

Statische Berechnung

Projekt-Nr.: 045.03-25

Bauvorhaben: Erweiterung Grundschule Gensingen
Schulstraße 2-4
55457 Gensingen

Bauherr: VG Verwaltung Sprendlingen-Gensingen
Elisabethenstraße 1
55576 Sprendlingen

Auftraggeber: VG Verwaltung Sprendlingen-Gensingen
Elisabethenstraße 1
55576 Sprendlingen

Aufsteller: Weisbrod+Partner
Beratende Ingenieure PartGmbB
In den Bahngärten 13
67574 Osthofen
Fon (06242) 91319-0
info@weisbrod-partner.de
www.weisbrod-partner.de

Inhaltsverzeichnis

Statische Vorbemerkungen	Seite: 3
01 1-Feld MS Spannbetondecke	Seite: 10
02 Stb.-Ringanker	Seite: 19
03 4-Feld-Stb.-Unterzug	Seite: 20
04 Stb.-Stütze	Seite: 26
05 Stb.-Stütze	Seite: 27
06 Stb.-Türsturz	Seite: 28
07 1-Feld-Stahlträger als Türsturz	Seite: 29
08 Gitterrost	Seite: 33
09 1-Feld-Stahlträger	Seite: 36
10 Stahlwagentreppe	Seite: 43
11 1-Feld-Stahlträger	Seite: 51
12 Stahlstütze	Seite: 55
13 Stb.-Streifenfundament	Seite: 60
14 Stb.-Streifenfundament	Seite: 61
Letzte Seite	Seite: 62

Statische Vorbemerkungen

1. Planung

Förster & Förster Architekten GmbH
Neufelder Weg 69
55543 Bad Kreuznach

2. Unterlagen

Den Berechnungen sind die Baueingabepläne, Stand: 14.04.2025 i. M. 1:100 zu Grunde gelegt. Des Weiteren liegen die nachfolgenden Bestandsunterlagen vor:

- Statische Berechnung samt Positionsplänen und Ausführungsplänen des Ingenieurbüro Dipl.-Ing. (FH) Peter Meller, Bodenheim vom 08.04.2009 mit Nachtrag Nr. 1 vom 15.05.2009

3. Baustoffe

Profilstahl S235 EXC2 nach DIN EN 1993

Stahlbeton nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 mit dazugehörigem Nationalen Anhang

Beton nach DIN EN 206:2017-01

Betonstahl gerippt BSt500S(A) nach DIN 488:2009-08

Betonstahlmatten gerippt BSt500M(A) nach DIN 488:2009-08

Mauerwerk Innenwände:

20er KS-R(P) – RDK 2,0 SFK 12 / DM

Mauerwerk Außenwände:

24er KS-R(P) – RDK 2,0 SFK 12 / DM

leichte Trennwände $g \leq 3 \text{ KN/m}$ - Trennwandzuschlag $0,80 \text{ kN/m}^2$

Für die Güte der einzubauenden Materialien haften die ausführenden Unternehmer.

4. Beschreibung

Die vorliegende Statische Berechnung behandelt die Aufstockung eines 1-geschossigen Mensa-Anbaus in Massivbauweise aus dem Jahr 2009 um ein zusätzliches Geschoss zur Erweiterung des Mensabereichs.

Für die Aufstockung kann die bestehende massive Decke über dem Erdgeschoss zur geplanten Nutzung ohne Ertüchtigungsmaßnahmen herangezogen werden, da diese gemäß den vorliegenden Bestandsunterlagen bereits für eine Aufstockung mit entsprechender Nutzung vorgesehen war.

Die Aufstockung erhält eine Spannbetondecke als Dachdecke, eine Dachbegrünung ist nicht vorgesehen. Der für die Aufstellung von Technik vorgesehene Bereich ist dem Positionsplan zu entnehmen. Aufgrund der erforderlichen Auswehlungen für die Lichtkuppeln ist der markierte Bereich unbedingt einzuhalten.

Die Erschließung der Aufstockung erfolgt zum einen über das bestehende Treppenhaus, zum anderen über eine neu geplante vorgestellte Stahltreppe mit Podest. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über 4 Stahlstützen, zur horizontalen Aussteifung wird das Podest am Bestand befestigt.

5. Allgemeine Hinweise

5.1 Massivbau:

Auf allen tragenden und aussteifenden Wänden ist ein umlaufender Ringbalken nach DIN EN 1996-1-1 8.5.1.1 Abs. 2 anzuordnen. Wenn der Ringbalken nicht durchgehend ausgebildet werden kann, ist die Ringverankerung durch andere Bauteile sicherzustellen. Der Ringbalken kann mit Massivdecken und Stahlbetonstützen vereinigt werden.

Parallel zur Deckenspannrichtung verlaufende Stützungen (Wände, Träger und Balken) sind mit Abreißbewehrung zu versehen. Deckenränder sind am freien Rand mit je 1 \emptyset 12 B500 A oben und unten umlaufend und mit Steckbügel \emptyset 8 B500 A, $a = 15$ cm zu bewehren. Innerhalb von Stahlbetondecken liegende Stahlträger sind am Steg mit Ankern 4 \emptyset 10 B500 A je lfdm mit Verankerungslänge $l = 100$ cm zu versehen.

Stahlbetonaussteifungsstützen sind mit dem Mauerwerk zu verzahnen oder durch Anker zu verbinden.
Ausführung: $b/h \geq 20/20$ mit Längsbewehrung 4 $\emptyset 12$ B500 A und Bügeln $\emptyset 8$ B500 A, $a = 14$ cm, sofern kein anderer Nachweis erbracht wird.

Schlitze und Aussparungen in Mauerwerkswänden sind nach DIN EN 1996-1-1/NA, Tabellen NA.19 und NA.20 auszuführen. Tragende und aussteifende Wände sind verzahnt aufzumauern. Bei Einsatz der Stumpfstoßtechnik sind Edelstahl-Flachanker in jeder zweiten Fuge einzusetzen.

5.2 Allgemeines:

Die Statischen Nachweise sind – falls projektbezogen erforderlich – dem beauftragten Prüfenieur zur Prüfung vorzulegen. Materialbestellungen bzw. eine Ausführung der Arbeiten vor Freigabe seitens des Prüfenieurs erfolgen auf eigene Verantwortung.

Änderungen in der Planung und/oder Ausführung im Zuge der Baumaßnahme sind zwingend vorab mit dem Aufsteller der Statischen Berechnung abzustimmen. Sollten andere, als in den Statischen Berechnungen gewählten Baustoffe oder Produkte eingesetzt werden, so ist dem Aufsteller deren Gleichwertigkeit nachzuweisen.

Alle Berechnungen beziehen sich auf den Endzustand. Bauzwischenstände und Montagezustände sind nicht Gegenstand der Berechnungen oder aber explizit als solche ausgewiesen.

Trotz aller getroffenen Maßnahmen kann es aufgrund der neu aufgetragenen Lasten zu Lastumlagerungen und Rissbildungen im Bestandstragwerk kommen, welche jedoch in Statischer Hinsicht unbedenklich sind.

6. Hinweise zu Rissen in Gebäuden

6.1 Risse an Deckenunterseiten

Häufig haben Geschossdecken einen zweischichtigen Aufbau: auf Stahlbetonfertigteile (Elementplatten, auch als Filigranplatten bezeichnet) wird auf der Baustelle Aufbeton aufgebracht. Die Elementplatten werden in Fertigteilwerken hergestellt und bestehen aus hochverdichtetem und vergleichsweise sehr festem Beton.

Verschiedentlich kommt es vor, dass diese Platten leichte Transportschäden aufweisen. Dabei handelt es sich entweder um Bruchrisse oder um Abplatzungen. Diese Schäden entstehen recht schnell, weil die Fertigteile aufgrund ihrer Festigkeit und ihrer Form relativ spröde sind. Die Klaffungen der Risse liegen allgemein im Haarrissbereich (0,1 bis 0,4 mm). Da die Fertigteile oben herausstehende Bewehrung haben und durch zusätzlich eingelegte Bewehrung schlüssig mit dem Aufbeton verbunden sind, sind diese Risse weder aus konstruktiver noch tragwerksplanerischer Sicht von Bedeutung. Die Standicherheit der Decken wird dadurch nicht beeinträchtigt.

Diese Risse können im Zuge der üblichen Putz- oder Spachtelarbeiten problemlos überdeckt werden. Ein weiteres Aufklaffen der Risse ist nicht zu erwarten, da sie von der Bewehrungseinlage im Aufbeton sicher zusammengehalten werden.

Bei den kleinen Löchern an den Deckenunterseiten handelt es sich um sog. Betonporen, die durch eingeschlossene Luftbläschen an der Schalseite der Elementplatten entstehen können. Diese Poren haben ebenfalls keinen Einfluss auf die Beschaffenheit der Stahlbetonfertigteile und können im Zuge der weiteren Arbeiten (ggf. durch Putz oder Spachtel) verschlossen werden.

6.2 Risse in Mauerwerkswänden sowie in Anschlüssen solcher Wände an andere Wände

6.2.1 Entstehung von Rissen

Ein homogener, reibungsfrei gelagerter Körper, der einer gleichmäßigen Dehnung unterworfen ist, kann sich völlig spannungsfrei verformen. In der Praxis wird sich ein Bauteil nicht behinderungsfrei verformen können, weil es mit Nachbarbauteilen verbunden ist. Verformen sich benachbarte und verbundene Bauteile unterschiedlich, dann entstehen Spannungen. Wenn die Verformungen durch äußere Kräfte erzeugt oder behindert werden, wird die dadurch verursachte Spannung als Zwangsspannung bezeichnet. Spannungen in einem Bauteil können jedoch auch ohne Einwirkung äußerer Kräfte entstehen, z.B. wenn sich das Bauteil unterschiedlich erwärmt, oder wenn es ungleichmäßig austrocknet.

Risse entstehen dann, wenn die Spannungen die entsprechende Festigkeit überschreitet bzw. die vorhandene Dehnung größer als die Bruchdehnung wird.

6.2.2 Formänderungen von Mauerwerk

Feuchtedehnung:

Volumen- bzw. Längenänderung infolge Feuchtigkeitsabgabe bzw. -aufnahme wird als Schwinden bzw.

Quellen bezeichnet. Schwinden und Quellen sind physikalische Vorgänge. Schwinden ist für die Bildung von Rissen bedeutungsvoller, weil es im Allgemeinen mit rissgefährlicheren Zugspannungen verbunden ist.

Das Schwinden ist bei annähernd konstantem Schwindklima nach etwa 3 Jahren weit gehend beendet.

Wärmedehnung:

Maßänderungen durch Wärmeeinwirkung bzw. Temperaturänderung wird als Wärmedehnung bezeichnet. Sie errechnen sich mit der Formel $\epsilon_T = \Delta T \cdot \alpha_T$. Der Wärmedehnungskoeffizient für Kalksandsteinmauerwerk beispielsweise, wird in der Literatur angegeben mit $\alpha_T = 8 \cdot 10^{-6} / K$.

Elastische Dehnung:

Die elastische Dehnung auf Grund kurzzeitiger Lasteinwirkung spielt der Untersuchung der Herkunft von Rissen nur eine untergeordnete Rolle und wird hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt.

Kriechen:

Die Formänderung (Verkürzung in Lastrichtung) durch langzeitige Lasteinwirkung wird als Kriechen bezeichnet. Das Kriechen ist überwiegend irreversibel. Wesentliche Einflüsse auf den zeitlichen Verlauf sind der Anfangsfeuchtegehalt der Steine, der Mörtel bzw. Steinanteil und das Belastungsalter. Bei konstanten Klimabedingungen und konstanter Belastung ist das Kriechen nach etwa 3 Jahren beendet.

Wärmedehnung kann nur bei Temperaturunterschieden auftreten. Der Wärmeschutz moderner Gebäude lässt diese aber nicht mehr zu und die meisten Gebäude werden mit nahezu konstanter Temperatur genutzt.

Feuchtedehnung ist ein Phänomen, dem jedes Mauerwerk ausgesetzt ist. Die Steine haben eine produktionsbedingte, natürliche Anfangsfeuchte. Abhängig von der Lagerung vor der Vermauerung können die unteren Steine in einem Stapel aus Pfützen Wasser ziehen und „wassergesättigt“ sein. Auch vermauerte Wände können über Ihren Fuß- oder Kopfpunkt Wasser aufnehmen. Starke Niederschläge während der Bauzeit können ebenfalls den Wassergehalt von Steinen und ganzen Wänden beeinflussen.

Trocknet die Wand nach Fertigstellung des Bauwerks mit der Zeit aus, verliert sie an Volumen. Während Höhenänderungen von Wänden meist schadlos aufgenommen werden (Ausnahme: Mischmauerwerk), können die Längenänderungen zu Rissen führen. Wände werden meist am Kopf und am Fuß

durch andere Bauteile (z.B. Betondecken) festgehalten und am Schrumpfen gehindert. Die dadurch entstehenden inneren Zugspannungen (die über die Wandhöhe variieren) können zu Rissen führen.

Bei einem Mauerwerk aus kleinformatigen Steinen kann sich diese Längenänderung auf viele Fugen und Stöße verteilen, so dass der einzelne Riss nicht mehr wahrnehmbar ist. Breite Horizontalfugen mit elastischem Mörtel beeinflussen zudem diese Verteilung positiv.

Mauerwerk aus großformatigen Steinen (z.B. KSPE) hat zunächst rechnerisch die gleichen Materialbedingungen und die gleichen Schrumpferscheinungen wie das aus kleinformatigen Steinen. Problematisch ist, dass sich die zu Rissen führende Spannung nicht mehr verteilen kann. Die starre Verklebung mit Dünnbettmörtel führt dazu, dass sich eine solche Wand wie ein riesiger monolithischer Stein verhält.

Der Riss erscheint konzentriert an einer oder an wenigen Schwachstellen (z.B. an Ecken von Fenster- oder Türöffnungen) innerhalb der Wand. Bei Mauerwerk aus großformatigen Steinen ist deshalb ein erhöhter Planungsaufwand notwendig.

Kriechen ist ein weiterer wichtiger Grund für Risse in Mauerwerk. Kriechen bezeichnet die Formänderung von Mauerwerk unter Lasteinwirkung. Lokale Lasteinwirkungen führen zu unterschiedlichen Druck- aber auch Zugspannungen im Mauerwerk. Zugspannungen führen zu Rissen.

Wie schon bei der Feuchtedehnung wird die Gefahr einer Rissbildung durch Kriechen bei großformatigem Mauerwerk größer als bei kleinformatigem. Der Grund ist derselbe: der entstehende Riss kann sich nicht verteilen und tritt konzentriert in der monolithisch wirkenden Mauerwerksscheibe auf. Auch hier muss ein erhöhter Planungsaufwand betrieben werden.

Zusätzliche statische Nachweise und Durchbiegungskontrollen müssen durchgeführt werden; der Architekt hat planerisch Rücksicht auf die besonderen Belange von großformatigem Mauerwerk zu nehmen.

Bei „traditioneller Bauweise“ werden Wände verputzt und mit Tapete bedeckt. Dieser Wandaufbau hat die Funktion, Unebenheiten des Rohmauerwerks auszugleichen und eventuell auftretende Schwindrisse weitestgehend zu überdecken. Tapete, insbesondere Raufasertapete, besitzt im Gegensatz zu Mauerwerk und Putz eine nennenswerte Zugfestigkeit/Dehnbarkeit, die sie in die Lage versetzt,

die oben beschriebenen Längenkürzungen aufzunehmen und die Risse, die trotzdem im Mauerwerk entstanden wären, zu überdecken.

In jüngerer Zeit werden häufig günstige Konstruktionen gewählt, bei der die Rohwände nur gespachtelt und angestrichen werden. Diese Art der Wandbedeckung hat jedoch gar keine Zugfestigkeit, um Schwindspannungen des Untergrunds aufzunehmen. Der Verzicht auf die Tapete oder Malervlies führt zum verstärkten Auftreten von Schwindrissen.

6.3 Rissbildungen in Wänden und an Übergängen zu Decken

Weiterhin können auf Grund der unter 6.2 beschriebenen Deformationen Risse in der Gipskartonbekleidung des Dachs selbst entstehen. Die Dachbalken verformen sich (durch Austrocknung des Holzes und Lasteintragungen) mehr, als Gipskartonbekleidungen kompensieren können. Sie neigen bereits bei geringen Verformungen zu Rissen. Abrisse in den Anschlussfugen verdeutlichen dies eindrucksvoll.

6.4 Zusammenfassung

Wandflächen haben oft keinen Behang; gemeint ist, sie sind nicht tapeziert. Häufig haben sie nur Anstriche, die jedoch keine rissüberbrückenden Eigenschaften aufweisen.

In Baubeschreibungen wird häufig ausgewiesen, dass Wände tapezierfähig seien. Würden die Wandflächen einen Behang mit geeigneter Tapete oder Vlies erhalten, dann wären feine Risse selten oder nicht sichtbar und es gäbe kaum Gründe für Beanstandungen.

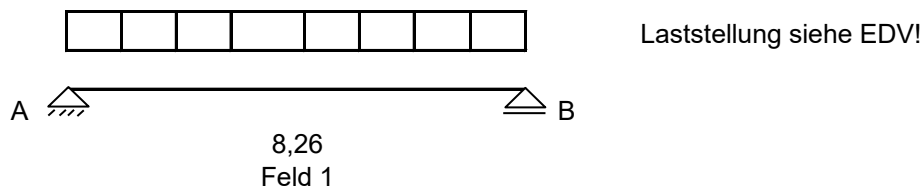
Wandriss sind in den meisten Fällen auf die Neubaurestfeuchtigkeit von Mauerwerk oder Gipswandbauplatten zurückzuführen. Wenn das Rissbild jedoch nur vereinzelt auftritt und die Rissweiten sehr gering sind (im Innenbereich bis zu 0,4 mm), handelt es sich um hinzunehmende Unregelmäßigkeiten, da die Risse die technischen und optischen Eigenschaften nicht nennenswert beeinträchtigen und im Zuge turnusmäßiger Schönheitsreparaturen ohne nennenswerten Mehraufwand durch einen Maler dauerhaft beseitigt werden können.

Pos. 01: 1-Feld-MS-Spannbetondecke

Belastung:

aus EG - Decke		=		kN/m ²
aus abgehängter Decke & Installationen		=	0,25	kN/m ²
aus Abdichtung & Dämmung		=	0,50	kN/m ²
		g	=	0,75 kN/m²
aus Schneelast (Schneesack)		=	2,04	kN/m ²
aus Lüftungsgerät	4,4 / (2,4 x 1,2)	=	1,53	kN/m ²
aus Wärmepumpeneinheit	4,8 / (1,5 x 1,1)	=	3,05	kN/m ²
		q	=	6,62 kN/m²

System:



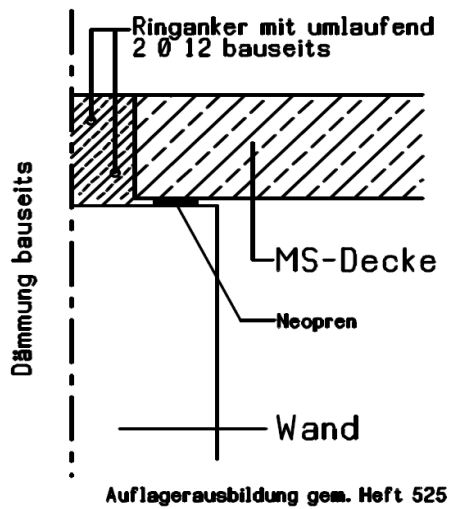
Expositionsklasse: XC3 / WO

Deckenstärke: h = 25 cm

Auflagerlänge min.: t = 9,2 cm

gew.: MS-Spannbeton-Decken Typ VMM VSD 25 XC3+F90

Skizze Auflagerung:



Ringankerbemessung nachfolgend!

Skizze nur schematisch!

Horizontalbelastung für Scheibennachweis:

$$q_d = 1,35 \times 25,89/100 + 1,5 \times 10,59/100 + 1,5 \times 0,65 \times 1,70 \text{ m} \\ = 2,17 \text{ kN/m}$$

Scheibennachweis im Anhang!

gew.:	C25/30	XC3/WO	B500 (A) S/M
	Ringanker		2 Ø14
	Zugpfosten		1 Ø14
	Fugenbew.		1 Ø14
	Fugensteckbügel		1 Ø14

Hinweis:

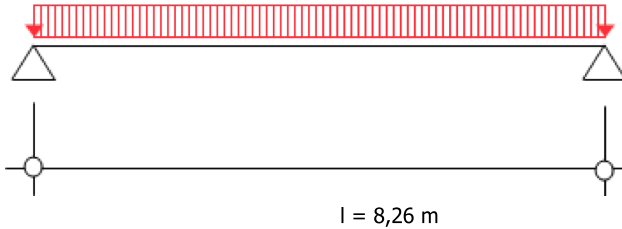
Die endgültige Statische Berechnung der Spannbetondecke erfolgt durch den Hersteller!



MS-Betonwerk GmbH & Co. KG

Trinkbornstrasse 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200
 Fax: 06747 / 8521

System



Belastung

Lastart	LF	Anfang a m	Länge b m	Last q kN/m ⁽²⁾
Eigengewicht	g_{k0}			4,24
Aufbau	g_{k1}			0,75
Nutzlast	q_{k1}			2,04

Nutzlastkategorie Schnee (bis 1000 m)

Querschnitt

Platte VMM VSD 25 XC2/XC3+F90 (VV4H)
 Deckenstärke $h = 25 \text{ cm}$



Nachweis der Tragfähigkeit

Auflast [kN/m ²]	$q_k / \text{zul } q_k =$	$2,04/12,50 = 0,16 \leq 1$
Querkraft [kN/m]	$V_d / V_{Rd,ct1} =$	$40,46/119,00 = 0,34 \leq 1$
Querkraft im Brandfall [kN/m]	$V_{Ed,fi} / \text{Min}[0,6V_{Rd,ct2}; V_{Rd,c,fi}] =$	$24,82/64,50 = 0,38 \leq 1$
Feldmoment [kNm/m]	$M_d / M_{Rd,ULS} =$	$83,55/179,50 = 0,47 \leq 1$

Nachweise zur Tragfähigkeit sind erfüllt!

Nachweis der Dauerhaftigkeit

Feldmoment ständig mit $\psi_{i2} = 0,20$	$M_d / M_{Rd,perm} =$	$46,04/93,50 = 0,49 \leq 1$
---	-----------------------	-----------------------------

Nachweise zur Dauerhaftigkeit sind erfüllt!



MS-Betonwerk GmbH & Co. KG
 Trinkbornstrasse 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200
 Fax: 06747 / 8521

Überprüfung der Schlankheit

vorh $h/L = 1/33 \geq \text{empf } h/L = 1/50$

Empfohlene maximale Schlankheit wird eingehalten!

Auflager

Lastfall	A kN/m	B kN/m
Ständig	20,61	20,61
Nutzlast	8,43	8,43
Summe 1,0-fach	29,03	29,03

Mindest Auflagertiefe

11,2 cm auf Mauerw./Beton
 10,7 cm auf Beton $\geq C30/37$
 10,7 cm auf Fertigteil
 10,2 cm auf Fertigteil $\geq C30/37$
 9,7 cm auf Stahl

Grundlage

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-276 vom 06.08.2015

Prüfbericht Statische Typenprüfung Nr. 4117.30-2774/2010-02

2016 VMM Bemessung V 5.02
DRAHEIM INGENIEURE
 Planungsgesellschaft mbH

Forschungsgesellschaft
VMM-Spannbetonplatten GbR
 Im Fußtal 2 · D-50171 Kerpen
 Tel.: 02237 / 53435 · Fax: 02237 / 53788

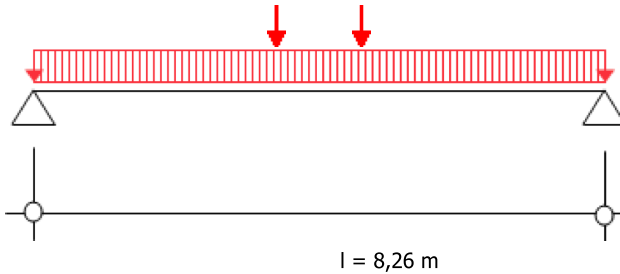




MS-Betonwerk GmbH & Co. KG

Trinkbornstrasse 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200
 Fax: 06747 / 8521

System



Belastung

Lastart	LF	Anfang a m	Länge b m	Last q kN/m ⁽²⁾
Eigengewicht	g_{k0}			4,24
Aufbau	g_{k1}			0,75
Nutzlast	q_{k1}			2,04
Einzellast	g_{k1}	3,53		5,28
Einzellast	q_{k1}	3,53		2,16
Einzellast	g_{k1}	4,73		5,28
Einzellast	q_{k1}	4,73		2,16

Nutzlastkategorie Schnee (bis 1000 m)

Querschnitt

Platte VMM VSD 25 XC2/XC3+F90 (VV4H)
 Deckenstärke $h = 25 \text{ cm}$



Nachweis der Tragfähigkeit

Auflast [kN/m ²]	$q_k / \text{zul } q_k =$	$2,04/12,50 = 0,16 \leq 1$
Querkraft [kN/m]	$V_d / V_{Rd,ct2} =$	$50,83/107,50 = 0,47 \leq 1$
Querkraft im Brandfall [kN/m]	$V_{Ed,fi} / \text{Min}[0,6V_{Rd,ct2}; V_{Rd,c,fi}] =$	$31,18/64,50 = 0,48 \leq 1$
Feldmoment [kNm/m]	$M_d / M_{Rd,ULS} =$	$120,15/179,50 = 0,67 \leq 1$

Nachweise zur Tragfähigkeit sind erfüllt!



MS-Betonwerk GmbH & Co. KG
 Trinkbornstrasse 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200
 Fax: 06747 / 8521

Nachweis der Dauerhaftigkeit

Feldmoment ständig mit $\psi_{i2} = 0,20$

$$M_d / M_{Rd,perm} = 66,20/93,50 = 0,71 \leq 1$$

Nachweise zur Dauerhaftigkeit sind erfüllt!

Überprüfung der Schlankheit

vorh $h/L = 1/33 \geq \text{empf } h/L = 1/50$

Empfohlene maximale Schlankheit wird eingehalten!

Auflager

Lastfall	A kN/m	B kN/m
Ständig	25,89	25,89
Nutzlast	10,59	10,59
Summe 1,0-fach	36,47	36,47

Mindest Auflagertiefe

11,2 cm auf Mauerw./Beton
 10,7 cm auf Beton $\geq C30/37$
 10,7 cm auf Fertigteil
 10,2 cm auf Fertigteil $\geq C30/37$
 9,7 cm auf Stahl

Grundlage

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-276 vom 06.08.2015

Prüfbericht Statische Typenprüfung Nr. 4117.30-2774/2010-02

2016 VMM Bemessung V 5.02
DRAHEIM INGENIEURE
 Planungsgesellschaft mbH

**Forschungsgesellschaft
 VMM-Spannbetonplatten GbR**
 Im Fußtal 2 · D-50171 Kerpen
 Tel.: 02237 / 53435 · Fax: 02237 / 53788

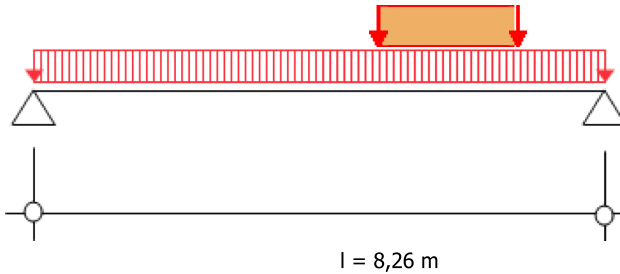




MS-Betonwerk GmbH & Co. KG

Trinkbornstrasse 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200
 Fax: 06747 / 8521

System



Belastung

Lastart	LF	Anfang a m	Länge b m	Last q kN/m ⁽²⁾
Eigengewicht	g_{k0}			4,24
Aufbau	g_{k1}			0,75
Nutzlast	q_{k1}			2,04
Blocklast	q_{k1}	5,00	2,00	3,05

Nutzlastkategorie Schnee (bis 1000 m)

Querschnitt

Platte VMM VSD 25 XC2/XC3+F90 (VV4Y)
 Deckenstärke $h = 25 \text{ cm}$



Nachweis der Tragfähigkeit

Auflast [kN/m ²]	$q_k / \text{zul } q_k =$	$2,04/12,50 = 0,16 \leq 1$
Querkraft [kN/m]	$V_d / V_{Rd,ct2} =$	$47,11/105,20 = 0,45 \leq 1$
Querkraft im Brandfall [kN/m]	$V_{Ed,fi} / \text{Min}[0,6V_{Rd,ct2}; V_{Rd,c,fi}] =$	$27,04/63,10 = 0,43 \leq 1$
Feldmoment [kNm/m]	$M_d / M_{Rd,ULS} =$	$94,09/196,60 = 0,48 \leq 1$

Nachweise zur Tragfähigkeit sind erfüllt!

Nachweis der Dauerhaftigkeit

Feldmoment ständig mit $\psi_2 = 0,20$	$M_d / M_{Rd,perm} =$	$47,42/90,60 = 0,52 \leq 1$
--	-----------------------	-----------------------------

Nachweise zur Dauerhaftigkeit sind erfüllt!



MS-Betonwerk GmbH & Co. KG

Trinkbornstrasse 19

D-56281 Doerth

Tel.: 06747 / 1200

Fax: 06747 / 8521

Überprüfung der Schlankheit

vorh $h/L = 1/33 \geq$ empf $h/L = 1/50$

Empfohlene maximale Schlankheit wird eingehalten!

Auflager

Lastfall	A kN/m	B kN/m
Ständig	20,61	20,61
Nutzlast	10,09	12,86
Summe 1,0-fach	30,70	33,46

Mindest Auflagertiefe

11,2 cm auf Mauerw./Beton
 10,7 cm auf Beton $\geq C30/37$
 10,7 cm auf Fertigteil
 10,2 cm auf Fertigteil $\geq C30/37$
 9,7 cm auf Stahl

Grundlage

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-276 vom 06.08.2015

Prüfbericht Statische Typenprüfung Nr. 4117.30-2774/2010-02

2016 VMM Bemessung V 5.02
DRAHEIM INGENIEURE
 Planungsgesellschaft mbH

Forschungsgesellschaft
VMM-Spannbetonplatten GbR
 Im Fußtal 2 · D-50171 Kerpen
 Tel.: 02237 / 53435 · Fax: 02237 / 53788



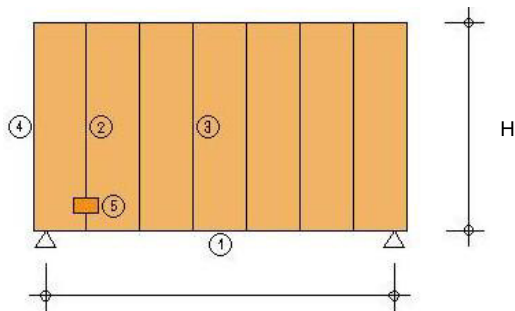


MS-Betonwerk GmbH & Co. KG
 Trinkbornstr. 19
 D-56281 Doerth
 Tel.: 06747 / 1200 · Fax: 06747 / 8521

Scheibennachweis VMM-Decke

System und Belastung

System
 Plattenausrichtung
 Plattentyp h = 25,0 cm



Scheibenlänge L = m
 Scheibenhöhe H = m
 Scheibenbelastung $q_d =$ kN/m

Schnittgrößen und Auflagerkraft

Max. Scheibenmoment $M_d =$ kNm
 Auflagerkraft $V_d =$ kN

1. Bemessung Zuggurt und Druckstrebe

Hebelarm Scheibe $z =$ m
 Ringankerlast $F_{Ed} = M_d/z =$ kN
 $F_{Ed,min} =$ kN
 Ringankerbewehrung $erf A_{sd,1} =$ cm²
 Druckstrebe $cot = l/z =$
 Nachweis Druckstrebe $V_{Rd,max} =$ kN
 Fugenbeton mind. C20/25 $V_d/V_{Rd} =$

2. Bemessung Zugpfosten

Max. Pfostenlast $F_{Ed} =$ kN
 $F_{Ed,min} =$ kN
 Zugpfostenbewehrung $erf A_{sd,2} =$ cm²

3. Bemessung Fugen

Fugenlast $F_{Ed} =$ kN
 $F_{Ed,min} =$ kN
 Fugenbewehrung $erf A_{sd,3} =$ cm²

4. Anschluss an aussteifendes Bauteil

Anschlusslast $F_{Ed} =$ kN
 $F_{Ed,min} =$ kN
 Ringankerbewehrung $erf A_{sd,4} =$ cm²

5. Schubkraftübertragung

Maximale Querkraft $V_{Ed} = V_d/H =$ kN/m
 Max. Schubkraft ohne Verdübelung $V_{Rd,ct} =$ kN/m
 Dübelbewehrung $erf A_{sd,5} =$ cm²
 (ggf. konstruktiv Dübel 2x BüØ12 anordnen)

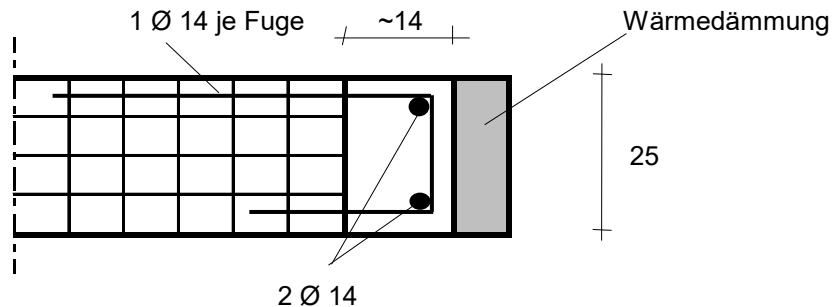
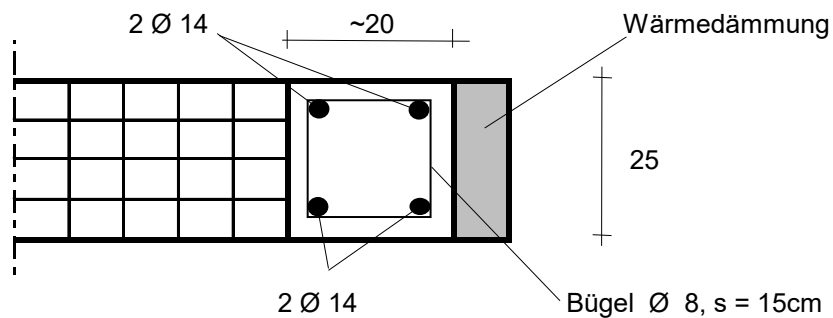


Pos. 02: Stb.- Ringanker

Beton C25/30, BSt500 S (A), XC3 / WO

gew. konstr. BSt500 S : Ø 14 innen + außen
Bügel Ø 8, alle 15cm (R188A)

Skizze:



Hinweis: Der Ringbalken ist über alle tragenden Außenwände zu führen !
 Ecken sind biegesteif auszubilden!

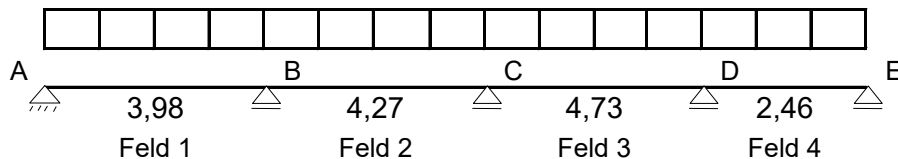
Pos. 03: 4-Feld-Stb.-Unterzug

Belastung:

aus EG	in EDV berücksichtigt!	= 0,00 kN/m
aus Pos. 01, Aufl. A		= 20,61 kN/m
aus Pos. 01, Aufl. A	(mit Techniklasten)	= 20,61 kN/m
aus Pos. 01, Aufl. A	(mit Auswechslung)	= 25,89 kN/m
g		= 67,11 kN/m

aus Pos. 01, Aufl. A		= 8,43 kN/m
aus Pos. 01, Aufl. A	(mit Techniklasten)	= 10,09 kN/m
aus Pos. 01, Aufl. A	(mit Auswechslung)	= 10,59 kN/m
q		= 29,11 kN/m

System:

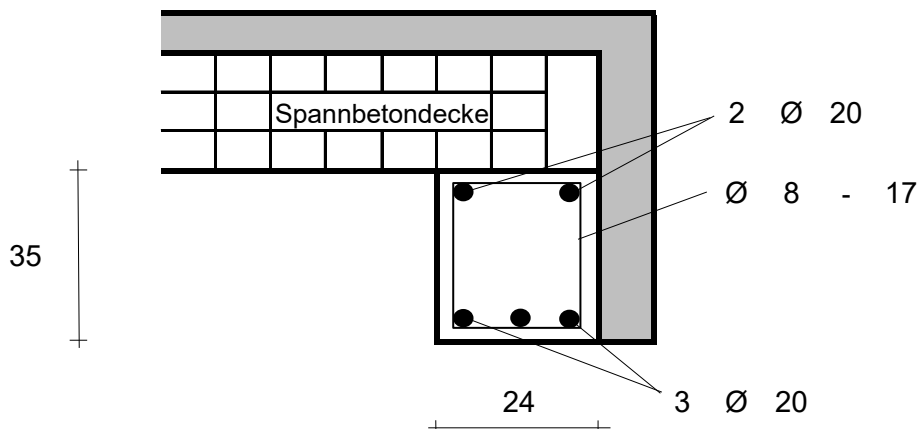


Laststellung siehe EDV!!

Beton: C25/30
 Expositionsklasse: XC1, WO
 Baustahl: BSt500S (A)

gew.	3	Ø	20	unten	mit vorh. $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$
gew.	2	Ø	20	oben	mit vorh. $A_s = 6,28 \text{ cm}^2$
Bügel gew.:		Ø	8 - 17	cm	mit vorh. $A_s = 5,91 \text{ cm}^2$

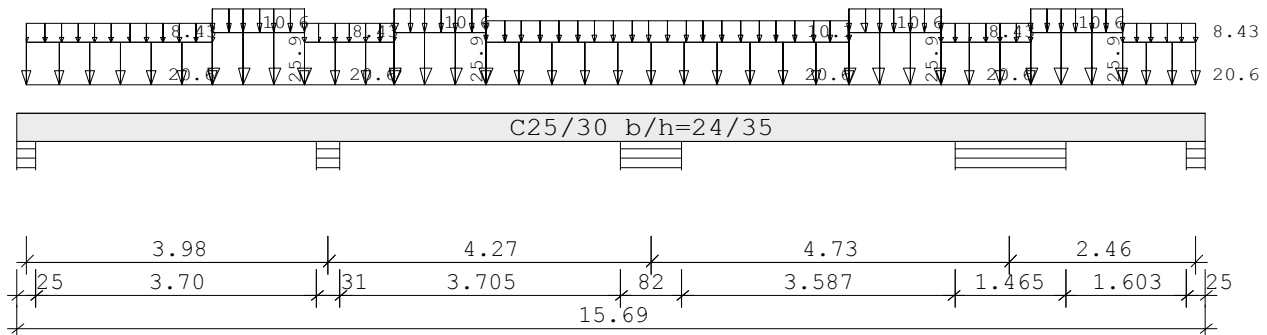
Skizze:



03 4-Feld-Stb.-Unterzug

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2025-2/P06)

Maßstab 1 : 100



Stahlbetonträger über 4 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²

DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge Querschnittswerte

Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	3.98	konstant		24.0	35.0		
2	4.27	konstant		24.0	35.0		
3	4.73	konstant		24.0	35.0		
4	2.46	konstant		24.0	35.0		

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)		Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ	EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	A	0.00	20.61	8.43	1.00	0.00	2.46	
4	A	0.00	20.61	8.43	1.00	2.46	1.20	
4	A	0.00	25.89	10.59	1.00	3.66	1.20	
4	A	0.00	20.61	8.43	1.00	4.86	1.20	
4	A	0.00	25.89	10.59	1.00	6.06	4.80	
4	A	0.00	20.61	10.09	1.00	10.86	1.20	
4	A	0.00	25.89	10.59	1.00	12.06	1.20	
4	A	0.00	20.61	8.43	1.00	13.26	1.20	
4	A	0.00	25.89	10.59	1.00	14.46	0.98	
4	A	0.00	20.61	8.43	1.00			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	KI	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.66	43.24	0.00	-48.32	51.89	-80.97
2	x0 = 2.07	28.45	-51.54	-50.84	73.41	-72.12
3	x0 = 2.42	44.16	-51.37	-53.69	79.16	-81.39
4	x0 = 1.62	10.93	-37.89	0.00	59.44	-26.09

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	51.89	51.89	33.71
2	-60.96	-60.96	-84.15	76.19	160.34	108.97
3	-63.35	-63.35	-75.81	82.53	158.33	102.82
4	-56.50	-56.50	-82.15	67.00	149.15	100.78
5	0.00	0.00	-26.09	0.00	26.09	8.38

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	36.12	15.77	-2.41	49.48	51.89	33.71
2	113.19	47.16	-4.22	156.12	160.34	108.97
3	107.28	51.05	-4.46	153.87	158.33	102.82
4	104.73	44.42	-3.95	145.20	149.15	100.78
5	14.66	11.43	-6.29	19.80	26.09	8.38
Summe:	375.99	169.83	-21.34	524.48	545.82	354.65

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	36.1	36.1	113.2	113.2	107.3	107.3	104.7	104.7
A	15.8	-2.4	47.2	-4.2	51.1	-4.5	44.4	-4.0
Sum	51.9	33.7	160.3	109.0	158.3	102.8	149.2	100.8

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 5	
	max	min
g	14.7	14.7
A	11.4	-6.3
Sum	26.1	8.4

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen

maximale

minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)
1	1.99	0.23	2	3.97
2	2.14	0.13	3	3.42
3	2.37	0.29	2	0.01
4	1.48	0.01	3	0.74

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.67	60.56	0.00	-66.19	72.42	-112.37
2	x0 = 2.07	40.49	-71.02	-69.94	102.23	-100.57
3	x0 = 2.41	62.00	-70.74	-74.80	110.26	-113.51
4	x0 = 1.60	15.75	-51.11	0.00	82.03	-36.94

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	72.42	72.42
2		-85.15	-85.15	-117.14	106.40	223.54
3		-88.71	-88.71	-106.10	115.31	221.41
4		-79.01	-79.01	-114.65	93.37	208.02
5		0.00	0.00	-36.94	0.00	36.94

Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.164
 C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 4.5 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 14$
 $d_u = 4.4 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 12$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\varphi = 2.90$ $\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	25.0	Mauer	direkt
2	31.0	Mauer	direkt
3	82.0	Mauer	direkt
4	146.5	Mauer	direkt
5	25.0	Mauer	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \%$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	12.57	0.91	-12.57	0.92	24.0/35.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.67	60.6		30.6	0.26	5.0	0.0
	3.18	8.9	8.9	30.6	0.05	0.9	0.0 *
	3.18	-13.5	-13.5	30.5	0.07	0.0	1.0
2	2.07	40.5		30.6	0.17	3.2	0.0
	0.85	2.5	2.5	30.6	0.03	0.9	0.0 *
	0.85	-17.7	-17.7	30.5	0.08	0.0	1.3
3	2.41	62.0		30.6	0.27	5.2	0.0
4	1.60	15.8		30.6	0.08	1.2	0.0
	1.72	15.5	15.5	30.6	0.07	1.1	0.0
	1.72	-2.3	-2.3	30.5	0.03	0.0	0.9 *

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Am ersten Auflager sind mindestens 2.3 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 1.1 cm² zu verankern.

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
----------	-------	-----------	---------------	--------	----	------------------------	------------------------

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.00	-85.2	-66.2	30.5	0.29	0.0	5.6
2 re	0.00	-85.2	-67.7	30.5	0.30	0.0	5.8
3 li	0.00	-88.7	-58.5	30.5	0.26	0.0	4.9
3 re	0.00	-88.7	-56.6	30.5	0.25	0.0	4.7
4 li	0.00	-74.8	-44.8	30.5	0.19	0.0	3.6
4 re	0.00	-79.0	-48.1	30.5	0.21	0.0	3.9
5 li	0.00	0.0					

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	0.43	0.78	53.8	18.4	35.6	182.1	24.5	2.0~
1 *	0.74	0.78	40.5	18.4	35.6	182.1	24.5	2.0~
2 li	0.46	0.78	-95.8	25.9	36.6	237.6	17.5	4.5
2 *	0.77	0.78	-79.4	25.9	36.6	237.6	24.5	3.7
2 re	0.46	0.78	86.5	24.2	36.6	225.7	24.5	3.8
2 *	0.77	0.78	73.3	24.2	36.6	225.7	24.5	3.2
3 li	0.72	0.78	-73.4	20.8	36.6	200.6	24.5	2.7
3 *	1.02	0.78	-59.4	20.8	36.6	200.6	24.5	2.2
3 re	0.72	0.78	82.6	23.3	36.6	219.5	24.5	3.4
3 *	1.02	0.78	68.6	23.3	35.6	220.4	24.5	2.9
4 li	1.04	0.78	-68.5	19.1	35.6	187.4	24.5	2.3
4 *	1.34	0.78	-52.1	19.1	35.6	187.4	24.5	2.0~
4 re	1.04	0.78	40.6	18.4	33.2	181.3	24.5	2.0~
4 *	1.23	0.78	30.3	18.4	31.2	181.3	24.5	2.0~
5 li	0.43	0.78	-18.3	18.4	31.3	182.1	24.5	2.0~
5 *	0.74	0.78	12.2	18.4	31.2	181.3	24.5	2.0~

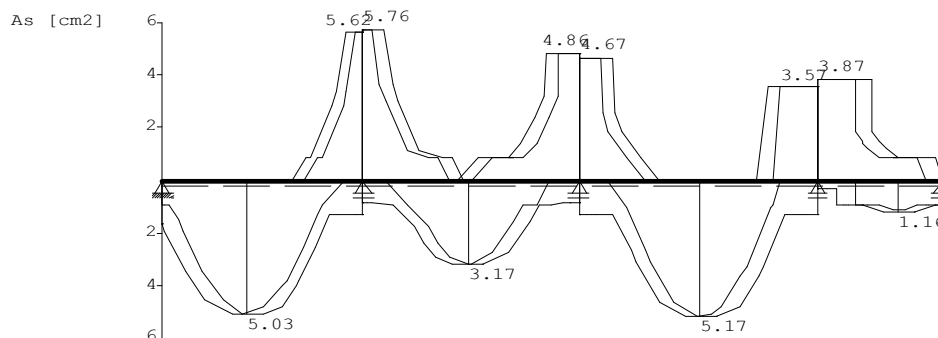
~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit Θ

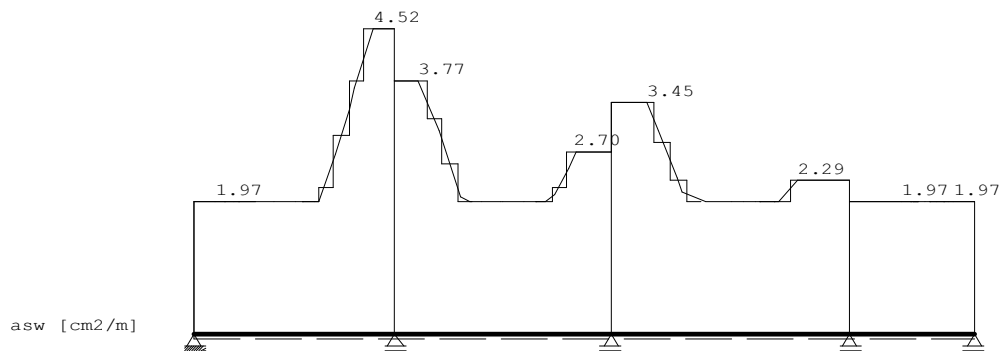
$\geq 40^\circ$ ermittelt (Heft

525 DAfStb).

Maßstab 1 : 150



Maßstab 1 : 150



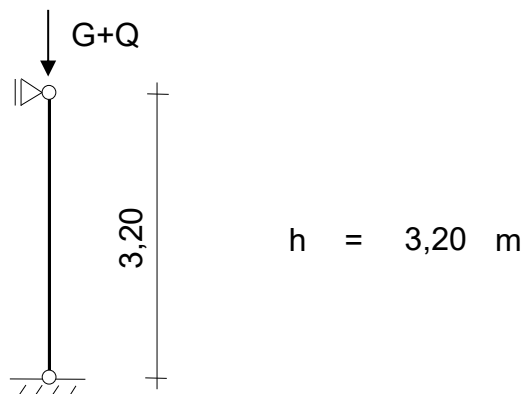
Pos. 04: Stb.-Stütze

Belastung:

aus EG-Stütze	0,24	x	0,31	x	3,20	x	25,0	=	5,95 kN
aus Pos. 3, Aufl. B								=	113,19 kN
								G	= 119,14 kN

aus Pos. 3, Aufl. B								=	47,16 kN
								Q	= 47,16 kN

System:



Beton: **C25/30, XC1 / WO**
 Baustahl: **BSt500S**

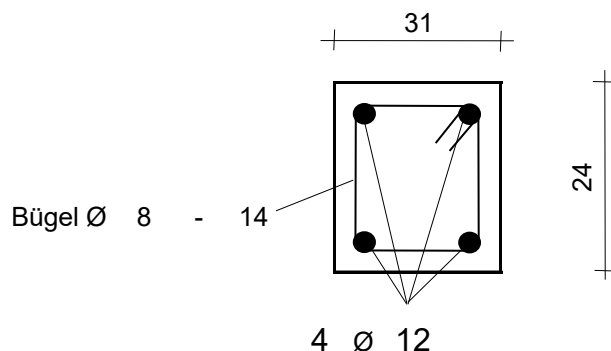
Bewehrung gew.: 4 Ø 12

mit vorh. $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Bügel gew. Ø 8 , alle 14 cm

Der Bügelabstand ist im Stoßbereich auf 8 cm zu verringern!!

Skizze:



o.w.N.

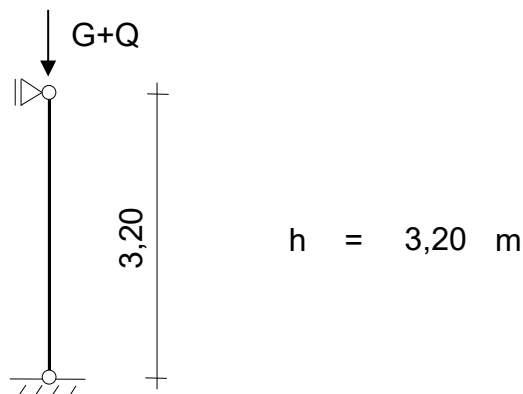
Pos. 05: Stb.-Stütze

Belastung:

aus EG-Stütze	0,24	x	0,82	x	3,20	x	25,0	=	15,74 kN
aus Pos. 3, Aufl. C								=	107,3 kN
								G	= 123,0 kN

aus Pos. 3, Aufl. C								=	51,05 kN
								Q	= 51,05 kN

System:



Beton: **C25/30, XC1 / WO**
 Baustahl: **BSt500S**

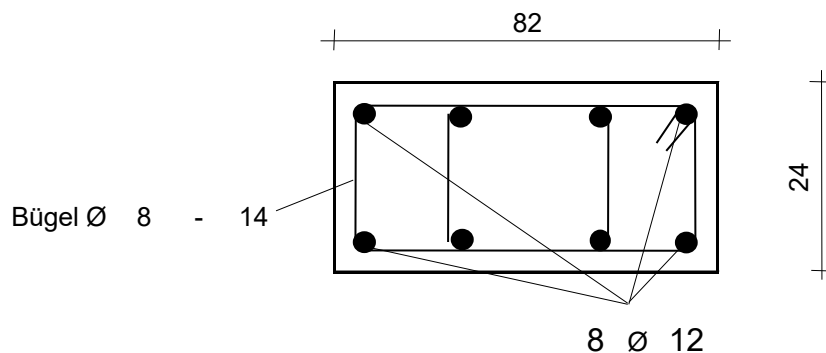
Bewehrung gew.: 8 Ø 12

mit vorh. $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

Bügel gew. Ø 8 , alle 14 cm

Der Bügelabstand ist im Stoßbereich auf 8 cm zu verringern!!

Skizze:



o.w.N.

O.W.N.

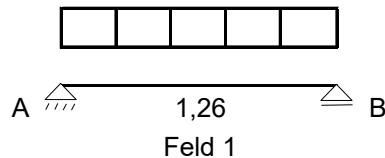
Pos. 07: 1-Feld-Stahlträger als Türsturz

Belastung:

aus EG - Stahlträger	siehe EDV	=	0,00	kN/m
aus Mauerwerk	0,3 x 2,50 x 13,00	=	9,75	kN/m
aus Dach Bestand, LEF	1,00 x 1,00	=	1,00	kN/m
g				= 10,75 kN/m

aus Dach Bestand, LEF	1,00 x 1,00	=	1,00	kN/m
q				= 1,00 kN/m

System:

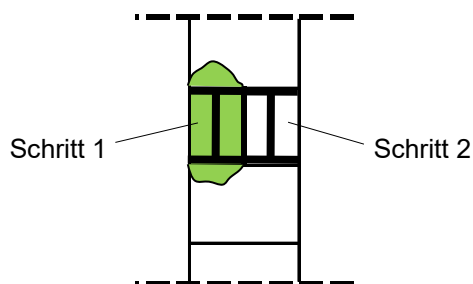


Stahlgüte: S235

zul. Durchbiegung: $l/300$

gew.: 2 x HE 120 A S235

Schnitt A-A :



Vorgehensweise:

Erst eine Hälfte des Mauerwerks ausbrechen,

1. Träger einbauen und mit Beton verpressen.

Anschließend erst zweite Hälfte ausbrechen

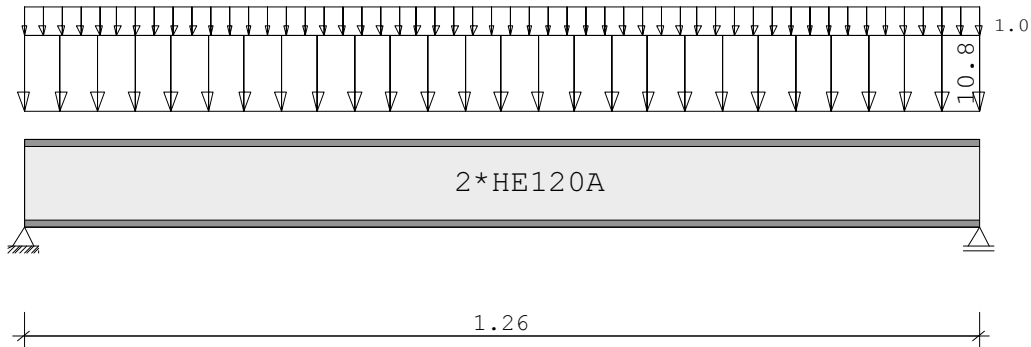
und 2. Träger einbauen.

Als letztes den Durchbruch darunter herstellen.

07 1-Feld-Stahlträger als Tüersturz

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2025-2/P06)

Maßstab 1 : 10



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
 E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	1.260	konstant	1	1212.0	212.0	212.0	2 HE120A

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Feld	Typ	EG	Gr	g _{l/r}	q _{l/r}	Faktor	Abstand	Länge
1	1	A		10.750	1.000	1.000		

Eigengewicht des Trägers ist mit $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Einwirkungen:	Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A	1		Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		M _f	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}
1	x0 = 0.630	2.41	0.00	0.00	7.65	-7.65

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}	max F min F
1		0.00	0.00	0.00	7.65	7.65 7.02
2		0.00	0.00	-7.65	0.00	7.65 7.02

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	7.02	0.63	0.00	7.65	7.65	7.02
2	7.02	0.63	0.00	7.65	7.65	7.02
Summe:	14.05	1.26	0.00	15.31	15.31	14.05

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	7.0	7.0	7.0	7.0
A	0.6	0.0	0.6	0.0
Sum	7.7	7.0	7.7	7.0

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	0.630	0.02	2	0.000	0.00	0

Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.630	3.28	0.00	0.00	10.43	-10.43

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	10.43	10.43
2		0.00	0.00	-10.43	0.00	10.43

Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
3	HE120A	595	28	114	14	261

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) $\gamma_{M0} = 1.00$								
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η
1	0.000	1	0.0	10.4	18	10	1	0.08
	0.630	1	3.3	0.0	15	0	1	0.07
	1.260	1	0.0	-10.4	18	10	1	0.08

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) $\gamma_{M0} = 1.00$							
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η
1	0.000	0.0	10.4	1	0.00	28.2	0.05
	0.630	3.3	0.0	1	0.00	28.2	0.06
	1.260	0.0	-10.4	1	0.00	28.2	0.05

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y ()	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta
1	1.64	28.16	0.43	0.99	1.10	0.06

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul\ f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η
1	0.630	0.01	0.02	0.016	0.420	0.04

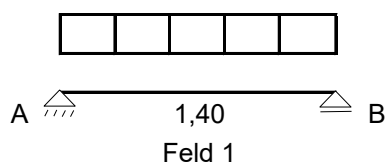
2

Pos. 8: Gitterrost

Belastung:

aus EG Gitterrost	in Lasttabelle berücksichtigt	=	0,00 kN/m ²
	g	=	0,00 kN/m²
aus Nutzlast (Kategorie T2)		=	5,00 kN/m ²
	q	=	5,00 kN/m²

System:



Stahlgüte: S235
 zul. Durchbiegung: l/300

gew.: SP 340-34/38-3 40 x 3 mm S235 JR

SP Tragkrafttabelle für Schweißpressroste

Gitterrosttyp	Tragstab	Maschen- teilung	ca. verz. Gewicht kg/qm	*	Stützweite in mm									
					500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
SP 225-34/38-3	25 x 2 mm	34x38 mm	18,7	Fv	30,42	21,13	15,52	11,88	9,39	7,61	6,29	5,28		
				f	0,16	0,22	0,30	0,40	0,50	0,62	0,75	0,90		
				Fp	2,62	2,09	1,74	1,50	1,31	1,16	1,05	0,95		
				f ₁	0,14	0,20	0,27	0,35	0,44	0,54	0,65	0,77		
SP 230-34/38-3	30 x 2 mm	34x38 mm	21,5	Fv	43,81	30,42	22,35	17,11	13,52	10,95	9,05	7,61	6,48	5,59
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	3,74	2,99	2,49	2,14	1,87	1,66	1,50	1,36	1,25	1,15
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 240-34/38-3	40 x 2 mm	34x38 mm	27,2	Fv	77,88	54,09	39,74	30,42	24,04	19,47	16,09	13,52	11,52	9,93
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	6,45	5,23	4,36	3,74	3,27	2,91	2,62	2,38	2,18	2,01
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 325-34/38-3	25 x 3 mm	34x38 mm	24,5	Fv	45,64	31,69	23,28	17,83	14,09	11,41	9,43	7,92	6,75	5,82
				f	0,16	0,22	0,30	0,40	0,50	0,62	0,75	0,90	1,05	1,22
				Fp	3,92	3,14	2,62	2,24	1,96	1,74	1,57	1,43	1,31	1,21
				f ₁	0,14	0,20	0,27	0,35	0,44	0,54	0,65	0,77	0,90	1,04
SP 330-34/38-3	30 x 3 mm	34x38 mm	28,5	Fv	65,72	45,64	33,53	25,67	20,28	16,43	13,58	11,41	9,72	8,38
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	5,61	4,49	3,74	3,21	2,80	2,49	2,24	2,04	1,87	1,73
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 340-34/38-3	40 x 3 mm	34x38 mm	36,5	Fv	116,83	81,13	59,61	45,64	36,06	29,21	24,14	20,28	17,28	14,90
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	9,81	7,85	6,54	5,60	4,90	4,36	3,92	3,57	3,27	3,02
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 350-34/38-3	50 x 3 mm	34x38 mm	44,4	Fv	182,54	126,77	93,13	71,31	56,34	45,64	37,72	31,69	27,00	23,28
				f	0,08	0,11	0,15	0,20	0,25	0,31	0,38	0,45	0,53	0,61
				Fp	15,09	12,07	10,06	8,62	7,55	6,71	6,04	5,49	5,03	4,64
				f ₁	0,07	0,10	0,14	0,18	0,22	0,27	0,33	0,39	0,45	0,52
SP 530-34/38-5	30 x 5 mm	34x38 mm	46,1	Fv	109,53	76,06	55,88	42,78	33,80	27,38	22,63	19,01	16,20	13,97
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	9,35	7,48	6,23	5,34	4,67	4,15	3,74	3,40	3,12	2,88
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 540-34/38-5	40 x 5 mm	34x38 mm	59,4	Fv	194,71	135,22	99,34	76,06	60,10	48,68	40,23	33,80	28,80	24,84
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	16,35	13,08	10,90	9,34	8,17	7,27	6,54	5,94	5,45	5,03
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 550-34/38-5	50 x 5 mm	34x38 mm	72,7	Fv	304,24	211,28	155,22	118,84	93,90	76,06	62,86	52,82	45,01	38,81
				f	0,08	0,11	0,15	0,20	0,25	0,31	0,38	0,45	0,53	0,61
				Fp	25,15	20,12	16,77	14,37	12,58	11,18	10,06	9,15	8,38	7,74
				f ₁	0,07	0,10	0,14	0,18	0,22	0,27	0,33	0,39	0,45	0,52
SP 560-34/38-5	60 x 5 mm	34x38 mm	86,0	Fv	438,10	304,24	223,52	171,13	135,22	109,53	90,52	76,06	64,81	55,88
				f	0,06	0,09	0,13	0,17	0,21	0,26	0,31	0,37	0,44	0,51
				Fp	35,61	28,49	23,74	20,35	17,80	15,83	14,24	12,95	11,87	10,96
				f ₁	0,06	0,08	0,11	0,15	0,18	0,23	0,27	0,32	0,38	0,43
SP 570-34/38-5	70 x 5 mm	34x38 mm	99,3	Fv	596,30	414,1	304,24	232,93	184,04	149,08	123,20	103,52	88,21	76,06
				f	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,44
				Fp	47,70	38,16	31,80	27,26	23,85	21,20	19,08	17,34	15,90	14,68
				f ₁	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,28	0,32	0,37
SP 580-34/38-5	80 x 5 mm	34x38 mm	112,5	Fv	778,85	540,87	397,37	304,24	240,38	194,71	160,92	135,22	115,21	99,34
				f	0,05	0,07	0,10	0,12	0,16	0,19	0,24	0,28	0,33	0,38
				Fp	61,21	48,97	40,81	34,98	30,61	27,20	24,48	22,26	20,40	18,83
				f ₁	0,05	0,06	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,32

* Zeichenerklärung

F_v = Belastungswerte über gleich-
mäßig verteilte Last in kN/m²
 f = Durchbiegung in cm bei Last F_v

F_p = Belastungswerte bei einer
mittig angreifenden Einzellast in
kN und einer Aufstandsfläche
von 200 x 200 mm

f_1 = Durchbiegungswerte in cm bei
Last F_p

1 kN = 1000 N = ca. 100 kg

Stützweite in mm										
1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
4,87										
1,17										
1,07										
0,99										
8,65	7,61	6,74	6,01	5,39	4,87					
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55					
1,87	1,74	1,63	1,54	1,45	1,38					
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30					
5,07										
1,40										
1,12										
1,19										
7,30	6,42	5,68	5,07							
1,17	1,33	1,50	1,68							
1,60	1,50	1,40	1,32							
0,99	1,12	1,26	1,41							
12,98	11,41	10,11	9,01	8,09	7,30	6,62	6,03	5,52	5,07	4,67
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55	1,71	1,88	2,06	2,24	2,43
2,80	2,62	2,45	2,31	2,18	2,06	1,96	1,87	1,78	1,71	1,63
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30	1,43	1,57	1,71	1,86	2,02
20,28	17,83	15,79	14,09	12,64	11,41	10,35	9,43	8,63	7,92	7,30
0,70	0,80	0,90	1,01	1,12	1,24	1,37	1,50	1,64	1,79	1,94
4,31	4,02	3,77	3,55	3,35	3,18	3,02	2,87	2,74	2,62	2,52
0,59	0,67	0,76	0,85	0,94	1,04	1,15	1,26	1,37	1,49	1,61
12,17	10,70	9,47	8,45	7,58	6,85	6,21	5,66	5,18		
1,17	1,33	1,50	1,68	1,87	2,07	2,28	2,51	2,74		
2,67	2,49	2,34	2,20	2,08	1,97	1,87	1,78	1,70		
0,99	1,12	1,26	1,41	1,57	1,74	1,91	2,09	2,28		
21,63	19,01	16,84	15,02	13,48	12,17	11,04	10,06	9,20	8,45	7,79
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55	1,71	1,88	2,06	2,24	2,43
4,67	4,36	4,09	3,85	3,63	3,44	3,27	3,11	2,97	2,84	2,72
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30	1,43	1,57	1,71	1,86	2,02
33,80	29,71	26,32	23,48	21,07	19,01	17,25	15,71	14,38	13,20	12,17
0,70	0,80	0,90	1,01	1,12	1,24	1,37	1,50	1,64	1,79	1,94
7,19	6,71	6,29	5,92	5,59	5,29	5,03	4,79	4,57	4,37	4,19
0,59	0,67	0,76	0,85	0,94	1,04	1,15	1,26	1,37	1,49	1,61
48,68	42,78	37,90	33,8	30,34	27,38	24,84	22,63	20,70	19,01	17,52
0,58	0,66	0,75	0,84	0,94	1,04	1,14	1,25	1,37	1,49	1,62
10,17	9,50	8,90	8,38	7,91	7,50	7,12	6,78	6,47	6,19	5,93
0,50	0,56	0,63	0,71	0,79	0,87	0,96	1,05	1,14	1,24	1,34
66,26	58,23	51,58	46,01	41,30	37,27	33,80	30,80	28,18	25,88	23,85
0,50	0,57	0,64	0,72	0,80	0,89	0,98	1,07	1,17	1,28	1,39
13,63	12,72	11,92	11,22	10,60	10,04	9,54	9,09	8,67	8,30	7,95
0,42	0,48	0,54	0,61	0,67	0,74	0,82	0,90	0,98	1,06	1,15
86,54	76,06	67,37	60,10	53,94	48,68	44,15	40,23	36,81	33,80	31,15
0,44	0,50	0,56	0,63	0,70	0,78	0,86	0,94	1,03	1,12	1,21
17,49	16,32	15,30	14,40	13,60	12,89	12,24	11,66	11,13	10,65	10,20
0,37	0,42	0,47	0,53	0,59	0,65	0,72	0,78	0,86	0,93	1,01

Grundlagen

Material S 235 JR

Teilsicherheitsbeiwerte nach **RAL-GZ 638**

Einwirkseite $Y_D = 1,5$

Widerstandseite $Y_M = 1,0$

Die der Planung zugrundeliegende **Auflagerlänge** für Metallroste muß mindestens 30 mm betragen. Im Betriebszustand darf die Auflagerlänge das Maß von 25 mm nicht unterschreiten. Abweichungen sind zulässig, wenn durch konstruktive Maßnahmen ein Verschieben der Metallroste in Tragrichtung zwangsläufig verhindert ist (siehe auch Merkblatt BGI 588).

Begehrbarkeit

Gelb: Bezüglich der Begehrbarkeit verweisen wir auf die Festlegungen der Berufsgenossenschaften im Merkblatt BGI 588 und auf die Güte- und Prüfbestimmungen für Gitterroste nach RAL-GZ 638. Hier wird angegeben, dass eine einwandfreie Begehrbarkeit gewährleistet ist, wenn Gitterroste so bemessen sind, dass mindestens 1,5 kN Einzellast an ungünstigster Stelle aufgebracht werden kann. Die Lastangriffsfläche beträgt hierbei 200 x 200 mm. Die Durchbiegung unter Belastung darf nicht mehr als 1/200 der Stützweite und der Höhenunterschied von benachbarten Stoßstellen zwischen belasteten und unbelasteten Bodenbelägen nicht mehr als 4 mm betragen.

Grün: Bei dieser Begrenzung ist bei einer Einzellast von 1,5 kN auf einer Fläche von 200 x 200 mm die Durchbiegung kleiner als L/200.

Blau: Bei einer verteilten Nutzlast von 5 kN/m² beträgt die maximale Durchbiegung bei dieser Begrenzung 1/200 der Stützweite.

Der Multiplikationsfaktor für Gitterroste mit einer Maschenteilung von ca. 34 x 50 mm beträgt 0,95.

Beispiel: SP 330-34/50-3

Stützweite 1100 mm

Belastung laut Tabelle

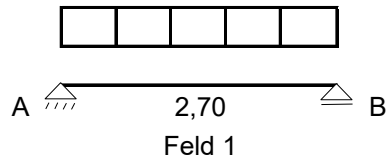
13,58 kN x 0,95 = 12,90 kN/m².

Pos. 09: 1-Feld-Stahlträger

Belastung:

aus EG - Stahlträger	siehe EDV	=	0,00	kN/m
aus Pos. 8, Aufl. B	1,00 x 1,40 x 1,25	=	1,75	kN/m
		g	=	1,75 kN/m
aus Pos. 8, Aufl. B	5,00 x 1,40 x 1,25	=	8,75	kN/m
		q	=	8,75 kN/m

System:



Stahlgüte: S235
 zul. Durchbiegung: l/300

gew.: HE 120 A S235

Hinweis: Die Stahlträger sind mittels Fahnenblechanschlüssen an die Hauptträger Pos. 11 anzuschließen. Nachweis siehe folgende Seiten.

09.1 Fahnenblechanschluss

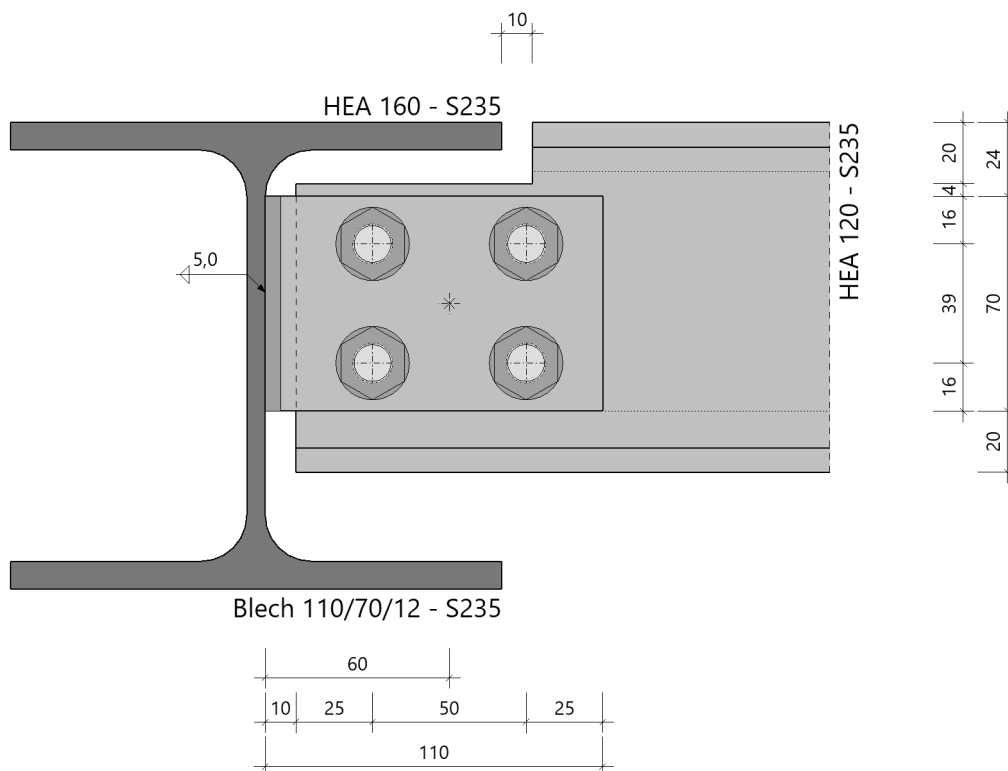
Fahnenblech (x64) SFB+ 02/25 (FRILO R-2025-2/P06)

Grundparameter

Bemessungsnorm : DIN EN 1993:2015

System

Systemgrafik



Modell Hauptträger HEA 160 - Nebenträger HEA 120

Der Anschluss ist biegesteif am Schraubenschwerpunkt.

Stahlgüte **S235**

2 x 2 = 4 Schrauben M12

vertikale Lage vom Nebentraeger am Hauptträger

: bündig an Oberkante

horizontaler Abstand Steg Hauptträger zu Steg Nebenträger

= 10 mm

horizontaler Abstand Flansch Nebenträger zum Flansch Hauptträger

= 10 mm

Querschnitte

Bauteil	Name	Material	h [mm]	h _{steg} [mm]	b _o [mm]	t _o [mm]	t _s [mm]	r [mm]	b _u [mm]	t _u [mm]
Hauptträger	HEA 160	S235	152	104	160	9	6	15	160	9
Nebenträger	HEA 120	S235	114	74	120	8	5	12	120	8
Nebenträger	Ausklung	S235	94				5	12	120	8

Ausklung Nebenträger

Ausführung	Höhe oben eT1 [mm]	Länge a [mm]	Bauteilhöhe h _a [mm]
oben	20	77	94

Fahnenblech

Anordnung	Abstand zu OK Nebenträger a [mm]	Abmessungen			Schweißnaht	
		h [mm]	l [mm]	t [mm]	a _w [mm]	Ausführung
mittig	24	70	110	12	5	nicht umlaufend

Schrauben

Bezeichnung	Festigkeit	Art	Scherfuge	d ₀ [mm]
M12	10.9	rohe Schraube	Gewinde	13.0

Schraubenanordnung Fahnenblech an Nebenträger - 2 x 2 = 4 Schrauben M12

Lochabstand in der Reihe		zwischen den Reihen	Randabstand			
p1 [mm]			Fahnenblech		Nebenträger	
		p2 [mm]	e1 [mm]	e2 [mm]	e1 [mm]	e2 [mm]
39		50	16	25	20	25

Bemessungsschnittgrößen

Nr	Bezeichnung	N _d [kN]	V _{z,d} [kN]	M _{x,Vz,d} [kNm]	M _{y,Vz,d} [kNm]
1	Lfk<1>	0.0	21.3	0.18	1.28

Ergebnisse

Schrauben

Schraubenbild I_p = 40,1 cm² polares Trägheitsmoment
 x_S = 25 mm Schwerpunktlage x
 x_l = 60 mm Hebelarm

Bezeichnung	M _{yv,d} [kNm]	T _d [kN]	T _{z,d} [kN]	T _{y,d} [kN]	η _b	η _v
Lfk<1>	-1.28	14.7	13.3	6.2	0.65	0.44

Lochleibung	Lage	Richtung	α _d	k1	F _{b,Rd} [kN]	T _d [kN]	η _b	η _{b,max}
Nebenträger	Rand	vertikal	0.50	2.50	21.7	13.3	0.61	0.65
		horizontal	0.64	2.48	27.5	6.2	0.23	
	Mitte	vertikal	0.74	2.50	32.2	13.3	0.41	0.44
		horizontal	1.00	2.48	42.8	6.2	0.14	
Fahnenblech	Rand	vertikal	0.40	2.50	41.5	13.3	0.32	0.35
		horizontal	0.64	1.66	44.1	6.2	0.14	
	Mitte	vertikal	0.74	2.50	77.2	13.3	0.17	0.18
		horizontal	1.00	2.48	102.8	6.2	0.06	

Abscheren	α _v	F _{v,Rd} [kN]	T _d [kN]	η _v
	0.50	33.7	14.7	0.44

Schweißnaht Vereinfachtes Verfahren

A _w [cm ²]	I _{y,w} [cm ⁴]	I _{z,w} [cm ⁴]	W _{t,w} [cm ³]	β _w	γ _{M2}	f _{v,w,d} [N/mm ²]	F _{w,Rd} [kN]
7.0	28.6	2.7	8.4	0.80	1.25	207.8	10.4

$\sigma_{wd,max}$ [N/mm ²]	$T_{wd,max}$ [N/mm ²]	σ_{wd} [N/mm ²]	T_{wd} [N/mm ²]	$\sigma_{wd,Vgl}$ [N/mm ²]	η
0.0	52.0	0.0	52.0	52.0	0.25
$T_z = 52.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (} V_{z,d} / A_w + M_{x,Vz,d} / W_{t,w} \text{)}$					

Fahnenblech

$$\begin{aligned} \sigma_d &= -130,4 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235,0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,55 \\ T_d &= 98,4 \text{ N/mm}^2 / T_{Rd} = 135,7 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,73 \\ T_{Mx,d} &= 60,4 \text{ N/mm}^2 \quad I_t = 3,6 \text{ cm}^4 \\ T_{Vz,d} &= 38,0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{Vgl,d} &= 170,5 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235,0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,73 \quad Q_{kl} = 1 \end{aligned}$$

Nebenträger

$$\begin{aligned} \sigma_d &= 104,6 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235,0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,45 \\ T_d &= 65,5 \text{ N/mm}^2 / T_{Rd} = 135,7 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,48 \\ \sigma_{Vgl,d} &= 113,5 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235,0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0,48 \quad Q_{kl} = 1 \end{aligned}$$

Blockversagen	Belastung	A_{nt} [cm ²]	A_{nv} [cm ²]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	F_d [kN]	η
Nebenträger	exzentrisch	2.8	1.9	66.3	21.3	0.32
Fahnenblech	exzentrisch	6.7	4.2	152.7	21.3	0.14

Nachweis Einzelschnittgrößen

Nachweis der Querkraft brutto für das Fahnenblech

$$\begin{aligned} A_v &= 8,4 \text{ cm}^2 \quad V_{Rd} = 89,7 \text{ kN} \quad A_v \cdot f_y / (1,27 \cdot v_3 \cdot \gamma_{M0}) \\ V_d &= 21,3 \text{ kN} \quad \eta = 0,24 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft netto für das Fahnenblech

$$\begin{aligned} A_{v,net} &= 5,3 \text{ cm}^2 \quad A_v - dL \cdot n \cdot t \quad V_{Rd,net} = 87,8 \text{ kN} \quad A_{net,u} \cdot f_u / (v_3 \cdot \gamma_{M2}) \\ V_d &= 21,3 \text{ kN} \quad \eta = 0,24 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft brutto für den Nebenträger

$$\begin{aligned} A_v &= 5,5 \text{ cm}^2 \quad V_{Rd} = 74,1 \text{ kN} \quad A_v \cdot f_y / (v_3 \cdot \gamma_{M0}) \\ V_d &= 21,3 \text{ kN} \quad \eta = 0,29 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft netto für den Nebenträger

$$\begin{aligned} A_{v,net} &= 4,2 \text{ cm}^2 \quad A_v - dL \cdot n \cdot t \quad V_{Rd,net} = 69,2 \text{ kN} \quad A_{net,u} \cdot f_u / (v_3 \cdot \gamma_{M2}) \\ V_d &= 21,3 \text{ kN} \quad \eta = 0,31 \end{aligned}$$

Rotationskapazität

$$\text{Rotationskapazität} = 201,6 \text{ mrad} = 11,55 \text{ Grad}$$

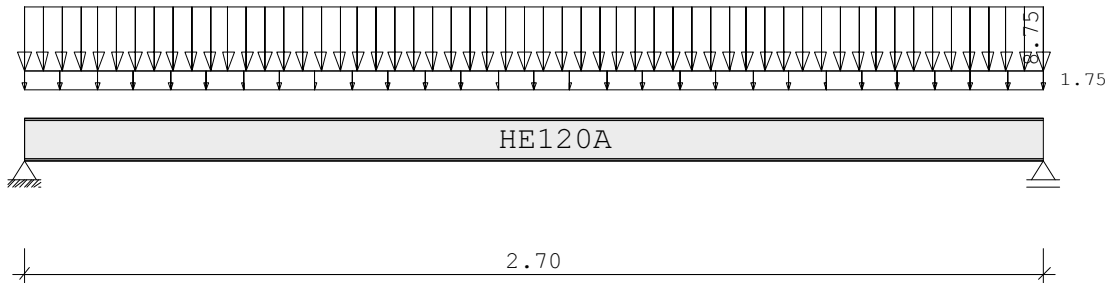
Zusammenfassung

$$\begin{aligned} \text{Lochleibung} \quad \eta &= 0,65 \\ \text{Abscheren} \quad \eta &= 0,44 \\ \text{Nebenträger} \quad \eta &= 0,48 \\ \text{Fahnenblech} \quad \eta &= 0,73 \\ \text{Schweißnaht} \quad \eta &= 0,25 \\ \text{Blockversagen} \quad \eta &= 0,32 \\ \text{Querkraft brutto} \quad \eta &= 0,29 \\ \text{Querkraft netto} \quad \eta &= 0,31 \end{aligned}$$

09 1-Feld-Stahlträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2025-2/P06)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
 E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)
1	2.700	konstant	1	606.0	106.0	106.0

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Feld	Typ	EG	Gr	g _{L/r}	q _{L/r}	Faktor	Abstand	Länge
1	1	A		1.750	8.750	1.000		

Eigengewicht des Trägers ist mit $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Einwirkungen:				ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Nr	Kl	Bezeichnung					
A	1	Wohnräume		0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		M _f	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}
1	x0 = 1.350	9.75	0.00	0.00	14.44	-14.44

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze		M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}	max F min F
1		0.00	0.00	0.00	14.44	14.44 2.63
2		0.00	0.00	-14.44	0.00	14.44 2.63

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	2.63	11.81	0.00	14.44	14.44	2.63
2	2.63	11.81	0.00	14.44	14.44	2.63
Summe:	5.26	23.63	0.00	28.89	28.89	5.26

Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	2.6	2.6	2.6	2.6
A	11.8	0.0	11.8	0.0
Sum	14.4	2.6	14.4	2.6

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	1.350	0.58	2	0.000	0.00	0

Ergebnisse für γ -fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.350	14.36	0.00	0.00	21.27	-21.27

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	21.27	2.63
2		0.00	0.00	-21.27	0.00	2.63

Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
3	HE120A	595	28	114	14	261

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)

$\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η
1	0.000	1	0.0	21.3	72	42	1	0.31
	1.350	1	14.4	0.0	135	0	1	0.57
	2.700	1	0.0	-21.3	72	42	1	0.31

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)

$\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η
1	0.000	0.0	21.3	1	0.00	28.2	0.19
	1.350	14.4	0.0	1	0.00	28.2	0.51
	2.700	0.0	-21.3	1	0.00	28.2	0.19

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

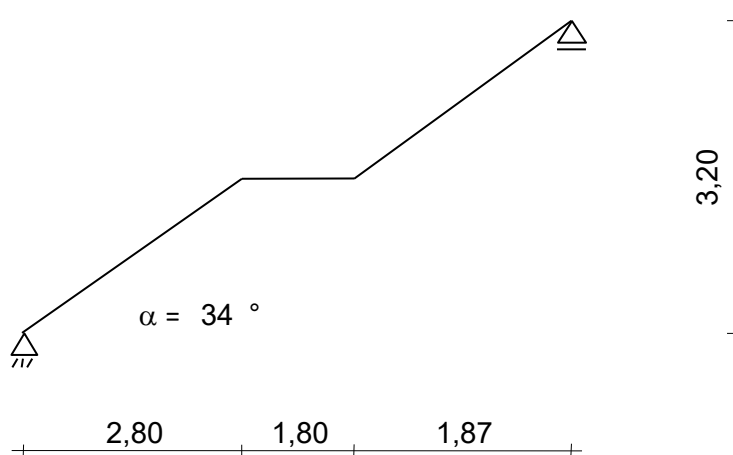
Feld Nr.	MEd,y (kNm	MRk,y)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta
1	14.36	28.16	0.71	0.86	1.10	0.65

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul\ f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η
1	1.350	0.11	0.58	0.582	0.900	0.65

Pos. 10: Stahlwangentreppe mit Zwischenpodest

System:



Anzahl der Steigungen: 18 Stück
 Treppensteigung = 19 / 28
 Wangenneigung $\alpha = 34^\circ$
 Treppenbreite $b = 1,25$ m
 Podestlänge $p = 1,80$ m

Belastung:

$g_k = 1,00$ kN/m² Leichte Ausführung
 $q_k = 5,00$ kN/m² Öffentliche Gebäude und Fluchtwege

Leichte Ausführung
 $g = 1,00 \text{ kN/m}^2 \times 0,63 / \cos 34^\circ = 0,75 \text{ kN/m}$
 Eigengewicht $g = 0,75$ kN/m

Öffentliche Gebäude und Fluchtwege
 Verkehrslast $5,00 \times 0,63 p = 3,13$ kN/m

gew.: S235 U 240

Leichte Ausführung
$g_k \leq 1,0 \text{ kN/m}^2$
Geländer und Stufen aus
- Gitterrosten
- Riffelblechen
- Stahlkästen
- Holz
- Glas
Mittlere Ausführung
$g_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$
Geländer und Stufen aus
- Stahlbeton
- Spannbeton
- leichten Betonwerksteinplatten
- Naturwerksteinplatten.
Schwere Ausführung
$g_k \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$
Geländer und Stufen aus
- schweren Betonwerksteinplatten
- schweren Natursteinplatten

Als Stufen kann bspw. folgendes Schweißpressrost zur Anwendung kommen:

Lichtgitter Schweißpressrost SP 340-34/38-3

SP Tragkrafttabelle für Schweißpressroste

Gitterrosttyp	Tragstab	Maschen- teilung	ca. verz. Gewicht kg/qm	*	Stützweite in mm									
					500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
SP 225-34/38-3	25 x 2 mm	34x38 mm	18,7	Fv	30,42	21,13	15,52	11,88	9,39	7,61	6,29	5,28		
				f	0,16	0,22	0,30	0,40	0,50	0,62	0,75	0,90		
				Fp	2,62	2,09	1,74	1,50	1,31	1,16	1,05	0,95		
				f ₁	0,14	0,20	0,27	0,35	0,44	0,54	0,65	0,77		
SP 230-34/38-3	30 x 2 mm	34x38 mm	21,5	Fv	43,81	30,42	22,35	17,11	13,52	10,95	9,05	7,61	6,48	5,59
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	3,74	2,99	2,49	2,14	1,87	1,66	1,50	1,36	1,25	1,15
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 240-34/38-3	40 x 2 mm	34x38 mm	27,2	Fv	77,88	54,09	39,74	30,42	24,04	19,47	16,09	13,52	11,52	9,93
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	6,45	5,23	4,36	3,74	3,27	2,91	2,62	2,38	2,18	2,01
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 325-34/38-3	25 x 3 mm	34x38 mm	24,5	Fv	45,64	31,69	23,28	17,83	14,09	11,41	9,43	7,92	6,75	5,82
				f	0,16	0,22	0,30	0,40	0,50	0,62	0,75	0,90	1,05	1,22
				Fp	3,92	3,14	2,62	2,24	1,96	1,74	1,57	1,43	1,31	1,21
				f ₁	0,14	0,20	0,27	0,35	0,44	0,54	0,65	0,77	0,90	1,04
SP 330-34/38-3	30 x 3 mm	34x38 mm	28,5	Fv	65,72	45,64	33,53	25,67	20,28	16,43	13,58	11,41	9,72	8,38
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	5,61	4,49	3,74	3,21	2,80	2,49	2,24	2,04	1,87	1,73
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 340-34/38-3	40 x 3 mm	34x38 mm	36,5	Fv	116,83	81,13	59,61	45,64	36,06	29,21	24,14	20,28	17,28	14,90
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	9,81	7,85	6,54	5,60	4,90	4,36	3,92	3,57	3,27	3,02
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 350-34/38-3	50 x 3 mm	34x38 mm	44,4	Fv	182,34	126,77	93,13	71,31	56,34	45,04	37,72	31,69	27,00	23,28
				f	0,08	0,11	0,15	0,20	0,25	0,31	0,38	0,45	0,53	0,61
				Fp	15,09	12,07	10,06	8,62	7,55	6,71	6,04	5,49	5,03	4,64
				f ₁	0,07	0,10	0,14	0,18	0,22	0,27	0,33	0,39	0,45	0,52
SP 530-34/38-5	30 x 5 mm	34x38 mm	46,1	Fv	109,53	76,06	55,88	42,78	33,80	27,38	22,63	19,01	16,20	13,97
				f	0,13	0,19	0,25	0,33	0,42	0,52	0,63	0,75	0,88	1,02
				Fp	9,35	7,48	6,23	5,34	4,67	4,15	3,74	3,40	3,12	2,88
				f ₁	0,12	0,17	0,23	0,29	0,37	0,45	0,54	0,64	0,75	0,87
SP 540-34/38-5	40 x 5 mm	34x38 mm	59,4	Fv	194,71	135,22	99,34	76,06	60,10	48,68	40,23	33,80	28,80	24,84
				f	0,10	0,14	0,19	0,25	0,31	0,39	0,47	0,56	0,66	0,76
				Fp	16,35	13,08	10,90	9,34	8,17	7,27	6,54	5,94	5,45	5,03
				f ₁	0,09	0,13	0,17	0,22	0,28	0,34	0,41	0,48	0,56	0,65
SP 550-34/38-5	50 x 5 mm	34x38 mm	72,7	Fv	304,24	211,28	155,22	118,84	93,90	76,06	62,86	52,82	45,01	38,81
				f	0,08	0,11	0,15	0,20	0,25	0,31	0,38	0,45	0,53	0,61
				Fp	25,15	20,12	16,77	14,37	12,58	11,18	10,06	9,15	8,38	7,74
				f ₁	0,07	0,10	0,14	0,18	0,22	0,27	0,33	0,39	0,45	0,52
SP 560-34/38-5	60 x 5 mm	34x38 mm	86,0	Fv	438,10	304,24	223,52	171,13	135,22	109,53	90,52	76,06	64,81	55,88
				f	0,06	0,09	0,13	0,17	0,21	0,26	0,31	0,37	0,44	0,51
				Fp	35,61	28,49	23,74	20,35	17,80	15,83	14,24	12,95	11,87	10,96
				f ₁	0,06	0,08	0,11	0,15	0,18	0,23	0,27	0,32	0,38	0,43
SP 570-34/38-5	70 x 5 mm	34x38 mm	99,3	Fv	596,30	414,1	304,24	232,93	184,04	149,08	123,20	103,52	88,21	76,06
				f	0,06	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,44
				Fp	47,70	38,16	31,80	27,26	23,85	21,20	19,08	17,34	15,90	14,68
				f ₁	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,28	0,32	0,37
SP 580-34/38-5	80 x 5 mm	34x38 mm	112,5	Fv	778,85	540,87	397,37	304,24	240,38	194,71	160,92	135,22	115,21	99,34
				f	0,05	0,07	0,10	0,12	0,16	0,19	0,24	0,28	0,33	0,38
				Fp	61,21	48,97	40,81	34,98	30,61	27,20	24,48	22,26	20,40	18,83
				f ₁	0,05	0,06	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,32

* Zeichenerklärung

F_v = Belastungswerte über gleich-
mäßig verteilte Last in kN/m²
 f = Durchbiegung in cm bei Last F_v

F_p = Belastungswerte bei einer
mittig angreifenden Einzellast in
kN und einer Aufstandsfläche
von 200 x 200 mm
 f_1 = Durchbiegungswerte in cm bei
Last F_p

1 kN = 1000 N = ca. 100 kg

Stützweite in mm											
1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	
4,87											
1,17											
1,07											
0,99											
8,65	7,61	6,74	6,01	5,39	4,87						
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55						
1,87	1,74	1,63	1,54	1,45	1,38						
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30						
5,07											
1,40											
1,12											
1,19											
7,30	6,42	5,68	5,07								
1,17	1,23	1,50	1,68								
1,60	1,50	1,40	1,32								
0,99	1,12	1,26	1,41								
12,98	11,41	10,11	9,01	8,09	7,30	6,62	6,03	5,52	5,07	4,67	
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55	1,71	1,88	2,06	2,24	2,43	
2,80	2,62	2,45	2,31	2,18	2,06	1,96	1,87	1,78	1,71	1,63	
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30	1,43	1,57	1,71	1,86	2,02	
20,28	17,83	15,79	14,09	12,64	11,41	10,35	9,43	8,63	7,92	7,30	
0,70	0,80	0,90	1,01	1,12	1,24	1,37	1,50	1,64	1,79	1,94	
4,31	4,02	3,77	3,55	3,35	3,18	3,02	2,87	2,74	2,62	2,52	
0,59	0,67	0,76	0,85	0,94	1,04	1,15	1,26	1,37	1,49	1,61	
12,17	10,70	9,47	8,45	7,58	6,85	6,21	5,66	5,18			
1,17	1,33	1,50	1,68	1,87	2,07	2,28	2,51	2,74			
2,67	2,49	2,34	2,20	2,08	1,97	1,87	1,78	1,70			
0,99	1,12	1,26	1,41	1,57	1,74	1,91	2,09	2,28			
21,63	19,01	16,84	15,02	13,48	12,17	11,04	10,06	9,20	8,45	7,79	
0,87	0,99	1,12	1,26	1,40	1,55	1,71	1,88	2,06	2,24	2,43	
4,67	4,36	4,09	3,85	3,63	3,44	3,27	3,11	2,97	2,84	2,72	
0,74	0,84	0,95	1,06	1,18	1,30	1,43	1,57	1,71	1,86	2,02	
33,80	29,71	26,32	23,48	21,07	19,01	17,25	15,71	14,38	13,20	12,17	
0,70	0,80	0,90	1,01	1,12	1,24	1,37	1,50	1,64	1,79	1,94	
7,19	6,71	6,29	5,92	5,59	5,29	5,03	4,79	4,57	4,37	4,19	
0,59	0,67	0,76	0,85	0,94	1,04	1,15	1,26	1,37	1,49	1,61	
48,68	42,78	37,90	33,8	30,34	27,38	24,84	22,63	20,70	19,01	17,52	
0,58	0,66	0,75	0,84	0,94	1,04	1,14	1,25	1,37	1,49	1,62	
10,17	9,50	8,90	8,38	7,91	7,50	7,12	6,78	6,47	6,19	5,93	
0,50	0,56	0,63	0,71	0,79	0,87	0,96	1,05	1,14	1,24	1,34	
66,26	58,23	51,58	46,01	41,30	37,27	33,80	30,80	28,18	25,88	23,85	
0,50	0,57	0,64	0,72	0,80	0,89	0,98	1,07	1,17	1,28	1,39	
13,63	12,72	11,92	11,22	10,60	10,04	9,54	9,09	8,67	8,30	7,95	
0,42	0,48	0,54	0,61	0,67	0,74	0,82	0,90	0,98	1,06	1,15	
86,54	76,06	67,37	60,10	53,94	48,68	44,15	40,23	36,81	33,80	31,15	
0,44	0,50	0,56	0,63	0,70	0,78	0,86	0,94	1,03	1,12	1,21	
17,49	16,32	15,30	14,40	13,60	12,89	12,24	11,66	11,13	10,65	10,20	
0,37	0,42	0,47	0,53	0,59	0,65	0,72	0,78	0,86	0,93	1,01	

Grundlagen

Material S 235 JR

Teilsicherheitsbeiwerte nach **RAL-GZ 638**

Einwirkseite $Y_D = 1,5$

Widerstandseite $Y_M = 1,0$

Die der Planung zugrundeliegende **Auflagerlänge** für Metallroste muß mindestens 30 mm betragen. Im Betriebszustand darf die Auflagerlänge das Maß von 25 mm nicht unterschreiten. Abweichungen sind zulässig, wenn durch konstruktive Maßnahmen ein Verschieben der Metallroste in Tragrichtung zwangsläufig verhindert ist (siehe auch Merkblatt BGI 588).

Begehrbarkeit

Gelb: Bezüglich der Begehrbarkeit verweisen wir auf die Festlegungen der Berufsgenossenschaften im Merkblatt BGI 588 und auf die Güte- und Prüfbestimmungen für Gitterroste nach RAL-GZ 638. Hier wird angegeben, dass eine einwandfreie Begehrbarkeit gewährleistet ist, wenn Gitterroste so bemessen sind, dass mindestens 1,5 kN Einzellast an ungünstigster Stelle aufgebracht werden kann. Die Lastangriffsfläche beträgt hierbei 200 x 200 mm. Die Durchbiegung unter Belastung darf nicht mehr als 1/200 der Stützweite und der Höhenunterschied von benachbarten Stoßstellen zwischen belasteten und unbelasteten Bodenbelägen nicht mehr als 4 mm betragen.

Grün: Bei dieser Begrenzung ist bei einer Einzellast von 1,5 kN auf einer Fläche von 200 x 200 mm die Durchbiegung kleiner als L/200.

Blau: Bei einer verteilten Nutzlast von 5 kN/m² beträgt die maximale Durchbiegung bei dieser Begrenzung 1/200 der Stützweite.

Der Multiplikationsfaktor für Gitterroste mit einer Maschenteilung von ca. 34 x 50 mm beträgt 0,95.

Beispiel: SP 330-34/50-3

Stützweite 1100 mm

Belastung laut Tabelle

13,58 kN x 0,95 = 12,90 kN/m².

10.1 Fahnenblechanschluss

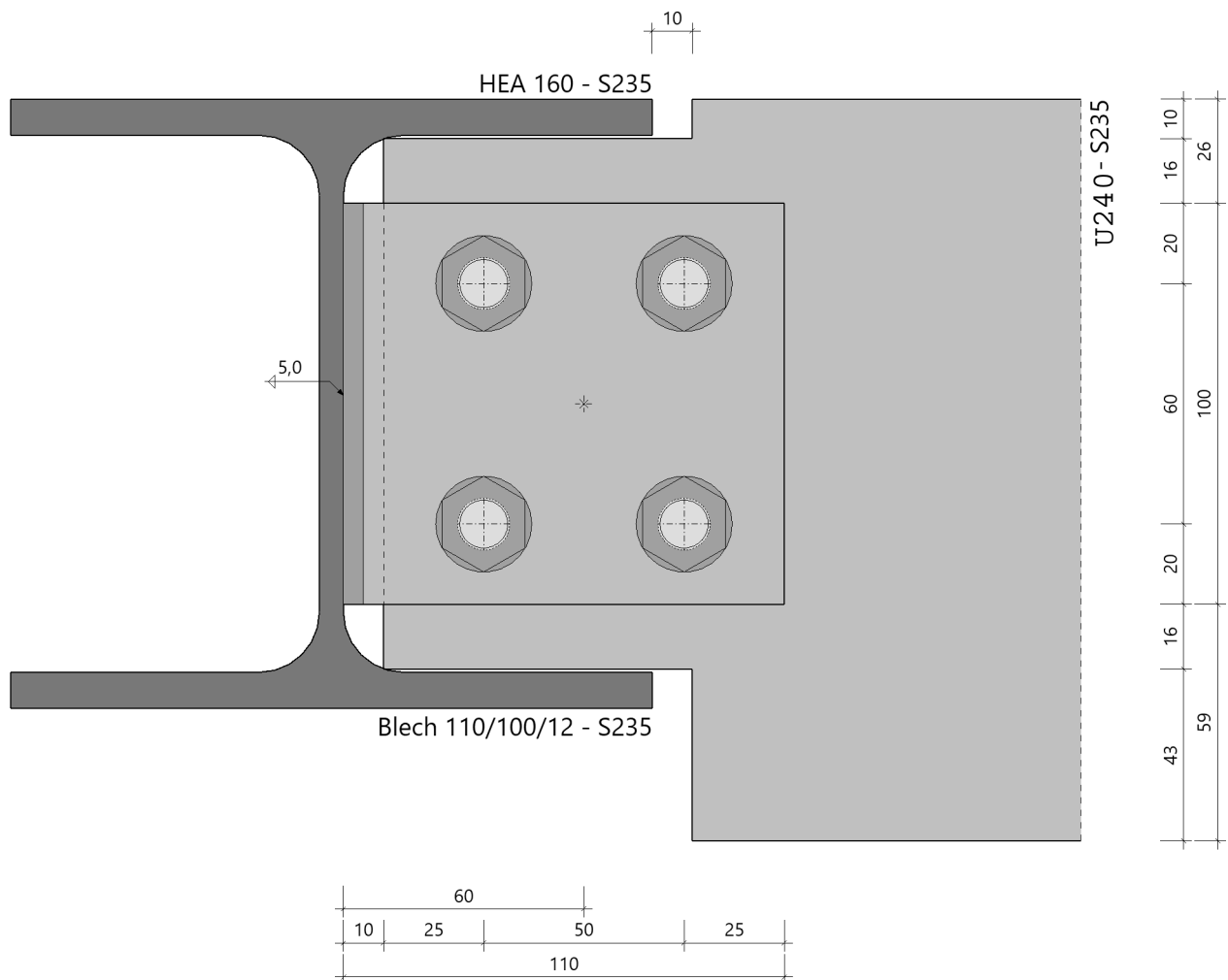
Fahnenblech (x64) SFB+ 02/25 (FRILO R-2025-2/P06)

Grundparameter

Bemessungsnorm : DIN EN 1993:2015

System

Systemgrafik



Modell Hauptträger HEA 160 - Nebenträger Flachstahl 10/185

Der Anschluss ist biegesteif am Schraubenschwerpunkt. Stahlgüte **S235** **2 x 2 = 4 Schrauben M12**

vertikale Lage vom Nebentraeger am Hauptträger : bündig an Oberkante

horizontaler Abstand Steg Hauptträger zu Steg Nebenträger = 10 mm

horizontaler Abstand Flansch Nebenträger zum Flansch Hauptträger = 10 mm

Querschnitte

Bauteil	Name	Material	h [mm]	h _{steg} [mm]	b _o [mm]	t _o [mm]	t _s [mm]	r [mm]	b _u [mm]	t _u [mm]
Hauptträger	HEA 160	S235	152	104	160	9	6	15	160	9
Nebenträger	U240	S235	185		10		10		10	
Nebenträger	Ausklindung	S235	132				10			

Ausklantung Nebenträger

Ausführung	Höhe oben eT1 [mm]	Höhe unten eT2 [mm]	Länge a [mm]	Bauteilhöhe h _a [mm]
beidseitig	10	43	77	132

Fahnenblech

Anordnung	Abstand zu OK Nebenträger a [mm]	Abmessungen				Schweißnaht	
		h [mm]	l [mm]	t [mm]	a _w [mm]	Ausführung	
mittig	26	100	110	12	5	nicht umlaufend	

Schrauben

Bezeichnung	Festigkeit	Art	Scherfuge	d ₀ [mm]
M12	10.9	rohe Schraube	Gewinde	13.0

Schraubenanordnung Fahnenblech an Nebenträger - 2 x 2 = 4 Schrauben M12

Lochabstand		Randabstand			
in der Reihe	zwischen den Reihen	Fahnenblech		Nebenträger	
		p1 [mm]	p2 [mm]	e1 [mm]	e2 [mm]
60	50			20	25

Bemessungsschnittgrößen

Nr	Bezeichnung	N _d [kN]	V _{z,d} [kN]	M _{x,Vz,d} [kNm]	M _{y,Vz,d} [kNm]
1	Lfk<1>	0.0	19.8	0.21	1.19

Ergebnisse

Schrauben

Schraubenbild $I_p = 61,0 \text{ cm}^2$ polares Trägheitsmoment
 $x_S = 25 \text{ mm}$ Schwerpunktlage x
 $x_l = 60 \text{ mm}$ Hebelarm

Bezeichnung	M _{yv,d} [kNm]	T _d [kN]	T _{z,d} [kN]	T _{y,d} [kN]	η _b	η _v
Lfk<1>	-1.19	11.4	9.8	5.8	0.20	0.34

Lochleibung	Lage	Richtung	α _d	k1	F _{b,Rd} [kN]	T _d [kN]	η _b	η _{b,max}
Nebenträger	Rand	vertikal	0.93	2.50	76.1	9.8	0.13	0.17
		horizontal	0.64	2.50	52.6	5.8	0.11	
	Mitte	vertikal	1.00	2.50	82.1	9.8	0.12	0.14
		horizontal	1.00	2.50	82.1	5.8	0.07	
Fahnenblech	Rand	vertikal	0.51	2.50	53.2	9.8	0.18	0.20
		horizontal	0.64	2.50	66.5	5.8	0.09	
	Mitte	vertikal	1.00	2.50	103.7	9.8	0.09	0.11
		horizontal	1.00	2.50	103.7	5.8	0.06	

Abscheren	α _v	F _{v,Rd} [kN]	T _d [kN]	η _v
	0.50	33.7	11.4	0.34

Schweißnaht Vereinfachtes Verfahren

A_w [cm ²]	$I_{y,w}$ [cm ⁴]	$I_{z,w}$ [cm ⁴]	$W_{t,w}$ [cm ³]	β_w	γ_{M2}	$f_{vw,d}$ [N/mm ²]	$F_{w,Rd}$ [kN]
10.0	83.3	3.8	12.0	0.80	1.25	207.8	10.4

$\sigma_{wd,max}$ [N/mm ²]	$T_{wd,max}$ [N/mm ²]	σ_{wd} [N/mm ²]	T_{wd} [N/mm ²]	$\sigma_{wd,Vgl}$ [N/mm ²]	η
0.0	37.5	0.0	37.5	37.5	0.18

$$T_z = 37.5 \text{ N/mm}^2 \quad (V_{z,d} / A_w + M_{x,Vz,d} / W_{t,w})$$

Fahnenblech

$$\begin{aligned} \sigma_d &= -59.4 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235.0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.25 \\ T_d &= 72.7 \text{ N/mm}^2 / T_{Rd} = 135.7 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.54 \\ T_{Mx,d} &= 48.0 \text{ N/mm}^2 \quad I_t = 5.3 \text{ cm}^4 \\ T_{Vz,d} &= 24.7 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{Vgl,d} &= 126.0 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235.0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.54 \quad Q_{kl} = 1 \end{aligned}$$

Nebenträger

$$\begin{aligned} \sigma_d &= -42.9 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235.0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.18 \\ T_d &= 23.6 \text{ N/mm}^2 / T_{Rd} = 135.7 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.17 \\ \sigma_{Vgl,d} &= 42.9 \text{ N/mm}^2 / \sigma_{Rd} = 235.0 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.18 \quad Q_{kl} = 1 \end{aligned}$$

Blockversagen	Belastung	A_{nt} [cm ²]	A_{nv} [cm ²]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	F_d [kN]	η
Nebenträger	exzentrisch	5.3	7.3	174.7	19.8	0.11
Fahnenblech	exzentrisch	6.7	7.3	194.4	19.8	0.10

Nachweis Einzelschnittgrößen

Nachweis der Querkraft brutto für das Fahnenblech

$$\begin{aligned} A_v &= 12.0 \text{ cm}^2 \quad V_{Rd} = 128.2 \text{ kN} \quad A_v \cdot f_y / (1.27 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ V_d &= 19.8 \text{ kN} \quad \eta = 0.15 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft netto für das Fahnenblech

$$\begin{aligned} A_{v,net} &= 8.9 \text{ cm}^2 \quad A_v - d \cdot L \cdot n \cdot t \quad V_{Rd,net} = 147.7 \text{ kN} \quad A_{net,u} \cdot f_u / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}) \\ V_d &= 19.8 \text{ kN} \quad \eta = 0.13 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft brutto für den Nebenträger

$$\begin{aligned} A_v &= 12.6 \text{ cm}^2 \quad V_{Rd} = 170.5 \text{ kN} \quad A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \\ V_d &= 19.8 \text{ kN} \quad \eta = 0.12 \end{aligned}$$

Nachweis der Querkraft netto für den Nebenträger

$$\begin{aligned} A_{v,net} &= 10.1 \text{ cm}^2 \quad A_v - d \cdot L \cdot n \cdot t \quad V_{Rd,net} = 167.9 \text{ kN} \quad A_{net,u} \cdot f_u / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}) \\ V_d &= 19.8 \text{ kN} \quad \eta = 0.12 \end{aligned}$$

Rotationskapazität

$$\text{Rotationskapazität} = 93.9 \text{ mrad} = 5.38 \text{ Grad}$$

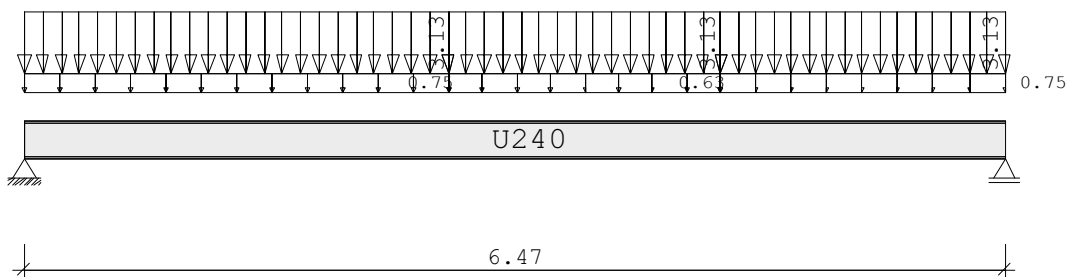
Zusammenfassung

$$\begin{aligned} \text{Lochleibung} \quad \eta &= 0.20 \\ \text{Abscheren} \quad \eta &= 0.34 \\ \text{Nebenträger} \quad \eta &= 0.18 \\ \text{Fahnenblech} \quad \eta &= 0.54 \\ \text{Schweißnaht} \quad \eta &= 0.18 \\ \text{Blockversagen} \quad \eta &= 0.11 \\ \text{Querkraft brutto} \quad \eta &= 0.15 \\ \text{Querkraft netto} \quad \eta &= 0.13 \end{aligned}$$

10 Stahlwagentreppe

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2025-2/P06)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
 E-Modul E = 210000 N/mm²

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	6.470	konstant	1	3600.0	300.0 300.0 U240

Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	4	A		0.750	3.130	1.000	0.000	2.800		
				0.750	3.130					
	4	A		0.630	3.130	1.000	2.800	1.800		
				0.630	3.130					
	4	A		0.750	3.130	1.000	4.600	1.870		
				0.750	3.130					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr KI Bezeichnung

ψ0

ψ1

ψ2

γ

A 1 Wohnräume

0.70

0.50

0.30

1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld

Mf

M li

M re

V li

V re

1

x0 = 3.225

21.75

0.00

0.00

13.53

-13.50

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze

M li

M re

V li

V re

max F

min F

1

0.00

0.00

0.00

13.53

13.53

3.41

2

0.00

0.00

-13.50

0.00

13.50

3.38

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	3.41	10.13	0.00	13.53	13.53	3.41
2	3.38	10.13	0.00	13.50	13.50	3.38
Summe:	6.78	20.25	0.00	27.04	27.04	6.78

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	3.235	1.26	2	6.470	0.00	0

Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 3.225	31.82	0.00	0.00	19.79	-19.75

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F
1		0.00	0.00	0.00	19.79	19.79
2		0.00	0.00	-19.75	0.00	19.75

Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
6	U240	994	84	314	18	250

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) $\gamma_{M0} = 1.00$								
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	QKL	η
1	0.000	1	0.0	19.8	18	10	1	0.08
	3.225	1	31.8	0.0	106	0	1	0.45
	6.470	1	0.0	-19.7	18	10	1	0.08

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) $\gamma_{M0} = 1.00$							
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η
1	0.000	0.0	19.8	1	0.00	84.1	0.06
	3.225	31.8	0.0	1	0.00	84.1	0.38
	6.470	0.0	-19.7	1	0.00	84.1	0.06

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.
 Nachweis Biegedrillknicken ist nicht erforderlich.

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
1	3.235	0.31	1.26	1.256	2.157	0.58	2

Pos. 11: 1-Feld-Stahlträger

Belastung:

Linienlasten

aus EG - Stahlträger	siehe EDV	=	0,00	kN/m
aus Pos. 8, LEF	1,00 x 1,00	=	1,00	kN/m
		g	=	1,00 kN/m

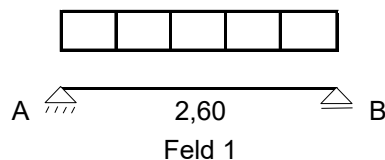
aus Pos. 8, LEF	5,00 x 1,00	=	5,00	kN/m
		q	=	5,00 kN/m

Einzellasten

aus Pos. 9, Aufl. A / B	=	2,63	kN
aus Pos. 10, Aufl. B	=	3,38	kN
		G	= 6,01 kN

aus Pos. 9, Aufl. A / B	=	11,81	kN
aus Pos. 10, Aufl. B	=	10,13	kN
		Q	= 21,94 kN

System:

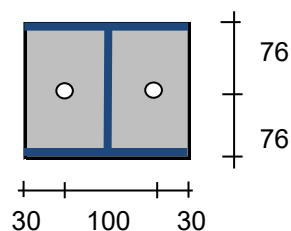


Stahlgüte: S235
 zul. Durchbiegung: l/300

gew.: HE 160 A S235

Hinweis: Zur horizontalen Aussteifung der Stahltrappe sind die Stahlträger mittels Kopfplatten am Bestand zu befestigen.

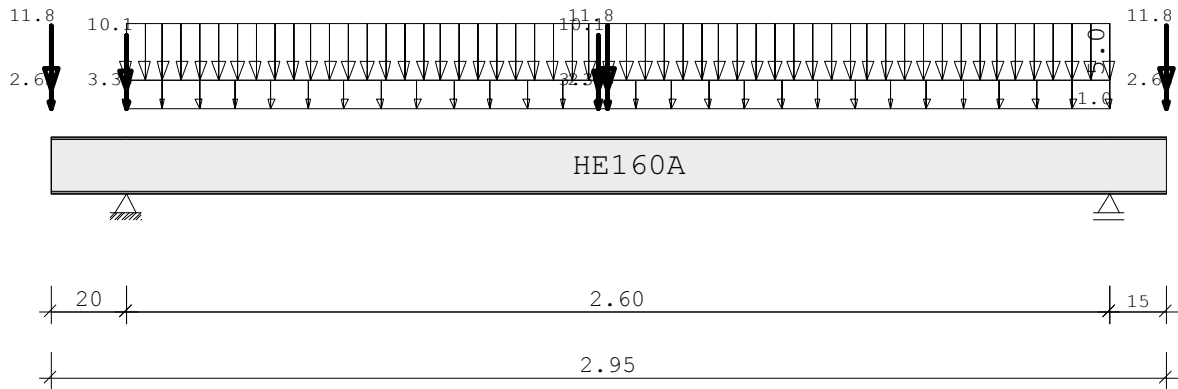
Hierzu sind je Anschlusspunkt 2x Würth W-FAZ M12 o. glw. vorzusehen.



11 1-Feld-Stahlträger

Durchlaufträger DLT10 02/2022/D (FRILO R-2025-2/P06)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
 E-Modul E = 210000 N/mm²

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	2.600	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm links	0.200	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm rechts	0.150	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A

Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L					
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	A		1.000	5.000	1.000				
	2	A		2.630	11.810	1.000	1.275			
	2	A		3.380	10.130	1.000	0.000			
	2	A		3.380	10.130	1.000	1.250			
Kragarm										
Krli	2	A		2.630	11.810	1.000	0.000			
Krre	2	A		2.630	11.810	1.000	0.150			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:						
Nr Kl Bezeichnung			ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.274	22.85	-0.53	-0.40	22.62	-21.72

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-2.89	-2.89	-14.50	23.53	51.54	10.23
2	-2.17	-2.17	-22.40	14.49	36.89	6.33

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	10.91	40.63	-0.68	50.86	51.54	10.23	
2	7.23	29.65	-0.91	35.98	36.89	6.33	
Summe:	18.15	70.28	-1.59	86.84	88.43	16.56	

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2			
	max	min	max	min		
g	10.9	10.9	7.2	7.2		
A	40.6	-0.7	29.7	-0.9		
Sum	51.5	10.2	36.9	6.3		

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm)	Komb	x (m)	f (cm)	
1	1.300	0.39	3	2.600	0.00	4
Kragarme						
Krli	0.000	0.00	2	0.000	-0.09	3
Krre	0.000	0.00	7	0.149	-0.07	3

Ergebnisse für γ-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.274	33.60	-0.72	-0.54	33.21	-31.90

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	
1	-4.26	-4.26	-21.35	34.57	75.67*	9.89*	
2	-3.19	-3.19	-32.92	21.33	54.25	5.87	

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm2				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
3	HE160A	912	58	180	28	391

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)								γM0 = 1.00
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	QKL	η
Krli	0.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00
	0.001	1	0.0	-21.3	45	26	1	0.19
	0.200	1	-4.3	-21.3	45	26	1	0.19
	0.000	1	-4.3	34.6	73	42	1	0.31
	0.001	1	-4.2	34.6	73	42	1	0.31

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)								$\gamma_{M0} = 1.00$
Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η
Krre	1.249	1	33.5	21.6	153	8	1	0.65
	1.251	1	33.6	1.9	153	1	1	0.65
	1.274	1	33.6	1.6	153	1	1	0.65
	1.276	1	33.6	-19.6	153	7	1	0.65
	2.600	1	-3.2	-32.9	69	40	1	0.30
	0.000	1	-3.2	21.3	45	26	1	0.19
	0.149	1	0.0	21.3	45	26	1	0.19
	0.150	1	0.0	21.3	45	26	1	0.19

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$
Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η
Krli	0.000	0.0	0.0	1	0.00	57.8	0.00
	0.001	0.0	-21.3	1	0.00	57.8	0.12
	0.200	-4.3	-21.3	1	0.00	57.8	0.12
	0.000	-4.3	34.6	1	0.00	57.8	0.19
	0.001	-4.2	34.6	1	0.00	57.8	0.19
	1.249	33.5	21.6	1	0.00	57.8	0.58
	1.251	33.6	1.9	1	0.00	57.8	0.58
	1.274	33.6	1.6	1	0.00	57.8	0.58
	1.276	33.6	-19.6	1	0.00	57.8	0.58
Krre	2.600	-3.2	-32.9	1	0.00	57.8	0.18
	0.000	-3.2	21.3	1	0.00	57.8	0.12
	0.149	0.0	21.3	1	0.00	57.8	0.12
	0.150	0.0	21.3	1	0.00	57.8	0.12

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.

Feld Nr.	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Rk,y}$ (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta
Krli	4.26	57.78	0.10	1.00	1.10	0.08
1	33.85	57.78	0.69	0.87	1.10	0.74
Krre	3.19	57.78	0.07	1.00	1.10	0.06

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination Kragarm $L / 150$

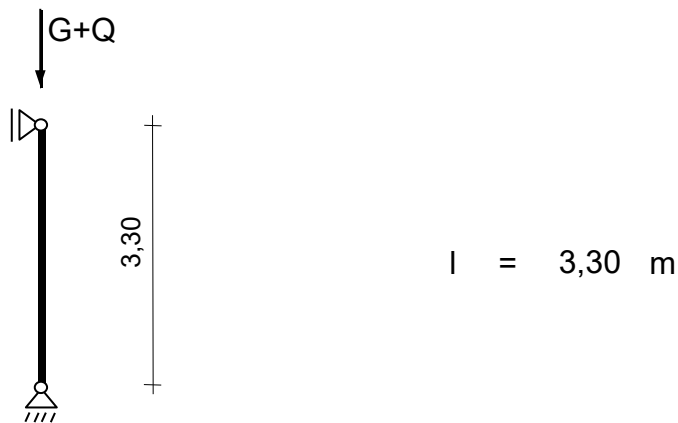
Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	
Krli	0.000	-0.02	-0.09	-0.090	0.133	0.68	3
1	1.300	0.07	0.39	0.387	0.867	0.45	3
Krre	0.149	-0.01	-0.07	-0.067	0.100	0.67	3

Pos. 12: Stahlstütze

Belastung:

aus EG Stütze	in EDV berücksichtigt	=	0,00 kN
aus Pos. 11, Aufl. A / B		=	10,91 kN
		G	= 10,91 kN
aus Pos. 11, Aufl. A / B		=	40,63 kN
		Q	= 40,63 kN

System:



gew: Pendelstütze	Ro 101,6 x 5,0 mm	S235
Kopfplatte konstr. gew. 160 x 200 x 15 mm Befestigung mit 4 x M12 in Stahlträger		
Fußplatte konstr. gew. 200 x 200 x 15 mm Befestigung mit 4 x M12 in Stb.-Fundament		

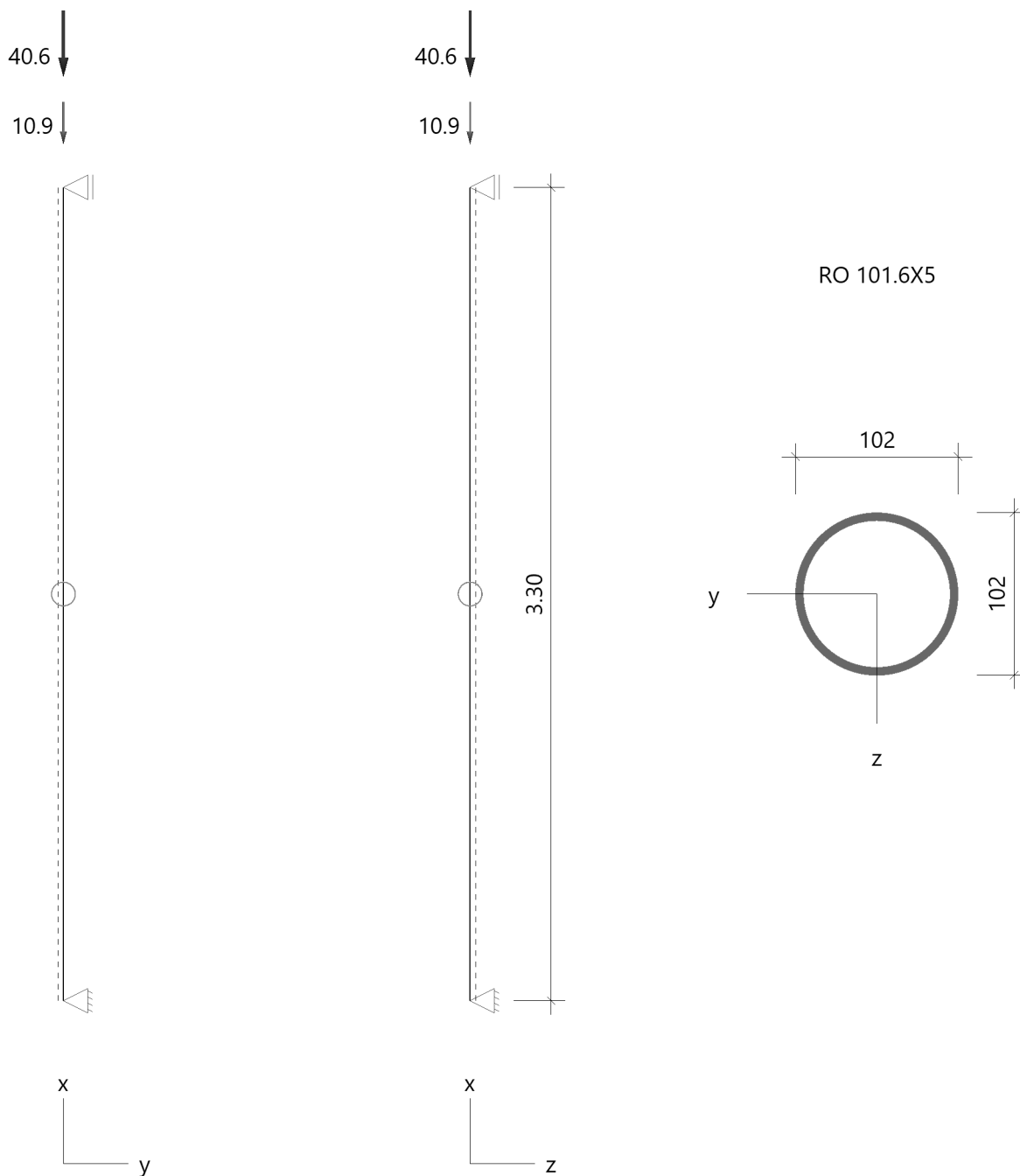
12 Stahlstütze

Stahlstütze (x64) STS+ 02/2025 (FRILO R-2025-2/P06)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	5.0 cm
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit	$\delta_{lim} =$	$l_{eff} / 300$

System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 3.30 m Material: S235 Querschnitt: RO 101.6X5(warm)

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen*)			Verdrehungen*)		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.30	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1	Q	ständig/vorübergehend	Kat. A: Wohngebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten

Lastarten

Art 14 = Kopflast kN
 Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	10.9	3.30		-	99
2	14	in x-Richtung	40.6	3.30		-	1

Ergebnisse

Zusammenfassung

Bemessungssituation	Lfk	Nachweis	η
ständig/vorübergehend	1	Querschnitt	0,21
ständig/vorübergehend	1	Stabilität	0,36
charakteristisch	5	Absolutverformung	0,01

Tragfähigkeit ständig/vorübergehend

Schnittgrößen - Lfk 1

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-76.2	0.0	0.00	0.0	0.00
3.30	-75.7	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21
3.30	1	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	76.2	0.00	6.46	0.36	1

Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{Cd} = 5.0$ cm

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
3.30	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.01	5

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

Lager	x [m]	Lf	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-0.4	-	-	-	-
		Lf 1	99	-10.9	-	-	-	-
		Lf 2	1	-40.6	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Lastfall:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1,35 + 1:1,35 + 2:1,50
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1,00 + 1:1,00 + 2:1,00

Pos. 13: Stb.-Streifenfundament

Belastung:

aus Fundament	0,40	x	0,80	x	25,00	=	8,00	kN/m
aus Pos. 12, Auflager	11,30	/	0,80			=	14,13	kN/m
							g	= 22,13 kN/m
aus Pos. 12, Auflager	40,60	/	0,80			=	50,75	kN/m
							q	= 50,75 kN/m

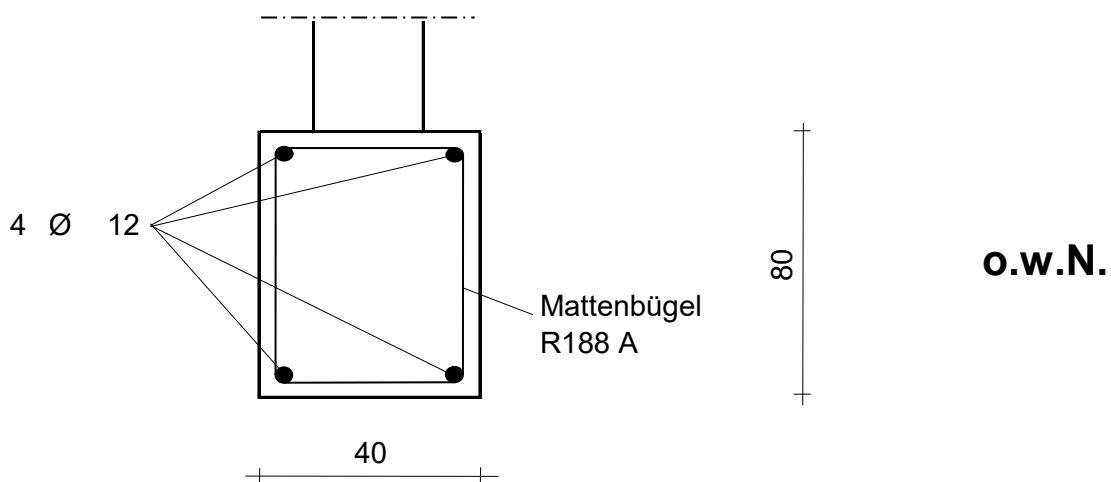
Beton: C25/30
 Baustahl: BSt500S (A) / BSt500M (A)
 Expositionsklasse: XC4 / XF1 / WF

**Bew. konstr. gew. 2 Ø 12 oben + unten
 Mattenbügel R188 A**

$$\sigma = (22,13 + 50,75) / 0,40 = 182,2 \text{ KN/m}^2$$

$$< \text{zul.} \sigma = 230 \text{ KN/m}^2 \text{ (Angabe aus Bestandsstatik)}$$

Skizze:



Das Fundament ist frostfrei auf gewachsenem Boden zu gründen.

Pos. 14: Stb.-Streifenfundament

Belastung:

aus Fundament	0,40	x	0,80	x	25,00	=	8,00	kN/m
aus Pos. 10, Aufl. A	3,41	/	0,80			=	4,26	kN/m
							g	= 12,26 kN/m
aus Pos. 10, Aufl. A	10,13	/	0,80			=	12,66	kN/m
							q	= 12,66 kN/m

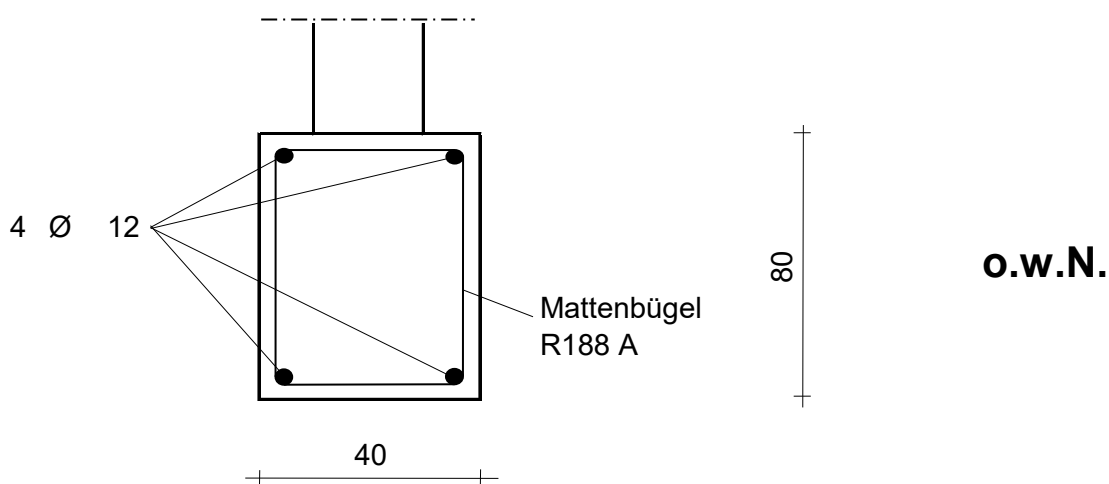
Beton: C25/30
 Baustahl: BSt500S (A) / BSt500M (A)
 Expositionsklasse: XC4 / XF1 / WF

Bew. konstr. gew. 2 Ø 12 oben + unten
Mattenbügel R188 A

$$\sigma = (12,26 + 12,66) / 0,40 = 62,31 \text{ KN/m}^2$$

$$< \text{zul.} \sigma = 230 \text{ KN/m}^2 \text{ (Angabe aus Bestandsstatik)}$$

Skizze:



Das Fundament ist frostfrei auf gewachsenem Boden zu gründen.

Allgemeine Bemerkung zum Standsicherheitsnachweis

Die Annahmen über den Baugrund sind vor
Baubeginn durch fachspezifische Gutachter verbindlich zu überprüfen.
Das Ergebnis ist der Bauleitung unverzüglich
mitzuteilen.

Bei Umbaumaßnahmen wird auf die besondere
Sorgfaltspflicht aller am Bau Beteiligten
hingewiesen.

Die Belastbarkeit vorhandener Bauteile
ist verbindlich zu überprüfen.

Osthofen, den 09.01.2026



Der Aufsteller

Dipl.-Ing. (FH) Tilo Weisbrod

Bearbeitet

M.Eng. Anne Vorherr