

Beratende Ingenieure GbR
Schurzelter Straße 25
52074 Aachen

Tel. 0241/ 44 50 30
Fax. 0241/ 44 50 329
www.huping.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Dr.-Ing. Rüdiger Beutel
Dr.-Ing. Naceur Kerkeni
Dr.-Ing. Wolfgang Roeser

DECKENZUSCHLAG FÜR NICHTTRAGENDE WÄNDE AUS KALKSANDSTEIN

Auftraggeber: Forschungsvereinigung Kalk-Sand e.V.
Postfach 21 01 60
30401 Hannover

Auftrag vom: 02.02.2004

Berichter: Dr.-Ing. W. Roeser
Dipl.-Ing. W. Gusia

Gutachten: G04-07

Datum: 26.10.2004/Erweiterung 25.11.2005

Dieses Gutachten umfasst 43 Seiten.

Inhaltsverzeichnis

1 VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG	3
2 LITERATUR.....	4
3 BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	5
3.1 Trennwandzuschläge nach DIN 1055-3 (10.02)	5
3.2 Nachweise gemäß DIN 1045-1	5
3.2.1 Nachweis der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1	5
3.2.2 Zulässige Durchbiegung nach DIN 1045-1	6
3.2.3 Vereinfachter Nachweis der Durchbiegungen über die Begrenzung der Biegeschlankheit nach DIN 1045-1	7
3.2.4 Durchbiegungsberechnung nach DAfStb Heft 240.....	8
3.2.5 Durchbiegungsberechnung nach EC2 (ENV 1992, Anhang 4)....	10
4 VERGLEICHSRECHNUNGEN ZUR ERMITTLUNG DES DECKENZUSCHLAGS FÜR SCHWERE NICHTTRAGENDE WÄNDE AUS KALKSANDSTEIN	13
4.1 Ansicht eines typischen Gebäudegrundrisses bei Ein- und Zweifamilienhäusern	13
4.2 Parameterstudie zu dem vorgestellten typischen Gebäude grundriss ...	14
4.2.1 System	14
4.2.2 Material	16
4.2.3 Belastung	16
4.2.4 Bemessung	17
4.2.5 Durchbiegung.....	18
4.3 Auswertung der Parameterstudie	20
4.3.1 Deckenzuschläge aus dem Nachweis der Biegetragfähigkeit	20
4.3.2 Bewehrungsführung	30
4.3.3 Querkraft	31
4.3.4 Auswertung der Verformungen	33
4.3.5 Lastweiterleitung	37
4.3.6 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung	38
5 ZUSAMMENFASSUNG.....	40

1 VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG

DIN 1055-3 [11] gibt für leichte Trennwände aus Gipskarton bzw. Porenbeton einen pauschalen Trennwandzuschlag in Höhe von maximal $1,25 \text{ kN/m}^2$ an. Für schwere unbelastete Trennwände aus Kalksandstein wird kein vergleichbarer Ansatz zur Verfügung gestellt, so dass die KS-Wände entsprechend ihrer tatsächlichen Stellung in der statischen Berechnung der Decke berücksichtigt werden müssen.

Im Auftrag der Forschungsvereinigung Kalk-Sand e.V. wird im folgenden untersucht, wie die Lasten aus schweren Trennwänden aus Kalksandstein durch einen pauschalen Trennwandzuschlag in einer statischen Berechnung berücksichtigt werden können. Dabei werden sowohl die Tragfähigkeit als auch die Durchbiegungen ausgewählter Deckensysteme betrachtet. Auf Grundlage dieser Parameterstudien ist ein pauschaler Trennwandzuschlag für schwere Trennwände zu entwickeln.

2 LITERATUR

- [1] DIN 1045: Beton- und Spannbeton, Bemessung und Ausführung; 07.1988
- [2] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; 07.2001
- [3] 1. Berichtigungsblatt DIN 1045-1, Stand Juli 2002
- [4] 2. Berichtigungsblatt DIN 1045-1, Entwurf, Stand 25.02.2004
- [5] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; 07.2001
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN 1045-1; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525, Beuth Verlag, Berlin 2003
- [7] Korrekturblatt Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 525, Stand 25.02.2004
- [8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, Beuth Verlag, 1991
- [9] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung ENV 1992-1-1: 1992; Juni 1992
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Bemessungshilfen zu EC2 Teil 1; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 425, Beuth Verlag, Berlin 1992
- [11] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke, Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten; 10.2002
- [12] DIN 1055: Teil 3: Verkehrslasten; 06.1971
- [13] Mayer H., Rüscher, H.: Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 193, Beuth Verlag, 1967
- [14] DIN 4227-1: Spannbeton; 07.1988

3 BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

3.1 Trennwandzuschläge nach DIN 1055-3 (10.02)

Gemäß DIN 1055-3 (10.02), Abschnitt 4 [11] darf anstelle eines genauen Nachweises der Einfluss leichter unbelasteter Trennwände bis zu einer Höchstlast von 5 kN/m Wandlänge durch einen gleichmäßig verteilten Zuschlag zur Nutzlast (Trennwandzuschlag) berücksichtigt werden. Dabei sind Wände mit einer Last von mehr als 3 kN/m Wandlänge ausgenommen, die parallel zu den Balken von Decken ohne ausreichende Querverteilung stehen.

Gemäß DIN 1055-3 ist für Wände bis 3 kN/m als Trennwandzuschlag mindestens 0,8 kN/m², für Wände bis 5 kN/m mindestens 1,2 kN/m² als zusätzliche Belastung anzusetzen. Die Regelung entspricht somit in etwa dem Trennwandzuschlag nach DIN 1055 Teil 3 (Ausgabe 06.1971) von $\Delta p = 0,75 \text{ kN/m}^2$ für Wände bis 100 kg/m² bzw. $\Delta p = 1,25 \text{ kN/m}^2$ für Wände bis 150 kg/m². Bei Verkehrslasten $\geq 5 \text{ kN/m}^2$ ist gemäß DIN 1055 Teil 3 (1971) [12] und DIN 1055-3 [11] kein gleichmäßig verteilter Zuschlag für leichte Trennwände erforderlich. Die Regelungen waren bereits in der Version von 1951 der DIN 1055 Teil 3 enthalten. Für schwere Trennwände aus Kalksandstein werden keine vergleichbaren Regelungen zur Verfügung gestellt. Daher sind schwere Trennwände bisher in ihrer tatsächlichen Stellung in der statischen Berechnung diskret zu berücksichtigen.

3.2 Nachweise gemäß DIN 1045-1

Neben der Tragfähigkeit ist stets auch die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Bei Innenbauteilen bestimmt maßgeblich die Gebrauchstauglichkeit in Form des Durchbiegungsnachweis die Deckendicke. Gegenüber dem EC2 [9] bietet die DIN 1045-1 kein genaues Verfahren zur Berechnung der Durchbiegung an und es werden ausschließlich Biegeschlankheitskriterien angegeben. Das Heft 525 des DAfStb [6,7] verweist zur Berechnung der Durchbiegung auf Heft 240 [8] und auf EC2, Anhang 4.

3.2.1 Nachweis der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1

Nach DIN 1045-1 wird der Nachweis der Tragfähigkeit mit γ_E -fachen Lasten und den Bemessungswerten der Bauteilwiderstände geführt. Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit im üblichen Hochbau darf Gleichung 3.1 als Einwirkungskombination angesetzt werden.

$$1,35 \cdot \sum G + 1,50 \cdot \sum Q \tag{3.1}$$

mit:

G ständige Lasten (Deckeneigengewicht und Belag)

Q Belastung aus KS-Wänden und Verkehr

3.2.2 Zulässige Durchbiegung nach DIN 1045-1

Die Bauteilverformungen dürfen weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild beeinträchtigen. Allgemein wird zwischen dem Durchhang und der Durchbiegung unterschieden. Der Durchhang entspricht der vertikalen Bauteilverformung bezogen auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte. Als Durchbiegung wird die vertikale Verformung bezogen auf die Systemlinie bezeichnet, d.h. bei Schalungsüberhöhung auf die überhöhte Lage.

Nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.3.1 darf angenommen werden, dass das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks nicht beeinträchtigt wird, wenn der Durchhang einer Platte unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination $1/250$ der Stützweite nicht überschreitet. Schäden an angrenzenden Bauteilen (z.B. Trennwänden) können auftreten, wenn die nach dem Einbau dieser Bauteile auftretenden last- und zeitabhängigen Verformungen übermäßig groß werden. Als Richtwert für die zulässige Durchbiegung von Deckenplatten mit verformungsempfindlichen angrenzenden Bauteilen darf $1/500$ der Stützweite angenommen werden. Der Grenzwert darf weniger restriktiv angenommen werden, wenn das Bauteil, das Schaden nehmen kann, so bemessen ist, dass größere Durchbiegungen verträglich sind oder es in der Lage ist, größere Durchbiegungen ohne Schaden aufzunehmen.

Bauteildurchbiegungen werden gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 11.3 für die quasi-ständige Lastfallkombination mit Gleichung 3.2 ermittelt:

$$1,00 \cdot \sum G + 1,00 \cdot \Psi \cdot \sum Q \quad (3.2)$$

mit:

G ständige Lasten aus Deckeneigengewicht, Belag und KS-Wänden

Ψ Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Verkehrslasten in Wohnräumen, es gilt $\Psi = 0,3$

Q Belastung aus Verkehr

3.2.3 Vereinfachter Nachweis der Durchbiegungen über die Begrenzung der Biegeschlankheit nach DIN 1045-1

Der Nachweis der Durchbiegung kann nach DIN 1045-1 indirekt über die Begrenzung der Biegeschlankheit geführt werden.

Für Deckenplatten des üblichen Hochbaus beträgt bei Normalbeton die zulässige Biegeschlankheit $L_i/d \leq 35$. Für Deckenplatten des üblichen Hochbaus mit erhöhten Anforderungen an die Begrenzung der Durchbiegung sollte die Biegeschlankheit nicht größer als $L_i/d \leq 150/L_i$ (mit L_i = Abstand der Momentennullpunkte in m) gewählt werden.

Die Biegeschlankheitskriterien gehen auf rein empirische Untersuchungen von Mayer und Rüsç [13] zurück. Die Auswertung erfolgt an ausgewählten Schadensfällen an üblichen Deckenplatten.

Gemäß Heft 525 können die Grenzwerte $L/250$ und $L/500$ über die Biegeschlankheitskriterien rechnerisch nicht direkt nachvollzogen werden. Ursache für dennoch schadensfreie Trennwände bei ausgeführten Deckensystemen unter Einhaltung der Biegeschlankheiten sind auf nicht erfasste Überfestigkeiten, unberücksichtigte Randspannungen und gegenüber den Rechenannahmen geringere Lasten (Einwirkungen) zurückzuführen.

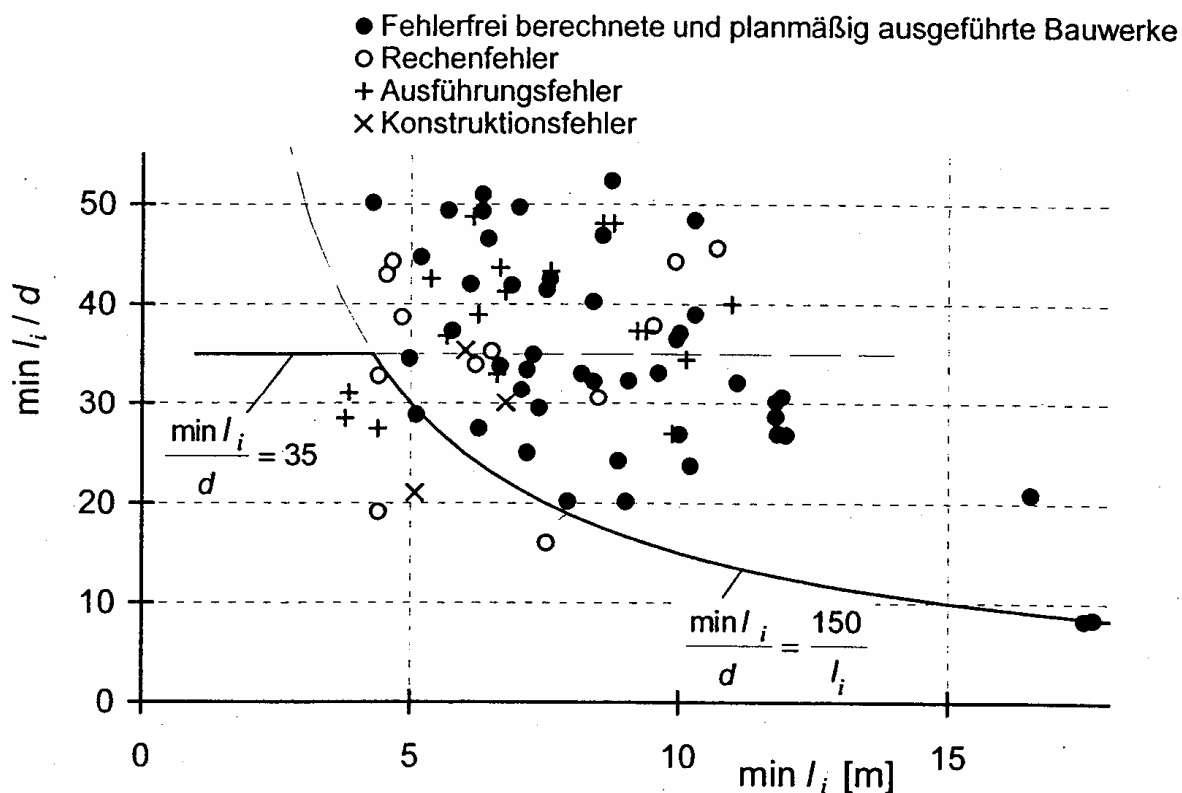


Bild 3-1: Festlegung der Biegeschlankheitskriterien aus Schadensfällen von Mayer/Rüsç

3.2.4 Durchbiegungsberechnung nach DAfStb Heft 240

Zur Berechnung der wahrscheinlichen Durchbiegung wird das Näherungsverfahren nach Heft 240 des DAfStb, Abschnitt 6.3.4 herangezogen. Nachfolgend werden daher die maßgebenden Bemessungsgleichungen für Rechteckquerschnitte dargestellt.

Als Grundwert der Durchbiegung f_b gilt die elastische Durchbiegung der Deckenplatte unter der häufigen Lastfallkombination. Bei der Berechnung des unteren Rechenwertes der Durchbiegung f_0^I zum Zeitpunkt $t = 0$ wird vom reinen Zustand I, bei der Berechnung des oberen Rechenwertes der Durchbiegung f_0^{II} vom reinen Zustand II ausgegangen. Für Balken mit Rechteckquerschnitten gelten die Gleichungen 3.3 und 3.4.

$$f_0^I = \kappa_0^I \cdot f_b \quad (3.3)$$

$$f_0^{II} = \kappa_0^{II} \cdot \left[\frac{d}{h} \right]^3 f_b \quad (3.4)$$

mit:

f_0^I	unterer Rechenwert der Durchbiegung (reiner Zustand I)
f_0^{II}	oberer Rechenwert der Durchbiegung (reiner Zustand II)
f_b	Grundwert der Durchbiegung
κ_0^I	Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Bewehrungsmenge und Anordnung im Bauteil (nach Heft 240, Tafel 6.8)
κ_0^{II}	Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Bewehrungsmenge und Anordnung im Bauteil (nach Heft 240, Tafel 6.9)
d	Bauteildicke
h	statische Nutzhöhe

Die unteren und oberen Rechenwerte der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$, d. h. nach Abschluss des Kriechens und des Schwindens werden mit Gleichungen 3.5 und 3.6 bestimmt:

$$f_\infty^I = f_0^I + f_{0D}^I \cdot \kappa_k^I \cdot \varphi_\infty + \alpha_S \cdot \kappa_S^I \cdot \frac{|\varepsilon_{S\infty}|}{d} \cdot l^2 \quad (3.5)$$

$$f_\infty^{II} = f_0^{II} + f_{0D}^{II} \cdot \kappa_k^{II} \cdot \varphi_\infty + \alpha_S \cdot \kappa_S^{II} \cdot \frac{|\varepsilon_{S\infty}|}{d} \cdot l^2 \quad (3.6)$$

mit:

f_{∞}^I	unterer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$
f_{∞}^{II}	oberer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$
f_{0D}^I	unterer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ unter der Kriecherzeugenden Dauerlast
f_{0D}^{II}	oberer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ unter der Kriecherzeugenden Dauerlast
$\kappa_k^I; \kappa_k^{II}$	Korrekturbeiwerte zur Berücksichtigung der Bewehrungsmenge und Anordnung im Bauteil auf die Durchbiegung infolge Kriechen (nach Heft 240, Tafel 6.6)
φ_{∞}	Endwert der Kriechzahl (siehe DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 8.3)
α_S	Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems bei der Ermittlung der Durchbiegung infolge Schwinden. Er darf näherungsweise wie folgt angenommen werden:
	frei drehbar gelagerte Einfeldträger $\alpha_S = 0,125$
	Innen- und Randfelder von Durchlaufträgern und ein- oder beidseits eingespannte Einfeldträger $\alpha_S = 0,063$
	volleingespannter Kragträger $\alpha_S = 0,050$
$\kappa_S^I; \kappa_S^{II}$	Korrekturbeiwerte zur Berücksichtigung der Bewehrungsmenge und Anordnung im Bauteil auf die Durchbiegung infolge Kriechen (nach Heft 240, Tafel 6.7)
$ \varepsilon_{S\infty} $	Endwert für das Schwindmaß (siehe DIN 4227, Teil 1, Abschnitt 8.4)
d	Bauteildicke

Die unteren und oberen Rechenwerte zum Zeitpunkt $t = 0$ bzw. $t = \infty$ gehen vom reinen Zustand I bzw. Zustand II aus. Die wahrscheinlichen Rechenwerte der Durchbiegung werden daher zwischen den Grenzwerten liegen. Sie ergeben sich gemäß 3.7 bis 3.9.

$$f_0 = f_0^{II} - \frac{M_{R0}}{M_F} (f_0^{II} - f_0^I) \quad (3.7)$$

$$f_{\infty} = f_{\infty}^{II} - \frac{M_{R\infty}}{M_F} (f_{\infty}^{II} - f_{\infty}^I) \quad (3.8)$$

$$\frac{M_{R0}}{M_F} \text{ bzw. } \frac{M_{R\infty}}{M_F} \leq 1 \quad (3.9)$$

mit:

- f_0, f_∞ wahrscheinliche Werte der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ bzw. $t = \infty$
 f_0^I unterer Rechenwert der Durchbiegung (reiner Zustand I)
 f_0^{II} oberer Rechenwert der Durchbiegung (reiner Zustand II)
 f_∞^I unterer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$
 f_∞^{II} oberer Rechenwert der Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$
 M_{R0} Rissmoment zur Zeitpunkt $t = 0$
 $M_{R\infty}$ Rissmoment zur Zeitpunkt $t = \infty$; näherungsweise gilt $M_{R\infty} = 0,8 \cdot M_{R0}$
 M_F maximales Feldmoment im betrachteten Bauteil

3.2.5 Durchbiegungsberechnung nach EC2 (ENV 1992, Anhang 4)

Als Vergleichswert zu Heft 240 werden die Durchbiegungen zusätzlich nach EC2 (ENV 1992 Anhang 4) berechnet. Die Durchbiegungen werden über die Bauteilkrümmung bestimmt. Die minimale und maximale Querschnittskrümmung infolge Last und Kriechen bestimmt sich nach den Gleichungen 3.10 und 3.11.

$$\kappa_I = \frac{M}{E_{c,eff} \cdot I^I} \quad (3.10)$$

$$\kappa_{II} = \frac{\varepsilon_S}{d - x} \quad (3.11)$$

mit:

- κ_I Krümmung (reiner Zustand I)
 κ_{II} Krümmung (reiner Zustand II)
 M maximales Feldmoment im betrachteten Bauteil
 $E_{c,eff}$ Wirksamer Elastizitätsmodul des Betons unter Belastung der Auswirkungen aus Kriechen; es gilt: $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$
 E_{cm} Mittelwert des Elastizitätsmoduls für Normalbeton
 φ Endkriechzahl (siehe EC2, Tab. 3.3)
 I^I Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betonquerschnittes (Zustand I)
 ε_S Stahldehnung im Zustand II
 d statische Höhe
 x Höhe der Druckzone im Zustand II

Die mittlere Krümmung aus Last und Kriechen berechnet sich mit Hilfe des Verteilungsbeiwertes ζ gemäß Gleichung 3.12.

$$\kappa_m = \zeta \cdot \kappa_{II} + (1 - \zeta) \cdot \kappa_I \quad (3.12)$$

mit:

κ_m mittlere Krümmung aus Last und Kriechen

κ_I Krümmung (reiner Zustand I)

κ_{II} Krümmung (reiner Zustand II)

ζ Verteilungsbeiwert zwischen Zustand I und Zustand II; es gilt:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{S,cr}}{\sigma_S} \right)^2 \leq 1$$

mit:

$\beta_1 = 1,0$ für Rippenstähle

$\beta_2 = 0,5$ für Dauerlast oder häufige Lastwechsel

$\sigma_{S,cr}$ Stahlspannung beim Auftreten des ersten Riss

σ_S Stahlspannung bei häufiger Lastfallkombination

Die minimale und maximale Krümmung infolge Schwinden errechnen sich gemäß den Gleichungen 3.13 und 3.14.

$$\kappa_{cs,I} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_S}{E_{c,eff}} \cdot A_S \cdot \frac{z_{cs}}{I_I} \quad (3.13)$$

$$\kappa_{cs,II} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_S \cdot A_S \cdot (d - x)}{E \cdot I_{II}} \quad (3.14)$$

mit:

$\kappa_{cs,I}$ Krümmung aus Schwinden (reiner Zustand I)

$\kappa_{cs,II}$ Krümmung aus Schwinden (reiner Zustand II)

ε_S Stahldehnung im Zustand II

E_S Elastizitätsmodul des Stahls

$E_{c,eff}$ Wirksamer Elastizitätsmodul des Betons unter Belastung der Auswirkungen aus Kriechen; es gilt: $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$

A_S Stahlfläche

z_{cs} Abstand zwischen Schwereachse des Betonquerschnittes und Stahl; es gilt: $z_{cs} = \left(d - \frac{h}{2} \right)$

d	statische Höhe
h	Bauteildicke
x	Höhe der Druckzone im Zustand II
$E \cdot I_{II}$	Biegesteifigkeit im Zustand II

Die mittlere Krümmung aus Schwinden bestimmt sich mit Hilfe des Verteilungsbeiwertes ζ gemäß Gleichung 3.15.

$$\kappa_{cs,m} = \zeta \cdot \kappa_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot \kappa_{cs,I} \quad (3.15)$$

mit:

$\kappa_{cs,m}$	mittlere Krümmung aus Schwinden
$\kappa_{cs,I}$	Krümmung aus Schwinden (reiner Zustand I)
$\kappa_{cs,II}$	Krümmung aus Schwinden (reiner Zustand II)
ζ	Verteilungsbeiwert zwischen Zustand I und Zustand II;

es gilt: $\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \leq 1$

Die Gesamtkrümmung der Deckenplatte aus Last und Kriechen sowie Schwinden ergibt sich aus der Summe der Einzelkrümmungen gemäß Gleichung 3.16.

$$\kappa_{tot} = \kappa_m + \kappa_{cs,m} \quad (3.16)$$

mit:

κ_{tot}	Gesamtkrümmung
κ_m	mittlere Krümmung aus Last und Kriechen
$\kappa_{cs,m}$	mittlere Krümmung aus Schwinden

Die Gesamtdurchbiegung ergibt sich aus der Integration der Bauteilkrümmungen κ m längs der Bauteilachse. Für einen Einfeldträger kann die Gesamtdurchbiegung vereinfacht nach Gleichung (3.17) angegeben werden.

$$f = k \cdot L_{eff}^2 \cdot \kappa_{tot} \quad (3.17)$$

mit:

k	$k = 0,104$ für Einfeldträger mit Gleichlast
L_{eff}	Stützweite
κ_{tot}	Gesamtkrümmung

4 VERGLEICHSRECHNUNGEN ZUR ERMITTLUNG DES DECKENZUSCHLAGS FÜR SCHWERE NICHTTRAGENDE WÄNDE AUS KALKSANDSTEIN

4.1 Ansicht eines typischen Gebäudegrundrisses bei Ein- und Zweifamilienhäusern

Neben der Anwendung im Geschossbau kommen schwere nichttragende Kalksandsteinwände vor allem bei Ein- und Zweifamilienhäusern zum Einsatz. Bild 4-1 zeigt einen typischen Grundriss einer Doppelhaushälfte mit folgenden Merkmalen:

- Breite $b \approx 6,00$ m
- Deckenplatte zweiachsig gespannt mit einseitiger Einspannung in den Flurtrakt
- eine nichttragende Wand in Feldmitte und eine Querwand für den Abstellraum
- Treppenlichtraumprofil: $2,50$ m x $1,80$ m

Aus diesem Grundsystem werden im Rahmen der weiteren Untersuchung verschiedene Varianten abgeleitet.

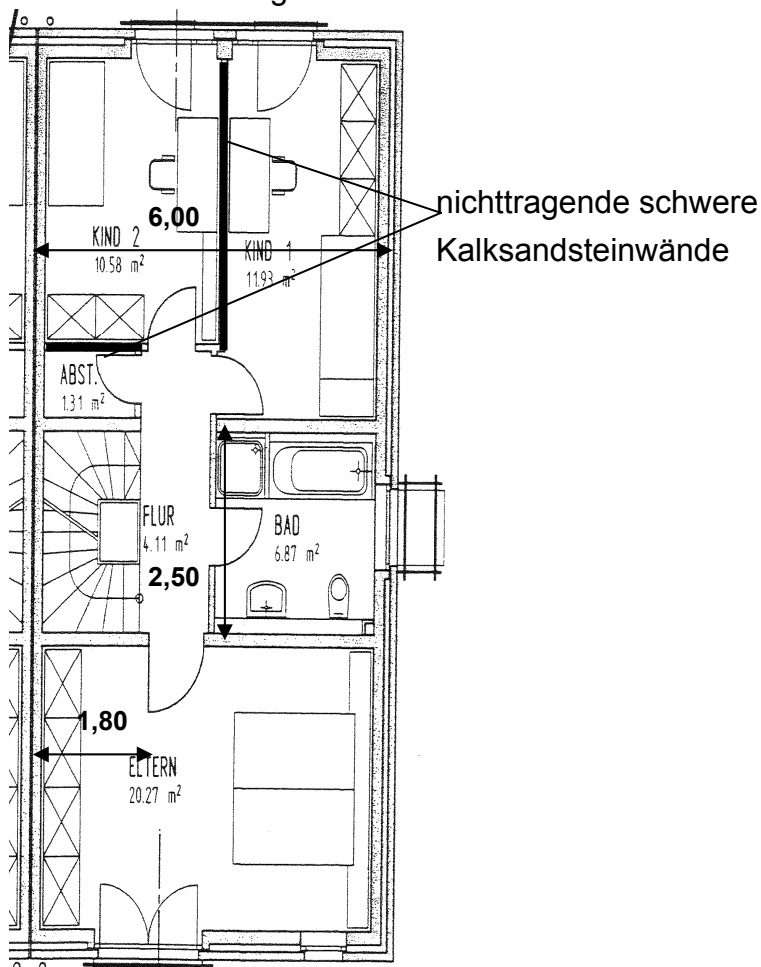


Bild 4-1: Grundriss des Obergeschosses einer typischen Doppelhaushälfte

4.2 Parameterstudie zu dem vorgestellten typischen Gebäudegrundriss

Zur Entwicklung eines zuverlässigen Trennwandzuschlages ist der Einfluss des statischen Systems (Stützweite, Auflagerbedingungen) und der Belastung für baupraktisch übliche Materialfestigkeiten zu untersuchen.

4.2.1 System

Unter Berücksichtigung der vom Kalksandsteinverband vorgegebenen Randbedingungen werden aus dem typischen Grundsystem Bild 4-1 folgende Varianten abgeleitet (Bild 4-2):

- (A) Stahlbetondecke einachsig gespannt als Einfeldträger gelenkig gelagert, ohne Treppenlichtraumprofil, Stützweitenbereich $4,00 \text{ m} \leq L \leq 6,00 \text{ m}$
- (B) Stahlbetondecke einachsig gespannt als Einfeldträger gelenkig gelagert, mit Treppenlichtraumprofil, Stützweitenbereich $5,00 \text{ m} \leq L \leq 6,00 \text{ m}$
- (C) Stahlbetondecke zweiachsig gespannt, allseitig gelenkig gelagert, Stützweitenbereich $4,00 \text{ m} \leq L_x \leq 6,00 \text{ m}$; $4,00 \text{ m} \leq L_y \leq 6,00 \text{ m}$;
- (D) Stahlbetondecke zweiachsig gespannt, dreiseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt, Stützweitenbereich $4,00 \text{ m} \leq L_x \leq 6,00 \text{ m}$; $4,00 \text{ m} \leq L_y \leq 6,00 \text{ m}$;

Die Deckenstärke wird nach DIN 1045-1, Abschnitt 11.3.2 zu $L_i/d \leq 35$ bzw. $L_i^2/d \leq 150$ gewählt (siehe Tabelle 4-1). Für zweiachsig gespannte Deckenplatte ist die Achse mit der geringeren Ersatzstützweite maßgebend. Der Achsabstand der Biegezugbewehrung zum Bauteilrand ergibt sich aus der erforderlichen Betondeckung für die vorhandene Expositionsklasse XC1 (Bauteile in Innenräumen). Für alle Deckensysteme wird diese zu 3,0 cm gewählt. Weiterhin wird die volle Drillsteifigkeit in den Plattenecken berücksichtigt.

Tabelle 4-1: Systemwerte der untersuchten Deckenplatten

Systeme	Stützweite L	statische Höhe d	Decken- dicke h	Biege- schlankheit
	[m]	[cm]	[cm]	[-]
A1; C1	4,00	12	15	33
D1	4,00	10	13	34
A2; B1; C2	5,00	17	20	29
D2	5,00	12	15	35
A3; B2; C3	6,00	24	27	25
D3	6,00	18	21	28

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

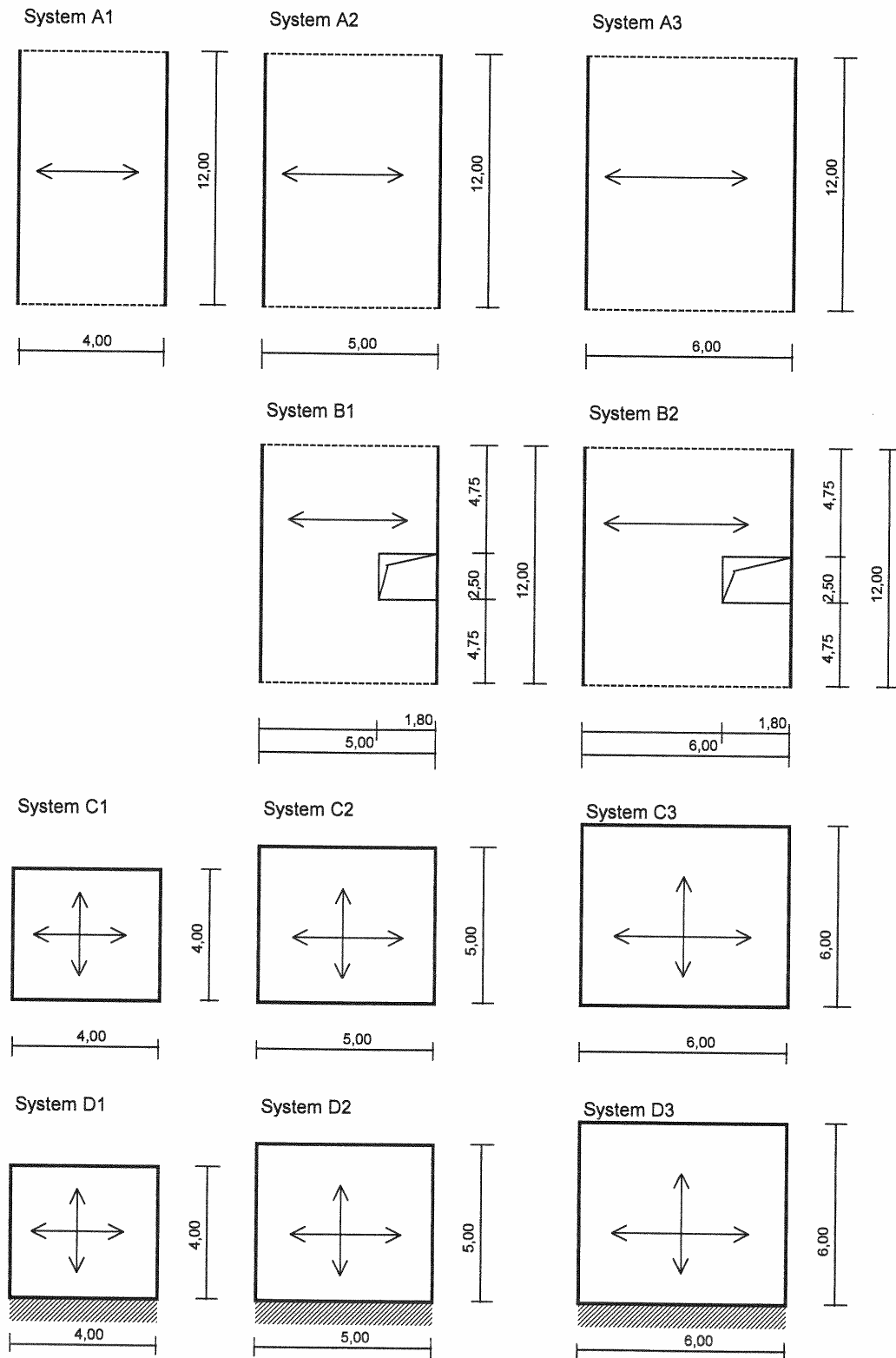


Bild 4-2: Übersicht der untersuchten Deckensysteme

4.2.2 Material

Für die Deckenplatten wird von einem Beton C20/25 gemäß DIN 1045-1 (entspricht in etwa B25 nach DIN 1045 (88)) ausgegangen. Als Bewehrung wird normalduktiler Betonstahl BSt 500 A vorausgesetzt.

4.2.3 Belastung

Für die Ermittlung des Deckenzuschlages werden folgende Lasten für die Bemessung der Deckenplatten angesetzt:

- Eigengewicht: g entsprechend der Deckenstärke
- Belag: $g_1 = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast: $q = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (Wohnräume mit ausreichende Querverteilung)
- Das Flächengewicht der Kalksandsteinwände wird zwischen 200 kg/m^2 , 250 kg/m^2 und 300 kg/m^2 variiert. Es wird von einer Wandhöhe von $H = 2,50$ bis $3,00 \text{ m}$ ausgegangen. Um den Übergang zu den Regelungen für leichte Trennwände festzulegen, werden weiterhin ein Flächengewicht von 150 kg/m^2 mit einer Wandhöhe von $H = 2,50 \text{ m}$ untersucht. Die Trennwände werden im Grundriss variabel angeordnet, wobei das kleinste Raummaß $1,0 \text{ m}$ beträgt. Die Anzahl der Wände wird in den Berechnungen auf $n = 3$ beschränkt. Mindestens eine Wandachse liegt senkrecht zu den beiden anderen parallel angeordneten Wänden. Bild 4-3 gibt eine Übersicht über die gewählten Wandstellungen bei den System A bis D nach Bild 4-2.

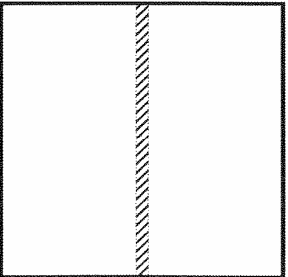
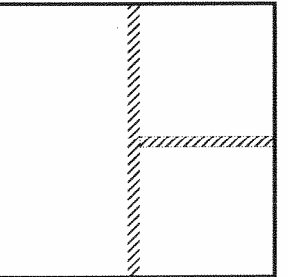
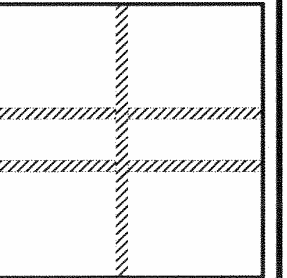
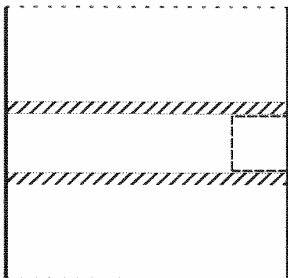
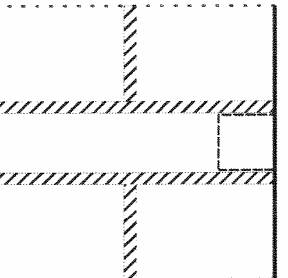
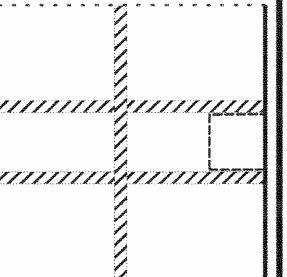
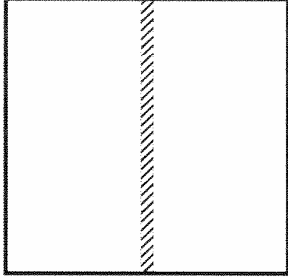
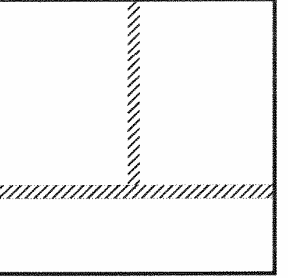
System A und C	Wandstellung W1 	Wandstellung W2 	Wandstellung W3 
B	Wandstellung W1 	Wandstellung W2 	Wandstellung W3 
D	Wandstellung W1 	Wandstellung W2 	

Bild 4-3: Übersicht der Wandstellungen W1 bis W3 für die gewählten Systeme A bis D

4.2.4 Bemessung

Die statische Untersuchung umfasst folgende Nachweise nach DIN 1045-1 [2], die für die Ermittlung des Trennwandzuschlags erforderlich sind:

- Biegung
- Querkraft
- Durchbiegung

Der Trennwandzuschlag wird so ermittelt, dass sich in Feldmitte und im Bereich der Einspannung die gleichen Momente ergeben wie beim diskreten Ansatz der Wandlast.

4.2.5 Durchbiegung

Zur Berechnung der wahrscheinlichen Durchbiegung werden der Zustand II sowie das Kriechen und Schwinden des Betons berücksichtigt. Als Berechnungsgrundlage wird das Näherungsverfahren nach Heft 240 des DAfStb, Abschnitt 6.3.4 herangezogen. Zum Vergleich werden die wahrscheinlichen Durchbiegungen nach EC2 (ENV 1992, Anhang 4) ermittelt. Bei den Berechnungen werden die in den Normen angegebenen jeweiligen Werkstoffkennwerte berücksichtigt. Für die Durchbiegungsberechnung nach Heft 240 gilt dementsprechend die DIN 1045 (88) [1], für die Durchbiegungsberechnung nach EC2 die Kennwerte nach EC2.

In der Tabelle 4-2 sind die Kriech- und Schwindbeiwerte für die Zementarten PZ35L, PZ35F und die Deckendicken $d = 28 \text{ cm}$ und $d = 20 \text{ cm}$ nach DIN 4227, EC2 (ENV 1992) und DIN 1045-1 dargestellt. Zu beachten sind die großen Unterschiede der Beiwerte zwischen der DIN 4227 und dem EC2. Innerhalb der Norm sind die Unterschiede für die angesetzten Zemente und Deckendicken gering. Für die Durchbiegungsberechnung werden deshalb mittlere Schwind- und Kriechbeiwerte nach Tabelle 4-3 angesetzt. Eine gegebenenfalls konstruktiv vorhandene Druckbewehrung wird auf der sicheren Seite liegend für die Durchbiegungsermittlung vernachlässigt.

In der Anlage S sind die statischen Berechnungen zusammengestellt. Alle Berechnungsseiten der Anlage S erhalten eine Typenbezeichnung mit vier Elementen, aus der die Berechnungsparameter hervorgehen. So bezeichnet die Typenbezeichnung A1_h15_200_W1 das Deckensystem A1 mit einer Plattendicke von 15 cm, einem Flächengewicht der nichttragenden Wände von 200 kg/m^2 und eine Wandstellung entsprechend dem Typ W1 (siehe Bild 4-3).

Tabelle 4-2: Vergleich der Kriech- und Schwindbeiwerte nach DIN 4227 (Bild1 und 3) – EC2 (ENV 1992 Tab. 3.3/3.4) – DIN 1045-1 (Bild 18 und 19)

Zement PZ35L			
Innenbauteil			
Wirksames Betonalter $t_0 = 28$ cm			
Deckenplatte $d = 28$ cm ($2 A_c / u$) = $2 * 0,28 / 2,0 = 280$ mm			
	DIN 4227	EC 2 (ENV 1992)	DIN 1045-1
Endkriechzahl φ_{∞}	3,10	2,36	3,05
freie Schwinddehnung ε_{cs}	-0,39‰	-0,57‰	-0,53‰
Deckenplatte $d = 20$ cm ($2 A_c / u$) = $2 * 0,20 / 2,0 = 200$ mm			
	DIN 4227	EC 2 (ENV 1992)	DIN 1045-1
Endkriechzahl φ_{∞}	3,20	2,44	3,25
freie Schwinddehnung ε_{cs}	-0,41‰	-0,60‰	-0,31‰

Zement PZ35F			
Innenbauteil			
Wirksames Betonalter $t_0 = 28$ cm			
Deckenplatte $d = 28$ cm ($2 A_c / u$) = $2 * 0,28 / 2,0 = 280$ mm			
	DIN 4227	EC 2 (ENV 1992)	DIN 1045-1
Endkriechzahl φ_{∞}	2,80	2,36	3,05
freie Schwinddehnung ε_{cs}	-0,39‰	-0,57‰	-0,52‰
Deckenplatte $d = 20$ cm ($2 A_c / u$) = $2 * 0,20 / 2,0 = 200$ mm			
	DIN 4227	EC 2 (ENV 1992)	DIN 1045-1
Endkriechzahl φ_{∞}	2,83	2,44	3,25
freie Schwinddehnung ε_{cs}	-0,41‰	-0,60‰	-0,30‰

Tabelle 4-3: Angesetzte Kriech- und Schwindbeiwerte

	DIN 4227	EC 2
Endkriechzahl φ_{∞}	3,00	2,40
freie Schwinddehnung ε_{cs}	-0,40‰	-0,60‰

4.3 Auswertung der Parameterstudie

In diesem Abschnitt werden die berechneten Deckenzuschläge und die Verformungen ausgewertet.

4.3.1 Deckenzuschläge aus dem Nachweis der Biegetragfähigkeit

Der Trennwandzuschlag wurde durch Gleichsetzen der maximalen Bemessungsbiegemomente einer diskret belasteten Decke mit einer gleichmäßig belasteten Decke ermittelt.

Das Bild 4-4 zeigt für die Systeme A (einachsig gespannt, allseitig gelenkig gelagert) und die Systeme C (zweiseitig gespannt, allseitig gelenkig gelagert) den erforderlichen Trennwandzuschlag für die Wandstellung W1 und einer Wandhöhe von $h = 3,00$ m.

Es wird deutlich, dass die Trennwandzuschläge mit zunehmender Stützweite abnehmen und bei zweiachsig gespannten Platten höhere Trennwandzuschläge als bei einachsig gespannten erforderlich sind. So beträgt der Trennwandzuschlag bei einem Wandflächengewicht von 300 kg/m^2 und einer Stützweite von $6,00$ m bei einachsig gespannten Platten $3,0 \text{ kN/m}^2$. Dieser Wert vergrößert sich bei zweiachsig gespannten Platten auf $4,1 \text{ kN/m}^2$. Trotz erhöhtem Trennwandzuschlag ergeben sich bei zweiachsig gespannten Platten gegenüber einachsig gespannten Systemen geringere Biegemomente.

Für Wände mit einer Höhe von $h = 3,00$ m und einem Flächengewicht von 150 kg/m^2 ergeben sich bei einachsig gespannten Decken Trennwandzuschläge von $\Delta q = 2,25 \text{ kN/m}^2$ für eine Stützweite von $4,00$ m und $\Delta q = 1,50 \text{ kN/m}^2$ für eine Stützweite von $6,00$ m. Dieser Zusammenhang lässt sich für die einachsig gespannte Platte aus der elementaren Balkenstatik durch Vergleich einer Linienlast mit einer Punktlast ableiten.

Das maximale Biegemoment bei einer Linienlast ergibt sich gemäß Gleichung 4.1.

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (4.1)$$

Das maximale Biegemoment bei einer Punktlast ergibt sich gemäß Gleichung 4.2.

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \quad (4.2)$$

Durch Gleichsetzen von Gleichung 4.1 und 4.2 ergibt sich Gleichung 4.3.

$$q = \frac{P \cdot 2}{L} \quad (4.3)$$

Für eine Wandhöhe $h = 3,00$ m und einem Flächengewicht von 150 kg/m^2 folgt beispielsweise $q = \frac{1,50 \cdot 3,00 \cdot 2}{L} = \frac{9}{L}$. Daraus ergibt sich $q = \frac{9}{4,00} = 2,25 \text{ kN/m}^2$ für eine Stützweite von $4,0$ m und $q = \frac{9}{6,00} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ für eine Stützweite von $6,00$ m.

Für zweiachsig gespannte, einseitig eingespannt gelagerte Deckenplatten (siehe Bild 4-5) erhöhen sich die Trennwandzuschläge für eine Wandhöhe von $3,00$ m und einem Wandflächengewicht von 150 kg/m^2 auf bis zu $3,60 \text{ kN/m}^2$ ($L = 4,00$ m) bzw. $2,40 \text{ kN/m}^2$ ($L = 6,00$ m). Durch Vergleich der Bilder 4.4 bis 4.19 ergibt sich, dass für zweiachsig gespannte Decken der Trennwandzuschlag etwa den 1,4-fachen Werten von einachsig gespannten Decken entspricht. Für zweiachsig gespannte Decken mit einer einseitigen Einspannung erhöht sich der Trennwandzuschlag auf das ca. 1,6-fache gegenüber einer einseitig gespannten Decke. Die Ergebnisse für Wandgewichte von 150 kg/m^2 zeigen, dass die Trennwandzuschläge nach DIN 1055-3 rechnerisch nicht direkt nachvollzogen werden können und somit die Normwerte als Mindestwerte anzusehen sind.

Auf Bild 4-5 werden die erforderlichen Trennwandzuschläge für die Systeme C (zweiseitig gespannt, allseitig gelenkig gelagert) und die Systeme D (zweiachsig gespannt, einseitig eingespannt gelagert) mit der Wandstellung W1 dargestellt. Bei einseitig eingespannten Deckenplatten ist der erforderliche Trennwandzuschlag höher als bei allseitig gelenkig gelagerten Deckenplatten. Die Ergebnisse gelten für Deckenplatten mit quadratischen Grundriss ($L_x/L_y = 1,0$). Für davon abweichende Geometrien ($L_x/L_y > 1,0$) sind geringere erforderliche Trennwandzuschläge zu erwarten, da mit zunehmendem Verhältnis L_x/L_y das zweiachsige Tragverhalten in einachsiges übergeht.

Auf Bild 4-6 bis Bild 4-11 sowie in der Anlage TZ werden für alle Systeme und Wandstellung die Trennwandzuschläge grafisch dargestellt. Zusätzlich werden die Deckenzuschläge für eine Wandhöhe von $2,50$ m in den Bildern 4-12 bis 4-19 ausgewertet.

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

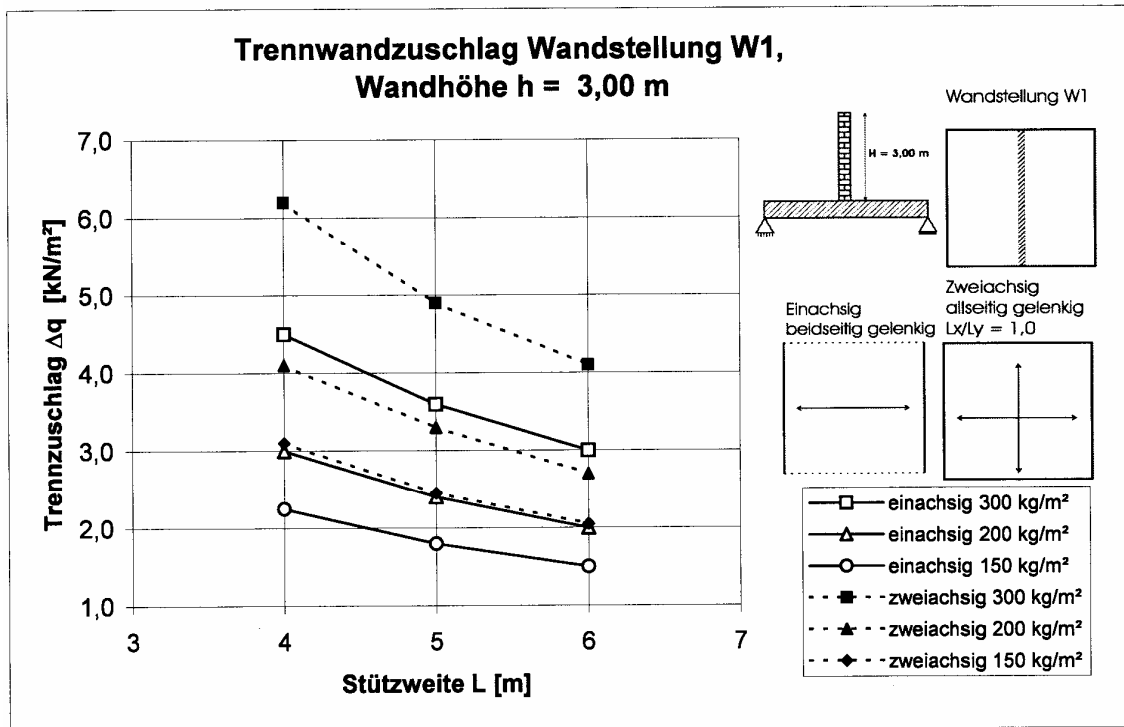


Bild 4-4: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W1 für einachsig gespannte Decken und zweiachsig gespannte gelenkig gelagerte Decken (Wandhöhe h = 3,00 m)

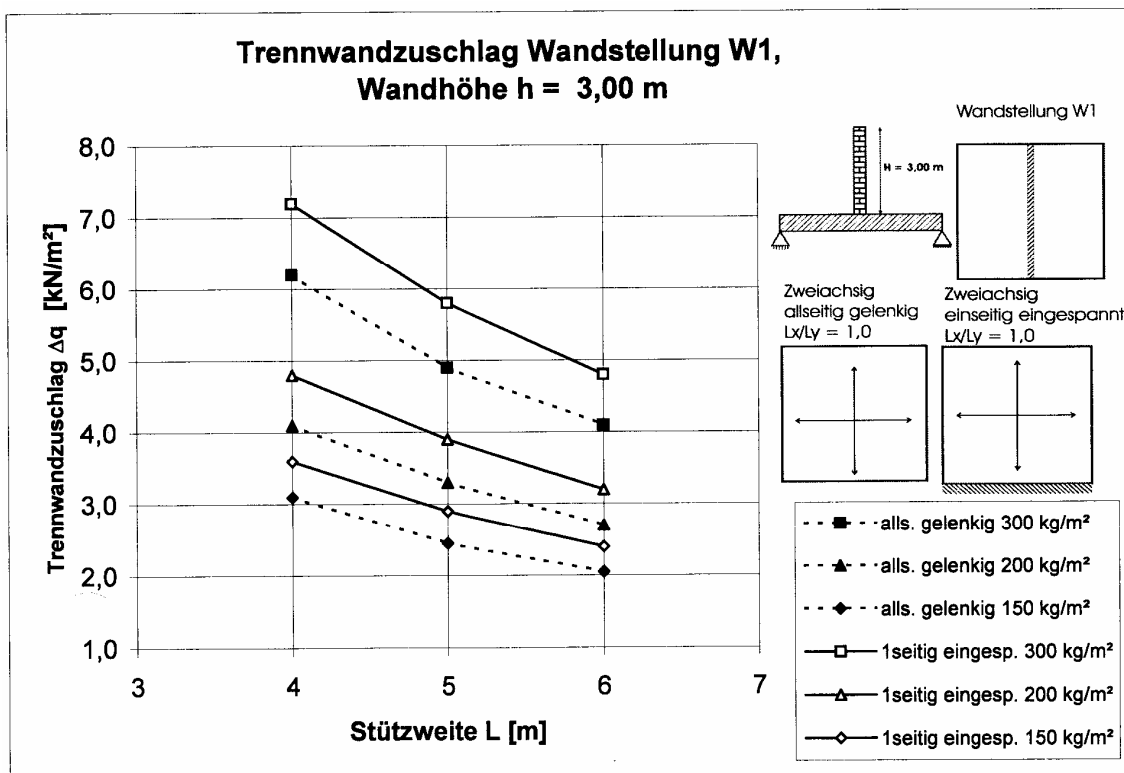


Bild 4-5: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W1 von zweiachsig gespannten allseitig gelenkig gelagerten und zweiachsig gespannten einseitig eingespannten Platten (Wandhöhe h = 3,00 m)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

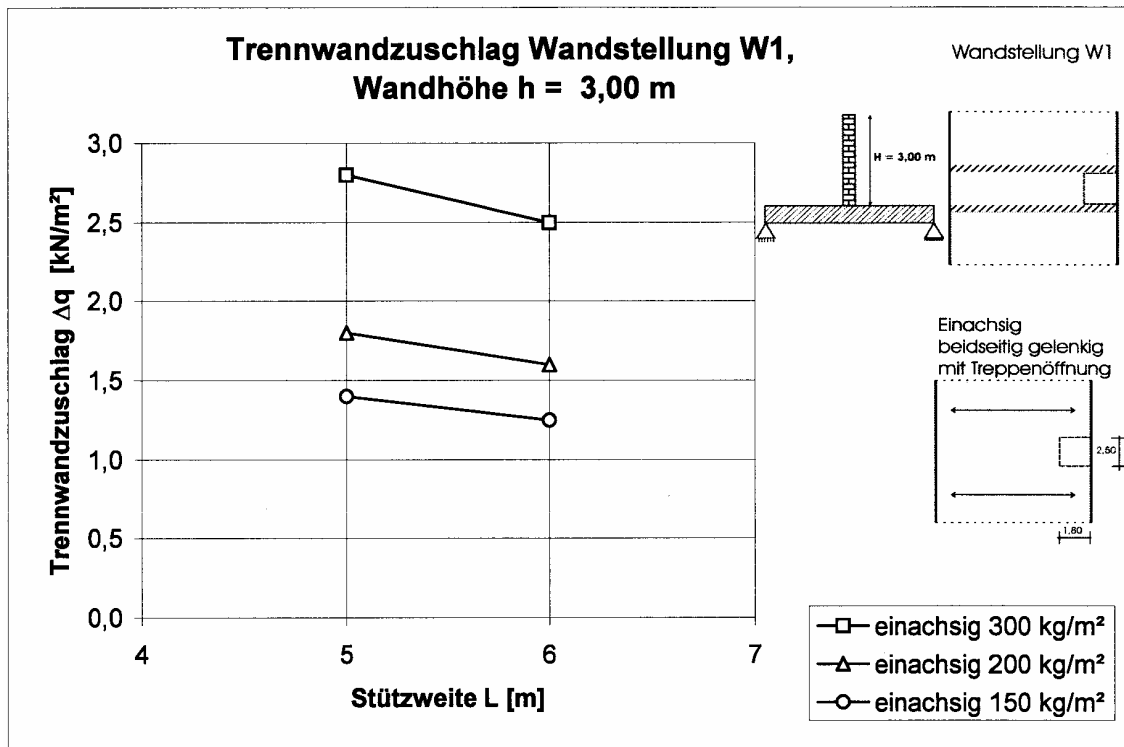


Bild 4-6: Trennwandzuschlag für einachsig gespannte Deckenplatten mit Treppenlichtraumprofil 1,80 m x 2,50 m bei der Wandstellung W1 (Wandhöhe h = 3,00 m)

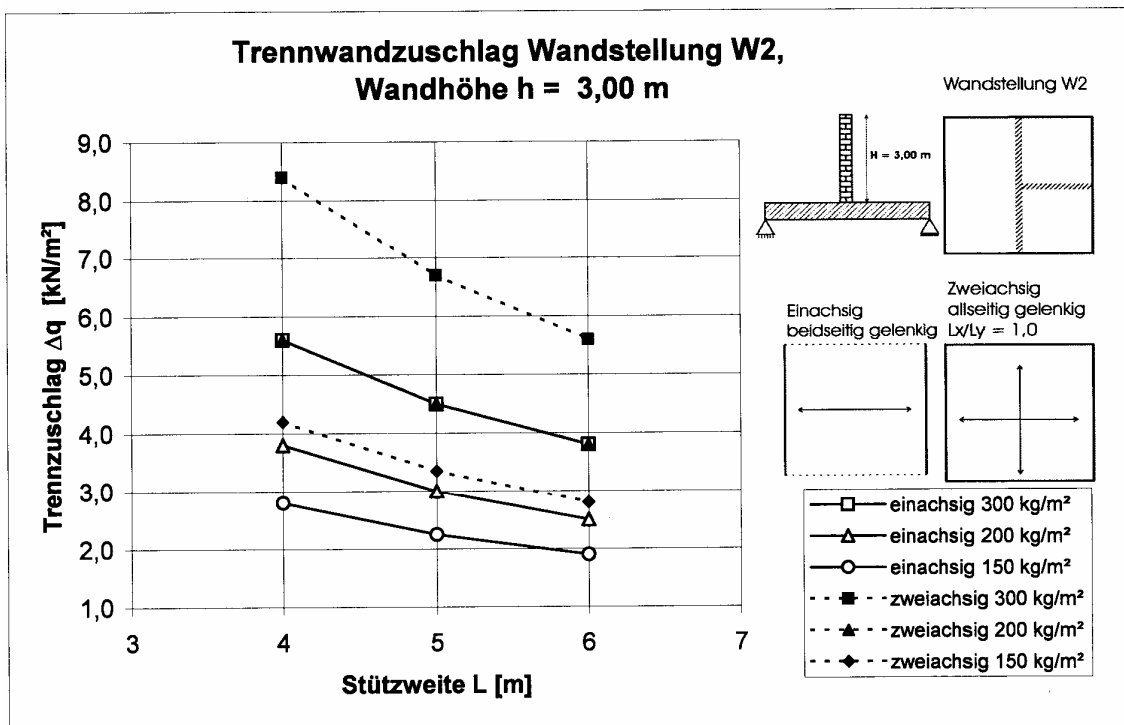


Bild 4-7: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W2 für einachsig gespannte Decken und zweiachsig gespannte gelenkig gelagerte Decken (Wandhöhe h = 3,00 m)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

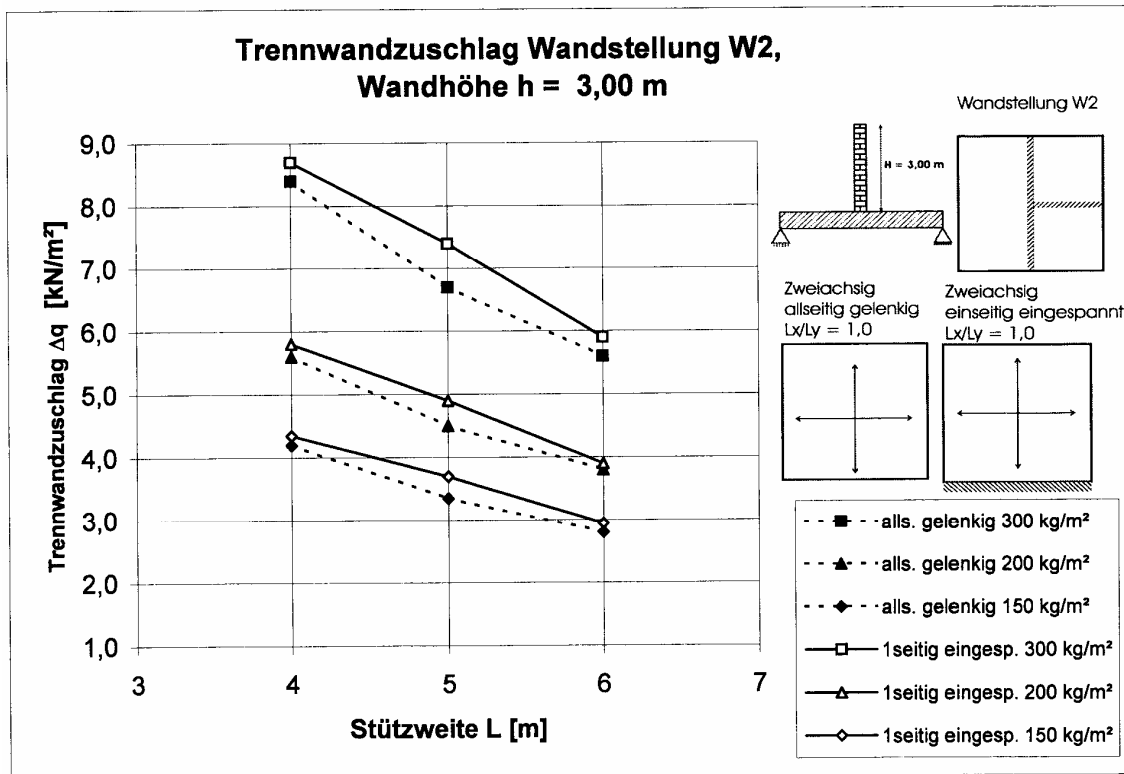


Bild 4-8: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W2 von zweiachsig gespannten allseitig gelenkig gelagerten und zweiachsig gespannten einseitig, eingespannten Platten (Wandhöhe h = 3,00 m)

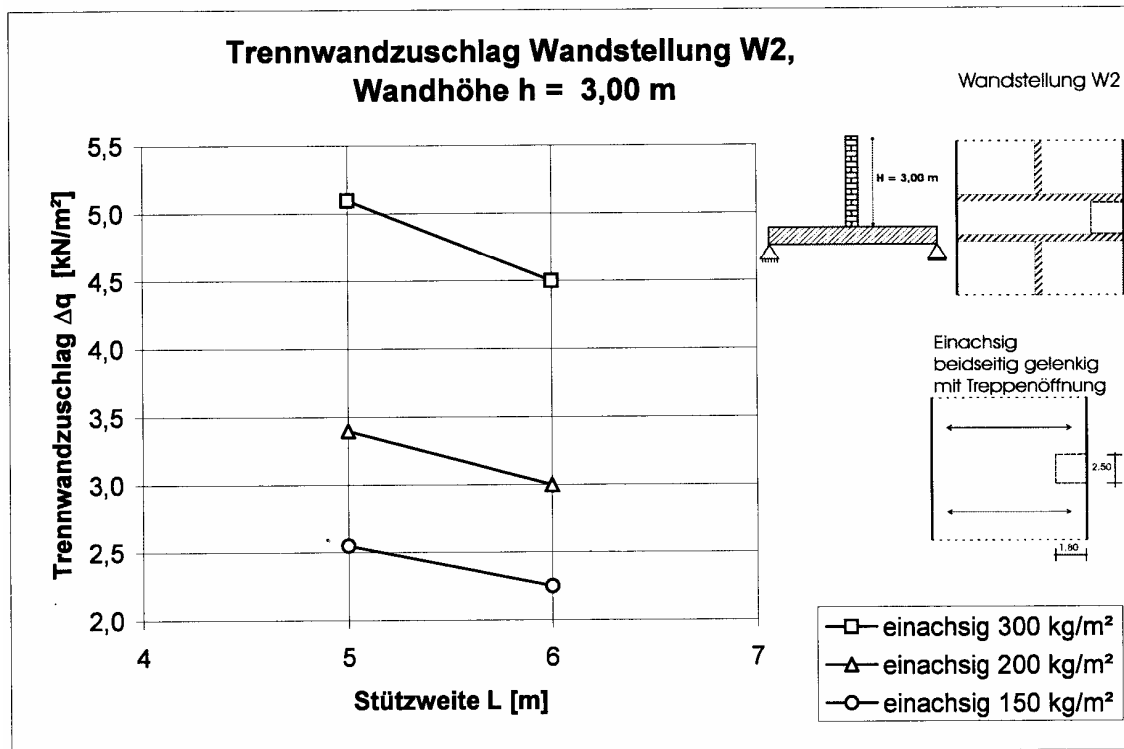


Bild 4-9: Trennwandzuschlag für einachsig gespannte Deckenplatten mit Treppenhohlraumprofil bei der Wandstellung W2 (Wandhöhe h = 3,00 m)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

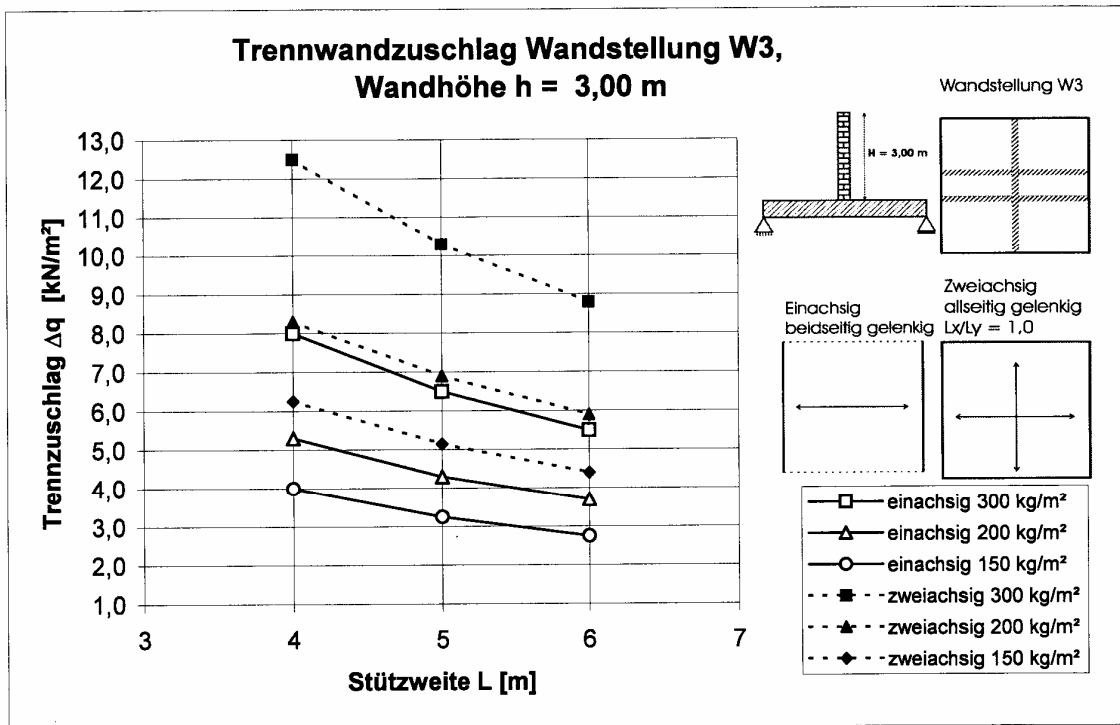


Bild 4-10: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W3 für einachsrig gespannte Decken und zweiachsrig gespannte gelenkig gelagerte Decken (Wandhöhe h = 3,00 m)

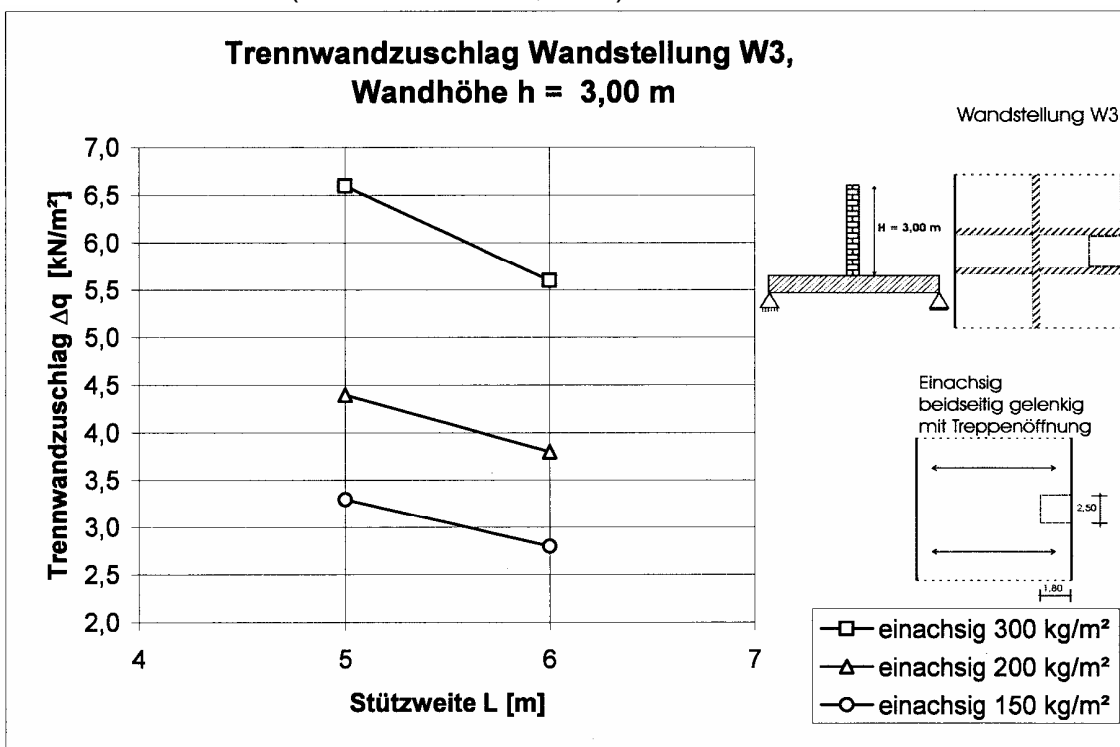


Bild 4-11: Trennwandzuschlag für einachsrig gespannte Deckenplatten mit Treppenlichtraumprofil 1,80 x 2,50 m bei der Wandstellung W3 (Wandhöhe h = 3,00 m)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

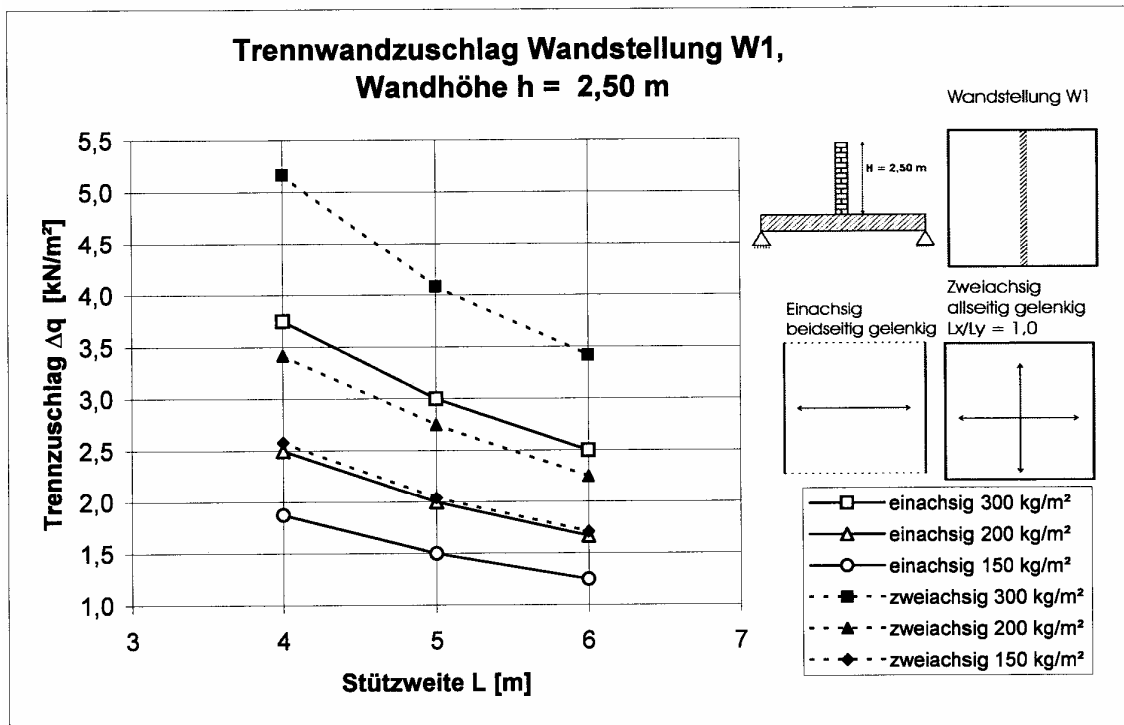


Bild 4-12: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W1 für einachsrig gespannte Decken und zweiachsrig gespannte gelenkig, gelagerte Decken (Wandhöhe $h = 2,50\text{ m}$)

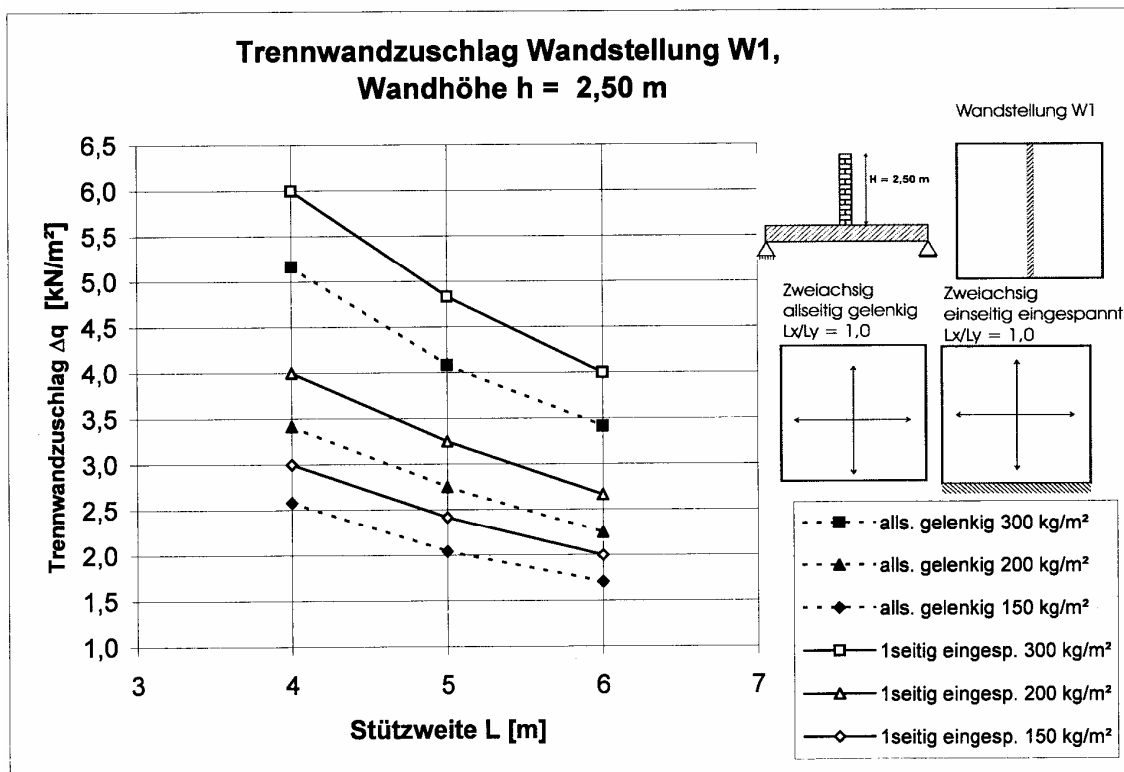


Bild 4-13: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W1 von zweiachsrig gespannten allseitig gelenkig gelagerten und zweiachsrig gespannten, einseitig eingespannten Platten (Wandhöhe $h = 2,50\text{ m}$)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

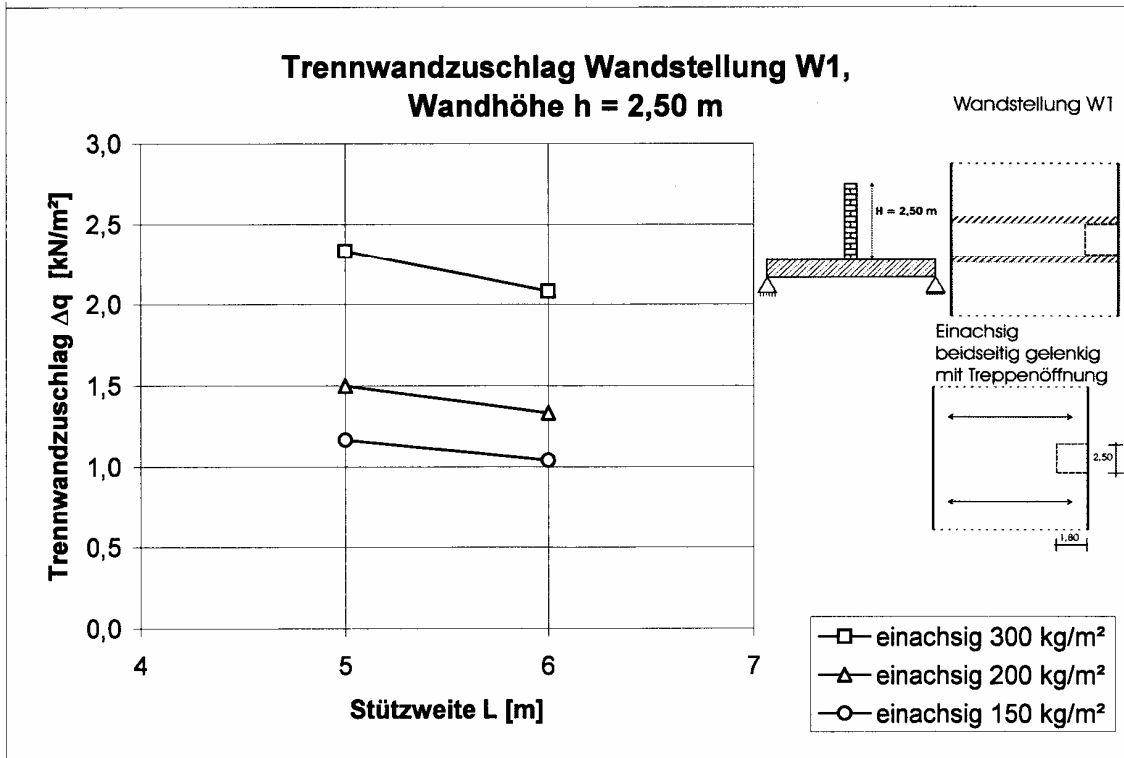


Bild 4-14: Trennwandzuschlag für einachsig gespannte Deckenplatten mit Treppennlichtraumprofil 1,80 x 2,50 m bei der Wandstellung W1 (Wandhöhe $h = 2,50$ m)

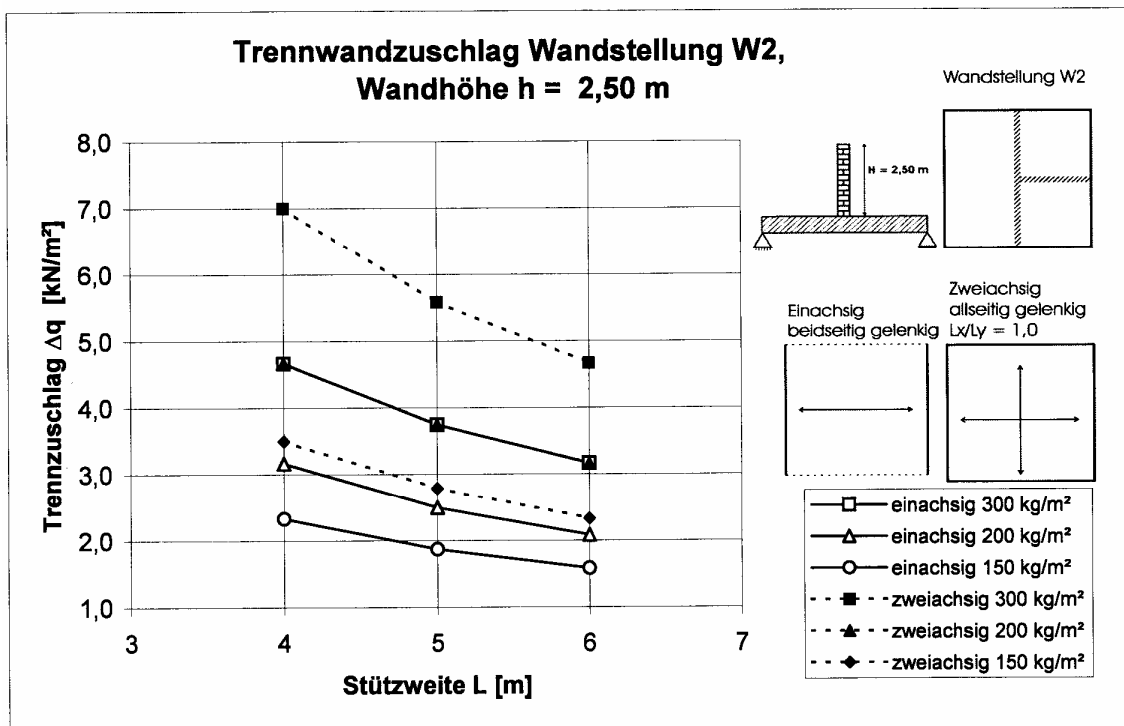


Bild 4-15: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W2 für einachsig gespannte Decken und zweiachsig gespannte gelenkig gelagerte Decken (Wandhöhe $h = 2,50$ m)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

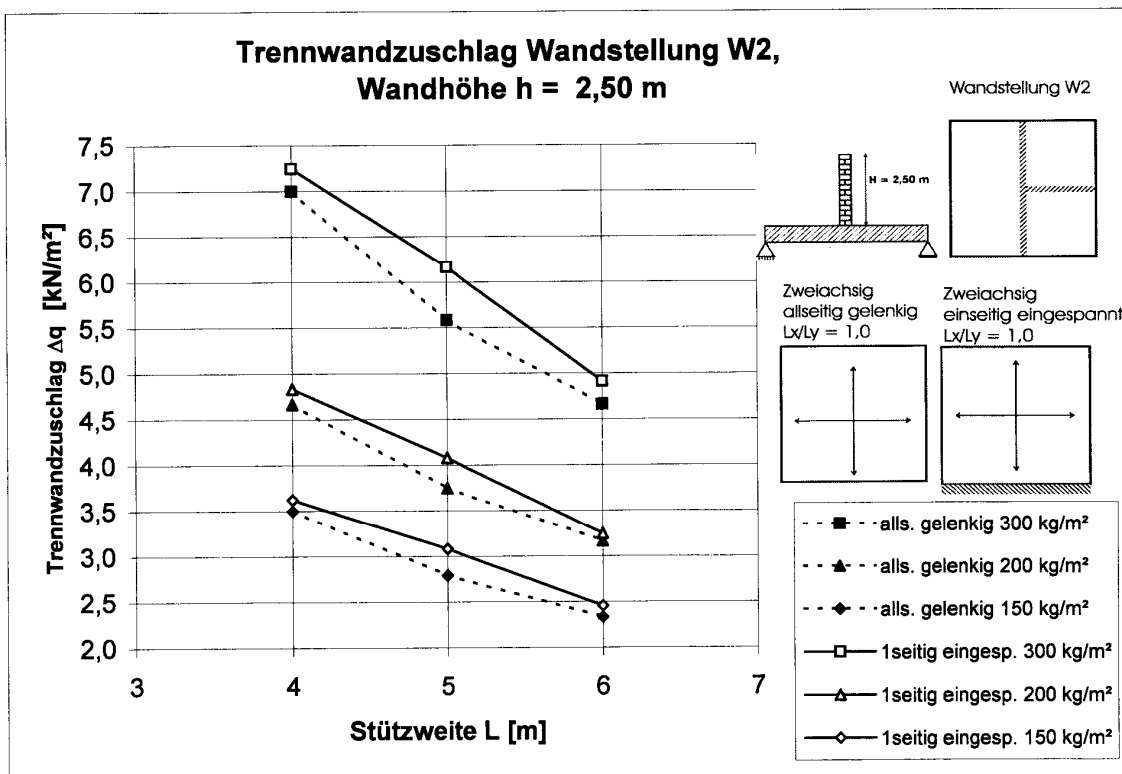


Bild 4-16: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W2 von zweiachsig gespannten allseitig gelenkig gelagerten und zweiachsig gespannten, einseitig eingespannten Platten (Wandhöhe $h = 2,50\text{ m}$)

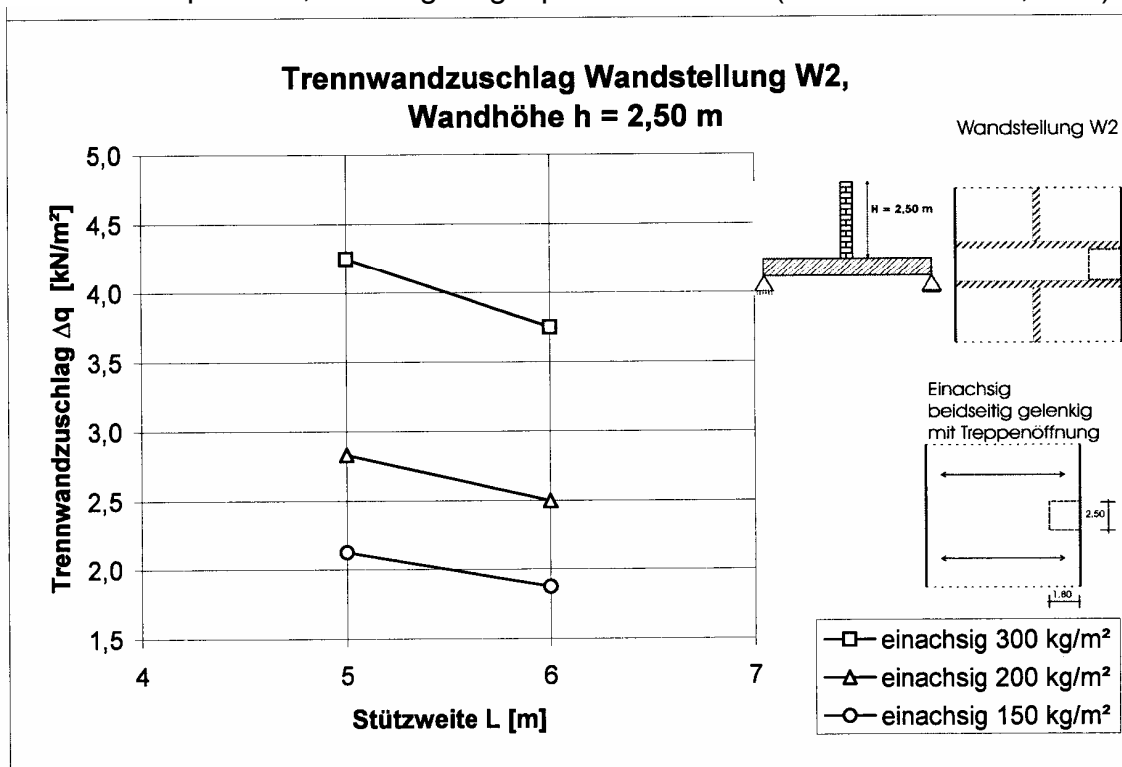


Bild 4-17: Trennwandzuschlag für einachsig gespannte Deckenplatten mit Treppenhohlraumprofil $1,80 \times 2,50\text{ m}$ bei der Wandstellung W2 (Wandhöhe $h = 2,50\text{ m}$)

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

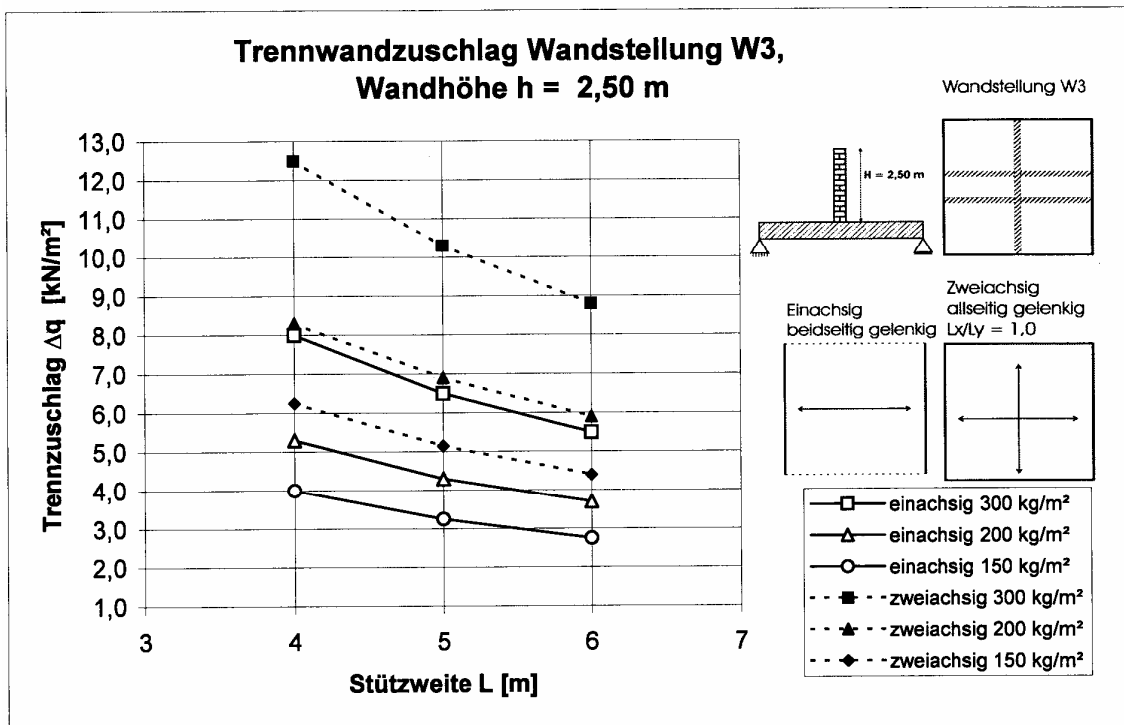


Bild 4-18: Vergleich des Trennwandzuschlages für die Wandstellung W3 für einachsrig gespannte Decken und zweiachsrig gespannte gelenkig gelagerte Decken (Wandhöhe h = 2,50 m)

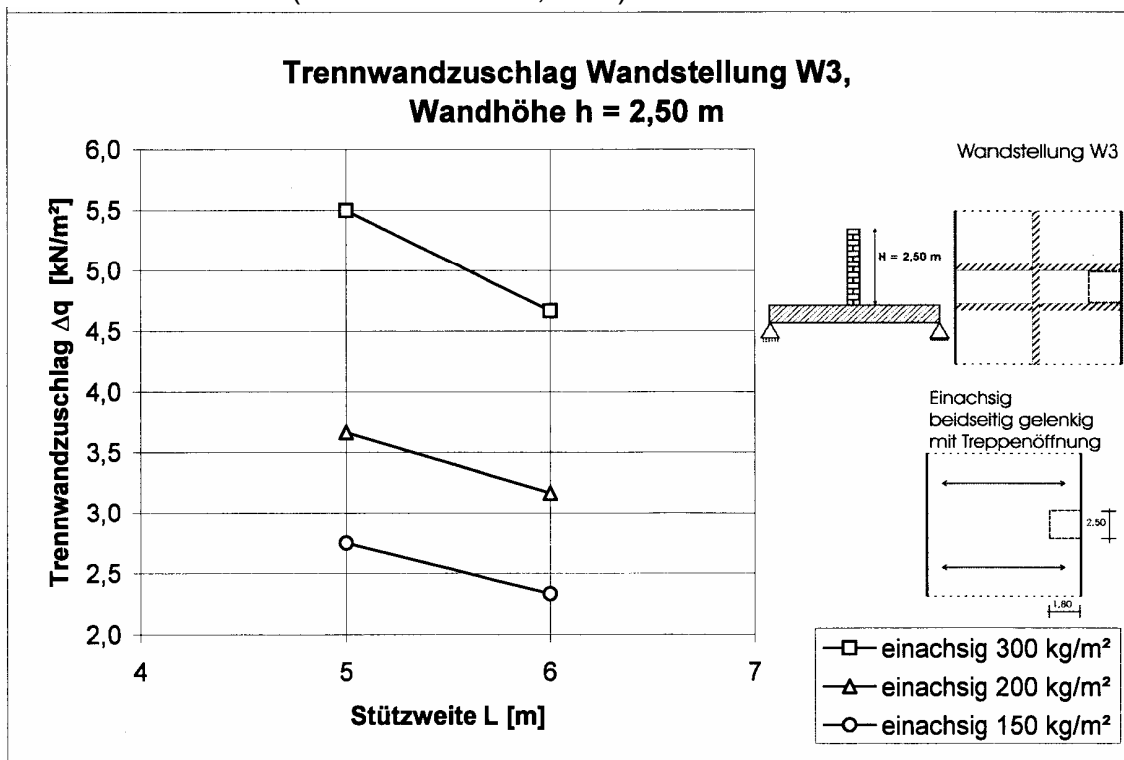


Bild 4-19: Trennwandzuschlag für einachsrig gespannte Deckenplatten mit Treppenlichtraumprofil 1,80 x 2,50 m bei der Wandstellung W3 (Wandhöhe h = 2,50 m)

4.3.2 Bewehrungsführung

Nach DIN 1045 (88) Abschnitt 20 [1] ist bei einachsig gespannten Deckenplatten unter Einzel- und Streckenlasten – sofern kein genauer Nachweis geführt wird – zusätzlich eine untere Querbewehrung einzulegen, deren Querschnitt mindestens 60% des durch die Strecken- und Einzellast bedingten Anteils der Längsbewehrung beträgt. Dies entspricht einer deutlichen Erhöhung der erforderlichen Querbewehrung von mindestens 20% der Längsbewehrung unter Flächenlasten. In der DIN 1045-1 [2] fehlen vergleichbare Angaben.

Die erhöhte erforderliche Querbewehrung wird durch die eigenen FE-Berechnungen mit diskretem Ansatz der Linienlasten prinzipiell bestätigt. Für einachsig gespannte Deckenplatten ohne Treppenlichtraumprofil muss die Querbewehrung zur Aufnahme der Wandlasten daher mindestens 30% der Längsbewehrung betragen.

Für einachsig gespannte Deckenplatten mit einem Treppenlichtraumprofil von 1,80 x 2,50 m ist für einen typischen Anwendungsfall die erforderliche Querbewehrung in Bild 4-20 dargestellt. Aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen können die Mindestwerte nicht ohne weiteres für zweiachsig gespannte Deckenplatten mit einem Treppenlichtraumprofil übertragen werden. Eine geeignete Bewehrungsführung ist im Einzelfall vom Tragwerksplaner entsprechend den konstruktiven Randbedingungen festzulegen.

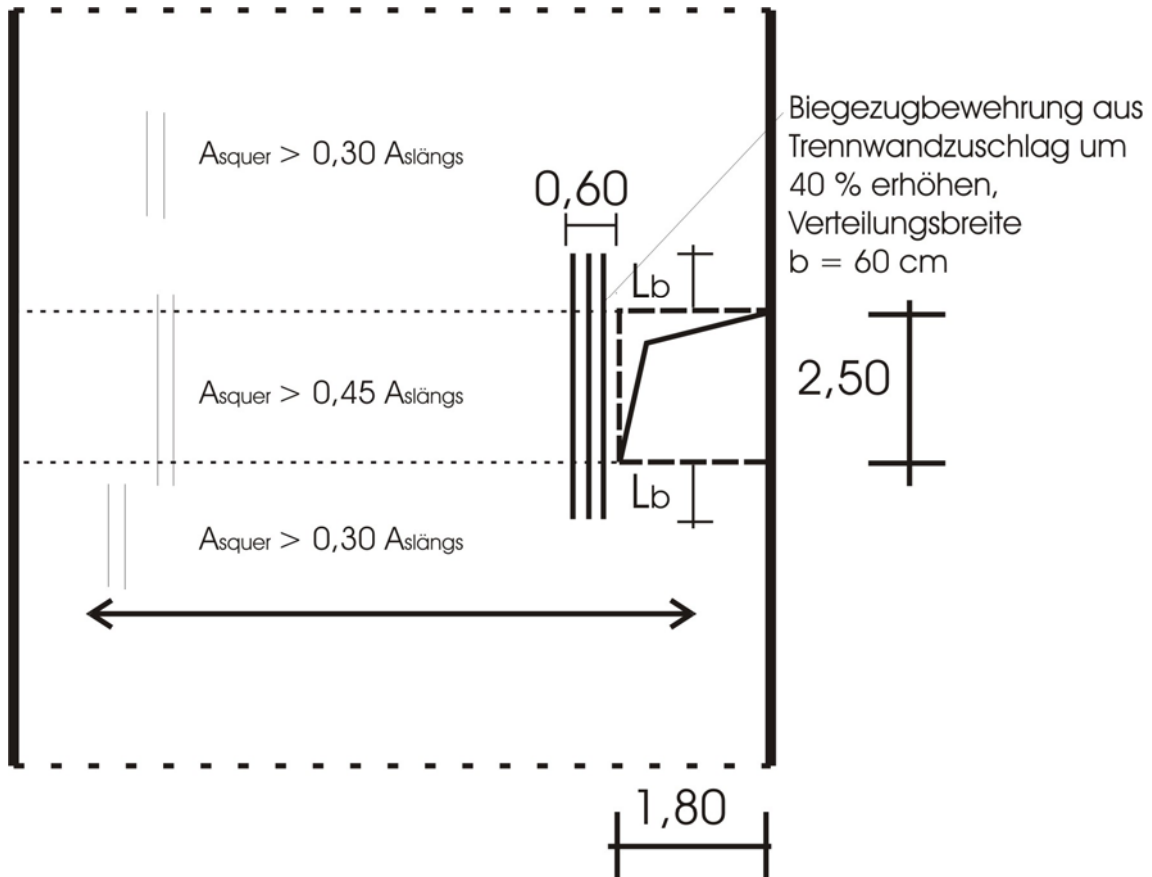


Bild 4-20 Erforderliche Querbewehrung für eine einachsig gespannte Deckenplatte mit Treppenlichtraumprofil 1,80 x 2,50 m gemäß der eigenen FE-Berechnung

4.3.3 Querkraft

Für die Deckensysteme wird die Querkrafttragfähigkeit untersucht. In der Tabelle 4-4 und der Tabelle 4-5 wird die maximale Querkrafttragfähigkeit von Ortbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung $V_{Rd,ct}$ und die maximale Querkraft V_{Ed} für ausgewählte Systeme dargestellt. Die Querkrafttragfähigkeit ist für die hier untersuchten Systeme nachgewiesen, da für alle Systeme $V_{Rd,ct} \geq V_{Ed}$ gilt.

Tabelle 4-4: Maximale Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ ohne Schubbewehrung und maximale Querkraftbeanspruchung V_{Ed} für die Systeme A, C und D (Wandstellung W1, H = 3,00 m, g = 200 kg/m²)

System	statische Höhe d [m]	erf. a_{SL} [cm ² /m]	$V_{Rd,ct}$ [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]
A1	0,12	5,89	51,4	22,5
A2	0,17	6,73	67,8	31,3
A3	0,24	7,32	83,9	42,8
C1	0,12	1,94	35,5	22,5
C2	0,17	2,28	47,2	31,3
C3	0,24	2,56	59,1	42,8
D1	0,10	1,90	31,2	21,5
D2	0,12	2,28	37,5	28,1
D3	0,18	2,42	50,1	38,3

Tabelle 4-5: Maximale Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ ohne Schubbewehrung und maximale Querkraftbeanspruchung V_{Ed} für die Systeme A und C (Wandstellung W3, H = 3,00 m, g = 300 kg/m²) sowie D (Wandstellung W2, H = 3,00 m, g = 300 kg/m²)

System	statische Höhe d [m]	erf. a_{SL} [cm ² /m]	$V_{Rd,ct}$ [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]
A1	0,12	4,84	48,1	28,6
A2	0,17	10,03	77,4	36,0
A3	0,24	10,25	93,8	45,8
C1	0,12	4,02	45,2	32,6
C2	0,17	4,20	57,9	39,2
C3	0,24	3,88	67,9	48,4
D1	0,10	2,20	32,8	24,8
D2	0,12	3,66	43,9	29,3
D3	0,18	3,42	56,2	37,2

Werden die Wände senkrecht zur Spannrichtung angeordnet sind grundsätzlich bei Ansatz des Trennwandzuschlages größere Querkräfte $A = B$ zu erwarten als bei diskretem Ansatz, da gemäß Bild 4-21 die Auflagerkräfte für den Trennwandzuschlag der einwirkenden Last P aus der KS-Wand entsprechen. Der Ansatz ist somit für die

Ermittlung der Querkräfte auf der sicheren Seite und entspricht der Einflusslinie für die Auflagerkraft unter diskretem Ansatz der KS-Wand.

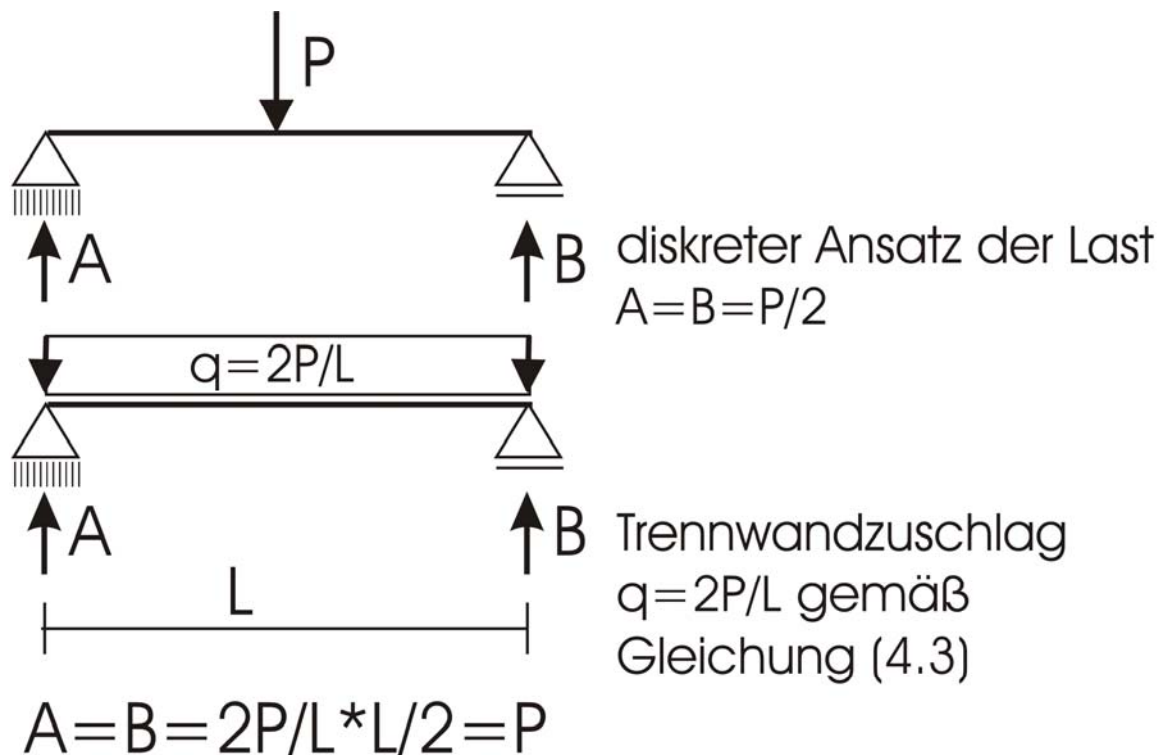


Bild 4-21: Maximale Auflagerkräfte bei einer KS-Wand

Werden die Wände parallel zur Spannrichtung der Deckenplatte angeordnet, so kann bei Ansatz des Trennwandzuschlages die resultierende Einwirkung für Unterzüge mit kurzen Stützweiten $L \leq 1,50$ m unterschätzt werden. Kurze Unterzüge sind deshalb für eine Ersatzeinzellast in Feldmitte zu bemessen. Die Ersatzeinzellast kann über die Einflussfläche abgeschätzt werden.

4.3.4 Auswertung der Verformungen

Die Dicken der Deckenplatten werden für die eigenen Untersuchungen gemäß des Biegeschlankheitskriteriums nach DIN 1045-1 gewählt. Wie in Kapitel 3.2.3 beschrieben, basieren die Biegeschlankheitskriterien auf empirischen Untersuchungen von Mayer/Rüsch [13]. Gegenüber der heutigen Praxis wurden zum Zeitpunkt der Untersuchung von Mayer/Rüsch Betonstähle mit geringerer Streckgrenze (\leq BSt 420) eingesetzt. Zudem wurde mit Beton niedriger Festigkeit gebaut und es wurden vorwiegend monolithische Bauweisen mit konstruktiven Randeinspannungen ausgeführt.

Die heutigen Materialien führen aufgrund der höheren zulässigen Spannungen zu größeren Dehnungen. Dies führt zu höheren Bauteilkrümmungen und dementsprechend zu größeren Durchbiegungen. Deshalb werden im Folgenden die Durchbiegungen direkt nach Heft 240 (siehe Kapitel 3.2.4) und EC2 (siehe Kapitel 3.2.5) ermittelt und mit den zulässigen Werten von $L/500$ bzw. $L/250$ verglichen.

4.3.4.1 Einachsig gespannte Deckenplatten

Die Tabelle 4-6 zeigt die Rechenwerte der Durchbiegungen für Trennwände mit einem Flächengewicht von 300 kg/m^2 und einer Wandhöhe von $3,00 \text{ m}$. Für die Ergebnisse der Trennwände mit einem Flächengewicht von 200 kg/m^2 wird auf die Anlage V verwiesen.

Bei einachsig gespannten Deckenplatten (Tabelle 4-6) betragen die Rechenwerte der Durchbiegungen für die Wandstellung W1 $L/134$ bis $L/220$ nach Heft 240 bzw. $L/100$ bis $L/162$ nach EC2. Für die Wandstellung W3 werden um ca. 16% größere Durchbiegungen ermittelt. Gegenüber der elastischen Durchbiegung im Zustand I sind die Rechenwerte der Durchbiegung um den Faktor 6 bis 8 größer. Obwohl der Grenzwert der Biegeschlankheit nach DIN 1045-1 $\frac{L_i}{d} = \frac{150}{L_i}$ eingehalten wird, sind

die einachsig gespannten Deckenplatten rechnerisch für eine maximale Durchbiegung von $L/250$ nicht nachweisbar. Günstigere Durchbiegungswerte ergeben sich, wenn in der Berechnung der Einfluss des Deckenalters beim Einbau der Trennwand berücksichtigt wird, und der zeitliche Einfluss des Übergangs von Zustand I zu Zustand II eingeht. Dies kann in einer genaueren Berechnung für den Einzelfall berücksichtigt werden.

Die Tabelle 4-7 zeigt für das System A3 den Einfluss des Wandflächengewichtes auf die Rechenwerte der Durchbiegung. Die Verdoppelung des Wandflächengewichtes von 150 kg/m^2 auf 300 kg/m^2 führt zu einer Verformungszunahme von 15% und ist somit für die Durchbiegungsberechnung als untergeordnet einzustufen. Als maßgebender Parameter ist die Biegeschlankheit anzusehen.

Bei einachsig gespannten Platten die gemäß den Biegeschlankheitskriterien gemäß DIN 1045-1 ausgelegt werden, sollten die Durchbiegungen von den Trennwänden verträglich aufgenommen werden können. Die dazu erforderlichen Maßnahmen sollten als Konstruktionsdetails vom Kalk-Sandstein Verband angegeben werden. Zur Einhaltung des zulässigen Durchhanges von $L/250$ ist bei einachsig gespannten Platten eine geeignete Überhöhung der Schalung festzulegen. Alternativ ist es möglich die Deckendurchbiegungen rechnerisch nachzuweisen, wobei die elastischen und

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

zeitabhängigen Durchbiegung nach Einbau der Trennwände entsprechend DIN 1045-1, Abschnitt 11.3.1, Absatz (10) auf $L/500$ zu begrenzen sind.

Tabelle 4-6: Zusammenstellung der Rechenwerte der Durchbiegung für die einachsige gespannten Platten (Systeme A+B gemäß Bild 4-2) mit Trennwänden mit einem Flächengewicht von $g = 300 \text{ kg/m}^2$ und einer Wandhöhe $H = 3,00 \text{ m}$

System		L [m]	Biege- schlankheit [-]	Wandstellung	
				W1 [cm]	W3 [cm]
A1	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	4,00	33	0,36 ($\cong L/1111$)	0,48 ($\cong L/833$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	4,00	33	2,93 ($\cong L/137$)	3,39 ($\cong L/118$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	4,00	33	3,99 ($\cong L/100$)	4,39 ($\cong L/91$)
A2	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	5,00	29		0,50 ($\cong L/1000$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	5,00	29		3,64 ($\cong L/137$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	5,00	29		4,55 ($\cong L/110$)
A3	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	6,00	25	0,37 ($\cong L/1622$)	0,45 ($\cong L/1333$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	6,00	25	2,84 ($\cong L/211$)	3,30 ($\cong L/182$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	6,00	25	4,18 ($\cong L/144$)	4,40 ($\cong L/137$)
B1	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	5,00	29	0,44 ($\cong L/1136$)	0,58 ($\cong L/862$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	5,00	29	3,04 ($\cong L/164$)	3,38 ($\cong L/148$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	5,00	29	4,16 ($\cong L/120$)	4,52 ($\cong L/111$)
B2	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	6,00	25	0,38 ($\cong L/1579$)	0,47 ($\cong L/1277$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	6,00	25	2,72 ($\cong L/220$)	3,37 ($\cong L/178$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	6,00	25	3,71 ($\cong L/162$)	4,14 ($\cong L/145$)

Zu 1) Durchbiegung im Zustand I nach Elastizitätstheorie

Zu 2) Rechnerische Durchbiegung nach Heft 240 gemäß Kapitel 3.2.4

Zu 3) Rechnerische Durchbiegung nach EC2 gemäß Kapitel 3.2.5

Tabelle 4-7: Vergleich der Rechenwerte der Durchbiegung nach Heft 240 für die einachsige gespannte Platte (System A3) und der Wandstellung W1 mit Trennwänden mit einem Flächengewicht von $g = 150 \text{ kg/m}^2$, 200 kg/m^2 und 300 kg/m^2 und einer Wandhöhe $H = 3,00 \text{ m}$

System		L [m]	Biege- schlankheit [-]	Wand- stellung	Wandflächengewicht		
					150 kg/m ²	200 kg/m ²	300 kg/m ²
A3	DAfStb, Heft 240 ²⁾	6,00	25	W1	2,46 cm	2,63 cm	2,84 cm
					($\cong L/244$)	($\cong L/229$)	($\cong L/211$)

Zu 2) Rechnerische Durchbiegung nach Heft 240 gemäß Kapitel 3.2.4

4.3.4.2 Zweiachsig gespannte Deckenplatten

Bei zweiachsig gespannten Deckenplatten (Tabelle 4-8) sind die Rechenwerte der Durchbiegungen nach Heft 240 und EC2 bei der Wandstellung W1 kleiner als $L/500$. Lediglich das Deckensystem D2 überschreitet nach EC2 den zulässigen Grenzwert. Die Rechenwerte der Durchbiegung sind ca. 4 bis 5 mal größer als die elastische Durchbiegung im Zustand I. Dabei wurde von drillsteifen Platten ausgegangen. Sind infolge der konstruktiven Randbedingungen drillweiche Platten zu berücksichtigen, ergeben sich größere Verformungen.

Für die Wandstellung W2 ist eine differenzierte Betrachtung erforderlich. Für Deckenplatten mit einer Spannweite von 6,00 m (System C3 und D3) sind die Rechenwerte der Durchbiegungen kleiner als $L/500$. Für größere Biegeschlankheiten sind die Rechenwerte der Durchbiegung größer als der zulässige Wert von $L/250$.

Die ermittelten Durchbiegungen gelten für Deckenplatten mit einem quadratischen Grundriss ($L_x/L_y = 1$). Für Deckenplatten mit $L_x/L_y > 1$ sind größere rechnerische Durchbiegungen zu erwarten, da mit zunehmenden Verhältnis L_x/L_y das Tragverhalten in ein einachsiges Deckensystem übergeht.

Es wird daher empfohlen, die Durchbiegungen in jedem Einzelfall rechnerisch zu ermitteln und mit den zulässigen Werten zu vergleichen. Die nach EC2 ermittelten Verformungswerte sind in der Regel größer als nach Heft 240, da für weitere Teile der Decke der Übergang in den Zustand II vorausgesetzt wird.

Tabelle 4-8 Zusammenstellung der Rechenwerte der Durchbiegung für die zweiachsige gespannten Platten (Systeme C+D gemäß Bild 4-2) mit Trennwänden mit einem Flächengewicht von $g = 300 \text{ kg/m}^2$ und einer Wandhöhe $H = 3,00 \text{ m}$

System	L [m]	Biege- schlankheit [-]	Wandstellung			
			W1 [cm]	W2 [cm]	W3 [cm]	
C1	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	4,00	33	0,12 ($\cong L/3333$)		0,19 ($\cong L/2105$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	4,00	33	0,56 ($\cong L/712$)		1,61 ($\cong L/248$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	4,00	33	0,68 ($\cong L/587$)		3,41 ($\cong L/117$)
C2	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	5,00	29		0,14 ($\cong L/3571$)	0,19 ($\cong L/2631$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	5,00	29		0,69 ($\cong L/729$)	1,36 ($\cong L/368$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	5,00	29		2,52 ($\cong L/199$)	3,27 ($\cong L/153$)
C3	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	6,00	25	0,12 ($\cong L/5000$)	0,13 ($\cong L/4615$)	0,17 ($\cong L/3529$)
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	6,00	25	0,50 ($\cong L/1190$)	0,56 ($\cong L/1079$)	0,82 ($\cong L/729$)
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	6,00	25	0,66 ($\cong L/916$)	0,71 ($\cong L/840$)	2,76 ($\cong L/217$)
D1	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	4,00	34	0,13 ($\cong L/3077$)	0,15 ($\cong L/2667$)	
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	4,00	34	0,48 ($\cong L/839$)	0,88 ($\cong L/454$)	
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	4,00	34	0,56 ($\cong L/709$)	2,51 ($\cong L/159$)	
D2	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	5,00	35	0,20 ($\cong L/2500$)	0,24 ($\cong L/2500$)	
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	5,00	35	0,96 ($\cong L/521$)	1,66 ($\cong L/300$)	
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	5,00	35	2,90 ($\cong L/174$)	4,00 ($\cong L/124$)	
D3	$f_{\text{elastisch, Infograph}}^{1)}$	6,00	28	0,16 ($\cong L/3750$)	0,18 ($\cong L/3333$)	
	DAfStb, Heft 240 ²⁾	6,00	28	0,62 ($\cong L/975$)	0,70 ($\cong L/863$)	
	EC2 (ENV 1992) ³⁾	6,00	28	0,74 ($\cong L/812$)	0,85 ($\cong L/705$)	

Zu 1) Durchbiegung im Zustand I nach Elastizitätstheorie

Zu 2) Rechnerische Durchbiegung nach Heft 240 gemäß Kapitel 3.2.4

Zu 3) Rechnerische Durchbiegung nach EC2 gemäß Kapitel 3.2.5

4.3.5 Lastweiterleitung

Für den Nachweis der Lastweiterleitung können die Lasten der schweren Trennwände über die Auflagerkräfte aus dem Trennwandzuschlag erfasst werden.

4.3.6 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Für die Systeme A1, A2 und A3 wird der statische erforderliche Betonstahlbedarf für eine Wandhöhe von $H = 3,00$ m und die Wandflächengewichte von 150 kg/m^2 , 200 kg/m^2 und 300 kg/m^2 ermittelt.

In Variante A werden die Deckenschlankheiten nach DIN 1045-1 Abschnitt 11.3.2 ($L/35$ bzw. $L^2/150$) gewählt. Es sind zusätzliche Maßnahmen zur Vermeidung von Rissbildung in den Trennwänden erforderlich.

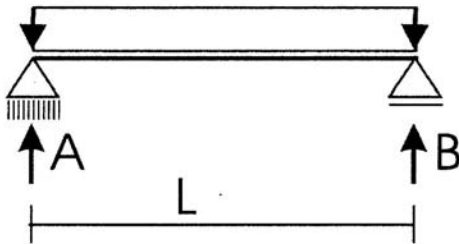
In Variante B werden die Biegeschlankheiten nach Krüger/Mertzsch herangezogen, um die Deckendurchbiegung von $L/500$ nachzuweisen.

Je nach Spannweite und Flächenlast ändert sich die erforderliche Betonstahlbewehrung. Bei erhöhter Deckendicke (Variante B) ergibt sich bei Ansatz eines Wandgewichtes von 300 kg/m^2 eine geringere erforderliche Bewehrung als bei Ansatz eines Wandgewichtes von 150 kg/m^2 und einer Deckendicke gemäß den Schlankheitskriterien der DIN 1045-1 (Variante A).

Für zweiachsig gespannte Platten sind bei erhöhter Deckendicke ebenfalls geringere erforderliche Bewehrung zu erwarten. Die Einsparung der erforderlichen Bewehrung sind jedoch geringer.

4 Vergleichsrechnungen zur Ermittlung des Deckenzuschlags für schwere nichttragende Wände aus Kalksandstein

System



Variante A:
Biegeschlankheit nach DIN 1045-1:
Zusätzliche Maßnahmen zur Vermeidung der Rissbildung sind vorzulegen.

Variante B:
Biegeschlankheit nach Krüger/Mertzsch

Einfeldträger - einachsig gespannt - beidseitig gelenkig gelagert

Variante A: Biegeschlankheit nach DIN 1045-1

L [m]	erf. d = MAX (L / 35; l' / 150) [cm]	h [cm]	Wand- höhe [m]	erf. as [cm²/m]			Betonstahl ¹⁾ [kg/m²] bei			Änderung Betonstahl [%] gegenüber 150 kg/m²		
				Wandgewicht			Wandgewicht			Wandgewicht		
				150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]	150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]	150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]
4,00	12	15	3,00	5,50	5,89	7,08	7,6	8,1	9,8	-	6,8%	28,6%
5,00	17	20	3,00	6,21	6,73	7,79	8,0	8,7	10,0	-	8,7%	25,0%
6,00	24	27	3,00	7,32	7,32	8,04	9,0	9,0	9,9	-	0,0%	10,0%

Variante B: Biegeschlankheit nach Krüger/Mertzsch

L [m]	erf. d = Krüger/ Mertzsch [cm]	h [cm]	Wand- höhe [m]	erf. as [cm²/m]			Betonstahl ¹⁾ [kg/m²] bei			Änderung Betonstahl [%] gegenüber 150 kg/m²		
				Wandgewicht			Wandgewicht			Wandgewicht		
				150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]	150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]	150 [kg/m²]	200 [kg/m²]	300 [kg/m²]
4,00	18	21	3,00	3,87	4,14	4,71	5,6	5,9	6,6	-	6,1%	17,9%
5,00	24	27	3,00	5,00	5,25	5,77	6,6	6,9	7,5	-	4,5%	13,6%
6,00	32	35	3,00	6,13	6,39	6,83	7,6	7,9	8,4	-	3,9%	10,5%

Zu 1)

Den Betonstahlmengen liegen folgende Annahmen zu Grunde:

Feldbewehrung ungestaffelt

Ortbetonkonstruktion - keine Gitterträger vorhanden

obere Randbewehrung am Auflager: $A_{O} = 1/3 \cdot A_{SFeld} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$; $L_{AO} = 0,20 \cdot L$

die Querbewehrung (30%) wird zur Berücksichtigung von Bewehrungsstößen um 30% erhöht.

Abstandhalter, Randeinfassung werden nicht berücksichtigt.

Bild 4-22: Wirtschaftlichkeit der Deckensysteme A1, A2 und A3 mit einer Biegeschlankheit gemäß den Schlankheitskriterien nach DIN 1045-1 Abschnitt 11.3.2 (Variante A) bzw. einer Biegeschlankheit nach Krüger/Mertzsch (Variante B)

5 ZUSAMMENFASSUNG

Für die beliebige Anordnung einer nichttragenden schweren Trennwand (Bild 5.2) können die Trennwandzuschläge Δq für umlaufend liniengelagerte Platten entsprechend Bild 5.1 mit Gleichung 5.1 ermittelt werden. Die Vorfaktoren f für zweiachsig gespannte Platten wurden durch Vergleich mit genaueren Finite Elemente Berechnungen ermittelt. Für l ist bei zweiachsig gespannten Platten die geringere Stützweite $l = l_y \leq l_x$ maßgebend. Bei Anordnung mehrerer Wände ist der Trennwandzuschlag mit dem Faktor n gemäß Bild 5.1 zu multiplizieren.

$$\Delta q = 2 \cdot n \cdot f \cdot h \cdot g / l \quad (5.1)$$

Mit:

n Einflußfaktor für Anzahl und Stellung der Wände gemäß Bild 2

f Faktor für statisches System, es gilt

= 1,0 einachsig gespannte Platte, gelenkig gelagert

= 1,4 zweiachsig gespannte Platte ($l_x/l_y = 1,0$), allseitig gelenkig

= 1,3 zweiachsig gespannte Platte ($l_x/l_y = 1,5$), allseitig gelenkig

= 1,6 zweiachsig gespannte Platte ($l_x/l_y = 1,0$), einseitig eingespannt

= 1,45 zweiachsig gespannte Platte ($l_x/l_y = 1,5$), einseitig eingespannt

Zwischenwerte können interpoliert werden

h Wandhöhe [m]

g Wandgewicht einschließlich Putz [kN/m²]

l Stützweite [m], mit $4,00 \leq l \leq 6,00$ m

System	Wandstellung W1	Wandstellung W2	Wandstellung W3
A einachsig gespannt	 n = 1,0	 n = 1,3	 n = 2,25
B einachsig gespannt	 n = 1,0	 n = 1,4	 n = 2,35
C zweiachsig gespannt, gelenkig	 n = 1,0	 n = 1,3	 n = 2,45
D zweiachsig gespannt, Endfeld	 n = 1,0	 n = 1,2	

Bild 5.1: Typische Wandstellungen für die untersuchten Deckensysteme und Einflußfaktor n für Gleichung 2



Bild 5.2: Schwere Trennwand aus Kalksandstein (aus: "Kalksandstein-Infos")

Um die Gebrauchstauglichkeit der Trennwände sicherzustellen ist die Deckendurchbiegung entsprechend DIN 1045-1, Abschnitt 11.3.1, Absatz 10 auf $l/500$ zu begrenzen, sofern keine anderweitigen konstruktiven Maßnahmen getroffen werden. Die rechnerische Durchbiegung kann gemäß DAfStb Heft 240 oder nach Krüger/Mertzsch ermittelt werden, wobei der Trennwandzuschlag Δq als ständig wirkende und damit kriecherzeugende Last eingeht. In den Lastfallkombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Trennwandzuschlag Δq wie eine veränderliche Nutzlast zu behandeln.

Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit ist der Betonstahlbedarf zu vergleichen: Bei Ansatz eines Wandgewichts von 300 kg/m^2 und Wahl einer ausreichenden Deckenstärke zur Begrenzung der Verformung auf $l/500$ ist eine geringere Bewehrung erforderlich als bei Ansatz eines Wandgewichts von 150 kg/m^2 und Wahl der Deckenschlankheit gemäß DIN 1045-1. Dies ist auf die größere statische Nutzhöhe infolge der Durchbiegungsbegrenzung zurückzuführen. Bei der Massenermittlung wurde bereits berücksichtigt, dass die Querbewehrung bei einachsig gespannten Platten mit schwe-

ren Trennwänden von 20% auf mindestens 30% der Längsbewehrung zu erhöhen ist. Allerdings wird der Vorteil der geringeren Bewehrung teilweise durch den entsprechend erhöhten Betonbedarf wieder ausgeglichen.

Dr.-Ing. W. Roeser

Dipl.-Ing. W. Gusia
