Sonderdruck aus der Zeitschrift B a u i n g e n i e u r 12/2008

Statische Besonderheiten aus dem Erschütterungsschutz mit Naturkautschuk-Lagern für die Wohnanlage Theresienhöhe München.

Überreicht durch: ESZ W. Becker GmbH & LeCo Lagertechnik AG

Sonderdruck aus Bauingenieur, Ausgabe 12/2008

Bei diesem Beitrag handelt es sich um einen wissenschaftlich begutachteten und freigegebenen Fachaufsatz („reviewed paper").

Statische Besonderheiten aus dem Erschütterungsschutz mit Naturkautschuk-Lagern für die Wohnanlage Theresienhöhe München

M. Staller, W. Schmitt, L. Condrau, D. Müller, W. Stahl

Zusammenfassung Auf der bestehenden dreigeschossigen Messetiefgarage der Alten Messe München war eine Wohnanlage mit insgesamt 15 Gebäuden zu errichten. Die Lasten aus den Wohngebäuden werden über mehrgeschossige Trägerrostsysteme ausschließlich auf die bestehenden und im Vorfeld ertüchtigten Stützen des Tiefbauwerks abgetragen.
Zur Vermeidung von Beeinträchtigungen der Bewohner durch Erschütterungen aus der nahe gelegenen fünfgleisigen Bahnlinie wurden die Wohngebäude vom Tiefbauwerk mittels elastischer Einzellager erschütterungstechnisch entkoppelt. Die geforderte Abstimmfrequenz der Schwingungsisolierung von kleiner 9 Hz konnte über stahlbewehrte Elastomerlager aus Naturkautschuk erreicht werden. Bedingt durch die großen Einfederungen der Lager musste die Ermittlung der Auflagerkräfte und der Schnittgrößen iterativ am Gesamtmodell erfolgen.
Die experimentellen Untersuchungen der Elastomerlager umfassten neben den statischen und dynamischen Eigenschaften Versuche zur Tragfähigkeit und zum zeitabhängigen Verhalten. Die Wirksamkeit der Schwingungsisolierung konnte durch projektbegleitende Erschütterungsmessungen bestätigt werden.

Dr.-Ing. Markus Staller
Dr.-Ing. Walter Schmitt
Suess · Staller · Schmitt Ingenieure GmbH
Lochhamer Schlag 12
82166 Gräfelfing
www.suess-staller-schmitt.de

Dipl.-Ing. HTL/FH Leo Condrau
LeCo Lagertechnik AG
Landstraße 1
CH-5415 Nussbaumen
www.leco-lager.com

Dipl.-Ing. Dieter Müller
Ingenieure Süd GmbH
Siegesstraße 8
80802 München
www.akustikms.de

Dr.-Ing. Walter Stahl
Technische Universität München
Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau
Baumbachstraße 7
81245 München
www.lvw.bv.tum.de

Special features of structural behaviour through vibration protection by natural rubber bearings for a residential development in Munich

Abstract A residential development with a total of 15 apartment buildings was to be built on the existing three storey underground parking facility of Munich's former Exposition Centre. The loads from the apartment buildings are transferred by girder-grid systems solely to the existing and first strengthened columns of the underground structure.
To avoid inconvenience to residents caused by vibration from the nearby railway lines, vibration technology was used to de-link the apartment buildings from the underground structure by elastic single bearings. It proved possible to achieve the required balanced frequency of the vibration insulation of less than 9 Hz by means of steel-reinforced elastomeric bearings in natural rubber. As a result of the large deflections of the bearings the structural calculations of the reactions and stresses had to be made iteratively using a three-dimensional FEM-Model.
The experimental investigations of the elastomeric bearings covered both the static and dynamic properties as well as trials on load-bearing capacity and on the time-dependent behaviour. It was possible to confirm the effectiveness of the vibration insulation through vibration measurements carried out during the course of the project.

1 Einführung

Im Rahmen eines kooperativen Planungsverfahrens mit sieben Architekten- und Tragwerksplanerteams wurden 2002 für die anstelle der Messehallen 23 bis 25 zu errichtende Wohnbebauung zahlreiche Lösungsmöglichkeiten entwickelt. Die Wohngebäude für die 319 Wohnungen mit 30 000 m² Wohnfläche bestehen jeweils aus Erdgeschoss und drei, bereichsweise fünf Obergeschossen (**Bild 1**).

Bild 1. Neue Wohngebäude neben der Bahnlinie München-Rosenheim
Fig. 1. New Apartment buildings near the railway connection Munich-Rosenheim

Eine besondere Problemstellung ergab sich dabei aus der bestehenden, ehemaligen Messetiefgarage, dem so genannten Tiefbauwerk, das sich mit drei Untergeschossen, einer Gesamtgrundrissfläche von 71,5 m x 313 m und einer Tiefe von 13 m unter Gelände unter allen Baukörpern erstreckt. Für die Errichtung der Wohngebäude und eines viergruppigen Kindergartens musste das Tiefbauwerk in erheblichem Umfang ertüchtigt werden [1].
Der letztendlich ausgeführte, in wirtschaftlicher und technischer Hinsicht optimierte Tragwerksentwurf der Wohngebäude greift das Stützenraster von 16,5 m x 5,5 m des Tiefbauwerks auf. Die Lastabtragung erfolgt durch Trägerrostsysteme über punktförmige Lagerung direkt auf die Stützen des Tiefbauwerks, nur in den Randbereichen linienförmig auf die Außenwände. Die Trägerrostsysteme aus Stahlbeton sind als mehrgeschossige Längsscheiben und 16,5 m weit gespannte Schottwände im Abstand von 5,5 m ausgebildet.
Direkt neben dem Tiefbauwerk verläuft eine stark frequentierte, mehrgleisige Hauptverbindungslinie der Deutschen Bahn, die Erschütterungen in einer Größenordnung verursacht, die bei einer Übertragung auf die Wohnbebauung zu Beeinträchtigungen führen (**Bild 2**). Der Erschütterungsschutz für die neue Wohnbebauung war daher ein wesentliches Planungselement.

2 Erschütterungsschutz

2.1 Immissionssituation

Die Baukörper, die auf dem bestehenden Tiefbauwerk errichtet werden, reichen bis zu etwa 17 m an das nächstliegende Gleis der in einem Tunnel geführten, fünfgleisigen Bahnlinie heran. Die durch den Bahnbetrieb eingeleiteten Schwingungen in der bestehenden Tragkonstruktion des Tiefbauwerks wurden durch Erschütterungsmessungen bestimmt [2], [3]. Diese Untersuchungen kamen zu dem Ergebnis, dass eine Überschreitung der oberen Anhaltswerte gemäß DIN 4150–2 (06.1999) oder Sekundäreffekte nicht ausgeschlossen werden kann. Dazu zählt sekundärer Luftschall, der durch zu Schwingungen angeregte und abstrahlende Raumwände und -decken entsteht. Es wurde vorgeschlagen die Überbauung mittels elastischer Lagerung vom Tiefbauwerk erschütterungstechnisch zu entkoppeln.

2.2 Dynamische Auslegung

In den erschütterungstechnischen Untersuchungen [3] wurden Vorgaben für die einzuhaltenden Eigenfrequenzen der Geschossdecken und die Abstimmfrequenz der Schwingungsisolierung festgelegt. Auf der Basis von Messungen und mittels eines empirischen Prognosemodells wurden die im Gebäude zu erwartenden Erschütterungseinwirkungen in Bezug auf die bewertete Schwingstärke (KB-Wert) und den sekundären Luftschall berechnet. Neben der schwingungsisolierten Aufstellung der Gebäude mit einer Abstimmfrequenz von höchstens 9 Hz sind Eigenfrequenzen der Geschossdecken größer 20 Hz erforderlich. Für besonders tieffrequent schwingende Geschossdecken unter 20 Hz sind zusätzliche Maßnahmen zur Versteifung, z.B. durch zug- und drucksteife Koppelungen der Geschossdecken vorgegeben. Deren endgültiger Einbau sollte erst nach Messungen im fertig gestellten Rohbau erfolgen. Für die am weitesten gespannten Geschossdecken wurden unter Berücksichtigung empirisch ermittelter Korrekturbeiwerte Eigenfrequenzen zwischen 16 und 22 Hz prognostiziert.
Diese Vorgaben stellten hohe Anforderungen an die dämpfenden Elemente und an die Konzeption der Tragkonstruktion der Gebäude. Abweichungen in der Produktion der Lager, Differenzen zwischen den errechneten und den tatsächlich auftretenden Gebäudelasten oder die Ausgestaltung von Detailpunkten führten zu einer theoretischen Auslegung der Lager im Bereich von 6 bis 8 Hz.

2.3 Alternative Lösungen

Nachdem die grundsätzliche Entscheidung für eine erschütterungstechnische Entkoppelung gefallen war, wurden verschiedene Lagerungsarten auf ihre Eignung hin untersucht. Die sehr hohen Einzellasten und die erforderliche tiefe Abstimmung der Lagerung schränkten die Möglichkeiten ein. So konnten Flächenlagerungen bereits aus konstruktiver Sicht ausgeschlossen werden. Da Stahlfedern im Allgemeinen für tieffrequente Abstimmungen im Bereich von 3 bis 4 Hz geeignet sind, fiel für dieses Projekt die Entscheidung zugunsten von Elastomer-Einzellager aus Naturkautschuk.
Eine Verminderung bzw. Vermeidung der Emissionen durch eine schwingende Kopplung an der Quelle z.B. in Form von elastischen Zwischenlagern zwischen Schiene und Schwelle oder Masse-Feder-Systeme musste aufgrund der zu erwartenden erheblichen Einschränkungen des Bahnverkehrs

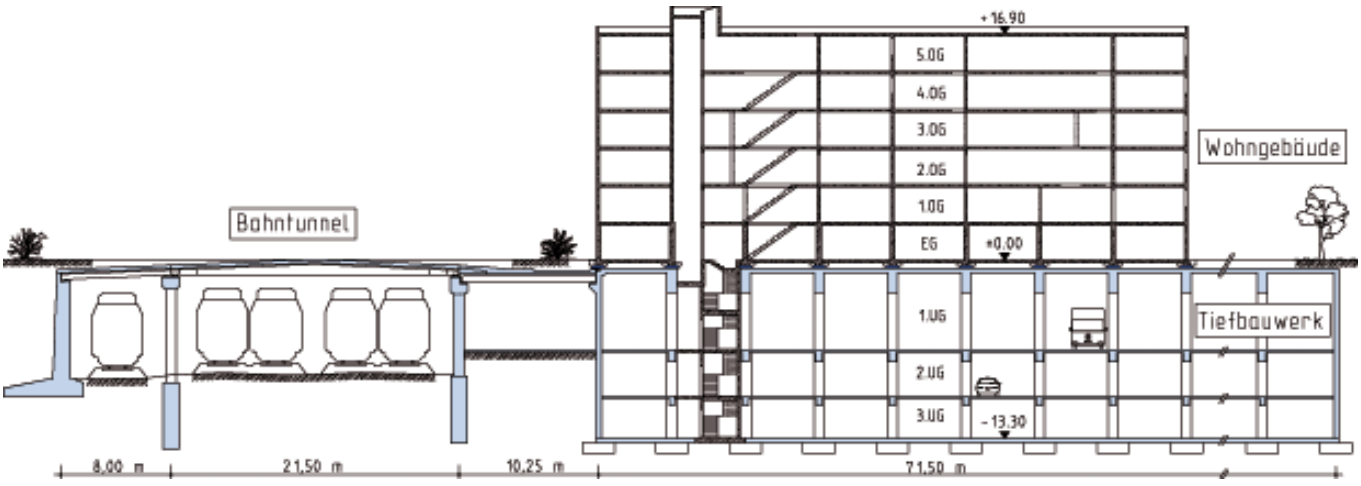


Bild 2. Regelquerschnitt des Tiefbauwerks mit Wohngebäuden und Bahntunnel
Fig. 2. Typical sectional view of underground structure, apartment buildings and railway tunnel

während der Bauzeit verworfen werden. Maßnahmen im Ausbreitungsweg, z. B. in Form von Elastomerschichten an den Fundamenten oder Gasmattenschlitzwänden, finden im Allgemeinen eher im Bestandsschutz Anwendung und kamen hier aufgrund der Örtlichkeiten nicht in Frage.

2.4 Ausbildung der Auflagerpunkte

Über den Längsaußenwänden des Tiefbauwerks sind die Lager (Typ A) im Abstand von ca. 50 cm linienförmig aufgereiht. In den übrigen Achsen werden stets vier Einzellager (Typen B bis E) auf einer gemeinsamen Lagerplatte angeordnet, die die Lasten aus der Wohnbebauung über die Decke des Tiefbauwerks direkt in die Stützen einleitet (**Bild 3**).

3 Naturkautschuk-Elastomerlager

3.1 Entwicklung der Lager

Das Material eines Lagers spielt im Erschütterungsschutz eine wesentliche Rolle. Bewehrte Elastomerlager, deren Materialeigenschaften und geometrischer Aufbau der Normenreihe DIN 4141 entsprechen, sind im Allgemeinen für den Erschütterungsschutz weniger geeignet. Langjährige Erfahrungen zeigen, dass Elastomerlager aus Naturkautschuk für den Erschütterungsschutz beste Eigenschaften aufweisen. Die Lagereigenschaften können vor allem durch eine Variation der Dicken der einzelnen Gummischichten beeinflusst werden. Lager mit definierten Grundrissabmessungen werden mit zunehmender Dicke der Elastomerschichten weicher. Damit das Lager die mit großer Geschwindigkeit einwirkenden Erschütterungen aufnehmen kann, sollten die dynamischen Eigenschaften insbesondere die Federsteifigkeit nicht allzu sehr von der statischen abweichen. Das Verhältnis der beiden Steifigkeiten wird als dynamische Versteifung bezeichnet. Naturkautschuk weist eine dynamische Versteifung von 1,3 bis 1,5 auf, während Elastomerlager aus Chloropren bei Werten von 3 bis 4 liegen.

Für die Lagerung der Wohngebäude dieses Projektes wurden stahlbewehrte Elastomerlager aus hochentwickeltem Naturkautschuk des Typs LeCo Dämmblock NRS vorgesehen. Es kamen insgesamt 5 verschiedene Lagertypen bestehend aus 3 bzw. 5 Elastomerschichten mit 33 bzw. 43 mm Dicke zum Einsatz (**Bild 4**). Die Bewehrung besteht aus 3 mm dicken Stahlplatten, die allseitig mit einer Einbettung von 3 bis 5 mm einvulkanisiert wurde.

Bild 3. Auflagerpunkt mit 4 Elastomerlagern
Fig. 3. Bearing with 4 elastomeric springs

3.2 Eigenschaften der Lager

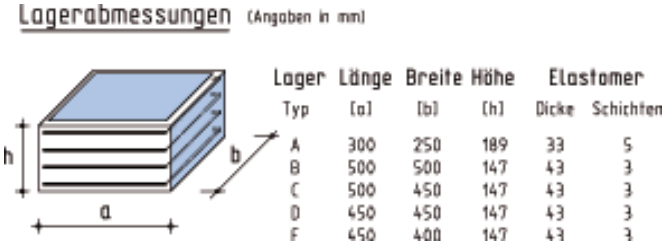
Der verwendete hochwertige Naturkautschuk (Natural Rubber = NR) ist ein Polymerwerkstoff basierend auf einem unverschnittenen NR-Polymer und weist eine gute Beständigkeit gegen Wasser, Alkalien und Säuren auf. Die statischen Eigenschaften weichen nur unwesentlich von den Anforderungen der Normenreihe DIN 4141 ab. Im normalen Temperaturbereich von –30° bis + 70° treten keine wesentlichen Veränderungen der statischen und dynamischen Eigenschaften auf. Die Lager sind konstruktiv gegen große Hitze und Brandeinwirkung zu schützen.

3.3 Berechnungsgrundlagen

Die Anforderungen und die Materialeigenschaften einschließlich der Bemessung bewehrter Elastomerlager im Bauwesen sind in Deutschland in der Normenreihe DIN 4141 geregelt. Diese Lager können aufgrund der relativ hohen Steifigkeit und der damit verbundenen geringen Einfederung im Allgemeinen direkt auf die in der Statischen Berechnung ermittelten Beanspruchungen ausgelegt werden. Die Federsteifigkeiten der Lager beeinflussen die Ergebnisse der statischen Berechnung nicht oder nur unwesentlich. Die Berechnung von Dämmlagern für den Erschütterungsschutz, insbesondere die Bestimmung der zulässigen Beanspruchungen und der Einfederungen, wird in der Praxis sehr unterschiedlich gehandhabt [4]. Da bei den hier verwendeten Lagern einerseits spezielle Materialien, wie Naturkautschuk und andererseits wesentlich größere Schichtdicken als bei Lagern nach DIN zur Anwendung kommen, ist diesem Thema besondere Bedeutung beizumessen.

Die Berechnungsgrundlagen für den LeCo Dämmblock NRS wurden aufbauend auf den einschlägigen deutschen und europäischen Normen und der einschlägigen Literatur entwickelt. Diese Vorgaben wurden mit Korrekturfaktoren ergänzt, die aus Versuchen abgeleitet wurden und schließlich durch zahlreiche experimentelle, statische und dynamische Untersuchungen am fertigen Lager bestätigt werden konnten. Zur Verifizierung der Berechnungsgrundlagen wurden vergleichende rechnerische Untersuchungen mit Dämmblock-Lagern mit einem angenommenen Lageraufbau nach DIN 4141–14/140 (05.2003) angestellt. Dabei war eine gute Übereinstimmung der berechneten Spannungen und Verformungen festzustellen.

Dämmblock-Lager müssen Anforderungen für den Erschütterungsschutz erfüllen und vorgegebene dynamische Eigenschaften aufweisen. Für die Bemessung ist daher neben der Geometrie, der Elastizitäts- und Festigkeitswerte des Elastomers die Kenntnis der maßgebenden Beanspruchung im Gebrauchszustand, der so genannten Auslegelast, unerlässlich. Daraus kann dann die gewünschte Eigenfrequenz für das jeweilige Beanspruchungsniveau eingestellt werden.



Lager Typ	Länge [a]	Breite [b]	Höhe [h]	Elastomer Dicke	Schichten
A	300	250	189	33	5
B	500	500	147	43	3
C	500	450	147	43	3
D	450	450	147	43	3
E	450	400	147	43	3

Bild 4. Geometrie LeCo Dämmblock NRS
Fig. 4. Dimensions of LeCo Dämmblock NRS

Die statischen und dynamischen Kenndaten der Lager wurden direkt vom Planer der Lager ermittelt, der auch alle erforderlichen statischen Nachweise für die Lager erstellte. Aus den Verläufen der Kraft-Verformungs-Diagramme (Federkennlinien) konnte die statische Federsteifigkeit aus der Sekantensteifigkeit bei der Auslegelast ermittelt werden. Die rechnerischen Werte für die Einzellager mit einer Härte von 47 Shore A schwanken zwischen 82 kN/mm (Typ B) und 53 kN/mm (Typ D). Dies führt unter den Auslegelasten für alle Lagertypen zu annähernd gleichen rechnerischen Einsenkungen von ca. 12 mm.

3.4 Baurechtliche Randbedingungen

Wesentliche Abweichungen zu den in DIN 4141–14/140 bzw. in DIN EN 1337–3 (07.2005) normativ geregelten Lagern stellen die mit bis zu 43 mm fast viermal so dicken Gummischichten und der verwendete Naturkautschuk im Gegensatz zu dem in den Normen vorgesehenen Chloroprenkautschuk dar. Obwohl Lager aus Naturkautschuk in den Nachfolgenormen der Reihe DIN EN 1337 prinzipiell vorgesehen sein werden, dürfen in Deutschland gemäß der Liste der Technischen Baubestimmungen nur Chloroprenkautschuk-Lager eingesetzt werden.
In Abstimmung mit der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern und den beteiligten Prüfingenieuren konnten die hier verwendeten Lager auf Grund der günstigen Randbedingungen der Lagerungsklasse 2 nach DIN 4141–3 (09.1984) zugeordnet werden. Die maßgeblichen Eigenschaften sind im Allgemeinen Bauaufsichtlichen Prüfzeugnis niedergelegt [5]. Neben einer Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall genügte nach Art. 21 der Bayerischen Bauordnung (1998) auch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis für Bauprodukte, die nicht zur Erfüllung erheblicher Anforderungen an die Sicherheit baulicher Anlagen dienen.
Durch die Anordnung von jeweils vier Elastomer-Einzellagern pro Lagerpunkt ist die Lagerung redundant (siehe Abschnitt 4.6). Der Totalausfall der Elastomerlager kann prinzipiell ausgeschlossen werden, da Materialfehler durch die Eigen- und Fremdüberwachung bei der Herstellung der Lager erkannt werden (siehe Abschnitt 5.5).

4 Besonderheiten der Statischen Berechnung

4.1 Einwirkungen

Die ständigen und veränderlichen Einwirkungen wurden nach den Vorgaben der Normenreihe DIN 1055 angesetzt und kombiniert. Neben der Lastkombination V_{max} für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit waren weitere Lastkombinationen für minimale Beanspruchungen V_{min} und die Auslegelast der Elastomerlager V_{Lager} zu untersuchen:

V_{max} = Eigengewicht + veränderliche Einwirkungen + Wind
V_{min} = 95% Eigengewicht
V_{Lager} = 95% Eigengewicht +
33% veränderliche Einwirkungen

Die veränderlichen Einwirkungen enthalten den Zuschlag für die nichttragenden Trennwände. Horizontale Beanspruchungen aus Wind wurden getrennt ermittelt und überlagert.

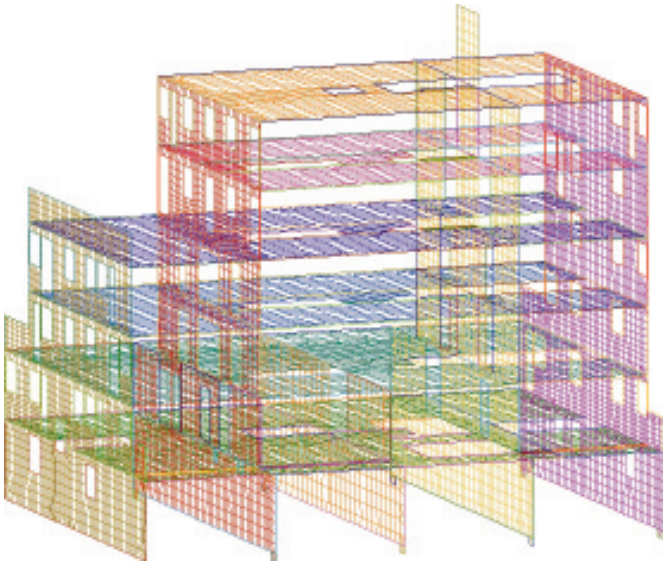


Bild 5. FEM-Gebäudemodell (Längswände ausgeblendet)
Fig. 5. FEM-Model (longitudinal walls hidden)

4.2 Berechnungsmodell

Die mehrgeschossigen Trägerrostsysteme der Wohngebäude für die Abtragung der Lasten in die Stützen des Tiefbauwerks wurden mit allen Stahlbetondecken und -wandscheiben als Gesamtmodell abgebildet (**Bild 5**). Mauerwerkswände wurden schubweich nur für die vertikale Lastabtragung berücksichtigt. Die Modellbildung des Faltwerksystems erfolgte mit dem dreidimensionalen FEM-Programmsystem RIB-TRIMAS 2003 [6]. Alle tragenden Bauteile wurden biegesteif und schubfest miteinander gekoppelt. Aus diesen Berechnungen konnten für die Betrachtungen zum Erschütterungsschutz im Gebrauchszustand wirklichkeitsnahe Auflagerkräfte gewonnen werden.
Für die Ermittlung der Schnittgrößen des in Bild 5 dargestellten Gebäudes waren 19.500 Finite Elemente mit über 115.000 Freiheitsgraden und 6 Einzellastfälle zu verarbeiten. Ein vollständiger Rechenlauf dauerte für dieses Gebäude ca. 15 Minuten, für die größeren Gebäude ca. 30 Minuten.
Die Bemessung der Wände und der Decken erfolgte als Faltwerk mit Momenten-Normalkraft-Interaktion. Die isometrische Darstellung der Vergleichsspannungen in **Bild 6** veranschaulicht die auftretenden Beanspruchungen in den Schottwänden.

4.3 Lagersockel

Die Lagersockel wurden als Stahlbetonfertigteile aus hochfestem Beton im Werk hergestellt. Auf der Baustelle wurde jeweils ein Lagersockel direkt auf vier zu einer Gruppe zusammengefassten Elastomer-Einzellager gleichen Typs abgesetzt. Der Anschluss der aufgehenden Ortbetonschottwände erfolgte monolithisch mit entsprechender Fugenrauhigkeit (**Bild 7**).
Für den Regelfall mit einer Sockelhöhe von 43 cm (**Bild 8**) wurde die Betonfestigkeitsklasse C 50/60 gewählt. Lediglich im Bereich der Treppenhauseingänge wurde wegen der geometrisch begrenzten Bauteilhöhe von nur 30 cm auf die Betonfestigkeitsklasse C 70/85 erhöht. Für die Nachweisführung wurde basierend auf *Reineck* [7] ein Nachweiskonzept mit einem Stabwerkmodell entwickelt. Die Lagersockel in Richtung senkrecht zu den Schottwänden können jeweils als

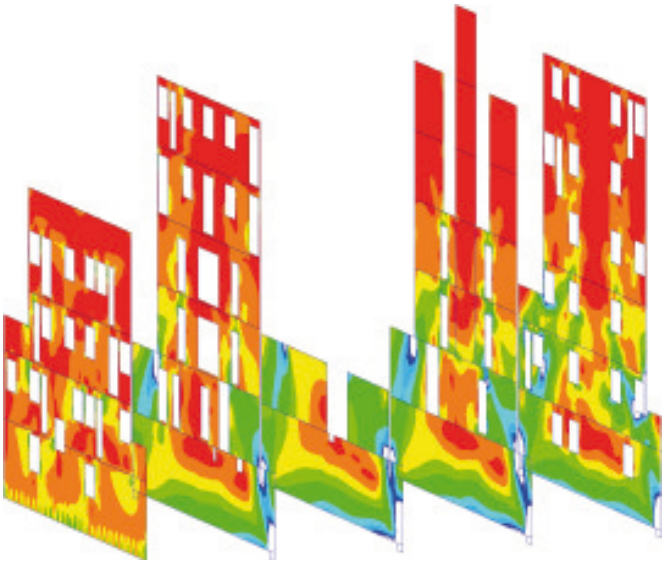


Bild 6. Vergleichsspannungen der Schottwände (Längswände und Decken ausgeblendet)
Fig. 6. Equivalent stresses of high beams (longitudinal walls and slabs hidden)

umgedrehte, zweiseitige Konsolen betrachtet werden. Die Anwendung von hochfestem Beton ermöglichte eine wirtschaftliche Lösung vollständig aus Stahlbeton.
Als maximale horizontale Lagerverschiebungen wurden ±10 mm angesetzt, die sich aus Temperatur- und Schwinddehnungen der Stahlbetonkonstruktion überlagert mit den Differenzverformungen der Dehnfugen in der Decke des Tiefbauwerks zusammensetzen.

4.4 Auflagerbedingungen

Die geplante „weiche" Lagerung der Gebäude wird anders als im üblichen Hochbau für dieses Projekt in den Berechnungen durch hintereinander geschaltete Wegfedern berücksichtigt, die mögliche Verformungen aus Fundamentsetzungen, Stauchungen der Stützen im Tiefbauwerk und Einsenkungen der Elastomerlager erfassen.
Besonderes Augenmerk erforderte das unterschiedliche Setzungsverhalten der auf den Außenwänden des Tiefbauwerks liegenden Giebelwände und der Lagerpunkte des Trägerrostsystems direkt über den Einzelstützen des Tiefbauwerks. Die 13 m hohen und 40 cm dicken Außenwände des Tiefbauwerks weisen eine sehr viel höhere Steifigkeit auf als die meist sehr hoch ausgenutzten Stützen, deren Gründung teilweise durch HDI-Unterfangungen verstärkt wurde. Nach den Angaben im Baugrundgutachten ist mit möglichen Setzungen der bestehenden Fundamente des Tiefbauwerks von bis zu 8 mm unter den zusätzlichen Lasten aus der Wohnüberbauung von etwa 4000 kN zu rechnen. Als minimale Setzung waren lediglich 2 mm anzusetzen. Da sich die Streifenfundamente der Außenwände hingegen praktisch nicht setzen, wurde die maximale Setzung mit 1 mm angenommen.
Die Stauchung der Stützen wurde in Übereinstimmung mit den Planungen des Tiefbauwerks unter Berücksichtigung der vorgespannten Stützenverstärkungen mit bis zu 3 mm aus den zusätzlichen Hochbaulasten in die Berechnung eingeführt [1]. Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Einzelfundamenten waren nur in sehr geringem Maße zu erwarten und konnten aufgrund der sehr weichen Lager vernachlässigt werden.

Bild 7. Lagersockel mit Elastomer-Einzellager zur Lastweiterleitung in das Tiefbauwerk
Fig. 7. Bearing with elastomeric springs for load transfer in underground structure

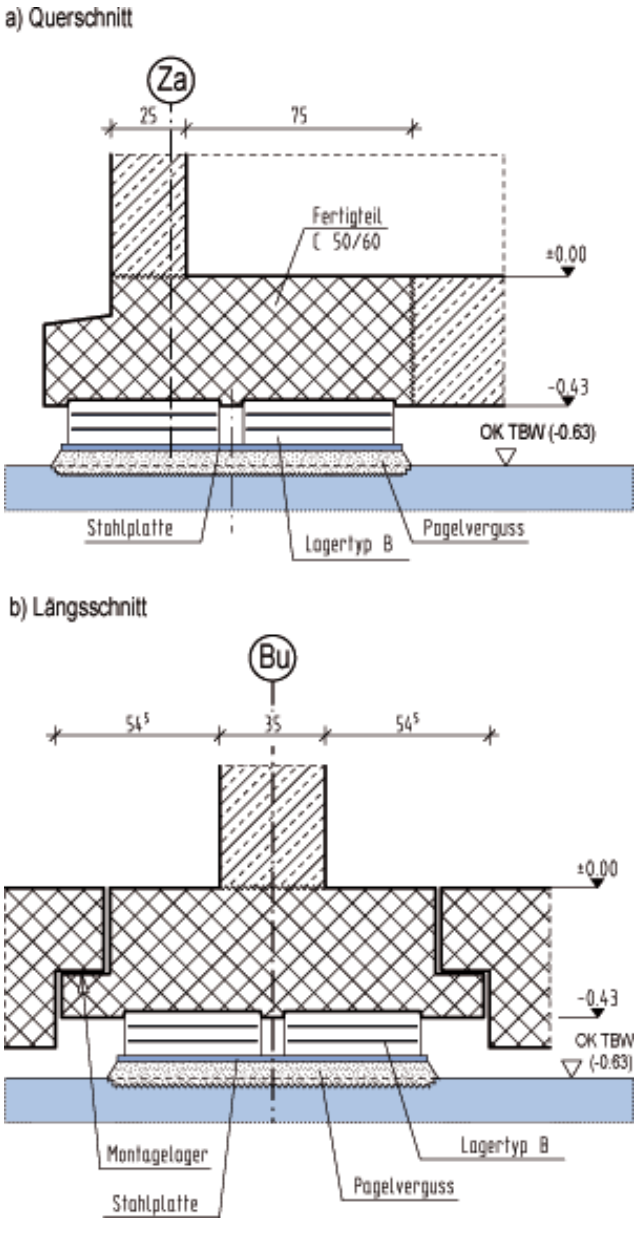
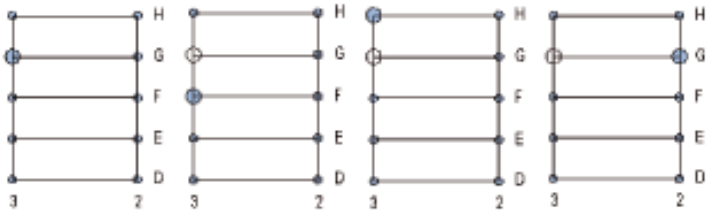


Bild 8. Geometrie Lagersockel
Fig. 8. Dimensions of bearing

Tabelle 1. Auflagerkräfte für verschiedene Federsteifigkeiten im Auflagerpunkt G/3
Tab. 1. Reactions for different spring stiffness of support G/3.

Ausfallszenarien Auflagerpunkt G/3					
Lagerung	Feder-steifigkeit	Lagerkraft G/3	Lagerkraft F/3	Lagerkraft H/3	Lagerkraft G/2
Auflagerpunkt mit 4 Einzellagern ■■ ■■	200 kN/mm	5.116 kN	5.238 kN	4.174 kN	4.258 kN
Ausfall von 2 Einzellagern ■□ ■□	120 kN/mm	3.712 kN (- 27%)	5.673 kN (+ 8%)	4.858 kN (+ 16%)	4.291 kN (+ 1%)
Ausfall von 4 Einzellagern □□ □□	0 kN/mm	0	6.806 kN (+ 30%)	6.641 kN (+ 59%)	4.378 kN (+ 3%)
Starre Elastomer-Einzellager ■■ ■■	800 kN/mm	8.272 kN	4.261 kN (- 19%)	2.638 kN (- 37%)	4.183 kN (- 2%)

4.5 Iterative Berechnungen für die Tragkonstruktionen

Die große Bandbreite dieses Setzungsverhaltens führte für die Hochbauten zu einer Vielzahl von beanspruchungsabhängigen statischen Modellen mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen. Durch Voruntersuchungen an einem Gebäude konnten diese auf zwei Grenzbetrachtungen reduziert werden, die im Rahmen der Statischen Nachweise mit den Lastkombinationen V_{max}, V_{min} und der Auslegelast V_{Lager} verknüpft werden mussten.

Im ersten Schritt wurden die Auflagerreaktionen mit starren Lagerbedingungen ermittelt. Entsprechend den unterschiedlichen Kräften an den jeweiligen Auflagerpunkten wurden die passenden Lagertypen zugeordnet. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden Lastgruppen gebildet, da nicht für jede Last ein eigener Lagertyp hergestellt werden konnte. Aufgrund der nun unterschiedlichen Federsteifigkeiten und Einfederungen der Auflagerpunkte in Verbindung mit den vielfach statisch unbestimmten Systemen änderten sich im nächsten Rechengang die Verteilungen der Auflagerkräfte teilweise erheblich. Nach dem Wechsel der zu hoch oder zu niedrig beanspruchten Lagertypen ergaben die folgenden Rechenläufe verbesserte Verteilungen der Auflagerreaktionen, die in das Lastspektrum der gewählten Lagertypen passt und eine etwa gleich große Einfederung aller Auflagerpunkte gewährleistete.

Daher mussten die Berechnungen der Elastomerlager und der Gebäude für beide Grenzbetrachtungen und die drei Lastkombinationen in mehreren Iterationsschritten durchgeführt werden, bis ein optimaler Kompromiss gefunden war. Durch diese aufwändigen statischen Untersuchungen konnte sichergestellt werden, dass keine Lastumlagerungen auftreten, die die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit der Tragkonstruktion beeinträchtigen und die Lager die geforderte Dämmwirkung erfüllen können.

4.6 Untersuchungen zur Redundanz

Ergänzend zum Nachweis der Standsicherheit wurden rechnerische Untersuchungen am Gesamtsystem zu verschiedenen Ausfallszenarien eines und mehrerer Elastomer-Einzellager durchgeführt. Die größten Änderungen der Auflagerkräfte sind für die benachbarten und das gegenüberliegende Auflager zu erwarten. In **Tabelle 1** sind exemplarisch für den Auflagerpunkt G/3 die Ergebnisse verschiedener Ausfallszenarien und deren Auswirkungen auf die anderen Auflagerpunkte zusammengestellt.

Neben dem Normalfall in der ersten Zeile der Tabelle 1 wird im zweiten Ausfallszenarium das Versagen der Hälfte der Elastomer-Einzellager untersucht. Die beiden letzten Ausfallszenarien stellen theoretische Grenzbetrachtungen für den Totalausfall bzw. die vollständige Versteifung der Elastomerlager dar.

Die aus den linear-elastischen Berechnungen am Gesamtsystem ermittelten Ergebnisse in Tabelle 1 zeigen, dass sich in jedem Fall ein Gleichgewicht einstellt. Damit ist auch bei einem vollständigen Ausfall aller vier Elastomer-Einzellager eines Auflagerpunktes die Standsicherheit des Gesamtgebäudes nicht gefährdet. Durch das monolithische Zusammenwirken der Stahlbetondecken und wandscheiben entsteht ein vielfach statisch unbestimmtes System, das große Umlagerungen im Traglastzustand ermöglicht.

5 Experimentelle Untersuchungen der Elastomerlager

5.1 Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen

Da bisher keine normativen Regelungen für eine elastische Gebäudelagerung mit Einzellagern vorliegen, wurden Versuche zur Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich des Tragverhaltens und der schwingungstechnischen Eigenschaften in Anlehnung an DIN EN 1337–3 in Verbindung mit der inzwischen zurückgezogenen DIN 4141–14/140 durchgeführt.

Die Untersuchungen gliedern sich in Eignungsprüfungen und in die Güteüberwachung, die an 1,5 % der Lager, mindestens jedoch an 3 Proben eines Typs durchzuführen war (**Tabelle 2**).
Die Versuchsdurchführung erfolgte am Prüfamt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München an jeweils 2 Proben der 8 verschiedenen Lagertypen des LeCo Dämmblocks NRS [8].

5.2 Physikalische Eigenschaften des Elastomers

Die Bestimmungen der physikalischen Eigenschaften des Elastomers erfolgten beim Hersteller, der einer Fremdüberwachung durch das Prüfamt für Verkehrswegebau unterliegt. Die Werkstoffeigenschaften wurden nach den in **Tabelle 3** genannten Prüfnormen an Laborplatten bestimmt. Weiter kann die Identifikation des Elastomers mit Hilfe einer so genannten Fingerprintanalyse zur Feststellung der Werkstoffidentität im Rahmen der Güteüberwachung erfolgen. Da in der DIN 4141–14/140 keine Anforderungen für NR-Werkstoffe definiert sind, werden hier die Mindestanforderungen der DIN EN 1337–3 als Anhaltswerte herangezogen. Die physikalischen Kennwerte des NR-Werkstoffes erfüllten die entsprechenden Anforderungen für Brückenlager oder vergleichbare Auflagerbedingungen.

5.3 Statische Druck-Verformungs-Eigenschaften

Die im Versuch ermittelten Federkennlinien können zur Beurteilung der zu erwartenden Einsenkung des Gebäudes herangezogen werden. Sie geben einen ersten Aufschluss über die schwingungstechnischen Eigenschaften. Die einzuleitende Oberlast entspricht der maximalen Last des Gebäudes einschließlich der veränderlichen Einwirkungen. Die Ermittlung der statischen Federsteifigkeit erfolgte über die Auswertung der Kraft-Verformungs-Diagramme als Sekantenwert zwischen der kleinsten aufbringbaren Unterlast und der Auslegelast bzw. der Maximallast aus der statischen Berechnung.
An keinem der Lager wurden Verbundstörungen oder Ungleichmäßigkeiten festgestellt. **Bild 9** zeigt ein Lager Typ C während des Versuchs unter Maximalbelastung. Die ermittelten Federsteifigkeiten entsprechen mit 12 bis 14 kN/mm für Lagertyp A und mit 67 bis 75 kN/mm für Lagertyp C hinreichend genau den Eingangswerten für die Lagerberechnung, die als Grundlage der Auslegung der Gebäudelagerung diente. **Bild 10** zeigt das Kraft-Verformungs-Diagramm eines Lagers des Typs C für einen Lastzyklus.

5.4 Dynamische Eigenschaften

Auf der Basis der dynamischen Eigenschaften lässt sich die Wirksamkeit der elastischen Gebäudelagerung über die vertikale dynamische Federsteifigkeit abschätzen, die für die Lagertypen A bis E mit einer sinusförmigen Anregung in Frequenzstufen zwischen 1 Hz und 20 Hz ermittelt wurden. Die Amplituden des Schwingweges betrugen 0,05 mm und 0,2 mm. Die Federsteifigkeiten und die Eigenfrequenzen sind für Lagertyp C in **Tabelle 4** dargestellt.
Die ermittelten dynamischen Federsteifigkeiten liegen über den vorab prognostizierten Werten, trotzdem entsprechen die im Versuch ermittelten Eigenfrequenzen im Wesentlichen den Eingangswerten für die Lagerberechnung. Ursachen für die Abweichungen sind in den kleinen aufgebrachten Schwingwegamplituden im Verhältnis zu den hohen Prüfkräften und in den daraus resultierenden Messungenauigkeiten zu suchen. Des Weiteren wurden die dynamischen Versuche aufgrund der progressiven Federkenn-

Tabelle 2. Prüfprogramm
Tab. 2. Test procedure

	Eignungsprüfung	Güteüberwachung
Physikalische Eigenschaften Elastomer	x	x
Statische Druck-Verformungseigenschaften	x	x
Dynamische Eigenschaften	x	x
Dauerstandsverhalten	x	
Dauerschwellfestigkeit	x	

Tabelle 3. Physikalische Eigenschaften
Tab. 3. Physical properties

Prüfung	Einheit	Soll-Werte DIN EN 1337-3	Soll-Werte LeCo Dämmblock NRS	Ist-Werte Gegenprüfung Charge 6395
Härte DIN 53505	Shore A		44 +/-3	42
Reißfestigkeit DIN 52504	N /mm²	>16	>19	22,4
Reißdehnung DIN 52504	%	>450	>500	570
Weiterreißfestigkeit DIN 53507	N/mm	>5	>5	5,4
Druckverformungsrest DIN 53517 24h/70°C	%	≤ 30	<20	14
Alterung über 168 h bei 70°C - Änderung bezogen auf Ausgangswert				
DIN Härte	°A	-5 / +10	≤+/-5	+3
Reißfestigkeit	%	+/- 15	< 15	-3
Reißdehnung	%	+/- 25	< 25	-10
Ozonbeständigkeit 25 pphm/40°C/30%/96h	-	Keine Risse	Rissbildstufe 0	Keine Risse = Rissbildstufe 0

Tabelle 4. Dynamische Federsteifigkeiten und Eigenfrequenzen
Tab. 4. Dynamic spring stiffness and resonance frequencies

Lager TYP C					
Federsteifigkeit	1 Hz	5 Hz	10 Hz	15 Hz	20 Hz
900 kN / 0,05 mm	164,0	174,1	172,4	175,3	179,3
900 kN / 0,20 mm	172,1	177,3	176,0	182,2	188,7
Eigenfrequenz					
900 kN / 0,05 mm	6,7	6,9	6,9	7,0	7,0
900 kN / 0,20 mm	6,9	7,0	7,0	7,1	7,2

Bild 9. Gleichmäßige Druckstauchungswülste bei Maximalbelastung (Typ C)
Fig. 9. Uniform flarings under maximum pressure (type C)

linien auf der sicheren Seite liegend bei der max. zulässigen Auflast der jeweiligen Lager durchgeführt.
Zur Beurteilung der Dauerschwellfestigkeit konnten die Ergebnisse eines früheren Versuchs herangezogen werden. Dabei wurde auf einen LeCo-Dämmblock NRS eine Dauerschwellbeanspruchung von ± 1,17 N/mm² bei einer mittleren Druckspannung von 2,37 N/mm² aufgebracht. Das Lager hat diesen Versuch mit einer wesentlich höheren Dauerschwellbeanspruchung, als sie bei einer Gebäudelagerung üblicherweise auftritt, bei über 2,5 Mio. Lastwechseln schadlos ertragen.

5.5 Zeitstandsversuche

Die Zeitstandsversuche erlauben Aussagen über das Kriechverhalten unter lang andauernder Auflast. Die Prüfungen erfolgten über 100 Tage an einem Lager des Typs A unter Dauerlast mit 213 kN bzw. Typ C mit 900 kN. Dabei konnte der Einsenkungsverlauf aufgezeichnet und nach annähernd abgeschlossenem Kriechprozess ein Kriechmaß von 4,5 % gemessen werden. Ferner wurde der Zustand der Lageroberflächen im Hinblick auf Ungleichmäßigkeiten des Schichtaufbaus, Rissbildungen oder Verbundlösungen, die auf Vulkanisationsfehler hindeuten, augenscheinlich erfasst.

5.6 Güteüberwachung

Die Lagerproduktion wurde einer objektbezogenen Güteüberwachung unterworfen. Dazu wurden den einzelnen Lieferchargen Stichproben entnommen, die vor der Auslieferung auf die Baustelle geprüft wurden. Neben der Ermittlung der Lagerkennwerte wurde dabei auf ein gleichmäßiges Verformungsbild unter der maximal zulässigen Last des Lagers geachtet.

6 Beurteilung der Erschütterungen

6.1 Kriterien

Die Erschütterungseinwirkungen auf Menschen in Gebäuden werden in Deutschland entsprechend DIN 4150–2 beurteilt. Erschütterungen im Sinne dieser Norm sind Schwingungen, die ins Erdreich eingeleitet und in das Gebäude übertragen werden. Der zu betrachtende Frequenzbereich liegt zwischen 4 Hz und 80 Hz. Um die Wirkung der Erschütterungen auf das menschliche Empfinden anzupassen, werden die gemessenen Signale einer Frequenzbewertung unterzogen. Das so bewertete Signal wird anschließend noch einer gleitenden Effektivwertbildung mit einer Integrationszeit von 125 msec unterworfen. Der Maximalwert einer Zugvorbeifahrt KB_{Fmax} wird zur Bewertung der aufgetretenen Erschütterung herangezogen.
Die Wirkung von Erschütterungen wird getrennt nach Tag (6 Uhr bis 22 Uhr) und Nacht vorgenommen. DIN 4150–2 gibt zur Beurteilung der Erschütterungen einen oberen Anhaltswert A_o und einen unteren Anhaltswert A_u an. Bei einer Überschreitung des unteren Anhaltswertes können Belästigungen durch Erschütterungen auftreten. In diesem Fall muss unter Einbeziehung der Häufigkeit, mit der die einzelnen Erschütterungen auftreten, ein Beurteilungswert für die Beurteilungsschwingstärke KB_{FTr} gebildet werden.

6.2 Schwingungsmessungen

Zur Erfassung der Erschütterungsausbreitung wurden an mehreren Messpunkten entsprechend dem Stützenraster des Tiefbauwerks Schwingungsmessungen durchgeführt. Daraus wurde mit Hilfe eines Prognosemodells auf der Grundlage der geplanten Baukörper die zu erwartenden Erschütterungen bestimmt und eine Prognoseberechnung für den sekundären Luftschall durchgeführt [3].

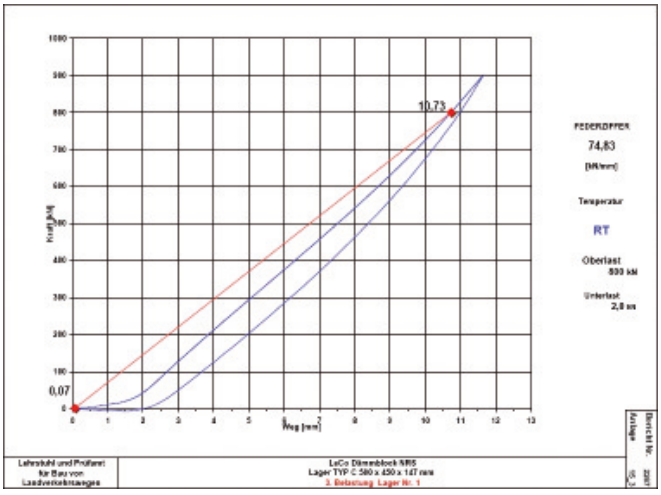


Bild 10. Kraft-Verformungs-Diagramm (Typ C)
Fig. 10. Force-deformation-diagram (type C)

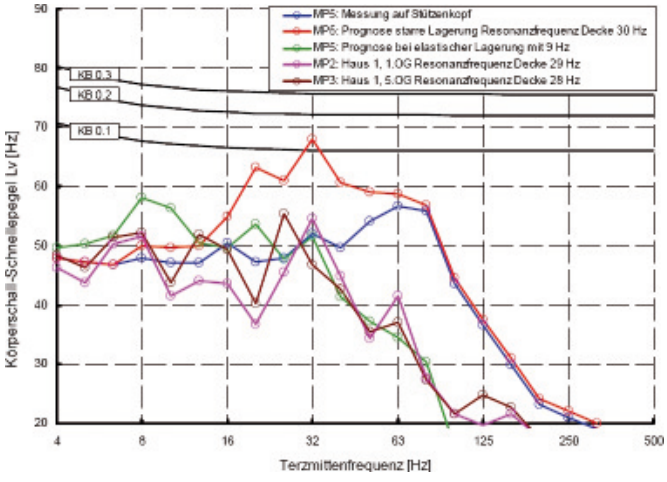


Bild 11. Verlauf der Schwingungsgeschwindigkeit
Fig. 11. Characteristics of vibration speed

Der in **Bild 11** dargestellte Ausschnitt aus den Ergebnissen zeigt den Verlauf der Schwinggeschwindigkeit auf einem bestehenden Stützenkopf. Ausgehend von diesem Signalverlauf wurde hierfür eine Prognoseberechnung für eine Wohnungsdecke mit einer Eigenfrequenz von 30 Hz durchgeführt. Weiterhin ist der Einfluss auf die Schwinggeschwindigkeit bei Lagerung des Gebäudes mit einer Lagerungsfrequenz von 9 Hz dargestellt. Exemplarisch für die Wirkungsweise der elastisch gelagerten Häuser zeigt Bild 11 Ergebnisse für Messungen in Haus 1, das zum Zeitpunkt der Messung im Rohbau fertig gestellt war. Dargestellt sind die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten auf Wohnungsdecken mit einer Eigenfrequenz von etwa 30 Hz.
Auch die Erschütterungsmessungen an den fertigen Gebäuden führten zu guten Ergebnissen, so dass auf zusätzliche Maßnahmen zur Versteifung, wie die vorsorglich geplanten zug- und drucksteifen Kopplungen der Geschossdecken verzichtet werden konnte.

7 Zusammenfassung

Die neuen Wohngebäude wurden vom bestehenden Tiefbauwerk mittels elastischer Lager erschütterungstechnisch entkoppelt um unzumutbare Beeinträchtigungen der Bewohner aus der nahe gelegenen fünfgleisigen Bahnlinie zu vermeiden.
Die Schwingungsisolierung mit weichen Naturkautschuk-Einzellagern mit einer Abstimmfrequenz von kleiner 9 Hz verursacht vergleichsweise große Einfederungen der Lagerpunkte. Die Ermittlung der Schnittgrößen und der Beanspruchungen der Gebäude erfolgte iterativ am 3D-Gesamtmodell bis die Auslegelast der Elastomerlager und die Lagerkräfte aus den Gebäuden bei annähernd gleichen Einsenkungen übereinstimmten. Dazu waren neben der frühzeitigen Kenntnis der Eigenschaften der Lager intensive Abstimmungen zwischen den Gutachtern für den Erschütterungsschutz, der Fachfirma für Lagertechnik und dem Tragwerksplaner notwendig. Zusätzlich wurden projektbegleitend Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsversuche durchgeführt. Die baubegleitenden Untersuchungen und die Messungen an den fertigen Gebäuden bestätigten die Wirksamkeit der ausgeführten Schwingungsisolierung in vollem Umfang.
An dieser Stelle sei die außergewöhnlich gute und konstruktive Zusammenarbeit aller bei der Planung und am Bau Beteiligter hervorgehoben, ohne die eine erfolgreiche Verwirklichung dieser besonderen, nicht alltäglichen Bauaufgabe unmöglich gewesen wäre:

Bauherren Hochbauten
GWG – Gemeinnützige Wohnstätten- und Siedlungsgesellschaft mbH
GEWOFAG – Gemeinnützige Wohnungsfürsorge AG

Bauherr Tiefbauwerk / Projektsteuerung
Landeshauptstadt München Kommunalreferat vertr. durch
MGS – Münchner Gesellschaft für Stadterneuerung mbH

Architektur
Architekturbüro Wimmer, Wien und Otto Steidle + Partner, München

Tragwerksplanung
Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH, Gräfelfing

Planung Schwingungs- und Erschütterungsschutz
Ingenieure Süd GmbH, München

Planung Elastomerlager
Leco Lagertechnik AG, CH-Nussbaumen

Baugrunduntersuchungen
Dr.-Ing. A. Schubert, Olching

Prüfung Elastomerlager
Prüfamt für Verkehrswegebau, Technische Universität München

Prüfingenieure
Dipl.-Ing. R. Sennewald und Dr.-Ing. H. Kupfer /
Dipl.-Ing. A. Kollmannsberger, München

Literatur

[1] *Staller, M.:* Innovative Anwendung der Vorspannung zur Tragfähigkeitssteigerung von Stützen im Bestand. In: Bauingenieur 82 (2007) S. 513– 522
[2] *Möhler + Partner:* Erschütterungstechnische Untersuchung. Bericht 502–001E (unveröffentlicht) München: 1996
[3] *Ingenieure Süd GmbH:* Erschütterungstechnische Untersuchung Schwingungsschutz. Gutachten (unveröffentlicht) München: 2002
[4] *Eggert, H.:* Bewehrte Elastomerlager – Erkenntnisstand und Defizite. In: Bautechnik 83 (2006) S. 6–15
[5] *Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen:* Bewehrtes Elastomerlager LeCo Dämmblock NRS. Allgemeines Bauaufsichtliches Prüfzeugnis (B12-BvL-2005)
[6] *RIB Bausoftware GmbH (Herst.):* TRIMAS® 2003. Version 7. Stuttgart: 2003
[7] *Reineck, K.-H.:* Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. In: Betonkalender 2005 Teil 2. Berlin: Ernst und Sohn, 2004
[8] *Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen:* Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen LeCo Dämmblock NRS. Bericht 2267 (unveröffentlicht) München: 27.01.2006

© Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf 2008

EINE GEMEINSCHAFTSARBEIT VON:

LECO | LAGER FUGEN

Leco Lagertechnik AG
Landstrasse 1 ‖ CH-5415 Nussbaumen
Phone +41 (0)56 290 13 15 ‖ Fax +41 (0)56 290 13 19
info@leco-lager.com ‖ www.leco-lager.com

WILFRIED BECKER GMBH
Elastomer Service Zentrale

Weilerhöfe 1
41564 Kaarst-Büttgen

Telefon (0 21 31) 75 81 00
Telefax (0 21 31) 75 81 11

E-Mail: info@esz-becker.de
Internet: www.esz-becker.de