Die moderne Slim-Floor Bauweise

Autor: Dipl.-Ing. Matthias Braun,
Technical Advisory
ArcelorMittal, Commercial Sections,
Luxemburg

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung ***2***
2. Entwicklung der Slim-Floor Bauweise 2
3. Vorteile der Slim-Floor Bauweise 4
4. Bemessungsgrundlagen von Slim-Floor Trägern 5
4.1 Einleitung ***5***
4.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ***5***
4.2.1 Tragwirkung in Querrichtung 5
4.2.2 Tragwirkung in Längsrichtung 5
4.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ***7***
4.3.1 Begrenzung der Spannungen 7
4.3.2 Durchbiegung 8
4.3.3 Schwingungsverhalten 8
4.4 Feuerwiderstand ***8***
5. Hinweise zur Konzeption 10
6. Referenzprojekte 10
6.1 FLORALIS, Belgien ***10***
6.2 AXENTO, Luxemburg ***11***
6.3 Espace Pétrusse, Luxemburg ***11***
7. Dimensionierungsbeispiel eines IFB 12
8. Literaturverzeichnis 17

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

1. Einleitung

Vor allem in Zeiten der Krise wird verstärkt nach neuen, innovativen Methoden und Bauweisen gesucht. Auch befinden wir uns in einer Zeit des Umbruchs im Hinblick auf die Beurteilung bestehender Bauweisen, ihr Einfluss auf die Umwelt, die Nachhaltigkeit wird zu einem entscheidenden Kriterium. Eine in diesem Sinne äußerst vorteilhafte Bauweise, ist die Slim-Floor Bauweise.

In Skandinavien erregte sie bereits Anfang der achtziger Jahre des letzten Jahrhunderts aufsehen. Erstmals wurden in die Decke integrierte Stahlträger mit Betonfertigteilen (Spannbeton-Hohldielen) kombiniert und so eine neue Trockenbauweise, die Slim-Floor Bauweise, entwickelt. Dank dieser Bauweise konnte in Schweden im Jahr 1989 der Marktanteil von Stahltragwerken für Bürobauten auf über 50% gesteigert werden [1]. Bald sorgte dieser Erfolg für ihre Verbreitung über Skandinavien hinaus. Anfang der neunziger Jahre wurden umfangreiche Forschungsarbeiten durchgeführt und die Bauweise insgesamt weiterentwickelt. In Deutschland wird sie bereits seit Anfang der neunziger Jahre erfolgreich eingesetzt.

In diesem Beitrag wird auf die historische Entwicklung der Bauweise eingegangen und ihre wesentlichen Vorteile werden aufgezeigt. Die Bemessung von Slim-Floor Trägern wird anhand von IFB (= Integrated Floor Beam) sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT als auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG erläutert und in einem einfachen Beispiel aufgezeigt. Hierbei wird nicht nur auf die Besonderheiten bei der Trägerdimensionierung, wie die Querbiegung des Unterflansches, eingegangen, sondern auch ein allgemeines Verfahren zur Abschätzung des Schwingungsverhaltens von Decken vorgestellt.

2. Entwicklung der Slim-Floor Bauweise

Bereits zu Beginn des letzten Jahrhunderts wurden Stahlträger in Decken integriert und so die Konstruktionshöhe minimiert, Bild 1 [2]. Da damals nur kurze Spannweiten der Betonelemente möglich waren, mussten die Träger in relativ geringen Abständen angeordnet werden und erforderten somit Haupt- und Nebenträger. Dies hatte einen relativ hohen Stahlverbrauch zur Folge, wodurch sich zunächst die klassische Massivbaulösung für Flachdecken durchsetzte.

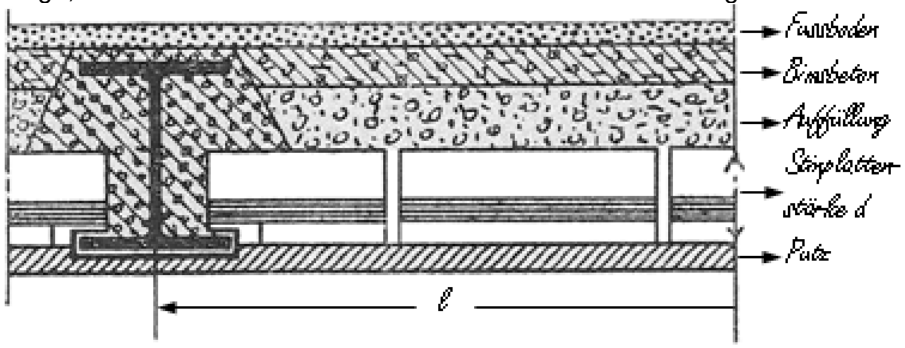


Bild 1: Historische „Slim-Floor“ Bauweise

Heute hat sich durch Innovationen eine Vielzahl von Slim-Floor Systemen am Markt etabliert. Im Wesentlichen basieren sie auf integrierten Stahlträgern in Kombination mit Betonfertigteilen (meist Spannbeton-Hohldielen). Auch hohe Stahltrapezbleche und Ortbeton können verwendet werden. Allen Systemen ist gemein, das der Stahlträger am Unterflansch eine Auflagermöglichkeit für die Betondecken ermöglicht. Dies kann entweder durch einen verbreiterten Unterflansch oder auch durch angeschweißte Bleche erfolgen.

Der erste wirtschaftlich interessante integrierte Deckenträger wurde Mitte der siebziger Jahre von der schwedischen Firma GRÄNGES HEDLUND auf den Markt gebracht, das THQ Hutprofil, bestehend aus 4 zusammengeschweißten Blechen, Bild 2a [3]. Später wurde die Produktion von der finnischen Gesellschaft RAUTARUKKI übernommen, die wie oben ausgeführt, erstmals Spannbeton-Hohldielen mit der Slim-Floor Idee kombinierte. Nebenträger sind nicht mehr erforderlich, der Stützenabstand wird in einer Richtung mit dem Stahlträger und in Querrichtung

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

mit einer Betonhohldecke überspannt. Das Hutprofil ist eines der leichtesten Stahlprofile im Slim-Floor Bereich. Querschnittsgestaltung sowie Anschlüsse sind jedoch sehr arbeitsintensiv. Auch kann es, bedingt durch den Hohlraum im Profil, zu akustischen Problemen kommen. Varianten zu diesem Querschnitt wurden zunächst von den schwedischen Firmen NORTÄLLJE STOMTEKNIK (NSQ) Bild 2b und TIB-NOR (TBB) Bild 2c angeboten. Während die NSQ-Lösung bei sehr hohem Stahlverbrauch einfach herzustellen ist, ist die TBB-Lösung wiederum sehr arbeitsintensiv. Beide Varianten bedingen die gleichen Akustikprobleme wie das ursprüngliche Hutprofil.
Eine grundlegend andere Lösung wurde von der Gesellschaft FUNDIA mit dem SWT-Profil Bild 2d, auf den Markt gebracht. Der Fundiaträger unterscheidet sich im Wesentlichen durch eine Öffnung des bis dahin geschlossenen Profilquerschnittes, die ein Einfüllen von Beton und Betonstahl zwecks Verbesserung des Feuerwiderstandes ermöglicht. Dabei steht eine wirtschaftliche Fertigung jedoch eher im Hintergrund.
Anfang der neunziger Jahre dehnte sich die Verbreitung der integrierten Deckenträgersysteme auch auf nicht skandinavische Länder aus. BRITISH STEEL und SCI (Steel Construction Institute) brachten den Slim-Floor Träger (SFB) Bild 2e, auf den Markt, der aus einem Standardwalzprofil und einem breiten untergeschweißten Blech besteht. Neben einem höheren Stahlverbrauch führt dies zu einer wenig flexiblen Höhengestaltung des Trägers.
ArcelorMittal präsentierte Ende 1991 (damals ARBED BUILDING CONCEPTS) die IFB-Lösung Bild 2f, hergestellt aus einem geschnittenen Walzprofil und einem untergeschweißten breiten Blech als Unterflansch. Wie bei der SFB-Lösung wird der IFB komplett ausbetoniert. Die Herstellung ist einfach, der Stahlverbrauch liegt im Bereich des Hutprofiles. Einziger und unwesentlicher Nachteil gegenüber den anderen Lösungen ist der größere Hebelarm zur Aufnahme der Querbiegung im Unterflansch, was dort zu etwas größeren Materialdicken führt. Global gesehen bietet die IFB-Lösung das beste Preis-/Leistungsverhältnis.

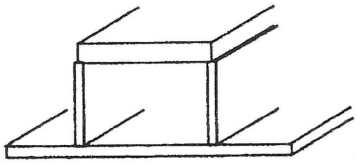


Bild 2a: THQ

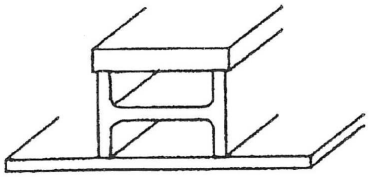


Bild 2b: NSQ

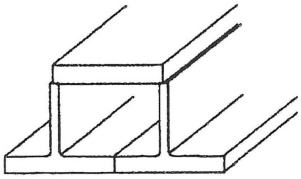


Bild 2c: TBB

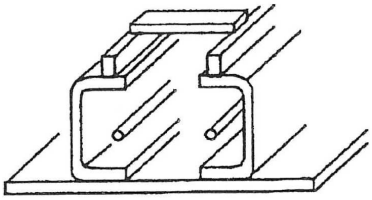


Bild 2d: SWT

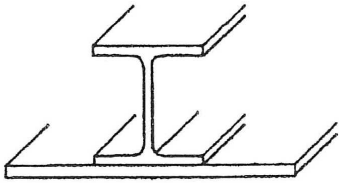


Bild 2e: SFB

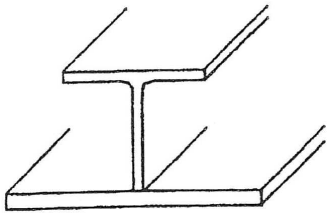


Bild 2f: IFB

Bild 2: Verschiedene Slim-Floor Träger

Bedingt durch die geringe Konstruktionshöhe ist die Steifigkeit von Slim-Floor Konstruktionen limitiert, und es wird meist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) bemessungsrelevant. Eine Erhöhung der Steifigkeit und somit auch der Trägerspannweiten kann durch die Herstellung einer planmäßigen Verbundtragwirkung zwischen Stahlprofil und Ortbeton erzielt werden. Die Verbundsicherung erfolgt üblicherweise durch auf dem Oberflansch aufgeschweißte Kopfbolzendübel, Bild 3a und Bild 3b [4]. Dies führt jedoch auch zu einer Vergrößerung der Konstruktionshöhe, welche im Widerspruch zur ursprünglichen Idee der Slim-Floor Bauweise steht. Ein aktuelles Forschungsprojekt von ArcelorMittal in Zusammenarbeit mit der Universität Stuttgart beschäftigt sich mit der Verbundsicherung über sogenannte Betondübel [5], [6]. Dieses horizontale Verbundmittel aktiviert den Beton ohne die Konstruktionshöhe zu erhöhen, Bild 3c. Grundsätzlich bedingt die Verbundbauweise jedoch auch eine Verlängerung der Bauzeit.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

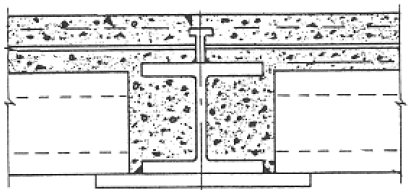


Bild 3a: Composite SLIMFLOR, SCI

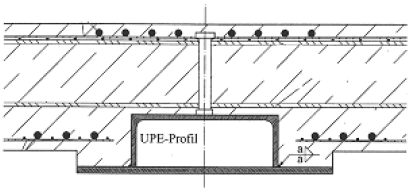


Bild 3b: UPE SLIM-FLOOR BEAM, Salzgitter AG

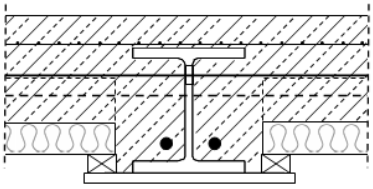


Bild 3c: CoSFB, ArcelorMittal

Ein weiteres aktuelles Forschungsprojekt beschäftigt sich unter anderem mit der Ausbildung von Slim-Floor Trägern als Durchlaufträger. Bedingt durch das statische System könnte so ebenfalls die Trägerspannweite vergrößert werden [7].

3. Vorteile der Slim-Floor Bauweise

Die Slim-Floor Bauweise bietet dem Bauherren und dem Nutzer zahlreiche Vorteile. Die wesentlichen sind:

Grosse Spannweiten.

Die Spannweite der üblichen Slim-Floor Träger kann bis zu 8.0 m betragen. Werden Spannbeton-Hohldielen für die Betondecken verwendet, so kann ein Raster von 8.0 m x 14.0 m stützenfrei überspannt werden. Werden Slim-Floor Träger in Verbundbauweise ausgeführt, so kann die Trägerspannweite noch vergrößert werden.

Reduzierung der Gebäudehöhe.

Durch die geringe Konstruktionshöhe der Decken werden je nach Projektvorgaben, eine geringere Gesamthöhe des Gebäudes, eine größere Geschosshöhe oder zusätzliche Etagen ermöglicht. Diese Flexibilität in der Höhe führt auch zu einer gewissen Gestaltungsfreiheit für Fassade und Dach und somit zu möglichen Einsparungen bei der Gebäudehülle.

Einfache Installation der Haustechnik.

Die unterzugsfreie Bauweise ermöglicht eine einfache und schnelle Installation der Haustechnik, da aufwändige Trägerdurchbrüche entfallen. Durch die Optimierung der Schnittstelle Haustechnik/ Tragstruktur reduziert sich der Planungsaufwand erheblich.

Bild 4: Einfache Installation der Haustechnik

Quelle: Astron Buildings SA, Luxembourg

Integrierter Feuerwiderstand.

Durch die fast vollständige Integration der Slim-Floor Träger in die Betondecke wird automatisch die Feuerwiderstandsdauer der Träger erhöht. Je nach erforderlicher Feuerwiderstandsklasse kann auf einen zusätzlichen passiven Brandschutz, wie z.B. das Verkleiden des Unterflansches, vollständig verzichtet werden.

Optimierter Stahlverbrauch.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Bei üblichen Slim-Floor Konstruktionen liegt der Stahlverbrauch zwischen 15kg/m^2 und 25kg/m^2. Somit ergeben sich für die Stahlkonstruktion sehr günstige Gestehungspreise.

Da Slim-Floor Träger meist aus recyceltem Stahl hergestellt werden, erfüllen diese vollauf die Anforderungen an ein nachhaltiges Bauen. Durch das im Vergleich zu anderen Bauweisen sehr geringe Konstruktionsgewicht sind weniger Material-Transporte zur Baustelle notwendig, was zu einer zusätzlichen Reduktion des CO_2-Ausstosses führt. Weitere Einsparungen ergeben sich für die Fundamente.

4. Bemessungsgrundlagen von Slim-Floor Trägern

4.1 Einleitung

Stellvertretend für die Vielzahl der in Abschnitt 2 beschriebenen Arten von Slim-Floor Trägern, soll hier die Dimensionierung von IFB beschrieben werden.
Die Bemessung erfolgt elastisch-plastisch [8]. Damit lokale Instabilitäten ausgeschlossen werden können, muss der Querschnitt mindestens der Klasse 2 entsprechen. Es wird idealelastisches-idealplastisches Werkstoffverhalten vorausgesetzt.

4.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Im Allgemeinen werden Slim-Floor Träger als Einfeldträger ohne Verbundwirkung ausgebildet, die Einwirkung entspricht meist einer Gleichstreckenlast. Im GZT muss eine ausreichende Biegetragfähigkeit in Feldmitte und die Querkrafttragfähigkeit am Auflager nachgewiesen werden. Zusätzlich ist die Querbiegung der angeschweißten Platte nachzuweisen, da hier eine lokale Lasteinleitung durch die Deckenelemente erfolgt. Auch ist der Einfluss dieser Lasteinleitung auf die Längstragfähigkeit zu berücksichtigen. Während der Bauphase werden die Träger üblicherweise unterstützt, so dass im Folgenden auf eine spezielle Betrachtung des Bauzustandes verzichtet wird.

4.2.1 Tragwirkung in Querrichtung

Die Deckenelemente werden auf einer angeschweißten Platte (= Untergurt) aufgelegt. Diese trägt die Lasten als Kragarm in Querrichtung ab. Da sowohl Querkraft als auch Biegemoment am Auflager (= Profilsteg) ihr Maximum besitzen, ist der Einfluss der Querkraft auf die Biegetragfähigkeit gegebenenfalls zu berücksichtigen. Der Nachweis kann nach EN 1993-1-1 (2005) geführt werden [8].

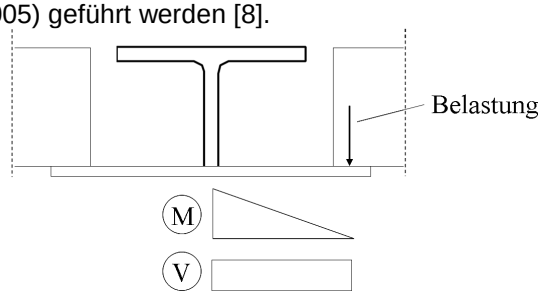


Bild 5: Lokale Schnittgrößen am Untergurt

4.2.2 Tragwirkung in Längsrichtung

Auf der Grundlage des statischen Satzes der Traglasttheorie gilt, dass eine beliebige, statisch zulässige und sichere Spannungsverteilung eine sichere, untere Grenze der plastischen Querschnittstragfähigkeit darstellt. Die Forderung nach statischer Zulässigkeit ist erfüllt, wenn die aus der Integration des Spannungszustandes resultierenden Schnittgrößen im Gleichgewicht mit den Schnittgrößen aus der Tragwerksberechnung stehen. Die Spannungsverteilung ist sicher, wenn an keiner Stelle des Querschnitts die Fließbedingung verletzt wird, d.h. wenn die aus einer

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Fließhypothese resultierende Vergleichsspannung kleiner oder gleich der Fließspannung ist. Es wird die Fließbedingung von Huber, Mises, Hencky und Nadai angewendet, Gleichung (1).

$$f_{y,d} \leq \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x * \sigma_y - \sigma_x * \sigma_z - \sigma_y * \sigma_z + 3 * \tau_{xy}^2 + 3 * \tau_{xz}^2 + 3 * \tau_{yz}^2} \quad (1)$$

Werden die Träger als Einfeldträger ausgebildet und mit einer Gleichstreckenlast belastet, so ist im Bereich des maximalen Biegemomentes die Querkraft und somit die entsprechende Schubspannung vernachlässigbar klein. Ebenfalls ist die Schubspannung im Unterflansch, bedingt durch die kontinuierlich eingeleitete Last und den relativ kleinen Hebelarm, vernachlässigbar. Somit entfallen sämtliche Schubspannungsglieder in (1), $\tau_{xy} \approx \tau_{xz} \approx \tau_{yz} \approx 0$ und die Gleichung (1) vereinfacht sich zu Gleichung (2):

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x * \sigma_y} \leq f_{y,d} \quad (2)$$

Hieraus kann man ableiten, wenn σ_x und σ_y gleiches Vorzeichen besitzen so können sie gleichzeitig die Fließspannung erreichen, ohne dass die Fließbedingung verletzt wird. Sind σ_x und σ_y jedoch von unterschiedlichem Vorzeichen, muss im Grenzfall eine Spannung gleich Null sein, wenn die andere die Streckgrenze erreicht.
Es kann ein Tragmodell abgeleitet werden bei dem der untere Bereich des Untergurtes ausschließlich zur Lastabtragung in Querrichtung herangezogen und der Querschnitt um die Höhe Δt reduziert wird [9]. Liegt die plastische Nulllinie im Steg des Querschnittes, so kann die in Bild 6 dargestellte plastische Spannungsverteilung angenommen werden. Die reduzierte Dicke des Unterflansches ergibt sich dann aus, Gleichung (3):

$$t_{red} = t - \Delta t \quad (3)$$

Mit:

$$M_{pl,Rd,plate} = 0.25 * b * t^2 * f_{y,d} \quad (4)$$

$$\Delta t = 0.5 * t * \left(1 - \sqrt{1 - M_{Ed,plate} / M_{pl,Rd,plate}}\right) \quad (5)$$

Die Biegetragfähigkeit in Längsrichtung wird dann an einem um Δt reduzierten Querschnitt, dem Ersatzquerschnitt berechnet. Liegt die plastische Nulllinie im Unterflansch, so ist die Reduktion sinngemäß zu erweitern. Alternativ ist auch eine Abminderung der zulässigen Spannung des Unterflansches möglich. Die Berechnung der Biegetragfähigkeit in Längsrichtung ist dann mit einer für den Unterflansch reduzierten Streckgrenze zu ermitteln.

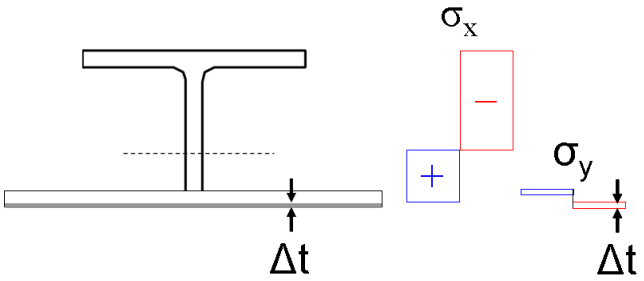


Bild 6: Plastische Spannungsverteilung im Querschnitt

Für den statischen Nachweis der Randträger sind weitere Überlegungen notwendig. Randträger werden auch im Endzustand asymmetrisch belastet und so zusätzlich auf Torsion beansprucht. Vor allem bei IFB kann die Torsion eine erhebliche Verstärkung des Querschnittes erforderlich machen und zu unwirtschaftlichen Lösungen führen. Einfacher ist es, eine Torsionsbeanspruchung durch geeignete konstruktive Maßnahmen zu verhindern. Eine Möglichkeit stellt die Verwendung von Bewehrungsstäben mit aufgedrehtem Gewinde, sogenannte Rückverankerungen, dar. Diese werden mit dem Trägersteg verschraubt und in die Betondecke einbetoniert. Das Torsionsmoment M_t wird dann von einem Kräftepaar aufgenommen, bestehend aus einer Zugkraft Z an der Position der Rückverankerung und einer

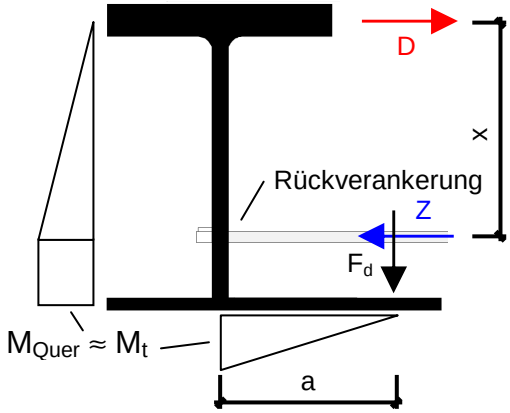
Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Druckkraft D, die vom Oberflansch über Druckspannungen in die Decke eingeleitet wird, Bild 7a. Das Kräftepaar steht im Gleichgewicht und kann auf der sicheren Seite liegend wie folgt berechnet werden, Gleichung (6):

$Z = D = M_t / x$ (6)

Mit:

$M_t = F_d * a$ (7)



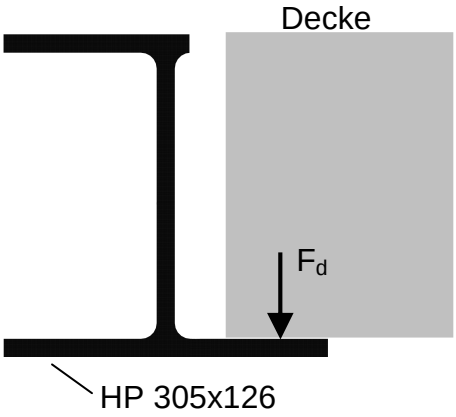


Bild 7a: Rand-IFB mit Rückverankerung **Bild 7b: Randträger aus HP-Profil**

Aus Bild 7a wird ersichtlich, dass der Trägersteg von IFB Randträgern ebenfalls durch ein Querbiegemoment beansprucht wird, was bei der Bemessung zu berücksichtigen ist. Alternativen zu den Rückverankerungen sind denkbar, so könnte auch der Einsatz von U-förmig gebogenen Bewehrungsstäben möglich sein. Eine sehr wirtschaftliche Alternative zu Rand-IFB ist in Bild 7b dargestellt. Einem Breitflanschpfahl der HP-Reihe wird der Oberflansch einseitig direkt neben der Ausrundung abgetrennt. So kann die Betondecke einfach auf den Unterflansch aufgelegt werden. Diese Lösung reduziert die Querbiegemomente erheblich, da der Auflagerpunkt der Decke nahe an den Trägersteg heranrückt. Jedoch ist ihr Einsatz aufgrund der festgelegten Höhe der Walzprofile, auf bestimmte Deckenstärken begrenzt. Generell sind Slim-Floor Randträger im Bauzustand an der Stelle der Lasteinleitung F_d, zu unterstützen.
Ein Bemessungsverfahren für Slim-Floor Randträger in Kombination mit Spannbeton-Hohldielen kann [10] entnommen werden.

4.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Neben den üblichen Nachweisen zur Sicherstellung des Nutzungskomforts (Durchbiegung, Schwingungsverhalten der Decke), muss sichergestellt werden, dass der Träger unter Gebrauchslasten ausschließlich elastisch ausgenutzt wird, d.h. das in keinem Punkt des Querschnittes bereits unter Gebrauchslasten (1.0-fachen Lasten) die Streckgrenze überschritten wird.

4.3.1 Begrenzung der Spannungen

Die Spannungen sind üblicherweise an folgenden Stellen des Querschnittes nachzuwiesen, Bild 8: -Punkt 1: Biegedruck aus Längsbiegung; -Punkt 2: Maximale Schubspannung im Schwerpunkt; -Punkt 3: Biegezug aus Längszug; -Punkt 4: Vergleichsspannung nach Von-Mises aus Längs- und Querbiegung; -Punkt 5 Vergleichsspannung nach Von-Mises aus Längsbiegung und Querkraft [9].

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

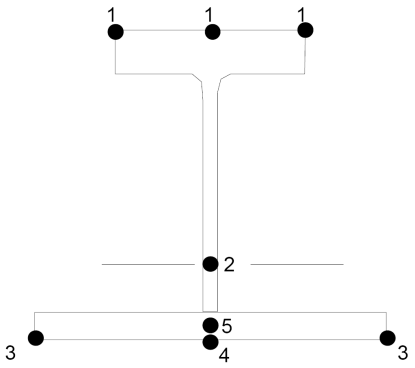


Bild 8: Maxima der Spannungen im IFB Querschnitt

4.3.2 Durchbiegung

Basierend auf dem elastischen Verhalten des Trägers unter Gebrauchslastniveau, können die Durchbiegungen bestimmt werden. Die Durchbiegung w_{max} des Trägers, abzüglich einer eventuell vorhandenen Überhöhung, sollte L/250 nicht überschreiten. Zusätzlich ist eine Begrenzung der Durchbiegung des Unterflansches sinnvoll. Sie sollte unter der Lasteinleitungsstelle nicht mehr als 1.50 mm betragen.

4.3.3 Schwingungsverhalten

Das Wohlbefinden der Nutzer kann durch Schwingungen der Decken stark beeinträchtigt werden. Meist wird lediglich die untere Begrenzung der 1. Eigenfrequenz eines Bauteils empfohlen. Diese lässt allerdings nur bedingt auf das reale Schwingungsverhalten einer Decke und somit auf das Wohlbefinden der Nutzer schließen, da wichtige Einflussgrößen wie z.B. – momentane Tätigkeit des Nutzers, - Alter und Gesundheitszustand, - Körperhaltung, - werden Schwingungen erwartet, - Frequenz und Amplitude der Schwingungen, nicht berücksichtigt werden.
Damit das Schwingungsverhalten von Decken auch ohne ein vertieftes Wissen der Baudynamik abgeschätzt werden kann, stehen den Tragwerksplanern praxistaugliche Bemessungsmodelle z.B. in [11] oder [12] zur Verfügung. Diese Methoden betrachten keine isolierten Bauteile, sondern die gesamte Decke. Mit ihnen lassen sich die vertikale Beschleunigung bzw. die Geschwindigkeit der Deckenschwingung ermitteln, was einen besseren Rückschluss auf das Komfortverhalten der Decke ermöglicht.
Die Bemessungshilfe nach [11] wurde im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes [13] entwickelt und ist für übliche Konstruktionen des Hochbaus anwendbar. Mit ihr können die durch normales Gehen hervorgerufenen Deckenschwingungen bestimmt werden. Zur Beurteilung des Komfortverhaltens wird der sogenannte OS-RMS_{90} Wert (= One Step Root Mean Square) verwendet, der die Einstufung einer Decke in vorher festgelegte Akzeptanzklassen ermöglicht.
Hierzu werden in Funktion der vertikalen Verformungen, die Eigenfrequenzen der einzelnen Bauteile, wie Stahlträger und Betondecke und anschließend die des gesamten Deckenfeldes bestimmt. Danach erfolgen die Ermittlung der modalen Masse und eine Abschätzung der zu erwartenden Dämpfung. Mit diesen maßgebenden Eingangsparametern kann dann aus in [11] gegebenen Diagrammen die vorhandene Komfortklasse abgelesen werden.

4.4 Feuerwiderstand

Moderne Ingenieurmethoden ermöglichen es, den Nachweis des Feuerwiderstandes auf rechnerischem Wege zu erbringen. Brandversuche in einem Ofen sind somit nicht mehr zwingend erforderlich. Auch liefern diese Brandversuche keine Aussage über die bei einem realen Brand zu erwartende Feuerwiderstandsdauer, sondern dienen lediglich dazu, ein Bauteil in eine entsprechende Feuerwiderstandsklasse (feuerhemmend = F30, hochfeuerhemmend = F60, feuerbeständig = F90) einzuordnen [14].

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Die thermische Einwirkung, der Brand, wird durch Temperaturzeitkurven beschrieben. Es werden zwei wesentliche Arten unterschieden, - nominelle Temperaturzeitkurven (TZK) und - Naturbrandkurven [15]. Unter den TZK ist die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) diejenige, die für Innenbauteile von Hochbauten standardmäßig zu verwenden ist. Naturbrandmodelle dürfen nur im Zusammenhang mit einem Brandschutzkonzept bzw. Brandschutznachweis (nach Landesrecht) angewendet werden. So werden ihrer Anwendung noch enge Grenzen gesetzt. Sie besitzen jedoch den großen Vorteil, dass mit ihnen das Ereignis Brand über seine gesamte Dauer, d.h. inklusive der Abkühlphase, realistisch erfasst werden kann. Diese Modelle führen zu einem optimierten Materialverbrauch, der Reduktion von Bau- und Wartungskosten und zu einer realistischen Bestimmung der Tragwerkssicherheit für den Brandfall.
Lediglich der untere Flansch von Slim-Floor Trägern ist direkt dem Feuer ausgesetzt. Hierdurch ist die Feuerwiderstandsdauer bedeutend länger als die anderer Deckenträger. In der Regel kann durch die Zulage von Bewehrung in der Kammer des Profils die Feuerwiderstandsklasse F60 ohne passiven Brandschutz (wie Brandschutzanstriche, Verkleiden mit Brandschutzplatten, Spritzputz etc.) erreicht werden. Auch F90 kann konstruktiv, d.h. ohne passive Brandschutzmassnahmen erreicht werden. Die Isothermen eines SFB-Querschnittes unter der Einwirkung der ETK werden in Bild 9, zum Zeitpunkt t = 60 Minuten, dargestellt.

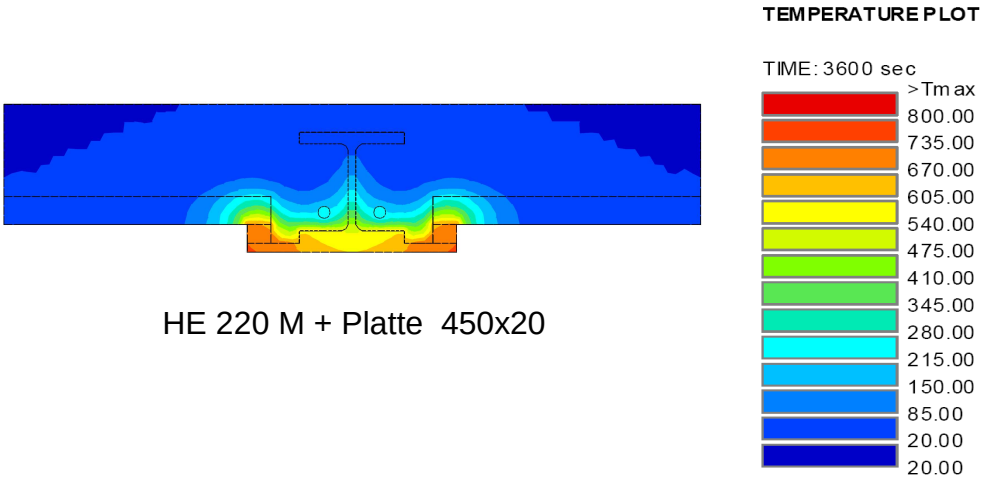


Bild 9: Isothermen eines SFB-Querschnittes, t = 60 Minuten, Einwirkung ETK

Die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer erfolgt für SFB und IFB mittels Finite-Element Programmen und sollte nur von Spezialisten durchgeführt werden. ArcelorMittal bietet zur Unterstützung von Bauherren, Architekten und Tragwerksplanern, hierzu einen kostenlosen Vorbemessungs-Service an [16].
Zur Berechnung der Feuerwiderstandsdauer wird zunächst die Bauteiltemperatur bestimmt, anschließend kann unter Verwendung der Werkstoffgesetzte für erhöhte Temperaturen, die Tragfähigkeit des Querschnittes ermittelt werden. Diese wird dann den Einwirkungen im Brandfall gegenübergestellt.
Die Erwärmung eines Bauteils erfolgt durch den Energiestrom von der wärmeren Gastemperatur zum kälteren Bauteil. Dieser setzt sich aus einem konvektiven und einem Strahlungsanteil zusammen. Die Erwärmung eines Bauteils ist im Wesentlichen von seiner Geometrie, seiner Masse, dem Werkstoff und der Temperaturdifferenz zwischen Bauteil und Umgebung abhängig. Da einige Materialparameter wie z.B. die spezifische Wärmekapazität und die Wärmeleitfähigkeit von Stahl temperaturabhängig sind, wird die Erwärmung schrittweise für ein kurzes Zeitintervall, in der Regel maximal 5 Sekunden, bestimmt. Die Berechnung der Bauteiltemperatur ist sehr komplex und nur mit geeigneten Finite-Element Programmen durchführbar. Für übliche Stahl- und Verbundquerschnitte werden z.B. in [17] und [18] einfache Formeln angegeben, mit denen eine Abschätzung der Bauteiltemperaturen ohne großen Aufwand möglich ist.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Auf das komplexe Tragverhalten von Spannbeton-Hohlplatten unter Brandbeanspruchung kann im Rahmen dieses Beitrages nicht eingegangen werden. Informationen können direkt von den Herstellern oder auch der Literatur entnommen werden, z.B. [19, 20].

5. Hinweise zur Konzeption

Die Konzeption von Slim-Floor Decken ist denkbar einfach. Sollen große Spannweiten und kurze Bauzeiten miteinander kombiniert werden, so ist die Verwendung von Spannbeton-Hohldielen sinnvoll. In Abhängigkeit der geometrischen Anforderungen und der Lasten des Bauvorhabens wird zunächst die erforderliche Spannweite der Hohldielen bestimmt. Hierzu können die Vorbemessungstabellen der Hersteller verwendet werden. Die Querschnittshöhe der Hohldiele legt dann die maximale Höhe des IFB-Querschnittes fest. Durch Auswahl eines wirtschaftlichen Walzprofils, meist ein halbiertes Profil der IPE Reihe, kann dann die maximal mögliche Spannweite des Trägers bestimmt werden. Dieses Vorgehen führt zu einem rechteckigen Raster, wobei die Hohldiele die größere und der IFB die kürzere Seite überspannt. Bei der Verwendung von Hohldielen muss allerdings beachtet werden, dass alle Arten von Stahl- und Betonträgern eine flexible Auflagerung darstellen und so eventuell eine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit der Hohldiele vorzunehmen ist. Auch hierzu können Informationen direkt von den Herstellern oder der Literatur entnommen werden, z.B. [21]. Generell bedingt die Verwendung von Fertigteilen einen etwas erhöhten Aufwand an Vorplanung. Etwaige Deckendurchbrüche müssen rechtzeitig vor Produktionsbeginn der Fertigteile berücksichtigt werden.
Alternativ zu Spannbeton-Hohldielen kann die Verwendung moderner Deckenbleche sinnvoll sein. Gegenwärtig können Bleche wie z.B. Cofradal 200 Bild 10, bis zu 7.5 m spannen, wobei eine Unterstützung im Bauzustand nicht erforderlich ist [22]. Wird Ortbeton verwendet, kann der IFB als Verbundträger ausgebildet werden und so Trägerspannweiten bis zu 14 m realisiert werden, Bild 3c und [5].

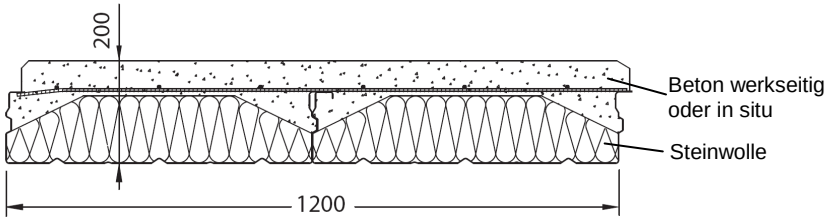


Bild 10: Cofradal 200

6. Referenzprojekte

6.1 FLORALIS, Belgien

Bürokomplex mit ca. 14.500 m^2 Nutzfläche vor den Toren von Gent, Belgien. Haupttragwerk aus Stahl, Decken in Slim-Floor Bauweise und Spannbeton-Hohldielen. Glas Fassade in Kombination mit Stahlpaneelen.

Bauherr:	Liberty Invest n.v.
Architekt:	Ivan van Mossevelde, D. van Impe
Bauausführung:	IPES n.v.
Konzept + Stahlbau:	Astron Buildings S.A., Luxemburg
Bauzeit:	April 2004 – August 2005
Abmessungen:	ca. 108m x 55m, 6 Etagen über der Erde, 2 Ebenen Tiefgarage

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Bild 11a : Bürokomplex FLORALIS, Gent, Belgien **Bild 11b: Detail IFB**

Quelle: Astron Buildings SA, Luxemburg

6.2 AXENTO, Luxemburg

Bürogebäude mit 12.000 m^2 Nutzfläche, verkehrsgünstig auf dem Plateau de Kirchberg, Luxemburg Stadt gelegen. Decken in Slim-Floor Bauweise mit Spannbeton-Hohldielen.

Bauherr: CIP Luxemburg S.A.
Architekt: Arlette Schneiders Architectes
Bauausführung: TRALUX
Konzeption: Milestone Consulting Engineers, Luxemburg
Ausführung: 2009

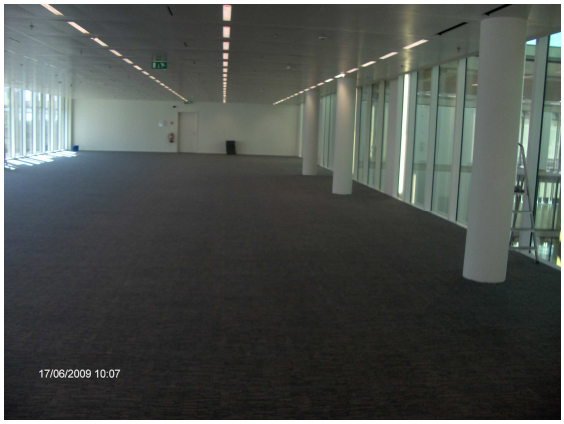


Bild 12a : Bürogebäude AXENTO, Luxemburg **Bild 12b : Innenansicht**

Quelle: Milestone Consulting Engineers, Luxemburg

6.3 Espace Pétrusse, Luxemburg

ArcelorMittal Gebäude mit ca. 11.000 m^2 Nutzfläche, gelegen im Zentrum der Stadt Luxemburg. Tragwerk aus Stahl, Decken in Slim-Floor Bauweise mit COFRADAL 200 Elementen.

Bauherr: ArcelorMittal
Architekt: Marc Werner
Bauausführung: CDC, Luxemburg
Fertigstellung: 2006

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

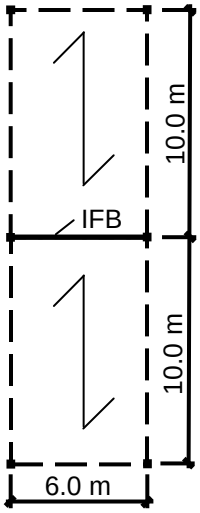
Bild 13a : Espace Pétrusse, Luxemburg **Bild 13b : Deckenuntersicht**

Quelle: ArcelorMittal, Luxemburg

7. Dimensionierungsbeispiel eines IFB

Die statische Dimensionierung eines IFB-Mittelträgers wird für ein typisches Raster erläutert. Die Berechnung erfolgt sowohl für den GZT als auch den GZG, wobei im Besonderen auf die Überprüfung der Deckenschwingungen eingegangen wird.
Die Spannweite des IFB beträgt 6 m, die der Spannbeton-Hohldielen ca. 10 m, Bild 14a. Der Träger wird aus einem halbierten IPE 600 der Stahlgüte **HISTAR 355** und einem angeschweißten Untergurt mit den Abmessungen 480 mm x 16 mm, Stahlgüte S355, gefertigt, Bild 14b. Der Materialsicherheitsbeiwert wird gemäß der Empfehlung in [8] zu γ_{M0} = 1.00 gesetzt, wodurch sich der Bemessungswert der Streckgrenze zu $f_{y,d}$ = 355 N/mm^2 ergibt. Eine Abminderung der Streckgrenze in Abhängigkeit der Materialstärke ist für HISTAR 355 nicht erforderlich [23].
Auf die Bemessung der Schweißnaht zwischen Untergurt und Profilsteg und der Verbindung Träger/ Stütze wird im Rahmen dieses Beispiels verzichtet.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun



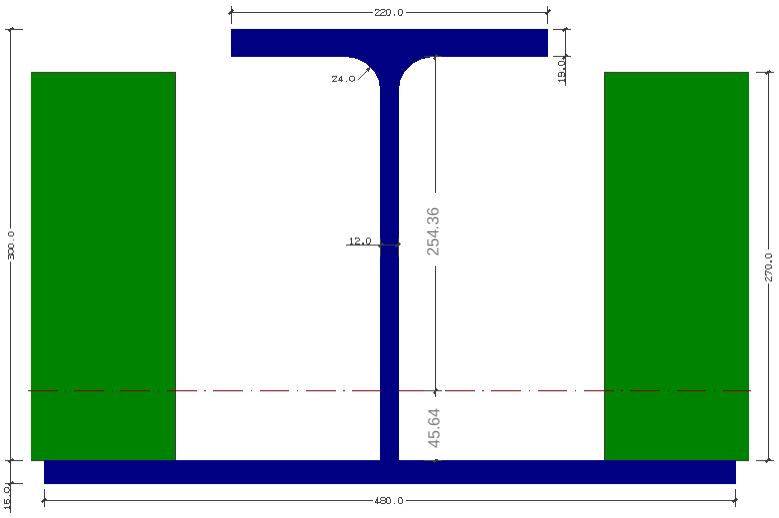


Bild 14a: Deckenfeld 10 m x 6 m **Bild 14b: Querschnitt IFB (Trittschalldämmung und Estrich nicht dargestellt)**

Lasten:

Spannbeton-Hohldielen, Dicke ca. 27 cm		4.00 kN/m^2
Trittschalldämmung + 6 cm Estrich		1.50 kN/m^2
Zusätzliche Ausbaulasten		1.50 kN/m^2
Summe der ständigen Lasten:	Σg_k =	7.00 kN/m^2
Eigengewicht Stahlträger		1.20 kN/m
Nutzlasten, Kategorie B1 (DIN 1055, Büroflächen)		2.00 kN/m^2
Zuschlag für leichte Trennwände (Annahme)		1.20 kN/m^2
Summe der veränderlichen Lasten:	Σq_k =	3.20 kN/m^2

Abminderung der Nutzlast mit α_A für Kategorie B:

$\alpha_A = 0.50 + 10/A = 0.50 + 10/(10x6) = 0.667$

Mit α_A abgeminderte Nutzlast: $q_k' = q_k \times \alpha_A = 3.20$ kN/m^2 x 0.667 = 2.13 kN/m^2

Belastung des Trägers:

Charakteristisch: $F_k = g_k + q_k'$ =
= 10 m * (7.00 + 2.13) kN/m^2 + 1.20 kN/m = 92.53 kN/m

Bemessungswert: $F_d = 1.35 * g_k + 1.50 * q_k'$ =
= 10 m * 12.65 kN/m^2 + 1.35 * 1.40 kN/m = 128.12 kN/m

Kontrolle der Grenzwerte c/t nach EN 1993-1-1 (2005), Tabelle 5.2 [8]:

Steg:	21.42 < 38.28
Flansch:	4.21 < 8.14

Bemessung GZT, elastisch-plastisch [8]:

- Untergurt

  Anmerkung: Die Belastung des Unterflansches wird hier zur Vereinfachung aus ½ x Belastung des Trägers ermittelt.

  Vorhandene Querkraft: $V_{E,d}$ = ½ * 128.12 kN/m = 64.06 kN/m

  Plastische Querkraft: $V_{pl,Rd}$ = (100*1.6) cm^2 x 35.5 kN/cm^2 / SQRT(3)
  = 3279 kN/m

  Nachweis: $V_{E,d} / V_{pl,Rd}$ = 70.95 / 3279 = 0.02 < 0.50 √
  -> Kein M, V Interaktionsnachweis zu führen!

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Vorhandenes Moment: $M_{E,d}$ = 64.06 kN/m * 19 cm = 1217 kNcm/m
Mit Hebelarm a = ½ * 48 cm – 5 cm = 19 cm
Plastisches Moment: $M_{pl,Rd}$ = ¼ * (100*1.6^2) cm^3 x 35.5 kN/cm^2
= 2272 kNcm/m
Nachweis: $M_{E,d}$ / $M_{pl,Rd}$ = 1217 / 2272 = <u>0.54 < 1.00</u> √

- <u>Ersatzträger</u>
  Anmerkung: Der Einfluss der Walzausrundungen auf die plastische Biegetragfähigkeit wird im Rahmen dieses Beispiels vernachlässigt.

  <u>Reduzierung des Unterflansches</u>:
  Querbiegemoment (siehe oben): $M_{E,d}$ = 1217 kNcm/m
  -> Reduzierung des Unterflansches um: Δt = 1.911 mm
  -> Reduzierte Unterflanschstärke: t_{Red} = 16 mm – 1.91 mm = 14.09 mm
  Lage der plastischen Nulllinie vom oberen Trägerrand:
  $z_{pl,o}$ = 254.36 mm
  Lage der plastischen Nulllinie von Oberkante Unterflansch:
  $z_{pl,u}$ = 45.64 mm
  -> Die plastische Nulllinie liegt im Trägersteg
  Vorhandene Querkraft: $V_{E,d}$ = ½ * 6 m * 128.12 kN/m = 384.36 kN
  Plastische Querkraft: $V_{pl,Rd}$ = 41.89 cm^2 x 35.5 kN/cm^2 / SQRT(3)
  = 858.62 kN
  Mit A_{vz} = ½*1.9*(2*2.4+1.2) cm^2+1.2*(30-1.9) cm^2 + ½ * (4-π)*2.4^2 = 41.89 cm^2
  Nachweis: $V_{E,d}$ / $V_{pl,Rd}$ = 384.36 / 858.62 = <u>0.45 < 1.00</u> √
  -> Kein M, V Interaktionsnachweis zu führen!
  Vorhandenes Moment: $M_{E,d}$ = 128.12 kN/m * (6m)^2 / 8 = 576.54 kNm
  Plastisches Moment: $M_{pl,Rd,red}$ = 605.80 kNm
  Nachweis: $M_{E,d}$ / $M_{pl,Rd}$ = 576.54 / 605.80 = <u>0.95 < 1.00</u> √

<u>Bemessung GZG</u>:

- <u>Spannungen unter Gebrauchslasten, Bild 8</u>:
  Anmerkung: Auch hier wird der Einfluss der Walzausrundungen vernachlässigt.
  Lage der elastischen Nulllinie vom oberen Trägerrand:
  $z_{el,o}$ = 193.21 mm
  Lage der elastischen Nulllinie von Unterkante Unterflansch:
  $z_{el,u}$ = 122.79 mm
  Trägheitsmoment: I_y = 26858 cm^4
  Biegedruck in Punkt 1: σ_1 = 29.97 kN/cm^2 < 35.50 kN/cm^2
  Schub in Punkt 2: τ_2 = 8.19 kN/cm^2 < 20.50 kN/cm^2
  Biegezug in Punkt 3: σ_3 = 19.04 kN/cm^2 < 35.50 kN/cm^2
  Vergleichsspannung in Punkt 4: σ_{v4} = 34.22 kN/cm^2 < 35.50 kN/cm^2
  Vergleichsspannung in Punkt 5: σ_{v5} = 17.82 kN/cm^2 < 35.50 kN/cm^2

- <u>Durchbiegung des Untergurtes</u>:
  Trägheitsmoment: I_{UG} = 34.13 cm^4/m
  Hebelarm: a = ½ * 48 cm – 5 cm = 19 cm
  Durchbiegung unter der Lasteinleitung: f_{UG} = <u>1.48 mm < 1.50 mm</u> √

- <u>Durchbiegung des Trägers</u>:
  Trägheitsmoment: I_y = 26858 cm^4
  Durchbiegung unter Σg_k: f_g = 20.94 mm
  Durchbiegung unter Σq_k: f_q = 9.57 mm
  Verhältnis: L / f_q = 627 > 300

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

Durchbiegung unter $\Sigma g_k + \Sigma q_k$: f_{g+q} = 30.51 mm
Verhältnis: $L / f_{g+q} = 197 \approx 200$
Es wird empfohlen den Träger um 10mm zu überhöhen.

- Überprüfung der Deckenschwingungen:
  Das Schwingungsverhalten der Decke wird wie im Kapitel 4.3.3 beschrieben anhand von [11] überprüft. Sowohl der IFB als auch die Decke werden als ideal gelenkig gelagert angenommen.

  Durchbiegung und 1. Eigenfrequenz:
  Es werden 100% der ständigen Lasten und 10% der Nutzlasten zur Berechnung der vertikalen Verformungen angesetzt. Somit erfolgt die Berechung mit folgenden Lasten:
  Ständige Lasten: 7.00 kN/m^2
  Eigengewicht des IFB: 1.20 kN/m
  Nutzlast: 0.10 * 3.20 kN/m^2 = 0.32 kN/m^2
  Der Elastizitätsmodul für Beton E_{cm} kann für dynamische Berechnungen um 10% erhöht werden. Für die Betonfestigkeitsklasse C50/60 ergibt sich:
  $E_{c,dyn} = 1.10 * E_{cm} = 1.10 * 37000 = 40700$ N/mm^2
  Die Durchbiegung des IFB beträgt:

$$\partial_{IFB} = \frac{5*(7.32kN/m^2 *10m + 1.2kN/m)kN/m/100*(600cm)^4}{384*21000kN/cm^2 *26858cm^4} = 2.23cm$$

  Die der Spannbeton-Hohldiele:

$$\partial_{Decke} = \frac{5*(7.00+0.32)kN/m^2 /100*(962cm)^4}{384*4070kN/cm^2 *129917cm^4} = 1.54cm$$

  Mit:
  Exakte Spannweite der Decke: L_{Decke} = 1000 cm – 2*(24–5) cm = 962 cm
  Flächenmoment 2. Grades [24]: I_{Decke} = 129917 cm^4
  Gesamtdurchbiegung: $\delta_{tot} = \delta_{IFB} + \delta_{Decke}$ = 2.23 cm + 1.54 cm = 3.77 cm
  1. Eigenfrequenz (mit δ_{tot} in mm!): $f_1 = 18/(\delta_{tot}^{0.5}) = 18/(37.70^{0.5}) = 2.93$ Hz

  Modale Masse:
  Die Masse des betrachteten Deckenfeldes ist:
  $M_{total} \approx (7.00+0.32)$ kN/m^2 * 10m * 6.0m * 1000 / 9.81 m/s^2 = 44770.6 kg
  Gemäß [11], Kapitel A.6, Beispiel 3, ergibt sich die Modale Masse zu:

$$M_{mod} = M_{tot} * \left[\frac{15.44^2 + 22.26^2}{2*37.70^2} + \frac{8}{\pi^2} * \frac{15.44*22.26}{37.70^2} \right] = 20334kg$$

  Komfortklasse und OS-RMS$_{90}$:
  Nimmt man auf der sicheren Seite liegend, die Dämpfung mit 2% an (Stahlstruktur, Großraumbüro), so ergibt sich:
  Mit f_1 = 2.93 Hz und M_{mod} = 20334 kg, Bild 15:

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

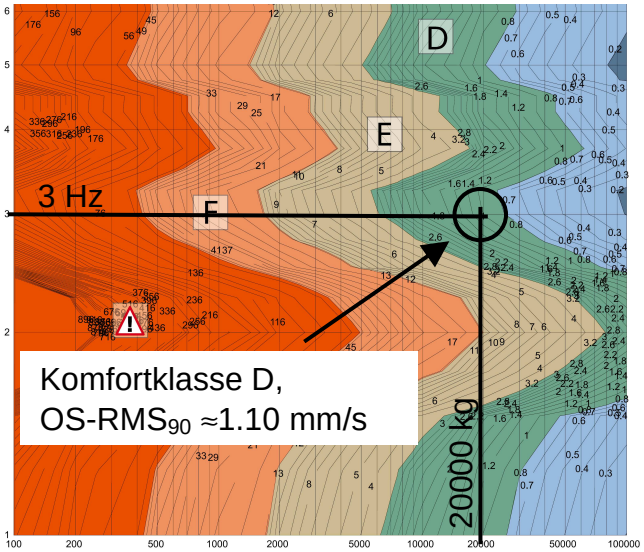


Bild 15: Klassifizierung für 2% Dämpfung

⇒ OS-RMS_{90} = 1.10 mm/s, **Komfortklasse D**

Für Mehrgeschossbauten mit üblicher Büronutzung liegt die Komfortklasse D im akzeptablen Bereich [11], Tabelle 2.
Da keine Schubverbundmittel vorgesehen werden, wurde eine Mitwirkung des Betons zur Berechnung der Steifigkeit des IFB nicht berücksichtigt. Wie jedoch frühere Forschungsprojekte zeigen, z.B. [25], kann zur Überprüfung des Schwingungsverhaltens von einem Mitwirken des Betons ausgegangen werden, auch wenn keine Verbundmittel angeordnet werden. Somit kann der geführte Nachweis als eine auf der „sicheren Seite“ liegende Abschätzung betrachtet werden.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun

8. Literaturverzeichnis

[1] Office buildings in steel - The Swedish Method (1991), Swedish Institute of Steel Construction, Publication No. 80. December 1983, Revised in 1991

[2] Träger Handbuch Ilseder Hütte (1922), Abteilung Walzwerk Peine, April 1922

[3] R. Baehre, R. Pepin (1995), Flachdecken mit Stahlträgern in Skelettbauten, Bauingenieur 70 (1995) Seite 65-71, Springer Verlag 1995

[4] Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Dipl.-Ing. Jürgen Fries (2004), Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, Universität Stuttgart 2004, Forschung für die Praxis P 389, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.

[5] M. Braun, O. Hechler, V. Birarda (2009), 140m^2 Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design, Steel Concrete Composite and Hybrid Structures, Leeds 2009, Research Publishing Services 978-981-08-3068-7

[6] ArcelorMittal in Zusammenarbeit mit der Universität Stuttgart (2009), Composite Slim Floor Beam, Abschlussbericht (unveröffentlicht)

[7] FOSTA Forschungsprojekt P771/10/2008, Effiziente Verbundflachdeckenträgersysteme im Hochbau – Ganzheitliche Optimierung für Montage und Nutzung, IGF-Nr.15675 N, Institut für Konstruktion und Entwurf, Professor Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart

[8] EN 1993-1-1, 2005, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, CEN

[9] ArcelorMittal (2000), Benutzerhandbuch – IFBWIN 5.3, Benutzerhandbuch, ArcelorMittal Research and Development 2000

[10] Jörg Lange (2005), Flachdecken in Stahlbauweise – Bemessung von Randträgern, Stahlbau 74, Heft 8, Seiten 580 – 586, Verlag Ernst & Sohn

[11] ArcelorMittal (2009), Bemessungshilfe zum Nachweis von Deckenschwingungen, Long Carbon Europe, Sections and Merchant Bars 2009

[12] Steel Construction Institute (2007), Design of Floors for Vibration: A New Approach, Structural Steelwork, SCI Publication P354, 2007

[13] European Commission, 2006. Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls – Vibration of floor (VoF). Report EUR 21972 EN. ISBN 92-76-01705-05

[14] M. Braun, J. Mathieu, P. Remenyi (2008), Einsparpotenziale im Stahlhochbau durch moderne Brandschutznachweise, Bauingenieur März 2008, Seiten 108 – 117, Springer Verlag 2008

[15] EN 1991-1-2: 2002, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. CEN

[16] ArcelorMittal Commercial Sections S.A., 66 Rue de Luxembourg, L-4221 Esch-sur-Alzette, Luxembourg, Tel. +3525313-3007, http://www.arcelormittal.com/sections

[17] EN 1993-1-2: 2005, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, CEN

[18] EN 1994-1-2: 2005, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung im Brandfall, CEN

[19] W. Borgogno, M. Fontana (1998), Brandverhalten von Slim-Floor Decken mit vorgespannten Hohldielen, Stahlbau 67, Heft 10, 776 – 784, Verlag Ernst & Sohn 1998

[20] W. Borgogno (1997), Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

[21] J. Hegger, N. Kerkeni, T. Roggendorf (2008), Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen, Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 1, 2 – 11, Verlag Ernst & Sohn 2008

[22] ArcelorMittal (2008), Planchers mixtes, Cofradal 200, ARVAL

[23] ArcelorMittal (2008), HISTAR®, Moderne hochfeste Stähle für wirtschaftliche Stahlkonstruktionen, Long Carbon Europe, Sections and Merchant Bars 2008

[24] Thüringer Landesverwaltungsamt, Prüfamt für Standsicherheit 2007, Prüfbericht Nr. 4117.20-012/03/06, Spannbeton-Hohldielen Typ VMM – L SCD, Antragstellung durch die Forschungsgesellschaft VMM, Spannbetonhohlplatten, Kerpen

[25] Feldmann M., Müller C., Stengel J.: Zum Tragverhalten von Stahlflachdecken. Springer Verlag, Bauingenieur 73 (1998), Heft 10, Seiten 427-434.

Copyright ArcelorMittal – Dipl.-Ing. Matthias Braun