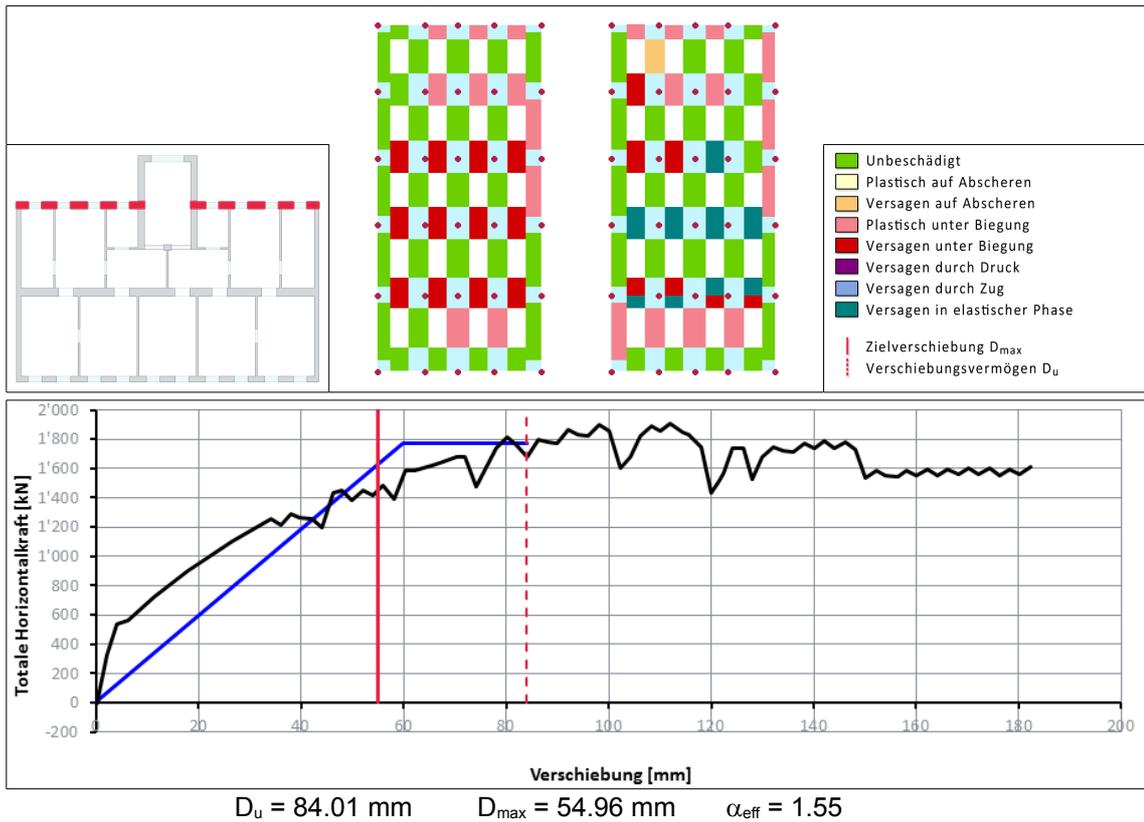
Analyse 1 | Richtung +X, Lastverteilung "Massen", $e_d = 0$ mm



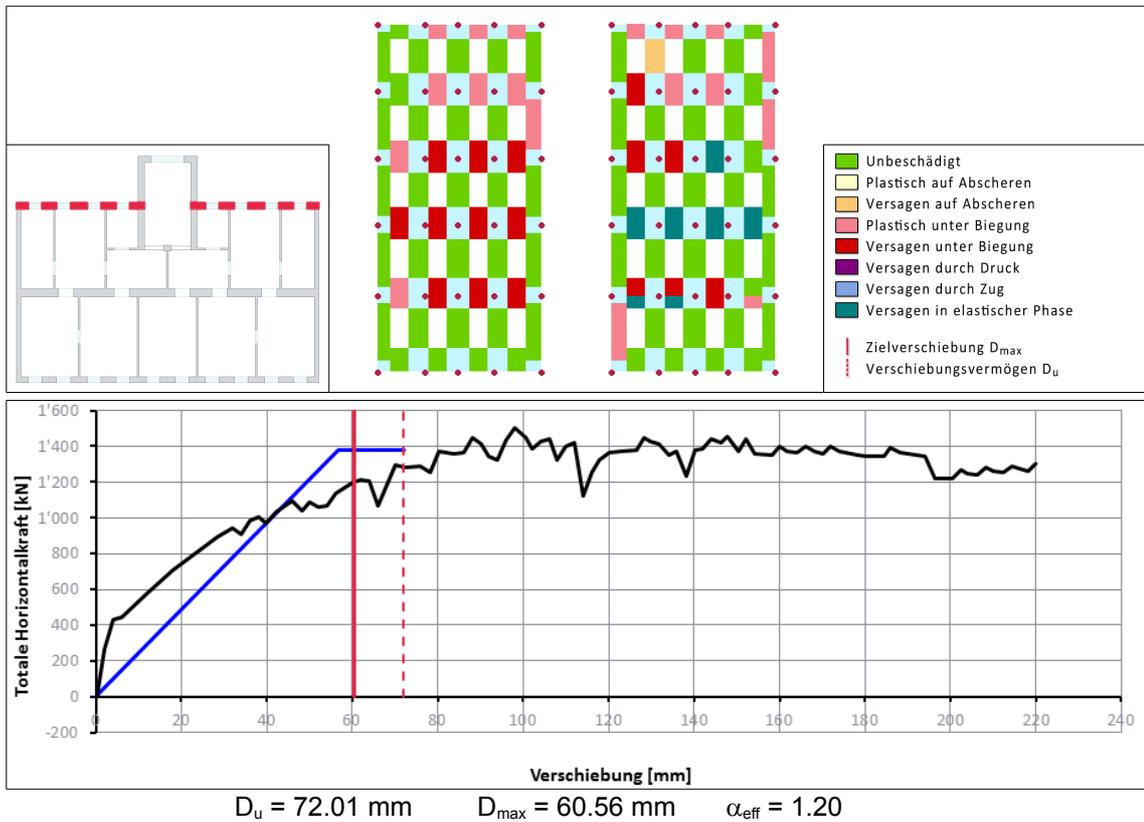
Analyse 2 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



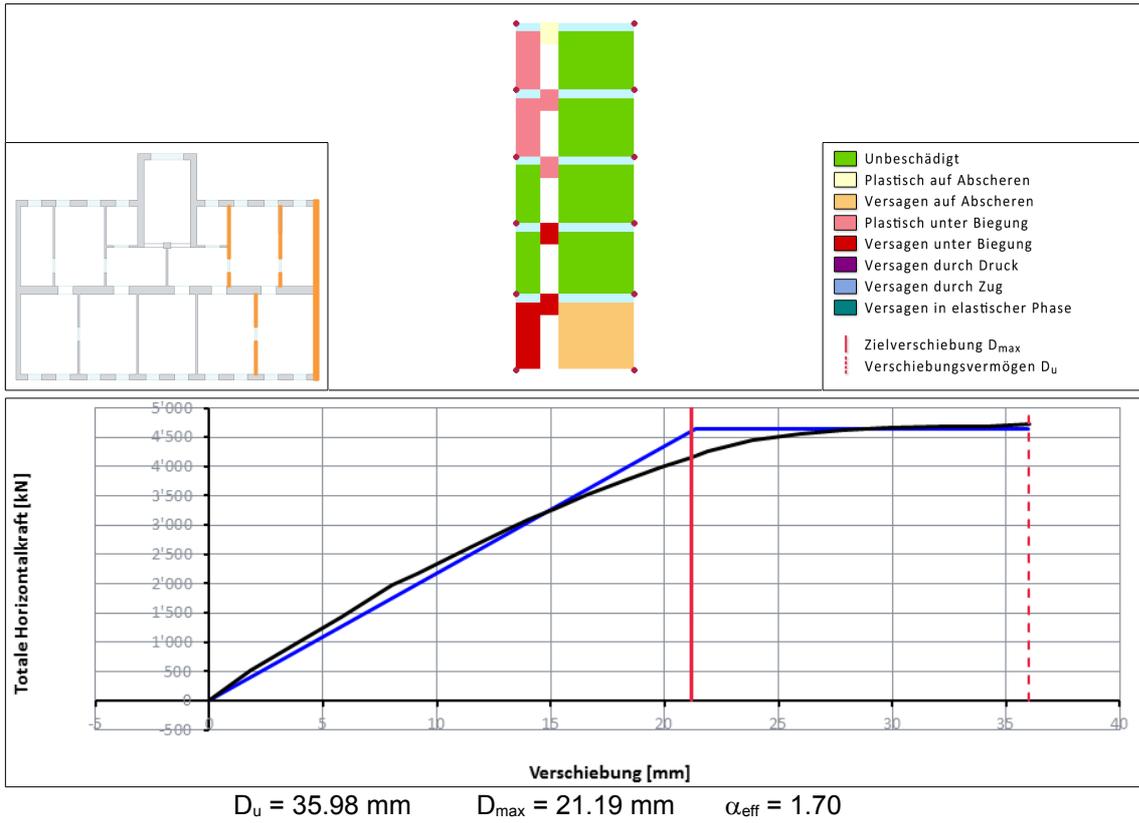
Analyse 3 | Richtung -X, Lastverteilung "Massen", $e_d = 0$ mm



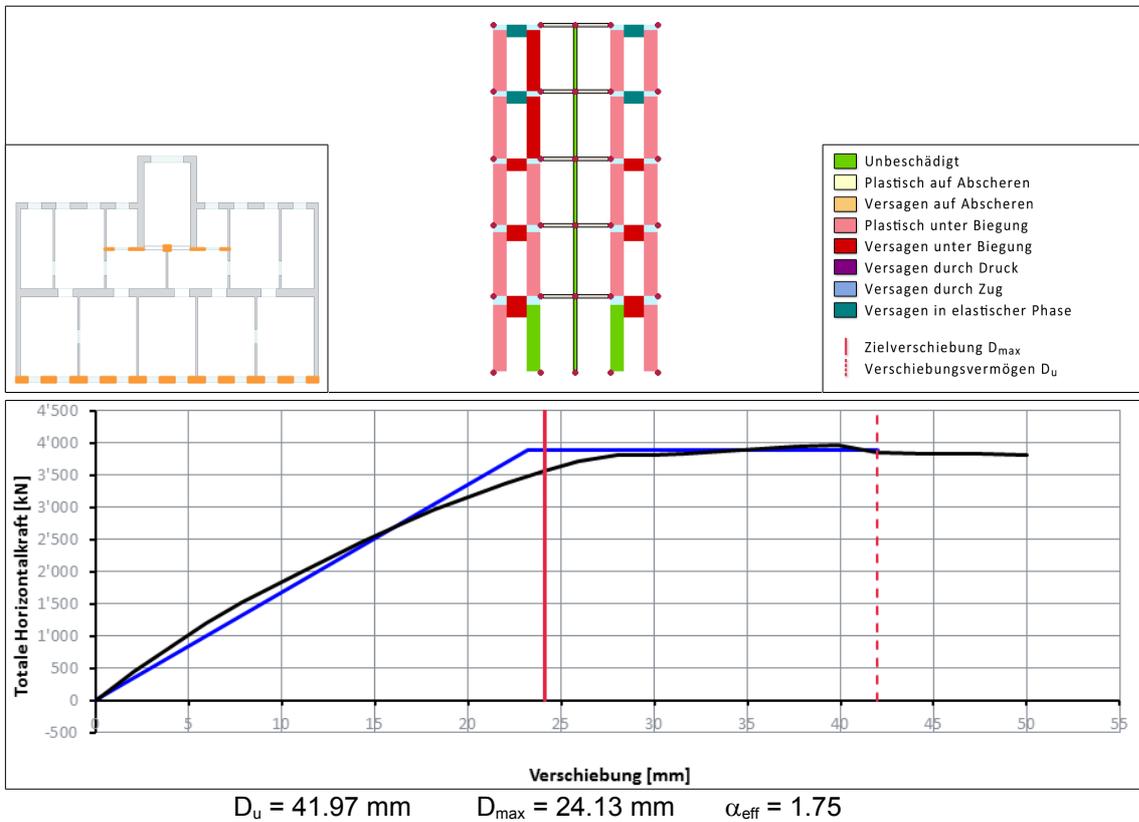
Analyse 4 | Richtung -X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



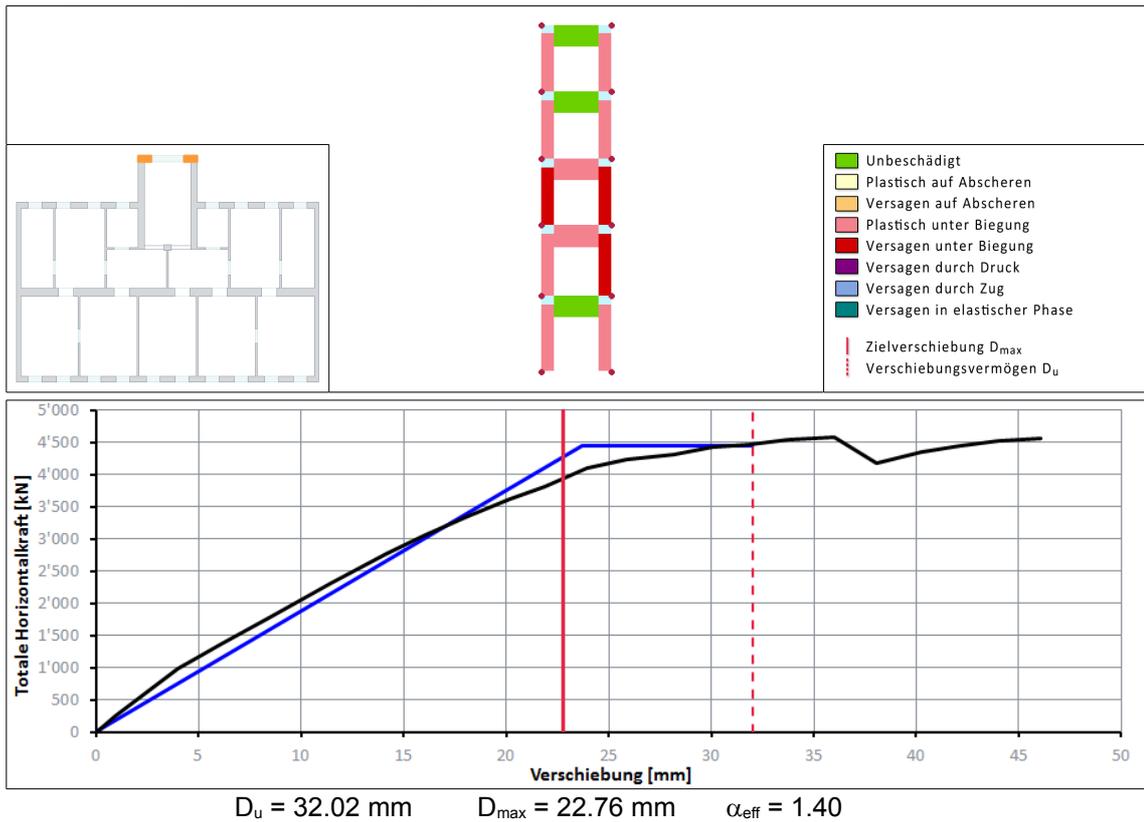
Analyse 5 | Richtung +Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = 0$ mm



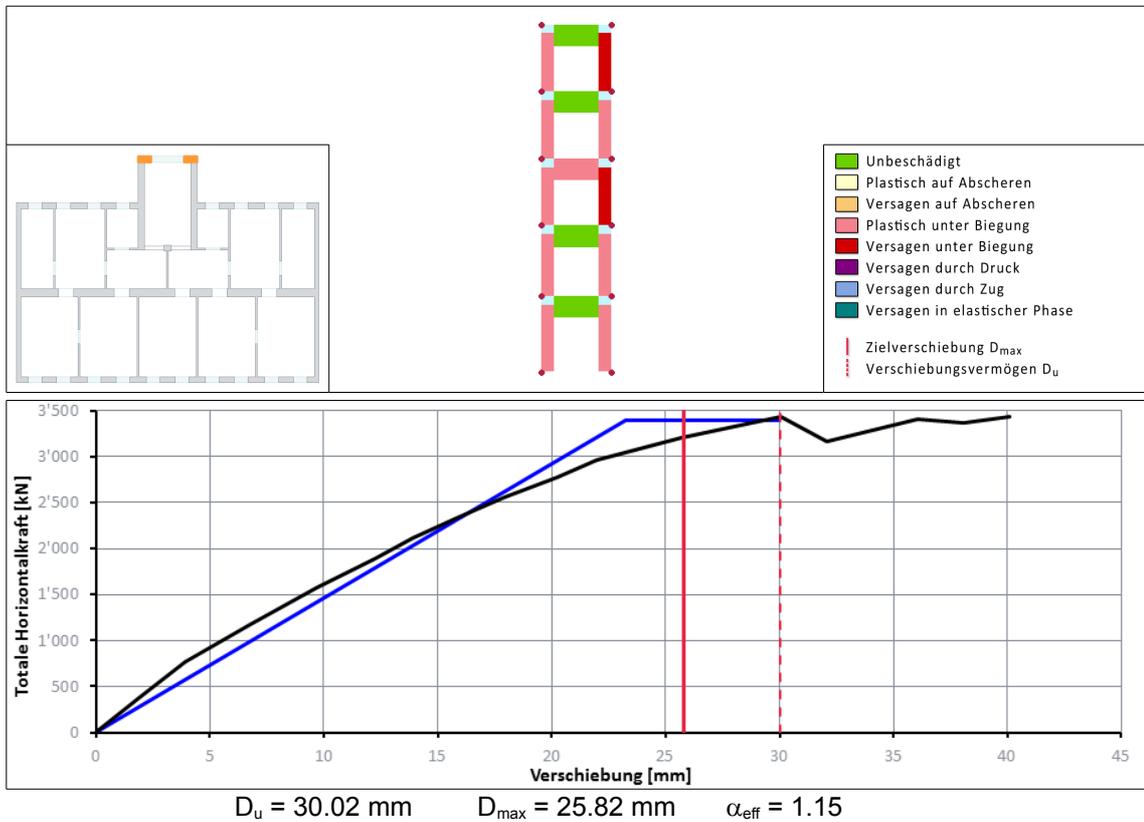
Analyse 6 | Richtung +Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



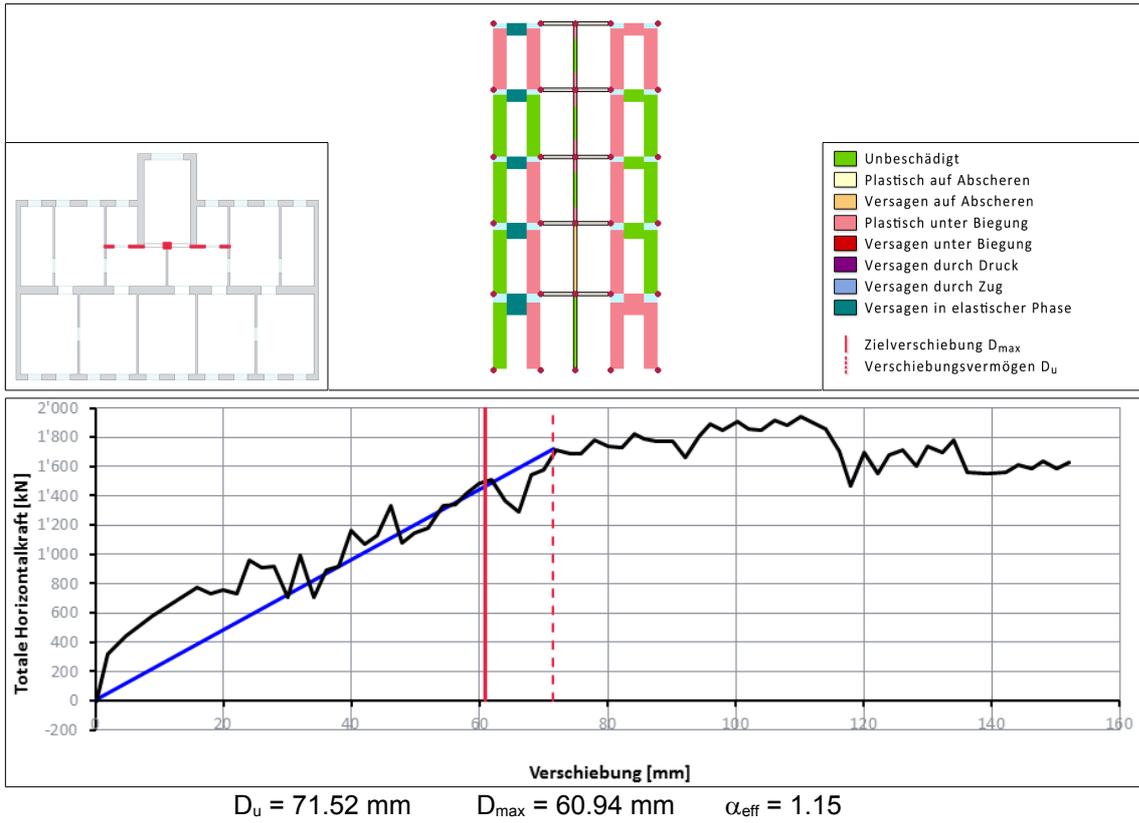
Analyse 7 | Richtung -Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = 0$ mm



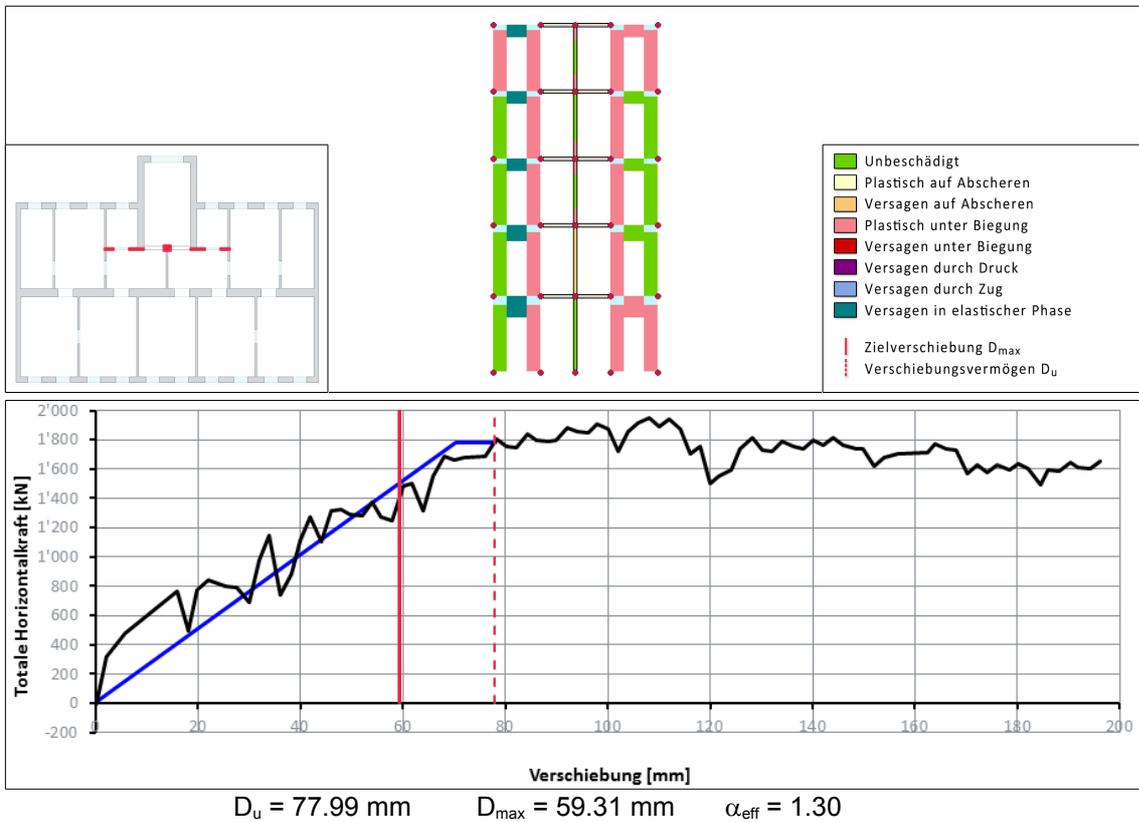
Analyse 8 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



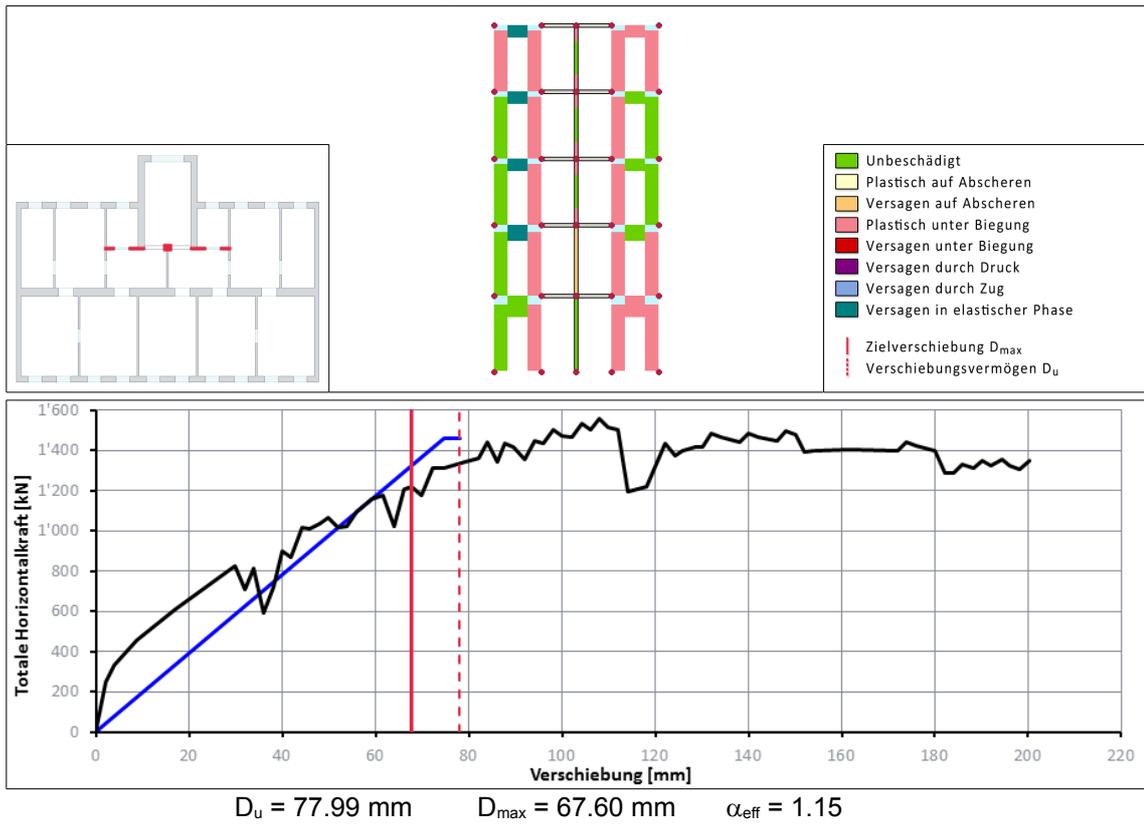
Analyse 9 | Richtung +X, Lastverteilung "Massen", $e_d = +81.8 \text{ mm}$



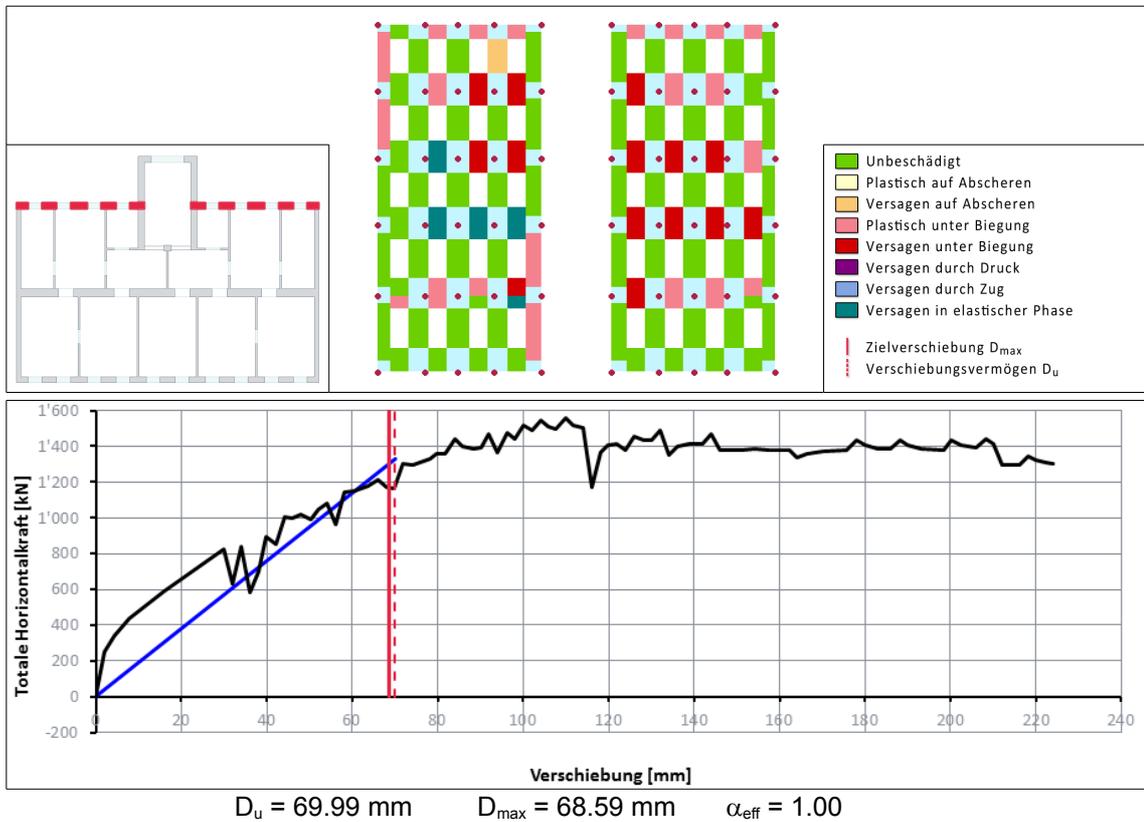
Analyse 10 | Richtung +X, Lastverteilung "Massen", $e_d = -81.8 \text{ mm}$



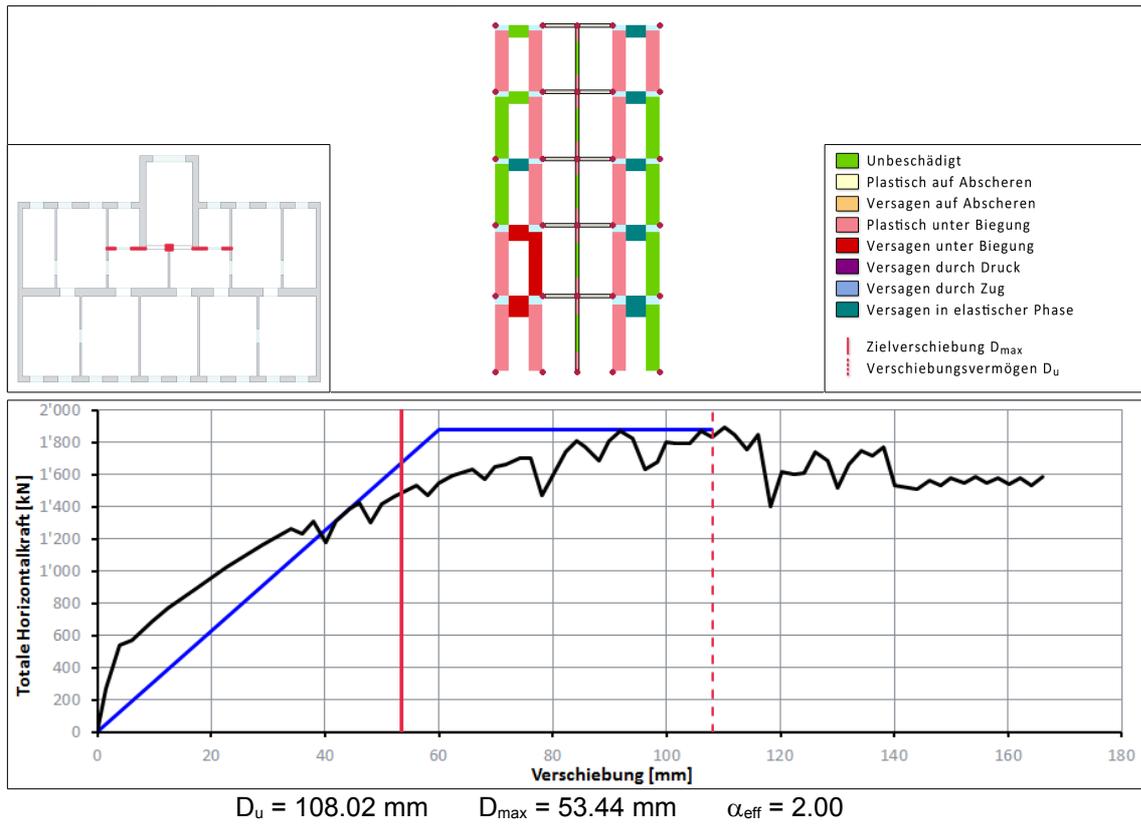
Analyse 11 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +81.8 \text{ mm}$



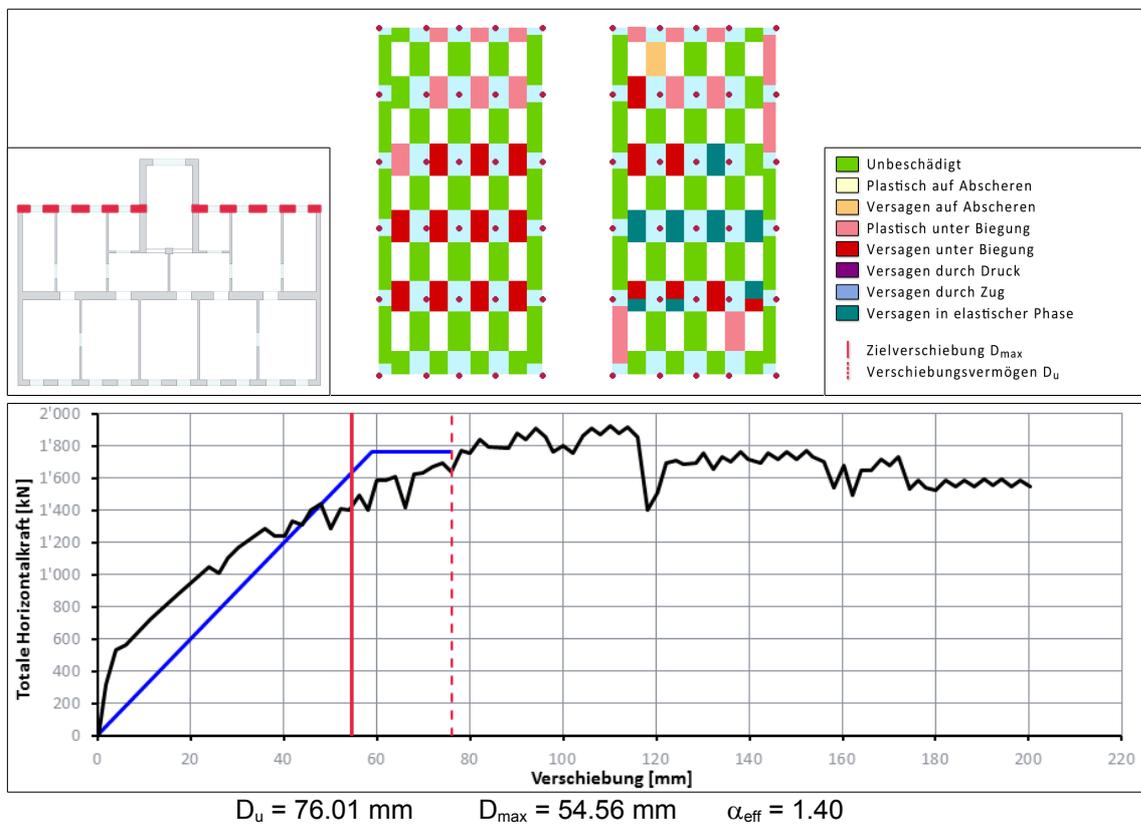
Analyse 12 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = -81.8 \text{ mm}$



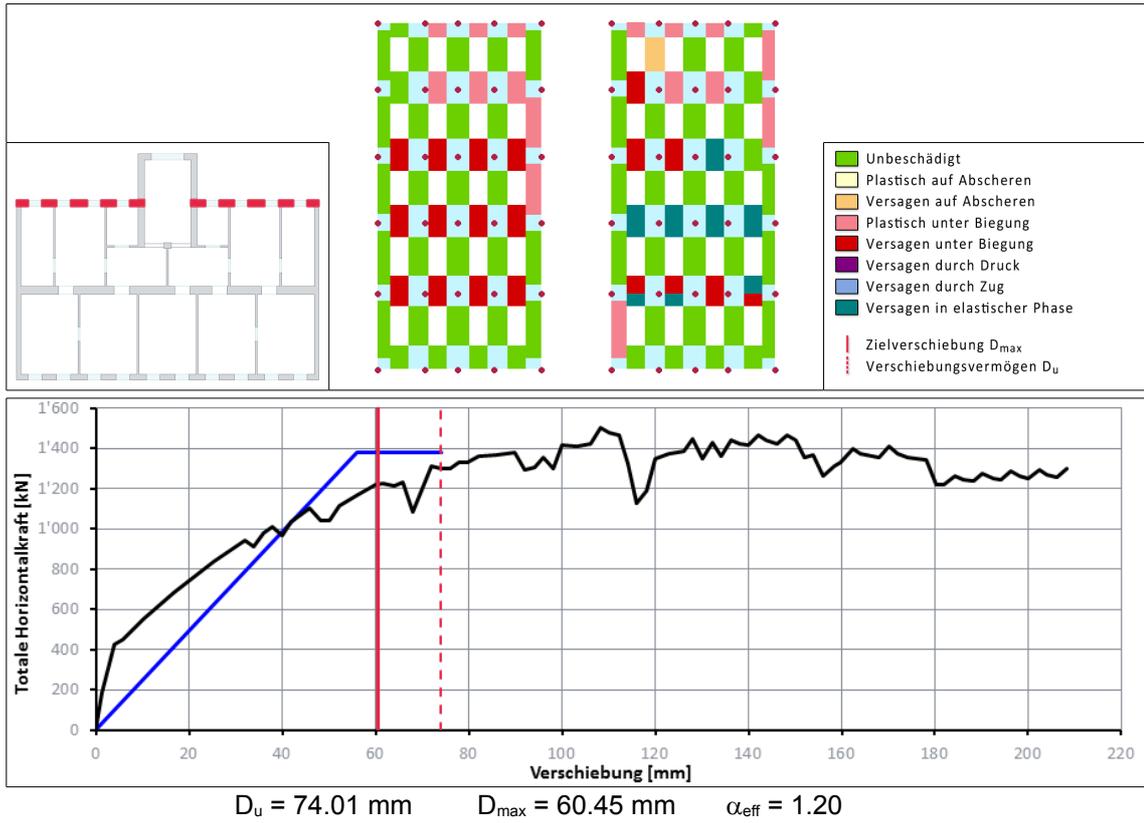
Analyse 13 | Richtung -X, Lastverteilung "Massen", $e_d = +81.8$ mm



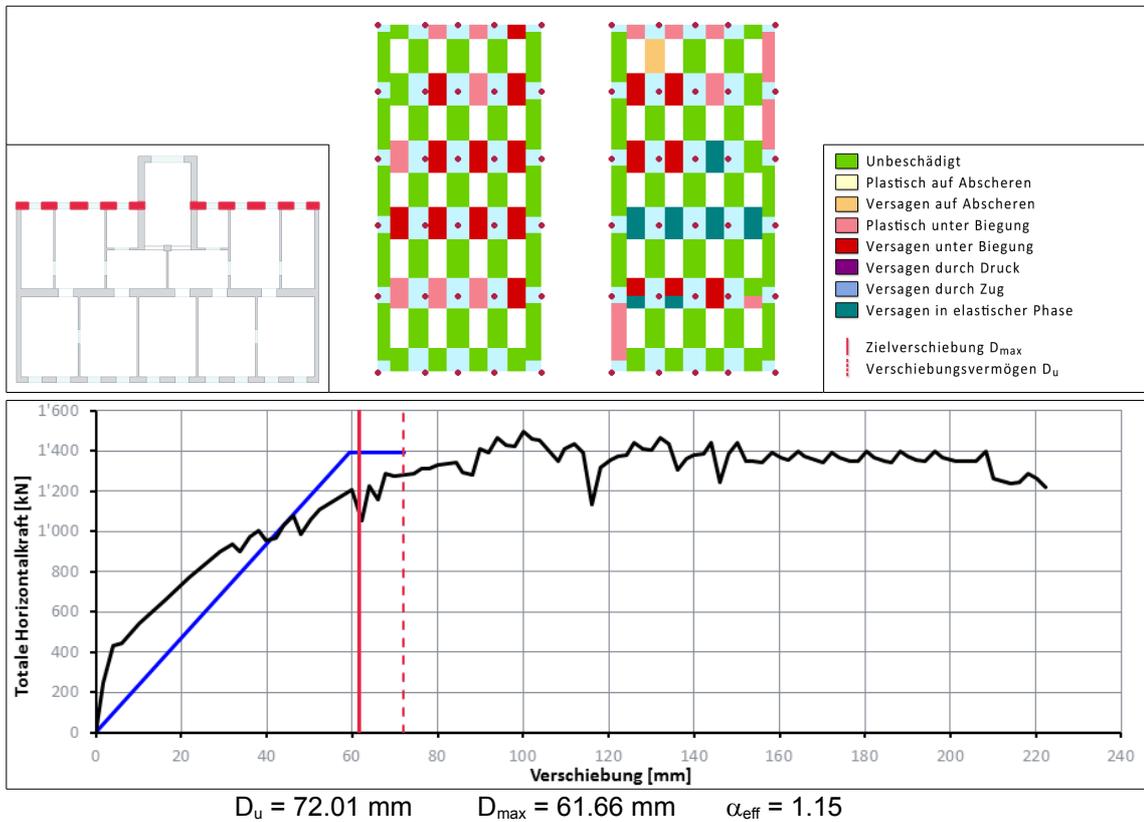
Analyse 14 | Richtung -X, Lastverteilung "Massen", $e_d = -81.8$ mm



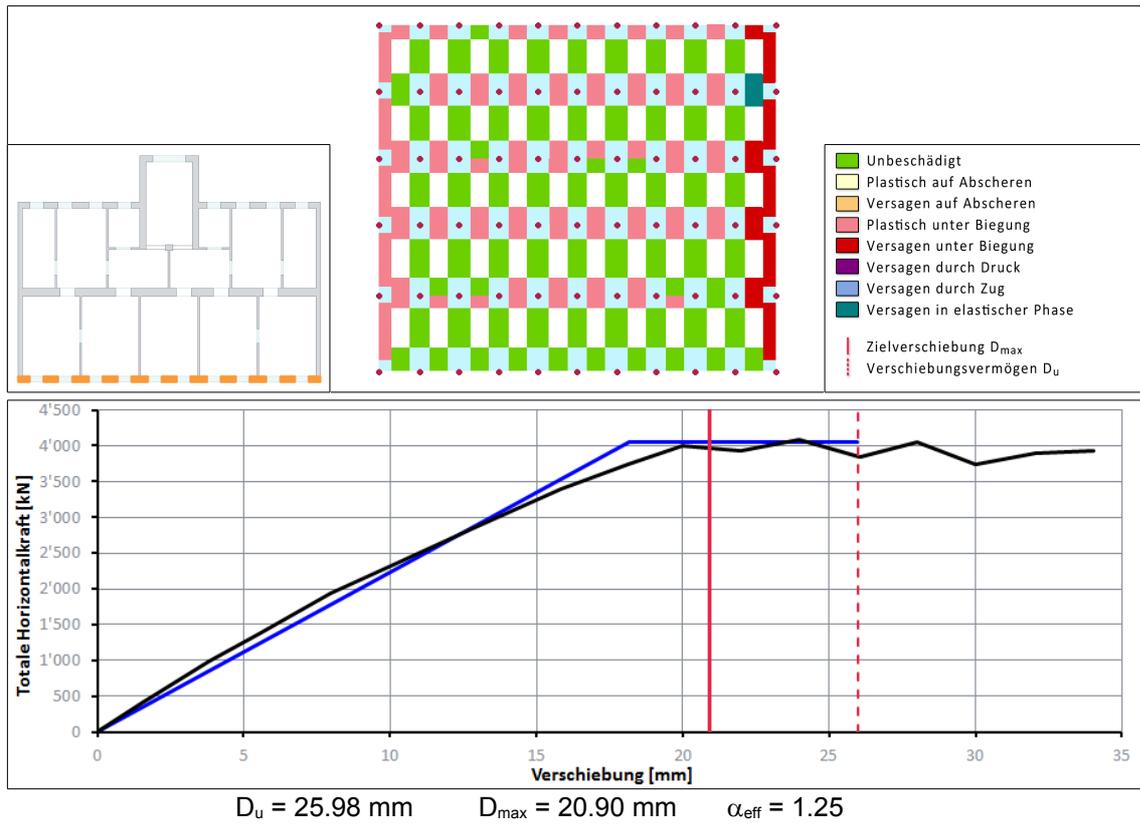
Analyse 15 | Richtung -X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +81.8$ mm



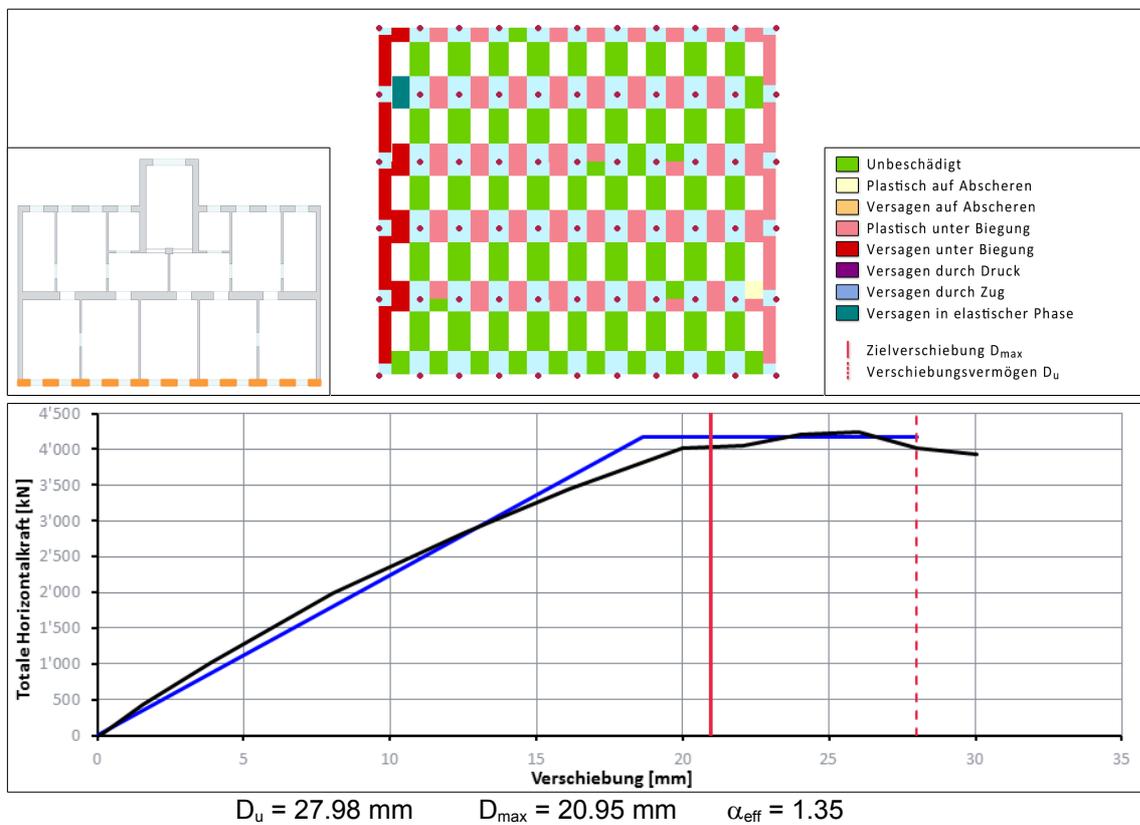
Analyse 16 | Richtung -X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = -81.8$ mm



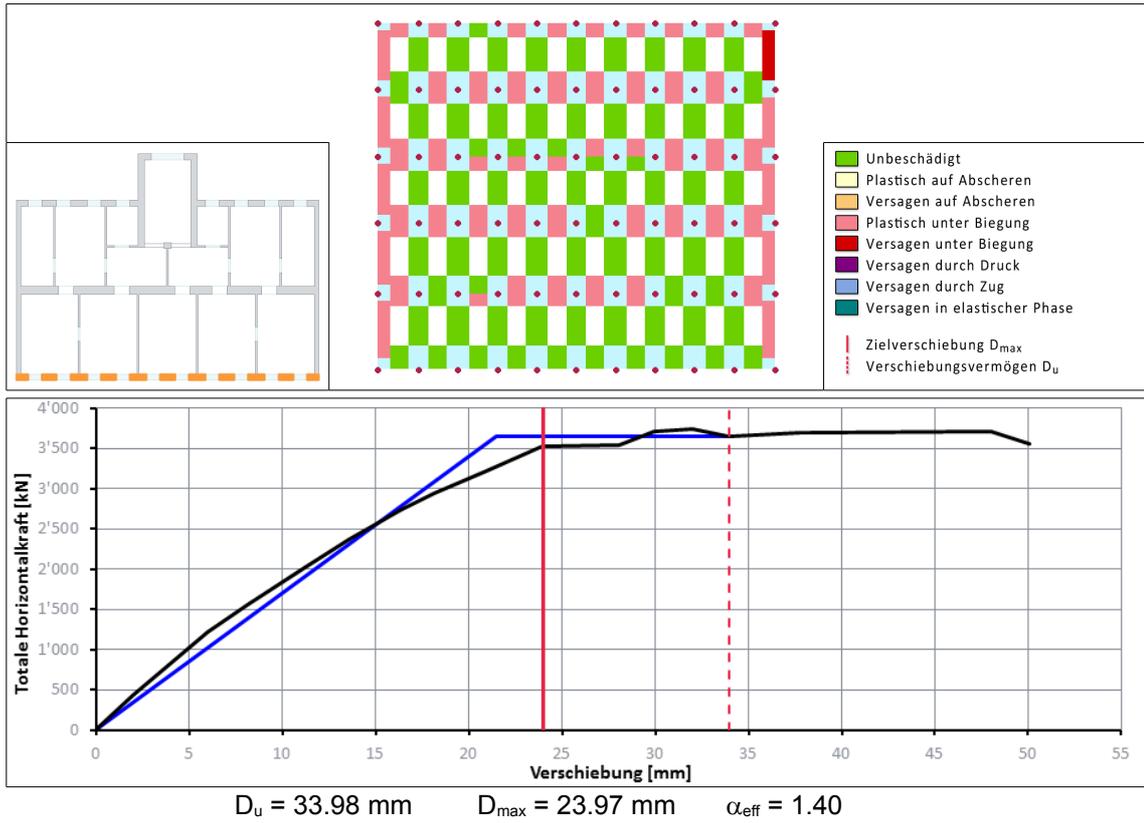
Analyse 17 | Richtung +Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = +108.3$ mm



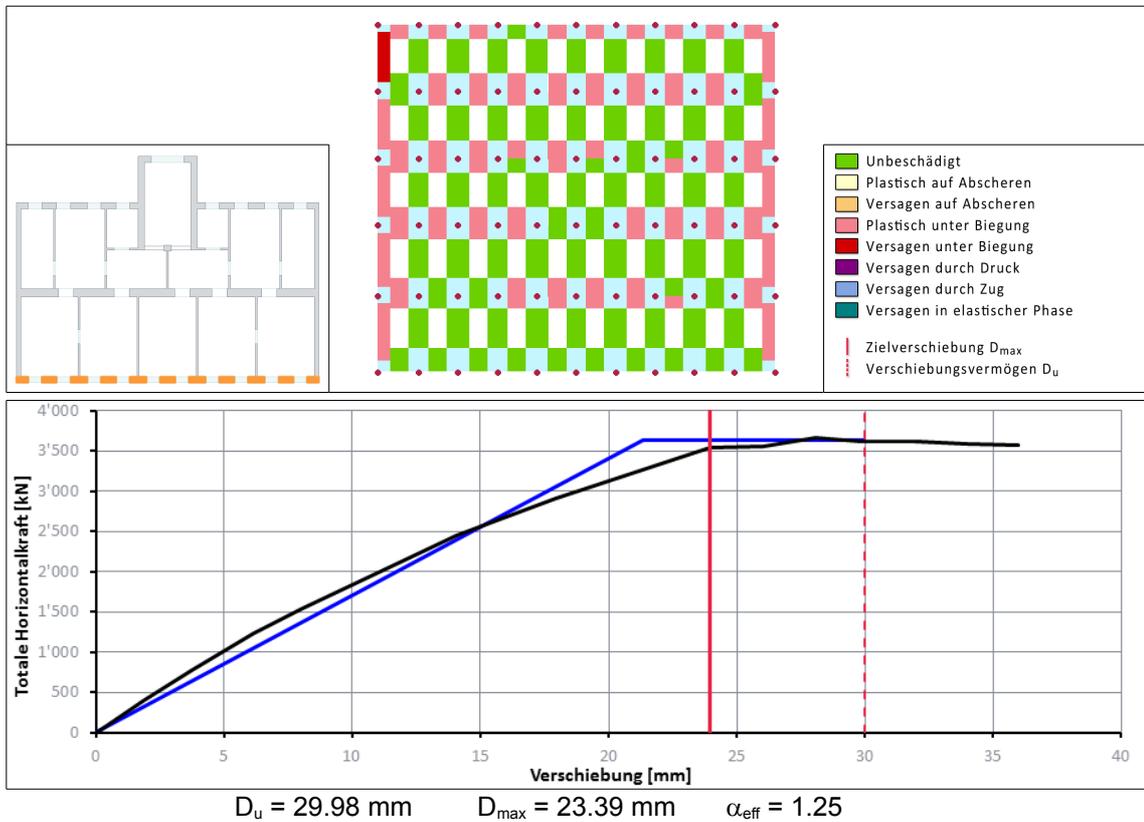
Analyse 18 | Richtung +Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = -108.3$ mm



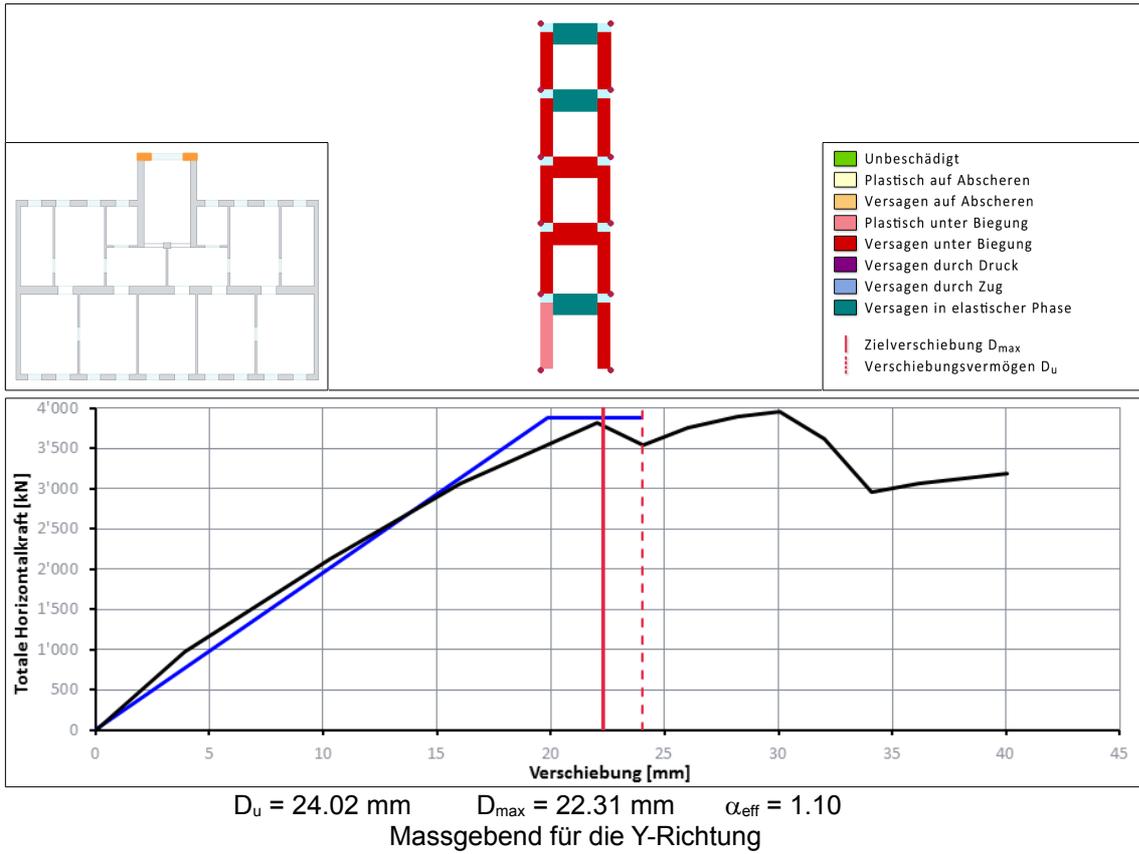
Analyse 19 | Richtung +Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3 \text{ mm}$



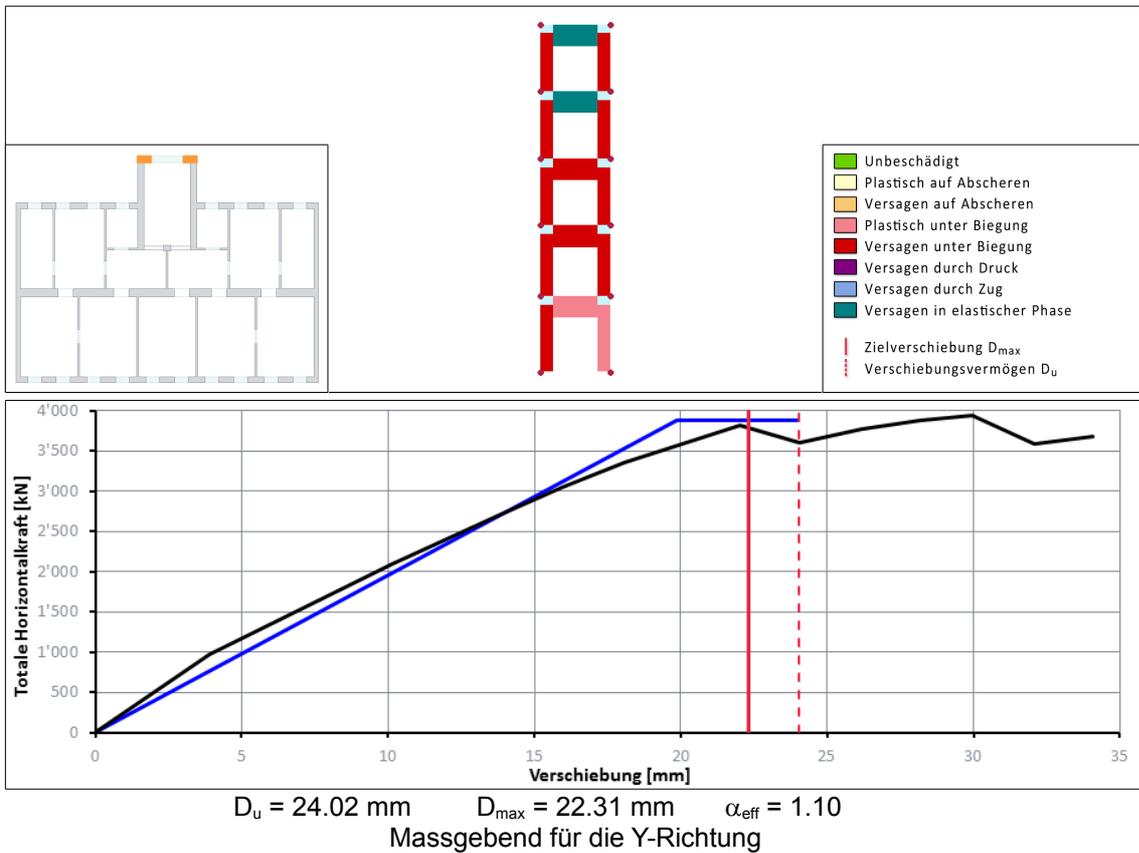
Analyse 20 | Richtung +Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = -108.3 \text{ mm}$



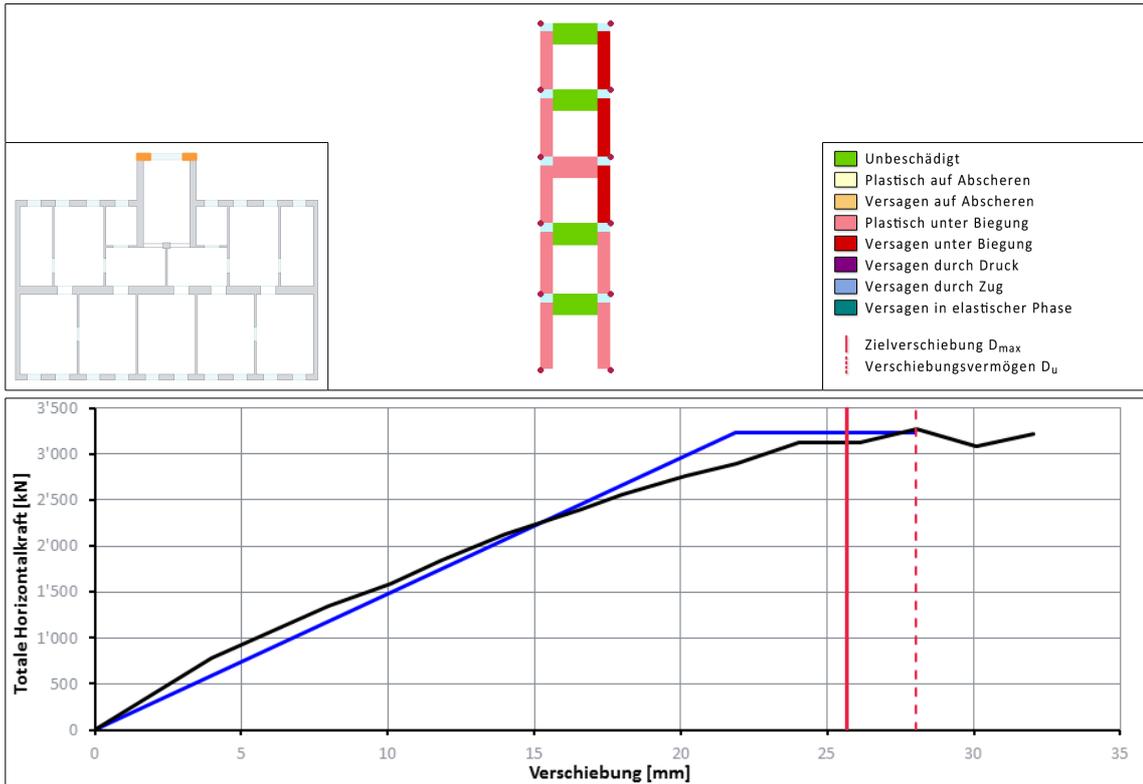
Analyse 21 | Richtung -Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = +108.3$ mm



Analyse 22 | Richtung -Y, Lastverteilung "Massen", $e_d = -108.3$ mm

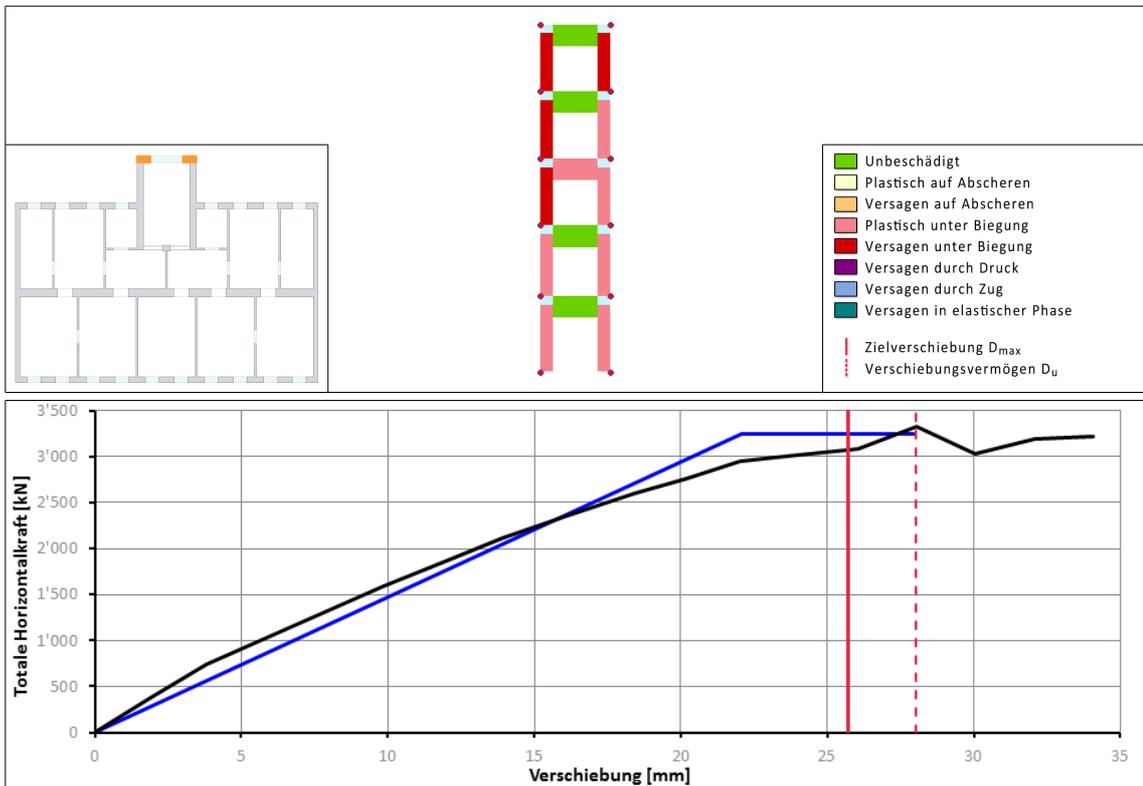


Analyse 23 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3 \text{ mm}$



$D_u = 28.02 \text{ mm}$ $D_{max} = 25.65 \text{ mm}$ $\alpha_{eff} = 1.10$
 Massgebend für die Y-Richtung

Analyse 24 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3 \text{ mm}$



$D_u = 28.02 \text{ mm}$ $D_{max} = 25.73 \text{ mm}$ $\alpha_{eff} = 1.10$
 Massgebend für die Y-Richtung

VERTEILUNG DER HORIZONTALKRÄFTE

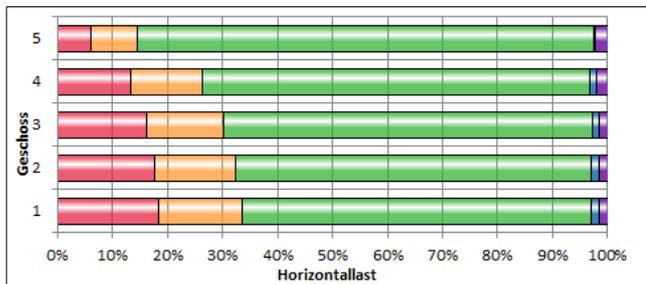
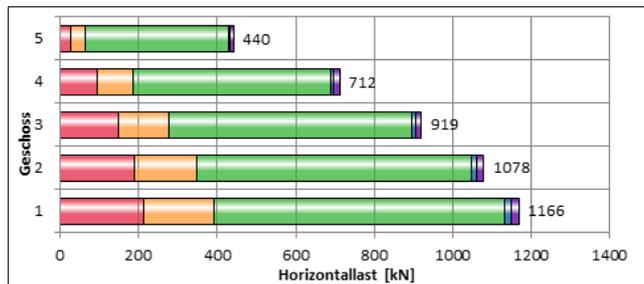
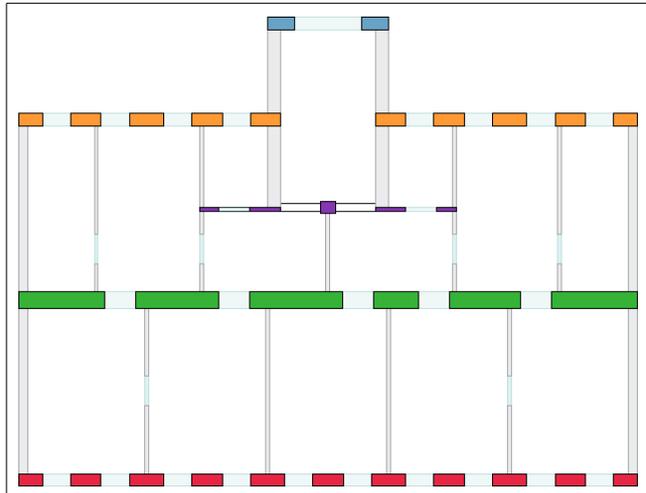
Die Grösse und Verteilung der Horizontalkräfte wird für die Beurteilung der Erdbebensicherheit mit dem PushOver-Verfahren in der Praxis nicht benötigt. Die folgenden Auswertungen sollen einen Vergleich mit anderen Berechnungen [1] ermöglichen. Ausgewertet werden die Horizontallasten der einzelnen Wände bei Erreichen der Zielverschiebung (D_{max} , siehe "Zielverschiebung", S. 10) für die massgebenden Analysen in beiden Richtungen. Da für die Zielverschiebung im allgemeinen kein Verformungsinkrement zur Verfügung steht, wird jeweils das nächsthöhere Inkrement verwendet.

Erdbebeneinwirkung in X-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in X-Richtung erfolgt für jede Wand einzeln.

- Lochfassade
- Hoffassade
- Mittelwand
- Stiegenhausfassade
- Innenwand Stiegenhaus

In X-Richtung ist die Analyse 12 (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 13) massgebend und wird für die folgende Auswertung verwendet.

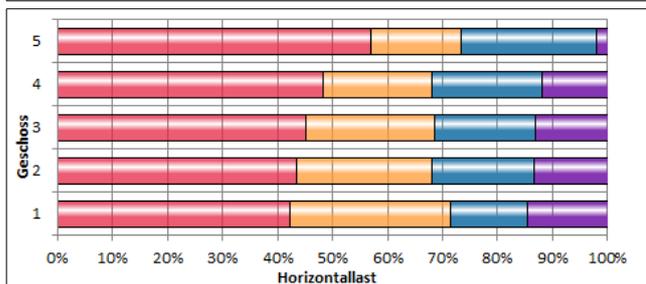
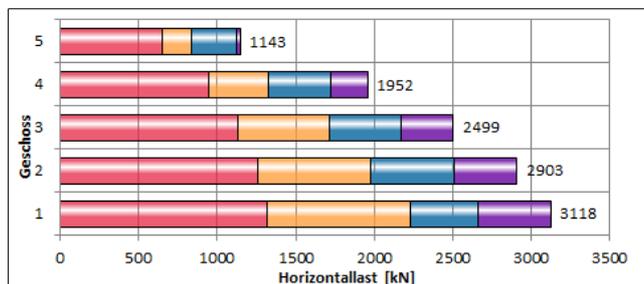
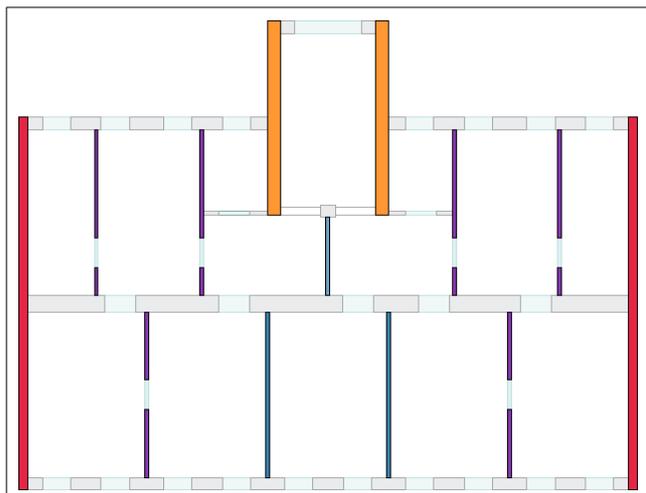


Erdbebeneinwirkung in Y-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in Y-Richtung erfolgt pro Wandtyp.

- Feuermauern (2)
- Stiegenhauswände (2)
- Ungestörte Trennwände (3)
- Gestörte Trennwände (6)

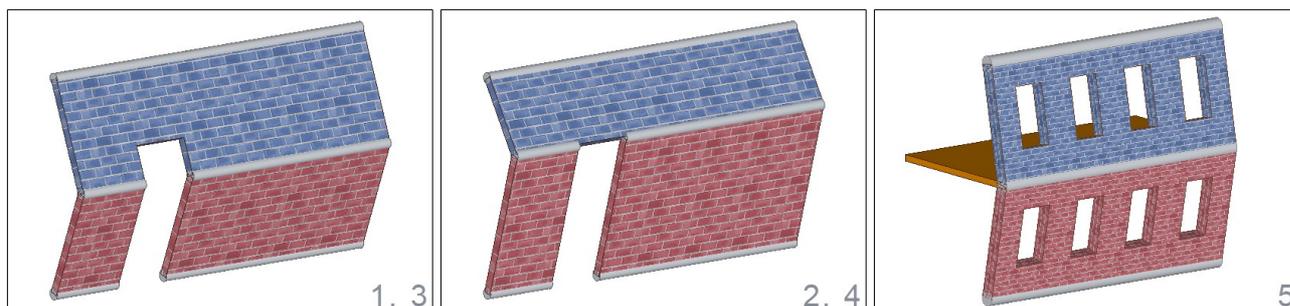
In Y-Richtung liefern die Analysen 21 bis 24 den selben Erfüllungsfaktor (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 13). Aufgrund der geringen Unterschiede wird im Folgenden ausschliesslich die Analyse 23 als massgebend betrachtet.



BEURTEILUNG DER LOKALEN MECHANISMEN (OUT-OF-PLANE)

Der Nachweis des Widerstands der Wände senkrecht zu ihrer Ebene wird für folgende Bauteile und kinematischen Mechanismen geführt (siehe "Nachweis senkrecht zur Wandebene", S. 12). Berechnet wird jeweils die auftretende Beschleunigung 'am Boden' und 'in der Höhe' des auftretenden Mechanismus (Höhenlage der grössten Auslenkung).

- | | | |
|----------------------|---|---|
| ■ Gestörte Trennwand | zentrisches Knicken | 1 |
| ■ Gestörte Trennwand | asymmetrisches Knicken oberhalb der Türe | 2 |
| ■ Hoffassade | zentrisches Knicken | 3 |
| ■ Hoffassade | asymmetrisches Knicken oberhalb der Fenster | 4 |
| ■ Hoffassade | Knicken über zwei Geschosse | 5 |



Es kann davon ausgegangen werden, dass die Erdbebensicherheit der übrigen Wände senkrecht zu ihrer Ebene höher ist, als bei den untersuchten Bauteilen.

- | | |
|-------------------------|---|
| ■ Feuermauern | höhere Wandstärke als Trennwände, gestützt durch Nachbargebäude |
| ■ Stiegenhauswände | höhere Wandstärke als Trennwände, gestützt durch Hoffassade |
| ■ Ungestörte Trennwände | höherer Widerstand, ähnliche Masse |
| ■ Lochfassade | grössere Wandlänge und -stärke als Hoffassade |
| ■ Mittelwand | höhere Wandstärke und geringerer Lochanteil als Hoffassade |

X-Richtung							Y-Richtung						
M	Geschoss	\ddot{a}_0	Am Boden		In der Höhe		M	Geschoss	\ddot{a}_0	Am Boden		In der Höhe	
			$\ddot{a}_{0,min}^*$	α_{LM}	$\ddot{a}_{0,min}^*$	α_{LM}				$\ddot{a}_{0,min}^*$	α_{LM}		
1	4. OG	1.49	0.48	3.10	1.36	1.10	3	4. OG	44.66	0.48	93.05	1.39	32.15
	3. OG	1.49	0.48	3.10	1.07	1.40		3. OG	12.58	0.48	26.20	1.10	11.45
	2. OG	1.49	0.48	3.10	0.79	1.90		2. OG	11.40	0.48	23.75	0.81	14.05
	1. OG	1.42	0.48	2.95	0.45	2.95		1. OG	12.07	0.48	25.15	0.50	24.15
	EG	1.31	0.48	2.75	0.17	7.70		EG	8.00	0.48	16.65	0.17	47.05
2	4. OG	1.08	0.48	2.25	1.42	0.75	4	4. OG	27.56	0.48	57.40	1.48	18.50
	3. OG	1.08	0.48	2.25	1.12	0.95		3. OG	8.31	0.48	17.30	1.19	7.00
	2. OG	1.08	0.48	2.25	0.83	1.30		2. OG	7.62	0.48	15.90	0.88	8.65
	1. OG	1.00	0.48	2.10	0.54	1.85		1. OG	7.34	0.48	15.30	0.59	12.45
	EG	0.90	0.48	1.90	0.24	3.75		EG	5.46	0.48	11.40	0.28	19.50
5	4./3. OG	5.81	0.48	12.10	1.26	4.60	5	4./3. OG	5.81	0.48	12.10	1.26	4.60
	2./3. OG	2.90	0.48	6.05	0.95	3.05		2./3. OG	2.90	0.48	6.05	0.95	3.05
	1./2. OG	2.58	0.48	5.40	0.65	3.98		1./2. OG	2.58	0.48	5.40	0.65	3.98
	EG/1. OG	2.62	0.48	5.45	0.34	7.70		EG/1. OG	2.62	0.48	5.45	0.34	7.70

Beschleunigungen \ddot{a}_0 und $\ddot{a}_{0,min}^*$ in [m/s²]
 Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet
 Eigenschwingzeiten $T_{1,x} = 0.541$ s, $T_{1,y} = 0.528$ s

Massgebend ist der Mechanismus mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{LM,x} = 0.75$ Kicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. Obergeschoss)
- $\alpha_{LM,y} = 3.05$ Knicken der Hoffassade (Erdgeschoss und 1. Obergeschoss)

Wie erwartet ist die Erdbebensicherheit senkrecht zur Wandebene in Y-Richtung (Fassaden, Mittelwand) sehr hoch, während der Erfüllungsfaktor für die Trennwände unter 1.0 liegt.

BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

Die massgebenden Erfüllungsfaktoren gemäss der obigen Berechnung ergeben sich wie folgt für das Gründerzeithaus mit Dachgeschossausbau 'leicht'.

■ X-Richtung

- In der Ebene $\alpha_{\text{eff},X} = 1.00$ Hoffassade 4.OG (Schubversagen)
- Aus der Ebene $\alpha_{\text{LM},X} = 0.75$ Kicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. OG)

■ Y-Richtung

- In der Ebene $\alpha_{\text{eff},Y} = 1.10$ Stiegenhausfassade EG-4.OG (Schubversagen)
- Aus der Ebene $\alpha_{\text{LM},Y} = 3.05$ Knicken der Hoffassade (EG und 1. OG)

Massgebend ist damit das Versagen der Trennwände aus ihrer Ebene. Die Erdbebensicherheit des untersuchten Gebäudes ist mit einem Erfüllungsfaktor von $\alpha = 0.75$ unter den Anforderungen für Neubauten.

Nach geltender ONR [10] kann ein bestehendes Tragwerk unter aussergewöhnlichen Beanspruchungen (und damit unter Erdbebeneinwirkung) eine reduzierte Zuverlässigkeit, resp. erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Neubauten zugelassen werden.

Wir die reduzierte Zuverlässigkeit nicht akzeptiert, kann die Erdbebensicherheit mit vergleichsweise geringen Massnahmen (z.B. Verstärkung der Trennwände im 3. und 4. OG mit CFK-Lamellen) gemäss Anforderungen an Neubauten sichergestellt werden.

WEITERE ASPEKTE DER ERDBEBENSICHERHEIT

Die vorliegenden Berechnungen beziehen sich ausschliesslich auf das Gesamttragverhalten des Tragwerks und seiner einzelnen Teile. Für eine vollständige Beurteilung der Erdbebensicherheit müssen weitere Aspekte geprüft werden.

■ Konstruktive Details

- Auflager von Geschossdecken
- Ausbildung von Wandecken
- Lokale Durchbrüche (Leitungen) durch Wände und Geschossdecken
- ...

■ Nichttragende Bauteile

- Nichttragende Wände
- Einbauten
- ...

■ Massgebende Einrichtungen

- Schwere Maschinen
- Lüftungsanlagen
- ...

OHNE DACHGESCHOSSAUSBAU

ANNAHMEN & MODELL

Das Modell ohne Dachgeschossausbau bildet den aktuellen Zustand des Gebäudes ab. Diese Berechnung kann als Referenz zur Beurteilung der Veränderung der Erdbbensicherheit durch geplante Baumassnahmen verwendet werden.

Gegenüber dem aktuellen Zustand werden folgende Änderungen angenommen.

- Lasten auf die oberste Geschossdecke, $g_k = 7.5 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- Obersten Geschossdecke (Doppelbaumdecke) ohne Schubsteifigkeit

ERGEBNISSE DER PUSH-OVER-ANALYSE

X-Richtung					Y-Richtung				
	D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand		D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand
1	57.99	37.77	1.55	Stütze 1.OG (S)	5	79.97	21.87	2.30	Gestörte Trennwand EG (S)
2	55.99	43.71	1.30	Stütze 1.OG (S)	6	60.00	26.29	2.30	Stütze 3.OG (Z)
3	84.01	32.50	2.60	Hoffassade 1.OG (B)	7	40.02	24.61	1.65	Stiegenhausfassade 1./2.OG (B)
4	80.01	42.58	1.90	Innenwand Stiegenhaus 2.OG (B)	8	38.02	29.03	1.30	Stiegenhausfassade 2./4.OG (B)
9	55.99	34.50	1.60	Stütze 1.OG (S)	17	37.98	21.81	1.75	Lochfassade EG-4.OG (B)
10	59.99	35.63	1.70	Stütze 1.OG (S)	18	41.98	22.00	1.90	Gestörte Trennwand EG (S)
11	53.99	41.90	1.30	Stütze 1.OG (S)	19	57.97	26.05	2.25	Trennwände EG (S) ×5
12	63.99	43.96	1.45	Stütze 1.OG (S)	20	55.97	26.37	2.10	Ungestörte Trennwand EG (S)
13	82.01	33.35	2.45	Innenwand Stiegenhaus 1.OG (B)	21	38.02	24.68	1.55	Stiegenhausfassade 1./2.OG (B)
14	98.01	33.32	2.95	Innenwand Stiegenhaus 1./2.OG (B)	22	38.02	24.63	1.55	Stiegenhausfassade 1./2.OG (B)
15	74.01	37.46	2.00	Innenwand Stiegenhaus 2.OG (B)	23	38.02	29.05	1.30	Stiegenhausfassade 1.-4.OG (B)
16	86.01	42.39	2.05	Innenwand Stiegenhaus 2./3.OG (B)	24	38.02	29.13	1.30	Stiegenhausfassade 1.-4.OG (B)

Verschiebungen D_u und D_{max} in [mm]

Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet

Nummerierung der Analysen bezeichnet die verwendete Einwirkung (siehe "Anhang A | Bezeichnung der Analysen", S. 42)

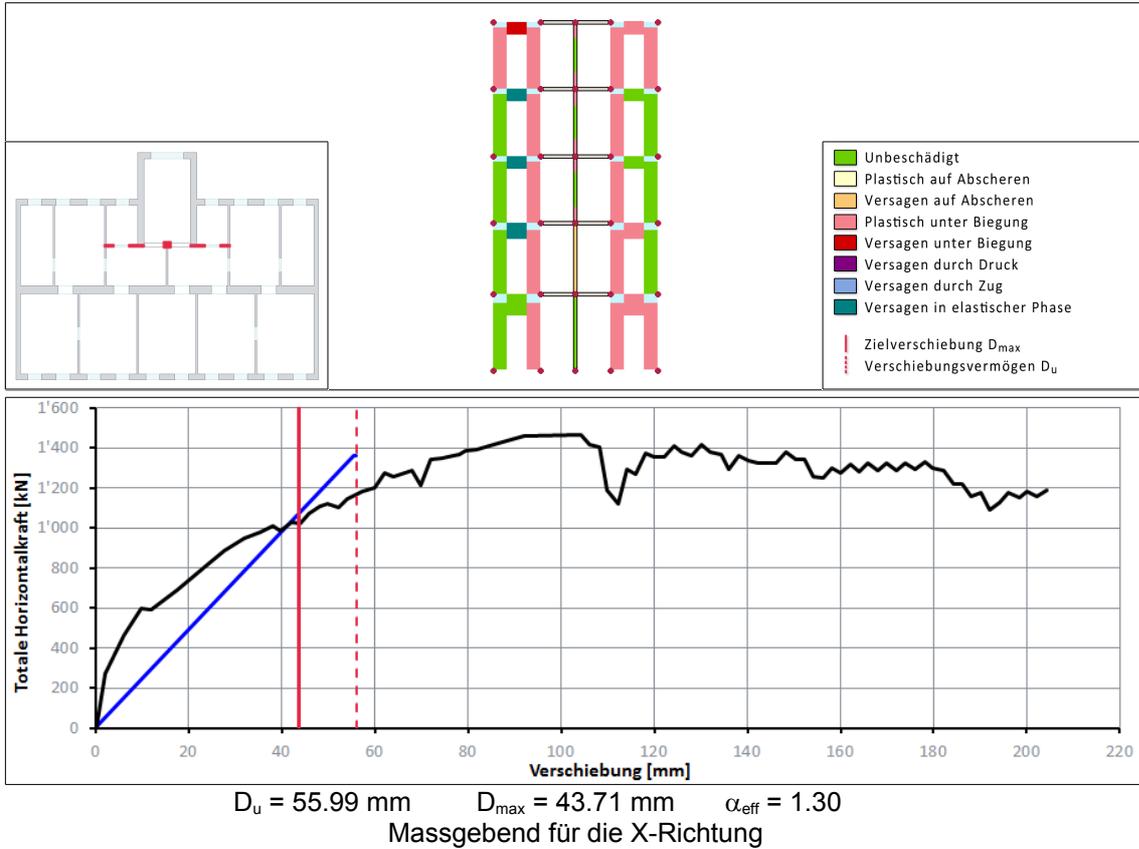
Massgebend ist die Analyse mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{eff,X} = 1.30$ Stütze 1.OG (Schubversagen) Analyse 2, 11
- $\alpha_{eff,Y} = 1.30$ Stiegenhausfassade 1.-4.OG (Biegeversagen) Analyse 8, 23, 24

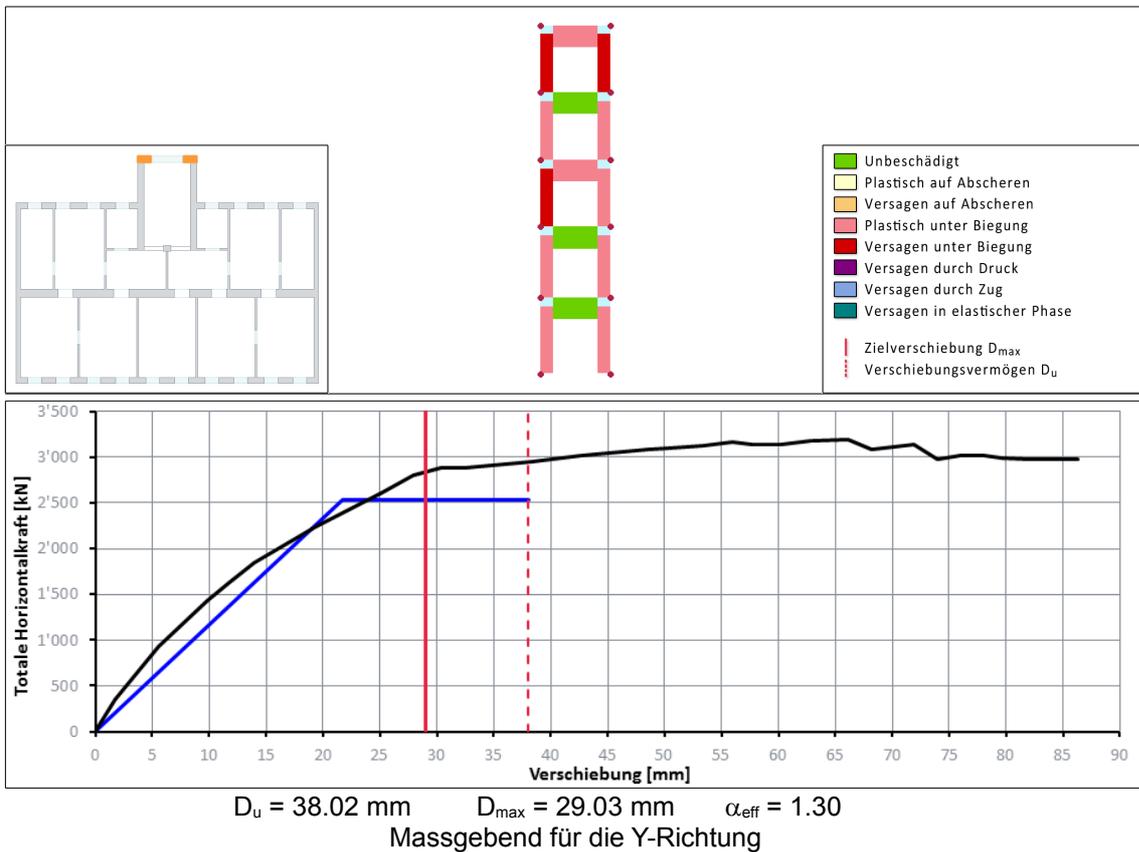
Die berechnete Erdbbensicherheit ist relativ hoch im Vergleich zu den Erfahrungen mit kraftbasierten Berechnungsverfahren [1]. Dies entspricht jedoch den Erfahrungen mit PushOver-Berechnungen, welche weniger verfahrensbedingte Sicherheiten enthält als linear-elastische Berechnungsverfahren und damit das Verhalten des Gebäudes wirklichkeitsnäher abbildet.

ERGEBNISSE DER MASSGEBENDEN ANALYSEN

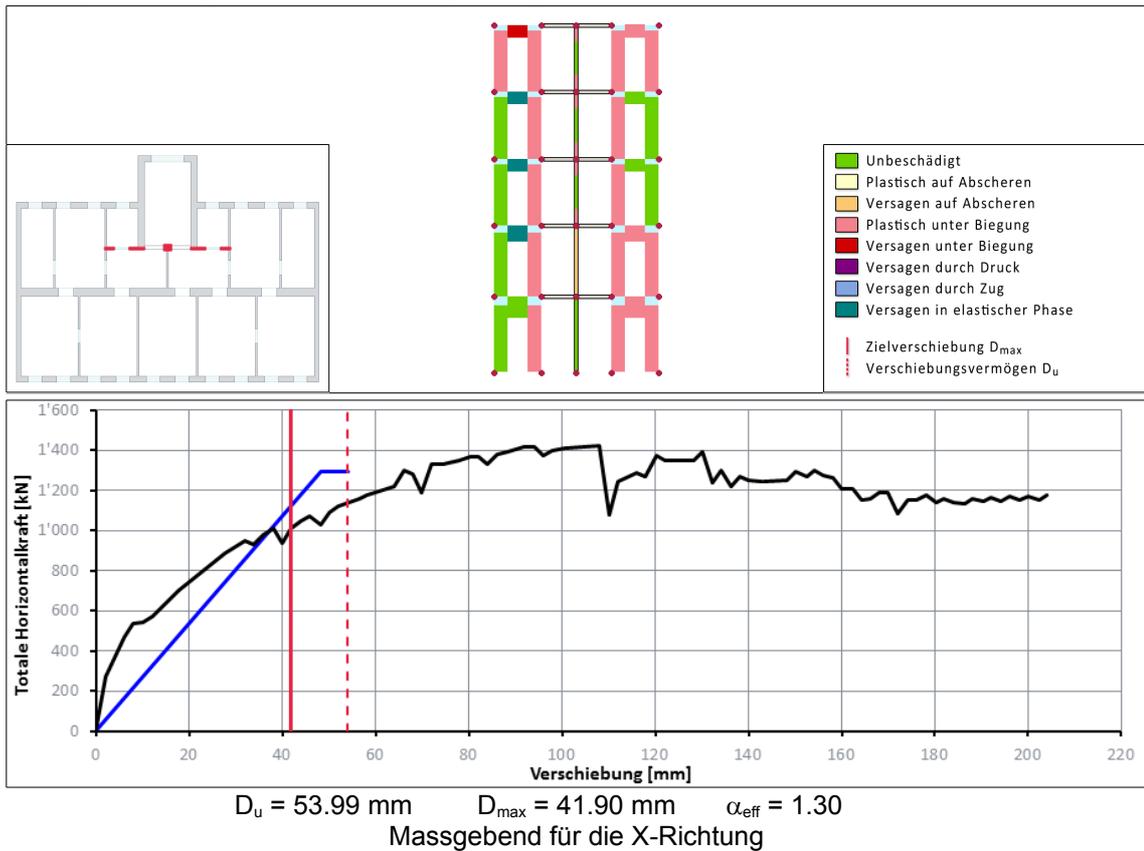
Analyse 2 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



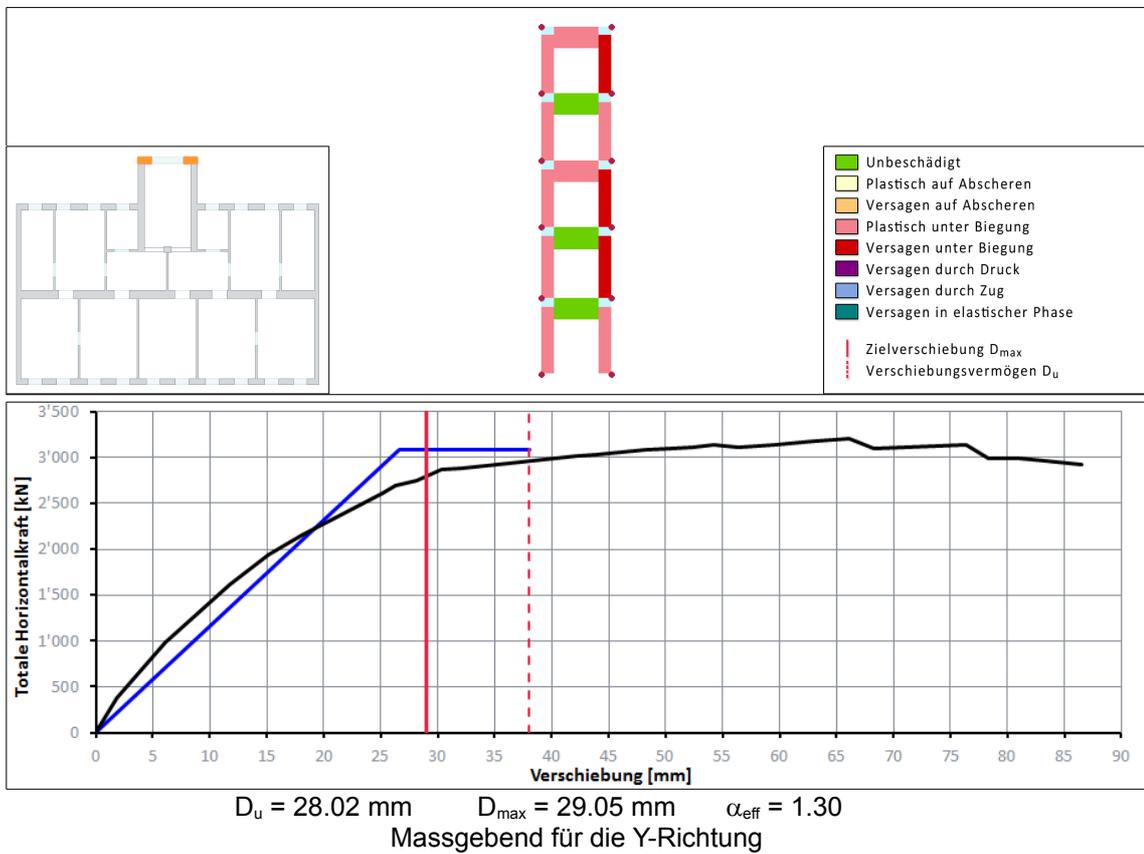
Analyse 8 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = 0$ mm



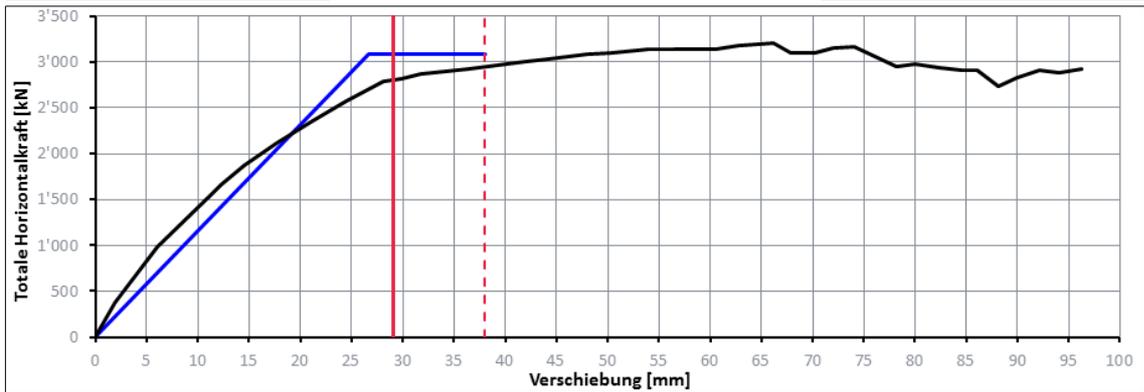
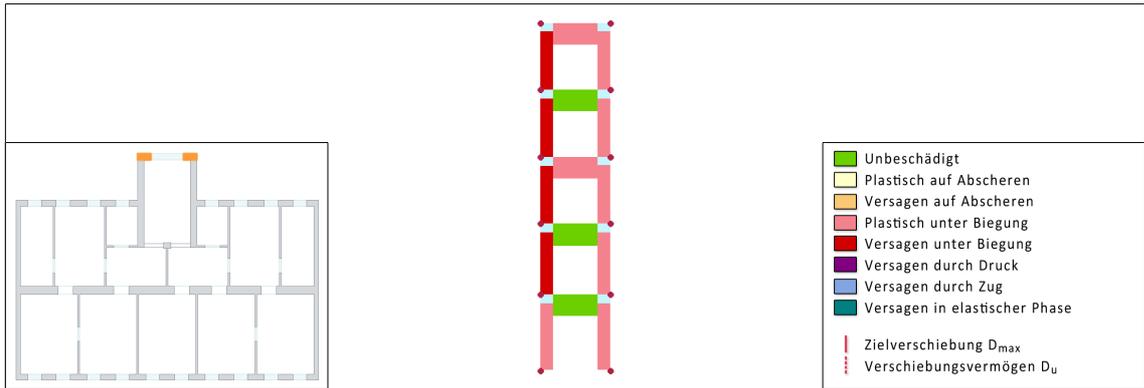
Analyse 11 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +81.8$ mm



Analyse 23 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3$



Analyse 24 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3 \text{ mm}$



$D_u = 38.02 \text{ mm}$ $D_{max} = 29.13 \text{ mm}$ $\alpha_{eff} = 1.30$
 Massgebend für die X-Richtung

VERTEILUNG DER HORIZONTALKRÄFTE

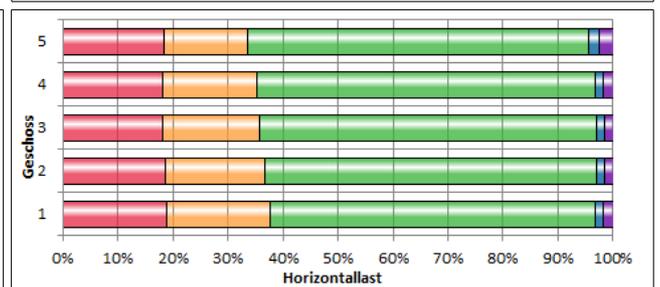
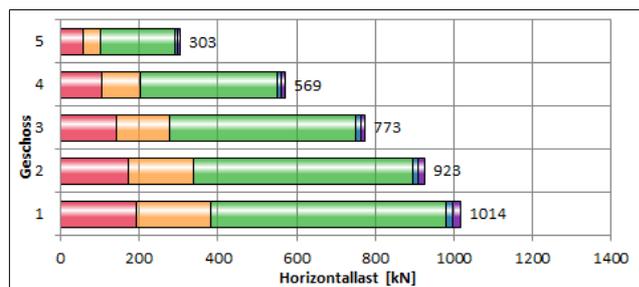
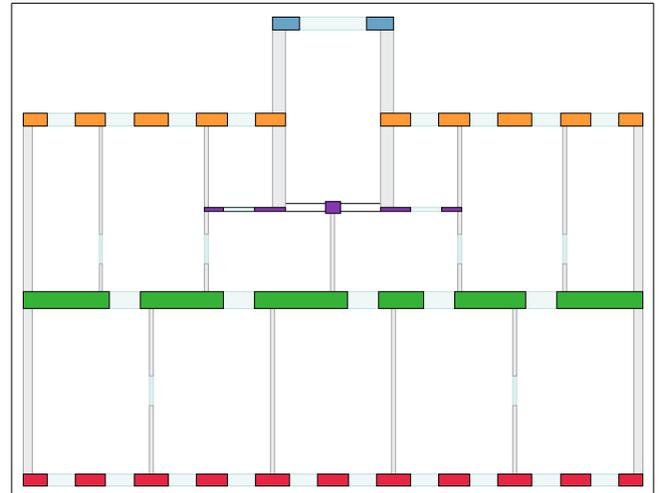
Die Grösse und Verteilung der Horizontalkräfte wird für die Beurteilung der Erdbebensicherheit mit dem PushOver-Verfahren in der Praxis nicht benötigt. Die folgenden Auswertungen sollen einen Vergleich mit anderen Berechnungen [1] ermöglichen. Ausgewertet werden die Horizontallasten der einzelnen Wände bei Erreichen der Zielverschiebung (D_{max} , siehe "Zielverschiebung", S. 10) für die massgebenden Analysen in beiden Richtungen. Da für die Zielverschiebung im allgemeinen kein Verformungsincrement zur Verfügung steht, wird jeweils das nächsthöhere Inkrement verwendet.

Erdbebeneinwirkung in X-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in X-Richtung erfolgt für jede Wand einzeln.

- Lochfassade
- Hoffassade
- Mittelwand
- Stiegenhausfassade
- Innenwand Stiegenhaus

In X-Richtung ist die Analyse 2 und 11 massgebend (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 29). Aufgrund der geringen Unterschiede wird im Folgenden ausschliesslich die Analyse 2 als massgebend betrachtet.

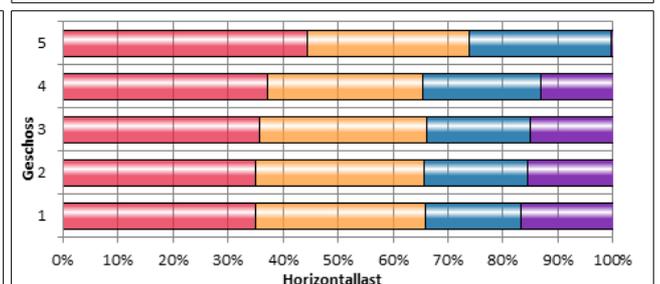
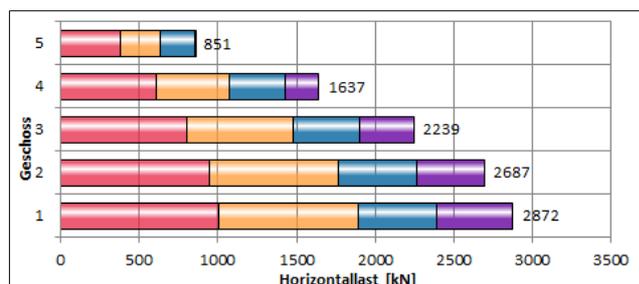
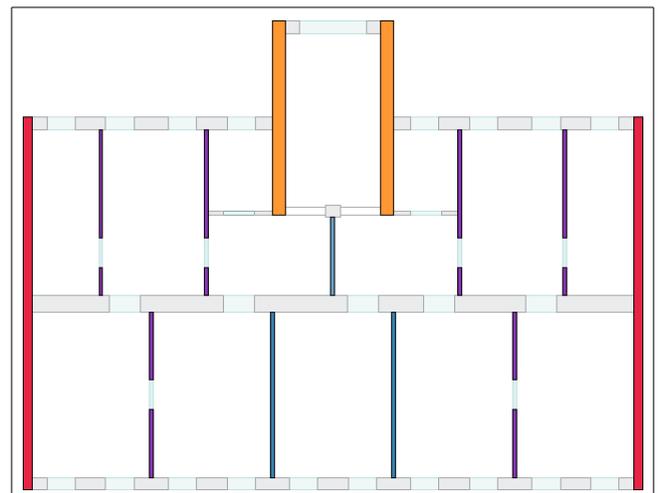


Erdbebeneinwirkung in Y-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in Y-Richtung erfolgt pro Wandtyp.

- Feuermauern (2)
- Stiegenhauswände (2)
- Ungestörte Trennwände (3)
- Gestörte Trennwände (6)

In Y-Richtung liefern die Analysen 8, 23 und 24 den selben Erfüllungsfaktor (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 29). Aufgrund der geringen Unterschiede wird im Folgenden ausschliesslich die Analyse 8 als massgebend betrachtet.



BEURTEILUNG DER LOKALEN MECHANISMEN

Der Nachweis des Widerstands senkrecht zur Wandebene wird an den selben kinematischen Mechanismen geführt, wie für die Berechnung mit Dachgeschossausbau in Leichtbauweise (siehe "Beurteilung der lokalen Mechanismen (out-of-plane)", S. 27).

X-Richtung							Y-Richtung						
M	Geschoss	Am Boden			In der Höhe		M	Geschoss	Am Boden			In der Höhe	
		\ddot{a}_0	$\ddot{a}_{0,min}$	α_{LM}	$\ddot{a}_{0,min}$	α_{LM}			\ddot{a}_0	$\ddot{a}_{0,min}$	α_{LM}	$\ddot{a}_{0,min}$	α_{LM}
1	4. OG	1.49	0.48	3.10	1.47	1.00	3	4. OG	20.87	0.48	43.50	1.47	14.20
	3. OG	1.49	0.48	3.10	1.16	1.30		3. OG	12.58	0.48	26.20	1.16	10.85
	2. OG	1.49	0.48	3.10	0.85	1.75		2. OG	11.40	0.48	23.75	0.85	13.40
	1. OG	1.91	0.48	4.00	0.52	3.65		1. OG	11.17	0.48	23.25	0.52	21.50
	EG	1.78	0.48	3.70	0.18	9.90		EG	8.00	0.48	16.65	0.18	44.45
2	4. OG	1.08	0.48	2.25	1.54	0.70	4	4. OG	13.13	0.48	27.35	1.57	8.35
	3. OG	1.08	0.48	2.25	1.21	0.90		3. OG	8.31	0.48	17.30	1.26	6.60
	2. OG	1.08	0.48	2.25	0.90	1.20		2. OG	7.62	0.48	15.90	0.93	8.20
	1. OG	1.00	0.48	2.10	0.59	1.70		1. OG	7.34	0.48	15.30	0.62	11.85
	EG	0.90	0.48	1.90	0.26	3.45		EG	5.47	0.48	11.40	0.29	18.85
							5	4./3. OG	3.66	0.48	7.65	1.33	2.75
								2./3. OG	2.90	0.48	6.05	1.00	2.90
								1./2. OG	2.58	0.48	5.40	0.69	3.75
								EG/1. OG	2.62	0.48	5.45	0.36	7.30

Beschleunigungen \ddot{a}_0 und $\ddot{a}_{0,min}$ in [m/s²]
 Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet
 Eigenschwingzeiten $T_{1,X} = 0.472$ s, $T_{1,Y} = 0.453$ s

Massgebend ist der Mechanismus mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{LM,X} = 0.70$ Kicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. Obergeschoss)
- $\alpha_{LM,Y} = 2.75$ Knicken der Hoffassade (3. und 4. Obergeschoss)

Wie erwartet ist die Erdbbensicherheit senkrecht zur Wandebene in Y-Richtung (Fassaden, Mittelwand) sehr hoch, während der Erfüllungsfaktor für die Trennwände unter 1.0 liegt.

BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

Die massgebenden Erfüllungsfaktoren gemäss der obigen Berechnung ergeben sich wie folgt für das Gründerzeithaus ohne Dachgeschossausbau.

- X-Richtung
 - In der Ebene $\alpha_{eff,X} = 1.30$ Stütze 1.OG (Schubversagen)
 - Aus der Ebene $\alpha_{LM,X} = 0.70$ Kicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. OG)
- Y-Richtung
 - In der Ebene $\alpha_{eff,Y} = 1.30$ Stiegenhausfassade 1.-4.OG (Biegeversagen)
 - Aus der Ebene $\alpha_{LM,Y} = 2.75$ Knicken der Hoffassade (3. und 4. OG)

Massgebend ist damit das Versagen der Trennwände aus ihrer Ebene. Die Erdbbensicherheit des untersuchten Gebäudes ist mit einem Erfüllungsfaktor von $\alpha = 0.70$ deutlich unter den Anforderungen für Neubauten.

Nach geltender ONR [10] kann ein bestehendes Tragwerk unter aussergewöhnlichen Beanspruchungen (und damit unter Erdbebeneinwirkung) eine reduzierte Zuverlässigkeit, resp. erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Neubauten zugelassen werden.

Wir die reduzierte Zuverlässigkeit nicht akzeptiert, kann die Erdbbensicherheit mit vergleichsweise geringen Massnahmen (z.B. Verstärkung der Trennwände im 3. und 4. OG mit CFK-Lamellen) gemäss Anforderungen an Neubauten sichergestellt werden.

DACHGESCHOSSAUSBAU 'SCHWER'

ANNAHMEN & MODELL

Obwohl dies in der Praxis in Wien nicht weit verbreitet ist, soll ein Dachgeschossausbau in Massivbauweise untersucht werden. Der Dachgeschossausbau wird wieder als erhöhte Last auf die Decke über 4.OG berücksichtigt. Das Modell entspricht im Übrigen den Annahmen für den Dachgeschossausbau in Leichtbauweise (siehe "Dachgeschossausbau 'Leicht'", S. 13).

- 4. Obergeschoss $g_k = 22.0 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$

ERGEBNISSE DER PUSH-OVER-ANALYSE

X-Richtung				Y-Richtung					
	D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand		D_u	D_{max}	α_{eff}	Massgebende Wand
1	77.97	61.68	1.25	Stütze 1./2.OG (S)	5	39.99	22.79	13.75	Innenwand Stiegenhaus 4.OG (B)
2	71.98	69.01	1.05	Stütze 2.OG (S)	6	33.99	25.59	1.35	Innenwand Stiegenhaus 3./4.OG (B)
3	116.04	53.33	2.20	Innenwand Stiegenhaus 1./2.OG (B)	7	32.01	23.98	1.35	Innenwand Stiegenhaus 4.OG (B)
4	106.04	69.87	1.50	Innenwand Siteigenhaus 2.OG (B)	8	30.01	26.98	1.10	Innenwand Stiegenhaus 1-4.OG (B)
9	75.97	65.19	1.15	Stütze 1.OG (S)	17	29.99	22.64	1.30	Lochfassade 2.-4.OG (B)
10	75.97	65.28	1.15	Stütze 1.OG (S)	18	31.99	22.61	1.40	Lochfassade EG-4.OG (B)
11	81.97	69.25	1.20	Innenwand Stiegenhaus 2.OG (B)	19	33.99	25.67	1.30	Innenwand Stiegenhaus 2-4.OG (B)
12	71.98	72.14	1.00	Stütze 2.OG (S)	20	31.99	25.64	1.25	Innenwand Stiegenhaus 4.OG (B)
13	114.04	58.33	1.95	Innenwand Stiegenhaus 1./2.OG (B)	21	26.01	23.66	1.10	Stiegenhausfassade EG-4.OG (B)
14	116.04	53.00	2.20	Innenwand 2.OG (B)	22	26.01	23.65	1.10	Stiegenhausfassade EG-4.OG (B)
15	94.03	68.81	1.30	Hoffassade 4.OG (S)	23	30.01	27.20	1.10	Stiegenhausfassade 4.OG (B)
16	108.04	66.01	1.65	Innenwand Stiegenhaus 2.OG (B)	24	28.01	27.16	1.05	Stiegenhausfassade 4.OG (B)

Verschiebungen D_u und D_{max} in [mm]

Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet

Nummerierung der Analysen bezeichnet die verwendete Einwirkung (siehe "Anhang A | Bezeichnung der Analysen", S. 42)

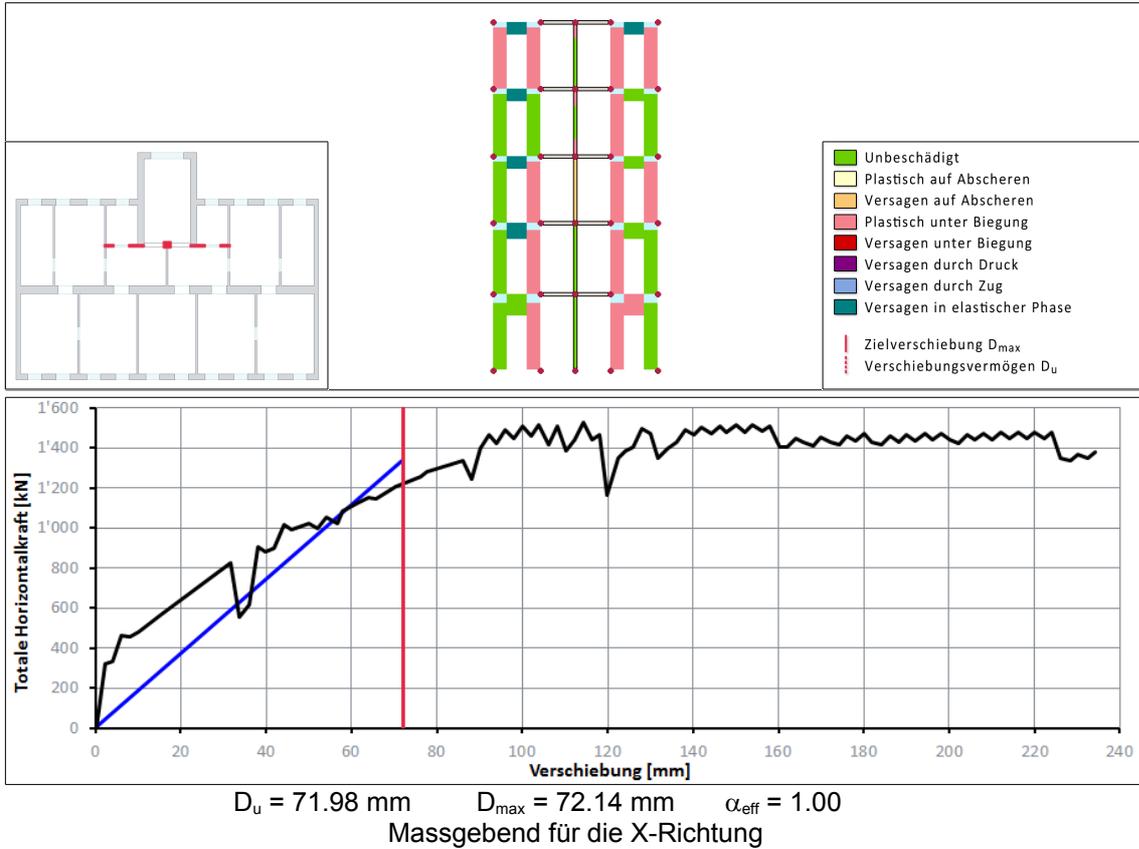
Massgebend ist die Analyse mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{eff,X} = 1.00$ Stütze 2.OG (Schubversagen) Analyse 12
- $\alpha_{eff,Y} = 1.05$ Stiegenhausfassade 4.OG (Biegeversagen) Analyse 24

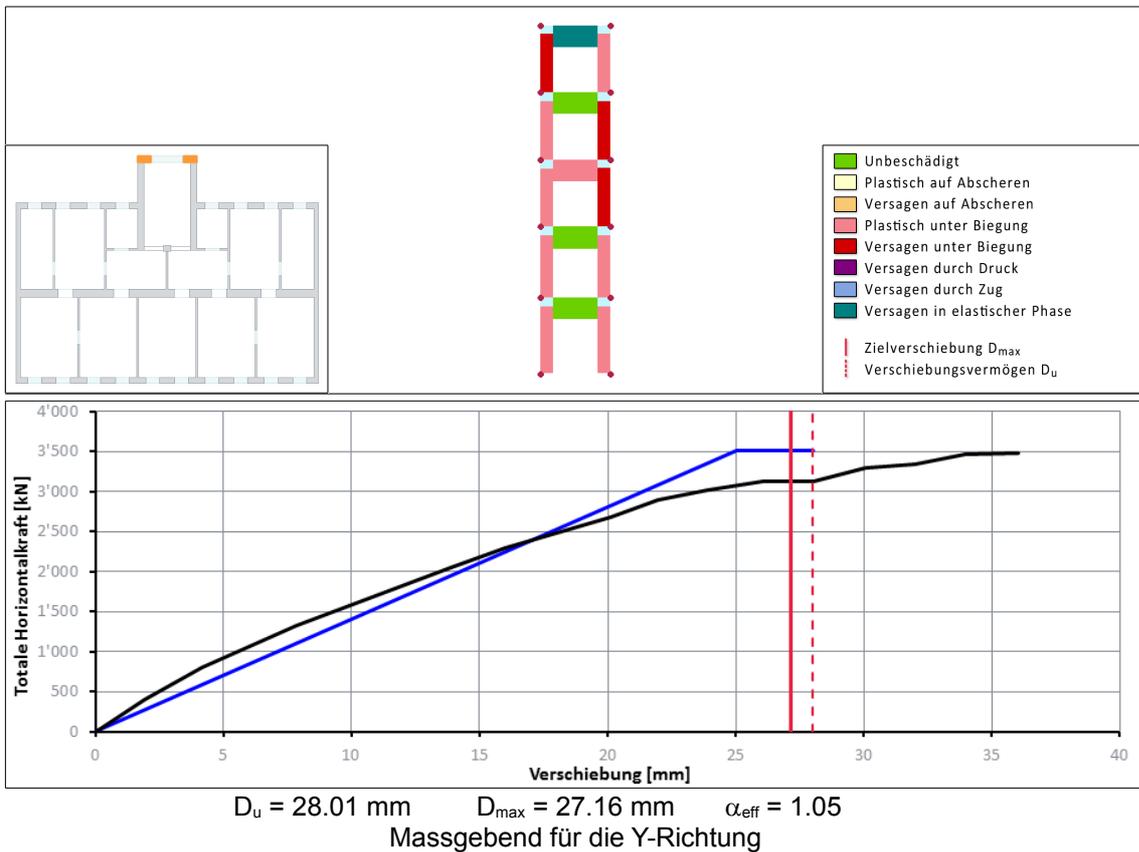
Die Berechnung liefert annähernd die selben Erfüllungsfaktoren wie für den Dachgeschossausbau 'Leicht'. Daraus lässt sich schliessen, dass die erhöhte Last auf die oberste Geschossdecke und die damit verbundenen höheren Trägheitskräfte durch den erhöhten Schubwiderstand der Mauerwerks infolge grösserer Normalkraft aufgehoben wird.

ERGEBNISSE DER MASSGEBENDEN ANALYSEN

Analyse 12 | Richtung +X, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = -81.8 \text{ mm}$



Analyse 24 | Richtung -Y, Lastverteilung "1.Eigenform", $e_d = +108.3 \text{ mm}$



VERTEILUNG DER HORIZONTALKRÄFTE

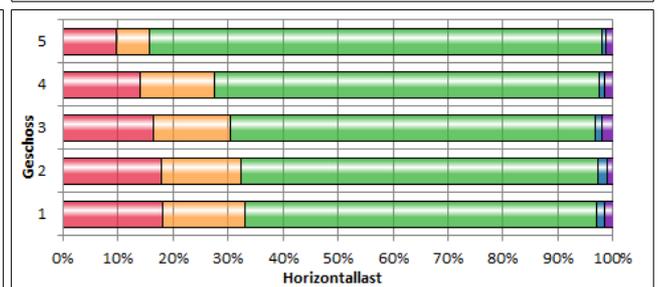
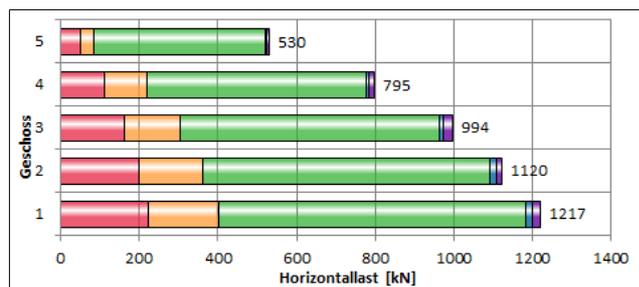
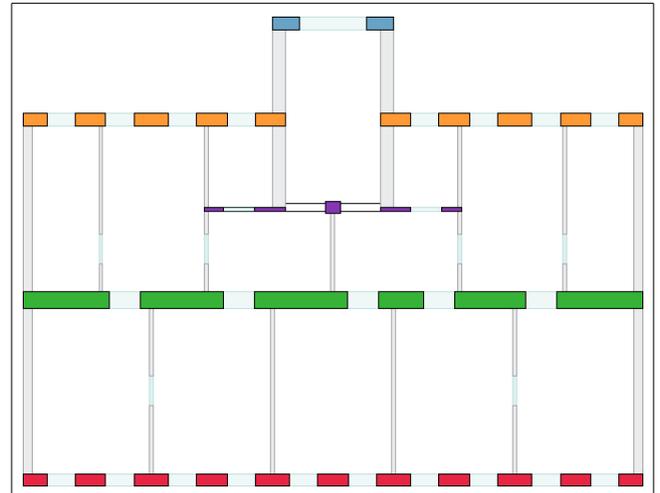
Die Größe und Verteilung der Horizontalkräfte wird für die Beurteilung der Erdbebensicherheit mit dem PushOver-Verfahren in der Praxis nicht benötigt. Die folgenden Auswertungen sollen einen Vergleich mit anderen Berechnungen [1] ermöglichen. Ausgewertet werden die Horizontallasten der einzelnen Wände bei Erreichen der Zielverschiebung (D_{max} , siehe "Zielverschiebung", S. 10) für die massgebenden Analysen in beiden Richtungen. Da für die Zielverschiebung im allgemeinen kein Verformungsinkrement zur Verfügung steht, wird jeweils das nächsthöhere Inkrement verwendet.

Erdbebeneinwirkung in X-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in X-Richtung erfolgt für jede Wand einzeln.

- Lochfassade
- Hoffassade
- Mittelwand
- Stiegenhausfassade
- Innenwand Stiegenhaus

In X-Richtung ist die Analyse 11 (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 35) massgebend und wird für die folgende Auswertung verwendet.

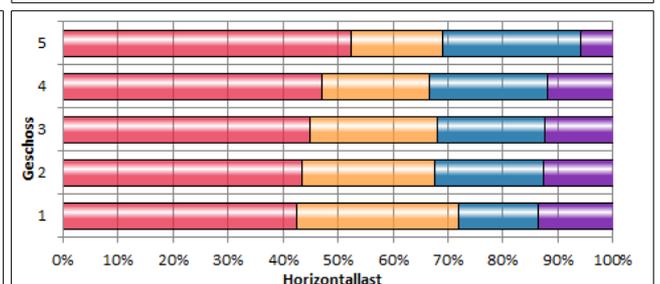
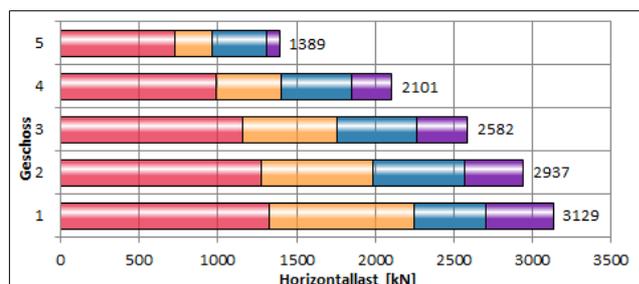
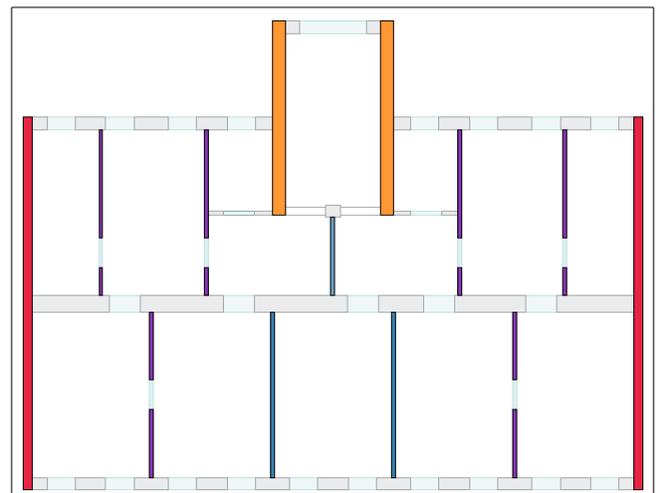


Erdbebeneinwirkung in Y-Richtung

Die Auswertung der Horizontallasten in Y-Richtung erfolgt pro Wandtyp.

- Feuermauern (2)
- Stiegenhauswände (2)
- Ungestörte Trennwände (3)
- Gestörte Trennwände (6)

In X-Richtung ist die Analyse 23 (siehe "Ergebnisse der PushOver-Analyse", S. 35) massgebend und wird für die folgende Auswertung verwendet.



BEURTEILUNG DER LOKALEN MECHANISMEN

Der Nachweis des Widerstands senkrecht zur Wandebene wird an den selben kinematischen Mechanismen geführt, wie für die Berechnung mit Dachgeschossausbau in Leichtbauweise (siehe "Beurteilung der lokalen Mechanismen (out-of-plane)", S. 27).

Aus dem Modell ohne Geschossdecken über EG bis 3.OG ergeben sich theoretisch weitere mögliche Mechanismen mit einem Ausknicken der Trennwände über ihre gesamte Höhe. Da es sich bei der Vernachlässigung aber um eine reine Berechnungsannahme handelt (das Verhalten des Gebäudes ohne Geschossdecken, resp. bei Ausfall der Geschossdecken wird nicht untersucht), werden diese Mechanismen im Folgenden vernachlässigt.

X-Richtung							Y-Richtung						
M	Geschoss	Am Boden			In der Höhe		M	Geschoss	Am Boden			In der Höhe	
		\dot{a}_0	$\dot{a}_{0,min}$	α_{LM}	$\dot{a}_{0,min}$	α_{LM}			\dot{a}_0	$\dot{a}_{0,min}$	α_{LM}	$\dot{a}_{0,min}$	α_{LM}
1	4. OG	1.49	0.48	3.10	1.26	1.20	3	4. OG	77.66	0.48	161.8	1.28	60.65
	3. OG	1.49	0.48	3.10	0.99	1.50		3. OG	12.58	0.48	26.2	1.01	12.45
	2. OG	1.49	0.48	3.10	0.73	2.05		2. OG	11.40	0.48	23.75	0.74	15.40
	1. OG	1.42	0.48	2.95	0.45	3.15		1. OG	11.16	0.48	23.25	0.45	24.80
	EG	1.78	0.48	3.70	0.15	11.85		EG	8.54	0.48	17.80	0.16	53.35
2	4. OG	1.08	0.48	2.25	1.31	0.80	4	4. OG	47.46	0.48	98.90	1.36	37.90
	3. OG	1.08	0.48	2.25	1.03	1.05		3. OG	8.31	0.48	17.3	1.09	7.60
	2. OG	1.08	0.48	2.25	0.77	1.40		2. OG	7.62	0.48	15.9	0.81	9.40
	1. OG	1.00	0.48	2.10	0.50	2.00		1. OG	7.34	0.48	15.3	0.54	13.60
	EG	0.90	0.48	1.90	0.22	4.10		EG	5.46	0.48	11.4	0.26	21.00
							5	4./3.OG	8.47	0.48	17.65	1.15	7.35
						2./3.OG		2.90	0.48	6.05	0.86	3.35	
						1./2.OG		2.58	0.48	5.4	0.60	4.30	
						EG/1.OG		2.62	0.48	5.45	0.31	8.45	

Beschleunigungen \dot{a}_0 und $\dot{a}_{0,min}$ in [m/s²]
 Erfüllungsfaktoren α_{eff} auf 0.05 gerundet
 Eigenschwingzeiten $T_{1,X} = 0.585$ s, $T_{1,Y} = 0.577$ s

Massgebend ist der Mechanismus mit dem geringsten Erfüllungsfaktor.

- $\alpha_{LM,X} = 0.80$ Knicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. Obergeschoss)
- $\alpha_{LM,Y} = 3.35$ Knicken der Hoffassade (2. und 3. Obergeschoss)

Wie erwartet ist die Erdbebensicherheit senkrecht zur Wandebene in Y-Richtung (Fassaden, Mittelwand) sehr hoch, während der Erfüllungsfaktor für die Trennwände deutlich unter 1.0 liegt.

BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

Die massgebenden Erfüllungsfaktoren gemäss der obigen Berechnung ergeben sich wie folgt für das Gründerzeithaus mit Dachgeschossausbau 'Schwer'.

- X-Richtung
 - In der Ebene $\alpha_{eff,X} = 1.00$ Stütze 2.OG (Schubversagen)
 - Aus der Ebene $\alpha_{LM,X} = 0.80$ Knicken einer gestörten Trennwand oberhalb der Türe (4. OG)
- Y-Richtung
 - In der Ebene $\alpha_{eff,Y} = 1.05$ Stiegenhausfassade 4.OG (Biegeversagen)
 - Aus der Ebene $\alpha_{LM,Y} = 3.35$ Knicken der Hoffassade (2. und 3. OG)

Massgebend ist damit das Versagen der Trennwände aus ihrer Ebene. Die Erdbebensicherheit des untersuchten Gebäudes ist mit einem Erfüllungsfaktor von $\alpha = 0.80$ unter den Anforderungen für Neubauten.

Nach geltender ONR [10] kann ein bestehendes Tragwerk unter aussergewöhnlichen Beanspruchungen (und damit unter Erdbebeneinwirkung) eine reduzierte Zuverlässigkeit, resp. erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Neubauten zugelassen werden.

Wir die reduzierte Zuverlässigkeit nicht akzeptiert, kann die Erdbebensicherheit mit vergleichsweise geringen Massnahmen (z.B. Verstärkung der Trennwände im 4. OG mit CFK-Lamellen) gemäss Anforderungen an Neubauten sichergestellt werden.

ZUSAMMENFASSUNG & SCHLUSSFOLGERUNG

ZUSAMMENSTELLUNG DER ERGEBNISSE

Modell	In der Ebene α_{eff}		Aus der Ebene α_{LM}		Max. Horizontallast			
	X	Y	X	Y	X		Y	
Dachgeschossausbau 'Leicht'	1.00	1.10	0.75	3.05	1'166	100%	3'118	100%
Ohne Dachgeschossausbau	1.30	1.30	0.70	2.75	1'014	87%	2'872	92%
Dachgeschossausbau 'Schwer'	1.00	1.05	0.80	3.35	1'217	104%	3'129	100%
Antwortspektren-Verfahren	--	--	--	--	3'171	272%	3'115	100%
Ersatzkraft-Verfahren	--	--	--	--	3'400	292%	3'400	109%
Berechnung 'Arch+Ing' [1]	--	0.25	--	--	--	--	3'592	115%

Lasten in [kN]

HINWEISE ZU DEN KRAFTBASIERTEN BERECHNUNGEN

Die Berechnungen nach Antwortspektren- und Ersatzkraftverfahren wurden anhand eines konventionellen finiten Elementmodell durchgeführt. Das verwendete Modell entspricht dem Gründerzeithaus mit Dachgeschossausbau 'Leicht'. Die Auswertung beschränkt sich auf die Ermittlung der totalen Horizontallast, da bei kraftbasierten Berechnungsverfahren der Erfüllungsfaktor manuell durch einen Nachweis jedes einzelnen Bauteils ermittelt werden muss. In der Praxis folgt daraus ein wesentlich höherer Zeitaufwand für die Nachrechnung bestehender Gebäude mit kraftbasierten Berechnungsmethoden.

Antwortspektren-Verfahren

In X-Richtung (Längsrichtung des Gebäudes) weichen die berechneten Horizontallasten sehr stark von der PushOver-Berechnung ab. Die Differenzen kommen durch das unterschiedliche Materialverhalten zustande. Das Antwortspektren-Verfahren kann aufgrund seiner linear-elastischen Berechnung keine Steifigkeitsverluste und damit verbundene Kraftumlagerungen berücksichtigen.

Die gegenüber dem PushOver-Verfahren geringeren Lasten in Y-Richtung (Querrichtung des Gebäudes) werden durch den angenommenen Verhaltensbeiwert von $q = 1.50$ verursacht. Anhand der PushOver-Berechnung kann festgestellt werden, dass die tatsächlich vorhandene Duktilität lediglich bei 1.45 liegt. Das Antwortspektren-Verfahren überschätzt damit die inelastische Verformungsfähigkeit des Gebäudes und unterschätzt folglich die Erdbebenlasten. Ob die aus diesen geringeren Lasten berechnete Erdbebensicherheit höher oder tiefer liegt, als nach PushOver-Verfahren muss jedoch über die Beurteilung der einzelnen Wände (Nachweis der Tragfähigkeit und des Verformungsvermögens) geprüft werden.

Ersatzkraft-Verfahren

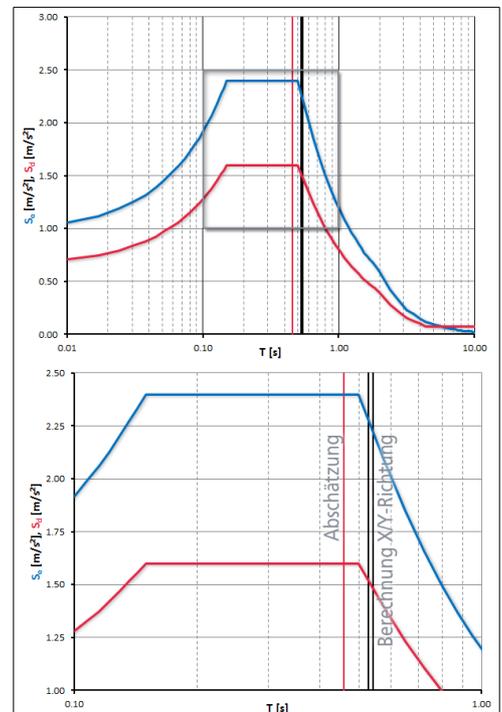
Für das Ersatzkraftverfahren wurde (wie bei diesem Verfahren üblich) eine abgeschätzte erste Eigenfrequenz verwendet.

- $T_1 = C_i \cdot h^{0.75} = 0.459s$, $f_1 = 1/T_1 = 2.18Hz$
- mit $C_i = 0.05$ (allgemeine Tragwerke)

Die gegenüber dem Antwortspektren-Verfahren höheren Lasten begründen sich mit der Abschätzung der Eigenfrequenz. Die Vernachlässigung der höheren Eigenformen ist im vorliegenden Fall von geringerer Bedeutung, da ihre modale Masse jeweils klein ist.

Berechnung Arch+Ing

Für die Berechnung nach Arch+Ing [1] wurde ein Ersatzkraftverfahren verwendet. Die Abweichung der berechneten Horizontallast zur hier durchgeführten Berechnung resultieren aus der unterschiedlichen Abschätzung der Eigenfrequenzen. Die sehr grossen Unterschiede im Erfüllungsfaktor werden durch die «...extrem konservative Abschätzung des Widerstandsniveaus...» [1], hervorgerufen.



SCHLUSSFOLGERUNG

Die vorliegenden Berechnungen beziehen sich ausschliesslich auf ein ausgewähltes Musterhaus. Auch wenn viele Wiener Gründerzeithäuser ein ähnliches Tragsystem und vergleichbare Bauteileigenschaften aufweisen, kann von diesen Berechnungen nicht auf andere Gebäude geschlossen werden. Die Erdbebensicherheit muss zwingend für jedes Gebäude im Einzelfall nachgewiesen werden.

Die durchgeführten Berechnungen basieren auf einem bekannten Tragwerk mit nachgewiesener statischer Tragfähigkeit. Insbesondere wird die Ausbildung konstruktiver Details (z.B. Verbindung zwischen Wänden und Decken) nicht untersucht, es wird davon ausgegangen dass diese die Erdbebensicherheit nicht beeinflussen. In der Praxis sind die konstruktiven Details getrennt zu untersuchen.

Insbesondere lokale Schwächungen von Mauerwerkswänden (z.B. Schlitze und Durchbrüche für Leitungen und Installationen) können die Duktilität und damit das Verhalten im Erdbebenfall stark beeinträchtigen.

Massgebend für die Erdbebenberechnung ist in allen untersuchten Szenarien der Tragwiderstand der Trennwände quer zu ihrer Ebene. Aufgrund der hohen Schlankheit der Trennwände ($b/t = 1/24 \dots 1/28$) überrascht es nicht, dass diese anfällig auf Querschleunigung reagieren und sogar die Erdbebensicherheit bestimmen.

Aus den Berechnungen wird deutlich, dass der (massgebende) Widerstand der Wände senkrecht zu ihrer Ebene bei höheren Lasten auf das Dachgeschoss gesteigert werden kann. Bei einer weiteren Erhöhung der Lasten ist zu erwarten, dass die berechnete Erdbebensicherheit wieder abnimmt.

Die Erdbebensicherheit in Richtung der betrachteten Wände wird zwar mit zunehmender Last verringert, entspricht aber in allen untersuchten Varianten den Anforderungen an Neubauten.

Im Vergleich zu anderen Berechnungen ($\alpha_{\text{eff}} = 0.25$ [1], $\alpha_{\text{eff}} \approx 0.20$ [14]) hat das PushOver-Verfahren eine hohe Erdbebensicherheit geliefert. Diese folgt direkt aus der verwendeten Berechnungsmethode und zeigt deutlich, dass verformungsbasierte Berechnungsverfahren (PushOver) zumindest in bestimmten Fällen den herkömmlichen kraftbasierten Verfahren (Ersatzkraft-, Antwortspektren-Verfahren) vorzuziehen sind. Insbesondere bei Mauerwerksbauten liefert das nichtlineare PushOver-Verfahren wirklichkeitsnähere Ergebnisse, wie das 'Seebeben' von 1972 zeigt. Mit einer Magnitude von 5.3 auf der Richter-Skala und einer maximalen Intensität in Wien von 7 .. 8 nach EMS-98 liegen die verursachten Bodenbeschleunigungen bei ca. 60% des Bemessungsbebens. Die Gründerzeithäuser in Wien haben dieses Erdbeben weitgehend ohne ernste Schäden überstanden [14], was einen tatsächlich vorhandenen Erfüllungsfaktor von mindestens 0.5 .. 0.6 vermuten lässt.

SCHLUSSWORT

“ Bei der Behandlung der Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke besteht heute gelegentlich die Tendenz, der Berechnung eine übermässig grosse Bedeutung beizumessen. Demgegenüber werden konzeptionelle und konstruktive Aspekte oft vernachlässigt. Dies wird gefördert durch die rasche Entwicklung sehr leistungsfähiger Computerprogramme. Der Ingenieur sollte sich jedoch stets bewusst sein, dass jede Berechnung immer nur das Verhalten eines Modells und dies nur für die verwendete Erdbebeneinwirkung wiedergibt. Zwischen Modell und Wirklichkeit bestehen aber meist erhebliche Unterschiede. Dadurch werden die Genauigkeit und oft sogar die Grössenordnung der Rechenergebnisse stark relativiert. Für eine ausgewogene Erdbebensicherung sollten deshalb die folgenden Aspekte je eine etwa ähnlich grosse Aufmerksamkeit und Zuwendung des Ingenieurs erfahren:

- Erdbebengerechter Entwurf des Tragwerks und der nichttragenden Elemente
- Berechnung des Tragwerks
- Erdbebengerechte Bemessung und konstruktive Durchbildung des Tragwerks und der nichttragenden Elemente

”

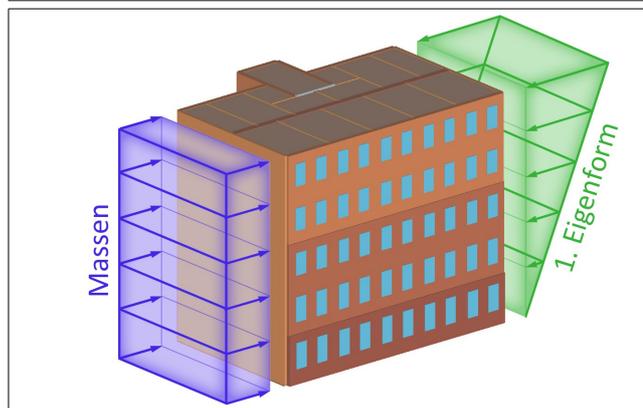
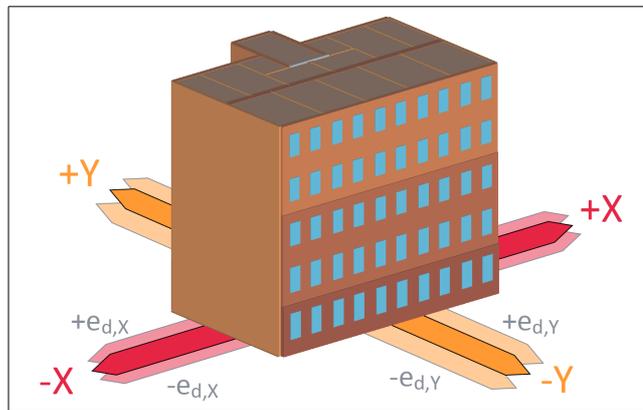
Hugo Bachmann [13]

LITERATURVERZEICHNIS

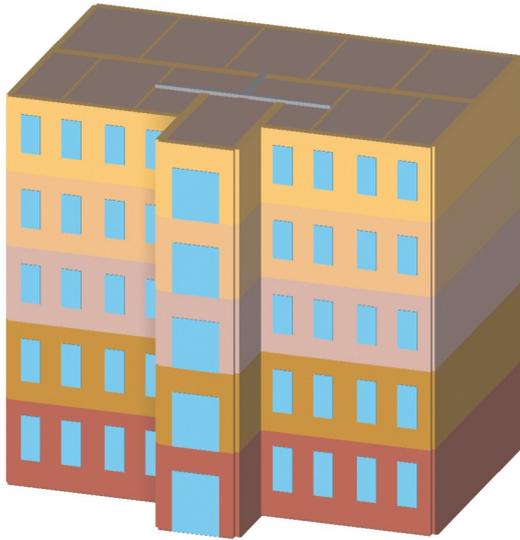
- [1] Alexander Krakora, Peter Bauer, Walter Brusatti, Erich Kern, Dimitros Stefanoudakis | Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau "Leicht" | Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten Arch+Ing | 2008
- [2] Manfred Wehdorn, Cristian Iabrihan, Karina Izingl | Denkmalpflege und Bausanierung | Institut für Kunstgeschichte, Denkmalpflege und Industriearchäologie | 2011
- [3] Dimitros Stefanoudakis, Daniel Gass | Besprechungsnotizen und Korrespondenz | 2013
- [4] Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten Arch+Ing | Typisches Gründerzeithaus, Skizze zu den Erläuterungen | 2008
- [5] CEN, Europäisches Komitee für Normung | EuroCode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben | EN 1998-1:2005 | 2005
- [6] Peter Bauer, Erich Kern, Peter Resch | ...und wenn die ganze Erde bebt... | 2010
- [7] Peter Bauer, Erich Kern | Über die Kompensation von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern | Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld | 2013
- [8] C. Adam, T. Furtmüller, G. Achs | Seismic Assessment of Historical Brick-Masonry Buildings in Vienna | 15 WCEE, Lisboa | 2012
- [9] SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein | Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben | Merkblatt 2018 | 2004
- [10] Österreichisches Normungsinstitut (ON) | Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten | ONR 24009:2013 | 2013
- [11] G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci | Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura | Convenzione di Ricerca con la Regione Marche, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni | 2005
- [12] Dimitros Stefanoudakis, Peter Bauer, Erich Kern, Alexander Krakora | Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses - Untersuchung des Zustands des Gebäudes vor und nach einem DG-Ausbau mittels Fachwerksmodell (CAT) | Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten Arch+Ing | 2008
- [13] Hugo Bachmann | Erdbebensicherung von Bauwerken | Birkhäuser Verlag | 2002
- [14] Peter Rensch, Erich Kern | Erdbeben und Bestandsbauten | derPlan 18 | 2010
- [15] Konstantin Meskouris, Klaus-G. Hinzen, Christoph Butenweg, Michael Mistler | Bauwerke und Erdbeben | Vieweg + Teubner | 2011
- [16] Günter Achs, Christoph Adam, Adrian Bekö, Walter Brusatti, Martin Fritz, Thomas Furtmüller, Fritz Kopf, Michael Pietsch, David Schäfer, Alfres Strasuss, Barbara Theilen-Willinge, Helmut Wenzel, Thomas Zimmermann | Erdbeben im Wiener Becken | VCE Holding GmbH, Wien | 2011
- [17] Elena Brenker, Ekkehard Fehling | Modellierung der pseudodynamischen Versuche an Reihenhäusern aus Kalksandstein und Ziegelmauerwerk am JRC Ispra mit Hilfe der Equivalent Frame Methode | Universität Kassel | 2010
- [18] Dominik van den Heuvel | Erdbebensicherheit von bestehenden Mauerwerksgebäuden | Berner Fachhochschule | 2012
- [19] Adriano Castagnone | Il Calcolo delle Strutture Esistenti in Muratura Secondo NTC 08 | S.T.A. Data, Torino | 2011
- [20] Adriano Castagnone | Calcolo Strutture in Muratura con 3muri | S.T.A. Data, Torino | 2007
- [21] Daniel Gass | 3muri - Einführung | IngWare GmbH, Erlenbach | 2012
- [22] Alessandro Galasco, Sergio Lagomarsino, Andrea Penna | On the use of PushOver Analysis for Existing Masonry Buildings | First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva Paper No. 1080 | 2006
- [23] Guido Magenes, Andrea Penna | Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment | University of Pavia and EUCENTRE, Pavia | 2009
- [24] Clotaire Michel, Eric Lattion, Marcelo Oropeza, Pierino Lestuzzi | Erdbebenverletzbarkeitsfunktion von einem typischen Schweizer Mauerwerksgebäude | EPFL, Lausanne | 2009
- [25] A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin | In-plane Stiffness of Wooden Floor | NZSEE Conference | 2008
- [26] A. Penna, S. Cattari, A. Galasco, S. Lagomarsino | Seismic Assessment of masonry Structures by Non-Linear Macro-Element Analysis | EUCENTRE, Pavia & University of Genoa | 2006
- [27] Hugo Bachmann, Kerstin Pfyl | Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten | ETH Zürich | 2002
- [28] Kerstin Lang | Seismic Vulnerability of Existing Buildings | ETH Zürich, Dissertation No. 14446 | 2002
- [29] Michael Mistler | Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten | RWTH Aachen | 2006
- [30] M.J.N. Priestley | Seismic Behaviour of Unreinforced Masonry Walls | Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 18, No 2 | 1985
- [31] SIA Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein | Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben, D0237 | 2010
- [32] A.S. Moghadam | A new PushOver Analysis Procedure Considering Higher Mode Effects | Amirkabir University of Technology, Teheran | 2007.
- [33] Vassilis K. Papanikolaou, Amr S. Elnashai, Juan F. Pareja | Limits of Applicability of Conventional and Adaptive PushOver Analysis for Seismic Response Assessment | University of Illinois | 2005
- [34] Guido Magenes | A Method for PushOver Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings | University of Pavia | 2000
- [35] Rui Carneiro Barros, Ricardo Almeida | PushOver Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames | Journal of Civil Engineering and Management, Vol XI, No. 1 | 2005
- [36] H. Norda, Ch. Butenweg | Möglichkeiten und Grenzen der Anwendbarkeit statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN 1998-1 | RWTH Aachen, D-A-CH Mitteilungsblatt, Band 86 | 2011
- [37] Gr.G. Penelis, A.J. Kappos | 3D PushOver Analysis: the Issue of Torsion | Aristotle University of Thessaloniki | 2002
- [38] div. Autoren | Tagungsband D-A-CH Tagung 2011 | Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. | 2011
- [39] div. Autoren | Erdbeben und Mauerwerk | D-A-CH Tagung, SIA D0231, Zürich | 2009
- [40] Hugo Bachmann | Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden | Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Bern | 2002
- [41] Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg | Erdbebensicher Bauen | Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Stuttgart | 2008
- [42] Christoph Gellert | Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung | RWTH Aachen | 2010
- [43] Dettlef Schermer | Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk | TU München | 2003

ANHANG A | BEZEICHNUNG DER ANALYSEN

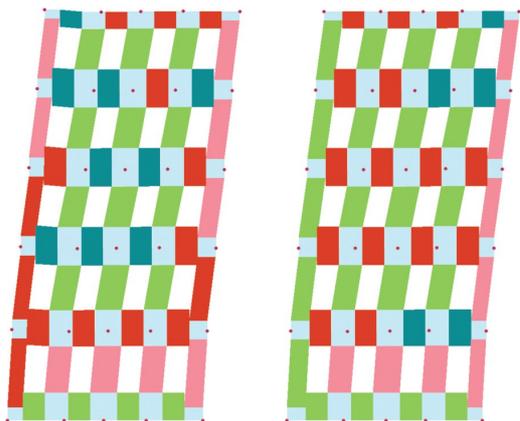
	Richtung	Lastverteilung	Exz.
1	+X	Proportional zur Masse	± 0
2	+X	Proportional zur 1.Eigenform	± 0
3	-X	Proportional zur Masse	± 0
4	-X	Proportional zur 1.Eigenform	± 0
5	+Y	Proportional zur Masse	± 0
6	+Y	Proportional zur 1.Eigenform	± 0
7	-Y	Proportional zur Masse	± 0
8	-Y	Proportional zur 1.Eigenform	± 0
9	+X	Proportional zur Masse	$+e_{d,X}$
10	+X	Proportional zur Masse	$-e_{d,X}$
11	+X	Proportional zur 1.Eigenform	$+e_{d,X}$
12	+X	Proportional zur 1.Eigenform	$-e_{d,X}$
13	-X	Proportional zur Masse	$+e_{d,X}$
14	-X	Proportional zur Masse	$-e_{d,X}$
15	-X	Proportional zur 1.Eigenform	$+e_{d,X}$
16	-X	Proportional zur 1.Eigenform	$-e_{d,X}$
17	+Y	Proportional zur Masse	$+e_{d,Y}$
18	+Y	Proportional zur Masse	$-e_{d,Y}$
19	+Y	Proportional zur 1.Eigenform	$+e_{d,Y}$
20	+Y	Proportional zur 1.Eigenform	$-e_{d,Y}$
21	-Y	Proportional zur Masse	$+e_{d,Y}$
22	-Y	Proportional zur Masse	$-e_{d,Y}$
23	-Y	Proportional zur 1.Eigenform	$+e_{d,Y}$
24	-Y	Proportional zur 1.Eigenform	$-e_{d,Y}$



WEITERE INFORMATIONEN UND HINWEISE



Typisches Gründerzeithaus in Wien



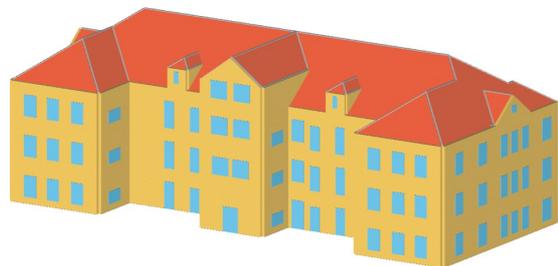
Das 3muri Profipaket enthält weitere Funktionen und Möglichkeiten

- Beurteilung des Verhaltens von Mauerwerk senkrecht zur Wandebene, out-of-plane (Knicken und Kippen von Wänden und Wandteilen, Abbrechen von Wanddecken)
- Einfache Eingabe und Berücksichtigung von Giebeldächern mit beliebiger Form

3muri

3muri ermöglicht die verformungsbasierte Erdbebenermittlung von Gebäuden in Mauerwerk oder in Mischbauweise nach dem PushOver-Verfahren.

- Einfache Bedienung durch Eingabe im Grundriss
- DXF/DWG-Import der Systemgeometrie
- Abbildung von Öffnungen in Wänden: Fenster und Türen
- Berechnung von Gebäuden in Mauerwerk oder Mischbauweise
- (Mauerwerk, Stahlbeton, Stahl, Holz)
- Berücksichtigung von steifen oder weichen Geschossdecken
- (Holztraverse, Holz/Beton-Verbunddecke, Stahlbetondecke, Diaphragma)
- Verstärkung von Mauerwerk mit CFK-Lamellen
- Bewehrtes Mauerwerk
- Berücksichtigung der nichtlinearen Eigenschaften von Mauerwerk, Stahl und Stahlbeton
- Kurze Rechenzeiten durch den Einsatz von Makroelementen
- Berechnung und Beurteilung nach SIA 261/2018, EC8, ONR 24009
- Schnelle Beurteilung der Erdbbensicherheit
- Definition beliebiger (Verschiebungs)-Antwortspektren
- Erwiesene Ergebnis-Qualität des Verfahrens anhand zahlreicher Nachrechnungen
- Detaillierte grafische Darstellung der Bruchmechanismen der einzelnen Bauteile
- Übersichtliche Ergebnisdarstellung und einfache Auswertung
- Automatische Berichtgenerierung



Place d'armes de Bière (VD)
DMA Ingénieurs SA, CH-1700 Fribourg



