

Inhaltsverzeichnis für den Beitrag im Stahlbaukalender 2003 über Stahlhallen

1.	Einleitung	1
2.	Historische Entwicklung	4
3.	Technische Anforderungen an das Bauwerk	6
3.1	Funktionalität und Qualitätsansprüche	6
3.2	Anforderungen seitens des Nutzers und der Behörden	8
3.3	Einwirkungen aus Nutzung und natürlicher Umgebung	9
3.3.1	Lastannahmen gemäß nationaler und europäischer Normung	9
3.3.2	Lastannahmen für Kranbahnen	12
3.3.3	Baugrund	15
3.4	Bauphysikalische Regelungen	18
3.4.1	Wärmeschutz	18
3.4.2	Feuchteschutz	19
3.4.3	Schallschutz	20
3.4.4	Belichtung	21
3.5	Korrosionsschutz	23
3.6	Technische Gebäudeausstattung	26
4.	Tragsysteme, statische Berechnung und Konstruktion	28
4.1	Hallentypen und Hallenformen	28
4.1.1	Rahmenkonstruktionen	28
4.1.2	Bogentragwerke	30
4.1.3	Ungerichtete Tragwerke	30
4.2	Tragsysteme	31
4.2.1	Aussteifung in Hallenquerrichtung	31
4.2.2	Einfluss des Hallenkranes	34
4.2.3	Mehrschiffige Hallen	34
4.2.4	Verbände	35
4.2.5	Dachtragwerk	38
4.3	Beanspruchung der Konstruktion und der Tragelemente	39
4.3.1	Tragelemente	39
4.3.2	Beanspruchung der Tragelemente	42
4.4	Stabilitätsnachweis der Bauteile und der Gesamtkonstruktion	43
4.4.1	Stabilität der Rahmen	43
4.4.2	Stabilität von Fachwerkträgern	48
4.4.3	Stabilitätsnachweis der Pfetten	49
4.4.4	Lokale Beulnachweise	51
4.5	Stützenfußausbildung und Gründung	52
4.5.1	Kriterien für Stützenfußausbildung und Gründung	52
4.5.2	Gelenkige Fußpunktstrukturen	53
4.5.3	Eingespannte Stützen	56
4.6	Konstruktive Ausbildung von Verbänden	60
5.	Brandschutzkonzepte (Brandschutzkonzepte)	62
5.1	Anforderungen an den Brandschutz und die Feuerwiderstandsdauer	62
5.1.1	Rechtsgrundlagen des Brandschutzes	62
5.1.2	Arten von Brandschutzmaßnahmen	63
5.1.3	Bauordnungsrechtliche Anforderungen an den technischen Brandschutz	65
5.2	Nachweis des baulichen Brandschutzes tragender Bauteile	68

5.3	Material- und Tragwerksverhalten unter Brandeinwirkung	70
5.4	Bemessungskonzepte auf Grundlage globaler Brandssicherheitskonzepte	76
5.4.1	Einflussgrößen auf den Brandverlauf bei Schadensfeuern	76
5.4.2	Grundlagen der Anwendung von Naturbrandkonzepten	78
5.4.3	Brandschutznachweis für Büro- und Verwaltungsgebäude	79
5.4.4	Brandschutznachweis für Produktions- und Lagerhallen	80
6.	Raumabschließende Bauelemente	82
6.1	Funktionsanforderungen	82
6.2	Werkstoffe und Produkte	83
6.3	Profilbleche und Kaltprofile als Tragwerkskomponenten	84
6.3.1	Lieferformen und Einsatzspektrum	84
6.3.2	Berechnungsgrundlagen	86
6.3.3	Verbindungstechnik	89
6.3.4	Spezialformteile, Lieferung und Montage	91
6.3.5	Bauphysikalische Anforderungen	91
6.3.6	Beispiele für Konstruktionen mit Trapezprofilen und Kassetten	95
6.4	Sandwichbauweise	99
6.4.1	Begriffe	99
6.4.2	Bauteile und Lieferformen	100
6.4.3	Berechnungsgrundlagen	102
6.4.4	Lastannahmen	104
6.4.5	Schnittgrößen/Spannungen und Nachweisführung	105
6.4.6	Verbindungstechnik	107
6.4.7	Bauphysik	108
6.4.8	Ökologie	110
6.4.9	Konstruktive Details	111
7.	Beispiele	114
7.1	Hallen in typischer Grundform	114
7.2	Industrie- und Fertigungshallen	115
7.2.1	Schiffswerft in Stralsund	115
7.2.2	Flugzeughangar am Flughafen München	115
7.2.3	Cargolifter-Halle in Brand	118
7.3	Öffentliche Gebäude/Versammlungsstätten	119
7.3.1	Sporthalle in Wörth am Rhein	119
7.3.2	Flughafenterminal in Düsseldorf	120

Anhang: Normen und Richtlinien

1. Einleitung

Stahlhallen sind ein wesentlicher Gebäudetyp zur Beherbergung von Lagerungs- und Fertigungsstätten, finden jedoch auch ein breites Einsatzspektrum im Bereich der Sport- und Versammlungsstätten sowie anderer repräsentativer öffentlicher und privatrechtlich genutzter Gebäude. Bild 1.1 zeigt exemplarisch einen Schnitt durch das Mittelschiff des Frankfurter Hauptbahnhofs (Fertigstellung 1888), den Rahmen einer typischen Lager- und Fertigungshalle und die Ansicht eines Flugzeugzeughangars, bei dem eine stützenfreie Ausführung der Hallenfront wesentlich ist. Der Werkstoff Stahl bietet eine große Vielfalt technischer und architektonischer Möglichkeiten zur Herstellung optisch ansprechender Hallenkonstruktionen, die montagefreundlich mit hohem Vorfertigungsgrad flexibel und kostengünstig einsetzbar sind.

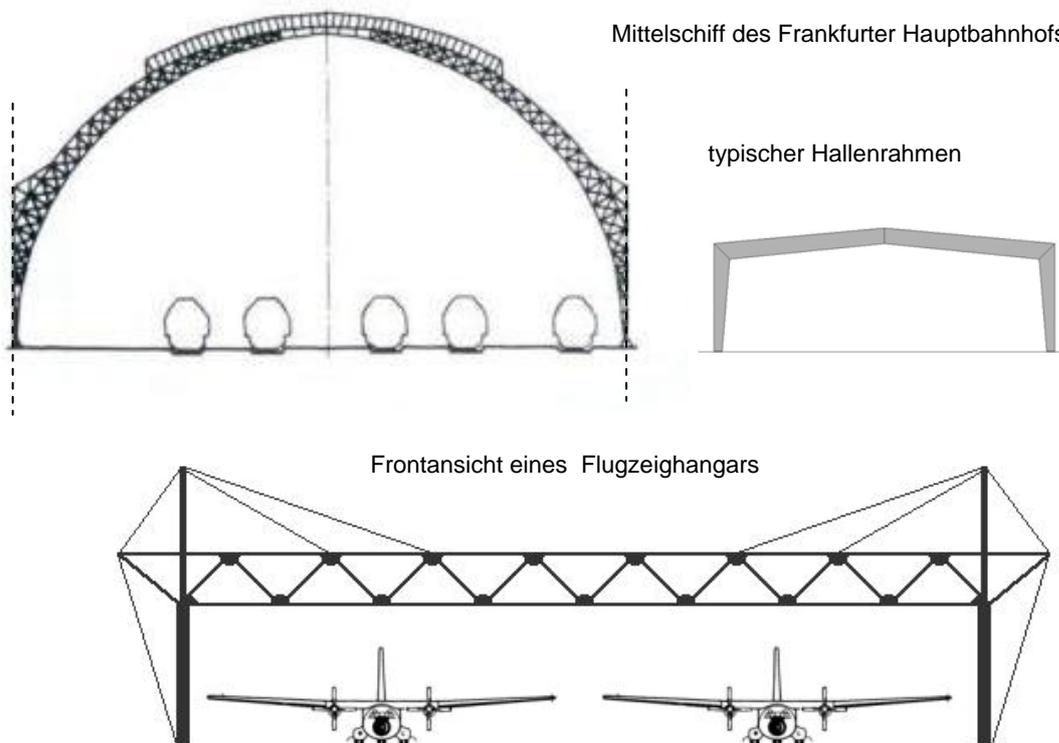


Bild 1.1 Hallentypen für verschiedene Nutzungszwecke

In der Klassifizierung von Hallen nach der Bauweise ist zu unterscheiden zwischen der tragenden Konstruktion und raumabschließenden Bauteilen, für die ein breit gefächertes Marktangebot vorhanden ist, und die in nahezu beliebiger Weise kombiniert werden können. Unter dem Obergriff „Hallen in Stahlbauweise“ werden in den folgenden Ausführungen vordergründig Konstruktionen mit stählernem Tragsystem behandelt. Bei den raumabschließenden Bauelementen werden Lösungen des Stahlbaus behandelt und hinsichtlich des Anwendungsspektrums, der Konstruktionsprinzipien und der Dimensionierung und Nachweisführung dargestellt und erläutert.

Das wesentliche Merkmal des Werkstoffs Stahl liegt in der Möglichkeit, Lasten mit vergleichsweise schlanken Elementen abzutragen. Das Tragwerk kann in millimetergenau vorgefertigten Montageeinheiten hergestellt und nach dem Transport auf die Baustelle durch Schraub- oder Schweißverbindungen gefügt werden. Die Zahl der auf der Baustelle auszuführenden Verbindungen wird durch Transportmaße, Krangewichte und die Bewegungsfreiheit auf der Baustelle bestimmt. Bei Stahlhallen können sowohl im Planungs- als auch im Bauprozess die Vorzüge des industriellen Bauens genutzt werden. Darüber hinaus genügt der Werkstoff hinsichtlich Herstellung, Verarbeitung, Dauerhaftigkeit und der Möglichkeit einer vollständigen Wiederverwertung des Materials den Ansprüchen, die heute aus ökologischer Sicht gestellt werden.

In der technischen Disziplin des Hallenbaus stehen verschiedene Bauweisen in unmittelbarer Konkurrenz zueinander. Die weitaus größte Nachfrage besteht seitens der Industrie als Fertigungsstätte oder Lagerraum, auch Großraumbüros werden aufgrund großer stützenfreier Spannweiten zunehmend nach den grundsätzlichen Konstruktionsprinzipien aus dem Hallenbau erstellt. Private Aufträge stammen häufig aus dem landwirtschaftlichen Bereich. In der Kategorie des Zweckbaus dürften vordergründig ökonomische Gründe den Ausschlag für die Wahl einer Bauweise geben. Architektonische Ansprüche sind im Regelfall untergeordnet, sofern nicht Repräsentationszwecke im Sinne des Marketings die Auswahl beeinflussen.

Auch Kommunen und übergeordnete öffentliche Institutionen treten als Bauherr von Hallen für Sport- und Versammlungsstätten, aber auch im Bereich der Lagerstätten auf. Abhängig von der Lage des Hallengebäudes im Ortsbild und der Funktion, wird die Präferenz für einen Hallentyp häufig durch die gestalterischen Möglichkeiten der verwendeten Werkstoffe bestimmt. Moderne Architektur mit schlanken Tragstrukturen und natürlicher Belichtung durch große Fensterflächen sind als Domäne des Stahlbaus zu sehen. Doch gerade bei der öffentlichen Hand sind aufgrund der üblichen Vergaberegeln in vielen Fällen die Gesamtkosten das wesentliche Argument für die Beauftragung.

Hallen mit Stahltragstruktur stehen in direktem Wettbewerb mit entsprechenden Tragwerken in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise. Bei den Massivhallen und Gebäuden in Stahlbeton-Skelettbauweise hat in den letzten Jahrzehnten die Fertigteil-Bauweise bedingt durch Rationalisierungseffekte zunehmend an Bedeutung gewonnen. Die fabrikmäßige Herstellung von Stützen, Bindern und Formteilen in Fertigteilwerken mit anschließendem Transport auf die Baustelle gestattet wie bei Stahlhallen eine zügige, präzise und witterungsunabhängige Montage auf der Baustelle. Das Transportgewicht der Betonkomponenten stellt im Regelfall einen

Nachteil gegenüber Stahlkonstruktionen dar. Bei Stahl-Verbund-Konstruktionen können die günstigen Eigenschaften beider Werkstoffe kombiniert werden.

Als alternative Bauweise im Segment des Hallenbaus steht der Ingenieurholzbau zur Verfügung. Mit Bindern aus Brettschichtholz lassen sich verhältnismäßig große Spannweiten stützenfrei realisieren. Die Verbreitung von Holzkonstruktionen im Hallenbau ist einerseits von der regionalen Verfügbarkeit des Werkstoffs Holz abhängig, andererseits ist aber auch die Raumatmosphäre für die Wahl des Werkstoffs ausschlaggebend. Daher sind Holzkonstruktionen überwiegend in Bereichen mit Personenverkehr zu finden. Hallengebäude mit Wänden aus Mauerwerk und einer tragenden Dachkonstruktion aus Holz sind weit verbreitet.

Anhand einer Marktbetrachtung kann festgestellt werden, dass wohl auch in Zukunft der größte Bedarf für Hallenbauten im Bereich der kostengünstigen Zweckbauten liegen wird. Tendenziell ist zu beobachten, dass die Lohn- und Energiekosten überproportional zunehmen, während die Rohstoffkosten nur moderat ansteigen. Dieser Trend dürfte auch weiterhin anhalten, so dass eine rationalisierte, fabrikmäßige Fertigung in Verbindung mit zügiger und wenig lohnintensiver Montage die weitere Entwicklung prägen wird. Dabei können typisierte Hallen helfen, den Planungsaufwand und die Gesamtkosten des Hallenbauwerks zu reduzieren.

Deutliche, werkstoffseitige Vorteile für Stahlkonstruktionen bestehen im Bereich großer Spannweiten, da hier der erforderliche Materialeinsatz schlankere und in Bezug auf die Gründung auch leichtere Konstruktionen gestattet.

2. Historische Entwicklung

Auch wenn der Werkstoff Eisen bereits seit dem Ende der Bronzezeit (ca. 1000 v. Chr.) bekannt ist, entwickelte sich erst mit Erfindung des Puddelofen-Gußverfahrens 1793 das Eisen zum vielseitigen und in größeren Dimensionen verwendbaren Baumaterial. Im Puddelofen wurde das im Hochofen gewonnene Roheisen durch Zufuhr hoch erhitzter Luft von den schädlichen Begleitstoffen Silizium, Mangan und Kohlenstoff befreit.

Die bis in die 20er Jahre des zurückliegenden Jahrhunderts als Eisenbau bezeichnete Stahlbauweise verfügt über eine gut 220 jährige Geschichte. Der Beginn der Bauweise wird mit der Errichtung der Severnbrücke bei Coalbrookdale in England in Form einer gusseisernen Bogenbrücke mit 31 m Stützweite und einem Gesamtgewicht von 400 t in den Jahren 1777-1778 gleichgesetzt. Im Laufe des 19. Jahrhunderts wurde das Gusseisen sukzessive für immer weitere konstruktive Aufgaben im Hochbau weiter entwickelt. Lagen die Spannweiten bei Eisen- und Stahlkonstruktionen Ende des 18. Jahrhundert noch in einer Größenordnung von 25 Metern, wurden 1893 auf der Weltausstellung in Chicago bereits 112 m erreicht.



Bild 2.1 Bickton Gardens bei London, Palmenhaus (1814-1818) **Bild 2.2** Dach des Kölner Hauptbahnhofs (1855)

Der historische Ausgangspunkt für die Konstruktion von Stahlhallen lag in der Glaseisenarchitektur von Gewächshäusern mit der Notwendigkeit zu großen Stützweiten bei gleichzeitig hohem Tageslichtbedarf. Eine bedeutende Aufgabenstellung für den Eisenbau war die Errichtung von Gleishallen in den Bahnhöfen der Ballungszentren. Im Zuge der Vergrößerung der Bahnhöfe wurden seit Mitte des 19. Jahrhunderts hölzerne Bahnsteigdächer durch eiserne Hallenstrukturen ersetzt. Die funktionale und technische Aufgabenstellung war es, riesige Raumbreiten möglichst stützenfrei und tageslichttransparent zu überspannen. Diese Ingenieurleistung konnte durch die Entwicklung von Konstruktionen aus bogenförmigen Binderkonstruktionen mit genieteten Gitterträgern gelingen, die sich auf Erfahrungen aus dem Brückenbau stützten.

Parallel zu den Bahnhofshallen vollzog sich die Entwicklung der Konstruktionstypen der großen Ausstellungshallen und Hallen mit vergleichbaren Funktionen, vor allem von Markthallen und Fabrikhallen. Bemerkenswert war, dass die Errichtung spektakulärer Konstruktionen annähernd parallel mit der Entwicklung der Theorie der statischen Berechnung erfolgte.

Durch die Befähigung zur Überbrückung sehr großer Spannweiten besaß der Stahlhallenbau in dieser Zeit eine unangefochtene Stellung im Bereich der repräsentativen Bauwerke, zumal hölzerne Konstruktionen nur über ein geringeres Stützweitespektrum und der Stahlbetonbau erst mit der Entwicklung von Rüttlern im Jahr 1925 über die notwendige Verdichtung für die Ausführung weitspannender Tragkonstruktionen verfügte. Auch wenn die Entwicklung des Werkstoffs Stahl und der Herstellungsprozess immer bessere Qualitäten und Beanspruchbarkeiten gestattete, haben in der Zeit nach 1930 Hallenkonstruktionen aus Beton zunehmend an Bedeutung gewonnen. Durch deutliche Verbesserungen der Betonstähle aber auch der Betonfestigkeiten waren immer größere Spannweiten möglich. Mit der Anwendung von dünnwandigen Schalenkonstruktionen gelang es auch in der Stahlbetonbauweise große Spannweiten stützenfrei zu überführen. Prominentes Beispiel ist die Kongresshalle in Berlin. Einen weiteren technologischen Sprung erreichte die Massivbauweise durch die Entwicklung der Vorspanntechnik, da damit sehr schlanke Tragkonstruktionen bei gleichzeitig hoher Stützweite realisiert werden konnten. Sicherlich erfuhr auch der Stahlbau in diesem Zeitraum einen technologischen Fortschritt, wurde aber unter anderem auch durch die eingeschränkte Verfügbarkeit des Werkstoffs Stahl während des zweiten Weltkriegs weniger eingesetzt.

Unter den gegenwärtigen Wettbewerbsbedingungen hat der Stahlhallenbau einen gleichberechtigten Stand mit konkurrierenden Bauweisen, wobei neben der rein ökonomischen Bewertung auch gestalterische Aspekte Einfluss auf das Baugeschehen haben.

3. Technische Anforderungen an das Bauwerk

3.1 Funktionalität und Qualitätsansprüche

Die Qualität einer geplanten Hallenkonstruktion ist vordergründig u.a. abhängig von der vorgesehenen Nutzungsart und der projektierten Nutzungsdauer. Im Industrie- und Anlagenbau sind Konstellationen denkbar, in denen an die Ausführung und die Lebensdauer geringe Ansprüche gestellt werden, sofern die Nutzungsdauer der Halle an der Dauer des Produktionsprozesses orientiert ist. Bedingt durch die einfache Demontage und die umweltverträgliche Verwertung der Bauwerkskomponenten sind Stahlkonstruktionen für temporäre Konstruktionen besonders geeignet.

Der weitaus größere Anteil der errichteten Hallen ist jedoch auf eine größere Lebensdauer mit anfangs unbestimmter Nutzungsdauer ausgelegt. In diesem Fall sind die Qualitätsansprüche an die Tragkonstruktion und die Bauwerkelemente deutlich höher. Der Objektwert eines Gebäudes ist gemäß Bild 3.1 von kostensteuernden und wertbestimmenden Faktoren abhängig. Im Kontext der Kostenstruktur kommt neben den primären Investitionen für die Errichtung des Gebäudes auch den Betriebskosten und den Unterhaltungskosten eine entscheidende Bedeutung zu. Die Unterhaltungskosten sind im Wesentlichen von der Fertigungsqualität und der Güte der verwendeten Werkstoffe und Materialien abhängig. Hochwertige Materialien, die fachgerecht ohne Montageschäden eingebaut werden, gewährleisten einen geringen Verschleiß und einen hohen Widerstand gegen Umwelteinflüsse. Als Beispiel für diesen Faktor ist der Korrosionsschutz zu nennen. Abhängig von der Wahl der Beschichtung und der Sorgfalt bei der Applikation kann die Dauer, bis Instandhaltungsmaßnahmen erforderlich sind, zwischen wenigen Jahren und bis zu 25 Jahren liegen.

Neben den reinen Bauunterhaltungskosten bilden die aufzuwendenden Betriebskosten einen entscheidenden Faktor für den Wert einer Halle.

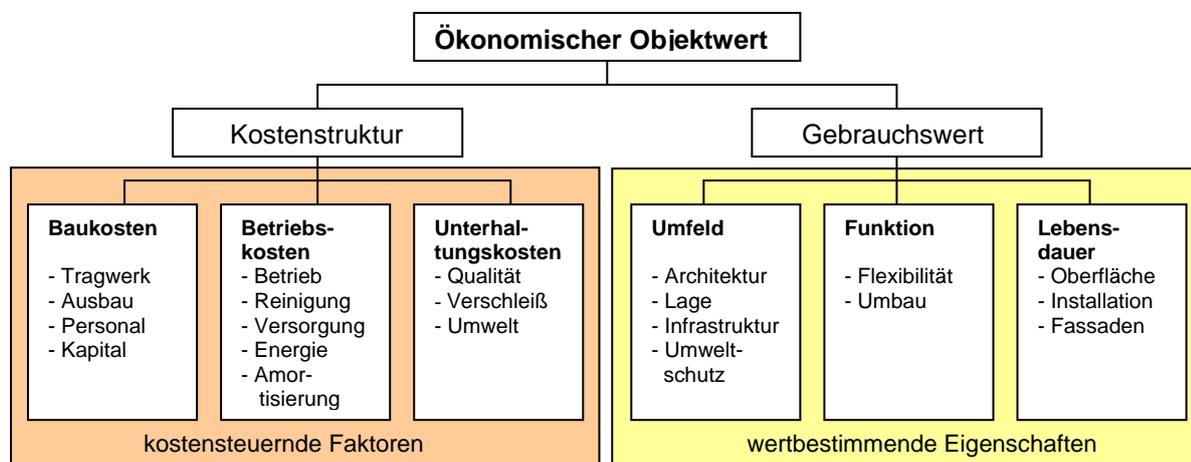


Bild 3.1 Schematische Darstellung der Gebäudebewertung

Während die Kosten für Betrieb, Reinigung, Versorgung und Amortisierung nahezu unabhängig von der Bauweise und Konstruktion eines Gebäudes sind, kommt der Energieeffizienz eine zunehmende Bedeutung zu. Der Faktor Energie ist kein konstanter bzw. kontinuierlich wachsender Kalkulationsposten, sondern vielmehr von der Verfügbarkeit des Energieträgers sowie dem politischen Lenkungswillen zur Ressourcenschonung bestimmt. Unter Zugrundelegung der Tendenz der zurückliegenden Jahre kann auch in Zukunft erwartet werden, dass sich gegebenenfalls höhere Investitionen in energiesparende Gesamtkonzepte zügig amortisieren.

Ergänzend zu den rein ökonomisch motivierten Gesichtspunkten kommt weiteren Faktoren, die sich unter dem Oberbegriff „Gebrauchswert“ zusammenfassen lassen, eine nicht unerhebliche Bedeutung zu. Dabei spielen Aspekte aus der Umgebung, wie die Lage des Gebäudes, die Architektur der Halle und der Bebauung in der Umgebung genauso eine Rolle, wie die Verkehrsanbindung, die einzuhaltenden Umweltschutzaufgaben und weitere bestimmende Standortfaktoren. Da sowohl im Produktions- und Fertigungssektor als auch im Dienstleistungsbereich Geschäftsprozesse ständigen Änderungen unterliegen, ist die Funktionalität eines Gebäudes ein wesentliches Kriterium für die Wahl der Konstruktion, da eine hohe Anpassungsfähigkeit des Gebäudes an geänderte Anforderungen gewährleistet sein muss. Umbau bzw. Flexibilität in der Anordnung von raumtrennenden Elementen im Inneren des Gebäudes müssen ohne großen Kosten- und Zeitaufwand realisierbar sein. Schließlich wird der Wert einer Halle, der bei einer Veräußerung relevant ist, nachhaltig von der Lebensdauer der Konstruktion und der zugehörigen Ausbaukomponenten beeinflusst. In diesem Zusammenhang sind die Oberflächen und die Fassaden, die für das äußere Erscheinungsbild maßgeblich sind, genauso zu bewerten, wie der Zustand und die zu erwartende Lebensdauer der technischen Gebäudeausrüstung und der Installationen.

In der Gesamtbetrachtung stehen die kostensteuernden Faktoren in Korrelation zu den wertbestimmenden Eigenschaften, da im Regelfall eine hohe Qualität gleichzeitig höhere Baukosten bedingt. Umgekehrt bewirken höhere Baukosten bei einwandfreier Ausführung im Endeffekt niedrigere Unterhaltskosten und einen besseren Werterhalt. Diesbezügliche Entscheidungen muss der Bauherr im Planungsprozess unter durch einen Fachplaner bzw. Architekten in Abstimmung mit den genehmigenden Behörden und unter Einhaltung sämtlicher Regelungen und Anforderungen treffen. Darunter sind die technischen Standards im Sinne gültiger Normen und Richtlinien, sowie Auflagen der Bauordnung und weiterer kommunaler Einrichtungen einschließlich der Umweltschutzbehörden zu verstehen. Letztere sind abhängig vom Standort der Halle und können erheblich variieren.

3.2 Anforderungen seitens des Nutzers und der Behörden

Die Anforderungen seitens des Nutzers und der Baubehörden an eine Hallenkonstruktion lassen sich entsprechend nachfolgender Gliederung in verschiedene Teilgebiete unterteilen:

- I. Tragfähigkeit:** Gewährleistung der Standsicherheit
- II. Gebrauchstauglichkeit:** Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit
 - II a.** Beschränkung übermäßiger Verformungen und Schwingungen (Frequenz, Amplitude Beschleunigung)
 - II b.** Dauerhaftigkeit: mit Hinblick auf Erscheinung (Korrosion, Risse), Verformungen
- III. Brandschutz:** Einhaltung der geforderten Brandschutzanforderungen (Einhaltung der Feuerwiderstandsklasse) mit Bezug auf Bauwerkstyp und brandtechnischer Funktion des Bauteils sowie unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften wie Entflammbarkeit, Brennbarkeit, Rauchgasentwicklung und Toxizität der Rauchgase
- IV. Schallschutz:** Einhaltung der Schalldämm-Maße mit Bezug auf Bauwerkstyp und schalltechnische Schutzfunktionen (Luftschall, Trittschall, Flankentransmission, Schallabsorption, Lärmbelästigung)
- V. Klimaschutz:** Einhaltung der Wärmeschutzanforderungen mit Bezug auf die klimatischen Bedingungen und Nutzung des umbauten Raumes. Insbesondere bei Bauelementen, die den umbauten Raum gegenüber dem Außenklima abschirmen, sind Probleme der Kältebrücken, Dampfdiffusion, Luftdurchlässigkeit, Konvektionsströmungen und der Wärmekapazität zu beachten.
- VI. Raummilieu:** Die Einhaltung der Mindestanforderungen nach II., V., und VI. befriedigt im Regelfall die grundlegenden physiologisch begründeten Ansprüche.

Gemäß den im Verantwortungsbereich der Bundesländer erlassenen Bauordnungen sind bauliche Anlagen, andere Anlagen und Einrichtungen sowie ihre Teile so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben oder Gesundheit, und die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden. Jede bauliche Anlage muss im ganzen, in ihren einzelnen Teilen und für sich allein standsicher sein. Die Standsicherheit muss auch während der Errichtung und bei der Änderung und dem Abbruch gewährleistet sein. Die Standsicherheit anderer baulicher Anlagen und die Tragfähigkeit des Baugrunds des Nachbargrundstücks dürfen nicht gefährdet werden. Sie müssen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung die allgemeinen Anforderungen ihrem Zweck entsprechend angemessen dauerhaft erfüllen und ohne Mängel benutzbar sein. Sie sind einwandfrei zu gestalten und dürfen das Gesamtbild ihrer Umgebung nicht verunstalten.

Diese Anforderungen beziehen sich im Wesentlichen auf die Gliederungspunkte I-IV und beinhalten die Forderung nach normenkonformer Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit sowie Dauerhaftigkeit und Einhaltung der Festlegungen bezüglich des Brandschutzes.

Diese verbindlichen Bestimmungen werden erfüllt, wenn die Konstruktion den technischen Regelwerken in der jeweils gültigen Fassung entspricht. D.h. eine Dimensionierung und

Nachweisführung nach den spezifischen Fachnormen in Verbindung mit einer bautechnischen Prüfung durch einen Prüfenieur wird diesen Anforderungen i.a. gerecht.

Die darüber hinausgehenden Anforderungen der Gliederungspunkte IV-VI dienen weniger der Schutzfunktion im Sinne der Unversehrtheit von Leib und Leben, als vielmehr der Schaffung angemessener Arbeitsbedingungen, Energieeinsparung sowie Vermeidung von Belästigungen durch Lärm und ein unbefriedigendes, unverträgliches äußeres Erscheinungsbild. Grundlage für die Einhaltung dieser Forderungen sind die bauphysikalischen Regelwerke.

Während sich die Anforderungen der Gruppen I-III vordergründig auf die tragende Konstruktion des Hallenrahmens beziehen, werden die Anforderungen der Gliederungspunkte III-VI in erster Linie durch eine entsprechende Ausführung der Gebäudehülle und der raumabschließenden Bauelemente erfüllt. Die Bedingungen des Brandschutzes sind dabei sowohl von der tragenden Konstruktion als auch vom Raumabschluss einzuhalten.

Festzuhalten ist, dass die Anforderungen an die Standsicherheit des Tragwerks und den Brandschutz keinen Gestaltungsspielraum gestatten, sondern streng nach den gültigen Fachnormen gegebenenfalls durch eine Zustimmung im Einzelfall oder unter Verwendung von zertifizierten Werkstoffen und allg. bauaufsichtlich zugelassenen Bauprodukten nachzuweisen sind.

Im Zusammenhang des Schall- und Klimaschutzes gestalten sich die Anforderungen sowohl an der Lage des Bauwerks als auch am Nutzungszweck und der Frage, ob sich dauerhaft Arbeitnehmer im Innenbereich aufhalten. Da sich die Anforderungen der Punkte IV-VI weitgehend auf die Funktion der raumabschließenden Bauteile beziehen, werden spezifische Randbedingungen im Kapitel 6 ausgeführt und erläutert.

3.3 Einwirkungen aus Nutzung und natürlicher Umgebung

3.3.1 Lastannahmen gemäß nationaler und europäischer Normung

Im Zuge der europäischen Einigung bestehen seit geraumer Zeit Bestrebungen, die technischen Regelwerke für das Bauwesen zu vereinheitlichen, und eine Übereinstimmung der Sicherheitsniveaus und der Qualitätsstandards zu schaffen. Wie auch bei den Fachnormen für die einzelnen Bauweisen Stahlbeton-, Stahl-, Stahlverbund- und Holzbau ist dieser Prozess gegenwärtig noch nicht abgeschlossen, so dass für die Baupraxis bei den Lastannahmen noch die alte, nationale Normengeneration DIN 1055 gültig ist. Ein Bezug auf die Europäische Normenbasis Eurocode 1 bzw. die neue deutsche Normenreihe DIN 1055, die auf Grundlage des Eurocode 1 erweitert um nationale Stellungnahmen und Korrekturen entstanden ist, kann im Einzelfall vereinbart werden.

Die wesentlichen Einwirkungen aus natürlicher Umgebung und der Nutzung sind in Bild 3.2 zusammengestellt. Die ständigen Lasten setzen sich aus dem Konstruktionseigengewicht und gegebenenfalls zusätzlichen Aufbauten der technischen Gebäudeausstattung und der Installationen zusammen. Veränderliche Einwirkungen, die in der bestehenden, alten Normengenerationen unter dem Begriff „Verkehrslasten“ geführt werden, umfassen die Nutzlasten aus der planungsbestimmten Verwendung des Bauwerks, Wind- und Schneelasten. Die letzteren beiden sind in Abhängigkeit des Standorts des Gebäudes und der Höhe über der Geländeroberkante einschließlich einschlägiger Kombinationsregeln ausgeführt. Einwirkungen infolge klimatischer Einwirkungen, Kran- und Maschinenbetrieb sowie außergewöhnlicher Belastungen wie z.B. Erschütterungen oder Erdbeben sind in der alten Normengeneration mit der Gliederung gemäß Bild 3.3 nicht erfasst.

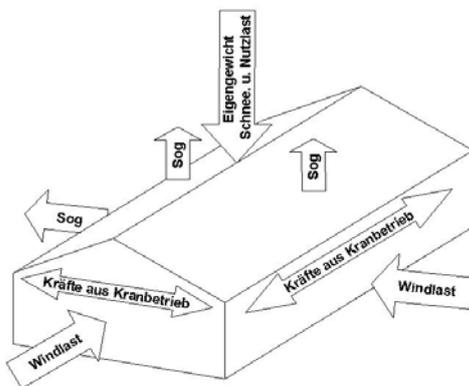


Bild 3.2 Einwirkungen auf die Tragstruktur und Außenhülle

Nach der derzeit gültigen, alten Normengeneration sind die Lastannahmen für Betriebskomponenten entsprechend spezifischer Fachnormen anzusetzen. Kranbetrieb ist in DIN 4132 – Kranbahnen (02.81) auf Grundlage DIN 15018 – Krane (11.84) geregelt.

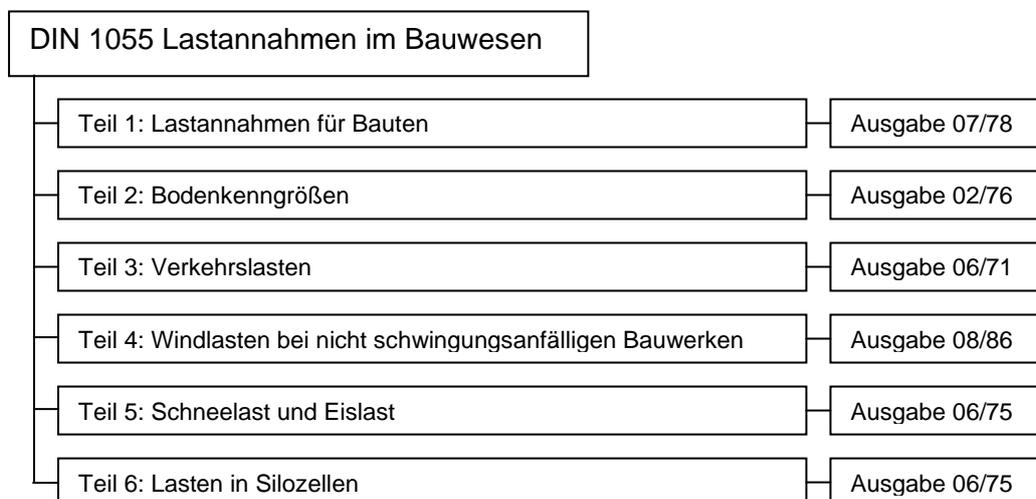


Bild 3.3 Struktur der gültigen Normung für Lastannahmen im Bauwesen

Die neue, sowohl deutsche als auch europäische Normengeneration berücksichtigt auch jüngere wissenschaftliche Erkenntnisse und betrachtet zusätzliche Einwirkungen, die in der nationalen Normung bisher nicht enthalten waren. Die Strukturen beider Regelwerke sind in Bild 3.4 gegenübergestellt. Gemäß Vorwort zu DIN 1055 Teil 100 wird die neue Normenreihe der DIN 1055 auf Basis entsprechender Vornormen des Eurocode 1 erarbeitet und soll die bestehende DIN 1055 ablösen bzw. ergänzen. Abweichungen gegenüber Eurocode 1 sollen der deutschen Stellungnahme zur DIN ENV 1991-1 entsprechen und diejenigen Korrekturen und Änderungen enthalten, die nach deutscher Auffassung bei der Überführung von ENV 1991-1 in eine europäische Norm Berücksichtigung finden sollten.

Die einzelnen Teile der DIN 1055 befinden sich z.Zt. noch in der Entwurfsfassung, die Einspruchsfristen sind abgelaufen. Bereits eingeführt ist DIN 1055 Teil 100 (03.01), in der grundsätzliche Fragen zur Modellbildung für Einwirkungen, das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite, sowie die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit einschließlich anzusetzender Kombinationsbeiwerte geregelt werden.

Die neue, sowohl nationale als auch europäische Normengeneration dient zum einen der Vereinheitlichung des Sicherheitskonzepts der Teilsicherheitsbeiwerte, aber auch der Übersichtlichkeit und Transparenz für den Ansatz von Einwirkungen für alle Anwendungsbereiche des Hochbaus und im Fall des Eurocode 1 auch des Brückenbaus.

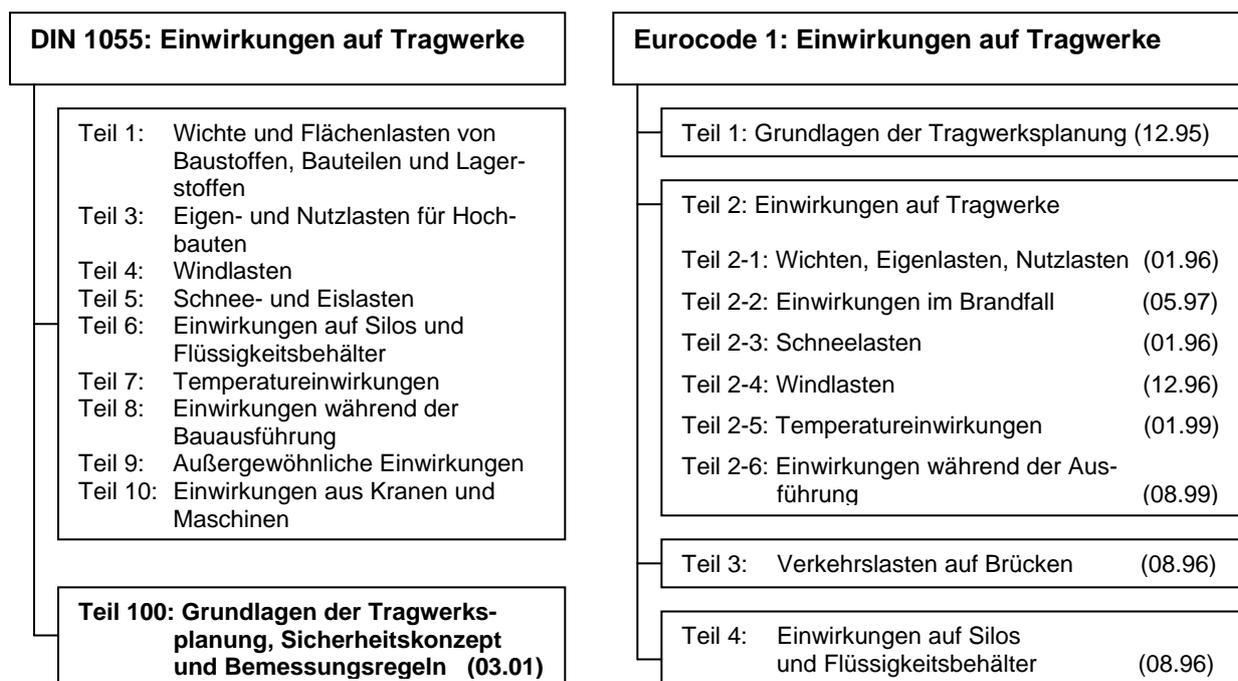


Bild 3.4 Aufbau und Struktur der neuen Ausgabe von DIN 1055 und des Eurocode 1 (DIN V ENV 1991)

3.3.2 Lastannahmen für Kranbahnen

Als wesentliches Betriebselement in gewerblich genutzten Hallen sind insbesondere im Fertigungs- und Lagerbereich Hallenkrane weit verbreitet. Ein großer Anteil der Krananlagen ist dabei in Form von Brückenkränen ausgeführt, die auf Kranbahnschienen längs der Hallenachse laufen. Unter statischen Gesichtspunkten, aber auch um einen möglichst großen Bereich der Halle mit der Hub- und Transportfähigkeit von Hallenkränen abdecken zu können, sind Kranbahnen im Regelfall im Kopfbereich der Hallenstützen aufgelagert. In Bild 3.5 sind exemplarisch unterschiedliche Varianten von Brückenkränen dargestellt. Die Konzeption einer Krananlage ist von der projektierten Hublast und der Einsatzhäufigkeit abhängig. Zur Auslegung von Kranbahnen und zu den neuen Regeln der Betriebsfestigkeit ist ein Aufsatz von Kuhlmann/Günther/Dürr in dieser Ausgabe des Stahlbaukalenders enthalten.

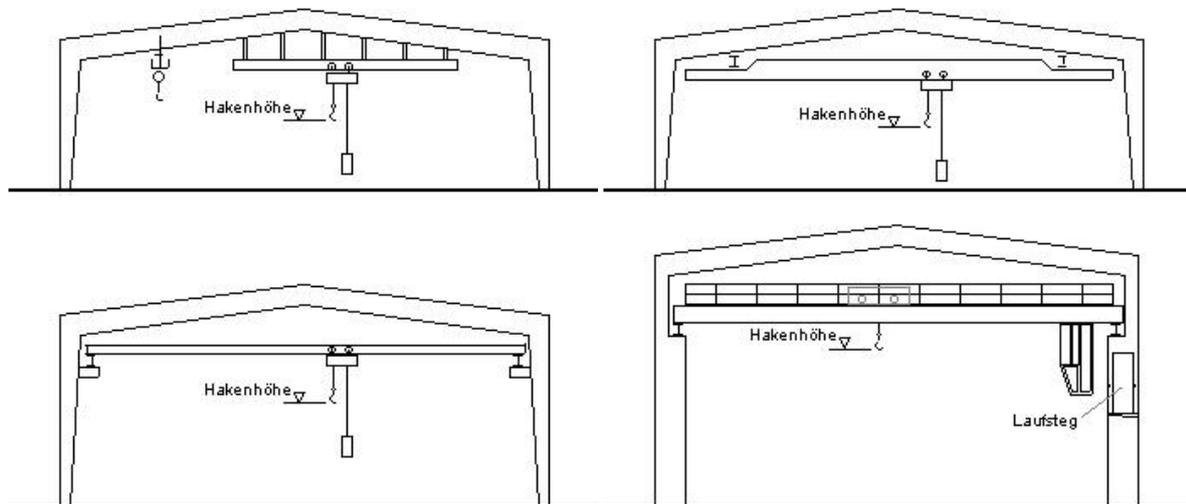


Bild 3.5 Grundsätzliche Ausführungsbeispiele für Hallenkrane

Im Mittelpunkt der Dimensionierung von Krananlagen, Kranbahnen und weiterleitender Bauteile steht der Nachweis der Betriebsfestigkeit, da die rein statische Auslegung in der Regel untergeordnet ist.

Die z.Zt. gültigen Vorschriften und gebräuchlichen Verfahren für die Berechnung dynamisch beanspruchter Bauteile sind:

- DIN 15018 Krane Ausgabe (11.84)
- DIN 4132 Kranbahnen; Stahltragwerke (S235; S355) Ausgabe (02.81)
- VDI-Richtlinie 2388 Krane in Gebäuden – Planungsgrundlagen Ausgabe (1995)
- VDI-Richtlinie 3576 Schienen für Krananlagen, Schienenverbindungen, Schienenbefestigungen Toleranzen. Entwurf (07.95)
- DS 804 Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke Ausgabe (01.83)

- DAST Richtlinie 011 Hochfeste schweißgeeignete Feinkornbaustähle S460 und S690 Ausgabe (02.79)

Die Einwirkungen auf Kranbahnträger sind in DIN 4132 enthalten. Grundlage für die Lastansätze und den Umfang der zu führenden Nachweise bildet die Einstufung der Krananlage in:

- Hubklassen H1-H4 in Abhängigkeit der zu erwartenden Größe und Stetigkeit der Hublastbeschleunigung
- Beanspruchungsgruppe B1 (leichter Betrieb) bis B6 (schwerer Betrieb) je nach Anzahl der zu erwartenden Lastwechsel und dem Anteil der Belastungsvorgänge mit hoher Last an der Gesamtzahl der Lastwechsel.
- Kranfahrwerkssystem: EFF, EFL, WFF, WFL
 - E Räder einer Achse einzeln gelagert, nicht drehzahlgekoppelt
 - W Räder einer Achse sind drehzahlgekoppelt
 - F Rad in Achsrichtung festgehalten
 - L Rad in Lastrichtung lose gelagert
 Kranfahrwerkssystem EFF (keine Drehzahlkopplung, beide Räder gehalten) ist am weitesten verbreitet.
- Seitenführung der Kranbrücke über Spurkränze der Laufräder oder über separate Seitenführungsrollen (letzteres vorwiegend bei schwerem Betrieb)

Die Einstufung in Hubklassen erfolgt nach DIN 15018 Tabelle 23. Hallen- bzw. Brückenkrane sind nutzungsabhängig den Hubklassen H2-H4 und zugehörig den Beanspruchungsgruppen B3-B6 zuzuordnen. Die Bestimmung der Beanspruchungsgruppen kann alternativ auch für die zu erwartenden Spannungsspielbereiche und idealisierte Spannungskollektive erfolgen. In Tabelle 3.1 sind die Beanspruchungsgruppen in Abhängigkeit von der Nutzungshäufigkeit, ausgedrückt durch den Spannungsspielbereich und das Spannungskollektiv gemäß Bild 3.6 (DIN 15018, Bild 8), angegeben.

Tabelle 3.1 Beanspruchungsgruppen nach Spannungsspielbereichen und Spannungskollektiven (DIN 15018, Tabelle 14)

Spannungsspielbereich	Gesamte Anzahl der vorgesehenen Spannungsspiele N		Spannungskollektiv	S ₀ ¹⁾	S ₁ ¹⁾	S ₂ ¹⁾	S ₃ ¹⁾
	über	bis		B1	B2	B3	B4
N 1 ²⁾	über	2 · 10 ⁴	Beanspruchungsgruppe	B1	B2	B3	B4
	bis	2 · 10 ⁵		B2	B3	B4	B5
N 2 ³⁾	über	2 · 10 ⁵		B3	B4	B5	B6
	bis	6 · 10 ⁶		B4	B5	B6	B7
N 3 ⁴⁾	über	6 · 10 ⁵					
	bis	2 · 10 ⁶					
N 4 ⁵⁾	über	2 · 10 ⁶					

¹⁾ S₀ sehr leicht; S₁ leicht; S₂ mittel; S₃ schwer
²⁾ Gelegentliche, nicht regelmäßige Benutzung mit langen Ruhezeiten
³⁾ Regelmäßige Benutzung bei unterbrochenem Betrieb
⁴⁾ Regelmäßige Benutzung im Dauerbetrieb
⁵⁾ Regelmäßige Benutzung im angestregten Dauerbetrieb

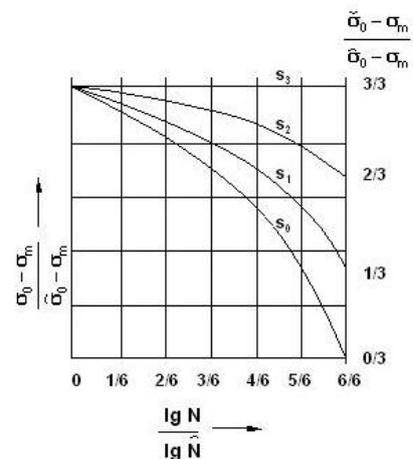


Bild 3.6 idealisierte bezogene Spannungskollektive

Die Hubklasse wird im Nachweisverfahren für Kranbahnen bei der Ermittlung des Schwingbeiwerts φ berücksichtigt. Die Beanspruchungsgruppen bilden unter Berücksichtigung der Kernfälle (DIN 15018, Tabelle 25) die Grundlage für die Festlegung der zulässigen Grundspannungen (DIN 15018, Tabelle 17). Lastannahmen für Kranbahnträger werden unterschieden nach vertikaler und horizontaler Belastung.

Zu den vertikalen Belastungen zählen ständige Lasten aus dem Eigengewicht der Kranbahnträger und der Kranschiene. Als veränderliche Lasten gelten vertikale Radlasten R_i aus dem Betrieb der Kranbrücke. Die vertikale Radlast kann aus dem Kranleistungsblatt des Herstellers entnommen werden, oder anhand einschlägiger Fachliteratur [3],[5] abgeschätzt werden. Grundsätzlich darf ein mittiger Lastangriff des Laufrads auf der Kranschiene angenommen werden. Nur bei Betriebsfestigkeitsnachweisen der Beanspruchungsgruppen B4 bis B6 ist ein exzentrischer Angriff der vertikalen Radlasten um $\frac{1}{4}$ der Schienenkopfbreite anzusetzen.

Gemäß DIN 4132 sind Radlasten R_i mit dem Schwingbeiwert φ zu vergrößern. Maßgeblich für den Schwingbeiwert ist die Hubklasse H_i des Krans (mit $1 \leq i \leq 4$)

$$\varphi = 1 + i/10$$

Dementsprechend sind Kranbahnträger mit Schwingbeiwerten zwischen 1,1 und 1,4 für die vertikalen Radlasten nachzuweisen. Zur Bemessung der Auflagerkonstruktion darf φ um 0,1 reduziert werden.

Horizontale Lasten H_i aus Kranbetrieb treten bei üblichen Konstruktionsweisen nur als veränderliche Lasten auf. Spurführungskräfte S und die mit ihnen im Gleichgewicht stehenden Reaktionskräfte H_s ergeben sich aus einer unvermeidlichen Schiefstellung der Kranbrücke. Für den Standardfall eines Krans mit dem Fahrwerkssystem EFF und Seitenführung über die Spurkränze ergeben sich für die in

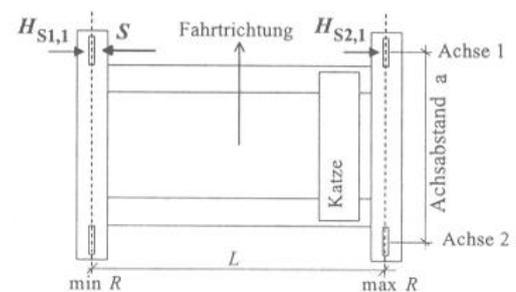


Bild 3.7 Horizontale Lasten aus Kranbetrieb

Fahrtrichtung hintere Achse keine Lasten. Die Kräfte an der vorderen Achse lassen sich nach folgenden Beziehungen abschätzen:

$$H_{S1,1} = 0,15 \cdot \Sigma \min R$$

$$H_{S2,1} = 0,15 \cdot \Sigma \max R$$

$$S = 0,15 \cdot \Sigma R = H_{S1,1} + H_{S2,1}$$

Darin steht $\Sigma \min R$ für die Summe der auf einer Kranbrückenseite wirkenden minimalen Radlasten aus Eigengewicht der Kranbrücke und Hublast. $\Sigma \max R$ steht für den Maximalwert

der aufsummierten Radlasten auf einer Seite. Die Berechnung der horizontalen Spurkräfte weiterer Systeme kann [3] entnommen werden.

Anfahren und Bremsen der Kranbrücke bewirkt horizontale Beanspruchungen längs und quer zur Kranbahnachse. Die Auswirkungen der Kräfte längs der Kranbahn sind in der Regel vernachlässigbar. Für die Aussteifung der Kranbahnstützen sind diese jedoch zu berücksichtigen. Neben den Kräften in Längsrichtung werden aus Gleichgewichtsgründen auch Kräfte quer zu Fahrbahn hervorgerufen. Gemäß DIN 4132 können diese durch einen Aufschlag von 10 % auf die Spurführungskräfte berücksichtigt werden. Seitenführungskräfte und Masselasten werden in den meisten Fällen von den Herstellern der Kranbrücke angegeben.

Als außergewöhnliche Einwirkung müssen Pufferlasten aus einem unbeabsichtigten Anprall der Kranbrücke auf den Puffer berücksichtigt werden. Die Auswirkungen sind für die Kranbahn zwar untergeordnet, müssen jedoch bei der Auslegung der Verbände und der Kranbahnstützen berücksichtigt werden.

Aus der Gesamtheit der Einwirkungen werden die Grundkombinationen nach DIN 18800 Teil 1 gebildet. Unter normalen Randbedingungen sind folgende Einwirkungskombinationen maßgebend:

- $1,35 \cdot (G + \varphi \cdot R + H)$ allg. Spannungsnachweis und Biegedrillknicken (BDK)
- $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \varphi \cdot R$ Beulnachweis des Stegblechs unter der Radlast
- $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \varphi \cdot R$ Betriebsfestigkeitsuntersuchung (BFU)

Bei mehreren Kranbrücken sieht DIN 4132 gesonderte Regeln vor. Sämtliche Radlasten, die von bis zu zwei Kranbrücken verursacht werden, sind als eine einzige veränderliche Einwirkung zu werten. Gleichzeitig wirkende horizontale Lasten werden grundsätzlich als weitere veränderliche Einwirkung angesehen. Bei gleichzeitiger Wirkung von zwei oder mehr Kranbrücken sind die Schwingbeiwerte für den zweiten und alle weiteren Krane nach Hubklasse 1 zu bestimmen. Beim Verkehr von mehreren Kranen sind jeweils nur die für den Kranbahnträger ungünstigsten horizontalen Seitenlasten zu berücksichtigen.

Genauere Erläuterungen über Kranbahnen und deren Betriebsfestigkeit nach den neuen Regeln in Eurocode 3 werden ausführlich in einem eigenständigen Beitrag in dieser Ausgabe des Stahlbaukalenders gegeben.

3.3.3 Baugrund

Art und Beschaffenheit des Baugrunds sind wesentliche Entscheidungskriterien für die Wahl des Tragsystems einer Halle. Unterschiedliche Setzungen können bei statisch unbestimmten Tragwerken erhebliche Zwängungsschnittgrößen hervorrufen, die bei der Dimensionierung

und Nachweisführung zu berücksichtigen sind. Für die Nachweise der Gründung ist gegenwärtig noch DIN 1054 (November 1976) einschließlich des gleichzeitig eingeführten Beiblatts mit Erläuterungen gültig. Das Regelwerk basiert auf dem Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheiten auf der Widerstandseite. Darin geregelt sind Zeitpunkt, Art und Umfang von Bodenuntersuchungen im Vorfeld einer Baumaßnahme, sowie die erforderlichen Nachweise des Baugrunds für Flach- und Pfahlgründungen.

Als Grundlage für die Nachweisführung sind 3 Lastfälle zu unterscheiden. Dabei sind in Abhängigkeit der Auftretenshäufigkeit bzw. Auftretenswahrscheinlichkeit unterschiedliche Sicherheitsfaktoren zu beachten.

Lastfall 1: ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten (auch Wind)

Lastfall 2: außer den Lasten des Lastfalls 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten; Belastungen, die nur während der Bauzeit auftreten.

Lastfall 3: außer den Lasten des Lastfalls 2 gleichzeitig mögliche außerplanmäßige Lasten (z.B. durch Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen oder bei Belastung infolge von Unfällen)

Folgende Nachweise sind zu führen:

- Beschränkung von Setzungen
- Grundbruch
- Kippen
- Gleiten

Analog zu den Lastannahmen steht auch im Fachgebiet der Geotechnik eine neue Normengeneration unmittelbar vor der Einführung, die auf dem Sicherheitskonzept der Teilsicherheitsbeiwerte basiert. Im europäischen Rahmen regelt Eurocode 7 in Zusammenhang mit dem Eurocode 1 die grundsätzlichen Belange der Lastannahmen und Nachweisführung im Grundbau. Auf nationaler Ebene sind die neuen Regeln in DIN V 1054-100 zusammengestellt. Grundsätzlich ist die Nachweisführung getrennt für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ 1) und die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) vorzunehmen. Dabei wird unterschieden:

GZ 1A: Grenzzustand der Lage:

Versagen von Bauwerk und/oder Boden durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch sowie Kippen und Aufschwimmen.

GZ 1B: Grenzzustand der Tragfähigkeit von Konstruktionsteilen:

Versagen von Konstruktionsteilen durch Versagen des Konstruktionsteils oder des stützenden Bodens. Die Sicherheit ist auf die widerstehenden Kräfte bezogen.

GZ 1C: Grenzzustand der Gesamttragfähigkeit des Bodens:

Versagen des Bodens, gegebenenfalls einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke, durch Bruch. Die Sicherheit wird auf die Scherfestigkeit des Bodens bezogen.

GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Grenzzustand eines Tragwerks, bei dem Einwirkungen das Tragwerk unbrauchbar werden lassen, ohne dass die Tragfähigkeit verloren geht.

Die für die Nachweise zugrunde zu legenden Lastfälle entsprechen den Regelungen in DIN 1054 (alt). Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird durch folgende Nachweise erbracht:

- Gleitsicherheit nach DIN V 1054-100
- Grundbruchsicherheit nach DIN V 4017-100,
- Geländebruchsicherheit nach DIN V 4084-100
- Auftriebssicherheit nach DIN V 1054-100

Bei diesen Nachweisen ist gegebenenfalls zu unterscheiden, ob es sich um einen dränierten oder einen undränierten Zustand handelt. Im Zweifelsfall sind beide Nachweise zu führen, der ungünstigere ist dann maßgebend.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass die Außermittigkeit der ständigen Lasten keine klaffende Fuge erzeugt, die Außermittigkeit der Gesamtlast ein Klaffen höchstens bis zum Sohlflächenschwerpunkt verursacht und dass seitliche Verschiebungen und Setzungen die zulässigen Maße nicht überschreiten. Für die Setzungsberechnung gilt DIN V 4019-100.

Ausführliche Erläuterungen zur Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund können dem entsprechenden Beitrag in der vorliegenden Ausgabe des Stahlbaukalenders entnommen werden.

3.4 Bauphysikalische Anforderungen

3.4.1 Wärmeschutz

Der Wärmeschutz kann durch homogene Bauteile bewirkt werden, welche aus wärmedämmenden Baustoffen bestehen. Im Stahlhallenbau gebräuchlich sind z.B. Porenbetonplatten, Stahl-/Alu-Trapezblechkassetten, Sandwichplatten, aber auch Mauerwerk aus Lochziegeln o.ä. ist möglich. Eine häufig anzutreffende Alternative ist ein mehrschichtiger Dach- oder Wandaufbau mit einer dazwischen liegenden Wärmedämmschicht. Der Nachweis des Wärmeschutzes erfolgt nach DIN 4108, gegebenenfalls unter Berücksichtigung besonderer Anforderungen. Die Erfüllung der Wärmeschutzanforderungen bereitet im Stahlhallenbau nur in Ausnahmefällen Schwierigkeiten.

Wie bei allen Bauarten ist darauf zu achten, dass die wärmedämmende Funktion nicht durch Feuchtigkeit wie z.B. Tauwasser beeinträchtigt wird. Eine durchfeuchtete Wärmedämmschicht im Dach würde die Dämmwirkung deutlich verringern. Dies führt zu weiterer Tauwasserbildung und gegebenenfalls zu abtropfendem Wasser. Oft wird diese Tauwasserbildung zu Unrecht auf eine Undichtigkeit im Dach zurückgeführt. Bei anfänglicher, unvermeidbarer Baufeuchte entsteht häufig bei der ersten Inbetriebnahme eines Gebäudes Schwitzwasser. Dies ist aber eine vorübergehende Erscheinung.

Der Wärmeschutz bei Hallen soll vor allem ein der Gebäudenutzung angepasstes optimales Raumklima sichern. Der Wärmeschutz im Winter wird in der Bundesrepublik Deutschland durch die Wärmeschutzverordnung geregelt. Sie gilt für Gebäude mit normalen Innentemperaturen, u.a. auch für Betriebsgebäude, die nach ihrem üblichen Verwendungszweck auf Innentemperaturen von mindestens 19 °C beheizt werden; ausgenommen sind Betriebsgebäude, die nach ihren üblichen Verwendungszweck ihren Heizbedarf überwiegend durch die im Innern des Gebäudes anfallende Abwärme decken.

Ferner gilt die Wärmeschutzverordnung für Gebäude mit niedrigen Innentemperaturen zwischen 12 °C und 19 °C. Das können Werkstätten, Werkhallen und Lagerhallen sein, wenn sie nicht nach ihrem üblichen Verwendungszweck großflächig und lang andauernd offen gehalten werden müssen.

Wärmeverluste entstehen durch den Wärmedurchgang durch die Umfassungsbauteile an die Außenluft und durch Fugenundichtigkeiten. Die geforderten maximalen mittleren Wärmedurchgangskoeffizienten k , Einheit $[W/(m^2 \cdot K)]$, sind abhängig von dem Verhältnis A/V . Darin sind A die wärmeaustauschenden Umfassungsflächen des Gebäudes und V das beheizte Bauwerksvolumen.

Da die Anforderungen an den Wärmeschutz im Wesentlichen die raumabschließenden Bauteile und nicht die Tragstruktur betreffen, werden die entsprechenden Eigenschaften der unterschiedlichen Ausführungsvarianten im Kapitel 6 behandelt.

3.4.2 Feuchteschutz

Von besonderer Bedeutung ist das Vermeiden von Tauwasserniederschlag an der Oberfläche oder im Inneren von Bauteilen. Tauwasser entsteht, wenn die Temperatur an der Oberfläche oder im Bauteilinneren niedriger ist als der Taupunkt, d.h. der temperaturabhängige Sättigungsdampfdruck; oder anders ausgedrückt führt die durch Temperaturabsenkung erzwungene Verflüssigung eines gesättigten oder gerade noch gasförmigen gesättigten Wasserdampfes zur Kondensation oder Tauwasserbildung. Tauwasser kann überall dort vorkommen, wo relativ warmer Wasserdampf abgekühlt wird. Wasserdampftransport kann durch Wasserdampfdiffusion oder durch Konvektion an Undichtigkeiten in den Schichten mehrschaliger Bauteile entstehen. Je höher die relative Luftfeuchte im Halleninneren ist, umso größer ist die Gefahr und ein möglicher Schaden durch Tauwasser.

Da der Feuchtigkeitstransport von Dampfdruckdifferenzen abhängig ist, kann durch Anordnung einer Dampfsperre oder Luftsperrschicht eine Lösung gefunden werden. Die Dampfsperre ist auf der "warmen" Seite des Dach- oder Wandaufbaus anzuordnen, da dort der höhere Druck herrscht. In der kalten Periode in Bauteile eingedrungene Feuchtigkeit kann im Sommer wieder ausdiffundieren. Dabei ist die "Feuchtigkeitsbilanz" maßgebend, d.h. es darf im Winter nicht mehr Feuchtigkeit eindiffundieren als im Sommer wieder austrocknen kann.

Durchfeuchtete Dämmstoffe haben einen höheren Wärmedurchgang. Außerdem ist eine Begrenzung der Tauwassermenge wegen der Korrosion durch Feuchtigkeit notwendig. Planerische Entwurfsmaßnahmen können hier Schäden vermeiden: Anordnen von Dampfsperren und luftdichten Schichten, gute Belüftung von Kaltdächern oder hinterlüfteten Fassaden, Ablaufmöglichkeiten von Wasser, z.B. durch Anordnung von Trapezprofilen in Gefällrichtung. Besondere Sorgfalt ist bei der Planung von Dächern über Feuchträumen erforderlich.

In DIN 4108 ist auch der Schlagregenschutz bei Wänden geregelt. Bei Beregnung kann Wasser in Außenbauteile durch Kapillarwirkung eindringen. Außerdem kann unter dem Einfluss des Staudrucks bei Windanströmung durch Spalten, Risse und fehlerhafte Stellen im Bereich der gesamten der Witterung ausgesetzten Flächen Wasser in die Konstruktion geleitet werden. Die Beanspruchung von Gebäuden durch Schlagregen wird nach DIN 4108, Teil 3, in drei Beanspruchungsgruppen eingeteilt.

Beispiele für die Anwendung genormter Wandbauarten in Abhängigkeit von der Schlagregenbeanspruchung sind in DIN 4108, Teil 3 gegeben. Der Schlagregenschutz des Gebäudes muss auch im Bereich von Fugen und Anschlüssen sichergestellt sein. Das gilt insbesondere für die im Hallenbau üblichen leichten Wände aus Stahl- oder Aluminiumblechen, deren Flächen absolut wasserdicht sind. Undichtigkeiten können dort nur durch unsachgemäße Fugenausbildung auftreten. Deshalb soll z.B. bei Dächern die Überdeckungsrichtung zu der von der Hauptwindrichtung abgekehrten Seite erfolgen.

3.4.3 Schallschutz

Für die Luft- und Trittschalldämmung in Gebäuden sowie zum Schutz gegen Außenlärm werden für das bewertete Schalldämmmaß und das Trittschallschutzmaß in DIN 4109 untere Grenzwerte angegeben. Zum Schutz gegen Geräusche aus haustechnischen Anlagen und Betrieben werden die Schallpegel in den betroffenen Aufenthaltsräumen nach oben begrenzt. Weitere Anforderungen an den Schallschutz von Industriebauten können sich durch das Fluglärmgesetz, die TA Lärm sowie durch besondere Auflagen der örtlichen Baubehörden ergeben.

Wegen der Vielzahl der Möglichkeiten der Lärmeinwirkung und des Lärmschutzes können keine allgemeingültigen Ausführungen, sondern nur Kernforderungen dargestellt werden. Maschinen, die überwiegend Körperschall erzeugen (z.B. Motoren, Pumpen, Hallenkrane u.ä.) sollten durch weichfedernde Dämmschichten vom Bauwerk getrennt werden. Bei starker Luftschallerzeugung im "lauten" Raum können schallschluckende Bekleidungen von Wänden und Decken für Abhilfe sorgen, auch eine Abkapselung der Lärmquelle ist ein geeignetes Mittel.

Eine Verbesserung der Schalldämmung kann Erhöhung der Bauteildicke und damit gleichzeitig der Masse, oder durch Verstimmen mehrschaliger Bauteile erreicht werden. Im Stahlhallenbau werden leichte Dachbauteile bevorzugt. Mit gelochten Blechen können hohe Schallabsorptionsmaße erreicht werden.

Wenn für Wände ein höheres Schalldämmmaß gefordert ist, so können massive Wandplatten und andere konventionelle schalldämmende Wandaufbauten jedes baupraktisch notwendige Schalldämmmaß bringen. Auch für Fenster und andere Glasflächen gibt es bewährte Lösungen für den Schallschutz, z.B. schalldämmendes Mehrscheiben-Isolierglas mit unterschiedlichen Scheibendicken mit Werten von $R_w = 37$ bis 51 dB.

Hallen aus Stahl können vordergründig durch die konstruktive Ausbildung der Gebäudehülle auf das geforderte Schalldämmmaß gebracht werden. Dabei spielt das tragende System nur eine untergeordnete Rolle. Umfassende Erläuterungen können [6] und [7] entnommen werden.

3.4.4 Belichtung

Anforderungen an die natürliche Belichtung von Stahlhallen sind vordergründig abhängig von der geplanten Art der Nutzung. Werden im Rahmen eines Gewerbebetriebes Arbeitsstätten eingerichtet, gelten die Arbeitsstättenverordnung sowie die Arbeitsstätten-Richtlinien (ArbStättV und ASR). Arbeitsstätten sind Arbeitsräume in Gebäuden einschließlich Ausbildungsstätten. Zu ihnen gehören Verkehrswege, Lager-, Maschinen- und Nebenräume, Pausen-, Bereitschafts-, Liegeräume, Räume für körperliche Ausgleichsübungen, Umkleide-, Wasch- und Toilettenräume (Sanitärräume) sowie Sanitätsräume. Sofern nach dem Bauordnungsrecht der Länder eine größere Fensterfläche gefordert wird, als in der Arbeitsstätten-Richtlinie vorgesehen, geht das Bauordnungsrecht vor. Die Gesamtfläche der Sichtverbindungen nach außen richtet sich im wesentlichen nach der Nutzung der Räume und der Raumgröße.

Die Konzeption und Anordnung von Öffnungen zur natürlichen Belichtung gestattet eine Gestaltungsvielfalt, die in der Architektur gezielt eingesetzt werden kann (Bild 3.8). Im Dach sind Lichtkuppeln, Satteloberdächer und Raupenoberlichter weit verbreitet, in der Wand liefern einzelne Fensteröffnungen, vertikale und/oder horizontale Lichtbänder in verschiedenen Höhen optisch ansprechende Lösungen.

Die Anordnung von Elementen zur natürlichen Belichtung ist schon bei der Projektierung des Tragsystems zu berücksichtigen.

Die Belichtung der Hallentypen ist unterschiedlich. Die erzielbare Lichtstärke durch Fenster oder Lichtbänder in den Seitenwänden ist von der Entfernung von der Außenwand abhängig. Eine über die Hallenfläche gleichmäßig verteilte Lichtstärke ist durch die Dachbelichtung möglich.

Belichtungsöffnungen können im Falle eines Brandes bei entsprechender Ausbildung auch als Rauch- und Wärmeabzugsöffnungen (RWA) wirken.

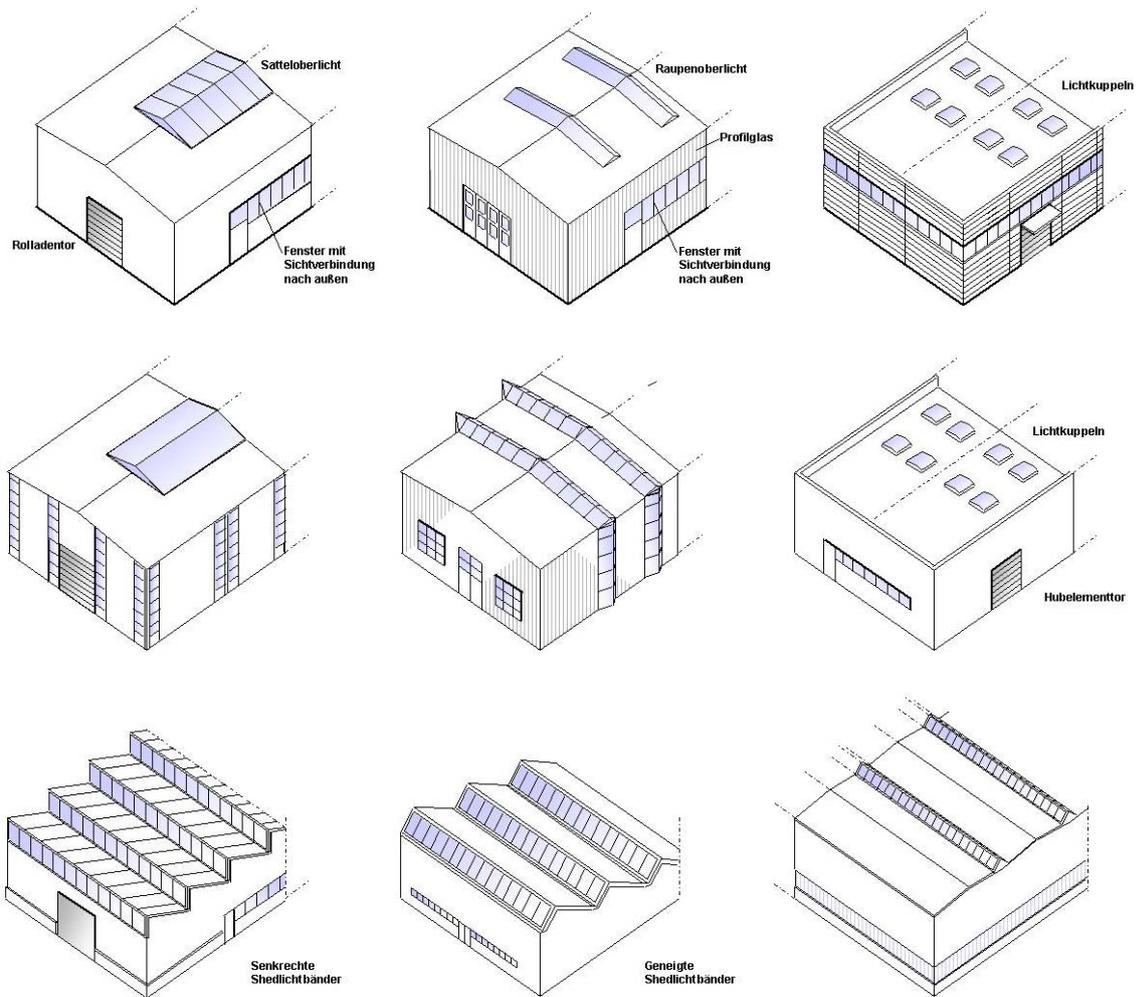


Bild 3.8 Varianten der natürlichen Belichtung

Die einzelnen Abbildung in Bild 3.9 geben einen qualitativen Überblick über die Verteilung des mittleren Tageslichtquotienten.

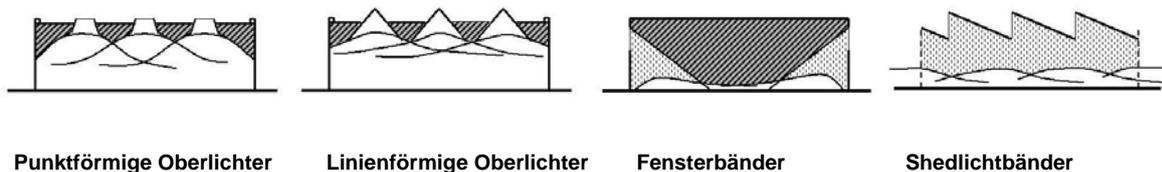


Bild 3.9 Belichtungskonzepte mit qualitativer Darstellung der Tageslichtausbeute und Verteilung

Auch wenn die Regelungen zur natürlichen Belichtung in der Arbeitsstättenverordnung sowie die Arbeitsstätten-Richtlinien (ArbStättV und ASR) wenig restriktiv sind, und Ausnahmetatbestände zulassen, ist es im Sinne des physiologischen Wohlbefindens anzustreben, eine natürliche Belichtung zu gestatten. Welche Tageslicht-Lösung im speziellen Fall gewählt wird, hängt davon ab, welche Ausleuchtung gefordert wird, welche Wärmeeinstrahlung zugelassen werden darf, ob eine Beleuchtung durch einfallendes Licht stört und welche Art der Dachkon-

struktion zur Ausführung kommt. Die in Bild 3.9 ausgeführten Beispiele zeigen, dass Belichtungsöffnungen in der Dachhaut bezogen auf die Gesamtfläche der Halle deutlich günstigere natürliche Belichtungsverhältnisse gewährleisten, als Lichtbänder in der Außenhülle. Die Fensteranordnung in Sheddächern liefert zwar quantitativ eine geringere Lichtausbeute als liegende Öffnungen, bieten aber bei einer Orientierung nach Norden den Vorteil, dass eine Blendwirkung infolge direkter Sonneneinstrahlung ausgeschlossen werden kann. DIN 5035 regelt Anforderungen sowie Grundlagen und Berechnung der erforderlichen künstlichen Belichtung.

3.5 Korrosionsschutz

Fast alle Baustoffe korrodieren wenn sie der Witterung ausgesetzt sind. Stahl ist nicht durch Rost gefährdet, wenn der obere Grenzwert der relativen Luftfeuchtigkeit unter 65% liegt und kein Schwitzwasser auftritt. Bei höherer Luftfeuchtigkeit ist Stahl gegen Korrosion zu schützen. Der Schutz erfolgt i.a. durch Beschichtungen oder durch metallische Überzüge ggf. mit Beschichtung.

Vor dem Aufbringen der Beschichtung werden Zunder, Rost und Schmutz durch Strahlentrostern (in der Regel metallisch rein) entfernt. Diese Oberflächenvorbereitung und das Aufbringen der ersten und vielfach auch der zweiten Beschichtung erfolgen fast ausnahmslos im Stahlbauwerk. Metallische Überzüge werden in stationären Tauchbädern aufgebracht.

Der Korrosionsschutz sollte an die Umgebungsbedingungen und die daraus resultierenden Belastungen angepasst sein. Anforderungen an Korrosionsschutzsysteme sind in DIN 55928 geregelt. Als Grundlage für die Auswahl geeigneter Produkte sind verbindliche Anforderungen an die Beschichtung in Abhängigkeit der zu erwartenden Korrosionsbelastung in drei unterschiedliche Korrosionsschutzklassen eingeteilt. Diese unterscheiden unter anderem nach Standort, Nutzungsart, angestrebter Schutzdauer und nach der Zugänglichkeit eines Bauteils. In einer Industrielatmosphäre sind dickere Beschichtungen als in Stadlatmosphäre aufzubringen. In einer Landatmosphäre genügt dagegen ein einfaches Schutzsystem. Noch geringer sind die Anforderungen an die Schutzwirkung im Inneren von Hallen. Hier kann ein vereinfachter Korrosionsschutz (Fertigungsbeschichtung und/oder Grundbeschichtung) ausreichend sein. Unter Umständen kann mit Ausnahme tragender, dünnwandiger Bauteile auch ganz auf eine Beschichtung verzichtet werden. Dies gilt unter der Voraussetzung, dass der Innenraum weder der Außenatmosphäre, noch aggressiven Gasen oder Dämpfen ausgesetzt ist, und dass eine Beanspruchung der Oberflächen durch Kondenswasser oder Tropfwasser ausgeschlossen ist. Es gibt Industriezweige, wo die Stahlkonstruktionen während der gesamten Lebensdauer

ohne Korrosionsschutz bleiben. In der Regel wird man schon aus optischen Gründen eine Beschichtung aufbringen.

Bei Nassbetrieben in der chemischen Industrie, bei Schwimmhallen und dergleichen muss mit aggressiven Gasen oder Dämpfen und damit hoher Korrosionsbeanspruchung gerechnet werden. In solchen Fällen empfehlen sich besonders leistungsfähige Beschichtungen oder die Kombination von metallischen Überzügen und nachfolgender Beschichtung (Duplex-Systeme). Eine Feuerverzinkung kann auch sinnvoll sein, wenn eine vergleichsweise lange Schutzdauer erreicht werden soll und eine Erneuerung des Korrosionsschutzes aus betrieblichen Gründen problematisch ist. In Industrielatmosphäre sollte bei Außenbauteilen die Feuerverzinkung stets durch eine zusätzliche Beschichtung geschützt werden. Eine vertiefende Betrachtung zum Thema Korrosionsschutz von Stahlbauten ist in [8] dargestellt.

Grundsätzlich muss bei den Anforderungen an den Korrosionsschutz zwischen der tragenden Konstruktion und raumabschließenden Bauelementen unterschieden werden. Die im Stahlhallenbau häufig angewendete Ausführung der Gebäudehülle mit Stahltrapezprofilen, Kassettenprofilen oder Sandwichelementen ist anders zu bewerten, als der Korrosionsschutz der Tragkonstruktion. Auf den Korrosionsschutz für Stahltrapezprofile und Sandwichelemente wird in Kapitel 6 eingegangen.

In der Baupraxis ist eine Ausführung des Korrosionsschutzes mit Duplex-Systemen weit verbreitet. Der schichtweise Aufbau eines Duplex-Systems ist exemplarisch in Bild 3.10 dargestellt. Dabei wird das Grundmaterial sowohl mit einer Verzinkung mit einer Schichtdicke von 20 μm als auch mit einer organischen Beschichtung bzw. einer Lackierung versehen. Bei Bauteilen, die direkten Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, wird auf der vorbehandelten Zinkoberfläche ein Primer als dauerhafter Haftgrund für die Deckbeschichtung mit einer Dicke zwischen 25 und 200 μm verwendet. Bei Innenbauteilen kann aufgrund der geringeren korrosionsfördernden Umgebung ein einfacherer Aufbau gewählt werden.

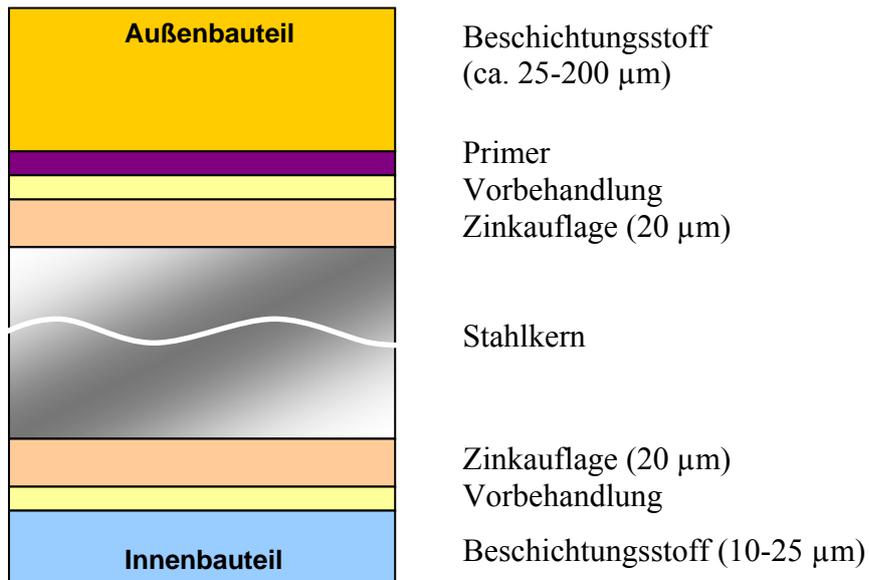


Bild 3.10 Schematische Darstellung des Aufbaus eines Duplex-Systems

Der Vorteil von Duplex-Systemen liegt neben den Gestaltungsmöglichkeiten durch die freie Wahl der Farbgebung in den Synergieeffekten aus beiden Korrosionsschutzmaßnahmen. Praktische Erfahrungen zeigen, dass die Korrosionsbeständigkeit von Duplex-Systemen die Summe der Einzelschutzwirkungen übersteigt. Damit bieten Duplex-Systeme eine dauerhafte Lösung, die sich über den Lebenszyklus des Bauwerks durch günstige Unterhaltungskosten infolge größerer Erneuerungsintervalle des Korrosionsschutzes äußert.

3.6 Technische Gebäudeausrüstung

Unter dem Begriff „technische Gebäudeausrüstung“ werden notwendige Installationen zur Wasserver- und Entsorgung, zur Lüftung bzw. Klimatisierung, zur Licht-, Stromversorgung und ggf. Öl- oder Gasversorgung zusammengefasst. Darüber hinaus sind bei Industriebetrieben häufig auch weitere Einrichtungen für den Betrieb von Maschinen und technischen Anlagen erforderlich.

Die Integration der technischen Gebäudeausrüstung in die Tragstruktur sollte schon in der frühen Planungsphase berücksichtigt werden, um Störeinflüsse wie die Einschränkung des Lichtraums oder Beeinträchtigung des optischen Erscheinungsbildes zu vermeiden. Unter letzterem Gesichtspunkt ist die Leitungsführung auch mit den Öffnungen für die natürliche Belichtung zu koordinieren. Die nachträgliche Erstellung der Installationsplanung kann Raumverluste und aufwändige Leitungsführungen nach sich ziehen.

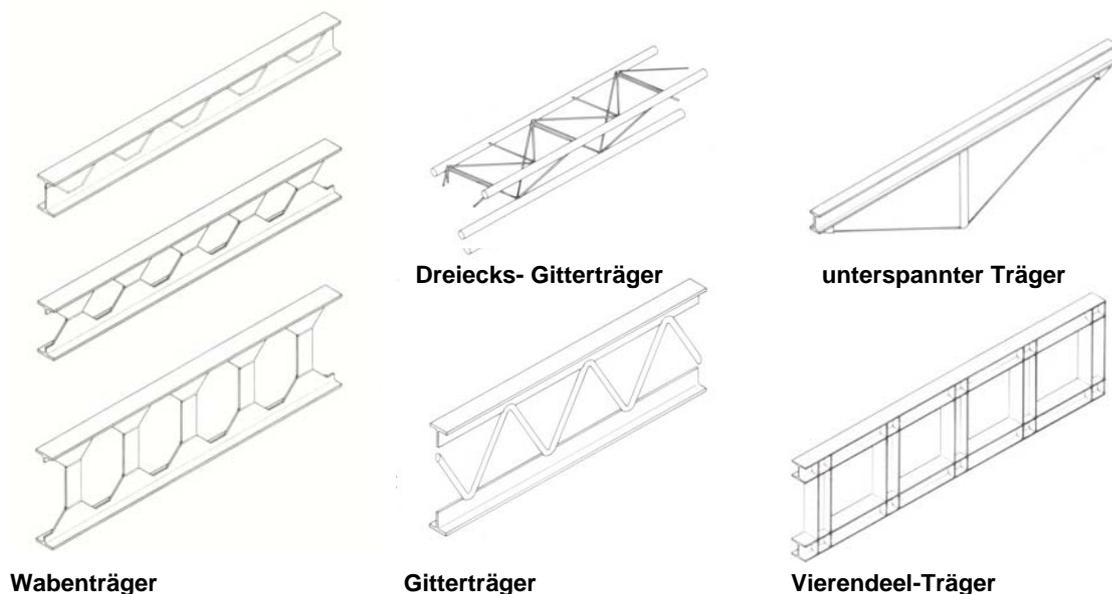
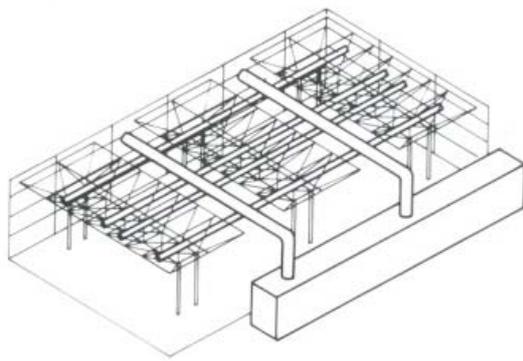
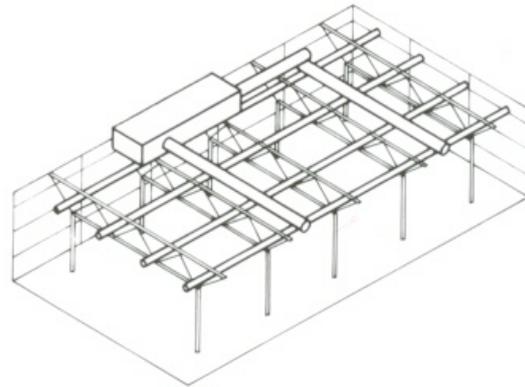


Bild 3.11 Stahltragelemente mit aufgelöstem Querschnitt

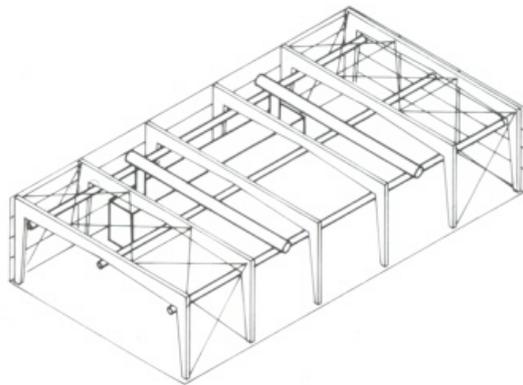
Eine moderne technische Ausstattung kann durch Verwendung von aufgelösten Querschnitten bei der Erstellung der tragenden Konstruktion erreicht werden. In der praktischen Ausführung finden Wabenträger, räumliche und Ebene Gitterträger sowie unterspannte Stahlgurte oder Vierendeel-Träger gemäß Bild 3.11 Anwendung. Alle diese Trägervarianten bieten neben dem Vorteil eines niedrigen Konstruktionsgewichts planmäßig Öffnungen, die eine raumsparende Verlegung der technischen Ausrüstung, aber auch Veränderungen und Erweiterungen gestatten. Darüber hinaus verleihen aufgelöste Trägerstrukturen der Konstruktion ein filigranes und optisch ansprechendes Erscheinungsbild. Dennoch verbleibt unter den Bedingungen des Wettbewerbs die Forderung, dass die verminderten Querschnittsabmessungen aufgrund der geringen Gewichtslasten den Fertigungsmehraufwand annähernd aufwiegen müssen.



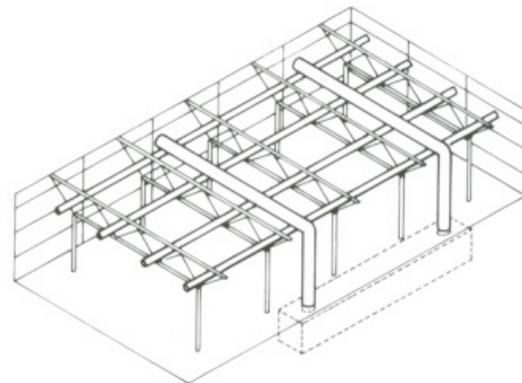
Technikräume separat



Technikräume auf dem Dach



Technikräume innen



Technikräume im Untergeschoß

Bild 3.12 Konzeptionelle Anordnung der Technikräume [4]

Neben der Installationsführung kommt auch der Planung der Technikräume eine vorrangige Bedeutung zu. Die zentrale Bündelung der Betriebskomponenten für die Technische Ausstattung bietet den Vorteil einfacher Wartung und Überwachung, sowie kurzer Wege für das verantwortliche Personal. Bild 3.12 zeigt verschiedene Möglichkeiten der Positionierung der Technikzentrale. Bei beengten Platzverhältnissen bietet sich eine Anordnung der Technikräume auf dem Dach oder im Untergeschoß an. Bei einer Positionierung auf dem Dach sind die zusätzlichen Lasten bei der Auslegung der Tragstruktur zu berücksichtigen, eine Platzierung im Untergeschoß fordert zusätzliche Erdarbeiten, die bei der üblichen Bauweise ohne Untergeschoß nicht anfallen. Technikräume innerhalb der Halle bedingen eine Einschränkung des verfügbaren Raumes, während die separate Anordnung Grundfläche mit zusätzlichen baulichen Maßnahmen zur Herstellung einer Tragstruktur mit Außenhülle erfordern. Eine derartige Entscheidung sollte in enger Abstimmung mit dem Bauherrn und den beteiligten Fachplanern erfolgen.

4. Tragsysteme, statische Berechnung und Konstruktion

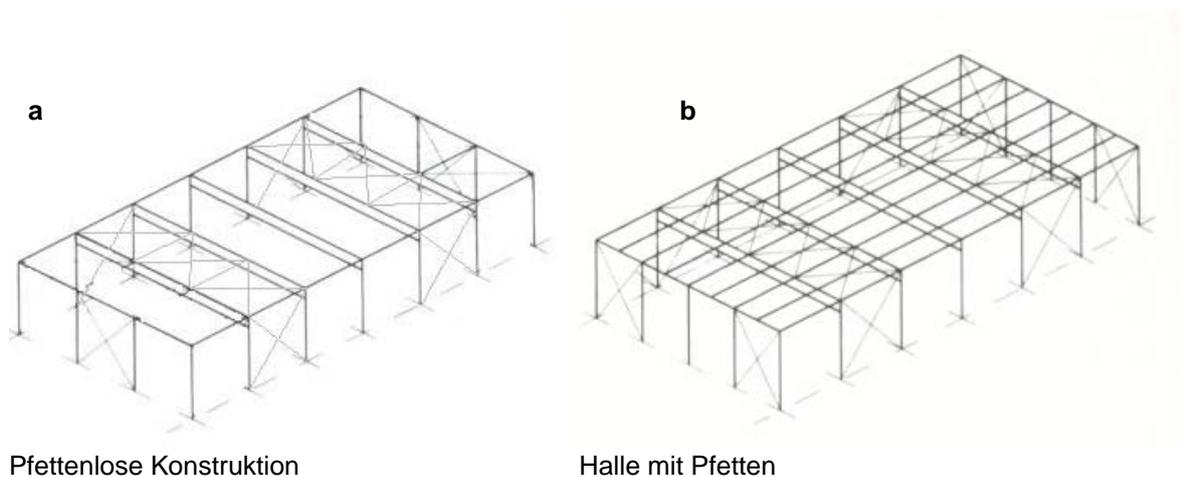
4.1 Hallentypen und Hallenformen

Die Konstruktion und das äußere Erscheinungsbild einer Halle gestatten einen großzügigen Gestaltungsspielraum, um neben dem reinen Nutzungsgedanken auch architektonische Grundideen zu verwirklichen. Im Standardfall verfügt eine Halle über eine rechteckige Grundfläche mit länglicher Struktur. Die Ausführung der Überdachung kann in Abstimmung mit betrieblichen Anforderungen und dem Belichtungskonzept in vielen Fällen variabel ausgeführt werden.

Die im Folgenden vorgestellten Hallenformen und Tragstrukturen können nur als Überblick über das breite Spektrum des architektonisch und bautechnisch Möglichen gelten. Im Bereich der Ausstellungshallen, Bahnhofs- und Flughafenempfangshallen sowie der Sportarenen sind in den letzten Jahren viele Projekte verwirklicht worden, bei denen nahezu beliebige Grundrisse mit Überdachungen im Sinne von Hallen überspannt worden sind. Bei derartigen Objekten handelt es sich jeweils um Sonderkonstruktionen. Die nachfolgenden Berechnungsgrundlagen bleiben daher auf die Standard-Grundformen beschränkt.

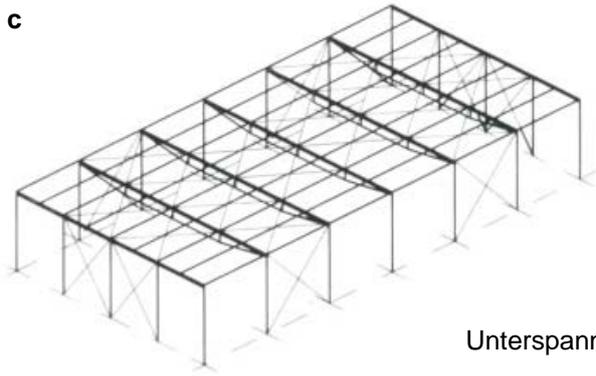
4.1.1 Rahmenkonstruktionen

In Bild 4.1 sind unterschiedliche Ausführungsvarianten für Stützen-Binder-Konstruktionen dargestellt. Bild 4.1 a zeigt eine pfettenlose Konstruktion mit in sich steifen Rahmen. In Bild 4.1 b ist die Dachkonstruktion um Pfetten ergänzt, die aufgrund verminderter Stützweiten eine schlankere Ausführung der Dachhülle gestatten. Von innen aus betrachtet kann die pfettenlose Konstruktion durchaus ansehnlicher wirken. Im Teilbild c sind als horizontale Tragglieder in der Rahmenebene unterspannte Binder eingesetzt. Durch die aufgelöste Struktur kann mit weniger Materialeinsatz ein filigranes Erscheinungsbild bewirkt werden.



Pfettenlose Konstruktion

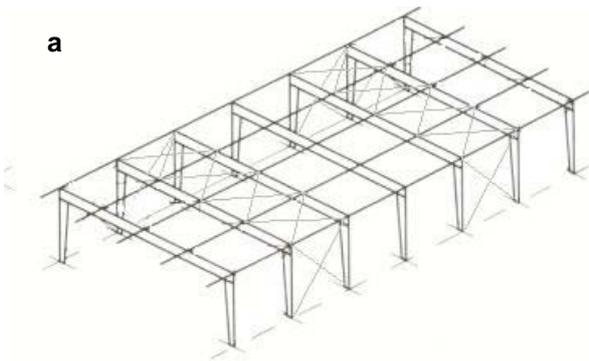
Halle mit Pfetten

c

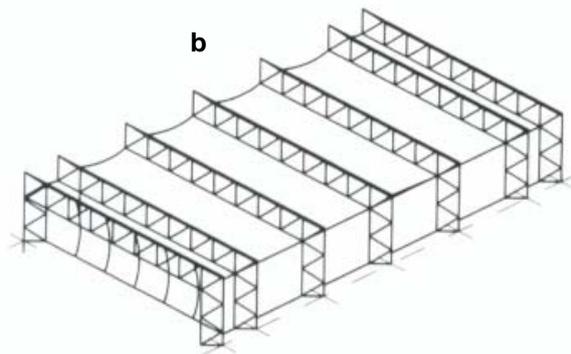
Unterspannte Binder mit Pfetten

Bild 4.1 Beispiele für kubische Stützen und Binder-Konstruktionen

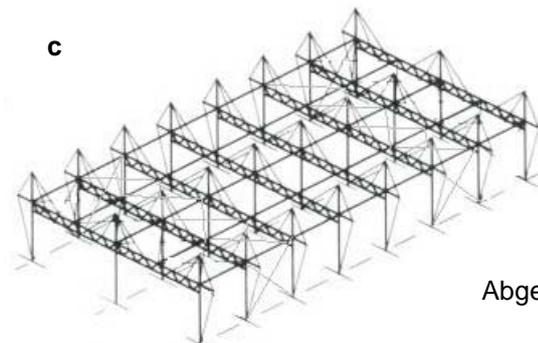
In Bild 4.2 a ist eine Tragkonstruktion aus eingespannten Rahmen dargestellt, die in der horizontalen und vertikalen Ebene mit Kreuzverbänden ausgesteift ist. Bild 4.2 b stellt eine tragende Struktur aus dreigurtigen Fachwerkträgern dar, die günstig in das Belichtungskonzept einbezogen werden kann und zudem äußerlich markante Gestaltungsmerkmale setzt. Der abgespannte Rahmen in Bild 4.2 c verlagert tragende Teile der Dachkonstruktion aus der Außenhülle. Die aufwändigere Fertigung und Montage ist sicherlich für Zweckbauten weniger geeignet, sondern vorrangig für Gebäude in einem repräsentativen Umfeld vorzusehen. In diesem Zusammenhang muss auf die Durchdringungspunkte des Tragwerks durch die Dachhaut mit allen zugehörigen konstruktiven und bauphysikalischen Problemen hingewiesen werden

a

Zweigelrahmen mit Pfetten

b

Dreigurtige Fachwerkrahmen

c

Abgespannte Rahmen

Bild 4.2 Beispiele für kubische Bauformen mit Rahmentragwerk

4.1.2 Bogentragwerke

Neben den Grundformen mit kubischem bzw. prismatischem Außenprofil bieten Bogentragwerke zum einen eine günstige Form zur Abtragung gleichmäßig verteilter Vertikallasten, als auch ein optisch gefälliges Erscheinungsbild. In Bild 4.3 a ist beispielhaft eine Halle aus Dreigelenkbögen, die bis auf den Boden reichen dargestellt. Alternativ kann aber gemäß Bild 4.3 b ein Bogendach auf herkömmlichen Stützen aufgeständert werden, oder wie in Bild 4.3 c in eine Fachwerkstruktur integriert werden.

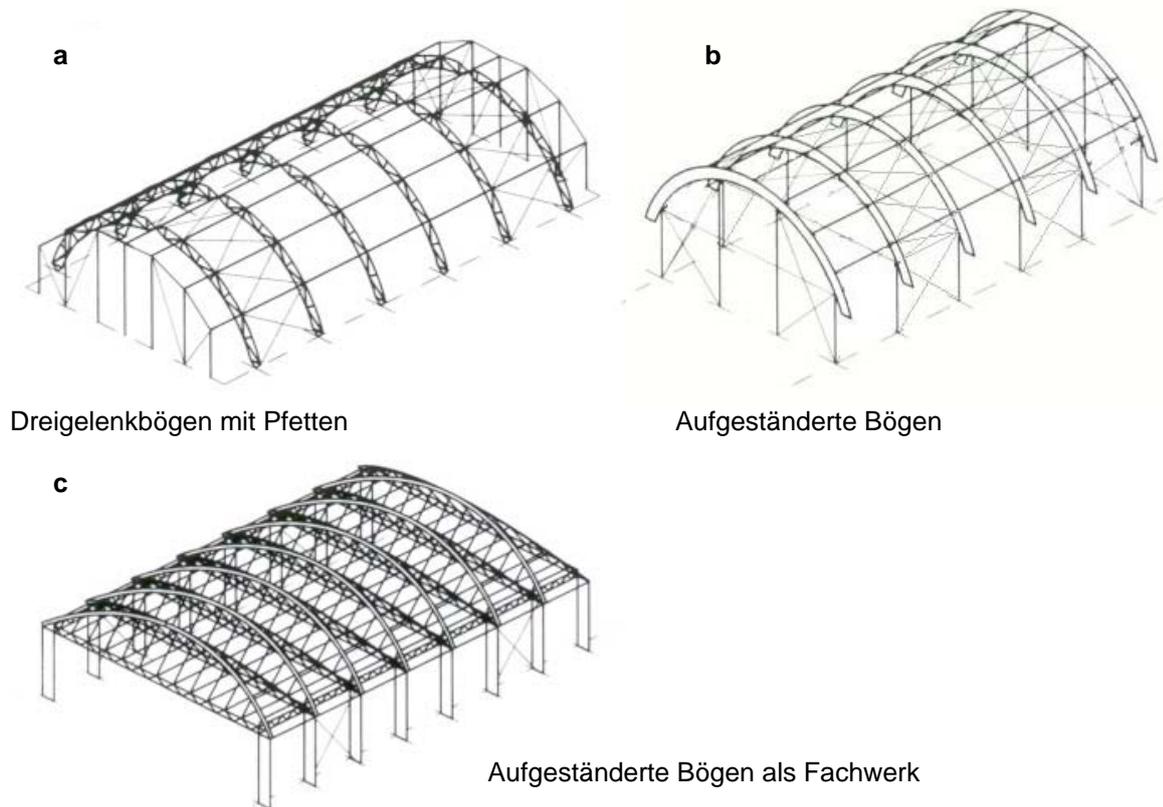
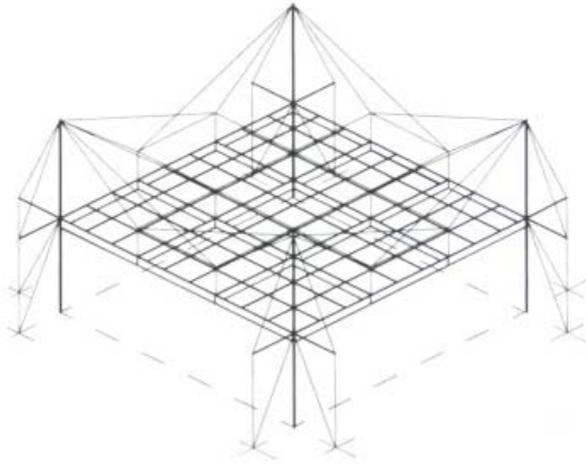


Bild 4.3 Beispiele für Bogenkonstruktion und Rahmenkonstruktionen mit Bogendach

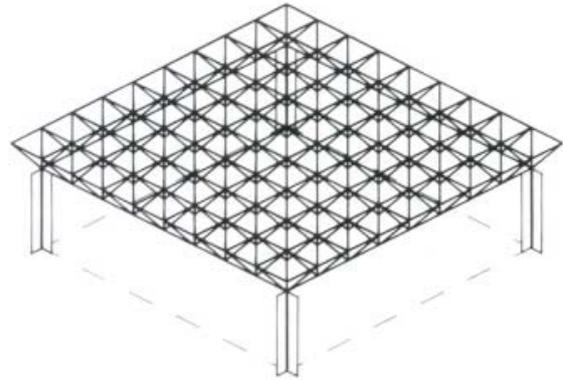
4.1.3 Ungerichtete Tragwerke

Die zuvor beschriebenen Hallenformen mit Haupttrag- und Nebentragelementen werden in der Architektur als gerichtete Tragstrukturen bezeichnet, bei denen die Lastabtragung konsequent über definierte Lastpfade erfolgt.

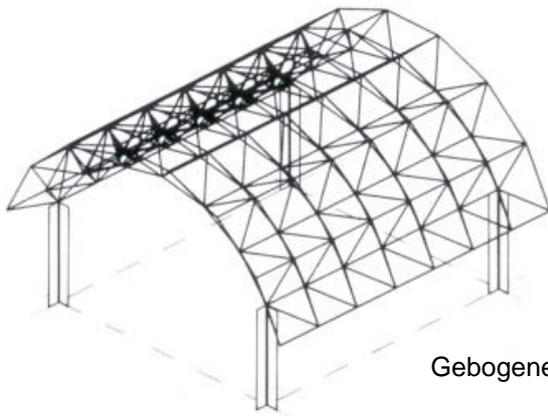
Räumliche Tragwerke wie Trägerroste oder Raumfachwerke werden den ungerichteten Tragstrukturen zugeordnet. Dafür ist in Bild 4.4 beispielhaft eine Überdachung als abgespannter Trägerrost, als ebenes Raumtragwerk auf eingespannten Stützen und als gebogenes Raumtragwerk auf eingespannten Stützen dargestellt.



Abgespannter Rost



Ebenes Raumtragwerk auf eingespannten Stützen



Gebogenes Raumtragwerk auf eingespannten Stützen

Bild 4.4 Beispiele für ebene und gekrümmte Raumtragwerke

4.2 Tragsysteme

4.2.1 Aussteifung in Hallenquerrichtung

Die Stahl-Tragkonstruktionen des Hochbaues setzen sich im Regelfall aus Stützen und Trägern zusammen. Zur Sicherstellung der Standfestigkeit bedarf es aussteifender Bauteile, die das Tragwerk gegen die horizontal wirkenden Kräfte stabilisieren. Dabei werden unterschieden:

- Äußere Horizontalkräfte wie Wind, Erddruck, Massenkräfte aus Kranbetrieb und Maschineneinwirkungen, Stöße, Explosions- und Erdbebenwirkungen
- Innere Horizontalkräfte infolge Lotabweichungen (Schiefstellungen) und Vorkrümmungen bei gedrückten Baugliedern.

Die aussteifenden Bauteile werden für die Summe aus beiden Wirkungen (ggf. gewichtet) ausgelegt. Im Allgemeinen überwiegen die äußeren Horizontalkräfte. Die Konstruktionen bauen sich im Regelfall aus vertikal stehenden und horizontal liegenden Tragebenen auf. Zu den stehenden Tragkomponenten zählen die Außen- und Innenwände einschließlich der Stüt-

zen, zu den liegenden die Dächer und Decken einschließlich der Träger bzw. Pfetten. Demgemäß werden vertikal und horizontal wirkende, aussteifende Bauteile und nach deren statischem System

- Rahmen
- Verbände (mit Fachwerkstruktur)
- Scheiben, ggf. gegliedert, in Form von Schubfeldern, massiven Decken und Wänden und Aussteifungskernen (Schächte)

sowie Kombinationen hieraus unterschieden.

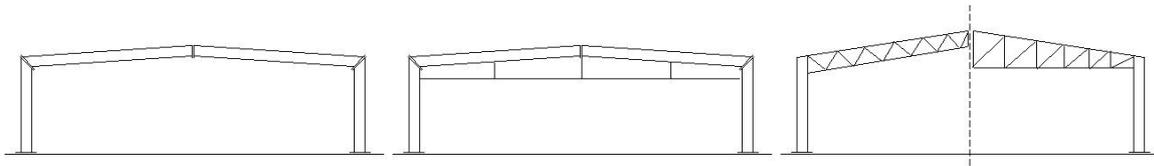


Bild 4.5 Varianten der Rahmenausbildung

Als Tragwerk wird in Querrichtung vielfach ein Rahmensystem gewählt. Bild 4.5 zeigt verschiedene Grundformen. Rahmen mit Fußgelenk werden bevorzugt, weil dadurch die Fundamentabmessungen geringer als bei eingespannten Stielen ausfallen. Auch bedarf es bei eingespannten Stielen aufwändigerer Fußkonstruktionen. Rahmen mit Fußgelenk haben andererseits den Nachteil, dass der Stahlverbrauch höher ist: Die plasto-statisch aktivierbare Systemreserve ist gering, auch sind sie weniger steif. Höherstielige Rahmen mit geknicktem oder gekrümmtem Riegel werden häufig mit einem Zugband ausgeführt, um den Horizontalzug bereits in Traufhöhe aufnehmen zu können. Das kann auch bei normalen Rahmen, insbesondere bei großen Spannweiten und/oder schlechten Baugrundverhältnissen zweckmäßig sein. Dann wird das Zugband meist in die Höhe der Fußgelenke gelegt und korrosionsgeschützt eingerdet. Bei Verwendung vollwandiger Stahlprofile haben sich verschiedene Grundformen zur Ausführung von Rahmenecken etabliert. Alternative Lösungen sind in Bild 4.6 dargestellt. Hallen bestehen häufig aus Stützen und Riegeln mit biegesteifen Ecken. Bei Stützweiten zwischen 12 und 30 m werden in der Regel vollwandige Walz- oder Schweißprofile verwendet. Die Bauhöhe der Stützen und Riegel kann sich am Biegemomentenverlauf orientieren, oder aber zur Vereinfachung bei der Herstellung über die Stützhöhe und Riegellänge konstant bleiben. Die wichtigsten Ausführungsarten sind in Bild 4.6 zusammengestellt.

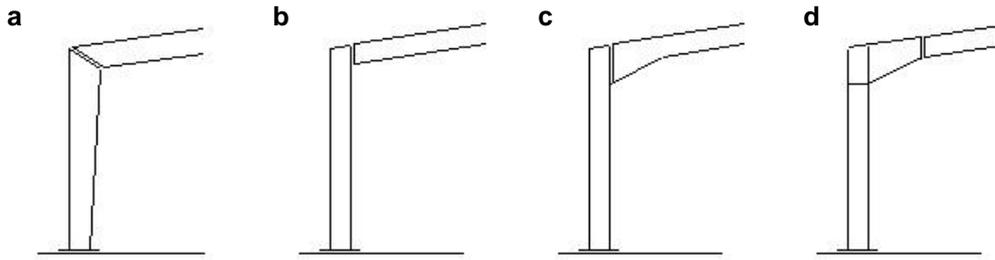


Bild 4.6 Alternativen zur Ausbildung der Rahmenstile und Rahmenecken

Unter dem Gesichtspunkt des Platzgewinns im unteren Hallenbereich, aber auch zur Materialersparnis, sind keilförmige (konische) Stützen bei Zwei- und Dreigelenkrahmen möglich. In diesem Fall bietet eine winklige Gehrung im Anschluss Stütze-Riegel eine günstige Ausführung der Rahmenecke (Bild 4.6 a). Parallelgurtige Rahmen (Bild 4.6 b) gestatten bei Verwendung von handelsüblichen Stahlprofilen eine Minimierung des Fertigungsaufwandes. Vouten an der Rahmenecke werden bei Einsatz von IPE- oder HE-Profilen bevorzugt eingesetzt (c-d), da ein erhöhter Materialeinsatz auf die hochbeanspruchten Bereiche der Rahmenecke beschränkt bleibt. Rahmen mit hoch liegendem Zugband gestatten größere Spannweiten bei gleichen Dimensionen der Stahlprofile. Rahmen mit Fachwerkriegeln sind insbesondere bei großen Stützweiten und hohen Belastungen aus angehängten Installations- oder Fördersystemen wirtschaftlich. Darüber hinaus bieten Sie den Vorteil der platzsparenden Leitungsführung. Wirken verhältnismäßig hohe Seitenkräfte auf den Rahmen werden bevorzugt eingespannte Stützenfüße angesetzt. Die gebräuchlichsten Grundformen sind in Bild 4.7 dargestellt.

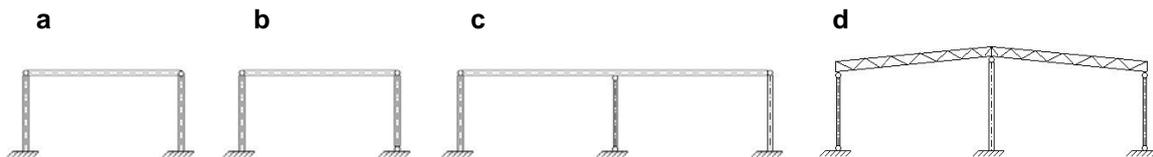


Bild 4.7 Rahmengrundformen mit eingespannten Stützen

Die Riegel (Binder) sind dann im Allgemeinen gelenkig an die Stützenköpfe angeschlossen. Über die Binder beteiligen sich alle biegesteif angeschlossenen Stützen an der Abtragung der Horizontallasten, es liegen statisch unbestimmte Systeme vor. Ein derartiger Hallentyp wird eher bei größeren Hallen (mit mittelschwerem bis schwerem Kranbetrieb) gewählt. Bei größeren Spannweiten werden die Dachträger dann häufig als Fachwerkbinder ausgeführt. Systeme gemäß Bild 4.7 c werden selten, Systeme gemäß (d) häufiger eingesetzt, ggf. auch mit mehrfacher Kopplung. Angependelte Stiele erhöhen den Verformungseinfluss Theorie II. Ordnung auf die Stabilisierungstütze, d.h. deren Knicklänge fällt größer aus.

4.2.2 Einfluss des Hallenkrans

Ein wesentlicher Bestandteil für die Dimensionierung und Auslegung eines Hallenrahmens sind Kranbahnen, sofern diese nutzungsbedingt vorgesehen sind. Kranbahnen liefern zum einen anteilig Vertikallasten, erfordern aber auch eine Berücksichtigung von Horizontallasten bei der statischen Nachweisführung. In Bild 4.8 sind stellvertretend für eine Vielzahl möglicher Konstruktionen verschiedene Varianten dargestellt. Beim Neubau einer Halle mit leichtem Kranbetrieb wird die Kranbahn in den meisten Fällen gemäß Bild 4.8 a konsolgelagert und die Einwirkungen bei der Dimensionierung des Hallenrahmens berücksichtigt. Schwere Kräne würden aufgrund der exzentrischen Einleitung über eine Konsole derartig große Schnittkräfte bewirken, dass die Abmessungen des Hallenrahmens unwirtschaftlich werden können. In diesem Fall ist es zweckmäßig, die Kranbahn auf zusätzlichen Stützen aufzulagern, die aus Stabilitätsgründen durch einen Fachwerkverband mit dem Rahmenstiel verbunden werden können. Im Rahmen von Nutzungsänderungen kann auch der Fall des nachträglichen Einbaus einer Krananlage auftreten. Diesbezüglich ist der Hallenrahmen im Regelfall nicht für die zusätzlichen Einwirkungen ausgelegt. Um aufwändige Verstärkungsmaßnahmen zu vermeiden bietet sich dann die Errichtung einer Stützung zur Aufnahme der vertikalen Lasten an, deren Gründung explizit nachgewiesen werden muss. Auch die Gesamtaussteifung der Halle bedarf einer Überprüfung und gegebenenfalls einer Ertüchtigung.

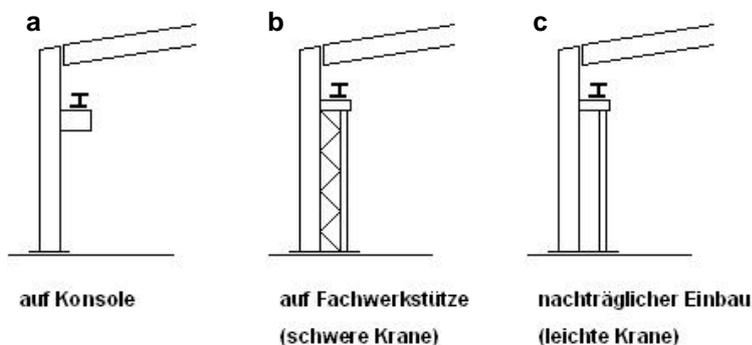


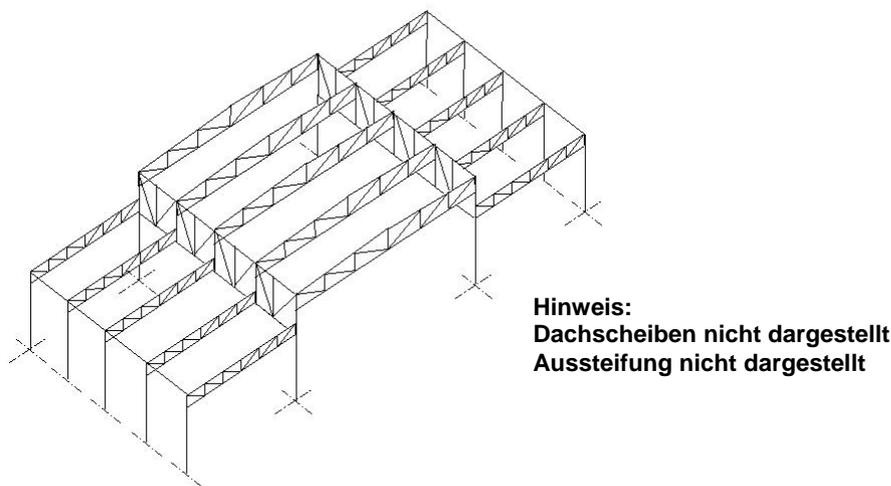
Bild 4.8 Konzepte zur Auflagerung von Kranbahnträgern

4.2.3 Mehrschiffige Hallen

Im Regelfall haben Hallen einen rechteckigen Grundriss. Nach der Anzahl der unter einem Dach vereinigten Teile wird zwischen ein- und mehrschiffigen Hallen unterschieden. Mehrschiffige Hallen können sich einerseits aus der Aneinanderreihung mehrerer einschiffiger Hallen bilden, aber auch, indem an einen einschiffigen, hinreichend steifen Rahmen einhüftige Rahmen bestehend aus einem Stiel und Riegel angeschlossen werden. Diese Variante wird häufig bei Erweiterungen gewählt, sofern die bestehenden Stützen über ein hinreichendes

Tragvermögen verfügen. Im Industriebau wird diese Option häufig bereits bei der Errichtung einer Halle eingeplant.

Mehrschiffige Hallen können aber nicht nur aus der parallelen Aneinanderreihung einschiffiger Hallen oder mit durchlaufenden Riegeln, sondern auch aus verschiedenen Kombinationen des Hallengrundsystems „Rahmen“ entstehen. In Bild 4.9 ist exemplarisch ein solches System dargestellt. Dabei bilden Haupttrahmen mit Fachwerkbindern das seitliche Tragelement in Hallenlängsrichtung, während Nebenrahmen als einhüftige Rahmen senkrecht an das Haupttragsystem angeschlossen sind. Diese Lösung bietet sich insbesondere an, wenn bezogen auf die Gesamthallenfläche unterschiedliche Lichtraumhöhen erforderlich sind. Derartige Hallentypen sind im Industrie- und Lagerhallenbereich weit verbreitet.



Hinweis:
Dachscheiben nicht dargestellt
Aussteifung nicht dargestellt

Bild 4.9 Exemplarische Darstellung einer mehrschiffigen Halle aus kombinierten Rahmen

4.2.4 Verbände

Der wesentliche Bestandteil einer Halle nach Fügung der Hallengrundelemente ist die Konzeption der Aussteifung einzelner Hallenkomponenten und die Aussteifung des Gesamtsystems. Grundsätzlich muss die Forderung gestellt werden, dass das System in den Vertikalebene sowohl in Hallenlängs- als auch in Hallenquerrichtung sowie in der Horizontalebene im Sinne einer Scheibe ausgebildet ist. Zur Gewährleistung der räumlichen Steifigkeit ist im Regelfall die Aussteifung der einzelnen Tragebenen ausreichend. In Bild 4.10 sind Hallenkörper mit verschiedenen Aussteifungsmaßnahmen in den Tragebenen dargestellt.

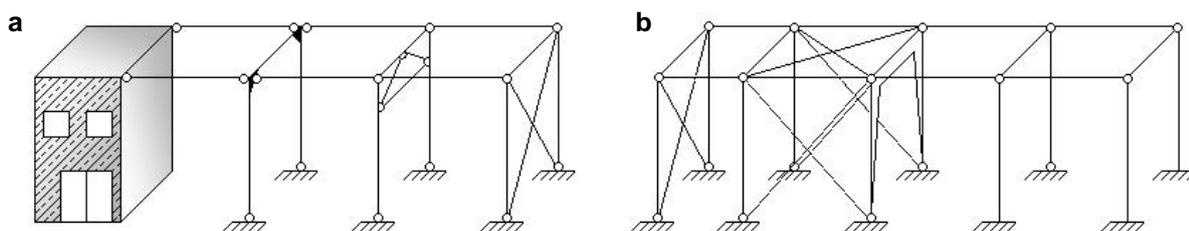


Bild 4.10 Schematische Darstellung von Hallensystemen mit verschiedenen Aussteifungsmaßnahmen

Wird die Halle in Querrichtung durch Rahmen oder eingespannte Stiele stabilisiert, bedarf es in Längsrichtung zusätzlicher aussteifender Bauteile. Die in Bild 4.10 a und b skizzierten Hallenrahmen stehen stellvertretend für die zuvor charakterisierten Grundformen. Die Aussteifung in Hallenlängsrichtung kann zum einen durch einen aussteifenden Kern geschaffen werden, der sich z.B. aus Tragwerkskomponenten aus Stahlbetonscheiben ergeben kann, oder gemäß Bild 4.10 b durch Verbände in Form von zusätzlicher Streben (Diagonalen) geschaffen werden. Ist nur eine Strebe innerhalb eines Stockwerkes vorhanden und soll der Verband für beide Richtungen wirksam sein, muss die Strebe zug- und drucksteif sein. Kreuzverbände mit zug- und drucksteifen Stäben werden seltener ausgeführt, im Allgemeinen sind sie nur zugsteif, d.h. sie wirken je nach Richtung der Horizontalkraft immer nur als Zugstreben. Erhält die nicht-knicksteife Strebe Druck, weicht sie geringfügig aus, die Kraft wird dann alleine über die andere Strebe abgetragen. Planmäßig drucksteife Streben würden aufgrund der Knickstabilität unproportional große Abmessungen erfordern.

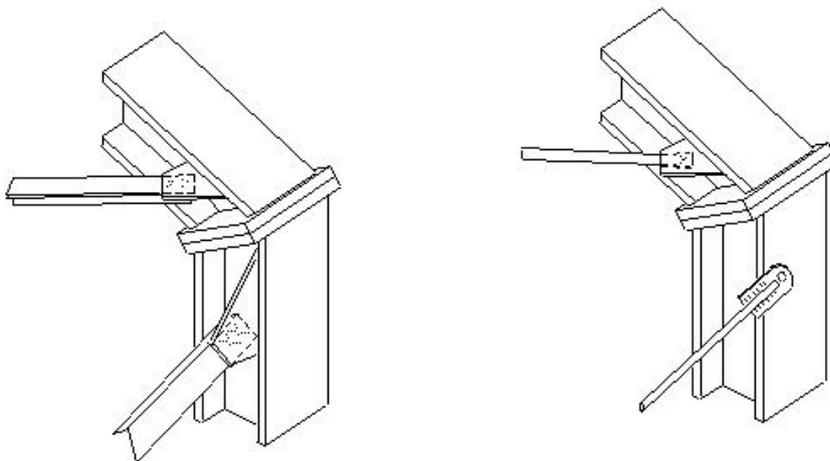


Bild 4.11 Konstruktionsdetails zum Anschluss von Verbänden

Eine Zentrierung der Stabachsen beim Anschluss der Verbände an die Rahmen ist konstruktionsbedingt häufig nicht möglich, gleichwohl sollte sie bei der baulichen Durchbildung weitgehend angestrebt werden. Ursachen für eine exzentrische Anordnung können z.B. das Konzept der raumabschließenden Bauelemente oder die Abmessungen der Verbandstäbe sein. In Bild 4.11 sind stellvertretend für weitere Lösungsmöglichkeiten zwei gebräuchliche Ausführungen von Kreuzverbänden mit L-Profilen oder Rundstäben dargestellt.

Die Verbände werden ins erste oder zweite Feld gelegt. Letzteres geschieht häufiger, da das zweite oft ein Normalfeld, wie alle folgenden, ist. Der Verband kann dann beidseitig gleichzeitig ausgeführt werden, was in der Giebelebene, wo die Pfetten und Wandriegel enden häufig nicht möglich ist. Zudem verfügt der Hallenendrahmen bei gleichmäßigem Raster zumeist über eine geringere planmäßige Belastung. Dadurch können bei Zugkräften in der Diagonale

evtl. abhebende Kräfte in den Stützen entstehen. Mehr als 4 Felder, allenfalls 5, sollten nicht verbandsfrei gehalten werden. Die Verbände dienen im Allgemeinen gleichzeitig als Montageverbände, ggf. sind sogar zusätzliche Montageverbände erforderlich, die nach Fertigstellung wieder demontiert werden.

Die Giebelwände von Hallen mit Rahmen werden in der Regel nicht als Rahmen ausgeführt, sondern als selbständige Konstruktionen mit Wandständern und Riegeln. Die Wand selbst erhält dann eine Verbandsaussteifung. Welche Verbände im Einzelnen gewählt werden, ist von vielen Faktoren abhängig. Es sind möglichst kurze Wege bei der Lastabtragung anzustreben. Die Art der Montage ist ebenfalls mitbestimmend, genauso wie die Planung der Wände und Tore. Darüber hinaus bestimmen Anzahl und Lage der Dehnfugen die Verbandsform. Weiterhin kann es für die Wahl der Verbandsform eine Rolle spielen, ob eine künftige Erweiterung vorgesehen ist. Neben den vertikalen Tragebenen ist auch für eine hinreichende Aussteifung der Dachebene zu sorgen, die der Abtragung von Windlasten und betriebsbedingten Horizontallasten gerecht wird. Diese kann analog zu den Wandscheiben durch Verbände, bevorzugt Kreuzverbände geschaffen werden. Die Aussteifung der Dachebene kann gleichermaßen durch schubsteif befestigte Dachelemente, z.B. Stahltrapezprofile bewerkstelligt werden.

4.2.5. Dachtragwerk

Bei parallel angeordneten Hallenrahmen sind die Binderabstände im Sinne einer wirtschaftlichen Konstruktion im Normalfall so groß, dass die Dachhülle ihr Eigengewicht und die veränderlichen Einwirkung nicht ohne Unterstützung abtragen könnte. Bei einer Dachhaut aus Trapezprofilen und Sandwichelementen kommt hinzu, dass die Tragrichtung aus Entwässerungsgründen parallel zu den Dachbindern anzusetzen ist. Daher sind in regelmäßigen Abständen Pfetten erforderlich. Neben hölzernen Pfetten bei kleineren Hallentragwerken werden überwiegend Stahlprofile eingesetzt. Dies können gemäß Bild 4.12 Walzprofile oder Kaltprofile des Stahlleichtbaus in den erforderlichen Abmessungen mit den nachzuweisenden Stabilitätseigenschaften sein. Kaltprofile sind in vielen Ausführungsvarianten lieferbar. Dabei sind Z-Profile und gegenseitig verschraubte Profile mit Kassettenform besonders verbreitet. Kaltprofile bieten den Vorteil eines geringen Eigengewichts bei gleichzeitig günstigen Trageigenschaften

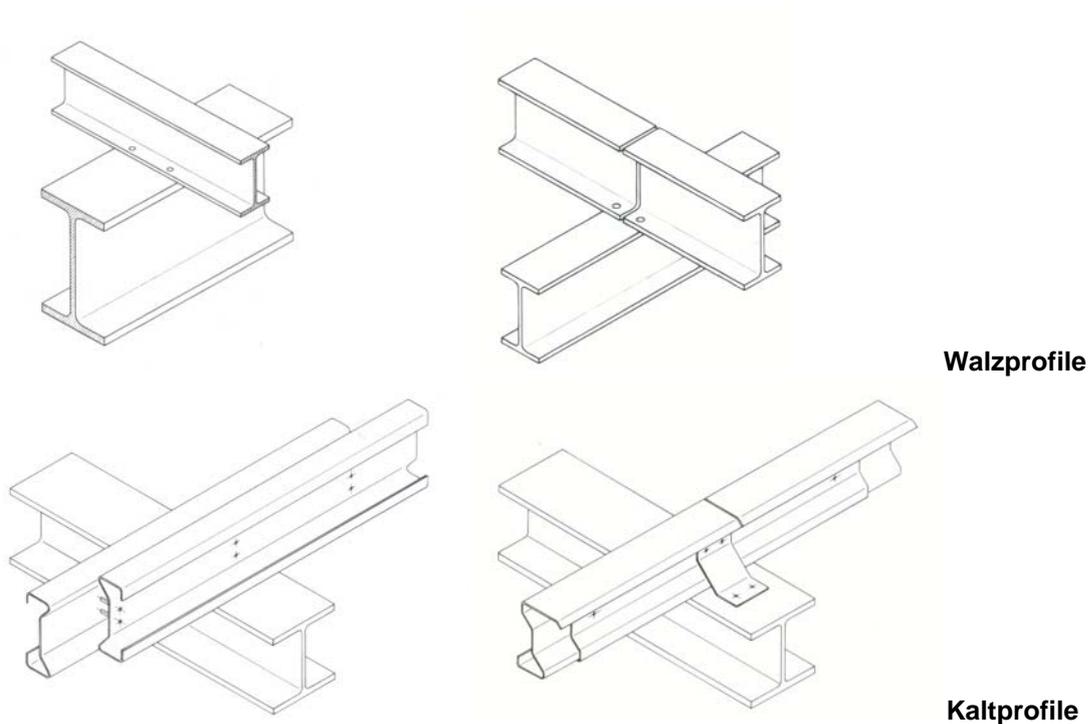


Bild 4.12 Auflagerung für durchlaufende und endgelagerte Pfetten

4.3 Beanspruchung der Konstruktion und der Tragelemente

4.3.1 Tragelemente

Vergleichbar mit vielen anderen Gewerken ist es auch bei Stahlhallen üblich, das Tragwerk in die einzelnen Tragkomponenten zu zerlegen, die Schnittgrößen unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu ermitteln, und die bautechnischen Nachweise für die Tragkomponenten zu führen. Da aus den einzelnen Tragelementen anteilige Lasten auf die weiterführenden Bauteile übertragen werden, findet die Nachweisführung prinzipiell in der Reihenfolge der Lastabtragung von Neben- auf Haupttragelemente und von oben nach unten statt. Die grundlegenden Tragelemente einer Stahlhalle in der typischen Hallengrundform sind in Bild 4.13 angegeben. In Abhängigkeit von der gewählten Konstruktionsweise müssen nicht immer alle bezeichneten Tragelemente vorhanden sein.

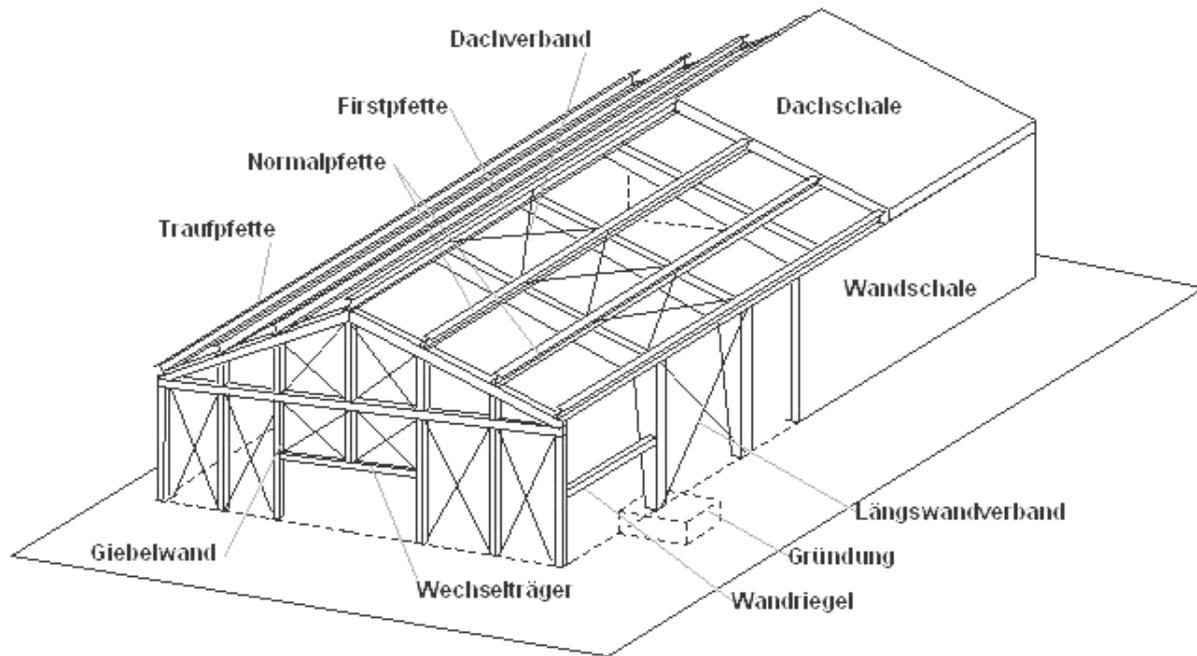


Bild 4.13 Schematische Darstellung der Tragelemente

Die statische Berechnung bezieht sich im Regelfall auf:

- 1.) Dachschale (Tragschale + Befestigung)
- 2.) Wandschale (Tragschale + Befestigung)
- 3.) Dachpfetten (falls vorhanden)
Normalpfette, Firstpfette, Traufpfette, Verbandspfette.
- 4.) Wandriegel (falls vorhanden)
- 5.) Hallenrahmen
- 6.) Dachverband
- 7.) Längswandverband
- 8.) Giebelwand (Giebelwandstützen, Verband und Ortgangriegel)
- 9.) Wechselträger für Durchbrüche im Dach und in den Wänden.
- 10.) Gründung

Besondere Ausstattungsvarianten und Installationseinrichtungen bedürfen einer zusätzlichen bzw. gesonderten Berechnung und Nachweisführung. Darunter sind z.B. Krananlagen mit zugehörigen Kranbahnen oder sonstige Betriebseinrichtungen zu verstehen. Bauteile, die über die Hallengrundformen hinausgehen, wie z.B. Vordächer im Bereich von Laderampen (Bild 4.14) an der Hallenlängsseite oder Giebelwand sind gesondert nachzuweisen. Die resultierenden Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf die Hallenkonstruktion sind beim Nachweis der Hallenstruktur zu berücksichtigen.

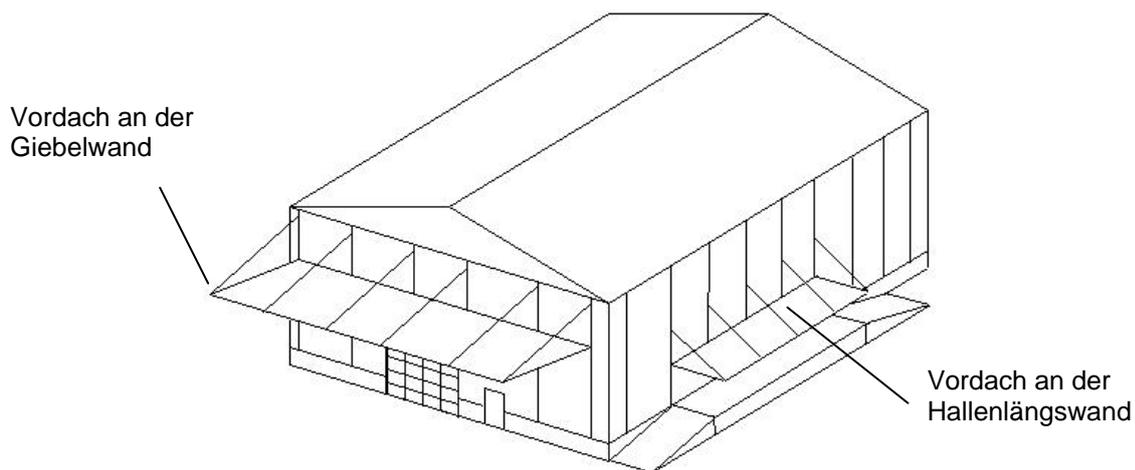


Bild 4.14 Zusätzliche Beanspruchungen aus Vordächern

Die Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen müssen entsprechend den Regelungen der in Kapitel 3 zitierten Standards ermittelt werden. Tabelle 4.1 gibt noch einmal einen Überblick über die Einwirkungen und die relevanten Bauteile.

Tabelle 4.1 Einwirkungen und nachweisrelevante Bauteile

Nr.	Einwirkung	Anzusetzen auf
1	Eigengewicht	Dachschale, Pfetten, Rahmen, Gründung
2	Schneelast	Dachschale, Pfetten, Rahmen, Gründung
3	Schneesackbildung	Dachschale, Pfetten, (ggf. Rahmen), Gründung
4	Windlast	Wandschale, Dachschale, Pfetten, Rahmen, Gründung
5	Windlast – Erhöhung auf Einzelbauteile	Wandschale, Dachschale, Pfetten, Befestigungsmittel
5a	Windlast – Sogspitzen	Wandschale, Dachschale, Pfetten, Befestigungsmittel (evtl.)
6	Temperatureinwirkung	Außenhülle (z.B. Sandwichelemente), Gesamtstruktur
7	Anhängelasten	Je nach Vorgabe: Dachschale, Pfetten, Rahmen auch nach Einzugsfläche gestaffelt möglich
8	Einwirkungen aus Kranbetrieb	Kranbahn, Rahmen, Giebelwand, Aussteifung, Gründung
9	Dynamische Einwirkungen	Gesamtstruktur

Aus unplanmäßiger Schiefstellung entstehen Zusatzbeanspruchungen einzelner Tragelemente. Da es sich dabei nicht um eine äußere Beanspruchung handelt, schließen sich diese Beanspruchungen in der Regel im Tragwerk kurz. Typischerweise werden die Elemente der Aussteifung, Verbandsdiagonalen und Pfosten, dadurch beansprucht. Diese sind bei der statischen Berechnung und den Stabilitätsnachweisen durch idealisierte Ersatzimperfektionen zu berücksichtigen.

Tabelle 4.2 Ersatzimperfektionen und nachweisrelevante Bauteile

Nr.	Einwirkung	Anzusetzen auf
10	Stützenschiefstellungen	Wandverbände, Stützen und Verbandspfosten
11	Seitliche Abweichung des Binderriegels von der Sehne	Dachverband, Pfetten, Binderriegel

Seitlich weiche Systeme erfahren nicht vernachlässigbare Verformungen. Die daraus resultierenden Zusatzeinwirkungen sind vergleichbar mit denen aus unplanmäßiger Schiefstellung. Im Fall eines Hallentyps, bei dem die freie Spannweite deutlich größer ist als die Hallenhöhe ($h/b \geq 3$), und die Dachlast im Wesentlichen aus Eigengewicht, Schnee und Anhängelast besteht (ca. 100 - 150kg/m²), wird dieser Effekt vernachlässigbar klein sein. Anderenfalls muss eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung oder die Ermittlung entsprechender Knicklängen durchgeführt werden.

4.3.2 Beanspruchung der Tragelemente

- Dachschale

Für die Herstellung der Dachschale gibt es verschiedene konstruktive Lösungen, die nicht nur unter dem Gesichtspunkt der Tragfähigkeit gewählt werden. Als Elemente der Lastabtragung kommen Trapezblech, Kassettenelemente und Sandwichelemente zum Einsatz. In der Vergangenheit wurden auch Porenbeton oder Bimsdielen verwendet. Genauere Erläuterungen folgen im Kapitel 6. Bei weit gespannten Hallendächern kommen zunehmend Membrane zum Einsatz, wie an den Beispielen der CargoLifter-Halle in Brand [34], der Arena auf Schalke [36], Millenium Dome in London [37] und der Überdachung der Tribünen des Gottlieb-Daimler-Stadions in Stuttgart [38] mit der vordergründigen Funktion des Wetter- und Blend-schutzes gezeigt werden kann.

Die Tragschale muss die vertikalen Lasten auf die Pfetten bzw. zu den Bindern abtragen. Für den Nachweis der Tragfähigkeit werden in der Regel Bemessungstabellen aus entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassungen der Hersteller verwendet. Grundlage der bauaufsichtlichen Zulassungen sind experimentelle Untersuchungen zur Absicherung des Trag- und Verformungsvermögens. Bei Verwendung von Trapezblechen kann die entstehende Blechschale effizient zur Stabilisierung der unterstützenden Konstruktion herangezogen werden. Bei geringen Dachneigungen können die Bleche häufig auch den Dachschub bis zum First übertragen. Kraftfluss und Verankerung sind dabei nachzuweisen. Die statischen Kenngrößen und Tragfähigkeiten können den bauaufsichtlichen Zulassungen entnommen werden. Es ist darauf zu achten, dass die Bleche schubfest miteinander verbunden werden. Die vierseitige Lagerung kann realisiert werden, indem an den Längsrändern ein einfassendes Kanteil vorgesehen

wird. Die zu übertragende Schubkraft aus der Stabilisierung der Unterkonstruktion ist in der Regel nur für die Verankerung zwischen Kantteil und Pfette maßgebend. Die Ermittlung der Stabilisierungslast wird in Abschnitt 4.4 erläutert.

- Wandschale

Ausführungsvarianten für Wandschalen sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Tabelle 4.3 Typische Ausführungsbeispiele für Wandschalen

Nr.	Aufbau	Bemerkung
1	Trapezblech/Wandriegel	Einsatz bei offenen Hallen als Wetterschutz.
2	Trapezblech Außenschale Kassette mit Isolierung / evtl. Dampfsperre	Die Außenschale kann gestalterisch gewählt werden. Bauphysikalisch ungünstig, ohne Zusatzmaßnahmen nur bei Hallen mit niedrigen Innentemperaturen effektiv.
3	Sandwichelemente	Moderne Bauweise mit zunehmender Beliebtheit. Sowohl die Farbe als auch die Oberflächenstruktur kann gestalterisch eingesetzt werden. Bauphysikalisch günstige Eigenschaften.
4	Außenschale beliebig / Isolierung Porenbeton Wandelemente	Vergleichbar mit Fassaden im Wohnungsbau. Kommt meist nur bei Bürobauten zum Einsatz.

Die Wandschale trägt sich selbst und die Windlasten zu den Stützen hin ab. Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind die bauaufsichtlichen Zulassungen maßgebend. Bei einer Kassettenschale kann auch eine Stabilisierung der unterstützenden Konstruktion realisiert werden, wenn die Kassetten untereinander schubfest verbunden werden. Trapezprofilbleche, Kassettenelemente und die Sandwichbauweise werden im Kapitel 6 ausführlich behandelt.

- Unterkonstruktion, Pfetten und Wandriegel

Pfetten und Wandriegel werden benötigt, wenn die Binder bzw. Rahmenabstände kein freies Tragen der raumabschließenden Bauelemente gestatten. Diese Bauteile können statisch als Einfeldträger, als Durchlaufträger oder mit Gerbergelenken ausgebildet werden. Der Nachweis der Wandriegel kann nach DIN 18800 Teil 1 und Teil 2 erfolgen.

Als Dachpfetten kommen typischer Weise IPE, HEA-Profile oder kaltverformte Profile des Stahlleichtbaus zum Einsatz, die direkt auf den Bindern befestigt werden. Aufgrund der Dachneigung werden diese Bauteile in beiden Hauptachsenrichtungen beansprucht. Der Nachweis der schiefen Biegung ist bei Pfetten bis zu einer Pfettenhöhe von 200 mm in der Regel ausreichend, da das aufliegende Trapezblech für eine ausreichende Stabilisierung sorgt, selbst wenn plastische Tragreserven der Pfetten ausgenutzt werden. Bei höheren Pfetten ist ein Nachweis gegen Biegedrillknicken zu führen.

-Rahmen

Rahmen werden überwiegend in der Rahmenebene beansprucht, und deshalb in der statischen Berechnung im Regelfall als ebene Bauteile behandelt. In Verbandsfeldern der Längsaussteifung erhalten Stützen und Riegel des Rahmens zusätzliche Zug- bzw. Druckkräfte, die der Rahmenbeanspruchung in den betreffenden Lastfällen zu überlagern sind. Zusätzlich sind gemäß Kapitel 4.4 die Tragfähigkeit und die Stabilität von Rahmen senkrecht zur Rahmenebene nachzuweisen.

- Fachwerkbinder und Fachwerkstützen

Fachwerkträger sind ab Spannweiten von 35 – 40 m wirtschaftlich effizient. Dabei werden häufig Konstruktionen mit Schlankheitsgraden zwischen 1/10 und 1/15 gewählt. Mit Fachwerken lässt sich bei geringem Materialeinsatz eine vergleichsweise große Steifigkeit und Tragfähigkeit erzielen. Der Fertigungsaufwand gegenüber Walzprofilen oder geschweißten I-Trägern ist allerdings erheblich größer. Neben der Fähigkeit, große Spannweiten zu überbrücken, gestatten Fachwerkkonstruktionen eine ästhetische Gestaltung, die von Architekten geschätzt wird, und eine einfache und raumsparende Leitungsführung. Moderne Großhallen an Bahnhöfen, Flughäfen oder Ausstellungshallen werden häufig von Fachwerkträgern überspannt. In Analogie zu den Dachträgern werden Fachwerkstützen erst bei großen Höhen und hoher Belastung wirtschaftlich eingesetzt. Beispiele für diese Bauweise gibt es im schweren Industriebau, z.B. bei Hütten- oder Walzwerken und bei Werfthallen für den Schiffbau.

- Giebelwand

Giebelwände bilden den Hallenabschluss in Gebäudelängsrichtung. Der Aufbau besteht aus dem Ortgangriegel, den Giebelwandstützen und ggf. Verbänden. Diese werden überwiegend durch Wind beansprucht. In der Ebene ist die Einflussfläche in der Regel in etwa halb so groß, wie die der Binder. Die Scheibenbeanspruchung ist daher verhältnismäßig gering. Der Ortgangriegel wird auf Biegung beansprucht, wenn der Pfettenabstand nicht dem Stützenabstand entspricht. Typisch sind Tür- und Toröffnungen, die in der Praxis durch Wechselträger eingefasst werden.

4.4 Stabilitätsnachweis der Bauteile und der Gesamtkonstruktion

4.4.1 Stabilität der Rahmen

Die überwiegende Anzahl von Rahmen aus Stahl besteht aus I-förmigen Querschnitten, gegebenenfalls in gevouteter Ausführung. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf diesen Rahmentyp. Wesentlich ist der Nachweis der räumlichen Stabilität (Biegedrillknicken). Wäh-

rend bei rein ebener Betrachtung die Schnittgrößenermittlung nach Theorie I. und II. Ordnung mit derzeitig handelsüblichen Hard- und Softwarelösungen erfolgen kann, stehen für den Nachweis der räumlichen Stabilität von Rahmen nur wenige, und durch die Normung nicht immer eindeutig standardisierte Verfahren zur Verfügung.

DIN 18800 Teil 2 verfolgt den Lösungsansatz, den zu untersuchenden Stab aus dem Gesamtsystem herauszulösen, und an diesem Ersatzstab die Biegedrillknickuntersuchung durchzuführen. Diese Vorgehensweise kann bei Rahmenkonstruktionen nicht ohne Vorbehalt angewendet werden, da ein gegenseitiger Einfluss von Stütze und Rahmenriegel unter Beachtung der Rahmeneckausbildung vorhanden ist. Analytische Lösungsansätze sind in [10] angegeben. Unter Nutzung moderner EDV-Kapazitäten lässt sich die Problemstellung mit numerischen Berechnungsverfahren nach der Methode der Finiten Elemente lösen. Ein räumliches Stabwerk bietet diese Möglichkeiten nicht uneingeschränkt.

Die Modellierung umfasst die vier Themen Geometrie/Elementierung, Materialeigenschaften, Lagerungsbedingungen und Einwirkungen.

- 1.) Die Diskretisierung muss Gurte, Quersteifen und das Stegblech abbilden. Die interessierenden Eigenschaften der Gurte und Rippen sind Ihre Querschnittsfläche, die Torsionssteifigkeit und die Biegesteifigkeit um zwei Achsen. Dies sind typische Balkeneigenschaften, so dass es genügt die Gurte und Rippen als Stäbe eines „Trägerrostes“ abzubilden. Der Steg muss den Schub übertragen, aber auch sogenannte „Querschnittsverformungen“ ermöglichen. Dies kann durch Abbildung als Faltenwerk mit Schalenelementen erfolgen. Diese Elemente müssen in der Stegebene als Scheibe und aus der Ebene heraus als Platte wirken. Je nach Elementformulierung müssen über die Steghöhe mehrere Elemente angeordnet werden. Normalerweise sollten 3-4 Elemente zwischen den Gurten ausreichen.
- 2.) Aus den zuvor genannten Forderungen bezüglich der Elementierung ergeben sich feindiskretisierte Modelle, mit denen lokale Spannungskonzentrationen wirklichkeitsnah erfasst werden können. Der Werkstoff Stahl ist aufgrund seiner Zähigkeit (Duktilität) in der Lage große Dehnungen zu ertragen, ohne dabei an Festigkeit einzubüßen. Der Modellierung wird üblicherweise ein bilineares Werkstoffgesetz zugrunde gelegt.
- 3.) Mit zunehmender Komplexität des Modells wächst der Aufwand einer korrekten Formulierung der Lagerungsbedingungen. In der Rahmenebene lässt sich beispielsweise ein gelenkiger Fußpunkt nicht mehr ohne weiteres am aufgelösten Querschnitt erzeugen. Eine Lagerung beider Gurte in der Profillängsachse erzeugt eine Einspannung des Querschnittes. Aus der Dachschale müssen die Trägerrostlagerungen abgeleitet werden.

Dies sind seitliche Lagerungen, Schubfelder und Drehbettungen (kontinuierlich oder diskret an einzelnen Punkten) beider Gurte.

- 4.) Die Belastung muss eine zum Stabmodell analoge Beanspruchung erzeugen. Da mit einem räumlichen Faltwerkmodell keine Schnittgrößen berechnet werden können, sind z.B. Gurtmittelspannungen als Vergleichswerte möglich. Außerdem wirkt sich der Lastangriffspunkt auf die berechnete Verzweigungslast aus. Zugbeanspruchungen, wie beispielsweise aus Windsog am Obergurt, wirken günstiger als eine adäquate Auflast. Der Lastangriffspunkt muss den wirklichen Gegebenheiten entsprechen.

Die zuvor beschriebene Vorgehensweise für eine numerische Analyse kann mit jedem leistungsfähigen FE-Programm durchgeführt werden.

In den Bildern 4.15-4.17 sind die Berechnungsergebnisse einer Traglastberechnung exemplarisch für einen Hallenrahmen mit einer Stützweite von 63 m und einer Rahmenecke mit Geh-rungsanschluss dargestellt. Bild 4.15 gibt die Diskretisierung des Rahmensystems, die Formulierung der Dachpfetten als Stabsystem und die Einwirkungen aus vertikalen Lasten wieder.

Gurte und Flansche und Stirnplatten sind als Schalenelemente modelliert. Die Gurte sind 2-fach und der Steg 3-fach unterteilt. Die Verformungskapazität der Elemente ist bei dieser Diskretisierung ausreichend, um die elastischen Verformungen zu beschreiben. Allen Schalenelementen erhalten ein bilineares Materialgesetz mit einer Fließgrenze von 327000000 N/m² (=32,7 kN/cm²). Die ebene Lagerung ist durch zwei Gelenke an den Rahmenfußpunkten realisiert. Durch die Pfetten wird der Riegel am Obergurt seitlich gehalten. Die Nachgiebigkeit des Dachverbandes spielt für den Rahmen eine untergeordnete Rolle und wird vernachlässigt. Je ein Wandriegel hält den Stützenaußenflansch in dessen Systemachse. Auf die Formulierung einer elastischen Drehbettung wird verzichtet. Die äußere Einwirkung entspricht der Lastfallkombination aus Schnee und Wind. Unter der kleinsten Verzweigungslast weicht der Untergurt über eine Länge von ca. 16 m seitlich aus. Mit dieser Bezugslänge wird ein Vorverformungsstich nach DIN 18800 II El 202 ermittelt, auf den die Verzweigungsfigur an der Stelle der größten Verformung normiert wird. Die Verformungs- und die Vergleichsspannungsergebnisse der anschließenden Traglastberechnung sind auf den Bildern 4.16 und 4.17 gezeigt. Die Traglast ist in diesem Beispiel vordergründig von der Verzweigungslast des Modells geprägt. Wenn die Traglast durch eine ebene Fließgelenkkette bestimmt wird, muss die Elementdiskretisierung an den Fließzonen verfeinert werden. Die im Querschnitt entstehenden nichtlinearen Verformungen könnten mit der hier gewählten Elementierung nicht hinreichend genau angenähert werden.

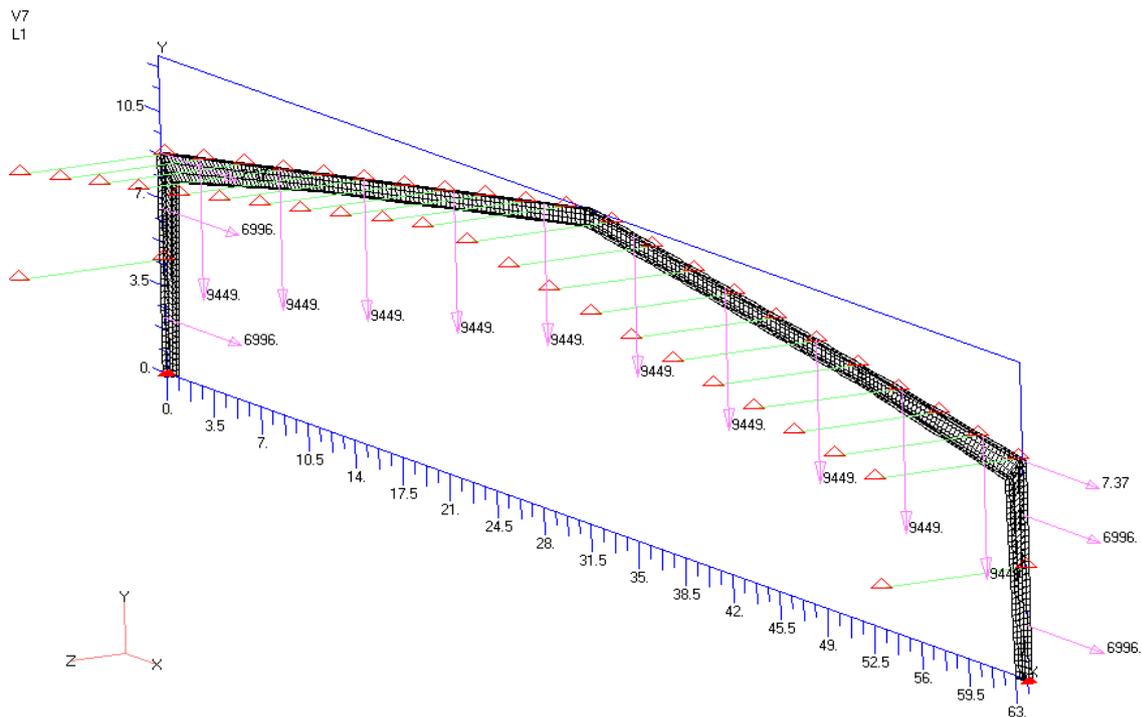


Bild 4.15 Rahmensystem einschließlich Randbedingungen und Einwirkungen

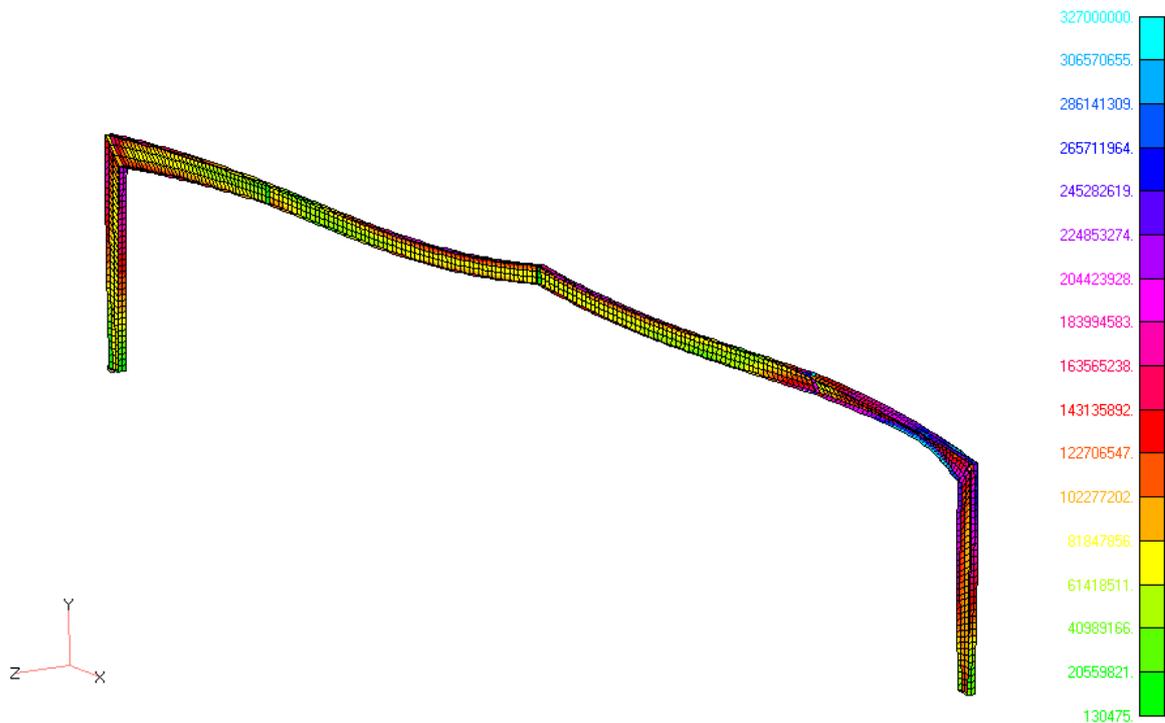


Bild 4.16 Verformungsfigur eines Hallenrahmens einschließlich berechneter Vergleichsspannungen $[\text{N/m}^2]$

Alternativ können spezielle Programmsysteme eingesetzt werden, die problemspezifisch einen Großteil der oben genannten Modelleigenschaften komfortabel generieren. Andere Softwarelösungen gestatten automatische Biegedrillknickuntersuchungen anhand von Stabwerkssystemen, die auf einer Formulierung nach DIN 18800 an aus dem Gesamtsystem herausge-

lösten Ersatzstäben beruhen. Für die Biegedrillknickuntersuchung von Rahmen sind diese nur bedingt geeignet. Das tatsächliche Tragverhalten kann damit nur eingeschränkt beschrieben werden. Vor allem die Interaktion zwischen Riegel und Stütze bleibt unberücksichtigt und führt zu unsicheren Ergebnissen.

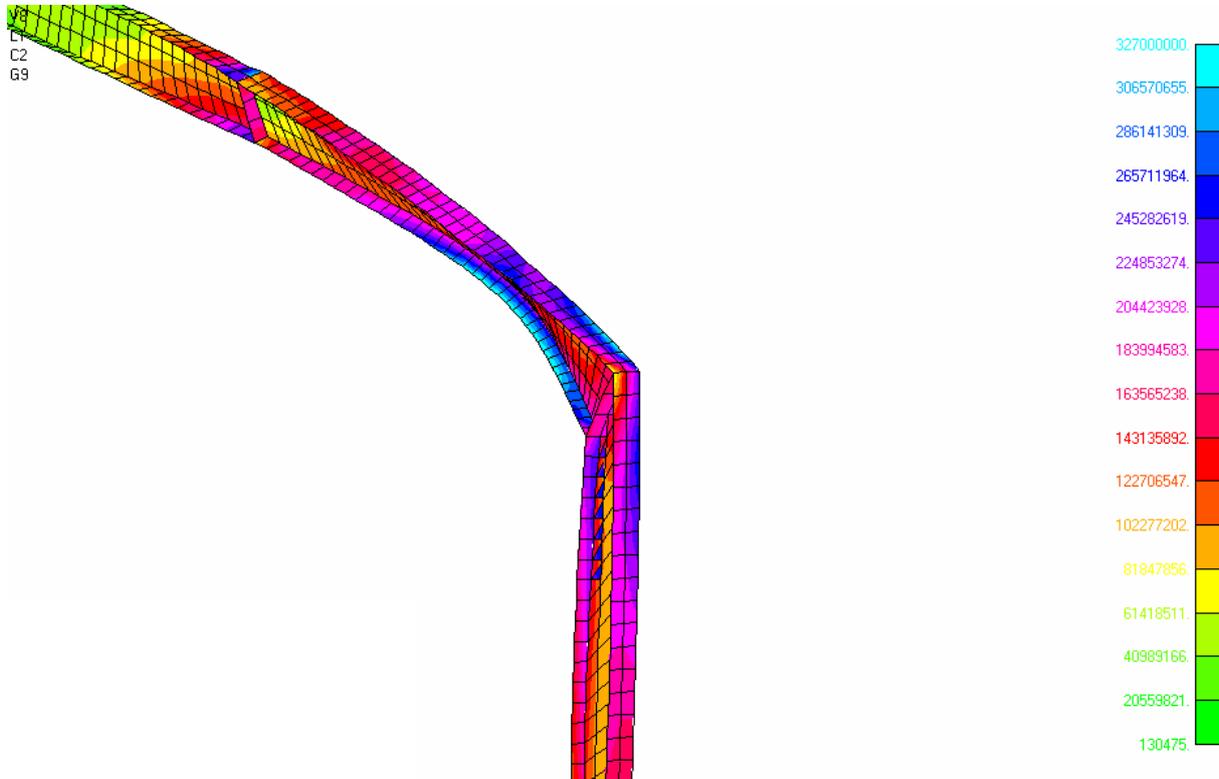


Bild 4.17 Detailauszug aus Bild 4.16: Vergleichsspannungen in $[\text{N}/\text{m}^2]$

Da eine numerische Biegedrillknickuntersuchung relativ aufwändig ist, empfiehlt es sich aus der ebenen Betrachtung ein oder zwei maßgebende Lastkombinationen auszuwählen, die für den Biegedrillknicknachweis vermutlich maßgebend sind. Kriterien für die Auswahl sind hohe Druckspannungen in Gurten, die über weite Strecken seitlich nicht gestützt sind. Folgende Lastfälle kommen hierfür in vielen Fällen in Frage:

- Stützeninnengurt bei maximalem negativem Rahmeneckmoment.
- Riegeluntergurt bei maximalem negativem Rahmeneckmoment
- Riegeluntergurt über einer Innenstütze bei maximalem Stützmoment.

Auf die aussteifenden Dachschalen bzw. die auf die Dachverbände wirken Stabilisierungslasten, die aus der Druckkraft des Oberflansches nach DIN 18800 Teil 2 (Element 206) ermittelt werden können.

4.4.2 Stabilität von Fachwerkträgern

Die unter Druck stehenden Stäbe eines Fachwerkes müssen als Knickstab nachgewiesen werden. Je nach konstruktiver Gestaltung kann die Knicklänge der Füllstäbe in der Fachwerkebene auf 90 % der Diagonallänge reduziert werden.

Für den Nachweis des Druckgurts in der Fachwerkebene entspricht die Knicklänge der Systemlänge des Einzelstabs. Aus der Fachwerkebene heraus kann für die Gurtnicklänge in guter Näherung der Abstand der seitlichen Halterung durch die Pfetten angesetzt werden. Bei weichen Dachverbänden kann sich diese Knicklänge auch vergrößern, was durch die im Folgenden beschriebene Näherung erfasst werden kann (Bild 4.18).

Der Fachwerkträger wird obergurtseitig durch abgesetzte Pfettenlasten beansprucht. Aus dem unter Gleichlast parabelförmigen Biegemomentenverlauf lassen sich die Druckkräfte in den Stäben bestimmen. Die Sprünge im Kraftverlauf entsprechen den von den Streben abgesetzten Gurtkraftkomponenten. Unter der Annahme fiktiver Gelenke an den Pfettenauflagern und einer seitlichen Auslenkung des Obergurts um das Stichmaß e entsteht eine labile Gelenkkette. Diese wird über die Pfetten durch einen in der Obergurtebene liegenden Verband stabilisiert. Bedingt durch die im Obergurt wirkende Druckkraft entstehen in den Knickpunkten der Gelenkkette Umlenk- bzw. Abtriebskräfte, die über die Pfetten in den Verband weitergeleitet werden. In der Firstpfette und in den Normalpfetten treten Druck- und in der Traufpfette Zugkräfte auf. Bei einem Flachdach kann die Formulierung auf Innen- und Randpfetten übertragen werden.

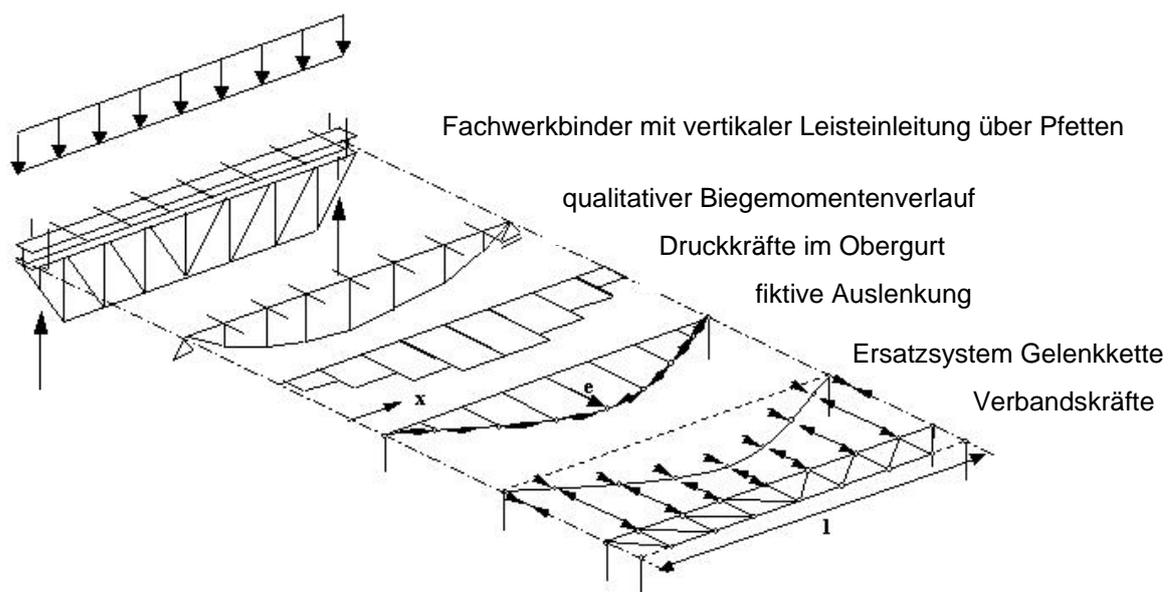


Bild 4.18 Ersatzmodell für den Nachweis der Stabilisierung des Druckgurts eines Fachwerkbinders

Unter der auf der sicheren Seite liegenden Annahme, dass die Gurtkraft S über die gesamte Trägerlänge konstant ist und eine parabelförmige Formabweichung bzw. Vorverformung vorliegt, ergeben sich die Pfettenkräfte wie folgt:

$$H = \frac{8 \cdot S \cdot e}{m \cdot l}$$

mit: S Druckkraft im Obergurt
 a Pfettenabstand
 m Anzahl der Felder
 e Ersatzimperfektion
 z.B. DIN 18800 Teil 1
 Element (205)

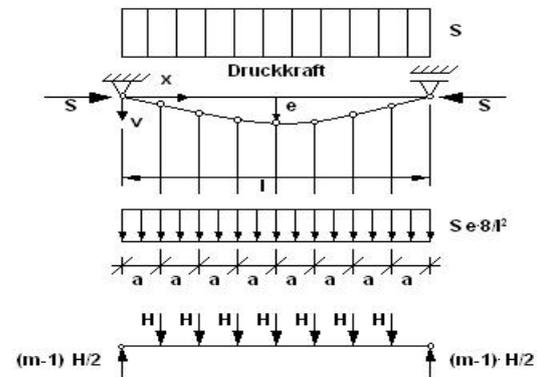


Bild 4.19 Stabilisierungslasten aus Fachwerkbindern

Die Auflagerkraft des Verbands infolge der Imperfektion, die mit der Beanspruchung der Rand- bzw. Traufpfette gleichzusetzen ist, beträgt dann:

$$n \cdot \frac{m-1}{2} \cdot H \quad \text{mit } n: \text{ Anzahl der Innenpfetten}$$

Bei der Nachweisführung der Pfetten sind die Stabilisierungskräfte mit den Kräften aus der äußeren Belastung zu überlagern. Die oben angegebenen Beziehungen liefern Kräfte nach Theorie I. Ordnung. Infolge der planmäßigen Beanspruchung und der Abtriebskräfte erhält das auszusteiende Bauteil zusätzliche Verformungen, die ihrerseits Abtriebskräfte hervorrufen. Der Einfluss nach Theorie II. Ordnung kann in guter Näherung mit Hilfe des Verformungsfaktors α erfasst werden:

$$\alpha = \frac{1}{1 - S/S_{Ki}}$$

Dabei ist für S_{Ki} die Knickkraft des aussteifenden Bauteils einzusetzen. Eine genauere Berechnung kann wahlweise mit Hilfe von EDV-Programmen erfolgen.

4.4.3 Stabilitätsnachweis der Pfetten

Pfetten werden durch die Dachschale planmäßig belastet, werden aber auch gleichzeitig durch die Dachschale gegen seitliches Ausweichen (Biegedrillknicken) aussteift. Für die Verformungsmöglichkeiten der Pfette bedeutet das anschaulich, dass beim Biegedrillknicken entgegen der Annahme einer freien Verformung ein seitliches Ausweichen des Druckgurts behindert wird und eine Verdrehung um eine gebundene Drehachse auftritt. Der Nachweis unter der Annahme freier seitlicher Verschiebungen würde zu unwirtschaftlichen Pfettenabmessungen führen. Hallendächer werden in der Baupraxis häufig unter Verwendung von Trapezprofilen ausgeführt, detaillierte Erläuterungen hierzu werden in Kapitel 6 gegeben. Die in DIN

18800 Teil 2 explizit für Trapezprofile genannten Kriterien für den Nachweis einer seitlichen Verschiebungsbehinderung kann bei entsprechender Ausbildung der Anschlusselemente auch auf andere Dacheindeckungssysteme übertragen werden. Gemäß [3] ist der Biegedrillknicknachweis bei Verwendung von I-Profilen mit $h \leq 200$ mm nicht erforderlich.

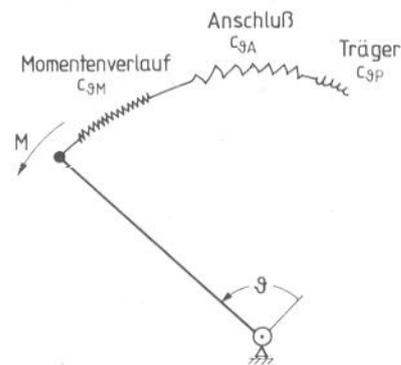
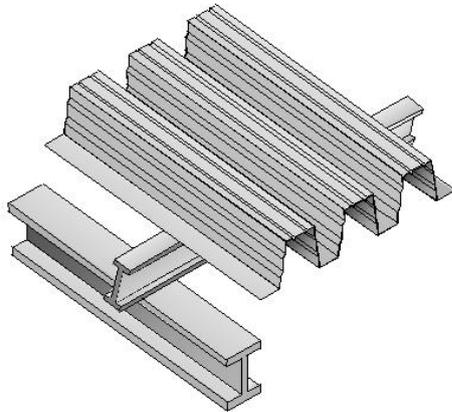


Bild 4.20 Querschnitt eines Pfettendachs mit Trapezblech **Bild 4.21** Drehbettungsanteile [11]

Als Eingangsgrößen für den Biegedrillknickweis einer Pfette sind nachfolgende Kenngrößen erforderlich:

- 1.) Die **Schubsteifigkeit** der Dachschale behindert die seitliche Auslenkung des Pfettenobergurts. Diese kann bei Verwendung von Trapezblechen in der Regel der bauaufsichtlichen Zulassung entnommen werden. Das Schubfeld wird an den Längsrändern durch die über der Nulllinie verlaufende Sicke und an den Querrändern durch den Pfettenobergurt allseitig eingefasst. Da die von der Pfette ausgehenden Stabilisierungslasten am Querrand des Trapezbleches eingeleitet werden, darf auf die in DIN 18800 Teil 2 vorgeschriebene Reduzierung der Schubsteifigkeit auf 20 % der Nenngröße verzichtet werden [11].
- 2.) Die Drehbettung aus der Dachschale behindert die Verdrehung des Oberflansches. Die anzusetzende Federkonstante enthält gemäß Bild 4.21 drei Komponenten: Die Nachgiebigkeit der Blechschale, die Nachgiebigkeit des Profilsteges (Profilverformung) und die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel. Maßgebend wird bei Trapezblechen die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel. Unberücksichtigt bleibt die rückdrehende Wirkung infolge einer Auflast.
- 3.) Die Drehfeder am Auflager zum Binder (statt eines Gabellagers) wird durch die diskrete Profilverformung der Pfette selbst bestimmt.
- 4.) Die Querschnittswerte der Pfette mit den Werten zur Wölbkrafttorsion repräsentieren den eigenen Widerstand der Pfette gegen Biegedrillknicken.

Der Biegedrillknicknachweis kann mit den zuvor genannten Kenngrößen und Annahme anhand der Berechnungsformate in DIN 18800 Teil 2 geführt werden. Darüber hinaus müssen noch die zu übertragenden Stabilisierungskräfte nachgewiesen werden. Die auf das Schubfeld wirkende Stabilisierungslast lässt sich mittels der Flanschdruckkraft der Pfette und einer anzusetzenden seitlichen Flanschdurchbiegung gemäß DIN 18800 T2, Element (206), berechnen. Die Resultierende aus der Auflagerlast des Dachbauteils und der Stabilisierungslast muss durch die entsprechende Anzahl von Verbindungsmitteln in den Pfettenobergurt eingeleitet werden.

Wenn Trapezbleche als Aussteifung der Pfetten herangezogen werden, dann dürfen ohne statische Prüfung nachträglich keine größeren Öffnungen in Trapezbleche eingebracht werden.

4.4.4 Lokale Beulnachweise

Neben den Stabilitätsnachweisen stabförmiger Druckglieder und den Nachweisen der Gesamtstabilität können in Abhängigkeit von der Konstruktion zusätzlich Beulnachweise erforderlich sein. Dies gilt insbesondere bei Rechteckrahmen und Giebelrahmen im Bereich der Rahmenecken. Praxisübliche Rahmenecken-Konstruktionen sind in Bild 4.22 skizziert.

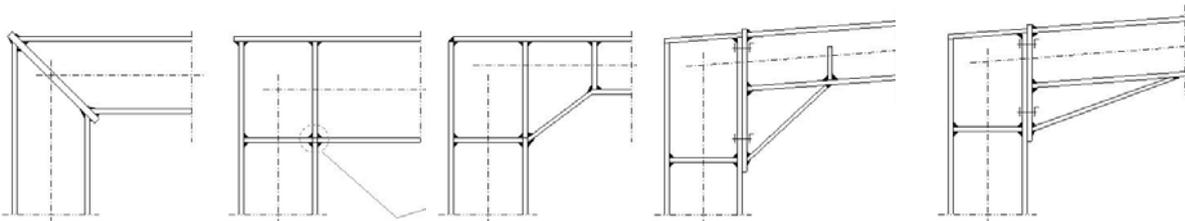


Bild 4.22 Schematische Darstellung für die Ausführung von Rahmenecken

Für die Ausbildung von Rahmenecken besteht eine große Vielfalt konstruktiver Lösungen als geschweißte oder geschraubte Verbindung, wobei der Fertigungsaufwand und die Montagefolge den Ausschlag für die Konzeption einer Rahmenecke ist. Allen Lösungen gemein ist, dass in der Rahmenecke die Schnittgrößen vom Riegel auf den Stiel umgesetzt werden müssen, was mit einem mehrachsigen ebenen Spannungszustand geprägt durch hohe Schubspannungen einhergeht. Für das Eckblech ist der Spannungs- und vor allem der Beulnachweis zu führen und gegebenenfalls Verstärkungsmaßnahmen durch Erhöhung der Stegblechdicke oder den Einbau von Beulsteifen vorzusehen. Die Stabilität der Beulsteifen ist ebenso nachzuweisen.

Auf einen Beulnachweis für das Schubfeld darf verzichtet werden, wenn das Verhältnis b/t die zulässigen Werte $g_{renz}(b/t)$ nach DIN 18800 Teil 1 bzw. 18800 Teil 3 nicht überschreitet. Anderenfalls ist der Beulnachweis explizit nach DIN 18800 Teil 3 zu führen. Der Beulnach-

weis eine Schubfeldes kann vereinfachend unter der Annahme geführt werden, dass die Längsspannungen im Stegblech vernachlässigt werden und durch äquivalente Schubspannungen ersetzt werden. Beim Spannungsnachweis sollten die Längsspannungen jedoch berücksichtigt werden. Unter den genannten Vereinfachungen lässt sich der Beulnachweis mit den Berechnungsformaten nach DIN 18800 Teil 3 führen. Alternativ können der Fachliteratur [10] Beultafeln entnommen werden.

4.5 Stützenfußausbildung und Gründung

4.5.1 Kriterien für Stützenfußausbildung und Gründung

Die konstruktive Ausbildung der Stützenfußpunkte und die Art der Gründung hängen im Wesentlichen vom statischen System der Halle, von der Höhe der ständigen und veränderlichen Lastanteile und von der Tragfähigkeit des Baugrunds ab. Reine Vertikalkräfte lassen sich in der Regel ohne Schwierigkeiten in den Baugrund eintragen. Horizontalkräfte entstehen durch Windlasten, Kranseitenstoß sowie durch das System, z.B. Dreigelenk- und Zweigelenkrahmen. Auch diese Kräfte muss das Fundament abtragen. Geringe Fundamentabmessungen können erreicht werden, wenn die Horizontalkräfte durch ein Zugband im Hallenboden rückverankert werden. Die gleiche Wirkung ist mit der Einbindung des Fundaments durch einen Bewehrungsanschluss in die Bodenplatte zu erzielen.

Sollten die horizontalen Reaktionskräfte über den Fundamentkörper in den Baugrund eingeleitet werden, sind zumeist größere Fundamentabmessungen erforderlich um die notwendigen geotechnischen Nachweise erbringen zu können. Eine Einspannung der Rahmenstiele gestattet eine schlankere Ausführung der Rahmenkonstruktion mit entsprechender Massenminderung, dafür sind aber aufwändigere Gründungsmaßnahmen zur Einleitung der Stützenfußmomente in den Baugrund erforderlich. Dies geht im Regelfall mit größeren Fundamentabmessungen einher. Eine praxisübliche Vorgehensweise liegt in der Verwendung von Köcherfundamenten, in welche die Stiele eingesteckt, ausgerichtet und mit Vergussmörtel vergossen werden. Die Wahl eines Gründungskonzepts ergibt sich häufig schon aus der Tragfähigkeit des Bodens, da bei geringem Tragvermögen ohnehin größere Fundamente zur Abtragung der Vertikallasten erforderlich sind.

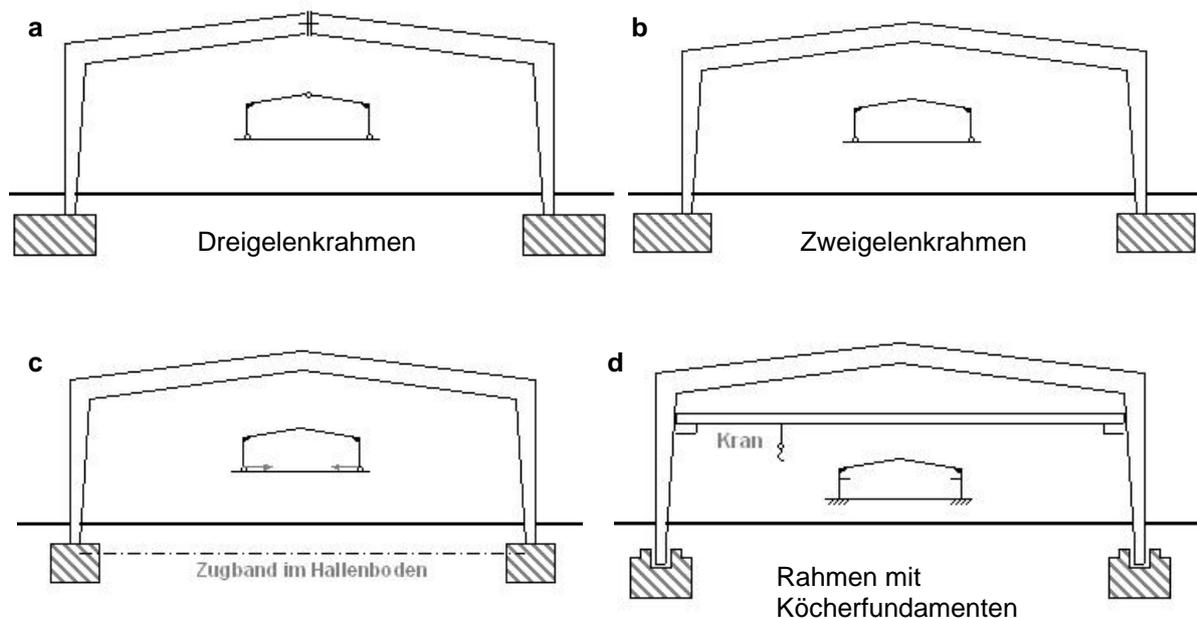


Bild 4.23 Gründungsarten für Hallen Grundfälle

4.5.2 Gelenkige Fußpunktkonstruktionen

Gelenkige Fußpunktkonstruktionen bieten im Allgemeinen den Vorteil, dass sie die Montage und Justierung der Hallenrahmen vereinfachen und auch eine einfache Demontage der Halle im Falle einer Ortsänderung gestatten. Unter den Nachteilen ist vorrangig zu nennen, dass mögliche Tragreserven aus dem statischen System ungenutzt bleiben, und damit größere Abmessungen der Rahmenträger notwendig sind. Bei größeren Hallen mit hohen vertikalen Lastanteilen werden gelenkige Stützenfüße häufig mit einem planmäßigen Gelenk entsprechend der exemplarischen Darstellungen in Bild 4.24 ausgeführt. In den Teilbildern a und b sind typische Drehgelenke mit durchbohrten Laschen dargestellt, durch die ein Bolzen durchgesteckt ist. Diese eher dem Maschinenbau zuzuordnende Konstruktion lässt eine freie Drehung um eine Achse zu und überträgt in Abhängigkeit vom Bolzendurchmesser über Reibung nur geringe Biegemomente. In den Teilbildern c und d sind gelenkige Anschlusskonstruktionen dargestellt, in denen ein ballig als Kalotte ausgebildeter Druckkörper über Hertz'sche Pressung die Belastung an eine Grundplatte überträgt. Beiderseits der Kontaktfläche sind Knaggen angeordnet, um ein seitliches Ausweichen zu verhindern. In Teilbild c ist das ballige Kontaktstück über eine Kopfplatte am Stützenfuß fixiert. Die Lösung in Teilbild d mit einer lastverteilenden Traverse ist dann erforderlich, wenn die Auflagerfläche zur Einhaltung der Betonpressungen vergrößert werden muss. Für die beiden letzteren Lösungen ist anzumerken, dass konstruktionsbedingt keine Zugkräfte zwischen Stütze und Fundament übertragen werden können. Aufgrund des Fertigungsaufwandes werden derartige Konstruktionen bei neuen Bauwerken nur noch selten realisiert.

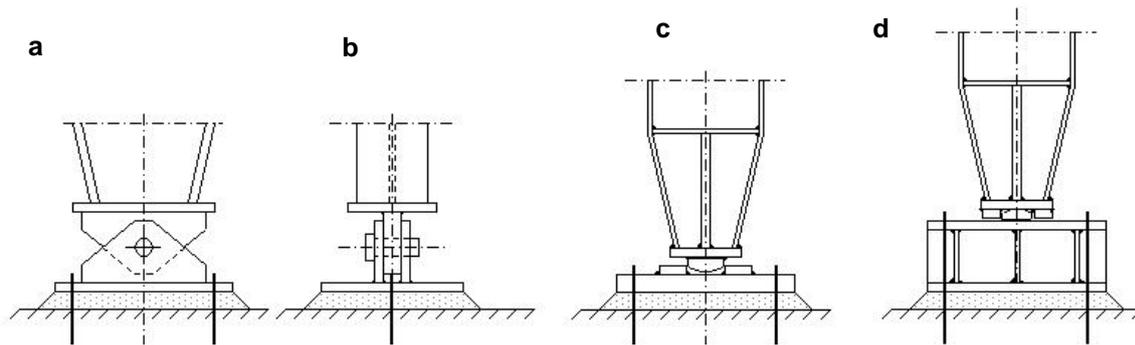


Bild 4.24 Ausführungsbeispiele für in der Rahmenebene gelenkige Stützenfußkonstruktionen

In der gegenwärtigen Baupraxis hat sich im Geschoss- und Hallenbau für gelenkige Fußpunkte eine Bauweise entsprechend der Prinzipskizze in Bild 4.25 etabliert. Dabei wird der Stiel der Stütze mit einer Kopfplatte versehen, einjustiert und mit Vergussmörtel vergossen. Diese Unterfüllung muss vollständig und vollflächig erfolgen, da ansonsten die Stützenkraft exzentrisch abgesetzt wird, was unter Umständen ein hohes, unplanmäßiges Exzentrizitätsmoment zur Folge hat.

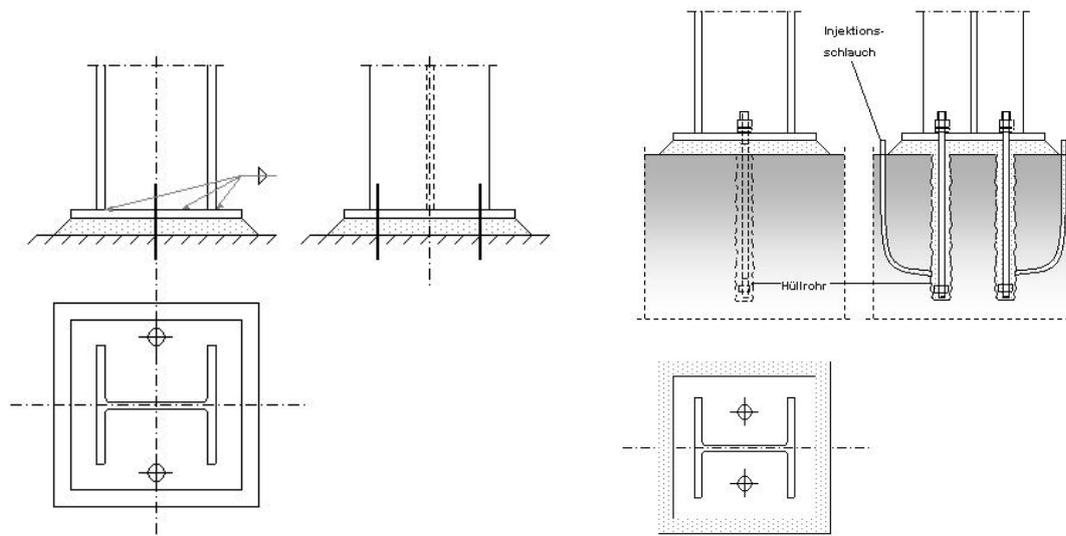


Bild 4.25 Prinzipskizze eines gelenkigen Stützenfußes

Bild 4.26 Stützenfuß mit Ankerschrauben in gewelltem Hüllrohr

In Bild 4.26 ist eine Konstruktion dargestellt, die im Fall einer möglichen Zugbeanspruchung in der Praxis häufig Anwendung findet. Im Fundamentkörper ist ein gewelltes Hüllrohr mit vorbereiteten Injektionsschläuchen eingelassen. Nach dem Justieren des Rahmenstiels werden Ankerschrauben in die Hüllröhre eingeführt und die Hüllrohre über die Injektionsschläuche vergossen. Wenn die Anker bei der Herstellung des Fundaments vor dem Ausrichten der Stützen einbetoniert werden, sind nur geringe Ausführungstoleranzen hinnehmbar. Zum Justieren sind größere Bohrungen in den Fußplatten erforderlich, die durch dicke Scheiben überbrückt

werden. Für die Übertragung von Horizontalkräften sind zusätzliche Schubknaggen (siehe auch Bild 4.28) vorzusehen.

Bei geringen Stützenkräften genügt im Regelfall eine unausgesteiften Fußplatte. Die Schub-sicherung erfolgt durch Anker oder Bolzen, die in der Schwerlinie der starken Querschnittsachse (Biegeachse) angeordnet sind. Grundsätzlich entspricht diese Ausführung keinem klassischen Gelenk, kann aber unter der Voraussetzung geringer Fußpunktverdrehungen als solches behandelt werden. Aus Kostengründen wird diese Lösung auch bei größeren Vertikalkräften durch entsprechend dickere Kopfplatten und die Verwendung von hochfestem Beton angestrebt. Bei zu großen Kräften oder nicht ausreichend tragfähigem Beton sind gegebenenfalls Aussteifungsrippen erforderlich.

Die Pressungsverteilung unter Fußplatten ist vordergründig von der Steifigkeit der Fußkonstruktion abhängig. Unter der Voraussetzung annähernd elastischen Verhaltens stellen sich unter zentrischer Belastung die in Bild 4.27 qualitativ skizzierten Pressungen ein.

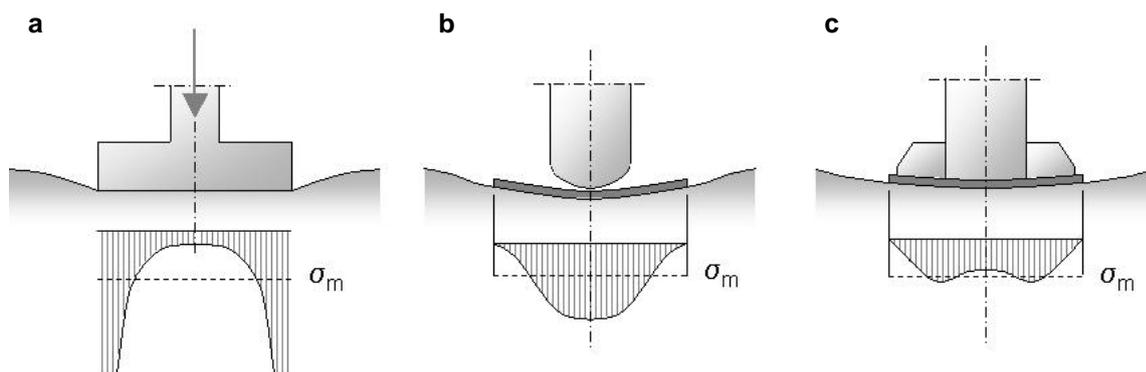


Bild 4.27 Schematische Darstellung der Pressungsverteilung bei unterschiedlich steifen Fußkonstruktionen

Um eine möglichst gleichförmige Pressung, wie sie beim Tragsicherheitsnachweis unterstellt wird, zu erreichen, muss die Fußkonstruktion ausreichend steif ausgebildet sein. Der Nachweis wird bei zentrischen Druckbeanspruchungen über den Vergleich der rechnerischen mit den zulässigen Betonpressungen geführt. Der dabei angesetzte Mittelwert der Pressungen σ_m darf lokal überschritten werden. Dies trifft eher für den mittleren als weniger für den Randbereich zu. Aufgrund der zweiachsialen Druckbeanspruchungen kann der Beton in der Mitte größere Beanspruchungen ertragen. Durch eine 3-5 cm dicke Mörtelfuge unter der Fußplatte werden Unebenheiten der Fundamentoberfläche ausgeglichen, so dass von einer Vergleichmäßigung der Pressungen ausgegangen werden kann.

In Bild 4.28 sind konstruktive Ausführungsbeispiele für eine derartige Ausbildung der Stützenfüße dargestellt. Teilbild a stellt das Anschlussdetail für eine Konstruktion mit Zugband im Hallenboden dar. Unter der Fußplatte ist ein I-Profil zur Schubsicherung angeschweißt. Zusätzlich ist die Stütze durch Montageanker in der Scherlinie der Stütze verankert. Teilbild b

stellt die einfachste Ausbildung eines gelenkigen Stützenfußes mit angeschweißter, verankerter Fußplatte dar.

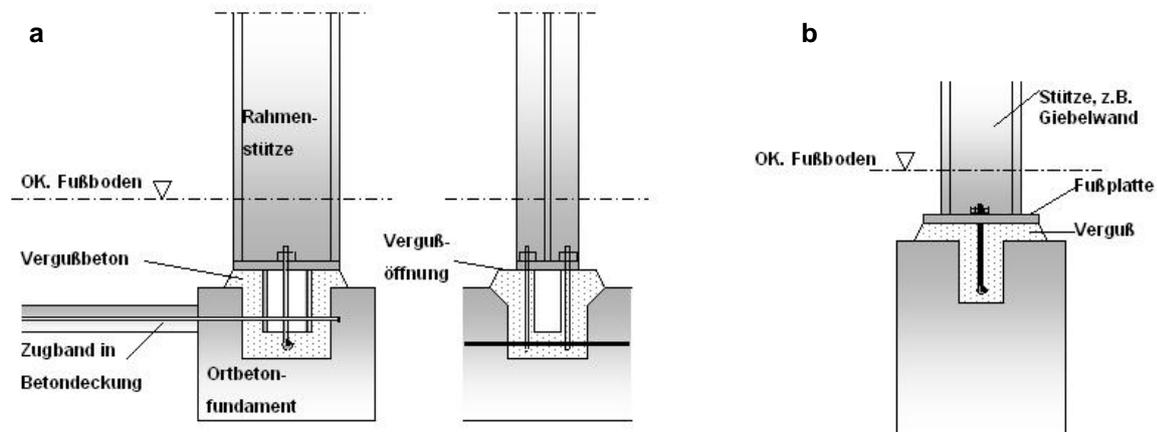


Bild 4.28 Konstruktive Ausführungsdetails von gelenkigen Stützenanschlüssen

4.5.3 Eingespannte Stützen

Mit entsprechend höherem Material- und Fertigungsaufwand lassen sich näherungsweise Einspannungen der Fußpunkte realisieren. Exemplarische Darstellungen der konstruktiven Durchbildung sind in Bild 4.29 mit fortlaufend höheren Anforderungen an die Beanspruchbarkeit dargestellt.

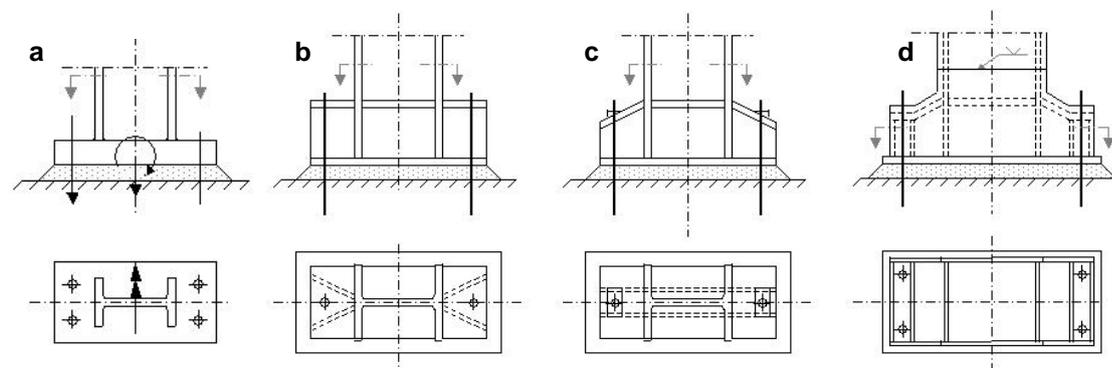


Bild 4.29 Ausführungsbeispiele für biegesteife Fußpunktstrukturen

Die einfachste Ausführung mit angeschweißter Fußplatte in Teilbild a entsteht, indem Ankerkonstruktionen exzentrisch zur Biegeachse angeordnet werden. Das Biegemoment lässt sich dann umsetzen in eine Zugkraft in den Ankern und eine Druckkraft im Beton. Unter der Bedingung eines niedrigen Biegemomentes, bei der die Fußplatte noch vollständig überdrückt ist, kann die Spannungsberechnung nach dem Hook'schen Gesetz erfolgen. Mit zunehmendem Biegemoment und damit verbunden auch höheren Ankerkräften sind steifere Konstruktionen erforderlich, die auch der Abtragung der Schubkräfte aus der Weiterleitung der Ankerkraft gerecht werden müssen.

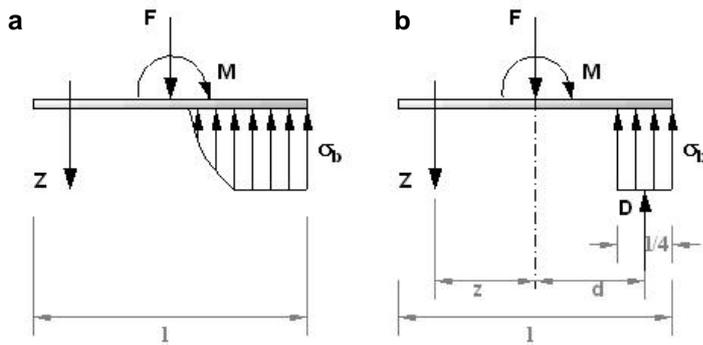


Bild 4.30 Rechnerische Annahme der Pressungen in Abhängigkeit von den Biegeanteilen.

Bild 4.30 enthält die angenommenen Pressungsverteilungen in Abhängigkeit vom einwirkenden Biegemoment für den Fall, dass die Fußplatte nicht mehr vollständig überdrückt ist und sich eine klaffende Fuge einstellen würde. Analog zu den Annahmen für den Zustand II im Stahlbetonbau werden die Zugkräfte durch den Anker in der Zugzone aufgenommen, die Druckkomponente wird über die Annahme einer Spannungsverteilung nach dem Parabel-Rechteckdiagramm eingeleitet. Die Dimensionierung der Anker kann nun über die Bemessungsregeln des Stahlbetonsbaus oder vereinfachend mit dem in Bild 4.29 angegebenen Näherungsverfahren [3] erfolgen. Für den Nachweis der Betonspannungen wird in [3] empfohlen, einen Erhöhungsfaktor 1,5 einzuführen, um Nichtlinearitäten, die im Näherungsverfahren nicht berücksichtigt sind, zu erfassen.

Zur Vermeidung einer klaffenden Fuge können die Anker vorgespannt werden. Neben einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit der Anker kann auf diese Weise auch die Dauerhaftigkeit der Fußpunkt konstruktion erhöht werden. Die prinzipielle Modellbildung und Berechnungsgrundlagen können [3] entnommen werden.

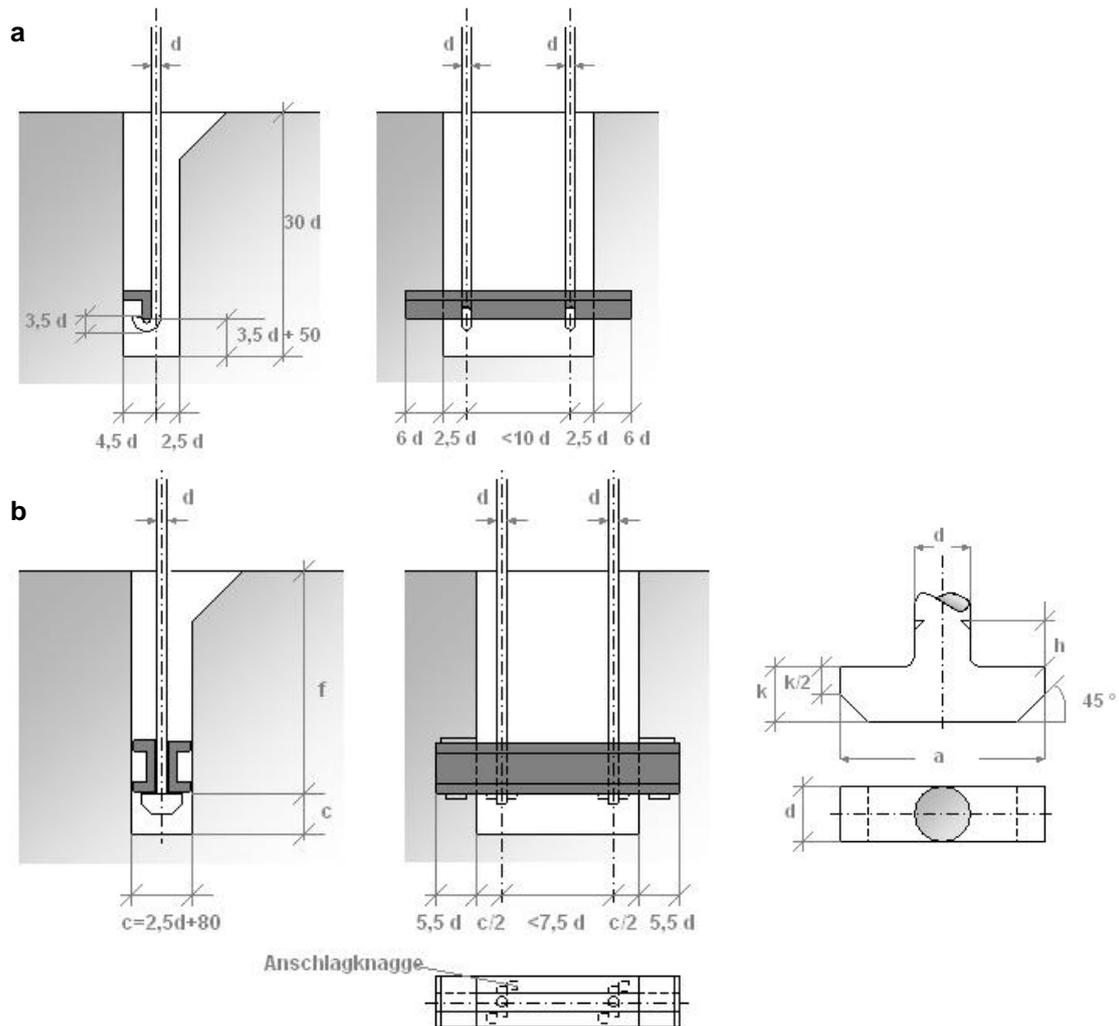


Bild 4.31 Lösungen zur Rückverankerung der Fußpunkte im Fundament

Stellvertretend für eine Vielzahl bauaufsichtlich eingeführter und über viele Jahre erprobter Lösungen für Rückverankerungssysteme ist in Bild 4.31 a ein Verfahren mit angewinkeltem Montageanker dargestellt, der ein im Fundamentkörper einbetoniertes Stahlprofil umgreift. Die Bewegungsmöglichkeit in der vorbereiteten Ausnehmung im Fundament gestattet eine genaue Justierung des Stützenfußes. Alternativ zum angewinkelten Montageanker können gemäß Bild 4.31 b auch Hammerkopfschrauben verwendet werden, die durch Verschwenkung um 90° unter zwei Stahlprofilen die geforderte Rückverankerung gewährleisten. Als weitere Möglichkeiten kommen profilierte Ankerstäbe, die Umgreifung von Bewehrung oder angeschweißte Winkel in Betracht.

Ein anderes Konzept zur Realisierung eingespannter Stützen liegt mit der Verwendung von Köcherfundamenten vor. Diese Lösung findet hauptsächlich im Hallenbau mit Stahlbeton-Fertigteilen Anwendung, da eine Fußkonstruktion nur mit erheblichem Mehraufwand werksseitig montiert werden kann. Unter einem Köcherfundament ist ein in Ortbeton ausgeführter

prismatischer Körper zu verstehen, in den eine Öffnung mit definierter Tiefe eingebracht ist, die später die Stütze mit einem erforderlichen Spiel zur Einbringung des Vergussmörtels aufnehmen kann. Im Rahmen der Montage der Hallenrahmen werden die Stützen in der Ausnehmung justiert und der Hohlraum vergossen. Ein konstruktives Beispiel für ein Köcherfundament ist in Bild 4.32 abgebildet. Ein Schwachpunkt bei der Verwendung von Köcherfundamenten zur Aufnahme von Stahlstützen liegt im direkten Anschlussbereich an der Oberkante des Fundamentes, bzw. der Vergussoberkante vor, da eindringende Feuchtigkeit Korrosion begünstigen kann. Köcherfundamente können auch als Fertigteil im Werk hergestellt werden, und auf einer Ausgleichsschicht auf der Baustelle ausgerichtet werden. Diese Lösung fordert eine hohe Sorgfalt bei der Einrichtung des Fundamentkörpers.

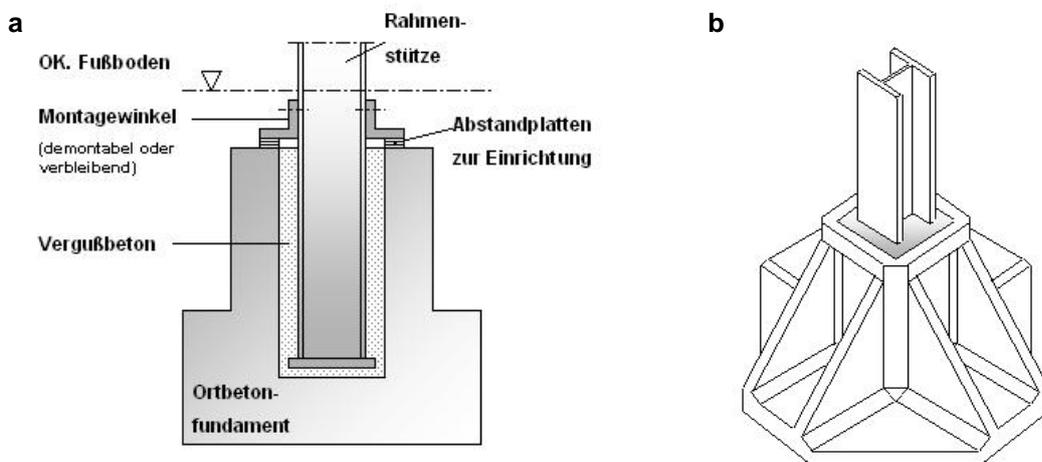


Bild 4.32 Köcherfundamente in Ortbetonbauweise und als Fertigteil

4.6 Konstruktive Ausbildung von Verbänden

Sofern die Aufgabe der Aussteifung gegen horizontale Einwirkungen aus Wind und gegebenenfalls aus Kranbetrieb nicht durch einen aussteifenden Kern, Rahmenkomponenten oder eine geeignete und zugelassene raumabschließende Hülle wahrgenommen wird, sind Verbände entsprechend Kapitel 4.2 erforderlich. Verbände können durch einen druck- und zugsteifen Diagonalstab im aussteifenden Feld ausgeführt werden, der Regelfall ist aber die Anordnung eines Kreuzverbands, bei dem die Stäbe unter der Annahme eines Ausweichens unter Druckbeanspruchung nur mit ihrer Zugtragfähigkeit angesetzt werden.

In Bild 4.33 [12] sind zwei alternative Lösungen eines Wandverbands dargestellt, die jedoch in gleicher Weise in die Dachebene projiziert werden können. Bild 4.33 a zeigt einen typischen Kreuzverband aus L-Profilen, bei dem ein Stab über die vollständige Länge der Diagonale ausgeführt ist, während der zweite aufgrund der Durchdringungsproblematik durch Knotenblech bzw. eine Lasche gestoßen ist. Auf die Ausführung des Knotenblechs kann verzichtet werden, wenn die Winkelstahldiagonalen durch gegenseitige Anordnung des abstehenden Schenkels aneinander vorbeigeführt werden. Der Anschluss des Verbands an das aussteifende System erfolgt im Allgemeinen über Laschenbleche, die so ausgebildet sind, dass sich die Systemlinien der Tragkonstruktion und der Aussteifungselemente in einem Punkt schneiden. Damit soll das auftreten zusätzlicher Exzentrizitätsmomente vermieden werden.

Die Anschläge der Verbände an Konstruktion können in gleicher Weise auch durch Schweißverbindungen ausgeführt werden, Schraubverbindungen sind jedoch einfacher bei der Montage und flexibler im Fall einer Demontage.

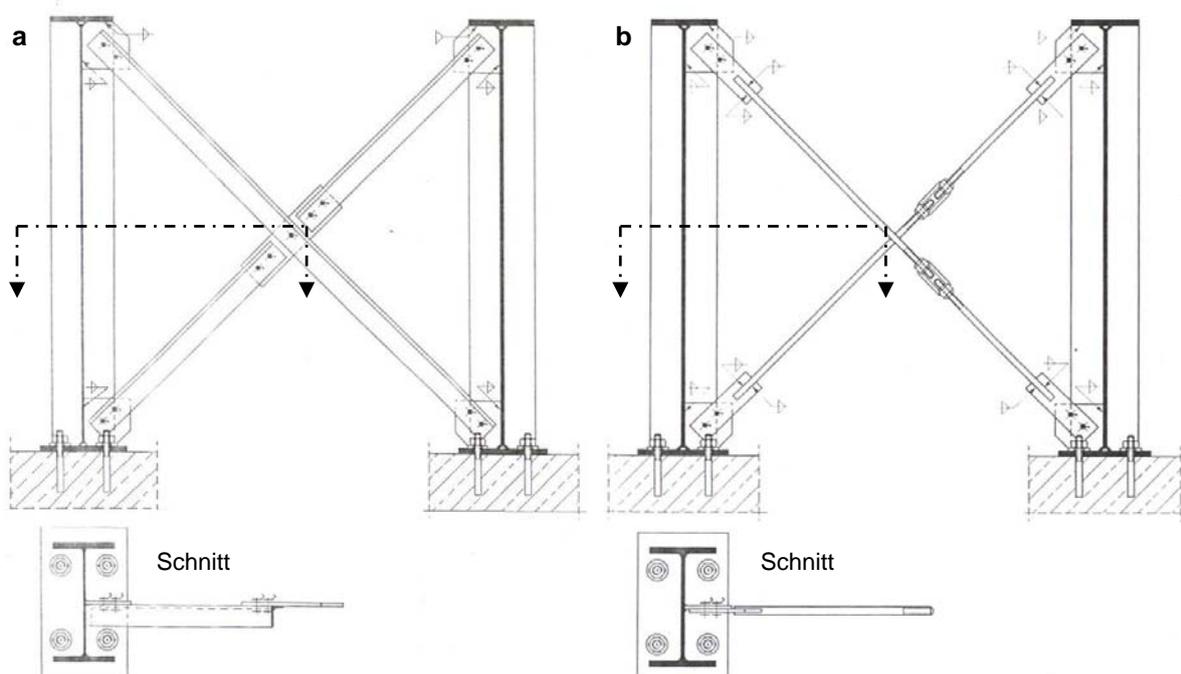


Bild 4.33 Wandverbände mit Winkelstahldiagonalen (a) und Rundstahldiagonalen (b)

In Bild 4.33 b sind Diagonalverbände aus Rundstählen, an deren Ende geschlitzte Flachbleche angeschweißt sind, abgebildet. Alternativ können auch bauaufsichtliche Zugstabsysteme mit Gabelköpfen verwendet werden. Verbände aus Rundstählen bieten im Sichtbereich eines schlankeren und damit gefälligeren Erscheinungsbildes. Die Justierung dieser auch häufig als Montageverband eingesetzten Konstruktion erfolgt durch Spannschlösser mit je einem Rechts- und einem Linksgewinde bei den eingefassten Rundstählen.

Bild 4.34 und Bild 4.35 stellen Anschlussdetails von Dachverbänden zum einen bei einem Riegel als Walzprofil mit angeschlossenen Rohrprofilen, und zum anderen bei einem Fachwerkbinder aus Rechteckhohlprofilen dar. In Bild 4.34 sind die Rundstahldiagonalen durch Löcher im Riegelsteg hindurch gesteckt und hinter speziellen, halbkreisförmigen Formstücken aus Gussstahl durch aufgeschraubte Muttern gespannt. Bei dieser Methode ist in der Draufsicht eine zentrische Anordnung der Bauteile nicht möglich.

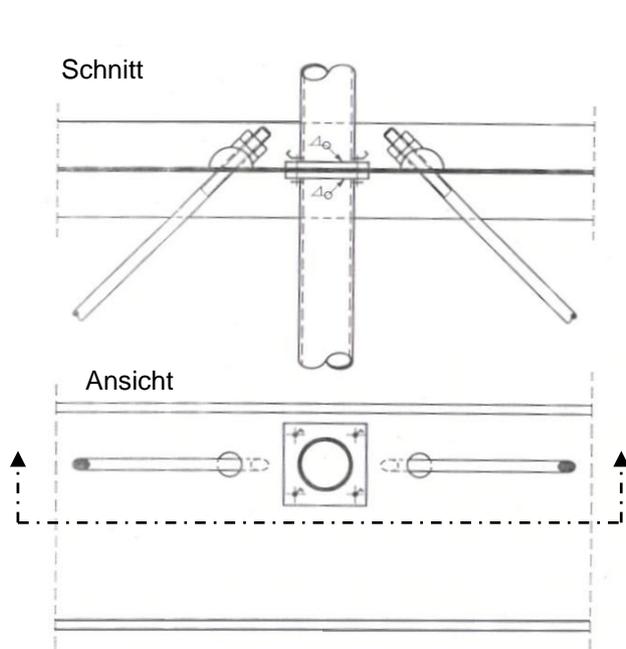


Bild 4.34 Dachverband mit Pfosten aus Rohrprofilen und Diagonalen aus Rundstählen Mit Formstückanschlüssen [12]

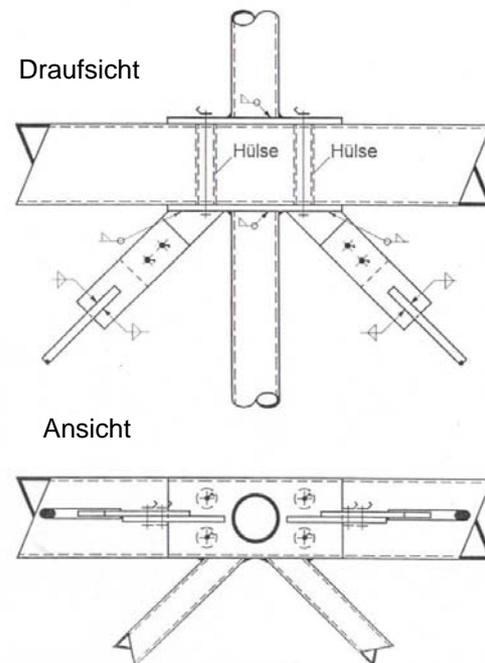


Bild 4.35 Dachverbandsknoten am Obergurt eines Fachwerkbinders aus Rechteck-Hohlprofilen [12]

Neben diesen exemplarisch aufgeführten Lösungen ist eine Vielzahl anderer konstruktiver Lösungen möglich. Die Festlegung hängt jeweils von den geometrischen Randbedingungen und dem Anspruch an die Gestaltung ab. Weitere Ausführungsvarianten sind in Kapitel 7 anhand von Beispielen dokumentiert.

5. Brandschutzkonzepte

5.1 Anforderungen an den Brandschutz und die Feuerwiderstandsdauer

5.1.1 Rechtsgrundlagen des Brandschutzes

Brandschutz zählt in der Bundesrepublik Deutschland zu den Belangen des öffentlichen Interesses. Notwendige Anforderungen an den Brandschutz sind infolgedessen in Gesetzen, Verordnungen und Richtlinien geregelt. Diese gesetzlichen Bestimmungen begründen sich mit dem Auftrag, die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere das Leben und die Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen zu wahren (§3 Musterbauordnung MBO). Die Schutzziele im Hinblick auf den Brandschutz im Bauwesen sind im Bild 5.1 dargestellt.



Bild 5.1 Ordnungsrechtliche Schutzziele des Brandschutzes

Die gesetzlichen Vorgaben zum Brandschutz im Bauwesen fokussieren auf den Personenschutz, d.h. den Schutz von Leben und Gesundheit. Die Mindestanforderungen stellen auf eine ausreichende Standsicherheit im Brandfall für die Dauer der Durchführung von Evakuierungs- und Rettungsmaßnahmen ab. Geregelt sind in der Hauptsache die Lage, Länge und Sicherung von Flucht- und Rettungswegen sowie die Mindestfeuerwiderstandsdauer tragender und raumabschließender Bauteile. Daneben sind Abstandsregelungen vorgesehen, die den Schutz benachbarter Objekte vor einem Übergreifen von Bränden bezwecken.

Maßnahmen, die einen darüber hinaus gehenden Sachschutz sicherstellen, liegen weitgehend im Ermessen der Gebäudeeigentümer. Insbesondere die Vermeidung wirtschaftlicher Folgeschäden nach Brandereignissen kann ein Beweggrund für bauliche Brandschutzmaßnahmen sein, die über die ordnungsrechtlichen Mindestanforderungen hinausgehen. Unter Umständen sind in Abstimmung mit dem Gebäudeversicherer zusätzliche Anforderungen des Verbandes deutscher Sachversicherer (VdS) zu berücksichtigen.

5.1.2. Arten von Brandschutzmaßnahmen

Eine Einteilung der vielfältigen Maßnahmen des Brandschutzes im Bauwesen gemäß [13] ist im Bild 5.2 dargestellt. Die Brandsicherheit von Gebäuden und Bauwerken bestimmt sich aus der Kombination von Maßnahmen des vorbeugenden und abwehrenden Brandschutzes. Als Hauptkriterium für die Einteilung von Vorkehrungen des Brandschutzes im Bauwesen gilt die Zuordnung zu technischen oder organisatorischen Maßnahmen.

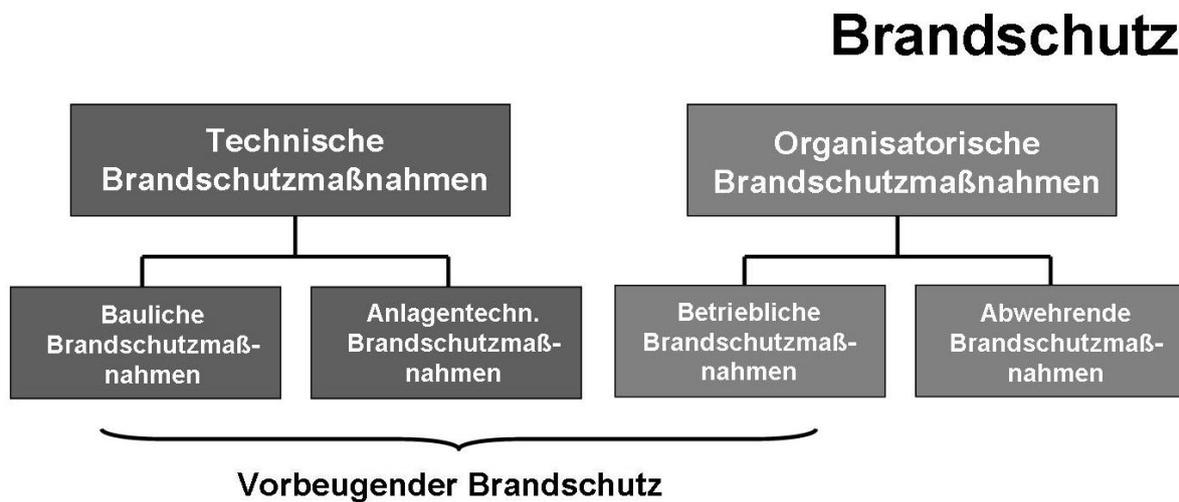


Bild 5.2 Struktur des Brandschutzes im Bauwesen [13]

Die **technischen Brandschutzmaßnahmen** umfassen die baulichen Brandschutzmaßnahmen, auch als passive Brandschutzmaßnahmen bezeichnet, und die anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen als Teil der aktiven Brandschutzmaßnahmen. Die Untergliederung des baulichen Brandschutzes in Anlehnung an die Grundanforderungen des Baurechtes

- **Vermeidung der Brandentstehung**
- **Verhinderung der Brandausbreitung**
- **Mindestdauer der Standsicherheit von Gebäuden unter Brandeinwirkung**
- **Sicherheit bei der Rettung von Menschen**
- **Sicherheit und Wirksamkeit von Löschangriffen**

ist im Bild 5.3 dargestellt. Die Vermeidung der Entstehung von Bränden wird durch das gesetzliche Verbot von leicht entflammaren Baustoffen ausgedrückt. Hinzu kommen weitreichende technische Regeln und Sicherheitsbestimmungen z.B. für elektrische Installationen und Geräte sowie für Gasinstallationen, um diese als Brandursache möglichst auszuschließen. Aufgrund anderweitiger Brandquellen kann die Entstehung von Bränden dennoch nicht ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund soll durch Anforderungen an die Brennbarkeit von Baustoffen eine Beteiligung von Bauwerksbestandteilen an der Brandlast verhindert werden. Die Brandausbreitung innerhalb von Gebäuden soll durch Brandabschnitte begrenzt werden,

die von nicht brennbaren Bauteilen begrenzt werden, um der Brandbelastung einen ausreichenden Widerstand zu bieten und um eine Brandbekämpfung bereits innerhalb des betroffenen Brandabschnittes zu ermöglichen. Zugleich soll die Ausbreitung von Rauch und giftigen Gasen - Hauptursache für den Großteil von Todesfällen bei Brandereignissen – mindestens bis zum Abschluss der Eigenrettung und der Rettungsmaßnahmen der Feuerwehr verhindert werden. Der Forderung der Standsicherheit mindestens für den Zeitbedarf der Rettung wird durch Mindestanforderungen an die Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile entsprochen.

Baulicher Brandschutz

<p>Brandentstehung</p> <ul style="list-style-type: none"> - Brennbarkeit / Entflammbarkeit von Baustoffen - Begrenzung von Brandlasten, Feuerstättenverordnungen
<p>Brandausbreitung</p> <ul style="list-style-type: none"> - Abstandsflächen - Brand-/Rauchabschnitte, Brandbekämpfungsabschnitte - Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen (Raumabschluss) - Abschluss von Öffnungen in abschnittsbildenden Bauteilen
<p>Rettungs- und Löschmaßnahmen, Fluchtwege</p> <ul style="list-style-type: none"> - Zufahrten, Aufstell- und Bewegungsflächen für Einsatzfahrzeuge - Zugänge (1. und 2. Rettungsweg) - Feuerwiderstandsdauer der Bauteile (Standsicherheit) - Notstromversorgung, Notbeleuchtung

Bild 5.3 Einzelmaßnahmen des baulichen Brandschutzes

Anlagentechnischer Brandschutz

<p>Branderkennung, Warnung, Alarmierung</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rauch-/Wärme-/Flammenmelder - Signalanlagen, Rundsprechanlagen
<p>Brandunterdrückung, Brandeingrenzung, Löschanlagen</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sprinkleranlagen - Inertgas-/CO₂-Löschanlagen - Steigleitungen, Wandhydranten, Druckerhöhungsanlagen - Feuerwehraufzüge
<p>Abschottung, Rauch- und Wärmebehandlung</p> <ul style="list-style-type: none"> - Türfeststellanlagen - Brandschutzklappen in Leitungen - Rauch- und Wärmeabzugsanlagen (RWA-Anlagen) - Druckerzeugung (Schleusen, Sicherheitsräume/-treppenhäuser)

Bild 5.4 Einzelmaßnahmen des anlagentechnischen Brandschutzes

Ergänzend zu den passiven technischen Brandschutzmaßnahmen stehen umfangreiche anlagentechnische aktive Brandschutzmaßnahmen zur Verfügung (Bild 5.4), deren Anordnung teilweise gesetzlich vorgeschrieben ist. In Einzelfällen ist bei der Installation von anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen gesetzlich eine Abminderung der Mindestanforderungen an den passiven Brandschutz zulässig. Eine Gruppe anlagentechnischer Brandschutzmaßnahmen bilden die Einrichtungen zur Branderkennung und Warnung von Personen. Diese begünstigen eine schnellstmögliche Räumung des Gebäudes durch unverletzte Personen. Ein wesentlicher Vorteil ist, dass bei einer Früherkennung von Bränden häufig noch eine Brandbekämpfung mit Kleinlöschmitteln (z.B. Feuerlöscher, Branddecken) durch anwesende Personen möglich ist. Anlagen zur Brandunterdrückung sind hauptsächlich Sprinkleranlagen. Diese können durch Benetzung von Gegenständen deren Flammpunkte signifikant erhöhen (z.B. Durchnässen von Papier) und durch Abkühlung von Bauteilen die Brandausbreitung erheblich verzögern. Gegen flüssige Brennstoffe, die leichter als Wasser sind (z.B. Benzin), können Sprinkleranlagen nur eingeschränkt wirken. Abfließendes Löschwasser kann sogar brennende Treibstoffe aus den Brandabschnitten hinaustransportieren. CO₂-Löschanlagen (auch Inertgas) können nur in Räumen eingesetzt werden, in denen sich keine Personen aufhalten, weil diesen der lebensnotwendige Sauerstoff entzogen würde. In die Gruppe der anla-

gentechnischen Maßnahmen zur Brandunterdrückung/-bekämpfung sind auch sämtliche gebäudeinternen Einrichtungen zur Löschwasserbereitstellung und -verteilung einzuordnen (z.B. Wandhydranten, C-Rohre, Druckerhöhung u.a.).

Organisatorischer Brandschutz

Betrieblicher Brandschutz

- Brandschutzordnung, Sicherheitsvorschriften
- Alarmierungs-/Evakuierungspläne mit Personaleinweisung
- Kennzeichnung von Flucht-/Rettungswegen
- Bereithaltung von Löschgeräten und Einweisung des Personals
- Kennzeichnungen von Sicherheits- und Löscheinrichtungen
- Brandschutzbeauftragte, Werksfeuerwehr
- periodische Wartungen, Kontrollen

Abwehrender Brandschutz

- Einsatz von Rettungs- und Löschkräften
- Einsatzleitung
- Unterstützung (Schlüssel, Gebäudepläne, Gefahrenstellen, ...)

Bild 5.5 Einzelmaßnahmen des anlagentechnischen Brandschutzes

Zu den **organisatorischen Brandschutzmaßnahmen** (Bild 5.5) gehören alle vorbeugenden Maßnahmen, die nicht dem technischen Brandschutz angehören sowie die abwehrenden Brandschutzmaßnahmen der Feuerwehr und Helfer. Der organisatorische Brandschutz bindet die ständigen Nutzer der Gebäude durch Verhaltensregeln (z.B. Rauchverbote, Sicherheitsbestimmungen) und durch erlernte Fertigkeiten in der Ersten Hilfe und im Umgang mit vorhandenem Löschgerät in den Brandschutz ein.

5.1.3 Bauordnungsrechtliche Anforderungen an den technischen Brandschutz

Aufgrund der Zuständigkeit der Bundesländer und der Vielzahl von Verordnungen und Gesetzen wird zur Erläuterung auf brandschutzrelevante Mustervorschriften der Bauministerkonferenz als Arbeitsgemeinschaft der für Städtebau, Bau- und Wohnungswesen zuständigen Minister und Senatoren der Länder der Bundesrepublik Deutschland (ARGEBAU) in der jeweils gültigen Fassung (Bild 5.6) zurück gegriffen.

Die Bauordnungen verwenden abstrakte Begriffe für die Beschreibung der Anforderungen an Baustoffe und Bauteile hinsichtlich der Feuerwiderstandseigenschaften. Die Fachnorm DIN 4102 ordnet diesen Anforderungen konkrete Baustoff- (A und B) und Bauteilklassen (F30 – F90) zu. Die Zahlenangabe in der Bauteilkategorie gibt die Mindestdauer in Minuten an, der ein Bauteil im Brandversuch der Brandeinwirkung bei genormten Versuchsbedingungen unter Gebrauchslasten ohne Bauteilversagen widerstehen muss.

Mustervorschriften

ARGEBAU

Musterbauordnung (MBO 11/02)

Musterverordnungen

- Garagenverordnung (MGaVO 08/97)
- Verkaufsstättenverordnung (MVkVO 09/95)
- Versammlungsstättenverordnung (MVStättVO 05/02)
- Beherbergungsstättenverordnung (MBeVO 12/00)
- Krankenhausbauverordnung (MKhBauVO 12/76)
- PÜZ-Anerkennungsverordnung (PÜZAVO 05/96)
- Feuerungsverordnung (MFeuVO 09/97)

Muster-Richtlinien/Verwaltungsvorschriften

- Schulbau-Richtlinie (BSchulbauR 07/98)
- Industrie-Baurichtlinie (MIndBauRL 03/00)
- Industriebau-Richtlinie-Erläuterungen (EriMIndBauRL 03/00)
- Richtlinie über Flächen für die Feuerwehr (07/98)
- Leitungsanlagen Richtlinie (MLAR 12/98, MLAR 03/00)
- Bauaufsichtliche Richtlinie über die brandschutztechnischen Anforderungen an Lüftungsanlagen
- Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an Hohlraumestriche und Doppelböden (12/98)
- Muster für Richtlinien über die bauaufsichtliche Behandlung von Hochhäusern (MHochhVO)

Bild 5.6 Beispiele Mustervorschriften der ARGEBAU /www.is-argebau.de/

Tabelle 5.1 Brandschutzklassifizierungen von Baustoffen und Bauteilen gem. MBO, DIN 4102 und VdS

Gruppen	Klassen	Referenz	Bemerkungen, Beispiele
Baustoffe	A A1 A2	nicht brennbar (DIN 4102 T1) nur anorganische Anteile begrenzt organische Bestandteile	Beton, Stahl, Ziegel Gipskartonplatten
	B B1 B2 B3	brennbar (DIN 4102 T1) schwer entflammbar normal entflammbar leicht entflammbar ^{*)}	Holzwoleleichtbauplatten Bauholz Polystyrolplatten, Papier
Tragende Bauteile (Wände, Decken, Stützen, Balken, Treppen)	F30	feuerhemmend (DIN 4102 T2)	
	F60	hochfeuerhemmend	
	F90	feuerbeständig (DIN 4102 T2)	
	F120 F180	Hochfeuerbeständig (DIN 4102 T2)	
Brandwände	F90	Brandwand mit Anforderungen über F90 hinaus (DIN 4102 T3)	Pendelschlagversuch 3 kNm
	F120	Brandwand mit höherer Feuerwiderstandsdauer (DIN 4102 T3)	Pendelschlagversuch 3 kNm
	F180	Komplextrennwand (VdS)	Pendelschlagversuch 4 kNm
Beispiele für Kombination Bauteil-Baustoff			
F30-A: feuerhemmend aus nicht brennbaren Baustoffen			
F30-AB: feuerhemmend und in den tragenden Bauteilen aus nicht brennbaren Baustoffen			
F90-AB: feuerbeständig			
F90-A: feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen			
*) Anwendung nur in Verbindung mit anderen Baustoffen zulässig			

Die Mindestanforderungen an die Feuerwiderstandsdauern von Bauteilen und an die Baustoffeigenschaften gemäß Musterbauordnung sind in Tabelle 5.2 angegeben. Die Gültigkeit der Regelungen der Musterbauordnung ist auf bestimmte Gebäudearten und Größen beschränkt.

Nachfolgend beispielhaft genannte bauliche Anlagen und Räume besonderer Art oder Nutzung sind ausgenommen (§2 (4) MBO):

- **Bauliche Anlagen mit mehr als 30m Höhe**
- **Gebäude mit mehr als 1600 m² Geschossfläche (ausgenommen Wohngebäude)**
- **Verkaufsstätten, deren Verkaufsräume und Ladenstraßen eine Grundfläche von insgesamt mehr als 800 m² haben**
- **Gebäude mit Räumen, die einer Büro- und Verwaltungsnutzung dienen und einzeln eine Grundfläche von mehr als 400 m² haben**
- **Gebäude mit Räumen, die einzeln für die Nutzung durch mehr als 100 Personen bestimmt sind**
- **Versammlungsstätten mit Versammlungsräumen, die insgesamt mehr als 200 Besucher fassen, wenn diese Versammlungsräume gemeinsame Rettungswege haben**
- **Regallager mit einer Oberkante Lagerguthöhe von mehr als 7,50 m**
- **Bauliche Anlagen, deren Nutzung durch Umgang oder Lagerung von Stoffen mit Explosions- oder erhöhter Brandgefahr verbunden ist**

Für Teile dieser bauliche Anlagen und Räume besonderer Art oder Nutzung liegen Muster-Verordnungen und Muster-Richtlinien vor (Bild 5.6), für andere ist die Erarbeitung vorgesehen.

Tabelle 5.2 Mindestbrandschutzanforderungen an Bauteile gem. MBO (Entwurf 11/02)

Bauteil	Gebäudeklasse	1	2	3	4	5
Tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen oberirdisch		-	F30-B	F30-B	F60-AB	F90-AB
Tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen in Kellern		F60-B	F60-B	F60-B	F90-AB	F90-AB
Nichttragende (Teile von) Außenwänden		A, W30-B	A, W30-B	A, W30-B	A, W30-B	A, W30-B
Trennwände		-	-	wie tragende Bauteile		
Brandwände		F60-AB	F60-AB	F60-AB	F60-AB ^{*)}	F90-A
Decken		-	F30-B	F30-B	F60-AB	F90-AB
Tragende Teile von Treppen		-	-	A, F30-B	A	F30A
Notwendige Treppenräume		-	-	F30-B	F60-AB ^{*)}	F90-A
Fahrschachtwände		-	-	F30-AB	F60-AB	F90-A
Gebäudeklassen (gem. MBO): 1: freistehende Gebäude, Höhe OK Boden oberstes Geschoss < 7m (geringe Höhe), Fläche <400m ² , max. 2 Nutzungseinheiten oder freistehende landwirtschaftlich genutzte Gebäude 2: Höhe OK Boden oberstes Geschoss < 7m (geringe Höhe), Fläche <400m ² , max. 2 Nutzungseinheiten 3: Höhe OK Boden oberstes Geschoss < 7m (geringe Höhe) 4: Höhe OK Boden oberstes Geschoss < 13 m, Fläche/Geschoss < 400 m ² 5: Höhe OK Boden oberstes Geschoss < 22 m *) zus. mechanische Beanspruchung wie bei F90-A gem. DIN 4102 Teil 2						

Die vorhandenen Musterverordnungen und -richtlinien für Gebäude besonderer Art und Nutzung folgen der Methodik der Musterbauverordnung zur Festlegung der Mindestanforderungen an den baulichen Brandschutz unter Verwendung derselben Begriffe. Weitergehende Anforderungen an die Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen werden z.B. in der MVStättV bestimmt, die im Wesentlichen den Anforderungen an die Gebäudeklasse 5 gem. MBO entsprechen. Gleichzeitig werden Vereinfachungen bei Anordnung von Sprinkleranlagen oder bei ebenerdigen Gebäuden zugelassen (z.B. MVkVO). In den Musterverordnungen für Gebäude besonderer Art- und Nutzung können weitreichende Anforderungen an Maßnahmen des anlagentechnischen Brandschutzes enthalten sein. Grundsätzlich hängen die baurechtlichen Anforderungen an den baulichen Brandschutz von Stahlhallen somit vom vorgesehenen Nutzungszweck (z.B. Produktionshalle, Lagerhalle, Markt-/Messehalle, Sporthalle) ab. Eingeschossige Werk- und Lagerhallen im Industriebau, auch Markthallen, können unter besonderen Voraussetzungen in vielen Fällen ohne Anforderungen an den baulichen Brandschutz der tragenden Bauteile realisiert werden [24] (vergl. Abschnitt 5.4.4).

5.2 Nachweis des baulichen Brandschutzes tragender Bauteile

Die gebräuchlichste Vorgehensweise zum Nachweis des baulichen Brandschutzes nach nationalen Regeln besteht darin, bei bekannten Mindestanforderungen aus den einschlägigen Verordnungen das Bauteil nach dem Katalog brandschutzklassifizierter Bauteile (Bild 5.7) und Sonderbauteile (Bild 5.8) zu überprüfen bzw. zu bemessen.

Klassifizierte Bauteile	
DIN 4102 Teil 4	
<p>Massivbauteile</p> <ul style="list-style-type: none"> Balken (statisch bestimmt) Balken (statisch unbestimmt) Platten Hohldielen, Porenbetonplatten Fertigteile Rippendecken Plattenbalkendecken Stahlsteindecken Rippen-/Balkendecken m. Zwischenbauteilen) Decken mit eingebetteten Stahlträgern Dächer Stützen Stahlbetonwände Leichtbetonwände Mauerwerk und Wandbauplatten Bewehrte Porenbetonwände 	<p>Stahl-/Verbundbauteile</p> <ul style="list-style-type: none"> Träger Stützen Zugglieder Verbundträger Verbundstützen <p>Holzbauteile</p> <ul style="list-style-type: none"> Balken Stützen Zugglieder Verbindungen Holztafeldecken Holzbalkendecken Dächer Fachwerkwände Holztafelwände

Bild 5.7 Klassifizierte Bauteile für den Brandschutz gemäß DIN 4102 Teil 4

Klassifizierte Sonderbauteile

DIN 4102 Teil 4

Bauteile	Anlagenteile
Brandwände	Feuerschutzabschlüsse
Gipskarton-Bauplatten-Wände	Fahrschachtabschlüsse
Holzwohle-Leichbauplatten-Wände	Lüftungsleitungen
nichttragende Außenwände	Installationsschächte und Kanäle
Brandschutzverglasungen	
Bedachungen	

Bild 5.8 Klassifizierte Sonderbauteile für den Brandschutz gemäß DIN 4102 Teil 4

Für klassifizierte Bauteile sind die Ergebnisse von Bauteilprüfungen gem. DIN 4102 T1-T3 in Abhängigkeit von einer Vielzahl von variablen Größen (Bild 5.9) zusammengestellt. Der größte Teil von hochbautypischen Bauteilen ist durch den Katalog erfasst. Eine Alternative für den Brandschnachweis von Bauteilen ist die Durchführung von Bauteilprüfungen nach DIN 4102 T1 - T3 durch eine zugelassene Prüfstelle. Versuchsbauteile werden dabei zerstört oder beschädigt. Dieses Verfahren sollte infolgedessen nur bei großen Stückzahlen bzw. Wiederholungsfaktoren z.B. für die Erlangung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen (ABZ) Anwendung finden.

Brandschutzklassifizierung

DIN 4102 Teil 4

Einflussgrößen bei der versuchstechnischen Bauteilklassifizierung
Brandbeanspruchungen (ein- oder mehrseitig)
Baustoff, Baustoffverbund
Bauteilabmessungen (Querschnittsabmessungen, Schlankheit, Achsabstände, U/A-Wert)
Bauliche Ausbildung (Anschlüsse, Auflager, Halterungen, Fugen, ...)
System (statisch bestimmte/unbestimmte Lagerung, ein-/zweiachsige Lastabtragung, ...)
Ausnutzungsgrad der Festigkeiten der verwendeten Baustoffe infolge äußerer Lasten
Anordnung von Bekleidungen (Ummantelungen, Putze, Unterdecken, Vorsatzschalen u.s.w)

Bemessungsgrößen in Abhängigkeit von der gef. Feuerwiderstandsdauer
Mindestwerte der Querschnittsabmessungen (auch Betondeckung, Anzahl Bewehrungsstäbe)
Mindestdicken von Deckenplatten und Wänden
Mindestdicken von Bauteilverkleidungen (auch Putze)
...

Bild 5.9 Brandschutzklassifizierung nach DIN 4102 Teil 4

Das Nachweiskonzept aus dem Vergleich von Mindestanforderungen an die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen gemäß Bauordnungsrecht mit den anhand von Bauteilversuchen ermittelten und ggf. klassifizierten Feuerwiderstandsdauern auf Grundlage von DIN 4102 berücksichtigt nicht explizit den zu erwartenden Brandverlauf innerhalb des betrachteten Gebäudes. Ebenso wenig wird das Gesamttragverhalten statisch unbestimmter Konstruktionen unter Brandeinwirkung berücksichtigt.

Wesentliche Teile der DIN 4102 Teil 4 werden langfristig durch die Regelungen zur Brandschutzbemessung in den Eurocodes für die jeweilige Bauweisen ersetzt. Festlegungen für die

Klassifizierung des Feuerwiderstands von Bauprodukten und Bauteilen sind auch in der europäischen Normung festgelegt. Anders als bisher werden die verschiedenen Kriterien (z.B. Tragfähigkeit, Raumabschluss, ...) einzeln bewertet. Die wichtigsten Änderungen bestehen in den Produktnormen, in den Prüfverfahren und Grenzwerten für die Klassifizierung von Bauprodukten und der Kennzeichnung (CE-Zeichen). Die Bemessungsnormen der einzelnen Bauweisen enthalten zudem Berechnungsverfahren für die Brandschutzbemessung, die die Anwendung eines Bauteilkataloges erübrigen können. Für tragende Außenbauteile gilt ein günstigerer Normbrandverlauf. Brandschutznachweise für den Stahlbau unter Anwendung europäischer Normen sind in [24] beschrieben.

5.3 Material- und Tragwerksverhalten unter Brandeinwirkung

Der Baustoff Stahl ist nicht brennbar. Damit unterscheidet sich Stahl von dem im Hallenbau ebenfalls üblichen Werkstoff Holz. Während Holz jedoch unter Hitzeeinwirkung seine Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften nahezu beibehält und lediglich durch abbrandbedingte Querschnittsverluste an Tragfähigkeit verliert, sind die Materialkenngrößen, die das Verformungsverhalten und die Festigkeitseigenschaften des Stahls beschreiben, in erheblichem Maß temperaturabhängig. Mit zunehmenden Bauteiltemperaturen fallen der Elastizitätsmodul und die Streckgrenze des Stahls deutlich ab. Die Temperaturabhängigkeit der Materialkennwerte des Baustahls anhand von Berechnungsannahmen nach [17], die durch Nachrechnung von Brandversuchen bestätigt wurden, ist im Bild 5.10 schematisch dargestellt. Daraus abgeleitete Spannungs-Dehnungslinien sind im Bild 5.11 aufgetragen.

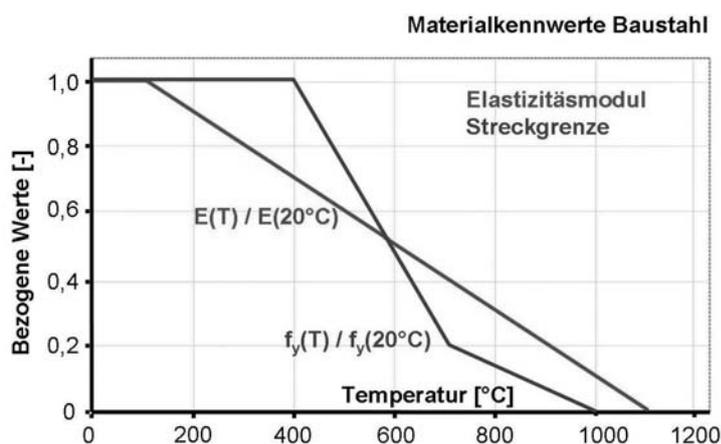


Bild 5.10 Berechnungsannahmen für die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Streckgrenze von Baustahl [17]

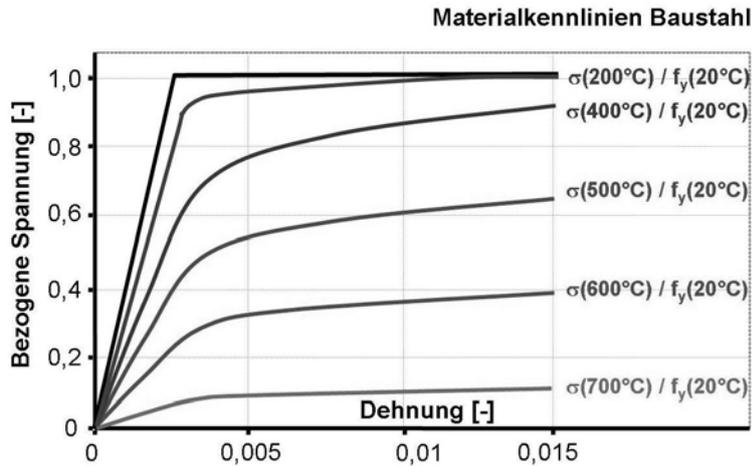


Bild 5.11 Spannungs-Dehnungslinien von Baustahl für verschiedene Temperaturniveaus

Neben den starken Steifigkeits- und Festigkeitsverlusten unter Brandeinwirkungen können thermische Dehnungen und bei Bauteilen am Rand des Brandgeschehens zusätzliche Verkrümmungen infolge von Temperaturunterschieden auftreten, die das Maß aus der Kaltbemessung bei weitem übersteigen. Korrespondierende Verformungen sind im Bild 5.12 am Beispiel von einfachen Hallenrahmen mit unterschiedlicher Tragwirkung qualitativ dargestellt. Zusätzliche Auslenkungen an den Stützenköpfen können die Stabilität der Gesamtkonstruktionen signifikant herabsetzen.

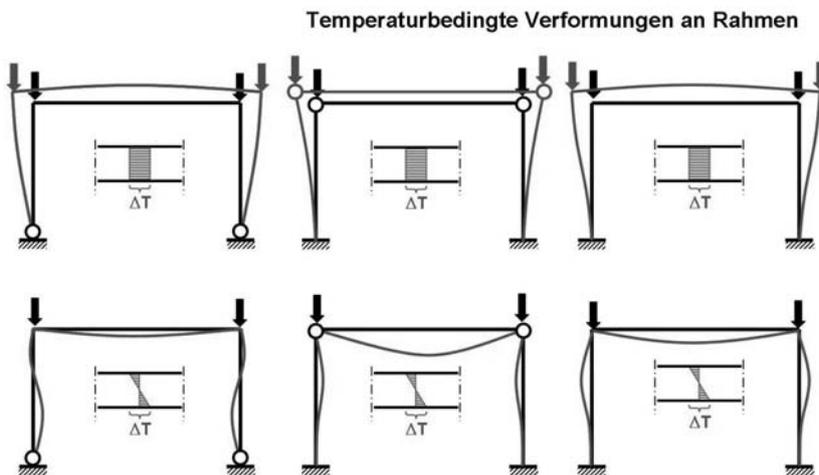


Bild 5.12 Temperaturbedingte Verformungen am Beispiel einfacher Rahmen

Massige Stahlprofile mit einem niedrigen Profilmfaktor bzw. Verhältniswert der beflamten Bauteiloberfläche zum Bauteilvolumen werden wesentlich langsamer erhitzt, als filigranere Profile. Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Bauteiltemperatur in Abhängigkeit von der Branddauer sind in [24] dargestellt. Bei ungeschützten Stahlprofilen wird eine Bauteiltemperatur $> 500^{\circ}\text{C}$ deutlich vor Ablauf von 30 Minuten überschritten. Bei derartigen Temperaturen

erreicht ein Bauteil, das unter Bruchlastniveau voll ausgelastet gewesen ist, aufgrund der Festigkeitsabnahme unter Gebrauchslastniveau annähernd die Grenztragfähigkeit. Der maßgebliche Wert der kritischen Temperatur kann in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad bestimmt werden [24]. Infolgedessen können ungeschützte Stahlbauteile im Normalfall nicht eingesetzt werden, wenn bauaufsichtlich eine Mindestfeuerwiderstandsdauer F30 oder höher gefordert wird. Beispiele für gebräuchliche passive Maßnahmen des baulichen Brandschutzes gem. Bild 5.13 für Stützen und Träger werden nachfolgend erläutert:

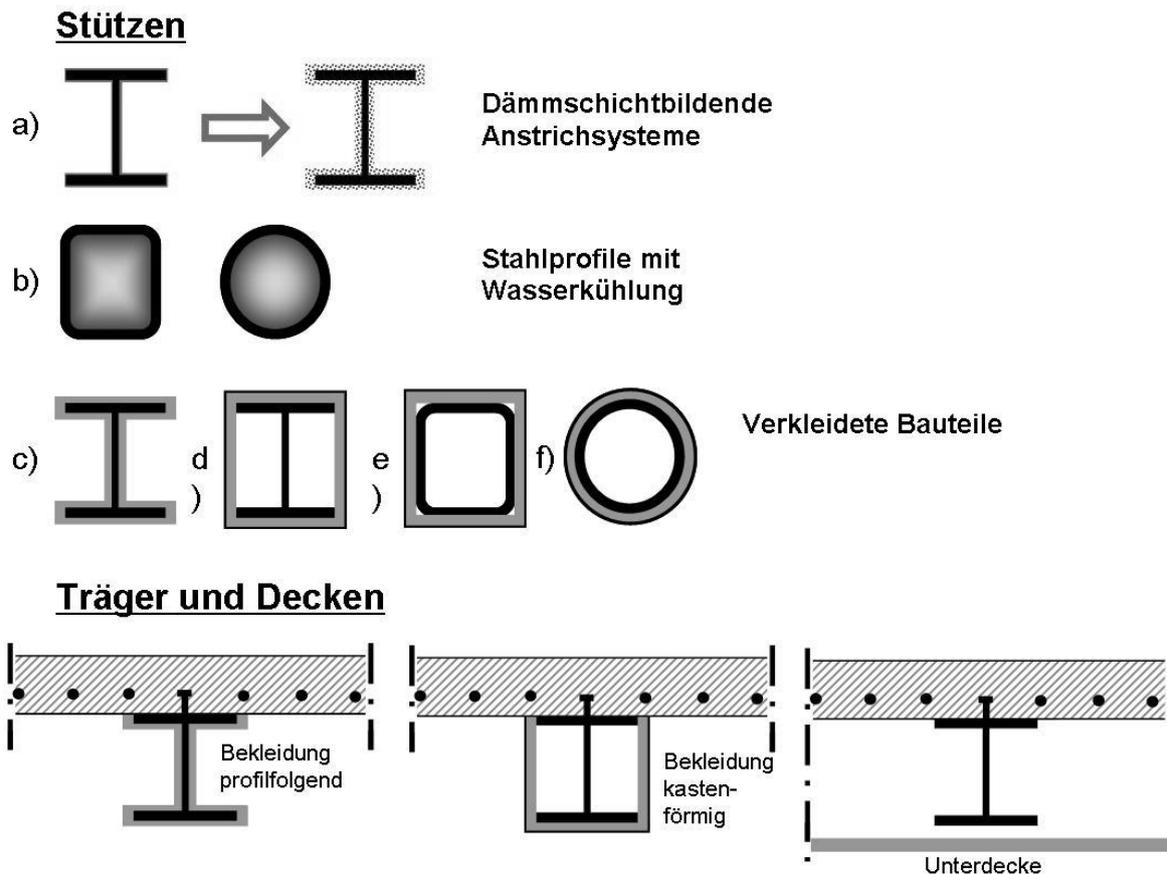


Bild 5.13 Brandschutzmaßnahmen für Stützen

a) Dämmschichtbildende Oberflächenbeschichtungen

Dämmschichtbildende Anstrichsysteme und Folien, die insbesondere bei architektonischen Anforderungen an die Sichtbarkeit stählerner Konstruktionselemente Vorteile bieten, schäumen im Brandfall bei Temperaturen oberhalb von 200°C auf und bilden eine wärmedämmende Schicht, die den Wärmeübergang auf ein Bauteil erheblich verzögert. Die Wirksamkeit des Schutzes nimmt bei längerer Brandeinwirkung durch chemische Umwandlung und Rissbildung ab. Eine Feuerwiderstandsdauer bis F90 AB kann durch Anwendung bauaufsichtlich zugelassener dämmschichtbildender Oberflächenbeschichtungen erreicht werden. Die erforderliche Schichtdicke und die zugehörige Anzahl der Arbeitsgänge für die Applikation neh-

men mit zunehmender Feuerwiderstandsdauer überproportional zu. Das Erreichen der Feuerwiderstandsklasse F90 mittels Beschichtung ist im Regelfall nur bei sehr stark gegliederten Bauteilen kostengünstig. Dämmschichtbildende Anstriche können im Innen- und Außenbereich zugleich die Funktion des Korrosionsschutzes übernehmen und sind von üblichen Korrosionsschutzanstrichen optisch kaum zu unterscheiden. Mechanische Beschädigungen der Beschichtungen können deren Wirksamkeit beeinträchtigen und müssen vermieden bzw. im Schadensfall instand gesetzt werden. Der Einsatz solcher Beschichtungssysteme ist in Räumen, in denen Bauteile ständiger Nässe (z.B. Küchen) oder aggressiver chemischer Atmosphäre (z.B. Hallenbäder) ausgesetzt sind, nicht zugelassen.

b) Stahlkonstruktionen mit Wasserkühlung

Eine Verzögerung brandbedingter Erhitzung bei Stahlhohlprofilen kann durch eine zirkulierende Wasserfüllung gewährleistet werden. Die Zirkulation kann unter Ausnutzung der thermischen Eigenschaften des Wassers bei geeigneter Konstruktion ohne Pumpen erzielt werden. Bei Außenbauteilen wäre ein Frostschutz erforderlich. Dieser kann ebenso wie der Korrosionsschutz durch Schutzflüssigkeiten erreicht werden. Die Bedeutung des Prinzips der Wasserkühlung als Brandschutzmaßnahme für typische Hallenbauwerke ist gering. Genormte Bemessungsvorschriften liegen nicht vor.

c) - f) Verkleidete Bauteile

Zu den sehr häufig angewendeten Brandschutzmaßnahmen zählt die Verkleidung von Bauteilen. Verkleidungen zielen stets auf die wärmedämmende Wirkung, die eine Wärmeaufnahme der Stahlbauteile verzögert. Gebräuchliche Verkleidungen sind Putze, die manuell auf Putzträgern aufgetragen oder maschinell auf Haftmittlern aufgespritzt werden, sowie passgenau zugeschnittene Platten, die geklebt, geschraubt oder genagelt werden. Bei der Bekleidungsart spielen die Materialeigenschaften (vorrangig Wärmeleitfähigkeit), die Bekleidungsstärke sowie die Ausführung (Bild 5.13 c): profilfolgend, Bild 5.13 d)-f): kastenförmig) eine Rolle. Spritzputzbekleidungen werden im Regelfall profilfolgend ausgeführt. Die Zusammensetzung erfolgt auf Vermiculite-, Perlite- oder Mineralfaserbasis im Allgemeinen mit Zement als Bindemittel. Putze bestehen aus Zementmörteln und erzielen bei gleicher Dicke eine schwächere Schutzwirkung, als Spritzverkleidungen. Putze benötigen Putzträger aus Streckmetallen. Ein manuelles Verputzen auf den Oberflächen von Stahlprofilen in profilfolgender Ausführung hat für praktische Anwendungen aufgrund des vergleichsweise hohen Fertigungsaufwandes kaum Relevanz. Infolgedessen ist eine Bauteilklassifizierung in DIN 4102 nicht enthalten.

Bei den Plattenverkleidungen handelt es sich zumeist um vorgefertigte Kasten- und Profilelemente oder um auf der Baustelle zugeschnittene Gipskarton- und spezielle Brandschutzplatten. Die jeweilige Feuerwiderstandsdauer ist dabei nicht allein von der Stärke des Verkleidungsmaterials abhängig, sondern auch von der Befestigung und Ausführungsart.

Beispiele für den zeitlichen Verlauf der Erwärmung unverkleideter und bekleideter Stahlprofile im Vergleich zur Einheitstemperaturkurve (ETK) sind in den Bildern 5.14 und 5.15 für verschiedene Bekleidungsstärken aus Gips dargestellt. Die Berechnung erfolgt näherungsweise in Anlehnung an die Berechnungsvorschriften von Eurocode 3 (DIN ENV 1993-1-2:1995 Abschnitt 4.2.5) im Zeitschrittverfahren mit nachfolgenden Beziehungen:

$$\Delta\theta_{a,t} = \lambda_p/d_p \cdot A_p/V / (c_a \cdot \rho_a) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) / (1+\Theta/3) \cdot \Delta t - (e^{\Theta/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t}; \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

- mit: A_p/V : Profilmfaktor der Verkleidung (auch U/A)
 c_a : Spezifische Wärme vom Stahl ($c_a = 7,5 \text{ (W} \cdot \text{min)/(kg} \cdot \text{K)}$)
 ρ_a : Dichte von Stahl ($\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$)
 θ_g : Brandraumtemperatur
 θ_a : Bauteiltemperatur
 Δt : Zeitschritt
 $\Theta = (c_p \cdot \rho_p) / (c_a \cdot \rho_a) \cdot d_p \cdot A_p/V$
mit: c_p : Spezifische Wärme der Bekleidung
 ρ_p : Dichte der Bekleidung

Weitere Angaben zur Bestimmung von Profilmfaktoren sind in DIN 4102 Teil 4, Eurocode 3 und [24] enthalten. Durch nahezu alle Bekleidungen in den Bildern 5.14 und 5.15 wird erreicht, dass kritische Temperaturen $>500^\circ\text{C}$, bei der vereinfachend unter Vollausslastung von einem Versagen infolge der hitzebedingten Festigkeitsabnahme ausgegangen werden kann, nicht vor Ablauf von 30 Minuten erreicht wird.

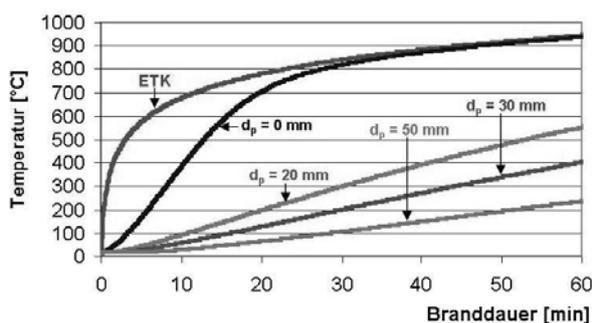


Bild 5.14 Bauteilerwärmung eines mit Kasten verkleideten Bauteils (Material Gips, Stahlprofil: HEB 280, $U/A \approx 80$)

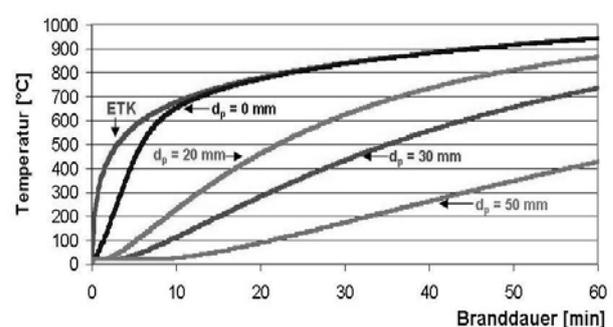


Bild 5.15 Bauteilerwärmung eines profilfolgend verkleideten Bauteils (Material Gips, $U/A \approx 400$)

Die Berechnung der kritischen Temperatur anhand des Ausnutzungsgrades kann gem. [24] erfolgen. Dadurch wäre eine Einstufung mindestens in die Feuerwiderstandsklasse F30 möglich. Brandschutzklassifizierungen für verkleidete Stützen sind in DIN 4102 Teil 4 enthalten. Bemessungshilfsmittel für die Verkleidungsdicke sind in den Prüfzeugnissen und bauaufsicht-

lichen Zulassungen von Brandschutzverkleidungen für das jeweilige Produkt enthalten (z.B. Tabelle 5.3).

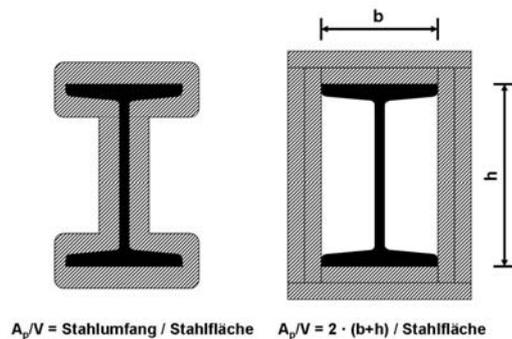


Bild 5.16 Bestimmung des Profilfaktors verkleideter Bauteile (4-seitige Beflammung)

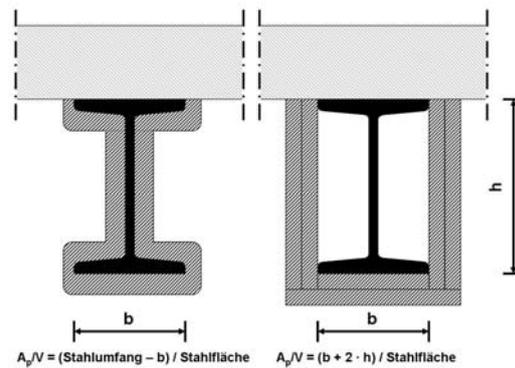


Bild 5.17 Bestimmung des Profilfaktors verkleideter Bauteile (3-seitige Beflammung)

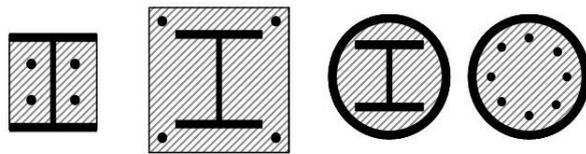
Tabelle 5.3 Beispiel Bemessungstabelle für die Mindestdicke von Stützensummantelungen mit Silikatplatten

Mindestdicke [mm] für Ummantelungen mit Silikatplatten von Stützen			
U/A [m ⁻¹]	F60	F90	F120
-60	10	15	20
61-85		20	
86-100	12		25
101-120	15		
121-130		20	30
131-155	25		
156-170		20	35
171-200	30		
201-215		25	40
216-275	30		
276-300		30	45

Eine Alternative ist der Schutz der gesamten Konstruktion durch Abschottungsmaßnahmen (z.B. Unterdecken). Klassifizierte Bauweisen für Unterdecken aus Drahtputz, Gipskartonlagen und Holzwolleleichtbauplatten bzw. Kombinationen aus diesen Werkstoffen sind bis zur Feuerwiderstandsklasse F180-A in DIN 4102 Teil 4 katalogisiert.

Aus Gründen des baulichen Brandschutzes können Stahlprofile teilweise oder vollständig einbetoniert bzw. ausbetoniert werden (Bild 5.18), um eine brandbedingte Erhitzung zu verzögern. Kammerbetonierte Bauteile und ausbetonierte Hohlprofilstützen sind brandschutzklassifizierte Bauteile gem. DIN 4102 Teil 4. Soweit Betonquerschnitte an der Lastabtragung mitwirken, sind solche Bauteile der Verbundbauweise zuzuordnen. Einzelheiten zur Bemessung und Konstruktion sind in [25] erläutert. Für den Anwendungsfall eingeschossiger Hallenbauwerke sind Verbundbauteile wenig gebräuchlich.

Verbundstützen



Verbunddecken

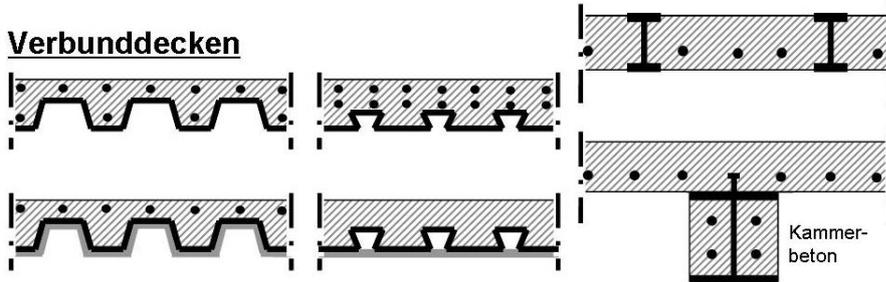


Bild 5.18 Beispiele Verbundkonstruktionen

5.4 Bemessungskonzepte auf Grundlage globaler Brandsicherheitskonzepte

5.4.1 Einflussgrößen auf den Brandverlauf bei Schadensfeuern

Die Behandlung des baulichen Brandschutzes hat sich in den letzten Jahren gestützt auf EU-Forschungsprojekte zunehmend zu globalen Brandsicherheitskonzepten entwickelt [18], [20], [21]. Die Grundlage dieser Vorgehensweise bildet die Anwendung des Naturbrandkonzeptes ggf. unter Einbeziehung des Tragverhaltens der Gesamtkonstruktion. Ausgangspunkt für die Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen im Versuch nach DIN 4102 ist die Einheitstemperaturkurve (ETK). Die ETK stimmt mit der Standardkurve der internationalen Norm ISO 834 überein, die in vielen Ländern als Normkurve oder Bezugsgröße verwendet wird. Naturbrandkonzepte orientieren sich an realen Brandverläufen. Die Kritik an der ETK setzt in der Hauptsache an dem kontinuierlichen Anstieg der Temperatur selbst bei mehrstündigen Versuchen an. Ein Abklingen nach dem Verzehr aller Brandlasten wird dabei nicht berücksichtigt. Ein Brand nach ETK wäre nur bei kontinuierlicher Brennstoffzufuhr möglich [21].

Der Brandverlauf von Schadenfeuern bzw. Naturbränden [13] ist schematisch in Bild 5.19 im Vergleich mit der ETK dargestellt. Hierbei werden verschiedene Phasen eines Entwicklungsbrandes und des folgenden Vollbrandes unterschieden. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Einflussgrößen für den Brandverlauf, insbesondere auf die Dauer des Entstehungsbrandes, die Gesamtdauer des Brandes und die auftretenden Spitzentemperaturen, ist im Bild 5.20 dargestellt. Es wird in dieser Abbildung unterschieden nach Einflussgrößen, die im Rahmen der Bauplanung oder organisatorisch beeinflusst werden können, und Einflüssen aus der veränderlichen Nutzung, die nicht unmittelbar beeinflusst werden können.

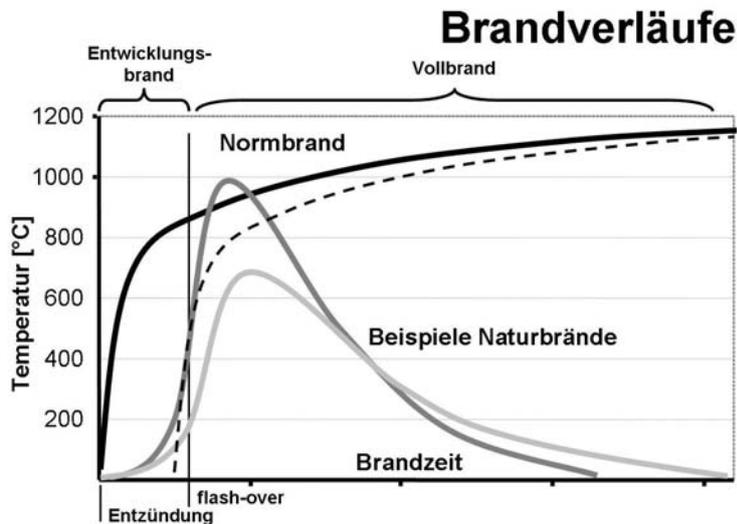


Bild 5.19 Schema Brandverlauf bei Schadenfeuern bzw. Naturbränden [13]

Einflüsse für den Brandverlauf

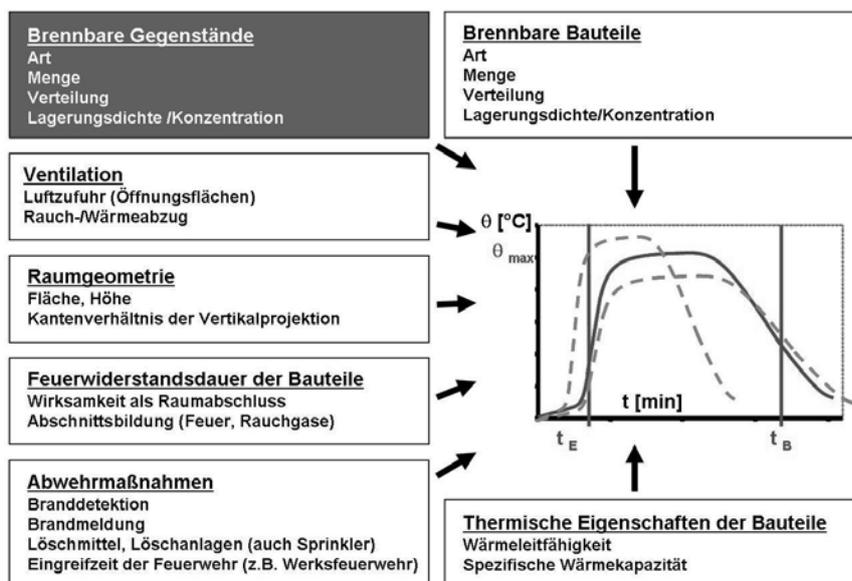


Bild 5.20 Einflussgrößen auf den Brandverlauf

Unterschieden werden ventilationsgesteuerte Brände und brandlastgesteuerte Brände. Bei ventilationsgesteuerten Bränden wird der gesamte zugeführte Sauerstoff sofort verbraucht, Restsauerstoff ist in der Luft nicht vorhanden. Es entstehen mehr Rauch und mehr toxische Gase. Eine vollständige Verbrennung ist nicht gewährleistet. Die Menge der brennbaren Stoffe hat bei ventilationsgesteuerten Bränden für die Branddauer nur eine untergeordnete Bedeutung. Ventilationsgesteuerte Brände sind durch langsameren Abbrand und längere Zeitdauern gekennzeichnet.

Brandlastgesteuerte Brände laufen bei ausreichender Zuluft (z.B. gebrochene Fenster) ab. Maßgeblich für die Branddauer ist die Art-, Menge- und Verteilung der brennbaren Stoffe.

Brandlastgesteuerte Brände sind durch einen schnelleren Abbrand und eine kürzere Branddauer gekennzeichnet.

Eine eindeutige Abgrenzung der vorgestellten Einflussgrößen auf den Brandverlauf ist prinzipiell nicht möglich, weil vielfältige Interdependenzen bekannt sind (z.B. Raumgeometrie ↔ Ventilation).

5.4.2 Grundlagen der Anwendung von Naturbrandkonzepten

Verfügbare vereinfachte Berechnungsverfahren für verkleidete (Kapitel 5.3) und unverkleidete Stahlbauteile im Zeitschrittverfahren können auf jeden beliebigen Temperatur-Zeitverlauf angewendet werden. Die allgemeine Zulassung solcher Nachweismethoden könnte im Rahmen der Einführung der Eurocodes erfolgen. Anwendungsnormen und Richtlinien für bestimmte Gebäude besonderer Art und Nutzung, die von den Regelungen der MBO ausgenommen sind, welche ohne besondere Erwähnung auf dem Naturbrandkonzept beruhen, sind in Deutschland bereits eingeführt (Kapitel 5.4.3, Kapitel 5.4.4). Bei allen diesen Regeln wird von einem voll entwickelten Brand ausgegangen, d.h. die Dauer von Brandentwicklungsphasen mit vergleichsweise geringen Raumtemperaturen, in denen bei frühzeitiger Branderkennung eine wirksame Brandbekämpfung mit einfachen Mitteln möglich sein könnte, wird nicht günstig zum Ansatz gebracht. Alle Verfahren beruhen auf der Bestimmung der Branddauer bis zum Erreichen der Höchsttemperatur im betrachteten Bauteil für einen Brandverlauf nach Naturbrandkriterien. Für das gleiche Bauteil wird die Dauer untersucht, in der das Bauteil diese Temperatur unter Normbrandkriterien erreicht. Diese Dauer wird als äquivalente Branddauer bezeichnet (Bild 5.21).

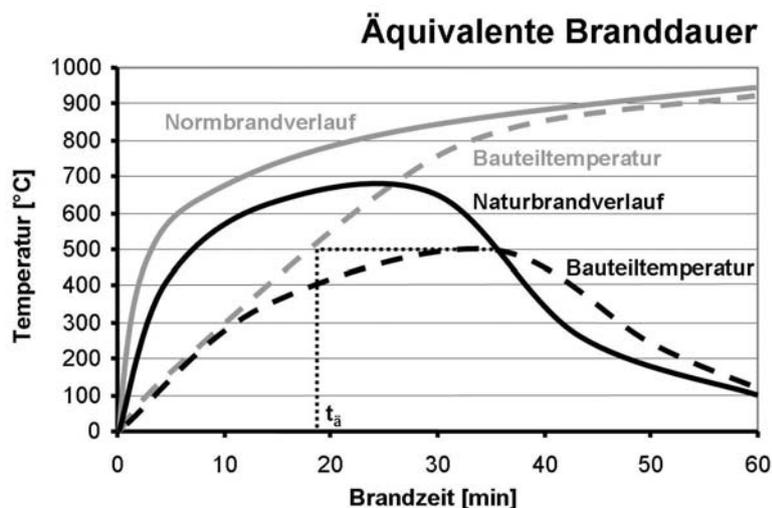


Bild 5.21 Schematische Darstellung Bestimmung der äquivalenten Branddauer t_a

Für Außenbauteile gilt gem. Eurocode 1 ein Normbrandverlauf mit wesentlich niedrigeren Temperaturen. Dieser Sachverhalt könnte im Hallenbau durch Anordnung tragender Strukturen außerhalb der Gebäudehülle ausgenutzt werden.

Die Anwendungsvorschriften beinhalten dabei vereinfachte Berechnungsregeln. Die Einflussgrößen auf den Brandverlauf, die beim Brandschutznachweis berücksichtigt werden dürfen, werden nachfolgend für einige Gebäudearten exemplarisch erläutert.

5.4.3 Brandschutznachweis für Büro- und Verwaltungsgebäude

Für Büro- und Verwaltungsgebäude in Stahl- und Verbundbaubauweise bzw. vergleichbare Bereiche in Stahlhallen kann DAST-Richtlinie 019 angewendet werden (Bild 5.22). Gebäude mit eingeschlossenen Wohnbereichen oder Versammlungsräumen und Gebäude oberhalb der Hochhausgrenze gem. Musterbauordnung sind von der Anwendung ausgeschlossen. Im Nachweisverfahren wird die Brandbelastung anhand der spezifischen Nutzung von Räumen bezogen auf die Fläche ermittelt. Ein zugehöriger Sicherheitsbeiwert richtet sich nach der Fläche von Brandbekämpfungsabschnitten und der Gebäudeklassifizierung gem. MBO.

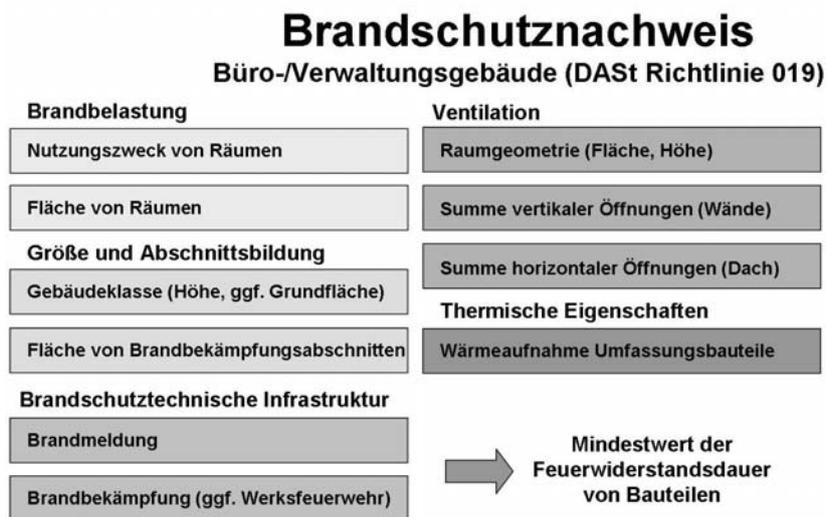


Bild 5.22 Nachweis der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer für Büro- und Verwaltungsgebäude in Stahl- und Verbundbauweise gem. DAST-Richtlinie 019

Die Brandschutztechnische Infrastruktur darf nach Einordnung in eine Sicherheitskategorie durch einen Abminderungsfaktor berücksichtigt werden, der eine Verringerung der rechnerischen Brandbelastung um bis zu 70 % zulässt. Die Wärmeaufnahme der raumabschließenden Bauteile darf bei der Berechnung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer der Bauteile günstig in Ansatz gebracht werden. Die Größe von Öffnungsflächen im Dach und in den Wänden sowie die Raumhöhe werden zur Berücksichtigung der Ventilationseinflüsse in die Berechnung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer einbezogen. Mit zunehmenden Öff-

nungsflächen und ansteigender Raumhöhe nimmt die rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer der Bauteile ab.

5.4.4 Brandschutznachweis für Produktions- und Lagerhallen

Ein ähnliches Nachweisformat für den Industriebau ist mit DIN 18230 Teil 1 geregelt. Hier wird die Brandbelastung auf Grundlage von Stoffmengen und deren Brandverhalten (Heizwert, Abbrandfaktor) ermittelt. Geschützte Brandlasten (z.B. Verpackung, Kühlung) werden abgemindert in die Berechnung einbezogen. Das Wärmeeindringverhalten in Umfassungsbauteile wird abmindernd in Rechnung gestellt. Die Ventilation wird über einen Wärmeabzugsfaktor unter Berücksichtigung horizontaler und vertikaler Öffnungsflächen angesetzt, dessen Wert anhand einer Tabelle bestimmt wird. Dieser Faktor kann bei kleinen Öffnungsflächenanteilen Werte größer als 1,0 annehmen und sich somit erhöhend auf die äquivalente Branddauer auswirken.

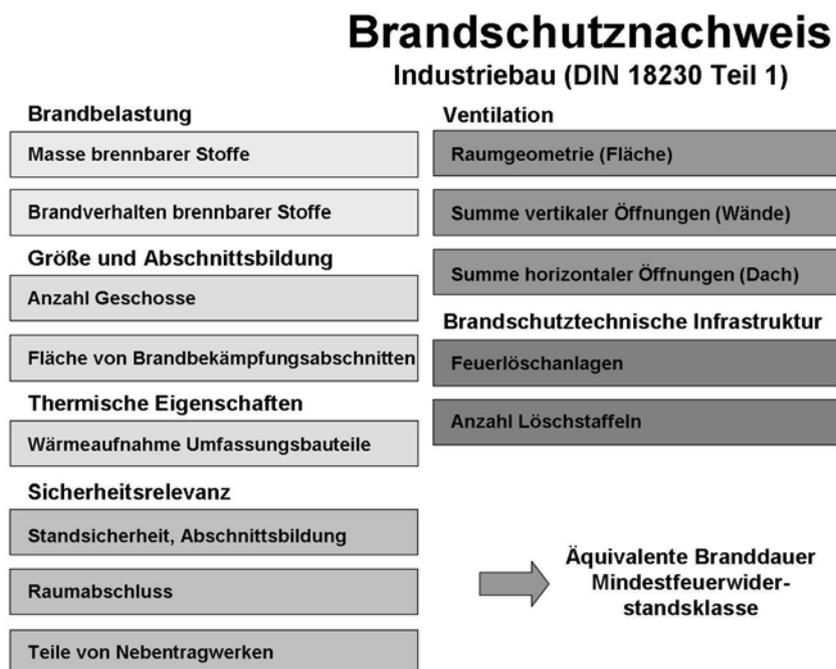


Bild 5.23 Nachweis der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer für Industriegebäude nach DIN 18230

Ebenfalls für die Durchführung der Brandschutzbemessung von Industriebauten wurde in Anlehnung an die DIN 18230 T1 die Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (MIndBauRL) eingeführt, die mehrere alternative Nachweisverfahren regelt. Ein vereinfachtes Nachweisverfahren dieser Musterrichtlinie lässt in Übereinstimmung mit der Erläuterung zur DIN 18230 Teil 1 die Ermittlung der zulässigen Maximalgröße von Brandabschnitten in Abhängigkeit von der Bauteilklassifizierung vorhandener Bauteile (Tabelle 5.5)

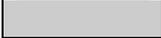
und einer Sicherheitsklassifizierung in Bezug auf die vorhandene brandschutztechnische Infrastruktur (Tabelle 5.4) zu.

Tabelle 5.4 Zuordnung von Brandabschnitten und Brandbekämpfungsabschnitten von Industriebauten in Sicherheitskategorien gem. MIndBauRL

SK	Merkmale (brandschutztechnische Infrastruktur)
K1	keine besonderen Maßnahmen für die Brandmeldung und Brandbekämpfung
K2	automatische Brandmeldeanlage ^{*)}
K3.1	automatische Brandmeldeanlage ^{*)} , Werksfeuerwehr mit 1 Staffel (hauptamtlich)
K3.2	automatische Brandmeldeanlage ^{*)} , Werksfeuerwehr mit 1 Gruppe (hauptamtlich)
K3.3	automatische Brandmeldeanlage ^{*)} , Werksfeuerwehr mit 2 Staffeln (hauptamtlich)
K3.4	automatische Brandmeldeanlage ^{*)} , Werksfeuerwehr mit 3 Staffeln (hauptamtlich)
K4	selbstständige Feuerlöschanlage
*) kann durch ständige Personalbesetzung gewährleistet werden	

Tabelle 5.5 Zulässige Fläche von Brandabschnitten und Brandbekämpfungsabschnitten [m²] von Industriebauten gem. MIndBauRL (Auszug)

SK	1 Geschoss		2 Geschosse		
	Keine	F30	F30	F60	F90
K1	1800	3000	800	1600	2400
K2	2700	4500	1200	2400	3600
K3.1	3200	5400	1400	2900	4300
K3.2	3600	6000	1600	3200	4800
K3.3	4200	7000	1800	3600	5500
K3.4	4500	7500	2000	4000	6000
K4	10000	10000	8500	8500	8500

	Breite des Industriebaus ≤ 40 m, Wärmeabzugsfläche (DIN 18230 T1) ≥ 5%
	Wärmeabzugsfläche (DIN 18230 T1) ≥ 5%
	1600 m ² bei Gebäuden geringer Höhe gem. MBO, Wärmeabzugsfläche (DIN 18230 T1) ≥ 5%,

In der MIndBauRL sind weitere Anforderungen (Feuerwehrezufahrten, Rettungswege, Rauchabzug, ...), die bei der Bauplanung zu berücksichtigen sind, verbindlich beschrieben. Anhand vorstehender Tabellen ist insbesondere erkennbar, dass eingeschossige ebenerdige Industrie- und Lagerhallen ohne Brandmeldeanlagen in beachtlicher Größe (1800 m²) errichtet werden dürfen, ohne Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile erfüllen zu müssen. Durch Einbau einer selbstständigen Feuerlöschanlage kann die Fläche auf 10.000 m² erhöht werden. Durch Abschnittsbildung mittels Anordnung von Brandwänden können diese Flächen wiederum vervielfacht werden.

Ähnlich niedrige Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer tragender und raumabschließender Bauteile gelten für eingeschossige ebenerdige Hallen, die als Verkaufsstätten im Sinne der Muster-Verkaufsstättenverordnung genutzt werden, wenn Sprinkleranlagen vorhanden sind. Die Maximalgröße der Brandabschnitte beträgt dann ebenfalls 10000 m².

Auf die Behandlung von Sachwerten in der bauordnungsrechtlichen Schutzzieldefinition (Kapitel 5.1) sei an dieser Stelle nochmals hingewiesen.

6. Raumabschließende Bauelemente

6.1 Funktionsanforderungen

Raumabschließende Bauelemente lassen sich entsprechend ihrer Funktion und den daraus resultierenden Anforderungen in zwei Kategorien unterteilen. Die Außenhülle, bestehend aus Dacheindeckung und Außenwänden, übernimmt primär die Funktion Menschen, Maschinen und Gegenstände von den natürlichen Umgebungsbedingungen abzuschirmen und vor Niederschlägen, Kälte, Wind und Sonneneinstrahlung zu schützen. Gleichzeitig dient die Außenhülle dem Sicht- und Schallschutz sowie dem optischen Erscheinungsbild durch Gestaltung der Fassade. Belange der natürlichen Belichtung sind in der Außenhülle integriert.

Raumabschließende Bauelemente gestatten aber auch eine Raumteilung in Form von Zwischendecken, Zwischenwänden und weiteren Einbaukomponenten. Diese sind in ihrer Funktion dem Sicht- und Schallschutz zuzuordnen und im Regelfall so konzipiert, dass sie flexibel verändert werden können.

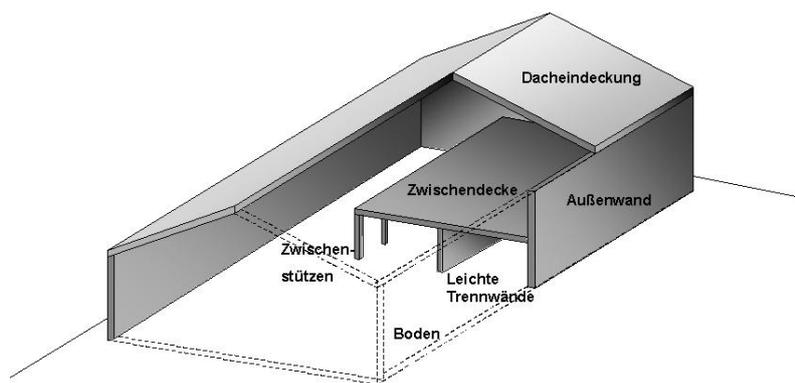


Bild 6.1 Funktionale Komponenten raumabschließender Bauelemente

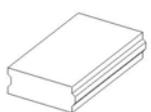
Während der Stahlskelettrahmen in erster Linie die Lastabtragung und Stabilisierung des Gesamtsystems übernimmt, müssen raumabschließende Bauelemente den Anforderungen der Bauphysik gerecht werden. Die Tragwirkung raumabschließender Komponenten beschränkt sich in den meisten Fällen auf die Lastabtragung der unmittelbar auf diese einwirkenden Kräfte und deren Weiterleitung in das Tragsystem. Bei Konstruktionen in Leichtbauweise können raumabschließende Elemente durch die Ausbildung von Schubfeldern auch eine aussteifende Funktion erhalten, die bei der statischen Berechnung und den Nachweisen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen sind.

Für die Ausführung raumabschließender Elemente bietet der Baustoffmarkt eine Vielzahl von praktikablen Lösungen an. Die Entscheidung für eine bestimmte Bauweise dürfte vorrangig von den technischen Eigenschaften, ästhetischen Gesichtspunkten und von den Kosten für die Erstellung sowie die Bauwerksunterhaltung abhängig sein.

6.2 Werkstoffe und Produkte

Ein Überblick über gängige Lösungen für die Außenhülle von Stahlhallen ist in Tabelle 6.1 gegeben. Aufgrund der niedrigen Kosten für Herstellung und Montage sowie der günstigen Brandschutzeigenschaften sind Außenwände aus Porenbeton weit verbreitet. Sichtmauerwerk verliert bedingt durch den lohnintensiven Herstellungsprozess, längere Bauzeiten und die Witterungsabhängigkeit zunehmend an Bedeutung.

Tabelle 6.1 Arten und technische Daten von Außenwandsystemen

	Wandbauart	Porenbeton	Sichtmauerwerk	Stahltrapezprofile, einschalig	Stahlsandwichelemente, wärmegeklämt	Stahltrapezprofile, zweischalig, wärmegeklämt	Kassettenwand
Eigenschaften							
	alle Maße in mm	Breite 600 /625/750 Dicke 100-300 Länge bis 7500 je nach Hersteller 2 Festigkeitsklassen GB 3,3/GB 4,4 Sonderprofile	Normalformat NF: 240 x 115 x 71 Doppelformat DF: 240 x 115 x 113 Ausmauerung in Stahlskelett: 115 mm dick Weitere Hinweise s. Arbeitshilfe 44.1 Mauerwerk im Hallenbau	Breite 700-1050 Profilhöhe 10-206 Länge bis 24000 Blechdicke 0,63-1,5 Tafelgrößen bis 22 m ²	Breite 1000 Dicke 35-240 Länge bis 16000 Blechdicke 0,55 Tafelgröße bis 16 m ²	Blechbreite 700-1050 Blechdicke 0,63-1,5 Blechlänge bis 24000 Wärmedämmung ≥ 40 Dicke 90-300 Tafelgrößen bis 22 m ²	Kassettenhöhe 400-600 Kassettenstege 40-150 Blechdicke 0,63-1,25 Länge bis 7500
Physikalische Eigenschaften	Wärmedämmung k [W/m ² K] (DIN 4108)	150 mm k = 0,90 240 mm k = 0,70	k = 3,08		35 mm k = 0,53 120 mm k = 0,16	40 mm k = 0,87 100 mm k = 0,33	Mineralfaserplatten k = 0,90-0,33
	Brandverhalten (DIN 4102)	ab 150 mm F 180-A ab 175 mm Brandwand	115 mm = F 90	nicht brennbar	schwer brennbar	bis W 90 bzw. F 30	bis F 30
	Schalldämmung R'w (dB)9 (DIN 4109)	je nach Wandbauart 36 bis 48 dB	44 dB+	20-25 dB	bis 25 dB	bis ca. 46 dB	bis ca. 46 dB

Neben den mineralischen Baustoffen bietet die Industrie auch ausgereifte Lösungen unter Verwendung des Werkstoffs Stahl. Stahltrapezprofile mit entsprechender Formgebung verfügen über ein hohes Tragvermögen und gestatten leichte und kostengünstige Außenhüllen. Sandwichelemente verfügen bei geringem Eigengewicht über ein hohes Tragvermögen und günstige Wärmedämmeigenschaften.

Im Gesamtkontext des Stahlhallenbaus werden in den weiteren Abschnitten nur die beiden zuletzt genannten Bauweisen behandelt.

6.3 Profilbleche und Kaltprofile als Tragwerkskomponenten

6.3.1 Lieferformen und Einsatzspektrum

Stahltrapezprofile sind tragende und/oder raumabschließende Bauelemente. Sie werden im Allgemeinen aus bandverzinktem Stahlblech nach DIN EN 10 147 Kontinuierlich feuerverzinktes Blech und Band aus Baustählen, Stahlsorten FeE 280 G, FeE 320 G oder FeE 350 G, Zinkauflagegewicht Z 275 durch Kaltumformung hergestellt. Als weitere Korrosionsschutzüberzüge kommen Zink-Aluminium-Legierungen wie "Galfan" nach DIN EN 10214 und „Galvalume“ nach DIN EN 10215 zur Anwendung.

Wegen der Vielfalt der herstellbaren Stahltrapezprofil-Formen und Abmessungen gibt es keine genormten Vorzugsmaße. Die Nennblechdicken (Stahlkern mit Verzinkung) liegen im Allgemeinen zwischen 0,50 mm und 1,50 mm. Abhängig von den Einsatzbedingungen am Bauwerk erhalten die Profile eine zusätzliche Kunststoffbeschichtung, wobei Art und Dicke von den jeweiligen Korrosionsschutzanforderungen abhängen. Die Anwendung der Stahltrapezprofile in Dach-, Wand- und Deckensystemen ist grundsätzlich durch DIN 18807 Teil 1 und 3 Stahltrapezprofile geregelt. Stahltrapezprofile, bei denen eine Verbundwirkung mit anderen Baustoffen (z. B. Kunststoff, Beton) oder Bauteilen für die Tragfähigkeit herangezogen wird, werden von dieser Norm nicht erfasst. Für die verschiedenen Bausysteme werden Mindest-Nennblechdicken vorgeschrieben. Im Allgemeinen sind die Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte in bauaufsichtlichen Zulassungen oder Typenstatiken geregelt.

Der Einsatz von Stahltrapezprofilen im Bauwesen hat in den letzten Jahrzehnten kontinuierlich an Bedeutung gewonnen. Die einfache konstruktive Ausbildung und die damit verbundene einfache und schnelle Montage begünstigen eine ökonomische Konstruktion. Wirtschaftliche Überlegungen mit dem Zwang nach immer ausgereifteren Profilgeometrien führten zu Trapezprofilen, die ohne Materialmeherverbrauch freie Spannweiten bis 10,0 Meter überbrücken können. Es ist gelungen, speziell geformte Profile für Geschoßverbunddecken von Bürobauten und Parkhäusern zu entwickeln. Durch die Möglichkeit Stahltrapezprofile in ihrer Längsachse zu verformen ist auch eine bogenförmige Ausführung möglich.

Kontinuierliche Forschung und Rationalisierung bei der Herstellung ermöglichen es, mit geringstem Materialeinsatz die bestmöglichen Trageigenschaften von Trapezprofilen zu erzielen. Profile der ersten Generation (vgl. Bild 6.2) können bei üblicher Belastung für Spannweiten von maximal 5,0 m verwendet werden.

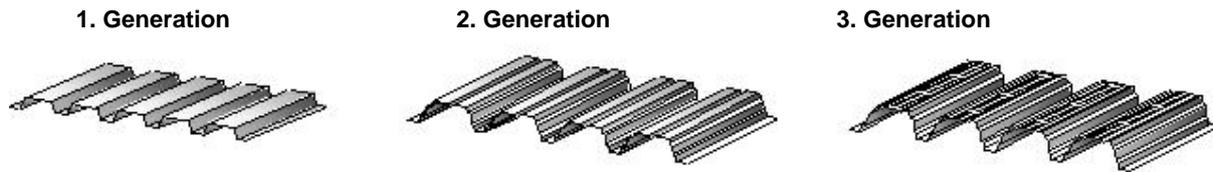


Bild 6.2 Stahltrapezprofile der verschiedenen Generationen

Diese Profile mit Höhen bis 70 mm haben in erster Linie eine raumabschließende Funktion. Aufgrund der vorliegenden statischen Nutzhöhe sind sie nur bedingt in der Lage, größere Kräfte als die an Wandkonstruktionen vorherrschenden Windkräfte auf die Tragkonstruktionen abzuleiten. Trapezprofile der zweiten Generation sind zusätzlich mit Versteifungssicken in Längsrichtung versehen und können bei Stützweiten von bis zu 7,5 m ohne nennenswerten Materialmeherverbrauch eingesetzt werden. Wesentliches Merkmal der Profile zweiter Generation (Bild 6.2) sind höhere Stege und vergleichsweise breitere Gurte. Die Versteifungssicken dienen zur Erhöhung der Beultragfähigkeiten, so dass neben der raumabschließenden Funktion in hohem Maße die Lastabtragung als Funktion hinzukommt. Weitere Rationalisierungsschritte mit der Forderung nach größerer Tragfähigkeit, Steifigkeit, Stützweite und Flexibilität in der Raumnutzung führten zur Entwicklung von Stahltrapezprofilen der dritten Generation. In einem Arbeitsgang werden zusätzlich in Längs- und Querrichtung Versteifungssicken zur Erhöhung des Tragvermögens profiliert. Mit diesen Trapezprofilen lassen sich wirtschaftliche Spannweiten bis 10,0 m realisieren. Wegen der dabei auftretenden hohen Flächenpressungen muss die Lasteinleitung am Auflager immer über zusätzliche Stützelemente erfolgen.

Entsprechend Bild 6.3 bilden Kassettenprofile im Regelfall, horizontal von Stütze zu Stütze gespannt, die innere Tragschale für Wandsysteme und ersetzen die ansonsten erforderliche Riegelkonstruktion. Bedingt durch ihre Bauart ergibt sich eine Vielzahl von horizontal liegenden Stegen zur Befestigung der äußeren Trapezprofil-Schale oder Wellprofil-Schale. Die sich zwischen Innen- und Außenschale bildenden Hohlräume können vollständig oder teilweise mit Mineralfaser-Dämmung ausgefüllt werden. Besonders im Anlagenbau, wo es auf hohe Schalldämmwerte und geringe Brandlasten ankommt, hat sich die Kassettenwand gegenüber anderen Bausystemen als vorteilhaft erwiesen.

Stahltrapezprofile gelten nach DIN 18807 als baurechtlich geregelte Bauprodukte. Dagegen benötigen Stahlkassetten für den Nachweis der Verwendbarkeit z. Zt. noch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Für beide Produkttypen hat der Hersteller jedoch die Einhaltung der geforderten Werkstoff- und Bauteileigenschaften durch umfangreiche und gleich lautende Güteüberwachungen zu prüfen.

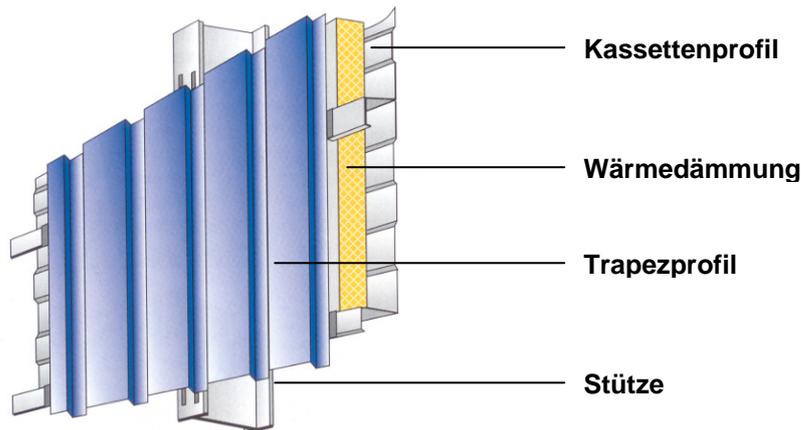


Bild 6.3 Schematische Darstellung der Wandausbildung mit Kassettenprofilen

Diese setzen sich zusammen aus:

- werkseigener Produktionskontrolle und
- Fremdüberwachung durch eine anerkannte Prüfstelle.

Kontinuierliche bzw. periodische Überwachungen nach Vorgaben in DIN 18807 bzw. der bauaufsichtlichen Zulassungen garantieren die gleich bleibende Qualität der Bauteile. Der Nachweis der Überwachung ist durch das Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) dokumentiert.

6.3.2 Berechnungsgrundlagen

Nach langjähriger intensiver Forschung und Weiterentwicklung an Stahltrapezprofilen seitens der Industrie, die auf Grundlage von Versuchen bauaufsichtlich zugelassen waren, und nach Auswertung der Versuchsdokumentationen durch den Normenausschuss Bauwesen, erschien 1987 DIN 18807:

Teil 1: Allgemeine Anforderungen, Ermittlung der Tragfähigkeitswerte durch Berechnung

Teil 2: Durchführung und Auswertung von Tragfähigkeitsversuchen

Teil 3: Festigkeitsnachweis und konstruktive Ausbildung

Dadurch gelten Stahltrapezprofile nicht mehr als neuartige Bauteile im Sinne der Bauordnung und unterliegen somit nicht mehr den Zulassungsregelungen. Die Ermittlung der Tragfähigkeitswerte von Stahltrapezprofilen ist abhängig von:

- Größe der mittragenden Querschnittsbereiche
- Profillage (positiv oder negativ)
- Belastungsrichtung in Bezug auf die Profillage, z. B. Winddruck, Windsog
- Befestigung an der tragenden Konstruktion
- Auflagerbreite der tragenden Konstruktion.

Die dabei zu beachtenden möglichen Versagensformen sind:

- Überschreiten der Streckgrenze im mittragenden Querschnitt
- Beulen der Druckgurte bzw. der Stege
- Krüppeln der Stege im Auflagerbereich

Die Querschnittswerte und die Bemessungswerte der Tragfähigkeit werden entweder nach DIN 18807 Teil 1 berechnet oder nach DIN 18807 Teil 2 durch Versuche ermittelt. Die Querschnittswerte für Normalkraftbeanspruchung jedoch werden nur durch Berechnung, die Bemessungswerte für die Begehbarkeit nur durch Versuche ermittelt. Die Hersteller von Trapezprofilen haben im Regelfall zertifizierte Tabellenwerke mit Bemessungskennwerten publiziert, in denen getrennt nach Positivlage und Negativlage Querschnittswerte, Schubfeldwerte und Grenzstützweiten sowie die Beanspruchbarkeiten an Zwischen und Randauflagern angegeben sind. Die Grenzstützweiten sind die maximalen Stützweiten, bis zu denen das Trapezprofil als tragendes Bauteil von Dach- und Deckensystemen verwendet werden darf. Die Trapezprofiltafeln sind dann für Einzelpersonen ohne lastverteilende Beläge begehbar. Die Verlegung über die Grenzstützweite hinaus ist bei der Begehung über lastverteilende Beläge in Einzelfällen zulässig. Beim Einsatz der Trapezprofile an Wänden und als Wetterhaut bei mehrschaligen Dächern brauchen die Grenzstützweiten nicht beachtet zu werden. Jedoch sollten beim Verlegen der Trapezprofile als Wetterhaut mit Stützweiten größer als die Grenzstützweite Schutzvorkehrungen getroffen werden, um Beschädigungen an den Trapezprofilen auszuschließen.

Die in den Tabellenwerken angegebenen Bauteilwiderstände sind keine zulässigen Schnittgrößen, sondern die Beanspruchbarkeiten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Bei der Nachweisführung müssen die berechneten Schnittgrößen mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen versehen werden:

$\gamma = 1,7$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

$\gamma = 1,3$ für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Mit dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter γ -fachen Lasten ist gleichzeitig der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Ergänzend müssen jedoch noch die Nachweise der Durchbiegungsbeschränkungen unter einfachen Einwirkungen mit den Grenzwerten gemäß Tabelle 6.2 geführt werden.

Tabelle 6.2 Durchbiegungsbeschränkungen für Konstruktionselemente aus Trapezprofilblechen ($\gamma = 1,0$)

Konstruktionselement		Durchbiegung
Dächer unter Volllast	Warmdach mit oberseitiger Abdichtung	$f \leq l/300$
	einschaliges Dach mit oberseitiger Abdichtung	$f \leq l/150$
Außenwand/Fassade	unter Windlast	$f \leq l/150$
Geschossdecken ($l > 3,0$ m)	Verbunddecken mit ungünstiger Verkehrslast	$f \leq l/300$
	Andere Deckentypen	$f \leq l/500$

Die durchzuführenden Nachweise für die Grenzzustände der Tragfähigkeit sind in DIN 18807 Teil 3 geregelt. Neben dem Vergleich der γ -fachen Einwirkungsschnittgrößen mit den Beanspruchbarkeiten der Tabellenwerke müssen kombinierte Einwirkungen aus Biegung und Längskraft mit nachstehenden Interaktionsbeziehungen nachgewiesen werden.

$$\text{Biegung mit Zugkraft: } \frac{N_Z}{N_{dZ}} + \frac{M}{M_d} \leq 1 \quad (6.1)$$

$$\text{Biegung mit Druckkraft: } \frac{N_D}{N_{dD}} \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{N_D}{N_{dD}} \right) \right] + \frac{M}{M_d} \leq 1 \quad (6.2)$$

mit:

N_Z Zugkraft aus γ -facher Belastung

N_D Druckkraft aus γ -facher Belastung

M Biegemoment aus γ -facher Belastung

M_d aufnehmbares Biegemoment (lt. Prüfbescheid)

N_{dZ} aufnehmbare Zugkraft: $N_{dZ} = A_g \cdot \beta_{S,N}$
(A_g und $\beta_{S,N}$ aus Prüfbescheid)

N_{dD} aufnehmbare Druckkraft:

$$\left. \begin{aligned} N_{dD} &\leq 0,8 \cdot \sigma_{elg} \cdot A_g \\ N_{dD} &\leq \sigma_{cd} \cdot A_{ef} \end{aligned} \right\}$$

kleinerer Wert maßgebend

$$\sigma_{elg} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(s_k / i_g)^2} \quad (i_g \text{ laut Prüfbescheid})$$

$$\sigma_{cd} = \beta_{S,N} \quad \text{für } \alpha \leq 0,30$$

$$\sigma_{cd} = (1,126 - 0,419 \cdot \alpha) \cdot \beta_{S,N} \quad \text{für } 0,3 < \alpha \leq 1,85$$

$$\sigma_{cd} = 1,2 \cdot \beta_{S,N} / \alpha^2 \quad \text{für } 1,85 < \alpha$$

$$\alpha = \frac{s_k \cdot \sqrt{\beta_{S,N} / E}}{\pi \cdot i_{ef}} \quad (i_{ef} \text{ laut Prüfbescheid})$$

Mit den vorstehenden Berechnungsformaten kann gleichzeitig der Nachweis unter Normalkraftbeanspruchung ohne Biegemomente geführt werden. Für die End- und Zwischenaufleger sind Mindestauflagerbreiten vorgeschrieben, da die zulässigen Schnittgrößen der Profile auch von der gewählten Auflagerbreite der Unterkonstruktion abhängen. Die Mindestauflagerbreite in Profilrichtung beträgt:

- 40 mm am Endauflager bei Ein- und Mehrfeldträgern
- 60 mm am Zwischenaflager bei Mehrfeldträgern und auskragenden Profilen

Stahltrapezprofildecken und -dächer können nicht nur Vertikallasten aufnehmen, sondern sind auch zur Aufnahme von Horizontallasten (z. B. Stabilisierungskräfte aus der Kipphalterung von Bindern) und zu ihrer Weiterleitung in der Fläche geeignet. Stahltrapezprofil-Schubfelder können in ihrer Wirkung vorbehaltlich einer entsprechenden Dimensionierung der Profile und der Befestigungen Diagonalaussteifungen ersetzen (Bild 6.4). Die Schubsteifigkeiten für die Berechnung und Bemessung sind den jeweiligen Tabellen der Hersteller von Stahltrapezprofilen zu entnehmen.

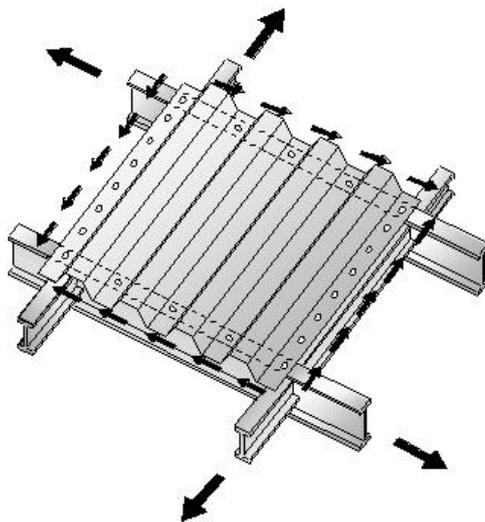


Bild 6.4 Schubfeld zur Sicherung der Gesamtstabilität

Die Verlegung von Stahltrapezprofilen in Schubfeldbereichen darf nur nach Verlegeplänen erfolgen, welche aufgrund einer statischen Berechnung ermittelten notwendigen Ausführungsangaben enthalten. Dazu gehört auch der statische Nachweis der Verbindungselemente. Die ordnungsgemäße und funktionsgerechte Ausführung ist in einem für die Bauakten der Bauaufsichtsbehörde bestimmten Abnahmeprotokoll festzuhalten und vom verantwortlichen Fachingenieur oder vom Fachbauleiter zu bestätigen. Von den Verlegeplänen abweichende Ausführungen sind nur nach statischer Überprüfung zulässig. Schubfelder sind nach Fertigstellung zu kennzeichnen und dürfen nachträglich nicht mehr verändert werden. Insbesondere größere Öffnungen dürfen nachträglich nicht ohne statische Prüfung angeordnet werden.

6.3.3 Verbindungstechnik

Die Verbindungstechnik behandelt die Verbindung der Profiltafeln mit der Unterkonstruktion sowie die Verbindungen der Profiltafeln untereinander an ihrem Längsrand. Die Verbindung

der Profiltafeln mit der Unterkonstruktion hat nach Maßgabe der statischen Berechnung zu erfolgen. Jedoch ist mindestens jede zweite Profilrippe und an den Rändern der Verlegefläche jede Profilrippe mit der Unterkonstruktion zu verbinden. Für die Verbindung der Profiltafeln am Längsrand legt DIN 18807 fest, dass jede Profiltafel an ihrem Längsrand mit einer anderen Profiltafel bzw. an einem freien Dachrand mit einem mindestens 1,00 mm dicken Randversteifungsblech verbunden werden muss. In DIN 18807 sind dazu die Abstände der Verbindungselemente angegeben. Werden Profiltafeln als Schubfeld verwendet, so sind die Verbindungselemente entsprechend dem Schubfluss nachzuweisen. Grundsätzlich sind für die Befestigung von Stahltrapezprofilen und Kassetten nur bauaufsichtlich zugelassene Verbindungselemente zu verwenden, die, soweit sie der Freibewitterung ausgesetzt sind, aus rostfreiem Material sein müssen (Zulassungs- Nr. Z-14.1-407)

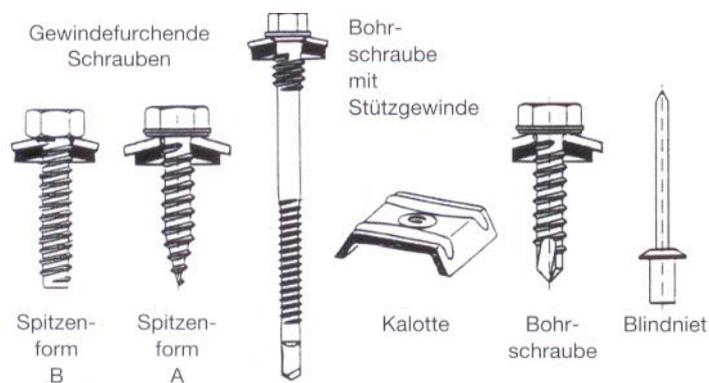


Bild 6.5 Bauaufsichtlich zugelassene Verbindungselemente für den Stahlleichtbau

Es gibt verschiedene Arten von bauaufsichtlich zugelassenen Verbindungselementen:

- Gewindefurchende Schrauben
- Bohrschrauben
- Setzbolzen
- Blindnieten

Gewindefurchende Schrauben formen spanlos ihr Gewinde in das vorgebohrte Loch der Unterkonstruktion. Man unterscheidet gewindefurchende Schrauben mit Grobgewinde für Holz und Stahlunterkonstruktionen bis 3 mm Dicke und Schrauben mit Feingewinde für Stahlkonstruktionen über 3 mm Dicke. Bohrschrauben "bohren" zunächst ihr Kernloch und formen sich anschließend im gleichen Arbeitsgang das Gewinde. Es wird unterschieden nach Bohrschrauben mit angeformter und solche mit Hartmetallspitze. Grundsätzlich sind für rostfreie Schrauben auch nur rostfreie Dichtscheiben zu verwenden, das Dichtmaterial (EPDM) ist aufvulkanisiert. Setzbolzen werden durch Bolzensetzgeräte mittels Explosionskraft aus Treibkartuschen eingetrieben. Die Ladungsstärke richtet sich nach Dicke und Festigkeit der Bleche

bzw. der Stahl-Unterkonstruktion. Diese muss eine Mindestdicke von 6 mm aufweisen. Blindnieten aus Aluminium mit Edelstahlstift werden zum Verbinden der Profilbleche untereinander und zum Anschluss von Formteilen eingesetzt. Hier eignet sich am besten der so genannte Becherniet, bei dem ein Herausfallen des Nietdorns ausgeschlossen ist.

6.3.4 Spezialformteile, Lieferung und Montage

Für fachlich korrekte Abschlüsse und Übergänge an Dach-, Wand- und Deckenflächen sind so genannte Formteile unerlässlich. Da es sich oft um wiederkehrende Details handelt, haben die Hersteller für ihre Systeme Standardteile entwickelt, die nach Katalog bestellt werden können. Daneben besteht die Möglichkeit, Formteile unterschiedlicher Geometrie nach Zeichnung zu fertigen. Zur Vermeidung von Schwachstellen im Korrosionsschutzsystem eines Bauwerkes muss auch die Oberflächenveredelung der Formteile immer die gleiche Qualität wie alle angrenzenden Bauteile aufweisen. Die Abmessungen des Lieferprogramms werden von den Herstellern im Normalfall auf gewöhnliche Transportmittel und Hebezeuge abgestimmt. Größere Formteile können auf Anfrage gefertigt werden. Größere Lieferlängen für die Bauteile können sich z.B. als wirtschaftlich und vorteilhaft erweisen, wenn dadurch infolge statischer Durchlaufwirkung über drei Felder und mehr die Tragfähigkeit der Profile erhöht wird.

Die aus oberflächenveredeltem Stahlblech hergestellten Bauelemente für Dach, Wand und Decke sind hochwertige einbaufertige Teile, die bei Produktion, Transport, Zwischenlagerung und Montage mit großer Sorgfalt behandelt werden müssen. Montagerichtlinien der Hersteller dienen dazu, fachgerechte Ausführungen von Montagearbeiten mit Stahlprofiltafeln zu erreichen, um damit die Funktionsfähigkeit der Bauteile und Bausysteme für Dach, Wand und Decke und ihre hohe Qualität auf Dauer zu sichern.

6.3.5 Bauphysikalische Anforderungen

- Korrosionsschutz

Die in der DIN 55928 Teil 8 aufgeführten Korrosionsschutzsysteme aus metallischen Überzügen und organischen Beschichtungen, sowie deren Kombinationen zu Duplex-Systemen (Kap. 3.5), werden in Hinblick auf ihre Belastbarkeit unter atmosphärischen Bedingungen grundsätzlich in die Korrosionsschutzklassen I, II und III eingestuft. In DIN 18807 ist angegeben, welche Korrosionsschutzklasse ein Bausystem aus Trapezprofilen bzw. Kassetten unter einer bestimmten Einbausituation erfüllen muss. Dabei steht Ober- und Unterseite bzw. Außen- und Innenseite sinngemäß für zugänglich und nicht zugänglich. Zwischenriegel bei Räumen mit hoher Feuchtebelastung müssen sowohl bei Dach- als auch bei Wandsystemen die Korrosionsschutzklasse III aufweisen müssen. Die Bedingungen der Korrosionsschutzklasse III kön-

nen mit ausschließlich verzinktem Material nicht erfüllt werden, jedoch mit AZ 185 (GALVALUME®), das sich darüber hinaus für den Einsatz als obere Deckschale von Dachsystemen bewährt hat. Eine qualitative Bewertung der Schutzsysteme zu den in DIN 18807 geforderten Korrosionsschutzklassen sollte im Einzelfall immer in Abstimmung mit den Herstellern erfolgen.

Tabelle 6.3 Korrosionsschutzklassen für Wandsysteme (DIN 18807 Teil 1)

	Einschalig ungedämmt	Einschalig wärmege­dämmt	Zweischalig hinterlüftet mit zwischenliegender Wärmedämmung		Außenwandbekleidung
			Außen-Schale	Innen-Schale	
Außenseite	III	III	III	I bei trockenen überwiegend geschlossenen Räumen	III
Innenseite	II	II	II	III bei Räumen mit hoher Feuchtebelastung	II

- Wärmeschutz

Der Wärmeschutz ist sowohl aus Behaglichkeitsgründen als auch aus wirtschaftlicher Sicht in Hinblick auf die Entwicklung der Energiepreise in den letzten Jahren als energiesparende Maßnahme eine wesentliche Forderung. Dazu sind bei Bauten, die dem dauernden Aufenthalt von Menschen dienen, die Forderungen des Wärmeschutzes für raumabschließende Bauteile in DIN 4108 (Wärmeschutz im Hochbau) einschließlich der "Ergänzenden Bestimmungen" und der novellierten Wärmeschutzverordnung (WärmeschutzV 1995) und der Energiesparverordnung (EnEV vom 16.11.2001) festgelegt. Daneben spielen natürlich auch wirtschaftliche Überlegungen eine wichtige Rolle. Nach den genannten Regelwerken haben Wärmebrücken und Luftdichtigkeit der Fugen von Bauteilen eine wesentliche Bedeutung für die Energiebilanz von Gebäuden. Es ist auf fugenfreie Verlegung der Wärmedämmung zu achten. Entsprechend der WärmeschutzV sind darüber hinaus alle wärmeübertragenden Umfassungsflächen, dies trifft besonders für Kassettenwände zu, an Längs- und Querfugen nach dem Stand der Technik dauerhaft luftundurchlässig abzudichten.

- Feuchteschutz

Zwischen Wärme- und Feuchteschutz besteht eine enge Verbindung, da Feuchteschäden z. B. aus Kondensatbildung auf oder innerhalb von Bauteilen die Folge mangelnder oder unsachgemäß eingebauter Wärmedämmung sein können. Da Außenbauteile Bereiche unterschiedlicher Temperatur und Luftfeuchte trennen, liegen in der Regel auch unterschiedliche Wasserdampf-Teildrücke auf beiden Seiten der Konstruktion vor, was wiederum in der kalten Jahreszeit eine Wasserdampfbewegung von innen nach außen bewirkt, und hier an den kalten Kon-

struktionsteilen zu Taupunktunterschreitungen und zur Kondensatbildung führen kann. Dies kann erheblich sein und zu gravierenden und kostenintensiven Schäden führen. Verhindern bzw. weitestgehend unterbinden lässt sich dieser Vorgang nur durch konsequente Abdichtung der Wandinnenschalen (z. B. bei Kassetten) oder durch den Einbau von Dampf- und Konvektionssperren (z. B. bei Dachkonstruktionen).

- Schallschutz

Die Begriffsdefinitionen, Anforderungen an den Schallschutz und allgemeine Beispiele für konstruktive Lösungen werden in DIN 4109 "Schallschutz im Hochbau" geregelt. Bei der Planung und Ausführung von Schallschutzmaßnahmen ist zwischen folgenden Anforderungen zu unterscheiden:

- **Schalldämmung**, d. h. Minderung der Lärmweiterleitung aus dem Gebäudeinnern nach außen und damit in die Nachbarschaft.
- **Schalldämpfung und Schallabsorption**, d. h. die Dämpfung des Lärmpegels innerhalb des Gebäudes selbst soll erreicht werden. Oft werden beide Maßnahmen gleichzeitig gefordert.

Grundsätzlich wird zwischen Luft- und Körperschall unterschieden.

- **Luftschalldämmung** erfolgt in der Leichtbauweise im Regelfall durch einen mehrschaligen Aufbau mit unterschiedlicher Biegesteifigkeit und dazwischen liegender Mineralfaser-Dämmung. Zur Auswahl geeigneter Konstruktionen werden Versuchsanordnungen nach einem Beurteilungsspektrum zwischen 100 Hz und 3.150 Hz überprüft, das bewertete Schalldämm-Maß R'_w in dB gemessen und nach DIN 52210 festgelegt. Mit ausgewählten Materialien und konstruktiven Maßnahmen sind Schalldämm-Werte bis 55 dB möglich.
- **Körperschalldämmung** ist aufgrund fehlender Masse schwierig und im Einzelfall nur konstruktiv durch Entkoppelung der Körperschallübertragung möglich.
- **Schalldämpfung bzw. Schallabsorption** ist wirtschaftlich durch geeignete Steg-Lochung der unteren Trapezprofilschale von Dachkonstruktionen und durch Hinterlegung mit Schallabsorptions-Material aus Mineralfaser zu erreichen. Dadurch ist eine deutliche Minderung des Lärmpegels innerhalb von Gebäuden möglich.

Die konstruktive Ausbildung wirkungsvoller Schallschutzmaßnahmen in Verbindung mit Stahltrapezprofilen und/oder Kassetten ist von vielen Einflussfaktoren abhängig und setzt ein hohes Maß an Fachwissen und Detailkenntnissen voraus. Daher ist bei schalltechnischen Fragen die Einbeziehung der Hersteller dieser Bauteile und/oder Fachberatern sinnvoll, da diese im Regelfall auch über Prüfzeugnisse und Konstruktionsunterlagen verfügen.

- Brandschutz

Oberflächenveredelte Stahltrapezprofile und Kassetten sind in DIN 4102 (Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen) einzeln betrachtet und als nichtbrennbarer Baustoff A2 eingestuft. Bei Industriegebäuden mit normaler Nutzung wird nach den Bestimmungen der Landesbauordnung in der Regel die Forderung nach der Eigenschaft: "Widerstandsfähig gegen Flugfeuer und strahlende Wärme" gestellt. Dächer mit Stahltrapezprofilen als wasserführende Schicht erfüllen diese Bedingung implizit. Aber auch Stahltrapezprofildächer mit oben liegender Wärmedämmung und Dachabdichtung (Warmdächer) genügen dieser Anforderung, sofern der Dachaufbau einer in DIN 4102 Teil 4 aufgeführten Ausführungsmöglichkeit entspricht. Bei weitergehenden Anforderungen können mit Spezialkonstruktionen und besonderen Dämmstoffen höhere Brandschutzklassen erfüllt werden. An nichttragende Außenwände werden bei Gebäuden bis zu 2 Vollgeschossen im Regelfall seitens der Bauaufsicht keine brandschutztechnischen Anforderungen gestellt. Die Wärmedämmstoffe müssen jedoch mindestens B 2-Baustoffe sein. Bei Gebäuden mit mehr als 2 Vollgeschossen sind sie aus nichtbrennbaren Baustoffen und nach Vorgabe der Bauaufsichtsbehörde in W-30 bis W-90 Ausführung herzustellen. Sowohl für Dach- als auch für Wandkonstruktionen gibt es eine Vielzahl von Ausführungen, die auch erhöhten Brandschutzbestimmungen gerecht werden, was durch die Hersteller mit Prüfzeugnissen belegt werden können.

- Blitzschutz

Nach DIN 57185 Teil 1 (VDE 0185 Teil 1) sind Metaldeckschalen von Dächern, Metalleinfassungen von Dachkanten, Metallabdeckungen von Brüstungen und andere Blecheinfassungen als Fangeinrichtungen geeignet, wenn bestimmte Anforderungen an Materialdicke, Überlappungslängen, Befestigungen usw. eingehalten werden. Dazu gehört eine Materialdicke von $> 0,5$ mm und eine zuverlässige Verbindung an Längs- und Querstößen durch Klemmprofile, Falze, Nieten oder Schrauben. Dies gilt auch für kunststoffbeschichtete Bleche mit einer Schichtdicke < 200 μm . Bei Querstößen von Dachelementen und bei Einfassungen müssen die Überdeckungen mindestens 100 mm betragen. Metallfassaden dürfen zur Ableitung dienen, wenn sie ebenfalls durchgehend miteinander verbunden sind und eine Mindestblechdicke von $> 0,5$ mm aufweisen. Eine ausreichend leitende Verbindung zwischen Dach- und Wandaußenschale muss vorhanden sein. Die fachgerechte Ableitung ist grundsätzlich durch Fachfirmen sicherzustellen.

6.3.6 Beispiele für Konstruktionen mit Trapezprofilen und Kassetten

- Dachkonstruktionen

Ein großer Anteil aller weitspannenden Dacheindeckungen für Industriehallen, Sportstätten oder Einkaufszentren wird im europäischen Markt gegenwärtig mit Tragschalen aus oberflächenveredelten Stahl-Trapezprofilen ausgeführt. Deshalb werden zum Schutz von Menschen und Sachwerten sowie zur Einsparung von Energie, gerade bei großflächigen Industriedachkonstruktionen, höchste Anforderungen an die Materialqualität und die dauerhafte Funktion des Dachaufbaus gestellt. Diese bautechnisch hochwertigen Konstruktionen funktionieren allerdings nur dann optimal, wenn während der Planung neben den statischen und konstruktiven Belangen auch die bauphysikalischen Erfordernisse beachtet und bei der Bauausführung erfüllt werden. DIN 18807 Teil 3 fordert daher, dass die Nachweise für den Wärme-, Feuchtigkeits-, Schall- und Brandschutz unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens aller Baustoffe und Bauteile des jeweiligen Systems nach den hierfür erlassenen Vorschriften, Normen und Richtlinien zu führen sind. Die nachfolgend exemplarisch dargestellten Dachkonstruktionen haben sich in der Anwendungspraxis bewährt und gelten als technisch ausgereift.

Das einschalige, oberseitig wärmegeämmte Trapezprofildach, ein so genanntes "Warmdach", ist die am weitesten verbreitete Variante. Dabei werden die Stahltrapezprofile entweder über Pfetten vom First zur Traufe, oder von Binder zu Binder parallel zur Traufe, als Ein-, Zwei- oder Mehrfeldträger verlegt. Die Unterkonstruktion besteht meist aus Stahl, Holz oder Beton mit eingelassenen Verankerungsschienen. Die Dachneigung sollte 2 % nicht unterschreiten. Dachabläufe sind aus Sicherheitsgründen immer an den Tiefpunkten anzuordnen. Ein beispielhafter Dachaufbau (Dämmung und Abdichtung) ist in Bild 6.6 dargestellt. Die Belichtung und Belüftung, sowie der Rauch- und Wärmeabzug, erfolgt bei diesem Dachsystem meist über Lichtkuppeln. Seltener werden Lichtbänder eingesetzt. Dachdurchbrüche sind durch besondere Maßnahmen auszusteifen und statisch nachzuweisen.

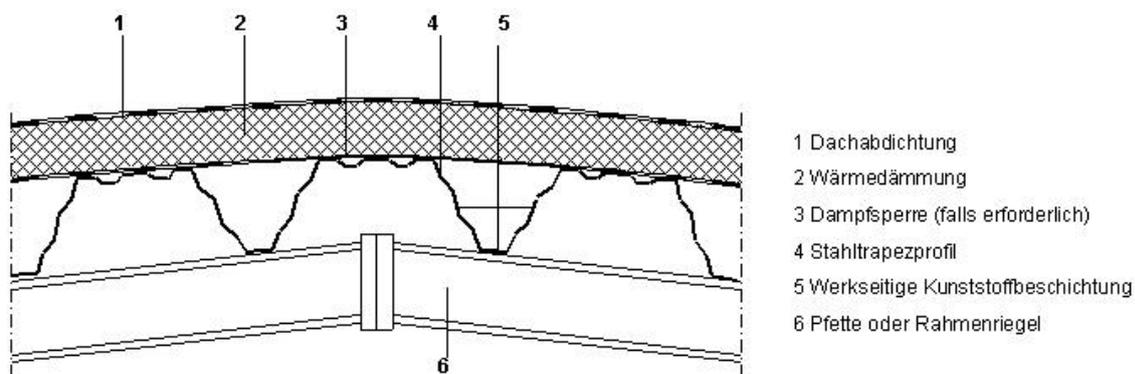


Bild 6.6 Aufbau eines Warmdaches unter Verwendung von Stahltrapezprofilen

Zweischalige Metaldachkonstruktionen gewinnen zunehmend an Bedeutung und gelten in der Fachwelt als wartungsfreundlich mit langer Nutzungsdauer. Als Vorteile sind die hohe Belastbarkeit gegen Umwelteinflüsse aller Art und die Möglichkeit der gezielten Einbindung in das Schall- und Brandschutzkonzept zu nennen. Die Montage kann nahezu witterungsunabhängig durchgeführt werden. Während die Verlegerichtung der Unterschale wie beim "Warmdach" vom First zur Traufe oder von Binder zu Binder erfolgen kann, wird die Oberschale grundsätzlich nur, zur Vorgabe der Entwässerungsrichtung, vom First zur Traufe verlegt. Die Mindestdachneigungen sollten folgende Werte nicht unterschreiten:

- a) 3° (5,2 %) bei Dächern ohne Querstöße und Durchbrüche.
- b) 5° (8,7 %) bei Dächern mit Querstößen und/oder Durchbrüchen.

Oberschalen bestehen oft aus negativ verlegten Trapezprofilen, die über Distanzprofile mit der Unterschale verbunden sind. Häufig werden auch so genannte Klemm- oder Stehfalzprofile verwendet. Diese sind über spezielle Gleitsysteme an der Unterschale befestigt. So entsteht ohne Durchdringung der wasserführenden Ebene eine dichte und sichere Verankerung, die gleichzeitig temperaturbedingte Längenänderungen ausgleichen kann. Wegen der profilierten Oberschale und den damit verbundenen aufwändigen Anschlüssen werden Belichtungen und Belüftungen sowie der Rauch- und Wärmeabzug bevorzugt über Lichtbänder im First oder in Profilierrichtung vom First zur Traufe gewährleistet. Bei diesem Dachaufbau besteht die Gefahr, besonders in den kritischen Wintermonaten, dass es zu Taupunktunterschreitungen und zur Kondensatbildung kommen kann. Dieser Effekt kann durch eine Dampf- und Konvektionssperre ausgeschlossen werden. Sie wird zur warmen Seite hin, unmittelbar auf der unteren Tragschale mit dichten Nähten und Anschlüssen an aufgehenden Bauteilen angebracht. Bei Einsatz einer funktionsfähigen Dampfsperre ist eine Hinterlüftung der Oberschale nicht erforderlich, derartige Dachtypen werden auch als Warmdach mit metallischer Abdeckung bezeichnet.

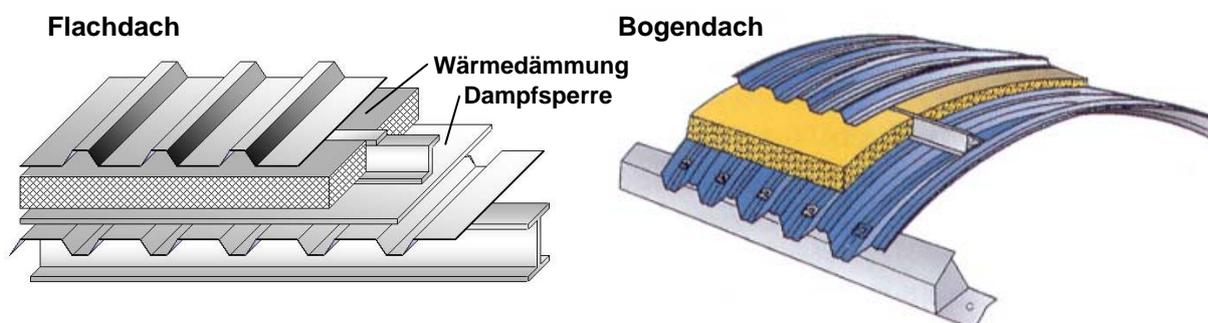


Bild 6.7 Aufbau zweischaliger, wärmedämmter nicht hinterlüfteter Trapezprofildächer

Eine architektonisch anspruchsvolle Alternative bietet die Ausführung als freitragendes Bogendach aus oberflächenveredelten Stahltrapezprofilen, die durch ein patentrechtlich geschütztes Rollbiegeverfahren zu bogenförmigen Bauelementen mit kontinuierlicher Krümmung ohne Knickfalten verformt werden. Die Bogenform gestattet gegenüber geraden Trapezprofilen bei gleicher Belastung aufgrund der Bogentragwirkung signifikant höhere Stützweiten. Doppelschalige Konstruktionen können bis 20 m frei gespannt werden. Sie sind zugleich Tragwerk und Dach. Minimale Konstruktionsgewichte und der Gewinn frei verfügbarer Nutzfläche sind als wirtschaftliche Vorteile zu nennen. Bei doppelschaliger Ausführung übernehmen beide Schalen die Tragfunktion und die Außenschale dient zugleich als Wetterhaut. Die schubsteife Verbindung erfolgt über Hutprofile, die auf der Oberseite zur Abschottung von Wärmebrücken eine thermische Trennung erhalten. Die Innenschale wird durch Abkleben der Längsstöße mit Aluminiumbändern als Dampfsperre ausgebildet. Dadurch entsteht bereits während der Bauphase eine wasserdichte Dachhaut. Eine Mineralfaserdämmung zwischen beiden Schalen übernimmt, je nach Ausführung, neben dem Wärmeschutz auch Brand- und Schallschutzfunktionen. Bei einschaliger Ausführung dient die Dachschale als Tragschale und als Wetterhaut. Die maximale Stützweite liegt bei ca. 16 m. Bogendachschalen können auf Stahl-, Holz- oder Betonkonstruktionen montiert werden. Die Lastenleitung erfolgt über Stahlschrauben und Stahlklemmplatten. Für den passgenauen Einbau sind die Bauteile im Werk vorgelocht. Horizontal gerichtete Auflagerkräfte aus Eigengewicht und Schnee werden durch das Widerlager oder von Zugbändern aufgenommen. Günstige statische Verhältnisse ergeben sich, wenn Spannweite und Bogenradius nahezu gleiche Abmessungen haben.

- Wandkonstruktionen

Trapezprofil-Wände dienen dem Raumabschluss und der Raumentrennung. Sie gelten im Sinne der Bauordnung als "nichttragende Bauteile". Während neben statischen, konstruktiven und bauphysikalischen Randbedingungen hohe Anforderungen an Materialqualität und dauerhafte Funktion gestellt werden, haben sie zusätzlich die Aufgabe, das ästhetische Erscheinungsbild eines Gebäudes zu gestalten. Es wird zwischen folgenden Wandkonstruktionen unterschieden:

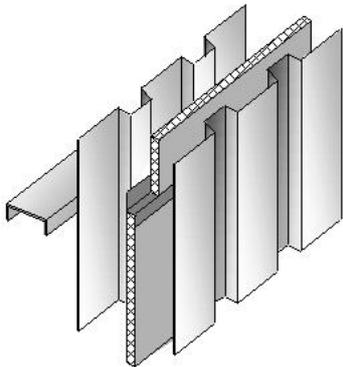
- einschalige ungedämmte Trapezprofilwand
- einschalige wärme gedämmte Trapezprofilwand
- einschalige wärme gedämmte Wandbekleidung
- zweischalige wärme gedämmte Brandschutzwand
- zweischalige wärme gedämmte Trapezprofilwand und die
- zweischalige wärme gedämmte Kassettenprofilwand

Neben den einschaligen Konstruktionen, die bei Gebäuden ohne hohe Anforderungen an bauphysikalische Aspekte zum Einsatz kommen, werden zunehmend zweischalige Konstruktionen eingesetzt. In der Reihenfolge der Aufbaumontage besteht diese Wand (Bild 6.8) aus

- innerer, vertikal an den Stützen befestigten, oberflächenveredelten Trapezprofilschale
- horizontal verlegten Distanzprofilen
- den Schalenabstand ausfüllende Wärmedämmung aus Mineralfaser
- vertikal angeordneter und oberflächenveredelter Trapezprofil-Außenschale.

Zur Unterbrechung von Wärmebrücken wird zwischen der Außenschale und der Distanzkonstruktion eine thermische Trennung eingebracht. Die vom Rauminnen in das Wandsystem eindiffundierende Luftfeuchte wird im Luftstrom hinter der profilierten Außenschale durch so genannte Kaminwirkung nach Außen abgeführt. Dies setzt allerdings freie Belüftungsquerschnitte im Sockelbereich und an der Attika voraus. Eine Dampfsperre, wie bei zweischaligen Dachsystemen, ist im Regelfall nicht erforderlich.

Trapezprofilwand



Kassettenwand

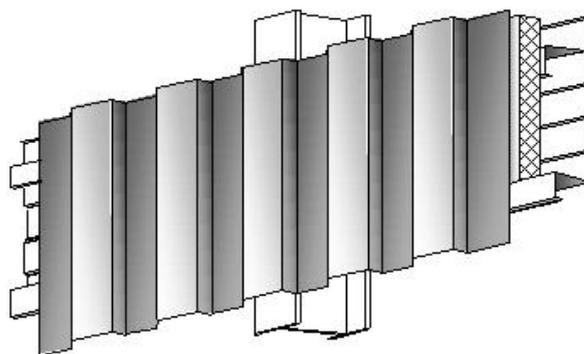


Bild 6.8 Aufbau zweischaliger, wärmedämmter Wände

Stahlkassettenprofile haben ihren Ursprung in der Notwendigkeit, bei Betonunterkonstruktionen ein sinnvolles und wirtschaftliches Wandtragwerk bereitzustellen. Sie bestehen aus einer Kombination aus innerer Wandschale und der die Außenschale aufnehmenden Stege, die ihrerseits die Riegelkonstruktion ersetzen. Oberflächenveredelte Stahlkassettenprofile haben im Regelfall Baubreiten von 600 mm und werden horizontal als Ein-, Zwei- oder Mehrfeldträger an den Gebäudestützen angebracht. Zur Erzielung weitgehender Winddichtigkeit werden am Endauflager und zwischen den Kassettenstegen Dichtstreifen eingelegt. Die Stege selbst müssen im Abstand von unter einem Meter miteinander verbunden sein. Die sich zwischen Innen- und Außenschale bildenden Hohlräume werden nach bauphysikalischen Standards teilweise oder vollständig mit Mineralfaserdämmung ausgefüllt. Da durch die Vielzahl der Kassettenstege erhebliche Wärmebrücken entstehen, die die Dämmeigenschaften der Wärmedäm-

mung um bis zu 50 % reduzieren können, ist zur Unterbrechung zwischen Außenschale und Kassettenstegen eine thermische Trennung erforderlich. Den Abschluss der Wandaufbau-Montage bildet die oberflächenveredelte, trapezprofilierte und vertikal verlegte Außenschale. Unter optischen Gesichtspunkten kommen neben Trapezprofilen häufig auch Wellprofile zum Einsatz.

6.4 Sandwichbauweise

6.4.1 Begriffe

Bei im Bauwesen verwendeten Sandwichelementen handelt es sich um Bauelemente, bestehend aus zwei dünnen Metalldeckschichten, die über einen Dämmstoff-Kern schubfest miteinander verbunden sind, so dass ein tragender Querschnitt entsteht. Die Dämmstoff-Kerne sind in der Regel aus Polyurethan-Hartschaum und nur bei besonderen Anforderungen aus Mineralfaserplatten. Selten werden Polystyrol-Schaumplatten eingesetzt. Dennoch handelt es sich auch hier um einen mehrschichtigen Aufbau im Sinne des Sandwichprinzips. Durch die Kombination dieser unterschiedlichen Materialien als additiven Aufbau entstehen Bauelemente, die sich mit vordergründig wärmedämmender Funktion als lastabtragende Wandverkleidungen und Dacheindeckungen einsetzen lassen. Die Verwendung von Sandwichelementen, auch Sandwichpaneele oder Englisch "composit panels" genannt, konnte sich über einen Zeitraum von 50 Jahren zu einer besonders wirtschaftlichen Bauweise entwickeln, die gegenwärtig zunehmend an Bedeutung gewinnt.

Die schubfeste Verbindung der Deckbleche mit dem Kern wird automatisch durch Selbsthaftung bei Polyurethan (PUR) oder Verklebung bei Mineralwolle in einer fabrikmäßigen Herstellung der Bauteile in großen, kontinuierlichen Fertigungsstraßen erreicht. Das Herstellen der Sandwichelemente unterliegt einer laufenden Eigen- und Fremdüberwachung und den Güte- und Prüfbestimmungen nach RAL-GZ-617. Der Nachweis der Überwachung wird durch das Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) dokumentiert. Die Bauteile werden als Fertigteile auf die Baustelle geliefert und nahezu witterungsunabhängig in einem Arbeitsgang auf der Unterkonstruktion verschraubt.

Für den Einsatz von tragenden Sandwichbauteilen für Dach und Wand, bei denen die Verbundtragwirkung durch Verbindung der Deckbleche mit einem schubsteifen Kern angesetzt und genutzt wird, ist in Deutschland eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt bzw. eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, da diese Bauteile gegenwärtig in keiner Norm geregelt und in der Bauregelliste nicht erfasst sind.

Wegen der Verwendung von leichten Kernschichten, z.B. aus Polyurethan-Hartschaum, die sich hinsichtlich der Herstellung und der bautechnischen Anforderungen so günstig verhalten, sind bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Sandwichtragwerks und damit bei der Bemessung jedoch eine Reihe von Besonderheiten zu beachten. So ist zunächst, um eine "sichere" Bemessung zu gewährleisten, bei fast allen praxisgerechten Sandwichbauteilen die Schubverformung der Kernschicht zu berücksichtigen und damit die "Theorie des nachgiebigen Verbundes" anzuwenden. Die Besonderheiten sind jedoch im Einzelnen in den bauaufsichtlichen Zulassungen erfasst.

6.4.2 Bauteile und Lieferformen

Sandwich-Dachelemente haben im Regelfall Baubreiten von 1000 mm. Die Elementdicken liegen zwischen 70 und 110 mm, abhängig von der geforderten Wärmedämmung und der statischen Belastbarkeit. Sandwich-Wandelemente werden in Baubreiten von 600 bis 1200 mm hergestellt. Die Elementdicken reichen von 40 bis 120 mm, bei Kühlhauselementen sogar bis 200 mm. Trotz der teilweise großen Dicke der Elemente sind die Eigengewichte von ca. 11 kg/m² (40 mm Dicke) bis ca. 18 kg/m² (200 mm Dicke) recht niedrig, und die Elemente daher relativ einfach zu montieren. Lieferlängen bis zu 20 m für Dach- und Wandelemente erlauben selbst bei hohen Fassaden und großen Dachschenkellängen Ausführungen ohne oder mit nur wenigen Stößen.

Bei Sandwichelementen übernehmen die Deckschalen die bei Belastung auftretenden Zug- und Druckkräfte. Darüber hinaus haben sie Schutz- und Abdichtungsfunktion. Ausgangsmaterial für die Deckschalen ist in der Regel legiert verzinktes und zusätzlich bandbeschichtetes Stahlblech mit Materialdicken je nach Verwendungszweck der Elemente zwischen 0,40 mm und 1,00 mm. Gegenüber Sandwichelementen mit ebenen Deckschalen zeichnen sich solche mit linierten bzw. profilierten Schichten durch höhere Tragfähigkeit aus. Deshalb werden bei hohen erforderlichen Belastbarkeiten von Dachelementen grundsätzlich trapezprofilerte Außenschalen eingesetzt. Die Materialdicke dieser Außenschalen ist variabel und richtet sich nach der statisch vorgegebenen Belastung bzw. der konstruktiven Stützweite.

Innenschalen von Dach- und Wandsandwichelementen sind meist liniert oder genutet, in Sonderfällen aber auch in ebener Ausführung erhältlich. Als Sonderform hat sich die Microprofilierung etabliert. Eine vollflächige, im Zehntel-Millimeterbereich liegende Profilgebung, die auf bestimmte Entfernungen glatte Oberflächen suggeriert. Schon aus dem Abstand von wenigen Metern ist die Verformung optisch nicht mehr wahrnehmbar.

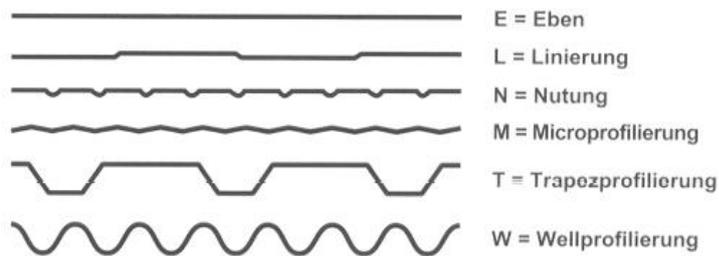


Bild 6.9 Profilierungsvarianten der Deckbleche von Sandwichelementen

Der Korrosionsschutz der Stahl-Deckschalen entspricht den Anforderungen an Stahl-Trapezprofile gemäß Kapitel 6.3.5. Als Dämmstoffkerne werden in der Herstellungspraxis folgende Lösungen angeboten:

PUR-Hartschaum

Die günstigen Dämmungseigenschaften, die hohe Druckstabilität zur Stabilisierung der dünnen Deckschichten und die gute Verarbeitbarkeit in kontinuierlich produzierenden Fertigungsanlagen machen Polyurethan zu einem bevorzugten Dämmstoff für Sandwichelemente: Der Dämmstoffkern aus geschlossenzelligem Hartschaum (Rohdichte ca. 45 kg/m^3) verbindet die Deckschalen schubfest miteinander, seine hohe Druckstabilität ist entscheidend für die große Steifigkeit und hohe Tragfähigkeit der Elemente. Die diffusionsdichten Deckschalen schützen den Schaum gegen Feuchte, so dass die günstigen Wärmedämmeigenschaften auf Dauer erhalten bleiben. Wegen der geschlossenzelligen Struktur des Hartschaums ist eine Wasseraufnahme auch im Bereich der Schnittflächen an den Stirnseiten der Elemente ausgeschlossen. PUR-Hartschaum ist weitgehend beständig gegen die in der Praxis vorkommenden Chemikalien. Gegenüber anderen Materialien verhält sich PUR chemisch neutral und enthält keine korrosionsfördernden Stoffe. Die Resistenz gegen Pilze und Mikroben garantiert Verrottungs- und Fäulnisbeständigkeit. Bei UV-Belastung entsteht keine Strukturveränderung, es führt lediglich zur Braunfärbung der Schnittflächen. Das Brandverhalten wird in Kapitel 6.4.7 erläutert.

Mineralfaser

Speziell die Brandschutzanforderungen an Wandverkleidungen sind in letzter Zeit besonders bei öffentlichen Gebäuden verschärft worden. Forderungen nach Nichtbrennbarkeit NB bis hin zu den Feuerwiderstandsklassen W90/ F30/F90/F120 nach DIN 4102 werden von Sandwichelementen mit Mineralfaserdämmung umfassend erfüllt. Sandwichelemente mit Mineralfaser-Kern werden wirtschaftlich auf kontinuierlich produzierenden Fertigungsanlagen herge-

stellt. Durch das hohe Raumgewicht der Mineralfaserdämmung von 125 kg/m^2 , verbunden mit einer quer zu den Deckschalen liegenden Faserstruktur, werden eine hohe Druckstabilität und ähnlich gute statische Werte wie bei PUR-Sandwichelementen erreicht. Als besonderes Merkmal sind die hohen Schalldämmwerte hervorzuheben.

Polystyrol

Sandwichelemente mit Polystyrol-Dämmkern haben wesentlich schlechtere Dämmwerte als PUR-Hartschaum, ein offenzelliges, wasseraufnehmendes Gefüge und lassen sich nicht kontinuierlich fertigen. Für den Außeneinsatz als Dach- und Wandelemente werden Sie daher nur im Ausnahmefall verwendet.

Formteile

Für die Komplettierung von Dach- und Wandflächen und an deren Übergängen sind, ähnlich wie bei Trapezprofilen, Formteile unumgänglich. Die Industrie hat für viele wiederkehrende Details Formteile entwickelt, die nach Katalog bestellt werden können. Gerade für hochwertige Sandwichfassaden bieten die Hersteller zusätzlich abgewinkelte oder abgerundete Sandwich-Elemente an, die sich, beispielsweise im Eck- oder Attikabereich, nach dem Baukastenprinzip in das übrige System integrieren lassen.

Eines ist auch bei der Sandwichbauweise grundsätzlich zu beachten: Zur Vermeidung von Schwachstellen im Korrosionsschutzsystem eines Bauwerkes muss auch die Oberflächenveredelung der Formteile und der Sonderbauteile immer die gleiche Qualität wie alle angrenzenden Bauteile aufweisen.

6.4.3 Berechnungsgrundlagen

Bei der Sandwichbauweise wird, im Gegensatz zum konventionellen Schichtenaufbau, das statische Zusammenwirken der Einzelschichten ausgenutzt, um insgesamt ein neues Tragsystem mit erheblich höherer Tragfähigkeit zu erreichen. So haben z. B. die dünnen Stahlbleche der Deckschalen mit den üblichen Blechdicken von $0,5 - 0,6 \text{ mm}$, sowie die PUR-Hartschaumplatten, für sich alleine betrachtet nur eine geringe Biegesteifigkeit und können somit keine nennenswerten Lasten aufnehmen. Erst durch die schub- und zugfeste Verbindung des Dämmkerns mit den Deckschichten kommt die hohe Eigensteifigkeit und Tragfähigkeit zustande. Die Deckschalen übernehmen das Kräftepaar aus dem Biegemoment, der Dämmkern übernimmt die Schubkräfte. Grundlage der Bemessung sind die bauaufsichtlichen Zulassungen der jeweiligen Sandwichelemente-Hersteller. Diese werden von Seiten der Her-

steller für Dacheindeckungen und Wandverkleidungen in Form von Bemessungstabellen publiziert. Diesen können die Stützweiten bzw. die zulässigen maximalen Belastungen entnommen werden. Für ungleiche Stützweiten oder bei besonderen Beanspruchungen sind jedoch immer Einzelnachweise zu führen. Zusätzlich zu den Nachweisen der Biegebeanspruchung sind noch weitere Nachweise für Auflagerpressung, Tragfähigkeit, Schraubenkopfauslenkung der Verbindungsmittel usw. zu führen. Aufgrund unterschiedlicher Windlasten im Normal- und Eckbereich eines Gebäudes werden die Bemessungstabellen oft unterteilt. Hierauf ist im Anwendungsfall zu achten.

Bei der Bemessung von Sandwichbauteilen ist außerdem darauf zu achten, dass neben den üblichen Belastungen ein wesentlicher Anteil der Beanspruchungen infolge Zwängung aus unterschiedlichen Deckblechtemperaturen und bei langzeitiger Belastung infolge Spannungsumlagerung durch Kriechen in der Kernschicht entsteht. Diese Zusatzbeanspruchungen müssen bei der Berechnung nach der Theorie des nachgiebigen Verbundes mit erfasst werden.

Wegen der einerseits optimalen Wärmedämmeigenschaften des PUR-Hartschaumkerns kommt es andererseits bei einseitiger Erwärmung, aus klimatischer Einwirkung zu erheblichen Temperaturdifferenzen zwischen sonnenbeschienener und verschatteter Deckschale. Infolge des großen Ausdehnungskoeffizienten von Metallen entstehen dabei Krümmungsverformungen der Sandwichelemente zur warmen Seite hin. Die damit verbundenen Zwängungskräfte und Knitterspannungen, besonders bei dunklen Farben, sind statisch zu berücksichtigen. Dazu erfolgt eine Einstufung in drei Farbgruppen:

- Farbgruppe I: sehr hell
- Farbgruppe II: hell
- Farbgruppe III: dunkel

Die Zuordnung der Farbgruppen nach RAL-Farbentafel ist in Tabelle 6.4 dargestellt

Tabelle 6.4 Farbton, Farbgruppe und Helligkeitsbeiwert

RAL-Nr.	Farbton	Farbgruppe	Helligkeitsbeiwert	RAL-Nr.	Farbton	Farbgruppe	Helligkeitsbeiwert
1000	grünbeige	II	72	6011	resedagrün	II	43
1002	sandgelb	II	68	6019	weißgrün	I	76
1006	maisgelb	II	63	6020	chromoxidgrün	III	23
1015	hellelfenbein	I	81	7016	athrazitgrau	III	21
1020	olivgelb	II	53	8011	nussbaum	III	22
2002	blutorange	III	38	9001	cremeweiß	I	84
5007	brilliantblau	III	33	9002	grauweiß	I	81
5012	lichtblau	II	46	9006	silbermetallic	II	62
				9010	reinweiß	I	93

Zur Vorbemessung von Dach- und Wandelementen können zulässige Stützweiten in Tabellen angegeben werden. Solche Bemessungstabellen, die im Prinzip jeder Sandwichhersteller für

seine Produkte zur Verfügung stellt, berücksichtigen die Eigen-, Schnee-, Wind- und Temperaturlast sowie im Regelfall eine Durchbiegung von $L/150$ der Stützweite. Die Tabellenwerte gelten entsprechend der jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassung für mitteleuropäische Klimaverhältnisse, für normale Raumtemperaturen und für Windlasten nach DIN 1055. Nach bauaufsichtlicher Zulassung erforderliche Nachweise der Auflagerpressung sind entweder in den Tabellenwerten berücksichtigt oder gesondert zu führen. Ebenso ist ein statischer Nachweis für die ausreichende Verbindung der Sandwichelemente mit der Unterkonstruktion erforderlich.

6.4.4 Lastannahmen

Für die Einwirkungen auf Sandwich-Elemente gilt DIN 1055. Die **Eigenlast** der Wandelemente darf beim Nachweis der Wandelemente selbst unberücksichtigt bleiben. Beim Nachweis der Verbindungen der Wand- bzw. Dachelemente mit der Tragkonstruktion muss das Eigengewicht jedoch berücksichtigt werden. **Winddruck** und **Windsog** sind gemäß DIN 1055 Teil 4 anzunehmen. Die anzusetzenden erhöhten Windlasten sind nur beim Nachweis der Verbindungen mit der Unterkonstruktion zu berücksichtigen. Bei Überlagerung mit Temperatureinflüssen im Sommer darf mit um 40 % reduzierten Windlasten gerechnet werden. Der Ansatz der **Schneelasten** entspricht DIN 1055 Teil 5.

Die anzusetzende **Temperaturdifferenz** zwischen den Deckschichten ist in folgender Art und Weise geregelt. Als maximale Temperaturdifferenz der gleichzeitig in beiden Deckschichten vorliegenden Temperaturen ist $\Delta\theta = \theta_a - \theta_i$ anzusetzen. Für die Deckschichttemperatur auf der Innenseite ist sowohl für den Nachweis der Standsicherheit als auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit im Regelfall von $\theta_i = 20^\circ\text{C}$ im Winter und von $\theta_i = 25^\circ\text{C}$ im Sommer auszugehen. Ausgenommen sind Hallen mit Klimatisierung (z.B. Kühlhallen). In diesem Fall ist für θ_i die Betriebstemperatur maßgebend. Die Deckschichttemperaturen der Außenseite für verschiedene Randbedingungen sind Tabelle 6.5 zu entnehmen.

Tabelle 6.5 Rechenwerte der Deckschichttemperaturen auf der Außenseite

	Sonneneinstrahlung	Nachweis der Tragfähigkeit Θ_a	Nachweis der Gebrauchsfähigkeit		
			Farbgruppe	Helligkeit [%]	Θ_a
Winter	-	- 20°C	alle	90-8	- 20°C
Bei gleichzeitiger Schneelast	-	0°C	alle	90-8	0°C
Sommer	direkt	+ 80°C	I	90-75	+ 55°C
			II	74-40	+ 65°C
			III	39-8	+ 80°C
	indirekt	+ 40°C	alle	90-8	+ 40°C

Unter indirekter Sonneneinstrahlung auf die Wand wird der Fall einer vorgehängten, hinterlüfteten Fassade vor der Sandwichwand verstanden (z.B. bei Kühlhallen).

Für den Lastfall Kriechen sind die Kriechwerte in dem jeweiligen Zulassungsbescheid angegeben. Zur sicheren Bemessung ist die ungünstigste Lastfallkombination anzusetzen. Dabei ist eine Reihe von Lastfällen zu beachten, abhängig vom statischen System (Einfeld- oder Mehrfeldsysteme), von der Nachweisart (z. B. Tragfähigkeits-, Gebrauchsfähigkeits- oder Verformungsnachweis) und von den Widerstandsgrößen (z. B. Knitterspannungen im Feld oder über der Stütze).

6.4.5 Schnittgrößen/Spannungen und Nachweisführung

Die Schnittgrößen im Gebrauchszustand sind unter Berücksichtigung des schubelastischen Verbunds zwischen den Deckschichten nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln. Der Schubmodul G ist in den spezifischen bauaufsichtlichen Zulassungen des jeweiligen Produkts angegeben. Für den rechnerischen Bruchzustand ist die vereinfachende Annahme gestattet, dass sich über den Zwischenunterstützungen Gelenke bilden. Dann darf jedoch kein Resttragmoment über den Zwischenunterstützungen in Rechnung gestellt werden.

Bei Sandwichelementen mit quasi-ebenen Deckschichten kann deren Biegesteifigkeit vernachlässigt werden. Die Normalspannungen ergeben sich dann aus dem Biegemoment durch Ansatz eines Kräftepaars in den Schwerachsen der Deckschichten. Für die Ermittlung der Schubspannungen ist der Ansatz einer gleichmäßigen Verteilung über den Schaumquerschnitt gestattet. Im Fall von profilierten Deckschichten erfolgt die Spannungsermittlung nach der linearen Sandwichtheorie anhand der Teilbiegemomente. Schubspannungen im Kern dürfen aus der entsprechenden Teilquerkraft als gleichmäßig verteilt über eine fiktive Querschnittsfläche zwischen den Schwerlinien der Deckschichten berechnet werden.

Bei der Nachweisführung der Dachelemente ist das Langzeitverhalten des Polyurethanschaums zu berücksichtigen. Spannungsnachweise müssen einerseits für den Zeitpunkt $t = 0$ und andererseits unter Berücksichtigung der Kriechverformungen des Kerns unter langfristig wirkenden Lasten geführt werden. Dafür sind in den bauaufsichtlichen Zulassungen des jeweiligen Produkts zeitabhängige Kriechmaße Φ_t für den Zeitpunkt $t = 2.000$ h als fiktive Dauer der Regelschneelast und von $t = 100.000$ h für das Eigengewicht angegeben. Die zeitabhängige Schubverformung des Kernmaterials unter konstanter Schubspannung berechnet sich zu:

$$\gamma_t = \gamma_0 \cdot (1 + \Phi_t) \quad (6.3)$$

mit: γ_t Schubverformungen zum Zeitpunkt t

- γ_0 Elastische Schubverformung zum Zeitpunkt $t = 0$
 Φ_t Zeitabhängiges Kriechmaß gemäß bauaufsichtlicher Zulassung

Zur näherungsweise Berechnung der zeitabhängigen Spannungsumlagerungen darf ein zeitabhängiger, fiktiver Schubmodul G_t eingesetzt werden.

$$G_t = \frac{G_0}{1 + \Phi_t} \quad (6.4)$$

- Mit: G_0 Schubmodul zum Zeitpunkt $t = 0$
 G_t Schubmodul zum Zeitpunkt t

Die zeitabhängigen Kriechmaße Φ_t liegen produktspezifisch in einer Größenordnung von $\Phi_{2000} = 2,0$ für Schneelasten und von $\Phi_{100000} = 7,0$ für ständig wirkende Lasten.

Die Gleichungen für Spannungsnachweise und den Nachweis der Auflagerpressung sind in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Tabelle 6.6 Spannungsnachweise für Sandwichelemente

Zeitpunkt	Nachweis	Tragfähigkeit	Gebrauchsfähigkeit
t = 0	Zug	$1,85 \cdot \sigma_L + 1,3 \cdot \sigma_T \leq \beta_S$	$1,1 \cdot (\sigma_L + \Psi \cdot \sigma_T) \leq \beta_S$
	Druck	$1,85 \cdot \sigma_L + 1,3 \cdot \sigma_T \leq \sigma_K$	$1,1 \cdot (\sigma_L + \Psi \cdot \sigma_T) \leq \sigma_K$
	Schub	$1,85 \cdot \tau_L + 1,3 \cdot \tau_T \leq \beta_\tau / \eta_\tau$	$1,4 \cdot (\tau_L + \tau_T) \leq \beta_\tau$
	Auflagerdrücke	$1,85 \cdot A_L \leq A_u$ $A_u = F_A \cdot \beta_d / \eta_d$	$1,4 \cdot (A_L + A_T) \leq F_A \cdot \beta_d$
t	Zug	$1,85 \cdot (\sigma_g + \sigma_s + \sigma_p) + 1,3 \cdot (\sigma_T + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_s) \leq \beta_S$	Gebrauchsfähigkeitsnachweise für langfristig wirkende Lasten brauchen im Regelfall nicht geführt zu werden
	Druck	$1,85 \cdot (\sigma_g + \sigma_s + \sigma_p) + 1,3 \cdot (\sigma_T + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_s) \leq \sigma_K$	
	Schub	$\frac{(1,85 \cdot (\tau_p + 1,3 \cdot \tau_T))}{\beta_{\tau,0}} + \frac{1,85 \cdot (\tau_g + \tau_s) + 1,3 \cdot (\Delta\tau_g + \Delta\tau_s)}{\beta_{\tau,t}} \leq 1$	

- σ_L, τ_L Spannungen aus äußeren Lasten
 σ_T, τ_T Spannungen aus Temperaturzwängungen
 σ_g, τ_g Spannungen aus ständig wirkender Last
 σ_p, τ_p Spannungen aus kurzzeitig wirkenden äußeren Lasten
 σ_s, τ_s Spannungen aus Schneelast
 $\Delta\sigma_g, \Delta\sigma_s$ } Δ -Anteile infolge der Spannungsumlagerung unter
 $\Delta\tau_g, \Delta\tau_s$ } ständig wirkenden Lasten und Schnee
- A_L Auflagerkräfte aus äußeren Lasten
 A_T Auflagerkräfte infolge Temperatureinwirkung
 A_U Traglast
 F_A Auflagerfläche der Sandwichplatte

- β_S Fließspannung des Werkstoffs (Zulassung)
 σ_K Knittertragspannung (Zulassung)
 β_τ Schubfestigkeit (Zulassung)
 η_τ produktabhängiger Beiwert (Zulassung)
 β_τ Druckfestigkeit bei 10% Stauchung (Zulassung)

η_d produktabhängiger Beiwert (Zulassung)

Ψ Kombinationsbeiwert: $\Psi = 1,0$ für Kühllhäuser ; $\Psi = 0,9$ für sonstige Gebäude

Neben den Spannungsnachweisen ist für nichtprofilerte Dachelemente im Gebrauchszustand eine Verformungsbegrenzung einzuhalten. Dabei sind ständige Lasten und Kriecherscheinungen zu berücksichtigen.

$$f_t = f_{0g,B} + f_{0g,Q} \cdot (1 + \Phi_{100.000}) + f_{0s,B} + f_{0s,Q} \cdot (1 + \Phi_{2.000}) \leq 1/100 \quad (6.5)$$

Der Index B steht dabei für Verformungsanteile aus Biegemomenten und der Index Q für Verformungen infolge Querkraft. Berechnungsgrundlagen für die Schnittgrößenermittlung sind in [28]-[29] dargestellt und erläutert.

6.4.6 Verbindungstechnik

Grundsätzlich sind für die Befestigung von Sandwichbauteilen nur bauaufsichtlich zugelassene Verbindungselemente zu verwenden, die im Fall einer Freibewitterung aus rostfreiem Material sein müssen (Zulassungs-Nr. Z-14.1-407). Prinzipiell gelten die gleichen Regelungen, wie für Stahltrapezprofilbleche entsprechend Kapitel 6.3.3.

Beim Einsatz von Sandwichbauteilen für hochwertige Konstruktionen im Dach- und Wandbereich werden aus optischen Gründen, aber auch aus Überlegungen zur Dichtigkeit zunehmend "verdeckte Befestigungen" bevorzugt. Die Bemessungswerte für die aufnehmbaren Zugkräfte solcher Befestigungen wurden durch umfangreiche Versuche ermittelt. Diese sind dann maßgebend für statische Nachweise analog zu den Regelverbindungen. Der Nachweis der Befestigungen ist für abhebende Beanspruchungen insbesondere auch in den Rand- und Eckbereichen zu führen. Die abhebenden Schraubenkräfte sind infolge ständiger Lasten, Windsogbeanspruchungen und Zwängungen aus den Temperaturlastfällen zu ermitteln. Die zulässigen Kräfte für die Befestigungen, sowie minimale Randabstände und gegenseitige Abstände der Befestigungen sind in den bauteilspezifischen bauaufsichtlichen Zulassungen bzw. in den bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbindungselemente definiert.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Verbindung sind die Zugkräfte nach folgenden Beziehungen zu bestimmen:

$$2,0 \cdot A_L + 1,3 \cdot A_T \leq F_u \text{ mit den zusätzlichen Bedingungen} \quad (6.6)$$

$$2,0 \cdot A_L \leq F_u \quad (6.7)$$

$$2,0 \cdot A_L \leq F_u \quad (6.8)$$

mit: A_L Zugkraft infolge äußerer Lasten

A_T Zugkraft infolge Temperaturbeanspruchung

$F_u = 2 \cdot \text{zul } F$ gemäß Zulassungsbescheid Z-14.1-4 für Verbindungsmittel im Stahlleichtbau

Darüber hinaus ist nachzuweisen, dass die Schraubenkopfauslenkungen infolge der Temperaturexpansion der äußeren Deckschicht die zulässigen Maximalwerte nicht überschreiten. Die Verschiebungen der äußeren Deckschicht sind für die auftretende Temperaturdifferenz zu berechnen. Die Berechnung kann nach der linearen Sandwichtheorie [31],[31] erfolgen.

6.4.7 Bauphysik

- Wärmeschutz

Die günstigen Wärmedämmungseigenschaften der PUR-Sandwichelemente resultieren in der Hauptsache aus der geschlossenzelligen Schaumstruktur, den gasdiffusionsdichten Metalldeckschalen, den sich daraus ergebenden bauphysikalischen Leistungswerten der Kerndämmung und aus der Dichtigkeit der Elementfugen. Polyurethan-Hartschaum besitzt die niedrigste Wärmeleitfähigkeit aller derzeit bekannten Wärmedämmstoffe, bietet also ausgezeichnete Wärmedämmwerte. Deshalb lassen sich schon mit relativ dünnen Sandwichelementen problemlos die geforderten Werte der novellierten Wärmeschutzverordnung (WärmeschutzV 1995) erreichen.

Nach der Wärmeschutzverordnung haben Wärmebrücken und vor allem die Luftdichtigkeit der Fugen von Bauteilen eine wesentliche Bedeutung für die Energiebilanz von Gebäuden. Dazu ist festzustellen, dass die derzeit auf dem deutschen Baumarkt bauaufsichtlich zugelassenen Sandwichelemente praktisch keine Wärmebrücken aufweisen. Ebenso sind die Elementfugen durch ihre spezielle Geometrie und mit ihren werksseitig angeschäumten Dichtbändern annähernd luftundurchlässig.

Die Gegenüberstellung von Dämmwerten zwischen einer 80 mm dicken PUR-Sandwichwand mit einer vergleichbaren Massivwand liefert eine äquivalente Dicke aus 36,5 cm Mauerwerk zuzüglich 8 cm dicker Außendämmung und beidseitigem Putz mit einer Gesamtdicke von ca. 48 cm. Abgesehen von dem vielschichtigen und kostenintensiven Aufbau der Massivwand bleibt für die nur 8 cm schlanke Sandwichwand bei gleich bleibender Gebäudeabmessung ein erheblicher Gewinn an Nutzfläche im Gebäudeinnern zu verbuchen. Sandwichelemente mit Mineralfaser-Kern sind aufgrund ihrer ungünstigeren wärmetechnischen Werte gegenüber Polyurethan vordergründig für den Einsatz im vorbeugenden Brandschutz und bei schalldämmenden Konstruktionen vorgesehen.

- Feuchteschutz

Bei Sandwichelementen ist wegen der gasdiffusionsdichten Stahldeckschichten eine Wasserdampfdiffusion durch das Bauteil nicht möglich. Außerdem lässt die geschlossenzellige

Schaumstruktur von Polyurethan-Hartschaum, auch an den Schnittflächen des Elementes, keine Wasseraufnahme zu. Die Dämmfähigkeit der Elemente bleibt auf Dauer gesichert. Sie können darum hinsichtlich der Anforderungen an den Feuchteschutz nach DIN 4108 Teil 4 als unbedenkliche Bauteile eingestuft werden. Ein rechnerischer Nachweis der Wasserdampfkondensation ist nicht erforderlich.

- Schallschutz

Schallschutz wird durch physikalische Gesetzmäßigkeit mit zunehmender Masse verbessert. Andererseits ist die Intention der Leichtbauweise, Bauteile mit geringem Gewicht einzusetzen um Gebäude wirtschaftlicher zu erstellen. Demnach entstünde ein physikalischer Widerspruch. Dennoch kann festgestellt werden, dass PUR-Sandwichelemente unabhängig von der Elementdicke ein bewertetes Schalldämmmaß von $R'_w = 25$ dB erreichen. Dieser Wert liegt, bezogen auf das Flächengewicht und verglichen mit anderen Bauteilen, recht günstig und für den Einsatz im Industriebau im Allgemeinen ausreichend. Sandwichelemente mit Mineralfaser-Dämmkern kommen aufgrund ihres höheren Flächengewichtes auf Schalldämmwerte von $R'_w = 30$ dB. Diese Werte können durch die Hersteller mit Prüfzeugnissen nachgewiesen werden.

- Brandschutz

In der Fachdiskussion wird mangelhafter Brandschutz wegen der Verwendung von Polyurethan-Hartschaum als Argumentation gegen die Sandwichbauweise verwendet. Organische Materialien gelten grundsätzlich als brennbar. Nach DIN 4102 sind einzeln betrachtet der PUR-Hartschaum als normalentflammbarer Baustoff B 2 und die oberflächenveredelten Stahldeckschalen als nichtbrennbarer Baustoff A 2 eingestuft. Das gesamte Stahl-PUR-Sandwichelement erhält die Klassifizierung **”schwerentflammbar, Baustoffklasse B 1”**.

Organische Beschichtungen der Deckschalen verändern deren Eigenschaft **”nicht-brennbar”** nicht. Wichtig für Dachelemente ist ihre Eigenschaft **”widerstandsfähig gegen Flugfeuer und strahlende Wärme”**.

Sandwichelemente mit Stahldeckschalen erfüllen diese Bedingungen und werden daher gemäß der Richtlinien des Verbandes der Sachversicherer als **”harte Bedachung”** eingestuft. Nach DIN 18230 Teil 1 beträgt die rechnerische Brandlast q_R der Sandwichelemente nur etwa $3 - 4 \text{ kWh/m}^2$. Dieser günstige Wert ergibt sich aus der niedrigen Rohdichte der Kernschicht von ca. 45 kg/m^3 . Rückschlüsse auf das tatsächliche Verhalten im Brandfall sind daraus nicht abzuleiten. Darum lassen sich nicht nur aus theoretischen Betrachtungen und diversen Groß-

versuchen, sondern besser noch aus einer Reihe von realen Brandfällen folgende Erkenntnisse und Erfahrungen zusammenfassen:

- Durch die Verwendung von Polyurethan-Hartschaum mit relativ niedriger Rohdichte weisen die o. g. Sandwichelemente nach DIN 18230, Teil 1, günstige Rechenwerte zur Brandbelastung q_R aus. Der Beitrag zur Gesamtwärmebilanz eines Brandes ist daher verhältnismäßig gering.
- Die Elemente tragen nicht zur Aufrechterhaltung eines Brandes bei. Sie werden nur im unmittelbaren Einzugsbereich einer äußeren Brandlast geschädigt und verlöschen bedingt durch die Abschottung mit Stahldeckschichten und durch das Aufkohlen des PUR-Hartschaums selbständig durch Sauerstoffentzug.
- Der duroplastische PUR-Hartschaum schmilzt nicht und tropft nicht ab. Dadurch besteht keine Gefahr der Zündung von Sekundärbränden.
- Die Toxizität der Rauchgase wird als deutlich geringer beurteilt als z.B. die von Fichtenholz. Daher ist eine akute Gefährdung von Menschen nicht zu erwarten.
- Die Bauteile erhalten nach Brandeinwirkung ihre ursprüngliche Tragfähigkeit nicht und sind in den betroffenen Bereichen zu ersetzen.

Sandwichelemente mit Mineralfaserkern werden weitergehenden Brandschutzbestimmungen gerecht. Je nach Aufbau erreichen sie die Feuerwiderstandsklassen bis F120. Diese Werte können durch die Hersteller mit Prüfzeugnissen belegt werden.

- Blitzschutz

Die Anforderungen an den Blitzschutz entsprechen denen von Stahltrapez-Profilen. Demnach haben die dort getroffenen Aussagen gleichermaßen Gültigkeit für Sandwichelemente.

6.4.8 Ökologie

Ein wichtiger Aspekt bei PUR-Sandwichelementen betrifft die Umweltverträglichkeit des Bauteils und der beteiligten Werkstoffe. Aus physiologischer Sicht sind sowohl die metallischen Deckschichten und ihre Beschichtungen, als auch die Polyurethan-Hartschaumkerne unbedenklich. Dies gilt sowohl für die Handhabung bei Produktion und Montage als auch für den dauernden Einsatz im und am Gebäude. Der Kerndämmstoff ist geruchlos, fäulnis- und schimmelfest sowie verrottungsfrei. Aus diesem Grund eignet sich Polyurethan-Hartschaum auch als Dämmstoff bei der Lagerung hochempfindlicher Ware.

Ein weiterer Gesichtspunkt im Zusammenhang mit ökologischen Fragen ist das bei der Produktion eingesetzte Treibmittel. Bis zum Jahr 1990 wurde zum Schäumen das FCKW-haltige

Treibmittel R11 verwendet. Nachdem jedoch eindeutige Zusammenhänge zwischen Veränderungen der Ozonschicht und Treibgasen festgestellt wurden, stellten die rohstoffproduzierende Chemie und die deutschen Sandwichhersteller auf umweltschonendere Treibmittel um. Derzeit stehen als Treibmittel R134a, Penthan und Wasser zur Verfügung.

Von besonderer Bedeutung ist auch das Recycling von Sandwichelementen: PUR-Abfälle sind hausmüllähnlicher Gewerbeabfall. Die Entsorgung erfolgt auf Hausmülldeponien oder in Müllverbrennungsanlagen unter dem Fachbegriff Energie-Recycling. PUR hat die Abfall- oder Reststoffschlüsselnummer 57110. Die metallischen Deckschichten lassen sich ausnahmslos durch die in der Metallindustrie praktizierten Recyclingverfahren wieder verwerten.

6.4.9 Konstruktive Details

- Dachkonstruktionen

Stahl-PUR-Sandwichdächer mit einem prinzipiellen Aufbau gemäß Bild 6.10 bieten zahlreiche Vorteile. Die werksseitig vorgefertigten und funktionssicheren Bauteile sind ohne Nachbehandlung bauphysikalisch fehlerfrei, und können mit geringem Zeit- und Kosten-aufwand und bei nahezu jeder Witterung verlegt werden. Folgende Funktionen sind in einem Bauelement vereinigt:

- Tragschale
- Dampfsperre
- Wärmedämmung
- Abdichtung.

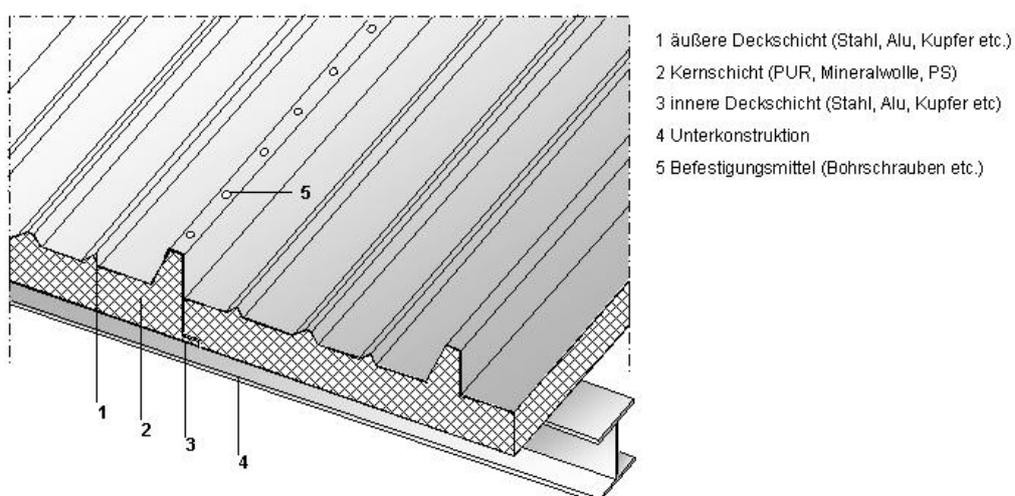


Bild 6.10 Aufbau und Bezeichnung einer Dacheindeckung in Sandwichbauweise

Im Marktangebot gibt es derzeit zwei Ausführungen von Sandwich-Dachsystemen, die sich durch die Art ihrer Befestigung an der Unterkonstruktion unterscheiden (Bild 6.11):

- Dachsysteme mit durchschraubter Befestigung
- Dachsysteme mit nicht sichtbarer Befestigung

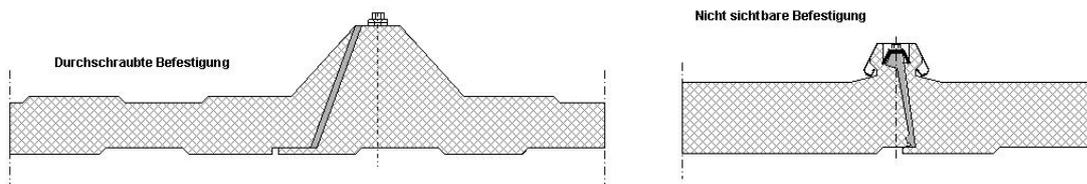


Bild 6.11 Befestigungsvarianten von Sandwichdachsystemen

Beide Varianten haben abhängig von Stützweite und Belastung trapezprofilerte Stahl-Außenschalen mit variablen Blechdicken. Die Innenschalen sind im Regelfall gesickt oder liniert. Bei der durchschraubten Lösung erfolgt die Befestigung durch den Kernquerschnitt der Sandwichplatte und bei nicht sichtbaren Befestigungen durch die Fuge. Diese wird abschließend mit zur Dachfläche passenden Abdeckprofilen versehen. Es wird empfohlen, folgende Minstdachneigungen nicht zu unterschreiten:

- Dächer ohne Querstoß und ohne Dachdurchbrüche $3^\circ = 5,2 \%$
- Dächer mit Querstoß oder Dachdurchbrüchen $5^\circ = 8,7 \%$

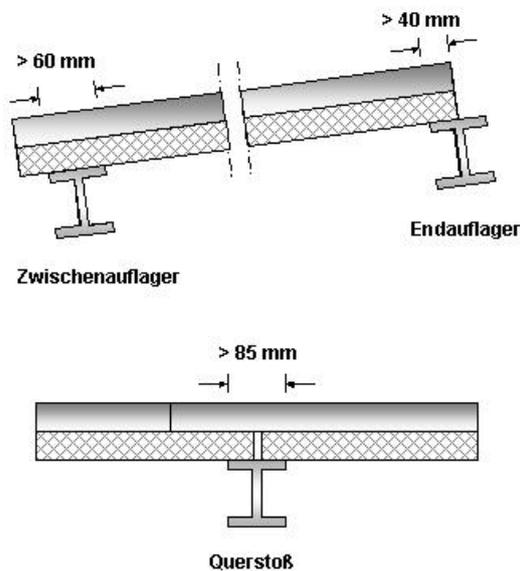


Bild 6.12 Mindestauflagerbreiten für Sandwichdächer

Gemäß den bauaufsichtlichen Zulassungen sind folgende Mindestauflagerbreiten a_{\min} erforderlich (vgl. Bild 6.12)

- Zwischenaufleger $a_{\min} > 60 \text{ mm}$
- Endaufleger $a_{\min} > 40 \text{ mm}$
- Querstoß $a_{\min} > 85 \text{ mm}$

Da am Querstoß zwei Endauflager nebeneinander liegen, muss der gemeinsame Auflagerträger mindestens 85 mm breit sein.

- Wandsysteme

Viele Jahre haben ausschließlich wirtschaftliche Überlegungen den Einsatz von Sandwich-Elementen vorangetrieben. Um bei Fassadengestaltungen unter modernen Gesichtspunkten ein ästhetisches Gesamtbild zu erreichen, kommt es auch auf weitere Merkmale an:

- Oberflächenstruktur,
- Farbauswahl,
- Fugenausbildung und
- Befestigungsart.

Dazu kann man heute von einem solchen Bausystem auch technisch einwandfreie Anschlüsse und Übergänge im Attikabereich und an den Gebäudeecken erwarten, weil ergänzende Bauteile das ermöglichen. Neben den Standard-Elementen mit der durchgeschraubten Befestigung, die immer noch Verwendung findet, werden deshalb gerade im anspruchsvollen Fassadenbau nicht sichtbar befestigte Elemente eingesetzt Bild (6.13). Diese wiederum unterscheiden sich zwischen verdeckt durchgeschraubten und solchen Elementen mit zusätzlichen Elementhaltern. Mit dieser letztgenannten Befestigungsart lassen sich eventuell auftretende leichte Einbeulungen an den Schraubstellen, die durch unsachgemäße Handhabung oder Temperaturbeeinflussung entstehen können, vermeiden. Die auch von Trapezprofil-Fassaden her bekannten Ausführungen von standardmäßigen Außen- und Innenecken oder die geraden Attikaausbildungen mit Standardformteilen der Hersteller gehören zum lieferbaren Sortiment als geschäumte Sonderelemente. Diese Eck- und Attikaelemente werden aus den gleichen Materialien wie die Wandelemente selbst gefertigt.

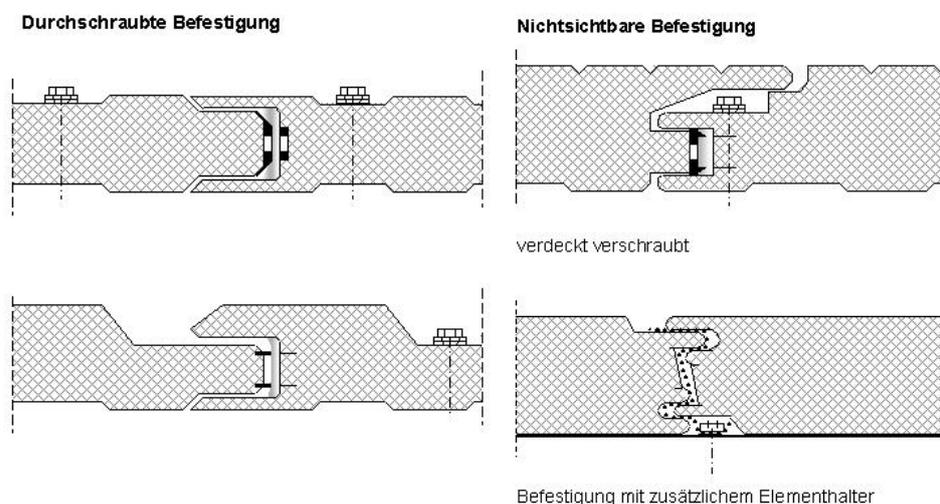


Bild 6.13 Ausführungsbeispiele für Wandbefestigungen

7. Beispiele

7.1 Hallen in typischer Grundform

Stahlhallen, die mit unterschiedlichem Nutzungshintergrund gebaut werden, sind für sich jeweils ein Unikat. Dies gilt insbesondere für Hallengebäude mit Anspruch an die architektonische Gestaltung. Dennoch lässt sich der weitaus größte Anteil aller gebauten Hallen in Hallengrundformen typisieren. Die nachfolgend vorgestellten Beispiele sollen die vielfältigen Gestaltungsmöglichkeiten im Hallenbau aufzeigen, aber gleichzeitig die statischen Grundprinzipien der Rahmen- und der Verbandsbauweise zeigen. In den Bildern 7.1 und 7.2 sind zwei Hallengebäude mit rechteckigem Grundriss für verschiedene Nutzungszwecke in der Innenansicht dargestellt, die von der Donges Stahlbau GmbH errichtet wurden. Die Stahlrahmen sind in einem regelmäßigen Binderabstand angeordnet. Dachpfetten leiten die Lasten der Dachschale aus Trapezblechen in die Rahmenkonstruktionen weiter. Lichtbänder sorgen für natürliche Belichtung. Die Konstruktionen genügen rein formalen Gesichtspunkten. Die Stahlkonstruktion ermöglicht jeweils eine Spannweite von 30 – 40 m.

Bild 7.1 stellt eine Halle mit dem System eines zweifeldrigen Rahmens mit Mittelstütze als Pendelstab zur Beherbergung einer Cartbahn dar. Gemessen am Nutzungszweck waren große Spannweiten mit einem Minimum an Stützen zu überbrücken. Bild 7.2 gibt die Innensicht einer dreischiffigen Fertigungshalle mit Brückenkrananlagen wieder. Die höheren Einwirkungen aus dem Kranbetrieb werden deutlich durch die enge Anordnung von Stützen hervorgehoben.

Bei beiden Hallen ist in gleicher Weise das gerichtete Tragsystem zur Lastabtragung zu erkennen. Deutlich wahrnehmbar ist aber auch, dass Belichtung und Farbgebung jeweils einen individuellen Charakter verleihen. Damit soll hervorgehoben werden, dass auch bei kostenorientierten Tragwerken mit geringen Mitteln gestalterische Merkmale berücksichtigt werden können.



Bild 7.1 Hallenkonstruktion für eine Cartbahn



Bild 7.2 Mehrschiffige Industriehalle mit Krananlage

7.2 Industrie- und Fertigungshallen

7.2.1 Schiffswerft in Stralsund

Die Donges Stahlbau GmbH baute für die Volkswerft in Stralsund eine der größten Werfthallen Europas [33]. Das Hallengebäude wurde vor allem wegen der optischen Gestaltung der Fassaden mit dem deutschen Stahlbaupreis ausgezeichnet. Die aus Trapezblechen aufgebaute Außenhülle wurde farblich auf die Umgebung abgestimmt. Dadurch gliedert sich die Werfthalle trotz der imposanten Abmessungen harmonisch in das Landschaftsbild ein (Bild 7.3). Das statische Grundkonzept stellt eine Rahmenbauweise dar. In Querrichtung stellt eine eingespannte Stütze die seitliche Aussteifung sicher. Das Dach wird von einem als Einfeldträger ausgebildeten Fachwerkbinder mit einer Länge von 108 m getragen, der gemäß Bild 7.4 auf der Einspannstütze und auf einer 39,5 m langen Pendelstütze aufgelagert ist. Damit liegt ein statisch bestimmtes Tragwerk vor, das keinen Zwängungskräften infolge Temperatureinwirkung ausgesetzt ist. Die Giebelwände setzen sich aus Pendelstützen zusammen, die sich horizontal am Dach abstützen.



Bild 7.3 Ansicht der Schiffswerft Stralsund

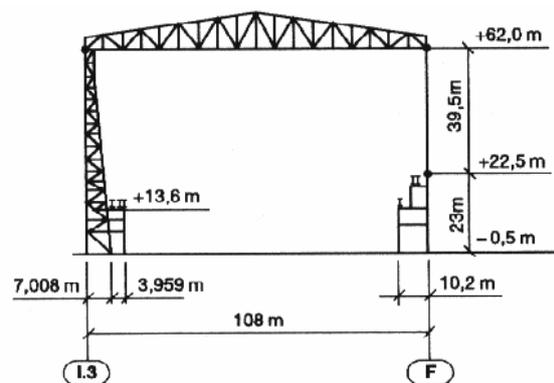


Bild 7.4 Rahmensystem der Schiffswerft Stralsund

7.2.2 Flugzeughangar am Flughafen München

Als weiteres Beispiel für eine individuelle, an den Anforderungen orientierte Konstruktion kann die Flugzeugwartungshalle 4 am Flughafen München angeführt werden. Die Wände und das Tor sind fast vollständig verglast. Dadurch entsteht eine optisch ansprechende, transparente Halle. Die an derartige Bauwerke gestellten Anforderungen resultieren hauptsächlich aus dem Nutzungszweck. Aufgrund der exponierten Lage waren architektonische Gesichtspunkte nicht zu vernachlässigen. Daraus entsteht eine Mischung aus der zweckmäßigen, kubischen Gesamtform und einer ansprechenden Gestaltung der Fassade. Tragwerk und Erscheinungsbild erzeugen für den Betrachter ein harmonisches Gefüge.



Bild 7.5 Ansicht der Flugzeugwartungshalle am Flughafen Franz-Josef-Strauss in München

Ein wesentlicher Gesichtspunkt für die Planungskonzeption der Halle war der Brandschutz. Als Zielvorgabe waren die Personen, die Objekte in der Halle, und das Gebäude in der genannten Reihenfolge gegen Schädigungen infolge eines Brandes zu schützen. Die Personen müssen vor einem Brand gewarnt werden und sich dann schnell aus dem Gefahrenbereich entfernen können. Dafür sind Brandmeldeanlagen und kurze Fluchtwege zwingend notwendig. Der Wert der in der Halle zu wartenden Flugzeuge übersteigt den Gebäudewert um ein vielfaches. Deshalb war der Objektschutz vorrangig vor dem Gebäudeschutz zu sehen. Ein essentieller Bestandteil des Brandschutzkonzeptes liegt in einer Vermeidung eines potentiellen Brandes an oder in den zu wartenden Flugzeugen sowie in einer schnellstmöglichen Brandeindämmung. Für diesen Zweck wurden Brandmeldeanlagen und aktive Brandbekämpfungsmaßnahmen installiert. Das Gebäude erfährt daher keine nennenswerte Brandbeanspruchung. Am möglichen Brandherd entstehen zwar schnell Temperaturen um 1000 C° und darüber, aufgrund des großen Luftraumes in der Halle verteilt sich diese Wärmemenge aber sehr schnell, so dass die weit entfernte Dachkonstruktion nur langsam erwärmt wird und die kritische Temperatur von mehr als 500 C° nicht erreicht wird. Zusätzliche Isolierungen der Stahlkonstruktion sind daher unnötig. Nur die Stützen können in unmittelbarer Nähe eines Brandes stehen und sich dort sehr schnell erwärmen. Sie wurden daher in Verbundbauweise ausgebildet, um eine Erwärmung auf die kritische Temperatur zu verhindern.

Aus statischer Sicht repräsentiert die Konstruktion einen typischen Verbandsbau. In Bild 7.6 zeichnen sich im Montagezustand ohne Dach und Wandverkleidung die einzelnen Tragelemente deutlich ab. Die Toröffnung mit einer lichten Breite von 150m bei einer Durchfahrts Höhe von 22 m überspannt ein einfeldriger Fachwerkträger mit einer Bauhöhe von 15 m. Die Dachträger, ebenfalls als Einfeld – Fachwerkträger ausgebildet, mit gegenseitigen Binderabständen von ca. 11 m erreichen eine Stützweite von 80 m und lagern an der Rückwand auf Pendelstützen aus Walzprofilen.



Bild 7.6 Stählerne Tragkonstruktion der Flugzeugwartungshalle am Flughafen Franz-Josef-Strauss in München

Über den Dachträgern sind durchlaufende Pfetten im Abstand von 6,15 m angeordnet, auf denen im Endzustand Trapezbleche als tragende Dachschale befestigt sind. Die Giebelwände bestehen ebenfalls aus Walzprofil- Pendelstützen im Rastermaß von 6,15 m. Die Wände sind mit horizontalen Wandriegeln ausgeführt, die als tragende Konstruktion für die Glasfassade dienen. Die räumliche Aussteifung des Gebäudes wird durch vier als Scheibe ausgebildete Außenflächen des Hangars realisiert:

- 1.) Der Dachverband , der die gesamte Dachfläche überspannt .
- 2.) Die vordere als Scheibe ausgebildete Stahlbetonstütze unter dem Hauptbinder.
- 3.) Die hintere als Scheibe ausgebildete Stahlbetonstütze unter dem Hauptbinder.
- 4.) Ein Längsverband in der Rückwand, der in Bild 7.6 an den mittig angeordneten Diagonalstreben zu erkennen ist.

Um die einzelnen Tragelemente gegen seitliches Ausweichen zu sichern, werden konsequent untergeordnete Bauteile herangezogen. Die Pfetten werden durch das Trapezblech gegen Biegedrillknicken gesichert. Die Druckgurte der Dachfachwerkträger werden durch die im Dachverband integrierten Pfetten gesichert. Allein für die rechnerischen Windeinwirkungen auf einen seitlich offenen Baukörper mussten die Untergurte zusätzlich seitlich abgespannt werden. Beide Gurte des Hauptträgers sind in den Nebenbindern eingespannt und auf diese Weise gegen seitliches Ausweichen gesichert. Die Profilstützen in den Wänden sind durch die Wandriegel seitlich gehalten.

7.2.3 Cargolifter-Halle in Brand

Als Fertigungsstätte für Luftschiffe zum Schwerlasttransport wurde im Winter 2000 in Brand die CargoLifter Werfthalle fertig gestellt. Aufgrund der Erfordernisse aus der Produktionsplanung des Zeppelins CL 160 mit einer projektierten Transportkapazität von 160 t entstand bei einem Grundriss mit einer Länge von 360 und einer Breite von 210 m die größte Luftschiffhalle der Welt [34].

Ein wesentliches Merkmal des Tragwerks sind die halbkreisförmigen Toranlagen an beiden Enden der Halle, die über die vollständige Bauhöhe reichen. Mit deren Radius von 100 m ist der Mittelteil der Halle nur 160 m lang. Der Mittelteil setzt sich aus Kreisbögen mit einer lichten Höhe von 107 m zusammen. Die segmentierten Toranlagen bestehen aus jeweils 6 verfahrbaren und zwei feststehenden Schalelementen, die im Firstbereich der Bogenkonstruktion punktförmig gelagert sind. Die Öffnung der Tore erfolgt durch teleskopartiges Überlagern der Torelemente.

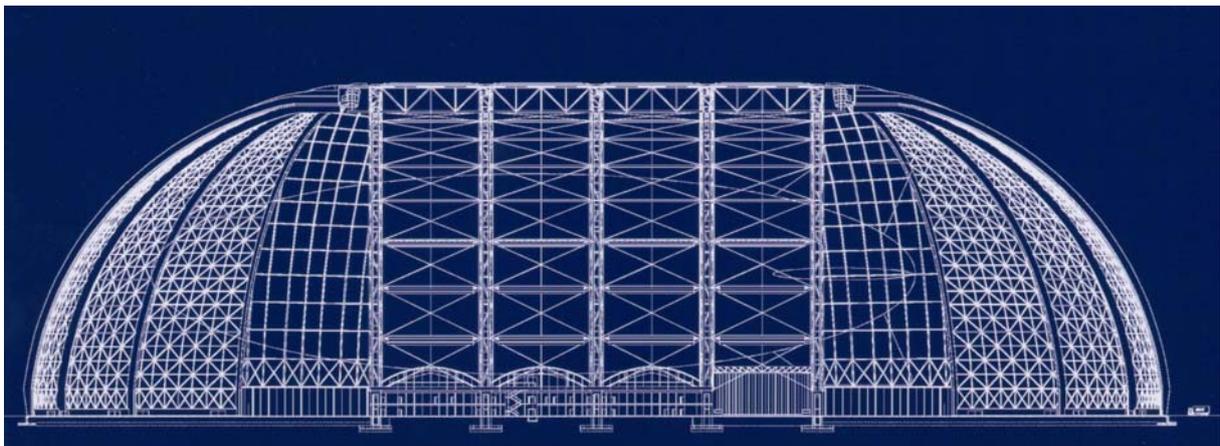


Bild 7.7 Skizze der Tragkonstruktion der Cargolifter-Halle in Brand (Brandenburg)



Bild 7.8 Cargolifter-Halle in Brand (Brandenburg) nach Fertigstellung

7.3 Öffentliche Gebäude/Versammlungsstätten

7.3.1 Sporthalle in Würth am Rhein

Als Beispiel für eine Halle aus dem Bereich der Sport- und Versammlungsstätten kann die Sporthalle in Würth am Rhein angeführt werden, die mit dem rheinland-pfälzischen Architekturpreis ausgezeichnet wurde. Auch wenn der rechteckige Grundriss in die typische Hallengrundform einzustufen ist, standen bei der Planung gestalterische Merkmale im Vordergrund. An den in Massivbauweise ausgeführten Gebäudetrakt zur Aufnahme der Umkleidekabinen, in Bild 7.10 im rechten Bereich dargestellt, schließt der tiefer gelegene Baukörper der Sporthalle an. Das Tragsystem der stählernen Hallenkonstruktion besteht aus 6 einhüftigen Rahmen, die einseitig an die Massivbaukonstruktion angeschlossen sind. Die Ausführung der Rahmen als Fachwerkkonstruktion bedingt eine Durchdringung der Fensterfront (Bild 7.11), so dass die Fachwerkkomponenten der Rahmenstiele außerhalb des umschlossenen Raums liegen. Zur Aussteifung der Hallenkonstruktion in Gebäudelängsrichtung sind beiderseits des zweiten Hallenrahmens Stahlbetonscheiben angeordnet (Bild 7.12).



Bild 7.9 Fassade der Turnhalle in Würth am Rhein

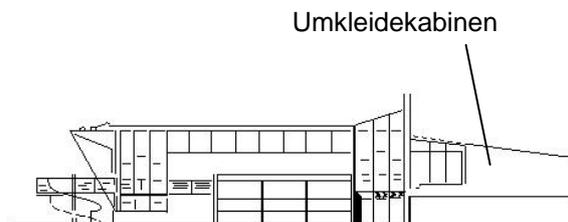


Bild 7.10 Ansicht Stirnseite

Die Obergurte der Fachwerkriegel bestehen aus zwei stehenden U-Profilen, die in diskreten Abständen durch eingeschweißte Flachbleche miteinander gekoppelt sind. Den Untergurt bilden liegende Walzprofil.



Bild 7.11 Durchdringung Riegel/Fassade



Bild 7.12 Montage der Hallenrahmen

Die im 45° Winkel angeordneten Fachwerkdiaagonalen sind am Stegblech des Untergurts angeweißt. Am Obergurt ist die Knotenpunktausführung in der Form ausgeführt, dass die Stegbleche durch den Zwischenraum der U-Profile durchgeführt sind und mit den Schwerlinien in den Anschlusspunkt der Dachpfetten hineinreichen. Der Anschluss der Rundstäbe des Verbands liegt in der Schwerachse des Rahmenobergurts.



Bild 7.13 Detail des Riegels

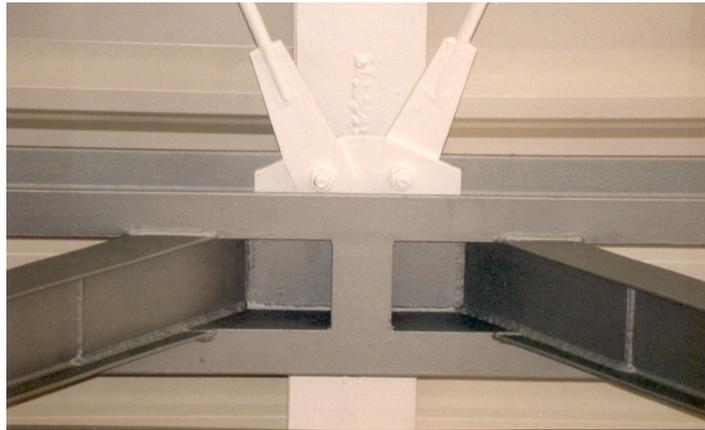


Bild 7.14 Knotenpunktausbildung und Verbandanschluss

7.3.2 Flughafenterminal in Düsseldorf [35]

Das neue Flughafenterminal am Flughafen in Düsseldorf ist in die Kategorie der repräsentativen Bauten einzustufen. Das Tragwerk wurde voll in das gestalterische Konzept der Architekten J.S.K. integriert. Der Innenraum ist klar gegliedert. Die schrägen V-förmig angeordneten Stützen fügen sich harmonisch in das Gesamtbild ein.



Bild 7.15 Flughafenterminal in Düsseldorf

Glasfassaden und Lichtbänder in der Dachhülle schaffen eine natürliche Belichtung des Innenraums. Der offene Bahnsteigbereich für die Kabinenbahn zum Anschluss an den ICE-Bahnhof (links in Bild 7.16) wird optisch durch ein auf der Tragkonstruktion angebrachtes Edelstahlgitter abgetrennt.

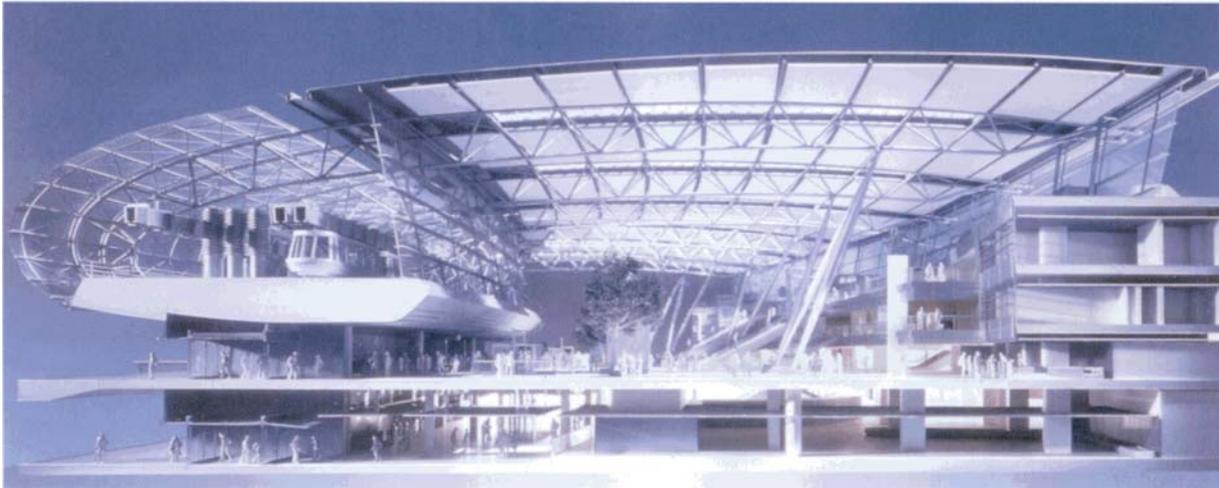


Bild 7.16 Architektenmodell des neuen Flughafenterminals am Flughafen Düsseldorf

Als statisches Grundkonzept wurde die Rahmenbauweise angewendet. 26 radial angeordnete räumliche Fachwerkträger bilden die Haupttragstruktur der Halle. Sie tragen das Dach und stellen die Aussteifung in Rahmenebene sicher. Sowohl in den Längswänden als auch durch die V-förmig angeordneten Stützen wird die Halle in Umfangsrichtung ausgesteift. Im Dach sorgen Verbände für die Ableitung der giebelseitigen Windlasten zu den Längswänden. Die einzelnen Tragelemente neigen aufgrund Ihrer konstruktiven Ausbildung nicht dazu seitlich auszuweichen. Die räumlichen Fachwerkrahmen sind zusammen mit einer V-Stütze in sich stabil.



Bild 7.17 Montage des Tragsystems

Danksagung

Die Verfasser danken Herrn Dr.-Ing. Ralf Steinmann, Leiter des technischen Büros bei der Donges Stahlbau GmbH, für die inhaltliche Mitwirkung und für den Beitrag von ausgeführten Stahlhallen im Kapitel Beispiele. Weiterer Dank gebührt Herrn Dipl.-Ing. O. Zapfe für die inhaltliche und redaktionelle Mitwirkung, sowie Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann und ihren Mitarbeitern für die Anregungen und die Durchsicht des Manuskripts.

Literatur

- [1] Rösel W., Witte H.: Hallen aus Stahl-Bauen und Planen. Deutscher Stahlbau-Verband DSTV, Köln 1988
- [2] Baehre R.: Raumabschließende Bauelemente. Beitrag im Stahlbau Handbuch Teil A, Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln 1993
- [3] Petersen Chr.: Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 3.te Auflage, Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1993
- [4] Stahl-Informations-Zentrum: Hallen aus Stahl. Dokumentation 534, Düsseldorf 1997
- [5] von Berg D.: Krane und Kranbahnen. Stuttgart 1989
- [6] Pistohl W.: Handbuch der Gebäudetechnik. Planungsgrundlagen und Beispiele, Werner Verlag, Düsseldorf, 1994
- [7] Scholl W.: Schallschutz. Beitrag im Betonkalender 2002 Teil 2, S. 241-271, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002
- [8] Katzung W.: Korrosionsschutz von Stahlbauten. Beitrag im Stahlbaukalender 2002, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002
- [9] Eggert H.: Stahlbaunormen angepasst (u.a. DIN 18807 Teil 1-3), Bauingenieurpraxis, Verlag Ernst & Sohn 1999
- [10] Petersen Chr.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. 2. Auflage, Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1992
- [11] Lindner J., Scheer J., Schmidt H.: Beuth-Kommentare – Stahlbauten – Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4. 3.te Auflage, Beuth-Verlag, 1998
- [12] Kindmann R., Krahwinkel M: Stahl- und Verbundkonstruktionen. Verlag B.G. Teubner, Stuttgart/Leipzig 1999
- [13] Schneider U.; Lebeda C.: Baulicher Brandschutz, 1. Auflage, Kohlhammer-Verlag, Stuttgart, 1999
- [14] Becker, Hagen, Halfkann, Max, Mehl, Schaub, Schneider : Baulicher Brandschutz im Industriebau, Kommentar zu DIN 18320, 2. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 1999
- [15] Hosser D.: Brandschutz in Europa, Bemessung nach Eurocodes, Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1-6, Beuth Verlag, Berlin
- [16] Kordina K., Meyer-Ottens C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981
- [17] Hamme U.: Zum Gesamttragverhalten stählerner Stabwerke während und nach einer thermisch instationären Beanspruchung, Bergische Universität, Wuppertal, 1989
- [18] Schneider U.; Lebeda C.: Aktuelle Möglichkeiten von Brandschutzkonzepten, Verein zur Förderung von Ingenieurmethoden im Brandschutz e.V, Technische Universität Wien, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz
- [19] Brandschutzleitfaden für Gebäude besonderer Art und Nutzung, 2. Auflage, BMVBW 11/1998
- [20] Dobbernack R.; Hosser D.; Paliga K.; Blume G.; Will, J.: Experimentelle Grundlagen für die brandschutztechnische Auslegung von Gebäuden gegen Naturbrandbeanspruchungen
- [21] Blum M.; Schleich, J.-B.: Moderne Stahlbauarchitektur durch globale Brandsicherheitskonzepte, Der Praktiker 06/99, DVS-Verlag, Düsseldorf

- [22] Quenzel K.-H.: Rauch- und Wärmeabzugsanlagen im Rahmen des vorbeugenden Brandschutzes, 2. Auflage, Office 123-Verlag, Berlin
- [23] Brix D.: Überblick über die neue Muster-Industriebaurichtlinie, Bauingenieur Band 75, September 2000
- [24] Schaumann, P.: Nationale Brandschutztechnische Bemessung, Stahlbaukalender 2001, Ernst&Sohn, 2001, Berlin
- [25] Fontana, M.: Brandsicherheit von Stahlverbundtragwerken, Stahlbaukalender 2000, Ernst&Sohn, Berlin, 2000, Berlin
- [26] Schwarze K.: Numerische Methoden zur Berechnung von Sandwichelementen; Stahlbau 12 (1984)
- [27] Jungbluth O., Berner K.: Verbund- und Sandwichtragwerke, Springer-Verlag, 1996
- [28] Wölfel E.: Nachgiebiger Verbund, Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten, Stahlbau 6 (1987)
- [29] Berner K.: Erarbeitung vollständiger Bemessungsunterlagen im Rahmen bautechnischer Zulassungen für Sandwichbauteile. Forschungsvorhaben DIBt, Berlin 1995
- [30] Berner K.: Praxisgerechte Nachweise zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Sandwichbauteilen, Stahlbau 12 (1998)
- [31] ECCS, European Recommendations for Sandwich Panels, TC 7, 1991
- [32] European Recommendations for Sandwich Panels with mineral wool core material CIB (Conseil International du Batiment pour l'Etude), W56, Publication 148
- [33] Spanke H.-J., Heinecke R., Heber M.: Neubau der Schiffsmontagehalle für die Volkswerft Strahlsund. Bauingenieur (72) 1997 Nr. 9 S 365 ff
- [34] Lutz R., Moerland P., Janner M., Simmands T.: Luftschiffhalle Brand- Entwurf und Berechnung der CargoLifter-Werfthalle, Stahlbau 69 (2000), Heft 10, 2000, Seite 764-774
- [35] Steinmann R., Menkenhagen J.: Die Dachkonstruktion des neuen Zentralgebäudes Flughafen Düsseldorf International. Stahlbau 70 (2001), Heft 3, S 142 ff
- [36] Schulze J.: „Arena Auf Schalke“ – Die erste multifunktionale Arena in Deutschland. Vorträge Deutscher Beton- und Bautechnik-Tag 2001, Ernst & Sohn 2001
- [37] Schilling S.: Bau des Millenium Domes in London. Bauingenieur (75) 2000, Heft 1, Januar 2000
- [38] Schlaich J., Schüller M.: Ingenieurbauführer Baden-Württemberg, Bauwerk Verlag, Berlin (Deutschland), 1999 ; S. 375-378

Anhang: Vorschriften

I. Einwirkungen

DIN 1055 Lastannahmen für Bauten

Teil 1, Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile, Eigenlasten und Reibungswinkel (07/78)

Teil 3, Verkehrslasten (06/71)

Teil 4, Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken (08/86)

Teil 5, Verkehrslasten, Schneelast und Eislast (06/75)

DIN 1055 Teil 100 Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln (03/01)

DIN V ENV 1991-2-2:1995: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Einwirkungen auf Tragwerke; Einwirkungen im Brandfall

II. Konstruktion

DIN 18800 Stahlbauten

Teil 1, Bemessung und Konstruktion (11/90)

Teil 2, Stabilitätsfälle; Knicken von Stäben und Stabwerken (11/90)

Teil 7, Herstellung, Eignungsnachweise zum Schweißen (05/83)

DIN V ENV 1993 Eurocode 3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

Teil 1-1; Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau (04/93)

DIN EN 10025 Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen; Technische Lieferbedingungen (03/94)

DIN 18203 Toleranzen im Hochbau; Teil 1, Bauwerke (02/85) Teil 2, Vorgefertigte Teile aus Stahl (05/86)

DIN 55928 Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtung und Überzüge

Teil 1, Allgemeines, Begriffe, Korrosionsbelastungen (05/91)

Teil 2, Korrosionsschutzgerechte Gestaltung (05/91)

Teil 3, Planung der Korrosionsschutzarbeiten (05/91)

Teil 4, Vorbereitung und Prüfung der Oberfläche (05/91)

Teil 5, Beschichtung und Überzüge; Beschichtungsmittel und Schutzsysteme (05/91)

Teil 6, Ausführung und Überwachung der Korrosionsschutzarbeiten (05/91)

Teil 7, Technische Regeln für Kontrollflächen (05/91)

Teil 8, Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen

Teil 9, Beschichtungsmittel; Zusammensetzung von Bindemitteln und Pigmenten (05/91)

III. Ausbauten und Technische Ausrüstung

DIN 4132 Kranbahnen; Stahltragwerke; Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung (02/81)

DIN 15018 Krane

Teil 1, Grundsätze für Stahltragwerke; Berechnung (11/84)

Teil 2, Stahltragwerke; Grundsätze für bauliche Durchbildung und Ausführung (11/84)

Teil 3, Grundsätze für Stahltragwerke; Berechnung von Fahrzeugkränen (11/84)

IV. Außenhülle

DIN 18801 Stahllhochbau; Bemessung, Konstruktion, Herstellung (09/83)

DIN 18807 Trapezprofile im Hochbau

Teil 1, Stahltrapezprofile; Allgemeine Anforderungen, Ermittlung der Tragfähigkeitswerte durch Berechnung (06/87)

Teil 2, Stahltrapezprofile; Durchführung und Auswertung von Tragfähigkeitsversuche (06/87)

Teil 3, Stahltrapezprofile; Festigkeitsnachweis und konstruktive Ausbildung (06/87)

DIN 18809 Stahlbauten; Tragwerke aus Hohlprofilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung (09/84)

DIN EN 10147 Kontinuierlich feuerverzinktes Band und Blech aus Baustählen. Technische Lieferbedingungen (1995)

DIN EN 10214 Kontinuierlich schmelztauchveredeltes Band und Blech aus Stahl mit Zink-Aluminium-Überzügen (ZA). Technische Lieferbedingungen

DIN EN 10215 Kontinuierlich schmelztauchveredeltes Band und Blech aus Stahl mit Aluminium-Zink-Überzügen (AZ). Technische Lieferbedingungen

V. Bauphysik

DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen

Teil 1, Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen (05/98)

Teil 2, Bauteile; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen (09/77)

Teil 3, Brandwände und nicht- tragende Außenwände; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen (09/77)
Teil 4, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile (03/94)
Teil 7, Bedachungen; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen (03/78)

DIN 18230 Baulicher Brandschutz im Industriebau

Teil 1, Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer (09/87)

Teil 2, Ermittlung des Abbrandfaktors (09/87)

DIN 18232 Baulicher Brandschutz

Teil 1, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen; Begriffe und Anwendung (09/81)

Teil 2, Industriebau; Rauch- und Wärmeabzugsanlagen, Rauchabzüge; Bemessung, Anforderungen und Einbau (11/89)

Teil 3, Industriebau; Rauch- und Wärmeabzugsanlagen, Rauchabzüge; Prüfungen (09/84)

DIN 4108 Wärmeschutz im Hochbau

Teil 1, Größen und Einheiten (08/81)

Teil 2, Wärmedämmung und Wärmespeicherung; Anforderungen und Hinweise für Planung und Ausführung (08/81)

Teil 3, Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen und Hin- weise für Planung und Ausführung (08/81)

Teil 4, Wärme- und feuchteschutztechnische Kennwerte (11/91)

Teil 5, Berechnungsverfahren (08/81)

DIN 4109 Schallschutz im Hochbau; Anforderungen und Nachweise (11/89)

DIN 5034 Tageslicht in Innenräumen

Teil 1, Allgemeine Anforderungen (02/83)

Teil 2, Grundlagen (02/85)

DIN 5035 Beleuchtung mit künstlichem Licht

Teil 1, Begriffe und allgemeine Anforderungen

Teil 2, Richtwerte für Arbeitsstätten in Innenräumen und im Freien

Teil 6, Bemessung und Bewertung

- Musterbauordnung (**MBO**), November 2002
- Musterverordnung über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung **MVStättV** 05/02)
- Muster-Verordnung über den Bau und Betrieb von Verkaufsstätten (Muster-Verkaufsstättenverordnung **MVkVO** 09/95)
- Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Muster-Industriebaurichtlinie **MIndBauRL** 03/00)
- DASt-Richtlinie 019 Brandsicherheit von Stahl- und Verbundbauteilen in Büro- und Verwaltungsgebäuden (11/01)
- Brand- und Komplextrennwände; Merkblatt für die Anordnung und Ausführung; Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V., Köln 1999
- Verordnung über Arbeitsstätten (Arbeitsstättenverordnung – **ArbStättV** 12/96)
- Arbeitsstättenrichtlinie Sichtverbindung nach außen (**ASR 7/1** 04/76)
- Arbeitsstättenrichtlinie künstliche Beleuchtung (**ASR 7/3** 11/96)