T E C H N I S C H E U N I V E R S I T Ä T B R A U N S C H W E I G
Institut für Baukonstruktion und Holzbau
Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel

Abschlußbericht zum Vorhaben

Erarbeitung von Kriterien zum Nachweis der Windaussteifung von Holzhäusern ohne Verankerung der Wandscheiben

(E – 98 / 05)

Die Arbeiten wurden gefördert durch
die Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V.
mit Mitteln des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin
sowie durch die Holzwirtschaft.

Braunschweig, im November 2000

Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel Dipl.-Ing. Olaf J. P. Dettmann

Den Mitgliedern der Arbeitsgruppe zur Ermittlung des Einflusses der Verankerung von Wandscheiben auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern (E – 98 / 05) sei an dieser Stelle für Ihre Mitarbeit gedankt.

Die Arbeitsgruppe bestand aus folgenden Mitgliedern:

Dipl.-Ing. N. Balmer	Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
Dipl.-Ing. O. Dettmann	Institut für Baukonstruktion und Holzbau, TU Braunschweig
Prof. Dr.-Ing. M. H. Kessel	Institut für Baukonstruktion und Holzbau, TU Braunschweig
Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger	Institut für Tragwerksbau Fachgebiet Holzbau, TU München
Dipl.-Ing. Schröter	Haacke + Haacke GmbH + Co, Celle
Prof. Dipl.-Ing. D. Steinmetz	Ettlingen

Kurzfassung

Wände, Decken und Dächer von Holzhäusern bestehen heute zum überwiegenden Teil aus Holzbauteilen (Wandstielen, Deckenbalken, Sparren), die ein- oder beidseitig mit dünnen Platten aus Holz- oder Gipswerkstoffen beplankt sind. Die in vertikaler Richtung wirkenden Belastungen aus Eigengewicht, Schnee und Verkehr werden in der Regel durch die stabförmigen Holzbauteile in die Unterkonstruktion weitergeleitet. Insbesondere zur Weiterleitung der horizontal wirkenden Windkräfte in die Unterkonstruktion wird zusätzlich zu den Holzbauteilen die auf ihnen befestigte flächige Beplankung herangezogen. Holzbauteile und Beplankung wirken statisch als Scheiben. Wegen des im Vergleich zu Mauerwerk und Beton geringen Eigengewichts der Tafeln ist es erforderlich, neben dem Nachweis der Tragfähigkeit der Dach- und Deckenscheiben insbesondere die Tragfähigkeit der aussteifenden Wandscheiben nachzuweisen und sie gegebenenfalls auf Zug zu verankern. Die Herstellung der Zugverankerung ist sehr kostenintensiv und sie besitzt in der Praxis häufig nur geringe Tragfähigkeit. Daher sollten im Rahmen dieses Vorhabens Kriterien erarbeitet werden, die den Nachweis der Windaussteifung von Holzhäusern ohne Verankerung der Wandscheiben ermöglichen.

Zur numerischen Simulation des Tragverhaltens von Holzhäusern bei Windeinwirkung wurden räumliche FE-Modelle entwickelt, die die Variation von Wandstellungen, Bauteilverbindungen und Bauteilsteifigkeiten zuließen. Die Simulationen hatten das Ziel, aus ihren Ergebnissen Kriterien und vereinfachte Nachweisverfahren abzuleiten, bei deren Erfüllung auf eine Zugverankerung der Wandscheiben verzichtet werden kann. Es zeigte sich, daß die Ergebnisse in Abhängigkeit von Formbeiwerten dargestellt werden konnten. Diese Werte lassen sich als Verhältnis von Gebäudegeometrie und der dem Wind zugewandten Ansichtsfläche unter Einbeziehung der Anzahl der aussteifenden Wandscheiben und der Deckensteifigkeit interpretieren.

So wurde es möglich, Grenzen der Formbeiwerte festzulegen, die unter Berücksichtigung der angegebenen Entwurfs- und Konstruktionsregeln einen schnellen und sicheren Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Windeinwirkung ermöglichen. Dabei ist zu beachten, daß die Grenzwerte auf dem “worst case“ basieren und daher im Einzelfall nicht die wirtschaftlichste Lösung liefern.

Die grundlegende Erkenntnis ist, daß Holzhäuser, die weder verankerte Wandscheiben noch Wandscheiben mit Zuganschluß an Deckenbalken besitzen, in der Regel keine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit aufweisen. Es sei denn, daß außergewöhnlich große ständige Lasten vorhanden sind. Aus dieser Erkenntnis ergaben sich zwei wichtige Schlußfolgerungen. Erstens muß die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern bei Windeinwirkung rechnerisch z. B. mit den oben genannten Formbeiwerten nachgewiesen werden und kann nicht stillschweigend vorausgesetzt werden. Zweitens müssen die Zugverankerungen und die Zuganschlüsse an die Deckenbalken regelgerecht ausgeführt werden.

Résumé

Aujourd'hui, la plus grande partie des parois, des plafonds et des toits de maisons en bois est construite à partir de composants de construction (poteaux, solives, chevrons) revêtus sur un ou deux côtés par plaques minces en bois ou en gypse. En règle générale, les charges verticales résultant du poids propre, de la charge de neige ou d'exploitation sont transmises à l'ossature portante par les composants en forme de barre. A part ces composants, on utilise particulièrement les revêtements de surface pour transmettre au fondation les efforts latéraux dues à l'action du vent. Du point de vue statique, l'ensemble de composants et revêtements, dit panneau, se comporte comme un diaphragme. A cause du faible poids propre de ces panneaux relativement aux murs maçonnés ou en béton, il ne faut non pas seulement faire la vérification usuelle des charges limites des panneaux de toit et de plafond, mais aussi en particulier la charge limite des panneaux de paroi de contreventement. Par conséquent, il peut en résulter un besoin d'ancrages résistant à la traction. Dans la pratique, ses ancrages n'ont qu'une force portante minimale et leurs mise en place est de plus très coûteuse. Ce projet a donc pour but de trouver des critères établissant des contreventements suffisants sans ancrage des panneaux de paroi pour les maisons en bois.

Pour simuler numériquement le comportement statique de maisons en bois sous l'action du vent, des modèles d'éléments finis tridimensionnels ont été développés qui permet la variation de la position des parois, des assemblages des membrures du panneau et de la rigidité des composants. Le but des simulations était de pouvoir déduire des critères dont l'accomplissement permet de renoncer à l'ancrage des panneaux de paroi. Les simulations ont montré qu'il est possible de représenter les résultats à l'aide de coefficients de forme. Ces coefficients peuvent être interprétés comme relation entre la géométrie du bâtiment et la surface de projection du coté du vent toute en tenant compte du nombre de panneaux de paroi de contreventement et de la rigidité de plafond.

Ainsi, il était possible de déterminer les valeurs limites pour les coefficients de forme, qui permettent, en respectant les règles d'étude et de construction indiquées, une vérification rapide et sûre des charges limites et de service sous l'action du vent. Il est à souligner que ces valeurs limites se basent sur le « cas extrême défavorable » et donc ne mènent pas toujours à la solution économique la plus favorable.

Le résultat fondamental est que les maisons en bois, qui sont constituées ni de panneaux de paroi ancrés et ni d'assemblages de panneaux de paroi avec les solives de plafond, montrent en général une charge limite et une charge de service insuffisantes. Une exception est donnée par la présence des charges permanentes très élevées. Ce résultat se résume en deux conclusions importantes. Premièrement, sous l'action du vent la charge limite et de service pour les maisons en bois doivent être vérifiées par calcul et ne sont pas donnés à priori. Deuxièmement, tant les ancrages que les assemblages avec les solives de plafond doivent être réalisés selon les lois de construction.

Abstract

Today, walls, floors and roofs in timber housing are primarily made from timber elements (studs, floor joists, rafters), boarded on either one or both sides with sheets made from timber or gypsum materials. Vertical loads resulting from the dead weight, snow and live loads are generally transmitted into the substructure by the uni-axial timber members. In particular for the horizontal wind forces, the sheathing attached to the timber members is in addition used for the transmission of forces. Statically timber members and their sheathing behave as diaphragms. In view of the rather low dead weight of the panels used, especially when compared with masonry and concrete, proof has to be established not only of the bearing capacity of roof and floor slabs but also, and in particular, of the bracing shear walls which may have to be anchored to resist tensile forces. Such tension anchors do, however, not only involve substantial production costs, they often also prove to offer only limited load bearing capacity. This project was, therefore, to establish a number of criteria that allow adequate wind bracing of timber houses to be verified for shear walls not provided with any tying systems.

For numerical simulation of the structural behaviour of timber houses subjected to wind forces, three-dimensional FE models were developed in which wall positions, joints and member stiffness could be varied as required. These simulations were to derive criteria and simplified verification methods that can be used to demonstrate that shear wall anchors may be dispensed with as long as these criteria are met. It was found that the results can be shown as a function of form factors. These can in turn be interpreted as ratios of building geometry and the wind-exposed elevation, taking into account the number of bracing shear walls as well as the floor stiffness.

It was thus possible to define limiting values for the form factors, which, on the basis of the given design standards and rules, allow the structural safety and serviceability of wind-exposed structures to be verified in a quick and reliable manner. It should, however, be noted that the limiting values are based on worst-case assumptions and do, therefore, not supply the most economical solution for the requirement in question.

One of the basic insights gained is that timber houses not having anchored shear walls or timber houses having non-anchored shear walls which are not connected to the floor joists by means of tie members do not provide the required bearing capacity and serviceability, unless this is compensated by very high permanent loads. From these insights it was concluded, firstly, that the load-bearing capacity and serviceability of timber houses subjected to wind forces has to be verified analytically and cannot be taken for granted, and, secondly, that shear wall tension anchors and ties between non-anchored shear walls and floor joists have to be performed with due regard to the relevant standards and rules of workmanship.

INHALT

1 Einleitung 5

2 Gebäudekonfiguration 8
2.1 Verwendete Baustoffe und Querschnitte 8
2.2 Dachkonstruktion 9
2.4 Deckenkonstruktion 9
2.3 Wandkonstruktion 11

3 Berechnungsmodell 13
3.1 Allgemeines 13
3.2 Dach 14
3.3 Decke 14
3.3.1 Deckenscheibe 14
3.3.2 Deckenbalken 15
3.4 Wände 16
3.5 Rähme, Stürze und Unterzüge 17
3.6 Modellierung der Wandauflager 18

4 Einwirkungen 18
4.1 Allgemeines 18
4.2 Haustypen 18
4.3 Charakteristische Einwirkungen aus Eigengewicht 20
4.3.1 Dach 20
4.3.2 Decke 20
4.3.3 Wände 20
4.4 Einwirkungen aus Wind 21
4.4.1 Charakteristische Einwirkungen aus Wind 21
4.4.2 Wind auf Traufe 21
4.4.3 Wind auf Giebel 23
4.5 Einwirkungen aus Schnee 27
4.6 Einwirkungen aus Verkehr 27
4.7 Lastfallkombinationen 27
4.8 Einwirkungen auf das Berechnungsmodell 29
4.8.1 Aus dem Dach resultierende Einwirkungen 29
4.8.2 Aus den Wänden resultierende Einwirkungen 31
4.8.3 Aus der Decke resultierende Einwirkungen 31
4.8.4 Berechnung Knotenkräfte und Linienlasten - Datenblatt I 31

5 Voruntersuchungen 34
5.1 Tragverhalten verankerter Gebäude 34
5.1.1 Tragfähigkeit 34
5.1.2 Gebrauchstauglichkeit 35
5.2 Tragverhalten verankerter Wandscheiben 36
5.3 Tragverhalten unverankerter Wandscheiben 39
5.4 Einfluß der Wandscheibenposition 44
5.5 Einfluß der Laststeigerung 48
5.6 Tragverhalten unverankerter Gebäude mit Zuganschluß Wandscheibe - Deckenbalken 52
5.6.1 Tragfähigkeit 52
5.6.2 Gebrauchstauglichkeit 57
5.7 Grenzwerte der Hauptuntersuchung 57
5.7.1 Grenzwerte der Tragfähigkeit 57
5.7.2 Grenzwerte der Gebrauchstauglichkeit 58

6 Grundrißtypen mit ihren Varianten ... 58
6.1 Allgemeines zum Entwurf ... 58
6.2 Bezeichnungen ... 59
6.3 Grundrißtyp ① ... 61
6.4 Grundrißtyp ② ... 63
6.5 Grundrißtypen ②a und ②b ... 65
6.6 Grundrißtyp ③ - Reihenhäuser ... 67

7 Hauptuntersuchung ... 68
7.1 Datenfluß und Datenverarbeitung ... 68
7.2 Zusammenstellung der Nachweisergebnisse - Datenblatt III ... 73
7.2.1 Datenblätter III des Grundrißtyps ① ... 73
7.2.3 Datenblätter III des Grundrißtyps ② ... 77
7.2.4 Datenblätter III Grundrißtyp ②a ... 79
7.2.5 Datenblätter III Grundrißtyp ②b ... 81
7.3 Grundrißtyp ① ... 83
7.3.1 Verschiebungen ... 83
7.3.2 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ... 84
7.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse ... 88
7.4. Grundrißtyp ②, ②a und ②b ... 90
7.4.1 Verschiebungen ... 90
7.4.2 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ... 92
7.4.3 Zusammenfassung der Ergebnisse ... 93
7.5 Grundrißtypen ②a und ②b ... 94
7.6 Grundrißtyp ③ - Reihenhäuser ... 94
7.7 Gesonderte Untersuchungen ... 96
7.7.1 Grundrisse mit allen zum Raumabschluß nötigen Wandscheiben ... 96
7.7.2 Alternative Stellungen der Wandscheiben in den Traufwänden ... 98
7.7.3 Einseitige Verkehrslast ... 99
7.7.4 Alternative Stellungen der Wandscheiben in den Giebelwänden ... 100

8 Übertragbarkeit der Ergebnisse ... 102
8.1 Allgemeines ... 102
8.2 Dachkonstruktion ... 102
8.3 Deckenkonstruktion ... 102
8.4 Treppenöffnungen ... 103
8.5 Verbindungen ... 104
8.6 Wandkonstruktion ... 105

9 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen ... 106

Literatur ... 108

1 Einleitung

Wände, Decken und Dächer von Holzhäusern (Bild 1) bestehen heute zum überwiegenden Teil aus Holzbauteilen (Wandstielen, Deckenbalken, Sparren), die ein- oder beidseitig mit dünnen Platten aus Holz- oder Gipswerkstoffen beplankt sind. Die in vertikaler Richtung wirkenden Belastungen aus Eigengewicht, Schnee und Verkehr werden in der Regel durch die stabförmigen Holzbauteile in die Unterkonstruktion weitergeleitet. Insbesondere zur Weiterleitung der horizontal wirkenden Windkräfte in die Unterkonstruktion wird zusätzlich zu den Holzbauteilen die auf ihnen befestigte flächige Beplankung herangezogen. Holzbauteile und Beplankung wirken statisch als Scheiben. Wegen des im Vergleich zu Mauerwerk und Beton geringen Eigengewichts der Tafeln ist es erforderlich, neben dem Nachweis der Tragfähigkeitder Dach- und Deckenscheiben insbesondere der, die Tragfähigkeit der aussteifenden Wandscheiben nachzuweisen und sie gegebenenfalls gegen Zug zu verankern. Die Herstellung der Zugverankerung ist sehr kostenintensiv und sie besitzt in der Praxis häufig nur geringe Tragfähigkeit. Daher sollten im Rahmen dieses Vorhabens Kriterien erarbeitet werden, die den Nachweis der Windaussteifung von Holzhäusern ohne Verankerung der Wandscheiben ermöglichen.

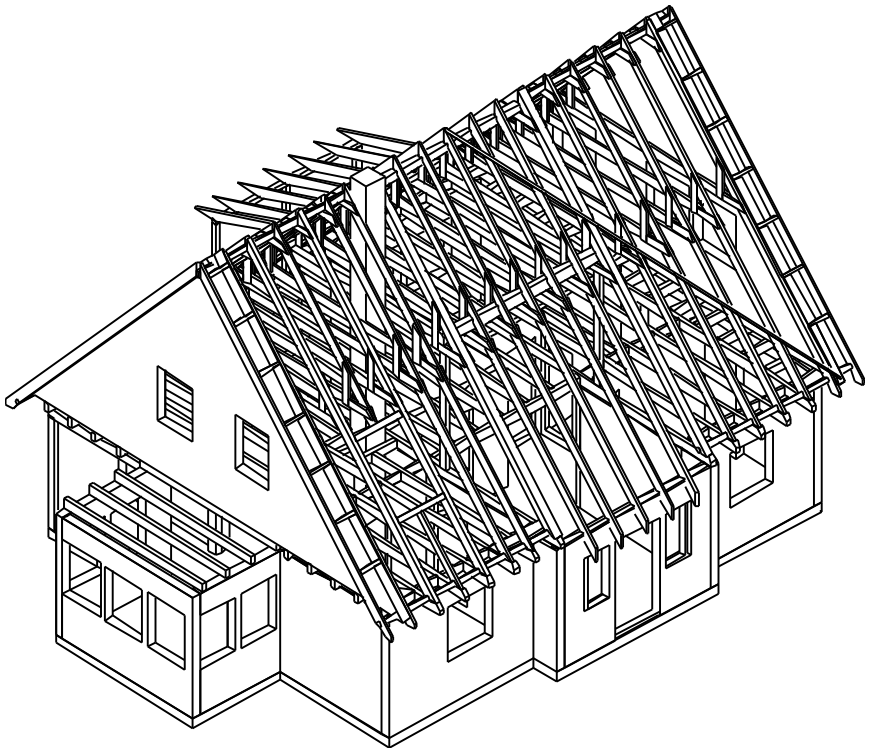


Bild 1: Isometrie eines Holzhauses (Decken und Dach ohne Beplankung)

Mit dem Tragverhalten von Wandscheiben haben sich *Tuomi und McCutcheon (1978), Biger (1989), Schulze und Gebhardt (1994)*, mit dem von Deckenscheiben *Cziesielski und Wagner (1979)* und *Schulze und Schönhoff (1989)* und mit dem von Dachscheiben *Kessel und Augustin*

(1991) und *Kessel und Wirth (1993)* beschäftigt. Zusammenfassend wurden Konstruktion und Tragverhalten verschiedener Scheibentypen von *Kessel in Fritzen u.a. (1991)* beschrieben.

Unter der Voraussetzung, daß die beiden Deckenscheiben, zwischen denen die Wände in Bild 2 eingebaut sind, starr sind, kann für jede Wandscheibe die aus Wind auf sie einwirkende Horizontalkraft F_h für orthogonale Wandstellung nach *Cziesielski (1982)* und für beliebig orientierte Wände nach *Schmidt und Moody (1989)* berechnet werden. Aus F_h ergeben zum einen die inneren Beanspruchungen der Wandscheibe, das sind die Beanspruchungen der Verbindung von Beplankung und Holzbauteilen und die Querdruckbeanspruchungen zwischen Stiel und Rähm bzw. Schwelle, und zum anderen die äußeren Lagerungskräfte, das sind die horizontale Schubkraft zwischen Wandscheibe und Unterkonstruktion und die vertikale Verankerungskraft F_t. Vereinfachungen der Berechnung sind in DIN 1052 zu finden.

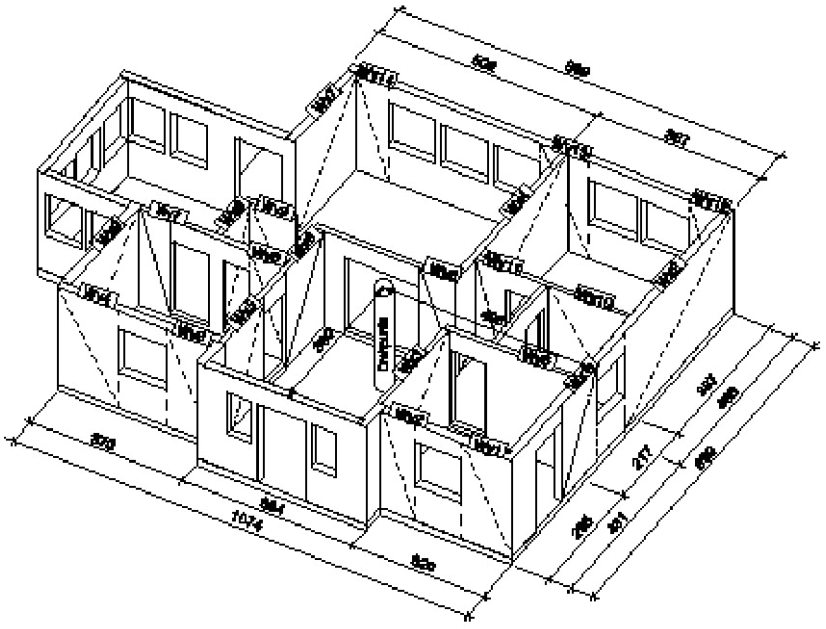


Bild 2: Zwischen zwei Deckenscheiben angeordnete Wandscheiben mit Drehpunkt

Die erwähnten Publikationen haben gemeinsam, daß in ihnen immer nur Wand-, Decken- und Dachscheiben getrennt behandelt werden, indem sie als ebene Teilsysteme aus dem Gebäude herausgetrennt werden, ohne ihr Zusammenwirken in der räumlichen Gesamtstruktur und ohne die rückstellende Wirkung ständiger Lasten zu berücksichtigen.

Einen ersten Schritt in Richtung einer räumlichen Betrachtung machen *Schulze und Raschper (1989)* indem sie die auf die einzelne Wandscheibe rückstellend einwirkenden Lasten einbeziehen und zeigen, daß sich die Zugkräfte F_t bei Berücksichtigung des Eigengewichts der Konstruktion, eventuell auch bei Berücksichtigung von anteiligen Decken- und Dachlasten, erheblich reduzieren

lassen. Dennoch bleiben in vielen Fällen für einige Wände Zugkräfte übrig, für die Zugverankerungen eingebaut werden müssen.

Welche Vorteile sich aus einer vollständigen räumlichen Betrachtung ergeben die sowohl die ständigen Lasten als auch das räumliche Zusammenwirken der Tafeln und anderer Bauteile berücksichtigt, wurde erstmals von *Kessel und Drücker (1996)* gezeigt. Räumliche Berechnungen von Häusern mit Standard-Grundrissen bei Windeinwirkung ergaben, daß diese auch ohne Zugverankerung der Wandscheiben ausreichende Standsicherheit besitzen können. Der Nachweis der Tragfähigkeit konnte für alle Holzbauteile, Beplankungen und ihre Anschlüsse ohne Verankerung der aussteifenden Wandscheiben geführt werden. Dabei wurden maximale nach oben gerichtete Auflagerverschiebungen von 4 mm ermittelt.

Da sich aus diesen Ergebnissen noch nicht ableiten ließ, daß bei allen Holzhäusern auf Zugverankerungen verzichtet werden kann, wurde hier das räumliche Tragverhalten von Holzhäusern bei Windeinwirkung genauer untersucht. Zur numerischen Simulation des Tragverhaltens wurden geeignete FE-Modelle entwickelt, die die Variation von Wandstellungen, Bauteilverbindungen und Bauteilsteifigkeiten zuließen. Die simulierten Gebäude wurden mit Hilfe des Gebäudekataloges von *Schulze, Schönhoff, Leimer, Raschper (1988)* vordimensioniert. Die Simulationen hatte das Ziel, aus ihren Ergebnissen Kriterien und vereinfachte Nachweisverfahren abzuleitet, bei deren Erfüllung auf eine Zugverankerung der Wandscheiben verzichtet werden kann.

Um die Anzahl der zu simulierenden Gebäude nicht unübersehbar groß werden zu lassen, mußten sowohl einschränkende als auch verallgemeinernde Annahmen getroffen werden. Zu den einschränkenden Annahmen zählt zum einen, daß wegen der eindeutigen Abtragung der Dachlasten in die Traufwände nur Sparren- oder Kehlriegeldächer untersucht wurden, und zum anderen, daß ein individueller Grundrißentwurf nur innerhalb der Grenzen von definierten Grundrißtypen möglich ist. Verallgemeinernde Annahmen, z. B. für die ständigen Einwirkungen und die Steifigkeiten der Bauteile, mußten so getroffen werden, daß das Ergebnis der Simulation im Einzelfall immer auf der sicheren Seite lag.

Grundlage für die Bemessung war der Eurocode 5. Die Nachweisführung geschah durch den Vergleich der in der Simulation aufgetretenen Bauteilbeanspruchungen mit den vorab ermittelten Grenzwerten der Beanspruchbarkeiten.

2 Gebäudekonfiguration

Die Untersuchung beschränkt sich auf Häuser mit Sparren- oder Kehlbalkendächern mit Satteldachform und definierten Grundrißtypen, bestehend aus Erdgeschoß (Vollgeschoß) und Dachgeschoß, wie in Bild 1 dargestellt. Bei beiden Geschossen wird von einer lichten Raumhöhe von $H_l = 2{,}50$ m ausgegangen. Dachgeschosse mit einer Kehlriegellänge von $B_o \geq 1{,}30$ m sind ausgebaut. Sonst sind die Dachgeschosse nicht ausgebaut, wie auch aus Bild 3 hervorgeht.

Die Dachkonstruktion ist nicht Bestandteil des FE-Modells. Ihre Auflagerreaktionen werden unter Annahme starrer Lagerung vorab getrennt berechnet, die dann als äußere Kräfte auf das FE-Modell einwirken. Gründe für diese Trennung von Dachkonstruktion und Erdgeschoß sind die kürzeren Rechenzeiten und die Übersichtlichkeit der Auswertung.

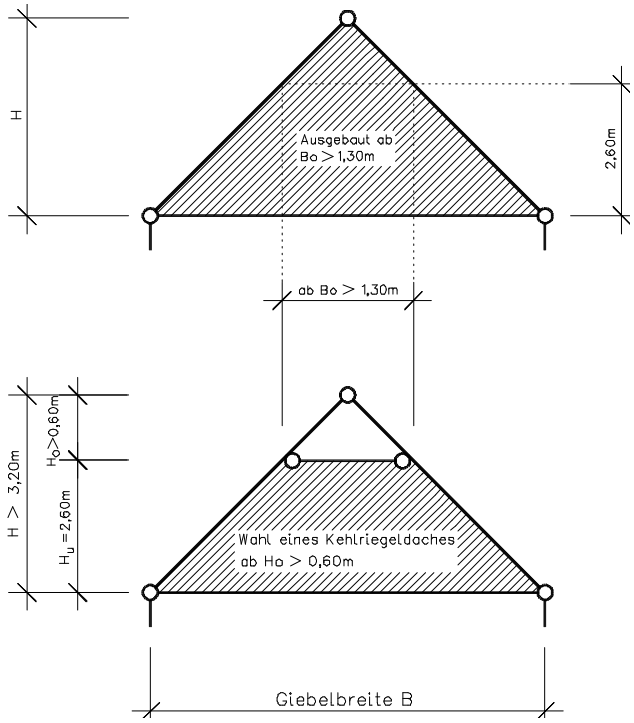


Bild 3: Geometrische Grenzwerte zur Bestimmung der Ausbausituation und des Dachsystems

2.1 Verwendete Baustoffe und Querschnitte

Für die Balken, Sparren, Rippen, Stiele und Stützen wurde Vollholz der Sortierklasse S10 und für die tragende Beplankung wurden Flachpreßplatten und für die Dacheindeckung Beton- oder Ziegelpfannen verwendet.

Zur Reduzierung der Querschnittsvielfalt wurden für die Querschnitte der Holzbauteile nur Vorzugsmaße benutzt. Die Dach-, Decken- und Wandkonstruktionenund ihre Verbindungen wurden so gewählt, daß sie sich sollen möglichst leicht und einfach herstellen lassen, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit einhalten sowie den bauphysikalischen Anforderungen

genügen. Hohes Eigengewicht der Konstruktion wirkt sich günstig auf das Tragverhalten der Gebäude aus. Aus diesem Grund wurden bei der Ermittlung der Beanspruchungen aus Eigengewicht nur leichtgewichtige trockene Bauteile (z.B. ρ_{Holz} = 4 kN/m³) herangezogen.

2.2 Dachkonstruktion

Als tragende Konstruktion des Dachgeschosses wurde ein Sparrendach und ab $H_0 \geq 0{,}60$ m (Bild) ein verschiebliches Kehlriegeldach gewählt. Die Dachneigung wurde in Schritten von $\Delta\alpha = 5°$ von $\alpha = 30°$ bis $\alpha = 50°$ variiert. Gauben, Balkone, Dachüberstände sowie Auswechslungen im Bereich von Öffnungen blieben bei der Untersuchung unberücksichtigt. Zur Aussteifung des Daches wurden Windrispenbänder verwendet. Der Dachaufbau ist in Bild 4 dargestellt.

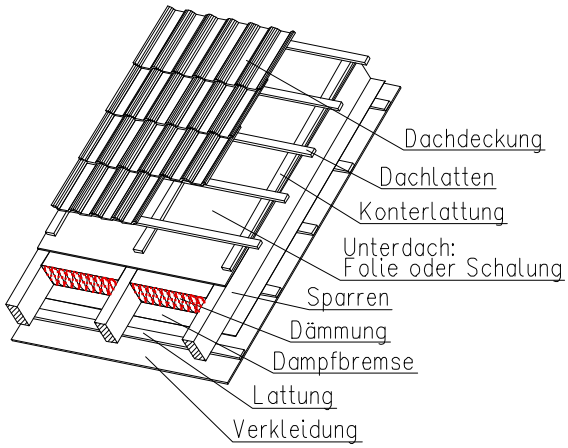


Bild 4: Dachaufbau

2.3 Deckenkonstruktion

Für die Geschoßdecke wurden Deckenbalken b x h = 80 x 220 mm in einem Abstand von 62,5 cm, die parallel zu den Giebelwänden verlaufen, und Flachpreßplatten der Dicke d = 22 mm gewählt, die durch Nägel des Durchmessers d_N = 2,8 mm und der Länge l_N = 65 mm auf den Deckenbalken befestigt sind. Da davon auszugehen war, daß sich eine große Biegesteifigkeit der Deckenbalken auf das räumliche Zusammenwirken von Decke und Wänden in dem Sinne positiv auswirkt, daß das Eigengewicht von Teilen der Konstruktion auch über größere Entfernungen aktiviert werden kann, wurde hier für alle Deckenbalken unabhängig von der Felderanzahl und den Stützweiten ein eher kleiner Balkenquerschnitt gewählt. Der vollständige Deckenaufbau ist in Bild 5 dargestellt.

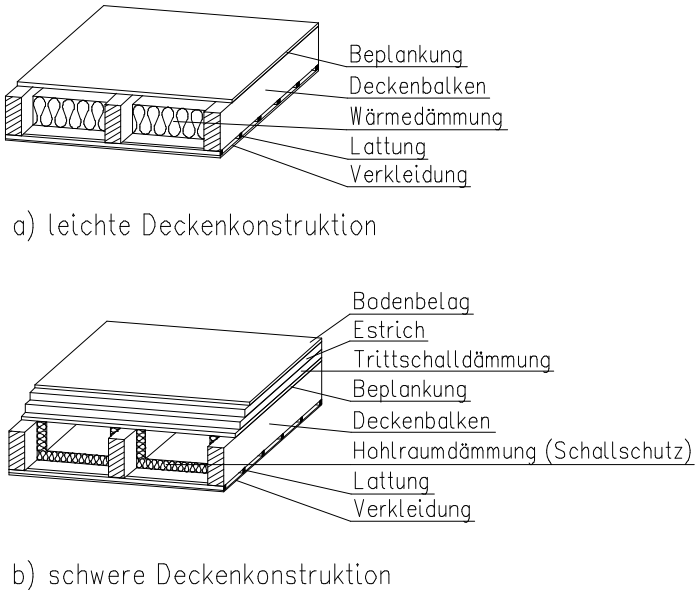


Bild 5: Deckenaufbau

Die Verbindung von Beplankung und Deckenbalken ist in Bild 6 dargestellt. Es handelt sich dabei um eine Deckenscheibe mit gedeckten Beplankungsstößen. Die Funktion der Gurte der Deckenscheibe übernehmen die durchlaufenden Wandrähme der Traufwände. Die Beplankungsstöße sind mit Stoßhölzern b x h = 80 x 35 cm² unterstützt und mit Nägeln im Abstand e = 100 mm entlang der Plattenränder an den Deckenbalken, Gurten und Stoßhölzern befestigt. Sonst beträgt der Nagelabstand 200 mm.

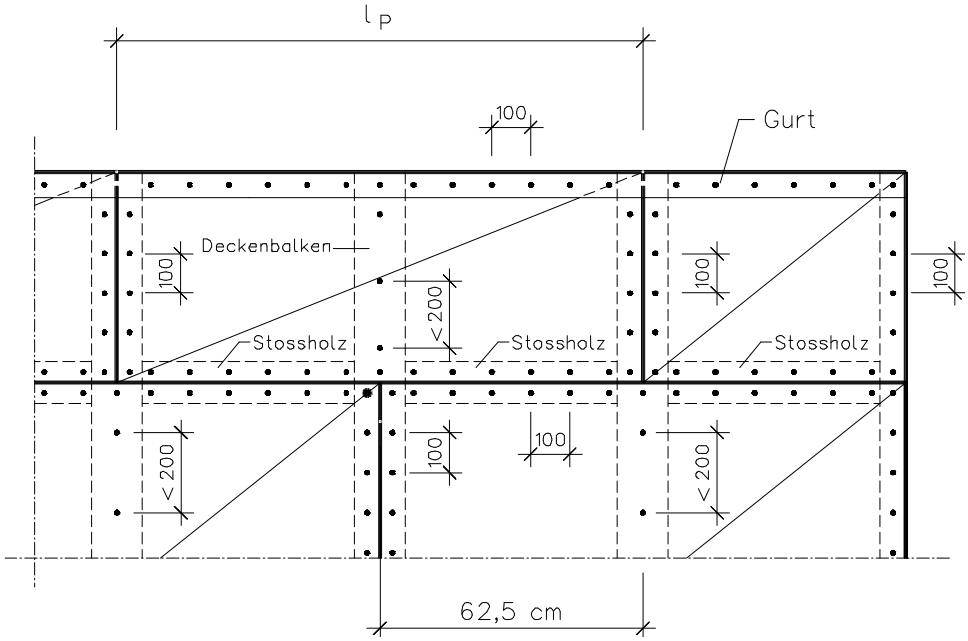


Bild 6: Deckenscheibe mit gedeckten Stößen

2.4 Wandkonstruktion

Für Wände und Stützen wurde die Höhe h_S = 2,60 m zugrunde gelegt. Hieraus folgt nach Abzug von Deckenverkleidung und Fußbodenaufbau eine lichte Raumhöhe von mindestens H_l = 2,50 m.

Die Länge einer aussteifenden Wand (Wandscheibe WS) beträgt immer das ganzzahlige Vielfache m von 1,25 m (Bild 7) und wird mit der Abkürzung m · ER bezeichnet. Die Wand besteht aus Rippen, Rähm und Schwelle, auf denen Flachpreßplatten der Dicke d = 13 mm beidseitig als Beplankung in gleichmäßigen Abständen mit Nägeln d_N = 2,8 mm befestigt sind. Wandabschnitte mit Fenster- oder Türöffnungen wurden nicht tragend berücksichtigt.

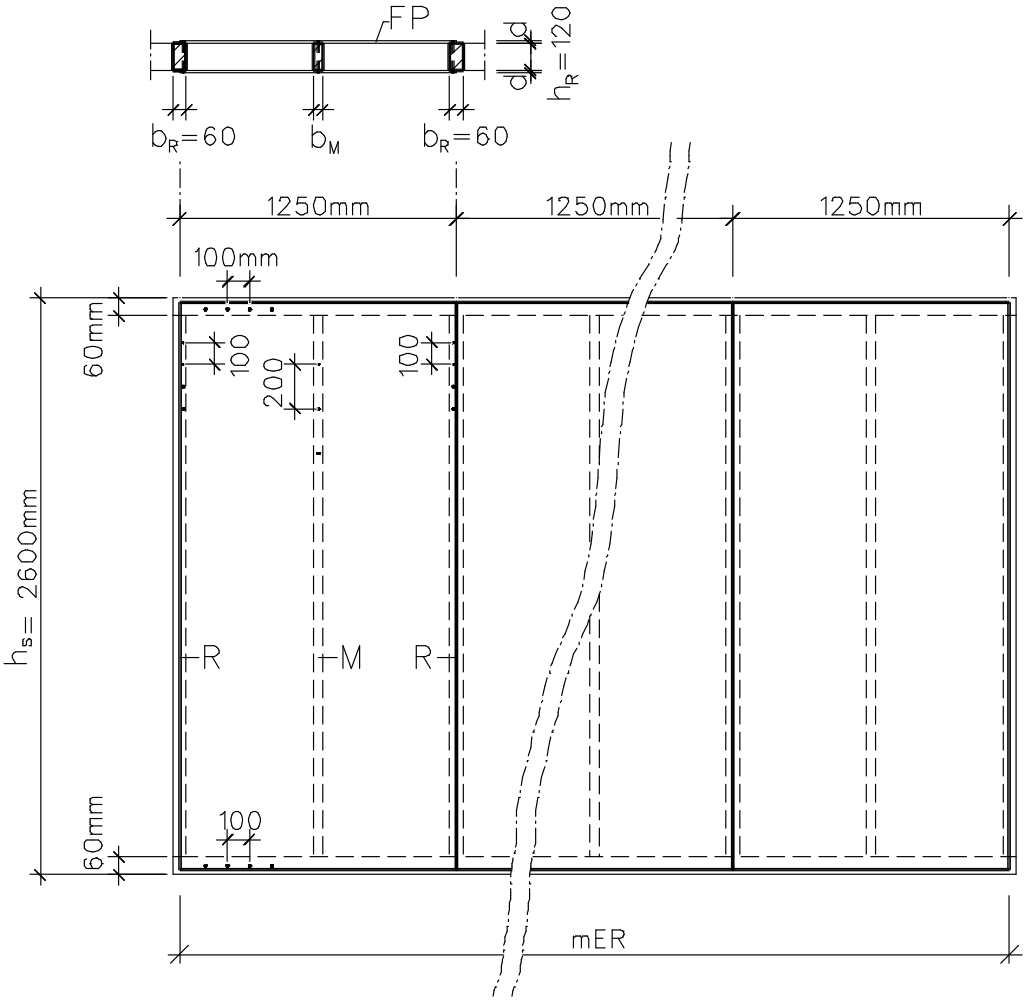


Bild 7: Aufbau einer Wandscheibe

Die oberen Wandrähme der Wandscheiben sind wie im Bild 8, Bild 9 und Bild 10 dargestellt, schubfest und in vertikaler Richtung druckfest an den auf den Wandrähmen aufliegenden Deckenbalken angeschlossen.

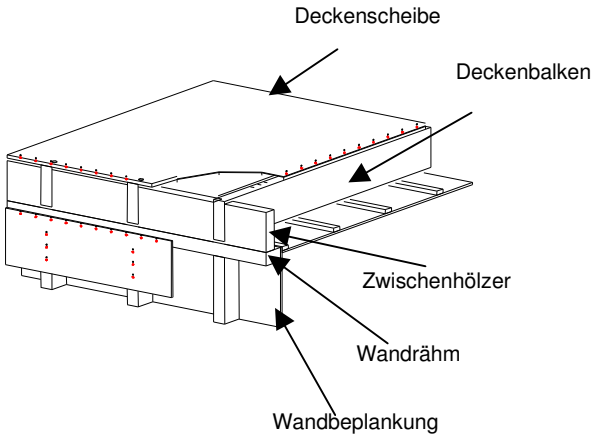


Bild 8: Verbindung Deckenscheibe an Wandscheibe

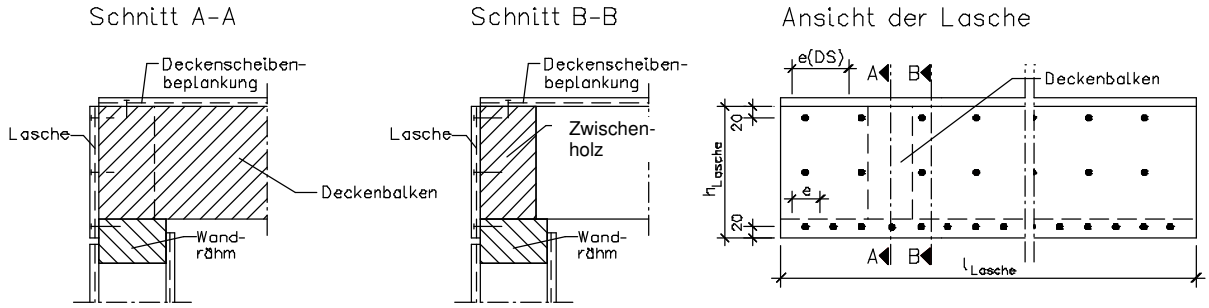


Bild 9: Anschluß Deckenscheibe an Traufwand

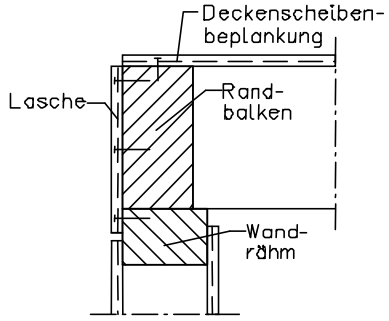


Bild 10: Anschluß Deckenscheibe an Giebelwand

3 Berechnungsmodell

3.1 Allgemeines

Die Simulation des dreidimensionalen Tragverhaltens des Gebäudes erfolgte mit Hilfe des Finite-Elemente-Programms Infograph. Dabei wurde darauf geachtet, das Gebäude durch ein möglichst einfaches Modell zu beschreiben, das aber trotzdem das Tragverhalten des Gebäudes gut approximiert.

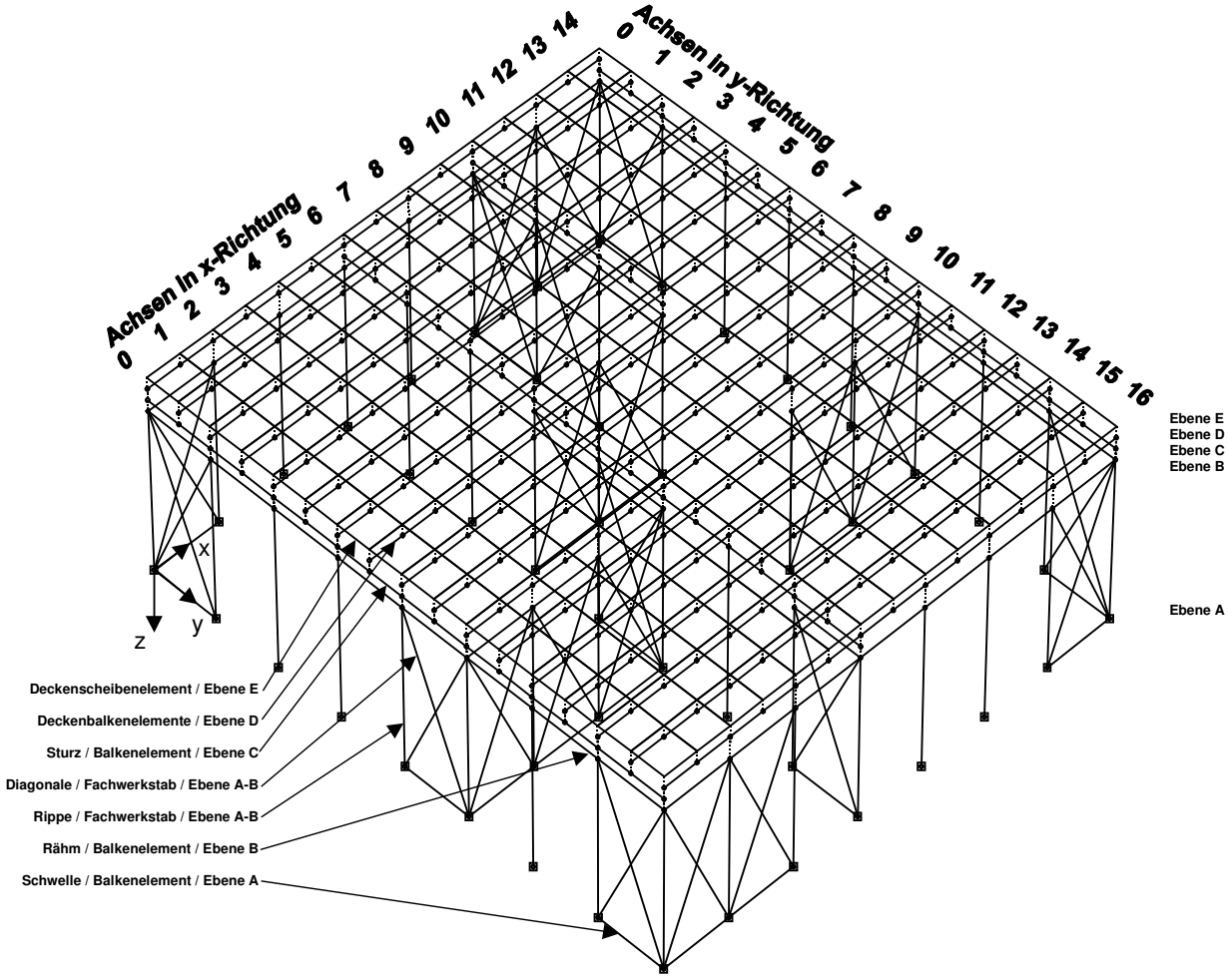


Bild 11: Finite-Elemente-Rechenmodell

Die x-Achse des Modells verläuft in Richtung der Giebelwand, die y-Achse in Richtung der Traufwand. Dabei ist zu beachten, daß die Elementknoten der Rähme, Stürze, Deckenbalken und der Deckenscheibe auf einer Höhe z = -2,90 m liegen, obwohl ihre Darstellung in Bild 11 aus Gründen der Übersichtlichkeit in getrennten Ebenen B – E erfolgt. Der Rasterabstand in x- und y-Richtung beträgt 62,5 cm, ebenso wie die Kantenlängen der Deckenscheibenelemente.

3.2 Dach

Das Dachtragwerk ist im Berechnungsmodell in Bild 11 nicht enthalten. Es ist ausschließlich an den Sparrenfußpunkten mit den Deckenbalken verbunden. Daher wurden dort die Reaktionen aus Eigengewicht und Wind auf das Berechnungsmodell als Aktionen aufgebracht, wie in Abschnitt 4 beschrieben wird.

3.3 Decke

Die Beplankung wurde durch Scheibenelemente vom Typ „SV43“ und die Deckenbalken wurden durch räumliche Balkenelemente diskretisiert. Diese Elemente sind in allen drei Verschiebungsrichtungen miteinander gekoppelt.

3.3.1 Deckenscheibe

Um den Einfluß der Beplankungsstöße auf die Scheibensteifigkeit der Deckenscheibe zu berücksichtigen, wurde den Scheibenelementen nach Kessel, Schmidt, Schönhoff (2000) ein abgeminderter Elastizitätsmodul $\overline{E}$ und ein abgeminderter Schubmodul $\overline{G}$ zugewiesen.

$$\overline{E} = \frac{1}{\frac{1}{E} + \frac{e_{Na}}{K_{ser}} \cdot \frac{d_{pl}}{\ell_{pl}} \cdot 2}$$

$$\overline{G} = \frac{1}{\frac{1}{G} + 2 \cdot \frac{e_{Na}}{K_{ser}} \cdot d_{Pl} \cdot \left(\frac{1}{l_{Pl}} + \frac{1}{h_{Pl}} \right)}$$

mit:

- E = $E_{m,\,mean}$ des Plattenwerkstoffes für Scheibenbeanspruchung
- G = G_{mean} des Plattenwerkstoffes für Scheibenbeanspruchung
- e_{Na} : Abstand der Nägel
- K_{ser} : Federsteifigkeit des Nagels
- d_{pl} : Dicke der Platte
- l_{pl} : Länge der Einzelplatte
- h_{pl} : Höhe der Einzelplatte

Für die zuvor beschriebene Konstruktion und die hier verwendeten Materialien sind:

E = 1600 N/mm² (FP; 20 < d ≤ 25 mm),

G = 850 N/mm² (FP; 20 < d ≤ 25 mm),

e_{Na} = 33 mm,

$K_{ser} = \rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8} / 25$

$= (\sqrt{550 \cdot 380})^{1,5} \cdot 2{,}8^{0,8} / 25 = 890$ N/mm,

d_{pl} = 22 mm,

l_{pl} = 2500 mm,

h_{Pl} = 1250mm

und damit ergibt sich

$\overline{E}$ = 782 N/mm²

und $\overline{G}$ = 319 N/mm².

Die Deckenscheibe des Tragwerksmodells in Bild 11 besitzt keine Treppenöffnung, da Vergleichsrechnungen gezeigt hatten, daß der Einfluß auf das Tragverhalten zumindest dann klein ist, wenn nur ein Deckenbalken ausgewechselt wird.

Aus programmtechnischen Gründen konnten die Scheibenelemente über den Außenwänden, nicht wie sonst an die Deckenbalken gekoppelt, sondern direkt an die Stürze, Rippen oder Stützen angeschlossen werden.

3.3.2 Deckenbalken

Der Elastizitätsmodul betrugt 11000 N/mm². Die tatsächlich vorhandenen Ausmittigkeiten der Systemachsen von Deckenscheibe, Deckenbalken und Wandrähme wurden vernachlässigt.

Die Deckenbalken wurden durch alle Verschiebungen und die Verdrehung φ_x an den Sturz, im Gefachbereich von Wänden, oder direkt an die Rippen bzw. Stützen gekoppelt. Dies entspricht einer starren Verbindung einschließlich starrer Zugverbindung, die in der zuvor beschriebenen Verbindung von Wandscheibe und Decke nur indirekt vorhanden ist. Die Auswirkungen auf das räumliche Tragverhalten werden später ausführlich erläutert.

Ein Deckenbalken besteht bei Giebelbreiten B ≤ 10,00 m aus zwei Einfeldträgern, die über dem Unterzug gelenkig verbunden sind, sonst aus drei Einfeldträgern. Diese Entscheidung, die Durch-

laufwirkung der Deckenbalken nicht zu berücksichtigen, ist von erheblicher Tragweite, da sich dadurch das Eigengewicht von Teilen der Konstruktion nur eingeschränkt über größere Entfernungen aktivieren läßt und damit teilweise erhebliche Tragreserven nicht genutzt werden können.

3.4 Wände

Jeder 1,25 m breite Teil einer aussteifenden Wandscheibe wurde durch das in Bild 12 dargestellte Fachwerkmodell *(Spierig 1964)* simuliert, dessen Steifigkeit der einer Wandtafel entspricht, die bei einer auf das Kopfrähm einwirkenden Horizontalkraft F_H = 7,95 kN eine horizontale Kopfverschiebung von h / 500 aufweist.

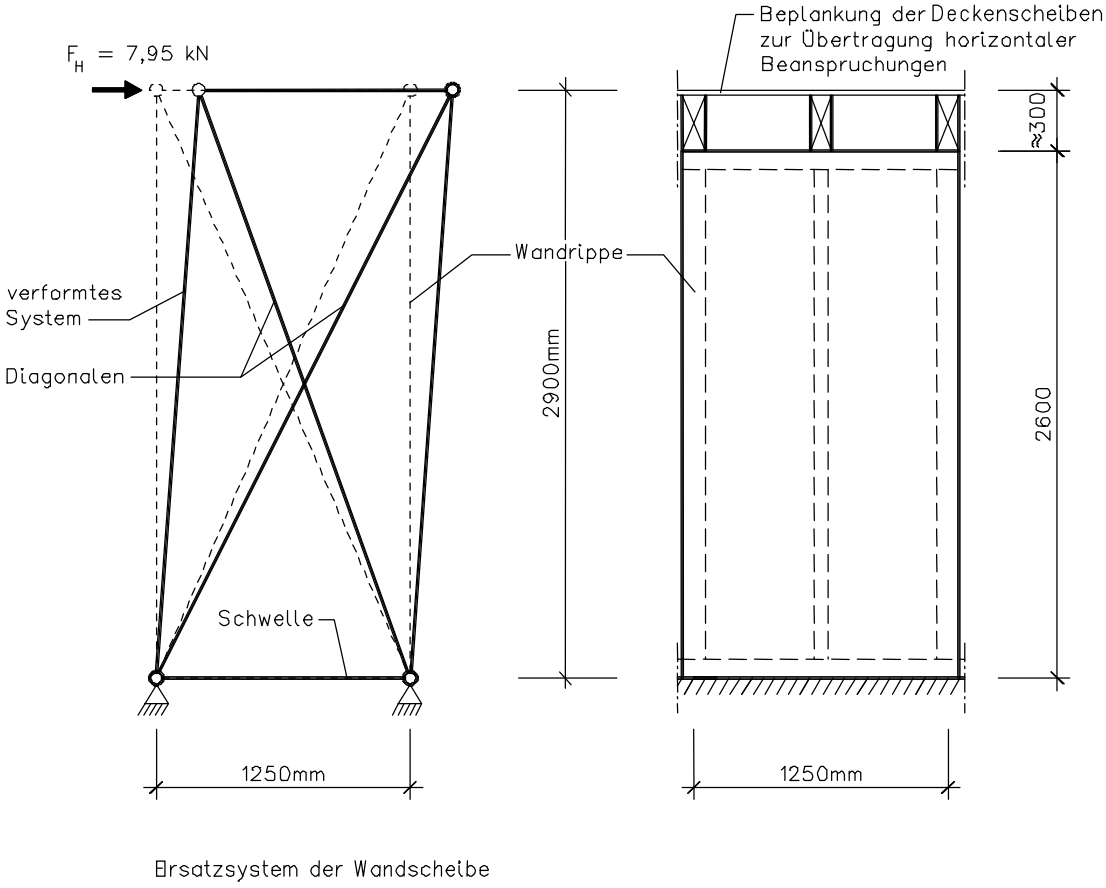


Bild 12: Ersatzsystem zur Simulierung der ER

Die maximale Horizontalkraft F_H = 7,95 kN ergibt sich dabei aus der zulässigen Beanspruchung der 2x13 Nägel 28x65 zwischen Beplankungen und Rähm. Es wurde angenommen, daß bei dieser Horizontalkraft die nach DIN 1052-1, E11.4.2.1 und DIN 1052-3, E8.1 Tab. A1 maximal zulässige horizontale Verschiebung von 1 / 500 der Wandhöhe h erreicht wird. Das Fachwerk besitzt eine Systemhöhe von h = 2,90 m und schließt direkt an die in dieser Höhe liegende Deckenscheibe an. Das Fachwerkmodell simuliert also nicht nur die eigentliche Wandscheibe von 2,60 m Höhe, sondern zusätzlich die Schubverbindung von Deckenscheibe und Wandscheibe, die teilweise direkt über die untere Beplankung und teilweise über schubfest verbundene Zwischenhölzer zwischen

den Deckenbalken erfolgt. Unter diesen Bedingungen ergaben sich die folgenden Stabquerschnitte und Steifigkeiten:

Rippen: b x h = 60 x 120mm², $E_{0,mean}$ = 11000 N/mm², G_{mean} = 690 N/mm²
Diagonalen: b x h = 60 x 120mm², $E_{0,mean}$ = 2200 N/mm², G_{mean} = 690 N/mm²
Rähm: b x h = 60 x 120mm², $E_{0,mean}$ = 11000 N/mm², G_{mean} = 690 N/mm²
Schwelle: b x h = 60 x 120mm², $E_{0,mean}$ = 11000 N/mm², G_{mean} = 690 N/mm²

Der Elastizitätsmodul der Diagonalen wurde dabei über den Arbeitssatz berechnet.

3.5 Rähme, Stürze und Unterzüge

Steifigkeiten und Verbindungen der Rähme haben großen Einfluß auf das Tragverhalten des Gebäudes. So kann z. B. ein Gelenkstoß über der Randrippe einer Wandscheibe zu über 10% größeren maximalen Verformungen des Gesamtsystems führen als ohne diesen Gelenkstoß. Dennoch wurde hier von durchlaufenden Rähmen 12 x 6 cm² über allen Außenwänden ohne Gelenke ausgegangen, um dadurch eine Vielzahl anderer nicht berücksichtigter Steifigkeiten zu kompensieren. Über den Innenwänden hätten die Rähme immer nur die Länge der aussteifenden Wandscheibe.

Da in dem oben beschriebenen Wandmodell nur die Steifigkeit der Vernagelung der Beplankung mit der Unterkonstruktion bei Beanspruchung parallel zum Plattenrand (Schubsteifigkeit) enthalten ist, nicht aber die Steifigkeit der Vernagelung von Rähm und Beplankung bei Beanspruchung senkrecht zum Plattenrand, wurden diese Steifigkeiten und die der Mittelrippen im Berechnungsmodell durch Stürze 12 x 18 cm² simuliert, die die zwischen den Wandrippen liegenden Deckenbalken tragen. Diese Stürze waren nur in den Wänden in y-Richtung erforderlich, da in x-Richtung ihre Aufgaben von den Deckenbalken übernommen werden. Die Stürze besitzen über den Wandrippen im Abstand von 1,25 m ein Vollgelenk.

In den wegen Fenster- und Türöffnungen nicht aussteifenden Bereichen der Außenwände wurden im Berechnungsmodell unabhängig von der Öffnungsbreite Stiele im Abstand von 1,25 m angenommen, um damit die ständigen Lasten so zu verteilen, daß keine konzentrierten rückstellenden Kräfte auftreten.

Im Bereich der Mitte der Häuser befinden sich Unterzüge 12 x 18 cm² in y-Richtung als Zwischenauflager für die Deckenbalken. Auch diese Unterzüge wurden wie die Stürze im Abstand von 1,25 m von Stielen gestützt und besitzen an dieser Stelle ein Vollgelenk.

3.6 Modellierung der Wandauflager

Um die für die Untersuchungen der Gebäude ohne Verankerung der Wandscheiben notwendigen und in Infograph nicht verfügbaren druckfesten, aber zugschlaffen Auflager zu simulieren, wurden die Fußpunkte der Wände und Stützen über einen kurzen (druckschlaffen) Zugstab an ein festes Auflager angehängt (Bild 13). So werden Auflasten über den Zugstab ins Auflager abgetragen, ohne daß nach oben wirkende, abhebende Beanspruchungen aufgenommen werden können und die Rippe bei Zugbeanspruchung abheben kann. Die horizontalen Kräfte wurden direkt in die Auflager am Fußpunkt der Rippe geführt.

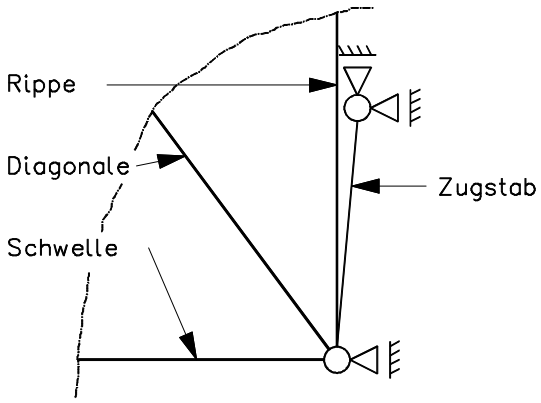


Bild 13: Auflager mit Druckkontakt (ohne Zugverankerung)

4 Einwirkungen

4.1 Allgemeines

Die charakteristischen Einwirkungen wurden mit Hilfe der DIN 1055 ermittelt. Bei den ständigen Einwirkungen, dem Gewicht der Baustoffe, wurden immer die unteren Grenzwerte angesetzt (z.B. ρ_{Holz} = 4kN/m³). Bei der Einwirkung von Wind auf Giebel wurden die Windsogbeiwerte für die Dachfläche in Anlehnung an den EC 1 berücksichtigt, da die DIN 1055 in diesem Punkt nicht aussagekräftig genug ist.

4.2 Haustypen

Da der Marktanteil von Ausbauhäusern am gesamten Markt von Holzhäusern bedeutend ist, wurden bei den hier durchgeführten Untersuchungen nicht unbedingt alle ständigen Einwirkungen (Eigengewicht) berücksichtigt. Diese sind bei Ausbauhäusern unter Umständen erst Wochen, Monate oder sogar Jahre nach der Errichtung der geschlossenen Gebäudehülle vorhanden, nachdem das Holzhaus seinen zu Baubeginn geplanten Endzustand tatsächlich erreicht hat.

Beim Eigengewicht des Daches wurde hier nur vom Endzustand ausgegangen. Die mögliche Gewichtsreduktion durch das Fehlen der unteren Sparrenverkleidung und der Dämmung wurde also vernachlässigt. Nur wenn ein Ausbau des Daches aufgrund der Dachgeometrie nicht möglich ist, wurden die Gewichte dieser Materialien nicht angesetzt. Das Gewicht von Trennwänden im Dachdeschoß wurde grundsätzlich nicht berücksichtigt.

Bei den Decken wurden mögliche halbfertige Bauzustände von Ausbauhäusern dadurch berücksichtigt, daß

- Decken ohne ausreichenden Trittschallschutz (leichte Decke)
- Decken mit ausreichendem Trittschallschutz (schwere Decke)

nach Einbau des schwimmenden Estrichs unterschieden wurden.

Diese Unterscheidung machte die Definition von zwei Haustypen erforderlich:

Haustyp ℓℓℓ

Dach (leicht) Dfl. g_k = 0,89 kN/m²
Decke (leicht) g_k = 0,54 kN/m²
Wände (leicht) g_k = 0,36 kN/m²

Haustyp ℓsℓ

Dach (leicht) Dfl. g_k = 0,89 kN/m²
Decke (schwer) g_k = 1,59 kN/m²
Wände (leicht) g_k = 0,36 kN/m²

Sollten bei einem Haustyp die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit für den Typ ℓℓℓ erbracht werden, entfallen die Nachweise für den Typ ℓsℓ, da die Untersuchungen zeigten, daß dann auch bei Einbau einer schweren Decke alle Nachweise erbracht werden konnten.

4.3 Charakteristische Einwirkungen aus Eigengewicht

4.3.1 Dach

Der Dachaufbau in Bild 4 besitzt folgende charakteristische Werte des Eigengewichts:

Gipskarton, d = 12,5mm	g = 0,14 kN/m²
Lattung 24/48, e = 50cm	g = 0,03 kN/m²
Dampfbremse, PE-Folie, 0,2mm	
Dämmung, 220mm	g = 0,11 kN/m²
Sparren, 8/22, e = 62,5 cm	g = 0,11 kN/m²
Dacheindeckung einschl. Lattung	g = 0,50 kN/m²
	Σ g_k = 0,89 kN/m² Dfl.

Charakteristischer Wert des nicht ausgebauten Dachgeschosses:

Σ g_k = 0,72 kN/m² Dfl.

In diesem Wert ist die bei nicht ausgebautem Dachgeschoß zusätzlich erforderliche Dämmung der Decke enthalten, da mit demselben Deckengewicht wie bei ausgebautem Dachgeschoß gerechnet wurde.

Der Leichtwandzuschlag nach DIN 1055 entfällt.

4.3.2 Decke

Der Deckenaufbau in Bild 5 besitzt folgende charakteristische Wert des Eigengewichts:

ohne ausreichenden Trittschallschutz $\Sigma g_k = 0{,}54$ kN/m² (leichte Decke)

und mit ausreichendem Trittschallschutz, jedoch ohne Leichtwandzuschlag

$\Sigma g_k = 1{,}59$ kN/m² (schwere Decke)

4.3.3 Wände

Bei der Ermittlung der Einwirkungen aus Eigengewicht wurde von einer tragenden Innenwand ausgegangen. Der Gewichtsunterschied zwischen Außen- und Innenwänden wurde nicht berücksichtigt. Außen- und Innenwänd besitzen folgenden charakteristischen Wert des Eigengewichts

$\Sigma g_k = 0{,}36$ kN/m² Wfl.

4.4 Einwirkungen aus Wind

4.4.1 Charakteristische Einwirkungen aus Wind

Da hier der Einfluß des Windes auf die Tragfähigkeit eines Holzhauses als Ganzes in einem globalen Sinne untersucht wurde und dabei keine lokalen Auswirkungen auf Einzelbauteile von Bedeutung waren, blieben Dachüberstände und erhöhte Sogbeiwerte für Eck- und Randbereiche unberücksichtigt.

Für den Staudruck wurden die in DIN 1055-4 angegebenen Werte zugrunde gelegt:

$q = 0{,}50$ kN/m² für Gebäudehöhe $H \leq 8{,}00$ m und
$q = 0{,}80$ kN/m² für Gebäudehöhe $H > 8{,}00$ m.

Bei der Vorbemessung der einzelnen Bauteile wurden die c_p-Werte unter Miteinbeziehung der 25%igen Erhöhung des Winddruckes für Einzelbauteile (DIN 1055 Teil 4, Abs. 5.2.2) angesetzt.

4.4.2 Wind auf Traufe

Für geneigte Dachflächen im Lee wurde gemäß DIN 1055-4 immer der Sogbeiwert $c_p = -0{,}6$ benutzt. Für geneigte Dachflächen im Luv wurde entweder (Bild 14a)

$c_p = 0{,}02 \cdot \alpha - 0{,}2$,

mit α als Dachneigungswinkel (hier: $30° \leq \alpha \leq 50°$), angesetzt oder für $30° \leq \alpha \leq 40°$ der

Sogbeiwert $c_p = - 0{,}6$ (Bild 14 b).

a) Druck- und Sogeinwirkungen auf Dach b) nur Sogeinwirkungen auf Dach

Bild 14: Einwirkungen aus Wind auf Traufe

Die Windlast auf die obere Hälfte der Traufwand und die Horizontalkomponente der auf die angrenzende Dachfläche einwirkenden Windlast werden addiert und zu den in Bild 16 dargestellten Linienlasten W_D und W_S zusammengefaßt.

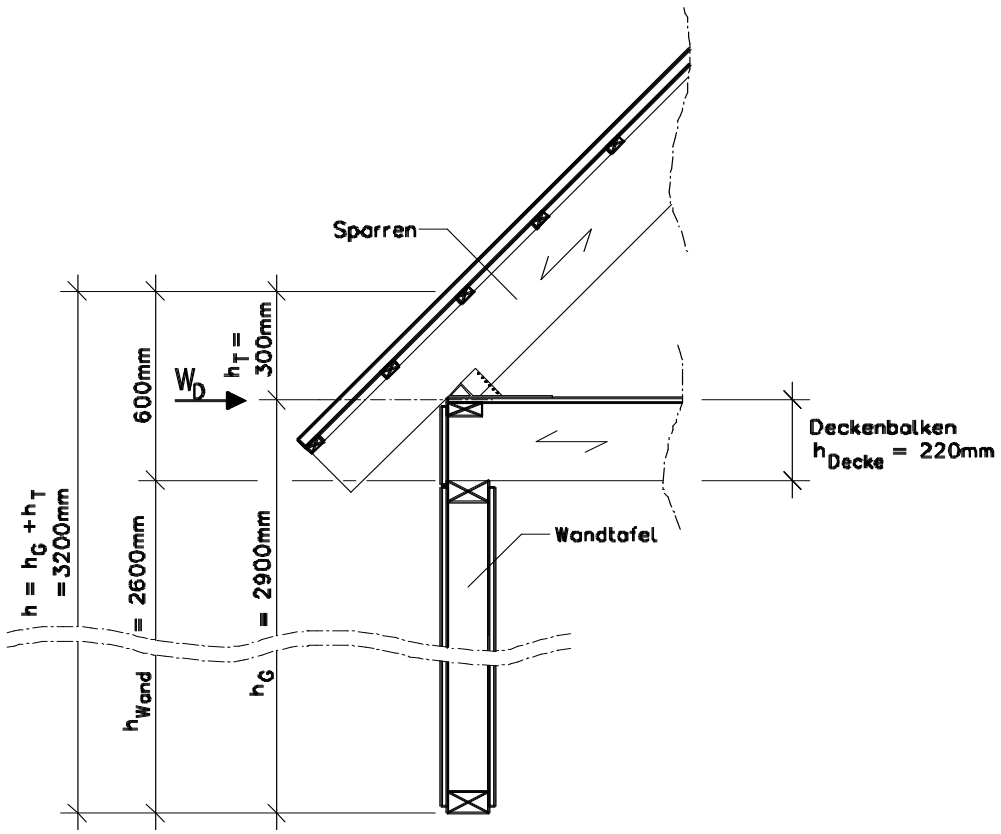


Bild 15: Festlegung der Wirkungslinie der horizontalen Ersatzlast für Wind auf Traufe

Die vertikalen Linienlasten $V_{①bis②}$ und $V_{③bis④}$ ergeben sich aus der Summe der Vertikalkomponenten der auf die Dachfläche einwirkenden Windlasten und aus dem Versatzmoment, das sich aus der Verschiebung der Wirkungslinie der zugehörigen Horizontalkomponenten in die Wirkungslinie von W_D und W_S ergibt. Um die Größe der vertikalen Kräfte $V_{①bis②}$ und $V_{③bis④}$ zu bestimmen, wurde zunächst für alle Windeinwirkungen auf Traufe das Kippmoment M_{Traufe} um die Achse "Traufe" ermittelt. Die Drehachse "Traufe" verläuft entlang der Schwelle der Traufwand im Lee. Die Differenz von M_{Traufe} und dem Moment aus W_D und W_S dividiert durch die Gebäudebreite lieferte schließlich die Größen $V_{①bis②}$ und $V_{③bis④}$.

Diese Linienlasten wurden umgerechnet in Knotenkräfte, die an den Deckenbalkenenden angreifen.

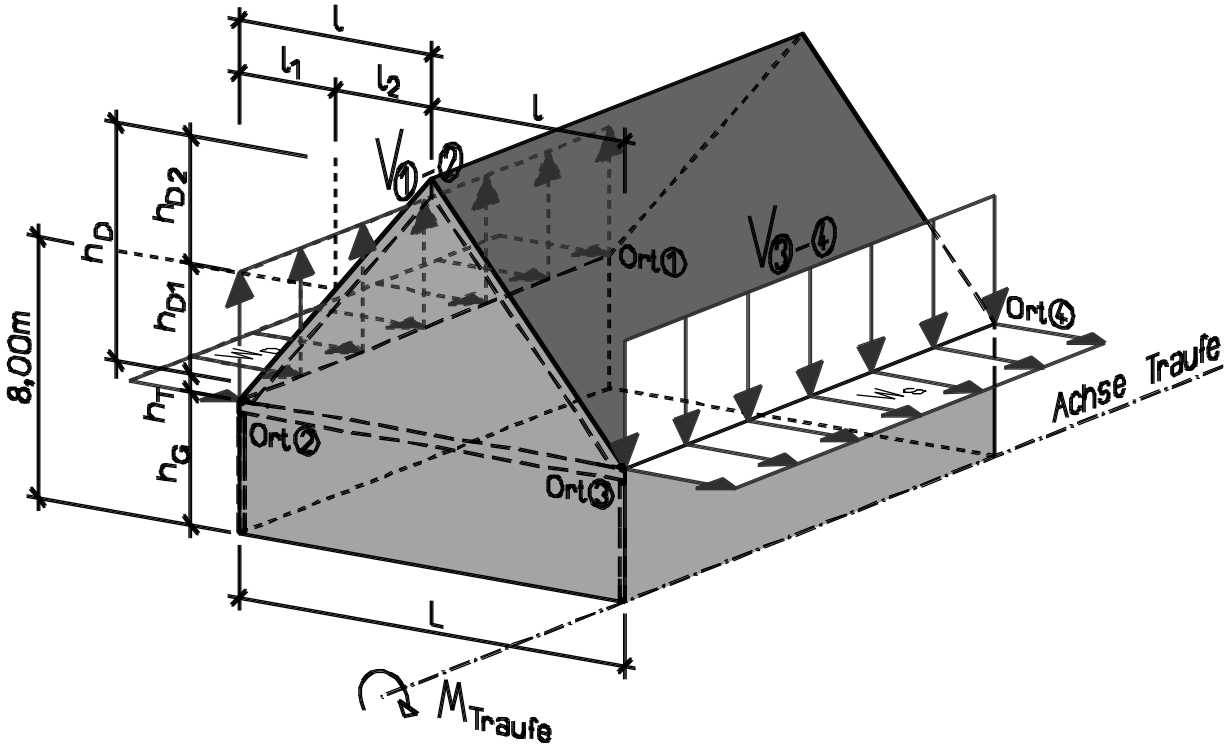


Bild 16: Ersatzlasten für Wind auf Traufe

4.4.3 Wind auf Giebel

Bei Wind auf Giebel erforderte die Untersuchung des Tragverhaltens an einem räumlichen Berechnungsmodell die Berücksichtigung der räumlichen Wirkung des Windes auf das Gebäude

(Bild 17). Eine räumliche Wirkung ergibt sich durch die in ENV 1991-2-4 Tabelle 10.2.4 angegebenen Außendruckbeiwerte für Satteldächer. Die dort über die Gebäudelänge abgestuften Werte wurden in Anlehnung an die Vorgehensweise in DIN 1055-4 Tabelle 11 für windparallele Wände prismatischer Baukörper als über die Fläche konstant angenommen. Für Verhältnisse Sparrenlänge zu Trauflänge L_{Sp} / L wurde angesetzt

$c_p = 0{,}7$ für $L_{Sp} / L \geq 0{,}5$

$c_p = 0{,}8 \cdot L_{Sp} / L + 0{,}3$ für $0{,}5 \geq L_{Sp} / L \geq 0{,}25$

$c_p = 0{,}5$ für $L_{Sp} / L \leq 0{,}25$

Die aus diesen Beiwerten resultierenden Flächenlasten wurden in vertikale Knotenkräfte umgerechnet und auf jedem Ende der Deckenbalken angesetzt. Windkräfte, die sich innerhalb des Gebäudes gegenseitig aufheben, wurden nicht berücksichtigt.

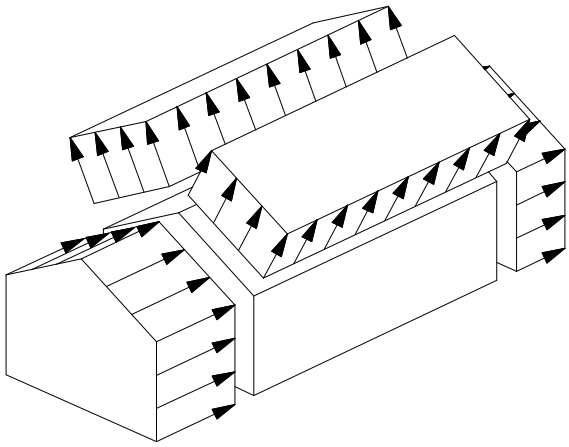


Bild 17: Einwirkungen aus Wind auf Giebel

Die Aufteilung der auf das Giebeldreieck einwirkenden Windlast zur Weiterleitung in die Dachscheibe erfolgte, wie in Bild 18 dargestellt. Für die Giebelwandstiele im Dachgeschoß wurden also unabhängig von einer möglichen Kehlscheibe angenommen, daß sie an jeder Stelle von der Deckenscheibe bis zur Dachscheibe durchlaufen.

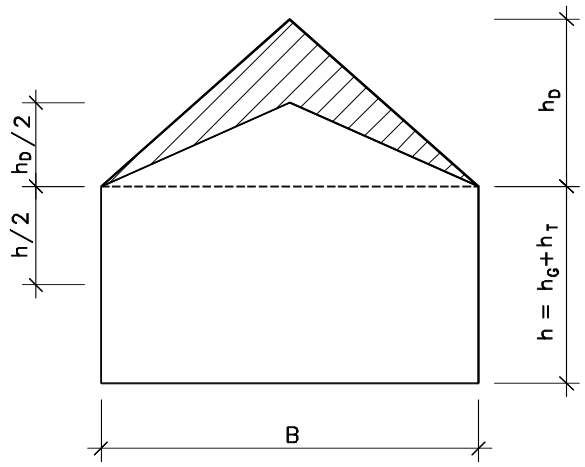


Bild 18: Aufteilung des Giebeldreiecks für die auf die Dachscheibe einwirkende Windlast

Das Dach wurde mit Windrispen ausgesteift. Hierbei wurde vereinfachend angenommen, daß die Horizontalkraft am oberen Rispenende eingeleitet wird und dann über einen abstützenden Sparren und das Windrispenband zur Traufe geführt wird (Bild 19a) .

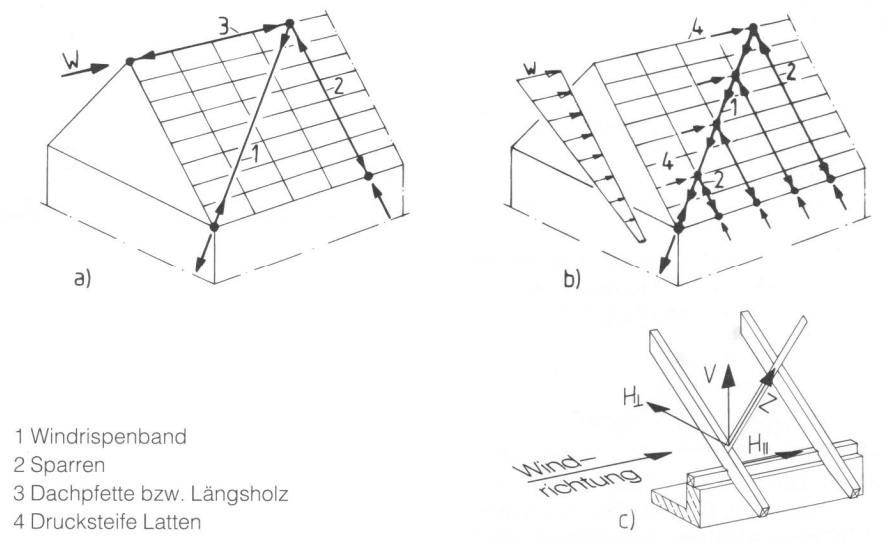


Bild 19 Ableitung der anteiligen Windlasten über das Dachtragwerk, s. auch Milbrandt (1993)

Auf die von Kessel (1991) erwähnte, genauere Betrachtung, bei der die Horizontalkräfte über die drucksteifen Latten kontinuierlich in das Rispenband eingeleitet und dann über kleine Druckkräfte in allen Sparren in den Traufbereich weitergeleitet wird, wurde hier verzichtet (Bild 19b). Diese Betrachtungsweise hat lediglich Vorteile beim Nachweis der einzelnen Rispenanschlüsse an den Drucksparren. An dem unteren Rispenanschluß muß aber trotzdem die gesamte Zugkraft der Rispe angeschlossen und weitergeleitet werden. Auf die Betrachtung eines ohne Windrispenband

sondern durch die Scheibenwirkung der Beplankung ausgesteiften Daches und die dadurch veränderte Kräfteverteilung wurde hier ebenso verzichtet.

Die Reaktionskräfte in Bild 19c ergaben sich zu:

$$V = \frac{1}{2 \cdot L} \cdot W \cdot h_D$$

$$H_{\perp} = \frac{B}{4 \cdot h_D \cdot L} \cdot W \cdot h_D$$

$$H_{II} = W / 2$$

mit

L = Gebäudelänge,

B = Gebäudebreite,

h_D = Höhe des Daches,

W = Resultierende der dreieckförmigen Beanspruchung aus Wind auf Giebel.

Die errechneten Kräfte wurden auf den Deckenbalken im Giebelbereich angesetzt. Dabei wurden auch die aus dem Drucksparren am gegenüberliegenden Giebel (Leeseite) wirkenden Kräfte berücksichtigt.

Die Einzugsfläche der Windbeanspruchung, die durch die Deckenscheibe weitergeleitet wird, setzt sich zusammen aus der halben Fläche des Giebeldreiecks und der oberen Wandhälfte (Bild 20).

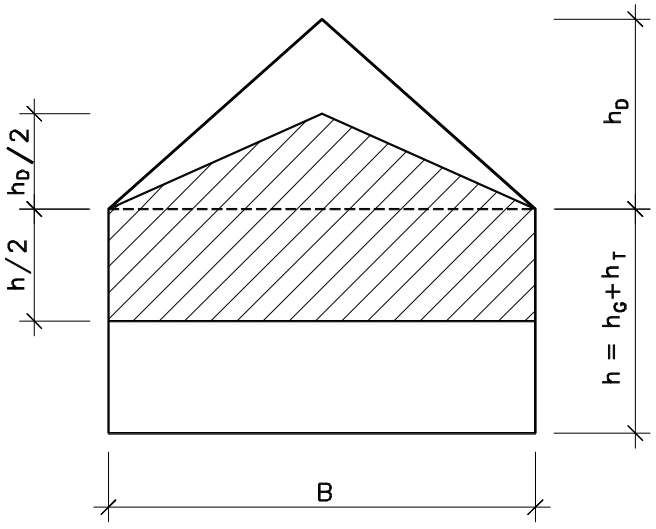


Bild 20 : Aufteilung des Giebelwand für die auf die Deckenscheibe einwirkende Windlast

Die von der Deckenscheibe abzutragende Windlast wurde in Form einer Linienlast w_{GiD} und w_{GiS} für die Einwirkungen aus dem Wandbereich und einer Dreieckslast $w_{GiD\Delta}$ und $w_{GiS\Delta}$ für die Einwirkungen aus dem Dachbereich angesetzt (Bild 21). Die Berechnung des Kippmoments M_{Giebel} am Gesamtsystem für die in Bild 17 angegebenen Windlasten diente in diesem Fall im wesentlichen nur zur Überprüfung der beschriebenen Ersatzlasten, da hier anders als bei Wind auf Traufe keine großen Verschiebungen der Wirkungslinien der horizontalen Kraftkomponenten erforderlich waren. Die aus M_{Giebel} resultierenden und in Bild 21 eingetragenen kleinen Ersatzlasten $V_② = V_③$ und $V_① = V_④$ wurden mit der Vertikalkomponente der Windrispenkraft und des Sparrens auf der Leeseite überlagert.

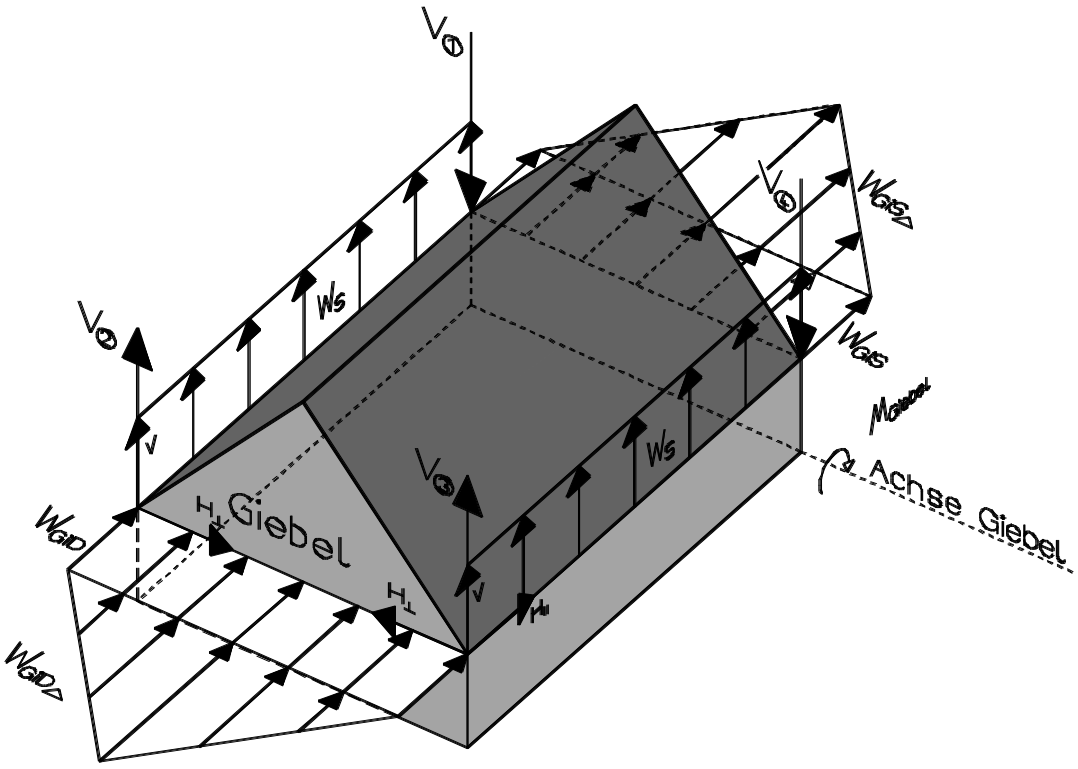


Bild 21 : Ersatzlasten für Wind auf Giebel

4.5 Einwirkungen aus Schnee

Beanspruchungen aus Schnee wurden, abgesehen von der Vordimensionierung der einzelnen Bauteile, nicht berücksichtigt, da sich diese bei dieser Untersuchung nur günstig auswirken.

4.6 Einwirkungen aus Verkehr

Beanspruchungen aus vollflächigem Verkehr wurden wegen ihrer in der Regel günstigen Wirkung ebenfalls nicht berücksichtigt, abgesehen von der Vordimensionierung der einzelnen Bauteile. Nur

in einem Sonderfall, der später noch erläutert wird, wurden auch einseitige Verkehrslasten von p_k = 2,0 kN/m² angesetzt.

4.7 Lastfallkombinationen

Die für die Tragfähigkeit maßgebenden Beanspruchungen der Bauteile eines Holzhauses der zuvor beschriebenen Konstruktion ergeben sich aus folgenden Lastfallkombinationen:

- Leiteinwirkung Verkehr, Begleiteinwirkung Schnee und Wind auf Traufe

  $LFK\ 1 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot p \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot w_{Traufe}$

- Leiteinwirkung Schnee, Begleiteinwirkung Verkehr und Wind auf Traufe

  $LFK\ 2 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot p \oplus 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot w_{Traufe}$

- Leiteinwirkung Wind auf Traufe, Begleiteinwirkung Schnee und Verkehr

  $LFK\ 3 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot w_{Traufe} \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot p$

- Leiteinwirkung Verkehr, Begleiteinwirkung Schnee und Wind auf Giebel

  $LFK\ 4 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot p \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot w_{Giebel}$

- Leiteinwirkung Schnee, Begleiteinwirkung Verkehr und Wind auf Giebel

  $LFK\ 5 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot p \oplus 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot w_{Giebel}$

- Leiteinwirkung Wind auf Giebel, Begleiteinwirkung Schnee und Verkehr

  $LFK\ 6 = 1{,}35 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot w_{Giebel} \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot s \oplus 0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot p$

Aus diesen Lastfallkombinationen wurden im Rahmen der Vorbemessung die maximalen Beanspruchungen der einzelnen Bauteile berechnet, wobei die Einwirkungen vernachlässigt wurden, die sich günstig auswirken.

Die maximal zu verankernde Zugkraft wurde aus der Kombination des Eigengewichts g und Wind ermittelt, wobei sich das Eigengewicht günstig auf die Größe der zu verankernden Zugkraft auswirkt und daher mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G = 1,0 multipliziert wurde:

- Leiteinwirkung Wind auf Traufe

  $LFK\ 7 = 1{,}0 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot w_{Traufe}$

- Leiteinwirkung Wind auf Giebel

  LFK 8 = $1{,}0 \cdot g \oplus 1{,}5 \cdot w_{Giebel}$

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden folgende Lastfallkombinationen untersucht:

- Leiteinwirkung Wind auf Traufe

  LFK 9: $1{,}0 \cdot g_L \oplus 1{,}0 \cdot w_{Traufe}$

- Leiteinwirkung Wind auf Giebel

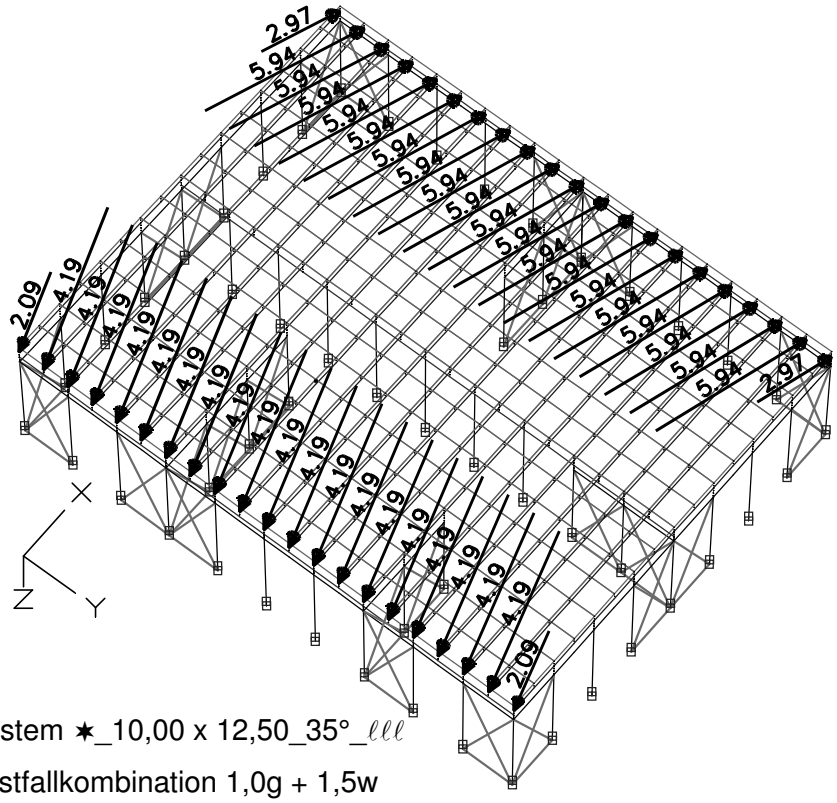
  LFK 10: $1{,}0 \cdot g_L \oplus 1{,}0 \cdot w_{Giebel}$

Da es sich bei den zu berechnenden horizontalen und vertikalen Verschiebungen in Deckenhöhe um Verschiebungen aus kurzzeitigen Windeinwirkungen handelt, können die berechneten Verformungen wegen $k_{def} = 0$ als Endverformungen u_{fin} angesehen werden. Sie können also direkt für einen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verwendet werden.

4.8 Einwirkungen auf das Berechnungsmodell

4.8.1 Aus dem Dach resultierende Einwirkungen

Für die Einwirkungen des Daches wurden mit Hilfe eines Rechenprogrammes die Auflagerkräfte des Dachtragwerks berechnet, die dann als Knotenkräfte in die Endknoten der Deckenbalkenelemente eingeleitet wurden. Beispielhaft wird in Bild 22 ein Modell mit Einwirkungen aus Eigengewicht und Wind auf Traufe gezeigt. Die Linienlasten aus Eigengewicht der Deckenbalken und Wandscheiben sind hier nicht dargestellt.



System ✶_10,00 x 12,50_35°_ℓℓℓ
Lastfallkombination 1,0g + 1,5w
Wind auf Traufe in x-Richtung

Bild 22: Einwirkungen aus Eigengewicht und Wind auf Traufe auf das Berechnungsmodell

In Bild 23 ist das Berechnungsmodelll mit Einwirkungen aus Eigengewicht und Wind auf Giebel dargestellt. Es zeigt die horizontal auf den Randdeckenbalken angreifenden Linienlasten und die wegen der Windrispenkraft fast horizontal verlaufenden, resultierenden Knotenkräfte der Randdeckenbalken. Einwirkungen aus Wind auf den unteren Teil des Giebeldreiecks werden als Linienlasten und Dreieckslasten auf den Rand der Scheibenelemente aufgebracht. Die Windsogkräfte auf die Dachflächen wurden als Einzellasten auf die Deckenbalkenenden angesetzt. Auch hier sind die Linienlasten aus dem Eigengewicht der Wände und Deckenbalken nicht dargestellt.

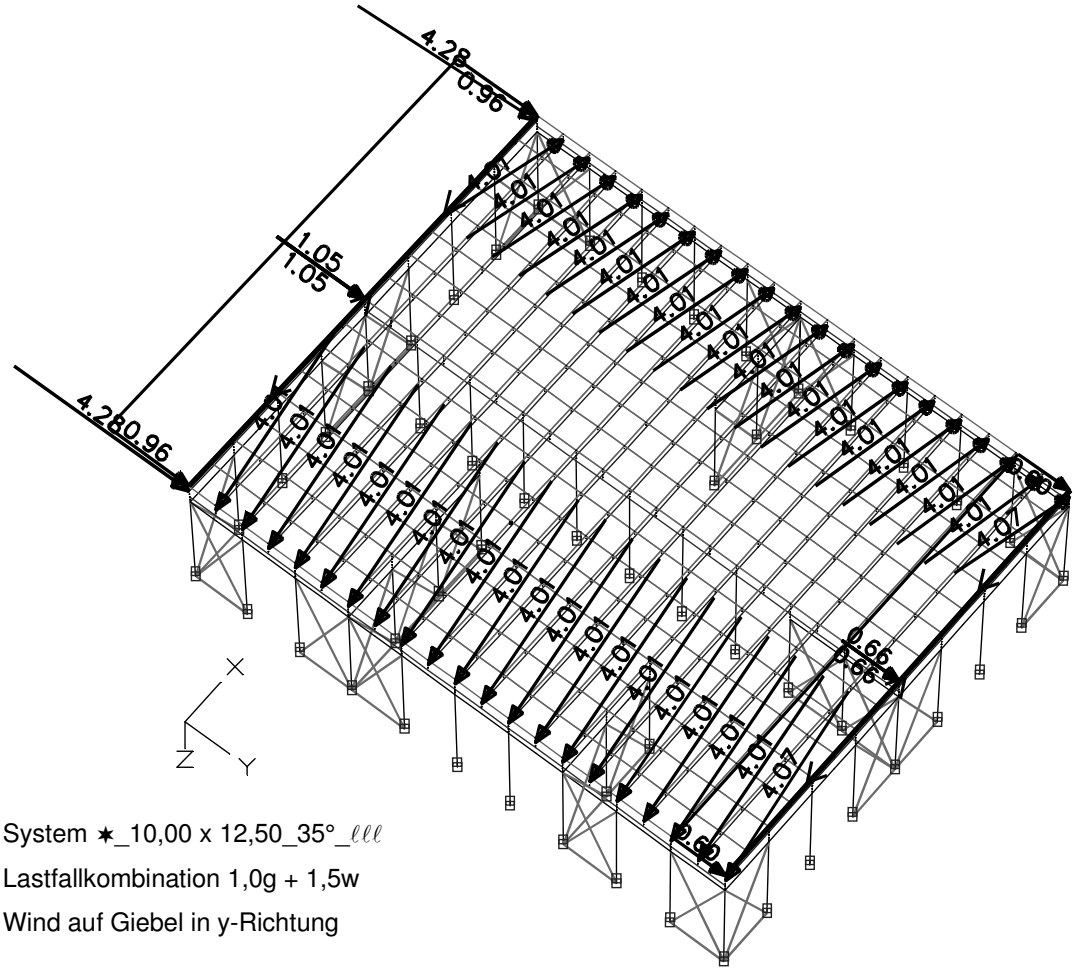


Bild 23 : Einwirkungen aus Eigengewicht und Wind auf Giebel auf das Berechnungsmodell

4.8.2 Aus den Wänden resultierende Einwirkungen

In Bild 24 sind die aus den oberen Wandhälften resultierenden Linienlasten für die Lastfälle Wind auf Giebel und Wind auf Traufe gleichzeitig dargestellt, die auf die Deckenscheibe einwirken. Wind auf Giebel wurde durch horizontale Linienlasten in die Deckenscheibenelemente und Wind auf Traufe durch Einzellasten in die Endknoten der Deckenbalken eingeleitet.

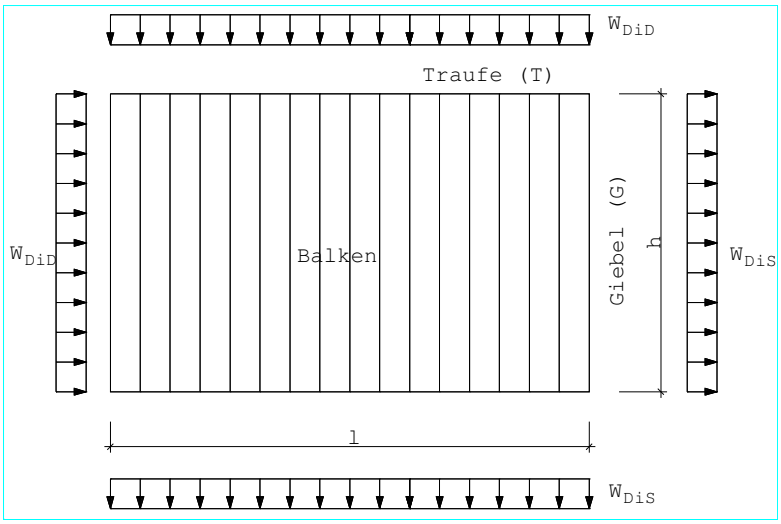


Bild 24: Deckenscheibe mit den Lastfällen Wind auf Giebel und Wind auf Traufe

Die charakteristischen Einwirkungen der Wände aus Eigengewicht wurden als Linienlasten auf die Schwellenelemente der Wände aufgebracht.

4.8.3 Aus der Decke resultierende Einwirkungen

Das Eigengewicht der Decke wird als Linienlast in die Deckenbalken eingeleitet. Auf eine Berücksichtigung des verminderten Eigengewichts der Decke im Bereich des Kniestocks wird verzichtet, da im Gegenzug das Eigengewicht des Dachüberstandes an der Traufe nicht berücksichtigt wurde. Es wurde angenommen, daß sich diese beiden Gewichtsanteile ausgleichen. Die Randbalken an den Giebelseiten wurden vereinfacht ebenfalls mit der gesamten Linienlast (Einzugsbreite b = 0,625 m) aus dem Eigengewicht der Decke beansprucht. Dadurch wurde stellvertretend das weit höhere Eigengewicht der Giebelwände im Dachbereich berücksichtigt.

4.8.4 Berechnung Knotenkräfte und Linienlasten - Datenblatt I

Die Berechnung der Knotenkräfte und Linienlasten für das Berechnungsmodell erfolgte automatisiert mit Hilfe eines Rechneprogramms, mit dem auch die Auflagerreaktionen der Sparren- und Kehlriegeldächer ermittelt wurden. Ein Beispiel einer Ausgabemaske ist in Bild 25 dargestellt. Die dort abschließend angegebenen Summen der Kräfte in x-, y- und z-Richtung dienten zur Kontrolle der Auflagereaktionen des Berechnungsmodells. In den Momentensummen sind nur die Wirkungen der Windlasten enthalten und noch nicht die der ständigen Lasten, da diese von den Wandstellungen der einzelnen Grundrisse abhängig sind. Es läßt sich jedoch zeigen, daß die rückstellenden Momentensummen aus ständigen Lasten immer größer sind als die angegebenen Momentensummen aus Wind.

Resultierende Systemeinwirkungen

1.) Systemangaben

Einteilung der Grundrißtypen vgl. Abschnitt 6

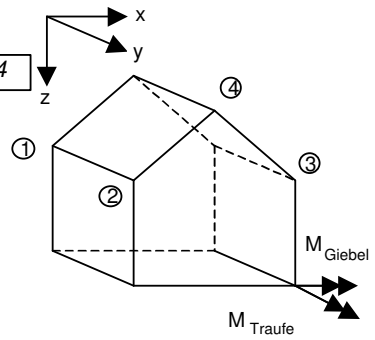
Grundrißtyp ①, B x L = 10,00 x 12,50m²

Einteilung in Haustypen vgl. Abschnitt 4

Haustyp: I I

Dachneigung: α = 35°, Kehlbalkendach ausgebaut

Dachneigung und Ausbausituation vgl. Abschnitt 2



2.) Einwirkungen:

a) Schwelle:

Linienlast: qz = 1,04 [kN/m]

b) Deckenbalken:

Linienlast: qz = 0,34 [kN/m]

Kräfte Fx, Fy, Fz [kN], die an den DB-Enden angreifen: (R = Resultierende Kraft)

Wind auf Traufe:

Ort/Bereich:	LFK 1,0g+1,0w		LFK 1,0g+1,5w	
①	F_x = -1,30 F_z = 1,78	=> R = 2,21	F_x = -1,06 F_z = 1,80	=> R = 2,10
②	F_x = -1,30 F_z = 1,78	=> R = 2,21	F_x = -1,06 F_z = 1,80	=> R = 2,10
③	F_x = 2,23 F_z = 1,70	=> R = 2,80	F_x = 2,45 F_z = 1,68	=> R = 2,97
④	F_x = 2,23 F_z = 1,70	=> R = 2,80	F_x = 2,45 F_z = 1,68	=> R = 2,97
zwischen ①-②	F_x = -2,60 F_z = 3,57	=> R = 4,42	F_x = -2,13 F_z = 3,61	=> R = 4,19
zwischen ③-④	F_x = 4,46 F_z = 3,40	=> R = 5,60	F_x = 4,91 F_z = 3,35	=> R = 5,95

Wind auf Giebel:

Ort/Bereich:	LFK 1,0g+1,0w		LFK 1,0g+1,5w	
①	F_x = -0,64 F_y = 2,84 F_z = 0,41	=> R = 2,94	F_x = -0,07 F_y = 4,27 F_z = -0,26	=> R = 4,28
②	F_x = -2,91 F_z = 1,99	=> R = 3,53	F_x = -3,48 F_z = 2,12	=> R = 4,08
③	F_x = 2,91 F_z = 1,99	=> R = 3,53	F_x = 3,48 F_z = 2,12	=> R = 4,08
④	F_x = 0,64 F_y = 2,84 F_z = 0,41	=> R = 2,94	F_x = 0,07 F_y = 4,27 F_z = -0,26	=> R = 4,28
zwischen ①-②	F_x = -3,55 F_z = 2,40	=> R = 4,29	F_x = -3,55 F_z = 1,86	=> R = 4,01
zwischen ③-④	F_x = 3,55 F_z = 2,40	=> R = 4,29	F_x = 3,55 F_z = 1,86	=> R = 4,01

Linienförmige Einwirkung aus Wind.
D = Druck,
S = Sog,
Gi = Giebel,
Δ = dreieckförmige Einwirkung

c) Deckenscheibe

Linienlasten [kN/m], die auf den Giebelseiten der Deckenscheiben angreifen:

Ort/Bereich:	LFK 1,0g+1,0w				LFK 1,0g+1,5w			
①-④	$W_{Gi,D}$ =	0,64	$W_{Gi,D\Delta}$ =	0,70	$W_{Gi,D}$ =	0,96	$W_{Gi,D\Delta}$ =	1,05
③-②	$W_{Gi,S}$ =	0,40	$W_{Gi,S\Delta}$ =	0,44	$W_{Gi,S}$ =	0,60	$W_{Gi,S\Delta}$ =	0,66

3.) Summe der Kräfte [kN] und Momente [kNm] aus den Einwirkungen:

	LFK 1,0g+1,0w		LFK 1,0g+1,5w	
Wind auf Traufe	ΣF_x =	37,07	ΣF_x =	55,60
	ΣF_z =	244,08	ΣF_z =	244,08
	M_{Traufe} =	7,24	M_{Traufe} =	10,85
Wind auf Giebel	ΣF_y =	21,78	ΣF_y =	32,67
	ΣF_z =	200,91	ΣF_z =	179,33
	M_{Giebel} =	352,75	M_{Giebel} =	529,13

Bild 25: Erläuterungen zum Datenblatt

5 Voruntersuchungen

5.1 Tragverhalten verankerter Gebäude

Das Tragverhalten eines starr verankerten Gebäudes wurde für den in Bild 26 dargestellten Grundriß untersucht.

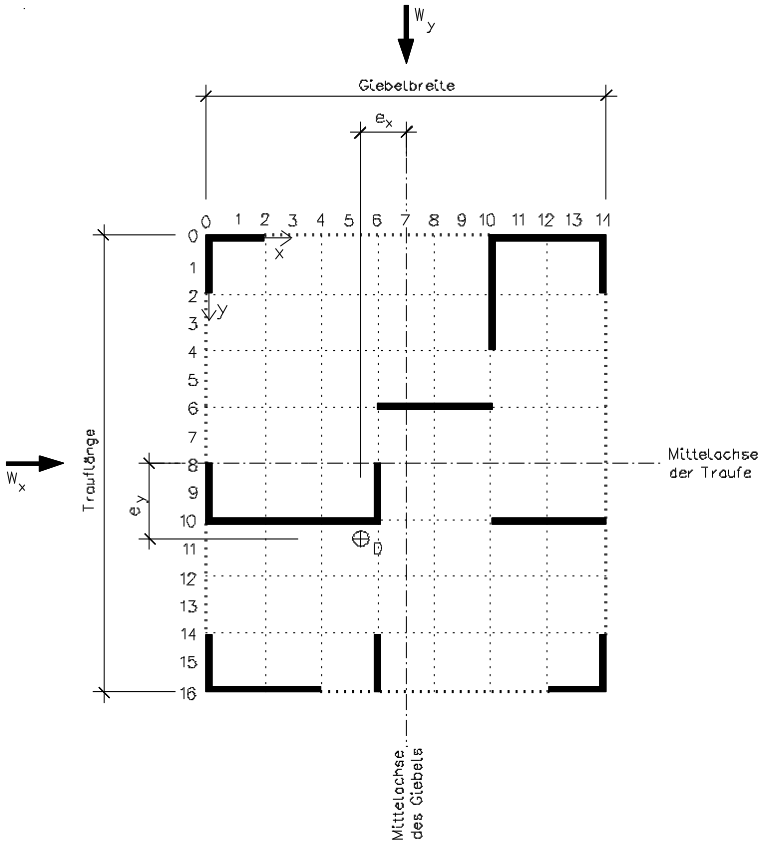


Bild 26: Grundriß des starr verankerten Holzhauses

5.1.1 Tragfähigkeit

Für die oben aufgeführten Lastfallkombinationen ergaben die Nachweise der Tragfähigkeit eine Ausnutzung der Beanspruchbarkeit der einzelnen Bauteile von 80%. Die maximal zu verankernde Zugkraft ergab sich aus der Lastfallkombination 7 zu Z = 7,3 kN.

Nur der Nachweis der Auflagerpressung (Druck senkrecht zur Faser) der Wandrandrippen auf den Schwellen konnte bei der gewählten Ausführung der Wände nicht erbracht werden. Der Bemessungswert der maximalen Normalkraft in der Randrippe beträgt für $k_{mod} = 0,9$

$N_d = 3,46\ N/mm^2 \cdot 120\ mm \cdot 60\ mm = 24912 \Rightarrow N_d = 24,9\ kN$,

da die maßgebende Beanspruchung immer einen Anteil aus Wind enthält. Durch den Einbau einer zweiten Rippe oder einer Schwelle aus Bau-Furniersperrholz kann der Nachweis mit geringem Aufwand erfüllt werden.

Die durch das Berechnungsmodell ermittelte Verteilung der horizontalen Beanspruchungen (Schubbeanspruchung) zwischen Deckenscheibe und Wandscheiben wurde mit Hilfe des von Cziesielski (1982) beschriebenen einfachen Handrechenverfahrens überprüft. Die Abweichungen der Schubbeanspruchungen betrugen ±10 %, so daß davon ausgegangen werden kann, daß das in Abschnitt 3 beschriebene Berechnungsmodell das wirkliche Tragverhalten ausreichend gut simuliert. Für Wind auf Traufe ergab sich eine maximale Schubkraft F_h = 2,7 kN und für Wind auf Giebel F_h = 2,25 kN.

5.1.2 Gebrauchstauglichkeit

Bei der Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit des starr verankerten Systems interessieren nur die horizontalen Verschiebungen der Wandscheiben auf Höhe des Rähms, da keine vertikalen Verschiebungen auftreten. Sie betrugen:

u_x = 1,96 mm für die LFK 9 sowie
u_y = 1,64 mm für die LFK 10

und liegen somit unter dem in DIN 1052-1, E 11.4.2.1 letzter Absatz, angegebenen Grenzwert von h/500 = 2600 / 500 = 5,2 mm. Im EC5 sind keine Grenzwerte der Verformung von Wandscheiben in Holzbauart enthalten.

An dieser Stelle muß darauf hingewiesen werden, daß die starre Verankerung des Berechnungsmodells in keiner Weise der Wirklichkeit entspricht, da leicht nachgewiesen werden kann, daß die in Bild dargestellte Verankerung des Typs „Ideal“ selbst bei perfekter Ausführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Verschiebungen u_z = 1,4 mm zuläßt. Es handelt sich dabei um ein in die Betonsohle verankertes Blech, das mit 8 Nägeln 4,0 x 40 mm an der Vollholzrippe aus S10 befestigt wurde.

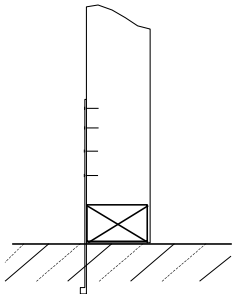


Bild 27: Verankerung einer Wandscheibe

5.2 Tragverhalten verankerter Wandscheiben

Die aussteifende Wirkung einer Wandscheibe soll an dem in Bild 28 dargestellten ebenen Rechenmodell qualitativ erläutert werden. Es beschreibt eine parallel zur Giebelwand verlaufende Innenwand mit zwei großen Öffnungen (siehe z. B. Bild 26, Wand 0;6 – 14;6), die als Großtafel hergestellt wurde. Das Modell besteht aus zwei Randstielen, die einen gelenkig gelagerten Deckenbalken tragen. Diese werden durch eine zwischen den beiden Öffnungen angeordnete, geschlossene, 1,25 m lange Wandscheibe ausgesteift. Das Kopfrähm der Großtafel läuft über die gesamte Gebäudebreite von 8,75 m durch. Wegen der besseren Übersicht in den Ergebnisdarstellungen sind in Bild 28, wie schon in der Darstellung in Bild 11, Rähm und Deckenbalken im Abstand dargestellt. Im Rechenmodell liegen beide auf der Höhe von z = -2,80 m und sind druckstarr durch Kopplungselemente im Abstand von 1,25 m miteinander verbunden. Das Wandrähm ist jedoch zug- und druckstarr mit der Wandscheibe verbunden. Die Deckenscheibe ist nicht Bestandteil des Modells, da sie auf Verformungen in der Ebene der Wand bei gegebener Horizontalkraft F_x keinen Einfluß hat. Die Randstiele und die Wandscheibe sind an ihren Fußpunkten zug- und druckstarr gelagert.

Auf das Modell wirken neben den in den Traufwänden vorhandenen, aus dem Eigengewicht der Konstruktion resultierenden, anteiligen ständigen Lasten F_z die Horizontalkraft F_x ein. Bei einem Sparrenabstand von 0,625 m betragen die ständigen Lasten der Dachkonstruktion $F_{z,Dach}$ = 3,6 kN und das Eigengewicht der Traufwand $F_{z,Wand}$ = 1,4 kN, so daß sich insgesamt ständige Lasten $F_{z,k}$ = 5,0 kN ergaben. Alle zusätzlich auf die Innenwand einwirkenden ständigen Lasten werden aus Gründen des qualitativen Charakters der folgenden Untersuchungen und der Übersichtlichkeit nicht berücksichtigt. Die durch die Wandscheibe weiter zu leitende Horizontalkraft $F_{x,k}$ = 1,33 kN ergibt sich aus der in Bild 26 eingetragenen resultierenden Windlast W_x (Windsog- und Winddruck auf Traufe) unter Berücksichtigung der Lage des Drehpunktes D. Die folgenden Berechnungen wurden für die LFK 7, 1,0 $F_{z,k} \oplus$ 1,5 $F_{x,k}$, durchgeführt.

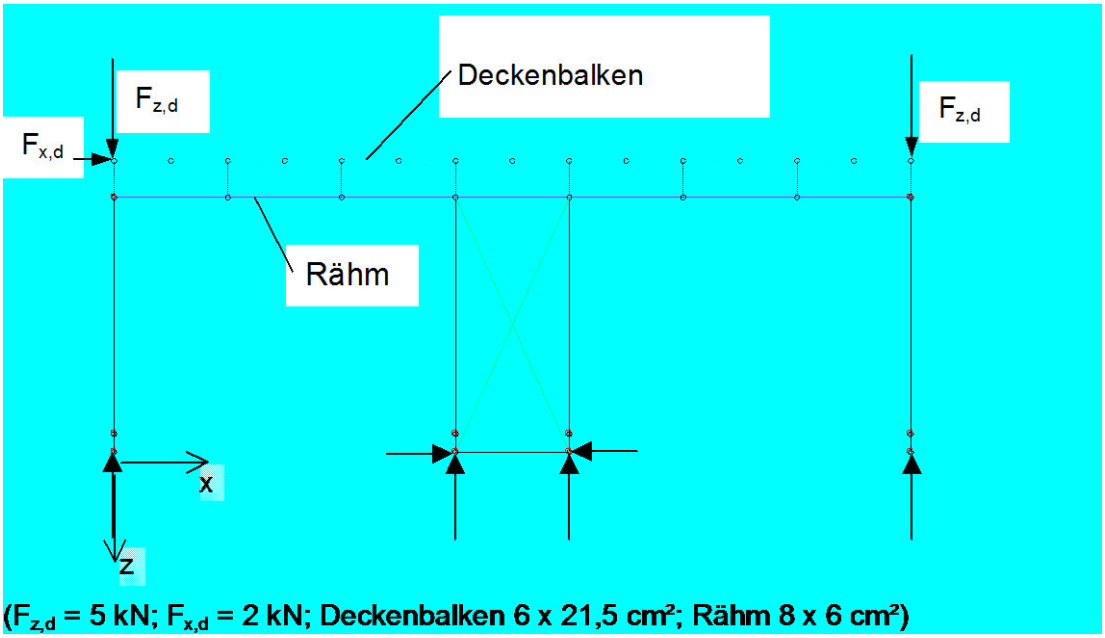
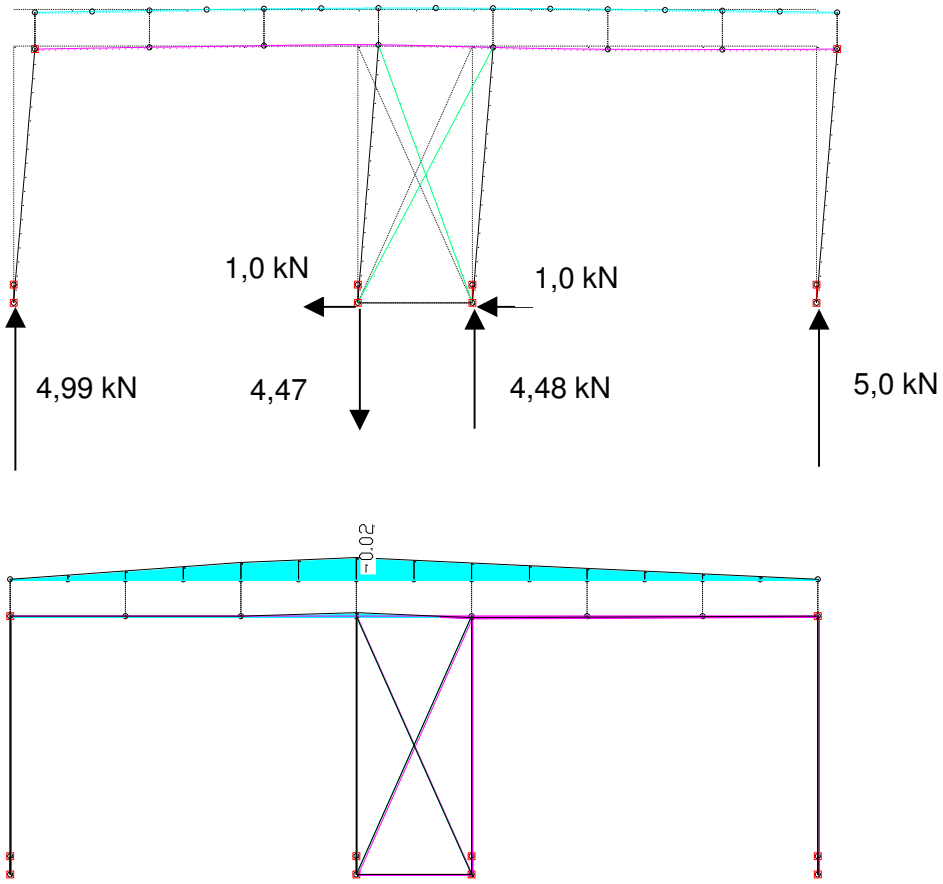


Bild 28: Unverformtes Modell mit Belastung und Auflagerreaktionen



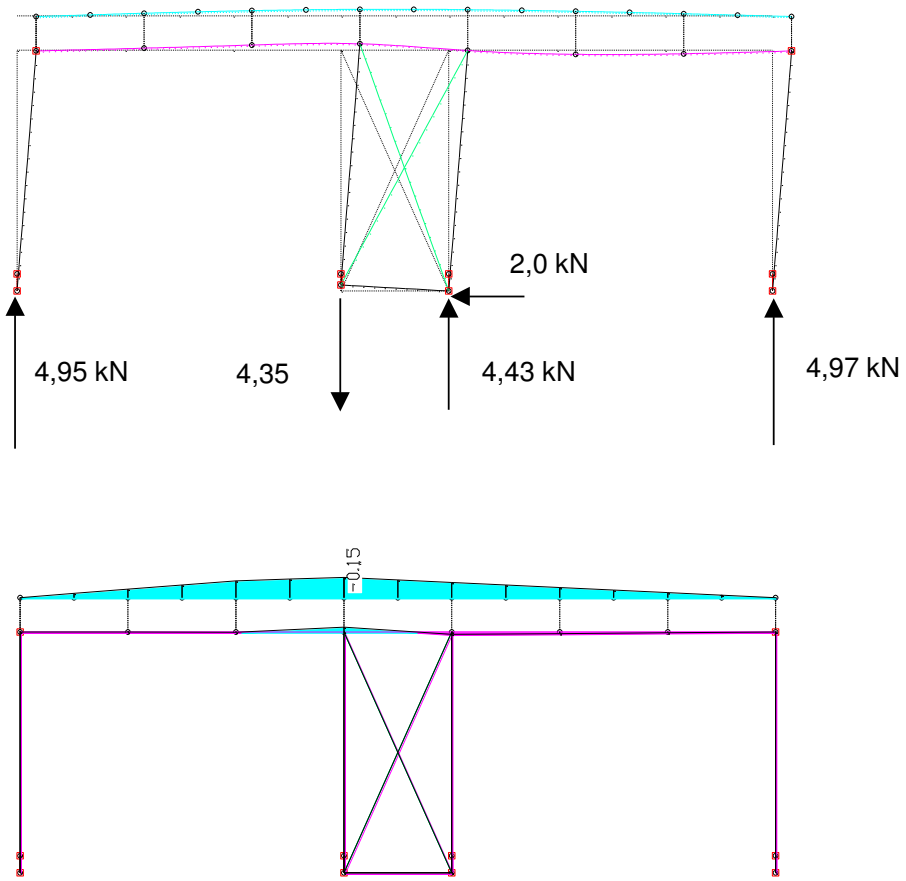
Zug- und druckstarre Lagerung; druckstarre Verbindung Wandrähm Deckenbalken

u_z = 0,0 mm ; u_x = 1,58 mm ; $M_{y,d,DB}$ = 0,02 kNm ; $M_{y,d,Rähm}$ = 0,0 kNm

Bild 29: Verformtes Modell 1 mit Auflagerreaktionen und Biegemomenten $M_{y,d}$

An den in Bild 29 angegebenen Auflagerreaktionen des verformten Modells 1 und dem Momentenverlauf kann das Tragverhalten sehr gut nachvollzogen werden. Die Horizontalkraft wird allein von der Wandscheibe und die Vertikalkräfte allein von den beiden Randstielen abgetragen. Der Deckenbalken bleibt unbeansprucht. Dieses Ergebnis ließe sich auch durch die übliche einfache Betrachtung an statisch bestimmten Teilsystemen erzielen, wie sie den Arbeiten von Halasz und Tantow (1966) und Cziesielski (1982) zugrunde liegt. Daß diese Betrachtungsweise, bei der vereinfachend auf die eigentlich durch den durchlaufenden Deckenbalken vorhandene statische Unbestimmtheit nicht eingegangen wird, durchaus berechtigt ist, wird erwartungsgemäß durch die unbedeutenden Biegemomente $M_{y,d}$ in Deckenbalken und Wandrähm bestätigt, die sich in der FE-Simulation durch die Berücksichtigung der Normalkraftverformungen in den Arbeitsgleichungen ergeben.

Eine wirklichkeitsnähere Simulation der verankerten Innenwand (Modell 2) wird dadurch möglich, daß die Wandscheibe nicht zug- und druckstarr sondern mit Hilfe eines Federelementes, das die Verankerung in Bild 27 simuliert, luvwärts zugsteif und leewärts druckstarr gelagert wird. Die Simulationsergebnisse in Bild 30 zeigen erwartungsgemäß nur bei den Verschiebungen der Decke in x-Richtung wesentliche Unterschiede zu denen in Bild 29, da nur an einer Stelle des statischen Modells die Steifigkeit geändert wurde. Für den Nachweis der Tragfähigkeit kann also die Berechnung der Beanspruchungen der Wandscheiben zugsteif verankerter Holzhäuser nach Cziesielski (1982) eine gute Abschätzung liefern.



Zugverankerung mit Federsteifigkeit 2,5 kN/mm; druckstarre Verbindung Wandrähm Deckenbalken;
u_z = 1,74 mm; u_x = 5,47 mm; $M_{y,d,DB}$ = 0,15 kNm; $M_{y,d,Rähm}$ = 0,04 kNm

Bild 30: Verformtes Modell 2 mit Auflagerreaktionen und Biegemomenten $M_{y,d}$

5.3 Tragverhalten unverankerter Wandscheiben

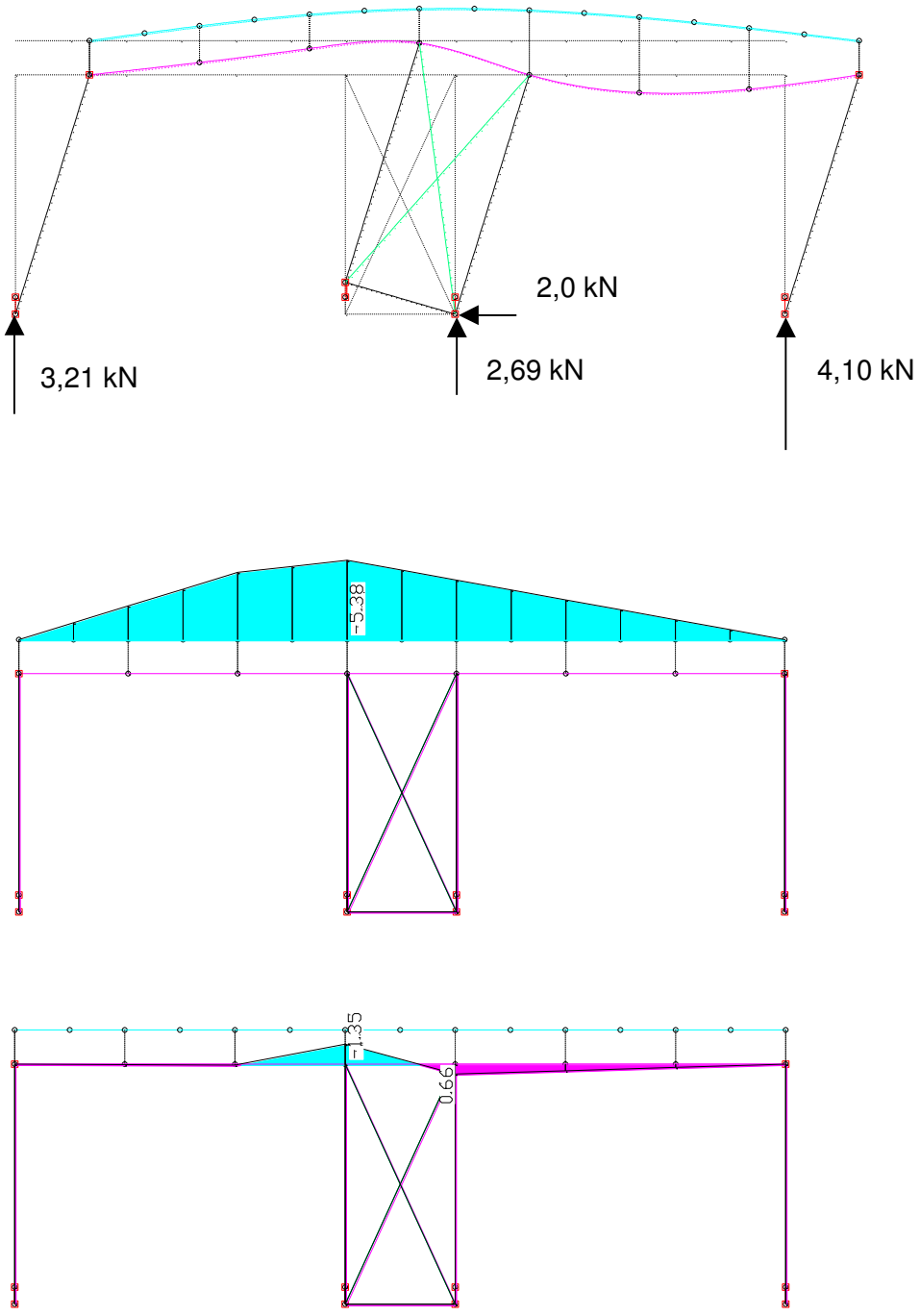
In Bild 31 sind die Simulationsergebnisse für die zuvor beschriebene Innenwand ohne Verankerung der Wandscheibe (Modell 3) dargestellt. Es fällt auf, daß die horizontalen Verschiebungen in x- Richtung um ein Vielfaches größer als die des Modells 2 sind und weit jenseits der Grenze der Gebrauchstauglichkeit liegen. Während sich im Modell 2 die ständigen Lasten $F_{z,d}$ nur in geringem Maße an der Abtragung der kurzzeitig wirkenden Horizontalkraft $F_{x,d}$ beteiligten, ohne daß dies statisch erforderlich war, erzeugen sie im Modell 3 das für den Gleichgewichtszustand erforderliche rückstellende Moment, das sich aus der Differenz der Auflagerkräfte der Randstiele der Traufwände ergibt. Dabei wird der Deckenbalken wie ein Einfeldträger beansprucht.

Wird nun noch angenommen, daß die in Modell 3 berücksichtigte, aber nur konstruktiv vorhandene Zugverbindung der Randrippe der Wandscheibe mit dem Wandrähm ausfällt, so ergibt sich das in

Bild 32 dargestellte verformte Modell 4. In diesem Modell mußte zusätzlich zu dem durchlaufenden Wandrähm ein weiteres kürzeres Kopfrähm eingebaut werden, um wieder eine geschlossene Wandscheibe zu erzeugen. Die Verschiebungen und die Biegemomente verdoppeln sich nochmals. Neben dem Deckenbalken wird nun auch das Wandrähm wie ein Einfeldträger beansprucht.

Entscheidend für die Beurteilung des Tragverhaltens der Modelle 3 und 4 ist zum einen, daß die Grenzzustände der Biegetragfähigkeit überschritten werden, und zum anderen, daß die vorgestellten Ergebnisse nur aus geometrisch linearen Berechnungen resultieren, da die geometrisch nichtlinearen Berechnungen nicht konvergieren. Das bedeutet, daß für diese Modelle keine stabilen Gleichgewichtszustände gefunden werden können.

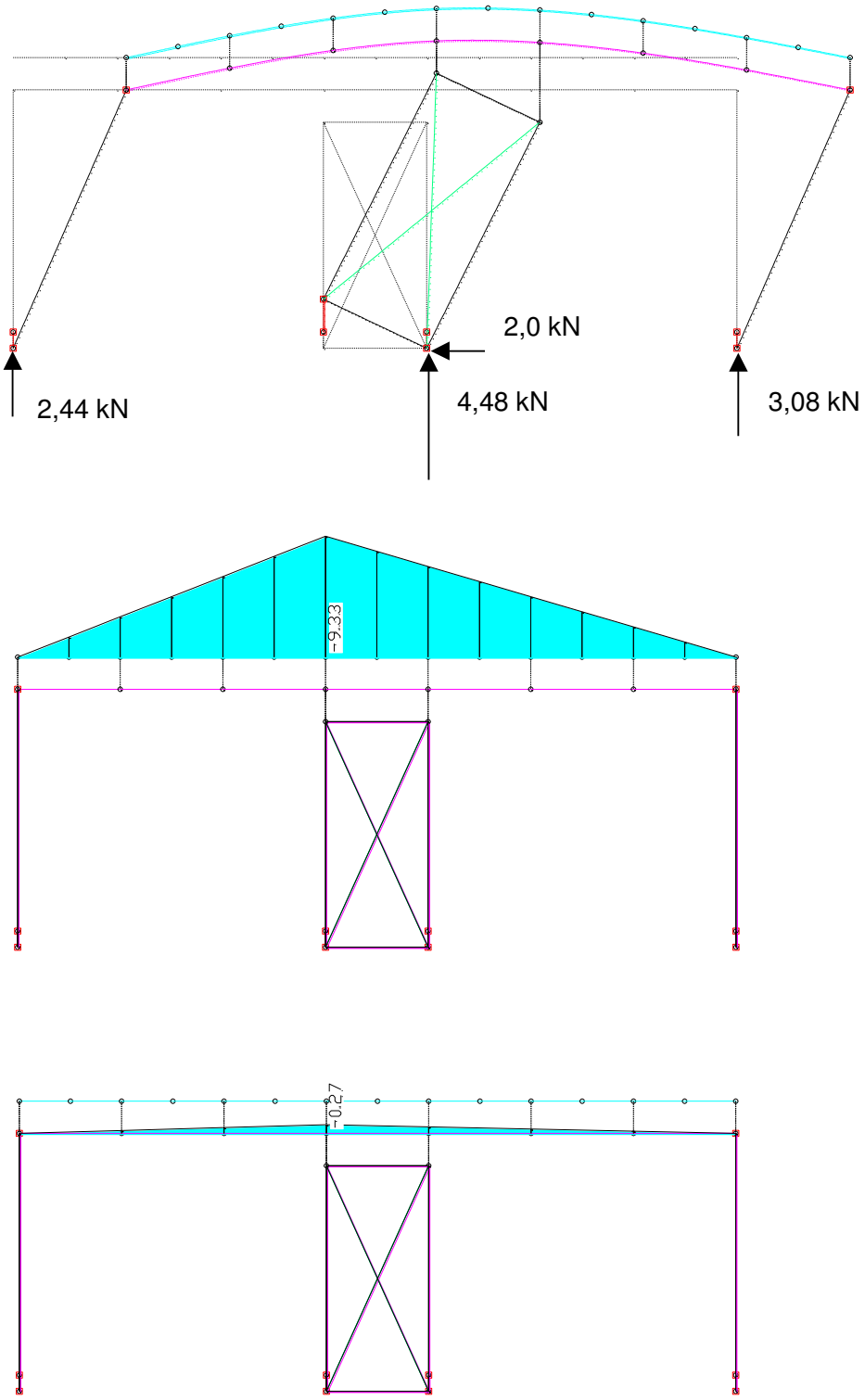
Sobald jedoch eine Zugverbindung zwischen Wandscheibe und Deckenbalken hergestellt wird, ergibt sich eine ausreichend steife und tragfähige Innenwand, wie das verformte Modell 5 in Bild 33 zeigt. Durch die fehlende Zugverankerung hebt der Fußpunkt der Wandscheibe wie zuvor luvwärts ab und die Randrippe wird gegen den darüberliegenden Deckenbalken gedrückt. Der Deckenbalken verformt sich nach oben. Damit nicht nur das Eigengewicht der Decke, sondern auch die Biegesteifigkeit des Deckenbalkens einen rückstellenden Effekt verursacht, müssen nicht nur Wandscheibe und Deckenbalken leewärts zugsteif verbunden, sondern die Auflager der Deckenbalken auf den Traufwänden müssen auch gegen Abheben gesichert sein, oder die abhebende Kraft wird wie hier durch die ständigen Eigenlasten aus dem Dach überdrückt. Auffallend ist, daß die vertikale Auflagerkraft der Wandscheibe fast verschwindet und ein Teil der luvwärts einwirkenden ständigen Last leewärts abgetragen wird.



Ohne Zugverankerung; druckstarre Verbindung Wandrähm – Deckenbalken;

u_z = 71,9 mm ; u_x = 162 mm ; $M_{y,d,DB}$ = 5,38 kNm ; $M_{y,d,Rähm}$ = 1,35 kNm

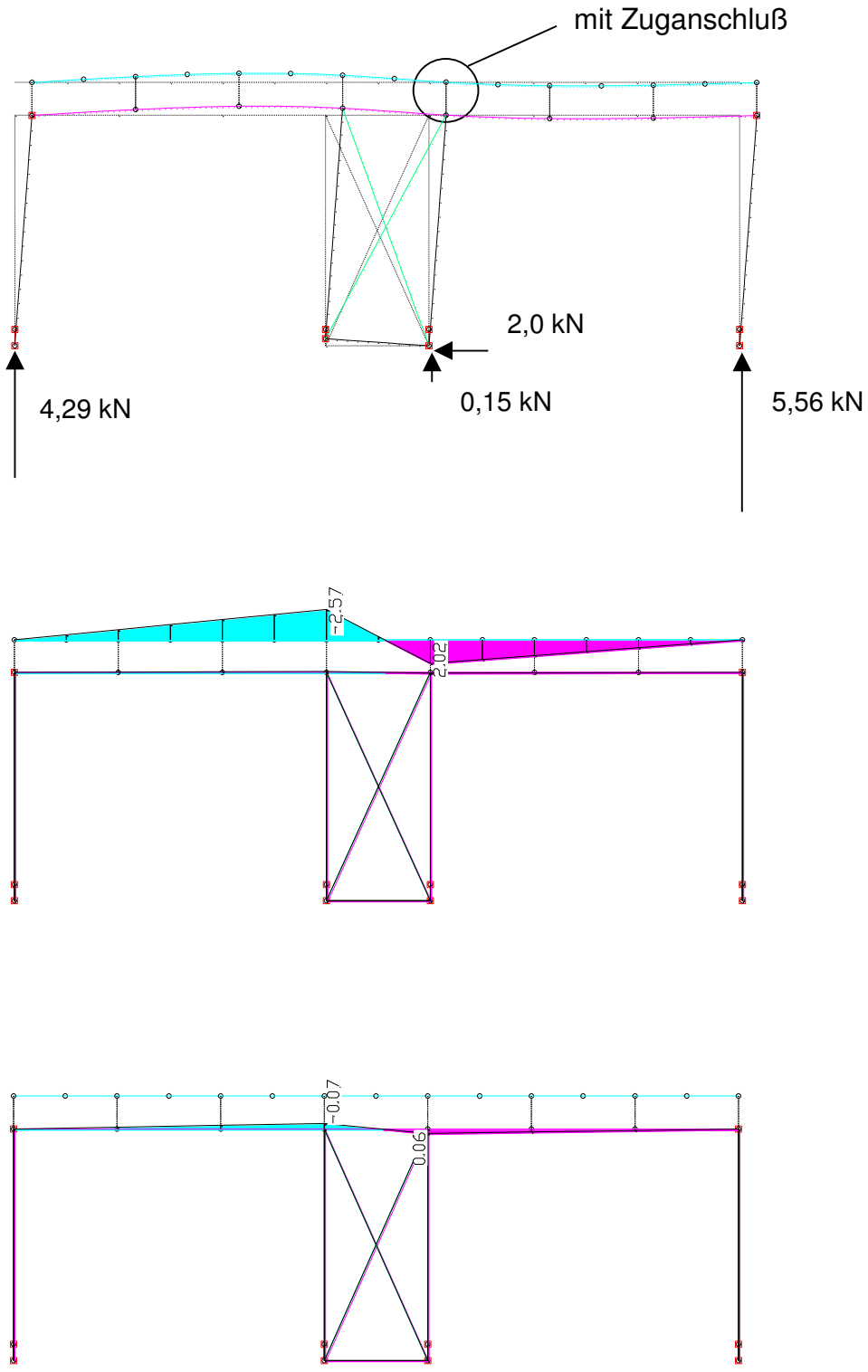
Bild 31: Verformtes Modell 3 mit Auflagerreaktionen und Biegemomenten $M_{y,d}$



Ohne Verankerung ;Ohne Zuganschluß Wandscheibe – Deckenbalken und Wandscheibe - Rähm

u_z = 117 mm ; u_x = 264 mm ; $M_{y,d,DB}$ = 9,33 kNm ; $M_{y,d,Rähm}$ = 0,27 kNm

Bild 32: Verformtes Modell 4 mit Auflagerreaktionen und Biegemomenten $M_{y,d}$



Ohne Zugverankerung ;mit Zuganschluß Wandscheibe – Deckenbalken

u_z = 7,41 mm ; u_x = 17,7 mm ; $M_{y,d,DB}$ = 2,57 kNm ; $M_{y,d,Rähm}$ = 0,07 kNm

Bild 33: Verformtes Modell 5 mit Auflagerreaktionen und Biegemomenten $M_{y,d}$

5.4 Einfluß der Wandscheibenposition

Der Einfluß der Wandscheibenposition auf das Tragverhalten wurde an dem in Bild 34 nochmals dargestellten Modell 5 untersucht. Die Position der Wandscheibe wird durch die Position ihres luvwärtigen Randstiels definiert. Position 6 bedeutet, daß die 1,25 m breite Wandscheibe zwischen den Rasterknoten 6 und 8 angeordnet ist.

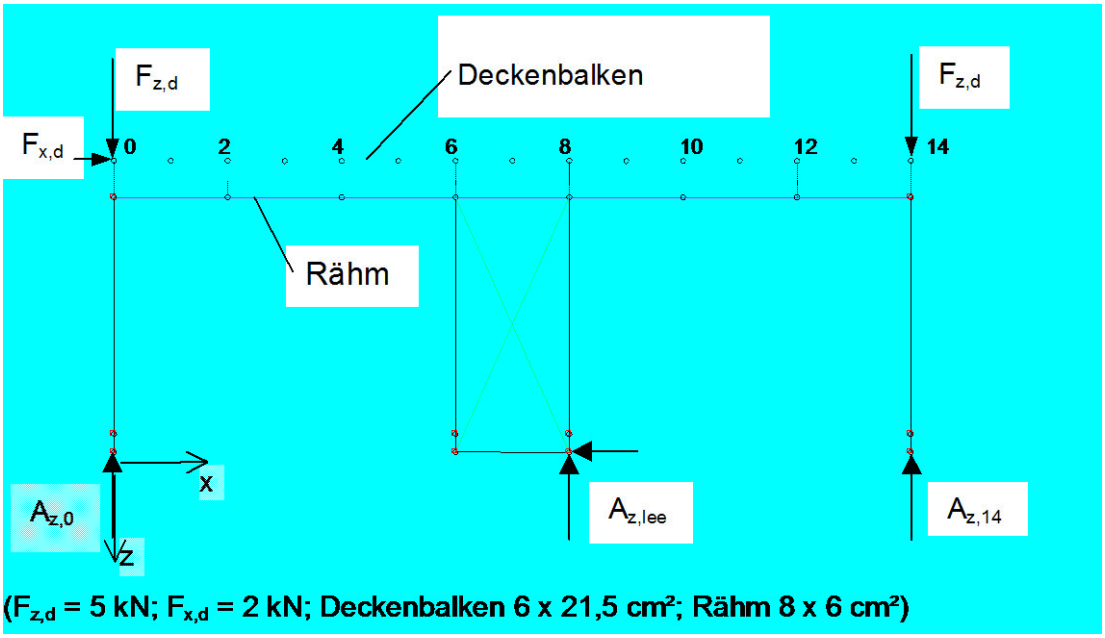


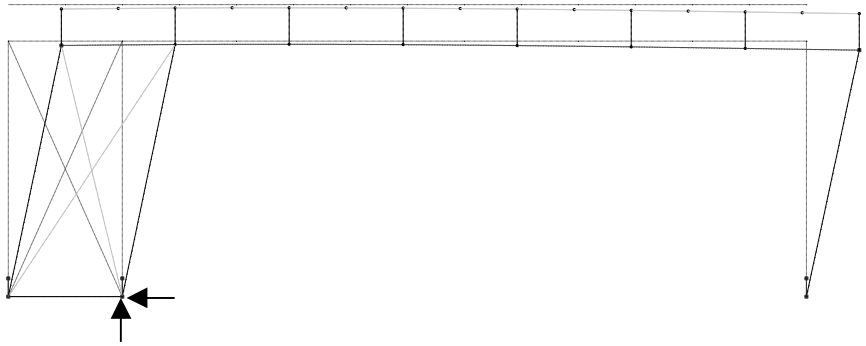
Bild 34: Unverformtes Modell 5 mit Wandscheibenposition 6

In Bild 35 sind die verformten Modelle für unterschiedliche Wandscheibenpositionen dargestellt. Das Tragverhalten der Position 0 zeichnet sich dadurch aus, daß der Deckenbalken im wesentlichen unbeansprucht bleibt. Die rückstellende Wirkung der ständigen Last F_z ist so groß, daß die Wandscheibe im Knoten 0 nicht abhebt und damit allein die Horizontalkraft in die Unterkonstruktion ableiten kann. In der Position 12 steht die Wandscheibe am anderen Ende der Wand, wo sie nur im Zusammenwirken mit dem Deckenbalken aussteifend wirken kann. Das Biegemoment im Deckenbalken an der Stelle des luvwärtigen Randstiels der Wandscheibe läßt sich in diesem Fall auf Grund der statischen Bestimmtheit des Systems einfach bestimmen

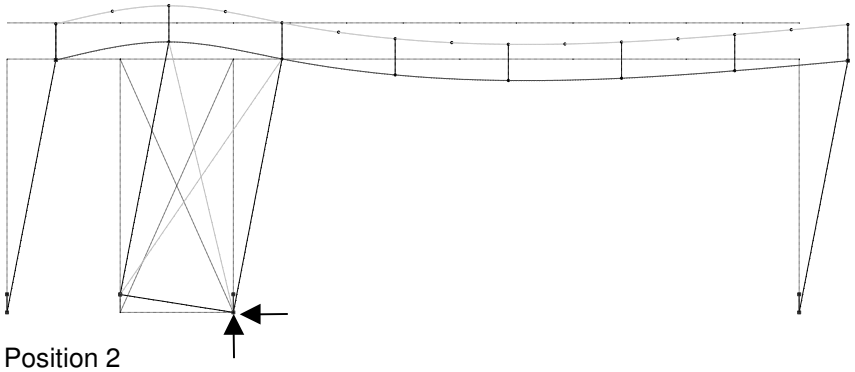
$$M_{y,12} = -6 \cdot 1{,}25 \cdot F_z + (6 \cdot 1{,}25 + u_{x,Rähm}) \cdot A_{z,0}$$
$$= -(2{,}80 + u_{z,12}) \cdot F_x + (1{,}25 - u_{x,Rähm}) \cdot (A_{z,14} - F_z) = -4{,}66 kNm$$

mit

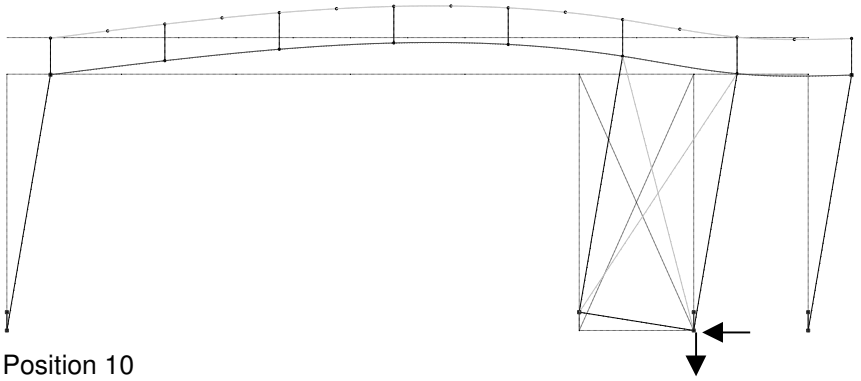
$$A_{z,0} = \frac{7 \cdot 1{,}25 \cdot F_z - 2{,}80 \cdot F_x}{7 \cdot 1{,}25} = 4{,}36 kN,\ A_{z,14} = 2 \cdot F_z - A_{z,0} = 5{,}64 kN.$$



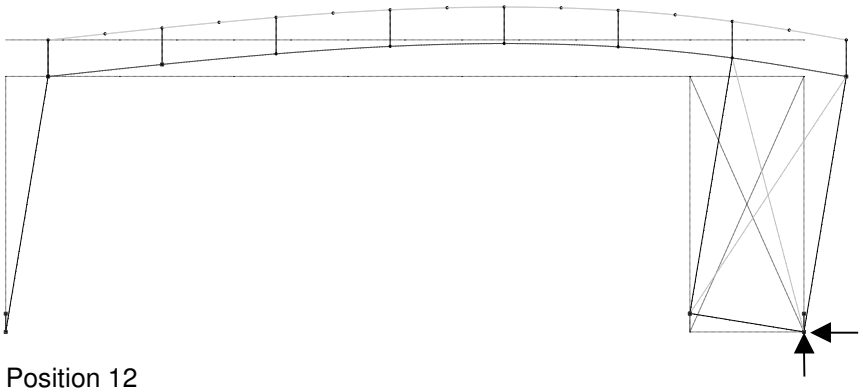
a Position 0



b Position 2



c Position 10

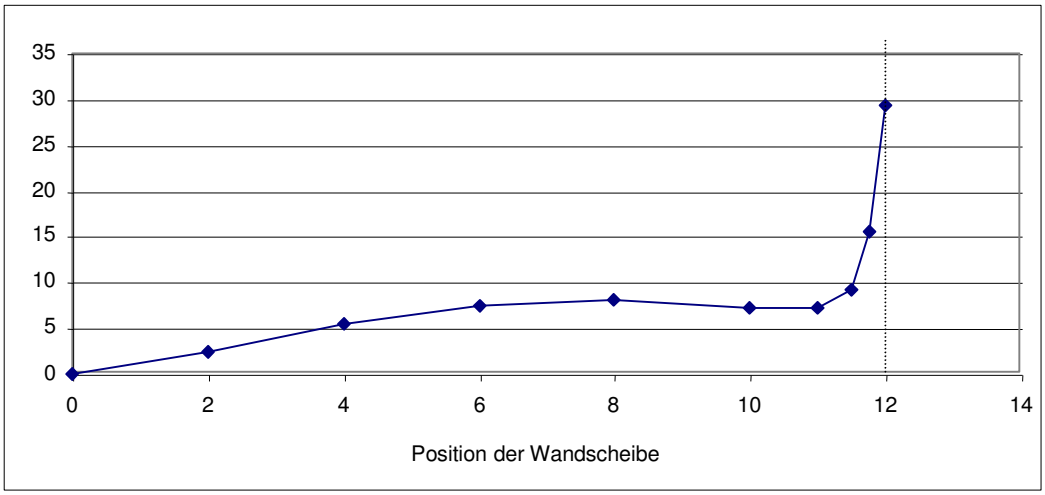


d Position 12

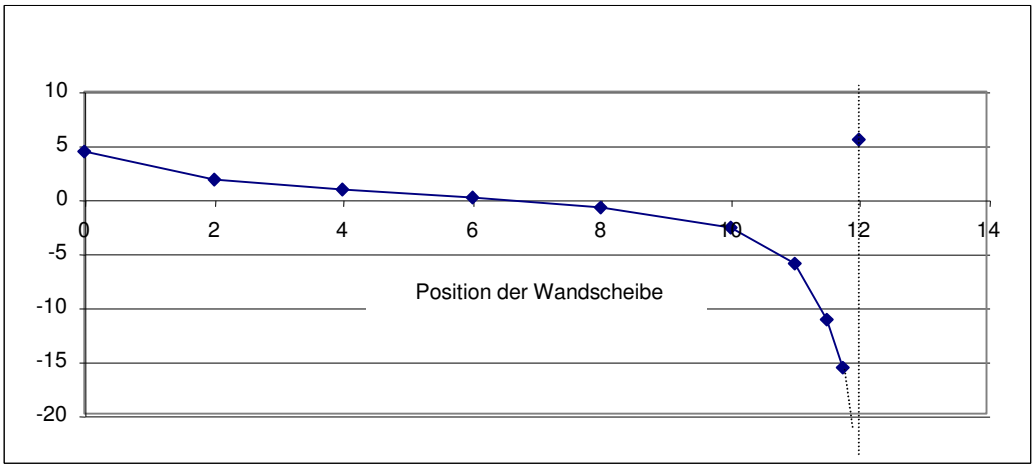
Bild 35: Einfluß der Wandscheibenposition auf die Verformungen

Alle Modelle mit Positionen der Wandscheibe zwischen 0 und 12 sind einfach statisch unbestimmt. Sie haben die Eigenschaft, daß sich das Auflager des leewärtigen Randstiels der Wandscheibe bei Annäherung an die Position 12 vom Druck- zum Zugauflager wandelt und die Auflagerkraft $A_{z,lee}$ dann über alle Grenzen anwächst . Die zugehörige Einflußlinie in Bild 36b ist damit an der Position 12 nicht stetig. Die Anschlußkraft $Z_{z,lee}$ der Wandscheibe an den Deckenbalken wächst in Bild 36 ebenfalls über alle Grenzen an und hat in der Position 12 die endliche Größe

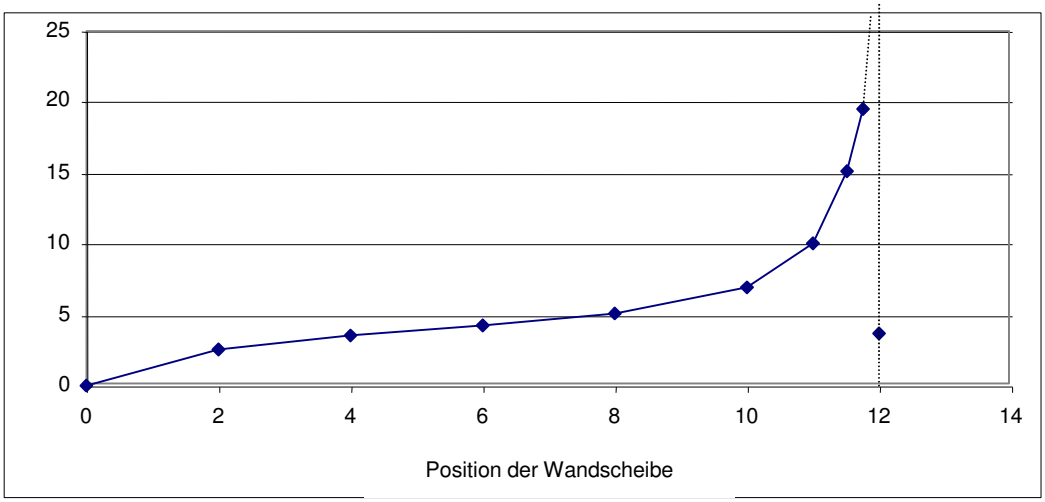
$$Z_{z,lee} = Z_{z,14} = \frac{M_{y,12}}{1{,}25} = 3{,}73kN.$$



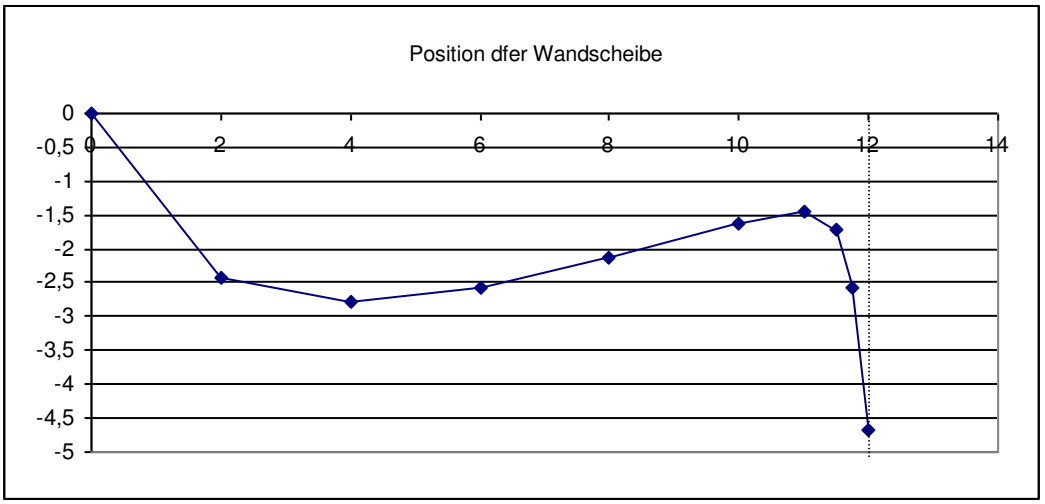
a vertikale Verschiebung u_z des luvwärtigen Wandscheibenfußpunktes in mm



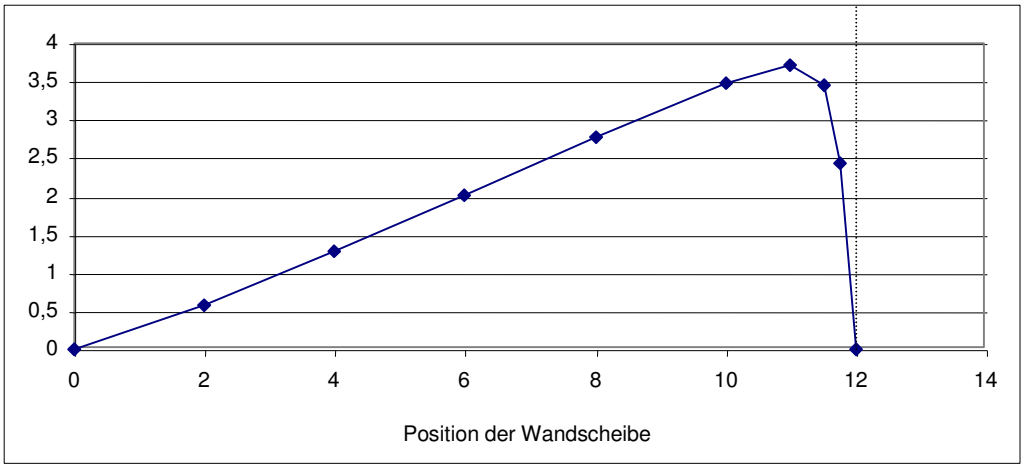
b leewärtige Auflagerkraft $A_{z,lee}$ der Wandscheibe in kN



c Anschlußkraft $Z_{z,lee}$ Wandscheibe – Deckenbalken (Zug) in kN



d Biegemoment $M_{y,luv}$ im Deckenbalken an der Stelle des luvwärtigen Randstiels der Wandscheibe in kNm



e Biegemoment $M_{y,lee}$ im Deckenbalken an der Stelle des leewärtigen Randstiels der Wandscheibe in kNm

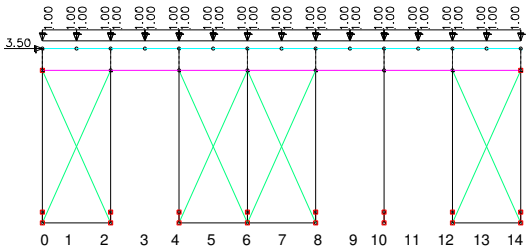
Bild 36: Einflußlinien

5.5 Einfluß der Laststeigerung

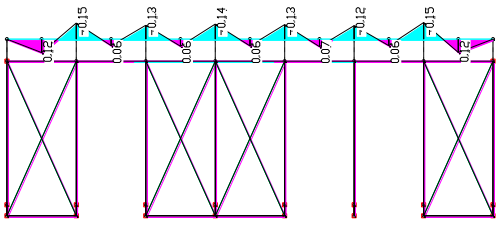
Die Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen ließen erwarten, daß das Tragverhalten von horizontal und vertikal belasteten Wänden deutliche geometrisch nichtlineare Eigenschaften besitzt. Daher wurde das in Bild 37 dargestellte Modell einer Giebelwand, das bis auf die Anzahl der Wandscheiben (zwei 1,25 m breite Wandscheiben und eine 2,50 m breite Wandscheibe) und die Belastungen dieselben Eigenschaften wie Modell 5 besitzt, für die Lastfallkombination

$$1{,}0\ g \oplus \gamma_Q\, w$$

untersucht, indem γ_Q als Lastparameter gesteigert wurde. Die ständige Last g des Giebeldreiecks und des auf der Giebelwand aufliegenden Deckenstreifens wurde hier als Gleichstreckenlast angenommen. In Bild 37 sind die aus g resultierenden Biegemomente im Randdeckenbalken, der über der Giebelwand liegt, angegeben. Die Windlast W beträgt 3,5 kN und verursacht in Bild 38a für γ_Q = 0,3 kein Abheben der unverankerten Wandscheiben und keine Veränderung der Biegemomente im Deckenbalken. Für γ_Q = 0,5 in Bild 38b hebt Punkt 0 erstmalig ab. Es folgen für γ_Q = 0,7 in zusätzlich die Punkte 4 und 12, für γ_Q = 1,3 in Bild d zusätzlich Punkt 6, für γ_Q = 1,7 in Bild 38e zusätzlich Punkt 2 und für γ_Q = 3,0 in Bild 38f zusätzlich Punkt 10. Die Änderungen des Verlaufs der Biegemomente im Deckenbalken sind spätestens ab γ_Q = 1,3 substantiell.

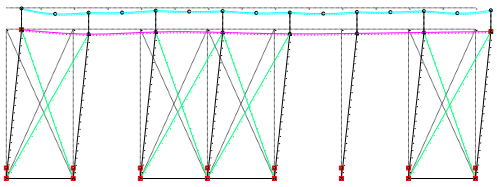


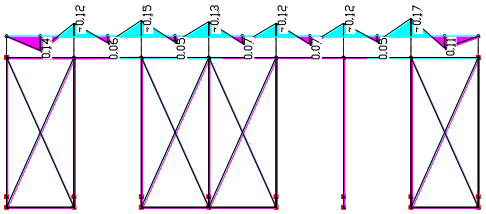
Einwirkungskombination g + 1,0 · w



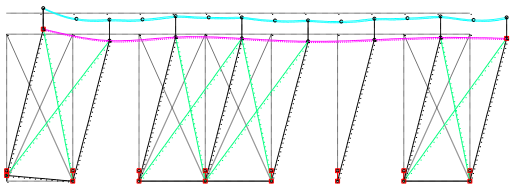
Biegebeanspruchung des Deckenbalkens für w = 0

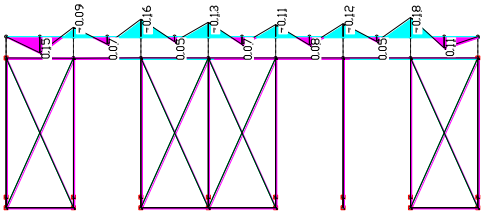
Bild 37: Modell Giebelwand



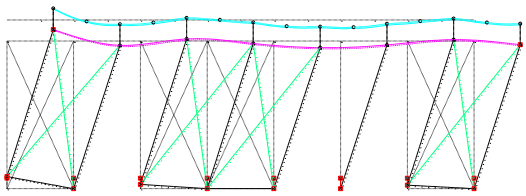


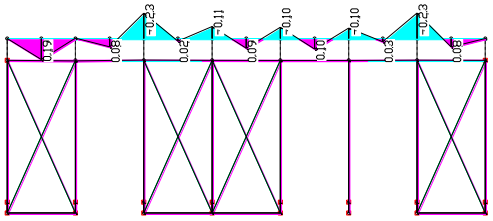
a) g + 0,3 · w; kein abhebender Auflagerpunkt — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens



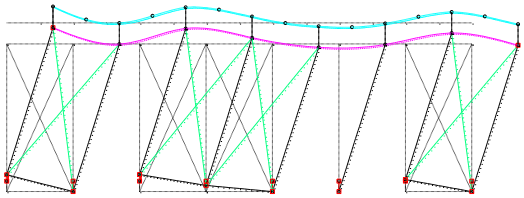


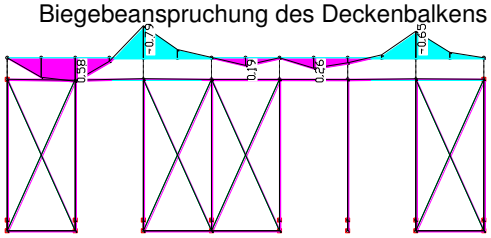
b) g + 0,5 · w; 1 abhebender Auflagerpunkt; $u_{z,0}$ = 0,05mm — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens



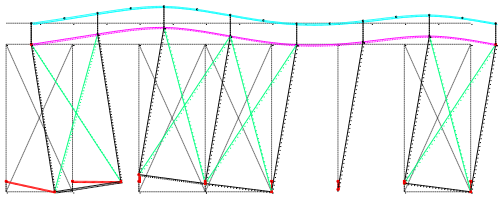


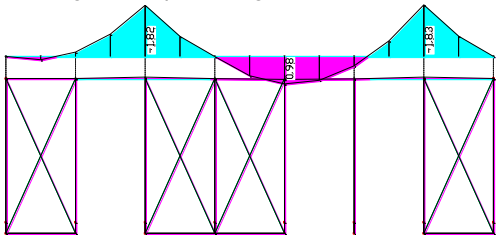
c) g + 0,7 · w; 3 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,0}$ = 0,15mm — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens



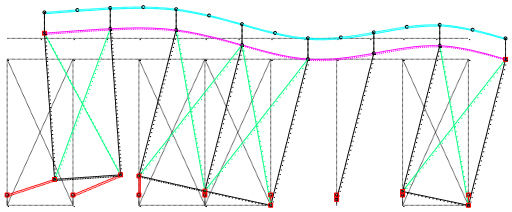


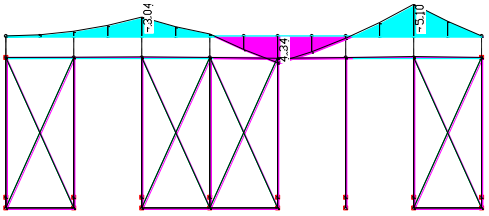
d) g + 1,3 · w; 4 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,0}$ = 0,65mm — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens





e) g + 1,7 · w; 5 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,0}$ = 0 mm — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens





f) g + 3,0 · w; 6 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,0}$ = 12,4mm — Biegebeanspruchung des Deckenbalkens

Bild 38: Verformungen und Beanspruchungen einer Giebelwand mit Zuganschluß an Deckenbalken bei Laststeigerung

Die Änderungen des Verlaufs der Biegemomente im Deckenbalken sind in Bild 39 an den Stellen der Wandstiele 4 und 12 dargestellt und verdeutlichen das nichtlineare Tragverhalten. Das Moment an der Stelle 4 bleibt unverändert, sobald leewärts die 1,25 m breite Wandscheibe vollständig abhebt. Der Deckenbalken und das Wandrähm wirken dann in diesem Randbereich als Kragträger, und das Moment an der Stelle 4 hat ohne Berücksichtigung nichtlinearer Anteile die Größe

$$M_3 = \frac{g \cdot 2{,}5^2}{2} = 3{,}125\,\text{kNm}.$$

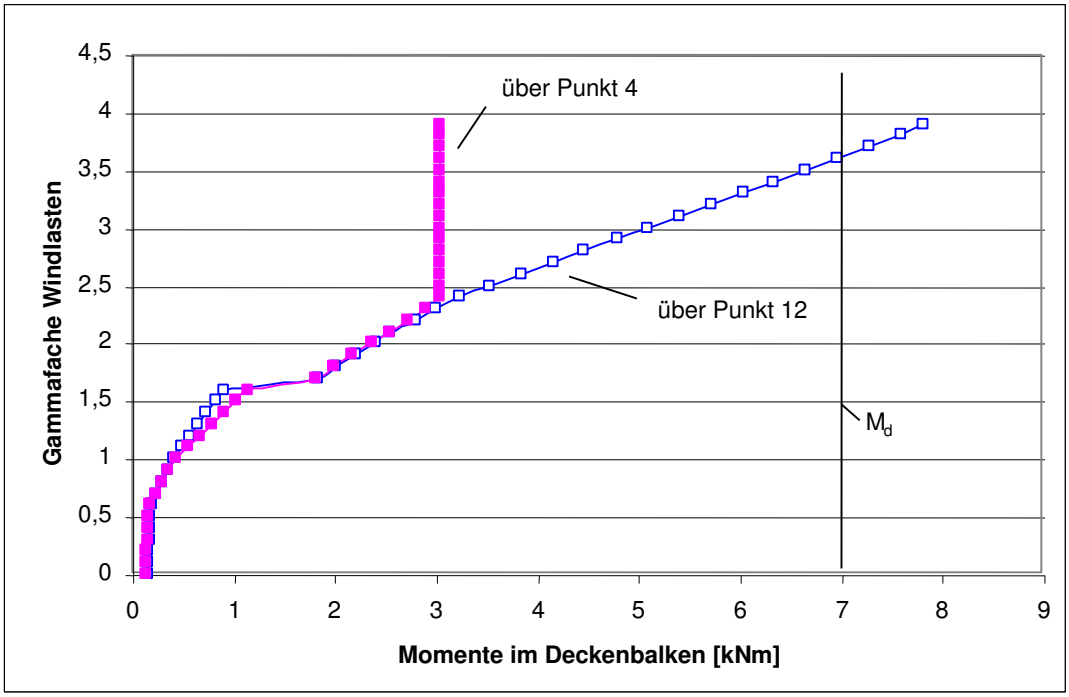
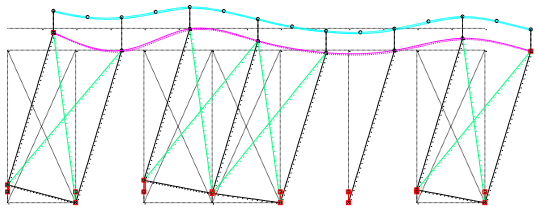


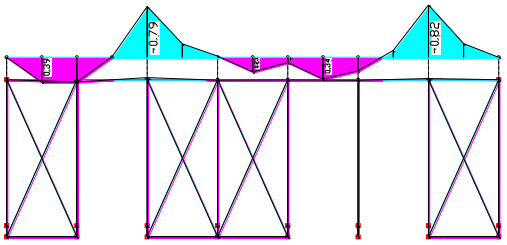
Bild 39: Änderungen des Verlaufs der Biegemomente im Deckenbalken

In Bild 41 sind die vertikalen Verschiebungen u_z ebenfalls an der Stelle 4 dargestellt. Sie zeigen im Bereich von γ_Q = 1,7 einen deutlichen Verlust der Steifigkeit der Giebelwand, der insbesondere dadurch verursacht wird, daß zusätzlich der Punkt 2 und damit die gesamte luvseitige Wandscheibe 0 - 2 abhebt. Die Wand verliert kurz vor Erreichen von γ_Q = 4 das statische Gleichgewicht und kippt um Punkt 14 um! Ohne Berücksichtigung nichtlinearer Anteile läßt sich die Gleichheit von stabilisierendem und destabilisierendem Moment für γ_Q = 3,9 feststellen:

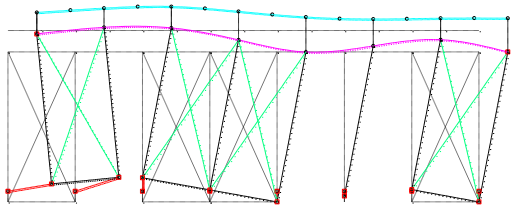
$$M_{dst} = \gamma_Q Wh = 3{,}9 \cdot 3{,}5 \cdot 2{,}8$$
$$= M_{st} = \frac{g \cdot 7^2 \cdot 1.25^2}{2} = \frac{1{,}0 \cdot 8{,}75^2}{2}$$



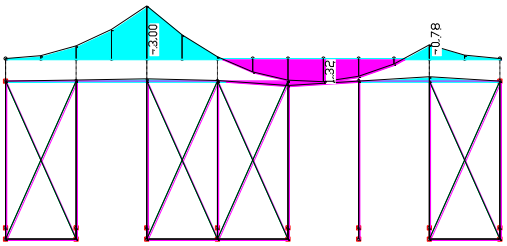
a: g + 1,3 · w; 4 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,1}$ = 0,85mm



Biegebeanspruchung des Deckenbalkens



b: g + 1,9 · w; 6 abhebende Auflagerpunkte; $u_{z,1}$ = 17,5mm



Biegebeanspruchung des Deckenbalkens

Bild 40: Verformungen und Beanspruchungen einer Giebelwand ohne Zuganschluß an Deckenbalken bei Laststeigerung

Zum Vergleich des Tragverhaltens der Wand mit Zuganschluß (Modell 5) in Bild 38 und das Tragverhalten des Wand ohne Zuganschluß (Modell 3) von Wandrähm an Deckenbalken in Bild 40 sind in Bild 41 die vertikalen Verschiebungen an der Stelle 4 eingetragen. Wegen der übermäßigen Größe der Verschiebungen kann bei dieser Wand bei der Berechnung der Gleichheit von stabilisierendem und destabilisierendem Moment nicht auf die nichtlinearen Anteile verzichtet werden. Diese Anteile verursachen ein Versagen in der Nähe von γ_Q = 3,0:

$$M_{dst} = \gamma_Q W(h + u_{z1}) = 2{,}923 \cdot 3{,}5 \cdot (2{,}80 + 0{,}60)$$

$$= M_{st} = g \cdot 7 \cdot 1{,}25\left(\frac{7 \cdot 1{,}25}{2} - u_{x8}\right) = 1{,}0 \cdot 8{,}75 \cdot \left(\frac{8{,}75}{2} - 0{,}40\right).$$

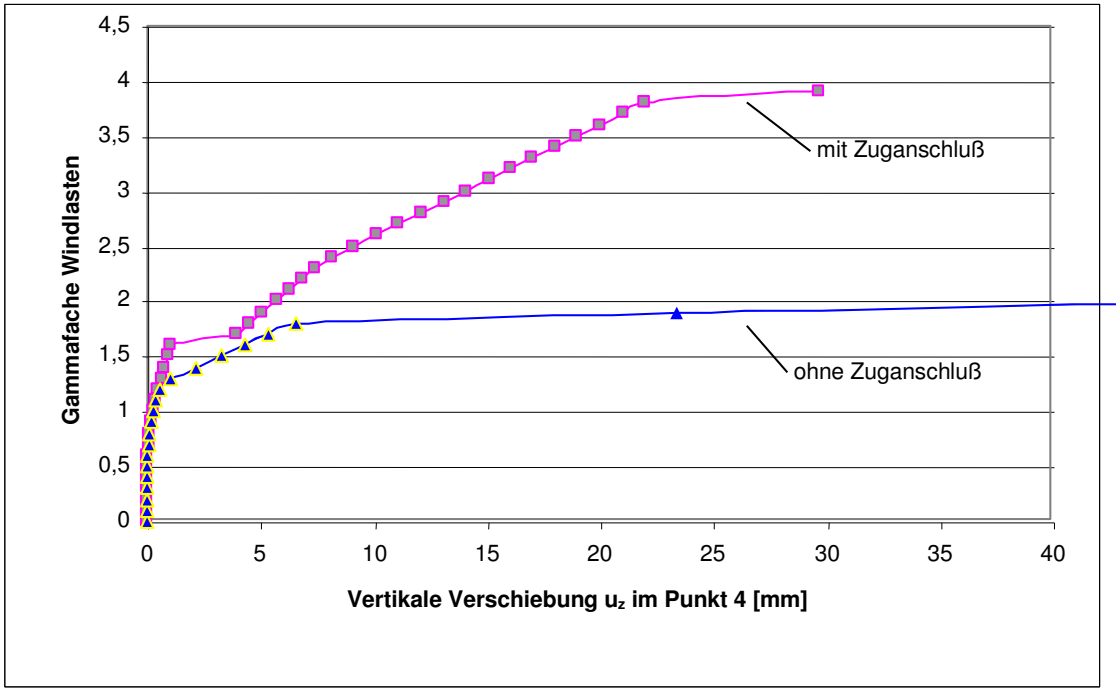


Bild 41: Vertikale Verschiebungen

5.6 Tragverhalten unverankerter Gebäude mit Zuganschluß Wandscheibe - Deckenbalken

Bei den Untersuchungen an Gebäuden ohne Zugverankerung der Wandscheiben wurde für die Auflager des Rechenmodells in Abschnitt 3 die in Bild 13 dargestellte Simulation gewählt.

5.6.1 Tragfähigkeit

Die sich aus dem räumlichen Rechenmodell ergebenden Beanspruchungen aus den vorwiegend vertikal wirkenden Lastfallkombinationen 1 bis 6 sind gleich denen verankerter Häuser, da sich keine Zugauflager ausbildeten und damit das Gesamttragverhalten für diese Lastfallkombinationen identisch war.

Eine deutliche Veränderung des Tragverhaltens ergab sich jedoch bei Berechnung der LFK 7 und 8 dadurch, daß einige Wandscheiben an ihren Fußpunkten abgehoben wurden. Je nach Windrichtungen ergaben sich unterschiedliche Orte von abhebenden Auflagern und somit unterschiedliches Tragverhalten. Aus diesem Grund wurden die Beanspruchungen nach Windrichtung getrennt untersucht und nicht nur der Maximalwert aus einer der beiden Beanspruchungen betrachtet. Der Vergleich der Ergebnisse von nicht verankerten mit verankerten Systemen zeigte, daß die Beanspruchungen der Bauteile nicht wesentlich verschieden waren, bis auf die bei den verankerten Gebäuden im wesentlichen unbeanspruchten konstruktiven Zugverbindung von Wandscheibe und Deckenbalken und bis auf die Beanspruchung der Deckenbeplankung aus der Verschiebungsdifferenz benachbarter Deckenbalken.

Es gehört zu den Regeln des Holztafelbaus, daß Deckenscheiben und Wandscheiben zur Weiterleitung der Windlasten und der Abtriebkräfte infolge Imperfektionen schubsteif verbunden sein müssen und hierfür ein Nachweis geführt werden muß. Die mögliche Ausführung dieser Verbindung ist in Bild 42 für Innenwände dargestellt. Üblicherweise ist dabei der Deckenbalken mit Holzschrauben auf dem Wandrähm befestigt. Das Wandrähm ist mit Klammern oder Nägeln mit der Beplankung verbunden. Über die Tragfähigkeit der Verbindung bei Zugbeanspruchung liegen keine gezielten Untersuchungen vor, da hierfür bei verankerten Gebäuden keine Notendigkeit besteht. Zwar ist Zugfestigkeit insbesondere wegen der fehlenden planmäßigen Zug-Verbindung von Wandrähm und Wandrippe als eher gering einzuschätzen, dennoch kann sie einen Beitrag zur Windaussteifung leisten. Wegen der fehlenden Erkenntnisse hierüber wurde für den Zuganschluß Wandscheibe an Deckenbalken zunächst von der in Bild 43 dargestellten Anschlußvariante ausgegangen. Wichtig ist dabei der direkte Zuganschluß der Wandrippe an den Deckenbalken. Dadurch wird ein Versagen der Beplankung (Zugversagen) oder der Nagelverbindung zwischen Rähm und Beplankung (Beanspruchung senkrecht zum Plattenrand und zur Faser) verhindert.

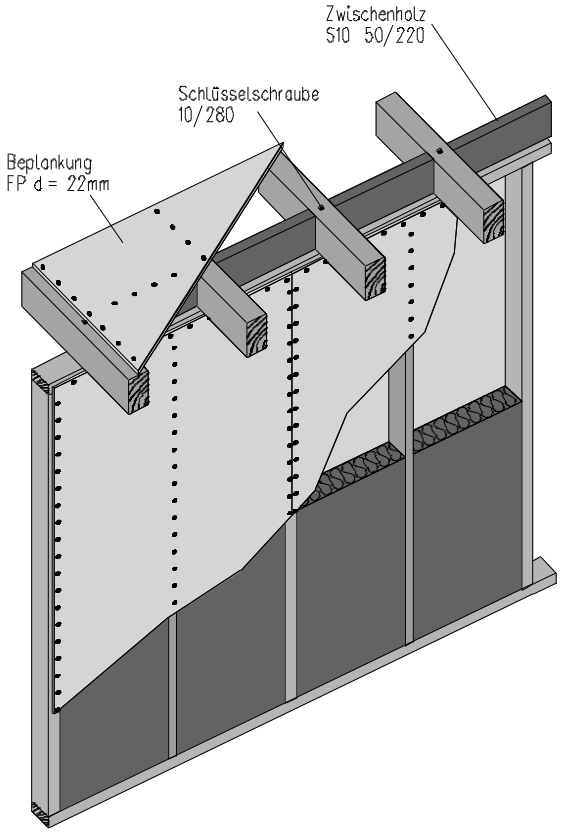


Bild 42: Übliche Verbindung Wandscheibe an Deckenbalken

Der in Bild 43 dargestellte Schraubenanschluß (Sch ∅5,0 mm, l = 300 mm, s_g = 100 mm beansprucht auf Zug) von Wandrippe an Deckenbalken besitzt einen Grenzwert an aufnehmbarer Zugkraft von $R_{ax,Grenz}$ = 5,13 kN. Bei den Voruntersuchungen mit dem Grundriß in Bild 26 trat eine maximale Zugbeanspruchung zwischen Deckenbalken und Wand von 2,5 kN auf. Als Alternative zu

diesem Anschluß wäre ein Anschluß mit Hilfe von aufgenagelten oder aufgeschraubten Lochblechen denkbar, der Zugkräfte bis 10 kN weiterleiten kann.

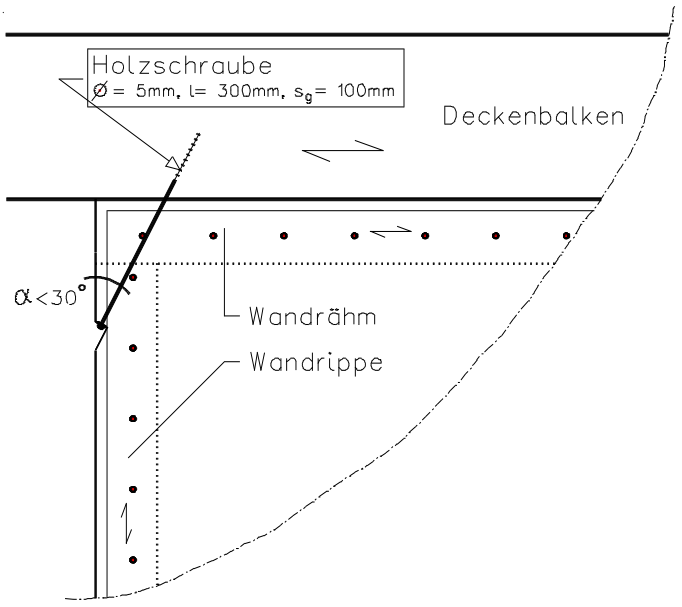


Bild 43: Anschlußvariante von Wandrandrippe an Deckenbalken

Für die Beplankung der Deckenkonstruktion ergibt sich bei einem verankerten System eine Schubbeanspruchung aus den horizontalen Einwirkungen und eine Biegebeanspruchung aus der Abtragung der vertikalen Einwirkungen. An einem unverankerten System kommt es durch das Abheben der Wandscheiben zu zusätzlichen Beanspruchungen durch die größeren gegenseitigen Verschiebungen f zweier nebeneinander liegender Deckenbalken (Bild 44). Die gegenseitige Verschiebung f wird sehr groß, wenn ein Deckenbalken durch das Abheben einer Wandscheibe nach oben gedrückt und der direkt daneben liegende Deckenbalken ohne Verbindung zu der abhebenden Wandscheibe durch das Eigengewicht der Decke nach unten gedrückt wird.

Da die Beplankung nur durch Scheiben-Elemente und nicht durch kombinierte Scheiben-Platten-Elemente simuliert wurde, liefert das Rechenmodell keine Angaben über die auftretenden Biegebeanspruchungen der Beplankung. Sie können nur aus den vertikalen Verformungen der Deckenbalken berechnet werden (Bild 44). Dabei wurde davon ausgegangen, daß die Beplankung über keinem der beiden betroffenen Balken gestoßen ist und somit als beidseitig eingespannter Biegebalken mit einer Breite b = 1,00 m und einer Höhe h = 22 mm angesehen werden kann. Der Einfluß der gegenseitigen Verschiebung f der Deckenbalken auf das Herausziehen der Verbindungsmittel und auf die Biegebeanspruchung der Beplankung ist untersucht worden.

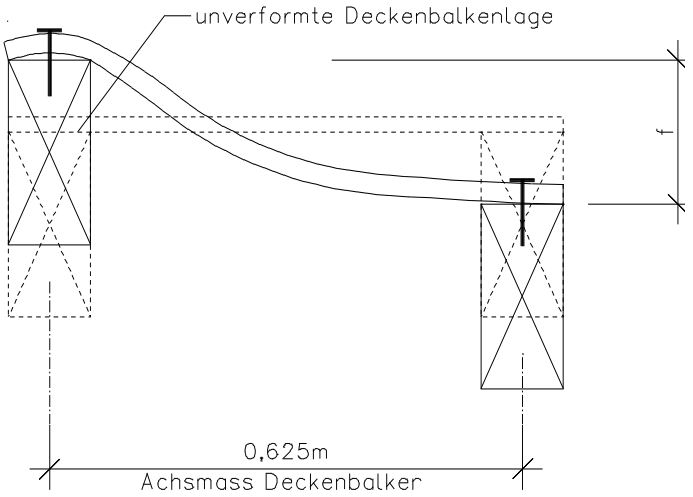


Bild 44: gegenseitige Verschiebung f zweier Deckenbalken

Eine Verschiebung f verursacht ein Moment

$$M_x = \frac{6 \cdot E \cdot I}{\ell^2} \cdot f$$

mit $E = E_{m,\,mean} = 2800$ N/mm² (FP bei Plattenbeanspruchung) und dem Trägheitsmoment

$I = \frac{1000 \cdot 22^3}{12} = 887333$ mm⁴ für einen Meter Plattenbreite.

Für den untersuchten Grundriß ergaben sich maximale vertikale Verschiebungsdifferenzen von f = 3,51 mm aus der LFK 7. Daraus folgt ein Moment von

$$M_d = \frac{6 \cdot 2800 \cdot 887 \cdot 10^3}{625^2} \cdot 3{,}51 = 133900 \text{ Nmm / m} = 0{,}14 \text{ kNm / m}$$

und damit der Bemessungswert der Biegebeanspruchung

$$\sigma_{m,\,d} = \frac{0{,}14 \cdot 10^6 \cdot 6}{1000 \cdot 22^2} = 1{,}73 \text{ N/mm²},$$

der deutlich geringer ist als der Bemessungswert der Biegebeanspruchbarkeit der Beplankung von

$$f_{m,\,d} = 0{,}9 \cdot \frac{11{,}7}{1{,}3} = 8{,}1 \text{ N/mm²} \quad \text{mit } f_{m,\,k} = 11{,}7 \text{ N/mm²}.$$

Aus den Momenten ergeben sich die Querkräfte

$Q_z = (0{,}14 + 0{,}14) / 0{,}625 = 0{,}45$ kN / m,

die keine maßgebenden Schubbeanspruchungen der Beplankung verursachen.

Die Querkraft beansprucht zusätzlich die Nägel auf Herausziehen.

Gewählt: Nägel 2,8 mm x 65 mm, e = 200 mm in Plattenmitte (s. Abschnitt 3.3)

$$R_d = f_{1,\,d} \cdot d \cdot l$$

$$\text{mit } f_{1,d} = 0{,}9 \cdot \frac{18 \cdot 10^{-6} \cdot 380^2}{1{,}3} = 1{,}80 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow R_d = 1{,}80 \text{ N/mm}^2 \cdot 2{,}8 \text{ mm} \cdot (65 \text{ mm} - 22 \text{ mm}) = 217 \text{ N}$$

Aus einem maximalen Abstand von e = 200 mm ergeben sich 5-6 Nägel pro Meter Deckenbalken und damit

$$\frac{0{,}45 \cdot 10^3}{5 \cdot 217} = 0{,}41 \leq 1{,}0.$$

Die Beanspruchungen infolge des Deckeneigengewichts (Estrich) wirken der hier betrachteten Ausziehkraft entgegen, so daß in der Regel nicht der Nachweis auf Herausziehen der Nägel, sondern der Nachweis der Biegebeanspruchung der Beplankung maßgebend war.

Um für die späteren Untersuchungen einen Grenzwert der Beanspruchbarkeit der Beplankung zu erhalten, wurde die maximal mögliche vertikale Verschiebung f der Beplankung und damit der Deckenbalken errechnet. Bei Überschreitung dieses Grenzwertes ist der Nachweis der Tragfähigkeit der Deckenbeplankung nicht mehr erbracht. Um die vorhandenen Schubbeanspruchungen durch Scheibenwirkung mit zu berücksichtigen, wird der Grenzwert der Beanspruchbarkeit, um 20 % abgemindert.

$$\sigma_{m,\,d} = 8{,}1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow M_d = \frac{8{,}1 \cdot 1000 \cdot 22^2}{6 \cdot 10^6} \cdot 0{,}8 = 0{,}65 \text{ kNm / m} \cdot 0{,}8 = 0{,}52 \text{ kNm / m}$$

$$\Rightarrow \max f = \frac{0{,}52 \cdot 10^6 \cdot 625^2}{6 \cdot 2800 \cdot 887 \cdot 10^3} = 13{,}6 \text{ mm}$$

5.6.2 Gebrauchstauglichkeit

Für die LFK 9 und 10 ergaben sich am unverankerten Haus 35% größere horizontale Verschiebungen von max u_{fin} = 2,5 mm. Zusätzlich traten am unverankerten System vertikale Verschiebungen u_z = 0,92 mm für LFK 9 und u_z = 0,60 mm für LFK 10 an den Fußpunkten der Wandscheiben auf.

Der Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit für die horizontalen Verformungen beträgt nach DIN 1052-1, E 11.4.2.1 letzter Absatz, $u_{x,Grenz} = u_{y,Grenz} = h/500 = 2600/500 = 5{,}2$ mm mit h als Wandscheibenhöhe. Als Grenzwert der vertikalen Verformungen (Grenzwert des Abhebens) wurde $u_{z,Grenz}$ = 1,5 mm angenommen. Dieser Wert hat die Größe der zuvor berechneten Verformung der Zugverankerung in Bild 27. Auch für Verformungen in Naßräumen des Gebäudes wurde dieser Grenzwert als ausreichend angesehen.

5.7 Grenzwerte der Hauptuntersuchung

Auf der Grundlage der zuvor beschriebenen Ergebnisse für den Gebäudegrundriß in Bild 26 wurden bei allen folgenden Untersuchungen die Lastfallkombinationen 7 und 8 für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und die Lastfallkombinationen 9 und 10 für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit als maßgebend angenommen.

5.7.1 Grenzwerte der Tragfähigkeit

Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeiten der Bauteile wurden nur zu 80% ausgenutzt, um dadurch die bei den hier erforderlichen Vereinfachungen nicht berücksichtigten Beanspruchungen der Bauteile zu berücksichtigen.
Im Einzelnen wurden folgende Bemessungswerte verwendet:

Deckenbalken:

$M_{y,Grenz} = 0{,}8 \cdot M_{y,d} = 7{,}0$ kNm

$Q_{z,Grenz} = 14{,}1$kN

Auflagerkraft (Druck)$V_{A,Grenz} = 23{,}2$ kN

Auflagerkraft (Zug) $V_{B,Grenz} = R_{ax,Grenz} = 5{,}1$ kN

Grenzwert der gegenseitigen Verschiebung f_{Grenz} der Deckenbalken:

$f_{Grenz} = 13{,}6$ mm

Sturz:

$M_{y,\,Grenz} = 5{,}04$ kNm

Rähm:

$M_{y,\,Grenz} = 1{,}07$ kNm

Rippe:

$N_{x,\,Grenz} = 24{,}9$ kN

5.7.2 Grenzwerte der Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurden folgende Grenzwerte der Verschiebungen eingehalten:

Grenzwert der horizontalen Wandverschiebungen

$u_{xy,\ Grenz} = h / 500 = 5{,}8$ mm,

Grenzwert der vertikalen Verschiebungen der Wandfußpunkte

$u_{z,\ Grenz} = 1{,}5$ mm.

6 Grundrißtypen mit ihren Varianten

6.1 Allgemeines zum Entwurf

Die Grundrisse sind rechteckig und basieren auf dem Modulmaß von 1,25 m. Sie variieren in der Giebelbreite B von 8,75 m bis 12,50 m und in der Trauflänge L von 8,75 m bis 15,00 m. Die Grundrisse wurden so ausgewählt, daß dem entwerfenden Architekten genügend Planungsfreiraum gelassen wird. Deshalb enthalten sie nur das unbedingt notwendige Minimum an aussteifenden Wandscheiben in den Außenwänden und Innenwänden. Jede zusätzliche nach den folgenden Entwurfsregeln positionierte Wandscheibe bewirkt eine Reduktion der Maxima der Beanspruchungen und Verformungen. Bei der Raumplanung wird von einer einläufigen Treppe parallel zu den Deckenbalken mit einer Laufbreite von 1,25 m ausgegangen. Die Treppe liegt im mittleren Drittel zwischen den Giebelwänden. Die Innenwandscheiben sind immer schubfest an die Außenwandscheiben angeschlossen.

Beim Entwurf des Grundrißtyps ① spielte der Grundgedanke, einen möglichst hohen Anteil der Außenwandflächen als Belichtungsflächen vorzuhalten, die wesentliche Rolle. Dies führt zu einer eher geringen Anzahl aussteifender Wandscheiben erfordert daher, an jeder Traufwand bis zu zwei Innenwände anzuschließen (siehe Bild 46).

Grundgedanke beim Entwurf des Grundrißtyps ② war es, zu Lasten der Belichtungsfläche in den Giebelwänden eine Giebel- und eine Traufwand von Innenwänden freizuhalten (Bild 47). Auch die Grundrißtypen ②a und ②b verfolgen diesen Grundgedanken, jedoch werden bei ihnen einfachere Entwurfsregeln verwendet. So ist z. B. beim Grundrißtyp ②b nur eine an die Traufwand anschließende Innenwandscheibe vorhanden.

Zusätzlich wurde der Einfluß geringfügiger Abwandlungen der Wandstellungen der Varianten der Grundrißtypen untersucht, so daß sich der Entwurfsplaner nicht exakt an die angegebenen Stellungen der Innenwände halten muß. Bei diesen geringfügigen Abwandlungen, bei denen die Innenwände maximal um ein Raster versetzt angeordnet wurden, ergaben sich keine nennenswerten Änderungen des Tragverhaltens.

Beim Grundrißtyp ③ - Reihenhäuser ist, anders als bei den zuvor beschriebenen Grundrißtypen, die Giebelbreite immer größer als die Trauflänge. Die Giebelwand bildet die Gebäudetrennwand und ist eine über ihre ganze Länge aussteifende Wandscheibe. Die Abmessungen der untersuchten Varianten mit einer Giebelbreite B = 10,00 m reichen von Trauflängen L = 5,00m bis 7,50m.

Zwei charakteristische Stellungen von Wandscheiben im Grundriß sind die L- und die T-Stellung. Alle Wandscheiben einer solchen Stellung sind für Schubbeanspruchungen kraftschlüssig miteinander verbunden. Jeder Schenkel einer L- oder T-Stellung hat eine Länge von mindestens 1,25m. Jede Innenwand ist Teil einer L- oder T-Stellung.

6.2 Bezeichnungen

Die Varianten der Grundrißtypen werden durch den Grundrißtyp, die Giebelbreite B, die Trauflänge L, die Dachneigung α und den Haustyp gekennzeichnet, z. B. ①_11,25x13,75_30°_$\ell\ell\ell$.

Eine Giebelwand hat die Länge $n_x \cdot ER = n_x \cdot 1{,}25$ m,
eine Traufwand hat die Länge $n_y \cdot ER = n_y \cdot 1{,}25$ m.

Die Außenwände bestehen aus mehreren nicht zusammenhängenden, aussteifenden Wandscheiben und Öffnungen. Die Summe der Einzellängen der aussteifenden Wandscheiben eines Grundrisses beträgt $m_x \cdot ER$ für Wandscheiben parallel zur x-Richtung und $m_y \cdot ER$ für Wandscheiben parallel zur y-Richtung.

In Bild 45 ist beispielhaft eine Variante des Grundrißtyps ① mit B x L = 8,75 x 12,50m², L-Stellungen in den Grundrißecken, zwei L-Stellungen und eine T-Stellung in den Traufwänden, m_x = 10, m_y = 15 dargestellt. Die aussteifenden Wandscheiben zur Abtragung von horizontalen und vertikalen Beanspruchungen sind dick schwarz und die Unterzüge dick grau dargestellt.

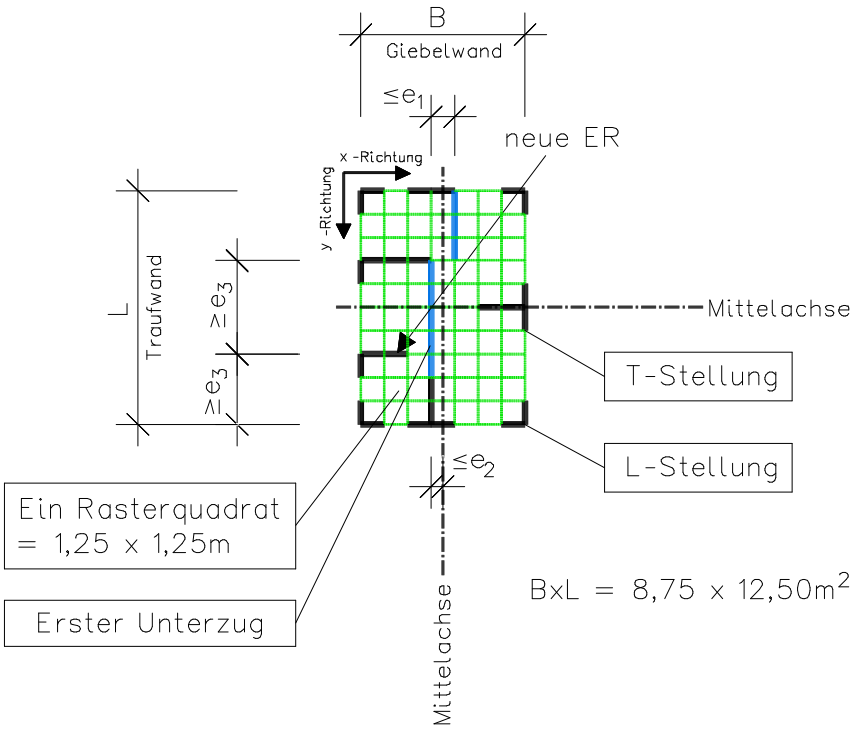


Bild 45: Variante ①_8,75 x 12,50

6.3 Grundrißtyp ①

Folgende Entwurfsregeln gelten für die Varianten des Grundrißtyps ① (Bild 46):

(1) Der kleinste Grundriß B x L = 8,75 x 8,75 m² besitzt aussteifende Wandscheiben in x-Richtung der Länge $m_x \cdot ER = 12 \cdot 1{,}25$ m und in y-Richtung $m_y \cdot ER = 10 \cdot 1{,}25$ m. Die Änderungsregeln (8) und (9) beziehen sich auf diesen Grundriss.

(2) Die maximale Spannweite der Deckenbalken beträgt $l \leq 5{,}00$m.

(3) Die an die Giebelwand in L- oder T-Stellung anschließende Innenwand bestimmt die Lage der Unterzüge. Die Unterzüge werden, wenn möglich und nötig, in Grundrißmitte um $e_1 \leq 1{,}25$ m versetzt.

(4) Eine Giebelwand bleibt frei von querstehenden Innenwänden.

(5) Die Summe der Längen der aussteifenden Wandscheiben jeder Außenwand ist um maximal 1,25 m größer als die Länge der Öffnungen.

(6) Jede äußere Hausecke besitzt eine L-Stellung von Wandscheiben.

(7) In beiden Traufwänden und einer Giebelwand befindet sich je eine L- oder T-Stellung. Der Abstand e_2 der zugehörigen Innenwandscheiben von den Mittelachsen des Gebäudes beträgt höchstens 1,25 m. Die Innenwandscheiben in x-Richtung reichen maximal von der Traufwand bis zur Mittelachse (Wahl von längeren WS verbessert das Tragverhalten).

(8) Zusätzliche Innenwandscheiben haben einen Mindestabstand von $e_3 \geq 3{,}75$ m zu den übrigen Innenwandscheiben, die an dieselbe Außenwand anschließen, und zu den zu ihnen parallel verlaufenden Außenwänden. Regel (7) findet dann keine Anwendung.

(9) Eine Verlängerung oder Verbreiterung des Grundrisses um ein Rastermaß hat eine Verlängerung einer aussteifenden Wandscheibe senkrecht zur Vergrößerungsrichtung um 1,25 m zur Folge.

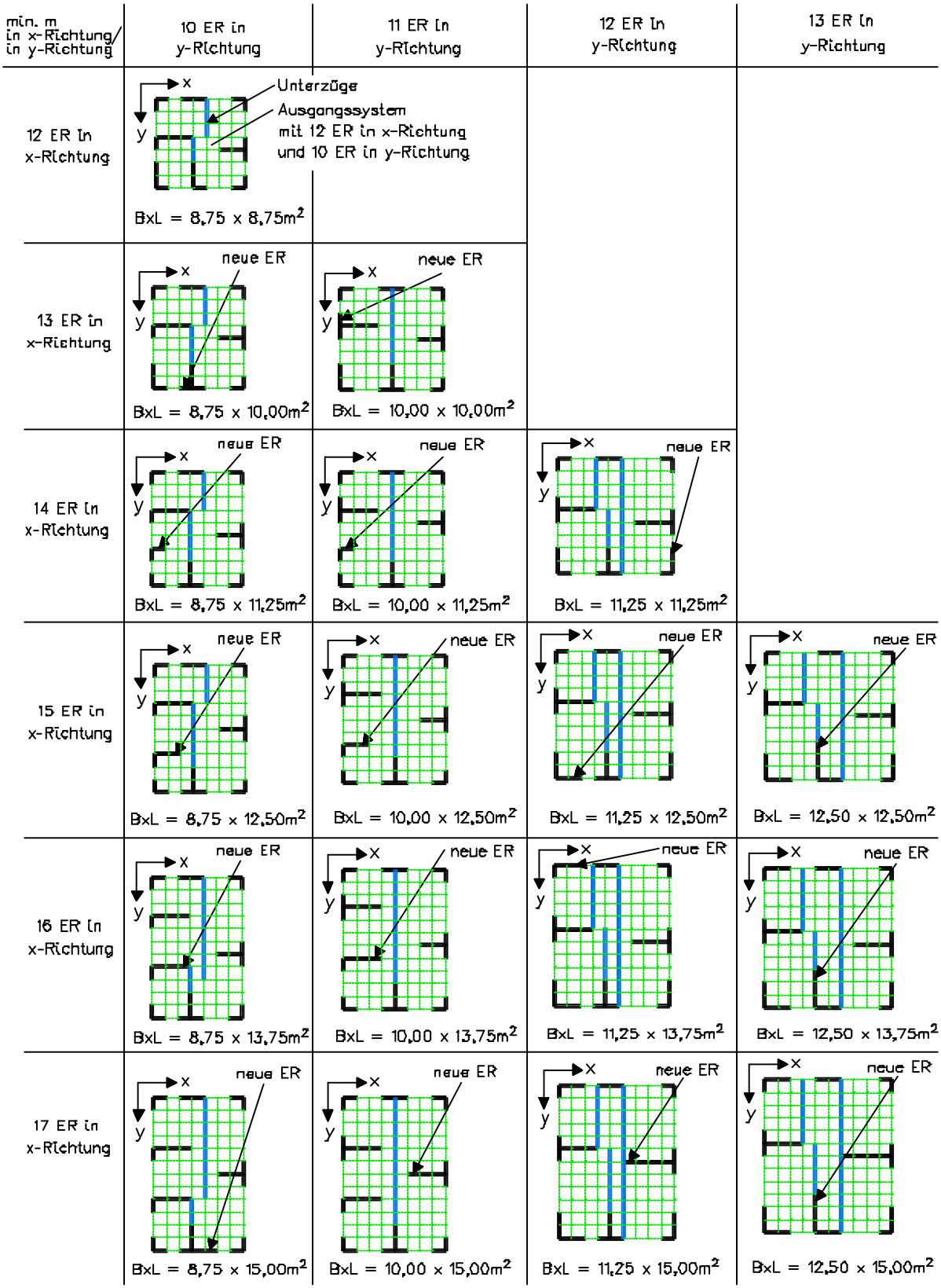


Bild 46: Varianten des Grundrißtyps ① mit Angabe von m_{min} ER

6.4 Grundrißtyp ②

Folgende Entwurfsregeln, deren Änderungen gegenüber Grundrißtyp ① unterstrichen gekennzeichnet sind, gelten für die Varianten des Grundrißtyps ② (Bild 47):

(1) Der kleinste Grundriß B x L = 8,75 x 8,75 m² besitzt aussteifende Wandscheiben in x-Richtung der Länge $m_x \cdot ER = 12 \cdot 1{,}25$ m und in y-Richtung $m_y \cdot ER = 10 \cdot 1{,}25$ m. Die Änderungsregeln (8) und (9) beziehen sich auf diesen Grundriss.

(2) Die Spannweite der Deckenbalken beträgt maximal $l \leq 5{,}00$m.

(3) Die an die Giebelwand in L- oder T-Stellung anschließende Innenwand bestimmt die Lage der Unterzüge. Die Unterzüge werden, wenn möglich und nötig, in Grundrißmitte um $e_1 \leq 1{,}25$ m versetzt.

(4) Eine Giebel- und eine Traufwand bleiben frei von querstehenden Innenwänden.

(5) Die Summe der Längen der aussteifenden Wandscheiben jeder Traufwand ist um maximal 1,25 m größer als die Länge der Öffnungen.

(6) Jede äußere Hausecke besitzt eine L-Stellung von Wandscheiben. Die Schenkel in den Giebelwänden, die an die Traufwand ohne querstehende Innenwand grenzen, haben eine Länge von mindestens 2,50 m.

(7) In beiden Traufwänden und einer Giebelwand befindet sich je eine L- oder T-Stellung. Der Abstand e_2 der zugehörigen Innenwandscheiben von den Mittelachsen des Gebäudes beträgt höchstens 1,25 m. Die Innenwandscheiben in x-Richtung reichen maximal von der Traufwand bis zur Mittelachse (Wahl von längeren WS verbessert das Tragverhalten).

(8) Zusätzliche Innenwandscheiben haben einen Mindestabstand von $e_3 \geq 3{,}75$ m zu den übrigen Innenwandscheiben, die an dieselbe Außenwand anschließen, und zu den zu ihnen parallel verlaufenden Außenwänden. Regel (7) findet dann keine Anwendung.

(9) Eine Verlängerung oder Verbreiterung des Grundrisses um ein Rastermaß hat eine Verlängerung einer aussteifenden Wandscheibe senkrecht zur Vergrößerungsrichtung um 1,25 m zur Folge

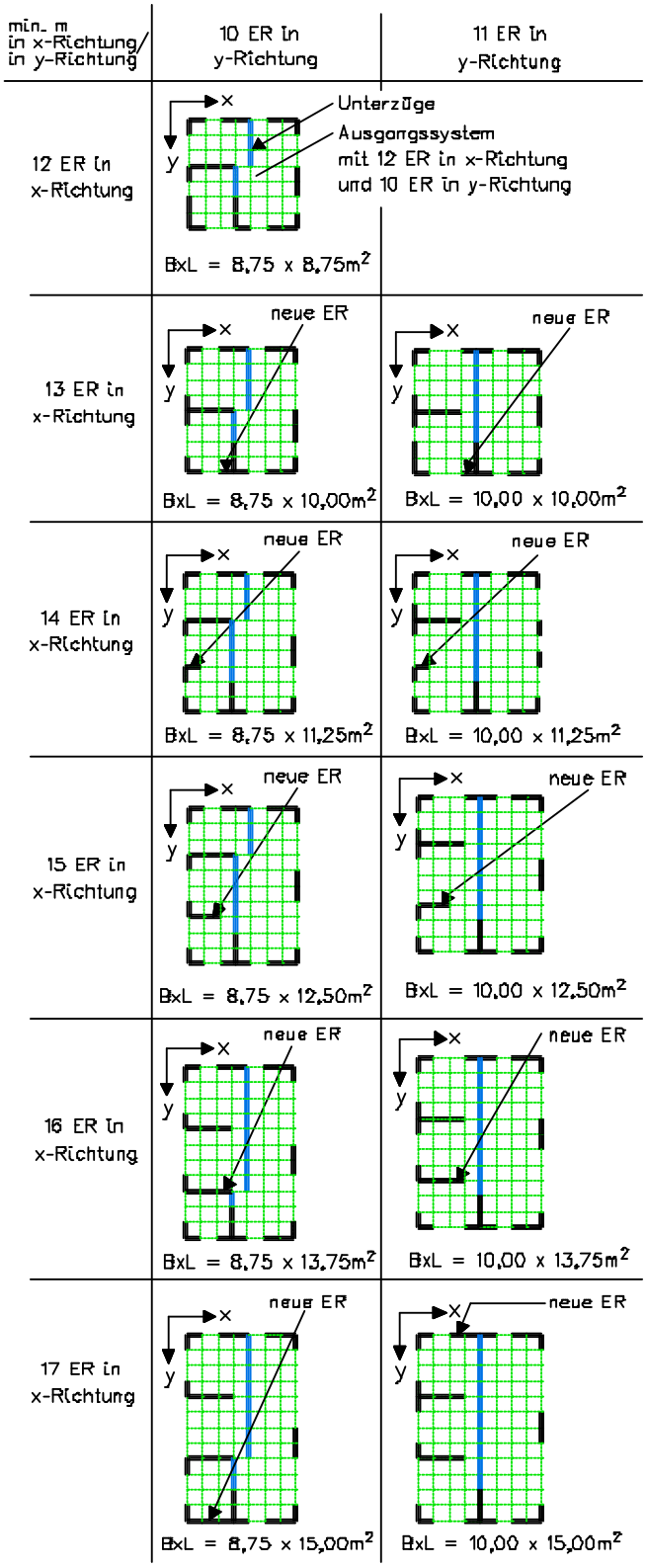


Bild 47: Varianten des Grundrißtyps ② mit Angabe von m_{min} ER

6.5 Grundrißtypen ②a und ②b

Folgende Entwurfsregeln, deren Änderungen gegenüber Grundrißtyp ① unterstrichen gekennzeichnet sind, gelten für die Varianten des Grundrißtyps ②a (Bild 48):

(1) Der kleinste Grundriß B x L = 8,75 x 8,75 m² besitzt aussteifende Wandscheiben in x-Richtung der Länge $m_x \cdot ER = 12 \cdot 1{,}25$ m und in y-Richtung $m_y \cdot ER = 10 \cdot 1{,}25$ m. Die Änderungsregeln (8) und (9) beziehen sich auf diesen Grundriss.

(2) Die Spannweite der Deckenbalken beträgt maximal $l \leq 5{,}00$m.

(3) Die an die Giebelwand in L- oder T-Stellung anschließende Innenwand bestimmt die Lage der Unterzüge. Die Unterzüge werden, wenn möglich und nötig, in Grundrißmitte um $e_1 \leq 1{,}25$ m versetzt.

(4) Eine Giebel- und eine Traufwand bleiben frei von querstehenden Innenwänden.

(5) Die Summe der Längen der aussteifenden Wandscheiben jeder Traufwand ist um maximal 1,25 m größer als die Länge der Öffnungen.

(6) Jede äußere Hausecke besitzt eine L-Stellung von Wandscheiben.

(7) In beiden Traufwänden und einer Giebelwand befindet sich je eine L- oder T-Stellung. Der Abstand e_2 der zugehörigen Innenwandscheiben von den Mittelachsen des Gebäudes beträgt höchstens 1,25 m. Die Innenwandscheiben in x-Richtung reichen maximal von der Traufwand bis zur Mittelachse (Wahl von längeren WS verbessert das Tragverhalten).

(8) Zusätzliche Innenwandscheiben haben einen Mindestabstand von $e_3 \geq 3{,}75$ m zu den übrigen Innenwandscheiben, die an dieselbe Außenwand anschließen, und zu den zu ihnen parallel verlaufenden Außenwänden. Regel (7) findet dann keine Anwendung.

(9) Eine Verlängerung oder Verbreiterung des Grundrisses um ein Rastermaß hat eine Verlängerung einer aussteifenden Wandscheibe senkrecht zur Vergrößerungsrichtung um 1,25 m zur Folge.

Die Entwurfsregeln für die Varianten des Grundrißtyps ②b (Bild 48) sind identisch mit denen des Grundrißtyps ②a, bis auf Regel (8), die hier keine Anwendung findet, da nur eine querstehende Innenwand an die Traufwand angeschlossen wird.

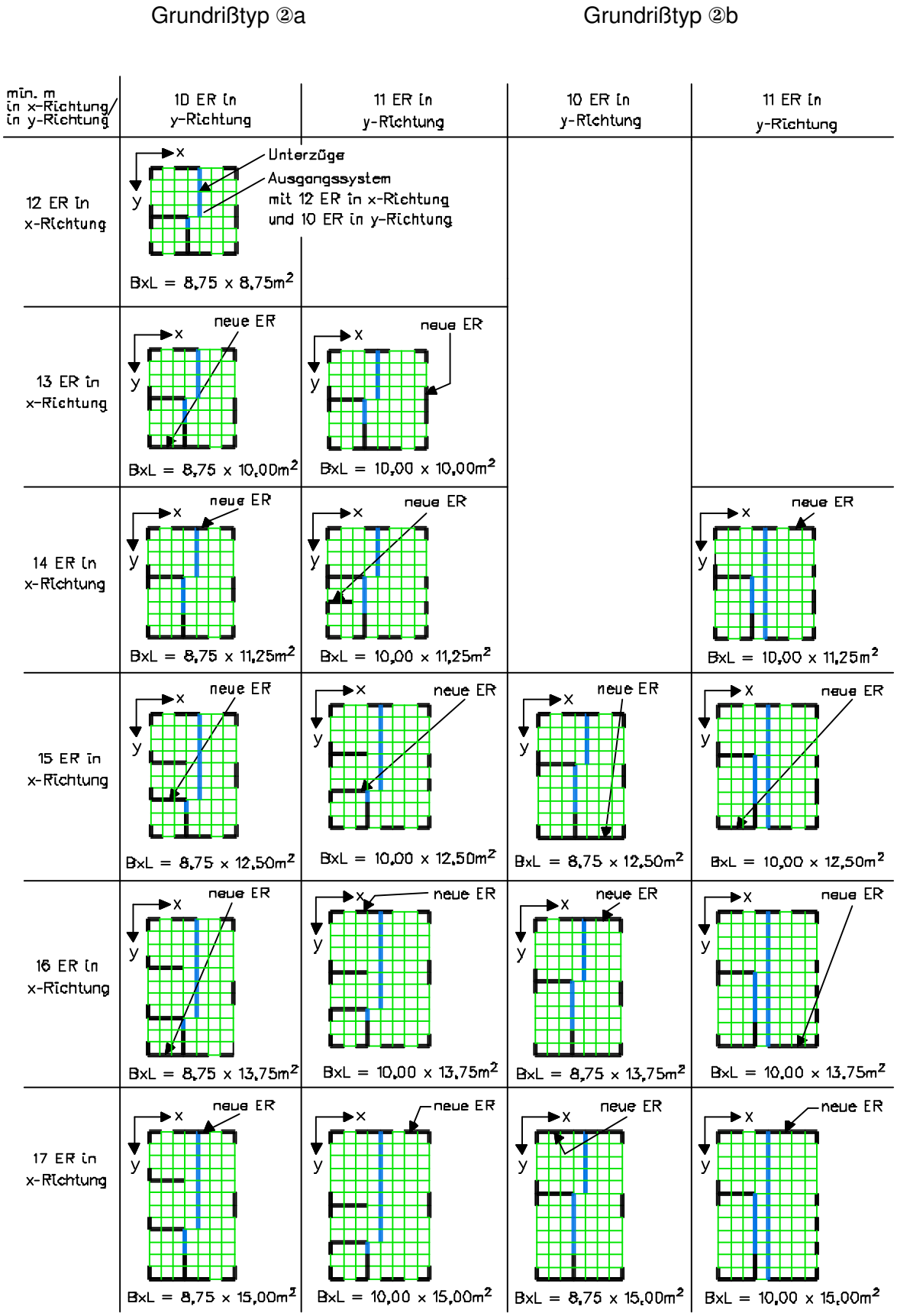


Bild 48: Varianten des Grundrißtyps ②a und ②b mit Angabe von m_{min} ER

6.6 Grundrißtyp ③ - Reihenhäuser

Folgende Entwurfsregeln gelten für die Varianten des Grundrißtyps ③ - Reihenhäuser:

(1) Die Traufwände sind nur durch die Schenkel der L-Stellungen in den Grundrißecken mit Wandscheiben belegt.

(2) Im mittleren Drittel einer Giebelwand werden zwei Innenwandscheiben mit einem gegenseitigen Achsabstand von mindestens 2,50m und einer Mindestlänge von 2,50 m angeschlossen.

(3) In einer der beiden Achsen der in Regel (2) beschriebenen Innenwandscheiben wird ab einer Trauflänge von 6,25 m an die gegenüberliegende Giebelwand eine Innenwandscheibe mit einer Mindestlänge von 1,25 m angeschlossen.

(4) Eine Verlängerung der Traufwände um ein Rastermaß hat ein Hinzufügen von einer 1,25 m langen aussteifenden Innenwandscheibe an die in Regel (3) beschriebene Innenwand zur Folge.

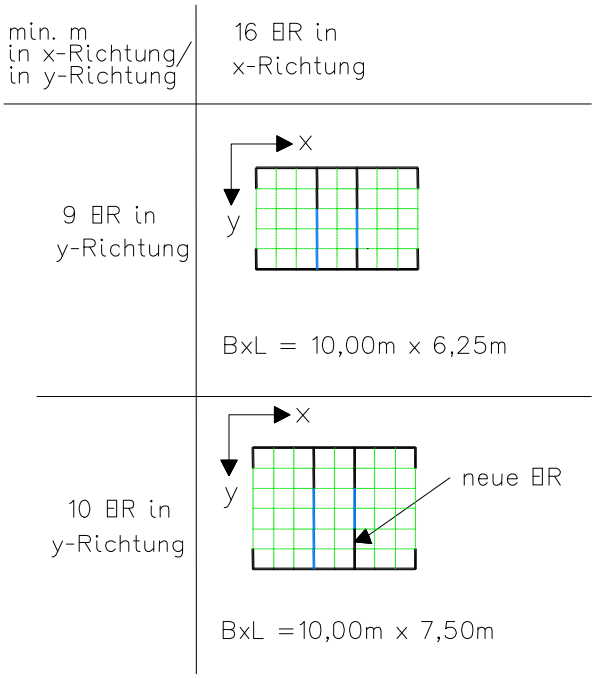


Bild 49: Varianten des Grundrißtyps ③

7 Hauptuntersuchung

7.1 Datenfluß und Datenverarbeitung

Mit Hilfe des in Abschnitt 3 beschriebenen FE-Modells wurden die aus den Systemeinwirkungen des Abschnitts 4.8 (siehe Datenblatt I in Bild 25) resultierenden Verformungen und Beanspruchungen der in Abschnitt 6 beschriebenen Varianten aller Grundrißtypen berechnet. Dabei wurden die mit dem Tabellenkalkulationsprogramm Excel berechneten Systemeinwirkungen des Datenblatts I als Datei abgespeichert und dann vom FE-Programm eingelesen, wie im Flußdiagramm auf folgender Seite dargestellt. Zur unabhängigen Kontrolle der eingelesenen Systemeinwirkungen wurden die vom FE-Programm berechneten Resultierenden R und Summen der Auflagerkräfte mit den im Datenblatt I zuvor bestimmten Werten verglichen. Die Datenblätter I aller Varianten sind Teil der Anlage dieser Arbeit.

Darüber hinaus wurde für jeden neuen Grundriß eine Plausibilitätsprüfung der Systemverformungen der Lastfallkombination $1{,}0 \cdot g_k \oplus 1{,}0 \cdot w_k$ sowohl für Wind auf Traufe als auch für Wind auf Giebel durchgeführt. Durch diese Prüfung konnten fehlende oder doppelte Bauteile, falsche Wandstellungen und andere Eingabefehler erkannt werden. Beispielhaft zeigt Bild 50 ein unverformtes Modell, Bild 51 und Bild 52 zeigen jeweils das verformte Modell. Die Verformungen sind überhöht dargestellt. Die Bilder sind Momentaufnahmen von Animationen des FE-Programms.

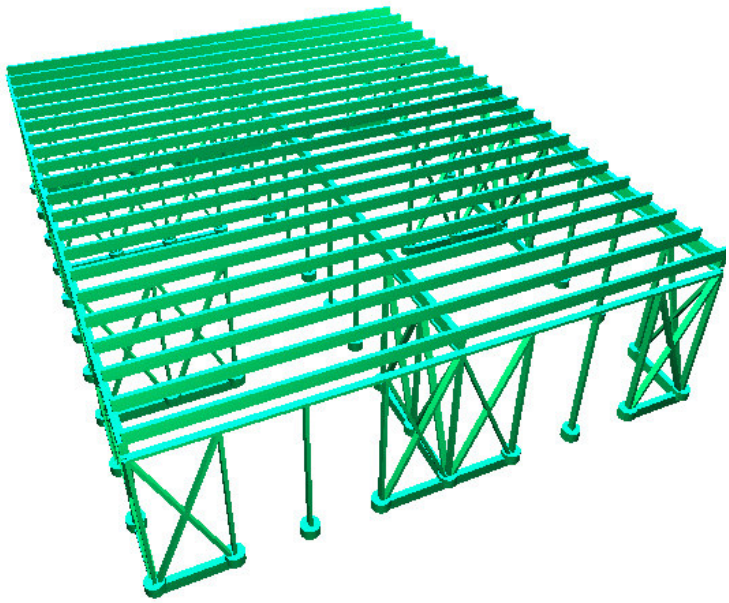


Bild 50: Unverformte Variante Grundrißtyp ① 10,00x12,50 m²

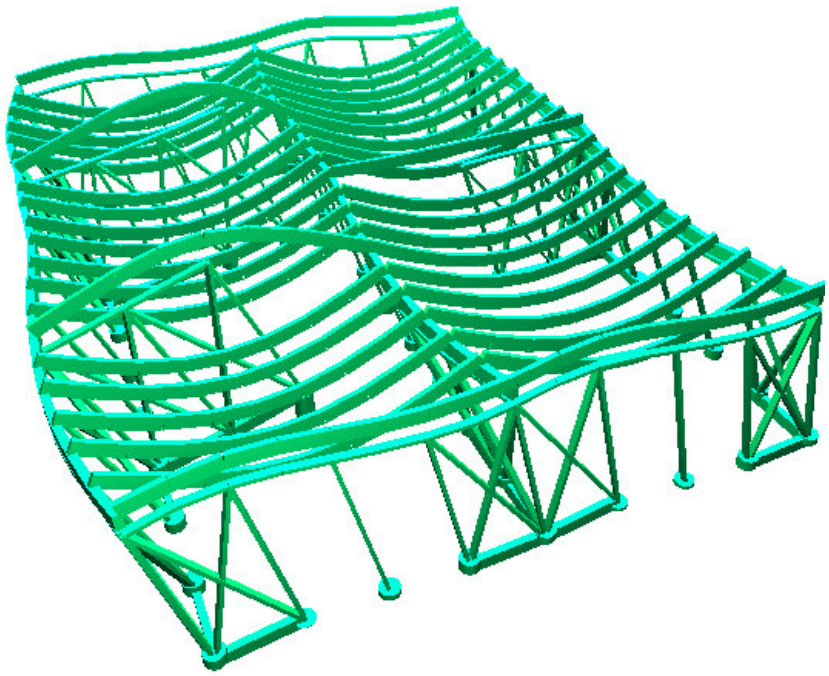


Bild 51: Verformtes Modell in überhöhter Darstellung / Einwirkung: 1,0·g + 1,0· w
Wind auf Traufe in negativer x-Richtung

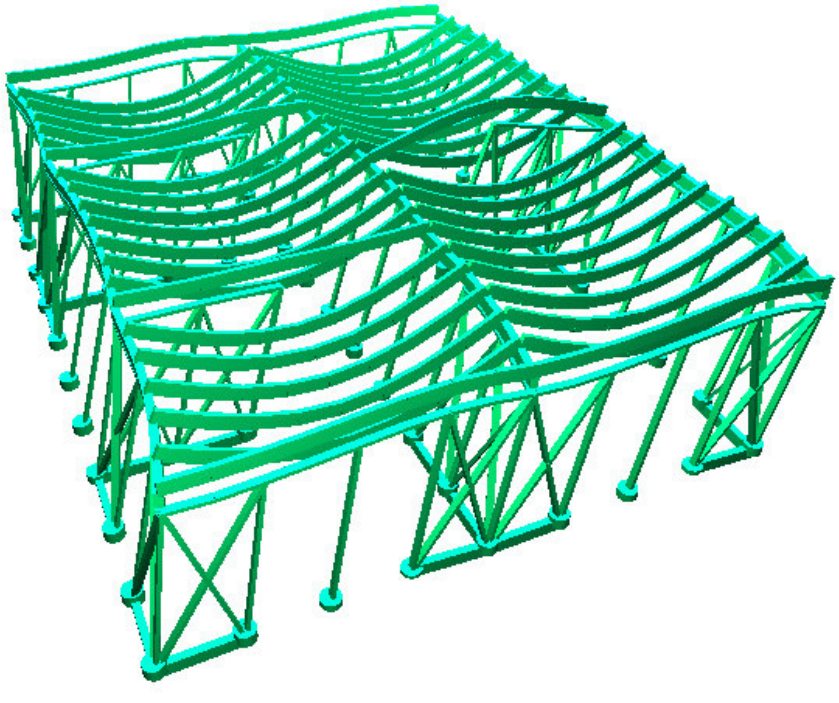


Bild 52: Verformtes Modell in überhöhter Darstellung / Einwirkung: 1,0·g + 1,0· w
Wind auf Traufe in positiver x-Richtung

Im Anschluß an die Plausibilitätsprüfungen wurden in Datenblatt II (Bild 53) die am FE-Modell berechneten maximalen Beanspruchungen und Bauteilverformungen jeder Grundrißvariante den Grenzwerten der Beanspruchbarkeit und der Gebrauchstauglichkeit des Abschnitts 5.7 gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung erfolgt mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel, wie dem oben erwähnten Flußdiagramm entnommen werden kann. Durch Betätigung des Buttons "Grenzwerte überprüfen", werden die Zellen grau hinterlegt, in denen die vorhandenen Werte die Grenzwerte überschreiten.

Die zusätzlich im Datenblatt II aufgeführten Größen

$$\lambda_x = \frac{WS_x}{H} \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{5}{k+3} = \frac{m_x \cdot 1.25}{H} \cdot \frac{n_x}{n_y} \cdot \frac{5}{k+3}$$

und

$$\lambda_y = \frac{WS_y}{H} \cdot \frac{L}{B} = \frac{m_y \cdot 1.25}{H} \cdot \frac{n_y}{n_x}$$

mit

m_x, m_y	: Anzahl ER in x- oder y-Richtung
WS_x, WS_y	: Summe $m_{x,y}$ · 1,25 m der Wandscheibenlängen der Grundrißvariante in x- oder y-Richtung
n_x, n_y	: Anzahl Raster in x- oder y-Richtung
$B = n_x \cdot 1{,}25$	: Giebelbreite des Gebäudes (x-Richtung)
$L = n_y \cdot 1{,}25$	: Trauflänge des Gebäudes (y-Richtung)
H	: Höhe des Gebäudes von OK Gelände bis OK First
k = 2, 3	: Anzahl der Einfeldträger zur Simulation eines Deckenbalkens (s. Abschnitt 3.3.2)

sind Formbeiwerte, die nicht mechanisch herleitbar sind, aber als Verhältniszahlen von Gebäudegeometrie und dem Wind zugewandter Ansichtsfläche unter Einbeziehung der Anzahl der aussteifenden Wandscheiben und der Deckensteifigkeit interpretiert werden können. Die λ-Werte der Varianten der Grundrißtypen ① und ② mit identischen Abmessungen B, L und H sind ebenfalls identisch, da sie sich nur durch ihre Wandscheibenstellung unterscheiden.

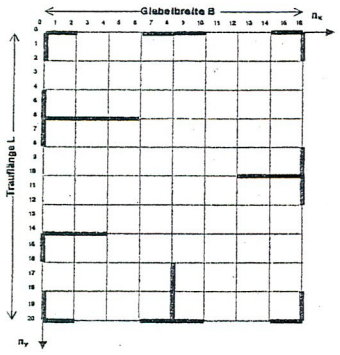
Die Datenblätter II aller Varianten sind Teil der Anlage zu dieser Arbeit.

Datenblatt III im folgenden Abschnitt enthält für jede Gebäudebreite und beide Haustypen eines Grundrißtyps die Zusammenstellung der Nachweisergebnisse des Datenblatts II aller Varianten. Bei Überschreitungen von Grenzwerten werden die prozentualen Auslastungsgrade angegeben. Bei Überschreitung des Grenzwertes des Nachweises 3 (Anschlußkraft (Zug)

Wandscheibe - Deckenbalken) ist zusätzlich die vorhandene Anschlußkraft angegeben, um die Wahl eines alternativen Anschlusses zu ermöglichen. Bei Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit werden die vorhandenen Verformungen nicht angegeben.

Datenblatt II: Gegenüberstellung von Grenzwerten mit max. vorh. Werten der Beanspruchungen bzw. der Verformungen

1) Grundriß



2) Systemangaben

Grundrißtyp: ①
Grundrißabmessungen: B x L = 10,00 x 12,50m²
Haustyp: ℓℓℓ
Dachneigung: α = 40°, Kehlbalkendach ausgebaut
Gesamthaushöhe: H = 7,4 m

	Raster anzahl m,n		Länge [m]
ER in X-Richtung:	15	x 1,25m =	18,75
Giebelwand	8	x 1,25m = B =	10,00
$\lambda_x = 1{,}25 \cdot \frac{m_x}{H} \cdot \frac{n_x}{n_y} \cdot \frac{5}{k+3} =$		2,03	
ER in Y-Richtung:	11	x 1,25m =	13,75
Traufwand	10	x 1,25m = L =	12,50
$\lambda_y = 1{,}25 \cdot \frac{m_y}{H} \cdot \frac{n_y}{n_x} =$		2,32	

3) Gegenüberstellung

	Bauteil	Grenzwert:	max. Beanspruchungen aus: Wind in Achsrichtung Ort: nx;ny	Wert:	entgegen d. Achsrichtung Ort: nx;ny	Wert:
Wind auf Traufe	**Tragfähigkeitsnachweis:**		LFK 1,0g+1,5w		LFK 1,0g+1,5w	
	Deckenbalken					
	Moment M_y [kNm]	6,98	12;10	2,88	4;14	3,98
	Querkraft Q_z [kN]	14,10	12;10	2,88	4;14	3,85
	Anschlußkraft (Zug) ER-DB [kN]	5,13	14;10	2,61	2;14	3,65
	Auflagerkraft V_A [kN]	23,20	12;10	4,46	4;14	5,87
	vertikale, relative Verschiebung f zweier Deckenbalken [mm]	13,60	12;10 - 12;11	5,3	6;5 - 6;6	9,32
	Sturz					
	Moment M_y [kNm]	5,05	0;(1,3...19)	1,48	16;(1,3...19)	1,48
	Rähm					
	Moment M_y [kNm]	1,07	0;14	0,08	10;0	0,09
	Rippe					
	Normalkraft N_x [kN]	24,90	16;10	10,76	12;10	12,92
	Gebrauchstauglichkeit:		LFK 1,0g+1,0w		LFK 1,0g+1,0w	
	Rippe vertikale Verschiebung u_z [mm]	1,50	12;10	3,05	4;14	4,95
	Rähm horizontale Verschiebung u_x [mm]	5,80	16;12	4,53	0;16	5,97
Wind auf Giebel	**Tragfähigkeitsnachweis:**		LFK 1,0g+1,5w		LFK 1,0g+1,5w	
	Deckenbalken					
	Moment M_y [kNm]	6,98	*	1,06	*	1,06
	Querkraft Q_z [kN]	14,10	*	0,85	6;20	0,94
	Anschlußkraft (Zug) ER-DB [kN]	5,13	-	-	8;20	0,57
	Auflagerkraft V_A [kN]	23,20	*	1,70	6;20	1,74
	vertikale, relative Verschiebung f zweier Deckenbalken [mm]	13,60	8;15 - 8;16	2,56	6;19 - 6;20	2,82
	Sturz					
	Moment M_y [kNm]	5,05	(0,16);(1,3...19)	0,93	(0,16);(1,3...19)	0,93
	Rähm					
	Moment M_y [kNm]	1,07	16;8	0,09	16;12	0,07
	Rippe					
	Normalkraft N_x [kN]	24,90	16;12	12,63	16;8	13,19
	Gebrauchstauglichkeit:		LFK 1,0g+1,0w		LFK 1,0g+1,0w	
	Rippe vertikale Verschiebung u_z [mm]	1,50	8;16	1,11	8;20	0,40
	Rähm horizontale Verschiebung u_y [mm]	5,80	10;0	4,06	10;20	3,54

x,y ∈ ℝ; n_x, n_y ∈ ℕ; h: Traufwandhöhe = 3,20m; H: Gebäudehöhe; ER: Ein aussteifendes Rastermodul
m_x,m_y: Gesamtanzahl ER in x- bzw. y-Richtung des Gebäudes; k = Anzahl Deckenbalkenstützweiten

Bild 53: Beispiel Datenblatt II

7.2 Zusammenstellung der Nachweisergebnisse - Datenblatt III

7.2.1 Datenblätter III des Grundrißtyps ①

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ① mit Giebelbreite B = 8,75m

1) Nachweisnummerierung | **2) Grenzwerte der Nachweise**

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp lll				Haustyp lsl			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
8,75 x 8,75	30	5,73	2,62	2,18	alle Nachweise erbracht		1,5	3,6				
	35	6,26	2,39	2,00	alle Nachweise erbracht		1,9	3,8	alle Nachweise erbracht		0,4	2,4
	40	6,87	2,18	1,82	alle Nachweise erbracht		2,8	4	alle Nachweise erbracht		1,1	3,2
	45	7,58	1,98	1,65	NW 3 139%	7,14	4,1	5,1	alle Nachweise erbracht		1,8	4,3
	50	8,41	1,78	1,49	NW 3 183% NW 5	9,38	6,2	6,8	NW 3 119%	6,13	3,5	5,6
8,75 x 10,00	30	5,73	2,48	2,49	alle Nachweise erbracht		1,6	3,5				
	35	6,26	2,27	2,28	alle Nachweise erbracht		1,9	4,1	alle Nachweise erbracht		0,6	2,5
	40	6,87	2,07	2,08	alle Nachweise erbracht		2,5	5	alle Nachweise erbracht		0,9	3,7
	45	7,58	1,88	1,89	NW 3 139%	7,15	3,3	6,2	alle Nachweise erbracht		2	5,6
	50	8,41	1,69	1,70	NW 3 193% NW 5	9,91	5,8	8,1	NW 3 120%	6,18	3,5	7,4
8,75 x 11,25	30	5,73	2,38	2,81	alle Nachweise erbracht		1,7	3,5				
	35	6,26	2,17	2,57	alle Nachweise erbracht		2	3,7	alle Nachweise erbracht		0,6	2,5
	40	6,87	1,98	2,34	NW 3 127%	6,5	3,1	4,6	alle Nachweise erbracht		1,2	3,7
	45	7,58	1,80	2,12	NW 3 164%	8,42	5,3	5,9	alle Nachweise erbracht		2,5	4,9
	50	8,41	1,62	1,91	NW 3 236% NW 5 NW 1	12,1	9	8,3	NW 3 130%	6,68	3,9	6,7
8,75 x 12,50	30	5,73	2,29	3,12	alle Nachweise erbracht		1,7	3,4				
	35	6,26	2,10	2,85	alle Nachweise erbracht		2	3,8	alle Nachweise erbracht		0,7	2,6
	40	6,87	1,91	2,60	NW 3 131%	6,74	3,2	4,8	alle Nachweise erbracht		1,3	3,8
	45	7,58	1,73	2,36	NW 3 181% NW 5	9,28	5,5	6,4	alle Nachweise erbracht		2,5	5,1
	50	8,41	1,56	2,12	NW 3 278% NW 5 NW 1	14,25	9,1	9	NW 3 179% NW 1	9,17	3,8	6,8
8,75 x 13,75	30	5,73	2,22	3,43	alle Nachweise erbracht		2,4	3,5				
	35	6,26	2,03	3,14	alle Nachweise erbracht		3	4,3	alle Nachweise erbracht		1,1	3
	40	6,87	1,85	2,86	NW 3 123%	6,3	4,2	5,4	alle Nachweise erbracht		2	4,4
	45	7,58	1,68	2,59	NW 3 159% NW 1	8,16	5,8	6,9	NW 3 122% NW 1	6,25	3,4	5,7
	50	8,41	1,51	2,33	NW 3 263% NW 1 NW 5	13,48	8,7	9,4	NW 3 153% NW 1	7,83	5,6	7,8
8,75 x 15,00	30	5,73	2,16	3,74	alle Nachweise erbracht		3,1	3,9				
	35	6,26	1,98	3,42	NW 3 107%	5,51	3,8	4,7	alle Nachweise erbracht		1,5	3,2
	40	6,87	1,80	3,12	NW 3 142%	7,3	5,2	5,9	alle Nachweise erbracht		2,9	4,8
	45	7,58	1,54	2,83	NW 3 215% NW 5	11,01	7,9	8	NW 3 127%	6,53	4,5	6,2
	50	8,41	1,47	2,55	NW 3 277% NW 5 NW 1	14,19	10,9	10,3	NW 3 184% NW 1 NW 5	9,44	7,1	8,5

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ① mit Giebelbreite B = 10,00m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
10,00 x 10,00	30	6,09	2,67	2,26	alle Nachweise erbracht		1,8	3,9				
	35	6,70	2,42	2,05	alle Nachweise erbracht		2,3	4,4	alle Nachweise erbracht		1,2	3,8
	40	7,40	2,20	1,86	alle Nachweise erbracht		2,9	5,5	alle Nachweise erbracht		2	4,7
	45	8,20	1,98	1,68	alle Nachweise erbracht		3,9	7	alle Nachweise erbracht		2,9	6,1
	50	9,16	1,77	1,50	NW 3 171% NW 5	8,77	7,4	9,6	alle Nachweise erbracht		4,4	8,6
10,00 x 11,25	30	6,09	2,56	2,54	alle Nachweise erbracht		1,6	4,1				
	35	6,70	2,32	2,31	alle Nachweise erbracht		2	5	alle Nachweise erbracht		1,2	3,4
	40	7,40	2,10	2,09	alle Nachweise erbracht		2,6	6,2	alle Nachweise erbracht		1,8	5,2
	45	8,20	1,90	1,89	alle Nachweise erbracht		4,6	8,1	alle Nachweise erbracht		2,6	6,8
	50	9,16	1,70	1,69	NW 3 205% NW 5 NW 1	10,53	8,3	11,5	alle Nachweise erbracht		4,4	9,7
10,00 x 12,50	30	6,09	2,46	2,82	alle Nachweise erbracht		2,5	3,9				
	35	6,70	2,24	2,56	alle Nachweise erbracht		3,1	4,7	alle Nachweise erbracht		1,9	3,8
	40	7,40	2,03	2,32	alle Nachweise erbracht		4,1	6	alle Nachweise erbracht		2,7	4,9
	45	8,20	1,83	2,10	NW 3 110%	5,66	6,5	7,9	alle Nachweise erbracht		4	6,5
	50	9,16	1,64	1,88	NW 3 275% NW 5 NW 1	14,11	11,1	11,2	NW 1 115% NW 5		6,2	9,4
10,00 x 13,75	30	6,09	2,39	3,11	alle Nachweise erbracht		2,2	3,5				
	35	6,70	2,17	2,82	alle Nachweise erbracht		2,9	4,3	alle Nachweise erbracht		1,5	3,6
	40	7,40	1,97	2,56	alle Nachweise erbracht		4,7	5,8	alle Nachweise erbracht		2,4	4,6
	45	8,20	1,77	2,31	NW 3 159% NW 5	8,15	8,3	8,5	alle Nachweise erbracht		3,8	6,1
	50	9,16	1,59	2,06	NW 3 345% NW 5 NW 1	17,72	14,2	12,9	NW 5 132% NW 1		6,2	8,7
10,00 x 15,00	30	6,09	2,33	3,39	alle Nachweise erbracht		2,1	3,6				
	35	6,70	2,11	3,08	alle Nachweise erbracht		2,8	4,4	alle Nachweise erbracht		1,5	3,7
	40	7,40	1,92	2,79	alle Nachweise erbracht		4,7	5,9	alle Nachweise erbracht		2,3	4,7
	45	8,20	1,73	2,52	NW 3 129%	6,623	7	8	alle Nachweise erbracht		3,7	6,2
	50	9,16	1,55	2,25	NW 3 300% NW 5 NW 1	15,4	11,9	11,9	NW 3 126% NW 1 NW 5	6,47	5,9	8,9

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ① mit Giebelbreite B = 11,25m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
11,25 x 11,25	30	6,45	2,26	2,33	alle Nachweise erbracht		2,3	4				
	35	7,14	2,04	2,10	alle Nachweise erbracht		3,6	5				
	40	7,92	1,84	1,89	NW 3 108%	5,52	5,2	6,5	alle Nachweise erbracht		1,9	4,7
	45	8,83	1,65	1,70	NW 5 126% NW 3	6,13	8,3	9,4	NW 3 121%	6,21	4,2	6,9
	50	9,90	1,47	1,51	NW 3 306% NW 5 NW 1 NW 7	15,72	13	14,5	NW 5 143% NW 3	5,14	8,2	10,6
11,25 x 12,50	30	6,45	2,18	2,58	alle Nachweise erbracht		2,5	4				
	35	7,14	1,97	2,33	NW 3 111%	5,68	3,9	5,2	alle Nachweise erbracht		1,4	4,5
	40	7,92	1,78	2,10	NW 3 155%	7,96	5,6	6,8	NW 3 149%	7,64	2,4	5,6
	45	8,83	1,59	1,89	NW 3 250% NW 5	12,8	8,7	9,6	NW 3 150%	7,68	4,7	7,7
	50	9,90	1,42	1,68	NW 3 489% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	25,09	13,6	15	NW 3 268% NW 5	13,74	8,8	11,1
11,25 x 13,75	30	6,45	2,11	2,84	alle Nachweise erbracht		3	4,5				
	35	7,14	1,91	2,57	NW 3 115%	5,88	4,5	5,9				
	40	7,92	1,72	2,31	NW 3 158%	8,11	6,3	7,6	alle Nachweise erbracht		2,8	5,7
	45	8,83	1,55	2,08	NW 3 266% NW 5 NW 1	13,65	9,5	10,6	NW 3 155%	7,95	5,8	8,6
	50	9,90	1,38	1,85	NW 3 462% NW 5 NW 1 NW 7 NW 2 NW 4	23,7	14,2	15	NW 3 268% NW 1 NW 5 NW 8	13,77	10	12,5
11,25 x 15,00	30	6,45	2,06	3,10	alle Nachweise erbracht		3	4,8				
	35	7,14	1,86	2,80	NW 3 132%	6,78	4,8	6,1	alle Nachweise erbracht		1,4	5,3
	40	7,92	1,68	2,53	NW 3 178%	9,14	7,2	7,7	NW 3 108%	5,56	2,4	6,5
	45	8,83	1,50	2,27	NW 3 267% NW 5 NW 1	13,71	11,4	10,5	NW 3 181%	9,31	5,8	9,2
	50	9,90	1,34	2,02	NW 3 514% NW 5 NW 1 NW 7 NW 2 NW 4	26,36	21,1	14,3	NW 3 292% NW 1 NW 5 NW 8	15	11,3	12,8

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ① mit Giebelbreite B = 12,50m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
12,50 x 12,50	30	6,81	2,29	2,39	alle Nachweise erbracht		3,5	4,9	alle Nachweise erbracht		0,8	3,6
	35	7,58	2,06	2,14	alle Nachweise erbracht		5,1	6,3	alle Nachweise erbracht		1,8	4,7
	40	8,44	1,85	1,92	NW 5 115% NW 3	5,29	7,7	8,7	alle Nachweise erbracht		4,4	7,1
	45	9,45	1,65	1,72	NW 3 275% NW 5 NW 1	14,09	11,5	12,1	NW 5 124%		7,8	10,1
	50	10,65	1,47	1,53	NW 5 610% NW 3 NW 1 NW 7 NW 2 NW 4	22,35	18,2	17,7	NW 5 363% NW 1 NW 3 NW 8	7,78	12,9	14,8
12,50 x 13,75	30	6,81	2,23	2,63	alle Nachweise erbracht		4,1	5	alle Nachweise erbracht		1,2	3,7
	35	7,58	2,00	2,36	alle Nachweise erbracht		5,8	6,5	alle Nachweise erbracht		2,6	4,9
	40	8,44	1,79	2,12	NW 3 162% NW 5	8,31	8,5	8,9	alle Nachweise erbracht		5	7,1
	45	9,45	1,60	1,89	NW 3 305% NW 5 NW 1	15,64	12,5	12,5	NW 5 138% NW 8		9,1	10,6
	50	10,65	1,42	1,68	NW 5 629% NW 3 NW 1 NW 7 NW 4 NW 2	28,13	19	18	NW 5 372% NW 3 NW 1 NW 8	12,14	14,5	15,3
12,50 x 15,00	30	6,81	2,17	2,86	alle Nachweise erbracht		3,5	5,9	alle Nachweise erbracht		0,9	4,6
	35	7,58	1,95	2,57	alle Nachweise erbracht		5,1	7,5	alle Nachweise erbracht		2,1	6
	40	8,44	1,75	2,31	NW 3 143%	7,35	8,4	10,1	alle Nachweise erbracht		4,3	8,4
	45	9,45	1,56	2,06	NW 3 255% NW 5 NW 1	13,06	13,5	14	NW 5 115%		7,6	12,1
	50	10,65	1,39	1,83	NW 3 622% NW 5 NW 1 NW 7 NW 4 NW 2	31,91	20,3	19,5	NW 5 238% NW 1 NW 3 NW 8	7,8	12,9	17,3

7.2.2 Datenblätter III des Grundrißtyps ②

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ② mit Giebelbreite B = 8,75m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp lll				Haustyp lsl			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
8,75 x 8,75	30	5,73	2,62	2,18	alle Nachweise erbracht		4,2	4,6				
	35	6,26	2,39	2,00	alle Nachweise erbracht		5,3	5,6	alle Nachweise erbracht		1,5	4,2
	40	6,87	2,18	1,82	NW 3 111% NW 5	5,67	7,3	7,2	alle Nachweise erbracht		3,5	5
	45	7,58	1,98	1,65	NW 3 192% NW 5	9,86	9,9	9,2	alle Nachweise erbracht		6,9	7,4
	50	8,41	1,78	1,49	NW 3 346% NW 5 NW 1	17,77	13,8	12,3	NW 3 160% NW 5	8,23	9	9,8
8,75 x 10,00	30	5,73	2,48	2,49	alle Nachweise erbracht		6,1	5,7				
	35	6,26	2,27	2,28	NW 5 107%		7,4	6,9	alle Nachweise erbracht		2,2	5
	40	6,87	2,07	2,08	NW 5 146% NW 3	5,26	10	8,9	alle Nachweise erbracht		5,1	6,2
	45	7,58	1,88	1,89	NW 5 198% NW 3	7,63	13,3	11,4	NW 5 132%		8,2	8,5
	50	8,41	1,69	1,70	NW 5 289% NW 3 NW 1	13,11	18,7	16	NW 5 210% NW 3	6,35	13,1	12,3
8,75 x 11,25	30	5,73	2,38	2,81	alle Nachweise erbracht		6,4	6,8				
	35	6,26	2,17	2,57	NW 5 109%		7,8	8,2	alle Nachweise erbracht		3,1	5,9
	40	6,87	1,98	2,34	NW 5 139% NW 3	6,69	10,9	10,2	NW 5 101%		5,5	7,9
	45	7,58	1,80	2,12	NW 3 205% NW 5	10,51	13,8	12,9	NW 5 137% NW 3	5,38	8,7	10,5
	50	8,41	1,62	1,91	NW 3 329% NW 5	16,87	18,8	17	NW 5 197% NW 3 NW 1	9,49	13,7	14,5
8,75 x 12,50	30	5,73	2,29	3,12	NW 5 116% NW 3	5,58	8,3	9				
	35	6,26	2,10	2,85	NW 5 138% NW 3	6,23	10	10,9	alle Nachweise erbracht		6,6	8,5
	40	6,87	1,91	2,60	NW 3 189% NW 5	9,7	13,4	13,6	NW 5 135%		8,5	11,3
	45	7,58	1,73	2,36	NW 3 275% NW 5	14,13	17,4	17,1	NW 5 179% NW 3	7,16	12,3	14,7
	50	8,41	1,56	2,12	NW 3 415% NW 5 NW 1	21,31	24,2	22,8	NW 3 274% NW 5	14,04	18,4	19,8
8,75 x 13,75	30	5,73	2,22	3,43	NW 3 110%	5,65	7,1	7,9				
	35	6,26	2,03	3,14	NW 3 121% NW 5	6,22	8,7	9,4	alle Nachweise erbracht		3,7	5,8
	40	6,87	1,85	2,86	NW 3 195% NW 5	10,02	12,5	12,6	NW 1 107% NW 5		5,6	8
	45	7,58	1,68	2,59	NW 3 292% NW 5 NW 1	14,96	17,6	16,7	NW 5 148% NW 1		9	11
	50	8,41	1,51	2,33	NW 3 441% NW 5 NW 1 NW 2	22,61	25,9	23,3	NW 3 232% NW 5 NW 1	11,9	14,2	15,5
8,75 x 15,00	30	5,73	2,16	3,74	NW 5 138% NW 3	6,37	9,4	8,9				
	35	6,26	1,98	3,42	NW 5 163% NW 3	6,73	11,4	11	NW 3 127% NW 1	6,52	7,2	6,4
	40	6,87	1,80	3,12	NW 3 215% NW 5	11,03	15,4	14,4	NW 5 135% NW 1		9,2	9,4
	45	7,58	1,64	2,83	NW 3 313% NW 5 NW 1	16,05	20,5	20,8	NW 5 189% NW 3 NW 1	6,54	12,7	12,7
	50	8,41	1,47	2,55	NW 3 467% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	23,96	28,8	26,2	NW 3 387% NW 5 NW 1	19,86	24,3	22,2

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ②
mit Giebelbreite B = 10,00m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp lll				Haustyp lsl			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
10,00 x 10,00	30	6,09	2,67	2,26	alle Nachweise erbracht		3,8	4,8				
	35	6,70	2,42	2,05	alle Nachweise erbracht		4,7	5,6	alle Nachweise erbracht		2,5	4,5
	40	7,40	2,20	1,86	NW 5 103%		6,4	7,1	alle Nachweise erbracht		3,9	5,8
	45	8,20	1,98	1,68	NW 5 122% NW 3	5,98	10	9,8	NW 1 106% NW 5		6	7,7
	50	9,16	1,48	1,50	NW 3 239% NW 5	12,28	16	14,3	NW 1 144% NW 3	5,17	9,5	11
10,00 x 11,25	30	6,09	2,56	2,54	alle Nachweise erbracht		4,2	6				
	35	6,70	2,32	2,31	alle Nachweise erbracht		5,3	7,3	alle Nachweise erbracht		2,8	5,8
	40	7,40	2,10	2,09	NW 5 109%		7,6	9,4	alle Nachweise erbracht		4,3	7,5
	45	8,20	1,90	1,89	NW 3 142% NW 5	7,3	11,5	12,6	NW 1 114% NW 5		6,6	10
	50	9,16	1,70	1,69	NW 3 276% NW 5 NW 1	14,15	18,1	17,9	NW 5 167% NW 1 NW 3	5,43	10,5	14,2
10,00 x 12,50	30	6,09	2,46	2,82	alle Nachweise erbracht		5,1	7,2				
	35	6,70	2,24	2,56	NW 5 103%		6,2	8,7	alle Nachweise erbracht		4	7
	40	7,40	2,03	2,32	NW 5 122% NW 3	5,34	9,4	11,4	alle Nachweise erbracht		5,2	9
	45	8,20	1,83	2,10	NW 3 202% NW 5 NW 1	10,34	14	15,4	NW 5 130% NW 1		7,8	12
	50	9,16	1,64	1,88	NW 3 384% NW 5 NW 1 NW 7 NW 2 NW 4	19,72	23,2	23,5	NW 5 216% NW 3 NW 1	7,52	12,2	17
10,00 x 13,75	30	6,09	2,39	3,11	alle Nachweise erbracht		5,7	6,6				
	35	6,70	2,17	2,82	NW 5 112%		7	8	alle Nachweise erbracht		3,7	6
	40	7,40	1,97	2,56	NW 5 134% NW 3	6,45	11	11,2	NW 1 105% NW 5		5,6	7,9
	45	8,20	1,77	2,31	NW 3 223% NW 5	11,46	16,8	16	NW 5 139% NW 1		8,4	10,7
	50	9,16	1,59	2,06	NW 3 392% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	20,12	27,7	24,7	NW 5 227% NW 3 NW 1	8,18	13	15,4
10,00 x 15,00	30	6,09	2,33	3,39	alle Nachweise erbracht		6,7	7,7				
	35	6,70	2,11	3,08	NW 5 120%		8,2	9,3	alle Nachweise erbracht		4,2	6,7
	40	7,40	1,92	2,79	NW 5 144% NW 3	6,2	12,7	13,1	NW 1 111% NW 5		6,2	8,8
	45	8,20	1,73	2,52	NW 3 213% NW 5	10,93	19,2	18,6	NW 5 149% NW 1		9,1	11,8
	50	9,16	1,55	2,25	NW 3 384% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	19,7	31,1	28,3	NW 5 253% NW 3 NW 1	7,43	13,9	16,9

7.2.3 Datenblätter III Grundrißtyp ②a

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ②a mit Giebelbreite B = 8,75m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp lll				Haustyp lsl			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
8,75 x 8,75	30	5,73	2,62	2,18	NW 3 118%	6,03	3,6	4,5				
	35	6,26	2,39	2,00	NW 3 139%	7,11	4,5	5,4				
	40	6,87	2,18	1,82	NW 3 173% NW 5	8,85	6,3	7	alle Nachweise erbracht		3,2	5,1
	45	7,58	1,98	1,65	NW 3 204% NW 5	10,48	9,1	9,3	NW 3 147%	7,54	5,1	6,9
	50	8,41	1,78	1,49	NW 3 265% NW 5 NW 1	13,62	13,9	13,2				
8,75 x 10,00	30	5,73	2,48	2,49	NW 3 107%	5,51	6,5	6,2				
	35	6,26	2,27	2,28	NW 3 122% NW 5	6,26	8	7,6	alle Nachweise erbracht		3,2	5,1
	40	6,87	2,07	2,08	NW 5 156% NW 3	7,32	10,7	9,6	NW 5 103%		5,5	6,7
	45	7,58	1,88	1,89	NW 5 208% NW 3 NW 1	8,71	14,1	12,3	NW 5 143% NW 3	6,26	8,9	9,3
	50	8,41	1,69	1,70	NW 5 292% NW 3 NW 1	13,92	20,9	18	NW 3 219% NW 5 NW 1	11,26	14	13,4
8,75 x 11,25	30	5,73	2,38	2,81	alle Nachweise erbracht		6	6,2				
	35	6,26	2,17	2,57	NW 3 115% NW 5	5,9	7,2	7,3	alle Nachweise erbracht		4,1	6
	40	6,87	1,98	2,34	NW 3 158% NW 5	8,1	9,9	9,4	alle Nachweise erbracht		6	7,4
	45	7,58	1,80	2,12	NW 3 211% NW 5	10,82	13,4	11,9	NW 5 116% NW 3	5,59	8,4	9,6
	50	8,41	1,62	1,91	NW 3 306% NW 5	15,71	18,7	16,2	NW 3 191% NW 5	9,82	12,1	12,8
8,75 x 12,50	30	5,73	2,29	3,12	NW 3 162%	8,31	5	5,6				
	35	6,26	2,10	2,85	NW 3 183% NW 5	9,38	6	6,6	alle Nachweise erbracht		1,9	4
	40	6,87	1,91	2,60	NW 3 222% NW 5	11,39	9,9	9,6	NW 3 112%	5,76	3,4	5,5
	45	7,58	1,73	2,36	NW 3 273% NW 1 NW 5	14,01	15,7	14	NW 3 169% NW 1 NW 5	8,68	5,7	7,7
	50	8,41	1,56	2,12	NW 3 388% NW 5 NW 1 NW 7	19,9	29,3	22,7	NW 3 312% NW 5 NW 1	16,03	9,2	11
8,75 x 13,75	30	5,73	2,22	3,43	NW 3 181% NW 5	9,27	7,7	7,8				
	35	6,26	2,03	3,14	NW 3 205% NW 5	10,52	9,1	9,3	alle Nachweise erbracht		3,6	5,9
	40	6,87	1,85	2,86	NW 3 248% NW 5 NW 1	12,73	13,6	12,8	alle Nachweise erbracht		4,6	7,9
	45	7,58	1,68	2,59	NW 3 304% NW 5 NW 1	15,57	21,4	18,6	NW 3 238% NW 5 NW 1	12,2	8,5	10,7
	50	8,41	1,51	2,33	NW 3 462% NW 5 NW 1 NW 7 NW 2	23,68	33,7	27,9	NW 3 356% NW 5 NW 1	18,26	12,7	14,7
8,75 x 15,00	30	5,73	2,16	3,74	NW 3 127% NW 5	6,5	7,8	8,4				
	35	6,26	1,98	3,42	NW 3 152% NW 5	7,8	9,4	10	alle Nachweise erbracht		4,6	6,7
	40	6,87	1,80	3,12	NW 3 208% NW 5	10,68	13,4	13,4	NW 1 108% NW 5		6,8	8,8
	45	7,58	1,64	2,83	NW 3 286% NW 5	14,67	18,5	17,8	NW 5 149% NW 3 NW 1	6,77	9,7	11,6
	50	8,41	1,47	2,55	NW 3 420% NW 5 NW 1 NW 2	21,56	26,1	24,4	NW 3 240% NW 5 NW 1	12,31	20,2	15,8

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ②a mit Giebelbreite B = 10,00m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
10,00 x 10,00	30	6,09	2,67	2,26	alle Nachweise erbracht		3,8	4,8				
	35	6,70	2,42	2,05	alle Nachweise erbracht		4,7	5,6				
	40	7,40	2,20	1,86	NW 5 103%		6,4	7,1	alle Nachweise erbracht		3,9	5,8
	45	8,20	1,98	1,68	NW 5 122% NW 3	5,98	10	9,8	NW 1 106% NW 5		6	7,7
	50	9,16	1,77	1,50	NW 3 239% NW 5	12,28	16	14,3	NW 3 259% NW 5 NW 1	13,3	13	12,1
10,00 x 11,25	30	6,09	2,56	2,54								
	35	6,70	2,32	2,31	NW 5 137% NW 3	6,78	8,8	8,2	alle Nachweise erbracht		2,9	4,8
	40	7,40	2,10	2,09	NW 3 188% NW 5	9,62	12,3	10,8	NW 5 113%		5,9	7,1
	45	8,20	1,90	1,89	NW 3 266% NW 5 NW 1	13,67	17,7	14,9	NW 5 163% NW 3 NW 1	7,23	10,2	10,4
	50	9,16	1,70	1,69	NW 3 409% NW 5 NW 1 NW 2	20,98	27,7	22,6	NW 5 262% NW 3 NW 1	12,93	17,3	15,9
10,00 x 12,50	30	6,09	2,46	2,82	NW 3 106%	5,45	4,8	5,6				
	35	6,70	2,24	2,56	NW 3 127% NW 5	6,52	5,9	6,8	alle Nachweise erbracht		2,3	4,5
	40	7,40	2,03	2,32	NW 3 188% NW 5	9,65	10,2	10	alle Nachweise erbracht		4,1	6,2
	45	8,20	1,83	2,10	NW 3 275% NW 5 NW 1	14,13	16,4	14,7	NW 1 126% NW 5 NW 3	5,2	7	8,9
	50	9,16	1,64	1,88	NW 3 435% NW 5 NW 1 NW 2	22,31	28,2	23,8	NW 3 214% NW 5 NW 1	10,98	11,4	13,1
10,00 x 13,75	30	6,09	2,39	3,11	NW 3 120%	6,14	6,3	6,9				
	35	6,70	2,17	2,82	NW 3 140% NW 5	7,17	7,7	8,4	alle Nachweise erbracht		3,1	5,5
	40	7,40	1,97	2,56	NW 3 214% NW 5	10,97	12,5	12	NW 1 105% NW 5		5	7,3
	45	8,20	1,77	2,31	NW 3 294% NW 5 NW 1	15,09	19,4	17,2	NW 1 140% NW 5 NW 3	5,51	8	10,1
	50	9,16	1,59	2,06	NW 3 478% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	24,53	31,8	26,6	NW 3 253% NW 5 NW 1	12,97	13,2	15,1
10,00 x 15,00	30	6,09	2,33	3,39	NW 3 138% NW 5	7,06	9,2	9,1				
	35	6,70	2,11	3,08	NW 3 168% NW 5	8,61	11,3	11,1	NW 1 103%		5	7,3
	40	7,40	1,92	2,79	NW 3 230% NW 5	11,79	16,3	14,9	NW 5 135% NW 1 NW 3	5,44	7,5	9,7
	45	8,20	1,73	2,52	NW 3 336% NW 5 NW 1	17,23	23,5	20,3	NW 5 197% NW 3 NW 1	9,22	11,3	13,2
	50	9,16	1,55	2,25	NW 3 512% NW 5 NW 1 NW 2 NW 4	26,25	35,7	29,6	NW 3 322% NW 5 NW 1	16,54	17,6	19,1

7.2.4 Datenblätter III Grundrißtyp ②b

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ②b mit Giebelbreite B = 8,75m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:		Tragfähigkeit:		Gebrauchs-tauglichkeit:	
						Zug WS DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
8,75 x 8,75	30	5,73	2,62	2,18	NW 3 118%	6,03	3,6	4,5				
	35	6,26	2,39	2,00	NW 3 139%	7,11	4,5	5,4				
	40	6,87	2,18	1,82	NW 3 173% NW 5	8,85	6,3	7	alle Nachweise erbracht		3,2	5,1
	45	7,58	1,98	1,65	NW 3 204% NW 5	10,48	9,1	9,3	NW 3 147%	7,54	5,1	6,9
	50	8,41	1,78	1,49	NW 3 265% NW 5 NW 1	13,62	13,9	13,2				
8,75 x 10,00	30	5,73	2,48	2,49	NW 3 107%	5,51	6,5	6,2				
	35	6,26	2,27	2,28	NW 3 122% NW 5	6,26	8	7,6				
	40	6,87	2,07	2,08	NW 5 156% NW 3	7,32	10,7	9,6	NW 5 103%		5,5	6,7
	45	7,58	1,88	1,89	NW 5 208% NW 3 NW 1	8,71	14,1	12,3	NW 5 143% NW 3	6,26	8,9	9,3
	50	8,41	1,69	1,70	NW 5 292% NW 3 NW 1	13,92	20,9	18	NW 3 219% NW 5 NW 1	11,26	14	13,4
8,75 x 11,25	30	5,73	2,38	2,81	alle Nachweise erbracht		6	6,2				
	35	6,26	2,17	2,57	NW 3 115% NW 5	5,9	7,2	7,3	alle Nachweise erbracht		4,1	10,1
	40	6,87	1,98	2,34	NW 3 158% NW 5	8,1	9,9	9,4	alle Nachweise erbracht		6	7,4
	45	7,58	1,80	2,12	NW 3 211% NW 5	10,82	13,4	21,1	NW 5 116% NW 3	5,59	8,4	9,6
	50	8,41	1,62	1,91	NW 3 306% NW 5	15,71	18,7	16,2	NW 3 191% NW 5	9,82	12,1	12,8
8,75 x 12,50	30	5,73	2,29	3,12	NW 3 112%	5,77	7,6	7,7				
	35	6,26	2,10	2,85	NW 3 135% NW 5	6,95	9	9,2	NW 5 105%		6,2	7,9
	40	6,87	1,91	2,60	NW 3 182% NW 5	9,36	12,3	11,7	NW 5 141% NW 3	5,37	9,2	10,1
	45	7,58	1,73	2,36	NW 3 241% NW 5	12,35	16,4	14,8	NW 5 173% NW 3	8,36	13,3	13,2
	50	8,41	1,56	2,12	NW 3 353% NW 5 NW 1	18,13	22,4	19,6	NW 3 276% NW 5	14,14	19,3	18
8,75 x 13,75	30	5,73	2,22	3,43	NW 5 138%		10,8	9,2				
	35	6,26	2,03	3,14	NW 3 122% NW 5	6,7	15	12,6	NW 5 129%		8,4	9,1
	40	6,87	1,85	2,86	NW 5 196% NW 3	10,5	17	17	NW 5 169%		11,9	11,8
	45	7,58	1,68	2,59	NW 5 288% NW 3 NW 1	13	25	22	NW 5 218%	9	16,4	15,2
	50	8,41	1,51	2,33	NW 5 343% NW 3	17	27,8	22,9	NW 5 293%	13,5	23,1	20,4
8,75 x 15,00	30	5,73	2,16	3,74	NW 5 159%		12,7	11,4				
	35	6,26	1,98	3,42	NW 5 189%	8,8	15,2	13,6	NW 5 153%		10,4	11
	40	6,87	1,80	3,12	NW 5 234%	9,6	19,2	16,8	NW 5 198%	7,7	14,4	14,2
	45	7,58	1,64	2,83	NW 5 288%	10	24,2	20,8	NW 5 252%	9,6	19,4	18,2
	50	8,41	1,47	2,55	NW 5 373%	15,5	31,8	26,8	NW 5 336%	15,5	26,9	24,2

Datenblatt III: Zusammenstellung der Nachweisergebnisse der Grundrißtypen ②b mit Giebelbreite B = 10,00m

1) Nachweisnummerierung

2) Grenzwerte der Nachweise

NW1	:	Moment M_y am Deckenbalken	6,98 [kNm]
NW2	:	Querkraft Q_z am Deckenbalken	14,10 [kN]
NW3	:	Anschlußkraft (Zug) WS-DB	5,13 [kN]
NW4	:	Auflagerkraft V_A am Deckenbalken	23,20 [kN]
NW5	:	vertikale relative Verschiebung f zweier Deckenbalken	13,60 [mm]
NW6	:	Moment M_y Sturz	5,05 [kNm]
NW7	:	Moment M_y Rähm	1,07 [kNm]
NW8	:	Normalkraft N_x Rippe	24,90 [kN]
NW9	:	Vertikale Verschiebung	1,5 [mm]
NW10	:	Horizontale Verschiebung	5,8 [mm]

3) Zusammenstellung

B x L	α	Gesamt-haushöhe H [m]	λ_x	λ_y	Haustyp ℓℓℓ				Haustyp ℓsℓ			
					Tragfähigkeit:	Gebrauchs-tauglichkeit:			Tragfähigkeit:	Gebrauchs-tauglichkeit:		
						Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]		Zug WS-DB [kN]	u_z [mm]	u_x [mm]
10,00 x 10,00	30	6,09	2,67	2,26	NW 3 120%	6,15	5,6	6,6				
	35	6,70	2,42	2,05	NW 3 149%	7,7	9,6	8,5	alle Nachweise erbracht		6,4	7,2
	40	7,40	2,20	1,86	NW 3 183% NW 5	9,3	10,2	9,6	NW 3 133% NW 5	6,82	9,3	9,5
	45	8,20	1,98	1,68	NW 3 204% NW 5	10,47	16,5	12,4	NW 3 189% NW 5	9,6	13,5	12,8
	50	9,16	1,77	1,50	NW 3 285% NW 5 NW 1	14,62	20,2	17	NW 3 312% NW 5 NW 1 NW 2	16	20,6	18,4
10,00 x 11,25	30	6,09	2,56	2,54	NW 3 129% NW 5	6,63	8,2	7,6				
	35	6,70	2,32	2,31	NW 3 158% NW 5	8,11	10,2	9,3	NW 5 103%		6,4	7,2
	40	7,40	2,10	2,09	NW 3 205% NW 5	10,5	13,2	11,7	NW 3 143% NW 5	7,35	9,3	9,5
	45	8,20	1,90	1,89	NW 3 291% NW 5	14,93	17,6	15,1	NW 3 209% NW 5	10,73	13,5	12,8
	50	9,16	1,70	1,69	NW 3 510% NW 5 NW 1 NW 2	26,15	24,7	20,7	NW 3 510% NW 5 NW 1 NW 2	26,15	20,6	18,4
10,00 x 12,50	30	6,09	2,46	2,82	NW 5 125% NW 3	5,69	9,4	8,7				
	35	6,70	2,24	2,56	NW 5 154% NW 3	7,37	11,8	10,7	NW 5 119%		7,9	8,7
	40	7,40	2,03	2,32	NW 3 214% NW 5	10,96	15,2	13,5	NW 5 158%		11,1	11,2
	45	8,20	1,83	2,10	NW 3 352% NW 5 NW 1	18,07	20,3	17,6	NW 5 212% NW 3	8,17	15,7	14,9
	50	9,16	1,64	1,88	NW 3 531% NW 5 NW 1 NW 2 NW 7	27,25	29,2	24,8	NW 5 309% NW 3 NW 1	14,95	23,6	21,2
					weder Gebrauchstauglichkeit noch Tragfähigkeit vorhanden							

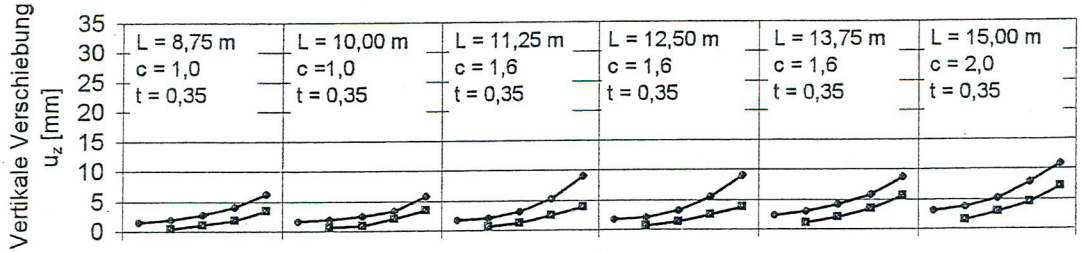
7.3 Grundrißtyp ①

7.3.1 Verschiebungen

Zur Darstellung der Abhängigkeit der Gebäudeverformung von der Gebäudegeometrie wurden den Datenblättern II für Wind auf Traufe die maximalen vertikalen Verschiebungen u_z der Wandrippen und die maximalen horizontalen Verschiebungen u_x der Wandrähme jeder Grundrißvariante B x L entnommen und über den Dachneigungen α_i = 30°, 35°, 40°, 45°, 50° für die beiden Haustypen $\ell\ell\ell$ und $\ell s\ell$ in Bild 54 und Bild 55 aufgetragen. Diese Maximalwerte waren immer größer als die für Wind auf Giebel. Für den Haustyp $\ell s\ell$ und α = 30° konnten keine Ergebnisse eingetragen werden, da bei dieser Dachneigung ein Dachausbau nicht möglich ist, wie bereits in Abschnitt 2 beschrieben wurde. Die dargestellten Ergebnisse lassen sich durch die Funktion

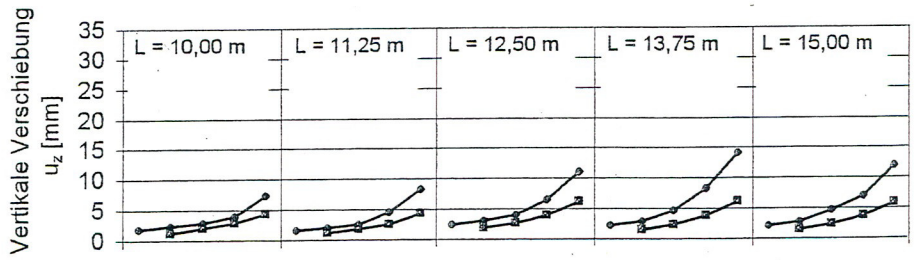
$u_z = ce^{ti}$, i = 1,2,...,5 mit $\alpha_{i=1,2,...,5}$ = 30°, 35°, 40°, 45°, 50°

ausreichend gut beschreiben. Die Parameter c und t werden nur für die Giebelbreite B = 8,75 m angegeben und dienen ausschließlich dazu, die Verformungseigenschaften der Grundrißtypen vergleichen zu können.



B = 8,75 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°; $u_z = c \cdot e^{ti}$

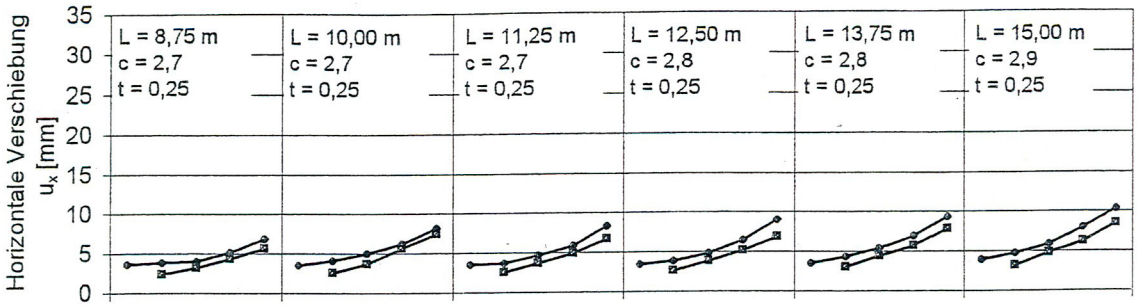
a Gebäudebreite B = 8,75 m



B = 10,00 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°

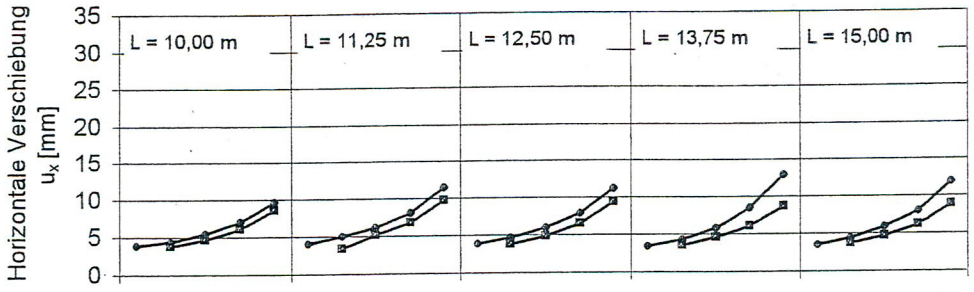
b Gebäudebreite B=10,00 m

Bild 54: Maximale vertikale Verschiebung u_z der Wandfußpunkte in Abhängigkeit der Dachneigung α (◆Haustyp $\ell\ell\ell$, ■Haustyp $\ell s\ell$)



B = 8,75 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°; $u_x = c \cdot e^{ti}$

a Gebäudebreite B=8,75 m



B = 10,00 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°

b Gebäudebreite B=10,00 m

Bild 55: Maximale horizontale Verschiebung u_x der Wandrähme in Abhängigkeit der Dachneigung α (◆Haustyp $\ell\ell\ell$, ■Haustyp $\ell s\ell$)

Wie zu erwarten, nehmen die Verschiebungen in der Regel mit zunehmender Dachneigung und zunehmender Trauflänge zu und erreichen bis zu 15 mm. Dabei ist jedoch zu beachten, daß nach Entwurfsregel (9) bei einer Vergrößerung der Gebäudelänge zusätzliche Wandscheiben eingebaut wurden, wie in Bild 46 zu erkennen ist. Daher darf es nicht verwundern, wenn in Bild 54b die Verschiebungen des Haustyps $\ell\ell\ell$ für L = 15 m geringer sind als für L = 13,75 m. Die Kurvenverläufe der beiden Haustypen $\ell\ell\ell$ und $\ell s\ell$ unterscheiden sich in den vertikalen Verschiebungen bis auf die beiden zuletzt genannten Varianten maximal um 3 mm und in den horizontalen Verschiebungen maximal um 2 mm.

7.3.2 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Für Wind auf Traufe sind in Bild 56 und für Wind auf Giebel in Bild 57 die Bemessungsergebnisse der Datenblätter III in Matrixform dargestellt. Daraus können für jede Grundrißvariante die Formbeiwerte λ_x und λ_y und die Aussage, ob die Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit des zugehörigen Gebäudes gewährleistet ist, entnommen werden.

λ_x bei Haustyp *lll*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,62	2,48	2,38	2,29	2,22	2,16
	35	2,39	2,27	2,17	2,10	2,03	1,98
	40	2,18	2,07	1,98	1,91	1,85	1,80
	45	1,98	1,88	1,80	1,73	1,68	1,64
	50	1,78	1,69	1,62	1,56	1,51	1,47
10,00 m	30		2,67	2,56	2,46	2,39	2,33
	35		2,42	2,32	2,24	2,17	2,11
	40		2,20	2,10	2,03	1,97	1,92
	45		1,98	1,90	1,83	1,77	1,73
	50		1,77	1,70	1,64	1,59	1,55
11,25 m	30			2,26	2,18	2,11	2,06
	35			2,04	1,97	1,91	1,86
	40			1,84	1,69	1,72	1,68
	45			1,65	1,59	1,55	1,50
	50			1,47	1,42	1,38	1,34
12,50 m	30				2,29	2,23	2,17
	35				2,06	2,00	1,95
	40				1,85	1,79	1,75
	45				1,65	1,60	1,56
	50				1,47	1,42	1,39

a Haustyp *lll*

λ_x bei Haustyp *lsl*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,62	2,48	2,38	2,29	2,22	2,16
	35	2,39	2,27	2,17	2,10	2,03	1,98
	40	2,18	2,07	1,98	1,91	1,85	1,80
	45	1,98	1,88	1,80	1,73	1,68	1,64
	50	1,78	1,69	1,62	1,56	1,51	1,47
10,00 m	30		2,67	2,56	2,46	2,39	2,33
	35		2,42	2,32	2,24	2,17	2,11
	40		2,20	2,10	2,03	1,97	1,92
	45		1,98	1,90	1,83	1,77	1,73
	50		1,77	1,70	1,64	1,59	1,55
11,25 m	30			2,26	2,18	2,11	2,06
	35			2,04	1,97	1,91	1,86
	40			1,84	1,69	1,72	1,68
	45			1,65	1,59	1,55	1,50
	50			1,47	1,42	1,38	1,34
12,50 m	30				2,29	2,23	2,17
	35				2,06	2,00	1,95
	40				1,85	1,79	1,75
	45				1,65	1,60	1,56
	50				1,47	1,42	1,39

Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit vorhanden

Tragfähigkeit vorhanden

weder Gebrauchstauglichkeit noch Tragfähigkeit vorhanden

b Haustyp *lsl*

Bild 56: Matrix der Bemessungsergebnisse der Datenblätter III für Wind auf Traufe

λ_y bei Haustyp *lll*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,18	2,49	2,81	3,12	3,43	3,74
	35	2,00	2,28	2,57	2,85	3,14	3,42
	40	1,82	2,08	2,34	2,60	2,86	3,12
	45	1,65	1,89	2,12	2,36	2,59	2,83
	50	1,49	1,70	1,91	2,12	2,33	2,55
10,00 m	30		2,26	2,54	2,82	3,11	3,39
	35		2,05	2,31	2,56	2,82	3,08
	40		1,86	2,09	2,32	2,56	2,79
	45		1,68	1,89	2,10	2,31	2,52
	50		1,50	1,69	1,88	2,06	2,25
11,25 m	30			2,33	2,58	2,84	3,10
	35			2,10	2,33	2,57	2,80
	40			1,89	2,10	2,31	2,53
	45			1,70	1,89	2,08	2,27
	50			1,51	1,68	1,85	2,02
12,50 m	30				2,39	2,63	2,86
	35				2,14	2,36	2,57
	40				1,92	2,12	2,31
	45				1,72	1,89	2,06
	50				1,53	1,68	1,83

a Haustyp *lll*

λ_y bei Haustyp *lsl*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,18	2,49	2,81	3,12	3,43	3,74
	35	2,00	2,28	2,57	2,85	3,14	3,42
	40	1,82	2,08	2,34	2,60	2,86	3,12
	45	1,65	1,89	2,12	2,36	2,59	2,83
	50	1,49	1,70	1,91	2,12	2,33	2,55
10,00 m	30		2,26	2,54	2,82	3,11	3,39
	35		2,05	2,31	2,56	2,82	3,08
	40		1,86	2,09	2,32	2,56	2,79
	45		1,68	1,89	2,10	2,31	2,52
	50		1,50	1,69	1,88	2,06	2,25
11,25 m	30			2,33	2,58	2,84	3,10
	35			2,10	2,33	2,57	2,80
	40			1,89	2,10	2,31	2,53
	45			1,70	1,89	2,08	2,27
	50			1,51	1,68	1,85	2,02
12,50 m	30				2,39	2,63	2,86
	35				2,14	2,36	2,57
	40				1,92	2,12	2,31
	45				1,72	1,89	2,06
	50				1,53	1,68	1,83

b Haustyp *lsl*

Bild 57: Matrix der Bemessungsergebnisse der Datenblätter III für Wind auf Giebel

Ziel der Gegenüberstellung von Bemessungsergebnis und Formbeiwerten λ_x und λ_y in Bild 56 und Bild 57 ist die Prüfung der Möglichkeit, ob der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit allein durch die einfache Berechnung eines Formbeiwertes erbracht werden kann. So ist in Bild 56a zu erkennen, daß bei Haustyp $\ell\ell\ell$ für $\lambda_x \geq \lambda_{x,req} = 2{,}0$ alle Grenzwerte der Tragfähigkeit eingehalten wurden. Die vertikalen Verschiebungen betrugen dann allerdings bis zu 5,8 mm. In Bild 56b sind für Haustyp $\ell s\ell$ alle Grenzwerte der Tragfähigkeit eingehalten, wenn für den Formbeiwert $\lambda_x \geq \lambda_{x,req} = 1{,}7$ gilt. Die vertikalen Verschiebungen betrugen dann bis zu 5 mm. Da bei Einhaltung der Entwurfsregeln (1) bis (9) Wind auf Giebel immer zu geringeren maximalen Beanspruchungen und Verschiebungen führte, erscheint die Festlegung eines Grenzwertes für λ_y entbehrlich.

Die folgenden Beispiele zeigen, wie mit Hilfe der Formbeiwerte $\lambda_{x,y}$ ein einfacher Nachweis geführt werden kann.

Beispiel 1

Entwurfsparameter: Haustyp $\ell\ell\ell$, B x L = 10,00 x 10,00 m², Dachneigung α = 30°, 2 Deckenbalkenfelder, Entwurfsregeln (1) bis (9) des Grundrißtyps ① eingehalten

Nachweis für Lastfallkombination 7: $\lambda_{x,req} = 2{,}0$ siehe Bild 56 a

$m_{x,min} = 13$ siehe Bild 46

Gebäudehöhe H = 6,09 m

$$\lambda_x = \frac{m_x \cdot 1.25}{H} \cdot \frac{n_x}{n_y} \cdot \frac{5}{k+3} \geq 2{,}0 \Leftrightarrow m_x \geq 1{,}60 H = 9{,}7 \Rightarrow m_{x,req} = m_{x,min} = 13$$

Nachweis für Lastfallkombination 8: $m_{y,min} = 11$ siehe Bild 46

Beispiel 2

Entwurfsparameter: Haustyp $\ell s\ell$, B x L = 12,50 x 12,50 m², Dachneigung α = 45°, 3 Deckenbalkenfelder, Entwurfsregeln (1) bis (9) des Grundrißtyps ① eingehalten

Nachweis für Lastfallkombination 7: $\lambda_{x,req} = 1{,}7$ siehe Bild 56 b

$m_{x,min} = 13$ siehe Bild 46

Gebäudehöhe H = 9,45 m

$$\lambda_x = \frac{m_x \cdot 1.25}{H} \cdot \frac{n_x}{n_y} \cdot \frac{5}{k+3} \geq 1{,}7 \Leftrightarrow m_x \geq 1{,}63 H = 15{,}4 \Rightarrow m_{x,req} = 16 \geq m_{x,min} = 15$$

Nachweis für Lastfallkombination 8: $m_{y,min} = 13$ siehe Bild 46

7.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Gegenüberstellung der Formbeiwerte und der Berechnungsergebnisse in Bild 56 und Bild 57 zeigt, daß die Formbeiwerte tatsächlich gute Indikatoren für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in den Lastfallkombinationen 7 und 8 sind. Die Auswirkungen der Geometrieparameter B, L und α auf das Tragverhalten sind in der folgenden Tabelle verallgemeinernd zusammengefaßt:

	Auswirkung auf das Tragverhalten infolge einer Vergrößerung der		
	Giebelbreite B	Trauflänge L	Dachneigung α
Wind auf Giebel	negativ	**positiv**	negativ
Wind auf Traufe	positiv für k=konst.	**negativ**	**<u>negativ</u>**

Die Tabelle zeigt, daß sich bei Wind auf Traufe die Vergrößerung der Dachneigung gegenüber der Vergrößerung der Trauflänge besonders negativ auswirkt. Dieser Effekt spiegelt sich auch in dem Formbeiwert wieder. So verursacht eine Verlängerung der Traufe von 10,00 m auf 15,0 m bei gleichbleibender Giebelbreite und Dachneigung eine Vergrößerung der Windangriffsfläche um 50 % und eine Verkleinerung des Formbeiwertes um $\Delta\lambda_{xL} \approx 0{,}4$. Eine Vergrößerung der Dachneigung von 30° auf 50° bei gleichbleibender Giebelbreite und Trauflänge verursacht ebenfalls eine Vergrößerung der Windangriffsfläche um 50 %, aber eine Verkleinerung um $\Delta\lambda_{x\alpha} \approx 0{,}7$. Dieser Effekt läßt sich auch durch die in Bild 58 dargestellten Beispiele verdeutlichen. Obwohl beide Gebäude eine vergleichbare Windangriffsfläche besitzen, ist das Gebäude mit geringerer Dachneigung und somit größerer Trauflänge tragfähiger, als ein kompaktes Gebäude mit großer Dachneigung. Ausschlaggebend hierfür ist die größere Anzahl aussteifender Wandscheiben, die sich aus den Entwurfsregeln ableitet.

Die Zunahme der Trauflänge und der Dachneigung hat unter der Einwirkung von Wind auf Traufe ein ungünstigeres Tragverhalten des Gebäudes zur Folge. Das Anwachsen der horizontalen Einwirkungen hat somit größeren Einfluß auf das Tragverhalten des Hauses als der Zuwachs durch Eigengewicht.

Ein breites Gebäude weist ein günstigeres Tragverhalten auf als ein ansonsten gleiches, aber schmales Gebäude. Hier hat die Zunahme der Deckenspannweite ein Anwachsen der Eigengewichtsanteile zur Folge, die das Tragverhalten mehr beeinflussen als die Vergrößerung der Windangriffsfläche.

Die Gebäudegeometrie hat also einen entscheidenden Einfluß auf das Tragverhalten. Ein kompakter, fast quadratischer Grundriß ($1{,}0 \geq B / L \geq 0{,}8$) weist höhere Tragfähigkeiten auf als ein in die Länge gezogener Grundriß mit großer Trauflänge und geringer Giebelbreite.

Die Untersuchungen zeigen weiter, daß auch die vertikale Deckensteifigkeit das Tragverhalten erheblich beeinflußt. Bei Erhöhung der Deckensteifigkeit ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Gebäudes gegeben. Da aus Gründen der Fertigung und Montage nicht sichergestellt ist, daß die Deckenbalken über die gesamte Giebelbreite biegesteif durchlaufend eingebaut werden, wurden die Untersuchungen mit Deckenbalken durchgeführt, die zum einen durch die Wahl des Querschnitts und zum anderen durch die Wahl des statischen Modells (gelenkig gelagerte Einfeldträger) eine untere Grenze an Deckensteifigkeit garantieren. Dies führt zu einer geringeren Anzahl tragfähiger Grundrißvarianten und damit zu einem Gewinn an Sicherheit bei gleichzeitigem Verlust an Wirtschaftlichkeit.

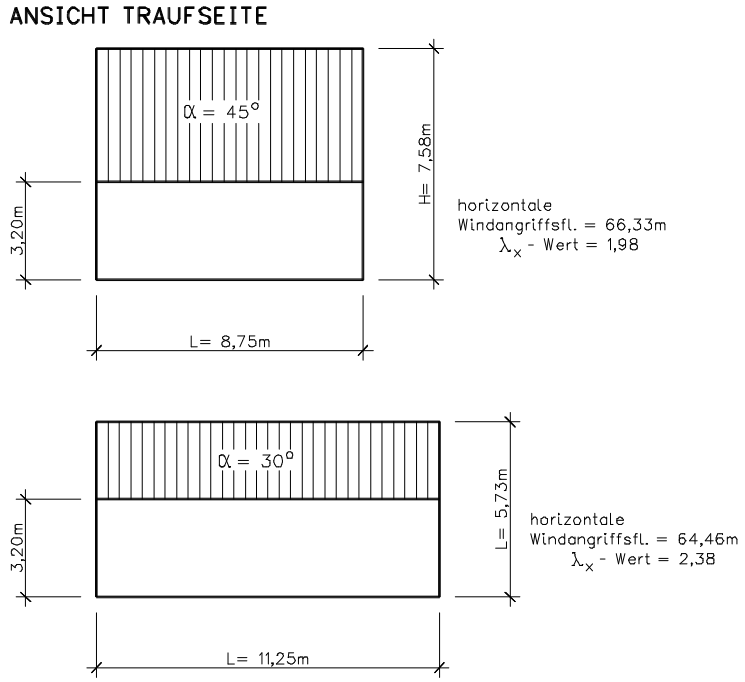


Bild 58: Beispiele für Formbeiwerte λ_x bei vergleichbarer Windangriffsfläche für B = 8,75 m

Bei Windeinwirkungen auf die Giebelwand bedeutet eine Gebäudeverlängerung bei gleichbleibender Giebelbreite B eine Vergrößerung des Formbeiwertes λ_y und somit ein günstigeres Tragverhalten. Längliche Grundrisse weisen hier durch die erhöhten Beanspruchungen durch Eigengewicht bei unveränderten Beanspruchungen aus Wind ein günstigeres Tragverhalten als kompakte, fast quadratische oder quadratische Grundrisse auf.

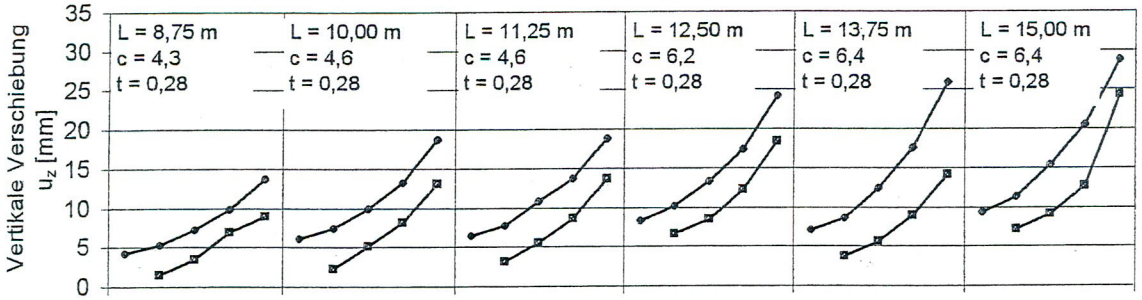
7.4. Grundrißtyp ②

7.4.1 Verschiebungen

Zur Darstellung der Abhängigkeit der Gebäudeverformung von der Gebäudegeometrie wurden den Datenblättern II für Wind auf Traufe die maximalen vertikalen Verschiebungen u_z der Wandrippen und die maximalen horizontalen Verschiebungen u_x der Wandrähme jeder Grundrißvariante B x L entnommen und über den Dachneigungen α_i = 30°, 35°, 40°, 45°, 50° für die beiden Haustypen *lll* und *lsl* des Grundrißtyps ② in Bild 59 und Bild 60 aufgetragen. Diese Maximalwerte waren immer größer als die für Wind auf Giebel. Für den Haustyp *lsl* und α = 30° konnten keine Ergebnisse eingetragen werden, da bei dieser Dachneigung ein Dachausbau nicht möglich ist, wie bereits in Abschnitt 2 beschrieben wurde. Die dargestellten Ergebnisse lassen sich durch die Funktion

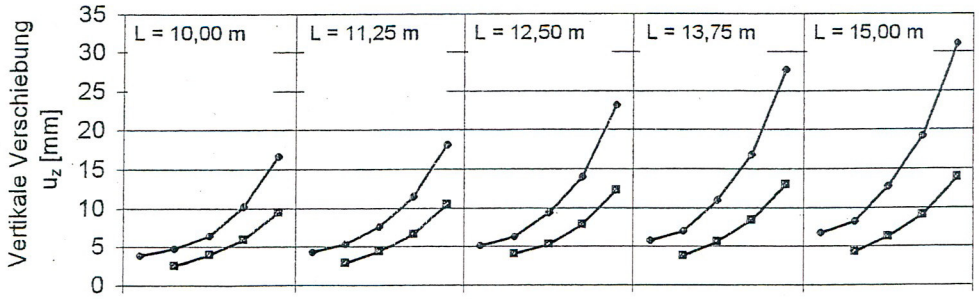
$u_z = ce^{ti}$, i = 1,2,...,5 mit $\alpha_{i=1,2,...,5}$ = 30°, 35°, 40°, 45°, 50°

ausreichend gut beschreiben. Die Parameter c und t werden nur für die Giebelbreite B = 8,75 m angegeben.



B = 8,75 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°; $u_z = c \cdot e^{ti}$

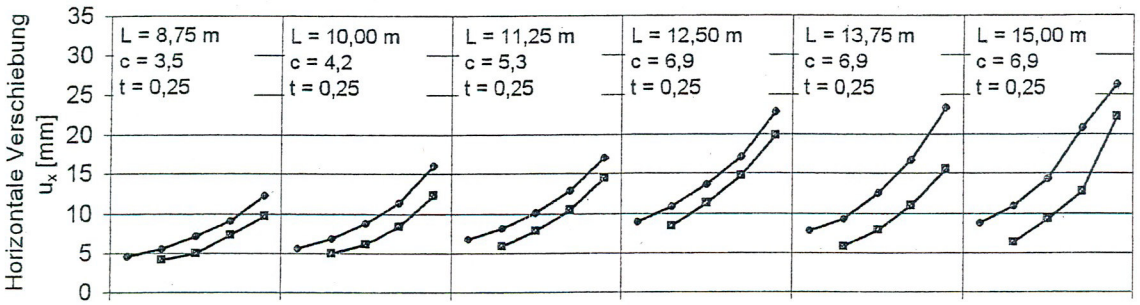
a Gebäudebreite B = 8,75 m



B = 10,00 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°

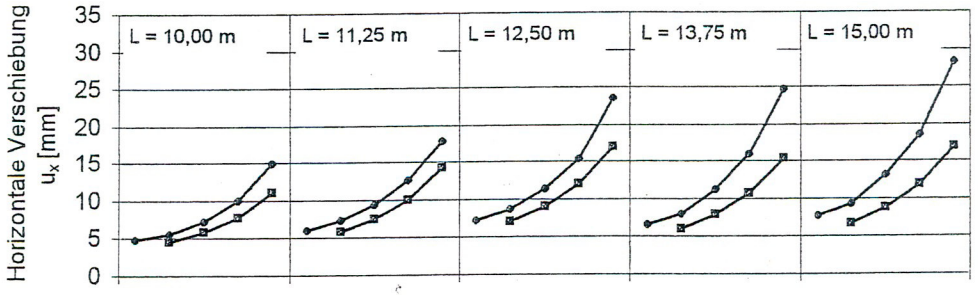
b Gebäudebreite B=10,00 m

Bild 59: Maximale vertikale Verschiebung der Wandfußpunkte in Abhängigkeit der Dachneigung α (◆Haustyp *lll*, ■Haustyp *lsl*)



B = 8,75 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°; $u_x = c \cdot e^{ti}$

a Gebäudebreite B=8,75 m



B = 10,00 m; Dachneigung α_i = 30°,35°,40°,45°,50°

b Gebäudebreite B=10,00 m

Bild 60: Maximale horizontale Verschiebung der Wandrähme in Abhängigkeit der Dachneigung α

Wie zu erwarten, nehmen die Verschiebungen in der Regel mit zunehmender Dachneigung und zunehmender Trauflänge zu und erreichen bis zu 32 mm. Die Kurvenverläufe der beiden Haustypen *lll* und *lsl* unterscheiden sich bei geringen Dachneigungen in den vertikalen Verschiebungen maximal um 6 mm und in den horizontalen Verschiebungen maximal um 4 mm und bei der steilen Dachneigung um bis zu 17 mm vertikal und 11 mm horizontal.

7.4.2 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Für Wind auf Traufe sind in Bild 61 die Bemessungsergebnisse der Datenblätter III in Matrixform dargestellt. Daraus können für jede Grundrißvariante die Formbeiwerte λ_x und die Aussage, ob die Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit des zugehörigen Gebäudes gewährleistet ist, entnommen werden.

Grundrißtyp ②

λ_x bei Haustyp *lll*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,62	2,48	2,38	2,29	2,22	2,16
	35	2,39	2,27	2,17	2,10	2,03	1,98
	40	2,18	2,07	1,98	1,91	1,85	1,80
	45	1,98	1,88	1,80	1,73	1,68	1,64
	50	1,78	1,69	1,62	1,56	1,51	1,47
10,00 m	30		2,67	2,56	2,46	2,39	2,33
	35		2,42	2,32	2,24	2,17	2,11
	40		2,20	2,10	2,03	1,97	1,92
	45		1,98	1,90	1,83	1,77	1,73
	50		1,77	1,70	1,64	1,59	1,55

a Haustyp *lll*

λ_x bei Haustyp *lsl*							
B	α	L					
		8,75 m	10,00 m	11,25 m	12,50 m	13,75 m	15,00 m
8,75 m	30	2,62	2,48	2,38	2,29	2,22	2,16
	35	2,39	2,27	2,17	2,10	2,03	1,98
	40	2,18	2,07	1,98	1,91	1,85	1,80
	45	1,98	1,88	1,80	1,73	1,68	1,64
	50	1,78	1,69	1,62	1,56	1,51	1,47
10,00 m	30		2,67	2,56	2,46	2,39	2,33
	35		2,42	2,32	2,24	2,17	2,11
	40		2,20	2,10	2,03	1,97	1,92
	45		1,98	1,90	1,83	1,77	1,73
	50		1,77	1,70	1,64	1,59	1,55

Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit vorhanden

Tragfähigkeit vorhanden

keine Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit

b Haustyp *lsl*

Bild 61: Matrix der Bemessungsergebnisse der Datenblätter III für Wind auf Traufe

In Bild 61 a ist zu erkennen, daß bei Haustyp *lll* für $\lambda_x \geq \lambda_{x,req} = 2{,}3$ alle Grenzwerte der Tragfähigkeit eingehalten wurden. Die vertikalen Verschiebungen betrugen dann allerdings bis zu 6,7 mm. In Bild 61 b sind für Haustyp *lsl* alle Grenzwerte der Tragfähigkeit eingehalten, wenn für den Formbeiwert $\lambda_x \geq \lambda_{x,req} = 2{,}0$ gilt. Die vertikalen Verschiebungen betrugen dann bis zu 6,9 mm. Da bei Einhaltung der Entwurfsregeln (1) bis (9) Wind auf Giebel immer zu

7.4.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Grundrißtyp ② gewährleistet ein Höchstmaß an Planungsfreiheit. Sein Tragverhalten ist jedoch deutlich schlechter als das des Grundrißtyps ①, trotz identischer Außenabmessungen. Bei diesem Grundrißtyp sind aufgrund der großen Deckenscheibenspannweiten in Längsrichtung des Gebäudes, wie in Bild 62 zu erkennen, die daraus entstehenden Wandscheibenbeanspruchungen der Giebelwände so groß, daß bei der Mehrzahl der untersuchten Varianten die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nicht ausreichend war. Die Überschreitungen der Tragfähigkeit bei kleinen Dachneigungen liegen jedoch nur bei 10%, die in der Regel durch den Bild 43 dargestellten Zuganschluß Wandscheibe an Deckenbalken verursacht wurden.

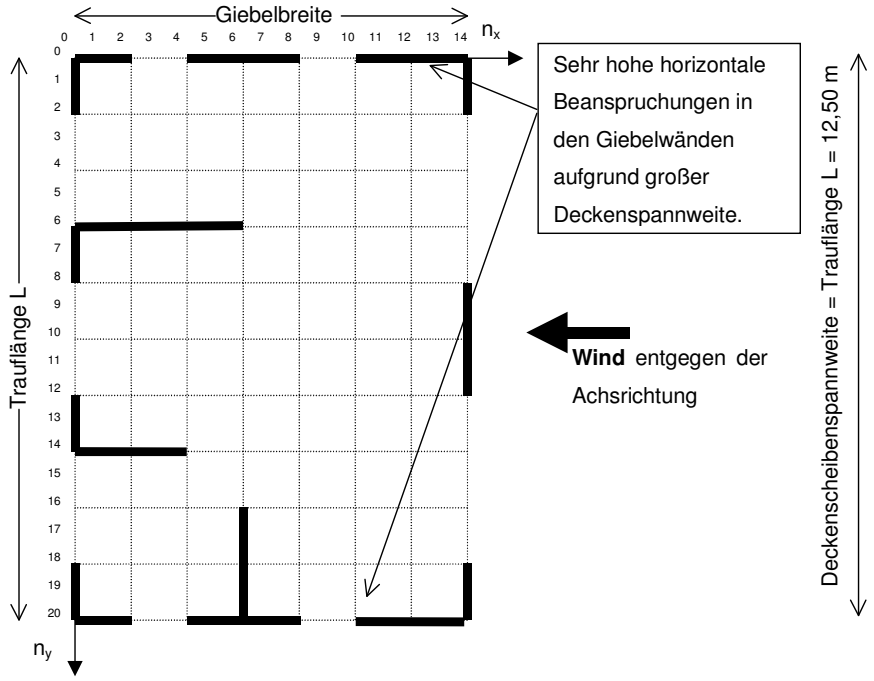


Bild 62: Variante des Grundrißtyps ②

7.5 Grundrißtypen ②a und ②b

Zum Vergleich der Verformungseigenschaften des Grundrißtyps ② mit denen des Grundrißtyps ① werden die in Bild 54 und Bild 59 angegebenen Parameter c und t der maximalen vertikalen Verschiebungen $u_z = u_z(\alpha)$ der Wandfußpunkte verwendet. Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Parameter t nicht wesentlich verschieden sind, während die Parameter c der Funktionen des Grundrißtyps ② ca. dreimal größer sind als die der Funktionen des Grundrißtyps ①. Auf die vertikalen Verschiebungen selbst übertragen, bedeutet dies, daß die des Grundrißtyps ② ca. dreimal größer als die des Grundrißtyps ① sind.

Die Parameter t der maximalen horizontalen Verschiebungen $u_x = u_x(\alpha)$ der Wandrähme beider Grundrißtypen in Bild 55 und Bild 60 sind identisch. Die Parameter c der Funktionen des Grundrißtyps ② sind bei kompakten Gebäuden kaum größer als die des Grundrißtyps ①. Bei größeren Trauflängen vergrößert sich c bei Grundrißtyp ② um das Doppelte, während c beim Grundrißtyp ① bei allen Trauflängen fast unverändert bleibt, so daß zusammenfassend gesagt werden kann, daß die horizontalen Verschiebungen des Grundrißtyps ② bei größeren Trauflängen doppelt so groß sind.

Da die Entwurfsregel (6) der Grundrißtypen ②a und ②b nicht mehr die Forderung einer Mindestlänge der L-Wandscheibenstellung beinhaltet, besaßen nur sehr wenige Varianten eine ausreichende Tragfähigkeit. Die Auflagerkräfte der Deckenscheibe waren wegen der großen Deckenscheibenspannweite (Bild 62) so groß, daß sie von den Wandscheiben der Giebelwände nicht abgetragen werden konnten.

7.6 Grundrißtyp ③ - Reihenhäuser

Bei den untersuchten Reihenhäusern, deren Giebelbreite B = 10,00 m stets größer war als deren Trauflänge L, ist bis auf die Variante B x L = 10,00 x 7,50 m² mit $\alpha = 35°$ die Tragfähigkeit mit dem gewählten Rechenmodell und den Entwurfsregeln nicht gewährleistet. Die FE-Untersuchungen zeigen, daß die Lastfallkombination aus Eigengewicht und Wind auf Giebel bei der Nachweisführung maßgebend ist. Die Varianten mit Dachneigungen von $\alpha \leq 35°$ haben ungenügende Wohnfläche im Dachgeschoß, so daß diese Varianten schon aus Gründen der mangelnden Nutzbarkeit aus der Untersuchung herausfallen.

Bei Dachneigungen von 40° hebt beim Nachweis der Tragfähigkeit bei Wind auf Giebel die gesamte luvseitige Giebelwand um bis zu 7cm ab (Bild 63). Die horizontalen Verschiebungen betrugen bis zu 9 cm. Bei Dachneigungen von 50° ergaben sich vertikale Verschiebungen von 27 cm und

horizontale Verschiebungen von 32 cm. Verschiebungen in dieser Größenordung verursachen bereits Knotendrehwinkel, die nicht mehr klein, sondern bereits mäßig (> 5°) sind, und damit einen nicht mehr vernachlässigbaren Einfluß auf das Gleichgewicht haben. Anstelle der hier durchgeführten geometrisch linearen Berechnungen müßten also nichtlineare Berechnungen (Theorie II. Ordnung) durchgeführt werden, die zu noch größeren Verformungen und noch höheren Beanspruchungen der Bauteile führen würden.

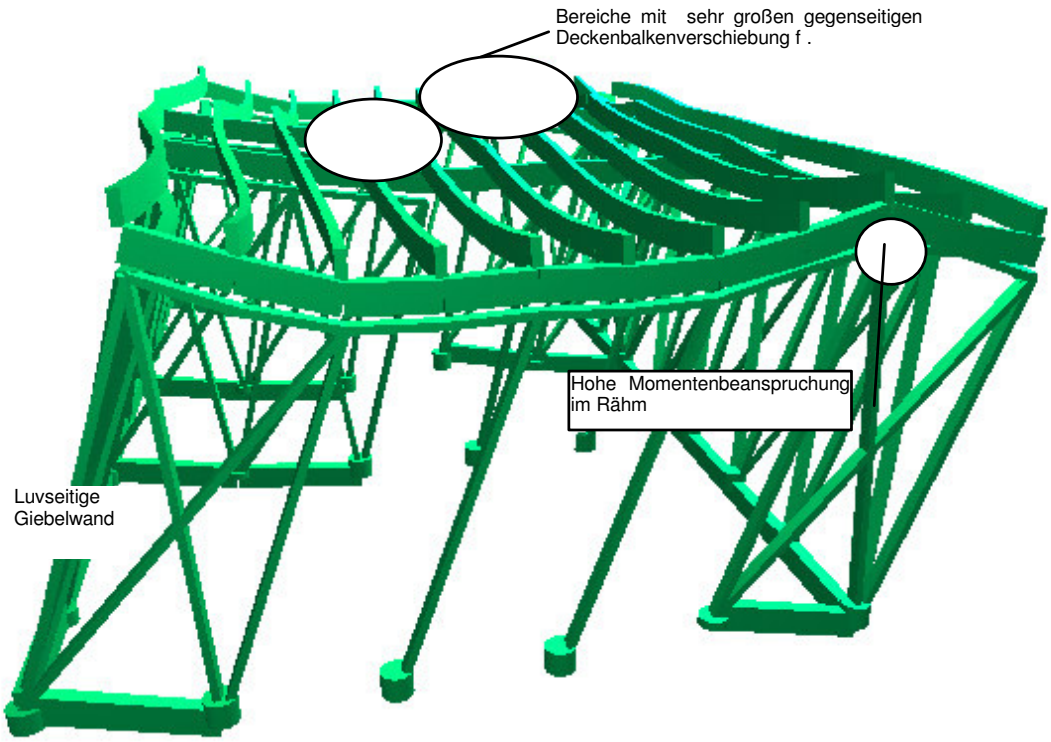


Bild 63: Verformtes Modell des Grundrißtyps ③ bei Wind auf Giebel

Die Krümmungen der Deckenbeplankung infolge der gegenseitigen vertikalen Deckenbalkenverschiebungen in Bild sind so groß, daß der Grenzwert der Biegebeanspruchbarkeit der Beplankung überschritten wird. Gleiches gilt für die Momentenbeanspruchungen im Rähm. Dem Abheben der luvseitigen Giebelwand und der Innenwandscheiben kann nur das Eigengewicht der Bauteile entgegen wirken, da genau so wie bei Grundrißtyp ① und ② bei dem hier gewählten Grundrißtyp der Reihenhäuser im Lastfall Wind auf Giebel über die Biegesteifigkeit der Deckenbalken keine weiteren ständigen Lasten aktiviert werden können.

Die Anzahl der für ausreichende Tragfähigkeit zusätzlich erforderlichen Wandscheiben in y-Richtung ist so groß, daß eine vertretbare Grundrißgestaltung nicht mehr möglich ist. Eine Richtungsänderung der Deckenbalken ist aus brandschutztechnischen Gründen nicht möglich.

7.7 Gesonderte Untersuchungen

7.7.1 Grundrisse mit allen zum Raumabschluß nötigen Wandscheiben

Die bisher mit ihren Ergebnissen vorgestellten Untersuchungen wurden an Grundrissen durchgeführt, die nur die aussteifenden Wandscheiben enthielten, deren Vorhandensein unabhängig von der individuellen Grundrißgestaltung zweifelsfrei vorausgesetzt werden konnte. In der Regel sind jedoch wesentlich mehr aussteifende Wandscheiben vorhanden. Um eine Aussage über die Wirkung der zusätzlich vorhandenen Wandscheiben machen zu können, wurde die Variante des Grundrißtyps ① mit B x L = 8,75 x 12,50 m² und einer Dachneigung von $\alpha = 40°$ (Bild 64 links) mit allen zum Raumabschluß erforderlichen Wandscheiben (Bild 64 rechts) ergänzend untersucht.

Die Berechnungsergebnisse der beiden Grundrisse ergaben bei weitem ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Auch hier verursacht die Lastfallkombination 7 die größten Beanspruchungen. Die der Deckenbalken waren um 30% bis 50% geringer als zuvor, die Normalkraftbeanspruchungen der Wandrippen um 20%, die maximale Anschlußkraft der Randrippen der Wandscheiben an die Deckenbalken um 40%, so daß das gewählte einfache Anschlußdetail hier in jedem Fall eine sinnvolle Lösung darstellt. Die Beanspruchung der Stürze und die Momentenbeanspruchung der Rähme blieben fast unverändert, da diese Beanspruchungen überwiegend durch das Eigengewicht der Konstruktion verursacht wurden. Die Verformungen waren um durchschnittlich 40% kleiner.

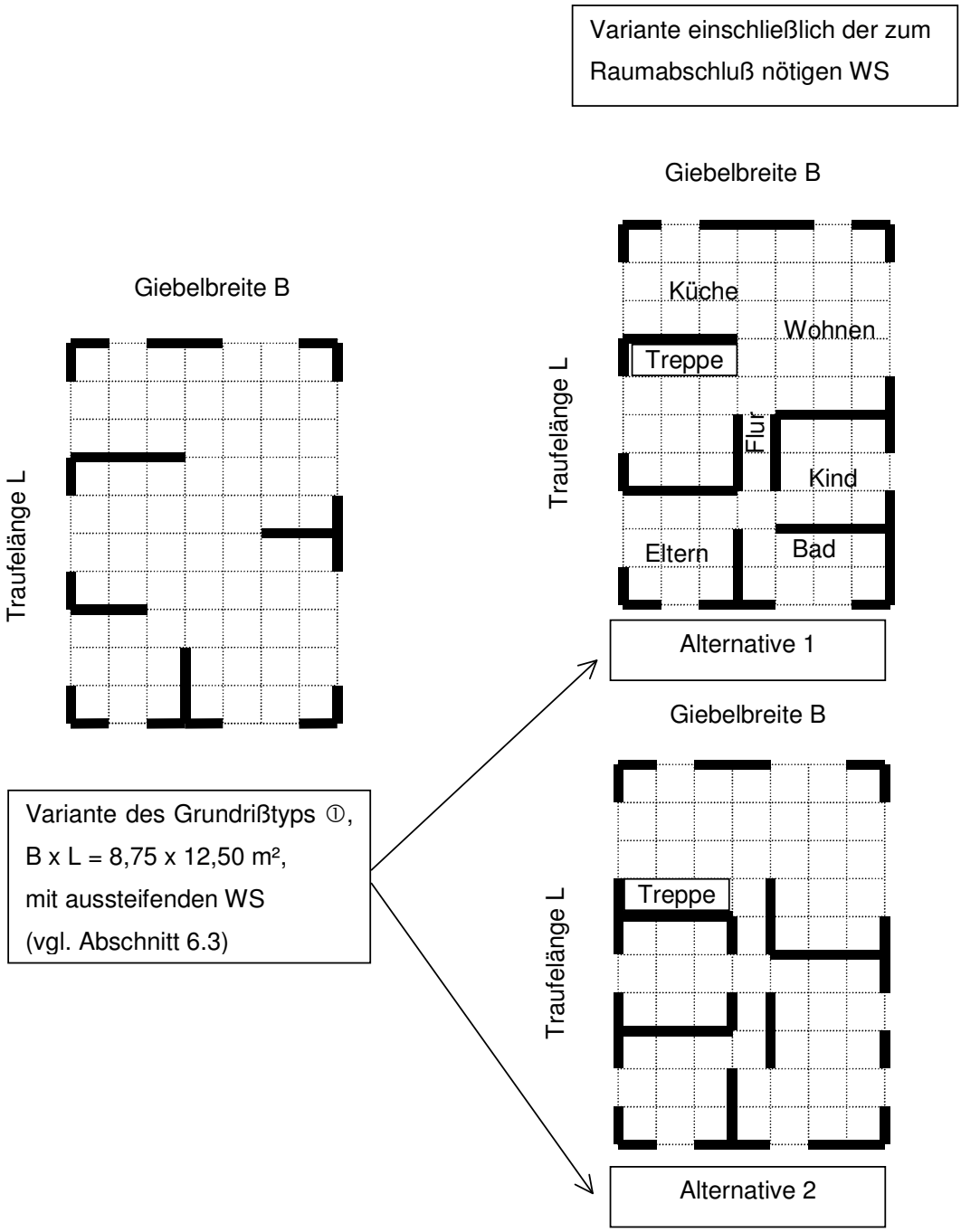


Bild 64: Grundrißvariante und Alternativen 1 und 2 mit den zum Raumabschluß erforderlichen Wandscheiben

7.7.2 Alternative Stellungen der Wandscheiben in den Traufwänden

Um die Planungsfreiheit beim Entwurf von Grundrissen zu erhöhen, wurden alternative Stellungen von Wandscheiben in den Traufwänden untersucht. Ein Beispiel hierfür ist in Bild 65 dargestellt. Dort wurde die aus 2 ER bestehende Wandscheibe der rechten Traufwand getrennt und ihre eine Hälfte um 2,50 m verschoben.

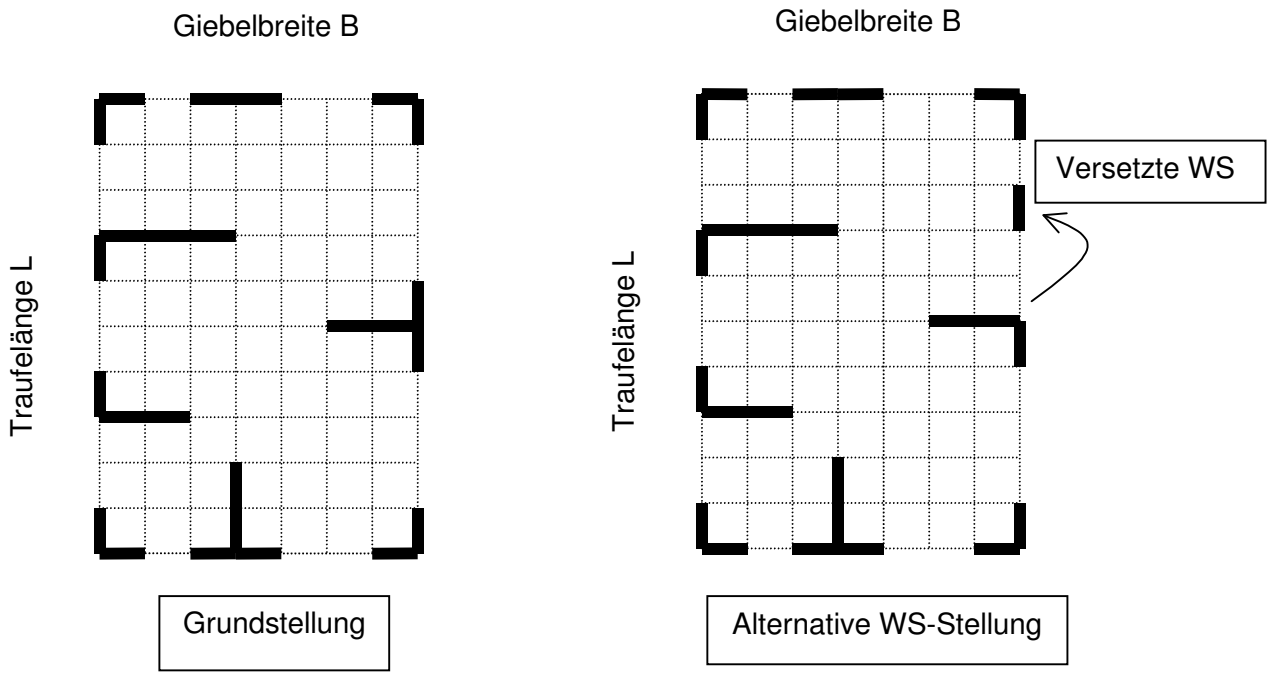


Bild 65: Beispiel einer alternativen Stellung der Wandscheiben in den Traufwänden

Während dieses Trennen und Verschieben im Lastfall Wind auf Traufe keine wesentlichen Auswirkungen auf das Tragverhalten des Gebäudes hatte, ergaben sich im Lastfall Wind auf Giebel geringfügige Steigerung der Beanspruchungen, die dennoch deutlich unter den Beanspruchbarkeiten lagen.

Als Ergebnis läßt sich verallgemeinernd festhalten, daß ein Versetzen von Wandscheiben der Traufwände bei Beachtung der Entwurfsregeln des jeweiligen Grundrißtyps zulässig ist, ohne hierfür zusätzliche Berechnungen durchführen zu müssen.

7.7.3 Einseitige Verkehrslast

Da sich im Lastfall Wind auf Giebel einseitige Verkehrslasten (p_k = 2,0 kN/m²) ungünstig auf das Abheben des Deckenbalkenendauflagers auswirken können, wurde hierzu die in Bild dargestellte Variante des Grundrißtyps ① untersucht. Die Deckenbalken wurden dabei als Zweifeldträger ausgebildet.

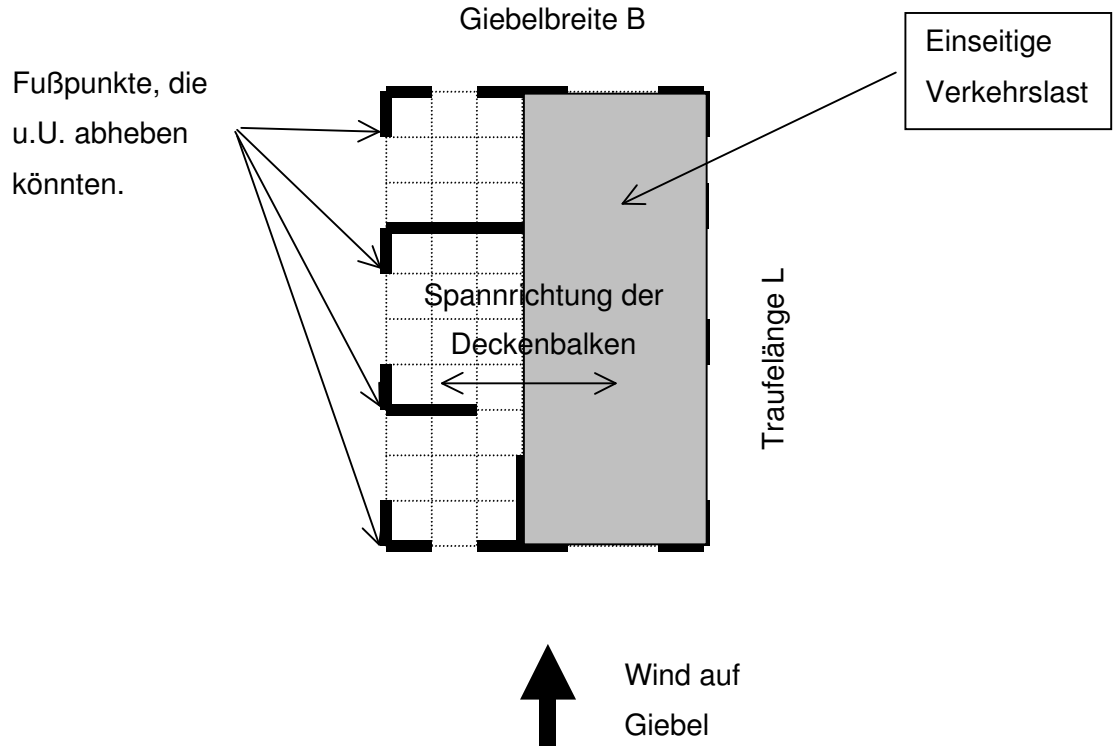


Bild 66: Untersuchung der Beanspruchung von Traufwänden bei Ansatz einer einseitigen Verkehrslast

Als Ergebnis läßt sich verallgemeinernd festhalten, daß die Traufwände immer durch die ständigen Dachlasten überdrückt werden. Lediglich die an die linke Traufwand angeschlossene kurze Innenwand wird durch die nach oben gerichtete Krümmung des Deckenbalkens geringfügig (max. 0,5 mm) abgehoben.

7.7.4 Alternative Stellungen der Wandscheiben in den Giebelwänden

Da für die hier untersuchten Gebäude immer die Lastfallkombination 7 (Wind auf Traufe) maßgebend war, sind die Beanspruchungen der Giebelwände für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Gebäude besonders wichtig. Der Einfluß der Wandscheibenstellungen in den Giebelwänden wurde bereits bei den Grundrißtypen ②a und ②b deutlich.

Beispielhaft wurde die Stellung der Wandscheiben der in Bild dargestellten Variante des Grundrißtyps ① verändert.

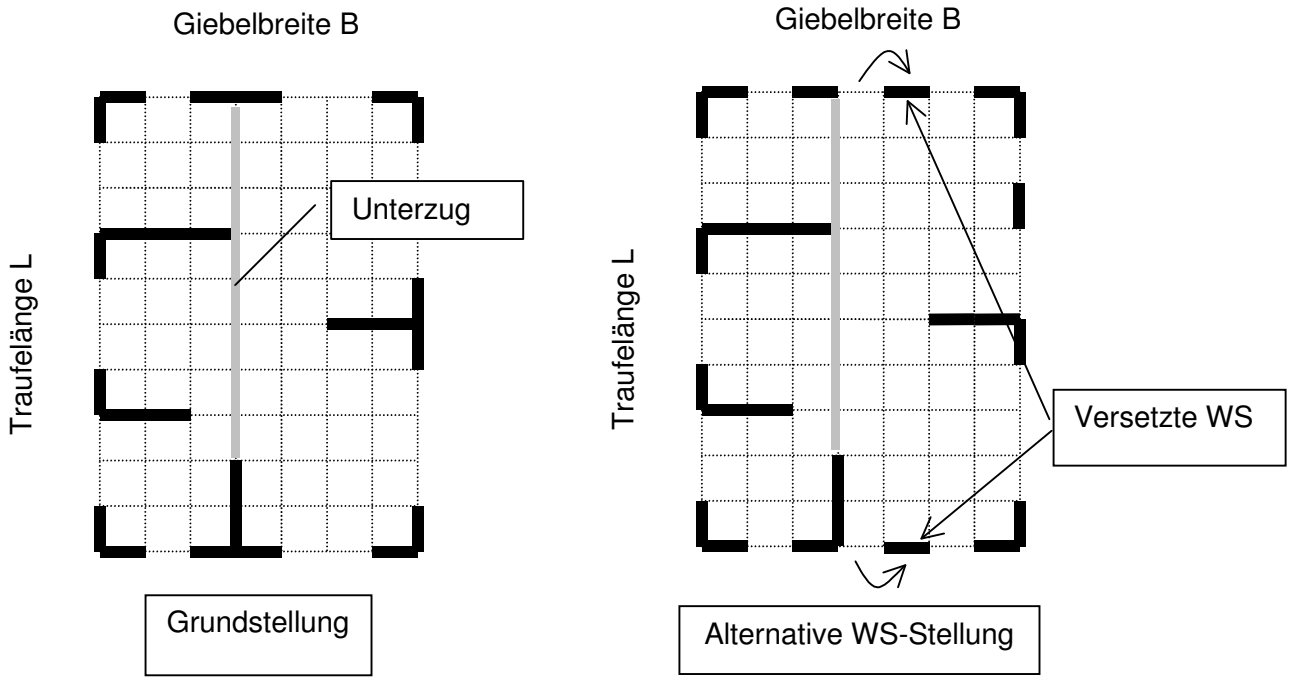


Bild 67: Beispiel einer alternativen Stellung der Wandscheiben in den Giebelwänden

In den versetzten Giebelwandscheiben wurden insbesondere im Anschluß Wandscheibe an Deckenbalken deutlich größere Zugkräfte beobachtet. Die Grenzwerte der Tragfähigkeit dieser Anschlüsse wurde überschritten. Im Lastfall Wind auf Giebel ergaben sich geringfügige Steigerung der Beanspruchungen, die dennoch deutlich unter den Beanspruchbarkeiten lagen.

Die Beanspruchungen infolge Wind auf Traufe konnten auch durch den Einbau einer schweren Decke (Haustyp $\ell s \ell$) nicht entscheidend verringert werden. Sie verringern sich erst, wenn die verschobenen Wandscheiben so weit verschoben werden, daß sie wieder an eine andere Wandscheibe anschließen und somit maximal 3 Wandscheiben entstehen (Bild 68).

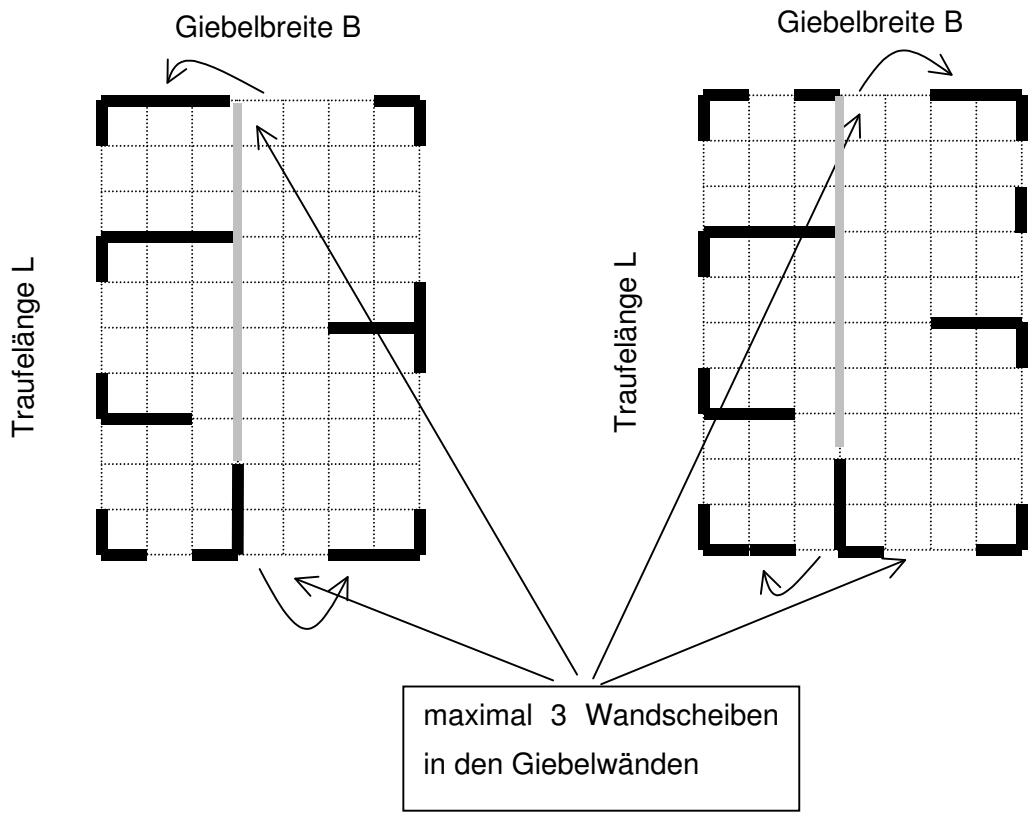


Bild 68: Zulässige Stellungen der Wandscheiben in den Giebelwänden

Die drei Wandscheiben in Bild 68 besitzen die Eigenschaft, daß sie entweder an die Traufwände oder an den Unterzug anschließen. Dadurch erfahren sie die positive, rückstellende Wirkung der ständigen Dach- und Deckenlasten, so daß sich auch schwere Decken günstig auswirken können.

Als Ergebnis läßt sich verallgemeinernd festhalten, daß die Beanspruchungen von Gebäuden mit Grundrissen entsprechend Bild 68 bei Beachtung der Entwurfsregeln unwesentlich größer sind als bei der Grundstellung der Wandscheiben in Bild 67.

8 Übertragbarkeit der Ergebnisse

8.1 Allgemeines

Da im Holztafelbau eine Vielzahl unterschiedlicher Tafelkonstruktionen, Verbindungen und Bauprodukte verwendet werden, wurde die Konstruktion in Abschnitt 2 als eine Art "kleinster gemeinsamer Nenner" der in der Praxis verwendeten Konstruktionen in Holztafelbauart gewählt. So besteht das Berechnungsmodell nur aus solchen Bauteilen und Verbindungen, von denen angenommen werden kann, daß sie Teile jedes Gebäudes in Holztafelbauart sind, da sie z. B. Voraussetzung für die Vorfertigung von Großtafeln und die Montage sind. In diesem Sinne wurden das für die Ergebnisse besonders wichtige, rückstellend (stabilisierend) wirkende Eigengewicht der Gebäudeteile und die Steifigkeiten der im statischen Modell abgebildeten Bauteile minimal gewählt, so daß die im Einzelfall abweichenden Konstruktionen in Holztafelbauart eine eher größere Tragfähigkeit und bessere Gebrauchstauglichkeit besitzen.

Daher stellt sich die Frage, ob und wie die in Abschnitt 7 angegebenen Ergebnisse, die speziellle Ergebnisse der in Abschnitt 2 beschriebenen Konstruktion sind, auf Konstruktionen übertragen lassen, die von denen in Abschnitt 2 abweichen.

8.2 Dachkonstruktion

Die Ergebnisse des Abschnitts 7 gelten für Wohngebäude mit symmetrischem Sparrendach oder Kehlriegeldach ohne Kniestock. Sie dürfen auf Gebäude mit davon nicht wesentlich abweichenden Dachkonstruktionen übertragen werden, wenn das Dach ein symmetrisches Satteldach ohne Kniestock ist und das Eigengewicht der Dachkonstruktion, bis auf das der Giebelwände, ausschließlich über die Traufwände in die Unterkonstruktion weiter geleitet wird. Die Ergebnisse sind also nicht auf Pfettendächer übertragbar.

8.3 Deckenkonstruktion

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß die Steifigkeit der Deckenscheibe, anders als die Biegesteifigkeit der Deckenbalken, nur einen geringen Einfluß auf die Verteilung der Windlasten hat. Daher können die Ergebnisse des Abschnitts 7 auch auf Gebäude mit Deckenkonstruktionen übertragen werden, die abweichend von Abschnitt 2.3 mit schwebenden Stößen (Bild 69) der oberen Beplankung ausgeführt werden, wenn die Seitenlängen der Platten in Balkenrichtung mindestens 100 cm (Randbereich mindestens 50 cm) betragen und im Bereich der schwebenden Stöße verdichtet, zweireihig e = 33,3 mm, vernagelt werden. Dadurch wird gewährleistet, daß die Steifigkeit

der Deckenscheibe mit schwebenden Stößen nicht wesentlich von der mit gedeckten Stößen abweicht.

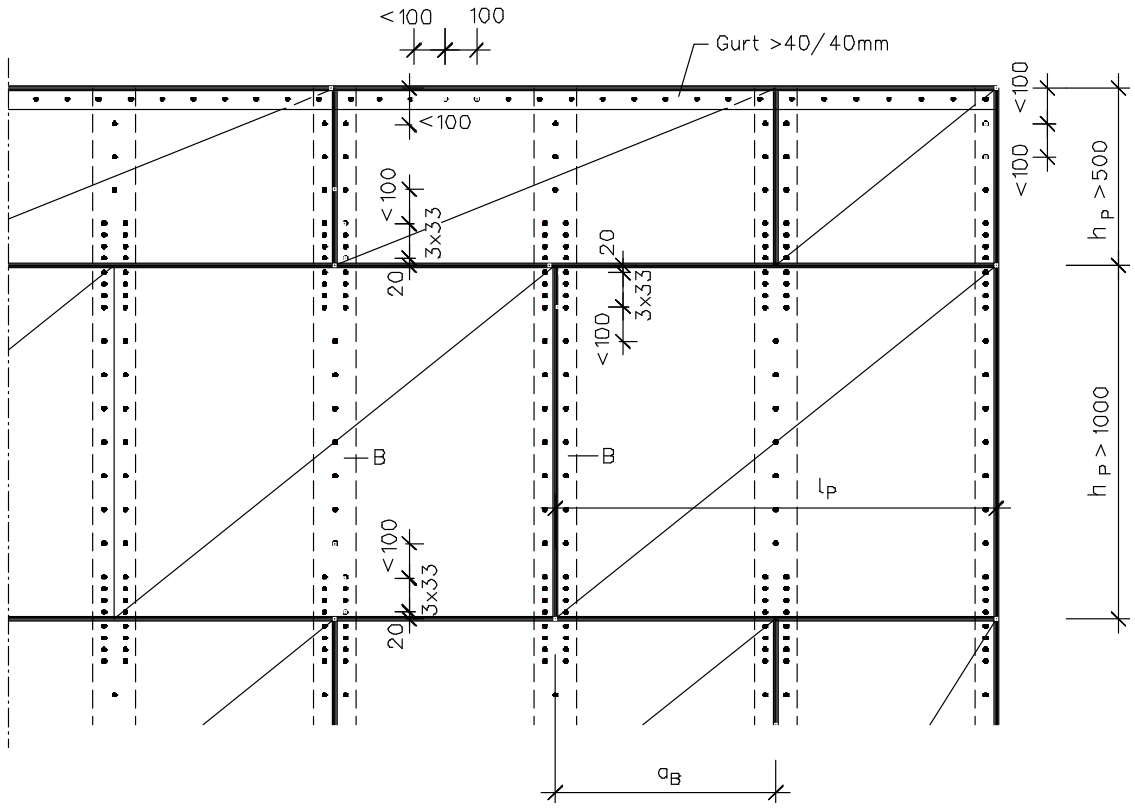


Bild 69: Deckenscheibe mit schwebenden Stößen nach Schulze, Schönhoff, Leimer, Raschper (1988)

8.4 Treppenöffnungen

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß die Übertragbarkeit der Ergebnisse des Abschnitts 7 auf Deckenkonstruktionen mit Treppenöffnung dann gegeben ist, wenn ihr Tragverhalten nur unwesentlich verschieden von dem einer Deckenscheibe ohne Treppenöffnung ist. Voraussetzung hierfür ist, daß Lage und Größe von Treppenöffnungen so gewählt werden, wie in Bild 70 dargestellt *(Schulze und Schönhoff (1989))*. Dort ist die Treppenöffnung im Mittelbereich der Scheibenstützweite L angeordnet, um zu gewährleisten, daß die Querkraft im Bereich der Treppenöffnung höchstens 50% der Bemessungsquerkraft der Deckenscheibe beträgt. Die Länge der Treppenöffnung l_{Tr} darf das Maß der halben Scheibenhöhe B nicht überschreiten, damit mindestens die durchgehende halbe Scheibenhöhe zur Abtragung der horizontalen Lasten zur Verfügung steht. Die Gurte am oberen und unteren Scheibenrand laufen nach wie vor über die gesamte Scheibenlänge durch. Im Bereich der Treppenöffnungen sind Zusatzgurte (KVH, S10, b x h = 35 x 60 mm², $l_{Zg} \geq 2\ b_{Tr}$) anzuordnen, die entsprechend den Gurten der Deckenscheibe mit der Beplankung vernagelt werden.

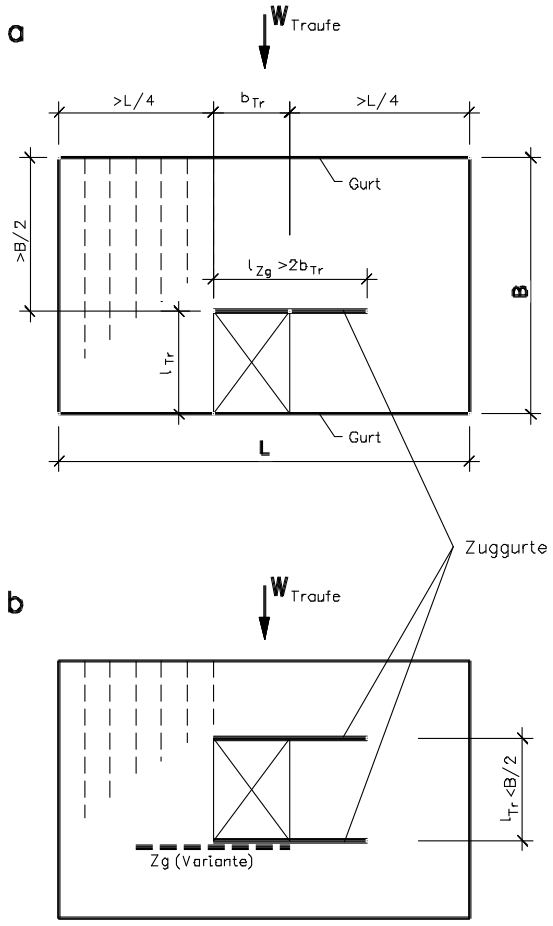


Bild 70: Bedingungen für die Anordnung von Treppenöffnungen: a an Außenwand angrenzend, b in Gebäudemitte liegend (Tr: Treppe, Zg: Zusatzgurt im Bereich der Treppenöffnung)

8.5 Verbindungen

Die Ergebnisse des Abschnitts 7 gelten auch für die folgenden Varianten der Verbindung von Deckenscheibe und Wandscheiben.

In Bild71 ist eine alternative Verbindung mittels eines über die Breite der Deckentafel durchlaufenden Gurtholzes und wie zuvor einer durchlaufenden Lasche mit l_{Lasche} / $h_{Lasche} \geq 4$ dargestellt. Der Abstand der Verbindungsmittel in Gurt und Wandrähm beträgt die Hälfte des Abstands der Verbindungsmittel von Deckenscheibe an Gurt.

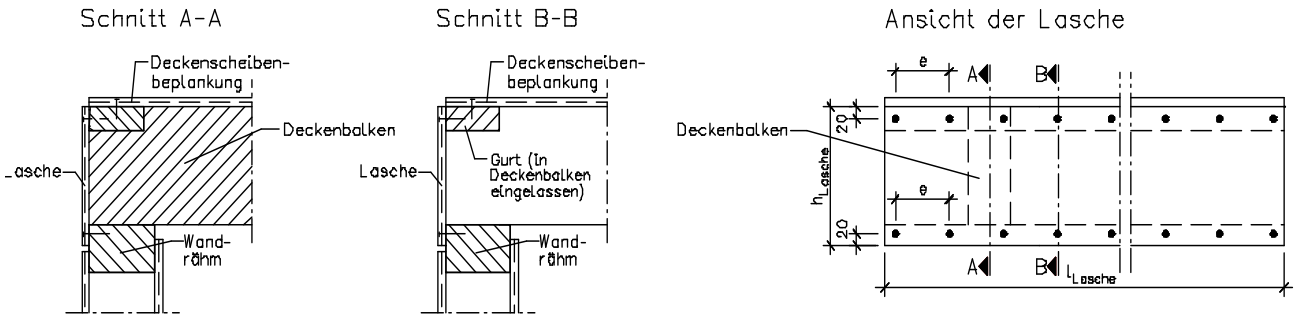


Bild 71: Verbindung von Deckenscheibe und Wandscheibe über Gurtholz

In Bild 72 ist eine alternative Verbindung mittels Laschen zwischen den Deckenbalken dargestellt, die bei auskragenden Deckenbalken verwendet werden kann. Den Anforderungen an die Luftdichtheit ist besondere Beachtung zu schenken.

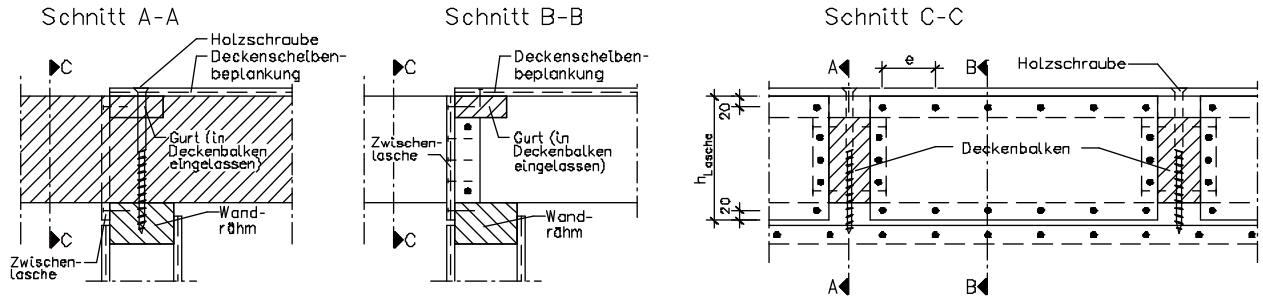


Bild 72: Anschlüsse DS-WS mit Zwischenlaschen in den Gefachbereichen (mit Gurt oder in den DB eingelassener Gurt)

8.6 Wandkonstruktion

Die Ergebnisse des Abschnitts 7 können auch auf Gebäude mit Wandkonstruktionen übertragen werden, deren Steifigkeiten von der in Abschnitt 2.4 beschriebenen Wand nicht wesentlich abweichen und die durch Normen oder Zulassungen als tragende und aussteifende Wände geregelt sind. Die in Abschnitt 2.4 angegebenen Rippenquerschnitte dürfen dabei nicht unterschritten werden.

9 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Die Untersuchungen des Tragverhaltens von Holzhäusern in Holztafelbauart bei Windeinwirkung wurden sowohl an ebenen als auch an räumlichen Rechenmodellen durchgeführt. Das Besondere der gewählten Modelle ist nicht nur, daß sie die rückstellende Wirkung des Eigengewichts der Konstruktion unter Berücksichtigung von Lage und Richtung der Gewichtskraft nutzen, sondern daß darüber hinaus die Steifigkeiten von Bauteilen wie Deckenbalken und Wandrähmen genutzt werden, um das rückstellende Eigengewicht von Teilen der Konstruktion auch über größere Entfernungen aktivieren zu können.

Die Untersuchungen an ebenen Modellen von einzelnen aus dem Gebäude herausgetrennten Wänden hatten den Zweck, zunächst qualitativ zu zeigen, wann es nutzbringend ist, das rückstellende Eigengewicht über größere Entfernungen zu aktivieren und unter welchen Voraussetzungen es überhaupt möglich ist. Wie zu erwarten, zeigte sich, daß Wände mit regelgerecht verankerten Scheiben von anderen als auf den Verankerungspunkt einwirkenden Gewichtskräften nicht partizipieren können und müssen, während unverankerte Scheiben entferntere Gewichtskräfte unter Umständen zwingend benötigen, um aussteifend wirken zu können. Zusätzlich benötigen unverankerte Wandscheiben eine Zugverbindung mit dem darüberliegenden Deckenbalken, da sie erst dann ausreichend steif sind. Ihre Steifigkeit ist stark von ihrer Position in der Wand und damit auch von der Windrichtung abhängig. Das Tragverhalten ist ausgeprägt nichtlinear und dem Verhalten von Tragwerken aus Stahl bei Berücksichtigung der Bildung von Fließgelenken vergleichbar. Daher ist für die Lastfallkombination ständige Einwirkungen und Wind das Superpositionsgesetz nicht mehr gültig.

Die Untersuchungen an räumlichen Modellen von Vollgeschossen, die ein Kehlriegeldach ohne Kniestock tragen, wurden für ausgewählte Grundrisstypen mit einer leichten (Haustyp $\ell\ell\ell$) und einer schweren Decke (Haustyp $\ell s\ell$) durchgeführt. Die äußere Geometrie der zugehörigen Häuser, die Anzahl Wandscheiben, die das Vollgeschoß aussteifen, und die Anzahl Deckenbalkenfelder wurden in jeder Windrichtung zu einem Formbeiwert λ zusammengefaßt. Den ausgewählten Grundrisstypen ①, ②, ②a, ②b und ③ wurden Entwurfsregeln zugeordnet, die die üblichen Anforderungen heutiger Bauherrschaften an Wohnkomfort berücksichtigen. Hierzu zählten insbesondere die Anforderungen an Raumanordnung, Raumgröße, Wandstellungen und Belichtungsflächen. Auf der Grundlage der Entwurfsregeln wurden die für die Praxis interessanten Grundrißvarianten eines jeden Grundrißtyps entwickelt. Die Berechnungsmodelle der Vielzahl von Grundrißvarianten enthalten nur solche Bauteile und Verbindungen, von denen angenommen werden konnte, daß sie Teile jedes Wohnhauses in Holztafelbauart sind, da sie z. B. Voraussetzung für die Vorfertigung von Großtafeln und ihre Montage sind. Diese Vorgehensweise führte auf Modelle mit minimalem

rückstellend wirkenden Eigengewicht und minimalen Steifigkeiten, so daß davon ausgegangen werden kann, daß Wohnhäuser in Holztafelbauart im Einzelfall eher größere Tragfähigkeit und bessere Gebrauchstauglichkeit besitzen.

Die auf der Grundlage der rechnerischen Simulationen von Holzhäusern ohne Zugverankerung für die Lastfallkombinationen Eigengewicht und Wind nach EC5 erzielten Bemessungsergebnisse ließen sich mit Hilfe der Formbeiwerte λ_x und λ_y vorhersagen, so daß die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Grundrißtypen ① und ② durch zugehörige Grenzwerte $\lambda_{x,req}$ und $\lambda_{y,req}$ festgelegt werden konnten. Für die Grundrißtypen ②a, ②b und ③ wurden keine Grenzwerte angegeben, da sich zeigte, daß ihre Ausführung ohne Zugverankerung nicht sinnvoll ist.

Die Verwendung der angegebenen Grenzwerte ermöglicht für Holzhäuser unter Berücksichtigung der angegebenen Entwurfs- und Konstruktionsregeln einen schnellen und sicheren Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Windeinwirkung. Dabei ist zu beachten, daß die Grenzwerte auf dem “worst case“ basieren und daher im Einzelfall nicht die wirtschaftlichste Lösung liefern.

Als eine grundlegende Erkenntnis läßt sich festhalten, daß Holzhäuser ohne verankerte Wandscheiben und ohne Zuganschluß von unverankerten Wandscheiben an Deckenbalken in der Regel, wenn keine außergewöhnlich großen ständigen Lasten vorhanden sind, keine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit besitzen. Ausreichende Tragfähigkeit heißt, daß alle in der Holzbaunorm geforderten Nachweise einschließlich der dort vorgeschriebenen Sicherheiten erfüllt sind. Aus dieser Erkenntnis ergeben sich zwei wichtige Schlußfolgerungen. Erstens muß die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holzhäusern bei Windeinwirkung rechnerisch nachgewiesen werden und kann nicht stillschweigend vorausgesetzt werden. Zweitens müssen die Zugverankerungen von Wandscheiben und die Zuganschlüsse von unverankerten Wandscheiben an die Deckenbalken regelgerecht ausgeführt werden.

Die vorgestellten Ergebnisse lassen erwarten, daß ohne Zuganschluß Wandrähm – Deckenbalken im Einzelfall Kombinationen verankerter und unverankerter Wandscheiben zu wirtschaftlicheren Lösungen führen. Hierzu zählt z. B. die Kombination von verankerten Wandscheiben in den Gebäudeecken und sonst unverankerten Wandscheiben ohne Zuganschluß.

Literatur

Spierig, S. (1963): Beitrag zur Lösung von Scheiben-, Platten- und Schalenproblemen mit Hilfe von Gittermodellen. Dissertation Technische Hochschule Hannover.

v. Halasz, R.; Tantow, G. (1966): Großtafelbauten-Konstruktionen und Bemessung. Bauingenieur-Praxis, Heft 55, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

Tuomi, R.L., McCutcheon, W.J., (1978): „Racking strength of light frame nailed walls." J.Struct.Engrg. ASCE, 104(7) 1131-1140.

Cziesielski, E., Wagner, C. (1979): „Dachscheiben aus Spanplatten." Bauen mit Holz 1/79 6-10, Bauen mit Holz 2/79 60-63.

Cziesielski, E., (1982): „Stabilität von Holzhäusern unter Horizontalbelastung." Bauen mit Holz 7/82 446-450.

Schulze, H., Schönhoff, Th., Leimer, H.P., Raschper, N., (1988): „Vereinfachter Standsicherheitsnachweis für Holzhäuser (Gebäudekatalog).“ Forschungsbericht.

Schmidt, R.J.; Moody, R.C. (1989): Modeling Laterally Loaded Light-Frame Buildings. Journal of Structural Engineering 115 201-217.

Schulze, H., Raschper, N., (1989): „Erarbeitung von Kriterien für Wände von Wohngebäuden in Holztafelbauart ohne Nachweis der Ableitung der Windlasten." Bauen mit Holz 1/89 22-25.

Biger, J.-P.,(1989): „Résistance au contreventement des mur en ossature bois." Annales de l‘institut technique du bâtiment et des travaux publics, série 307, no.476, 38-68.

Schulze, H., Schönhoff, Th., Lietz, S., (1989): „Bemessungsvorschläge für Deckenscheiben in Holzbauart mit dreiseitiger Lagerung.“ Bauen mit Holz 2/89, 96-101.

Fritzen, K. u.a., (1991): „Holzbau-Praxis, Hinweise für die Ausführung nach DIN1052." Bruderverlag Karlsruhe.

Kessel, M.H., Augustin, R., (1991): „Lateral Stability of Roofs." Proceedings of the 1991 Timber Engineering Conference, London (UK) Vol.4 362-369.

Milbrandt, E., (1993): „Holzbau Handbuch, Reihe 2, Teil 3, Folge 2." Informationsdienst Holz.

Kessel, M.H., Wirth, H., (1993): „Gipskartonplatten zur Aussteifung von Hausdächern (Dachscheiben) - Zulassungsantrag." Fassung 1/1993, unveröffentlicht.

Schulze, H., Gebhardt, M., (1994): „Tragverhalten von Mehrrasterwandscheiben mit Öffnungen." Bauen mit Holz 8/96 635-641.

Drücker, K., (1995): „Bemessung eines eingeschossigen Wohnhauses in Holztafelbauart nach Eurocode5." Diplomarbeit am Labor für Holztechnik LHT der Fachhochschule Hildesheim/Holzminden.

Kessel, M., Drücker, K., (1996): Zur Verankerung der Wandscheiben von Holzhäusern bei Windeinwirkung. Bauen mit Holz H 10, 779-782.

Kessel, M., Schmidt, R., Schönhoff, Th., (Herbst 2000): „Entwicklung eines Nachweisverfahrens für Scheiben auf der Grundlage von Eurocode 5 und DIN 1052 neu." Noch unveröffentlichter Endbericht.

Ablauf der Untersuchung von Gebäuden:

Excel Arbeitsmappe zu Datenblatt I

Eingabe von:

- Giebelbreite
- Trauflänge
- Dachneigung
- Haustyp (leichte/schwere Decke)

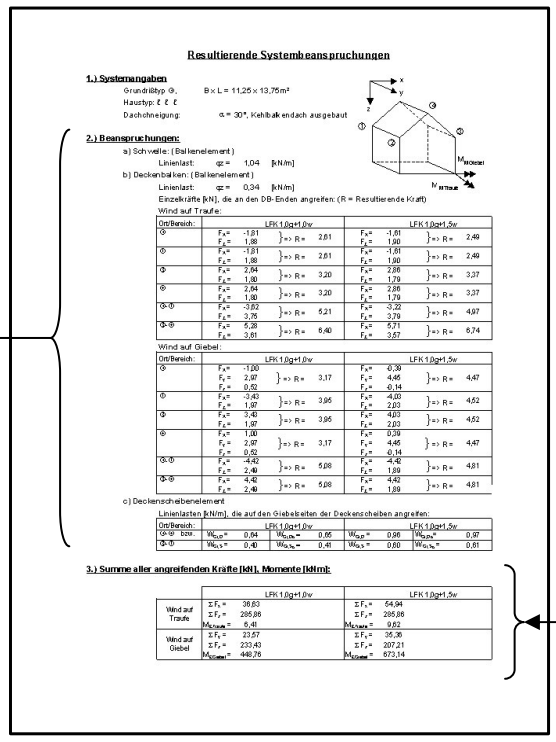
in Eingabemaske

Automatische Festlegung der Dachart (Sparrendach oder Kehlbalkendach) sowie der Ausbausituation des Daches nach festgelegten Regeln.

Datenblatt I

Abspeichern der Datei "Einwirkungen". Ausgabe der ermittelten Einwirkungen für das FE-Modell (siehe Abschnitt 4.7). Einzel- und Linienlasten aus:

- Eigengewicht Sparrendach/ Kehlbalkendach
- Beanspruchungen Wind auf Traufe
- Beanspruchungen Wind auf Giebel



Kontrolle der Systembeanspruchungen (Σ aller Kräfte)

InfoGraph

Eingabe des FE-Modells.
Einlesen der Datei "Einwirkungen".
→ Preprocessing

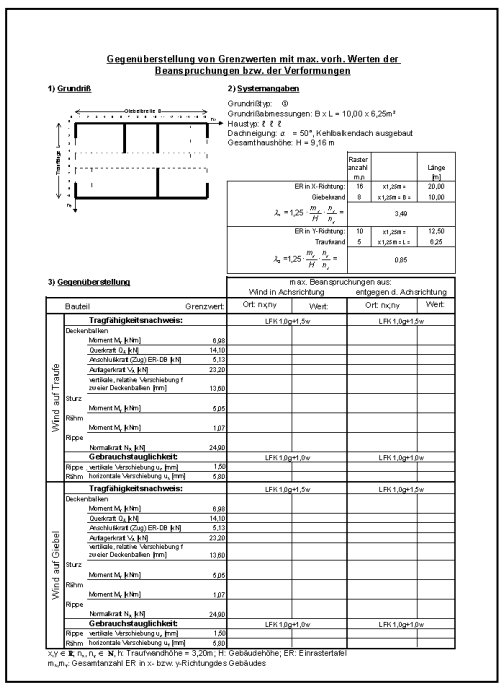
Berechnung der Verformungen und Schnittgrößen.

Abspeichern der Datei "Verformungen und Schnittgrößen".
→ Postprocessing

Excel Arbeitsmappe zu Datenblatt II und III

Datenblatt II

Gegenüberstellung von Beanspruchungen und Verformungen und ihren Grenzwerten.



Einlesen aller Dateien "Verformungen und Schnittgrößen" in eine Datenbank.

Wahl einer Variante eines Grundrißtyps

Datenblatt III

Zusammenstellung der Nachweisergebnisse aller Varianten eines Grundrißtyps der Gebäudebreite B