

Statische Berechnung

Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses (AKK) Hamburg-Altona

Umbau des 1.OG im nördlichen Gebäudeteil (klinische Beatmung)

Bauherr: AKK Altonaer Kinderkrankenhaus gGmbH
Bleickenallee 38
22763 Hamburg

Bauort: Lufthafen am Altonaer Kinderkrankenhaus
Bleickenallee 38, 22763 Hamburg

Entwurf: euroterra GmbH
Ness 1
20457 Hamburg

Projekt-Nummer: 2021-923.11

Aufsteller: bow ingenieure gmbh
Dipl.-Ing. Wiebke vom Berg
Maria Kowalewski (B. Eng.)
Ottenser Marktplatz 13
22765 Hamburg

Datum: 23.02.2023



23.02.2023
i. A. W. vom Berg

bow ingenieure gmbh
ottenser marktplatz 13
22765 hamburg
fon 0 40 / 2 26 35 28 -0
fax 0 40 / 2 26 35 28 -51

Inhaltsverzeichnis

- 1 Allgemeines
 - 1.1 Beschreibung des Bauvorhabens
 - 1.2 Grundlagen
 - 1.3 Festlegungen und Erkenntnisse aus Entwurfsplanung und Gutachten
 - 1.4 Statisches Konzept
 - 1.5 Struktur der Statischen Berechnung
 - 1.6 Bezeichnung der Positionen
 - 1.7 Bestimmungen
 - 1.8 Baustoffe
 - 1.9 Literatur
 - 1.10 Betondeckungen
 - 1.11 Belastungsansätze
- 2 Aussteifung
- 3 Treppen
- 4 Decken
- 5 Unter-/ Überzüge
 - 5.1 Unterzüge / Überzüge in Decke über Ebene 1
- 6 Stützen
 - 6.1 Stützen in Ebene 1
 - 6.2 Stützen in Ebene 0
 - 6.3 Stützen in Ebene -1
- 7 Wände
 - 7.1 Wände in Ebene 1
- 8 Gründung

9 Nachweise im Bestand

9.1 Decken im Bestand

9.2 Unterzüge im Bestand

9.3 Stützen im Bestand

9.4 Wände im Bestand

9.5 Gründung im Bestand

10 Geschlossene Systeme

10.1 Stahlkonstruktion der Außentreppe an Achse A/1-2‘

11 Positionspläne

12 Architektenpläne

1 Allgemeines

1.1 Beschreibung des Bauvorhabens

Im Jahr 2010 wurde am Altonaer Kinderkrankenhaus das Gebäude „Lufthafen“ als klinische Beatmungsstation und Wohnstation errichtet. Der Gebäudekomplex besteht aus zwei leicht verdreht ineinandergreifenden Gebäudeteilen. Die Gebäude sind teilunterkellert und bereits beim Neubau wurde im Achsbereich L-U/5-8 (Süd- und Mittelteil) das 1.Obergeschoss ausgeführt.

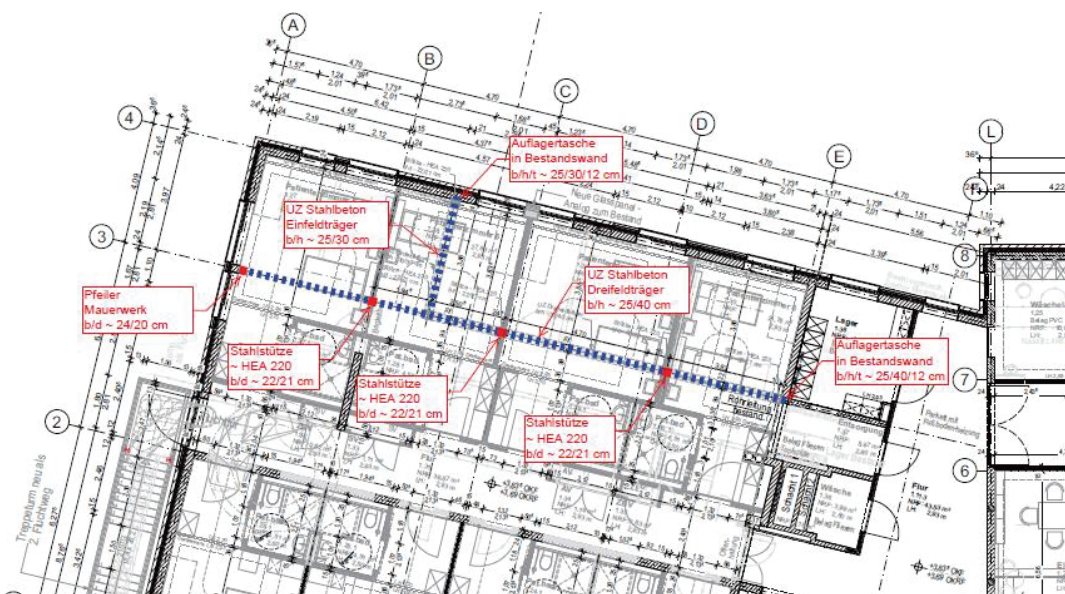
Die Gebäude sind als Massivbauwerke geplant. Die Decken sind als durchlaufende Stahlbetonbauteile, tragende Wände vorwiegend als Mauerwerkswände ausgeführt, nicht tragende Innenwände wurden in Trockenbau- bzw. Mauerwerksbauweise hergestellt.

In der zweiten Ausbaustufe im Jahr 2016 wurde das 1. Obergeschoss über das gesamte Nordgebäude erweitert. Darüber hinaus wurden Umbaumaßnahmen im bestehenden 1. OG des Südgebäudes durchgeführt.

Die Erweiterung des 1. OG über die gesamte Grundfläche sowie die Aufstockung des 2. OG am Südgebäude wurde bei der Berechnung des Tragwerks von 2010 bereits berücksichtigt. Dabei wurde vorausgesetzt, dass die Tragwerkserweiterungen entsprechend dem Tragwerk in den darunter liegenden Geschossen fortgeführt werden.

Nun ist ein Umbau im 1.OG des nördlichen Gebäudeteils geplant, bei dem die Raumaufteilung verändert werden soll. Die bisher vorhandenen Büroräume sollen abgebrochen und stattdessen Patientenzimmer errichtet werden. Dafür stimmen die erforderlichen Raummaße nicht mehr mit dem vorhandenen Tragwerk überein, sodass dieses an die neue Situation angepasst werden muss.

Nachfolgend ist ein Übersichtsplan des 1.OG mit den geplanten Veränderungen am Tragwerk (farbig markiert) beigelegt.



1.2 Grundlagen

Die vorliegende Planung basiert auf folgenden Grundlagen:

- [1] Planunterlagen: Objektplanung zum Umbau des 1.OGs,
aktueller Planstand als Grundlage der Bearbeitung:

„AKK Umstrukturierung Klinische Beatmung Lufthafen“

Genehmigungsplanung Index 0 vom 09.02.2022, euroterra GmbH, Hamburg:

Plan Nr. 2005 G 102.3	Dachaufsicht Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 101.3	Grundriss 1.OG Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 100.3	Grundriss EG Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 099.3	Grundriss UG Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 201.3	Schnitt 1-1 Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 202.3	Schnitt 2-2 Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 210.0	Ansicht Ost Neubau/Abbruch	M = 1 : 100
Plan Nr. 2005 G 211.0	Ansicht Nord Neubau/Abbruch	M = 1 : 100

„AKK Erweiterung Klinische Beatmung Lufthafen“

Detailplanung ohne Index vom 19.09.2022, euroterra GmbH, Hamburg:

Plan Nr. 2005 D 404	Außentreppe	M = 1 : 50
---------------------	-------------	------------

- [2] Planunterlagen: Objektplanung des Ausbaus der Büros von 2017:

„AKK Erweiterung Klinische Beatmung Lufthafen“

Grundriss 1.OG Ausbau Büros M = 1 : 50 Ausführungsplanung




Plan Nr. 1510 LH Ausbauf. A103, Index b vom 05.01.2017,
euroterra GmbH, Hamburg.

- [3] Planunterlagen: Objektplanung der Aufstockung von 2015:

„AKK Erweiterung Klinische Beatmung Lufthafen“

Grundriss 1.OG, Schnitt A-A, Ansichten Erweiterung bis Achse A

Ausführungsplanung M = 1 : 50 mit Stand von Mai bis August 2016,
euroterra GmbH, Hamburg.



 1510 A 101 gr-og1-c 160824.pdf	25.08.2016 15:05
 1510 A 200 scA-b 160824.pdf	24.08.2016 18:57
 1510 G 210 an-nswo-a Erw.bis Achse A Nachtrag Bauantrag 160512.pdf	12.05.2016 14:32







- [4] Planunterlagen: Objektplanung des Bestandes von 2010:

„Neubau Wohnstation u. klin. Beatmungsplätze“








Grundrisse KG, EG, OG, Schnitte A-A, A'-A', B-B, C, E







Ausführungsplanung M = 1 : 50 mit Stand von März bis Mai 2010,
euroterra ingenieurgesellschaft mbh&Co.KG, Hamburg.

 0910_A 100-1 Grundriss EG klin. Beatmung_Index g.pdf	10.03.2010 15:53
 0910_A 100-2 Grundriss EG Wohnstation_Index g.pdf	10.03.2010 16:08











 0910_A 102-1 Grundriss KG klin. Beatmung_Index h.pdf	03.03.2010 17:18
 0910_A 102-2 Grundriss KG Wohnstation_Index h.pdf	03.03.2010 17:20
 0910_A 101 Grundriss OG_Vorabzug 190510.pdf	19.05.2010 08:41
 0910_A 201_Schnitt A + A'_Vorabzug 190510.pdf	25.09.2015 10:18
 0910_A 202_Schnitt B-B_Vorabzug 190510.pdf	19.05.2010 08:19
 0910_A 203_Schnitt C + E_Vorabzug 190510.pdf	19.05.2010 08:20

- [5] Neubau Klinische Beatmungsplätze – Neubau Wohnstation
Statische Berechnung vom 14.09.2009, bow ingenieure gmbh.
- [6] Neubau Klinische Beatmungsplätze – Neubau Wohnstation
Statische Berechnung 1. Nachtrag vom 18.11.2009, bow ingenieure gmbh.
- [7] Neubau Klinische Beatmungsplätze – Neubau Wohnstation
Statische Berechnung 2. Nachtrag vom 21.12.2009, bow ingenieure gmbh.
- [8] Neubau Klinische Beatmungsplätze – Neubau Wohnstation
Statische Berechnung 3. Nachtrag vom 19.04.2010, bow ingenieure gmbh.
- [9] Neubau Klinische Beatmungsplätze – Neubau Wohnstation
Statische Berechnung 4. Nachtrag vom 14.05.2010, bow ingenieure gmbh.
- [10] Lufthafen – Statische Zwangspunkte
Übersichtspläne Erweiterung 2. Obergeschoss, Erweiterung 1. Obergeschoss, 1. Obergeschoss, Erdgeschoss, Kellergeschoss vom 18.08.2010, bow ingenieure gmbh.
- [11] Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses
Schalplanung mit Stand von Ende 2009 bis Mitte 2010, bow ingenieure gmbh.











 TWP_05_SP_1_0_005_f.pdf	31.05.2010 18:25
 TWP_05_SP_1_-1_003_c.pdf	10.03.2010 10:05
 TWP_05_SP_1_G_001_b.pdf	26.11.2009 11:16
 TWP_05_SP_2_0_006_f.pdf	31.05.2010 18:28
 TWP_05_SP_2_-1_004_c.pdf	10.03.2010 10:06
 TWP_05_SP_2_1_007_b.pdf	30.06.2010 15:10
 TWP_05_SP_2_G_002_b.pdf	26.11.2009 11:15
- [12] Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses
Bewehrungsplanung Ebene 1 (1. Obergeschoss) mit Stand vom Juli 2010, bow ingenieure gmbh.

 TWP_05_BP_-_1_001_b.pdf	21.07.2010 10:00
 TWP_05_BP_-_1_002_b.pdf	27.07.2010 11:58
 TWP_05_BP_-_1_003_a.pdf	21.07.2010 12:27
 TWP_05_BP_-_1_004_a.pdf	21.07.2010 12:30
 TWP_05_BP_-_1_005_a.pdf	21.07.2010 12:40
 TWP_05_BP_-_1_006.pdf	15.07.2010 09:15












- [13] Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses
Bewehrungsplanung Ebene 0 (Erdgeschoss) mit Stand vom Februar - Juni 2010, bow
ingenieure gmbh.

 TWP_05_BP_-_0_001_c.pdf	26.04.2010 10:06
 TWP_05_BP_-_0_002_c.pdf	26.04.2010 11:05
 TWP_05_BP_-_0_003_b.pdf	24.02.2010 16:36
 TWP_05_BP_-_0_004_d.pdf	04.06.2010 13:36
 TWP_05_BP_-_0_005_a.pdf	24.02.2010 14:42
 TWP_05_BP_-_0_006_f.pdf	04.06.2010 13:33
 TWP_05_BP_-_0_007_d.pdf	04.06.2010 13:46
 TWP_05_BP_-_0_010_a.pdf	03.05.2010 09:07
 TWP_05_BP_1_0_008_d.pdf	04.06.2010 13:28
 TWP_05_BP_2_0_009_d.pdf	04.06.2010 13:26


- [14] Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses
Bewehrungsplanung Ebene -1 (Untergeschoss) mit Stand vom Januar - Juni 2010, bow
ingenieure gmbh.

 TWP_05_BP_2_-1_009_c.pdf	04.06.2010 14:08
 TWP_05_BP_2_-1_007_a.pdf	17.02.2010 13:36
 TWP_05_BP_2_-1_003_a.pdf	15.04.2010 09:40
 TWP_05_BP_2_-1_001_a.pdf	18.01.2010 07:22
 TWP_05_BP_1_-1_008_a.pdf	17.02.2010 09:23
 TWP_05_BP_1_-1_006_a.pdf	17.02.2010 11:53
 TWP_05_BP_-_1_010_b.pdf	17.02.2010 12:32
 TWP_05_BP_-_1_005_c.pdf	13.04.2010 15:45
 TWP_05_BP_-_1_004_a.pdf	01.02.2010 16:11
 TWP_05_BP_-_1_002_b.pdf	17.02.2010 13:26

- [15] Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses
Bewehrungsplanung Gründung mit Stand vom Dezember 2009 - Mai 2010, bow
ingenieure gmbh.


 TWP_05_BP_-_G_010_b.pdf	24.02.2010 15:01
 TWP_05_BP_-_G_011_b.pdf	03.05.2010 09:35
 TWP_05_BP_1_G_003_b.pdf	01.03.2010 16:34
 TWP_05_BP_1_G_004_a.pdf	14.12.2009 14:27
 TWP_05_BP_1_G_006_a.pdf	14.12.2009 09:09
 TWP_05_BP_1_G_008_a.pdf	07.01.2010 12:29
 TWP_05_BP_2_G_001_a.pdf	07.01.2010 12:31
 TWP_05_BP_2_G_002_a.pdf	07.01.2010 12:32
 TWP_05_BP_2_G_005_a.pdf	14.12.2009 16:06
 TWP_05_BP_2_G_007_a.pdf	14.12.2009 09:16
 TWP_05_BP_2_G_009_a.pdf	07.01.2010 12:30

- [16] Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses (AKK) – Umbau und Erweiterung des 1.OG: Statische Berechnung vom 06.01.2016, bow ingenieure gmbh.
- [17] Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses (AKK) – Umbau und Erweiterung des 1.OG: Statische Berechnung 1. Nachtrag vom 02.05.2016, bow ingenieure gmbh.
- [18] Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses (AKK) – Umbau und Erweiterung des 1.OG: Statische Berechnung 2. Nachtrag vom 12.05.2016, bow ingenieure gmbh.
- [19] Umbau und Erweiterung Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses
Schalplanung Ebene 1 mit Stand vom 22.06.2016, bow ingenieure gmbh.


 TWP_05_SP_-_1_001_c.pdf

05.10.2020 20:41


- [20] Umbau und Erweiterung Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses
Bewehrungsplanung Ebene 1 mit Stand vom Juni 2016, bow ingenieure gmbh.

 001_TWP_05_BP_-_1_001_b.pdf


09.06.2016 13:02

 002_TWP_05_BP_-_1_002_b.pdf


06.06.2016 10:53

 003_TWP_05_BP_-_1_003_b.pdf


22.06.2016 09:31

 004_TWP_05_BP_-_1_004_a.pdf

06.06.2016 10:57

 005_TWP_05_BP_-_1_005_a.pdf

06.06.2016 11:38

 006_TWP_05_BP_-_1_006_b.pdf

05.10.2020 20:41

- [21] Baugrunduntersuchung - Neubau AKK Lufthafen – Wohnstation und klinische Beatmungsplätze Bleickenallee 38 in 22738 Hamburg vom 10.08.2009 Mull und Partner Ingenieurgesellschaft mbH, Köln.
- [22] Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses Hamburg-Altona, Umbau des 1.OG im nördlichen Gebäudeteil (klinische Beatmung), Vorkonzept Tragwerk, Fortschreibung a vom 15.Dezember 2021.
- [23] Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses Hamburg-Altona, Umbau des 1.OG im nördlichen Gebäudeteil (klinische Beatmung), Entwurfsplanung Alternativkonzept Tragwerk, vom 07.04. 2022.

1.3 Festlegungen und Erkenntnisse aus Entwurfsplanung und Gutachten

1.3.1 Allgemeines

Für den geplanten Umbau des Tragwerks im Achsbereich A-E/2-4 des 1.OG sind insbesondere folgende Dokumente der **Statischen Berechnung** relevant (siehe Kap. 1.2):

- 2015-796 Aufstockung Lufthafen, Statische Berechnung 1. Nachtrag vom 02.05.2016 [17] (Erweiterung der Aufstockung 1.OG um den Bauabschnitt BA 2b im Achsbereich A-E/1-4)
- 2009-524 Neubau Lufthafen, Statische Berechnung 2. Nachtrag vom 21.12.2009 [7] (Neuberechnung der Decke über dem EG infolge Verbreiterung der Türöffnungen im Gebäudeteil Nord / klinische Beatmungsstation)
- 2009-524 Neubau Lufthafen, Statische Berechnung vom 14.09.2009 [5] (ursprüngliche Berechnung mit Aufstockungsoptionen 1.OG A-G/1-4 und 2.OG L-U/5-8)

Die Planung des Umbaus im 1. Obergeschoss erfolgt auf Grundlage der oben genannten **Ausführungspläne des Tragwerks** (siehe Kap. 1.2):

- 2015-796 Umbau und Erweiterung Lufthafen des Altonaer Kinderkrankenhauses, Schal- und Bewehrungsplanung Ebene 1 mit Stand vom Juni 2016 [19] - [20]
- 2009-524 Neubau Wohnstation und Klinische Beatmungsplätze des Altonaer Kinderkrankenhauses, Schal- und Bewehrungsplanung von 2009/2010 [11] - [13].

Es wird vorausgesetzt, dass diese Planunterlagen weiterhin gültig sind und seit der Errichtung der Aufstockung keine nachträglichen Änderungen am Tragwerk vorgenommen wurden, sowie die tragwerksrelevanten Konstruktionen im Laufe der Nutzung nicht geschädigt wurden.

Nachweise für Bestandsbauteile bei verändertem System bzw. unter veränderten Belastungen werden gemäß der jeweils relevanten Statischen Berechnung auf Grundlage der zum Zeitpunkt der Bauausführung gültigen Normen geführt.

1.3.2 Baugrund

Vom Neubau des Gebäudes liegt ein Baugrundgutachten [21] vor. Nachfolgend wird dieses in Ausschnitten wiedergegeben:

Grundwasser

In den ausgeführten Bohrungen KRB 1 bis KRB 7 wurde kein grundwassererfüllter Horizont angeschnitten. Dies lässt auf einen Mindestflurabstand von > 10,0 m u. GOK schließen.

Boden

Schematisiert und vereinfacht lässt sich der erbohrte Bodenaufbau wie folgt zusammenfassen:

0,0 m bis 10,0 m 36,34 m – 26,68 m NN	Auffüllung:	locker bis dicht gelagerte, Schluffe, Mittelsande, Fein- und Mittelkiese mit fein- bis grobkörnigen Bestandteilen (A: SE, SU, SU*, OU) mit unterschiedlichen Beimengungen an Bauschutt (Ziegel- u. Betonbruch), Schlacken und Aschen und teilweise geringen organischen Bestandteilen ([OU]) sowie z. T. reiner Bauschutt mitteldicht bis dicht gelagert
4,0 – 10,0 m 32,68 m – 26,68 m NN	Auffüllung:	weiche bis steife, feinsandige Schluffe, (A: UL) mit unterschiedlichen Beimengungen an Bauschutt (Ziegel- u. Betonbruch), Schlacken und Aschen
2,5 m bis >12,3 m ET 33,84 m - 24, 38 m NN	Sande :	Mittel- und Feinsande (SE, SU) mit schwach schluffigen bis grobkiesigen Bestandteilen überwiegend mitteldicht bis dicht gelagert

Aufgrund der Vor-Ort-Ergebnisse lassen sich aus der Literatur und aus der gutachterlichen Erfahrung folgende charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte ableiten:

Tabelle 4: Orientierende Bodenkennwerte

Bodenart:		Auffüllung Schluff, feinsandig, weich - steif Unterkante bis max. 26,68 m NN	Auffüllung Mittelsande, Fein- und Mittelkiese, locker bis dicht Unterkante bis max. 26,68 m NN	Geogen Fein- und Mittelsande, schwach schluffig, mitteldicht – dicht Oberkante ab ca. 34,49 bis 26,68 m NN
Kennwerte:				
neue DIN 1054	alte Normung			
Reibungswinkel ϕ'_k bzw. ϕ_k	Reibungswinkel cal ϕ' [°]	25,0-27,5	28,0 - 32,0	32,5 - 35,0
Wichte [kN/m³]	Wichte [kN/m³]			
erdfeucht γ_k	erdfeucht γ	9-19	16,0 - 18,0	17,0 – 18,0
wassergesättigt $\gamma_{k,s}$	wassergesättigt γ_r	9-19	18,5 - 20,5	19,5 - 21,5

Bodenart:		Auffüllung Schluff, feinsandig, weich - steif Unterkante bis max. 26,68 m NN	Auffüllung Mittelsande, Fein- und Mittelsande, locker bis dicht Unterkante bis max. 26,68 m NN	Geogen Fein- und Mittelsande, schwach schluffig, mitteldicht – dicht Oberkante ab ca. 34,49 bis 26,68 m NN
Kennwerte:				
neue DIN 1054	alte Normung			
unter Auftrieb γ_k	unter Auftrieb γ'	9-10	8,5 - 10,5	9,5 – 10,5
Kohäsion $c'k$ [kN/m ²]	Kohäsion cal. c' [kN/m ²]	0-5	0	0
Steifemodul E_s [MN/m ²]		5-12	locker 10 – 15, mitteldicht 20 – 25 dicht 25 – 50	locker 15 – 20 mitteldicht 20 – 40 dicht 40-80
Durchlässigkeitsbeiwert $k_{v,k}$ [m/s]		$10^{-6} - 10^{-8}$	$10^{-6} - 10^{-7}$	$10^{-3} - 10^{-6}$
Durchlässigkeit nach DIN 18130		Schwach durchlässig	durchlässig	sehr gut durchlässig - durchlässig
Bodengruppe nach DIN 18 196		A [UL]	A [SE - SU*]	SE
Bodenklasse nach DIN 18 300		4 bei Wasserzugabe 2	3 - 4	3
Rohrvortriebsklasse nach DIN 18 319		-	-	LNE 2 bis LNE 3

Die Gründung der **Gebäude** kann mit Streifenfundamenten oder Fundamentplatte erfolgen. Auf Grund der starken Inhomogenität der angetroffenen Auffüllungen wurde für die Setzungsberechnungen jeweils der worst-case herangezogen. Für die Setzungsberechnungen wurde die oben geschilderte Bodenaufbereitung angesetzt.

Sowohl für den unterkellerten Bereich als auch für den nicht unterkellerten Bereich wurden dementsprechend Setzungsberechnungen für die Bereiche mit eher sandiger Auffüllung und für den Bereich mit eher schluffiger Anschüttung durchgeführt.

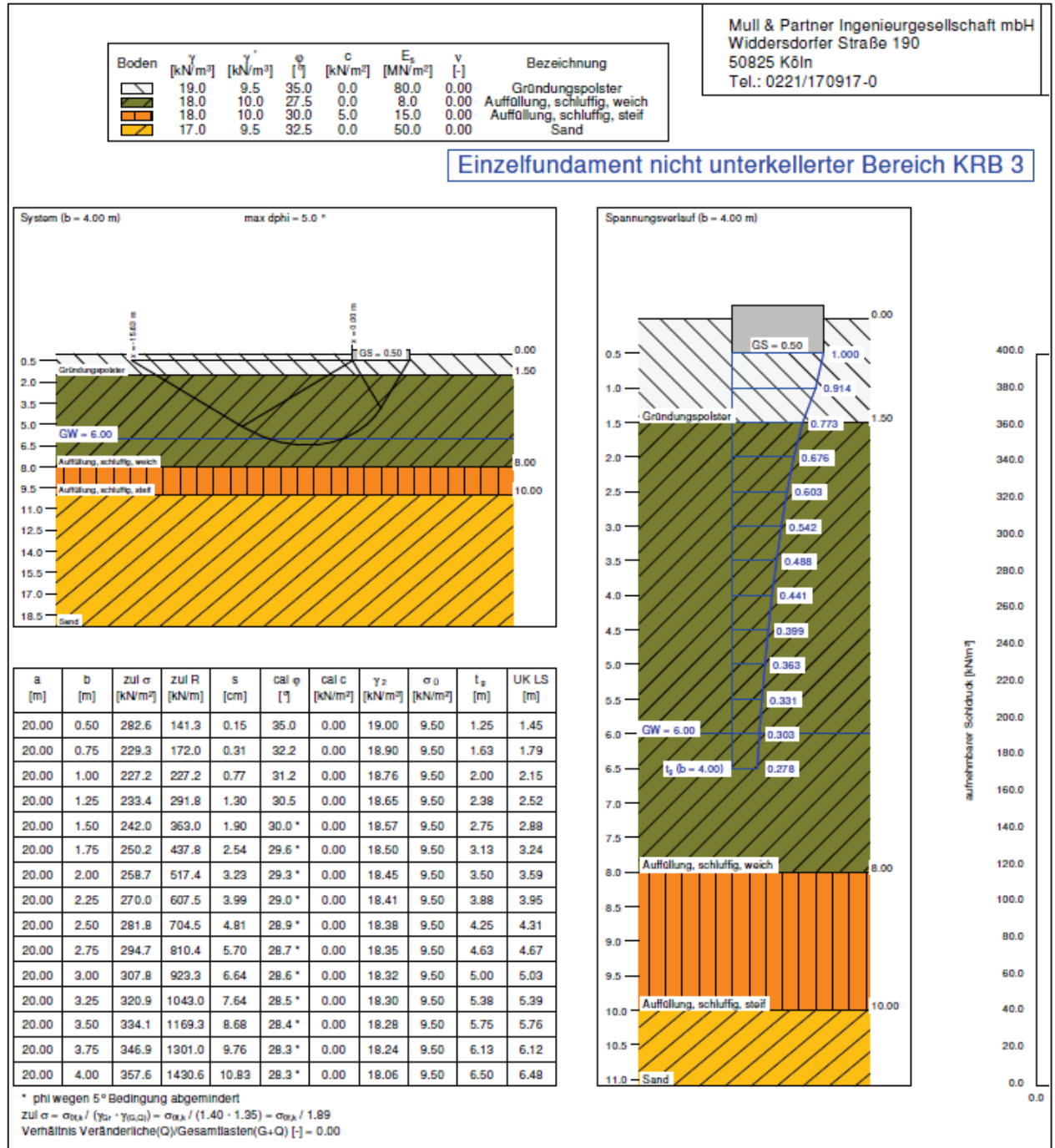
Anlage V.1-2: unterkellerten Bereich, Bereich sandige Auffüllung, Ansatz KRB 7,
Bodenverbessernde Maßnahme: Ausbau Anschüttung bis -1,0 m u.
Fundamentsohle, Nachverdichtung Aushubsohle, lagenweise Widereinbau
Anschüttung

Anlage V.3-4: unterkellerten Bereiche, Bereich bindige Auffüllung, Ansatz KRB 3,
Bodenverbessernde Maßnahme: Gründungspolster mit mindestens 1,0 m
Mächtigkeit

Anlage V.5-6: nicht unterkellerten Bereich, Bereich sandige Auffüllung, Ansatz KRB 1,
Bodenverbessernde Maßnahme: Ausbau Anschüttung bis -1,0 m u.
Fundamentsohle, Nachverdichtung Aushubsohle, lagenweise Widereinbau
Anschüttung

Anlage V.7-8: nicht unterkellerten Bereich, Bereich bindige Auffüllung, Ansatz KRB 3,
Bodenverbessernde Maßnahme: Gründungspolster mit mindestens 1,0 m
Mächtigkeit

Ausschnitt aus Anlage V.7



1.3.3 Abdichtung

Im Untergeschoss ist eine WU- Konstruktion aus Sohle und Wänden ausgeführt.

Die Dachdecke ist über dem 1.OG oberseitig abgedichtet und mit einer Begrünung versehen.

1.3.4 Brandschutz

Bei den neu zu erstellenden Bauteilen werden die Brandschutzanforderungen folgendermaßen berücksichtigt:

- Stahlbetonbauteile: Einhaltung der Randabstände der Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-2 + NA, siehe Kap. 1.10.2.
- Stahlstützen innen: Brandschutzverkleidungen gemäß Planung der Architekten

1.3.5 Nachträgliche Leitungsschlitz- und Kernbohrungen in Massivbauteilen

Die nachträgliche Herstellung von Schlitz- und Durchbrüchen sowie der Einbau von Einbaudosen ist grundsätzlich nicht erlaubt.

Wenn Schlitz- und Durchbrüche sowie der Einbau von Einbaudosen für Beleuchtungen, Schalter etc. erforderlich sind, sind diese in einer Schlitz- und Durchbruchsplanung ggf. auch in einer Leerrohrplanung zu planen und mit dem Tragwerksplaner abzustimmen.

Schlitz- in Stahlbetonbauteilen sind nach Verlegung der haustechnischen Einbauten gemäß DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ wieder zu verschließen.

Ohne weitere Abstimmung sind nachträglich hergestellte Vertiefungen zur Verlegung von haustechnischen Leitungen in Mauerwerkswänden wie folgt zulässig:

Für nachträglich hergestellte Schlitz- in Mauerwerkswänden sind die Regeln nach DIN EN 1996-1-1, Kap. 8.6 zu beachten. Danach dürfen ohne zusätzlichen statischen Nachweis nur Schlitz- mit den u.g. zulässigen Abmessungen hergestellt werden. Diese Regeln sind im Merkblatt „Schlitz- und Aussparungen“ der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e.V. (DGfM) zeichnerisch verdeutlicht.

- a. vertikale Schlitzte gemäß DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05, Tab. NA.19

Mindestabstand der Schlitzte von Wandöffnungen: 115 mm

Mindestabstand der Schlitzte untereinander: 240 mm bzw. 2-fache Schlitzbreite

Wanddicke [cm]	max Schlitztiefe $t_{ch,v}$ [mm]	max Schlitzbreite [mm]	max Gesamtbreite [mm] der Schlitzte auf 2 m Wandlänge
11,5	10	100	
15	20	100	
17,5	30	100	260
20	30	125	300
24	30	125	385

Schlitzte die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 24 cm bis zu einer Tiefe von 80 mm und einer Breite von 120 mm ausgeführt werden.

Bei kürzeren Wandlängen als 2 m ist die max. Gesamtbreite der Schlitzte proportional zur Wandlänge zu verringern.

- b. Horizontale und schräge Schlitzte gemäß DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05, Tab. NA.20

Horizontale und schräge Schlitzte sind nur zulässig in einem Bereich $\leq 0,4$ m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils einer Wandseite.

Horizontale und schräge Schlitzte sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.

Für Schlitzte mit einer Maximallänge von 1,25 m gilt ein Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

Wenn Präzisionswerkzeug verwendet wird, mit dem die Tiefe genau eingehalten werden kann, können in der nachfolgenden Tabelle die Werte in Klammern verwendet werden.

Wanddicke [cm]	max Schlitztiefe $t_{ch,v}$ [mm] bei unbegrenzter Schlitzlänge	max Schlitztiefe $t_{ch,v}$ [mm] bei Schlitzlänge $\leq 1,25$ m
11,5	-	-
15	-	0 (10)
17,5	0 (10)	25
20	0 (10)	25
24	15 (25)	30

1.4 Statisches Konzept

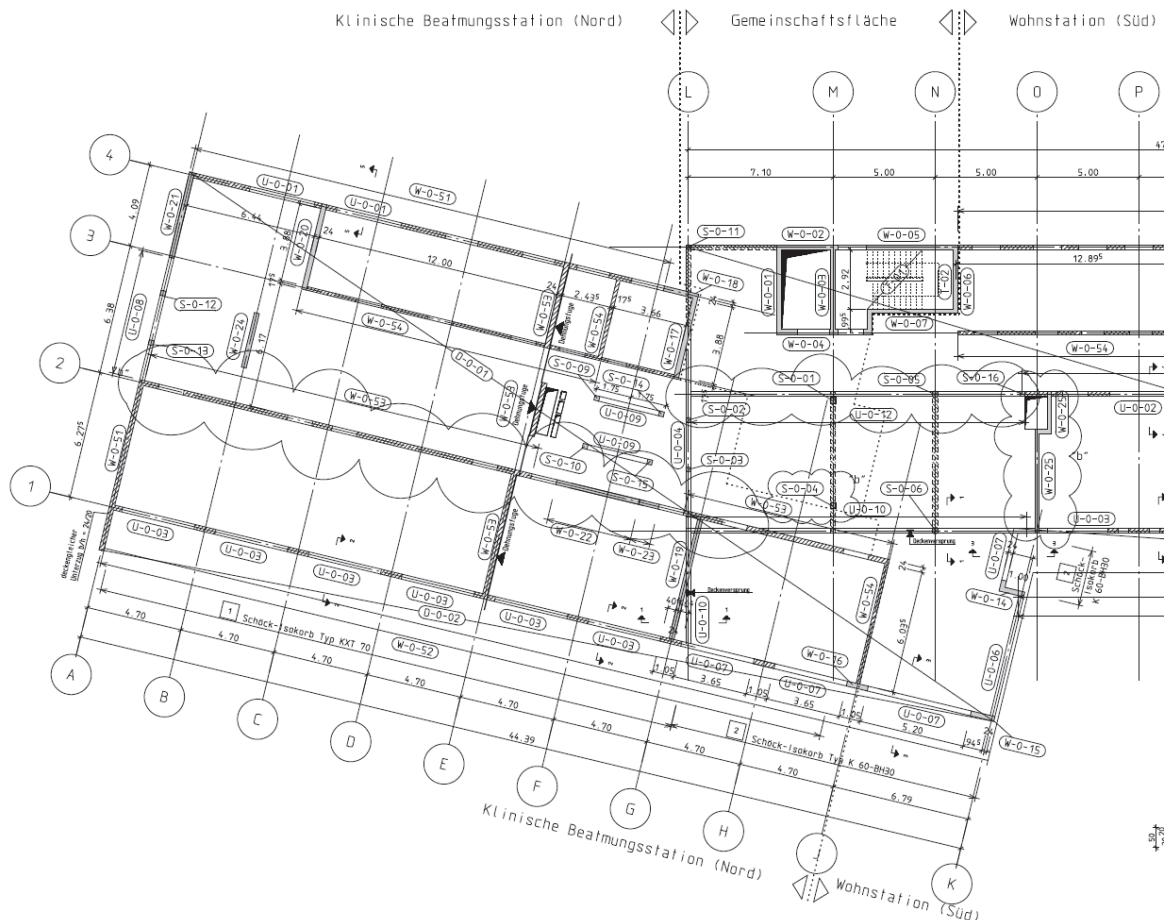
Als tragende Wände wurden bei der Neubauplanung im Jahr 2009 weitestgehend die Flurwände sowie die dazu parallelen Außenwände als Tragachsen festgelegt. Diese liegen in den Zahlenachsen 1-6 und sind weitestgehend in Mauerwerk ausgeführt. Die Balkone auf der Westseite sind als Kragkonstruktionen an die Geschossdecken angeschlossen.

Der Mittelbereich im Südgebäude zwischen den Achsen 6 und 7 bildet dort einen innen liegenden Flur. Der Mittelbereich zwischen den Achsen 2 und 3 im Nordgebäude ist wesentlich breiter und wurde bisher durch zwei parallele Flure und dazwischen liegende Nebenräume genutzt.

An der nordöstlichen Gebäudeecke im Achsbereich A-C/2-4 weicht das Tragsystem in allen Geschossen vom Grundkonzept ab. Dort dienen zwei Querwände parallel zu den Buchstabenachsen als Deckenaufleger. Im Erdgeschoss sind diese als tragende Stahlbetonwandscheiben ausgeführt, die durch einzelne Stützen im Untergeschoss abgefangen werden.

Ebenso weicht das Tragsystem im Überschneidungsbereich der Gebäudeteile vom Grundkonzept ab. Hier dienen zwei Querwände in den Achsen M/5-6 und N/5-6 als Deckenaufleger. Im 1.Obergeschoss sind diese als tragende Stahlbetonwandscheiben ausgeführt, die durch einzelne Stützen im Erdgeschoss abgefangen werden.

Nachfolgend ist zur Übersicht der Tragstruktur ein Ausschnitt des Positionsplans EG beigefügt.



Die Stahlbeton-Geschossdecken spannen überwiegend 2-achsig und werden durch die oben genannten Tragachsen gehalten. Bereiche oberhalb von Wandöffnungen (Türen, Fenster) wurden für die Nachweise der Decken nicht als Auflager angesetzt. An den Außenwänden werden die Öffnungen mit Stahlbeton-Unterzügen überspannt, die zusätzlich zur Abfangung der Verblendfassade dienen.

In der Achse E befindet sich eine durch alle Geschosse durchlaufende Brandwand, welche als Deckenaufleger genutzt wird. Direkt daneben verläuft im EG und 1.OG eine Dehnungsfuge. Die angrenzenden Deckenbereiche sind dort über Schubdorne an die Brandwand in Achse E angeschlossen.

Die Gründung des Erdgeschosses bzw. Untergeschosses erfolgt auf tragenden Stahlbeton-Bodenplatten deren Rand mit Frostschrüzen versehen ist.

Die Treppen im Inneren des Gebäudes sind als massive Stahlbetonfertigteile ausgeführt. Die neue Außenfluchttreppe wird als Stahlbaukonstruktion hergestellt.

1.5 Struktur der Statischen Berechnung

Die Statische Berechnung gliedert sich in folgende Kapitel:

Allgemeines, Aussteifung; Treppen, Decken, Unter-/Überzüge, Stützen, Wände, Gründung,
Nachweise im Bestand, Geschlossene Systeme, Positionspläne, Architektenpläne,

Die Seitennummerierung erfolgt kapitelweise:

Kapitelnummer . laufende Seitennummer

z. B. S. 2.144 = Kapitel 2, Seite 144

Bezeichnung von Ergänzungsseiten:

Bisherige Nummerierung / laufende Seitennummer

z. B. 2.144 / 2 = 2. Ergänzungsseite zu Kapitel 2, Seite 144

Bezeichnung von Austauschseiten:

Bisherige Nummerierung ‘ (1. Austausch)

Bisherige Nummerierung ‘‘ (2. Austausch)

z. B. 2 . 144‘‘ = 2. Austausch der Seite 144 aus Kapitel 2

1.6 Bezeichnung der Positionen

Die Bauteile werden durch einen Bauteilschlüssel, die Angabe der Gebäudeebene und eine fortlaufende Nummer bezeichnet:

Beispiel: Pos. D _ 0 _ 01 (Erläuterung s.u.)

Dabei sind die Nummern 01-99 den bestehenden Bauteilen gemäß der Statik von 2009/2010 [5]-[9] vorbehalten. Die Bauteile im Erweiterungsbereich des 1.OG im Achsbereich A-L/1-4 erhielten gemäß der Statik von 2015/16 [14]-[18] Bauteilnummern von 100 bis 199.

Die neuen Bauteile im Umbaubereich A-E/1-4 erhalten nun Bauteilnummern von 200 bis 299.

Der Bauteilschlüssel bezeichnet die Art des Bauteils:

B	= Bodenplatten,
D	= Deckenplatten,
F	= Fundamente,
H	= Holz (dach) konstruktionen
S	= Stützen,
T	= Treppenläufe/-podeste,
U	= Unter-/Überzüge/deckengleiche Balken und
W	= Wände.

Die Angabe der Gebäudeebene bezeichnet das Geschoss, in dem das Bauteil liegt:

0	= Erdgeschoss,
-1	= Untergeschoss

Unter- und Überzüge werden dem Geschoss zugeordnet, **über** dem sie liegen (Beispiel: U_0_01 liegt auf Höhe der Deckenebene über dem Erdgeschoss).

Gründungsbauteile werden dem Geschoss zugeordnet **unter** dem sie liegen.

Beispiel: Pos. D _ 2 _ 01

Decke über Ebene 2 lfd. Nr. 01

1.7 Bestimmungen

Die Statische Berechnung berücksichtigt für neue Bauteile die zurzeit gültigen Normen, insbesondere

- DIN EN 1991-1-1 (2010-12) Eigenlasten, Nutzlasten
 - DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)
 - DIN EN 1991-1-1/NA/A1 (2015-05)
- DIN EN 1991-1-3 (2010-12) Schneelasten
 - DIN EN 1991-1-3/NA (2010-12)
 - DIN EN 1991-1-3/NA/A1 (2015-12)
- DIN EN 1991-1-4 (2010-12) Windlasten
 - DIN EN 1991-1-3/NA (2010-12)
- DIN EN 1992 Stahlbeton
 - DIN EN 1992-1-1 (2011-01)
 - DIN EN 1992-1-1/A1 (2015-03)
 - DIN EN 1992-1-1/NA (2013-04)
 - DIN EN 1992-1-1/NA/A1 (2015-12)
 - DIN EN 1992-1-2 (2010-12)
 - DIN EN 1992-1-2/NA (2010-12)
 - DIN EN 1992-1-2/NA/A1 (2015-09)
- DIN EN 1993 Stahlbau
 - DIN EN 1993-1-1 (2010-12)
 - DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)
 - DIN EN 1993-1-2 (2010-12)
 - DIN EN 1993-1-2/NA (2010-12)
- DIN EN 1996 Mauerwerk
 - DIN EN 1996-1-1 (2013-02)
 - DIN EN 1996-1-1/NA (2012-05)
 - DIN EN 1996-1-1/NA/A1 (2014-03)
 - DIN EN 1996-1-1/NA/A2 (2015-01)
 - DIN EN 1996-1-2 (2010-12)
 - DIN EN 1996-1-2/NA (2013-06)
 - DIN EN 1996-1-3 (2010-12)

- DIN EN 1996-1-3/NA (2012-01)
- DIN EN 1996-1-3/NA/A1 (2014-03)
- DIN EN 1996-1-3/NA/A2 (2015-01)

Für Nachweise bestehender Bauteile kommen bei verändertem System bzw. unter veränderten Belastungen z.T. die zur Entstehungszeit gültigen Normen zur Anwendung.

Für Bauteile nach 2009-524 Neubau Lufthafen, Statische Berechnungen von 2009/2010 [5]-[9] sind dies z.B.:

- | | |
|------------------------|-------------------------|
| • DIN 1045-1 (2008-08) | Beton- und Stahlbeton |
| • DIN 1053-100 (2004) | Mauerwerk |
| • DIN 1055 | Lastannahmen für Bauten |

Für Bauteile nach 2015-796 Aufstockung Lufthafen, Statische Berechnungen von 2015/2016 [14]-[18] entsprechen diese weitestgehend den o.g. aktuellen Bestimmungen.

1.8 Baustoffe

Hier werden die grundsätzlichen Anforderungen an die Baustoffe beschrieben, die endgültige Wahl der Baustoffe und ihrer Eigenschaften erfolgt bei den einzelnen Positionen.

Betonbauteile

Gründungsbauteile und erdberührte Außenwände:

Karbonatisierungsinduzierte Korrosion

Expositionsklasse XC2: => Mindestfestigkeitsklasse C 16/20

Feuchtekategorie WF

WU- Beton gemäß WU- Richtlinie

Beanspruchungskategorie 1 (zeitweise stauendes Sickerwasser)

Sohle: Nutzungskategorie B (Feuchtestellen auf der Oberfläche zulässig)

Wände: Nutzungskategorie A* (keine Feuchtestellen auf der Oberfläche)

Überwachungskategorie 2

gewählt: siehe bei den einzelnen Positionen!

Frostaushesetzte Bauteile aus Beton:

Karbonatisierungsinduzierte Korrosion

Expositionsklasse XC3: => Mindestfestigkeitsklasse C 25/30

Frostangriff ohne Sprühnebel von Taumitteln

Expositionsklasse XF1: => Mindestfestigkeitsklasse C 25/30

Feuchtekategorie WF

Überwachungskategorie 1

gewählt: siehe bei den einzelnen Positionen!

Innenbauteile aus Beton:

Karbonatisierungsinduzierte Korrosion

Expositionsklasse XC1: => Mindestfestigkeitsklasse C 16/20

Feuchtekategorie W0

Überwachungskategorie 1

gewählt: siehe bei den einzelnen Positionen!

<u>Betonstahl</u>	Stahlbeton	BSt 500 S (A) + M (A)
<u>Mauerwerk</u>	Wände	Kalksandstein SFK 20, MG DM, Rdkl. 2.0
<u>Stahlbau</u>	Außentreppe	Stahl S 235 JR
	Schadensfolgeklasse CC2	
	Beanspruchungskategorie SC1	
	Herstellungskategorie PC1	
	Ausführungsgruppe EXC2	nach DIN E 1090-2, Tab. B3

1.9 Literatur

Schneider: Bautabellen, 22. Auflage

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton:

DAfStb: Heft 240, Hilfsmittel zur Berechnung von Schnittgrößen und Verformungen

1.10 Betondeckungen

Die Statische Berechnung berücksichtigt die zurzeit gültigen Normen, insbesondere:

- DIN EN 1992-1-1 + NA Allgemeine Bemessungsregeln
- DIN EN 1992-1-2 + NA Bemessung für den Brandfall

1.10.1 Anforderungen nach DIN EN 1992-1-1

Mindestmaße c_{\min} der Betondeckung infolge der Umgebungsbedingungen:

Umgebungs-kategorie	c_{\min} [mm]	Umgebungsbedingungen
XC 1	10	Bauteile in Innenräumen, normale Luftfeuchte
XC 2	20	Gründungsbauteile
XC 3	20	ständig oder häufiger Zugang zur Außenluft, offene Hallen, Dachdecken mit flächiger Abdichtung
XC 4	25	direkte Beregnung, Bauteile in Wasserwechselzonen

Mindestmaße c_{\min} der Betondeckung zur Sicherstellung des Verbundes:

$$c_{\min} \geq d_s \text{ bzw. } d_{sv}$$

Nennmaß der Betondeckung c_{nom}

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

Vorhaltemaß Δc_{dev}	im Allgemeinen	$\Delta c_{\text{dev}} = 15 \text{ mm}$
	für Umweltklasse XC1	$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

1.10.2 Anforderungen nach DIN EN 1992-1-2 + NA

Angegeben werden die Mindestwerteabmessungen für die Feuerwiderstandsklasse R 90:

Stahlbetonplatten (Platten unbekleidet) aus Normalbeton (DIN EN 1992-1-2):

Lagerung	Spannrichtung	Plattendicke h_s [mm]	Achsabstand a der unteren Lage [mm]	Tabelle
statisch bestimmt	einachsig	100	30	Tab. 5.8 Spalte 3
statisch bestimmt	zweiachsig, an allen vier Rändern gestützt $l_y/l_x \leq 1,5$	100	15	Tab. 5.8 Spalte 4
statisch bestimmt	zweiachsig an allen vier Rändern gestützt $1,5 < l_y/l_x \leq 2$	100	20	Tab. 5.8 Spalte 5
statisch unbestimmt (Durchlaufplatten) *	ein- und zweiachsig	100	15	Tab. 5.8 Spalte 4
Flachdecken	ein- und zweiachsig	200	25	Tab. 5.9

l_y ist die längere Spannweite.

* Hinweise für durchlaufende oder eingespannte Platten siehe nächste Seite.

Stahlbetonbalken (von drei Seiten brandbeansprucht) aus Normalbeton (DIN EN 1992-1-2):

Lagerung	Balken- breite b_{min} [mm]	mittlerer Achs- abstand a [mm]	seitlicher Achsabstand a_{sd} der Eckstäbe bei nur einer Bewehrungslage sonst wie a [mm]	Tabelle	Steg- dicke b_w für Klasse WC
statisch bestimmt	150	55	65	Tab. 5.5 Spalte 2	100
statisch bestimmt	200	45	55	Tab. 5.5 Spalte 3	100
statisch bestimmt	300	40	50	Tab. 5.5 Spalte 4	100
statisch bestimmt	400	35	35	Tab. 5.5 Spalte 5	100
statisch unbestimmt (Durchlaufbalken) *	150	35	45	Tab. 5.6 Spalte 2	100
statisch unbestimmt (Durchlaufbalken) *	200	25	35	Tab. 5.6 Spalte 3	100

* Hinweise für durchlaufende oder eingespannte Platten und Balken:

Diese Tabellenwerte gelten nur, wenn die Momentenumlagerung bei der Bemessung für die Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt.

Diese Tabellenwerte gelten nur, wenn die Bewehrung nach DIN EN 1992-1-2 verlegt wird.

Die Stützbewehrung darf an jeder Seite auf der Länge von $0,30 l_{eff}$ nicht kleiner sein als:

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5 x / l_{eff})$$

$A_{s,req}(0)$	der nach DIN EN 1992-1-1 erforderliche Querschnitt der oberen Bewehrung über der Unterstützung
$A_{s,req}(x)$	der im betrachteten Schnitt erforderliche Querschnitt der oberen Bewehrung $A_{s,req}(x) \geq A_s(x)$ nach DIN EN 1992-1-1
x	Entfernung von der Mittellinie der Unterstützung $x \leq l_{eff}$
l_{eff}	die effektive Stützweite des angrenzenden, größeren Feldes

Hinweis: Die Stützbewehrung ist gegenüber der nach DIN EN 1992-1-1 erforderlichen Länge aus der Zugkraftdeckung beidseitig um $0,15 l$ weiter ins Feld zu führen, wobei l die Stützweite des angrenzenden größeren Feldes ist.

Stahlbetonstützen aus Normalbeton unter mehrseitiger Brandbeanspruchung

Der Brandschutznachweis erfolgt mit Hilfe der Programms CSI-Stab-B5 gemäß DIN-EN 1992-1-2 nach der Zonenmethode.

Das Programm ermöglicht die Heißbemessung für ein- und mehrfeldrige Stahlbeton-druckstützen mit 2-achsiger Biegung nach DIN-EN 1992-1-2. In Abhängigkeit der Branddauer, der Stützenabmessungen sowie der Art der Gesteinskörnung ermittelt die Software den durch die Brandbelastung reduzierten Stützenquerschnitt. Die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung erfolgen nach Theorie II. Ordnung mit brandreduziertem Querschnitt und der infolge der Temperatur reduzierten Querschnittssteifigkeit.

Stahlbetonwände tragende Stahlbetonwände aus Normalbeton

	Mindestwanddicke / Achsabstand				
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$		
Lagerung	Brandbean-sprucht auf einer Seite	Brandbean-sprucht auf zwei Seiten	Brandbean-sprucht auf einer Seite	Brandbean-sprucht auf zwei Seiten	
tragende Stahlbetonwand REI 90	120 / 20	140 / 10	140 / 25	170 / 25	Tabelle 5.4
tragende Stahlbetonwand als Brandwand	$\geq 140 / 25$	$\geq 140 / 25$	$\geq 140 / 25$	$\geq 140 / 25$	Abschn. 5.4.3

Hinweis 1 Das Verhältnis der lichten Wandhöhe zu Wanddicke ist auf 40 begrenzt.

Hinweis 2 Die tabellarischen Daten gelten nur für ausgesteifte Tragwerke.

1.11 Belastungsansätze

1.11.1 Horizontale Lasten

Belastungen aus ungewollter Lotabweichung:

Verdrehungswinkel $\alpha_{a1} = 1 / (100 * H^{0,5}) \leq 1/200$

$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$ mit $\theta_0 = 1/200$

$\alpha_h = 2/\sqrt{l} \leq 1,0$ und $\geq 0,0$ mit l = Gebäudehöhe

$\alpha_m = \sqrt{(0,5*(1+1/m))}$ mit m = Anzahl der vertikalen Bauteile

Windlasten

Windlasten werden gemäß DIN EN 1991-1-4/NA nach [14] wie folgt berücksichtigt:

Windzone: 2

Referenzstaudruck: $q_{b,0} = 0,39 \text{ kN/m}^2$

Gebäudehöhe: $h = 8,14 \text{ m}$

Staudruck: $q_p(h) = 1,7 * q_{b,0} * (h/10)^{0,37} = 0,61 \text{ kN/m}^2$

Gebäudeform: $l \approx 59,0 \text{ m}$ $b \approx 19,5 \text{ m}$ $h = 8,14 \text{ m}$

Horizontallasten infolge Windes auf Außenwände:

Windanströmung rechtwinklig auf lange Gebäudeseite:

$b = 58 \text{ m}$ $h < b$ $h/d = 8,14 / 19,5 = 0,41$ $e = 2 h = 16,3 \text{ m}$

Druckbeiwerte (Bereich D) $c_{pe,10} = 0,8$ $c_{pe,1} = 1,0$

Sogbeiwerte (Bereich E) $c_{pe,10} = -0,5$ $c_{pe,1} = -0,5$

Sogbeiwerte (Bereich A) $c_{pe,10} = -1,2$ $c_{pe,1} = -1,4$

$w_{e,max} = \max c_{pe,10} * q_p(h) = +0,8 * 0,61 = +0,49 \text{ kN/m}^2$ (Druck)

$w_{e,min} = \min c_{pe,10} * q_p(h) = -1,2 * 0,61 = -0,73 \text{ kN/m}^2$ (Sog)

$w_{e,ges.} = c_{pe,10} * q_p(h) = (0,8 + 0,5) * 0,61 = 0,79 \text{ kN/m}^2$ (Druck + Sog)

Windanströmung rechtwinklig auf kurze Gebäudeseite:

$b = 19,5 \text{ m}$ $h < b$ $h/d = 8,14 / 59 = 0,14$ $e = 2 h = 16,3 \text{ m}$

Druckbeiwerte (Bereich D) $c_{pe,10} = 0,7$ $c_{pe,1} = 1,0$

Sogbeiwerte (Bereich A) $c_{pe,10} = -1,2$ $c_{pe,1} = -1,4$

$w_{e,max} = \max c_{pe,10} * q_p(h) = +0,7 * 0,61 = +0,43 \text{ kN/m}^2$ (Druck)

$w_{e,min} = \min c_{pe,10} * q_p(h) = -1,2 * 0,61 = -0,73 \text{ kN/m}^2$ (Sog)

$w_{e,ges.} = c_{pe,10} * q_p(h) = (0,8 + 0,3) * 0,61 = 0,67 \text{ kN/m}^2$ (Druck + Sog)

1.11.2 Vertikale Lasten

Entsprechend der statischen Berechnung der Aufstockung [14] im Achsbereich A-L/1-4 werden folgende Lastannahmen getroffen:

Eigengewichtslasten

Konstruktionslasten der Decken und Wände werden entsprechend ihrer Wichte berücksichtigt.

Die Dachdecke erhielt ein Gründach.

Als Aufbaulasten werden für die Dachflächen des Erweiterungsbereiches angesetzt:

Terrassen	(auf gesamter Dachfläche angesetzt)	2,3 kN/m ²
Balkone		1,9 kN/m ²
Attika	MW t = 24 cm zweischalig	6,0 kN/m

Nutzlasten

Im Erweiterungsbereich des 1.OG (Achsbereich A-L/1-4) werden für die **Dachdecke** über dem 1.OG entsprechend DIN EN 1991-1-1/NA folgende Nutzlasten angesetzt:

Dachterrassen, Laubengänge, Loggien, Balkone (Kategorie Z)	4,0 kN/m ²
Zuschlag für hängende Lasten (Deckenlifte, ggf. mobile Trennwand)	<u>1,0 kN/m²</u>
Summe	5,0 kN/m ²

Für die **Fußböden** gelten nach DIN EN 1991-1-1/NA folgende Nutzlastansätze:

<u>Beschreibung</u>	<u>Kategorie</u>	<u>Flächenlast</u>
Bettenräume in Krankenhäusern	A2	1,5 kN/m ²
Stationsräume, Aufenthaltsräume	B1	2,0 kN/m ²
Flure in Krankenhäusern, Behandlungsräume, Küchen	B2	3,0 kN/m ²
wie B1 und B2, jedoch mit schwerem Gerät	B3	5,0 kN/m ²

Hinweis: Für alle Fußböden wurde entsprechend der Bestandsstatik von 2009 [5] durchgehend eine Nutzlast von 5,0 kN/m² berücksichtigt, um die Flexibilität der Nutzung zu gewährleisten. Darin sind die Deckenlifte sowie ein Trennwandzuschlag für die nichttragenden Trockenbauwände enthalten.

Schneelasten

Bei der Lastabschätzung der Decke über dem 1. OG im Nordgebäudeteil wurde in der Statischen Berechnung von 2009 [5] durchgehend eine Schneelast von 1,70 kN/m² berücksichtigt (maßgebend sind Schneeverwehungen am Anschluss des zweigeschossigen Nordgebäudes an das dreigeschossige Südgebäude in der letzten Ausbaustufe).

Gemäß DIN EN 1991-1-1 müssen auf Dächern Schneelasten nicht in Kombination mit Nutzlasten angesetzt werden, sodass in diesem Fall die höheren Nutzlasten hier für die Bemessung maßgebend sind.

2 Aussteifung

Das Gebäude ist durch die Stahlbetongeschossdecken auf massiven Wänden gegen Windlasten aussteift. Alle Aussteifungswände sind aus Mauerwerk.

Nachfolgend wird der Nachweis der räumlichen Steifigkeit auf Grundlage der DIN EN 1992-1-1 5.8.3 für den nördlichen Gebäudebereich bis zur Dehnfuge an Achse E geführt. Dabei werden für das bestehenden Gebäude möglichst viele bis in das Erdgeschoss durchlaufende Außen- und Innenwandbereiche angesetzt (grün). Die im Obergeschoss zu entfernenden Mauerwerkswände Pos. W-1-154 im Achsbereich B'-E/3-4 (rot) werden nicht mit angesetzt.

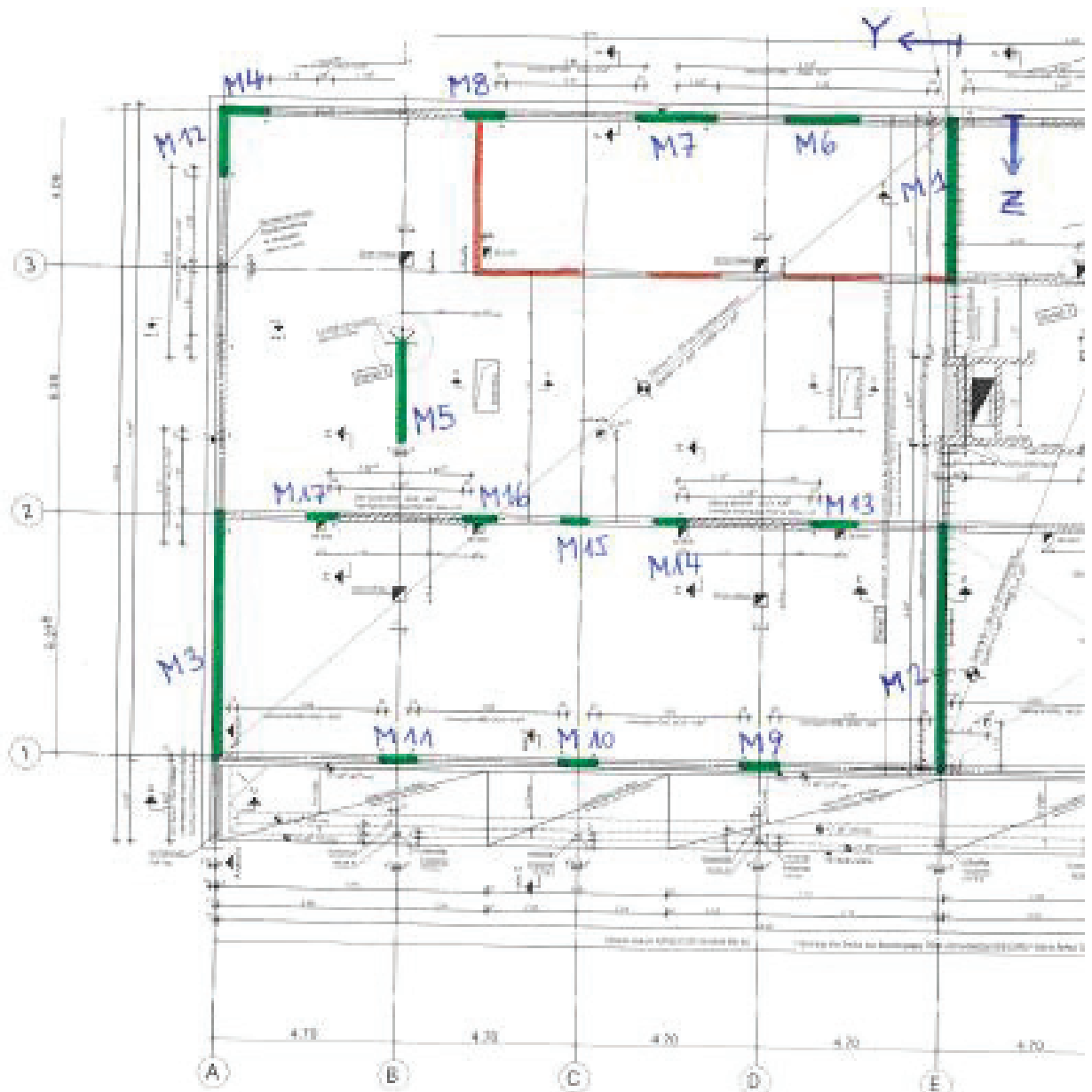


Bild: Grundriss 1.OG mit farbiger Markierung und Nummerierung der in der Berechnung angesetzten Aussteifungswände (grün) sowie der abzubrechenden Wandbereiche (rot)

Geometrie

Als Einspannebene wird die Oberkante der Decke über UG bzw. der Bodenplatte EG angesetzt.

OK Gebäude: (Attika) + 8,14 m

OK Sohle EG: - 0,16 m

Rechnerische Höhe $h_{\text{gesamt}} = 8,30 \text{ m}$

OK Decke ü. EG: + 3,69 m

Rechnerische Höhe $h_{\text{EG}} = 3,85 \text{ m}$

OK Decke ü. 1. OG: + 7,465m

Rechnerische Höhe $h_{1.\text{OG}} = 7,625 \text{ m}$

Länge: $L = 19,16 \text{ m}$ Breite: $B = 16,99 \text{ m}$ Fläche $A = 325 \text{ m}^2$

Vorgehensweise im Nachweis

Die horizontalen Lasten werden gemäß Kap. 1.11 angesetzt.

Die geschossweisen Vertikallasten zur Berücksichtigung der Lasten infolge Lotabweichung ergeben sich gemäß den Lastannahmen der Statischen Berechnung von 2009 [5] wie folgt:

1.Obergeschoss:	Grundfläche	325 m ²	$g = 2.300 \text{ kN}$	$q = 1.500 \text{ kN}$
	Wandlänge	60 m	$g = 1.800 \text{ kN}$	
			<hr/>	
			$g + q \sim 5.600 \text{ kN}$	
Erdgeschoss:	Grundfläche	325 m ²	$g = 2.100 \text{ kN}$	$q = 1.500 \text{ kN}$
	Wandlänge	60 m	$g = 1.850 \text{ kN}$	
			<hr/>	
			$g + q \sim 5.450 \text{ kN}$	

Programmstand: 08.02.2021

$$m = 2$$
1

Aussteifungsnachweis

Aussteifungssystem

Haftscherf.

- Anzahl der Aussteifungselemente:

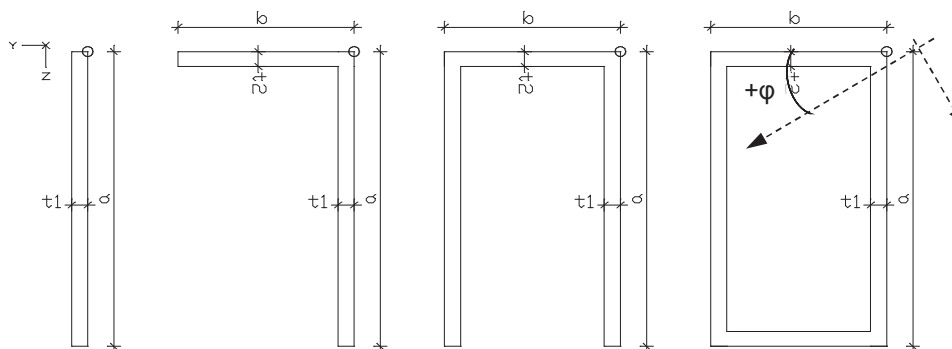
17

Materialien				Stein-		Mörtel-	Druckf.	Haftscherf.	Steinzugf.	
Nr.	E-Modul	μ	G-Modul	f_{ctm}	festigkeit	gruppe	f_k	f_{v0k}	Stein-	$f_{bt,cal}$
	[MN/m ²]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	typ	[MN/m ²]
1	Frei	10500	0,2	4375	20	Mörtel-DM	10,50	0,22	0,032	0,80
2	C 20/25	30000	0,2	12500	2,2					
3	Frei	10500	0,2	4375	20	Mörtel-DM	10,50	0,22	0,032	0,80

Material Nr. 1 entspricht dem Referenzmaterial

Eingabe der Einzelstäbe

Bauteil	Material	Typ	a	b	t1	t2	y'	z'	ϕ
	Nr.		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]
1	1	R	4,21		0,24		0,00	4,21	180,0
2	1	R	6,51		0,24		0,00	16,99	180,0
3	1	R	6,51		0,24		19,16	10,48	0,0
4	1	R	1,31		0,24		19,16	0,00	90,0
5	1	R	2,67		0,24		14,22	5,99	0,0
6	1	R	1,98		0,24		2,50	0,24	-90,0
7	1	R	2,14		0,24		6,21	0,24	-90,0
8	1	R	1,12		0,24		11,72	0,24	-90,0
9	1	R	1,05		0,24		4,42	16,99	-90,0
10	1	R	1,05		0,24		9,12	16,99	-90,0
11	1	R	1,05		0,24		13,82	16,99	-90,0
12	1	R	1,86		0,24		19,16	0,00	0,0
13	1	R	1,24		0,24		2,23	10,71	-90,0
14	1	R	0,87		0,24		6,66	10,71	-90,0
15	1	R	0,76		0,24		9,18	10,71	-90,0
16	1	R	0,91		0,24		11,59	10,71	-90,0
17	1	R	0,87		0,24		15,71	10,71	-90,0



Drehpunkt		Winkel	
y	z	ϕ	
[m]	[m]		
0,00	0,00	0,00	

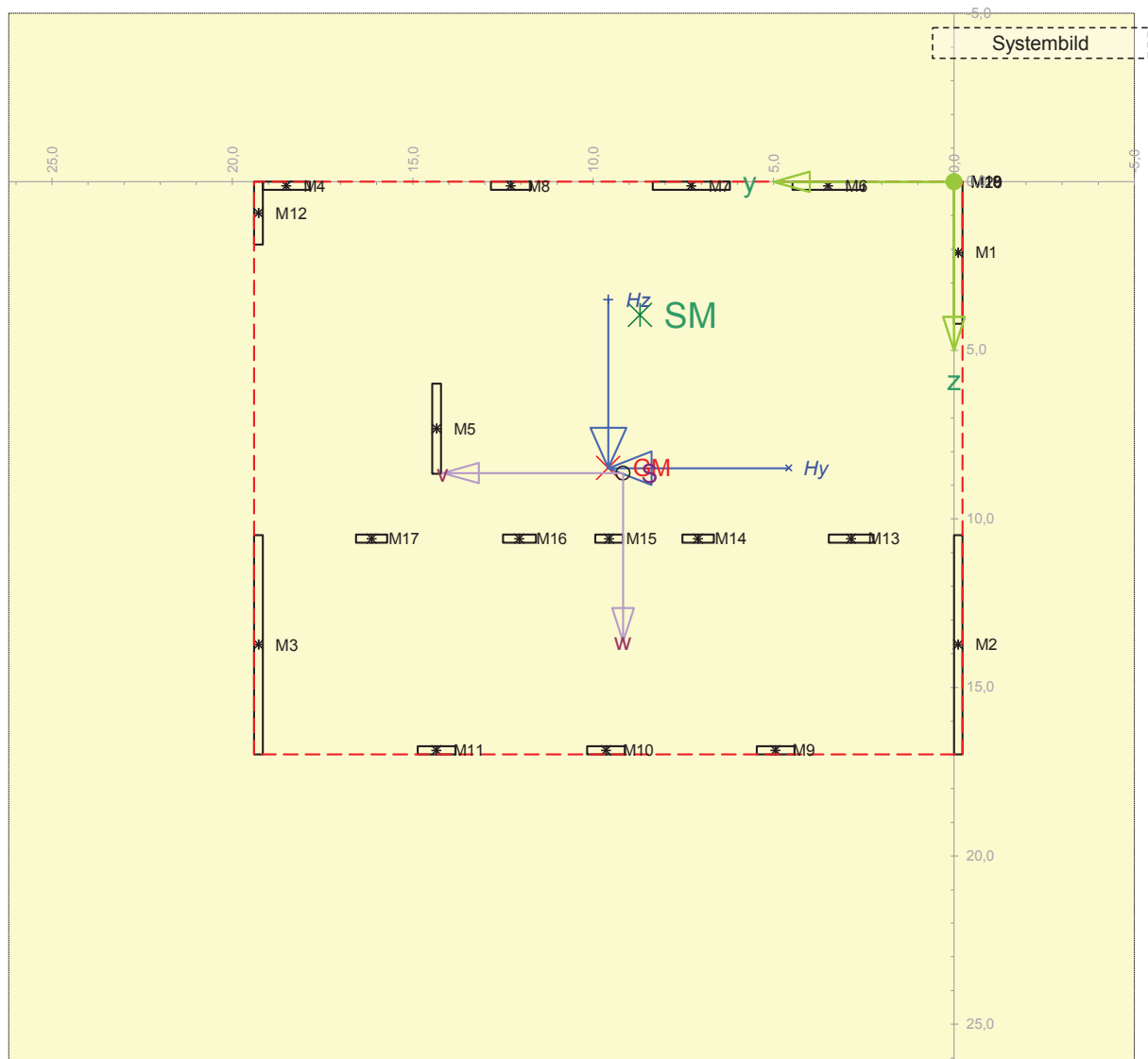
- Transformation des Aussteifungssystems:

Aussteifungsnachweis

Grafische Darstellung des Aussteifungssystems

Eingabe des Gebäudeumrisses

	Umriss aus Bauteil		Umriss manuell	
	y	z	y	z
min	-0,24	0,00	0,00	0,00
max	19,40	16,99	19,16	16,99



$$\begin{aligned}\Sigma I_y &= 13,05 \text{ m}^4 \\ \Sigma I_z &= 0,61 \text{ m}^4 \\ \Sigma I_{yz} &= 0,0 \text{ m}^4 \\ \Sigma I_T &= 0,19 \text{ m}^4 \\ \Sigma E_i/E_c I_{oi} &= 1213,137 \text{ m}^6\end{aligned}$$

Gebäudehöhe:

Anzahl der Vollgeschosse:

Grundrissdiagonale:

Schubmittelpunkt - GrMp:

Grundrissfläche (aus Umriss):

Schubmittelpunkt M:

$$h_{\text{ges}} = 8,14 \text{ m}$$

$$m = 2$$

$$d = 25,969 \text{ m}$$

$$c = 4,6 \text{ m}$$

$$A = 333,7 \text{ m}^2$$

$$y_M = 8,71 \text{ m}$$

$$z_M = 3,95 \text{ m}$$

Ermittlung des Schubmittelpunktes

Aussteifungsnachweis

Ermittlung der Labilitätszahlen

Summe der vertikalen Lasten im Gebrauchszustand:
Gesamthöhe des Tragwerks
Anzahl der Geschosse
Steifigkeit in z- Richtung
Steifigkeit in y- Richtung
Sicherheit γ_{ce} der E- Moduli

$F_{V,Ed} = F_k = 11$ [MN]
 $l = h_{ges} = 8,14$ [m]
 $n_s = m = 2$ [-]
 $\sum E_i/E_c I_y = 13,1$ [MNm²]
 $\sum E_i/E_c I_z = 0,6$ [MNm²]
 $\gamma_{ce} = 1,2$
 $K_1 = 0,31$

Translationsfähigkeit

$$F_{V,Ed} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

ausreichende Unverschieblichkeit in z-Richtung mit
ausreichende Unverschieblichkeit in y-Richtung mit

296,889 \geq 11,050 ist gegeben!
13,809 \geq 11,050 ist gegeben!

Rotationssteifigkeit

Berechnung der Labilitätszahl α_T für Torsion um die x_M -Achse:

Nr.	$E_i/E_c I_y$ [m ⁴]	$E_i/E_c I_z$ [m ⁴]	$E_i/E_c I_{yz}$ [m ⁴]	y_{Mm} [m]	z_{Mm} [m]	r^2 [m ²]	$E_i/E_c I_y \cdot y_{Mm}^2$ [m ⁶]	$E_i/E_c I_z \cdot z_{Mm}^2$ [m ⁶]	$E_i/E_c I_{yz} \cdot y_{Mm} \cdot z_{Mm}$ [m ⁶]	$G_i/G_c I_T$ [m ⁴]
1	1,49	0,00	0,00	-8,83	-1,85	81,29	116,23	0,02	0,00	0,02
2	5,52	0,01	0,00	-8,83	9,78	173,61	429,75	0,72	0,00	0,03
3	5,52	0,01	0,00	10,57	9,78	207,56	617,06	0,72	0,00	0,03
4	0,00	0,04	0,00	9,80	-3,83	110,71	0,14	0,66	0,00	0,01
5	0,38	0,00	0,00	5,63	3,37	43,14	12,09	0,04	0,00	0,01
6	0,00	0,16	0,00	-5,22	-3,83	41,87	0,06	2,28	0,00	0,01
7	0,00	0,20	0,00	-1,43	-3,83	16,71	0,01	2,88	0,00	0,01
8	0,00	0,03	0,00	3,57	-3,83	27,45	0,02	0,41	0,00	0,01
9	0,00	0,02	0,00	-3,76	12,92	181,05	0,02	3,86	0,00	0,01
10	0,00	0,02	0,00	0,94	12,92	167,79	0,00	3,86	0,00	0,01
11	0,00	0,02	0,00	5,64	12,92	198,72	0,04	3,86	0,00	0,01
12	0,13	0,00	0,00	10,57	-3,02	120,95	14,39	0,02	0,00	0,01
13	0,00	0,04	0,00	-5,86	6,64	78,36	0,05	1,68	0,00	0,01
14	0,00	0,01	0,00	-1,61	6,64	46,67	0,00	0,58	0,00	0,00
15	0,00	0,01	0,00	0,85	6,64	44,81	0,00	0,39	0,00	0,00
16	0,00	0,02	0,00	3,34	6,64	55,23	0,01	0,66	0,00	0,00
17	0,00	0,01	0,00	7,44	6,64	99,43	0,06	0,58	0,00	0,00
Σ	13,1	0,6	0,0	22,9	74,7	1695,4	1189,9	23,2	0,0	0,19
$\Sigma E_i/E_c I_{\omega} = 1213,1 \text{ m}^6$										

1. Im Allgemeinfall

2. Bei gleichmäßig über Grundriss verteilten Lasten (SBT 20.Aufl.)

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

$$\frac{1}{L} \cdot \sqrt{\frac{E_{cd} \cdot I_{\omega}}{F_{V,Ed} \cdot (d^2/12 + c^2)}} + \frac{1}{2,28} \cdot \sqrt{\frac{G_{cd} \cdot I_T}{F_{V,Ed} \cdot (d^2/12 + c^2)}} \geq \frac{1}{\sqrt{k}}$$

2. ausreichende Drehsteifigkeit um x_M -Achse mit

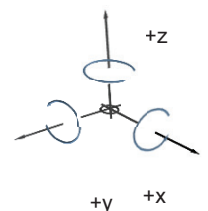
14,059 \geq 2,410 ist gegeben!

Aussteifungsnachweis

Lastaufteilung in den aussteifenden Bauteilen

Eingangswerte								
Nr.	$E_i/E \cdot I_y$ [m ⁴]	$E_i/E \cdot I_z$ [m ⁴]	$E_i/E_c \cdot I_{yz}$ [m ⁴]	y_{Mm} [m]	z_{Mm} [m]	$E_i/E \cdot I_y \cdot y_{Mm}^2$ [m ⁶]	$E_i/E \cdot I_z \cdot z_{Mm}^2$ [m ⁶]	$E_i/E \cdot I_{yz} \cdot y_{Mm} \cdot z_{Mm}$ [m ⁶]
1	1,49	0,00	0,00	-8,83	-1,85	116,2	0,0	0,00
2	5,52	0,01	0,00	-8,83	9,78	429,7	0,7	0,00
3	5,52	0,01	0,00	10,57	9,78	617,1	0,7	0,00
4	0,00	0,04	0,00	9,80	-3,83	0,1	0,7	0,00
5	0,38	0,00	0,00	5,63	3,37	12,1	0,0	0,00
6	0,00	0,16	0,00	-5,22	-3,83	0,1	2,3	0,00
7	0,00	0,20	0,00	-1,43	-3,83	0,0	2,9	0,00
8	0,00	0,03	0,00	3,57	-3,83	0,0	0,4	0,00
9	0,00	0,02	0,00	-3,76	12,92	0,0	3,9	0,00
10	0,00	0,02	0,00	0,94	12,92	0,0	3,9	0,00
11	0,00	0,02	0,00	5,64	12,92	0,0	3,9	0,00
12	0,13	0,00	0,00	10,57	-3,02	14,4	0,0	0,00
13	0,00	0,04	0,00	-5,86	6,64	0,0	1,7	0,00
14	0,00	0,01	0,00	-1,61	6,64	0,0	0,6	0,00
15	0,00	0,01	0,00	0,85	6,64	0,0	0,4	0,00
16	0,00	0,02	0,00	3,34	6,64	0,0	0,7	0,00
17	0,00	0,01	0,00	7,44	6,64	0,1	0,6	0,00
Σ	13,1	0,6	0,0			1189,9	23,2	0,0

Lastaufteilung unter Einheitslast						
Last in y-Richtung			Last in z-Richtung			
Nr.	infolge Hy / Mz Vyi	Hz / My Vyi	infolge Hz / My Vzi	Hy / Mz Vzi	infolge Mx Vyi	Vzi
1	0,008	0,000	0,000	0,114	0,000	-0,011
2	0,012	0,000	0,000	0,423	0,000	-0,040
3	0,012	0,000	0,000	0,423	0,000	0,048
4	0,074	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,005	0,000	0,000	0,029	0,000	0,002
6	0,256	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,323	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000
8	0,046	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,038	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,038	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11	0,038	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12	0,004	0,000	0,000	0,010	0,000	0,001
13	0,063	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
14	0,022	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15	0,014	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
16	0,025	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
17	0,022	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000



Aussteifungsnachweis

Spannungs-/ Dehnungsnachweis

Teilsicherheitsbeiwerte

Wind $\gamma_Q =$
Imperfektion $\gamma =$

1,00
1,00

Abstand e_z der resultierenden H_y zum Grundriss-Mittelpunkt:

0,00 [m] →

Abstand zum Schubmittelpunkt

$e_{z,M} = 4,54$ [m]

Abstand e_y der resultierenden H_z zum Grundriss-Mittelpunkt:

0,000 [m] →

$e_{y,M} = 0,8749$ [m]

Charakteristische Lasten in y- Richtung

Ebene	UK	Hwy	ΔH	Mz	Mx,d
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	0,0	70,7	38,7	610,4	-497,5

Charakteristische Lasten in z- Richtung

Hwz	ΔH	My	Mx,d
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
97,7	38,7	753,9	119,3

Bemessungswerte der Einwirkungen

70,7	38,7	610,4	-497,5
------	------	-------	--------

Bemessungswerte der Einwirkungen

97,7	38,7	753,9	119,3
------	------	-------	-------

Bemessungsspannungen (Beanspruchung in ±y- Richtung)

Bauteil	$n_{x,d}$	min σ	max σ	Spannungs- / Dehnungsnachweis
	[kN/m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	
1	-79,0	-0,372	-0,287	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
2	-87,0	-0,428	-0,297	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
3	-103,0	-0,508	-0,350	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
4	-135,0	-1,215	0,090	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
5	-162,0	-0,692	-0,658	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
6	-143,0	-1,583	0,391	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
7	-141,0	-1,654	0,479	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
8	-108,0	-1,008	0,108	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
9	-450,0	-2,418	-1,332	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
10	-423,0	-2,306	-1,219	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
11	-455,0	-2,439	-1,352	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
12	-138,0	-0,597	-0,553	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
13	-302,0	-1,891	-0,626	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
14	-358,0	-1,936	-1,048	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
15	-303,0	-1,650	-0,875	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
16	-319,0	-1,794	-0,865	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
17	-318,0	-1,769	-0,881	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
	0,0			
	0,0			
	0,0			

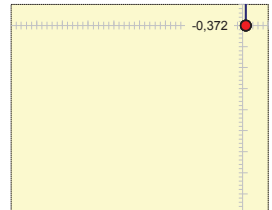
Ebene 1

Bauteil 1

-y- Richtung



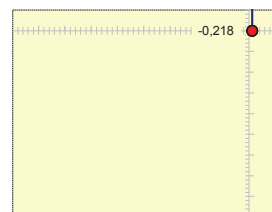
+y- Richtung



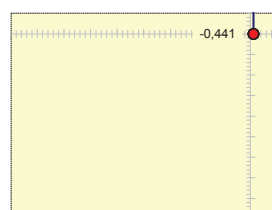
Charakteristische Spannungen (Beanspruchung in ±z- Richtung)

Bauteil	$n_{x,d}$	min σ	max σ	Spannungs- / Dehnungsnachweis
	[kN/m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	
1	-79,0	-0,441	-0,218	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
2	-87,0	-0,535	-0,190	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
3	-103,0	-0,636	-0,222	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
4	-135,0	-0,564	-0,561	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
5	-162,0	-0,756	-0,594	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
6	-143,0	-0,598	-0,594	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
7	-141,0	-0,590	-0,585	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
8	-108,0	-0,451	-0,449	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
9	-450,0	-1,879	-1,871	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
10	-423,0	-1,766	-1,759	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
11	-455,0	-1,900	-1,892	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
12	-138,0	-0,634	-0,516	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
13	-302,0	-1,261	-1,256	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
14	-358,0	-1,493	-1,490	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
15	-303,0	-1,264	-1,261	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
16	-319,0	-1,331	-1,328	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt
17	-318,0	-1,327	-1,323	$\epsilon_R < 10^{-4} \rightarrow$ Nachweis erfüllt

-z- Richtung

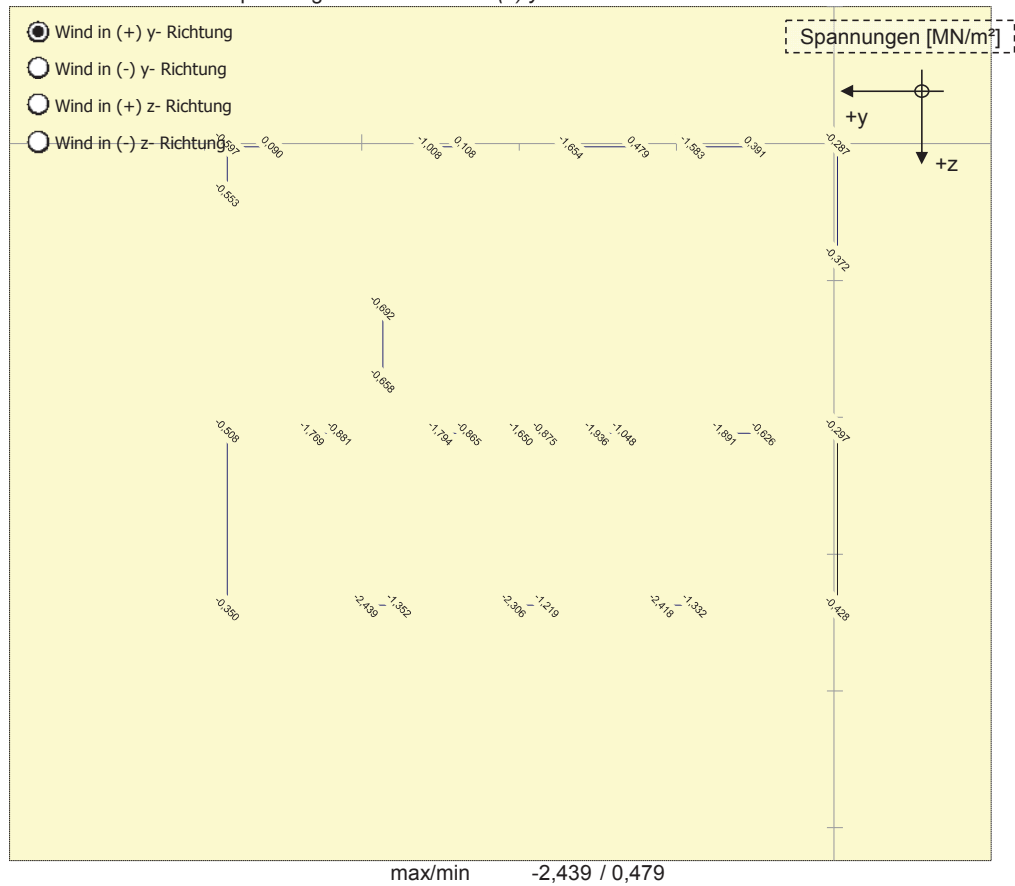


+z- Richtung

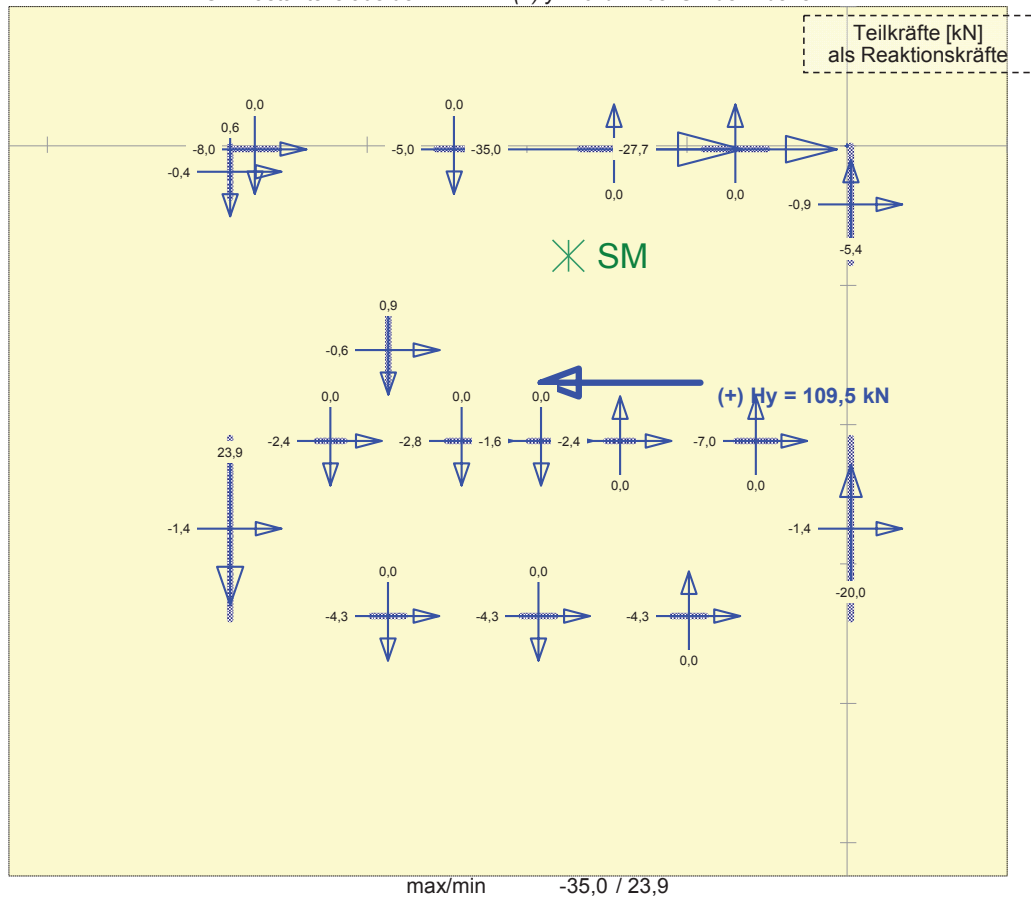


Aussteifungsnachweis

Ch. Spannungen aus dem LF (+) y-Richt. bei UK der Ebene 1

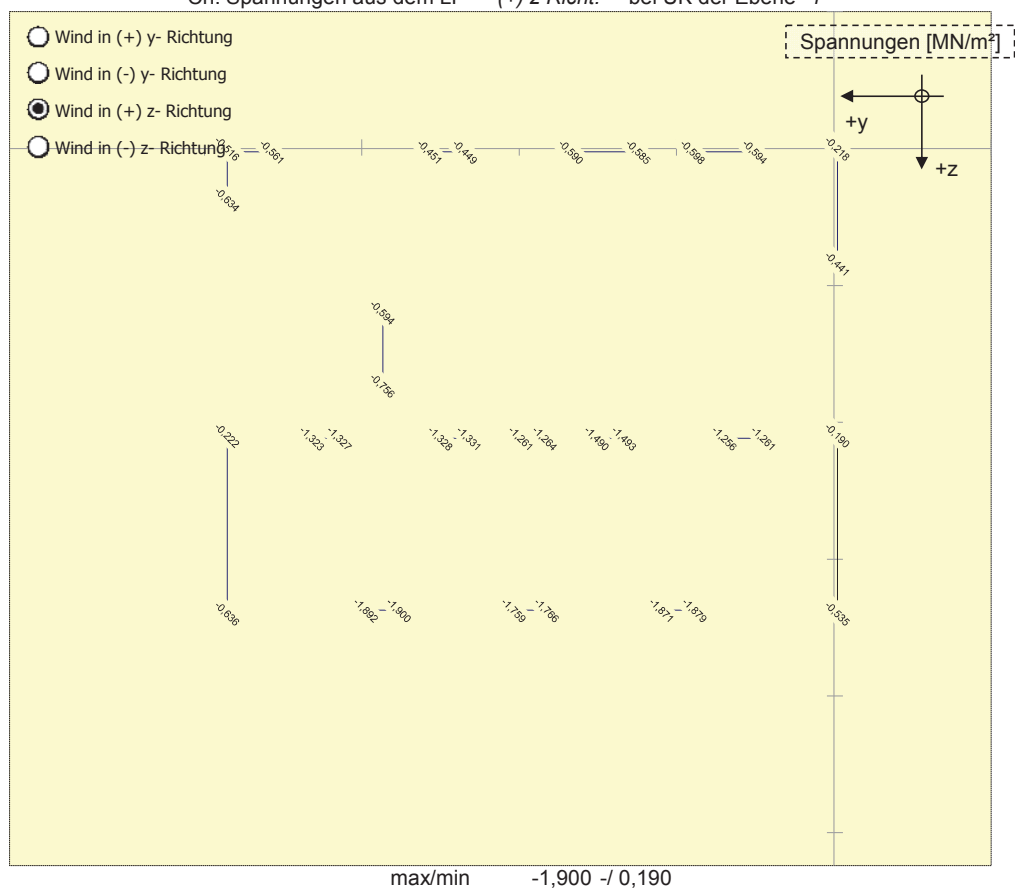


Ch. Lastanteile aus dem LF (+) y-Richt. bei UK der Ebene 1

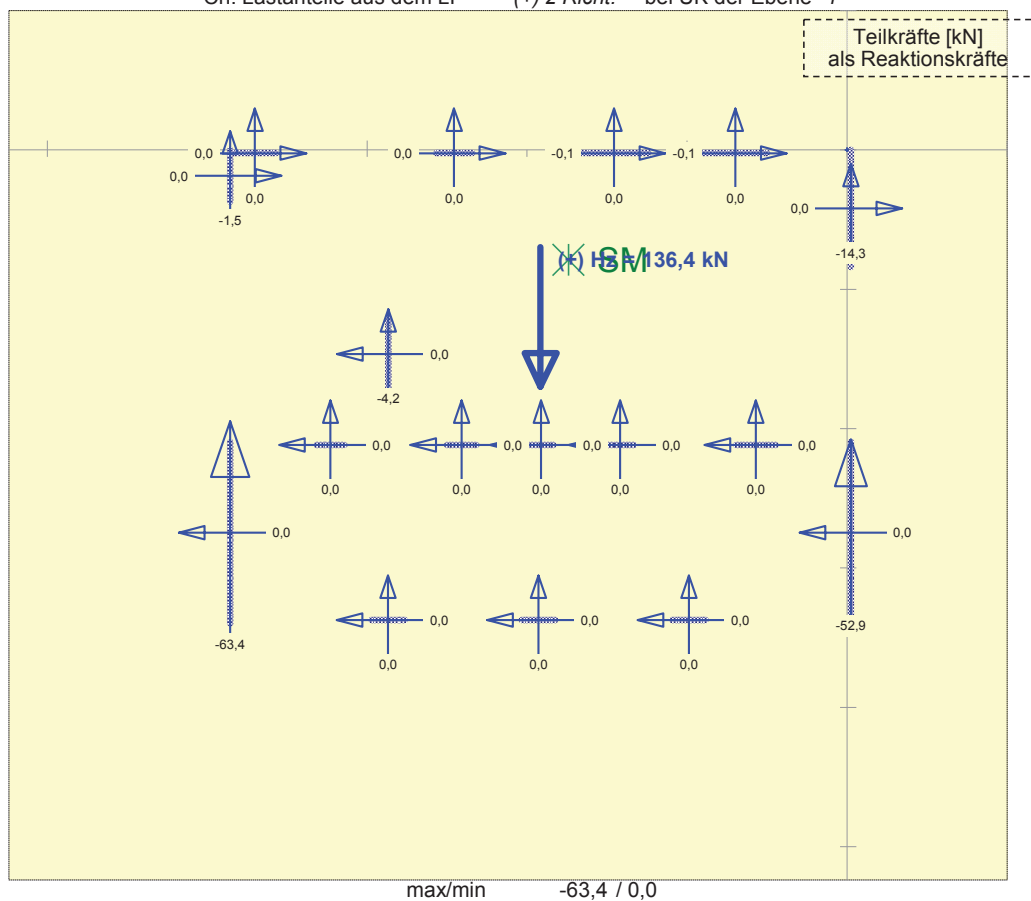


Aussteifungsnachweis

Ch. Spannungen aus dem LF (+) z-Richt. bei UK der Ebene 1



Ch. Lastanteile aus dem LF (+) z-Richt. bei UK der Ebene 1



Ergebnisse der vorhergehenden Berechnung

Die Grenzwerte der Labilitätszahlen werden eingehalten (siehe Blatt 5).

Für die Aussteifungswände in Mauerwerk ist zusätzlich folgendes Kriterium in der seltenen Einwirkungskombination zu überprüfen:

$$\text{Randdehnung} \quad \varepsilon_R < 10^{-4}$$

Dafür werden die Eigenlasten aus den aufgehenden Wänden über alle Geschosse angesetzt (siehe Blatt 7). Diese werden in der nachfolgenden Tabelle ermittelt aus den nachfolgend angegebenen Auflagerlasten der Deckenberechnungen sowie den Eigenlasten der Wände:

Element Nr.	Auflast [kN/m] am Wandfuß EG aus			Summe
	Dachdecke D-1-103	Decke EG D_0_01-02	Wand 2015-796	
	LF1: Eigeng.	LF1: 2BA 1.OG	Lastannahmen	
M 1	5	30	44	79
M 2	8	35	44	87
M 3	16	25	62	103
M 4	23	50	62	135
M 5	68	50	44	162
M 6	39	42	62	143
M 7	39	40	62	141
M 8	21	25	62	108
M 9	228	160	62	450
M 10	215	146	62	423
M 11	232	161	62	455
M 12	26	50	62	138
M 13	146	112	44	302
M 14	193	121	44	358
M 15	139	120	44	303
M 16	144	131	44	319
M 17	148	126	44	318

Unter Berücksichtigung der o.g. Wandaufasten wird der Nachweis der Randdehnung für alle Aussteifungselemente erfüllt (s. Blatt 7).

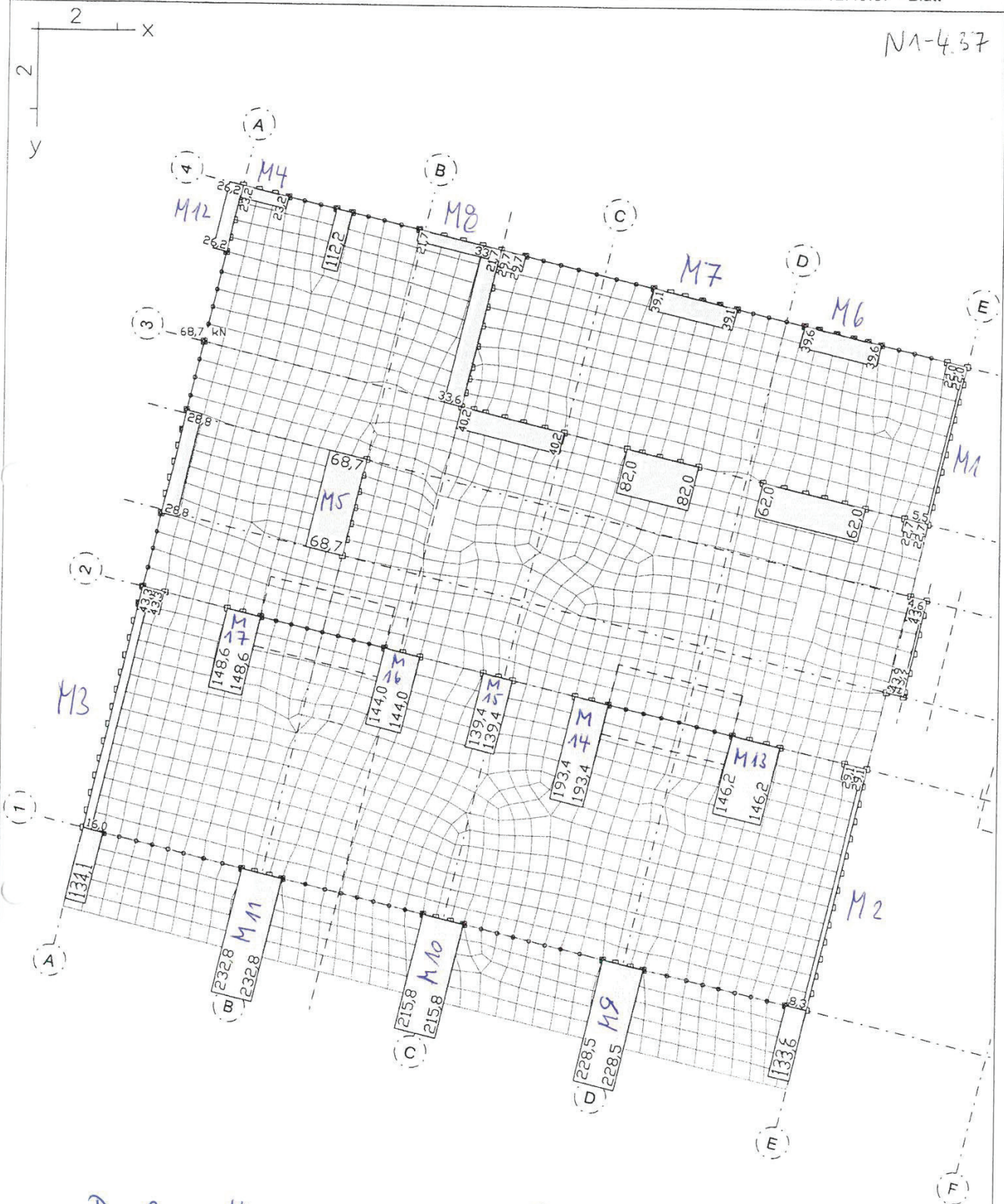
Die Aufteilung der H-Lasten auf die aussteifenden Bauteile wird am Ende der Berechnung geschossweise angegeben.

Der Nachweis der räumlichen Steifigkeit zeigt: Auch nach dem Entfernen der Mauerwerkswände Pos. W-1-154 im Achsbereich B'-E/3-4 ist der Gebäudeteil durch die verbleibenden, bis ins Untergeschoss durchlaufenden Außen- und Innenwandbereiche ausreichend gegen horizontale Windlasten ausgesteift.

Finite Elemente 15.10a © InfoGraph GmbH

D-1-103.fem - 29.04.2016 12:49:37 - Blatt

N1-4.37

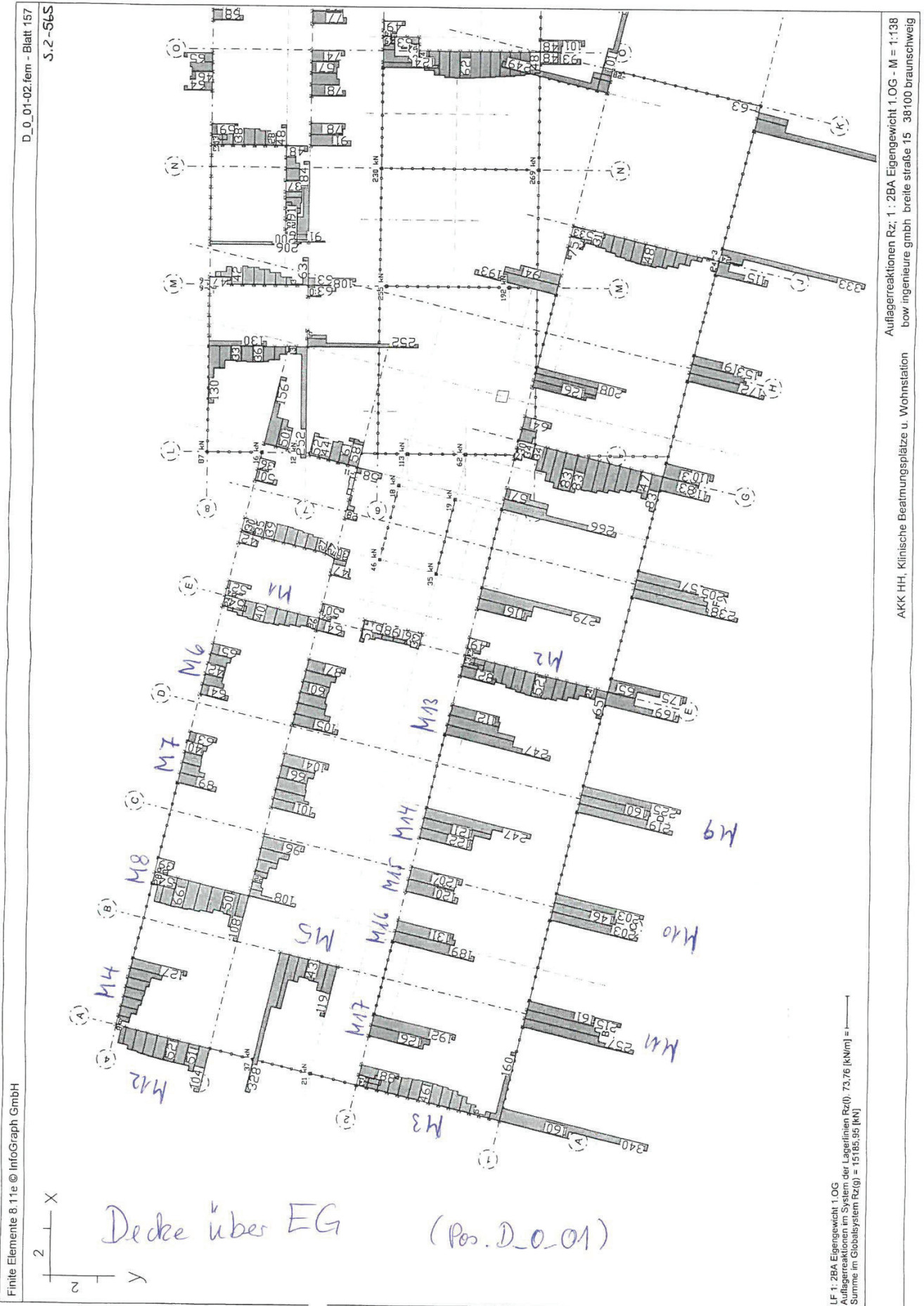


Decke über 1.OG (Pos. D-1-103)

LF 1: LF 1 Eigengewicht
Auflagerreaktionen (Mittel im Lagerliniensystem) $R_z(l)$: 90,79 [kN/m] = ———
Summe im Globalsystem $R_z(g)$ = 3080,87 [kN]

M = 1:125

bow ingenieure gmbh ottenser marktplatz 13 22765 hamburg



3 Treppen

Im Inneren des Gebäudes werden keine neuen Treppen geplant.

Die neue Fluchttreppe im Außenbereich vor Achse A wird in Kap. 10.1 behandelt.

4 Decken

Es werden keine neuen Decken geplant.

5 Unter-/ Überzüge

5.1 Unterzüge / Überzüge in Decke über Ebene 1

In diesem Kapitel werden die neuen Unter-/Überzüge aus Stahlbeton zusammengestellt.

Die Berechnung und Bemessung der nachfolgend aufgeführten Stahlbeton-Unterzüge erfolgt im Rahmen der Deckenberechnung der Pos. D-1-103 (siehe unten sowie auch Kap. 9.1):

Folgende Positionen werden im gleichen System mit generiert:

- U_1_251 Unterzüge in Achse B'/3-4 (bisherige Querwand)
- U_1_252 Unterzüge in Achse 3/A-E (bisherige Flurwand)

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der Berechnung der Geschossdecke Pos. D-1-103 (s. Kap. 9.1).

Querschnitt, Baustoffe, Betondeckungen

Siehe bei der jeweiligen Position.

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der Dachdecke Pos. D-1-103 einschließlich der zugehörigen Unter-/Überzüge aus Stahlbeton erfolgt in der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] als FE-Berechnung.

Dabei wurden die Auflager als Federn modelliert, um Schubspannungsspitzen zu verringern:

Mauerwerkswände (vereinfacht) $K_b = E \cdot A / l = 9975 \cdot 0,175 / 3,85 =$ 450 MN/m²

Zur Berechnung und Bemessung der neuen Stahlbeton-Unterzüge im 1.OG wird das FE-Modell (Datei „D-1-103.fem“) der Statischen Berechnung von 2015/16 [17], Seiten N1-4.3 bis N1-4.33 übernommen und die Auflagersituation im Bereich der zu entfernenden Innenwände an die neue Abfangekonstruktion (Pos. U_1_251 - U_1_252 und S_1_251 - S_1_253) angepasst und neu berechnet.

Die alte Berechnungsdatei wird kopiert, umbenannt und an das neue System angepasst:

alte Datei: D-1-103.fem (29.04.2016)
Achsbereich: A-E/1-4 (Umbaubereich 1.OG)

neue Datei: D-1-103_2022-05.fem

Änderungen: Auflagersituation angepasst
neue Unterzüge ergänzt (Pos. U_1_251 bis U_1_252)
neue Stützen ergänzt (Pos. S_1_251 bis S_1_253)

Folgende neuen Positionen werden im gleichen System mit generiert:

- U_1_251 Unterzug in Achse b'/3-4 (bisherige Querwand)
- U_1_252 Unterzüge in Achse 3/A-E (bisherige Flurwand)

Dabei werden die neuen Unterzüge mit entsprechender Steifigkeit in der Berechnung berücksichtigt und für die neuen Stahlstützen folgende Federwerte angesetzt:

Stahlstützen HEA 220 (vereinfacht) $K_b = E \cdot A / l = 210.000 \cdot 0,0064 / 3,64 = 370 \text{ MN/m}$

Es werden weitestgehend die gleichen Lastfälle wie in der ursprünglichen Berechnung angesetzt. Aufgrund der veränderten Feldeinteilung der Decke im Achsbereich A-B/2-4 infolge des bis an die Außenwand verlängerten Unterzugs Pos. U-1-252 wird die Lastfläche des bisherigen Lastfalls „Verkehr C“ aufgeteilt auf eine feldweise Belastung in 2 verschiedenen Lastfällen C1 und C2 (neu).

Lastfälle

LF 1: Eigengewicht

LF 2: Nutzlast Stellung A

LF 3: Nutzlast Stellung B

LF 4: Nutzlast Stellung C1

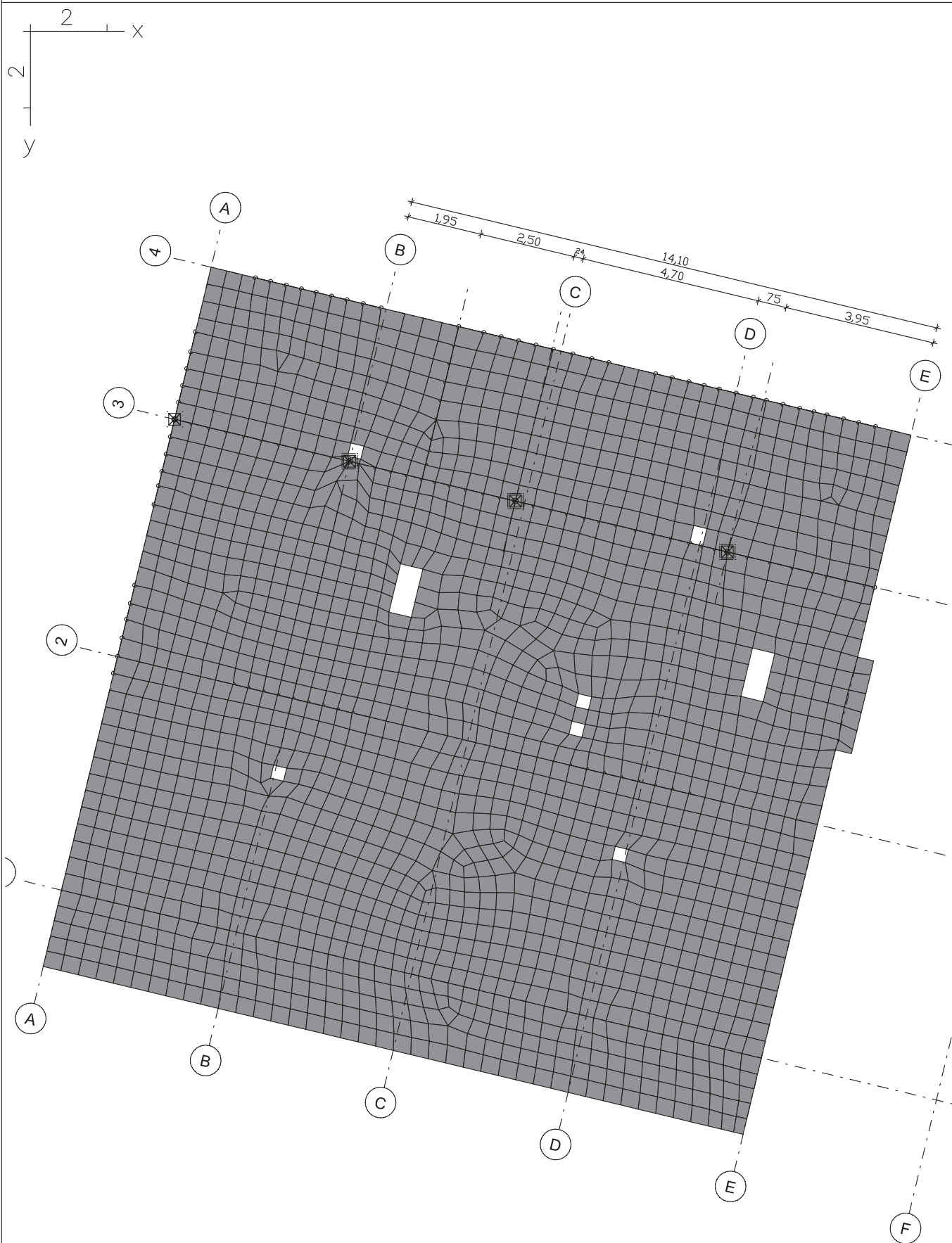
LF 5: Nutzlast Stellung D

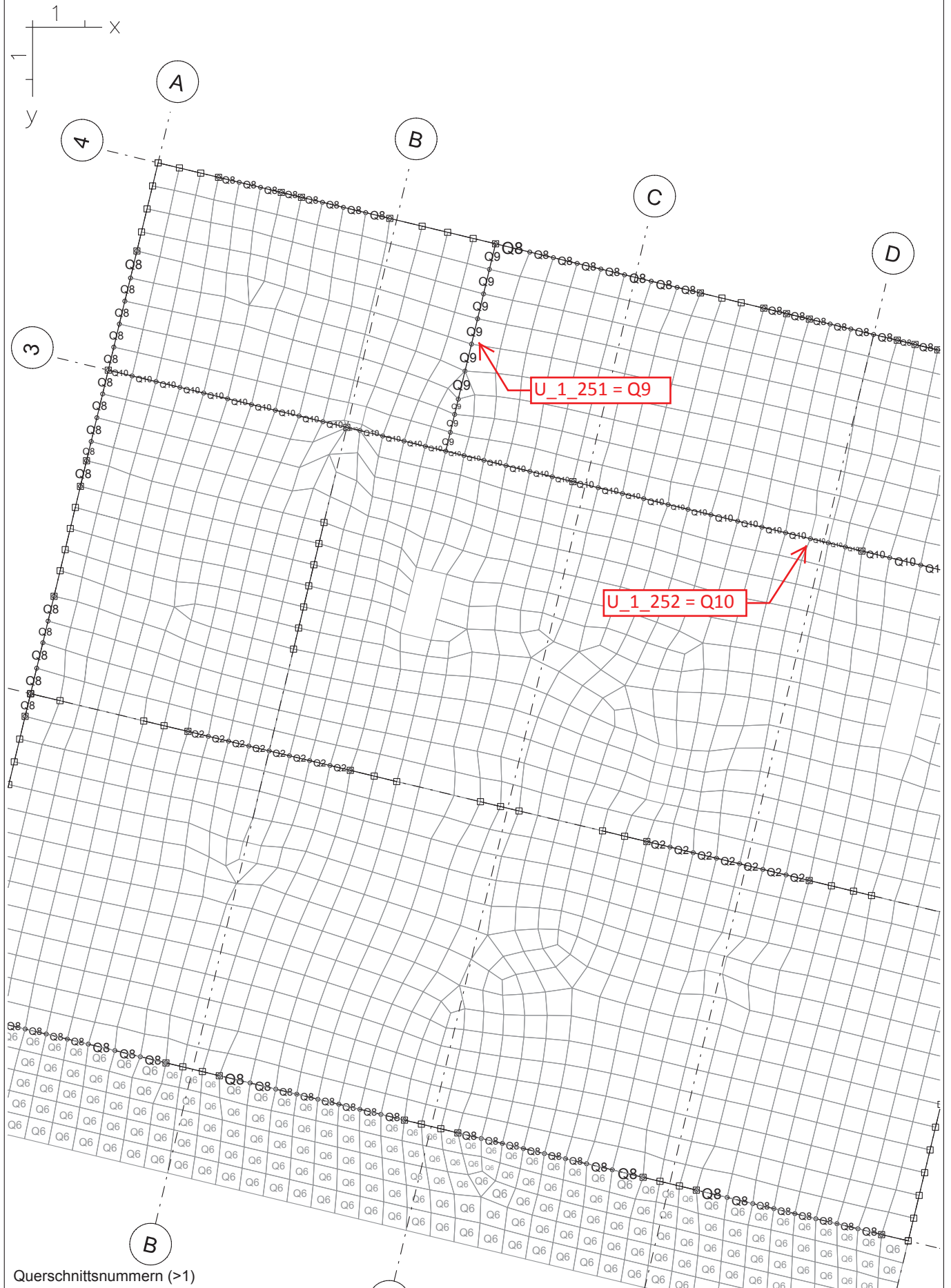
LF 6: Nutzlast Stellung E

LF 7: Nutzlast Stellung C2

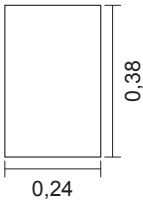
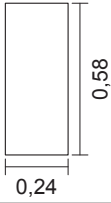
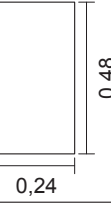
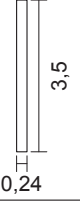
LF 10: Summe aller Nutzlasten für die Lastweiterleitung $LF\ 10 = LF\ 2 + LF\ 3 + LF\ 4 + LF\ 5 + LF\ 6 + LF\ 7$

Die Grundlagen des FE-Modells sowie Ergebnisse der Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrung für die o.g. Positionen sind nachfolgend ausgegeben. Weitere Nachweise dieser Bauteile folgen bei der jeweiligen Position.


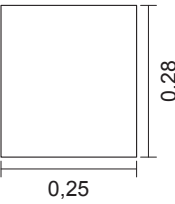
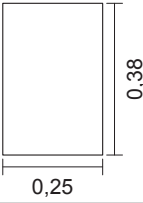
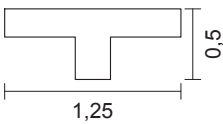
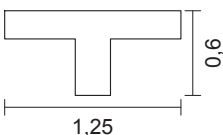




Querschnittswerte

1	Fläche	Deckenplatte Elementdicke [m] dz = 0,2000 Orthotropie dzy/dz = 1 E-Modul Platte/Scheibe = 1	drillsteif
2	Polygon 	24 x 38 Schwerpunkt [m] ys = 0,120 Fläche [m²] A = 9,1200e-02 Trägheitsmomente [m4] lx = 1,0637e-03 ly = 1,0974e-03 lz = 4,3776e-04 Hauptachsenwinkel [Grad] Phi = -0,000 Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	zs = 0,190 l1 = 1,0974e-03 l2 = 4,3776e-04 lyz = 0,0000e+00
3	Polygon 	24 x 58 Schwerpunkt [m] ys = 0,120 Fläche [m²] A = 1,3920e-01 Trägheitsmomente [m4] lx = 1,0000e-06 ly = 3,9022e-03 lz = 6,6816e-04 Hauptachsenwinkel [Grad] Phi = -0,000 Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	zs = 0,290 l1 = 3,9022e-03 l2 = 6,6816e-04 lyz = 0,0000e+00
4	Polygon 	24 x 48 Schwerpunkt [m] ys = 0,120 Fläche [m²] A = 1,1520e-01 Trägheitsmomente [m4] lx = 1,5178e-03 ly = 2,2118e-03 lz = 5,5296e-04 Hauptachsenwinkel [Grad] Phi = -0,000 Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	zs = 0,240 l1 = 2,2118e-03 l2 = 5,5296e-04 lyz = 0,0000e+00
5	Polygon 	wandartiger Träger Schwerpunkt [m] ys = 0,120 Fläche [m²] A = 8,4000e-01 Trägheitsmomente [m4] lx = 1,0000e-06 ly = 8,5750e-01 lz = 4,0320e-03 Hauptachsenwinkel [Grad] Phi = -0,000 Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	zs = 1,750 l1 = 8,5750e-01 l2 = 4,0320e-03 lyz = 0,0000e+00
6	Fläche	Balkone Elementdicke [m] dz = 0,2100 Orthotropie dzy/dz = 1 E-Modul Platte/Scheibe = 1	drillsteif
7	Stab	24 x 82 Fläche [m²] A = 1,000e+00 Trägheitsmomente [m4] lx = 1,000e+00 ly = 1,000e+00 lz = 1,000e+00	lyz = 0,000e+00

Querschnittswerte

8	Polygon 	24 x 62 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,120$ $z_s = 0,310$ Fläche [m²] $A = 1,4880e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 4,7666e-03$ $I_1 = 4,7666e-03$ $I_z = 7,1424e-04$ $I_2 = 7,1424e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
9	Polygon 	RE 25x28 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,125$ $z_s = 0,140$ Fläche [m²] $A = 7,0000e-02$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 4,5733e-04$ $I_1 = 4,5733e-04$ $I_z = 3,6458e-04$ $I_2 = 3,6458e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
10	Polygon 	RE 25x38 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,125$ $z_s = 0,190$ Fläche [m²] $A = 9,5000e-02$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 1,1432e-03$ $I_1 = 1,1432e-03$ $I_z = 4,9479e-04$ $I_2 = 4,9479e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
11	Polygon 	PB 125x50 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,625$ $z_s = 0,158$ Fläche [m²] $A = 3,2500e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 5,0016e-03$ $I_1 = 5,0016e-03$ $I_z = 3,2943e-02$ $I_2 = 3,2943e-02$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = 0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
12	Polygon 	PB 125x60 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,625$ $z_s = 0,186$ Fläche [m²] $A = 3,5000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 8,5952e-03$ $I_1 = 8,5952e-03$ $I_z = 3,3073e-02$ $I_2 = 3,3073e-02$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = 0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite

Materialkennwerte

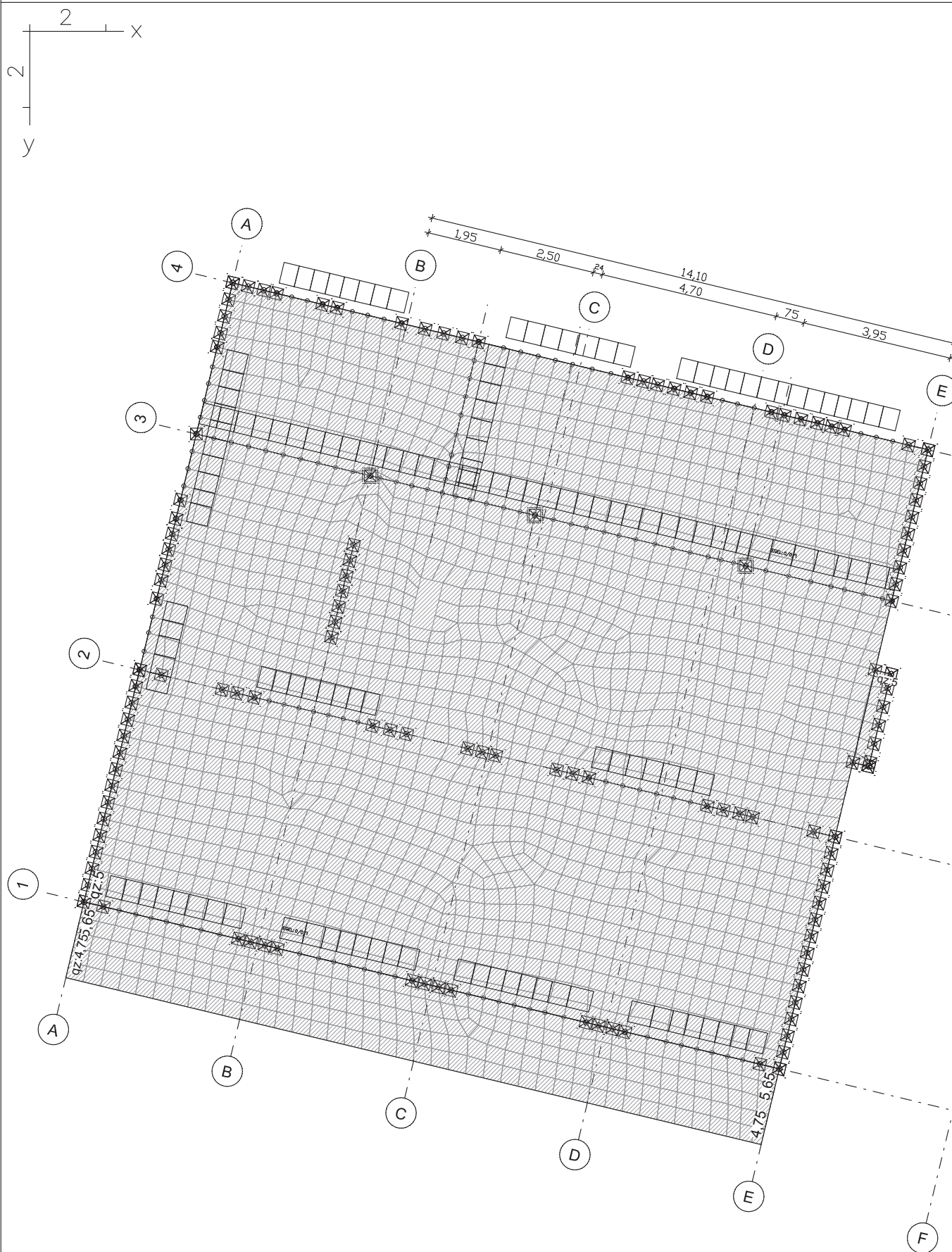
	Nr.	Art	E-Modul [MN/m²]	G-Modul [MN/m²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m³]
1	1	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
2	2	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
3	3	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
4	4	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
5	5	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
6	6	C35/45-EN-D	34000	14200	0,20	1,00e-05	25,000

Materialkennwerte

	Nr.	Art	E-Modul [MN/m ²]	G-Modul [MN/m ²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m ³]
7	7	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
8	8	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
9	9	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
10	10	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
11	11	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
12	12	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000

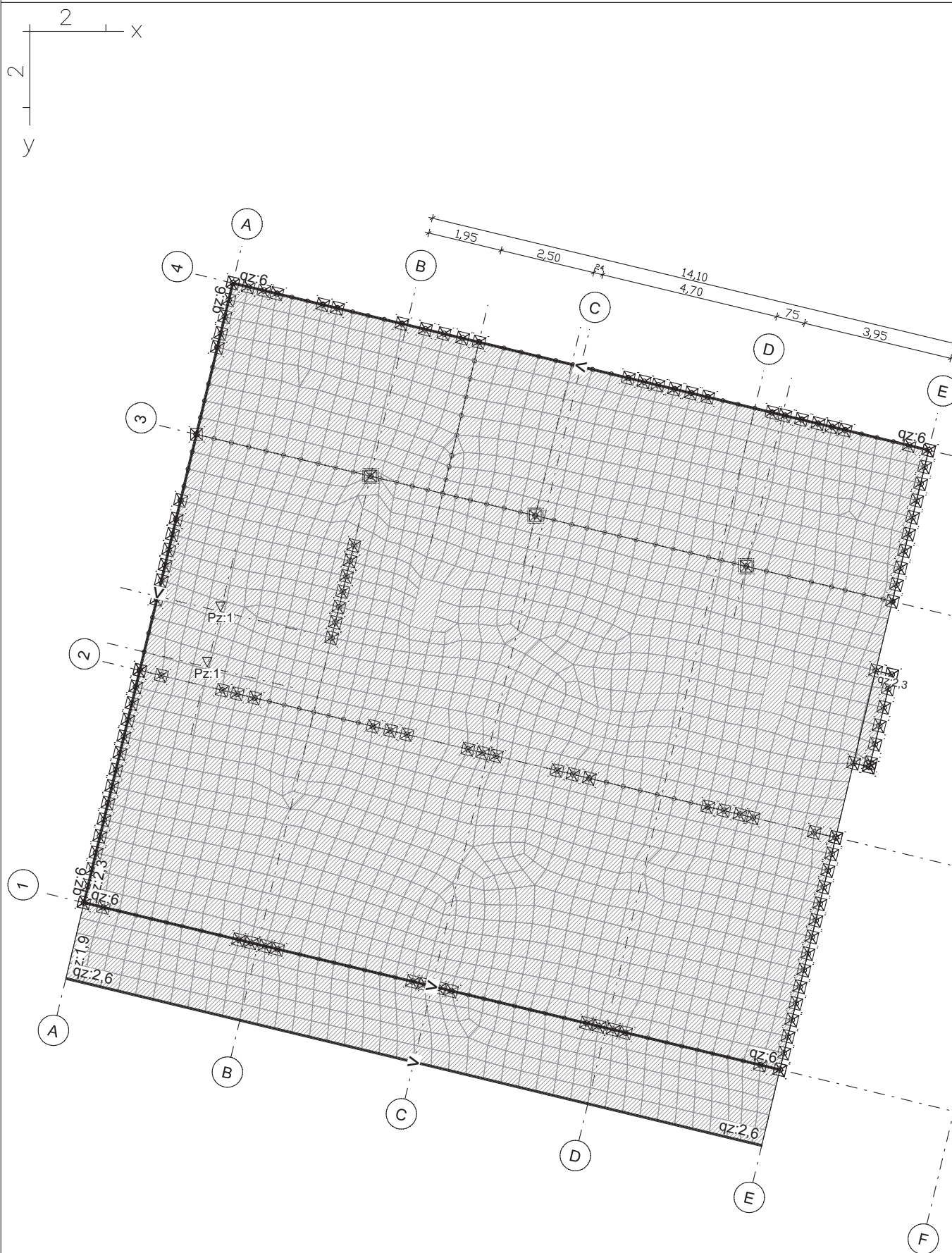
Lastfall-Bezeichnung

	Lastfall	Bezeichnungstext
1	1	LF 1 Eigengewicht
2	2	LF 2 Verkehr A
3	3	LF 3 Verkehr B
4	4	LF 4 Verkehr C1
5	5	LF 5 Verkehr D
6	6	LF 6 Verkehr E
7	7	LF 7 Verkehr C2
8	10	LF 10 Summe Verkehr A-E



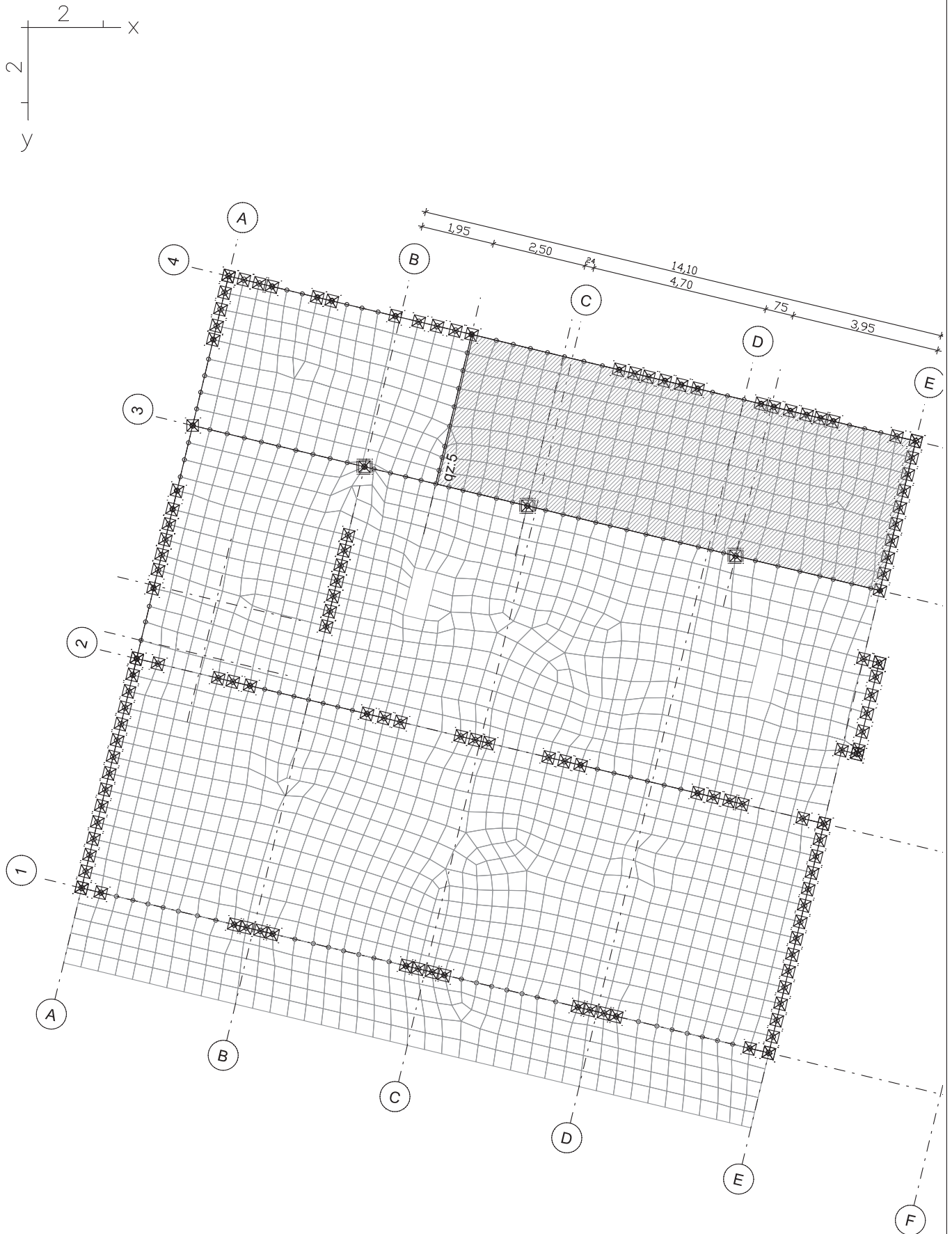
LF 1: Belastung, LF 1 Eigengewicht

LF 1: Belastung, LF 1 Eigengewicht - M = 1:140
bow ingenieure gmbh



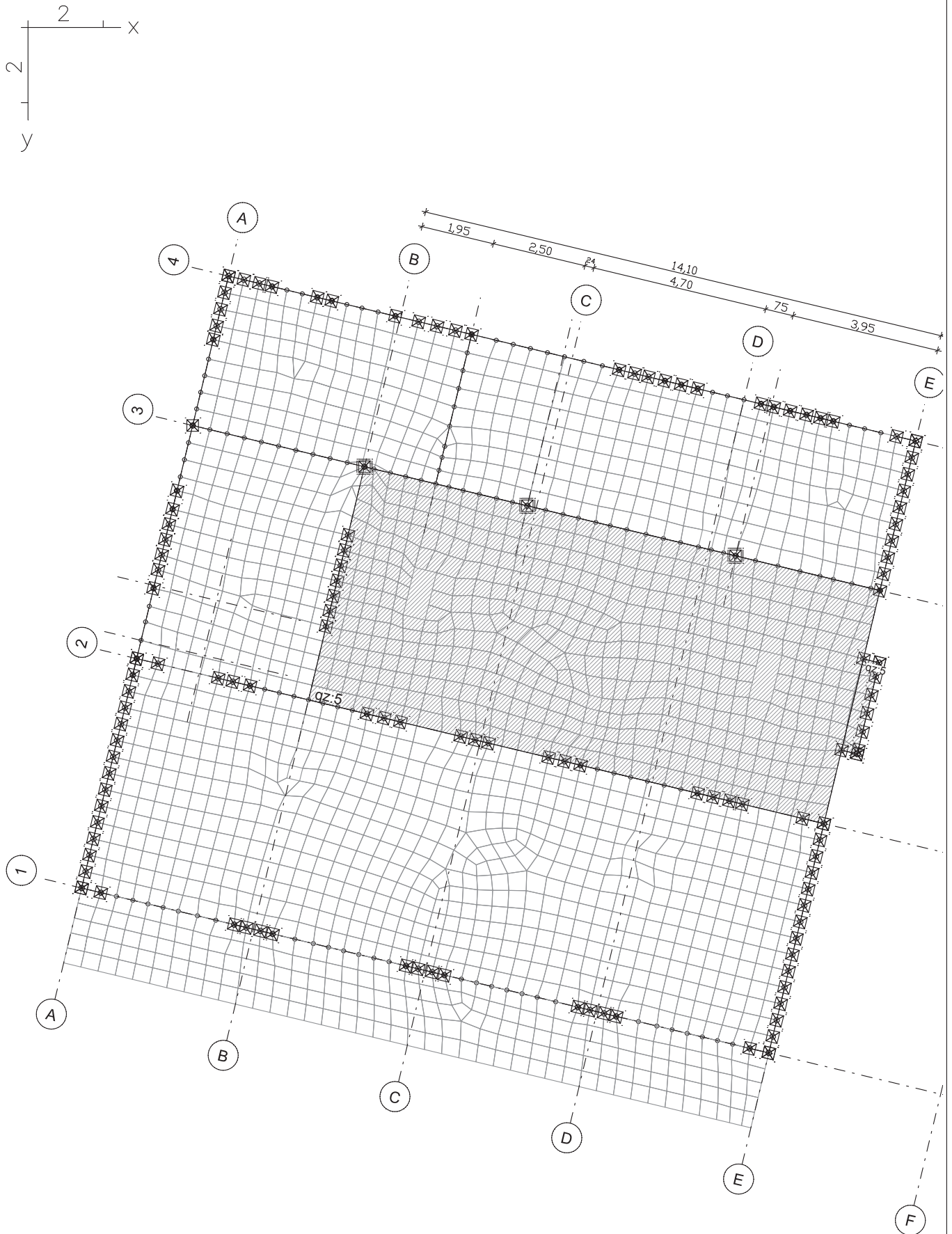
LF 1: Belastung, LF 1 Eigengewicht

LF 1: Belastung, LF 1 Eigengewicht - M = 1:140
bow ingenieure gmbh



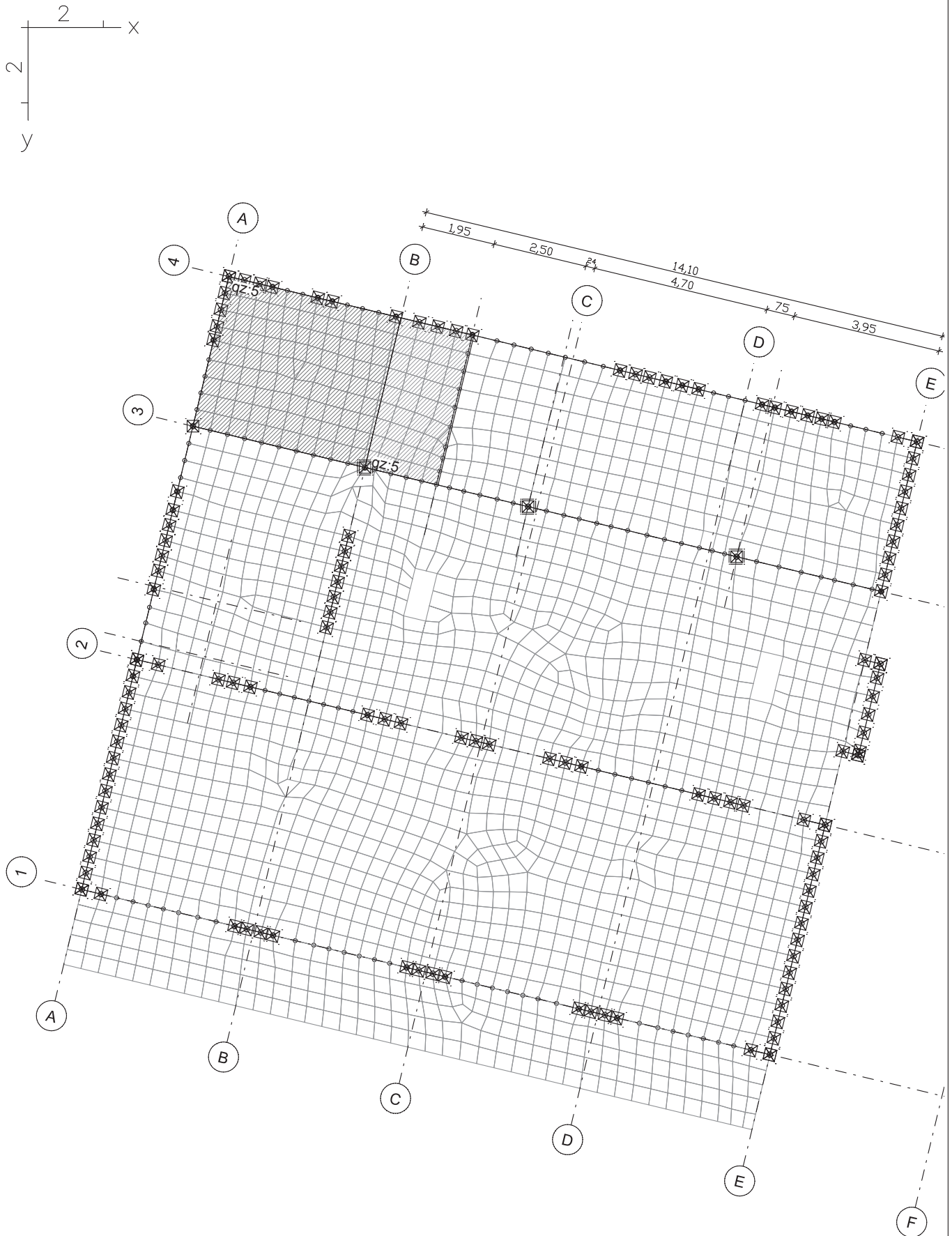
LF 2: Belastung, LF 2 Verkehr A

LF 2: Belastung, LF 2 Verkehr A - M = 1:140
bow ingenieure gmbh



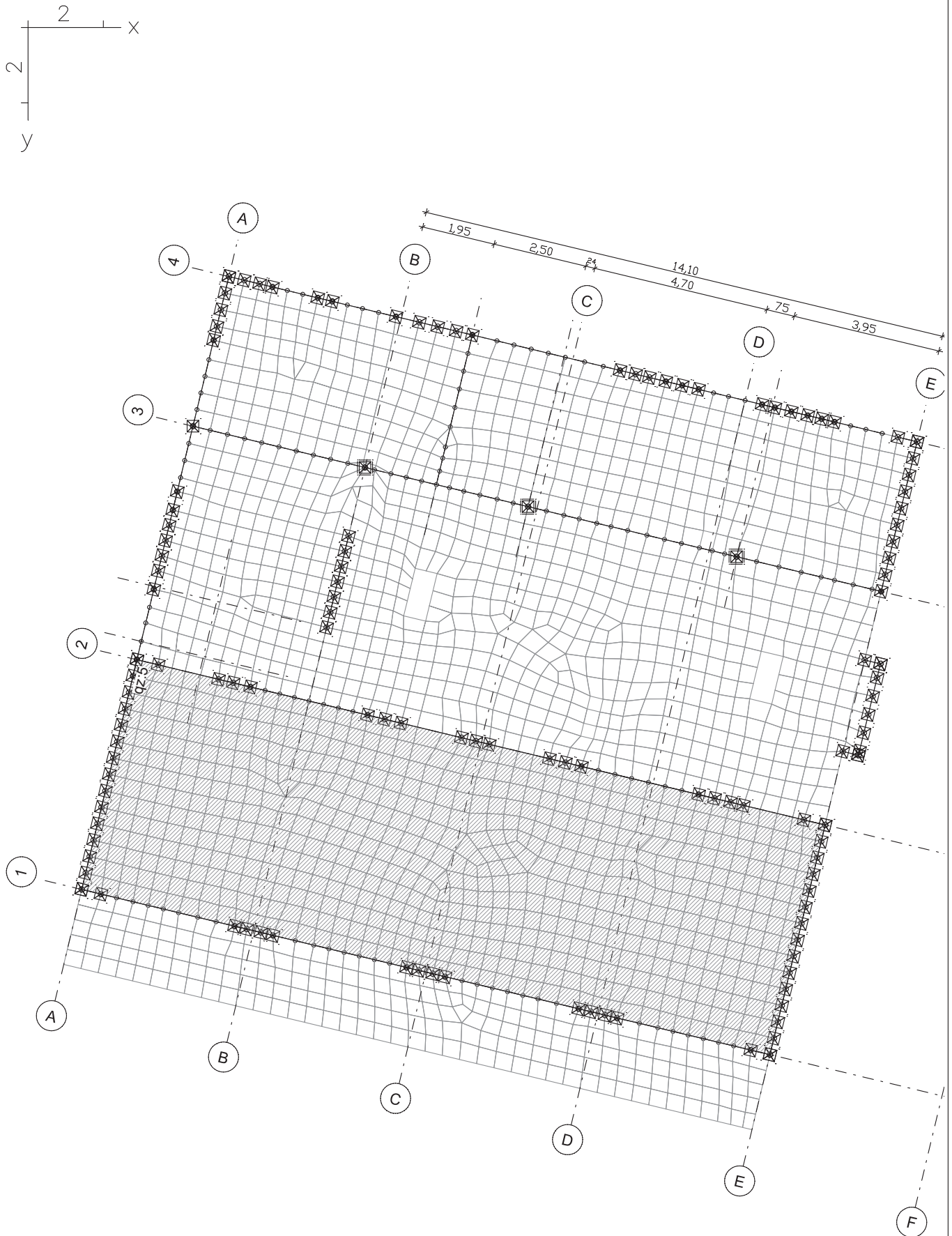
LF 3: Belastung, LF 3 Verkehr B

LF 3: Belastung, LF 3 Verkehr B - M = 1:140
bow ingenieure gmbh



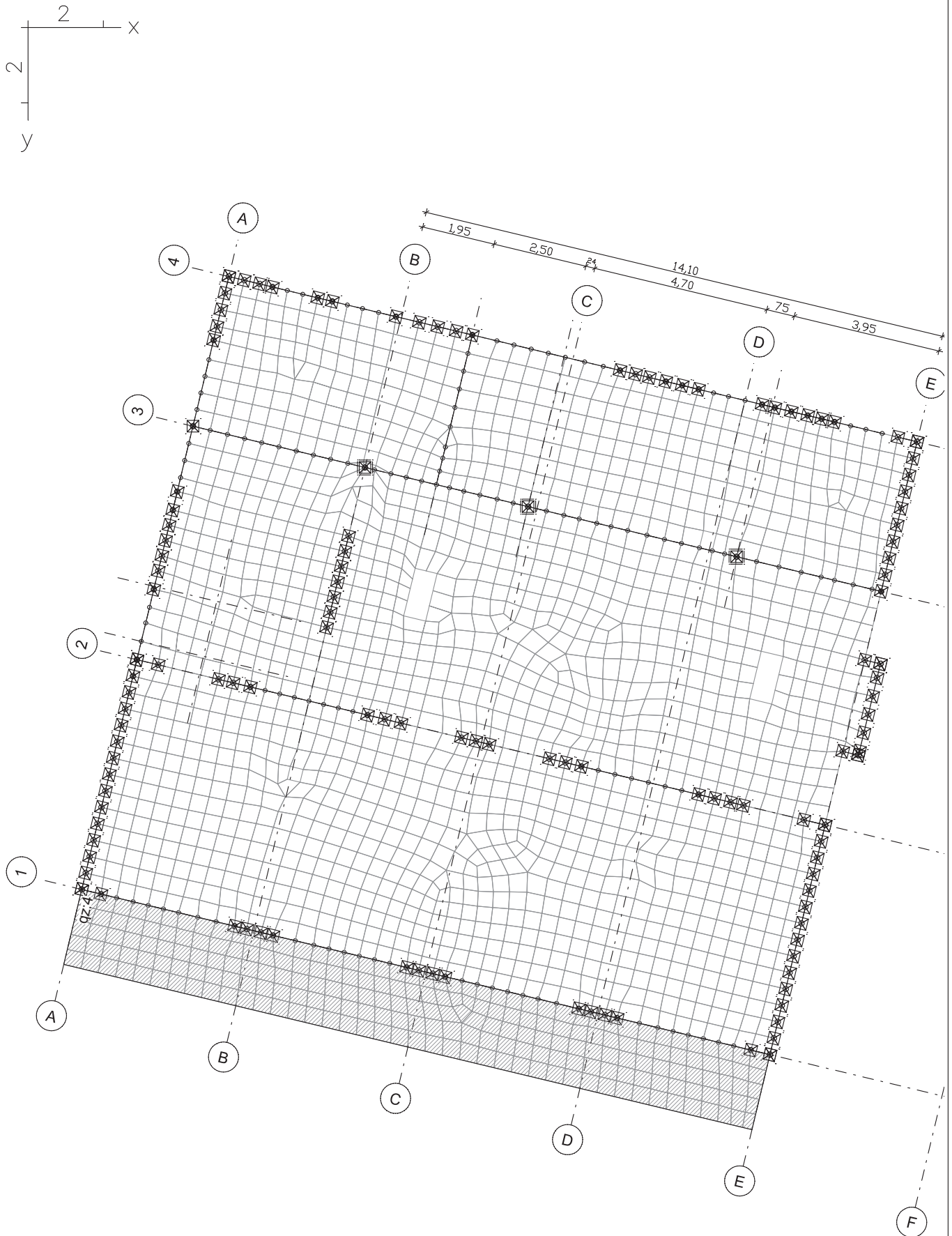
LF 4: Belastung, LF 4 Verkehr C1

LF 4: Belastung, LF 4 Verkehr C1 - M = 1:140
bow ingenieure gmbh



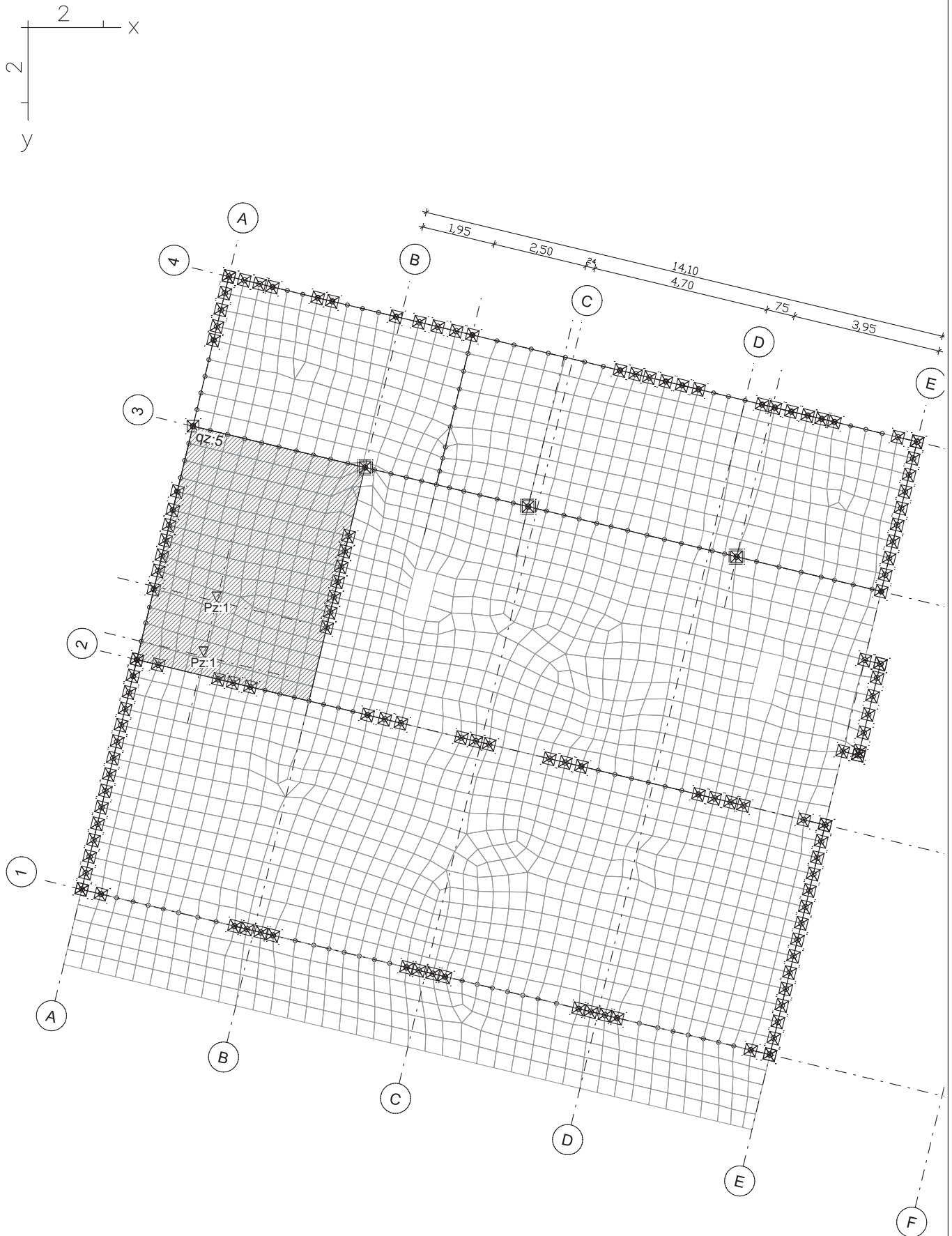
LF 5: Belastung, LF 5 Verkehr D

LF 5: Belastung, LF 5 Verkehr D - M = 1:140



LF 6: Belastung, LF 6 Verkehr E

LF 6: Belastung, LF 6 Verkehr E - M = 1:140

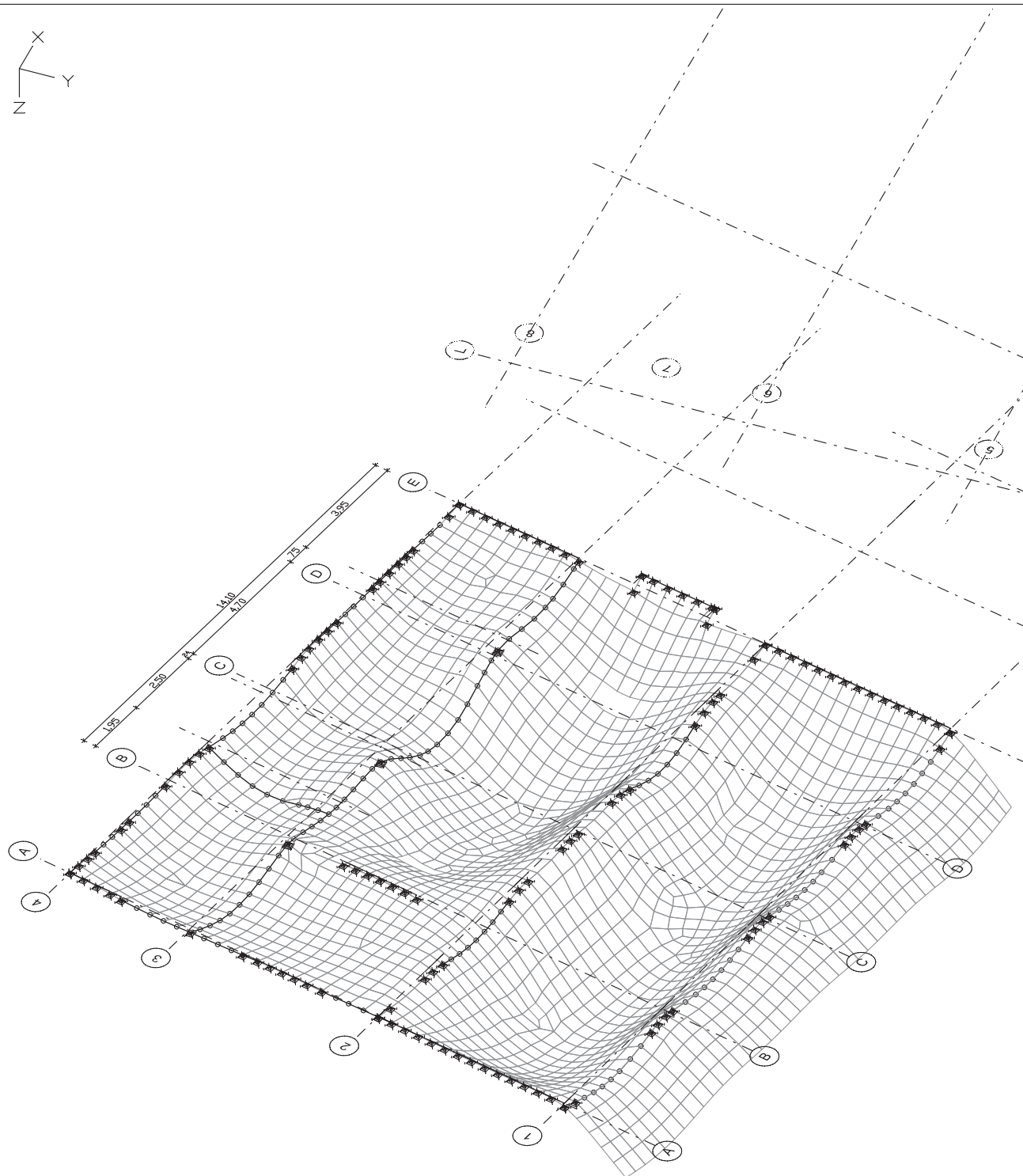
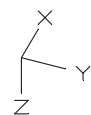


LF 7: Belastung, LF 7 Verkehr C2

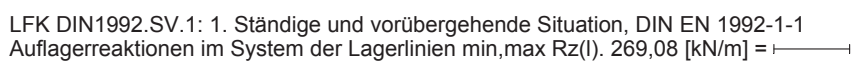
LF 7: Belastung, LF 7 Verkehr C2 - M = 1:140
bow ingenieure gmbh

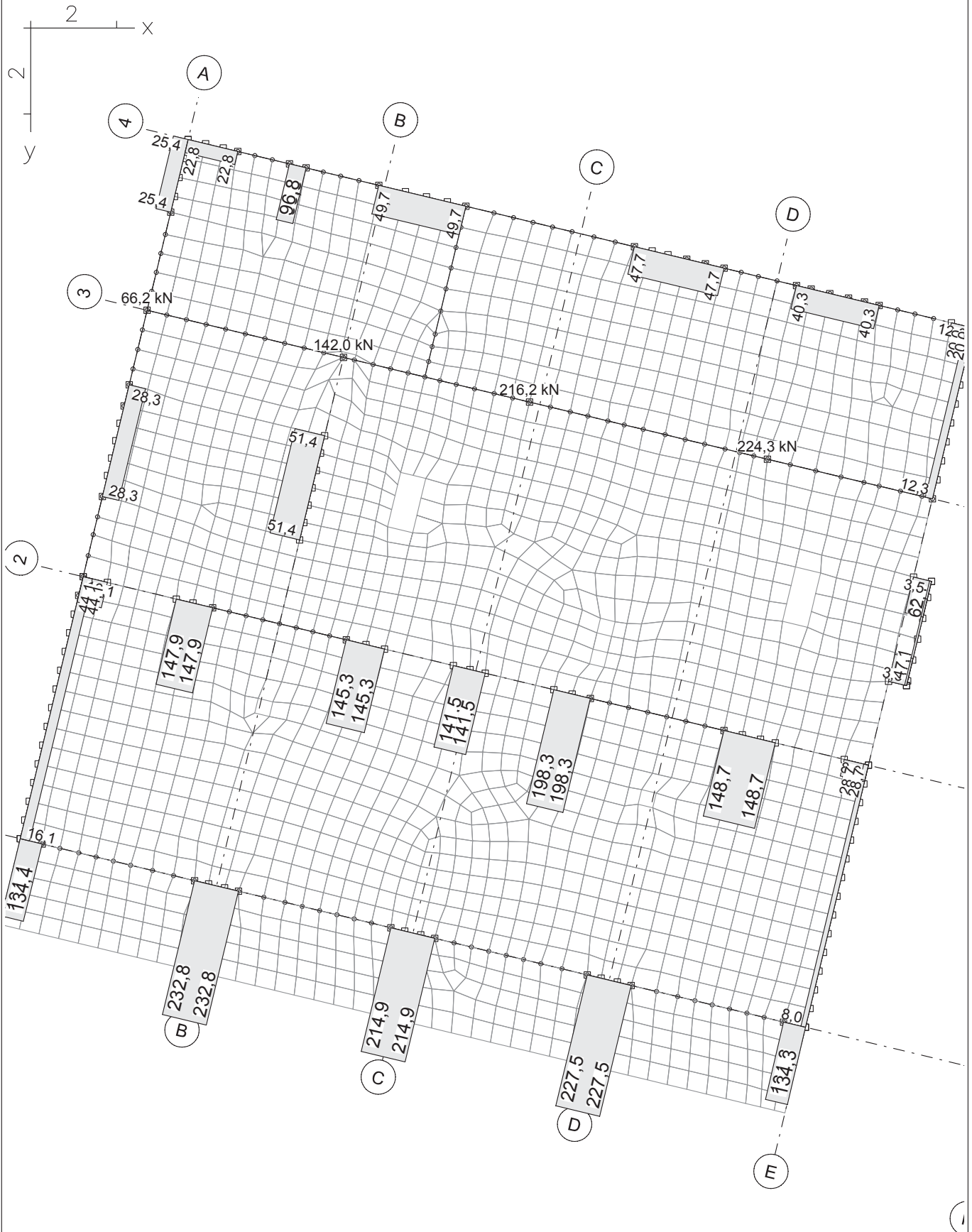
Lastgruppen

	Berechnungstheorie	Vorverformung	LF 1 Eigengewicht	LF 2 Verkehr A	LF 3 Verkehr B	LF 4 Verkehr C1	LF 5 Verkehr D	LF 6 Verkehr E	LF 7 Verkehr C2
LF-Nr. Lastgruppe	-	-	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6	LF 7
10 : LF 10 Summe Verkehr A-E	1.			1	1	1	1	1	1



LFK DIN1992.C.1: 1. Seltene (charakteristische) Situation, DIN EN 1992-1-1
Deformationen u (max uz) [mm], Faktor = 546,9
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/5,86 [mm]



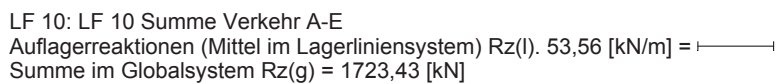


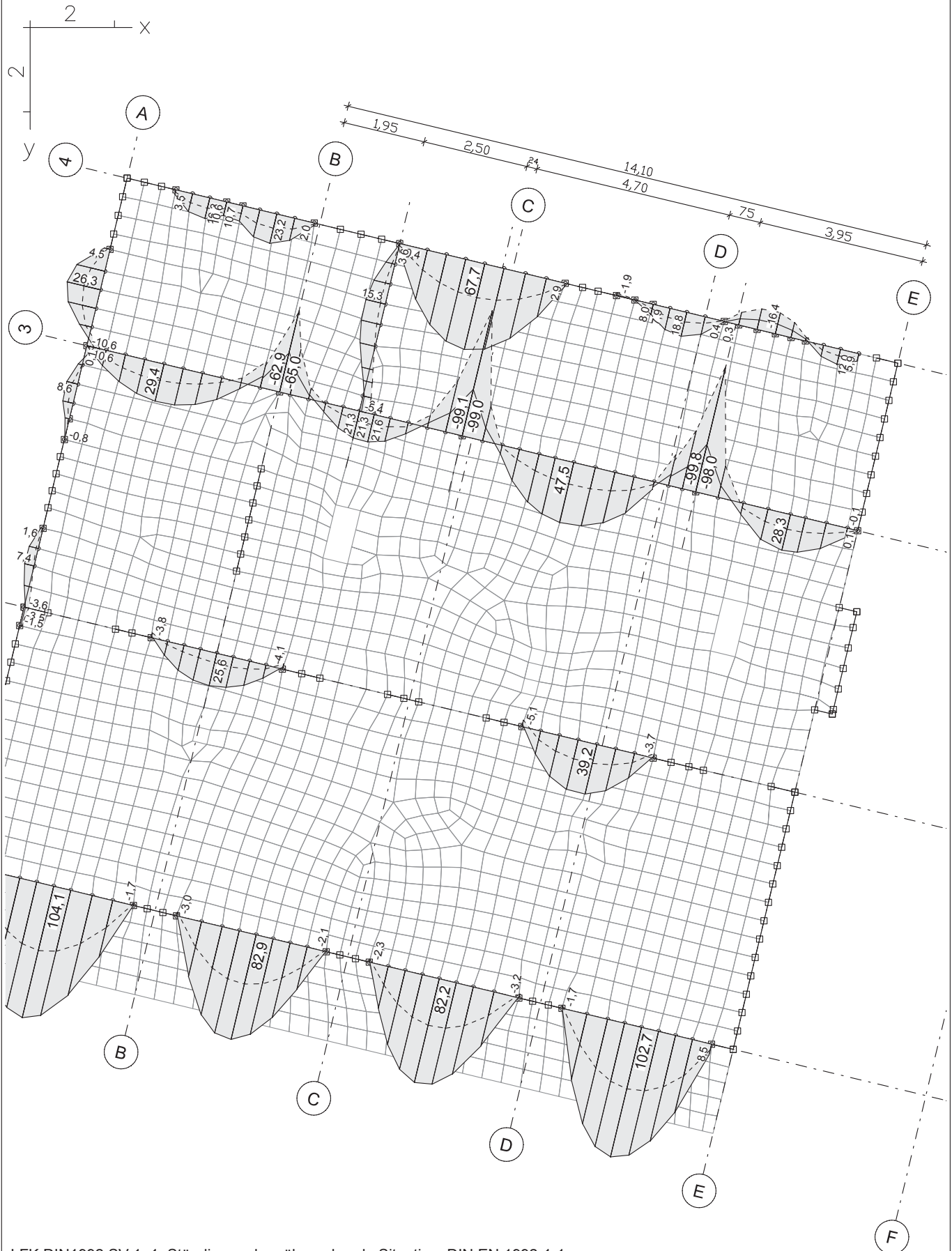
LF 1: LF 1 Eigengewicht


Auflagerreaktionen (Mittel im Lagerliniensystem) $R_z(l)$. 90,78 [kN/m] =

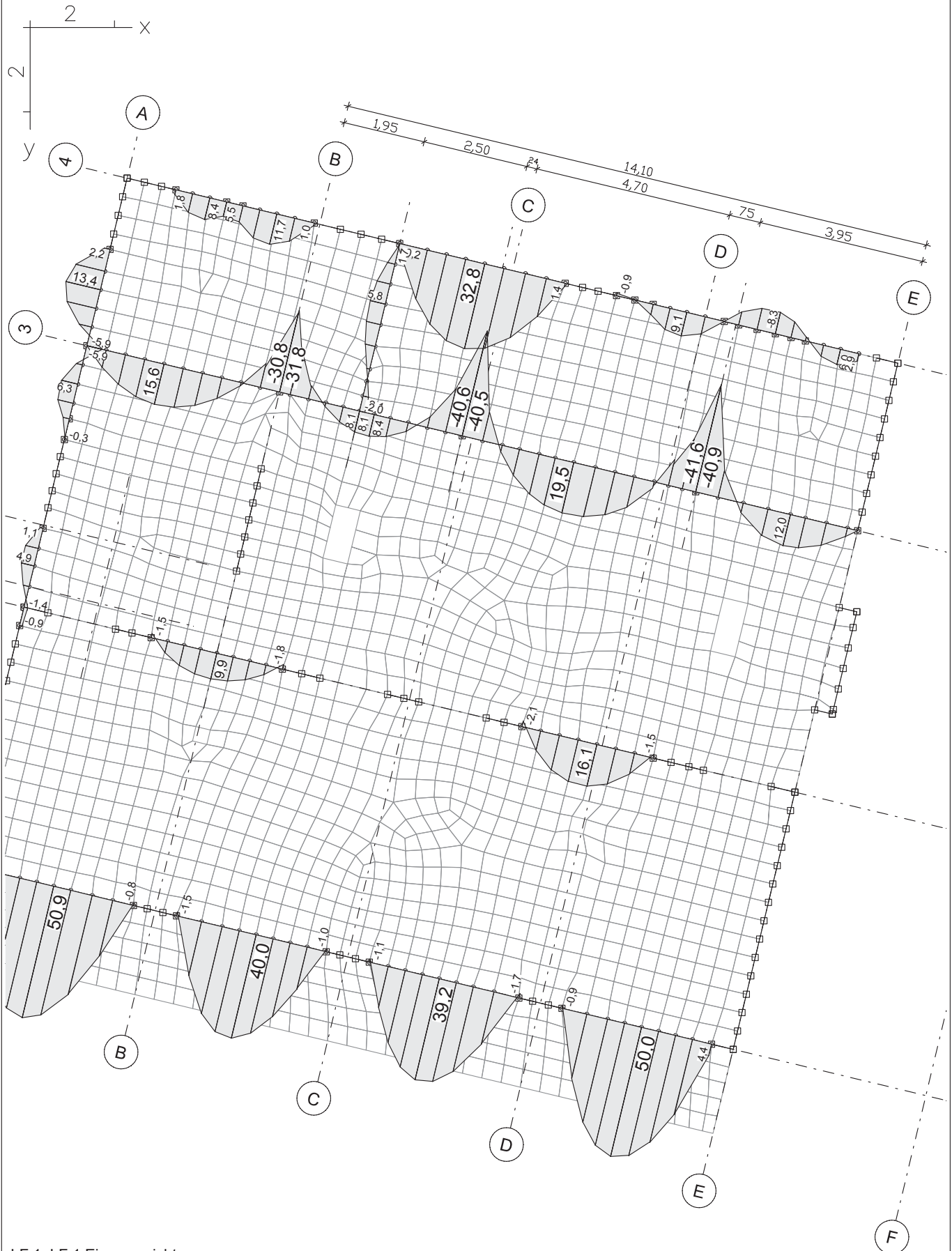
Summe im Globalsystem $R_z(g)$ = 3132,58 [kN]


Auflagerreaktionen R_z ; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125



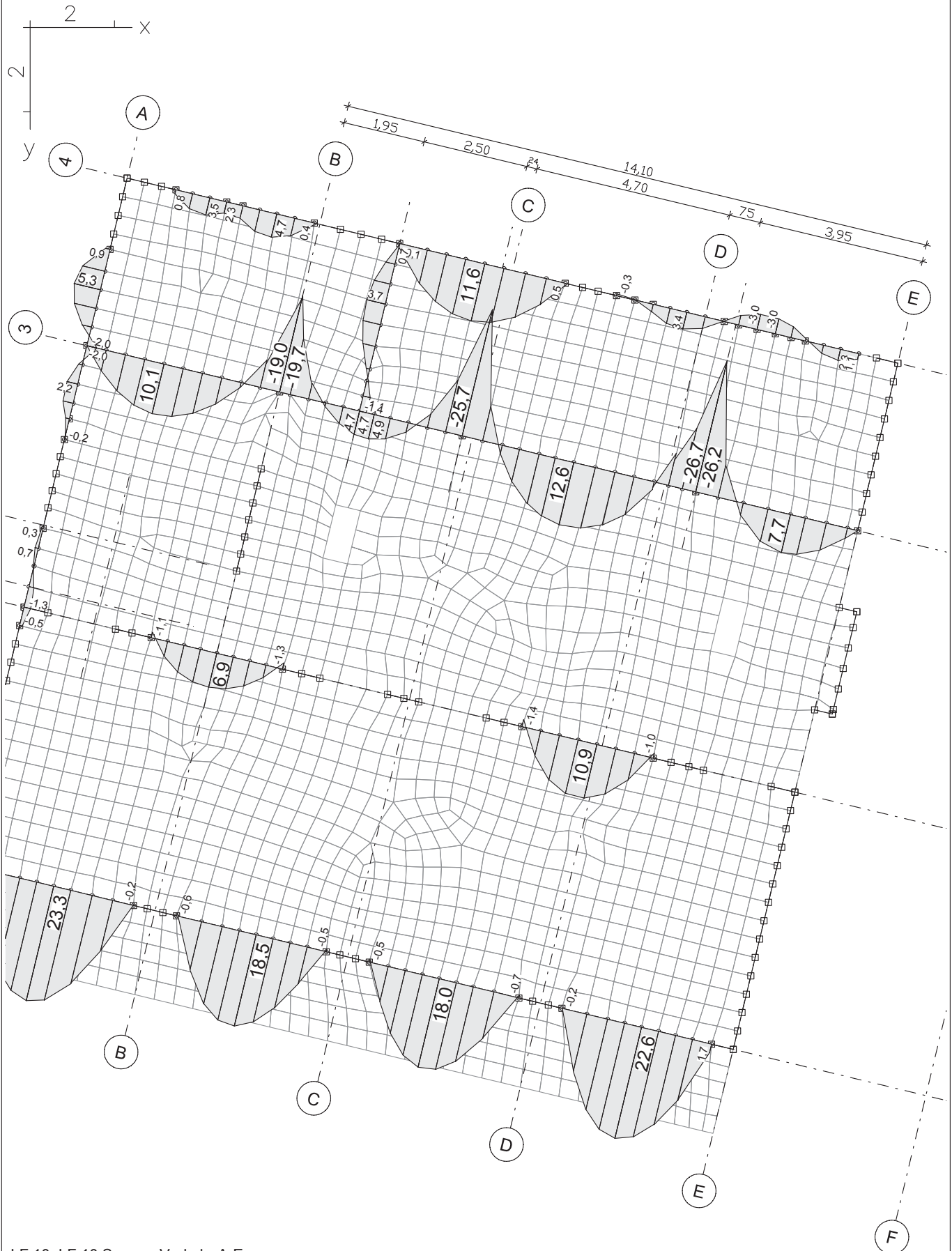


LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Schnittgrößen min,max My. 40,60 [kNm] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -99,80/104,10 [kNm]



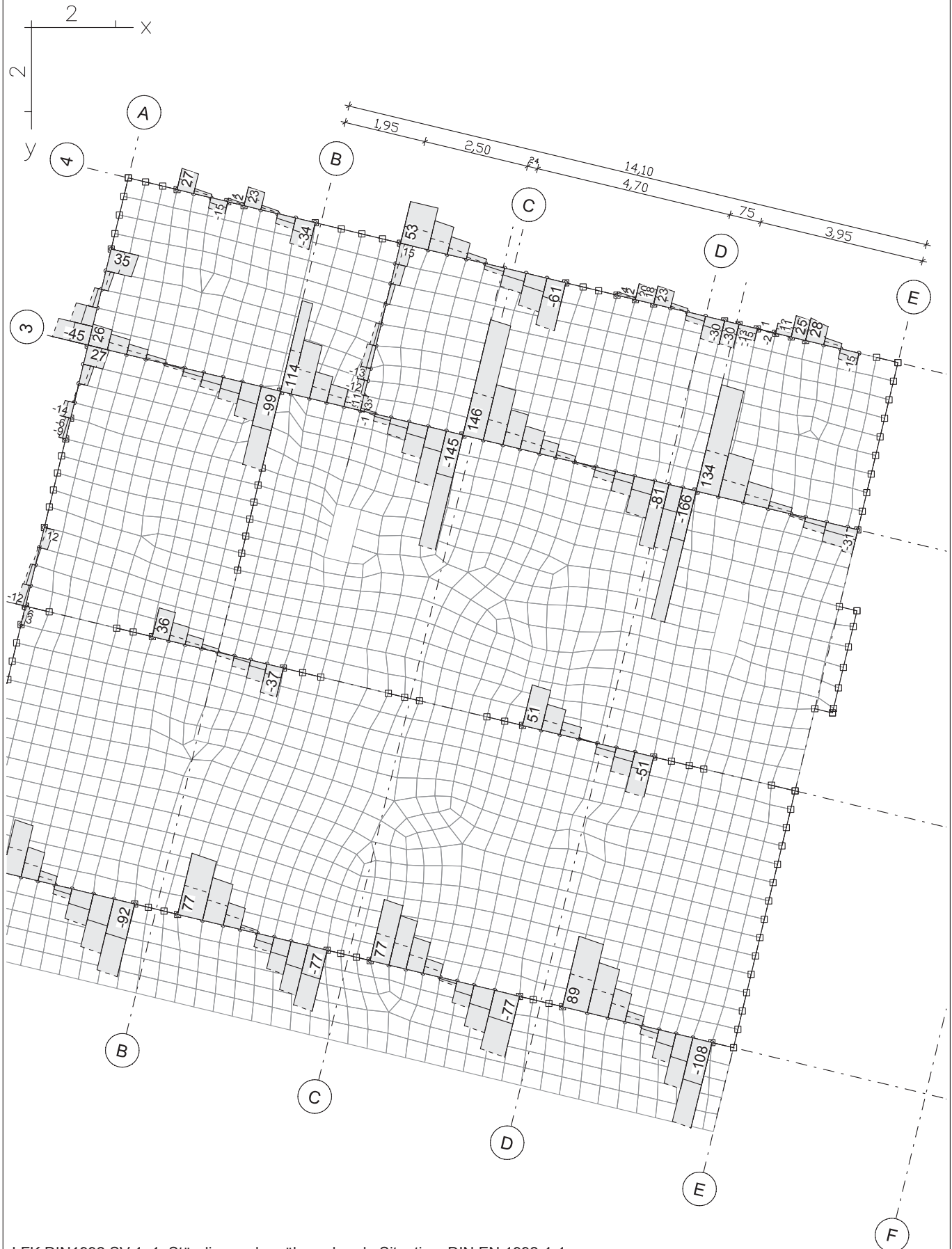
LF 1: LF 1 Eigengewicht
Schnittgrößen My. 19,86 [kNm] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -41,60/50,91 [kNm]


Schnittgrößen My; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125
bow ingenieure gmbh

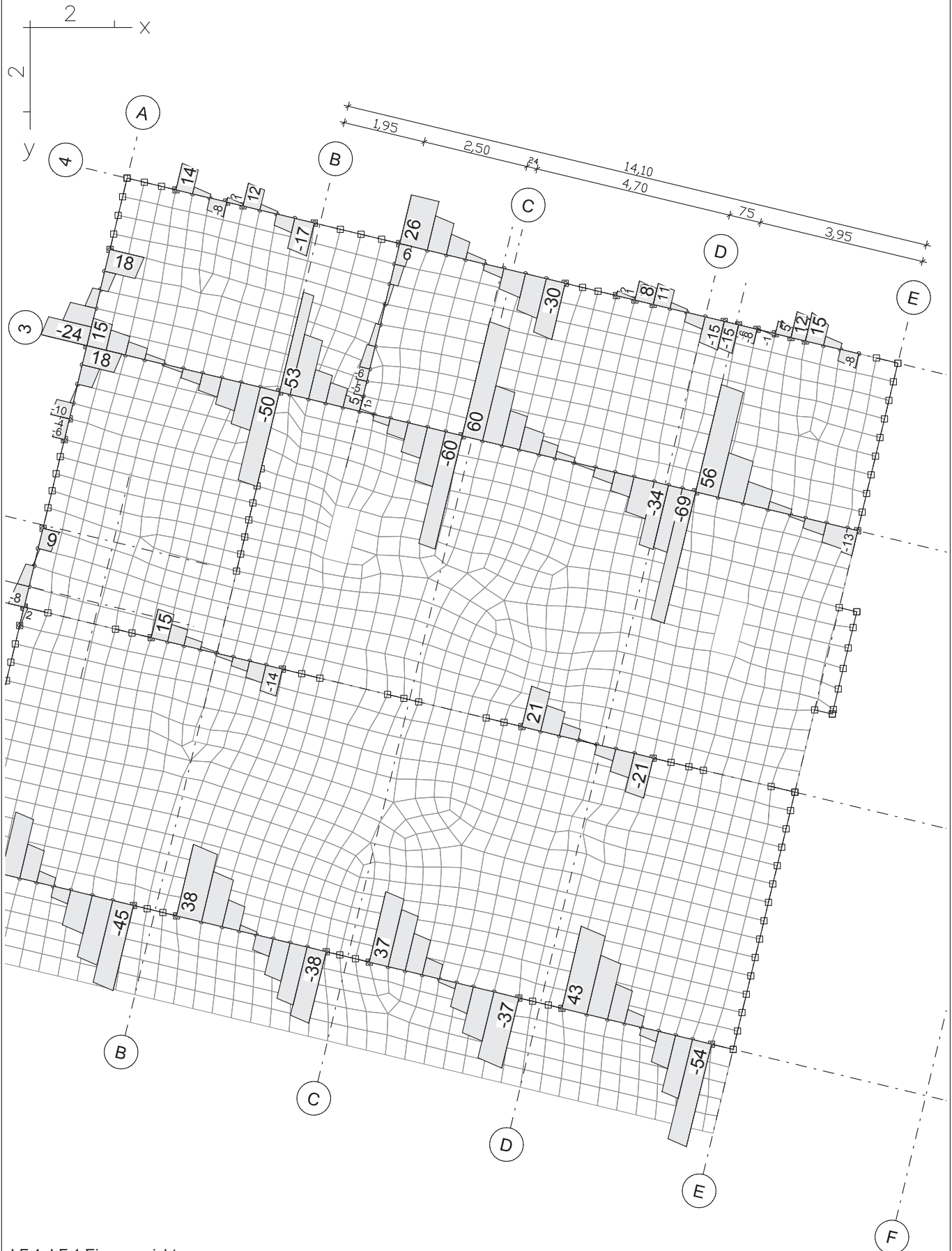



LF 10: LF 10 Summe Verkehr A-E
Schnittgrößen My. 10,43 [kNm] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -26,73/23,27 [kNm]

Schnittgrößen My; LF 10, LF 10 Summe Verkehr A-E - M = 1:125

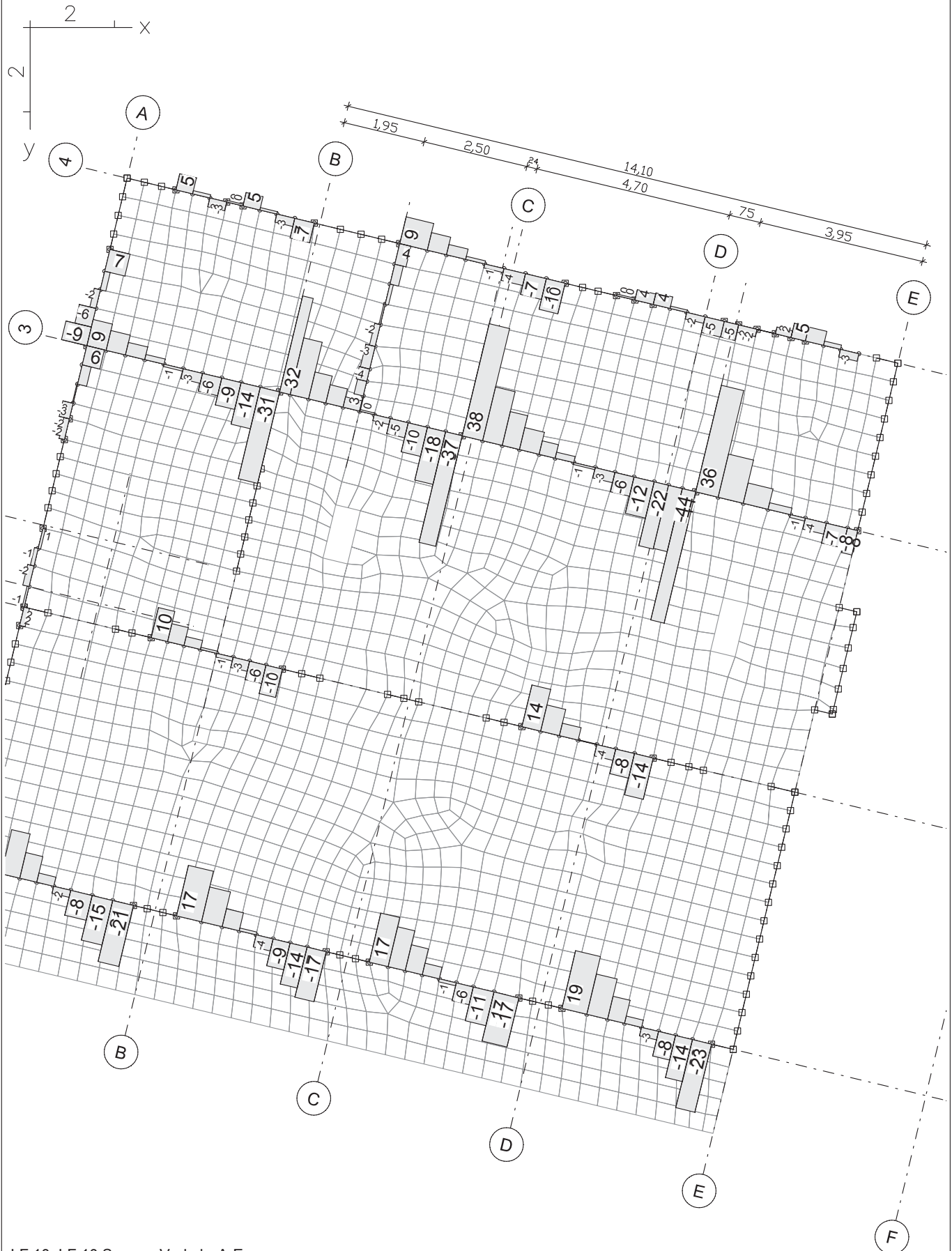


LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Schnittgrößen min,max Qz. 64,58 [kN] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -165,58/145,60 [kN]



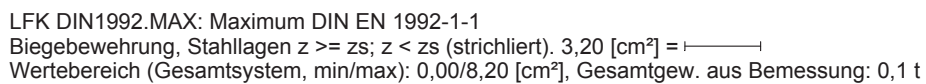
LF 1: LF 1 Eigengewicht
Schnittgrößen Qz: 26,97 [kN] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -69,16/60,07 [kN]

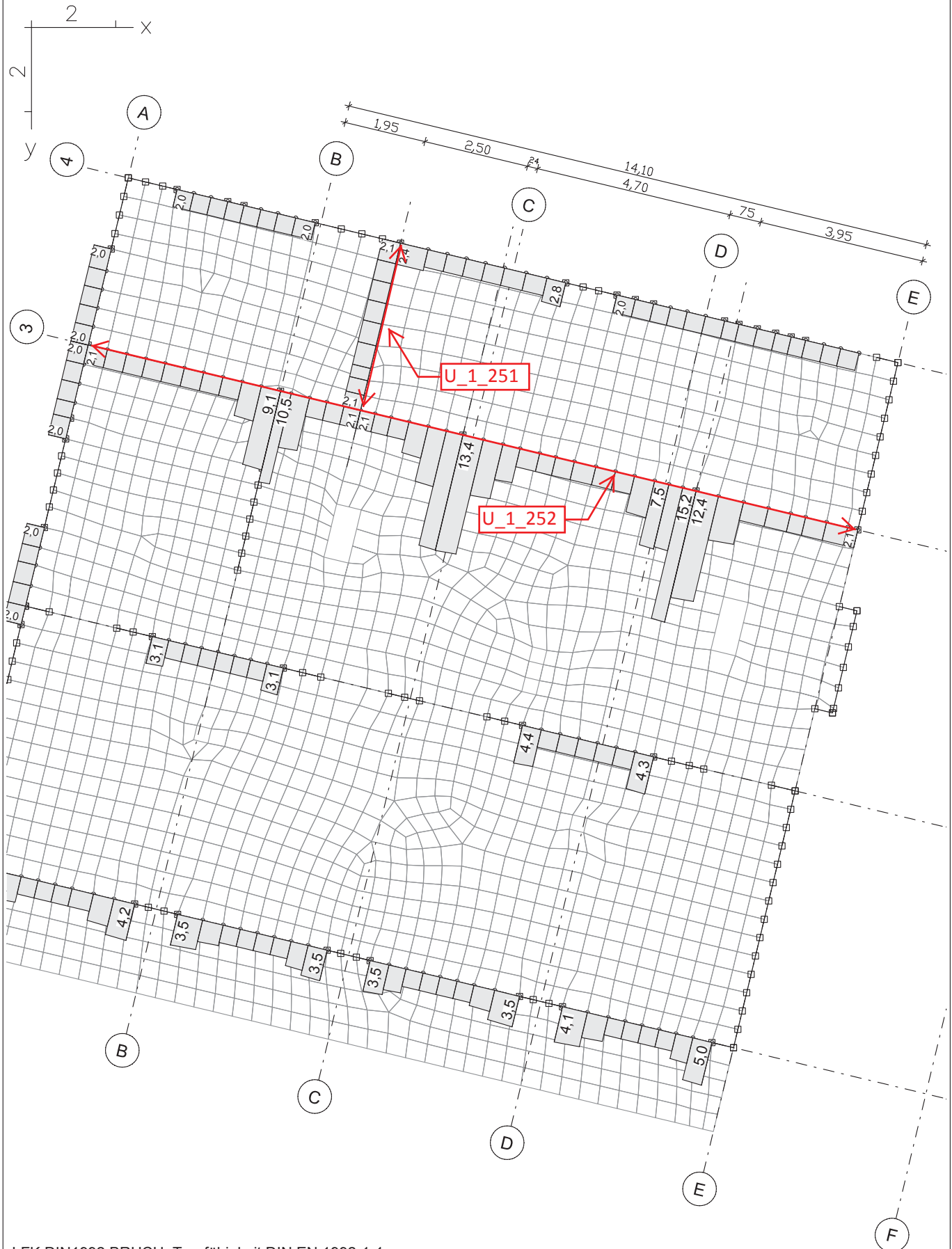
Schnittgrößen Qz; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125
bow ingenieure gmbh




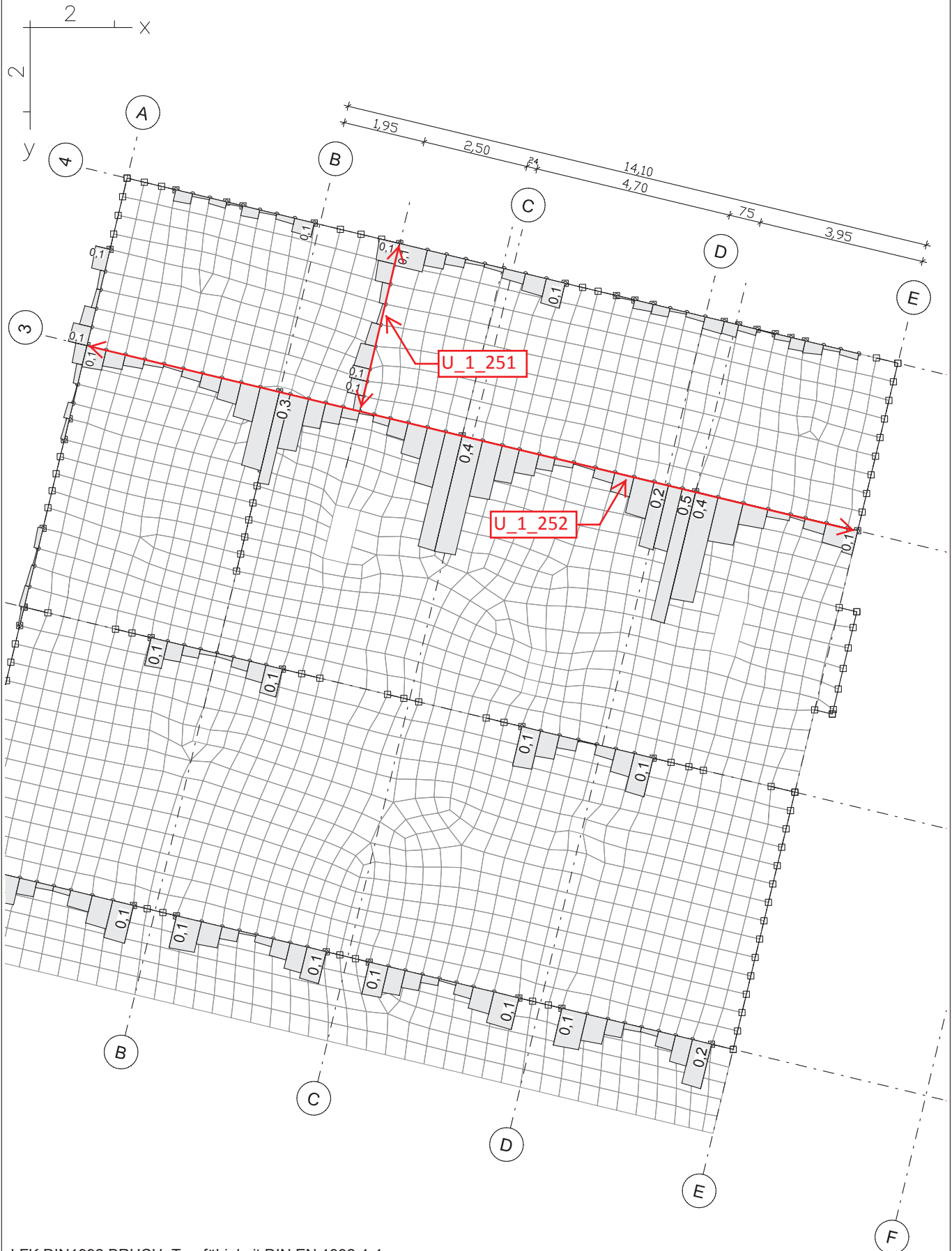
LF 10: LF 10 Summe Verkehr A-E
Schnittgrößen Qz: 17,26 [kN] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -44,26/37,77 [kN]


Schnittgrößen Qz; LF 10, LF 10 Summe Verkehr A-E - M = 1:125





LFK DIN1992.BRUCH: Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1
Bügelbewehrung aus Querkraft Qz. 5,94 [cm²/m] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 2,00/15,23 [cm²/m]



LFK DIN1992.BRUCH: Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1
 $Q_z/VR_{d,max}$ 0,19 [-] = 
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/0,50 [-]

$Q_z/VR_{d,max}$; Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1 - M = 1:125

Grenzfallbetrachtung Plattenbalkenquerschnitte

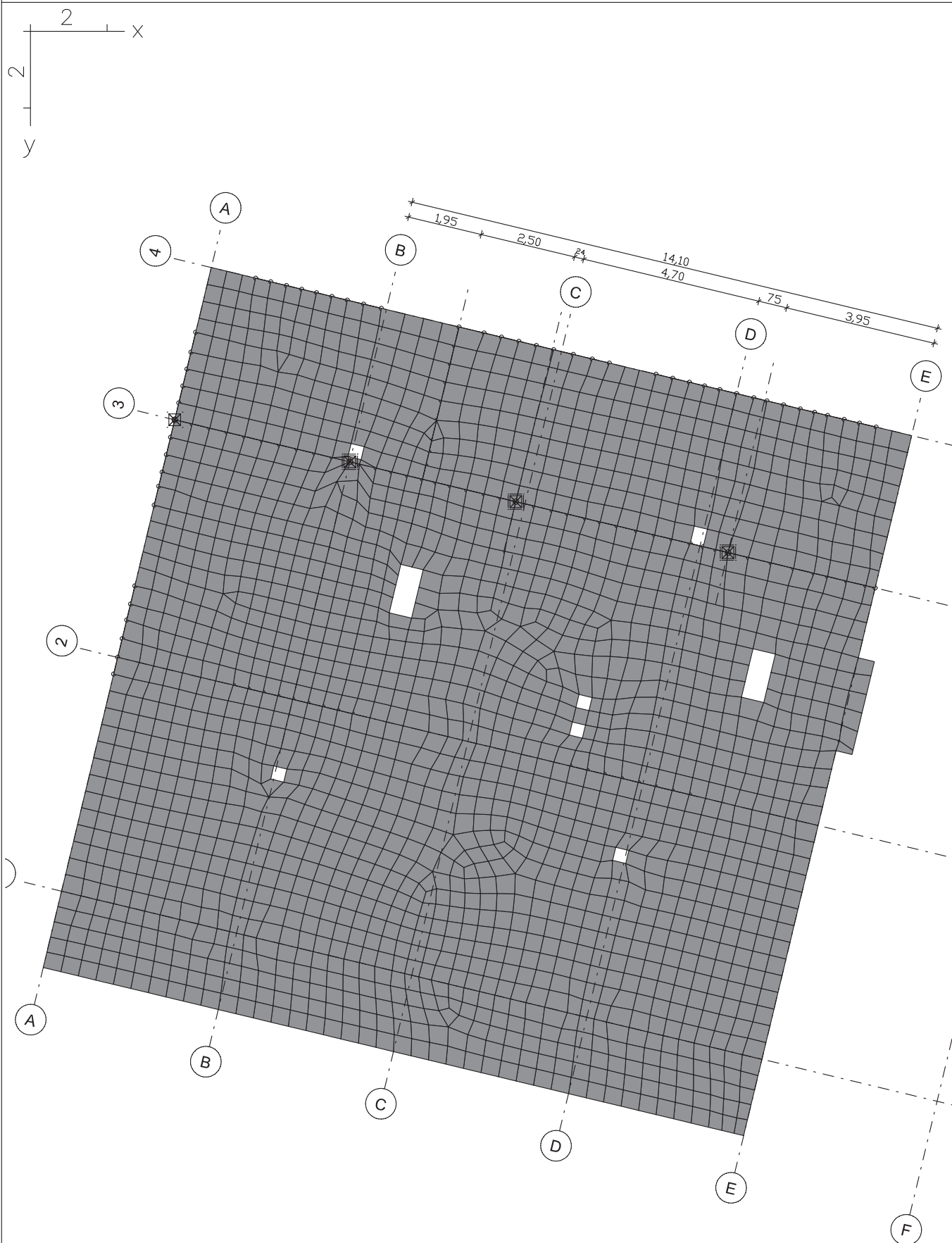
Auf der sicheren Seite liegend wird als Grenzfall zusätzlich eine Berechnung mit Plattenbalkenquerschnitten betrachtet, da diese aufgrund der höheren Unterzugs-Steifigkeiten vor allem zu größerer Feldbewehrung und teils höheren Querkräften und Auflagerkräften führt. Da im Rahmen des Umbaus keine zusätzlichen Lasten aufgebracht werden, sind die Lasten in den unteren Geschossen bereits weitestgehend eingepreist, sodass die Ergebnisse der Grenzfallbetrachtung nur für Bemessungen und Nachweise im 1.OG angesetzt werden.

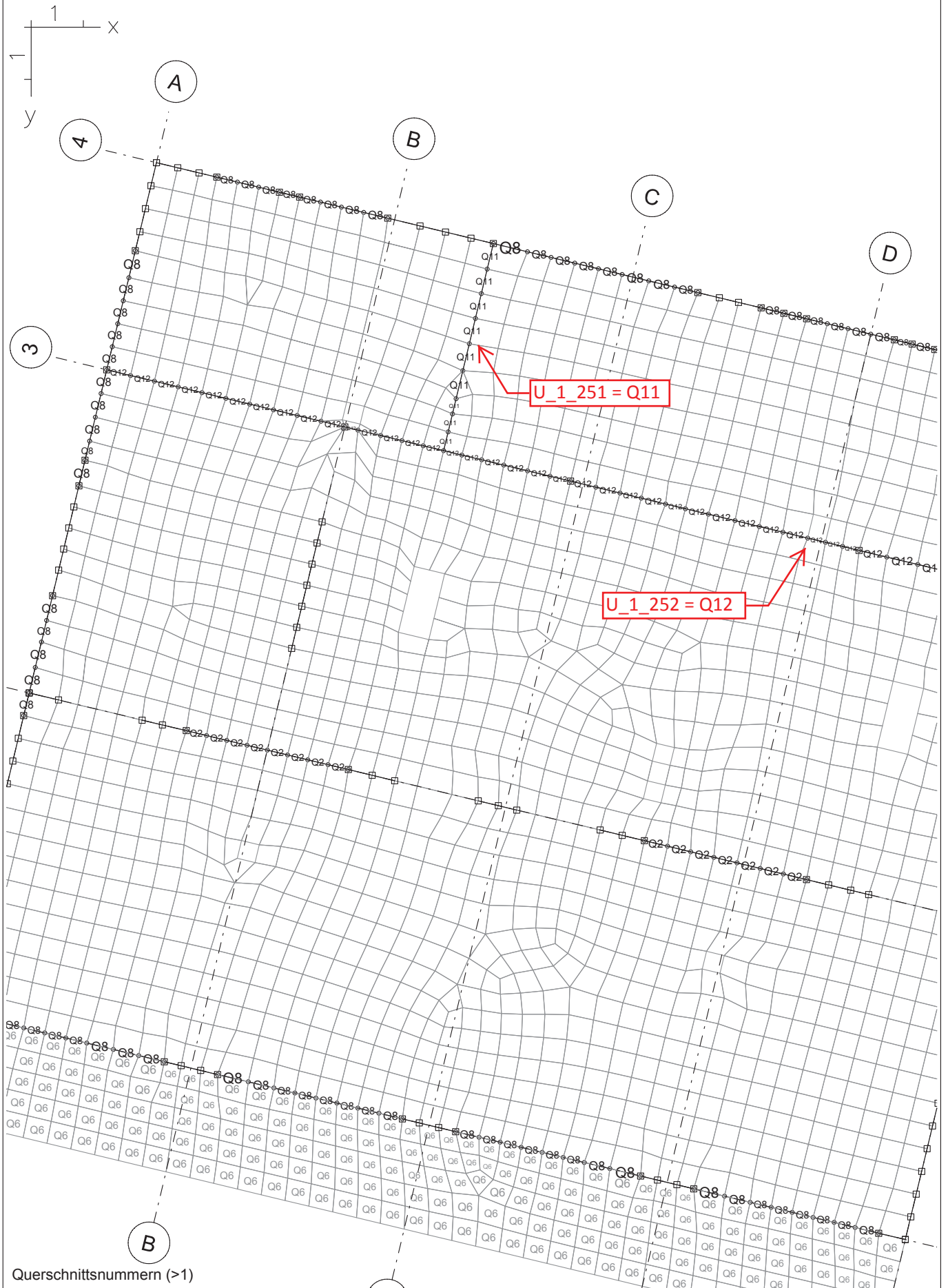
Ein Zusammenwirken der vorhandenen Deckenplatte mit den neuen Unterzügen als Plattenbalken tritt jedoch kaum ein, da die Bauteile nur über eine glatte Fuge ohne kreuzende Bewehrung nachträglich verbunden sind.

Die o.g. Berechnungsdatei wird kopiert, umbenannt und die Unterzugssquerschnitte verändert:

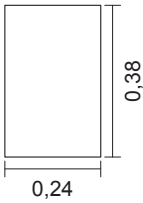
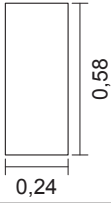
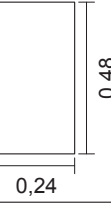
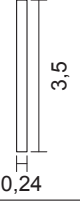
reguläre Datei:	D-1-103_2022-05.fem	(s.o.)
Datei Grenzfall:	D-1-103_2022-05_Grenzfall-PB.fem	
Änderungen:	Querschnitte der Unterzüge verändert (siehe Pos. U_1_251 bis U_1_252)	

Die veränderten Grundlagen des FE-Modells sowie Ergebnisse der Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrung für die o.g. Positionen sind nachfolgend ausgegeben.


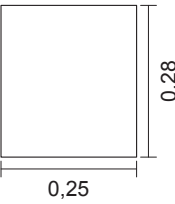
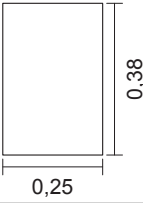
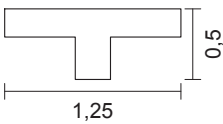
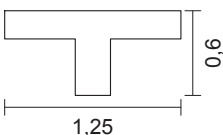




Querschnittswerte

1	Fläche	Deckenplatte Elementdicke [m] $dz = 0,2000$ Orthotropie $dzy/dz = 1$ E-Modul Platte/Scheibe $= 1$	drillsteif
2	Polygon 	24 x 38 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 9,1200e-02$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,0637e-03$ $ly = 1,0974e-03$ $lz = 4,3776e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,190$ $l1 = 1,0974e-03$ $l2 = 4,3776e-04$ $lyz = 0,0000e+00$
3	Polygon 	24 x 58 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 1,3920e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,0000e-06$ $ly = 3,9022e-03$ $lz = 6,6816e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,290$ $l1 = 3,9022e-03$ $l2 = 6,6816e-04$ $lyz = 0,0000e+00$
4	Polygon 	24 x 48 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 1,1520e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,5178e-03$ $ly = 2,2118e-03$ $lz = 5,5296e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,240$ $l1 = 2,2118e-03$ $l2 = 5,5296e-04$ $lyz = 0,0000e+00$
5	Polygon 	wandartiger Träger Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 8,4000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,0000e-06$ $ly = 8,5750e-01$ $lz = 4,0320e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 1,750$ $l1 = 8,5750e-01$ $l2 = 4,0320e-03$ $lyz = 0,0000e+00$
6	Fläche	Balkone Elementdicke [m] $dz = 0,2100$ Orthotropie $dzy/dz = 1$ E-Modul Platte/Scheibe $= 1$	drillsteif
7	Stab	24 x 82 Fläche [m²] $A = 1,000e+00$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,000e+00$ $ly = 1,000e+00$ $lz = 1,000e+00$	$lyz = 0,000e+00$

Querschnittswerte

8	Polygon 	24 x 62 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,120$ $z_s = 0,310$ Fläche [m²] $A = 1,4880e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 4,7666e-03$ $I_1 = 4,7666e-03$ $I_z = 7,1424e-04$ $I_2 = 7,1424e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
9	Polygon 	RE 25x28 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,125$ $z_s = 0,140$ Fläche [m²] $A = 7,0000e-02$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 4,5733e-04$ $I_1 = 4,5733e-04$ $I_z = 3,6458e-04$ $I_2 = 3,6458e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
10	Polygon 	RE 25x38 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,125$ $z_s = 0,190$ Fläche [m²] $A = 9,5000e-02$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 1,1432e-03$ $I_1 = 1,1432e-03$ $I_z = 4,9479e-04$ $I_2 = 4,9479e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
11	Polygon 	PB 125x50 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,625$ $z_s = 0,158$ Fläche [m²] $A = 3,2500e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 5,0016e-03$ $I_1 = 5,0016e-03$ $I_z = 3,2943e-02$ $I_2 = 3,2943e-02$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = 0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
12	Polygon 	PB 125x60 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,625$ $z_s = 0,186$ Fläche [m²] $A = 3,5000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,0000e-06$ $I_y = 8,5952e-03$ $I_1 = 8,5952e-03$ $I_z = 3,3073e-02$ $I_2 = 3,3073e-02$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = 0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite

Materialkennwerte

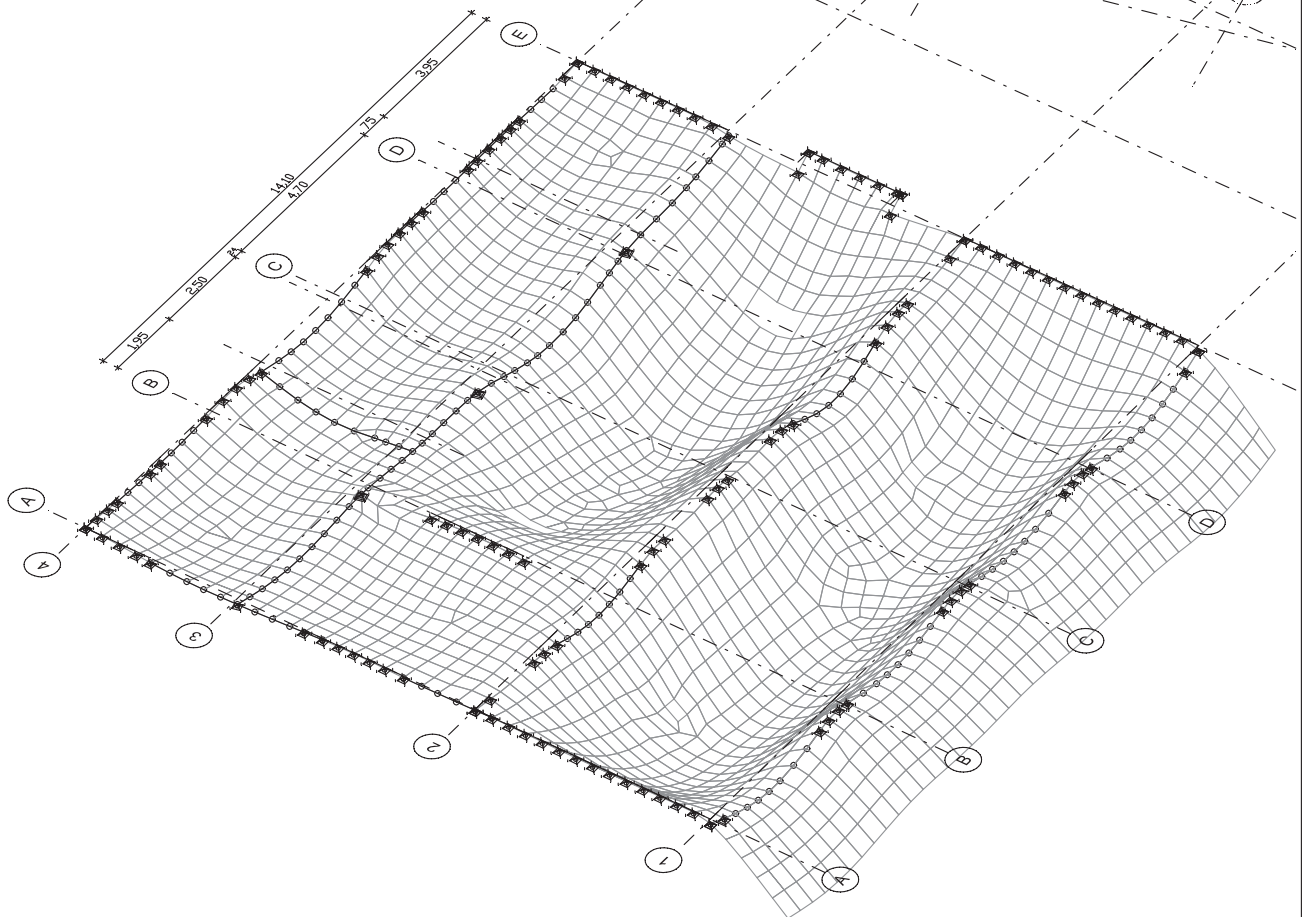
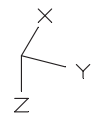
	Nr.	Art	E-Modul [MN/m²]	G-Modul [MN/m²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m³]
1	1	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
2	2	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
3	3	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
4	4	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
5	5	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
6	6	C35/45-EN-D	34000	14200	0,20	1,00e-05	25,000

Materialkennwerte

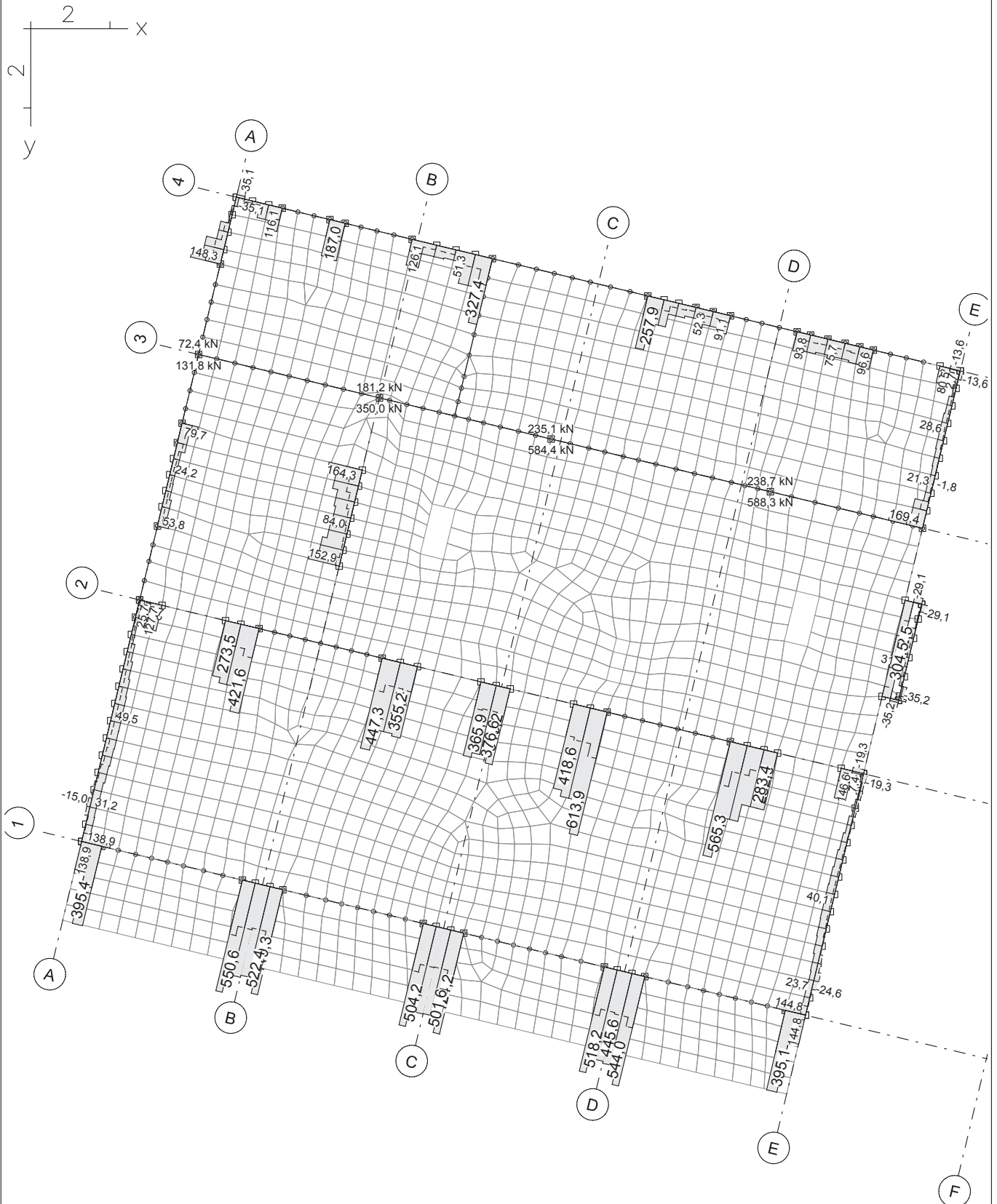
	Nr.	Art	E-Modul [MN/m ²]	G-Modul [MN/m ²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m ³]
7	7	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
8	8	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
9	9	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
10	10	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
11	11	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000
12	12	C25/30-EN-D	31000	12900	0,20	1,00e-05	25,000

Lastfall-Bezeichnung

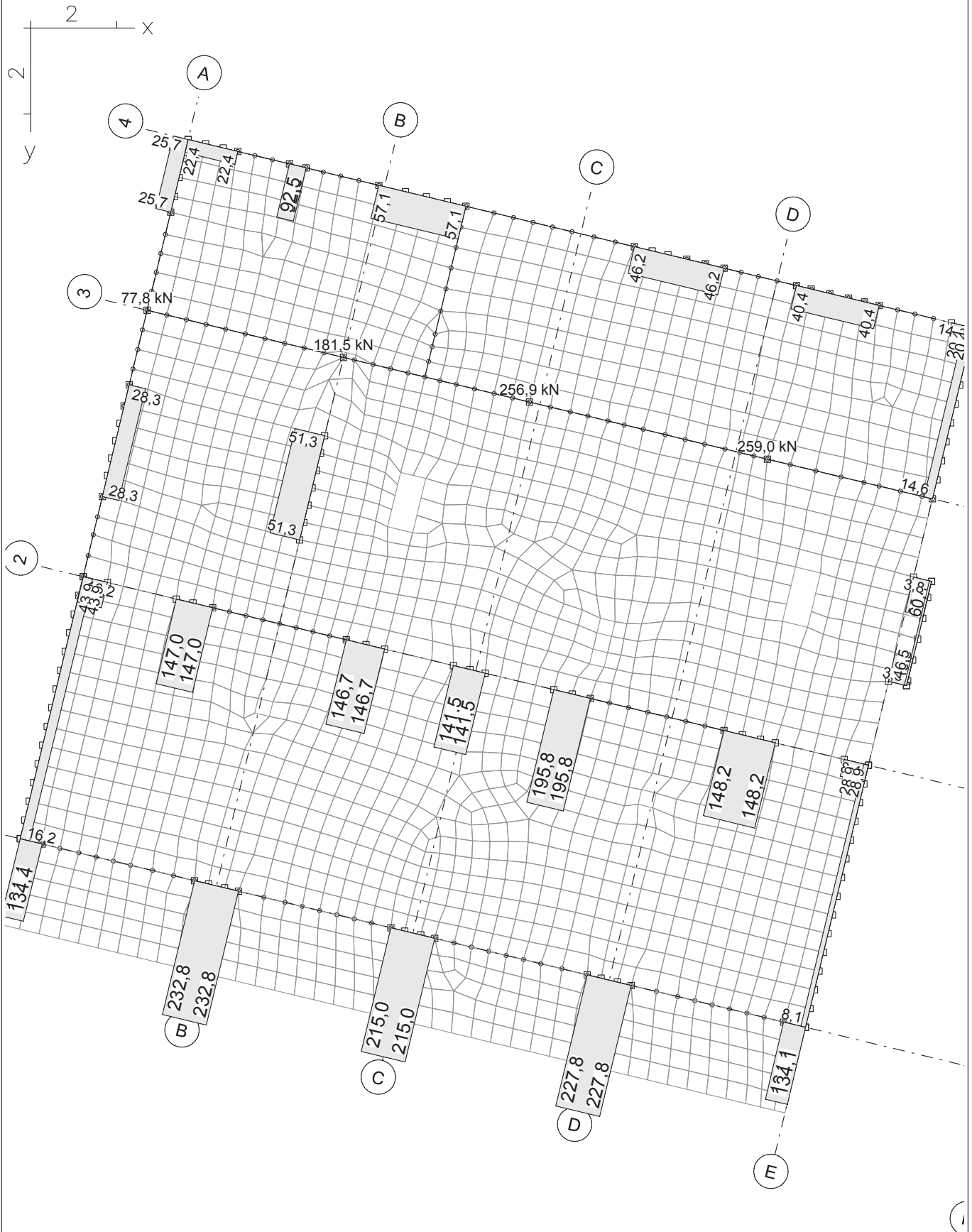
	Lastfall	Bezeichnungstext
1	1	LF 1 Eigengewicht
2	2	LF 2 Verkehr A
3	3	LF 3 Verkehr B
4	4	LF 4 Verkehr C1
5	5	LF 5 Verkehr D
6	6	LF 6 Verkehr E
7	7	LF 7 Verkehr C2
8	10	LF 10 Summe Verkehr A-E



LFK DIN1992.C.1: 1. Seltene (charakteristische) Situation, DIN EN 1992-1-1
Deformationen u (max uz) [mm], Faktor = 595,3
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/5,38 [mm]



LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Auflagerreaktionen im System der Lagerlinien min,max Rz(l). 266,24 [kN/m] =

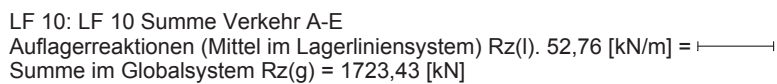


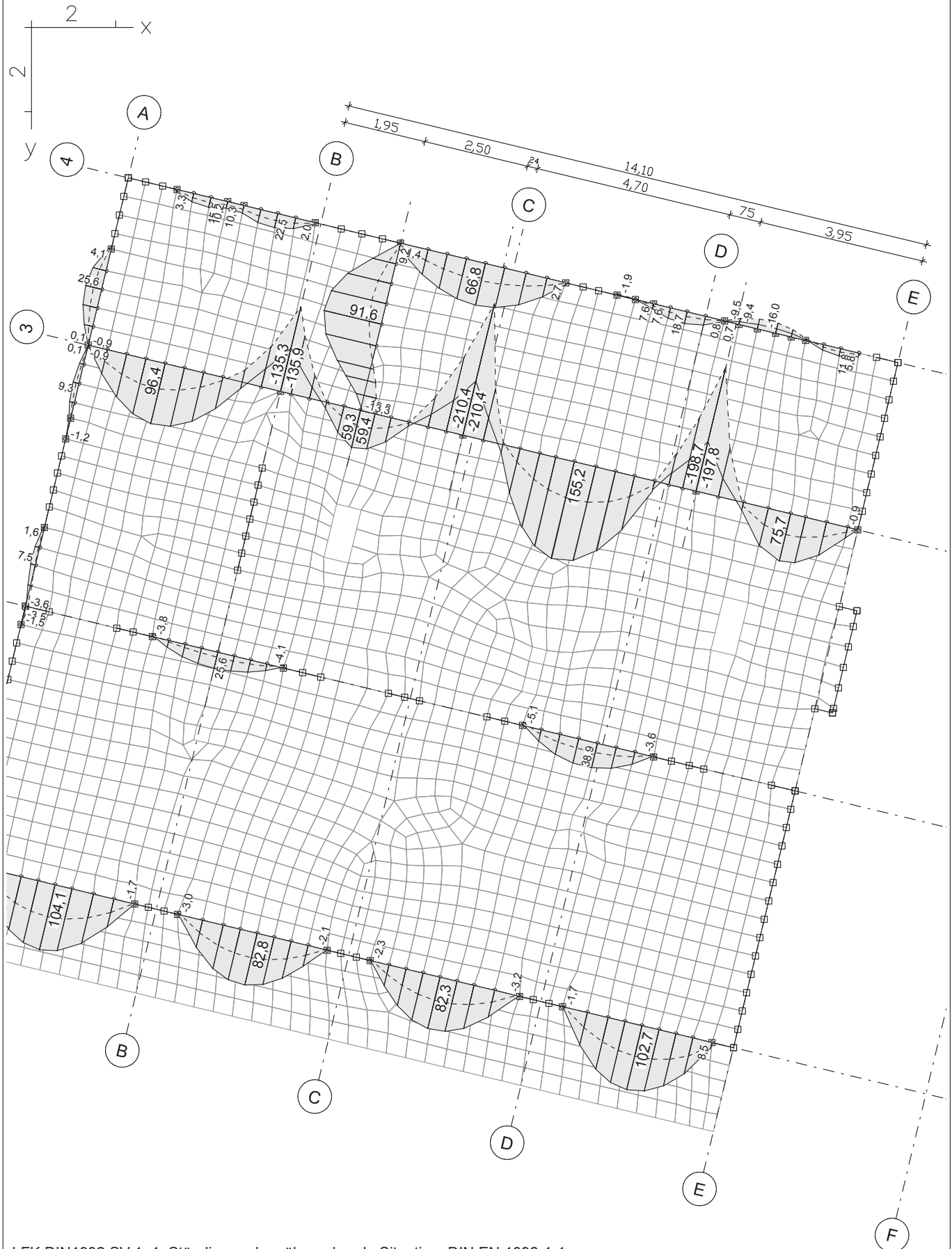
LF 1: LF 1 Eigengewicht


Auflagerreaktionen (Mittel im Lagerliniensystem) $R_z(l)$. 90,78 [kN/m] =

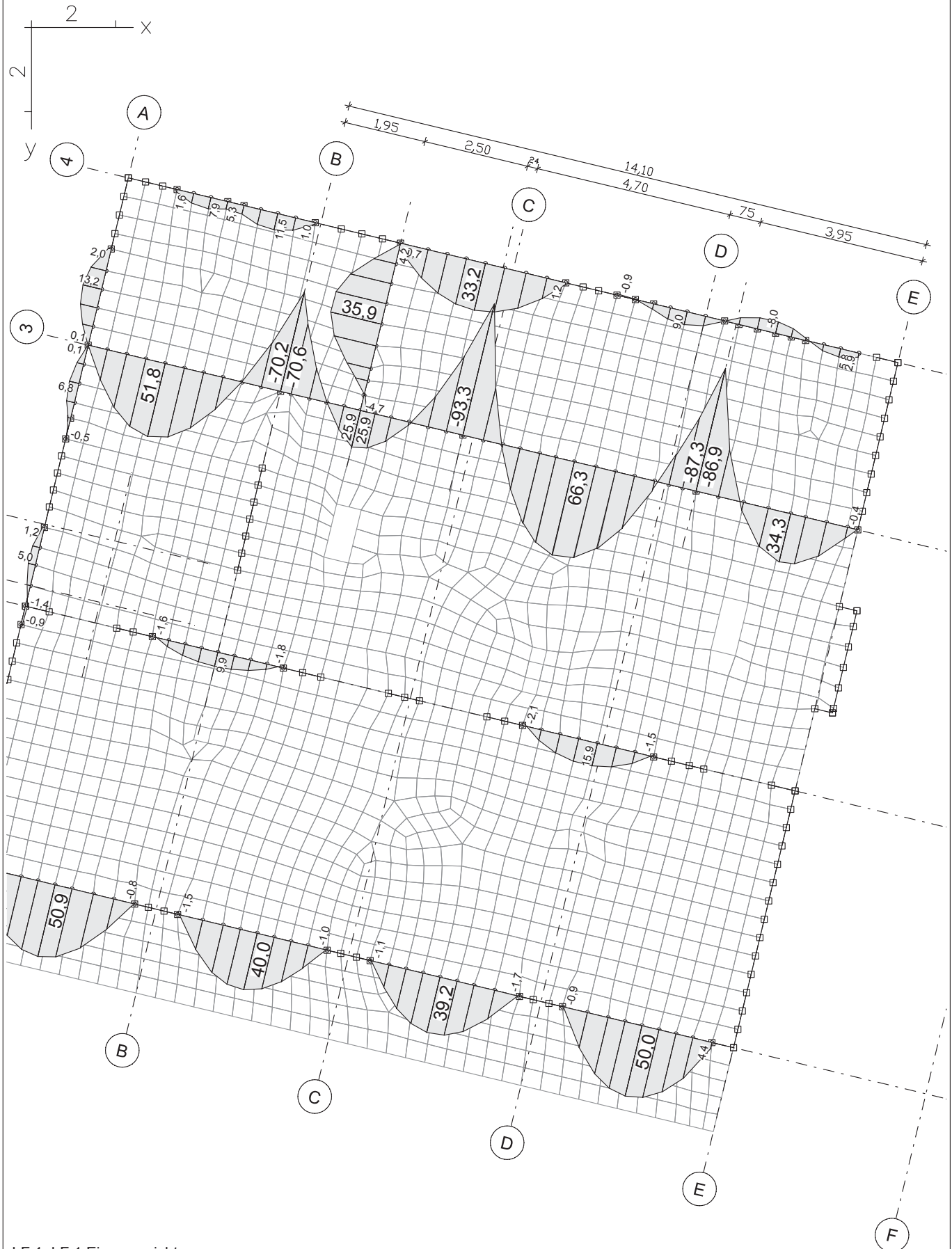
Summe im Globalsystem $R_z(g)$ = 3278,49 [kN]


Auflagerreaktionen R_z ; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125



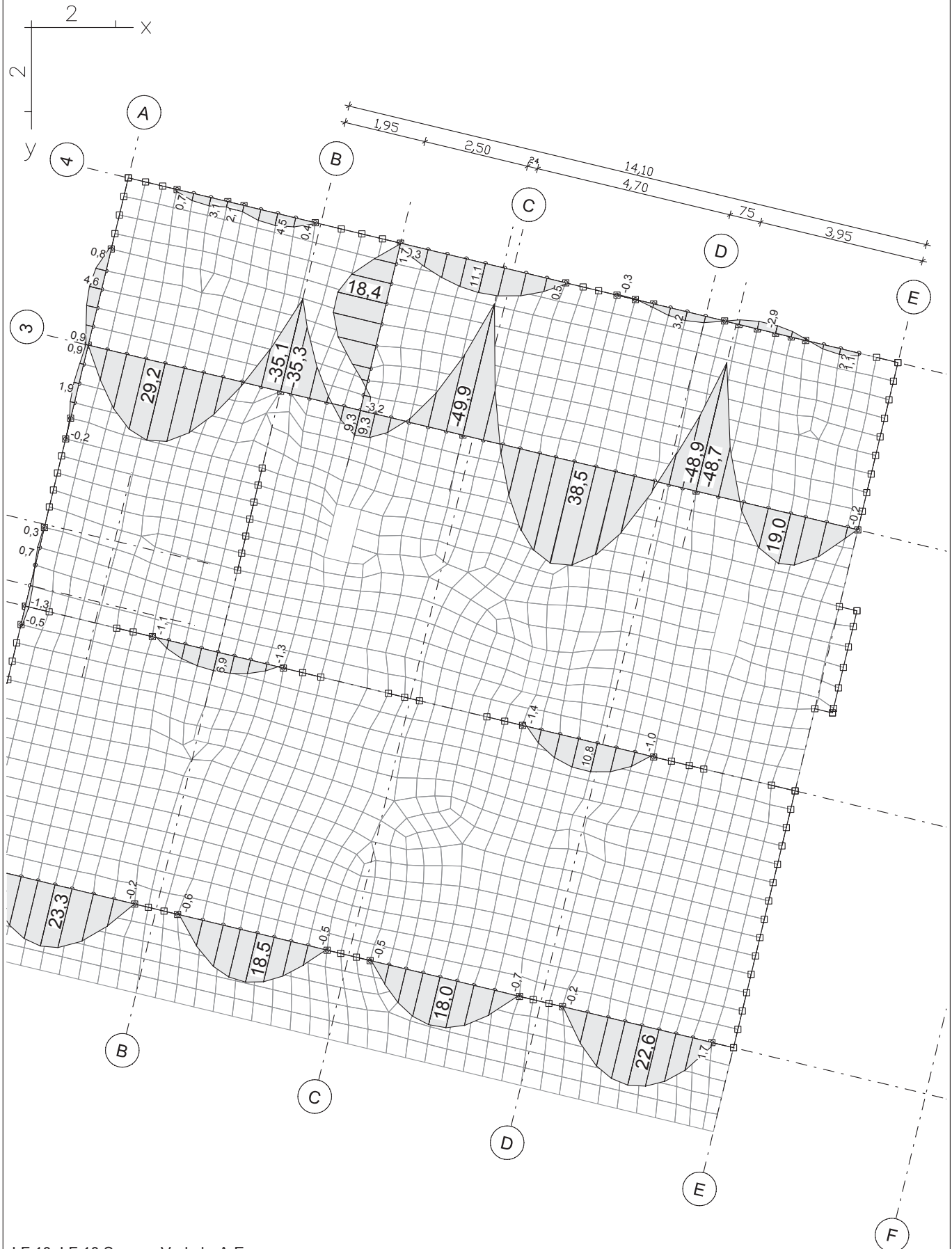


LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Schnittgrößen min,max My. 82,07 [kNm] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -210,44/155,16 [kNm]



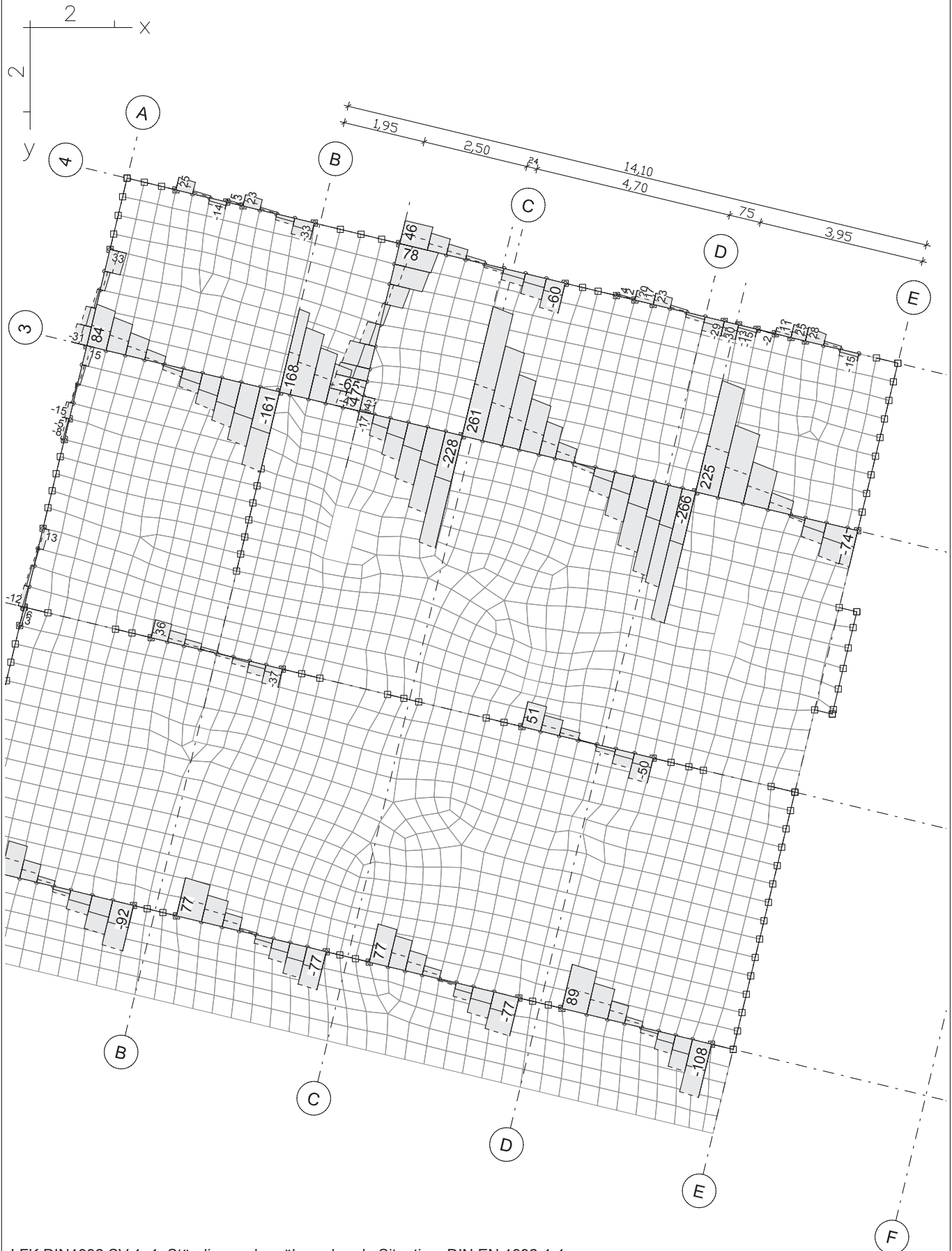
LF 1: LF 1 Eigengewicht
Schnittgrößen My: 36,37 [kNm] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -93,27/66,30 [kNm]

Schnittgrößen My; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125
bow ingenieure gmbh

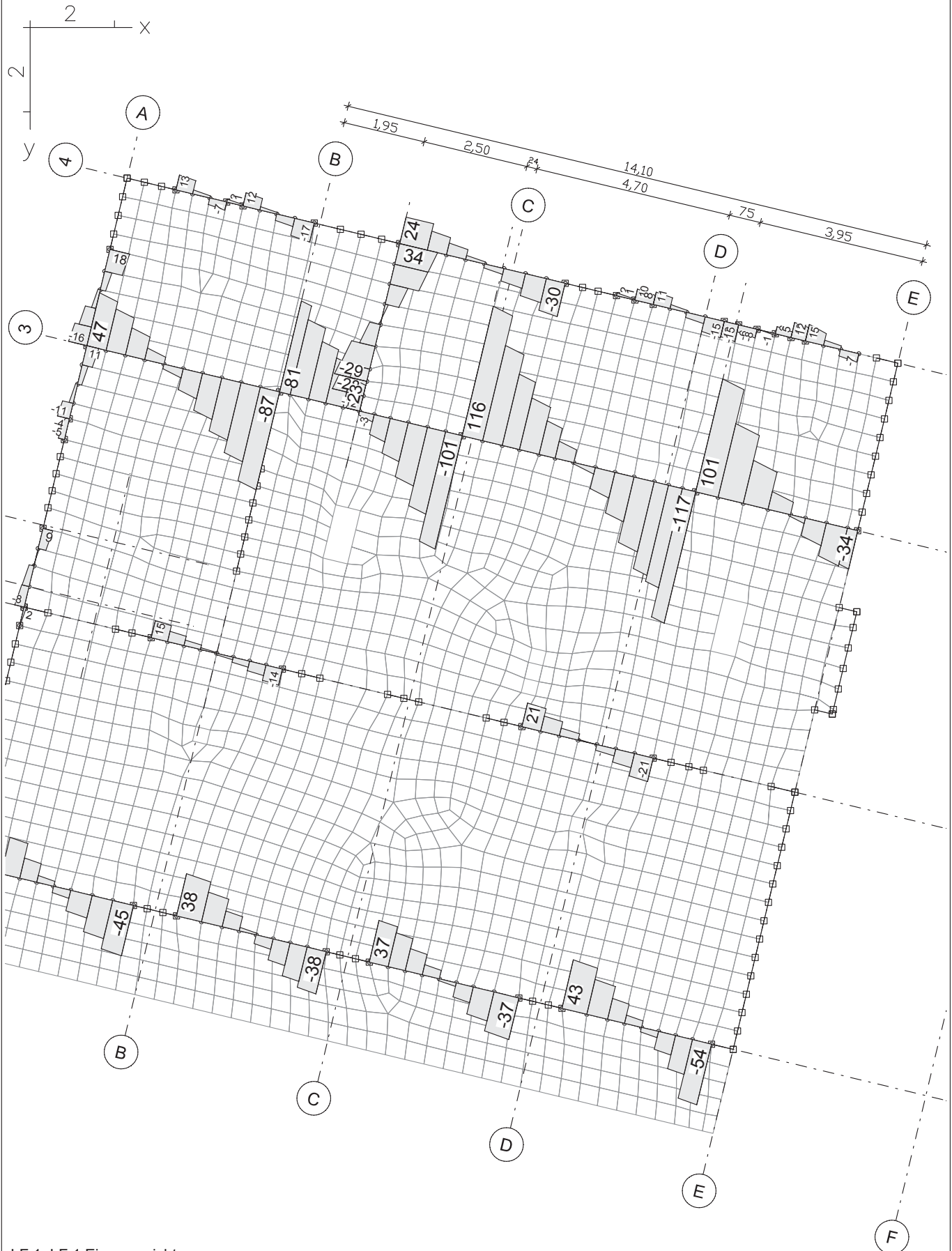


LF 10: LF 10 Summe Verkehr A-E
Schnittgrößen My. 19,46 [kNm] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -49,91/38,54 [kNm]

Schnittgrößen My; LF 10, LF 10 Summe Verkehr A-E - M = 1:125

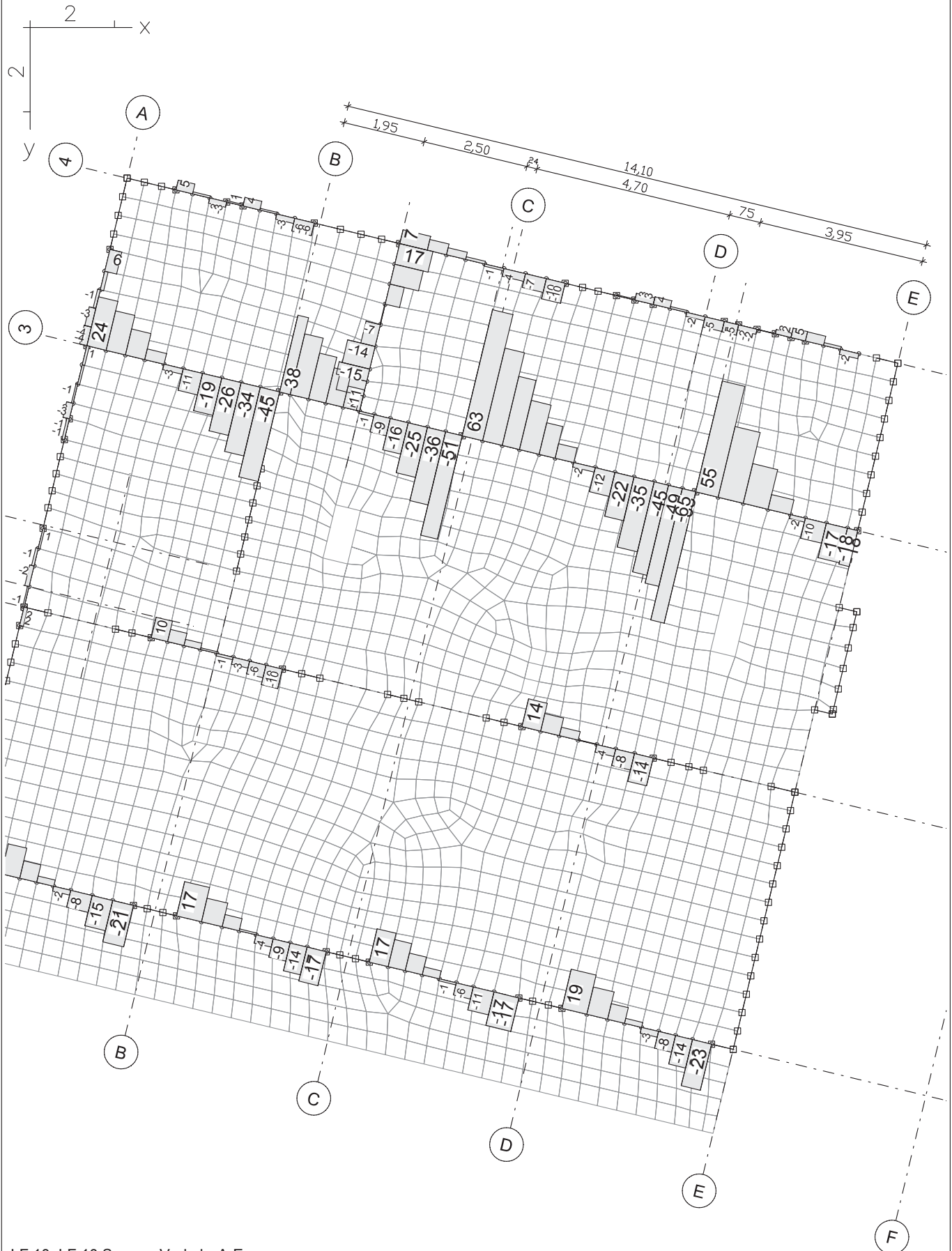


LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Schnittgrößen min,max Qz. 103,67 [kN] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -265,81/261,39 [kN]



LF 1: LF 1 Eigengewicht
Schnittgrößen Qz: 45,69 [kN] = ———
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -117,16/115,51 [kN]

Schnittgrößen Qz; LF 1, LF 1 Eigengewicht - M = 1:125
bow ingenieure gmbh



LF 10: LF 10 Summe Verkehr A-E
Schnittgrößen Qz. 25,48 [kN] = [line]
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -65,33/62,69 [kN]

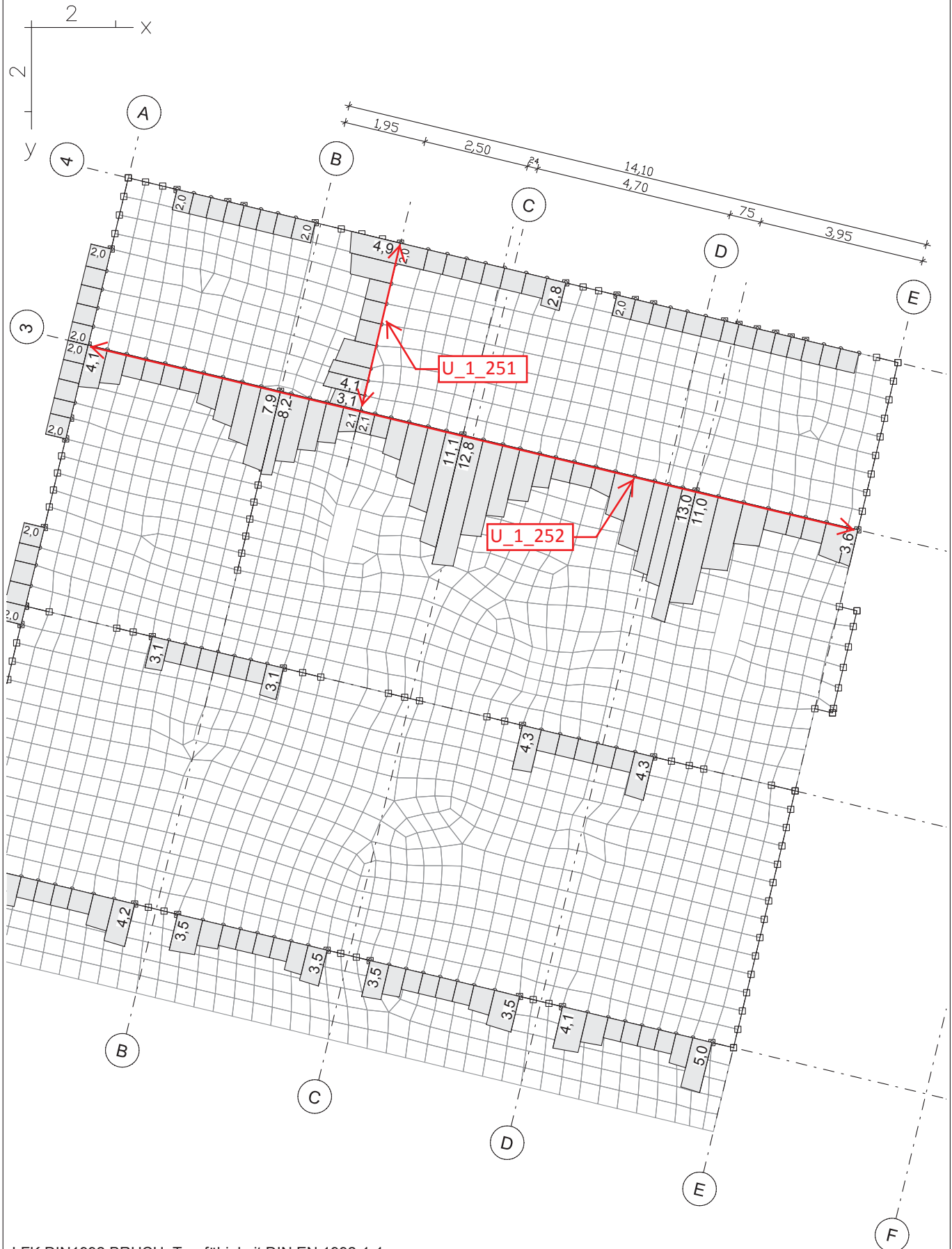
Schnittgrößen Qz; LF 10, LF 10 Summe Verkehr A-E - M = 1:125



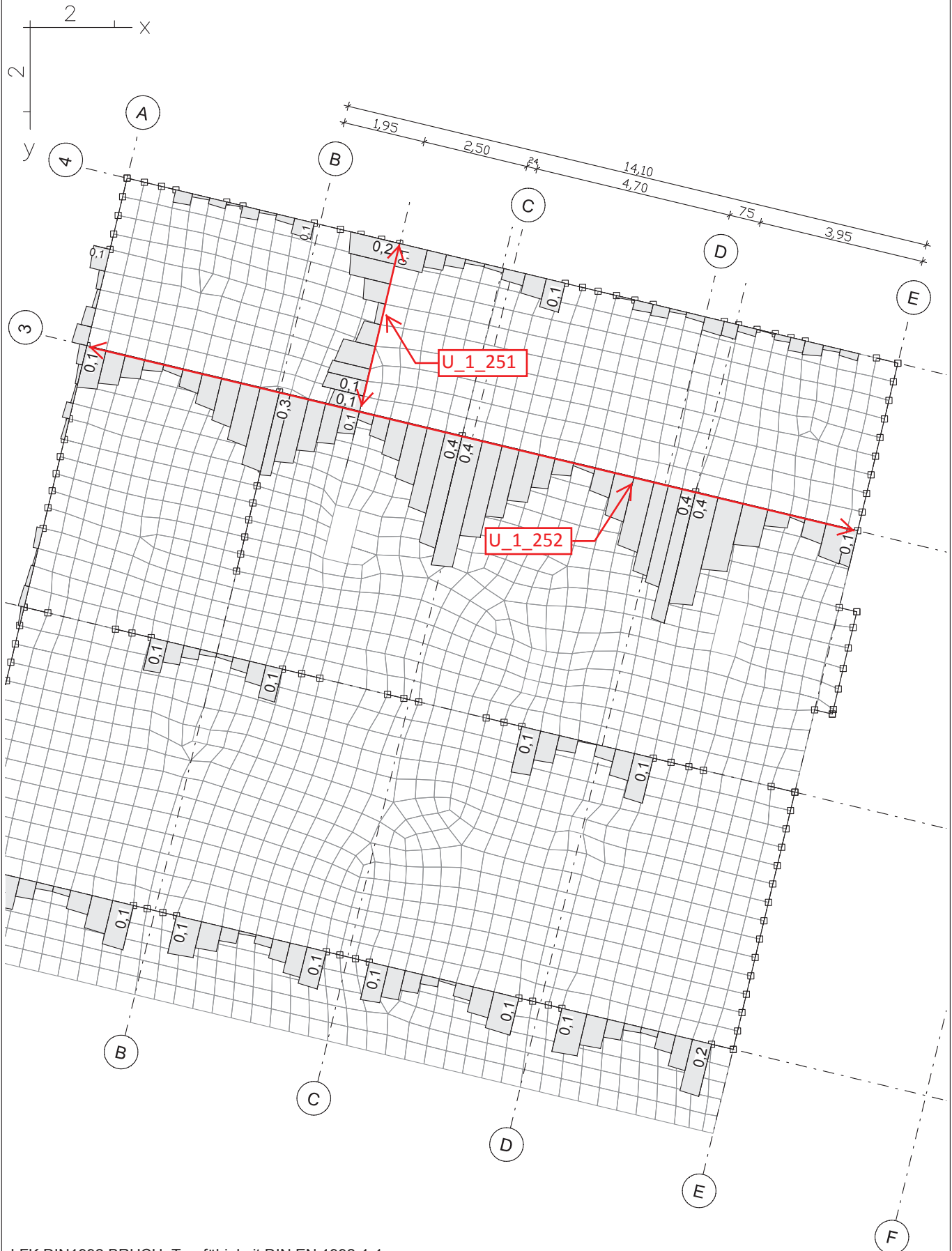
LFK DIN1992.MAX: Maximum DIN EN 1992-1-1

Biegebewehrung, Stahllagen $z \geq z_s$; $z < z_s$ (strichliert). $3.81 \text{ [cm}^2\text{]} = \text{---}$

Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): $0.00/9.78 \text{ [cm}^2\text{]}$, Gesamtgew. aus Bemessung: 0.2 t



LFK DIN1992.BRUCH: Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1
Bügelbewehrung aus Querkraft Qz. 5,07 [cm²/m] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 2,00/13,01 [cm²/m]



LFK DIN1992.BRUCH: Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1
 $Q_z/VR_d, \max. 0,17 [-] =$
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/0,43 [-]

$Q_z/VR_d, \max$; Tragfähigkeit DIN EN 1992-1-1 - M = 1:125

Pos. U_1_251	Unterzug Achse B'/3-4	(Umbau 1.OG)
---------------------	------------------------------	---------------------

Konstruktion

Der Unterzug wird als Einfeldträger in C 25/30 hergestellt und kraftschlüssig unter die vorhandene Dachdecke Pos. D-1-103 betoniert. Er leitet die Deckenlasten in die bestehende Außenwand Pos. W-1-151 sowie den neuen Unterzug Pos. U_1_252 in Achse 3/A-E.

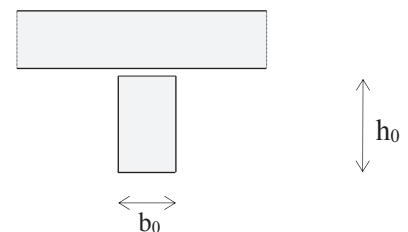
Querschnitt

$$b_0 / h_0 = 25 / 30 \text{ cm}$$

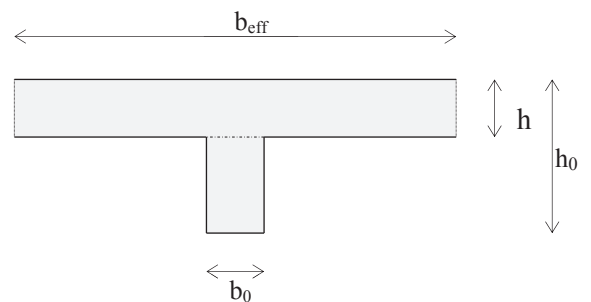
rechnerisch angesetztter Querschnitt:

$$b_0 / h_0 = 25 / 28 \text{ cm} \quad (\text{abzüglich 2 cm Vergussfuge})$$

(Unterzug von Decke getrennt angesetzt)



Für Grenzfallbetrachtung Plattenbalken:



$$b_{\text{eff}} / h / b_0 / h_0 = 125 / 20 / 25 / 50 \text{ cm}$$

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der Berechnung der Geschossdecke Pos. D-1-103 (s. Kap. 9.1).

Baustoffe

Beton C 25/30

B500A (normalduktil)

Betondeckungen und Achsabstände der Bewehrung

Betondeckung Umgebungsklasse XC 1

$$c_{\min} \geq \begin{cases} ds = 20 \text{ mm} & \text{(Annahme)} \\ 10 \text{ mm} & \text{(Umgebungsbedingung)} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{(Verbundbedingung)} \\ \text{(Umgebungsbedingung)} \end{matrix}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} \quad c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Verlegemaß $c_v = 3,0 \text{ cm}$ (für Bügel) gewählt wie in [14] bis [18]

Es ergibt sich für die Achsabstände der Längsbewehrung:

$$\text{Gewählt: } d'_{\text{oben}} = d'_{\text{unten}} = 5,0 \text{ cm} > a = 4,5 \text{ cm} \quad (\text{Brandschutz})$$

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der neuen Unterzüge unter der Decke über Ebene 1 erfolgt im Rahmen des FE-Modells der Dachdecke Pos. D-1-103 am Anfang dieses Kapitels. Dort sind die Ergebnisse der Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrung für alle betreffenden Unterzüge ausgegeben.

Details

Hochhängebewehrung im Kreuzungspunkt mit Unterzug Pos. U 1_252 an Achse B'/3

$$\text{Maximale Querkraft } V_{\text{Ed,max}} = 65 \text{ kN} \quad f_{\text{yd}} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf } A_s = V_{\text{Ed,max}} / f_{\text{yd}} \text{ cm}^2 = 65/43,5 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: } 3 \text{ } \varnothing 8 / 5 \text{ Bügel zweischnittig} \quad \text{mit vorh } A_s = 3,0 \text{ cm}^2$$

Gleichmäßig im Kreuzungspunkt zu verteilen.

Endauflager in Außenwand Pos. W-1-151 an Achse 4/B'

Der neue Unterzug wird an Achse 4 in einer Auflagertasche der Außenwand Pos. W-1-151 aufgelagert, um eine vor die Wand gestellte Stütze zu vermeiden. Die Nachweise dazu sind im Kap. 9.4 unter Pos. W-1-151 angegeben.

$$\text{Abmessungen der Auflagertasche} \quad b = 25 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad t = 12 \text{ cm}$$

Nachweis der Endverankerung der Biegebewehrung:

$$V_{\text{Ed}} = 1,35 * 34 \text{ kN} + 1,5 * 17 = 74 \text{ kN}$$

Querkräfte aus Grenzfall PB, LF1 + LF10

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} * (a_l / z) = 0,5 * V_{\text{Ed}} = 37 \text{ kN}$$

Randzugkraft

$$A_{s,A,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 37 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,A,erf} \geq 25 \% * A_{s,Feld} = 0,25 * 4,5 \text{ cm}^2 = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{maßgebend}$$

$$\text{Gewählt: } 5 \text{ } \varnothing 14 \text{ mm} \quad \text{mit } A_{s,A,vorh} = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$C 25/30, \varnothing 14 \text{ mm, gute Verbundbedingungen} \quad l_{b,rqd} = 57 \text{ cm}$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,eq} = 1,0 * 1,0 * 57 \text{ cm} * 1,13 \text{ cm}^2 / 7,70 \text{ cm}^2 = 8,4 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 10 d_s = 14,0 \text{ cm} > l_{b,eq} \quad l_{b,min} \text{ ist hier maßgebend}$$

$$l_{b,dir} = 2/3 * l_{b,min} = 2/3 * 14,0 \text{ cm} = 9,3 \text{ cm} < \text{vorh } l_b = 10 \text{ cm}$$

Zusammenfassung

Pos. U_1_251	Unterzug Achse B'3-4 (Umbau 1.OG)		
Beton: C 25/30	Expositionsklassen XC 1	Feuchtekategorie W0	
Betondeckung	c _{nom} = 3,0 cm	Δc = 1,0 cm	
Verlegemaß	c _v = 3,0 cm	(für Bügel)	
b/h= 25/30 cm	Ansatz für Bewehrungsplanung: (abzüglich 2 cm Vergussfuge)	b/h= 25/28 cm	
Die Bewehrung wird mindestens entsprechend der vergleichbaren Position U-1-102 im Bestand gewählt.			
Längsbewehrung:			
erf. A _{sl,oben} (max) = 4,1 cm²	gew.: 4 Ø 12 (oben)	= 4,52 cm²	
erf. A _{sl,unten} (max) = 4,5 cm²	gew.: 5 Ø 14 (unten)	= 7,70 cm²	
Bügelbewehrung:			
erf. a _{sw} (max) = 4,9 cm²/m	gew.: Ø 8 / 15 cm	= 6,71 cm²/m	
Hochhängebewehrung:	im Kreuzungspunkt mit Pos. U_1_252 an Achse B'3		
erf. A _{sw} = 1,5 cm²	gew.: 3 Ø 8 / 5 cm	= 3,02 cm²	
	(gleichmäßig im Kreuzungspunkt verteilen)		
Neue Auflagertasche			
in Außenwand Pos. W-1-151:	b = 25 cm	h = 30 cm	t = 12 cm
Die Verbundfuge zur bestehenden Dachdecke Pos. D-1-103 ist nachträglich kraftschlüssig mit schwindarmem Vergussmörtel zu verfüllen.			

Pos. U_1_252	Unterzug Achse 3/A-E	(Umbau 1.OG)
--------------	----------------------	--------------

Konstruktion

Der Unterzug wird als Einfeldträger in C 25/30 hergestellt und kraftschlüssig unter die vorhandene Dachdecke Pos. D-1-103 betoniert. Er leitet die Deckenlasten in die bestehende Außenwand Pos. W-1-151 sowie den neuen Unterzug Pos. U_1_252 in Achse 3/A-E.

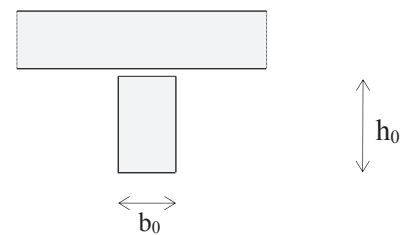
Querschnitt

$$b_0 / h_0 = 25 / 40 \text{ cm}$$

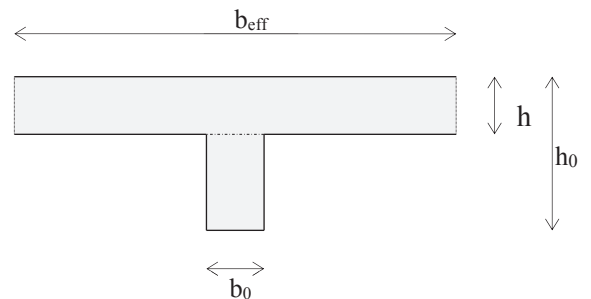
rechnerisch angesetztter Querschnitt:

$$b_0 / h_0 = 25 / 38 \text{ cm} \quad (\text{abzüglich 2 cm Vergussfuge})$$

(Unterzug von Decke getrennt angesetzt)



Für Grenzfallbetrachtung Plattenbalken:



$$b_{\text{eff}} / h / b_0 / h_0 = 125 / 20 / 25 / 60 \text{ cm}$$

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der Berechnung der Geschossdecke Pos. D-1-103 (s. Kap. 9.1).

Baustoffe

Beton C 25/30

B500A (normalduktil)

Betondeckungen und Achsabstände der Bewehrung

Betondeckung Umgebungsklasse XC 1

$$c_{\min} \geq \begin{cases} ds = 20 \text{ mm} & \text{(Annahme)} \\ 10 \text{ mm} & \text{(Umgebungsbedingung)} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{(Verbundbedingung)} \\ \text{(Umgebungsbedingung)} \end{matrix}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} \quad c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Verlegemaß $c_v = 3,0 \text{ cm}$ (für Bügel) gewählt wie in [14] bis [18]

Es ergibt sich für die Achsabstände der Längsbewehrung:

$$\text{Gewählt: } d'_{\text{oben}} = d'_{\text{unten}} = 5,0 \text{ cm} > a = 4,5 \text{ cm} \quad (\text{Brandschutz})$$

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der neuen Unterzüge unter der Decke über Ebene 1 erfolgt im Rahmen des FE-Modells der Dachdecke Pos. D-1-103 am Anfang dieses Kapitels. Dort sind die Ergebnisse der Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrung für alle betreffenden Unterzüge ausgegeben.

Details

Endauflager auf Mauerwerkspfeiler Pos. W_1_261 an Achse 3/A

Nachweis der Endverankerung der Biegebewehrung:

$$V_{\text{Ed}} = 1,35 * 47 \text{ kN} + 1,5 * 24 = 99,5 \text{ kN} \quad \text{Querkraften aus Grenzfall PB, LF1 + LF10}$$

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} * (a_l / z) = 0,5 * V_{\text{Ed}} = 50 \text{ kN} \quad \text{Randzugkraft}$$

$$A_{s,A,\text{erf}} = F_{\text{Ed}} / f_{yd} = 50 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \text{maßgebend}$$

$$A_{s,A,\text{erf}} \geq 25 \% * A_{s,\text{Feld}} = 0,25 * 3,9 \text{ cm}^2 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$C 25/30, \varnothing 16 \text{ mm, gute Verbundbedingungen} \quad l_{b,\text{rqd}} = 65 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{eq}} = \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,\text{rqd}} * A_{s,\text{erf}} / A_{s,\text{vorh}} \geq l_{b,\text{min}}$$

$$l_{b,\text{eq}} = 1,0 * 1,0 * 65 \text{ cm} * 1,15 \text{ cm}^2 / 8,04 \text{ cm}^2 = 6,2 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{min}} = 10 d_s = 16,0 \text{ cm} > l_{b,\text{eq}} \quad l_{b,\text{min}} \text{ ist hier maßgebend}$$

$$l_{b,\text{dir}} = 2/3 * l_{b,\text{min}} = 2/3 * 16,0 \text{ cm} = 10,67 \text{ cm} < \text{vorh } l_b \geq 17 \text{ cm}$$

Endauflager in Innenwand Pos. W-1-153 an Achse 4/E

Der neue Unterzug wird an Achse E in einer Auflagertasche der Innenwand Pos. W-1-153 aufgelagert, um eine vor die Wand gestellte Stütze zu vermeiden. Die Nachweise dazu sind im Kap. 9.4 unter Pos. W-1-153 angegeben.

Abmessungen der Auflagertasche $b = 25 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ $t = 12 \text{ cm}$

Nachweis der Endverankerung der Biegebewehrung:

$V_{Ed} = 1,35 * 34 \text{ kN} + 1,5 * 18 = 74 \text{ kN}$ Querkraften aus Grenzfall PB, LF1 + LF10

$F_{Ed} = V_{Ed} * (a_l / z) = 0,5 * V_{Ed} = 37 \text{ kN}$ Randzugkraft

$A_{s,A,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 37 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,85 \text{ cm}^2$ maßgebend

$A_{s,A,erf} \geq 25 \% * A_{s,Feld} = 0,25 * 3,1 \text{ cm}^2 = 0,78 \text{ cm}^2$

Gewählt: 5 Ø 14 mm mit $A_{s,A,vorh} = 7,70 \text{ cm}^2$

C 25/30, Ø 14 mm, gute Verbundbedingungen $l_{b,rqd} = 57 \text{ cm}$

$l_{b,eq} = \alpha_1 * \alpha_4 * l_{b,rqd} * A_{s,erf} / A_{s,vorh} \geq l_{b,min}$

$l_{b,eq} = 1,0 * 1,0 * 57 \text{ cm} * 0,85 \text{ cm}^2 / 7,70 \text{ cm}^2 = 6,3 \text{ cm}$

$l_{b,min} = 10 d_s = 14,0 \text{ cm} > l_{b,eq}$ $l_{b,min}$ ist hier maßgebend

$l_{b,dir} = 2/3 * l_{b,min} = 2/3 * 14,0 \text{ cm} = 9,3 \text{ cm} < \text{vorh } l_b = 10 \text{ cm}$

Zusammenfassung

Pos. U_1_252	Unterzug Achse 3/A-E (Umbau 1.OG)		
Beton: C 25/30	Expositionsklassen XC 1	Feuchtekategorie W0	
Betondeckung	$c_{nom} = 3,0 \text{ cm}$	$\Delta c = 1,0 \text{ cm}$	
Verlegemaß	$c_v = 3,0 \text{ cm}$	(für Bügel)	
b/h= 25/40 cm	Ansatz für Bewehrungsplanung: (abzüglich 2 cm Vergussfuge)	b/h= 25/28 cm	
Die Bewehrung wird mindestens entsprechend der vergleichbaren Position U-1-102 im Bestand gewählt.			
Längsbewehrung:			
erf. $A_{sl,oben}$ (max) = 9,8 cm ²	gew.: 4 Ø 20	(oben)	= 12,6 cm ²
erf. $A_{sl,unten}$ (max) = 6,3 cm ²	gew.: 4 Ø 16	(unten)	= 8,04 cm ²
erf. $A_{sl,unten}$ (3/D-E) = 3,1 cm ²	gew.: 5 Ø 14	(unten)	= 7,70 cm ²
Bügelbewehrung:			
erf. a_{sw} (max) = 13,4 cm ² /m	gew.: Ø 10 / 10 cm	= 15,7 cm ² /m	
Hochhängebewehrung im Kreuzungspunkt mit Pos. U_1_251 an Achse B'/3 beachten!			
Neue Auflagertasche in Innenwand Pos. W-1-153:			
	b = 25 cm	h = 40 cm	t = 12 cm
Die Verbundfuge zur bestehenden Dachdecke Pos. D-1-103 ist nachträglich kraftschlüssig mit schwindarmem Vergussmörtel zu verfüllen.			

6 Stützen

6.1 Stützen in Ebene 1

Pos. S_1_251	Stütze in Achse B/3	(Umbau 1.OG)
--------------	---------------------	--------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig unter dem neuen Stahlbetonunterzug Pos. U_1_252 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus dem Stahlbetonunterzug in die bestehende Geschossdecke über dem Erdgeschoss Pos. D-0-01 und die darunter liegende neue Stahlstütze Pos. S_0_251 im Erdgeschoss ein.

System

Geschosshöhe	$h_g = 7,465 - 3,69 = 3,775 \text{ m}$	(von OK RD EG bis OK RD 1.OG)
Knicklänge	$l = 3,80 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = 7,265 - 0,40 - 3,69 = 3,175 \text{ m}$	(von OK RD EG bis UK UZ 1.OG)
Lage der Stütze	mittig im Achspunkt B/3	
Profil	HEA 200	$b/h = 20/19 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,423 \text{ kN/m}$	$G \sim 145 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Auflagerkräfte des Stahlbetonträgers Pos. U_1_252, siehe FEM-Ergebnisse für Grenzfallbetrachtung Plattenbalken, LF1 und LF10 in Kap. 5.1:

aus U_1_252 auf S_1_251: $G_k = 182 \text{ kN}$ $Q_k = 90 \text{ kN}$

Baustoffe

Baustahl S235JR

Berechnung und Bemessung

Die 3 neuen Stahlstützen im 1. OG sind baugleich. Daher erfolgt die Berechnung und Bemessung bei der maßgebenden Pos. S_1_253 mit der höchsten Belastung.

Details

Stützenkopf – Verbindung zum Unterzug Pos. U-1-252 (neu)

Siehe Pos. S_1_253

Stützenfuß – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D-0-01 (Bestand)

Siehe Pos. S_1_253

Zusammenfassung

Pos. S_1_251		Stütze in Achse B/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEA 200	l ~ 3,15 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe Pos. S_1_253				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

Pos. S_1_252	Stütze an Achse C/3	(Umbau 1.OG)
---------------------	----------------------------	---------------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig unter dem neuen Stahlbetonunterzug Pos. U_1_252 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus dem Stahlbetonunterzug in die bestehende Geschossdecke über dem Erdgeschoss Pos. D-0-01 und die darunter liegende Mauerwerkswand Pos. W-0-54 im Erdgeschoss ein.

System

Geschosshöhe	$h_g = 7,465 - 3,69 = 3,775 \text{ m}$	(von OK RD EG bis OK RD 1.OG)
Knicklänge	$l = 3,80 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = 7,265 - 0,40 - 3,69 = 3,175 \text{ m}$	(von OK RD EG bis UK UZ 1.OG)
Lage der Stütze	mittig in Achse 3, im Abstand von ca. 24,5 cm vor Achse C	
Profil	HEA 200	$b/h = 20/19 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,423 \text{ kN/m}$	$G \sim 145 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Auflagerkräfte des Stahlbetonträgers Pos. U_1_252, siehe FEM-Ergebnisse für Grenzfallbetrachtung Plattenbalken, LF1 und LF10 in Kap. 5.1:

aus U_1_252 auf S_1_252: $G_k = 257 \text{ kN}$ $Q_k = 138 \text{ kN}$

Baustoffe

Baustahl S235JR

Berechnung und Bemessung

Die 3 neuen Stahlstützen im 1. OG sind baugleich. Daher erfolgt die Berechnung und Bemessung bei der maßgebenden Pos. S_1_253 mit der höchsten Belastung.

Details

Stützenkopf – Verbindung zum Unterzug Pos. U-1-252 (neu)

Siehe Pos. S_1_253

Stützenfuß – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D-0-01 (Bestand)

Siehe Pos. S_1_253

Zusammenfassung

Pos. S_1_252		Stütze an Achse C/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEA 200	l ~ 3,15 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe Pos. S_1_253				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

Pos. S_1_253	Stütze an Achse D/3	(Umbau 1.OG)
---------------------	----------------------------	---------------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig unter dem neuen Stahlbetonunterzug Pos. U_1_252 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus dem Stahlbetonunterzug in die bestehende Geschossdecke über dem Erdgeschoss Pos. D-0-01 und die darunter liegende Mauerwerkswand Pos. W-0-54 im Erdgeschoss ein.

System

Geschosshöhe	$h_g = 7,465 - 3,69 = 3,775 \text{ m}$	(von OK RD EG bis OK RD 1.OG)
Knicklänge	$l = 3,80 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = 7,265 - 0,40 - 3,69 = 3,175 \text{ m}$	(von OK RD EG bis UK UZ 1.OG)
Lage der Stütze	mittig in Achse 3, im Abstand von ca. 75 cm nach Achse D	
Profil	HEA 200	$b/h = 20/19 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,423 \text{ kN/m}$	$G \sim 145 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Auflagerkräfte des Stahlbetonträgers Pos. U_1_252, siehe FEM-Ergebnisse für Grenzfallbetrachtung Plattenbalken, LF1 und LF10 in Kap. 5.1:

aus U_1_252 auf S_1_253: $G_k = 259 \text{ kN}$ $Q_k = 146 \text{ kN}$

Baustoffe

Baustahl S235JR

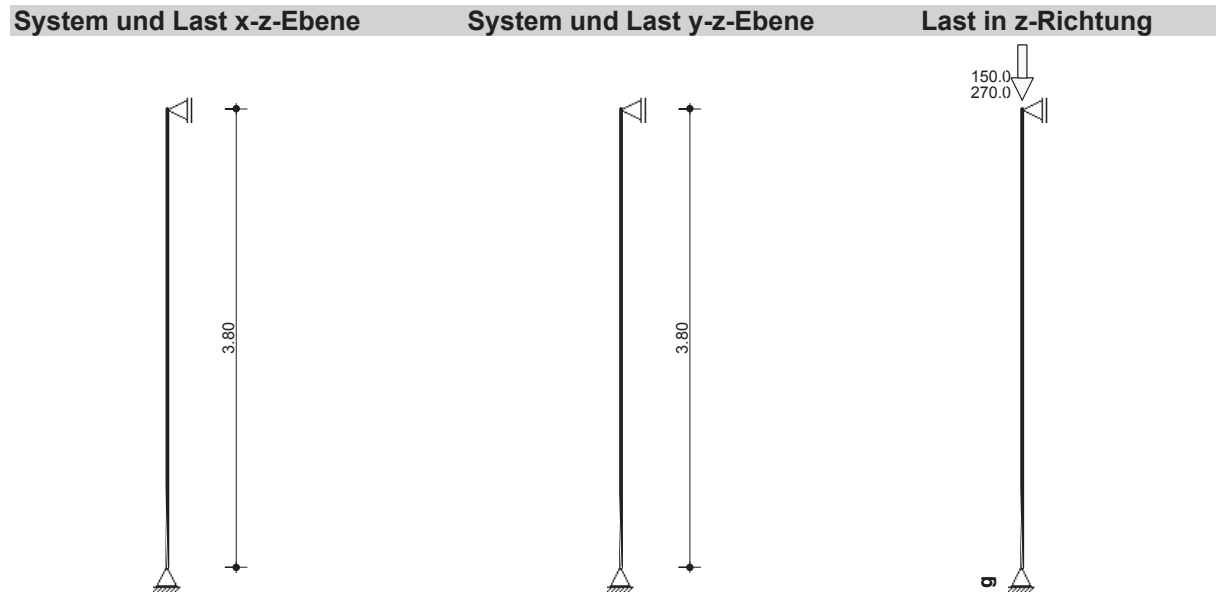
Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgen mit dem Programm CS-STIL auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_1_253

CS-STIL V 2016.04 Stahlstütze (Eingeschossig, 1-achsig, Ersatzstabverfahren)



Material

S235 $f_{yk} = 235.00 \text{ MN/m}^2$ $E = 210000.00 \text{ MN/m}^2$

Auflagerbedingungen

X-Z-Ebene		Y-Z-Ebene	
Stelle z[m]	Auflagerung	Stelle z[m]	Auflagerung
0.00	horizontal gehalten	0.00	horizontal gehalten
3.80	feste Auflagerung	3.80	feste Auflagerung

Querschnitt

HEA 200

lokale y-Achse = globale y-Achse

A	=	53.8	cm ²	I _y	=	3692.2	cm ⁴	I _z	=	1333.7	cm ⁴
W _{y+}	=	388.7	cm ³	W _{z+}	=	133.4	cm ³	max-S _y	=	0.0	cm ³
b ₀	=	200.0	mm	b _u	=	200.0	mm	h	=	190.0	mm
t ₀	=	10.0	mm	t _u	=	10.0	mm	s	=	6.5	mm
e _y	=	95.0	mm	e _z	=	100.0	mm	r	=	-0.0	mm
I _t	=	0.0	cm ⁴	C _m	=	108000.0	cm ⁶	z _m	=	0.0	mm
M _{plyd}	=	100.9	kNm	M _{plzd}	=	47.7	kNm	N _{pld}	=	1265.0	kN
V _{plzd}	=	158.7	kN	V _{plyd}	=	542.7	kN				

Belastung

la - Lastanfang, ll - Lastlänge

Feld	Lastart	Richtung	Last	Einw	la [m]	ll [m]	Beschreibung
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	270.00	1 g	0.000	
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	150.00	2 q	0.000	

Auflagerreaktionen charakteristisch, einwirkungsweise

Lager	Einwirkung	A _z [kN]	A _x [kN]	A _y [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]
A	Einwirkung 1	-	-	-	-	-
	Einwirkung 2	-	-	-	-	-
	Summe g	-	-	-	-	-
	maximal	-	-	-	-	-
	minimal	-	-	-	-	-
	maximal (design)	-	-	-	-	-
	minimal (design)	-	-	-	-	-

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_1_253

Lager	Einwirkung	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
B	Einwirkung 1	270.00	-	-	-	-
	Einwirkung 2	150.00	-	-	-	-
	Summe g	270.00	-	-	-	-
	maximal	420.00	-	-	-	-
	minimal	270.00	-	-	-	-
	maximal (design)	589.50	-	-	-	-
	minimal (design)	270.00	-	-	-	-

Bemessung nach DIN EN 1993-1-1

Nationaler Anhang : NA (DE)

Knicklängen:	sky	3.80	m
	skx	3.80	m
Knickspannungslinien:	y-y	b	
	x-x	c	
Spannungsnachweis:	N _d	-589.50	kN
	My _d	0.00	kNm
	σ _x	-109.51	N/mm ²
	τ	0.00	N/mm ²
	σ _v	0.00	N/mm ²
	Ausnutzung	0.47	
Knicknachweis:	N _d	-589.50	kN
	My _d	0.00	kNm
	λ _y	45.88	
	κ _y	0.89	
	Δn _y	0.00	
	Ausnutzung y-Achse	0.58	
	λ _x	76.34	
	β _{Mx}	0.90	
	κ _x	0.65	
	Δn _x	0.00	
	Ausnutzung x-Achse	0.78	
	max. Ausnutzung	0.78	
Biegedrillknicknachweis:	N _d	-589.50	kN
	My	0.00	kNm
	β _{My}	0.40	
	β ₀	0.50	
	β _z	0.60	
	ζ	1.00	
	z _p	0.00	cm
	Drehbettung	0.00	kNm/rad
	λ _k	0.49	
	κ _N	0.85	
	λ _M	0.00	
	κ _M	0.00	
	Ausnutzung	0.60	

c/t-Nachweis und Klassifizierung

	vorh. c/t	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klassif.
Gurt -z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt -z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Steg	c/t = 20.62	zul. c/t = 33.00	zul. c/t = 38.00	zul. c/t = 42.00	1

Querschnittsklassifizierung 1

zul.ct für Querschnittsklasse 3 wurde gemäß DIN EN 1993-1-1 5.5.2(9) erhöht

Details

Stützenkopf – Verbindung zum Unterzug Pos. U-1-252 (neu)

Am Stützenkopf erhält das Profil eine angeschweißte Kopfplatte:

Kopfplatte	$l/b/t = 220/220/20 \text{ mm}$
umlaufende Kehlnaht	$a_w = 4 \text{ mm}$

Die Verbindung mit dem Stahlbetonunterzug Pos. U_1_252 erfolgt konstruktiv durch Senkkopfschrauben, die von unten durch die Kopfplatte geschraubt und von oben mit einer Mutter gegen Herausfallen gesichert werden. Die Schraubgewinde werden dann im Unterzug mit einbetoniert.

Schrauben	M10	$l \geq 100 \text{ mm}$	4 Stk	Senkkopf + Mutter
Rand-/Achsabstände	$e_y = 60 \text{ mm}$	$a_y = 100 \text{ mm}$	parallel zum Flansch gemessen	
	$e_z = 70 \text{ mm}$	$a_z = 80 \text{ mm}$	parallel zum Steg gemessen	

Stützenfuß – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D-0-01 (Bestand)

Am Stützenfuß erhält das Profil eine angeschweißte Fußplatte gemäß der nachfolgenden Bemessung:

Fußplatte	$l/b/t = 220/220/20 \text{ mm}$
umlaufende Kehlnaht	$a_w = 4 \text{ mm}$
Mörtelbett	$t \leq 50 \text{ mm}$

Kraftschlüssige Unterfütterung der Fußplatte mit schwindarmem Vergussmörtel (z.B. Pagel).

Um die vorhandene Bewehrung der Geschossdecke Pos. D-0-01 nicht zu beschädigen, wird am Fußpunkt keine Verankerung in der Bestandskonstruktion vorgesehen. Die Übertragung der Horizontallasten über Reibung wird bei der Bemessung der Fußplatte auf den nachfolgenden Seiten nachgewiesen.

Sind für die Montage der Stütze Verankerungen in der Geschossdecke erforderlich, so darf die vorhandene Stützbewehrung der Geschossdecke dadurch nicht geschwächt werden. In diesem Fall ist die vorhandene Stützbewehrung vorab durch das ausführende Unternehmen mittels Bewehrungssuchgerät zu ermitteln und die Montageanker sind so anzuordnen, dass die Bewehrung nicht beschädigt wird.

Bemessungslasten: $N_{d,max} = 590 \text{ kN}$ (siehe Bemessung)

$V_d = 1/100 * N_d = 6 \text{ kN}$ (s. Schneider Bautab.)

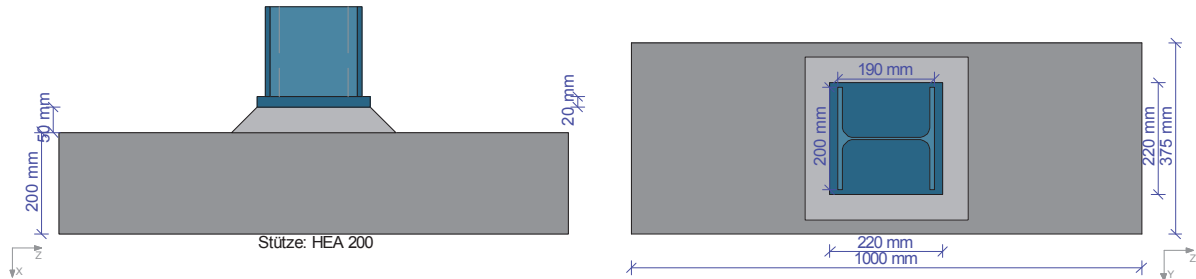
Die Nachweise des Anschlusses am Stützenfuß erfolgen mit dem Programm CS-STAV auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S-1-253_unten

CS-STAV/S3 V 2016.03 Fußpunkte (Stahlbauverbindungen)

Eingabedaten



Stützenquerschnitt

Normprofil: HE200A

Stahl: S235 mit $f_{yk} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.00 \Rightarrow f_{yd} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$

überstehende Fußplatte:

$a_P = 220 \text{ mm}$ $b_P = 220 \text{ mm}$ $d_P = 20.0 \text{ mm}$

Stahl: S235 mit $f_{yk} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.00 \Rightarrow f_{yd} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$

Beton: C25/30 mit $\beta_R = 2.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_B = 1.50 \Rightarrow \text{zul } \sigma_B = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

Schnittgrößen

Lastfall	N_d kN	$V_{y,d}$ kN	$V_{z,d}$ kN
1: Last	590.0	6.0	6.0

Aufnahme der Horizontalkräfte

über Reibung mit $\mu_d = 0.20$

Nachweise

Fußplatte (massgebender Lastfall 1)

Betonspannung (Berechnung über Teilflächen)

$a_{F,a} = 15 \text{ mm}$ $a_{F,i} = 52 \text{ mm}$ $a_s = 34 \text{ mm}$

$\max A = 355.9 \text{ cm}^2 - \Delta A = 0.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{eff} = 355.9 \text{ cm}^2$

$\sigma_b = N_d/A_{eff} = 1.66 \text{ kN/cm}^2 < \text{zul. } \sigma_b = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

Plattenbiegung

$\max M = 22.159 \text{ kNcm/cm} < M_{Pl,p} = 23.500 \text{ kNcm/cm}$

$\max V = 8.618 \text{ kN/cm} < V_{Pl,p} = 27.135 \text{ kN/cm}$

red. $\max M = 22.159 \text{ kNcm/cm} < \text{red } M_{Pl,p} = 22.283 \text{ kNcm/cm}$

Kehlnähte (Stütze- Platte)

Flansch: Doppelkehlnaht mit $a_{w,f} = 4 \text{ mm}$: $\sigma_s = 15.34 < \sigma_{WR,d} = 25.46 \text{ kN/cm}^2$

Steg: Doppelkehlnaht mit $a_{w,s} = 4 \text{ mm}$: $\sigma_s = 22.61 < \sigma_{WR,d} = 25.46 \text{ kN/cm}^2$

Aufnahme der Horizontalkräfte (massgebender Lastfall 1)

$\max. V_{Res,d} = 8.49 < \max. V_{R,d} = 78.67 \text{ kN} \Rightarrow V_{Res,d}/V_{R,d} = 0.11 < 1)$

Zusammenfassung

Grenzwerte	$\max. \sigma_B$	$\max. m_d$	erf. d_P
Lastfall	kN/cm^2	kNcm/cm	mm
Last	1.66	22.2	19.4

Aufnahme der Horizontalkräfte über Reibung: $\max. v = 0.11$

Zusammenfassung

Pos. S_1_253		Stütze an Achse D/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEA 200	l ~ 3,15 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe vorherige Seiten				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

6.2 Stützen in Ebene 0

Pos. S_0_251	Stütze in Achse B/3	(Umbau 1.OG)
--------------	---------------------	--------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig zwischen den Geschossdecken Pos. D-0-01 und D- -1-01 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus der darüber liegenden Stütze Pos. S_1_251 weiter in die darunter liegende Stütze Pos. S_-1_251.

System

Geschosshöhe	$h_g = 3,69 - (-0,16) = 3,85 \text{ m}$	(von OK RD UG bis OK RD EG)
Knicklänge	$l = 3,85 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = 3,49 - (-0,16) = 3,65 \text{ m}$	(von OK RD UG bis UK RD EG)
Lage der Stütze	mittig im Achspunkt B/3	
Profil	HEA 200	$b/h = 20/19 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,423 \text{ kN/m}$	$G \sim 165 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Auflagerkräfte der darüber liegenden neuen Stütze Pos. S_1_251, sowie durch Nutzlasten im Obergeschoss auf die Erdgeschossdecke Pos. D-0-01:

aus S_1_251:	$G_k = 182 + 2 = 184 \text{ kN}$	$Q_k = 90 \text{ kN}$	siehe Kap. 5.1, FE-Modell Plattenb.
aus D-0-01:	Einflussfläche:	$A = 2,9 * 3,4 = 9,9 \text{ m}^2$	
	G im Bestand bereits eingepreist	$Q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m}^2 = 50 \text{ kN}$	

Baustoffe

Baustahl	S235JR
----------	--------

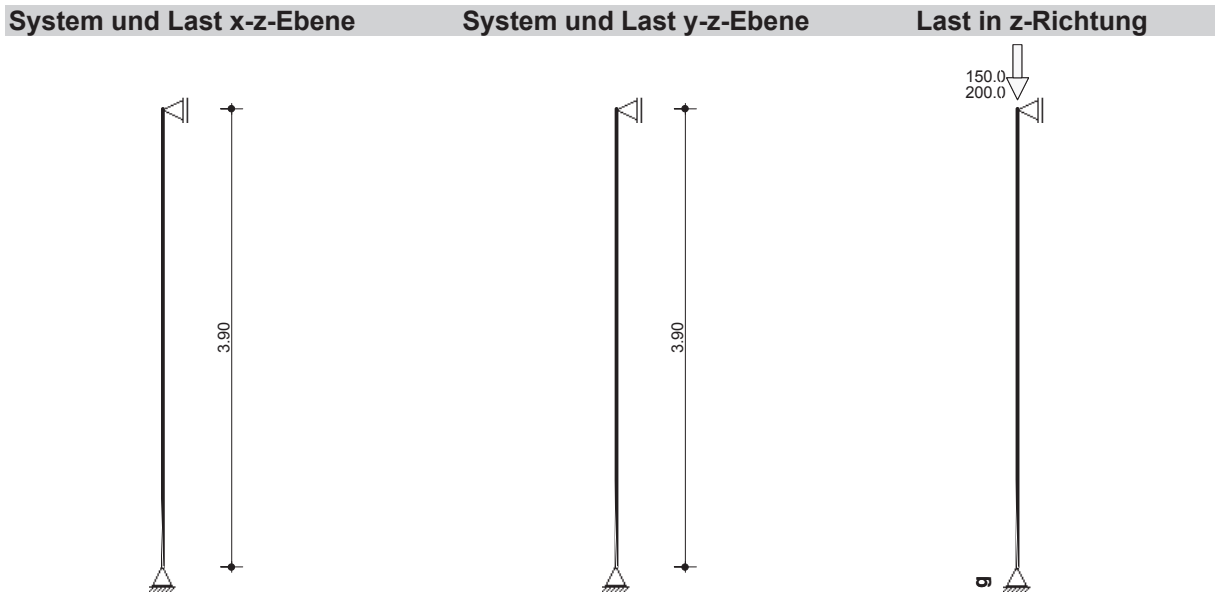
Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgen mit dem Programm CS-STIL auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_0_251

CS-STIL V 2016.04 Stahlstütze (Eingeschossig, 1-achsig, Ersatzstabverfahren)



Material

S235 $f_{yk} = 235.00 \text{ MN/m}^2$ $E = 210000.00 \text{ MN/m}^2$

Auflagerbedingungen

X-Z-Ebene		Y-Z-Ebene	
Stelle z[m]	Auflagerung	Stelle z[m]	Auflagerung
0.00	horizontal gehalten	0.00	horizontal gehalten
3.90	feste Auflagerung	3.90	feste Auflagerung

Querschnitt

HEA 200

lokale y-Achse = globale y-Achse

A	=	53.8	cm ²	I _y	=	3692.2	cm ⁴	I _z	=	1333.7	cm ⁴
W _{y+}	=	388.7	cm ³	W _{z+}	=	133.4	cm ³	max-S _y	=	0.0	cm ³
b ₀	=	200.0	mm	b _u	=	200.0	mm	h	=	190.0	mm
t ₀	=	10.0	mm	t _u	=	10.0	mm	s	=	6.5	mm
e _y	=	95.0	mm	e _z	=	100.0	mm	r	=	-0.0	mm
I _t	=	0.0	cm ⁴	C _m	=	108000.0	cm ⁶	z _m	=	0.0	mm
M _{plyd}	=	100.9	kNm	M _{plzd}	=	47.7	kNm	N _{pld}	=	1265.0	kN
V _{plzd}	=	158.7	kN	V _{plyd}	=	542.7	kN				

Belastung

Ia - Lastanfang, II - Lastlänge

Feld	Lastart	Richtung	Last	Einw	Ia [m]	II [m]	Beschreibung
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	200.00	1 g	0.000	
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	150.00	2 q	0.000	

Auflagerreaktionen charakteristisch, einwirkungsweise

Lager	Einwirkung	A _z [kN]	A _x [kN]	A _y [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]
A	Einwirkung 1	-	-	-	-	-
	Einwirkung 2	-	-	-	-	-
	Summe g	-	-	-	-	-
	maximal	-	-	-	-	-
	minimal	-	-	-	-	-
	maximal (design)	-	-	-	-	-
	minimal (design)	-	-	-	-	-

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_0_251

Lager	Einwirkung	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
B	Einwirkung 1	200.00	-	-	-	-
	Einwirkung 2	150.00	-	-	-	-
	Summe g	200.00	-	-	-	-
	maximal	350.00	-	-	-	-
	minimal	200.00	-	-	-	-
	maximal (design)	495.00	-	-	-	-
	minimal (design)	200.00	-	-	-	-

Bemessung nach DIN EN 1993-1-1

Nationaler Anhang : NA (DE)

Knicklängen:	sky	3.90	m
	skx	3.90	m
Knickspannungslinien:	y-y	b	
	x-x	c	
Spannungsnachweis:	N _d	-495.00	kN
	My _d	0.00	kNm
	σ _x	-91.95	N/mm ²
	τ	0.00	N/mm ²
	σ _v	0.00	N/mm ²
	Ausnutzung	0.39	
Knicknachweis:	N _d	-495.00	kN
	My _d	0.00	kNm
	λ _y	47.09	
	κ _y	0.88	
	Δn _y	0.00	
	Ausnutzung y-Achse	0.49	
	λ _x	78.35	
	β _{Mx}	0.90	
	κ _x	0.64	
	Δn _x	0.00	
	Ausnutzung x-Achse	0.67	
	max. Ausnutzung	0.67	
Biegedrillknicknachweis:	N _d	-495.00	kN
	My	0.00	kNm
	β _{My}	0.40	
	β ₀	0.50	
	β _z	0.60	
	ζ	1.00	
	z _p	0.00	cm
	Drehbettung	0.00	kNm/rad
	λ _k	0.50	
	κ _N	0.84	
	λ _M	0.00	
	κ _M	0.00	
	Ausnutzung	0.51	

c/t-Nachweis und Klassifizierung

	vorh. c/t	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klassif.
Gurt -z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt -z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 7.88	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Steg	c/t = 20.62	zul. c/t = 33.00	zul. c/t = 38.00	zul. c/t = 42.00	1

Querschnittsklassifizierung 1

zul.ct für Querschnittsklasse 3 wurde gemäß DIN EN 1993-1-1 5.5.2(9) erhöht

Details

Stützenkopf – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D-0-01 (Bestand)

Am Stützenkopf erhält das Profil eine angeschweißte Kopfplatte:

Kopfplatte	$l/b/t = 220/220/20 \text{ mm}$
umlaufende Kehlnaht	$a_w = 4 \text{ mm}$

Die Verbindung mit der Stahlbetondecke Pos. D-0-01 (Bestand) erfolgt durch Betondübel, die von unten durch die Kopfplatte geschraubt werden.

Bemessungslasten:	$V_d = 5 \text{ kN}$	(s. u.)
Dübel	Fischer FAZ II 8/10	2 Stk

Die Nachweise des Dübelanschlusses erfolgen mit dem Programm Fixperience auf den nachfolgenden Seiten.

Stützenfuß – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D- -1-01 (Bestand)

Am Stützenfuß erhält das Profil eine angeschweißte Fußplatte gemäß der nachfolgenden Bemessung:

Fußplatte	$l/b/t = 220/220/20 \text{ mm}$
umlaufende Kehlnaht	$a_w = 4 \text{ mm}$
Mörtelbett	$t \leq 50 \text{ mm}$

Kraftschlüssige Unterfütterung der Fußplatte mit schwindarmem Vergussmörtel (z.B. Pagel).

Um die vorhandene Bewehrung der Geschossdecke Pos. D- -1-01 nicht zu beschädigen, wird am Fußpunkt keine Verankerung in der Bestandskonstruktion vorgesehen. Die Übertragung der Horizontallasten erfolgt über Reibung.

Sind für die Montage der Stütze Verankerungen in der Geschossdecke erforderlich, so darf die vorhandene Stützbewehrung der Geschossdecke dadurch nicht geschwächt werden. In diesem Fall ist die vorhandene Stützbewehrung vorab durch das ausführende Unternehmen mittels Bewehrungssuchgerät zu ermitteln und die Montageanker sind so anzuordnen, dass die Bewehrung nicht beschädigt wird.

Bemessungslasten:	$N_{d,max} = 500 \text{ kN}$	(siehe Bemessung)
	$V_d = 1/100 * N_d = 5 \text{ kN}$	(s. Schneider Bautab.)

Die Bemessungslasten sind geringer als bei Pos. S-1-253. Die dort geführten Nachweise der Fußplatte sind daher auch für Pos. S-0-251 gültig.



C-FIX 1.109.0.0
Datenbankversion
2022.6.9.13.4
Datum
11.11.2022



2021-923.11 AKK Lufthafen Umbau 1.OG,

S_0_251 oben

Ingenieurbüro
bow ingenieure gmbh

www.fischer.de

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem
Anker

fischer Bolzenanker FAZ II
Bolzenanker FAZ II 8/10,
galvanisch verzinkter Stahl
35 mm

Rechnerische
Verankerungstiefe
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer
Bewertung ETA-05/0069, Option 1,
Erteilungsdatum 24.04.2020

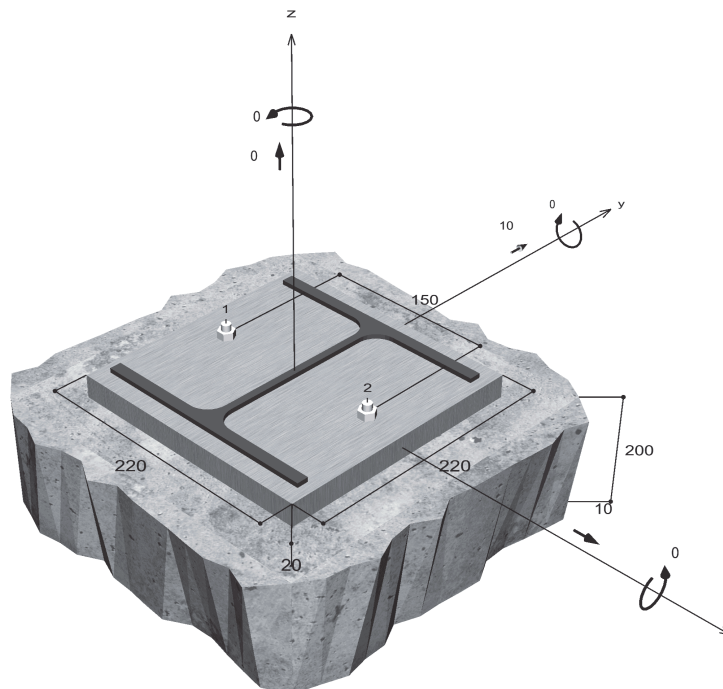


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu



C-FIX 1.109.0.0
Datenbankversion
2022.6.9.13.4
Datum
11.11.2022



2021-923.11 AKK Lufthafen Umbau 1.OG,

S_0_251 oben

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	Bemessungsverfahren EN1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Diamantbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt nicht verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	220 mm x 220 mm x 20 mm
Profiltyp	HEA 200

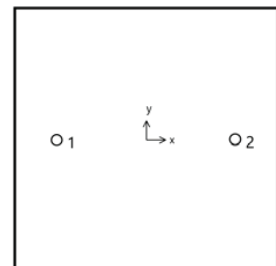
Bemessungslasten *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Belastungsart
1	0,00	10,00	10,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	7,07	5,00	5,00
2	0,00	7,07	5,00	5,00



Max. Betonstauchung :
Max. Betondruckspannung :
Resultierende Zugkraft :
Resultierende Druckkraft :

‰
N/mm²
kN , X/Y Position (/)
kN , X/Y Position (/)

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β _v %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	7,07	10,88	65,0
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	7,07	13,29	53,2

* Ungünstigster Anker

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.109.0.0
Datenbankversion
2022.6.9.13.4
Datum
11.11.2022

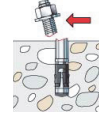


2021-923.11 AKK Lufthafen Umbau 1.OG,

S_0_251 oben

Stahlversagen ohne Hebelarm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 1,00 \cdot 13,60 kN = 13,60 kN$$

Gl. (7.35)/
(7.36)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
13,60	1,25	10,88	7,07	65,0

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	65,0	1	$\beta_{Vs,1}$
2	65,0	2	$\beta_{Vs,2}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2,5 \cdot 7,97 kN = 19,93 kN$$

Gl. (7.39a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 7,97 kN \cdot \frac{11.025 mm^2}{11.025 mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 7,97 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0 N/mm^2} \cdot (35 mm)^{1,5} = 7,97 kN$$

Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{53 mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Gl. (7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1$$

Gl. (7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
19,93	1,50	13,29	7,07	53,2

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	53,2	1	$\beta_{V,cp,1}$
2	53,2	2	$\beta_{V,cp,2}$

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.109.0.0
Datenbankversion
2022.6.9.13.4
Datum
11.11.2022



2021-923.11 AKK Lufthafen Umbau 1.OG,

S_0_251 oben

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbela

$$\beta_V = \beta_{V_{S;1}} = 0,65 \leq 1$$



Nachweis erfolgreich

Angaben zur Ankerplatte

Ankerplattendetails

Vom Anwender ohne Nachweis festgelegte Ankerplattendicke

t = 20 mm

Profiltyp

HEA 200

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit. Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten. Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

Während der Bemessung wurden die folgenden Hinweise und Warnungen ausgegeben:

- Die Verwendung ist auf statisch unbestimmte Bauteile beschränkt.

Allgemeine Hinweise

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.

Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.

Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



C-FIX 1.109.0.0
Datenbankversion
2022.6.9.13.4
Datum
11.11.2022



2021-923.11 AKK Lufthafen Umbau 1.OG,

S_0_251 oben

Angaben zur Montage

Anker

Ankersystem
Anker

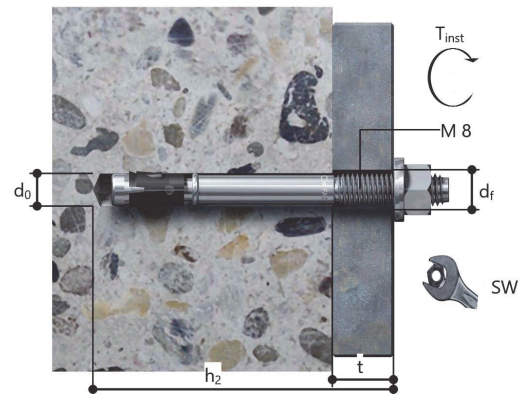
fischer Bolzenanker FAZ II
Bolzenanker FAZ II 8/10,
galvanisch verzinkter Stahl

Art.-Nr. 94871



Montagedetails

Gewindegröße M 8
Bohrlochdurchmesser $d_0 = 8 \text{ mm}$
Bohrlochtiefe $h_2 = 70 \text{ mm}$
Rechnerische Verankerungstiefe $h_{ef} = 35 \text{ mm}$
Einbautiefe $h_{nom} = 45 \text{ mm}$
Bohrverfahren Diamantbohren
Bohrlochreinigung Bohrloch mit klarem Wasser spülen
Keine Daten vorhanden
Montageart Durchsteckmontage
Ringspalt Ringspalt nicht verfüllt
Montagedrehmoment $T_{inst} = 20,0 \text{ Nm}$
Schlüsselweite SW 13 mm
Ankerplattendicke $t = 20 \text{ mm}$
Gesamte Befestigungsdicke $t_{fix} = 20 \text{ mm}$
 $T_{fix,max}$ $t_{fix,max} = 20 \text{ mm}$



Ankerplattendetails

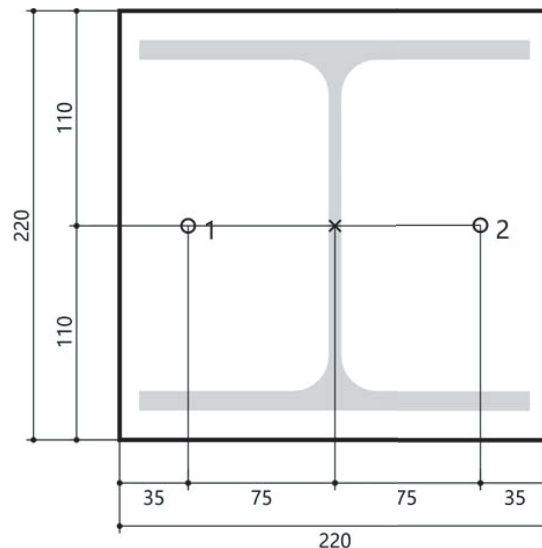
Material der Ankerplatte Nicht verfügbar
Ankerplattendicke $t = 20 \text{ mm}$
Durchgangsloch im Anbauteil $d_f = 9 \text{ mm}$

Anbauteil

Profiltyp HEA 200

Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-75	0
2	75	0



Zusammenfassung

Pos. S_0_251		Stütze in Achse B/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEA 200	l ~ 3,60 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe vorherige Seiten.				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

6.3 Stützen in Ebene -1

In diesem Kapitel werden die neuen Stützen im Untergeschoss zusammengestellt.

Die Berechnung und Bemessung der nachfolgend aufgeführten Stahl-Stützen erfolgt auf Grundlage der Deckenberechnung über dem Untergeschoss Pos. D_-1_01-02 (siehe unten):

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der angepassten Berechnung der Geschossdecke über dem EG Pos. D_0_01-02 (2022-05), die die Auflagerlasten der angepassten Berechnung der Dachdecke Pos. D-1-103 (2022-05) aus Kap. 5.1 enthält.

Querschnitt, Baustoffe, Betondeckungen

Siehe bei der jeweiligen Position.

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der Geschossdecke Pos. D_-1_01-02 einschließlich der zugehörigen Unter-/Überzüge aus Stahlbeton erfolgte in der Statischen Berechnung von 2009 [5] – [9] als FE-Berechnung.

Zur Lastermittlung der neuen Stahl-Stützen sowie für Nachweise der bestehenden Stahlbeton-Unterzüge im UG (siehe Kap. 9.2) und der UG-Sohle (siehe Kap. 9.5) wird das FE-Modell (Datei „D_-1_01-02_b.fem“) der Statischen Berechnung von 2009 aus [5] Seiten 2-626 bis 2.850 und [8] Seiten N3-88 bis N3-126 übernommen um die neuen Stützen im UG (Pos. S_-1_251 und S_-1_252) ergänzt und mit aktualisierten Lasten der darüber liegenden Geschosse neu berechnet.

Die alte Berechnungsdatei wird kopiert, umbenannt und an das veränderte System angepasst:

alte Datei:	D_-1_01-02_b.fem	(17.08.2010)
Achsbereich:	A-U/1-8 (Gesamtgebäude)	
neue Datei:	D_-1_01-02_b_2022-05.fem	
Änderungen:	neue Stützen ergänzt	(Pos. S_-1_251 bis S_-1_252)
	Auflagerlasten aus Decke über EG neu eingelesen	
	(D_0_01-02_d_2022-05.fem)	

Dabei werden an den Auflagerpunkten der neuen Stahlstützen folgende Federwerte angesetzt:

Stahlstützen HEB 200 (vereinfacht) $K_b = E \cdot A / l = 210.000 \cdot 0,0078 / 3,05 = 540 \text{ MN/m}$

Es werden die gleichen Lastfälle wie in der ursprünglichen Berechnung angesetzt:

Lastfälle

LF 1: Eigengewicht

LF 2: Nutzlast EG, Stellung 1

LF 3: Nutzlast EG, Stellung 2

LF 4: Nutzlast EG, Stellung 3

LF 5: Nutzlast EG, Stellung 4

LF 6: Nutzlast EG, Stellung 5

LF 7: Nutzlast EG, Stellung 6

LF 8: Nutzlast EG, Stellung 7

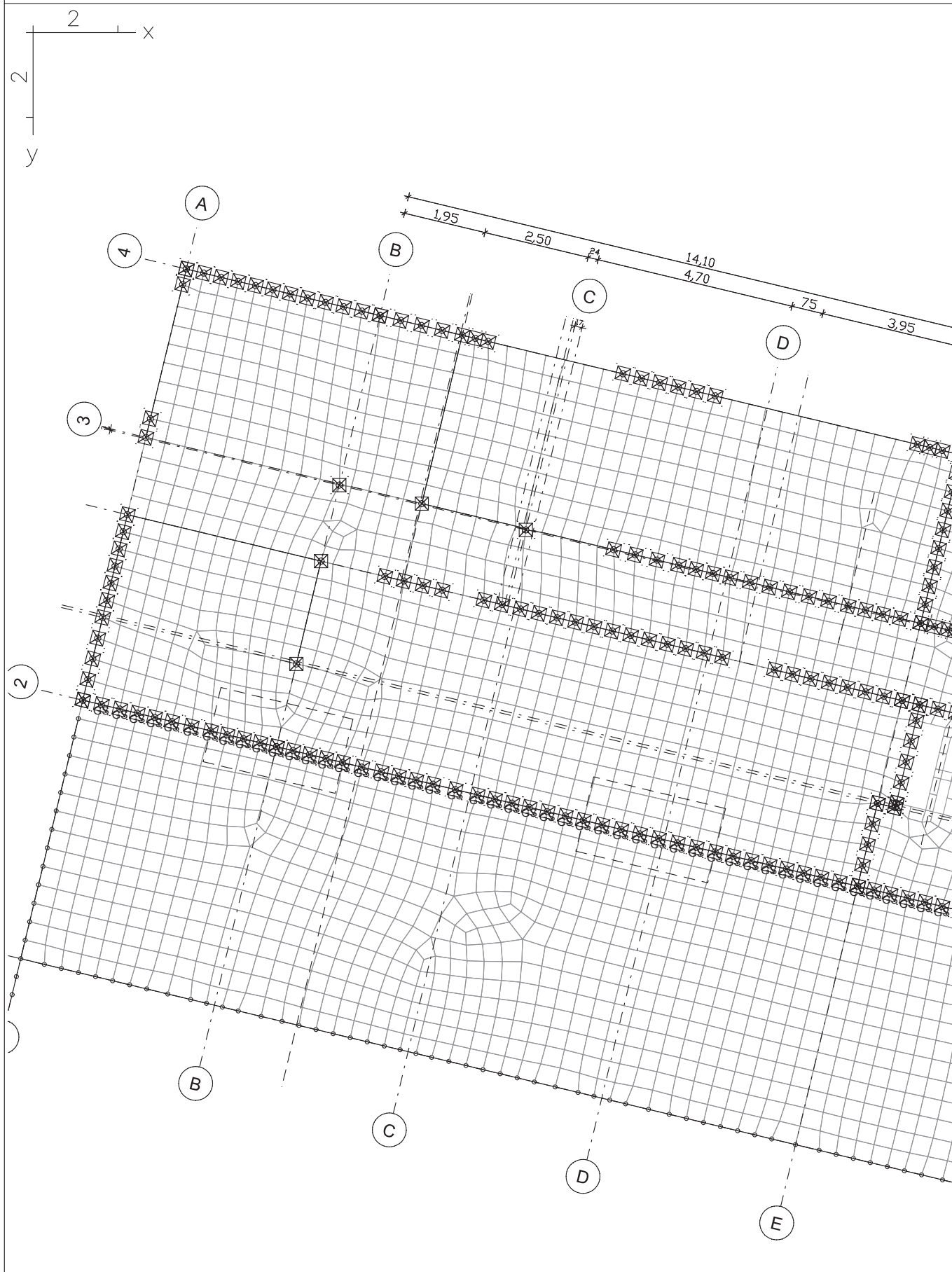
LF 11: Eigengewicht 1.OG – 2. OG (für ggf. später geplante Aufstockung)

LF 12: Nutzlast + Schnee 1.OG – 2. OG (für ggf. später geplante Aufstockung)




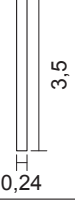

LF 21: Summe aller Eigenlasten $LF\ 21 = LF\ 1 + LF\ 11$
(für die Lastweiterleitung)

LF 22: Summe aller veränd. Lasten $LF\ 22 = LF\ 2 + LF\ 3 + LF\ 4 + LF\ 5 + LF\ 6 + LF\ 7$
(für die Lastweiterleitung) $+ LF\ 8 + LF\ 12$

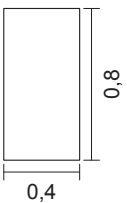
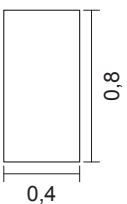
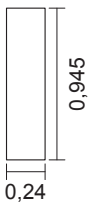
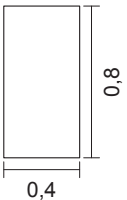
Die Grundlagen des FE-Modells sowie Ergebnisse der Auflagerkräfte sind nachfolgend ausgegeben.



Querschnittswerte

1	Fläche	Deckenplatte Elementdicke [m] $dz = 0,2000$ Orthotropie $dzy/dz = 1$ E-Modul Platte/Scheibe $= 1$	drillsteif
2	Polygon 	wandartiger Träger 20x350 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 7,0000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 9,2812e-03$ $ly = 7,1458e-01$ $lz = 2,3333e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 1,750$ $l1 = 7,1458e-01$ $l2 = 2,3333e-03$ $lyz = 0,0000e+00$
3	Polygon 	24 x 58 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 1,3920e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 1,9771e-03$ $ly = 3,9022e-03$ $lz = 6,6816e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,290$ $l1 = 3,9022e-03$ $l2 = 6,6816e-04$ $lyz = 0,0000e+00$
4	Polygon 	24 x 35 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 8,4000e-02$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 9,2999e-04$ $ly = 8,5750e-04$ $lz = 4,0320e-04$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,175$ $l1 = 8,5750e-04$ $l2 = 4,0320e-04$ $lyz = 0,0000e+00$
5	Polygon 	wandartiger Träger Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 8,4000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 4,3790e-03$ $ly = 8,5750e-01$ $lz = 4,0320e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 1,750$ $l1 = 8,5750e-01$ $l2 = 4,0320e-03$ $lyz = 0,0000e+00$
6	Fläche	Sohlplatte B-0-01 Elementdicke [m] $dz = 0,3500$ Orthotropie $dzy/dz = 1$ E-Modul Platte/Scheibe $= 1$	drillsteif
7	Polygon 	24 x 110 Schwerpunkt [m] $ys = 0,120$ Fläche [m²] $A = 2,6400e-01$ Trägheitsmomente [m4] $lx = 4,3790e-03$ $ly = 2,6620e-02$ $lz = 1,2672e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite	$zs = 0,030$ $l1 = 2,6620e-02$ $l2 = 1,2672e-03$ $lyz = 0,0000e+00$

Querschnittswerte

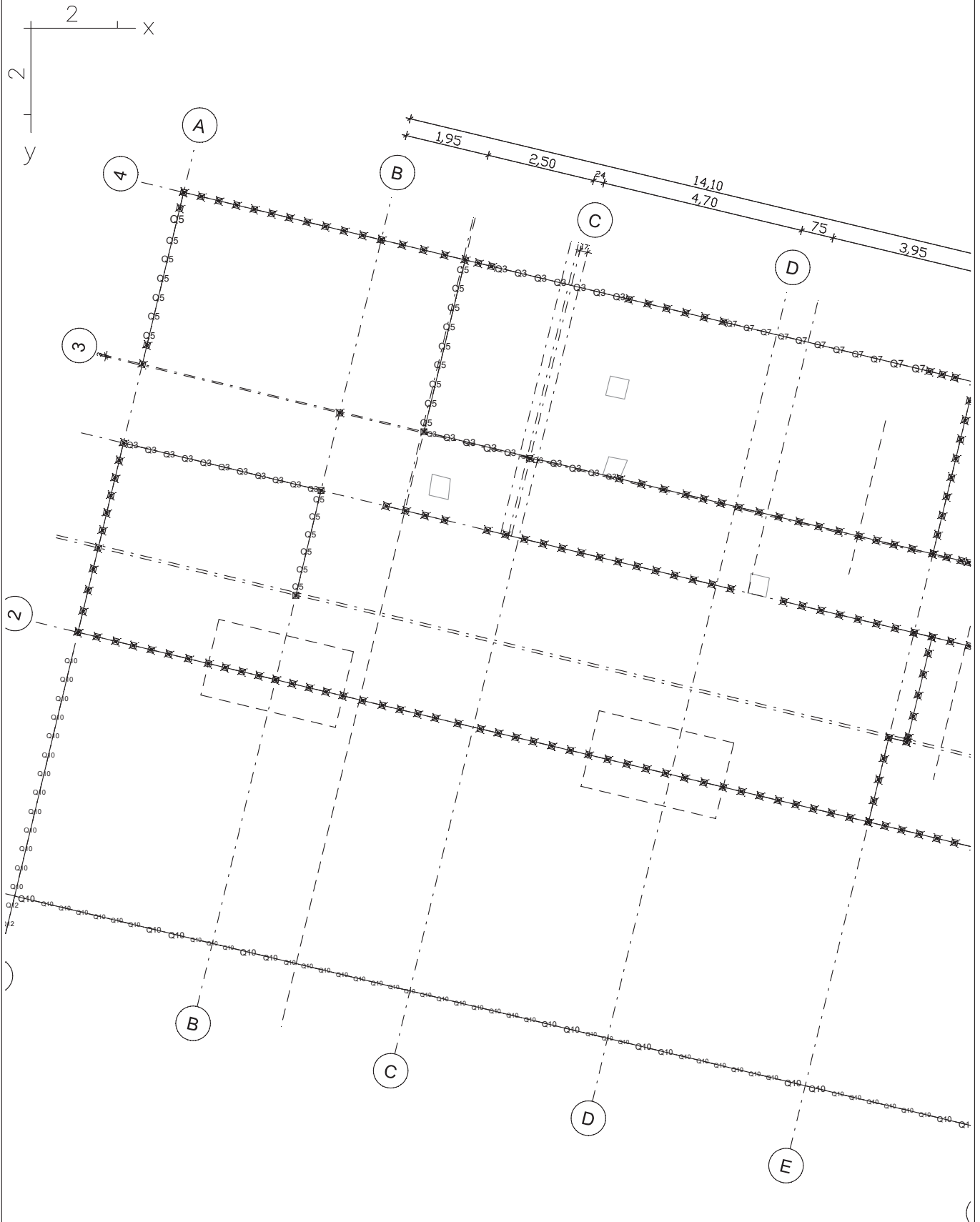
8	Polygon 	Streifenfundament B-0-01 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,200$ $z_s = 0,400$ Fläche [m²] $A = 3,2000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,1712e-02$ $I_y = 1,7067e-02$ $I_1 = 1,7067e-02$ $I_z = 4,2667e-03$ $I_2 = 4,2667e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
9	Fläche	Sohlplatte B-0-02 Elementdicke [m] $d_z = 0,3500$ drillsteif Orthotropie d_{zy}/d_z $= 1$ E-Modul Platte/Scheibe $= 1$
10	Polygon 	Streifenfundament B-0-02 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,200$ $z_s = 0,400$ Fläche [m²] $A = 3,2000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,1712e-02$ $I_y = 1,7067e-02$ $I_1 = 1,7067e-02$ $I_z = 4,2667e-03$ $I_2 = 4,2667e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
11	Polygon 	24 x 94,5 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,120$ $z_s = -0,048$ Fläche [m²] $A = 2,2680e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 3,6624e-03$ $I_y = 1,6878e-02$ $I_1 = 1,6878e-02$ $I_z = 1,0886e-03$ $I_2 = 1,0886e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite
12	Polygon 	Streifenfundament B-0-01 Schwerpunkt [m] $y_s = 0,200$ $z_s = 0,400$ Fläche [m²] $A = 3,2000e-01$ Trägheitsmomente [m4] $I_x = 1,1712e-02$ $I_y = 1,7067e-02$ $I_1 = 1,7067e-02$ $I_z = 4,2667e-03$ $I_2 = 4,2667e-03$ Hauptachsenwinkel [Grad] $\Phi = -0,000$ $I_{yz} = 0,0000e+00$ Mittelung der Querkraft-Schubspannungen über die Qu.-breite

Materialkennwerte

	Nr.	Art	E-Modul [MN/m²]	G-Modul [MN/m²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m³]
1	1	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
2	2	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
3	3	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
4	4	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
5	5	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
6	6	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
7	7	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
8	8	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
9	9	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
10	10	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000

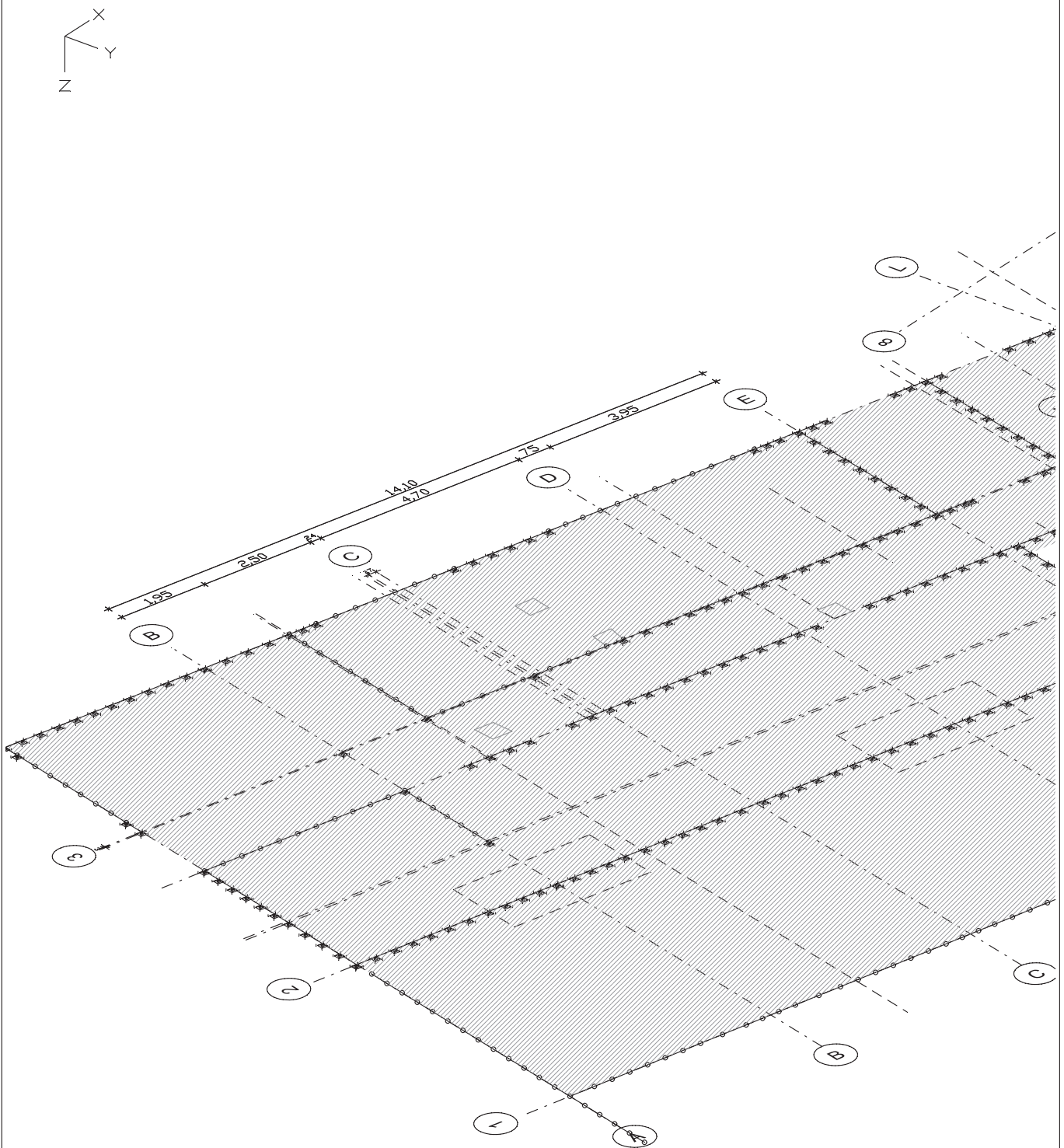
Materialkennwerte

	Nr.	Art	E-Modul [MN/m ²]	G-Modul [MN/m ²]	Quer- dehnz.	alpha.t [1/K]	gamma [kN/m ³]
11	11	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000
12	12	C25/30	26700	11100	0,20	1,00e-05	25,000



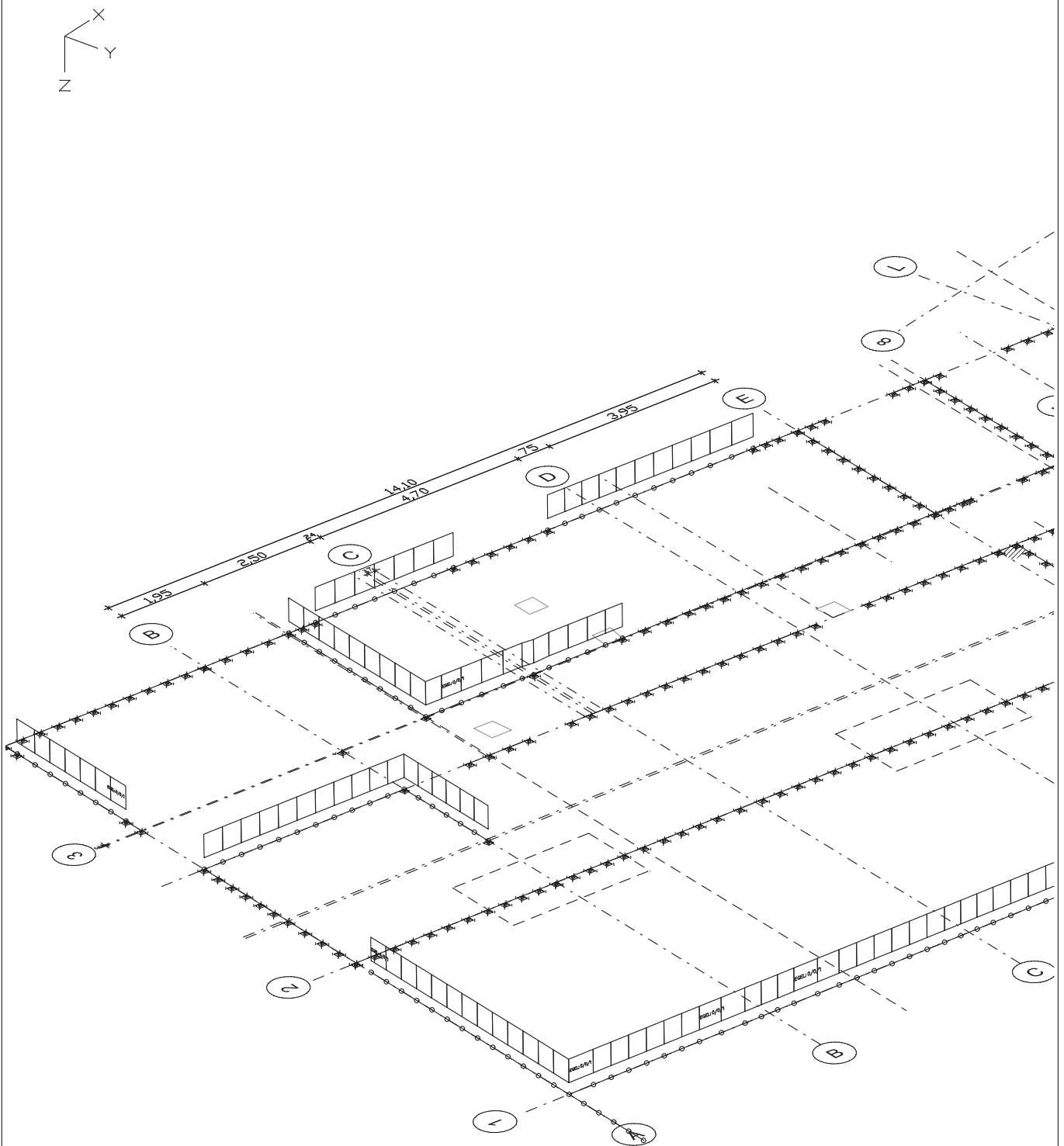
Querschnittsnummern (>1)

Querschnittsnummern (>1) - M = 1:125
bow ingenieure gmbh

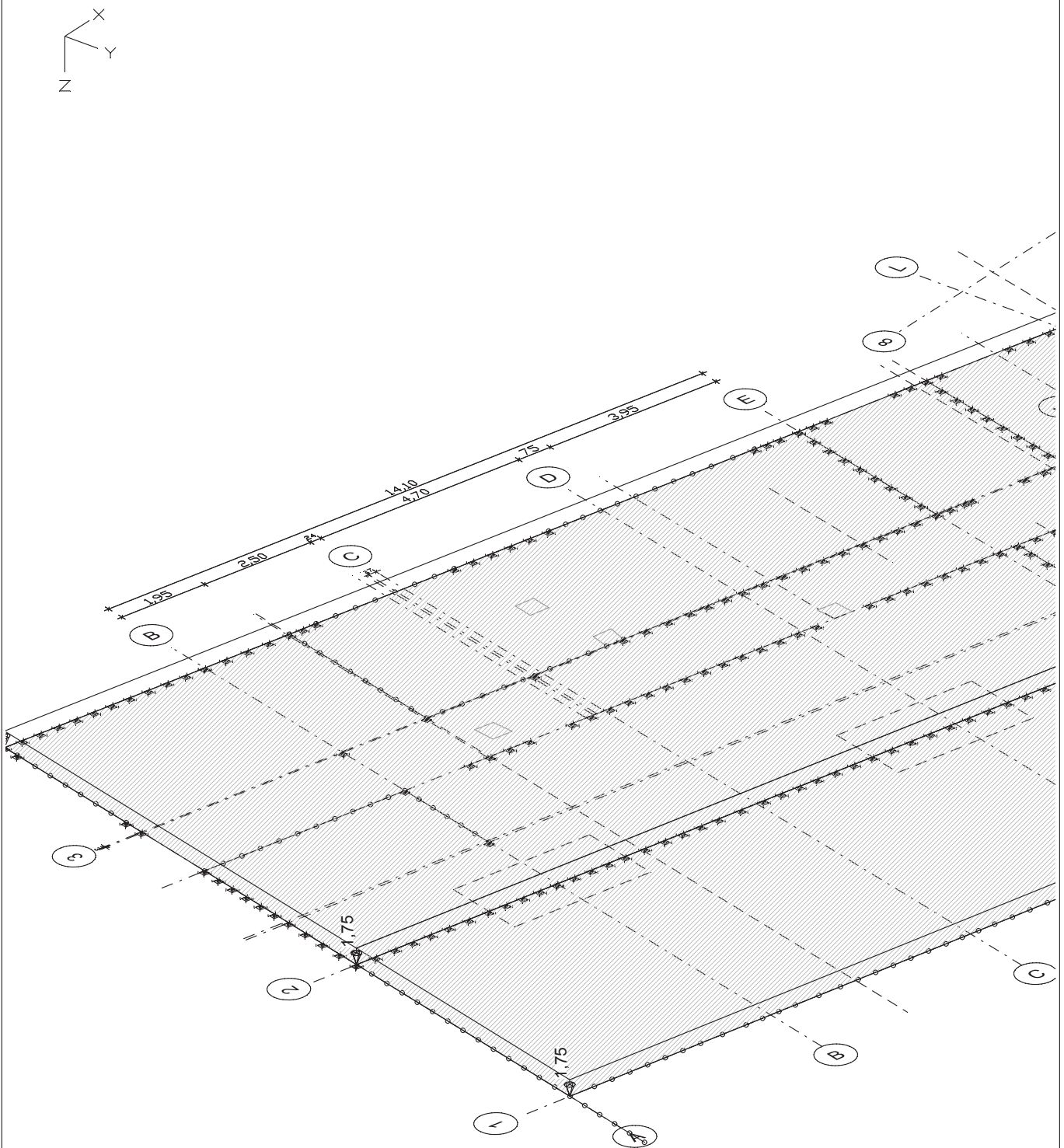


LF 1: Belastung, Eigengewicht EG

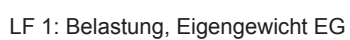
LF 1: Belastung, Eigengewicht EG Decke - M = 1:110

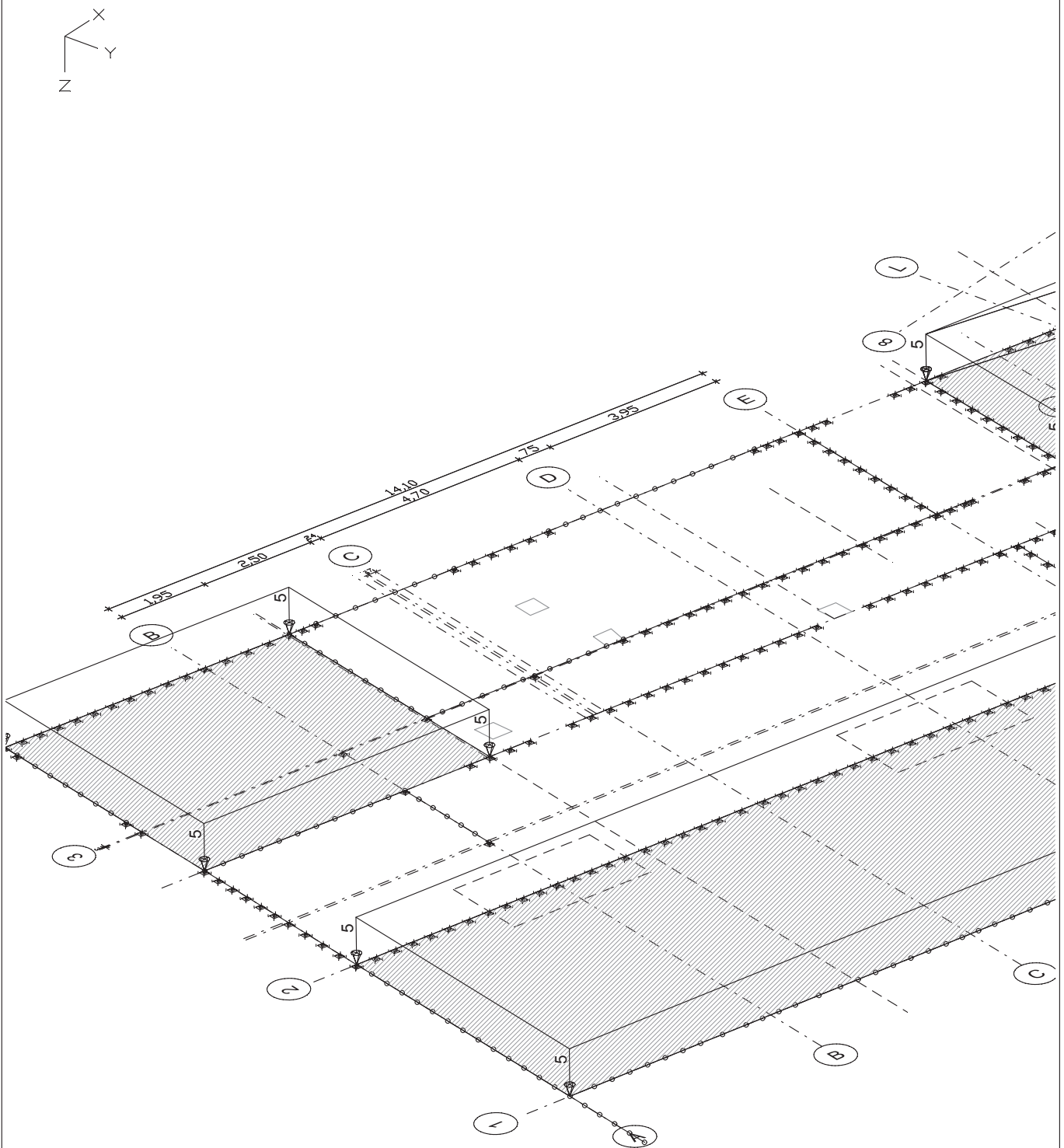


LF 1: Belastung, Eigengewicht EG

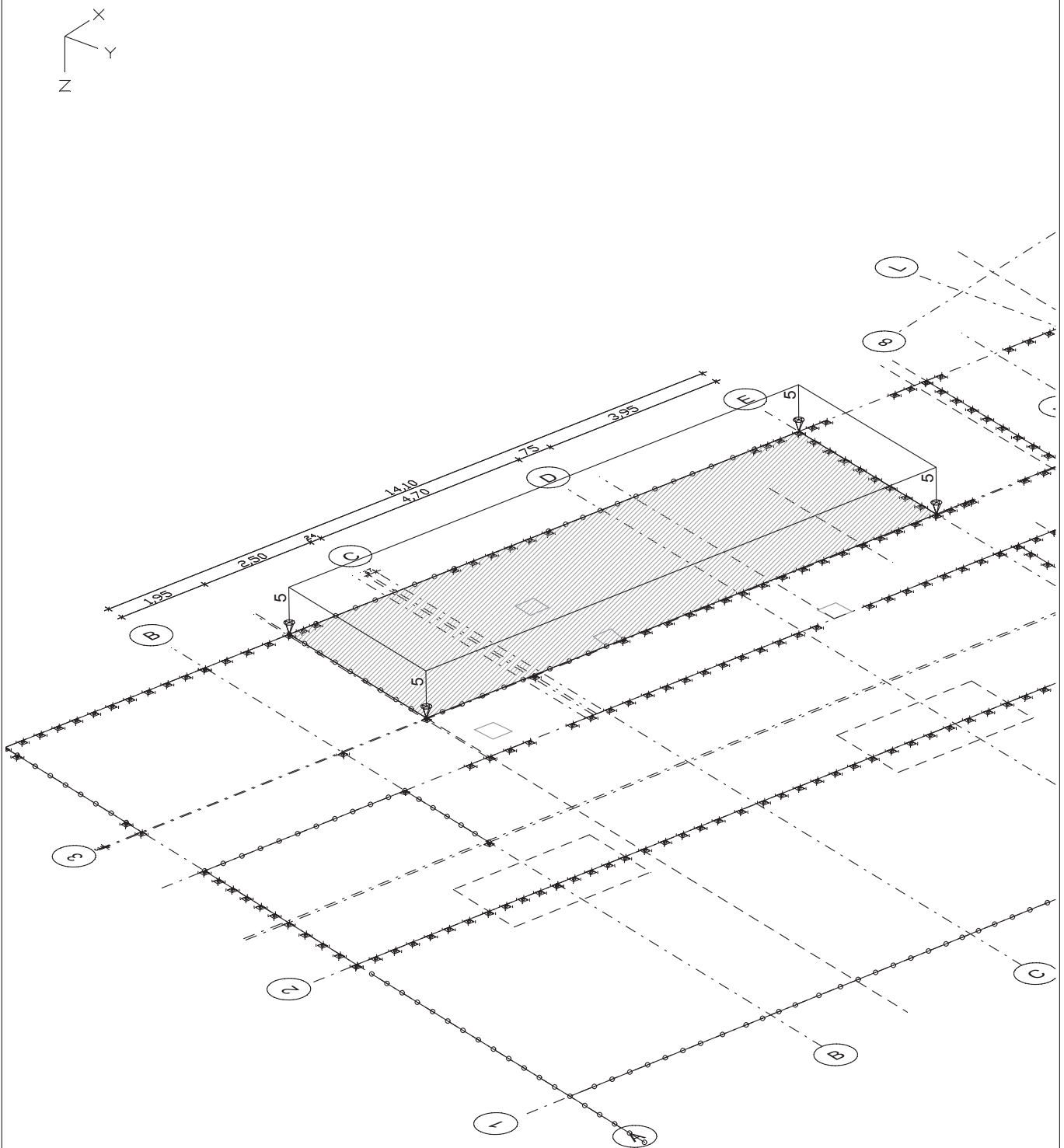


LF 1: Belastung, Eigengewicht EG

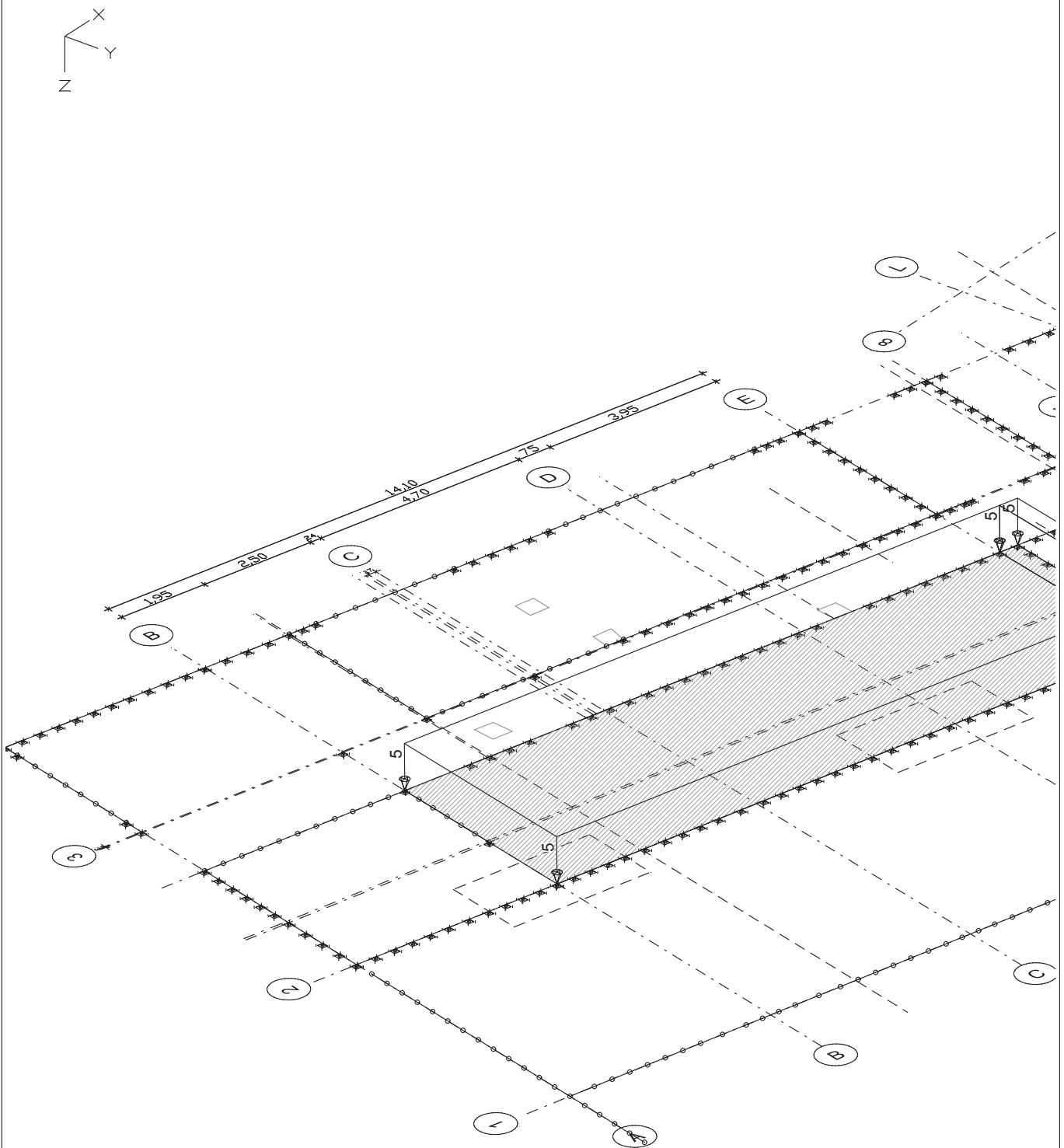




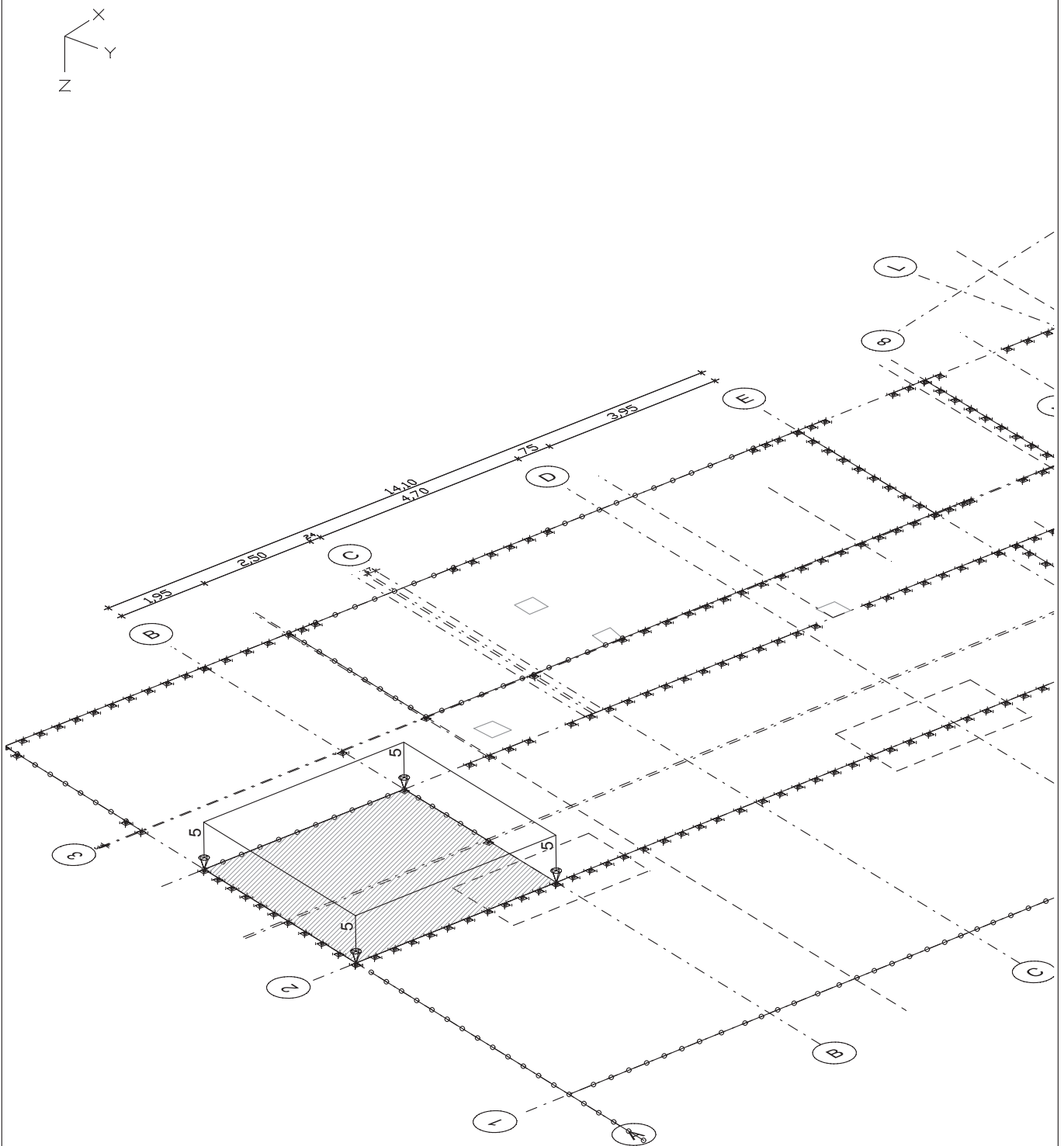
LF 2: Belastung, 1-Verkehr EG



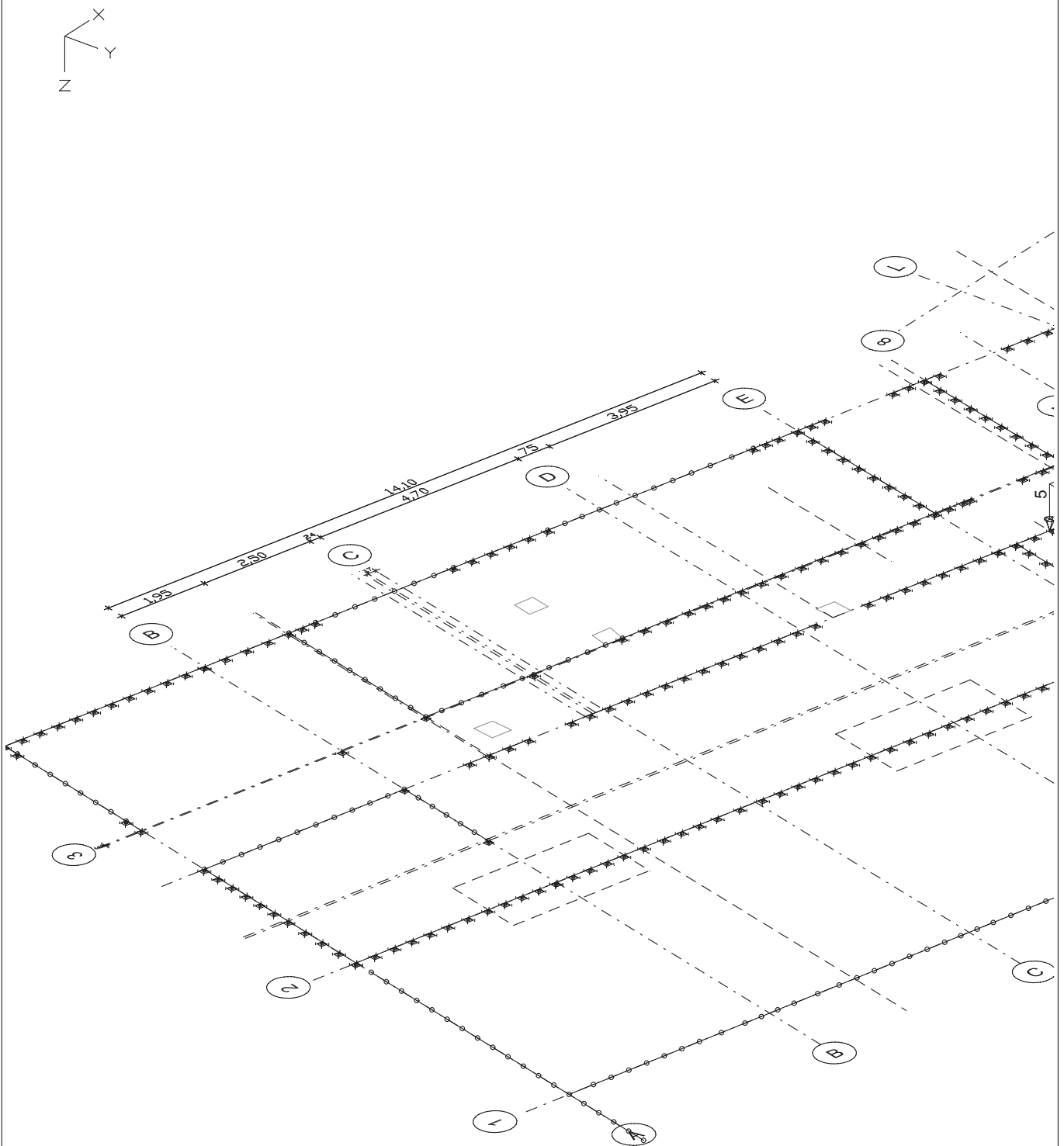
LF 3: Belastung, 2-Verkehr EG



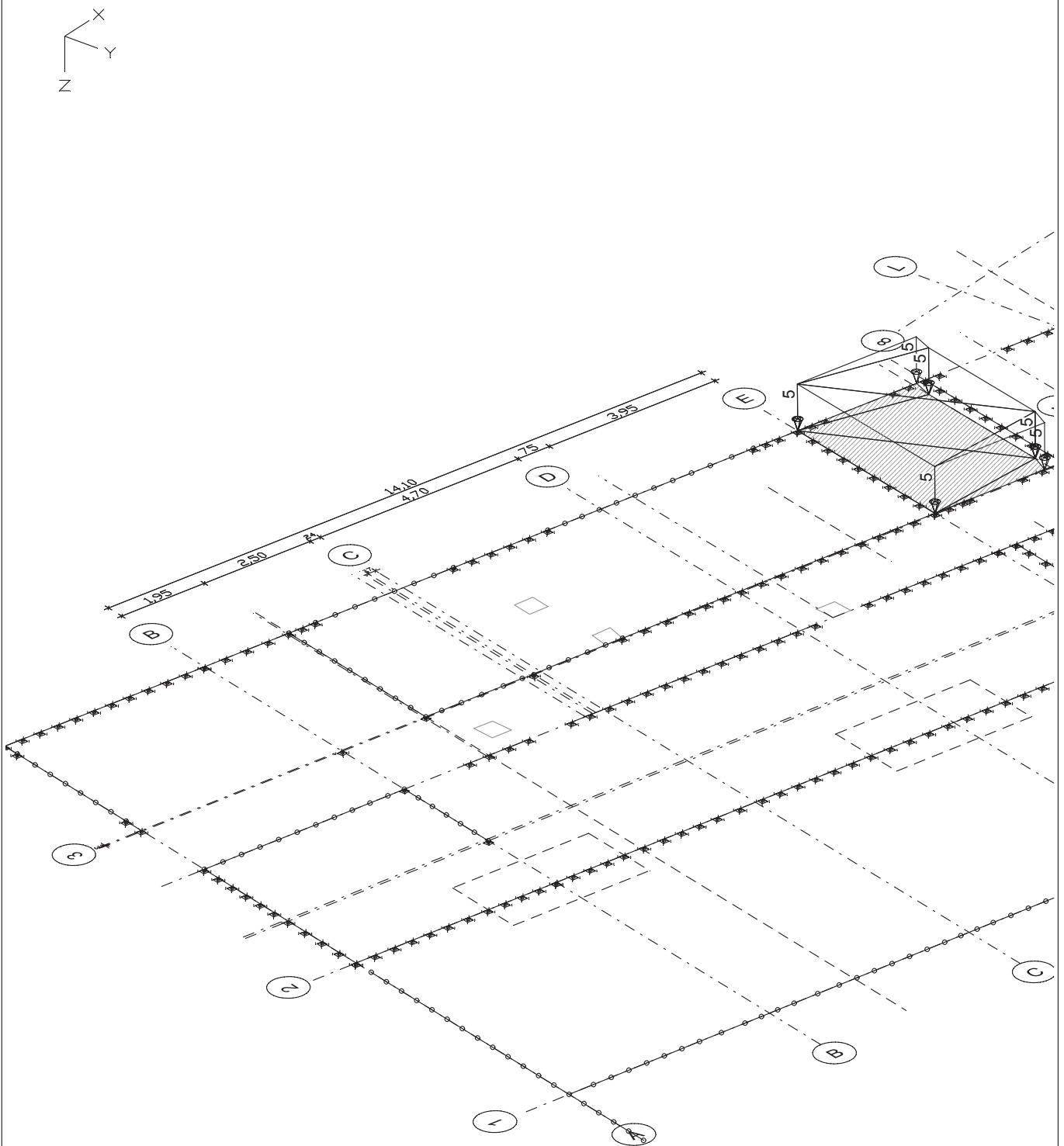
LF 4: Belastung, 3-Verkehr EG



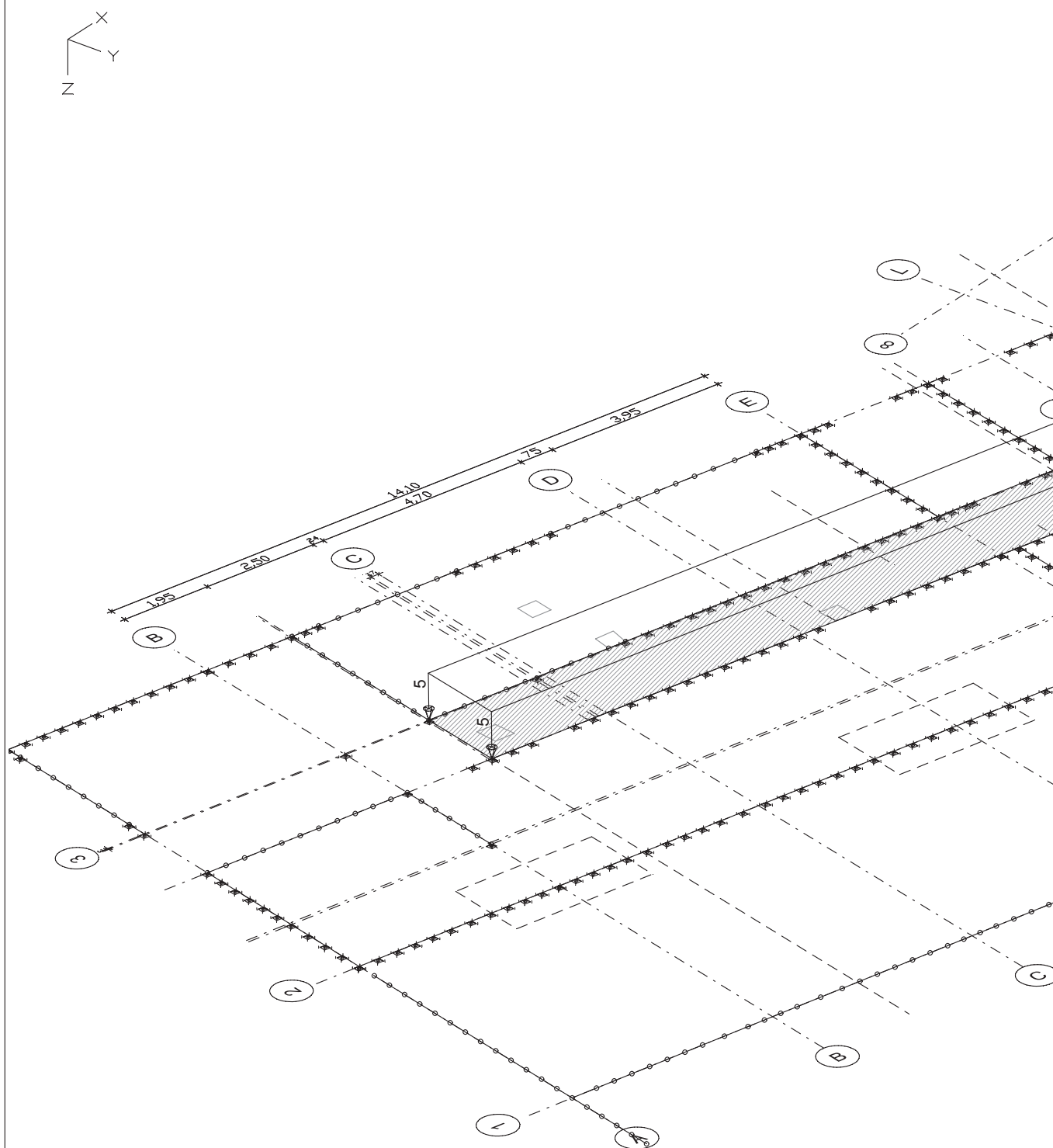
LF 5: Belastung, 4-Verkehr EG



LF 6: Belastung, 5-Verkehr EG



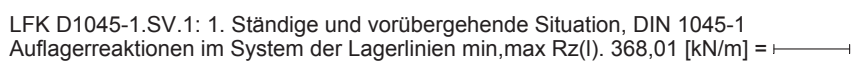
LF 7: Belastung, 6-Verkehr EG

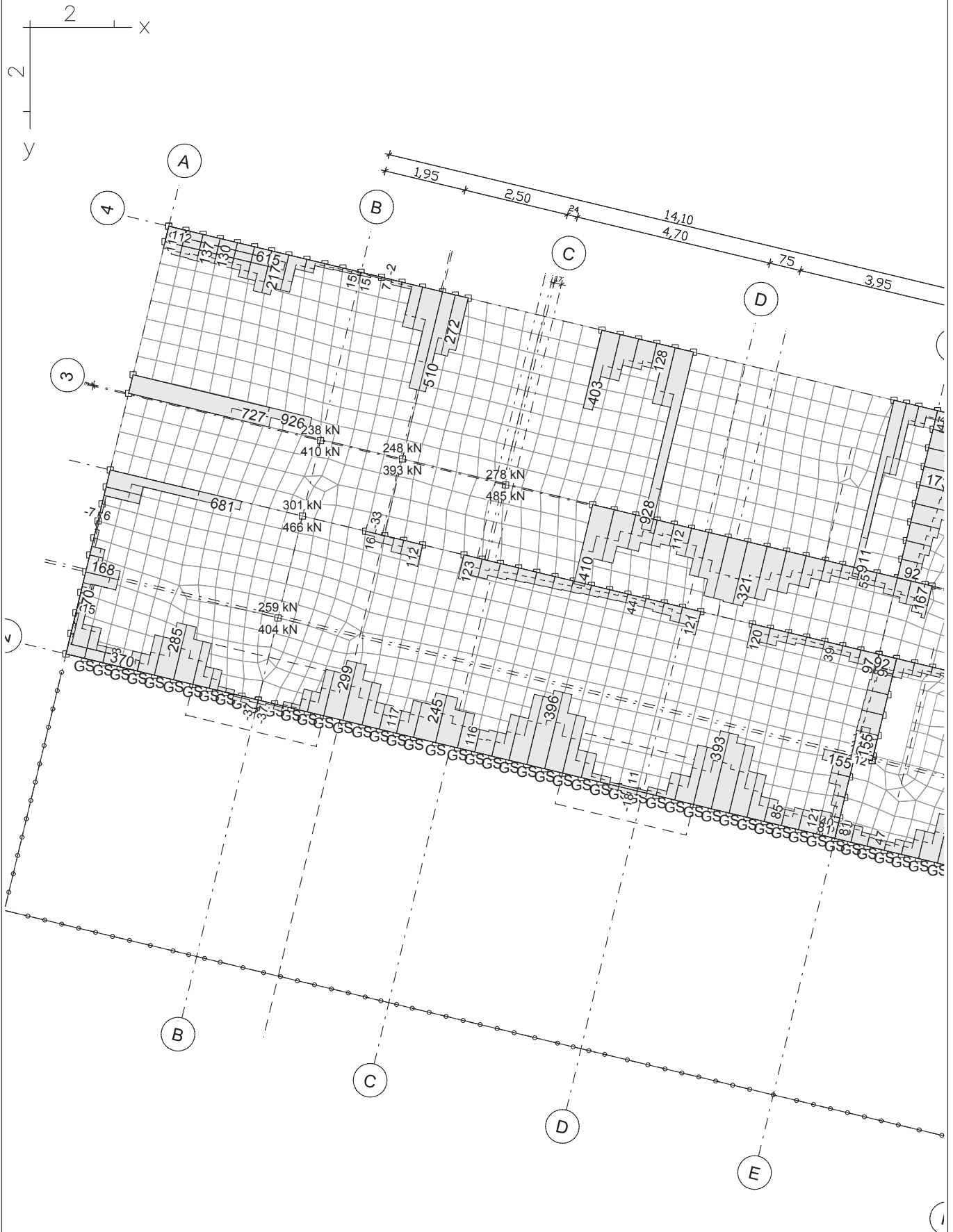


LF 8: Belastung, 7-Verkehr EG

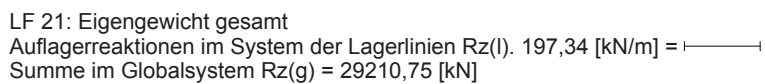


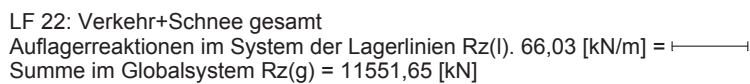


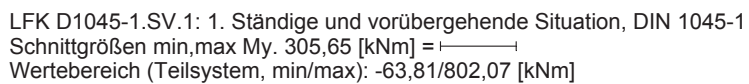


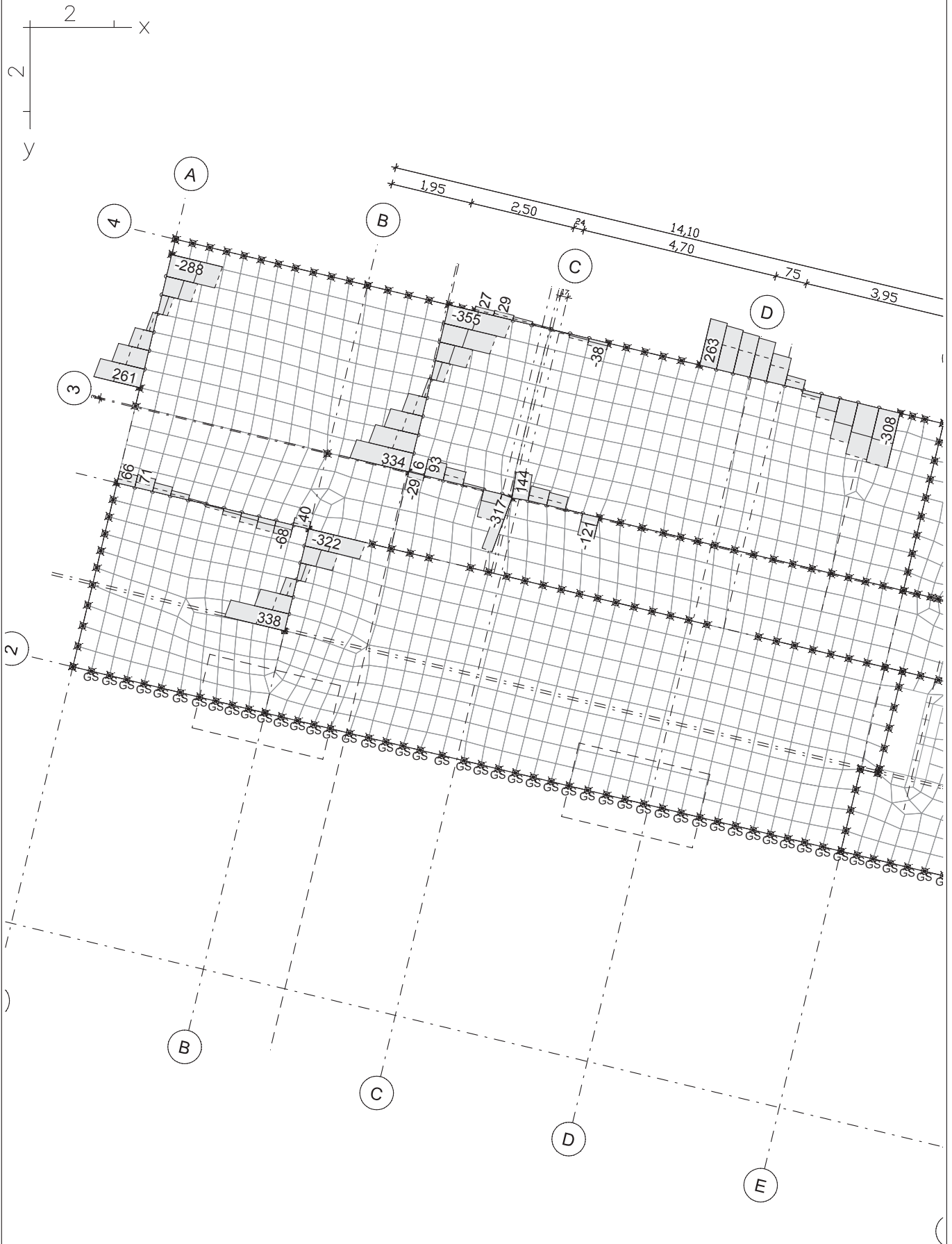


LFK D1045-1.C.1: 1. Seltene (charakteristische) Situation, DIN 1045-1
Auflagerreaktionen im System der Lagerlinien min,max Rz(l). 265,07 [kN/m] =

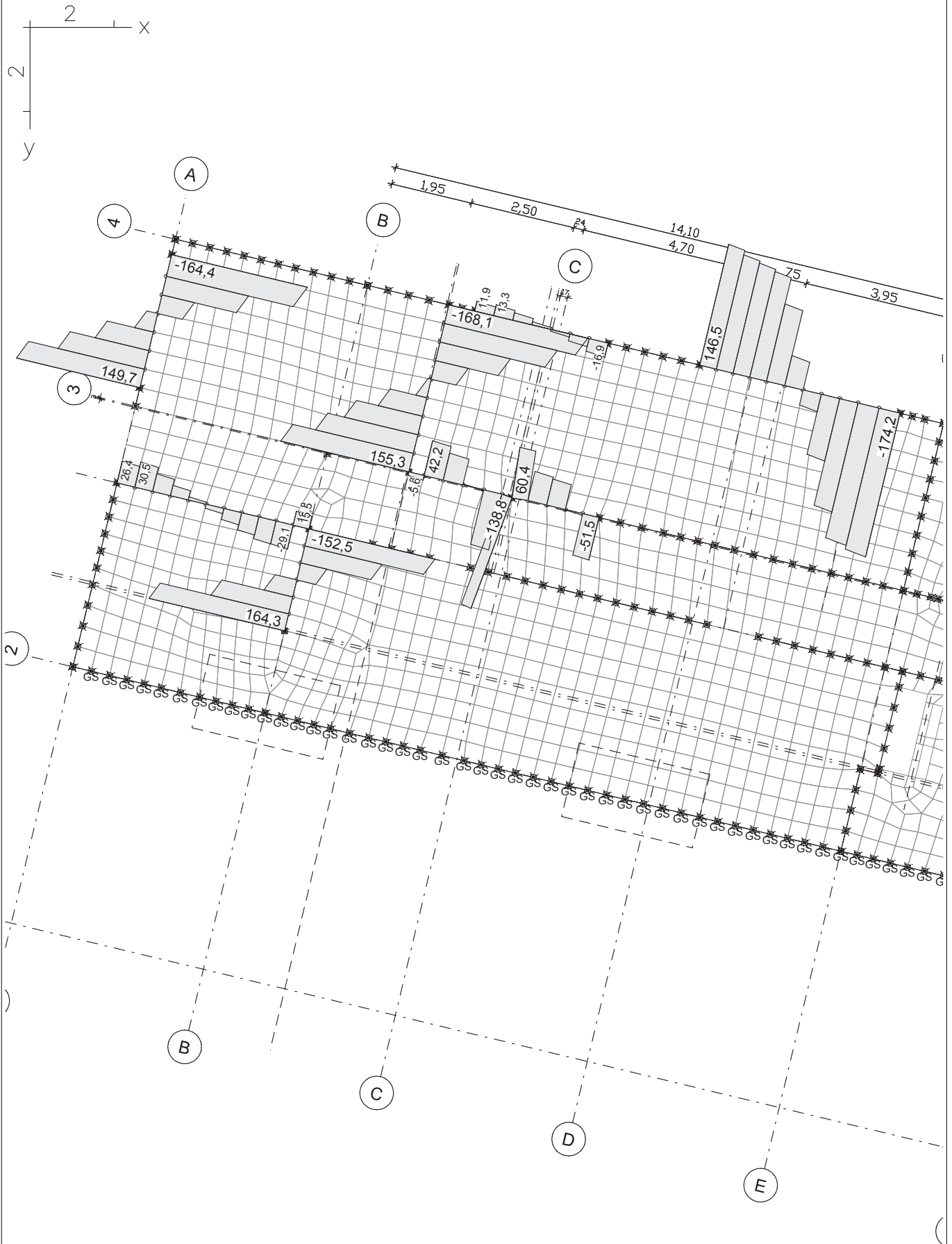










LFK D1045-1.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN 1045-1
Schnittgrößen min,max Qz. 289,23 [kN] =
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -611,85/758,98 [kN]



LF 21: Eigengewicht gesamt
Schnittgrößen Qz: 61,89 [kN] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -323,26/407,96 [kN]

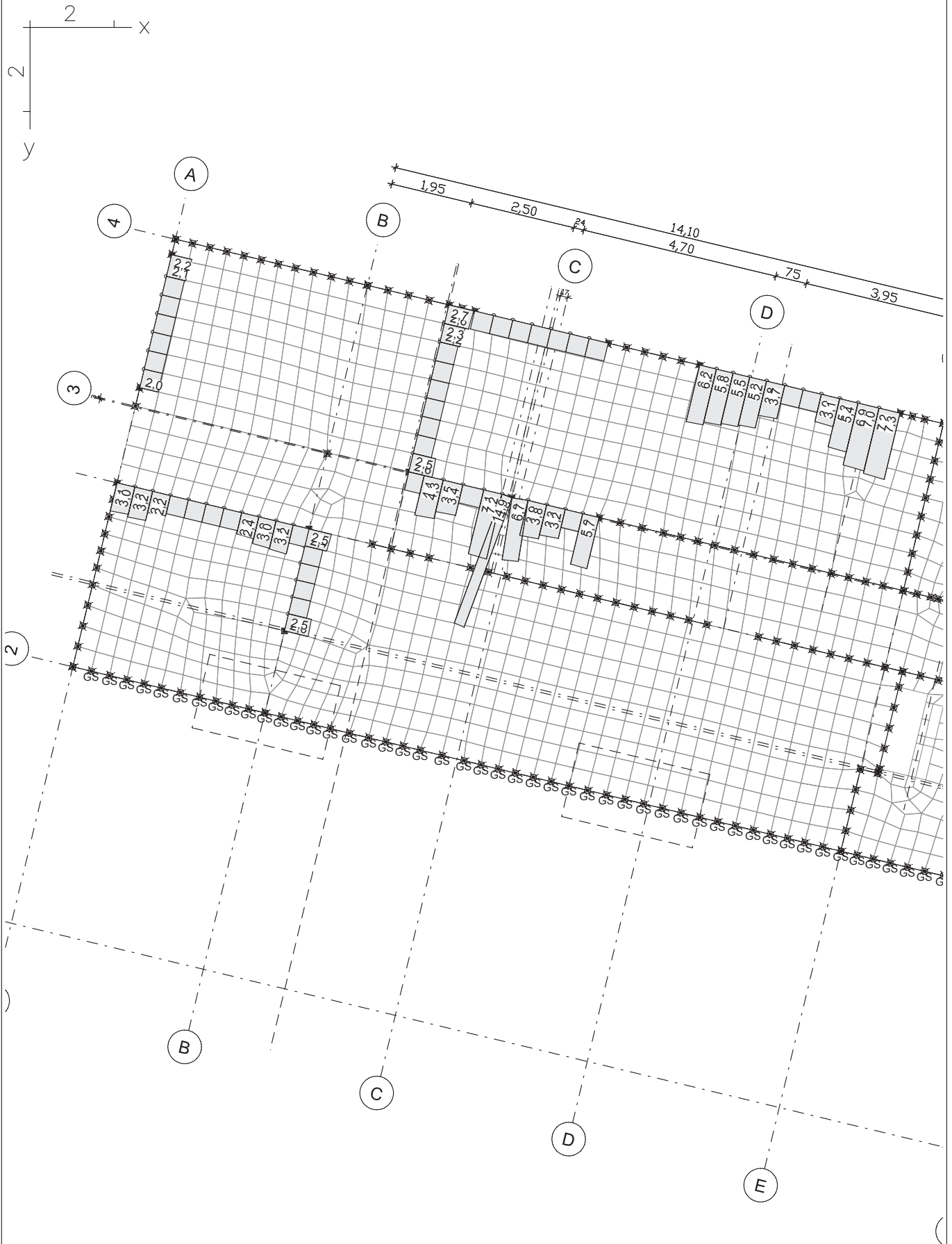



LF 22: Verkehr+Schnee gesamt
Schnittgrößen Qz. 21,04 [kN] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -113,27/138,66 [kN]



Wertebereich (Teilsystem, min/max): 1,58/11,02 [cm²], Gesamtgew. aus Bemessung: 0,9 t

bow ingenieure gmbh



LFK D1045-1.BRUCH: Tragfähigkeit DIN 1045-1
Bügelbewehrung aus Querkraft Qz. 5,67 [cm²/m] = 
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 1,66/14,88 [cm²/m]

Pos. S_-1_251	Stütze in Achse B/3	(Umbau 1.OG)
----------------------	----------------------------	---------------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig zwischen der GeschossdeckenPos. D- -1-01 und der Kellersohle Pos. B- -1-01 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus der darüber liegenden Stütze Pos. S_0_251 weiter in die darunter liegende Sohlplatte Pos. B- -1-01.

System

Geschosshöhe	$h_g = -0,16 - (-3,41) = 3,25 \text{ m}$	(von OK Sohle UG bis OK RD UG)
Knicklänge	$l = 3,33 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = -0,36 - (-3,41) = 3,05 \text{ m}$	(von OK Sohle UG bis UK RD UG)
Lage der Stütze	mittig in Achse B, im Abstand von 3 cm hinter Achse 3 (Verkleidung bündig zur Flurwand)	
Profil	HEB 200	$b/h = 20/20 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,613 \text{ kN/m}$	$G \sim 200 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Kellerdecke Pos. D- -1-01. Die Belastung ergibt sich aus den Auflagerkräften im FE-Modell bzw. alternativ aus der Bemessung der darüber liegenden neuen Stütze Pos. S_0_251.

Aus der FE-Berechnung von D- -1-01 (s.o.) ergibt sich:

LF21, LF22 (Auflagerkräfte)	$G_k = 243 \text{ kN}$ (maßgebend)	$Q_k = 162 \text{ kN}$
charakt. Situation (Auflagerkräfte)	$\min = 238 \text{ kN}$	$\max = 410 \text{ kN}$
	$G_k = 238 \text{ kN}$	$Q_k = \underline{\underline{-238 \text{ kN}}}$
		$Q_k = 172 \text{ kN}$

Aus Bemessung von S_0_251 (siehe Kap. 6.2) ergibt sich:

aus S_0_251:	$G_k = 200 \text{ kN}$	$Q_k = 150 \text{ kN}$
aus D- -1-01:	Einflussfläche:	$A = 2,9 * 3,4 = 9,9 \text{ m}^2$
	G im Bestand bereits eingepreßt	$Q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m}^2 = 50 \text{ kN}$
		$\Sigma Q_k = 200 \text{ kN}$ (maßgebend)

Baustoffe

Baustahl S235JR

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt für die maßgebenden Lasten bei Pos. S_-1_252.

Details

Stützenkopf – Verbindung zur Geschossdecke Pos. D- -1-01 (Bestand)

Siehe Pos. S_-1_252

Stützenfuß – Verbindung zur Sohlplatte Pos. B- -1-01 (Bestand)

Siehe Pos. S_-1_252

Zusammenfassung

Pos. S_-1_251		Stütze in Achse B/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEB 200	l ~ 3,00 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 300/300/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe bei Pos. S_-1_251.				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

Pos. S_-1_252	Stütze an Achse C/3	(Umbau 1.OG)
----------------------	----------------------------	---------------------

Konstruktion

Die Stütze wird als Pendelstütze in Baustahl S235 hergestellt und kraftschlüssig zwischen der Geschossdecken Pos. D- -1-01 und der Kellersohle Pos. B- -1-01 angeordnet. Sie leitet die Lasten aus dem darüber liegenden Bestands-Unterzug Pos. U- -1-05 weiter in die darunter liegende Sohlplatte Pos. B- -1-01.

System

Geschosshöhe	$h_g = -0,16 - (-3,41) = 3,25 \text{ m}$	(von OK Sohle UG bis OK RD UG)
Knicklänge	$l = 3,33 \text{ m}$	Pendelstütze
Lichte Rohbauhöhe	$h_{li} = -0,74 - (-3,41) = 2,67 \text{ m}$	(von OK Sohle UG bis UK UZ UG)
Lage der Stütze	im Abstand von 17,5 cm vor Achse C, im Abstand von 3 cm hinter Achse 3 (Verkleidung bündig zur Flurwand)	
Profil	HEB 200	$b/h = 20/20 \text{ cm}$
Gewicht	$g = 0,613 \text{ kN/m}$	$G \sim 200 \text{ kg}$

Belastung

Die neue Stütze wird belastet durch die Auflagerkräfte des Unterzugs Pos. U- -1-05 aus der darüber liegenden Kellerdecke Pos. D- -1-01.

Aus der FE-Berechnung von D- -1-01 (s.o.) ergibt sich:

LF21, LF22 (Auflagerkräfte)	$G_k = 294 \text{ kN}$ (maßgebend)	$Q_k = 174 \text{ kN}$
charakt. Situation (Auflagerkräfte)	$\min = 278 \text{ kN}$	$\max = 485 \text{ kN}$
	$G_k = 278 \text{ kN}$	$\underline{- 278 \text{ kN}}$ $Q_k = 207 \text{ kN}$ (maßgebend)

Baustoffe

Baustahl S235JR

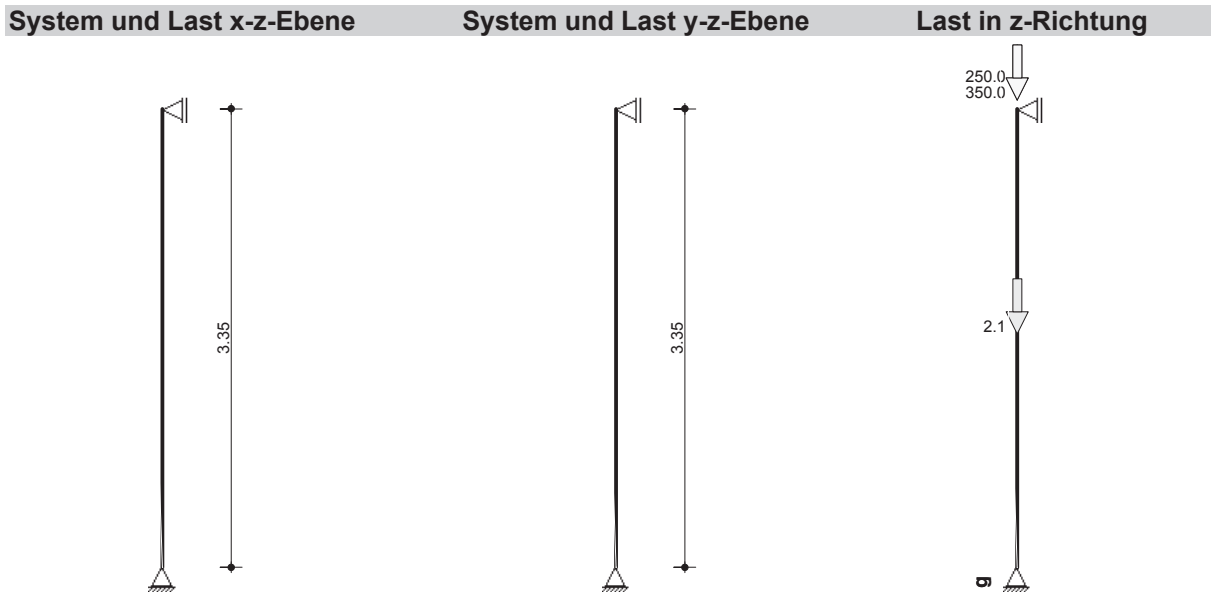
Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt mit dem Programm CS-STIL auf den nachfolg. Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_-1_252

CS-STIL V 2016.04 Stahlstütze (Eingeschossig, 1-achsig, Ersatzstabverfahren)



Material

S235 $f_{yk} = 235.00 \text{ MN/m}^2$ $E = 210000.00 \text{ MN/m}^2$

Auflagerbedingungen

X-Z-Ebene		Y-Z-Ebene	
Stelle z[m]	Auflagerung	Stelle z[m]	Auflagerung
0.00	horizontal gehalten	0.00	horizontal gehalten
3.35	feste Auflagerung	3.35	feste Auflagerung

Querschnitt

HEB 200

lokale y-Achse = globale y-Achse

A	=	78.1	cm ²	I _y	=	5697.5	cm ⁴	I _z	=	2001.1	cm ⁴
W _{y+}	=	569.8	cm ³	W _{z+}	=	200.1	cm ³	max-S _y	=	0.0	cm ³
b ₀	=	200.0	mm	b _u	=	200.0	mm	h	=	200.0	mm
t ₀	=	15.0	mm	t _u	=	15.0	mm	s	=	9.0	mm
e _y	=	100.0	mm	e _z	=	100.0	mm	r	=	-0.0	mm
I _t	=	0.0	cm ⁴	C _m	=	171125.0	cm ⁶	z _m	=	0.0	mm
M _{plyd}	=	151.0	kNm	M _{plzd}	=	71.5	kNm	N _{pld}	=	1834.9	kN
V _{plzd}	=	225.9	kN	V _{plyd}	=	814.1	kN				

Belastung

Ia - Lastanfang, II - Lastlänge

Feld	Lastart	[kN]	Richtung	Last	Einw	Ia [m]	II [m]	Beschreibung
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	2.05	1 g	1.675		Eigengewicht
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	350.00	1 g	0.000		
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	250.00	2 q	0.000		

Auflagerreaktionen charakteristisch, einwirkungsweise

Lager	Einwirkung	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
A	Einwirkung 1	-	-	-	-	-
	Einwirkung 2	-	-	-	-	-
	Summe g	-	-	-	-	-
	maximal	-	-	-	-	-
	minimal	-	-	-	-	-
	maximal (design)	-	-	-	-	-

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_-1_252

Lager	Einwirkung	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
B	minimal (design)	-	-	-	-	-
	Einwirkung 1	352.05	-	-	-	-
	Einwirkung 2	250.00	-	-	-	-
	Summe g	352.05	-	-	-	-
	maximal	602.05	-	-	-	-
	minimal	352.05	-	-	-	-
	maximal (design)	850.27	-	-	-	-
	minimal (design)	352.05	-	-	-	-

Bemessung nach DIN EN 1993-1-1

Nationaler Anhang : NA (DE)

Knicklängen:	sky	3.35	m
	skx	3.35	m
Knickspannungslinien:	y-y	b	
	x-x	c	
Spannungsnachweis:	N _d	-850.27	kN
	My _d	0.00	kNm
	σ _x	-108.90	N/mm ²
	τ	0.00	N/mm ²
	σ _v	0.00	N/mm ²
Knicknachweis:	Ausnutzung	0.46	
	N _d	-850.27	kN
	My _d	0.00	kNm
	λ _y	39.22	
	κ _y	0.92	
	Δn _y	0.00	
	Ausnutzung y-Achse	0.55	
	λ _x	66.17	
	β _{Mx}	0.90	
	κ _x	0.72	
	Δn _x	0.00	
	Ausnutzung x-Achse	0.71	
	max. Ausnutzung	0.71	
Biegedrillknicknachweis:	N _d	-850.27	kN
	My	0.00	kNm
	β _{My}	0.40	
	β ₀	0.50	
	β _z	0.60	
	ζ	1.00	
	z _p	0.00	cm
	Drehbettung	0.00	kNm/rad
	λ _k	0.42	
	κ _N	0.89	
	λ _M	0.00	
	κ _M	0.00	
	Ausnutzung	0.58	

c/t-Nachweis und Klassifizierung

	vorh. c/t	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klassif.
Gurt -z	c/t = 5.17	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt -z	c/t = 5.17	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 5.17	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Gurt +z	c/t = 5.17	zul. c/t = 9.00	zul. c/t = 10.00	zul. c/t = 13.77	1
Steg	c/t = 14.89	zul. c/t = 33.00	zul. c/t = 38.00	zul. c/t = 42.00	1

Querschnittsklassifizierung 1

zul.ct für Querschnittsklasse 3 wurde gemäß DIN EN 1993-1-1 5.5.2(9) erhöht

Details

Stützenkopf – Verbindung zum Unterzug Pos. U- -1-05 (Bestand)

Am Stützenkopf erhält das Profil eine angeschweißte Kopfplatte:

Kopfplatte $l/b/t = 220/220/20 \text{ mm}$

umlaufende Kehlnaht $a_w = 4 \text{ mm}$

Die Verbindung mit dem Unterzug Pos. U- -1-05 (Bestand) erfolgt durch Betondübel, die von unten durch die Kopfplatte geschraubt werden.

Bemessungslasten: $V_d = 8,5 \text{ kN}$ (s. u.)

Dübel Fischer FAZ II 8/10 2 Stk

Der Nachweis des Dübelanschlusses erfolgt mit höheren Lasten bei Pos. S-0-251, s. Kap. 6.2.

Stützenfuß – Verbindung zur Sohlplatte Pos. B- -1-01 (Bestand)

Am Stützenfuß erhält das Profil eine angeschweißte Fußplatte gemäß der nachfolgenden Bemessung:

Fußplatte $l/b/t = 300/300/20 \text{ mm}$

umlaufende Kehlnaht $a_w = 4 \text{ mm}$

Mörtelbett $t \leq 50 \text{ mm}$

Kraftschlüssige Unterfütterung der Fußplatte mit schwindarmem Vergussmörtel (z.B. Pagel).

Um die vorhandene Bewehrung der Sohlplatte Pos. B- -1-01 nicht zu beschädigen, wird am Fußpunkt keine Verankerung in der Bestandskonstruktion vorgesehen. Die Übertragung der Horizontallasten erfolgt über Reibung.

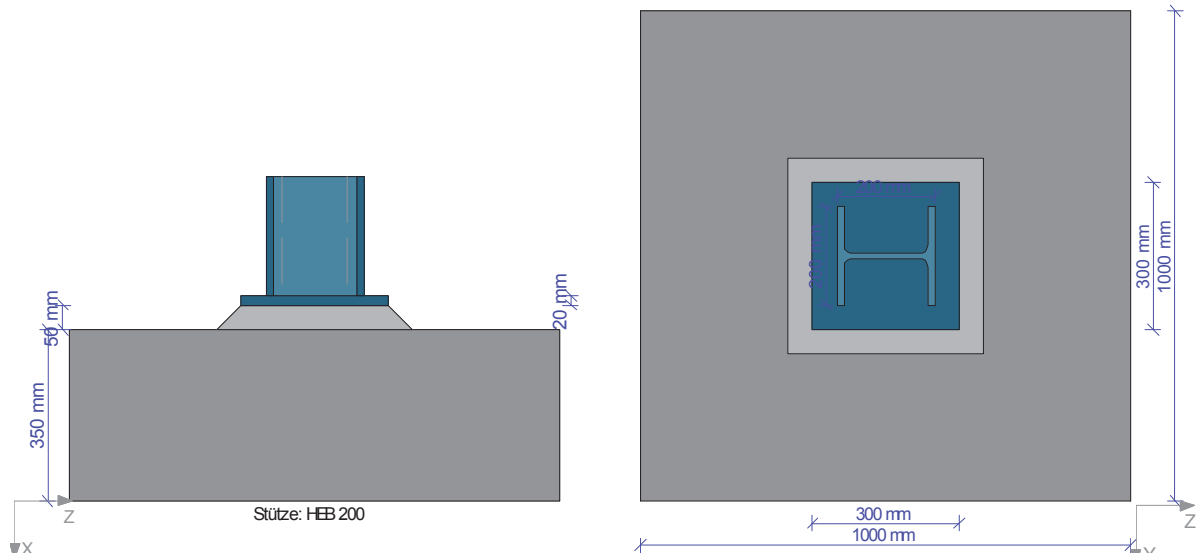
Bemessungslasten: $N_{d,max} = 850 \text{ kN}$ (siehe Bemessung)

$V_d = 1/100 * N_d = 8,5 \text{ kN}$ (s. Schneider Bautab.)

Die Nachweise des Anschlusses am Stützenfuß erfolgen mit dem Programm CS-STAV auf den nachfolgenden Seiten.

Falls für die Montage der Stütze erforderlich, können max. 4 Montageanker angeordnet werden, sodass die obere Bewehrungslage der Sohle nur geringfügig beschädigt wird.

CS-STAV/S3 V 2016.03 Fußpunkte (Stahlbauverbindungen)



Eingabedaten

Stützenquerschnitt

Normprofil: HE200B

Stahl: S235 mit $f_{yk} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.00 \Rightarrow f_{yd} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$

überstehende Fußplatte:

$$a_P = 300 \text{ mm} \quad b_P = 300 \text{ mm} \quad d_P = 20.0 \text{ mm}$$

Stahl: S235 mit $f_{yk} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.00 \Rightarrow f_{yd} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$

Beton: C25/30 mit $\beta_R = 2.5 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_B = 1.50 \Rightarrow \text{zul } \sigma_B = 1.67 \text{ kN/cm}^2$

Anker:

Verbindung: M12 SLP, 8.8 $\Delta d = 0.7 \text{ mm}$; mit D = 24 mm $Z_{Rd} = 54.0 \text{ kN}$

Schnittgrößen

Lastfall	N _d kN	V _{y,d} kN	V _{z,d} kN
1: Last	850.0	8.5	8.5

Aufnahme der Horizontalkräfte

über Reibung mit $\mu_d = 0.20$

Nachweise

Fußplatte (massgebender Lastfall 1)

Betonspannung (Berechnung über Teiflächen)

$$a_{F,a} = 50 \text{ mm} \quad a_{F,i} = 52 \text{ mm} \quad a_s = 31 \text{ mm}$$
$$\max A = 514.1 \text{ cm}^2 - \Delta A = 0.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 514.1 \text{ cm}^2$$
$$\sigma_b = N_d/A_{\text{eff}} = 1.65 \text{ kN/cm}^2 < \text{zul. } \sigma_b = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

Plattenbiegung

$$\max M = 22.100 \text{ kNcm/cm} < M_{Pl,p} = 23.500 \text{ kNcm/cm}$$
$$\max V = 8.618 \text{ kN/cm} < V_{Pl,p} = 27.135 \text{ kN/cm}$$
$$\text{red. max } M = 22.100 \text{ kNcm/cm} < \text{red } M_{Pl,p} = 22.283 \text{ kNcm/cm}$$

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: S_-1_252_unten

Kehlnähte (Stütze- Platte)

Flansch: Doppelkehlnaht mit $a_{w,f}$ 4 mm: $\sigma_s = 22.99 < \sigma_{WR,d} = 25.46 \text{ kN/cm}^2$

Steg: Doppelkehlnaht mit $a_{w,s}$ 5 mm: $\sigma_s = 24.85 < \sigma_{WR,d} = 25.46 \text{ kN/cm}^2$

Aufnahme der Horizontalkräfte (massgebender Lastfall 1)

max. $V_{Res,d} = 12.02 < \text{max. } V_{R,d} = 113.33 \text{ kN} \Rightarrow V_{Res,d}/V_{R,d} = 0.11 < 1$

Zusammenfassung

	max. σ_B	max. m_d	erf. d_p
Grenzwerte	1.67	23.5	20.0
Lastfall	kN/cm²	kNcm/cm	mm
Last	1.65	22.1	19.4

Aufnahme der Horizontalkräfte über Reibung: max. $v = 0.11$

Zusammenfassung

Pos. S_-1_252		Stütze an Achse C/3		(Umbau 1.OG)
Baustahl	S235	Walzprofil	HEB 200	l ~ 3,00 m
	Kopfplatte	l/b/t = 220/220/20 mm		
	Fußplatte	l/b/t = 300/300/20 mm		
Verbindungen zu angrenzenden Bauteilen siehe vorherige Seiten.				
<u>Brandschutz</u>				
Putz- oder Plattenverkleidung für Feuerwiderstandsklasse R90 gemäß Architektenplanung erforderlich !				

7 Wände

7.1 Wände in Ebene 1

Pos. W_1_261

Wandpfeiler an Achse A/3

(Umbau 1.OG)

Konstruktion

Der neue Stahlbetonunterzug Pos. U-1-252 wird am Endauflager an Achse A/3 auf einem neuen Mauerwerkspfeiler vor der vorhandenen Stahlbetonstütze Pos. S-1-125 aufgelagert. Der Pfeiler wird wie die Bestandswände aus Mauerwerk KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Rdkl. 2.0, DM ausgeführt.

Geschosshöhe	$h_g = 7,465 - 3,69 = 3,775 \text{ m}$	(von OK RD EG bis OK RD 1.OG)
Knicklänge	$l_0 = 3,78 \text{ m}$	
Wanddicke	$t = 24 \text{ cm}$	
Pfeilerbreite	$b = 24 \text{ cm}$	

Geometrie

Unterzug Pos. U_1_252	$h_{UZ} = 40 \text{ cm}$	UK UZ bis UK RD	$b_{UZ} = 25 \text{ cm}$
Lichte Raumhöhe	$h = 3,58 \text{ m}$	OK RD bis UK RD	
Wandhöhe unter UZ	$h_w = 3,18 \text{ m}$	OK RD bis UK UZ	
Wandpfeiler OG	$b_{OG} = 0,24 \text{ m}$	$A = 24 * 24 = 576 \text{ cm}^2 > 400 \text{ cm}^2$	
Deckeneinflussbreite	$b_D = 0,5 * 1,67 \text{ m} + 0,24 \text{ m} + 0,5 * 2,19 \text{ m} = 2,17 \text{ m}$		
Deckenspannweite	$l_D = 4,70 \text{ m}$	(Endauflager)	
Wandpfeiler EG	$b_{EG} = 0,24 \text{ m} + 0,5 * 2,19 \text{ m} = 1,33 \text{ m}$		

Belastung

Die Zusatzlasten aus dem Unterzug Pos. U_1_252 ergeben sich aus den Querkräften der FE-Berechnung am Achspunkt A/3, siehe Kap. 5.1. Das Endauflager des Unterzugs am Achspunkt A/3 setzt sich dabei zusammen aus der vorhandenen Stahlbetonstütze Pos. S-1-125 sowie dem neuen Mauerwerkspfeiler Pos. W_1_261. Da sich die Deckenbelastung nicht verändert, wird die

Auflagerkraft infolge Eigengewichts der Decke bereits weitestgehend durch die bestehende Stahlbetonstütze Pos. S-1-125 aufgenommen. Auf der sicheren Seite liegend wird hier jedoch die gesamte Auflagerkraft des Unterzugs für die Bemessung des neuen Mauerwerkspfeilers angesetzt.

aus D-1-103	$g_k = 7,3 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$	(siehe Kap. 9.1)
aus U_1_252	UZ-Querkräfte aus FE-Modell Grenzfall Plattenbalken, siehe Kap. 5.1		
	$G_k = 47 \text{ kN}$	$Q_k = 24 \text{ kN}$	(Qz in LF1 bzw. LF10)

Berechnung und Bemessung

Der Nachweis der Auflagerpressung und der Knicknachweis der Wand erfolgen mit dem Programm CS-WAND auf den nachfolgenden Seiten.

In der Berechnung wird ein Teil der Schnittgrößen durch das Programm aus der Flächenlast der Decken ermittelt. Als Zusatzlast wird die Differenz angesetzt, sodass die Schnittgrößen in der Summe den Auflagerkräften aus dem FE-Modell entsprechen:

aus Flächenlast Decke	$G_k = 37,7 \text{ kN}$	$Q_k = 25,9 \text{ kN}$	(s. nachf. Berechnung, N1)
Zusatzlast	<u>$G_k = 9,3 \text{ kN}$</u>	<u>$Q_k = 1,0 \text{ kN}$</u>	(Ansatz)
Summe	$G_k = 47 \text{ kN}$	$Q_k = 26,9 \text{ kN}$	(vergl. oben)
	Lastausmitte:	$e = 1/2 t - 1/3 t = 12 - 8 = 4 \text{ cm}$	
Zusatzmomente	$M_G = 0,4 \text{ kNm}$	$M_Q = 0,05 \text{ kNm}$	

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

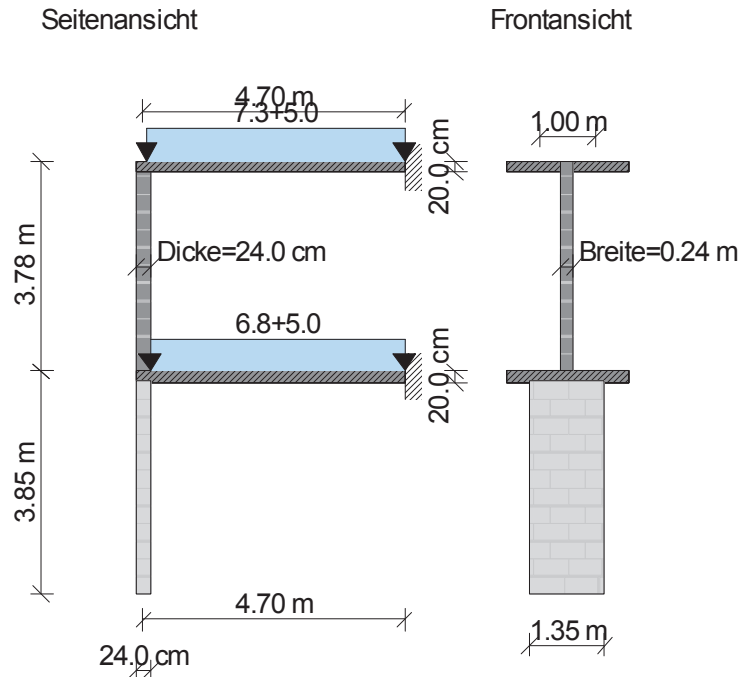
Position: W_1_261

CS-WAND V 2016.06 Mauerwerksnachweis genau

Berechnung nach dem genauen Verfahren DIN EN 1996-1-1

Kalksandstein Plansteine KS P, Steifigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 24.00$ cm



Materialwerte

char. Druckfestigkeit f_k :	10.50	N/mm ²
char. Haftscherfestigkeit ohne Auflast f_{vk0} :	0.22	N/mm ²
char. Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$:	0.80	N/mm ²
Endkriechzahl ϕ :	1.50	
Elastizitätsmodul:	9975.00	N/mm ²

Geschoß oberhalb (lediglich Decke bzw. Lasten vorhanden)

Decke rechts	Breite	2.20 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	4.70 m	abliegendes Ende eingespannt	
	Decke	E-Modul	30000.00	N/mm ²
Belastung	Decke re.	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$ kN/m ²
Zusatzlasten	Auflast	$A_g = 9.50$	kN/m	$A_q = 1.00$ kN/m
	Zusatzmoment	$M_g = 0.70$	kN/m	$M_q = 0.10$ kN/m

Nachzuweisendes Geschoß

Wand	Breite	0.24 m	Dicke	24.00 cm
	Höhe	3.78 m		
Material	Wand	E-Modul	9975.00	N/mm ²

Geschoß unterhalb

Decke rechts	Breite	2.20 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	4.70 m	abliegendes Ende eingespannt	
Wand	Breite	1.35 m	Dicke	24.00 cm
	Höhe	3.85 m		
Material	Wand	E-Modul	2755.00	N/mm ²
	Decke	E-Modul	30000.00	N/mm ²

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W_1_261

Belastung Decke re. $g_k = 6.80$ kN/m^2 $q_k = 5.00$ kN/m^2

charakteristische Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Beschreibung	N1	Nm	N2	M1	Mm	M2	Q1	Qm	Q2
Wandgewicht (incl. Putz)	0.00	2.27	4.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ständige Last aus Decken	37.74	37.74	37.74	-0.84	-0.42	0.00	-0.22	-0.22	-0.22
Zusätzliche ständige Lasten	9.50	9.50	9.50	0.70	0.35	0.00	0.19	0.19	0.19
Nutzlast aus Decken	25.85	25.85	25.85	-0.57	-0.28	0.00	-0.15	-0.15	-0.15
Zusätzliche Nutzlasten	1.00	1.00	1.00	0.10	0.05	0.00	0.03	0.03	0.03

Extremale Design-Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Lastkombination	N1	zug. M1	Nm	zug. Mm	N2	zug. M2
Lastkombination für max. N	104.05	-0.89	107.11	-0.45	110.17	0.00
Lastkombination für min. N	47.24	-0.14	49.51	-0.07	51.78	0.00
Lastkombination für max. M	48.74	0.01	51.01	0.00	0.00	0.00
Lastkombination für min. M	102.55	-1.04	105.61	-0.52	110.17	0.00
Lastkombination	Q1	zug. N1	Qm	zug. Nm	Q2	zug. N2
Lastkombination für max. Q	0.28	102.55	0.28	105.61	0.28	108.67

Lastkombinationen für extremale Design-Schnittgrößen

Lastkombination	1	max N1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	8	min N1	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	1	max M1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	7	min M1	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	2	max Q1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	1	max Nm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	8	min Nm	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	7	max Mm	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	2	min Mm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	2	max Qm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	1	max N2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	8	min N2	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	1	max M2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$
Lastkombination	7	min M2	$1.00 \cdot g$
Lastkombination	2	max Q2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Tragfähigkeitsnachweise

Berechnung nach DIN EN 1996-1-1

Mauerwerk: Kalksandstein Plansteine KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 24.00$ cm

WandTyp: Außenwand

Die Wand ist 2-seitig gehalten

Flächig aufgelagerte Massivdecke

Auflagertiefe $a = 24.00$ cm

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandkopf

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 104.05 kN

Bemessungsschnittgrößen M -0.89 kNm

Ausmitte e 1.20 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.90

aufnehmbare Normalkraft N_{rd} 308.45 kN (mit $f_d = 5.95$ N/mm²)

Ausnutzungsfaktor 0.34 **Nachweis erfüllt**

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W_1_261

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandfuß

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 110.17 kN

Bemessungsschnittgrößen M 0.00 kNm

Ausmitte e 1.20 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.90

aufnehmbare Normalkraft Nrd 308.45 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.36 **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Druckbeanspruchung in halber Geschosshöhe

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 107.11 kN

Bemessungsschnittgrößen M -0.45 kNm

Knicklänge 3.22 m

Ausmitte e 0.42 cm

Gesamtausmitte e_{mk} 1.34 cm (incl. Kriechen)

Traglastfaktor ϕ 0.69

aufnehmbare Normalkraft Nrd 162.69 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.66 **Nachweis erfüllt**

Bemessung für den Brandfall

Der Nachweis erfolgt gemäß den nachfolgenden Bemessungstabellen vom Bundesverband der Kalksandsteinindustrie (www.kalksandstein.de).

Brandschutzanforderung R90 (tragender, nicht raumabschließender Pfeiler)

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{15}{25 - \frac{h_{ef}}{t}} \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)}$$

Eingangswerte $t = 240 \text{ mm}$ $l = 240 \text{ mm}$ $h_{ef} = 3,78 \text{ m} = 3780 \text{ mm}$

$$h_{ef} / t = 3780 / 240 = 15,75$$

$$f_k = 10,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für KS P Sfk 20, DM}$$

$$k_0 = 1,25 \quad \text{für Pfeiler mit } A < 0,1 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed,fi} = 0,7 \cdot N_{Ed} = 0,7 \cdot 104,1 \text{ kN} = 72,9 \text{ kN} = 72.900 \text{ N}$$

$$e_{mk,fi} = 0 \quad \text{für voll aufliegende Decken (bzw. UZ)}$$

$$\omega = 2,2 \quad (\text{Tafel 4/1}) \quad \text{für KS Plansteine + Dünnbettmörtel}$$

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{15}{25 - \frac{h_{ef}}{t}} \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)}$$

$$\alpha_{6,fi} = 2,2 \cdot \frac{15}{25 - \frac{3780}{240}} \cdot \frac{72.900}{240 \cdot 240 \cdot \frac{10,5}{1,25} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0}{240}\right)}$$

$$\alpha_{6,fi} = 2,2 \cdot 1,62 \cdot 0,15 = 0,53 < 0,7$$

Mindestwandlänge nach Tafel 4/4 für tragende, nichtraumabschließende Pfeiler

$$l_{\min} = 240 \text{ mm} = l_{\text{vorh}}$$

Kalksandstein

Brandschutz Tabellenwerte

4. Tragende Wände mit Nachweis des Ausnutzungsfaktors $\alpha_{6,fi}$

Wenn die Mindestwanddicke ohne Nachweis nach Abschnitt 3 nicht eingehalten werden kann oder die Ermittlung für die vorhandene Stein-Mörtel-Kombination mit den Tafeln 3/1 bis 3/3 nicht möglich ist, muss der Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ ermittelt und die Mindestwanddicke mit den Tafeln 4/2 bis 4/4 bestimmt werden. Der Ausnutzungsfaktor berechnet sich nach DIN EN 1996-1-2/NA mit den Gleichungen:

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{15}{25 - \frac{h_{ef}}{t}} \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)} \quad \text{für } 10 \leq \frac{h_{ef}}{t} \leq 25 \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)} \quad \text{für } \frac{h_{ef}}{t} < 10 \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Dabei ist

- $N_{Ed,fi}$ der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Brandfall
 $N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 0,7 \cdot N_{Ed}$ mit $\eta_{fi} = 0,7$ (DIN EN 1996-1-2)
- N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft aus der Kaltbemessung
- h_{ef} die Knicklänge der Wand
- t die Wanddicke
- l die Wandlänge
- f_k die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit
- k_0 ein Faktor zur Berücksichtigung von Wandquerschnitten $< 0,1 \text{ m}^2$
 $k_0 = 1,25$; sonst gilt $k_0 = 1,0$
- $e_{mk,fi}$ die planmäßige Ausmitte von $N_{Ed,fi}$ in halber Geschosshöhe (inkl. Kriechen)
bei voll aufliegender Decke und Bemessung nach DIN EN 1996-3/NA gilt $e_{mk,fi} = 0$
- ω der Anpassungsfaktor nach Tafel 4/1

Tafel 4/1 Anpassungsfaktor ω

Steine	Mörtel	ω
KS-Lochsteine KS-Hohlblocksteine	NM	2,2
KS-Vollsteine KS-Blocksteine	NM II	3,3
	NM IIa	3,0
	NM III, IIIa	2,6
KS-Plansteine KS-Fasensteine KS-Planelemente	DM	2,2
KS-Plansteine (SFK ≥ 28) KS-Fasensteine (SFK ≥ 28) KS-Planelemente (SFK ≥ 28)	DM	2,6

Kalksandstein

Brandschutz Tabellenwerte

Tafel 4/2 Tragende, raumabschließende Wände (REI)

Steine Mörtel	Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$	Mindestwanddicke [mm] zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse				
		REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180
KS-Lochsteine ¹⁾ KS-Hohlblocksteine ¹⁾ NM, DM	$\leq 0,15$	115 (115)			115 (115)	175 (140)
	$\leq 0,42$				140 (115)	200 (140)
	$\leq 0,70$				200 (140)	240 (175)
KS-Vollsteine ¹⁾ KS-Blocksteine ¹⁾ KS-Planelemente NM, DM	$\leq 0,15$	115 (115)			115 (115)	150 (140)
	$\leq 0,42$				140 (115)	175 (140)
	$\leq 0,70$				150 (140)	200 (175)

Die (-)Werte gelten für Wände mit geeignetem beidseitigem Putz
¹⁾ Auch als Plan- und Fasersteine (abzüglich Fase)

Tafel 4/3 Tragende, nichtraumabschließende Wände $L \geq 1,0$ m (R)

Steine Mörtel	Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fl}$	Mindestwanddicke [mm] zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse				
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
KS-Lochsteine KS-Hohlblocksteine KS-Vollsteine KS-Blocksteine NM	$\leq 0,15$	115 (115)		115 (115)	140 (115)	150 (140)
	$\leq 0,42$			140 (115)	150 (115)	150 (140)
	$\leq 0,70$				150 (150)	175 (150)
KS-Plansteine KS-Fasensteine ¹⁾ KS-Planelemente DM	$\leq 0,15$	115 (115)			140 (115)	150 (140)
	$\leq 0,42$				150 (115)	150 (140)
	$\leq 0,70$				150 (150)	175 (150)

Die (-)Werte gelten für Wände mit geeignetem beidseitigem Putz
¹⁾ Abzüglich Fase

Tafel 4/4 Tragende, nichtraumabschließende Pfeiler und Wände $L < 1,0$ m (R)

Steine Mörtel	Ausnutzung $\alpha_{6,fi}$	Wanddicke [mm]	Mindestwandlänge [mm] zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse				
			R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
alle KS-Steine NM, DM	$\leq 0,42$	115	365	490	(615)	(990)	— ³⁾
		150	300			365	898
		175	240			240	365
		240	175			175	300
	$\leq 0,70$	115	(365)	(490)	(730)	— ³⁾	— ³⁾
		150	300			490	— ³⁾
		175	240		300 ^{1),2)}	300 ²⁾	490
		240	175		240	240	365


Die (-)Werte gelten für Wände mit geeignetem beidseitigem Putz
¹⁾ Bei $h_{ef}/t_{ef} \leq 10$ beträgt die Mindestwandlänge 240 mm
²⁾ Bei $h_{ef}/t_{ef} \leq 15$ und DM beträgt die Mindestwandlänge 240 mm
³⁾ Mindestwandlänge $> 1,0$ m (Bemessung von Außenwänden als raumabschließende Wand nach Tafel 4/2, sonst als nichtraumabschließende Wand $L \geq 1,0$ m nach Tafel 4/3)

Details

Anschluss an die vorhandene Stahlbetonstütze Pos. S-1-125

Der neue Mauerwerkspfeiler Pos. W_1_261 wird konstruktiv mit Maueranschlussankern an die vorhandene Stahlbetonstütze Pos. S-1-125 angeschlossen.

Maueranschlussanker 7 Stk. Elmenhorst Elmco-MAA-A4-270



- Für die nachträgliche Verankerung von Wänden und Gefachen
- Nageldübel 35/6 ist im Lieferumfang enthalten.

Maueranschlussanker MAA	Länge in mm	Art.-Nr.
ELMCO-MAA - A4 - 270	270	744103

Bolzenanker Fischer FAZ II 6/10 zum Verdübeln im Beton

Vertikaler Abstand ~ 50 cm über gesamte Stützhöhe

Position mittig an der Stütze

Alternativ ist auch eine angedübelte Schiene mit Flachankern für Dünnbettmörtel (z.B. Halfen HL 28/15 + ML1 + Bolzenanker HB-BZ-U 8-15-26/80 mit großer Unterlegscheibe) möglich, diese benötigt aber eine vertikale Aussparung im Mauerwerk.

Anschluss an den neuen Unterzug Pos. U_1_252

Grifflöcher im Mauerwerk sind mit Mörtel zu verfüllen, um eine glatte Auflagerfläche für den Unterzug zu erhalten und eine Verzahnung des Betons im Mauerwerk zu verhindern.

Zusammenfassung

Pos. W_1_261	Wandpfeiler an Achse A/3	(Umbau 1.OG)
Mauerwerk:	KS P Steinfestigkeitsklasse 20, Rohdichteklasse 2.0, Dünnbettmörtel t = 24 cm b = 24 cm	
<u>Anschluss an die bestehende Stahlbetonstütze Pos. S-1-125</u> mit nachträglich an die Stütze gedübelten Maueranschlussankern (s.o.)		
<u>Anschluss an den neuen Unterzug Pos. U_1_252</u> Die Grifflöcher sind mit Mörtel zu verfüllen um eine glatte Auflagerfläche für den Unterzug zu erhalten und eine Verzahnung des Betons im Mauerwerk zu verhindern.		

8 Gründung

Im Gebäude werden keine neuen Gründungen geplant.

Die Gründung der neuen Fluchttreppe im Außenbereich vor Achse A wird in Kap. 10.1 behandelt.

9 Nachweise im Bestand

9.1 Decken im Bestand

Pos. D-1-103	Decke über Ebene 1 Achse A-E/1-4	(Erweiterung BA 2b)
---------------------	---	----------------------------

Konstruktion

Die Decke wurde gemäß der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] als Stahlbetondecke mit $h = 20 \text{ cm}$ in C 25/30 hergestellt. Sie ist linienförmig gelagert auf den Außenwänden, den tragenden Flurwänden in Achse 2 und 3 sowie zwei Querwänden.

Entlang der Achse E verläuft eine Gebäudefuge, an der die angrenzende Deckeplatte Pos. D-1-101 über Schubdorne aufgelagert ist. Dadurch tritt keine Durchlaufwirkung der Deckenplatte über Achse E hinweg auf und der Deckenbereich Pos. D-1-103 kann getrennt betrachtet werden.

Veränderung

Der Abbruch der Wand Pos. W-1-154 im 1.OG und der Ersatz durch eine Abfangekonstruktion aus Unterzügen und Stützen beeinflusst das Tragverhalten der Dachdecke Pos. D-1-103 über dem 1.OG. Die Abfangekonstruktion ist weniger steif als die bisher vorhandenen breiten Mauerwerkspfeiler. Daher wird der Einfluss der geänderten Auflagersituation der Dachdecke nachfolgend betrachtet und die dabei erforderliche Bewehrung mit der vorhandenen Bewehrung verglichen.

Belastung

Die Belastung wird dem Kapitel 1 entnommen und hier angegeben:

Flächenlasten

Eigengewicht der Decke	g	$=$	$5,0 \text{ kN/m}^2$	(ständige Last)
Aufbaulasten	Δg	$=$	$2,3 \text{ kN/m}^2$	(ständige Last)
Nutzlasten	q	$=$	$5,0 \text{ kN/m}^2$	(veränderliche Last)

Linienlasten

Attika	g	$=$	$6,0 \text{ kN/m}$	(ständige Last)
--------	-----	-----	--------------------	-----------------

Techniklasten

Auf der bestehenden Dachdecke wird ein neues Lüftungsgerät angeordnet. Dies wird mit folgendem Lastansatz berücksichtigt:

Gewicht ca. 1.110 kg	$Q = 11,1 \text{ kN}$	
Grundfläche	$A = 6,43 \text{ m} * 1,09 \text{ m} = 7,0 \text{ m}^2$	
Unterkonstruktion ~ 200 kg	$\triangle Q = 2,0 \text{ kN}$	Aufstellsystem auf der Dachhaut
Flächenlast	$q = 13,5 \text{ kN} / 7,0 \text{ m}^2 = 1,93 \text{ kN/m}^2$	$< 4,0 \text{ kN/m}^2$

Der allgemeine Nutzlastansatz (s.o. und Kap. 1.11.2) deckt die Lasten aus der Lüftungsanlage mit ab.

Berechnung und Bemessung

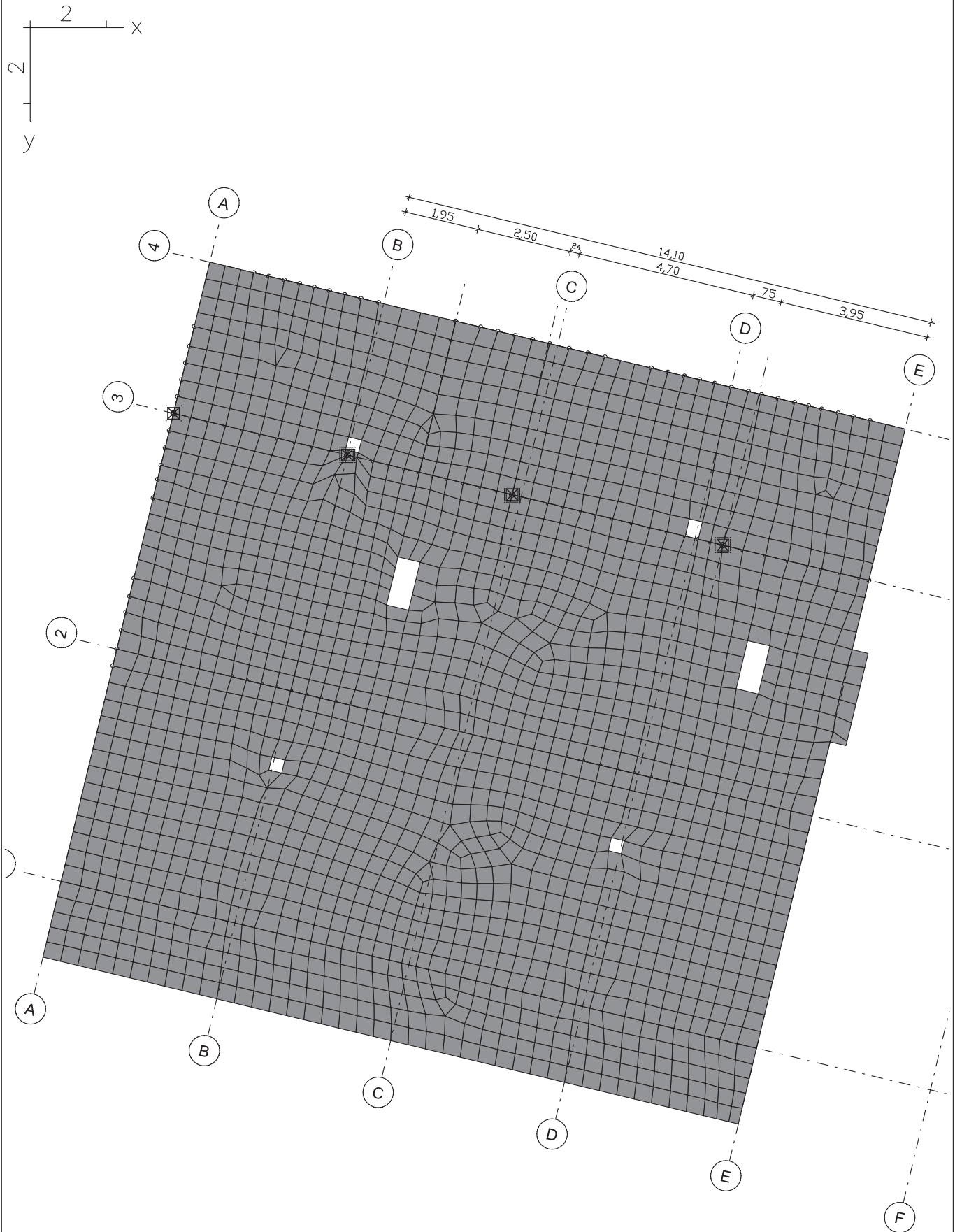
Die Berechnung und Bemessung der Deckenplatte Pos. D-1-103 erfolgte in der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] als FE-Berechnung.

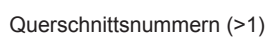
Zur Berechnung und Bemessung der neuen Stahlbeton-Unterzüge im 1.OG wird das FE-Modell der Statischen Berechnung von 2015/16 [17], Seiten N1-4.3 bis N1-4.33 übernommen und die Auflagersituation im Bereich der zu entfernenden Innenwände an die neue Abfangekonstruktion (Pos. U_1_251 - U_1_252 und S_1_251 - S_1_253) angepasst und neu berechnet, siehe Kap. 5.1.

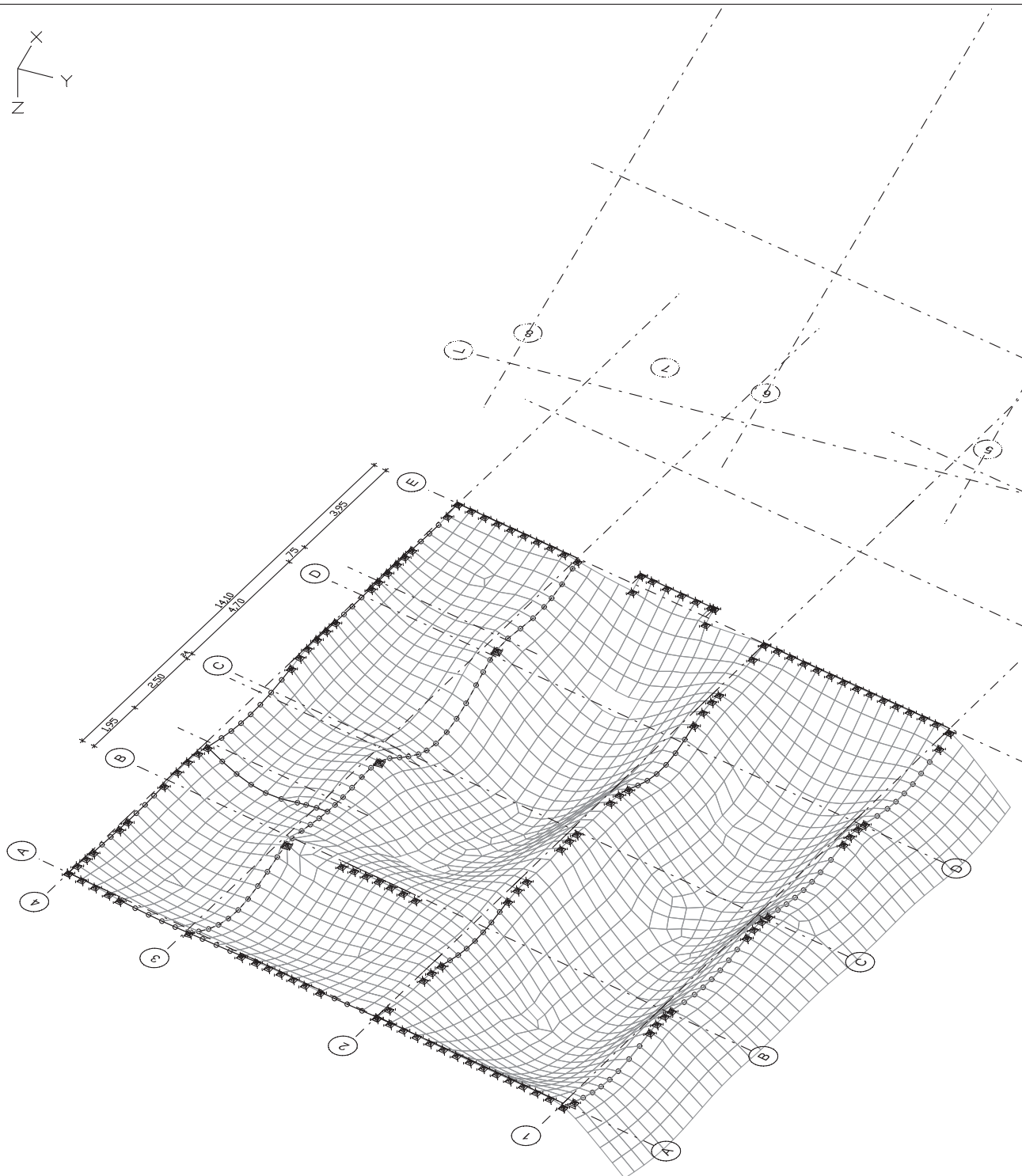
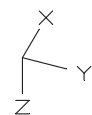
Dieses angepasste FE-Modell (Datei „D-1-103_2022-05.fem“) wird auch zur Überprüfung der vorhandenen Deckenbewehrung verwendet.

Auf der sicheren Seite liegend erfolgt zur Ermittlung der erforderlichen Stützbewehrung (Lage 1) die Berechnung in den Elementknoten, für alle anderen Ergebnisse wird die Berechnung im Elementschwerpunkt angesetzt.

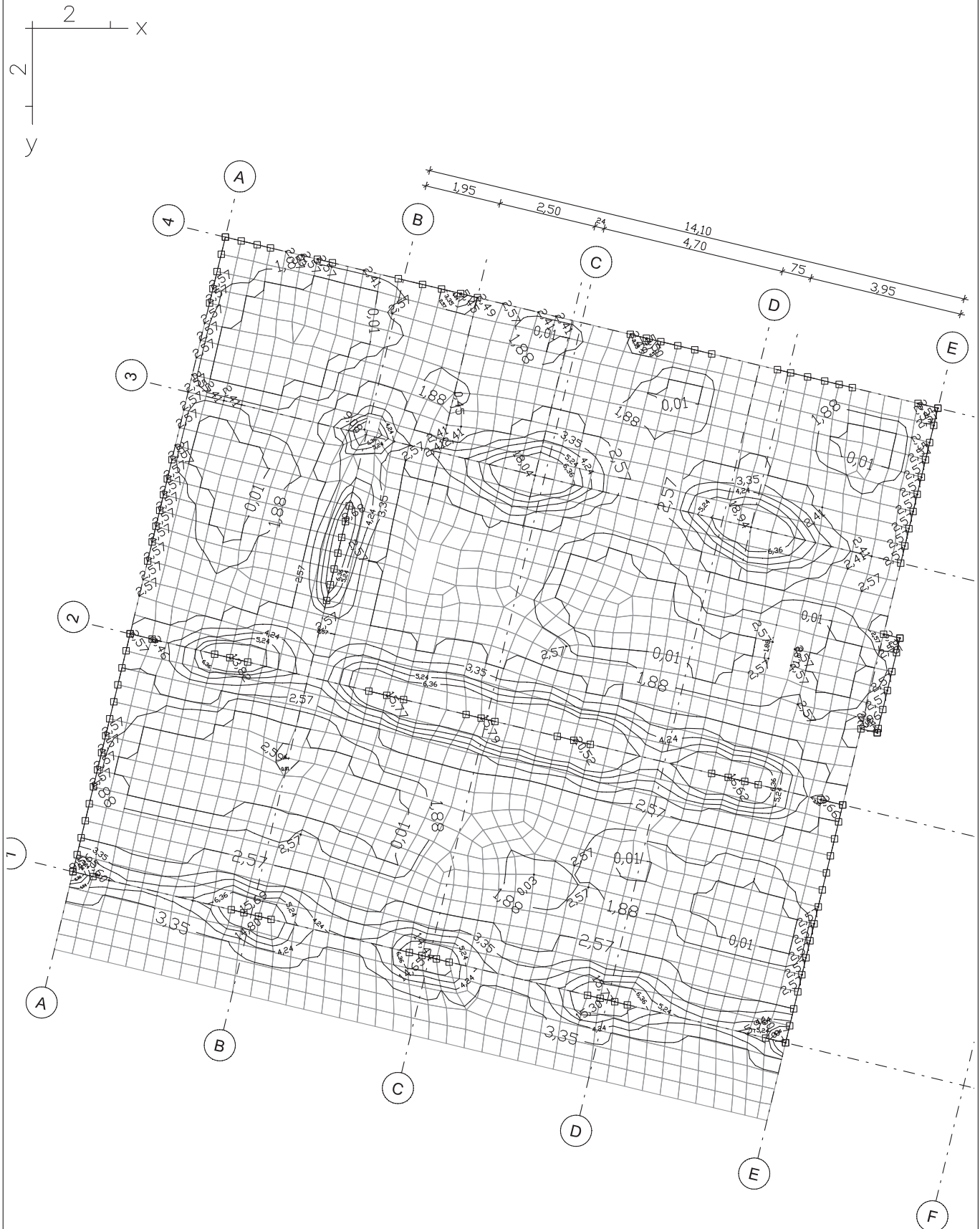
Die Bemessungsergebnisse der erforderlichen Deckenbewehrung werden auf den nachfolgenden Seiten ausgegeben.



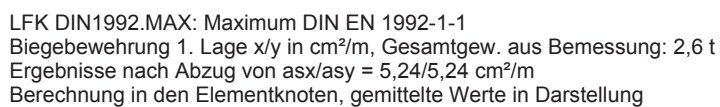


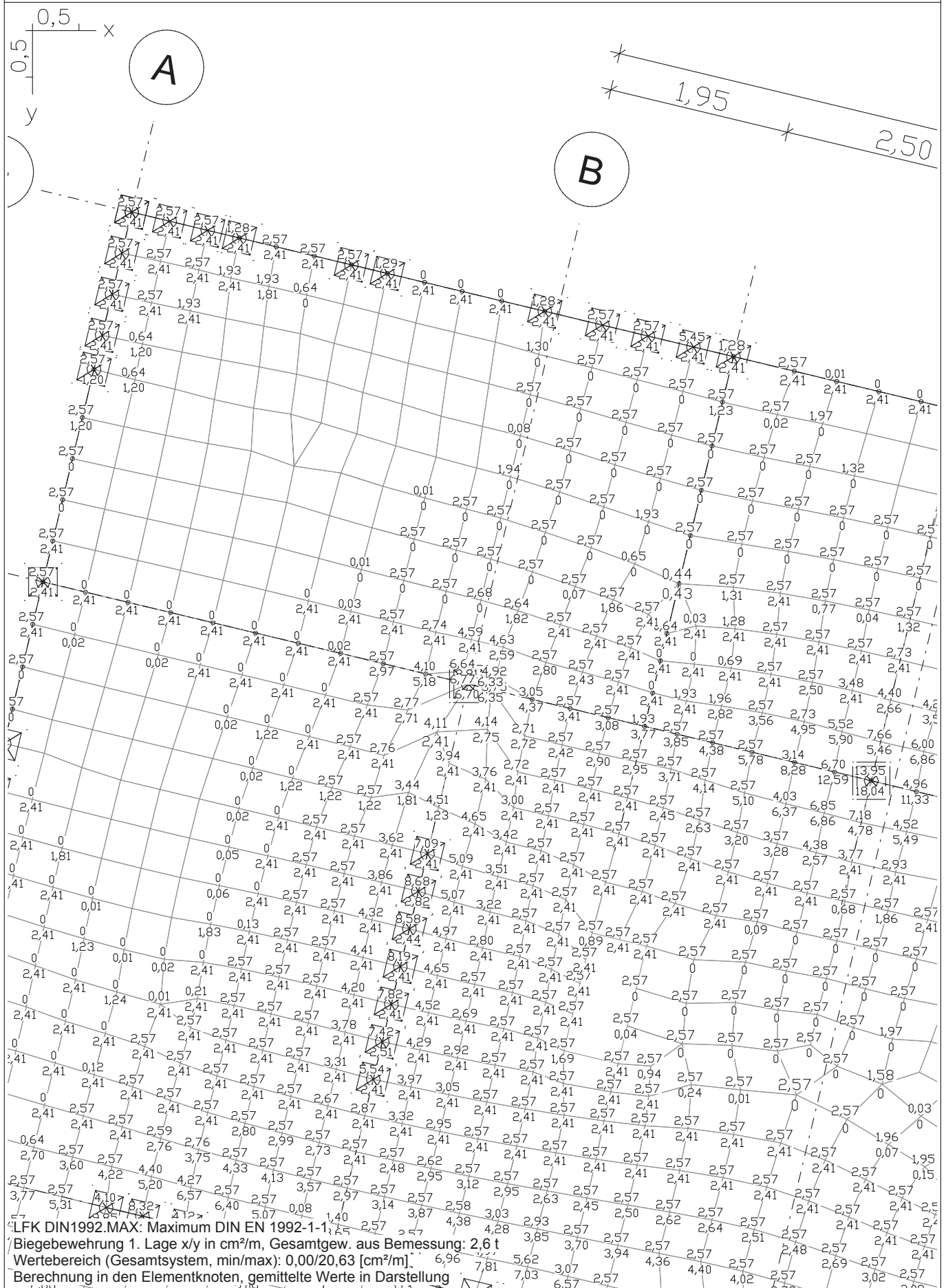


LFK DIN1992.C.1: 1. Seltene (charakteristische) Situation, DIN EN 1992-1-1
Deformationen u (max uz) [mm], Faktor = 549,1
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/5,84 [mm]

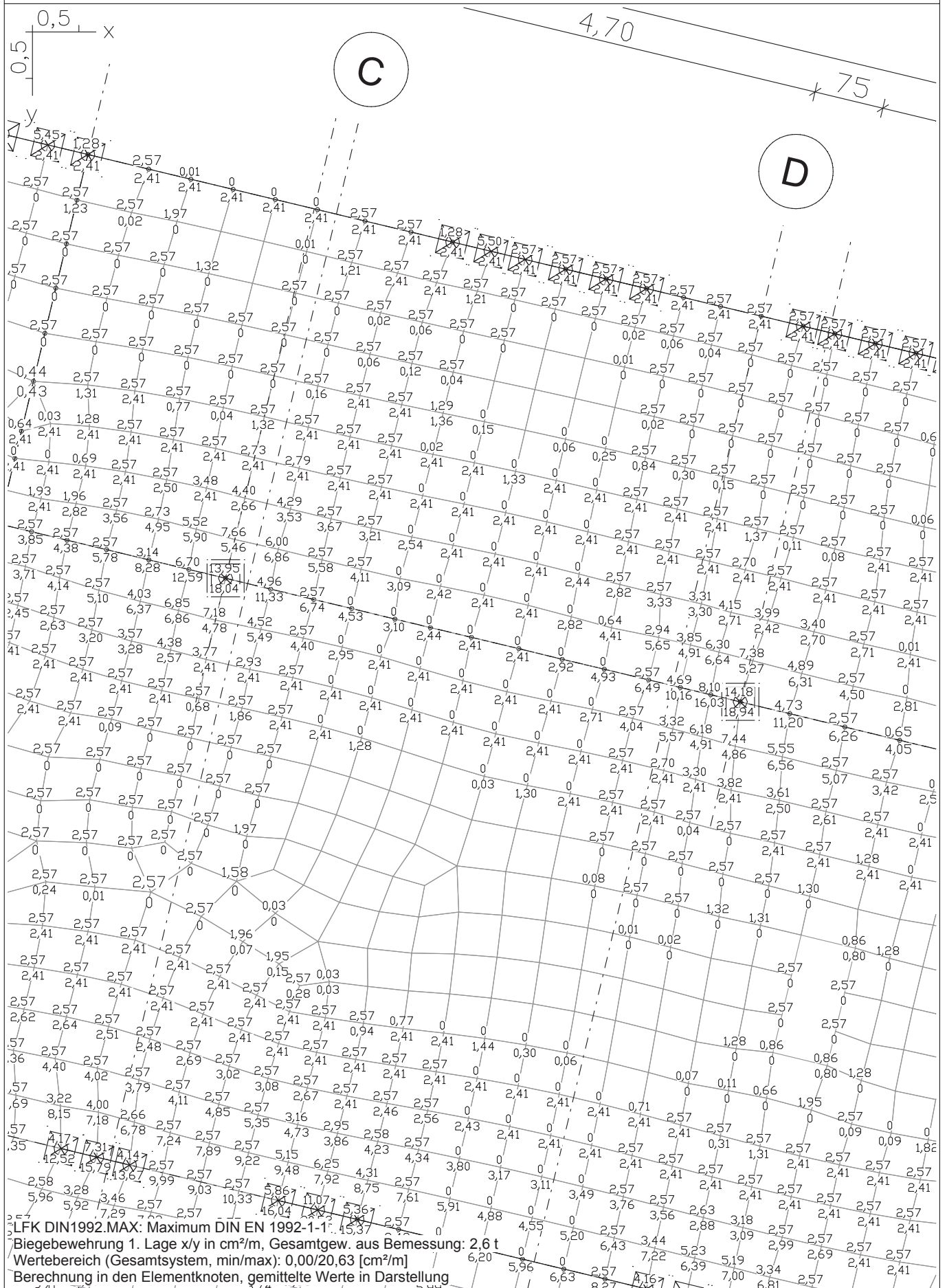


LFK DIN1992.MAX: Maximum DIN EN 1992-1-1
Biegebewehrung max (asx, asy), 1. Lage [cm²/m]
Wertebereich nach Mittelung (Gesamtsystem, min/max): 0,00/20,52 [cm²/m]
Berechnung in den Elementknoten, Gesamtgew. aus Bemessung: 2,6 t

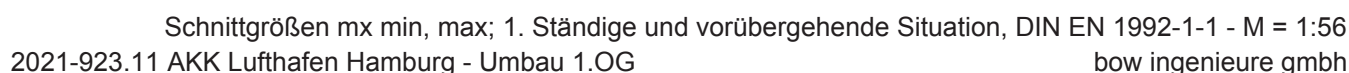




Biegebewehrung als 1. Lage; Maximum DIN EN 1992-1-1 gesamt Detail - M = 1:56

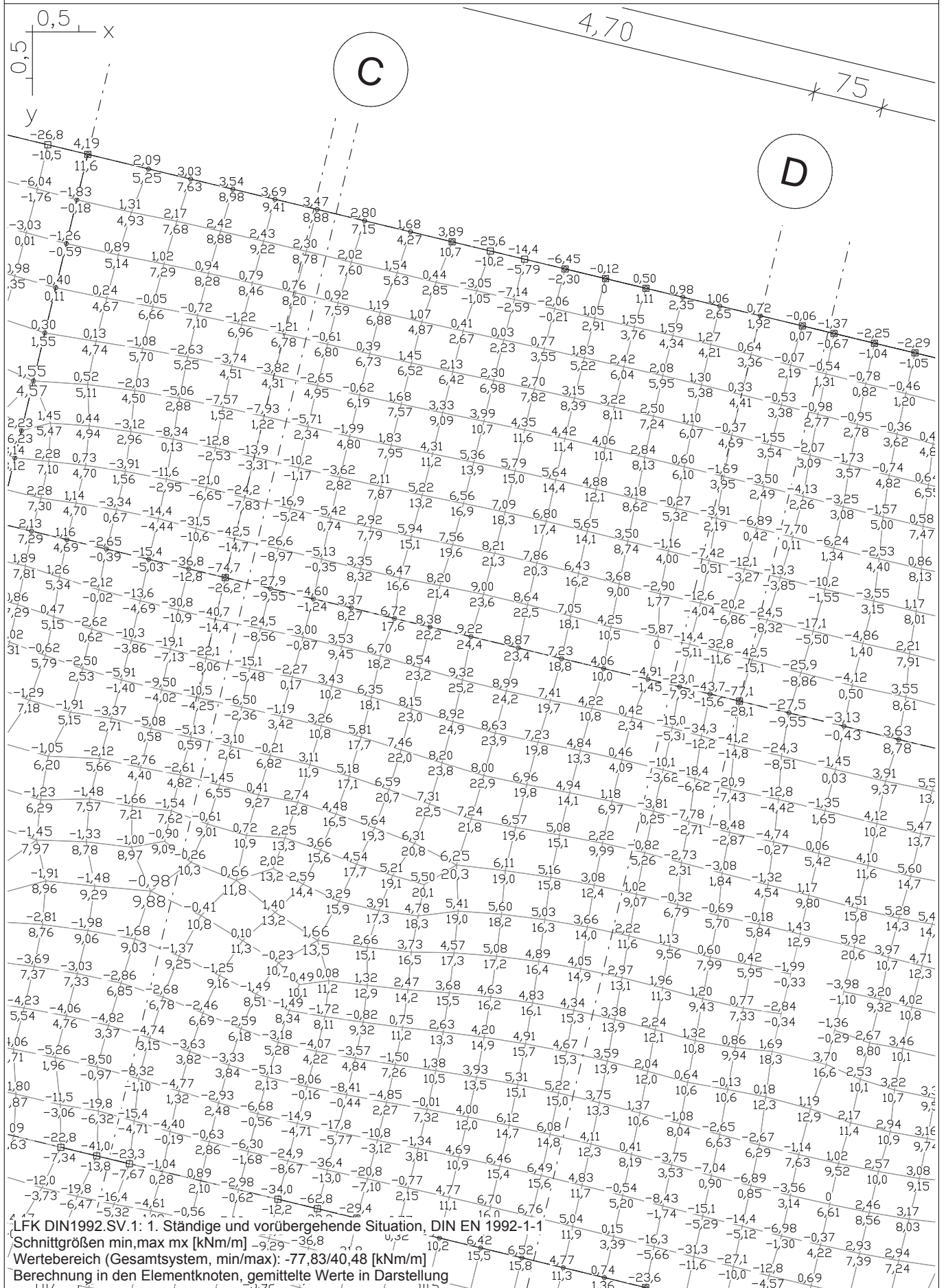


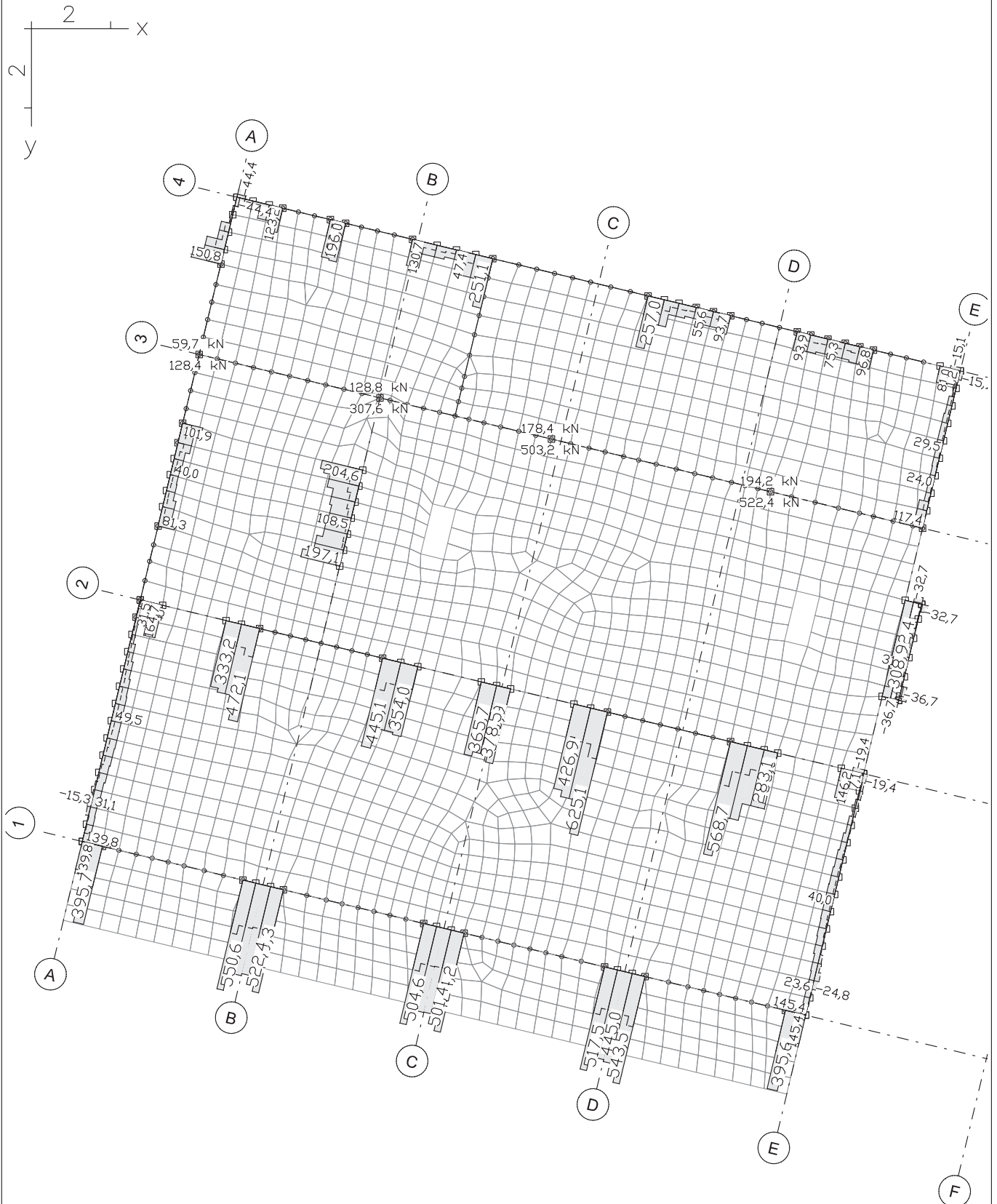
Biegebewehrung as 1. Lage; Maximum DIN EN 1992-1-1 gesamt Detail - M = 1:56



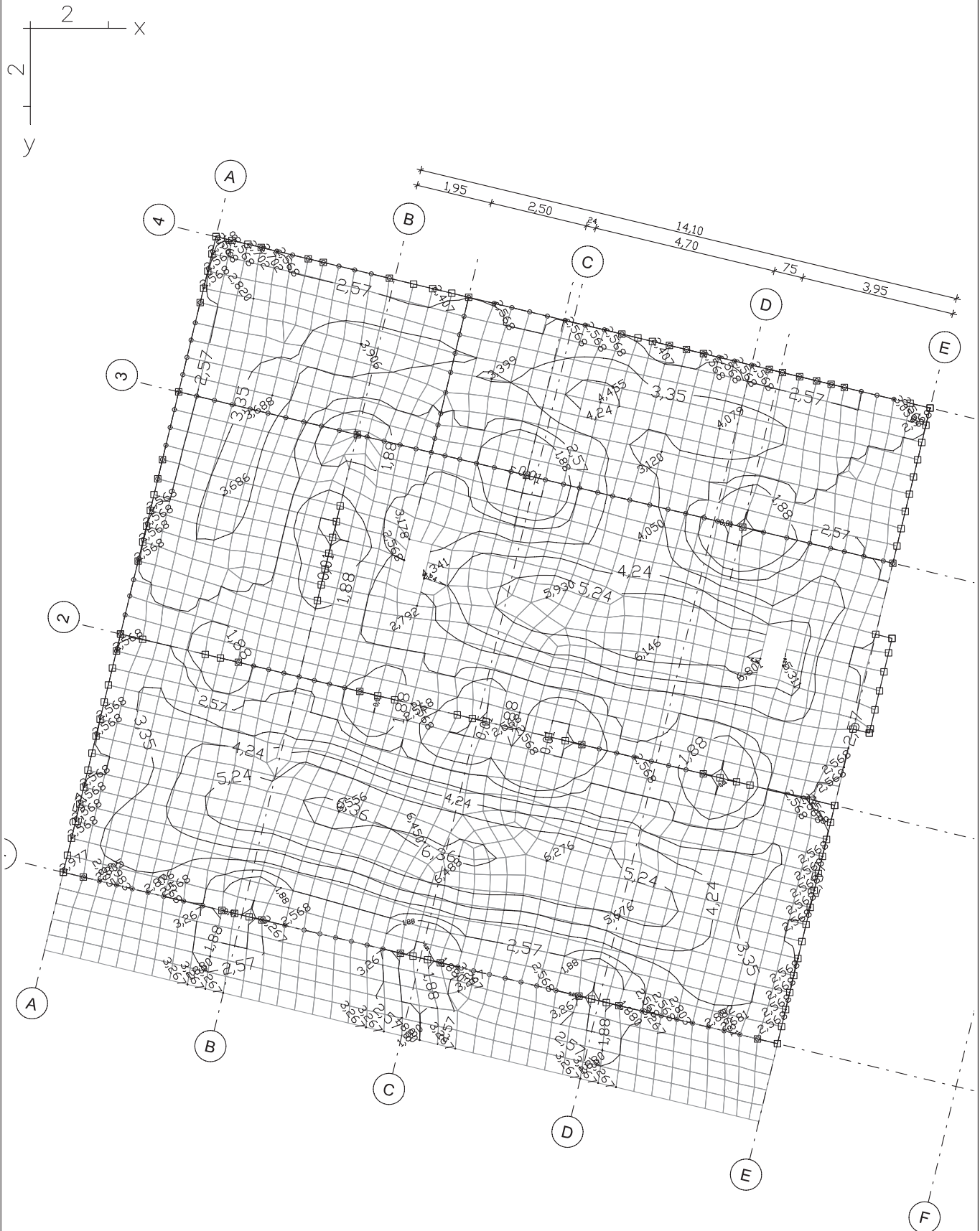
Finite Elemente 21.00b x64 © InfoGraph GmbH

D-1-103_2022-05.fem - Blatt

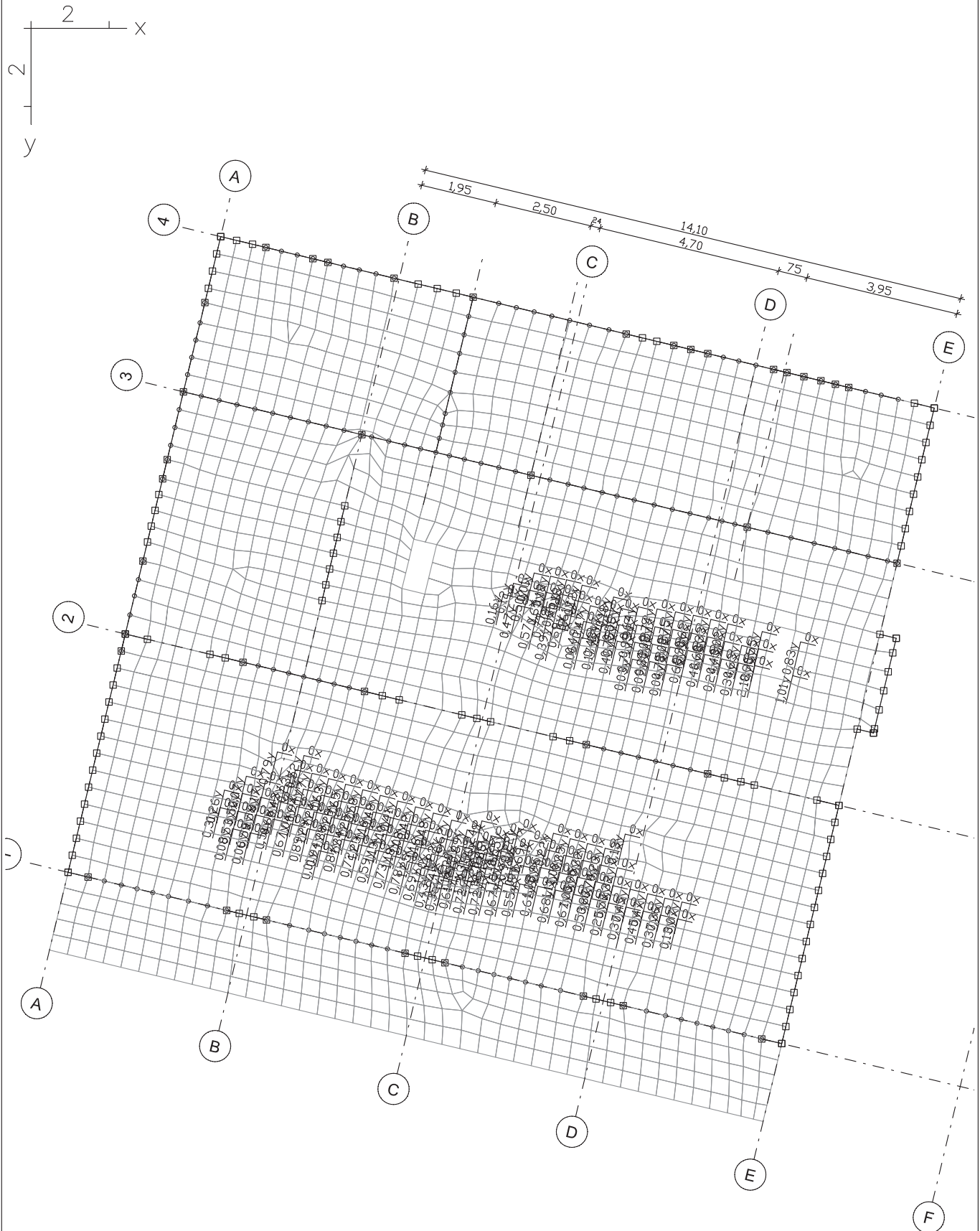




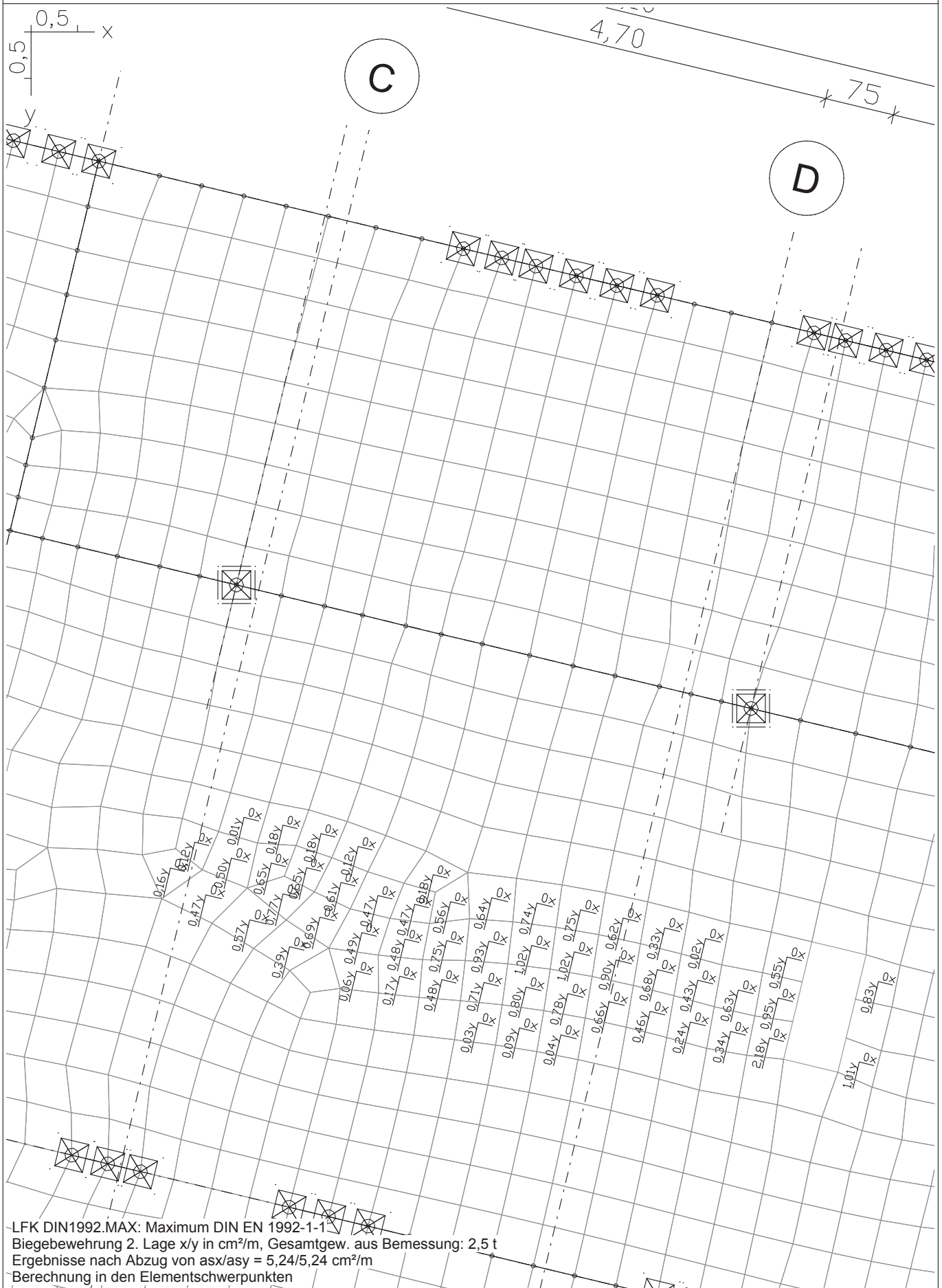
LFK DIN1992.SV.1: 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-1-1
Auflagerreaktionen im System der Lagerlinien min,max Rz(l). 271,05 [kN/m] =



LFK DIN1992.MAX: Maximum DIN EN 1992-1-1
Biegebewehrung max (asx, asy), 2. Lage [cm²/m]
Wertebereich nach Mittelung (Gesamtsystem, min/max): 0,00/6,80 [cm²/m]
Berechnung in den Elementschwerpunkten, Gesamtgew. aus Bemessung: 2,5 t

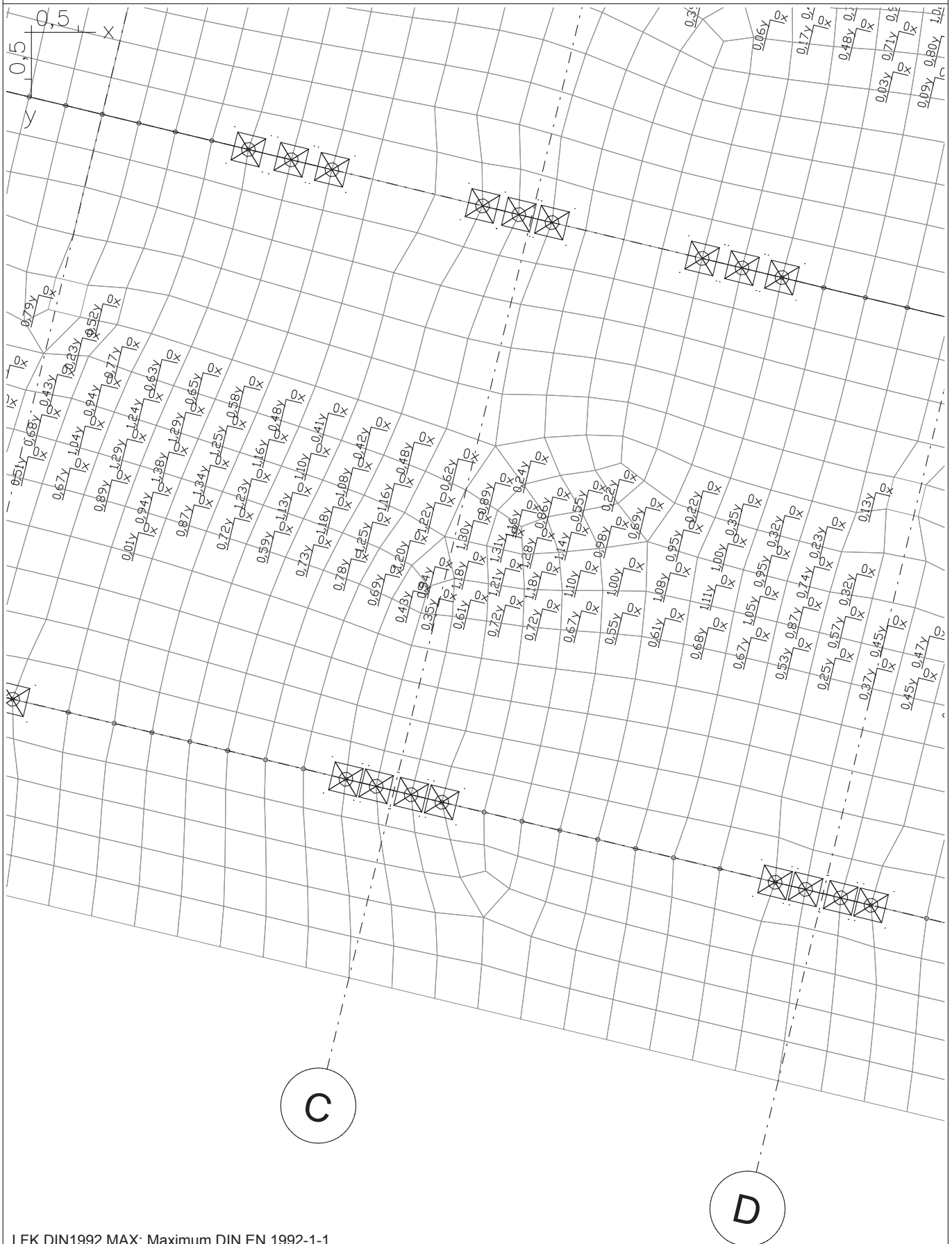


LFK DIN1992.MAX: Maximum DIN EN 1992-1-1
Biegebewehrung 2. Lage x/y in cm^2/m , Gesamtgew. aus Bemessung: 2,5 t
Ergebnisse nach Abzug von $\text{asx/asy} = 5,24/5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Berechnung in den Elementschwerpunkten



Finite Elemente 21.00b x64 © InfoGraph GmbH

D-1-103_2022-05.fem - Blatt



LFK DIN1992.MAX: Maximum DIN EN 1992-1-1
Biegebewehrung 2. Lage x/y in cm^2/m , Gesamtgew. aus Bemessung: 2,5 t
Ergebnisse nach Abzug von $a_{sx}/a_{sy} = 5,24/5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Berechnung in den Elementschwerpunkten

Bewehrung

Die Bemessungsergebnisse des angepassten Systems sind auf den vorhergehenden Seiten eingefügt.

Obere Lage

Erforderliche Biegebewehrung

Für die Bestimmung der maximal erforderlichen Stützbewehrung in y-Richtung über Achse 3 wird eine Ausrundung des Stützmomentens gemäß DIN EN 1992-1-1 vorgenommen:

$$|M_{Ed'}| = |M_{Ed}| - |F_{Ed,sup}| \cdot t / 8 \quad \text{mit } t = 25 \text{ cm} \quad (\text{Breite des neuen Unterzugs})$$

Betrachtet werden jeweils die maximalen Schnittgrößen an den Auflagerknoten mit der Einzugbreite einer Elementlänge von 40 cm.

Position	$m_{Ed,FEM}$	$ M_{Ed} $	$ F_{Ed,sup} $	$ M_{Ed'} $	$ M_{Ed'} / M_{Ed} $
über S_1_251	-47,1 kNm/m	18,8 kNm	307,6 kN	9,2 kNm	49 %
über S_1_252	-74,7 kNm/m	29,9 kNm	503,2 kN	14,2 kNm	47 %
über S_1_253	-77,1 kNm/m	30,8 kNm	522,4 kN	14,5 kNm	47 %

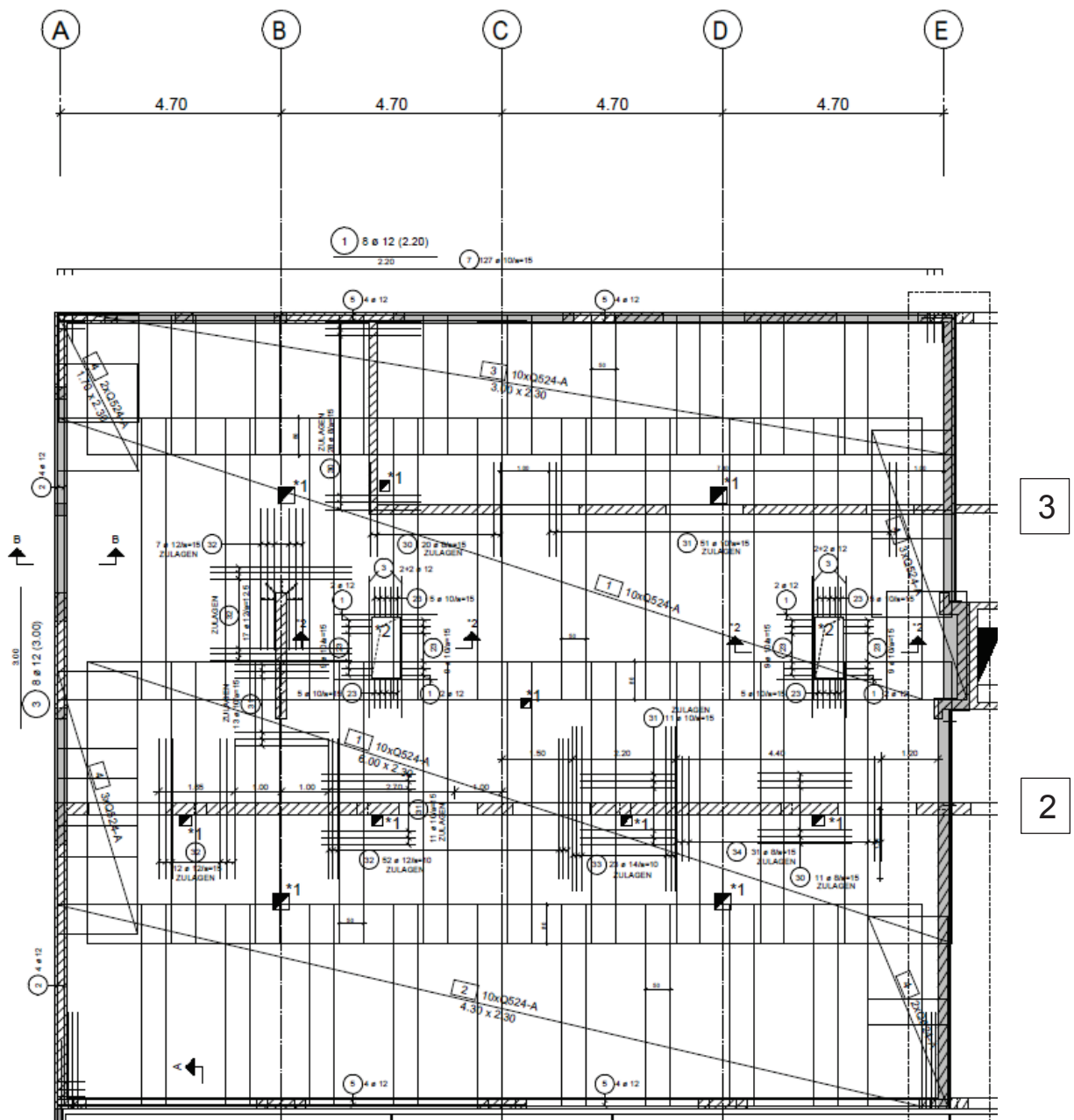
Der Maximalwert der Stützbewehrung am Auflagerknoten wird entsprechend dem Moment abgemindert:

Position	$a_{sy,FEM}$	Ausrundung	erf. a_{sy}
über S_1_251	8,81 cm ² /m	49 %	4,32 cm ² /m
über S_1_252	18,04 cm ² /m	47 %	8,54 cm ² /m
über S_1_253	18,94 cm ² /m	47 %	8,90 cm ² /m

Vorhandene Biegebewehrung

In der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] wurde eine Grundbewehrung $\varnothing 10 / 15$ cm kreuzweise (Q524) oben und unten vorgesehen mit einem Bewehrungsquerschnitt von $a_{s,x} = a_{s,y} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Im Stützmomentenbereich über Achse 3 wurden gemäß der Bewehrungsplanung [20] Zulagen zur Grundbewehrung vorgesehen:



Ausschnitt aus Bewehrungsplan „Ebene 1, Decke Achse A-E/1-4 obere Lage“ Nr. TWP_05_BP_-_1_006b vom 22.06.2016

Achsbereich B'/3-4:	Ø 8 / a = 15 cm	$a_{sx} = 5,24 + 3,35 = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$
Achsbereich 3/A-B'	keine Zulagen	$a_{sy} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Achsbereich 3/B-C:	Ø 8 / a = 15 cm	$a_{sy} = 5,24 + 3,35 = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$
Achsbereich 3/C-E:	Ø 10 / a = 15 cm	$a_{sy} = 5,24 + 5,24 = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$

Vergleich erforderliche und vorhandene Bewehrung

Position	erf. a_{sy}	vorh. a_{sy}	Ausnutzung
über S_1_251 (an B/3)	4,32 cm^2/m	5,24 cm^2/m	85 %
über S_1_252 (an C/3)	8,54 cm^2/m	8,59 cm^2/m	99 %
über S_1_253 (an D/3)	8,90 cm^2/m	10,48 cm^2/m	85 %
Mittelbereich 3/C-D	2,41 .. 6,49 cm^2/m	10,48 cm^2/m	62 %

Untere Lage

Erforderliche Biegebewehrung

Achsbereich A-B/2-3:	$a_{sx} \leq 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	(Grundbewehrung ausreichend)
Achsbereich C-D/2-3:	$\max a_{sy} = 5,24 + 0,90 = 6,14 \text{ cm}^2/\text{m}$	
Achsbereich B-D/1-2:	$\max a_{sy} = 5,24 + 1,34 = 6,58 \text{ cm}^2/\text{m}$	

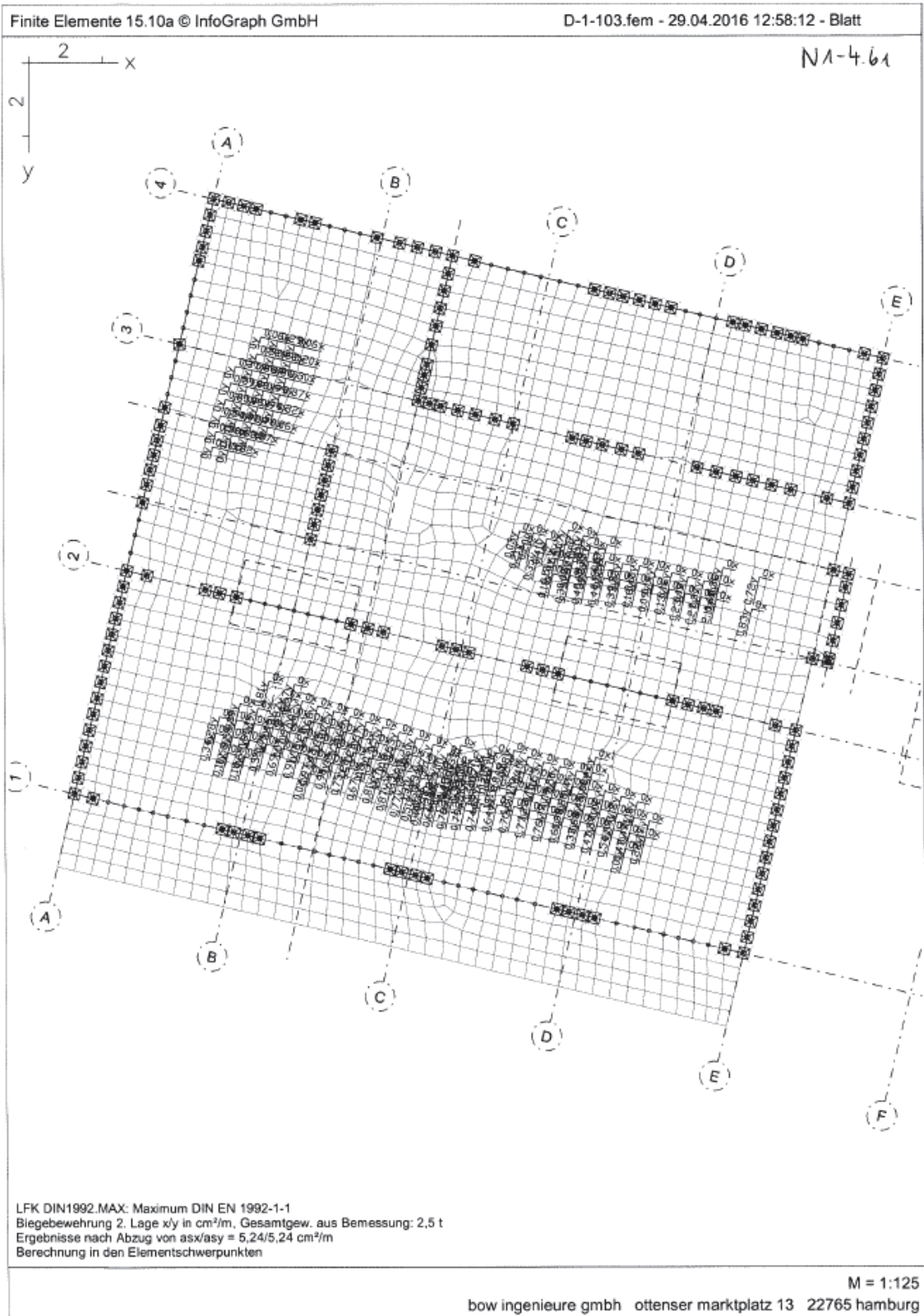
Vorhandene Biegebewehrung

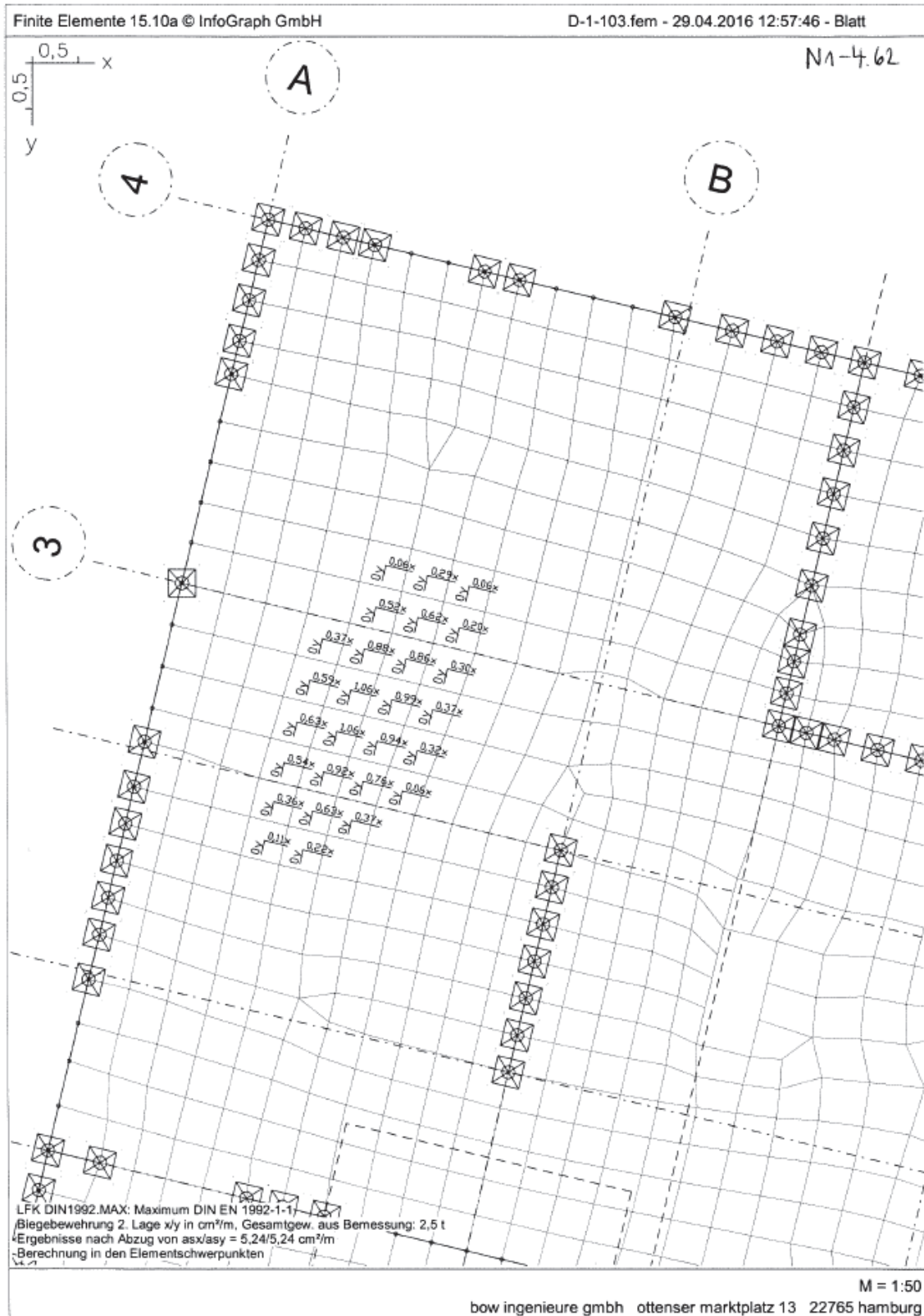
In der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] wurde eine Grundbewehrung $\varnothing 10 / 15 \text{ cm}$ kreuzweise (Q524) oben und unten vorgesehen mit einem Bewehrungsquerschnitt von $a_{s,x} = a_{s,y} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$.

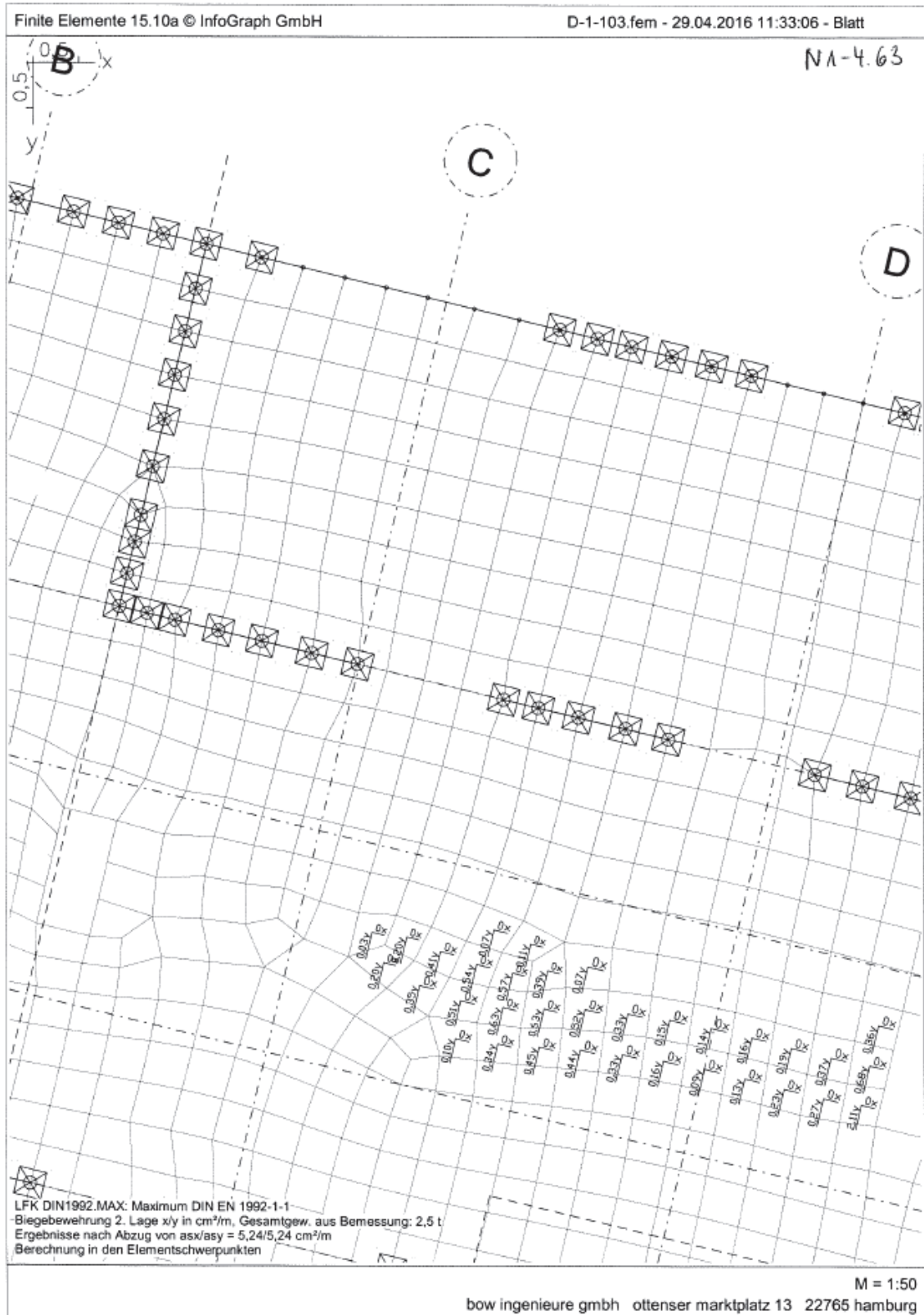
Die Decke wurde als Elementdecke hergestellt, sodass die Feldbewehrung vom Elementdeckenwerk geplant wurde. Über diese Planung liegen keine Unterlagen vor.

Es wird daher davon ausgegangen, dass die Feldbewehrung mindestens entsprechend der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] gewählt wurde, die als Grundlage der Elementdeckenplanung diente. Damit ergeben sich in Bereichen, wo die Grundbewehrung nicht ausreicht, folgende Bewehrungsansätze gemäß [17], Seite N1-4.61 - N1-4.65 (siehe nachfolgende Seiten):

Achsbereich A-B/2-3:	$\max a_{sx} = 5,24 + 1,0 = 6,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Achsbereich C-D/2-3:	$\max a_{sy} = 5,24 + 0,63 = 5,87 \text{ cm}^2/\text{m}$
Achsbereich B-D/1-2:	$\max a_{sy} = 5,24 + 1,38 = 6,62 \text{ cm}^2/\text{m}$







Vergleich erforderliche und vorhandene Bewehrung

Achsbereich A-B/2-3: $a_{s,erf} / a_{s,vorh} = 5,24 / 6,24 = 84 \%$

Achsbereich C-D/2-3: $a_{s,erf} / a_{s,vorh} = 5,87 / 6,14 = 96 \%$

Achsbereich B-D/1-2: $a_{s,erf} / a_{s,vorh} = 6,58 / 6,62 = 99 \%$

Infolge der Bewehrungswahl in der Elementdecke ist die vorhandene Bewehrung wahrscheinlich höher als hier angesetzt, sodass die tatsächliche Ausnutzung geringer ist.

Darüber hinaus findet eine Umlagerung der Feldmomente in die im Achsbereich 3/C-D nur gering ausgenutzte Stützbewehrung der Decke statt.

Die vorhandene Deckenbewehrung ist auch bei der veränderten Auflagersituation ausreichend.

Nachträgliche Deckendurchbrüche

Für das neue Lüftungsgerät auf dem Dach sind in der Dachdecke Pos. D-1-103 zwei zusätzliche Deckendurchbrüche im Achsbereich C-D/2-3 erforderlich. Die genaue Position ist der Architektenplanung zu entnehmen.

Die nachträglichen Deckendurchbrüche schwächen die vorhandene Stützbewehrung in y-Richtung über der tragenden Wand in Achse 2.

Erforderliche Biegebewehrung

Die nachträglichen Deckendurchbrüche werden im FE-Modell zur Berechnung und Bemessung der neuen Stahlbeton-Unterzüge im 1.OG (Datei „D-1-103_2022-05.fem“) berücksichtigt, siehe Kap. 5.1, FEM-Ausdruck „Auflager Stützen“.

Die erforderliche obere Biegebewehrung (Lage 1) im Bereich der nachträglichen Deckendurchbrüche wird nachfolgend dargestellt.

Die Maximalwerte der erforderlichen Zulagen in y-Richtung werden im Bereich der Durchbrüche über 1 m Deckenbreite gemittelt:

$$\text{Neue DD an 2/C-D:} \quad a_{\text{sy,erf.}} = 5,24 + 7,20 = 12,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vorhandene Biegebewehrung

In der Statischen Berechnung von 2015/16 [17] wurde eine Grundbewehrung $\varnothing 10 / 15 \text{ cm}$ kreuzweise (Q524) oben und unten vorgesehen mit einem Bewehrungsquerschnitt von $a_{\text{s,x}} = a_{\text{s,y}} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Im Stützmomentenbereich über Achse 2 wurden gemäß der Bewehrungsplanung [20] (s.o.) Zulagen zur Grundbewehrung vorgesehen:

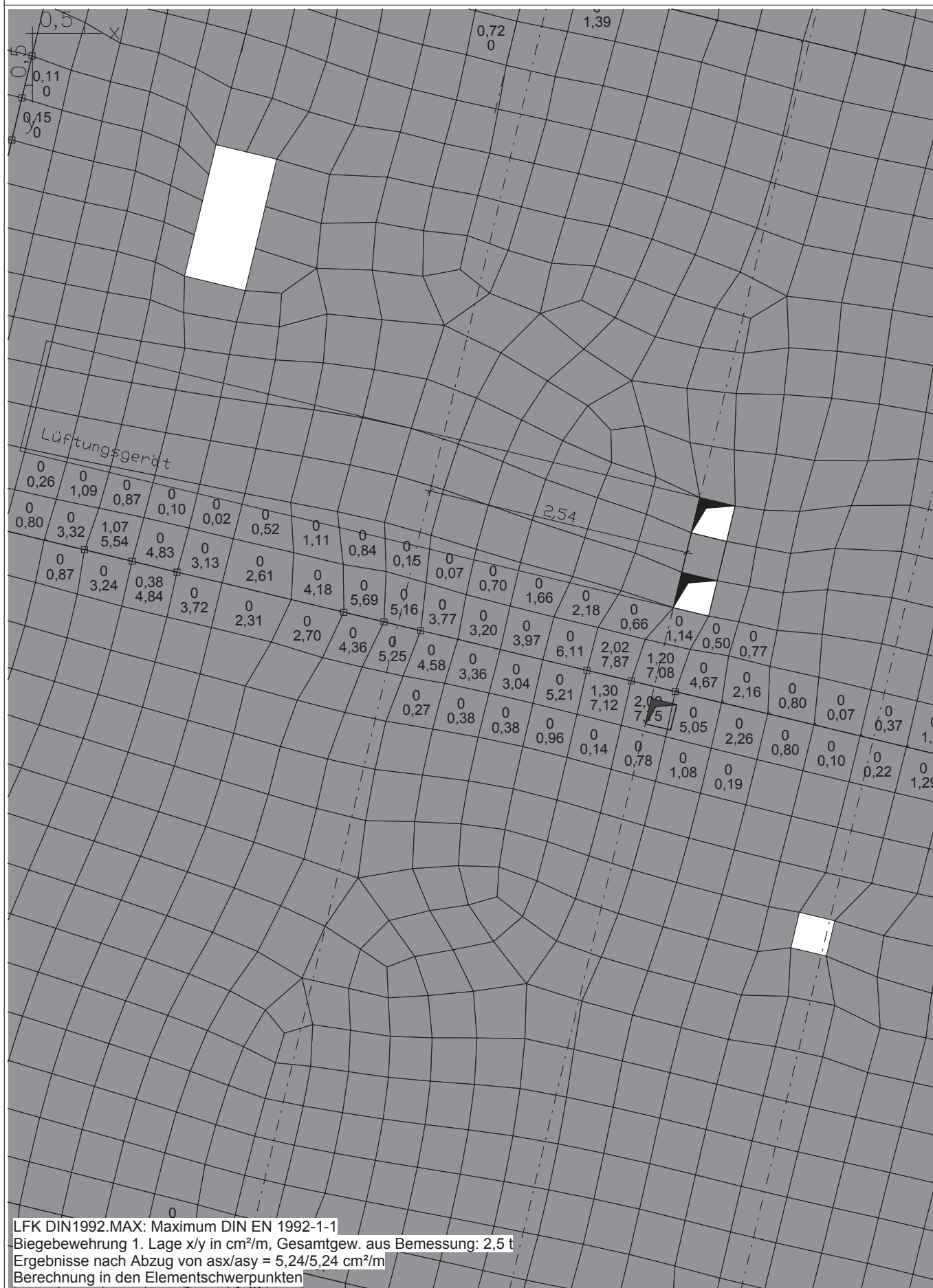
$$\text{Achsbereich 2/C-D:} \quad \varnothing 14 / a = 10 \text{ cm} \quad a_{\text{sy}} = 5,24 + 15,39 = 20,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die nachträglichen Durchbrüche mit einer Breite von 35 cm schwächen die vorhandene Bewehrung wie folgt:

$$\text{Neue DD an 2/C-D:} \quad a_{\text{sy,red}} = (1,0 \text{ m/m} - 0,35 \text{ m/m}) * 20,63 \text{ cm}^2/\text{m} = 13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vergleich erforderliche und vorhandene Bewehrung

Position	erf. a_{sy}	vorh. a_{sy}	Ausnutzung
Neue DD an 2/C-D:	12,44 cm^2/m	13,41 cm^2/m	93 %



9.2 Unterzüge im Bestand

Pos. U- -1-05	Unterzug in der Ebene -1, Achse 3/B'-D'	(Neubau 2009)
---------------	---	---------------

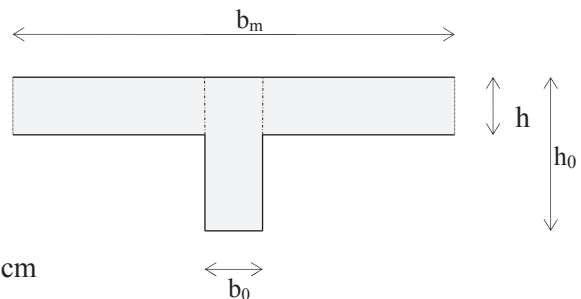
Konstruktion

Der Unterzug wurde gemäß der Statischen Berechnung von 2009 [5] als Stahlbetonbauteil in C 25/30 hergestellt. Als Einfeldträger trägt er die Lasten der Kellerdecke Pos. D- -1-01 und der aufgehenden Flurwand Pos. W-0-54 ab und ist auf der Stahlbetonstütze Pos. S- -1-09 sowie auf der Mauerwerkswand W- -1-53 in Achse 3 aufgelagert.

Veränderung

Infolge der neuen Abfangekonstruktion im 1.OG erhält der Unterzug erhöhte Lasten aus der darüber liegenden Mauerwerkswand im Erdgeschoss Pos. W-0-54. Daher wird als zusätzliches Auflager im Mittelbereich eine neue Stahlstütze Pos. S_-1_252 angeordnet.

Querschnitt



$$b_m / h / b_0 / h_0 = 0 / 0 / 24 / 58 \text{ cm}$$

(mitwirkende Breite nicht angesetzt)

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der angepassten Berechnung der Geschossdecke über dem UG Pos. D_-1_01-02 (2022-05), siehe Kap. 6.3.

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der Kellerdecke Pos. D- -1-01 einschließlich der zugehörigen Unter-/Überzüge aus Stahlbeton erfolgte in der Statischen Berechnung von 2009 [5] als FE-Berechnung.

Zur Lastermittlung der neuen Stahl-Stützen (siehe Kap. 6.3) sowie für Nachweise der bestehenden Stahlbeton-Unterzüge im UG und der UG-Sohle (siehe Kap. 9.5) wird das FE-Modell (Datei „D_-1_01-02_b.fem“) der Statischen Berechnung von 2009 aus [5] übernommen, um die neuen Stützen im UG (Pos. S_-1_251 und S_-1_252) ergänzt und mit aktualisierten Lasten der darüber liegenden Geschosse neu berechnet.

Die Grundlagen des FE-Modells sowie Ergebnisse der Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrung für die o.g. Position sind im Kap. 6.3 ausgegeben.

Erforderliche Bewehrung

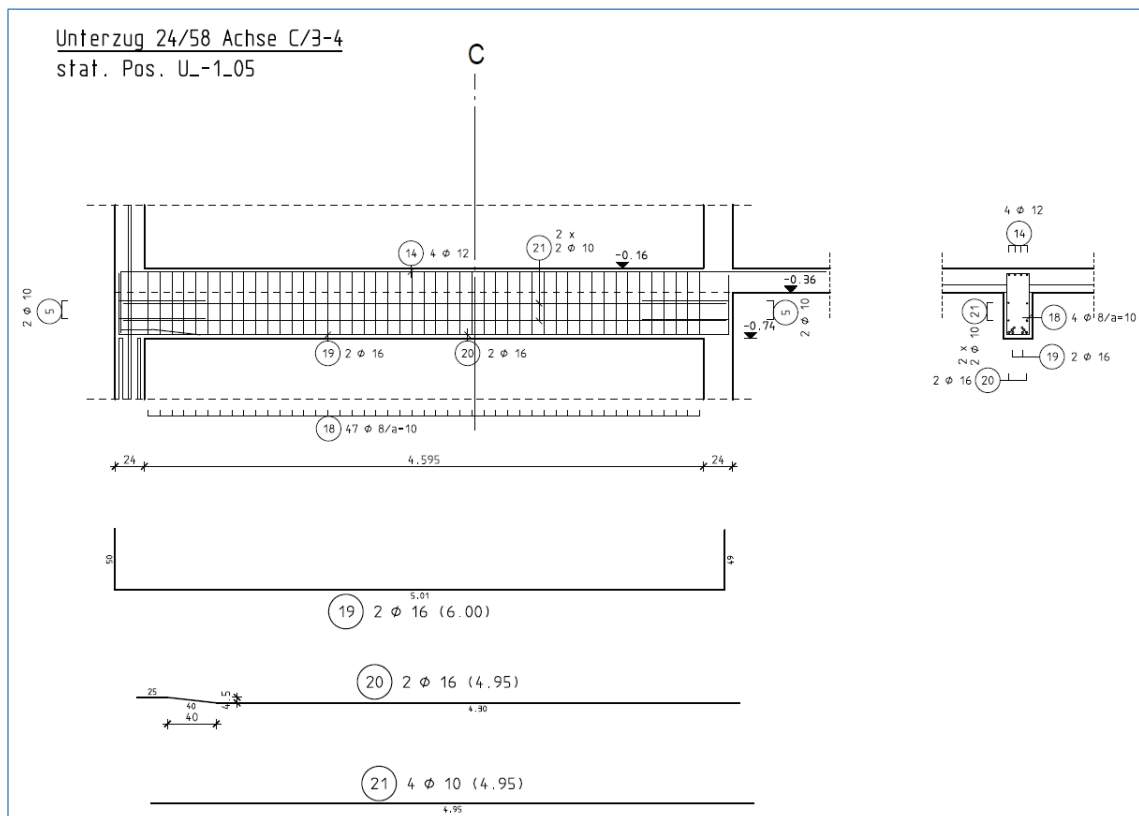
Längsbewehrung unten:	erf. $A_s = 3,5 \text{ cm}^2$	
Längsbewehrung oben:	erf. $A_s = 2,6 \text{ cm}^2$	
Bügelbewehrung:	max. erf. $a_{sw} = 14,9 \text{ cm}^2/\text{m}$	geht über Druckstrebe in das neue Auflager
	erf. $a_{sw} = 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$	durch Bügel abgedeckt (s.u.)

Der höchste Bemessungswert der Bügelbewehrung am neuen Auflager ergibt sich aus der ungünstigen Lage der Auflagerpunkte der Wand im EG zur Einzellast aus dem OG und dem Auflagerpunkt im UG.

Vorhandene Bewehrung

Gemäß dem Bewehrungsplan Nr. TWP_05_BP_-_-1_004_a [14] wurde die nachfolgend angegebene Bewehrung vorgesehen (siehe nächste Seite):

Längsbewehrung unten	4 Ø 16	$A_{s,vorh} = 8,04 \text{ cm}^2$	ausreichend (s.o.)
Längsbewehrung oben	4 Ø 12	$A_{s,vorh} = 4,52 \text{ cm}^2$	ausreichend (s.o.)
Bügelbewehrung	Ø 8 / a = 10 cm 2-schnittig	$a_{sw,vorh} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	ausreichend (s.o.)



Ausschnitt aus Bewehrungsplan „Ebene -1, Unterzüge Pos. U-001 bis U-005“
Nr. TWP_05_BP_-_1_004_a vom 01.02.2010 [14]

Vergleich erforderliche und vorhandene Bewehrung

Die vorhandene Längsbewehrung ist auch für die erhöhten Lasten mit dem veränderten System ausreichend.

Die hohe Querkraft im ersten Element neben dem neuen Auflager mit einer Breite von 25 cm wird über die Betondruckstrebe des Unterzugs direkt in die Stütze eingeleitet. Die erforderliche Bügelbewehrung aller anderen Elemente des Stabzugs ist durch die vorhandene Bewehrung abgedeckt.

Zusammenfassung

Pos. U- -1-05	Unterzug in der Ebene -1, Achse 3/B'-D'	(Neubau 2009)
C 25/30	BSt 500 S/M (A)	b/h = 24/58 cm
Der bestehende Unterzug ist durch die zusätzliche Stütze an Achse C Pos. S_-1_252 auch für die veränderte Beanspruchung ausreichend tragfähig.		

9.3 Stützen im Bestand

Pos. S- -1-09	Stütze in der Ebene -1, Achse B'3	(Neubau 2009)
----------------------	--	----------------------

Konstruktion

Die Stütze wurde gemäß der Statischen Berechnung von 2009 [5] aus Stahlbeton mit den Abmessungen $b/h = 24/24$ cm in C 25/30 hergestellt. Sie trägt die Lasten der Kellerdecke Pos. D- -1-01 und des einbindenden Unterzugs Pos. U- -1-05 sowie der aufgehenden Stahlbetonwand Pos. W-0-21 ab.

Veränderung

Infolge der neuen Abfangekonstruktion im 1.OG sowie der zusätzlichen Stützen im UG verändert sich die Belastung des Unterzugs Pos. U- -1-05 und der Stütze Pos. S- -1-09.

Belastung

Die Belastung ergibt sich aus der angepassten Berechnung der Geschossdecke über dem UG Pos. D_-1_01-02 (2022-05), siehe Kap. 6.3.

Auflagerlast LF21 $G_k = 256$ kN

Auflagerlast LF22 $Q_k = 129$ kN

Bemessungslast $P_d = 551$ kN

Berechnung und Bemessung

In der Statischen Berechnung von 2009 [5] wurde gemäß Kap. 4.3, Seite 4.29ff folgende Bemessungslast angesetzt:

Bemessungslast (bisher) $P_d = 1.142,6$ kN siehe nachfolgende Seite

Gegenüber der Statischen Berechnung von 2009 [5] verringert sich die Bemessungslast der Stütze Pos. S- -1-09 infolge des veränderten Lastabtrags auf die benachbarten neuen Stützen. Daher ist die Tragfähigkeit der bestehenden Stütze weiterhin ausreichend.

Projekt 2009-524.1 / Projekt 2009-524.2
Neubau Klinische Beatmungsplätze - Neubau Wohnstation

S. 4- 29

4.3 Stützen in der Ebene -1 (Untergeschoss)

Lichte Geschosshöhe = 3,09 m

Für Bemessung gewählt: 3,40 m

Übersicht der Querschnitte und Lasten in Ebene -1:

Auflagerreaktionen entnommen aus Pos. 2.3 Decken über dem Untergeschoss.

Siehe Seiten 2 – 808 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 21: Eigengewicht gesamt)
2 – 809 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 21: Eigengewicht gesamt)
2 – 810 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 21: Eigengewicht gesamt)
2 – 811 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 22: Verkehr+Schnee gesamt)
2 – 812 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 22: Verkehr+Schnee gesamt)
2 – 813 (Auflagerreaktionen Rz aus LF 22: Verkehr+Schnee gesamt)

Achse	Positions- nummer	Querschnitt [cm]	Ebene -1		
			Eigenlast G [kN]	Nutzlast Q [kN]	Bemessungslast [kN] = 1,35 * G + 1,5 * Q
J bis K / 5	S- -1-01	Ø 30	841,0	306,0	1594,4
H bis J / 5 bis 6	S- -1-02	Ø 30	793,0	297,0	1516,1
P bis Q / 7	S- -1-03	24 / 24	326,0	110,0	605,1
E bis F / 2 bis 3	S- -1-04	Ø 24	114,0	74,0	264,9
F bis G / 2 bis 3	S- -1-05	Ø 24	107,0	62,0	237,5
E bis F / 2 bis 3	S- -1-06	24 / 24	116,0	74,0	267,6
B / 2 bis 3	S- -1-07	24 / 24	394,0	226,0	870,9
B / 2 bis 3	S- -1-08	24 / 24	247,0	122,0	516,5
B bis C / 3	S- -1-09	24 / 24	563,0	255,0	1142,6
M / 6	W- -1-16	Stb.-Wand Stütze 30 / 30	781,0	327,0	1544,9

Zusammenfassung

Pos. S- -1-09	Stütze in der Ebene -1, Achse B'/3	(Neubau 2009)
Stahlbeton:	C 25 / 30	b/h = 24/24 cm
Die bestehende Stütze ist auch für die veränderte Belastung ausreichend tragfähig.		

9.4 Wände im Bestand

Pos. W-1-151	Außenwandpfeiler in Achse 4/B-C	(Erweiterung BA 2b)
---------------------	--	----------------------------

Konstruktion

Die tragende Außenwand in Achse 4 wurde gemäß [17] aus Mauerwerk KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Rdkl. 2.0, DM ausgeführt.

Wanddicke $t = 24 \text{ cm}$

lichte Geschosshöhe $h_{\text{licht}} = 3,575 \text{ m}$

Knicklänge $l_0 = 3,78 \text{ m}$

Veränderung

Der neue Unterzug in Achse B'/3-4 zur Abfangung der bisherigen Innenwand Pos. W-1-154 (Querwand) wird an Achse 4 in einer Auflagertasche der Außenwand Pos. W-1-151 aufgelagert, um eine vor die Wand gestellte Stütze zu vermeiden.

In der Statischen Berechnung von 2015 wurde als maßgebender Wandbereich von Pos. W-1-151 der Wandpfeiler im Achsbereich 4/A' mit einer Breite von 40 cm bemessen. Infolge der Zusatzlast aus der neuen Abfangung wird nun der Wandpfeiler im Achsbereich 4/B-C nachgewiesen.

Geometrie

Die Lastausbreitung und der Einzugsbereich des maßgebenden Wandpfeilers im Achsbereich 4/B' ist in der nachfolgenden Skizze dargestellt.

Unterzug Pos. U_1_251 $h_{\text{UZ}} = 30 \text{ cm (ab UK RD)}$ $b_{\text{UZ}} = 25 \text{ cm}$

Wandhöhe unter UZ $h_{\text{W}} = 3,58 \text{ m} - 0,30 \text{ m} = 3,28 \text{ m}$

Abstand der Wandkante zur UZ-Achse B' $a_{\text{W}} = 0,67 \text{ m}$

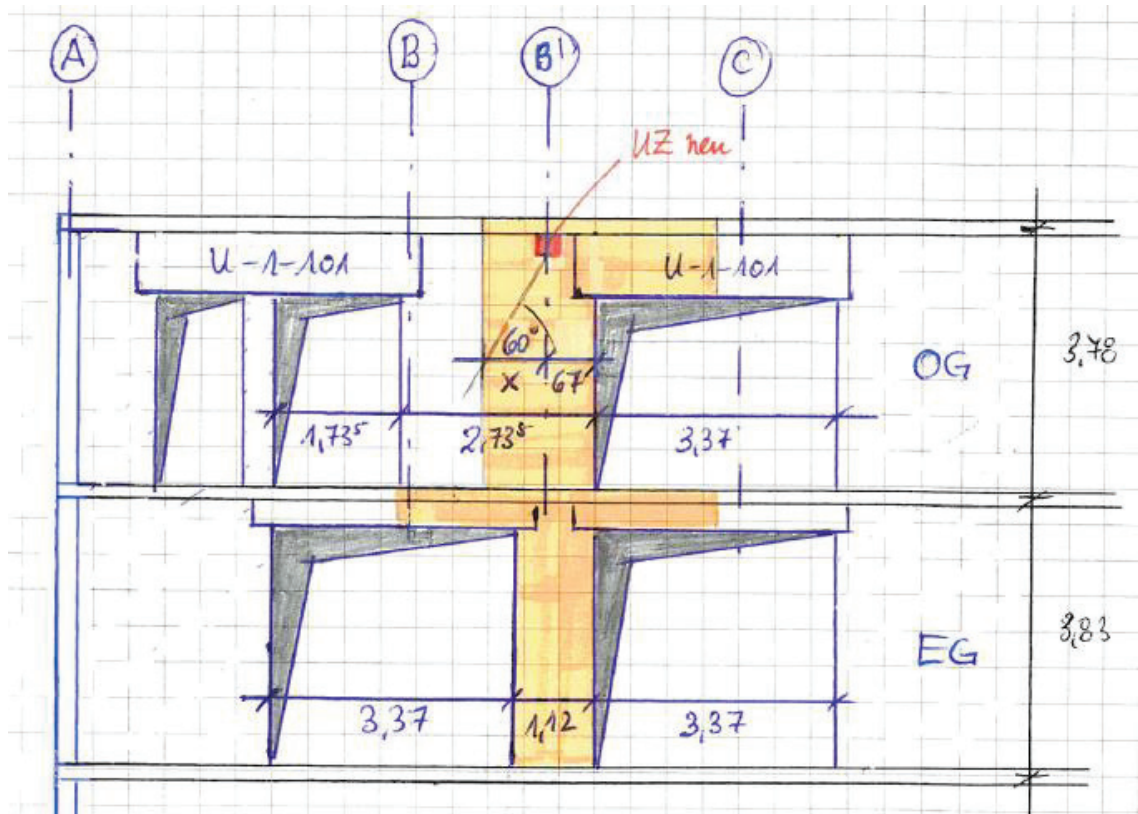
Lastausbreitung im Mauerwerk erfolgt unter 60° :

$$x_{\text{W}} = 0,5 \cdot h_{\text{W}} / \tan 60^\circ = 0,5 \cdot 3,28 \text{ m} / \tan 60^\circ = 0,94 \text{ m}$$

Lastausbreitung in Wandmitte OG: $b_{\text{OG}} = a_{\text{W}} + x_{\text{W}} = 0,67 \text{ m} + 0,94 \text{ m} = 1,66 \text{ m}$

Wandpfeiler EG $b_{\text{EG}} = 1,12 \text{ m}$

Die Lastausbreitung und der Einzugsbereich des maßgebenden Wandpfeilers im Achsbereich 4/B' ist nachfolgend dargestellt:



Belastung

Die Zusatzlasten aus dem Unterzug Pos. U_1_251 ergeben sich aus den Auflagerkräften der FE-Berechnung, siehe Kap. 5.1.

aus D-1-103

$$g_k = 7,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (siehe Kap. 9.1)}$$

Deckeneinzugsbreite OG:

$$b = 1,66 \text{ m} + 0,5 \cdot 3,37 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$$

aus U_1_251

UZ-Querkräfte aus FE-Modell Grenzfall Plattenbalken, siehe Kap. 5.1

$$G_k = 34 \text{ kN}$$

$$Q_k = 17 \text{ kN}$$

Lastausmitte:

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$M_G = 2,72 \text{ kNm}$$

$$M_Q = 1,36 \text{ kNm}$$

Windeinwirkung gemäß Kap. 1.11.1 wird als horizontale Last angesetzt.

Windsog: Abstand von der Gebäudeecke: $a = 7,0 \text{ m}$ $>$ $e/5 = 3,26 \text{ m}$

Sogbeiwert (Bereich B) $c_{pe,10} = -0,8$

Windbelastungsbreite OG: $b = 1,66 \text{ m} + 0,5 * 3,37 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$

Berechnung und Bemessung

Der Nachweis der Auflagerpressung und der Knicknachweis der Wand erfolgen mit dem Programm CS-WAND auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-1-151_4-B'_Lager

CS-WAND V 2016.01 Auflagerpressung

Auflagerpressung 4/B' Auflager U-1-251 (nach DIN EN 1996 (EC6))

bei beidseitiger Lastverteilung

Geometrie

Höhe der Wand	[m]	3.580
Dicke der Wand	[m]	0.240
Lastbreite	[m]	0.120
Lastlänge	[m]	0.240
Lasttiefe	[m]	0.300

Material

Steinfestigkeitsklasse			20
Steinart	Kalksandstein Plansteine KS P		
Mörtelart	Dünnbettmörtel		
char. Druckfestigkeit	f_k	[MN/m ²]	10.500
Langzeitfaktor	η		0.850
Teilsicherheit	γ_m		1.500
design.Druckfestigkeit	f_d	[MN/m ²]	5.950
Mauerwerksgewicht	γ_{Mw}	[kN/m ³]	20.00
Putzgewicht	γ_p	[kN/m ²]	0.40

Belastung

Einzellast	E_{gk}	[kN]	40.00	E_{qk}	[kN]	20.00
Teilsicherheit	γ_g		1.35	γ_q		1.50

Nachweisformat $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

Auflast	N_{Edc}	[kN]	84.00		
Erhöhungsfaktor	β		1.300		
Tragwiderstand	N_{Rdc}	[kN]	222.77		
$N_{Edc} < N_{Rdc}$				Nachweis erfüllt !	

Nachweis in halber Geschosshöhe entfällt, da $N_{Edc} < N_{Rdc}$

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

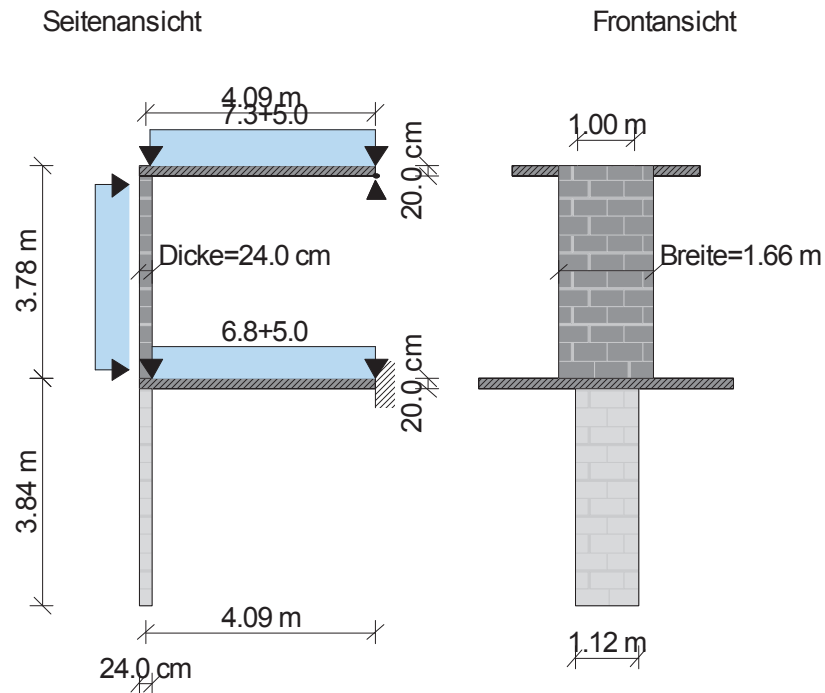
Position: W-1-151_4-B'_2022

CS-WAND V 2016.06 Mauerwerksnachweis genau

Berechnung nach dem genauen Verfahren DIN EN 1996-1-1

Kalksandstein Plansteine KS P, Steifigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 24.00$ cm



Materialwerte

char. Druckfestigkeit f_k :	10.50	N/mm ²
char. Haftscherfestigkeit ohne Auflast f_{vk0} :	0.22	N/mm ²
char. Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$:	0.80	N/mm ²
Endkriechzahl ϕ :	1.50	
Elastizitätsmodul:	9975.00	N/mm ²

Geschoß oberhalb (lediglich Decke bzw. Lasten vorhanden)

Decke rechts	Breite	3.35 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	4.09 m	abliegendes Ende	gelenkig
	Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²
Belastung	Decke re.	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$ kN/m ²
Zusatzlasten	Auflast	$A_g = 40.00$	kN/m	$A_q = 20.00$ kNm/m
	Zusatzmoment	$M_g = -3.20$	kN/m	$M_q = -1.60$ kNm/m

Nachzuweisendes Geschoß

Wand	Breite	1.66 m	Dicke	24.00 cm
	Höhe	3.78 m		
Material	Wand	E-Modul	9975.00	N/mm ²

Windlasten (Plattenbeanspruchung)

Staudruck	0.61	kN/m ²
Belastungsbreite	3.35	m
Unterkante über Fußboden	0.00	m
Winddrucklasten	1.63	kN/m ²
Windsoglasten	-1.63	kN/m ²

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-1-151_4-B'_2022

Geschoß unterhalb

Decke rechts	Breite	4.49 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	4.09 m	abliegendes Ende eingespannt	
Wand	Breite	1.12 m	Dicke	24.00 cm
	Höhe	3.84 m		
Material	Wand	E-Modul	2755.00	N/mm ²
	Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²
Belastung	Decke re.	gk= 6.75	kN/m ²	qk= 5.00 kN/m ²

charakteristische Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Beschreibung	N1	Nm	N2	M1	Mm	M2	Q1	Qm	Q2
Wandgewicht (incl. Putz)	0.00	15.69	31.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ständige Last aus Decken	50.01	50.01	50.01	-4.00	-2.00	0.00	-1.06	-1.06	-1.06
Zusätzliche ständige Lasten	40.00	40.00	40.00	-3.20	-1.60	0.00	-0.85	-0.85	-0.85
Nutzlast aus Decken	34.25	34.25	34.25	-2.74	-1.37	0.00	-0.72	-0.72	-0.72
Zusätzliche Nutzlasten	20.00	20.00	20.00	-1.60	-0.80	0.00	-0.42	-0.42	-0.42
Winddruck	0.00	0.00	0.00	0.00	1.64	-2.92	-2.32	0.00	3.86
Windsog	0.00	0.00	0.00	-0.00	-1.64	2.92	2.32	0.00	-3.86

Extremale Design-Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Lastkombination	N1	zug. M1	Nm	zug. Mm	N2	zug. M2
Lastkombination für max. N	202.89	-16.23	224.07	-6.64	245.26	-2.62
Lastkombination für min. N	90.01	-7.20	105.70	-2.12	121.39	-2.62
Lastkombination für max. M	0.00	0.00	0.00	0.00	220.84	4.37
Lastkombination für min. M	202.89	-16.23	199.66	-9.60	220.84	-4.37
Lastkombination	Q1	zug. N1	Qm	zug. Nm	Q2	zug. N2
Lastkombination für max. Q	7.25	178.48	4.29	224.07	9.57	220.84

Lastkombinationen für extremale Design-Schnittgrößen

Lastkombination	1	max N1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	15	min N1	$1.00 \cdot g + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	49	max M1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot ws + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	33	min M1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot wd + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	49	max Q1	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot ws + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	1	max Nm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	15	min Nm	$1.00 \cdot g + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	1	max Mm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	49	min Mm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot ws + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	1	max Qm	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	1	max N2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	15	min N2	$1.00 \cdot g + 0.90 \cdot wd$
Lastkombination	49	max M2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot ws + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	33	min M2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot wd + 1.05 \cdot q$
Lastkombination	49	max Q2	$1.35 \cdot g + 1.50 \cdot ws + 1.05 \cdot q$

Tragfähigkeitsnachweise

Berechnung nach DIN EN 1996-1-1

Mauerwerk: Kalksandstein Plansteine KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 24.00$ cm

WandTyp: Außenwand

Die Wand ist 2-seitig gehalten

Flächig aufgelagerte Massivdecke

Auflagertiefe $a = 24.00$ cm

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-1-151_4-B'_2022

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandkopf

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 2: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 202.89 kN

Bemessungsschnittgrößen M -16.23 kNm

Ausmitte e 8.00 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.33

aufnehmbare Normalkraft Nrd 790.32 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.26 **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandfuß

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q + 0.90 \cdot w_d$

Bemessungsschnittgrößen N 245.26 kN

Bemessungsschnittgrößen M -2.62 kNm

Ausmitte e 1.20 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.90

aufnehmbare Normalkraft Nrd 2133.43 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.11 **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Druckbeanspruchung in halber Geschosshöhe

maßgebende Lastkombination = 49: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot w_s + 1.05 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 199.66 kN

Bemessungsschnittgrößen M -9.60 kNm

Knicklänge 3.22 m

Ausmitte e 4.81 cm

Gesamtausmitte e_{mk} 5.99 cm (incl. Kriechen)

Traglastfaktor ϕ 0.25

aufnehmbare Normalkraft Nrd 583.72 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.34 **Nachweis erfüllt**

Zusammenfassung

Pos. W-1-151	Außenwandpfeiler in Achse 4/B-C	(Erweiterung BA 2b)
Mauerwerk:	Steinfestigkeitsklasse 20, Rohdichteklasse 2.0, Dünnbettmörtel	
	t = 24 cm	KS P
Neue Auflagertasche: für Unterzug Pos. U_1_251		
	b = 25 cm	h = 30 cm t = 12 cm
Die bestehende Wand ist auch für die veränderte Belastung ausreichend tragfähig.		

Pos. W-1-153	Innenwand in Achse E/3-4	(Erweiterung BA 2b)
---------------------	---------------------------------	----------------------------

Konstruktion

Die tragende Innenwand in Achse 3 wurde gemäß [17] aus Mauerwerk KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Rdkl. 2.0, DM ausgeführt.

Wanddicke $t = 24 \text{ cm}$

lichte Geschosshöhe $h_{\text{licht}} = 3,575 \text{ m}$

Veränderung

Der Unterzug in Achse 3/A-E zur Abfangung der Innenwand Pos. W-1-154 (Flurwand) im 1.OG soll an Achse E in einer Auflagertasche der Brandwand Pos. W-1-153 aufgelagert werden, um eine vor die Wand gestellte Stütze zu vermeiden.

In der Statischen Berechnung von 2015 wurde als maßgebender Wandbereich von Pos. W-1-153 der Wandpfeiler im Achsbereich 2/C mit einer Breite von 76 cm bemessen. Infolge der Zusatzlast aus der neuen Abfangung wird nun ein Wandausschnitt im Achsbereich E/3 nachgewiesen.

Geometrie

Unterzug Pos. U_1_252 $h_{\text{UZ}} = 40 \text{ cm}$ UK UZ bis UK RD $b_{\text{UZ}} = 25 \text{ cm}$

Lichte Wandhöhe $h = 3,58 \text{ m}$ OK RD bis UK RD

Wandhöhe unter UZ $h_{\text{W}} = 3,18 \text{ m}$ OK RD bis UK UZ

Lastausbreitung im Mauerwerk erfolgt unter 60° :

$$x_{\text{W}} = (0,5 * h - h_{\text{UZ}}) / \tan 60^\circ = (0,5 * 3,58 \text{ m} - 0,4 \text{ m}) / \tan 60^\circ = 0,80 \text{ m}$$

Lastausbreitung: einseitige Lastausbreitung bis in halbe Geschosshöhe

$$b_{\text{OG}} = x_{\text{W}} + 0,5 b_{\text{UZ}} + a_{\text{W}} = 0,80 \text{ m} + 0,12 \text{ m} + 0,08 = 1,00 \text{ m}$$

Deckeneinflussbreite $b_{\text{D}} = 0,5 * 1,90 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 1,95 \text{ m}$

Deckenspannweite $l_{\text{D}} < 2,0 \text{ m}$ beidseitig (Spannrichtung quer)

Wandpfeiler EG $b_{\text{EG}} = b_{\text{OG}} = 1,00 \text{ m}$

Belastung

Die Zusatzlasten aus dem Unterzug Pos. U_1_252 ergeben sich aus den Auflagerkräften der FE-Berechnung, siehe Kap. 5.1.

aus D-1-103	$g_k = 7,3 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (siehe Kap. 9.1)
aus U_1_252	UZ-Querkräfte aus FE-Modell Grenzfall Plattenbalken, siehe Kap. 5.1	
	$G_k = 34 \text{ kN}$	$Q_k = 18 \text{ kN}$
	Lastausmitte:	$e = 8 \text{ cm}$
	$M_G = 2,72 \text{ kNm}$	$M_Q = 1,44 \text{ kNm}$

Berechnung und Bemessung

Der Nachweis der Auflagerpressung und der Knicknachweis der Wand erfolgen mit dem Programm CS-WAND auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-1-153_3-E_Lager

CS-WAND V 2016.01 Auflagerpressung

Auflagerpressung 3/E Auflager U_1_252 (nach DIN EN 1996 (EC6))

bei einseitiger Lastverteilung

Geometrie

Höhe der Wand	[m]	3.580
Dicke der Wand	[m]	0.240
Lastbreite	[m]	0.120
Lastlänge	[m]	0.240
Lasttiefe	[m]	0.400

Material

Steinfestigkeitsklasse			20
Steinart	Kalksandstein Plansteine KS P		
Mörtelart	Dünnbettmörtel		
char. Druckfestigkeit	f_k	[MN/m ²]	10.500
Langzeitfaktor	η		0.850
Teilsicherheit	γ_m		1.500
design.Druckfestigkeit	f_d	[MN/m ²]	5.950
Mauerwerksgewicht	γ_{Mw}	[kN/m ³]	20.00
Putzgewicht	γ_p	[kN/m ²]	0.40

Belastung

Einzellast	E_{gk}	[kN]	40.00	E_{qk}	[kN]	20.00
Teilsicherheit	γ_g		1.35	γ_q		1.50

Nachweisformat $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

Auflast	N_{Edc}	[kN]	84.00		
Erhöhungsfaktor	β		1.000		
Tragwiderstand	N_{Rdc}	[kN]	171.36		
$N_{Edc} < N_{Rdc}$				Nachweis erfüllt !	

Nachweis in halber Geschosshöhe entfällt, da $N_{Edc} < N_{Rdc}$

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

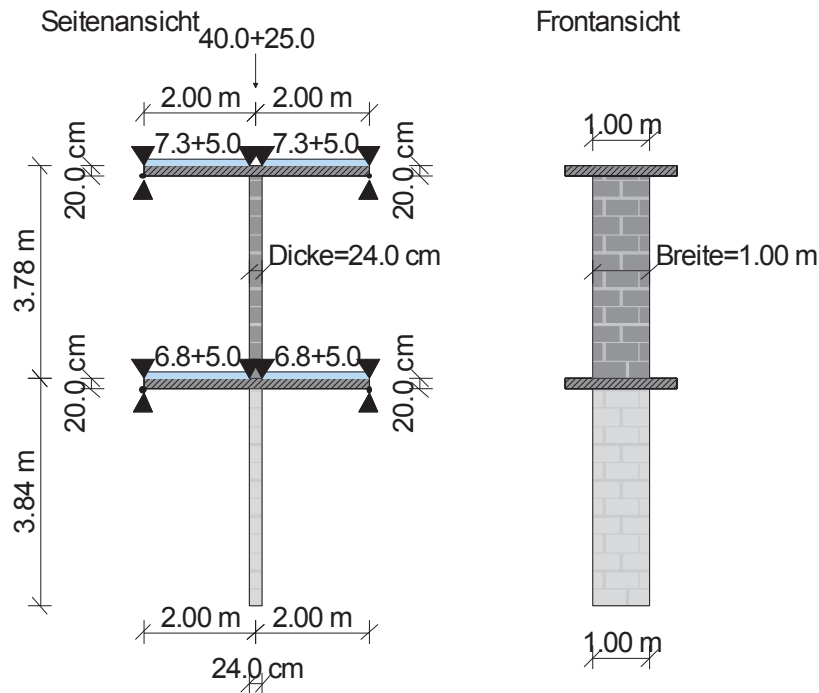
Position: W-1-153_3-E_2022

CS-WAND V 2016.06 Mauerwerksnachweis genau

Berechnung nach dem genauen Verfahren DIN EN 1996-1-1

Kalksandstein Plansteine KS P, Steifigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 24.00$ cm



Materialwerte

char. Druckfestigkeit f_k :	10.50	N/mm ²
char. Haftscherfestigkeit ohne Auflast f_{vk0} :	0.22	N/mm ²
char. Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$:	0.80	N/mm ²
Endkriechzahl ϕ :	1.50	
Elastizitätsmodul:	9975.00	N/mm ²

Geschoß oberhalb (lediglich Decke bzw. Lasten vorhanden)

Decke links	Breite	1.95 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	2.00 m	abliegendes Ende gelenkig	
Decke rechts	Breite	1.95 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	2.00 m	abliegendes Ende gelenkig	
Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²	

Belastung	Decke links	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$	kN/m ²
	Decke re.	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$	kN/m ²
Zusatzlasten	Auflast	$A_g = 40.00$	kN/m	$A_q = 25.00$	kNm/m
	Zusatzmoment	$M_g = -3.20$	kN/m	$M_q = -2.00$	kNm/m

Nachzuweisendes Geschoß

Wand	Breite	1.00 m	Dicke	24.00 cm
	Höhe	3.78 m		
Material	Wand	E-Modul	9975.00	N/mm ²

Geschoß unterhalb

Decke links	Breite	1.95 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	2.00 m	abliegendes Ende gelenkig	

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG Position: W-1-153_3-E_2022

Decke rechts	Breite	1.95 m	Dicke	20.00 cm	
	Stützlänge	2.00 m	abliegendes Ende	gelenkig	
Wand	Breite	1.00 m	Dicke	24.00 cm	
	Höhe	3.84 m			
Material	Wand	E-Modul	2755.00	N/mm ²	
	Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²	
Belastung	Decke links	gk= 6.75	kN/m ²	qk= 5.00	kN/m ²
	Decke re.	gk= 6.75	kN/m ²	qk= 5.00	kN/m ²

charakteristische Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Beschreibung	N1	Nm	N2	M1	Mm	M2	Q1	Qm	Q2
Wandgewicht (incl. Putz)	0.00	9.45	18.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ständige Last aus Decken	28.47	28.47	28.47	0.13	0.07	0.00	0.03	0.03	0.03
Zusätzliche ständige Lasten	40.00	40.00	40.00	-3.20	-1.60	0.00	-0.85	-0.85	-0.85
Nutzlast aus Decken	9.75	9.75	9.75	0.28	0.14	0.00	0.07	0.07	0.07
Nutzlast aus Decken	9.75	9.75	9.75	-0.12	-0.06	0.00	-0.03	-0.03	-0.03
Zusätzliche Nutzlasten	25.00	25.00	25.00	-2.00	-1.00	0.00	-0.53	-0.53	-0.53

Extremale Design-Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Lastkombination	N1	zug. M1	Nm	zug. Mm	N2	zug. M2
Lastkombination für max. N	159.18	-6.90	171.94	-3.45	184.70	0.00
Lastkombination für min. N	68.47	-3.07	77.92	-1.53	87.37	0.00
Lastkombination für max. M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Lastkombination für min. M	144.56	-7.32	157.32	-3.66	184.70	0.00
Lastkombination	Q1	zug. N1	Qm	zug. Nm	Q2	zug. N2
Lastkombination für max. Q	1.94	144.56	1.94	157.32	1.94	170.08

Lastkombinationen für extremale Design-Schnittgrößen

Lastkombination	1	max N1	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min N1	1.00*g
Lastkombination	1	max M1	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min M1	1.35*g
Lastkombination	5	max Q1	1.35*g
Lastkombination	1	max Nm	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min Nm	1.00*g
Lastkombination	1	max Mm	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min Mm	1.35*g
Lastkombination	5	max Qm	1.35*g
Lastkombination	1	max N2	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min N2	1.00*g
Lastkombination	1	max M2	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min M2	1.35*g
Lastkombination	5	max Q2	1.35*g

Tragfähigkeitsnachweise

Berechnung nach DIN EN 1996-1-1

Mauerwerk: Kalksandstein Plansteine KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke t = 24.00 cm

WandTyp: Innenwand

Die Wand ist 2-seitig gehalten

Flächig aufgelagerte Massivdecke

Auflagertiefe a = 24.00 cm

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-1-153_3-E_2022

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandkopf

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 5: $1.35 \cdot g$

Bemessungsschnittgrößen N	144.56	kN	
Bemessungsschnittgrößen M	-7.32	kNm	
Ausmitte e	5.06	cm	(Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)
Traglastfaktor ϕ	0.58		
aufnehmbare Normalkraft Nrd	825.45	kN	(mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)
Ausnutzungsfaktor	0.18		Nachweis erfüllt

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandfuß

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N	184.70	kN	
Bemessungsschnittgrößen M	0.00	kNm	
Ausmitte e	1.20	cm	(Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)
Traglastfaktor ϕ	0.90		
aufnehmbare Normalkraft Nrd	1285.20	kN	(mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)
Ausnutzungsfaktor	0.14		Nachweis erfüllt

Nachweis der Druckbeanspruchung in halber Geschosshöhe

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N	171.94	kN	
Bemessungsschnittgrößen M	-3.45	kNm	
Knicklänge	3.22	m	
Ausmitte e	2.01	cm	
Gesamtausmitte emk	3.05	cm	(incl. Kriechen)
Traglastfaktor ϕ	0.53		
aufnehmbare Normalkraft Nrd	740.91	kN	(mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)
Ausnutzungsfaktor	0.23		Nachweis erfüllt

Zusammenfassung

Pos. W-1-153	Innenwand in Achse E/3-4	(Erweiterung BA 2b)
Mauerwerk:	Steinfestigkeitsklasse 20, Rohdichteklasse 2.0, Dünnbettmörtel	
	t = 24 cm	KS P
Neue Auflagertasche: für Unterzug Pos. U_1_252		
	b = 25 cm	h = 40 cm t = 12 cm
Die bestehende Wand ist auch für die veränderte Belastung ausreichend tragfähig.		

Pos. W-1-154	Innenwand $t = 17,5$ cm	(Erweiterung BA 2b)
---------------------	---	----------------------------

Konstruktion

Die tragende Innenwand in Achse 3 wurde gemäß [17] aus Mauerwerk KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Rdkl. 2.0, DM ausgeführt.

Wanddicke $t = 17,5$ cm

lichte Geschosshöhe $h_{\text{licht}} = 3,575$ m

Veränderung

Die Innenwand im 1.OG soll für die geplante Anordnung von weiteren Patientenzimmern im Achsbereich B-E/3-4 gänzlich entfernt und durch eine Abfangekonstruktion ersetzt werden, siehe Kap. 5.1, Pos. U_1_251 - U_1_252 und Kap. 6.1, Pos. S_1_251 - S_1_253.

Pos. W-0-21	Wand in Ebene 0, Achse A/3-4	(Neubau 2009)
--------------------	-------------------------------------	----------------------

Konstruktion

Die tragende Außenwand wurde gemäß [5] als Wandartiger Träger in Stahlbeton C25/30 mit einer Dicke von $d = 24 \text{ cm}$ hergestellt. Als Einfeldträger trägt sie die Lasten aus der später ausgeführten Erweiterung in Ebene 1 (BA 2b) sowie der Decken über Ebene 0 und Ebene -1. An den Achspunkten A/3 und A/4 liegt der wandartige Träger auf der Außenwand der Untergeschosses Pos. W- -1-14 auf.

Wanddicke $t = 24 \text{ cm}$

Geschosshöhe $h_g = 3,69 - (-0,16) = 3,85 \text{ m}$ (von OK RD UG bis OK RD EG)

Veränderung

Durch die Auflagerung der neuen Abfangekonstruktion im 1.OG auf dem Wandpfeiler Pos. W-1-261 vor der Außenwandachse A erhält die Stahlbetonwand Pos. W-0-21 im EG infolge der exzentrischen Lasteinleitung zusätzlich eine Biegebeanspruchung am Auflagerbereich an A/3.

Belastungen

Die Belastungen ergeben sich aus dem neuen Wandpfeiler Pos. W_1_261 sowie aus den Berechnungen der Decken über Ebene 1, Pos. D-1-103 (siehe Kap. 5.1) und Ebene 0, Pos. D-0-01-02 (siehe [7]):

aus W_1_261: $G_k = 47 \text{ kN}$ $Q_k = 24 \text{ kN}$ (siehe Kap. 7.1)

Lastausmitte: $e = 24 \text{ cm}$

$M_G = 11,3 \text{ kNm}$ $M_Q = 5,8 \text{ kNm}$

aus S-1-125: $G_k = 76 \text{ kN}$ $Q_k = 35 \text{ kN}$ (siehe [17], Seite N1-6.5)

Die Bemessung von S-1-125 ist nachfolgend eingefügt.

aus D-0-01-02d: $G_k = 63 \text{ kN}$ $Q_k = 22 \text{ kN}$ (siehe [7], LF 1 + LF 2)

$(0,2\text{m} * 108\text{kN/m} + 0,8\text{m} * 51 \text{ kN/m})$ $(0,2\text{m} * 48\text{kN/m} + 0,8 * 14,5 \text{ kN/m})$ (siehe nachfolg. Seiten)

Die Einzelergebnisse der relevanten Lastfälle sind auf den nachfolgenden Seiten ausgegeben.

bow ingenieure gmbh

ottenser marktplatz 13

22765 hamburg



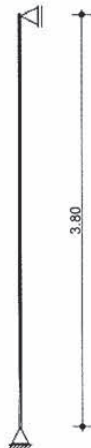
Projekt: 2015-796_Lufthafen_Erweiterung Position: S-1-125

Blatt: 1

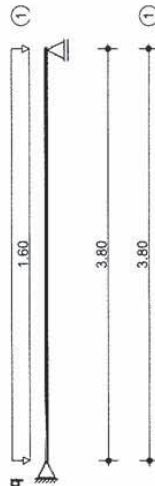
CS-STIL V 2016.00 Stahlbetonstütze (2-achsig, Heissbemessung)

NA-6.4

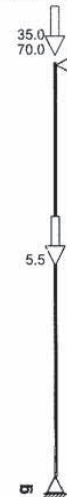
System und Last x-z-Ebene



System und Last y-z-Ebene



Last in z-Richtung



Material

Beton	f_{ck} [MN/m ²]	f_{ctmk} [MN/m ²]	E_{cm} [MN/m ²]	ϵ_{c1u}	γ_{cg}	γ_{ca}
C25/30	25.00	2.60	31000.00	-2.00	1.50	1.30
Biegebewehrung	f_{yk} [MN/m ²]	f_{tk} [MN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ϵ_{sy}	γ_{sg}	γ_{sa}
B500A	500.00	525.00	200000.00	2.17	1.15	1.00
Schubbewehrung	f_{yk} [MN/m ²]	f_{tk} [MN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ϵ_{sy}	γ_{sg}	γ_{sa}
B500A	500.00	525.00	200000.00	2.17	1.15	1.00

Auflagerbedingungen

X-Z-Ebene		Y-Z-Ebene	
Stelle z[m]	Auflagerung	Stelle z[m]	Auflagerung
0.00	horizontal gehalten	0.00	horizontal gehalten
3.80	feste Auflagerung	3.80	feste Auflagerung

Querschnitt

Name	A [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _x [cm ⁴]
Rechteck by/bx = 24.00/ 24.00	576.00	27648.00	27648.00
d1x/d2x/d1y/d2y= 6.00/ 6.00/ 6.00/ 6.00			

Belastung

Ia - Lastanfang, II - Lastlänge

Feld	Lastart	Richtung	Last	Einw	Ia [m]	II [m]	Beschreibung
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	5.47	1 g	1.900	Eigengewicht
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	70.00	1 g	0.000	
1	Einzellast	[kN]	z-Richtung	35.00	2 q	0.000	
1	Gleichlast	[kN/m]	y-Richtung	1.60	3 q	0.000	3.800

Auflagerreaktionen

charakteristisch, extremal

z [m]	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	MyII [kNm]	MxII [kNm]
0.00	0.00	0.00	3.04	0.00	0.00	0.00	0.00
3.80	110.47	0.00	3.04	0.00	0.00	0.00	0.00

bow ingenieure gmbh

ottenser marktplatz 13

22765 hamburg



Projekt: 2015-796_Lufthafen_Erweiterung Position: S-1-125

Blatt: 2

NA-6.5

Auflagerreaktionen

charakteristisch, einwirkungsweise

Lager	Einwirkung	Az [kN]	Ax [kN]	Ay [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
A	Einwirkung 1	-	-	-	-	-
	Einwirkung 2	-	-	-	-	-
	Einwirkung 3	-	-	3.04	-	-
	Einwirkung 4	-	-	-	-	-
	Summe g	-	-	-	-	-
	maximal	-	-	3.04	-	-
	minimal	-	-	-	-	-
B	Einwirkung 1	75.47	-	-	-	-
	Einwirkung 2	35.00	-	-	-	-
	Einwirkung 3	-	-	3.04	-	-
	Einwirkung 4	-	-	-	-	-
	Summe g	75.47	-	-	-	-
	maximal	110.47	-	3.04	-	-
	minimal	75.47	-	-	-	-

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1

Die Berechnung erfolgt mit nicht-linearer-Momenten-Krümmungs-Beziehung

z [m]	Nz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Qx [kN]	Qy [kN]	As [cm²]	asw [cm²/m]
0.00	-131.3	0.00	0.01	1.47	6.30	1.80	2.36
1.90	-138.6	1.40	5.99	-0.00	-0.00	1.80	2.36
3.80	-138.6	0.00	0.01	-1.47	-6.30	1.80	2.36

Bemessung für den Brandfall nach EN 1992-1-2

Berechnung nach dem Zonen-Verfahren B2 (Level 2)

Feuerwiderstandsklasse R 90

Beflammung ist 4-seitig

Kopfeinspannung im Brandfall = 0.00 kNm/rad

Fußeinspannung im Brandfall = 0.00 kNm/rad

Reduzierte Materialwerte

Betonzuschläge sind kalksteinhaltig, Stahl ist kaltverformt

Beton: Tc= 365 °C kc(T)= 0.87 fck(T)= 21.77 N/mm² eps.c1=-8.96

Stahl: Ts= 428 °C ksy(T)= 0.86 fyk(T)= 432.20 N/mm²

Thermische Längenänderung [0/00]: Beton 2.75, Stahl 5.63

Reduzierter Querschnitt

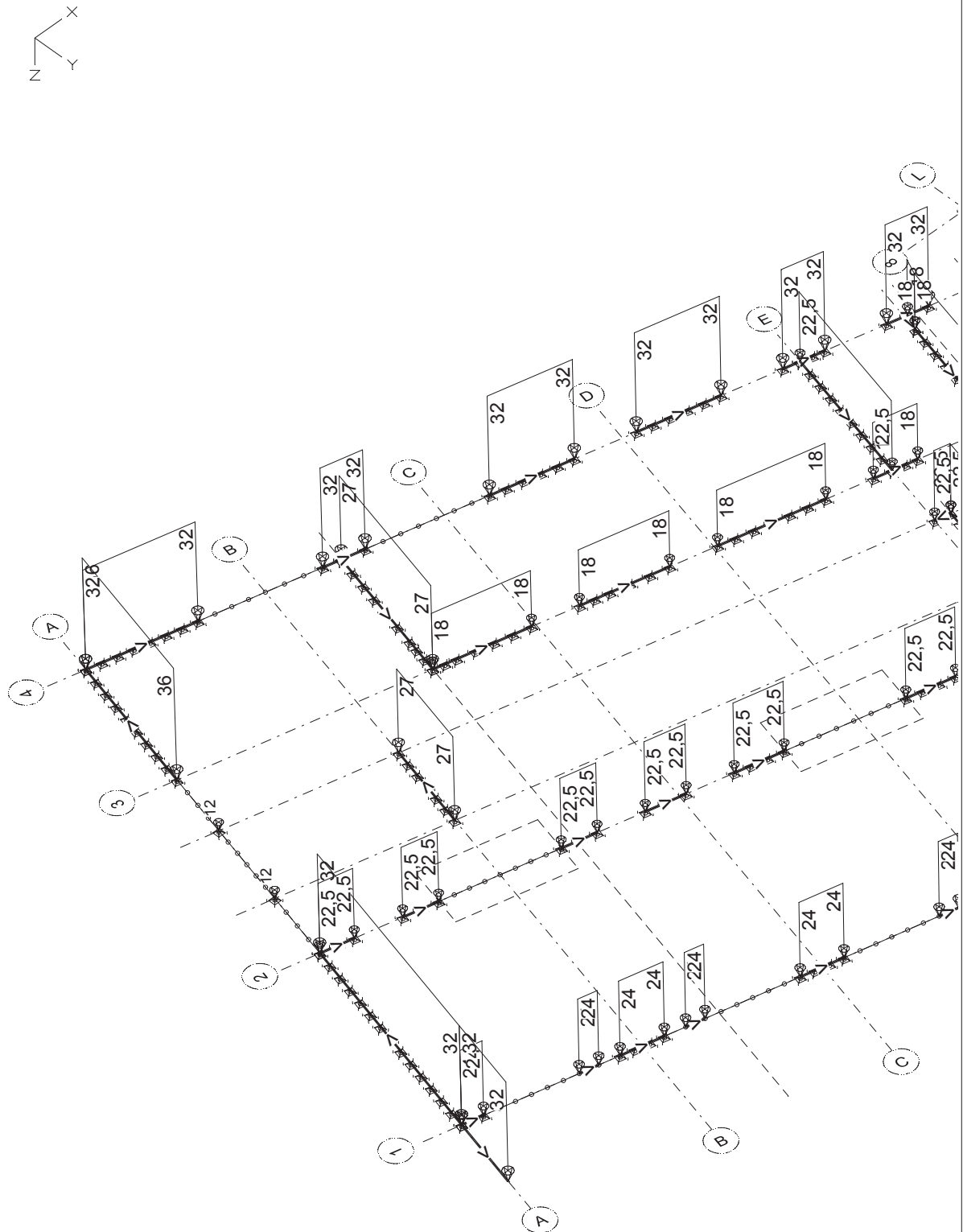
geschädigte Zonenbreite az= 3.15 cm

Name	A [cm²]	Iy [cm⁴]	Ix [cm⁴]
Rechteck by/bx = 17.70/ 17.70	313.33	8181.23	8181.23
d1x/d2x/d1y/d2y= 2.85/ 2.85/ 2.85/ 2.85			

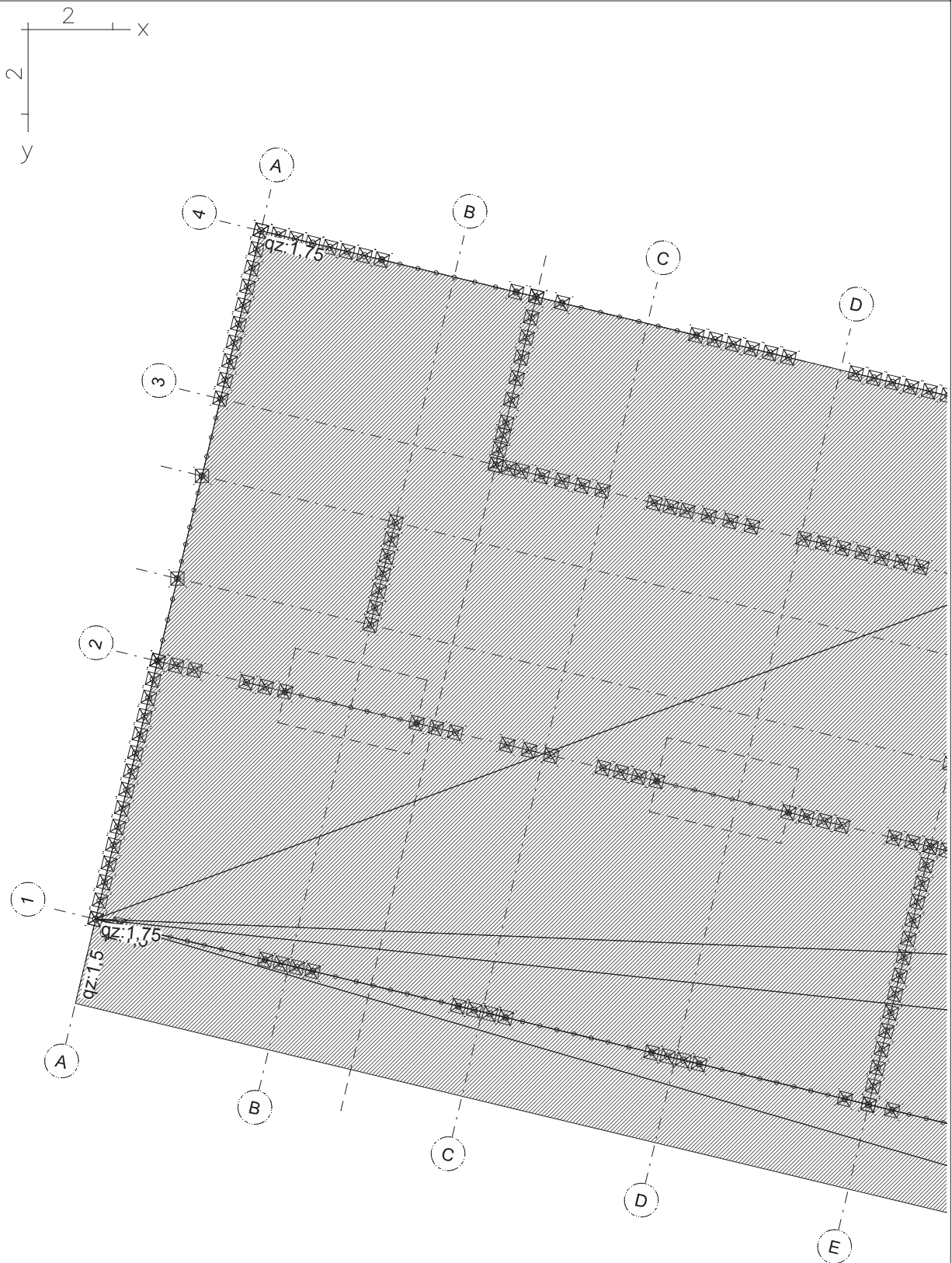
z [m]	Nz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]	Qx [kN]	Qy [kN]	As [cm²]	asw [cm²/m]
0.00	-80.5	0.00	0.00	1.27	2.17	1.80	3.19
1.90	-86.0	1.21	2.07	-0.00	-0.00	1.80	3.19
3.80	-86.0	0.00	0.00	-1.27	-2.17	1.80	3.19

Bewehrung

	gewählt	vorh. As	erf. As
Ecken	4 x 1 D 12	4.52	1.80
Bügelbewehrung	D 6 s=14.0 cm	4.04	3.19



bow ingenieure gmbh

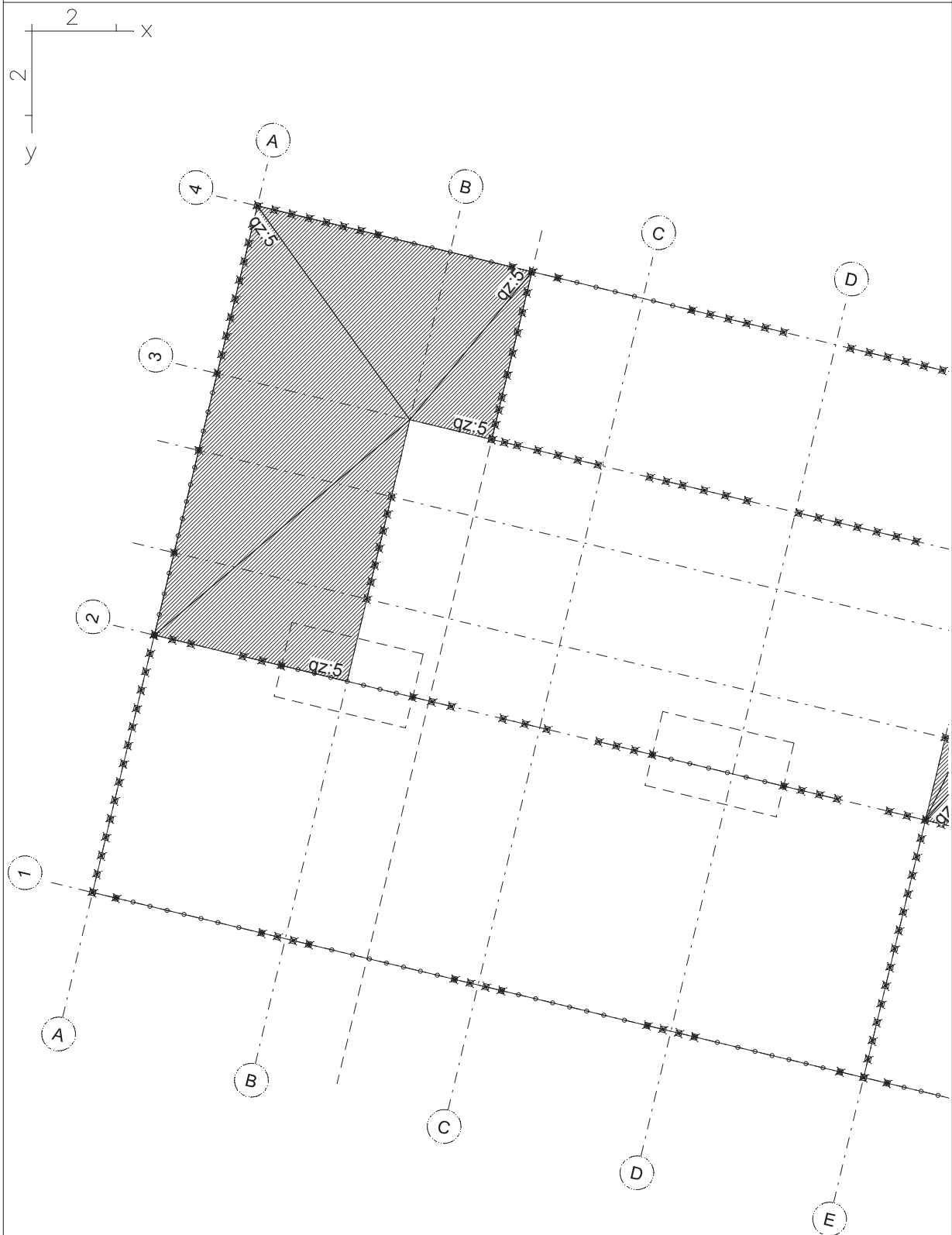


LF 1: Belastung, Eigenlasten Decke ü EG

LF 1: Belastung, Eigenlasten Decke ü EG Flächenlasten - M = 1:125
2021-923.11 AKK Lufthafen Hamburg - Umbau 1.OG bow ingenieure gmbh

Finite Elemente 21.20 x64 © InfoGraph GmbH

D_0_01-02 d_aus_2009-524_N4.fem - Blatt



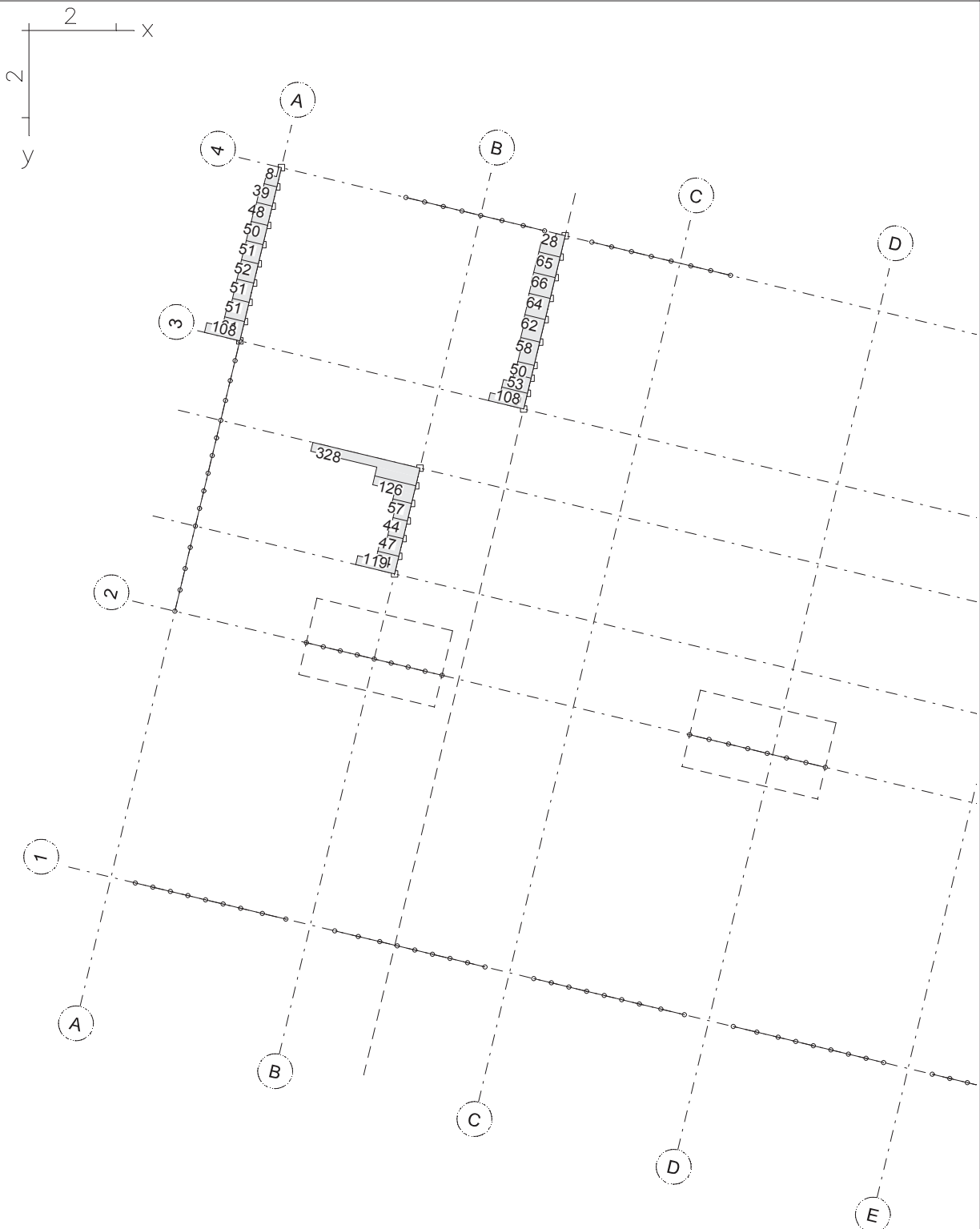
LF 2: Belastung, 1-Verkehr 1OG

2021-923.11 AKK Lufthafen Hamburg - Umbau 1.OG

LF 2: Belastung, 1-Verkehr 1OG - M = 1:125
bow ingenieure gmbh

Finite Elemente 21.20 x64 © InfoGraph GmbH

D_0_01-02 d_aus_2009-524_N4.fem - Blatt



LF 1: Eigenlasten Decke ü EG

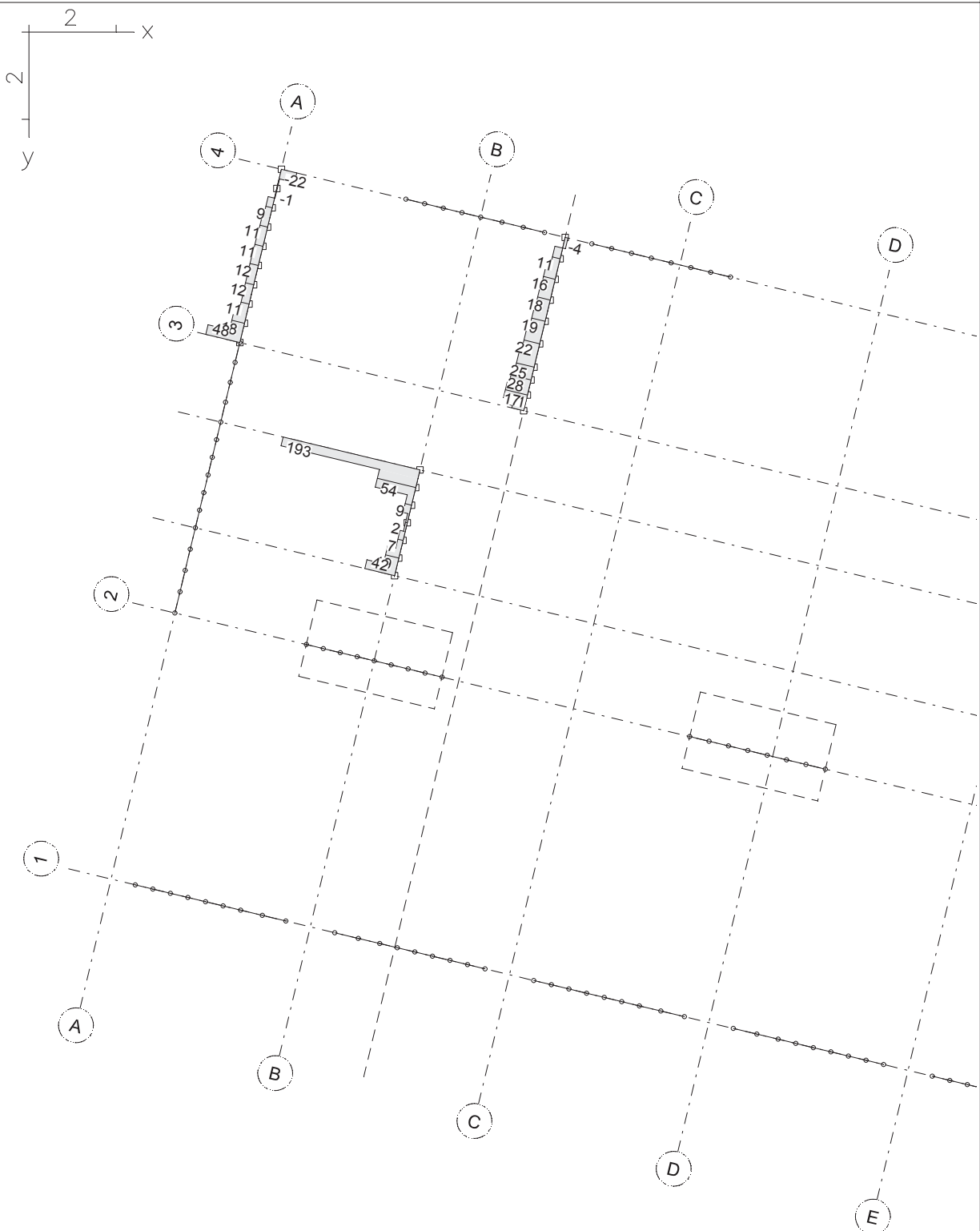
Auflagerreaktionen im System der Lagerlinien $R_z(l)$. 162,40 [kN/m] = ————

Summe im Globalsystem $R_z(g)$ = 15776,95 [kN]

Auflagerreaktionen R_z ; LF 1, Eigenlasten Decke ü EG - M = 1:125
2021-923.11 AKK Lufthafen Hamburg - Umbau 1.OG
bow ingenieure gmbh

Finite Elemente 21.20 x64 © InfoGraph GmbH

D_0_01-02 d_aus_2009-524_N4.fem - Blatt



LF 2: 1-Verkehr 1OG
Auflagerreaktionen im System der Lagerlinien $R_z(l)$. 74,61 [kN/m] =
Summe im Globalsystem $R_z(g)$ = 1421,49 [kN]

Auflagerreaktionen R_z ; LF 2, 1-Verkehr 1OG - M = 1:125

2021-923.11 AKK Lufthafen Hamburg - Umbau 1.OG

bow ingenieure gmbh

Berechnung und Bemessung

Da die Lasten im Feldbereich sich nicht erhöhen, hat die Bemessung als Wandartiger Träger in [5], Seiten 5-100 bis 5-113 weiterhin Gültigkeit.

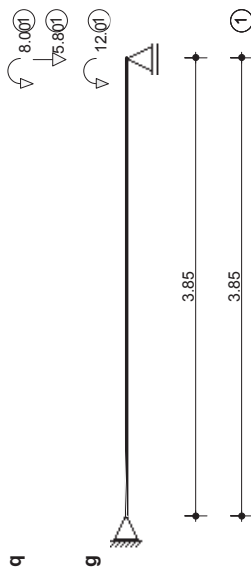
Die Bemessung für die zusätzliche Biegebeanspruchung im Bereich des Auflagers an Achse A/3 erfolgt als 1 m breite Stahlbetonstütze mit dem Programm CS-STIL auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-0-21_2022

CS-STIL V 2016.09 Stahlbetonstütze (1-achsig, Modellstütze)

System und Last x-z-Ebene



Last in z-Richtung



Expositionsklassen

XC1 - Trocken oder ständig nass

Material

Beton	f_{ck} [MN/m ²]	f_{ctmk} [MN/m ²]	E_{cm} [MN/m ²]	ϵ_{cu}	γ_{cg}	γ_{ca}
C25/30	25.00	2.60	26700.00	-2.00	1.50	1.30
Biegebewehrung	f_{yk} [MN/m ²]	f_{tk} [MN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ϵ_{sy}	γ_{sg}	γ_{sa}
BSt 500 SA	500.00	550.00	200000.00	2.17	1.15	1.00
Schubbewehrung	f_{yk} [MN/m ²]	f_{tk} [MN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ϵ_{sy}	γ_{sg}	γ_{sa}
BSt 500 SA	500.00	550.00	200000.00	2.17	1.15	1.00

Auflagerbedingungen

System Y-Z wird nicht berücksichtigt, kein Knicken um x-Achse

Stelle z[m]	Auflagerung
0.00	horizontal gehalten
3.85	feste Auflagerung

Querschnitt

Name	A [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _x [cm ⁴]
Rechteck by/bx =100.00/ 24.00	2400.00	115200.00	2000000.00
d1x/d2x/d1y/d2y= 4.00/ 4.00/ 4.00/ 4.00			

Belastung

Feld	Lastart	Richtung	Last	Einw	Ia [m]	II [m]	Beschreibung
1	Einzellast	z-Richtung	63.00	1 g	0.000		aus D-0-01
1	Einzellast	z-Richtung	76.00	1 g	0.000		aus S-1-125
1	Einzellast	z-Richtung	47.00	1 g	0.000		aus W_1_261
1	Einzellast	x-Richtung	0.00	1 g	0.000		aus W_1_261
1	Moment	um y-Achse	12.00	1 g	0.000		
1	Einzellast	z-Richtung	22.00	2 q	0.000		aus D-0-01
1	Einzellast	z-Richtung	35.00	2 q	0.000		aus S-1-125
1	Einzellast	z-Richtung	24.00	2 q	0.000		aus W_1_261

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-0-21_2022

Feld	Lastart	Richtung	Last	Einw	la [m]	ll [m]	Beschreibung
1	Einzellast	[kN]	x-Richtung	5.80	2 q	0.000	aus W_1_261
1	Moment	[kNm]	um y-Achse	8.00	2 q	0.000	

Auflagerreaktionen charakteristisch, extremal

z [m]	Az [kN]	Ax [kN]	My [kNm]	MyII [kNm]
0.00	0.00	-3.12	0.00	0.00
3.85	267.00	5.19	0.00	0.00

Bemessung nach DIN 1045-1

Knicklänge	sky	3.85	m
Schlankheit	λ_y	55.57	
Ungewollte Ausmitte	eax	0.96	cm
Kriechausmitte	ekx	0.00	cm
Ausmitte II. Ordnung (Bemessungslastfall)	ellx	3.57	cm
Normalkraft (Bemessungslastfall)	Nd	-372.60	kN
Moment II. Ordnung (Bemessungslastfall)	Myd	33.38	kNm
Längsbewehrung	As	3.60	cm ²
Bügelbewehrung	asw	2.36	cm ² /m

Statisch konstruktiver Brandschutz nach DIN 4102-4

Feuerwiderstandsklasse R 90 nach DIN 4102 Tabelle 31E:2007

Brandbeanspruchung: einseitig

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt für außergewöhnliche Situation

N _{fi}	My _{fi}	Mx _{fi}	N _{rd}	α_1	erf. d	erf. d1	As
kN	kNm	kNm	kN	-	cm	cm	cm ²
-226.5	19.46	0.00	-1345.1	0.17	19.00	3.40	3.60

Erforderliche Vertikalbewehrung

erf. $a_{sv} = 0,5 * 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite

Vorhandene Vertikalbewehrung

Q 335 beidseitig
(gemäß [5], Seite 5-112) vorh. $a_{sv} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ > erf. $a_{sv} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zusammenfassung

Pos. W-0-21	Wand in Ebene 0, Achse A/3-4	(Neubau 2009)
C 25/30	BSt 500 S/M (A)	h = 24 cm
Die bestehende Wand ist auch für die veränderte Beanspruchung ausreichend tragfähig.		

Pos. W-0-54	Innenwand Achse 3/B'-E	(Neubau 2009)
--------------------	-------------------------------	----------------------

Konstruktion

Die tragenden Mauerwerks-Innenwände wurden gemäß [5] aus Mauerwerk KS PE, Steinfestigkeitsklasse 20, Rdkl. 2.0, DM ausgeführt.

Wanddicke $t = 17,5 \text{ cm}$

lichte Geschosshöhe $h_{\text{licht}} = 3,65 \text{ m}$

Veränderung

Durch den Abbruch der Wand Pos. W-1-154 im 1.OG und deren Ersatz durch einzelne Stützen verändert sich die Belastung der Wand im EG von gleichmäßigen Linienlasten zu hohen Einzellasten an den Stützenfüßen.

In der Statischen Berechnung von 2009 wurde als maßgebender Wandbereich der Wandpfeiler im Achsbereich N/7 bemessen. Dieser befindet sich in dem nicht vom aktuell geplanten Umbau betroffenen Gebäudeteil, der auch andere Deckenspannweiten aufweist. Daher ist nun der maßgebende Wandbereich im Erdgeschoss unter Einfluss der Stützen-Einzellast nachzuweisen.

Belastung

Maßgebend ist der Wandbereich unter der neuen Stütze mit der höchsten Einzellast, Pos. S_1_253 neben Achse D. Die Zusatzlasten aus der Stütze ergeben sich aus den Auflagerkräften des Unterzugs Pos. U_1_252, siehe Kap. 5.1.

aus D-1-103 $g_k = 7,3 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (siehe Kap. 9.1)

aus U_1_252 $G_k = 260 \text{ kN}$ $Q_k = 146 \text{ kN}$ (Auflagerkräfte aus FE-Modell)

aus S_1_253 $G_k = 0,505 \text{ kN/m} * 3,50 \text{ m} = 1,8 \text{ kN}$

Geometrie

Die Lastausbreitung und der Einzugsbereich des maßgebenden Wandpfeilers im Achsbereich 3/D-E ist in der nachfolgenden Skizze dargestellt.

Stahlstütze Pos. S_1_253 Breite: $b_s = 21 \text{ cm}$

Achsabstand der Stütze im 1.OG zu Achse D $a_s = 0,75 \text{ m}$

Abstand der Wandkante im EG zu Achse D $a_w = 0,43 \text{ m}$

Lastausbreitung in der Stahlbetondecke erfolgt unter 45° :

$$x_D = 0,20 \text{ m} / \tan 45^\circ = 0,20 \text{ m}$$

Lastausbreitung im Mauerwerk erfolgt unter 60° :

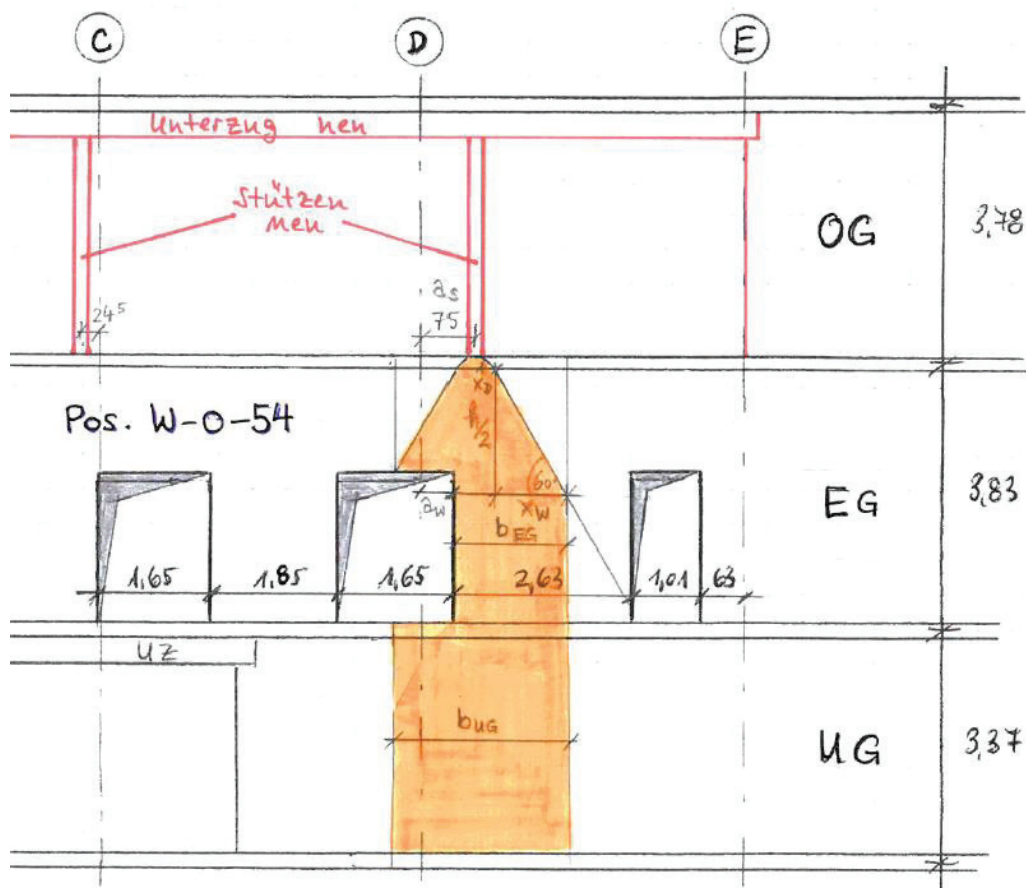
$$x_w = 0,5 * h_{\text{licht}} / \tan 60^\circ = 0,5 * 3,65 \text{ m} / \tan 60^\circ = 1,05 \text{ m}$$

Lastausbreitung in Wandmitte EG:

$$b_{EG} = a_s - a_w + 0,5 b_s + x_D + x_w = 0,75 \text{ m} - 0,43 + 0,5 * 0,21 \text{ m} + 0,20 \text{ m} + 1,05 \text{ m} = 1,67 \text{ m}$$

Lastausbreitung in Wandmitte UG:

$$b_{UG} = b_{EG} + 0,5 * 1,65 \text{ m} = 1,675 + 0,825 \text{ m} = 2,50 \text{ m}$$



Berechnung und Bemessung

Die Bemessung erfolgt mit dem Programm CS-WAND auf den nachfolgenden Seiten.

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

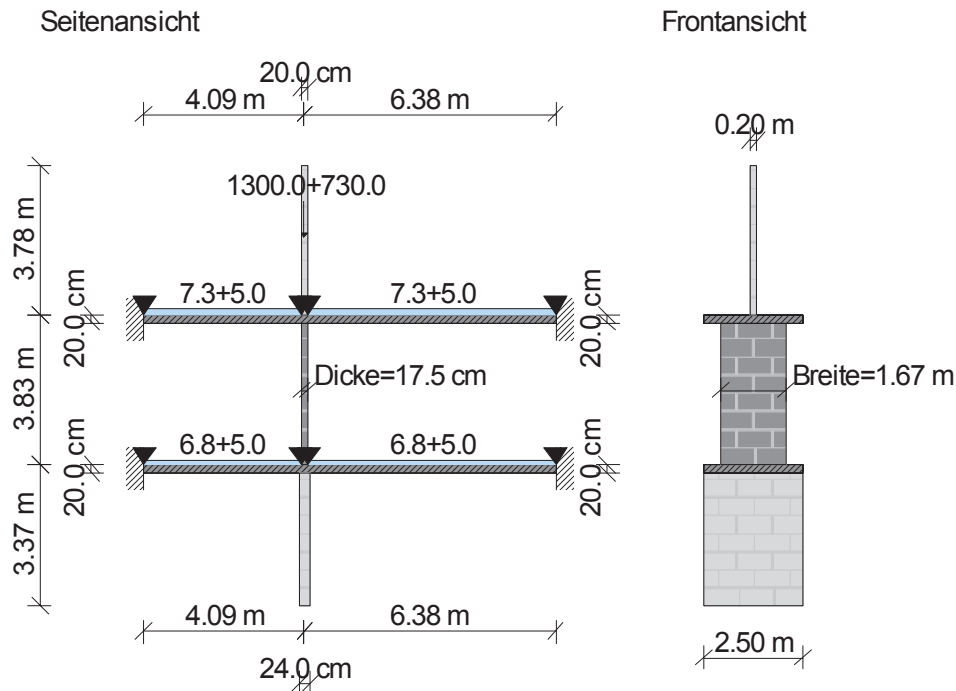
Position: W-0-54_3-D-E_2022_PB

CS-WAND V 2016.06 Mauerwerksnachweis genau

Berechnung nach dem genauen Verfahren DIN EN 1996-1-1

Kalksandstein Plansteine KS P, Steifigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke $t = 17.50$ cm



Materialwerte

char. Druckfestigkeit f_k :	10.50	N/mm ²
char. Haftscherfestigkeit ohne Auflast f_{vk0} :	0.22	N/mm ²
char. Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$:	0.80	N/mm ²
Endkriechzahl ϕ :	1.50	
Elastizitätsmodul:	9975.00	N/mm ²

Geschoß oberhalb

Decke links	Breite	2.50 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	4.09 m		abliegendes Ende eingespannt
Decke rechts	Breite	2.50 m	Dicke	20.00 cm
	Stützlänge	6.38 m		abliegendes Ende eingespannt
Wand	Breite	0.20 m	Dicke	20.00 cm
	Höhe	3.78 m		
Material	Wand	E-Modul	2755.00	N/mm ²
	Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²
Belastung	Decke links	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$ kN/m ²
	Decke re.	$g_k = 7.30$	kN/m ²	$q_k = 5.00$ kN/m ²
Zusatzlasten	Auflast	$A_g = 1300.00$	kN/m	$A_q = 730.00$ kN/m

Nachzuweisendes Geschoß

Wand	Breite	1.67 m	Dicke	17.50 cm
	Höhe	3.83 m		
Material	Wand	E-Modul	9975.00	N/mm ²

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-0-54_3-D-E_2022_PB

Geschoß unterhalb

Decke links	Breite	2.50	m	Dicke	20.00	cm
	Stützlänge	4.09	m	abliegendes Ende eingespannt		
Decke rechts	Breite	2.50	m	Dicke	20.00	cm
	Stützlänge	6.38	m	abliegendes Ende eingespannt		
Wand	Breite	2.50	m	Dicke	24.00	cm
	Höhe	3.37	m			
Material	Wand	E-Modul	2755.00	N/mm ²		
	Decke	E-Modul	26600.00	N/mm ²		
Belastung	Decke links	gk= 6.75	kN/m ²	qk= 5.00	kN/m ²	
	Decke re.	gk= 6.75	kN/m ²	qk= 5.00	kN/m ²	

charakteristische Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Beschreibung	N1	Nm	N2	M1	Mm	M2	Q1	Qm	Q2
Wandgewicht (incl. Putz)	0.00	12.46	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ständige Last aus Decken	99.97	99.97	99.97	-1.39	-0.70	0.00	-0.36	-0.36	-0.36
Zusätzliche ständige Lasten	260.00	260.00	260.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nutzlast aus Decken	23.44	23.44	23.44	0.67	0.33	0.00	0.17	0.17	0.17
Nutzlast aus Decken	45.03	45.03	45.03	-1.62	-0.81	0.00	-0.42	-0.42	-0.42
Zusätzliche Nutzlasten	146.00	146.00	146.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Extremale Design-Schnittgrößen

Ausgaben in kN bzw. kNm

Lastkombination	N1	zug. M1	Nm	zug. Mm	N2	zug. M2
Lastkombination für max. N	807.67	-3.31	824.49	-1.66	841.31	0.00
Lastkombination für min. N	359.97	-1.39	372.43	-0.70	384.89	0.00
Lastkombination für max. M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Lastkombination für min. M	772.51	-4.31	789.33	-2.16	841.31	0.00
Lastkombination	Q1	zug. N1	Qm	zug. Nm	Q2	zug. N2
Lastkombination für max. Q	1.13	772.51	1.13	789.33	1.13	806.14

Lastkombinationen für extremale Design-Schnittgrößen

Lastkombination	1	max N1	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min N1	1.00*g
Lastkombination	1	max M1	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min M1	1.35*g
Lastkombination	5	max Q1	1.35*g
Lastkombination	1	max Nm	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min Nm	1.00*g
Lastkombination	1	max Mm	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min Mm	1.35*g
Lastkombination	5	max Qm	1.35*g
Lastkombination	1	max N2	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	16	min N2	1.00*g
Lastkombination	1	max M2	1.35*g + 1.50*q
Lastkombination	5	min M2	1.35*g
Lastkombination	5	max Q2	1.35*g

Tragfähigkeitsnachweise

Berechnung nach DIN EN 1996-1-1

Mauerwerk: Kalksandstein Plansteine KS P, Steinfestigkeitsklasse 20, Dünnbettmörtel

Wanddicke t = 17.50 cm

WandTyp: Innenwand

Die Wand ist 2-seitig gehalten

Flächig aufgelagerte Massivdecke

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: W-0-54_3-D-E_2022_PB

Auflagertiefe a = 17.50 cm

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandkopf

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 807.67 kN

Bemessungsschnittgrößen M -3.31 kNm

Ausmitte e 0.88 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.90

aufnehmbare Normalkraft Nrd 1565.00 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.52 **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Druckbeanspruchung am Wandfuß

Berechnung des Wand-/Deckenknotens am Teilsystem

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 841.31 kN

Bemessungsschnittgrößen M 0.00 kNm

Ausmitte e 0.88 cm (Mindestausmitte $e=0.05 \cdot t$)

Traglastfaktor ϕ 0.90

aufnehmbare Normalkraft Nrd 1565.00 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.54 **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Druckbeanspruchung in halber Geschosshöhe

maßgebende Lastkombination = 1: $1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q$

Bemessungsschnittgrößen N 824.49 kN

Bemessungsschnittgrößen M -1.66 kNm

Knicklänge 3.27 m

Ausmitte e 0.20 cm

Gesamtausmitte e_{mk} 1.15 cm (incl. Kriechen)

Traglastfaktor ϕ 0.54

aufnehmbare Normalkraft Nrd 932.20 kN (mit $f_d = 5.95 \text{ N/mm}^2$)

Ausnutzungsfaktor 0.88 **Nachweis erfüllt**

Zusammenfassung

Pos. W-0-54	Innenwand Achse 3/B'-E	(Neubau 2009)
Mauerwerk:	Steinfestigkeitsklasse 20, Rohdichteklasse 2.0, Dünnbettmörtel	
	t = 17,5 cm	KS P
Die bestehende Wand ist auch für die veränderte Belastung ausreichend tragfähig.		

9.5 Gründung im Bestand

Pos. B- -1-01	Bodenplatte unter Ebene -1	(Neubau 2009)
----------------------	-----------------------------------	----------------------

Konstruktion

Die Gründung des Untergeschosses erfolgte als durchgehende Bodenplatte mit $d = 35 \text{ cm}$ in Stahlbeton C 25/30 ohne Bewegungs- und Arbeitsfugen. Umlaufend sind Streifenfundamente (40/80 cm) angeordnet.

Veränderung

Durch die beiden zusätzlichen Stützen im UG Pos. S_-1_251 und Pos. S_-1_252 erhält die vorhandene Bodenplatte Pos. B- -1-01 hohe Einzellasten an bzw. neben den Achspunkten 3/B und 3/C.

Belastung

Die Belastungen für die Sohlplatte werden aus den veränderten Auflagerlasten der Pos. D--1-01 (2022-05) in die Berechnung eingelesen.

Die Flächenlasten im Untergeschoss sowie die Eigenlasten der Bestandsbauteile im Untergeschoss bleiben gegenüber der ursprünglichen Bemessung unverändert.

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung der Bodenplatte Pos. B- -1-01 erfolgte in der Statischen Berechnung von 2009 [5] – [9] als FE-Modell einer als gebetteten Platte.

Für Nachweise der bestehenden UG-Sohle wird das FE-Modell (Datei „B_-1_01_a.fem“) der Statischen Berechnung von 2009 aus [5], Seiten 7-104 bis 7-194 übernommen mit aktualisierten Lasten der darüber liegenden Geschosse neu berechnet.

Die alte Berechnungsdatei wird kopiert, umbenannt und an das veränderte System angepasst:

alte Datei:	B_-1_01_a.fem	(26.11.2009)
Achsbereich:	A-U/1-8 (Gesamtgebäude)	
neue Datei:	B_-1_01_a_2022-05.fem	
Änderungen:	Auflagerlasten aus Decke über UG neu eingelesen (D_-1_01-02_b_2022-05.fem)	

Es werden die gleichen Lastfälle wie in der ursprünglichen Berechnung angesetzt:

Lastfälle

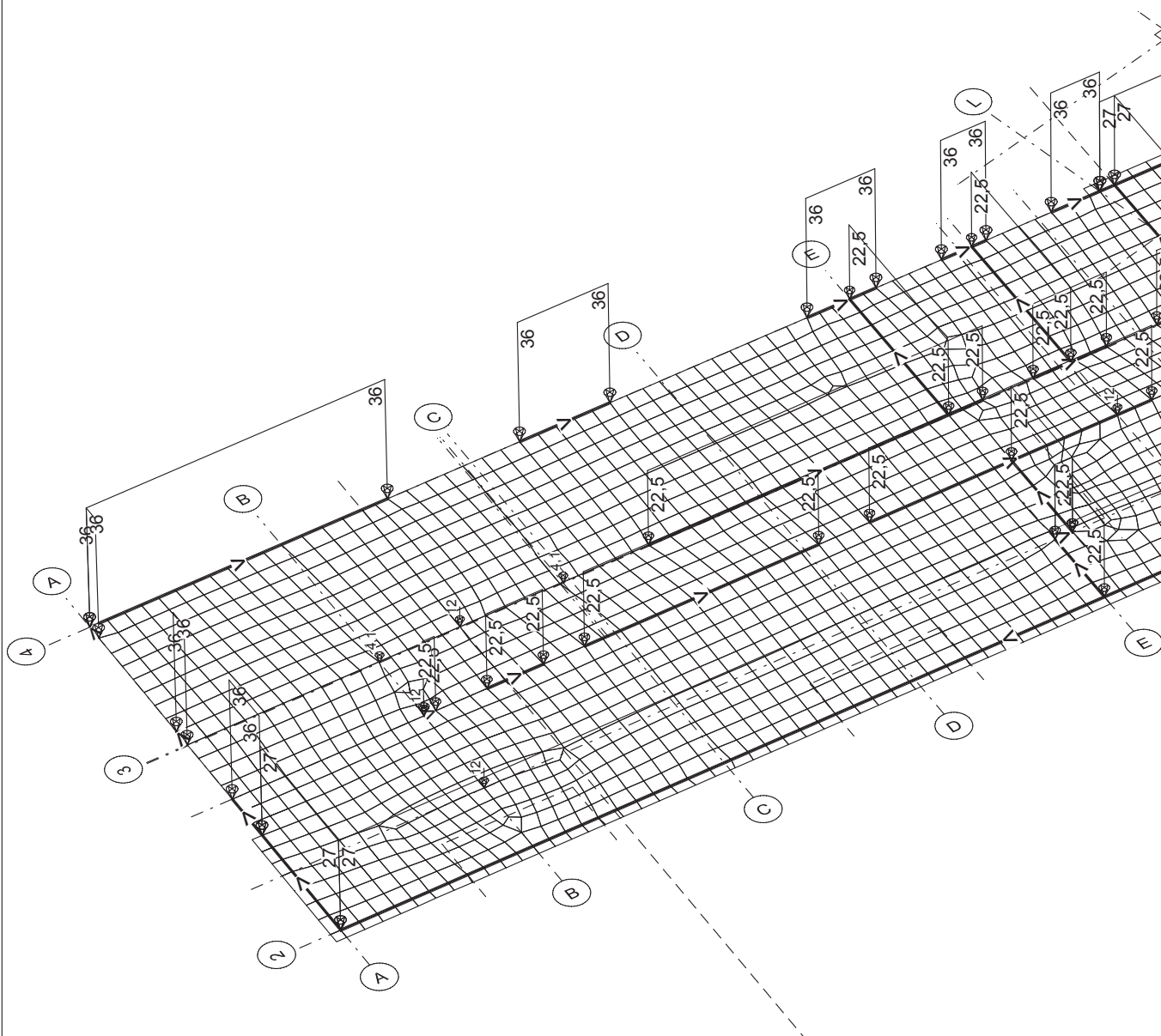
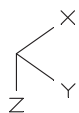
LF 1: Eigengewicht UG

LF 2: Nutzlast UG,

LF 11: Eigengewicht EG – 2. OG (für ggf. später geplante Aufstockung)

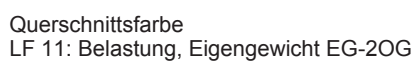
LF 12: Nutzlast + Schnee EG – 2. OG (für ggf. später geplante Aufstockung)

Die aktualisierten Lasten LF 11 und LF 12 sowie relevante Ergebnisse der FE-Berechnung sind nachfolgend ausgegeben.



Querschnittsnummern (>1); Querschnittsfarbe
LF 1: Belastung, Eigengewicht UG

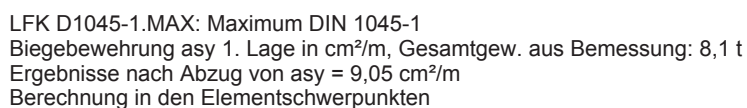
LF 1: Belastung, Eigengewicht UG - M = 1:140
bow ingenieure gmbh

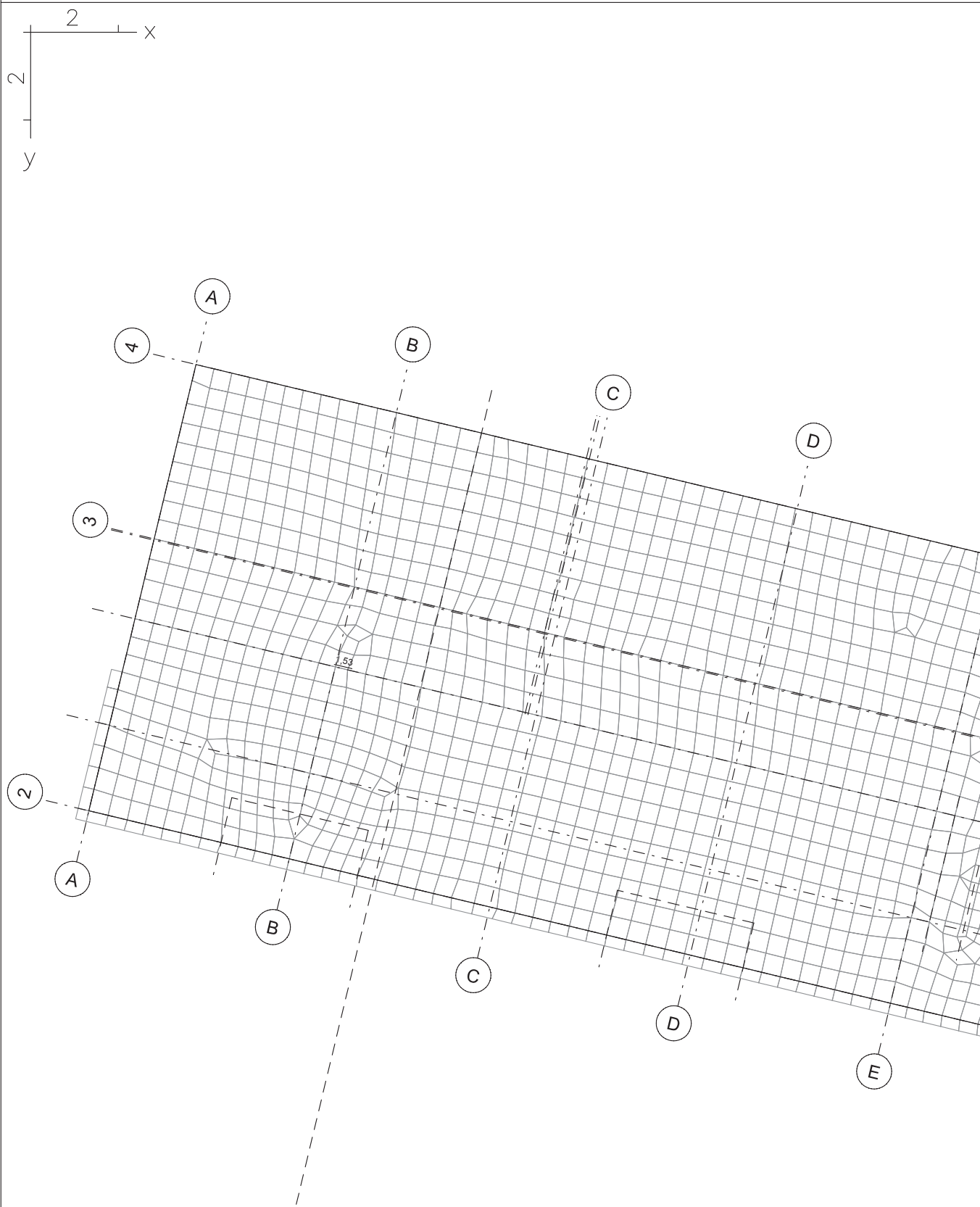




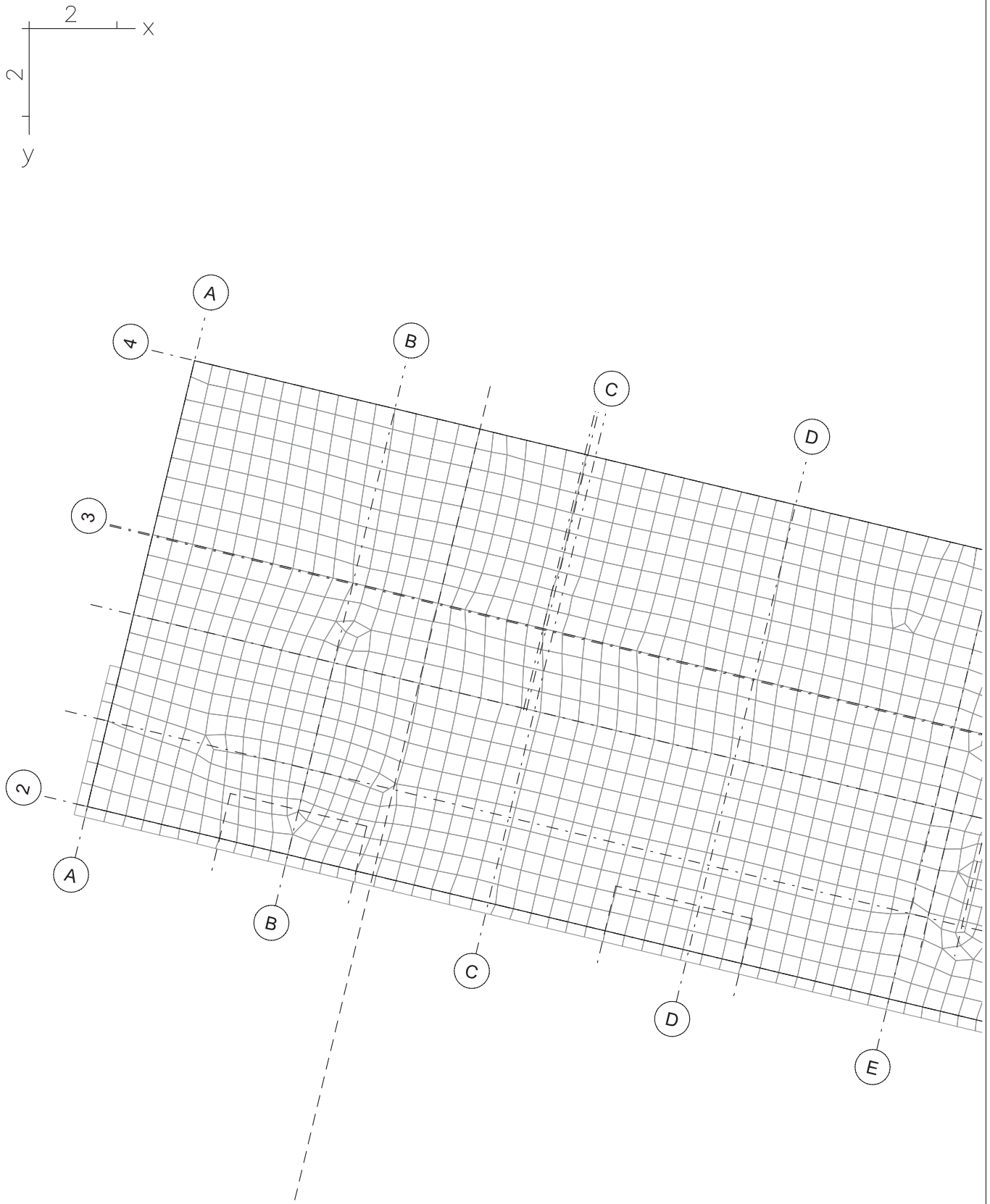


LFK D1045-1.MAX: Maximum DIN 1045-1
Biegebewehrung asx 1. Lage in cm^2/m , Gesamtgew. aus Bemessung: 8,1 t
Ergebnisse nach Abzug von asx = 9,05 cm^2/m
Berechnung in den Elementschwerpunkten

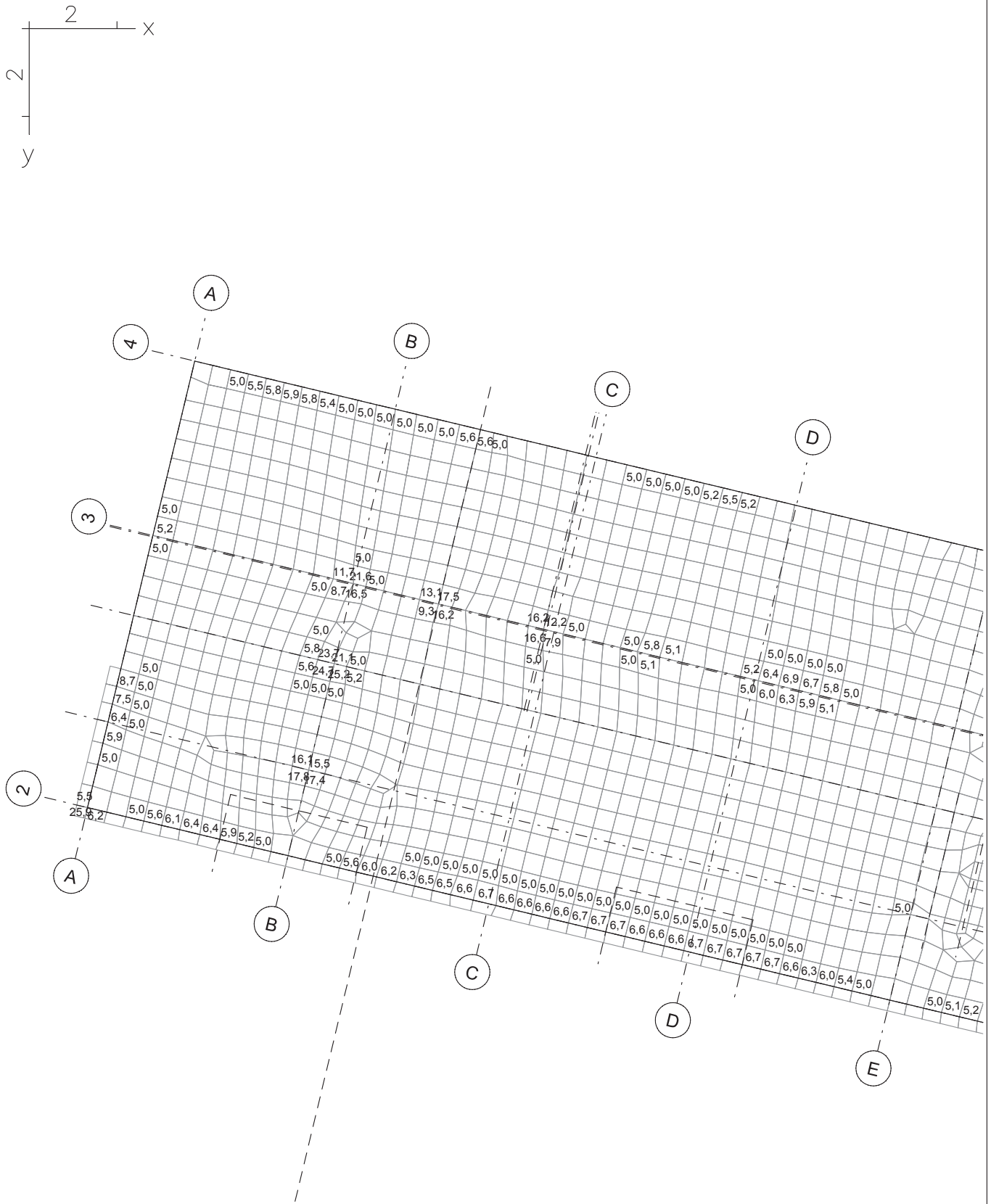




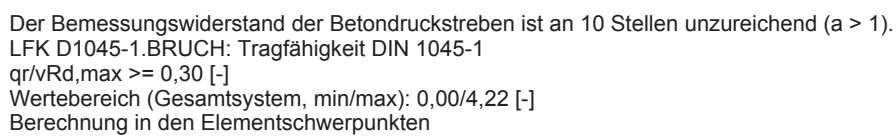
LFK D1045-1.MAX: Maximum DIN 1045-1
Biegebewehrung asx 2. Lage in cm^2/m , Gesamtgew. aus Bemessung: 8,1 t
Ergebnisse nach Abzug von asx = 9,05 cm^2/m
Berechnung in den Elementschwerpunkten

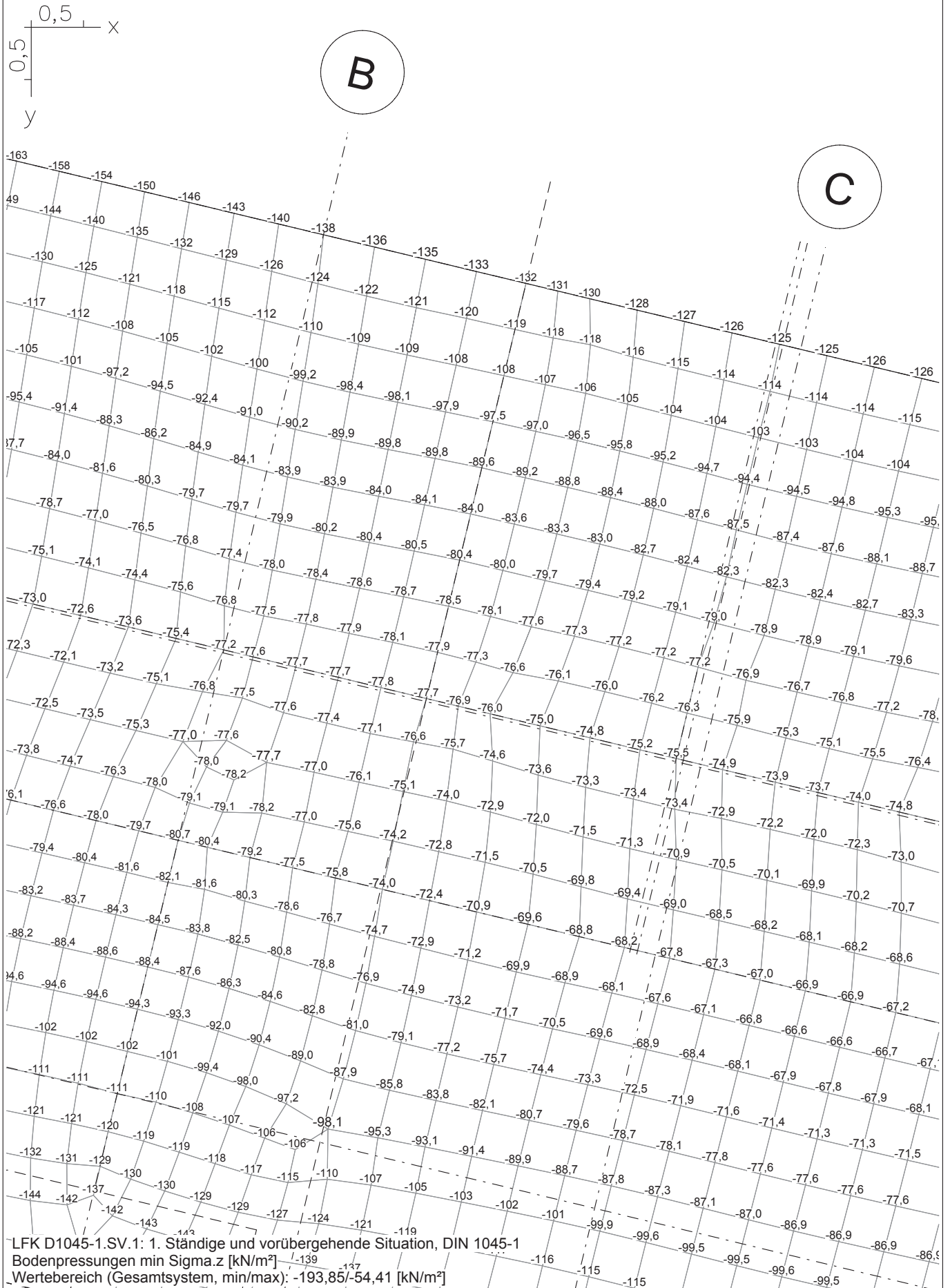


LFK D1045-1.MAX: Maximum DIN 1045-1
Biegebewehrung asy 2. Lage in cm^2/m , Gesamtgew. aus Bemessung: 8,1 t
Ergebnisse nach Abzug von $\text{asy} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$
Berechnung in den Elementschwerpunkten



Der Bemessungswiderstand der Betondruckstreben ist an 10 Stellen unzureichend ($\alpha > 1$).
LFK D1045-1.BRUCH: Tragfähigkeit DIN 1045-1
Bügelbewehrung aus Querkraft $\geq 1,00 \text{ [cm}^2/\text{m}^2]$
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): $0,00/406,58 \text{ [cm}^2/\text{m}^2]$
Berechnung in den Elementschwerpunkten





Bewehrung

Die Bemessungsergebnisse infolge angepasster Lasten sind auf den vorhergehenden Seiten eingefügt.

Erforderliche Biegebewehrung

Bereich	Lage/Richtung	erf. $a_{s,max}$	
A-B/3	oben / x-Richtung	$9,05 + 1,7 = 10,75 \text{ cm}^2/\text{m}$	
B/3-4	oben / y-Richtung	$9,05 + 3,9 = 12,95 \text{ cm}^2/\text{m}$	
C/2-3	oben / y-Richtung	$9,05 + 6,3 = 15,35 \text{ cm}^2/\text{m}$	
A-E/2-4	unten / x-Richtung	$9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	(keine Zulagen erforderlich)
A-E/2-4	unten / y-Richtung	$9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$	(keine Zulagen erforderlich)

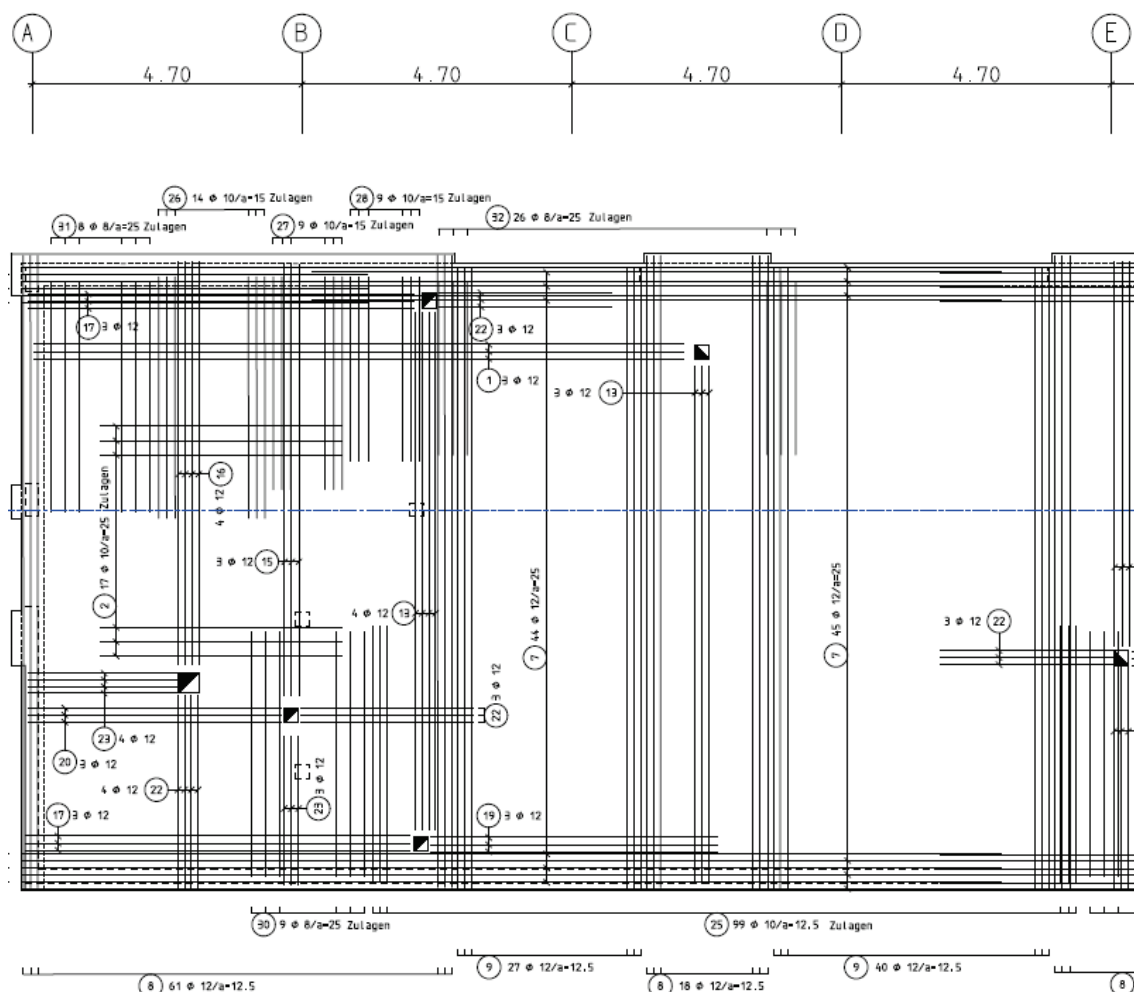
Vorhandene Biegebewehrung

Gemäß der Statischen Berechnung von 2009 [5] wurde in der Bewehrungsplanung [15] eine Grundbewehrung $\varnothing 12 / 12,5 \text{ cm}$ kreuzweise oben und unten vorgesehen mit einem Bewehrungsquerschnitt von $a_{s,x} = a_{s,y} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$.

In der oberen Lage wurden gemäß dem Bewehrungsplan Nr. TWP_05_BP_1_G_008_a folgende Zulagen zur Grundbewehrung vorgesehen:

A-B/3	oben / x-Richtung	Zulagen $\varnothing 10 / 25 \text{ cm}$ vorh. $a_{sZ} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$
B/3-4	oben / y-Richtung	Zulagen $\varnothing 10 / 15 \text{ cm}$ vorh. $a_{sZ} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
B'-D'/2-3	oben / y-Richtung	Zulagen $\varnothing 10 / 12,5 \text{ cm}$ vorh. $a_{sZ} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

Die vorhandene Biegebewehrung der Bodenplatte ist im Bereich der o.g. Auflagerpunkte weiterhin ausreichend.



Ausschnitt aus Bewehrungsplan „Gründung PA 1, Sohle Achse 2-4/A-K, obere Lage“
Nr. TWP_05_BP_1_G_008_a vom 14.12.2009 [15] (Achse 3 in blau ergänzt)


Durchstanzen

An den neuen Stützen im UG werden Durchstanznachweise der Bodenplatte geführt.

<u>Stütze</u>	<u>Achsbereich</u>	<u>Bemessungslast</u>	<u>Bodenpressung</u>
S_-1_251	B/3	683 kN	77,2 kN/m ²
S_-1_252	C/3	579 kN	75,5 kN/m ²

Für die höher belastete Stütze wird nachfolgend ein Durchstanznachweis geführt.

Bei Ansatz der vorhandenen Grundbewehrung ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich und damit auch nicht die gemäß FE-Berechnung dort erforderliche Schubbewehrung.


	Bauvorhaben	Pro Nr.	Seite
		Position S_-1_251	

HALFEN HDB-Z Durchstanzbewehrung, Z-15.1-330 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.61

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (Bodenplatte)

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	685,0 kN
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,10
Bodenpressung	σ_{gd}	=	78,0 kN/m ²
Plattendicke	h	=	35 cm
statische Nutzhöhe	d	=	30 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	3 cm / 3,5 cm
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Durchmesser / Abstand		=	Ø12 / 125 mm ($\rho_x = 0,30 \%$)
Durchmesser / Abstand		=	Ø12 / 125 mm ($\rho_y = 0,30 \%$)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,30 % < 1,63 %



am kritischen Rundschnitt u

Abstand zum kritischen Rundschnitt a_{crit}	=	30 cm (1,0 d)
Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts A_{crit}	=	0,6283 m ²
u (30 cm)	=	284,5 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[mm]} ; 2 \}$	=	1,82
Vorfaktor für $v_{Rd,c,1}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 $C_{Rd,c}$	=	0,10
$v_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a_{crit}$	=	712,71 kN/m ²
$v_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 2d/a_{crit}$	=	856,88 kN/m ²
$V_{Rd,c} + \beta \cdot \Delta V_{Ed} = \max \{ v_{Rd,c,1}; v_{Rd,c,2} \} \cdot u \cdot d + \beta \cdot 0,5 \cdot A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = 758,3 \text{ kN} > 753,5 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$		

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

10 Geschlossene Systeme

10.1 Stahlkonstruktion der Außentreppe an Achse A/1-2‘

An der Nordfassade des Bestandsgebäudes wird im Achsbereich 1-2‘ eine Fluchttreppe in Stahlbauweise errichtet, welche sowohl als 2. Fluchtweg aus dem 1.OG dient, als auch dem Zugang zur Dachfläche zur Wartung der dort neu angeordneten Lüftungsanlage.

Die Treppenwangen werden mittels U-Profilen gebildet, zwischen denen Gitterroststufen liegen. Die Stufen und die Podeste werden als Gitterroste ohne weiteren Belag hergestellt. Die Vertikallasten werden über Stützen und das untere Treppenaufleger in den Baugrund abgetragen. Die Fundamente werden als Stahlbetonfundamente umlaufend hergestellt.

Die Aussteifung erfolgt mittels Verbänden und einem horizontalen Anschluss an die Bestandsdecke über dem 1. OG. Die Stützen werden zusätzlich in die Fundamente eingespannt.

Für die Stahlbauarbeiten ist gemäß DIN EN 1090-2:2018-09 folgende Einstufung anzusetzen:

- Schadensfolgeklasse CC2
- Beanspruchungsklasse SC1
- Herstellungskategorie PC1
- Ausführungsklasse EXC2

Belastung

Eigengewichtslasten

Als Eigengewichtslasten werden nur Konstruktionslasten berücksichtigt, ein Fußbodenaufbau über die Gitterroststufen hinaus ist nicht vorgesehen.

MEA Gewichtstabelle für Schweißpressroste:

Schweißpressroste SP – Tabelle möglicher Tragstab-/ Maschen-Kombinationen					
Bezeichnung	34/38	34/76	Füllstab	Rand-Einfassung	Zarge
Achsteilung	34,3/38,2	34,3/76,4	Ø	Flach	h/b/d
Tragstab	kg/m ²	kg/m ²	mm	mm	mm
25/2	15,9	14,1	4,7	25/2	28/30/3
25/3	21,5	19,7	4,7	25/3	28/30/3
30/2	18,4	16,6	4,7	30/2	33/30/3
30/3	25,2	23,4	4,7	30/3	33/30/3
30/4	34,3	32,0	5,8	30/4	33/30/3
35/2	21,5	19,7	4,7	35/2	38/30/3
35/3	29,8	28,0	4,7	35/3	38/30/3
35/4	39,3	37,0	5,8	35/4	38/30/3
40/2	23,6	21,8	4,7	40/2	43/30/3
40/3	32,8	31,0	4,7	40/3	43/30/3
40/4	44,3	42,1	5,8	40/4	43/30/3
50/2	29,8	30,0	4,7	50/2	53/40/3
50/3	41,1	39,3	4,7	50/3	53/40/3
50/4	54,3	52,1	5,8	50/4	53/40/3

$g_{\text{Gitterroststufen}} = 0,45 \text{ kN/m}^2$ für Schweißpressrost MEA 40/4 (34,3 x 38,2 mm)

Nutzlasten

Für die Treppe werden die gemäß DIN EN 1991-1-1 und DIN EN 1-1/NA anzusetzenden Nutzlasten für Fluchttreppen angesetzt:

vertikal $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$ (Kategorie T2)
horizontal $q = 1,0 \text{ kN/m}$ am Geländerholm

Windlasten

Da die Außentreppe direkt vor dem Gebäude steht, werden für die Belastungen in Richtung auf die kurze Gebäudeseite nur die Windlasten gemäß Kap. 1.11.1 angesetzt:

$$w_{e,\max} = \max c_{pe,10} * q_p(h) = +0,7 * 0,61 = +0,43 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Druck})$$

$$w_{e,\min} = \min c_{pe,10} * q_p(h) = -1,2 * 0,61 = -0,73 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sog})$$

Zur Ermittlung der Windangriffsfläche wird die gesamte Treppenkonstruktion als geschlossen betrachtet.

Nachweise

Pos. T-01 Gitterroststufen und -podest

Konstruktion

Es werden MEA Gitterroste 40/4 für eine Spannweite von maximal 1,60 m verwendet. Nachfolgend werden Auszüge aus Planungsunterlagen mit Gewichtsangaben und Belastungstabellen zusammengestellt.

Belastung

Nutzlast $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Querschnitt

MEA Schweißpressrost mit Tragstab 40/4 und Maschenteilung 34,3 x 38,2 mm

Nachweis

MEA Belastungstabelle für Schweißpressroste (Tragstab 40/4; Maschenteilung 34,3 x 38,2mm):

$F_p = 3,49 \text{ kN}$	zulässige Einzellast in Feldmitte
$f = 0,84 \text{ cm}$	zugehörige Durchbiegung
$F_v = 15,22 \text{ kN/m}^2$	zulässige Flächenlast
$f = 0,99 \text{ cm}$	zugehörige Durchbiegung

Tragstab Höhe x Dicke [mm]									
35/4	40/2	40/3	40/4	50/2	50/3	50/4			
40,38	26,17	39,25	52,34	40,26	60,40	80,53	Fp	200	
0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	f		
746,0	487,2	730,8	974,4	761,2	1142	1522	Fv		
0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	f _v	300	
20,19	13,08	19,63	26,17	20,13	30,20	40,26	Fp		
0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	f		
331,6	216,5	324,8	433,1	338,3	507,5	676,7	Fv	400	
0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	f _v		
13,46	8,72	13,08	17,45	13,42	20,13	26,84	Fp		
0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	f	500	
186,5	121,8	182,7	243,6	190,3	285,5	380,6	Fv		
0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	f _v		
10,09	6,54	9,81	13,08	10,07	15,10	20,13	Fp	600	
0,10	0,09	0,09	0,09	0,07	0,07	0,07	f		
119,4	78,0	116,9	155,9	121,8	182,7	243,6	Fv		
0,11	0,10	0,10	0,10	0,08	0,08	0,08	f _v	700	
8,08	5,23	7,85	10,47	8,05	12,08	16,11	Fp		
0,15	0,13	0,13	0,13	0,10	0,10	0,10	f		
82,9	54,1	81,2	108,3	84,6	126,9	169,2	Fv	800	
0,16	0,14	0,14	0,14	0,11	0,11	0,11	f _v		
6,73	4,36	6,54	8,72	6,71	10,07	13,42	Fp		
0,20	0,17	0,17	0,17	0,14	0,14	0,14	f	900	
60,90	39,77	59,66	79,54	62,14	93,2	124,3	Fv		
0,22	0,19	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	f _v		
5,77	3,74	5,61	7,48	5,75	8,63	11,50	Fp	1000	
0,25	0,22	0,22	0,22	0,18	0,18	0,18	f		
46,62	30,45	45,67	60,90	47,57	71,36	95,1	Fv		
0,28	0,25	0,25	0,25	0,20	0,20	0,20	f _v	1100	
5,05	3,27	4,91	6,54	5,03	7,55	10,07	Fp		
0,32	0,28	0,28	0,28	0,22	0,22	0,22	f		
36,84	24,06	36,08	48,11	37,59	56,38	75,2	Fv	1200	
0,36	0,31	0,31	0,31	0,25	0,25	0,25	f _v		
4,49	2,91	4,36	5,82	4,47	6,71	8,95	Fp		
0,39	0,34	0,34	0,34	0,27	0,27	0,27	f	1300	
29,84	19,49	29,23	38,97	30,45	45,67	60,89	Fv		
0,44	0,39	0,39	0,39	0,31	0,31	0,31	f _v		
4,04	2,62	3,93	5,23	4,03	6,04	8,05	Fp	1400	
0,47	0,41	0,41	0,41	0,33	0,33	0,33	f		
24,66	16,10	24,16	32,21	25,16	37,74	50,32	Fv		
0,54	0,47	0,47	0,47	0,38	0,38	0,38	f _v	1500	
3,67	2,38	3,57	4,76	3,66	5,49	7,32	Fp		
0,55	0,48	0,48	0,48	0,39	0,39	0,39	f		
20,73	13,54	20,30	27,07	21,15	31,73	42,30	Fv	1600	
0,64	0,56	0,56	0,56	0,45	0,45	0,45	f _v		
3,36	2,18	3,27	4,36	3,36	5,03	6,71	Fp		
0,64	0,56	0,56	0,56	0,45	0,45	0,45	f	1700	
17,66	11,53	17,30	23,07	18,02	27,03	36,04	Fv		
0,75	0,66	0,66	0,66	0,53	0,53	0,53	f _v		
3,11	2,01	3,02	4,03	3,10	4,65	6,19	Fp	1800	
0,74	0,65	0,65	0,65	0,52	0,52	0,52	f		
15,22	9,94	14,91	19,88	15,53	23,30	31,06	Fv		
0,87	0,76	0,76	0,76	0,61	0,61	0,61	f _v	1900	
2,88	1,87	2,80	3,74	2,88	4,31	5,75	Fp		
0,85	0,74	0,74	0,74	0,59	0,59	0,59	f		
13,27	8,66	12,99	17,33	13,54	20,30	27,07	Fv	2000	
1,00	0,87	0,87	0,87	0,70	0,70	0,70	f _v		
2,69	1,74	2,62	3,49	2,68	4,03	5,37	Fp		
0,96	0,84	0,84	0,84	0,67	0,67	0,67	f	2100	
11,66	7,61	11,42	15,22	11,89	17,84	23,79	Fv		
1,14	0,99	0,99	0,99	0,80	0,80	0,80	f _v		

Zusammenfassung

Pos. T-01 Gitterroststufen und -podest

Gewählt: MEA Schweißpressrost 40/4; Maschenteilung 34,3 x 38,2 mm

Pos. T-02 Geländer

Konstruktion

Die Stäbe des Geländers werden als Flachstahl 8 x 40 mm mit einem Achsabstand von 110 mm ausgeführt. Sie werden mittels HV-Naht auf den U-Wangen befestigt. Der Handlauf wird als Rechteckrohr QROW 40 x 5 mm ausgeführt. Das Ausknicken in Ebene wird durch den Geländerverlauf um Eck selbst ausgesteift.



Bild aus E-Mail von Euroterra vom 04.10.2022

Baustoffe

Edelstahl S 235 JR

Belastung

Horizontallast am Geländerholm: $q = 1,0 \text{ kN/m}$

Berechnung und Bemessung

Moment aus Geländer

$$M_d = 1,5 \cdot q \cdot h = 1,5 \cdot 1,0 \text{ kN/m} \cdot 1,1 \text{ m} = 165 \text{ kNcm/m}$$

$$W_{erf.} = \frac{M_d}{f_{y,d}} = \frac{165 \text{ kNcm/m}}{23,5 \text{ kN/cm}^2} = 7,0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Erforderlicher Anzahl der Stäbe:

$$W_{vorh.} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,8 \text{ cm} \cdot (4,0 \text{ cm})^2}{6} = 2,13 \text{ cm}^3/\text{Stab}$$

$$n = \frac{W_{erf.}}{W_{vorh.}} = \frac{7,0 \text{ cm}^3/\text{m}}{2,13 \text{ cm}^3/\text{Stab}} = 3,28 \text{ Stäbe/m}$$

Gewählt: Abstand Füllstäbe $a = 110 \text{ mm} \triangleq 9,1 \text{ Stäbe/m}$

$$W_{vorh.} = 9,1 \text{ Stäbe/m} \cdot 2,13 \text{ cm}^3/\text{Stab} = 19,38 \text{ cm}^3/\text{m} > 7,0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Zusammenfassung

Pos. T-02	Geländer
Gewählt:	Geländerpfosten Fl 8 x 40 mm S 235 JR
	Handlauf QROW 40 x 5 mm, S 235 JR
	Pfosten umlaufend mit HV-Naht a = t auf Treppenwangen angeschweißt

Pos. T-03 Treppenwangen

Konstruktion

Die Treppenwangen werden als U-Profil U 240 ausgebildet. Sie spannen als geknickte Einfeldträger und liegen auf Pos. T-04 bzw. T-05 auf. Bemessen werden die Wangen des Dachzugangs, die maßgebende Außen- sowie Innenwange. Die Dachwangen werden seitlich an der obersten Außenwange angeschlossen. Zur Befestigung auf dem Dach ist ein BigFoot-System vorgesehen.

T-03a – Dachwange als abgeknickter Einfeldträger $l = 2,0$ m mit Kragarm mit $l = 1,2$ m

T-03b – Außenwange als abgeknickter Einfeldträger mit $l = 8,15$ m

T-03c – Innenwange als abgeknickter Einfeldträger mit $l = 8,15$ m

Belastung

Geländer Lauf $g_{\text{Geländer}} = 0,40$ kN/m

Gitterrost Einflussbreite Lauf: $b = 0,5 * (1,5 \text{ m} + 0,1 \text{ m}) = 0,80$ m

$$g_{\text{Gitterrost}} = 0,45 \text{ kN/m}^2 * 0,80 \text{ m} = 0,36 \approx 0,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{Gitterrost}} = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 0,75 \text{ m} = 3,75 \text{ kN/m}$$

Einflussbreite Podest: $b = 0,5 * 1,5 \text{ m} + 0,095 \text{ m} + 0,5 * 0,28 \text{ m} = 0,985$ m

$$g_{\text{Gitterrost}} = 0,45 \text{ kN/m}^2 * 1,0 \text{ m} = 0,45 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{Gitterrost}} = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 1,0 \text{ m} = 5,0 \text{ kN/m}$$

Außenwange zusätzlich Auflagerlasten aus Dachwange T-03a

$$G = 0,8 \text{ kN und } Q = 3,8 \text{ kN}$$

Baustoffe

Baustahl S 235 JR

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt auf ff. S.

bow ingenieure gmbh

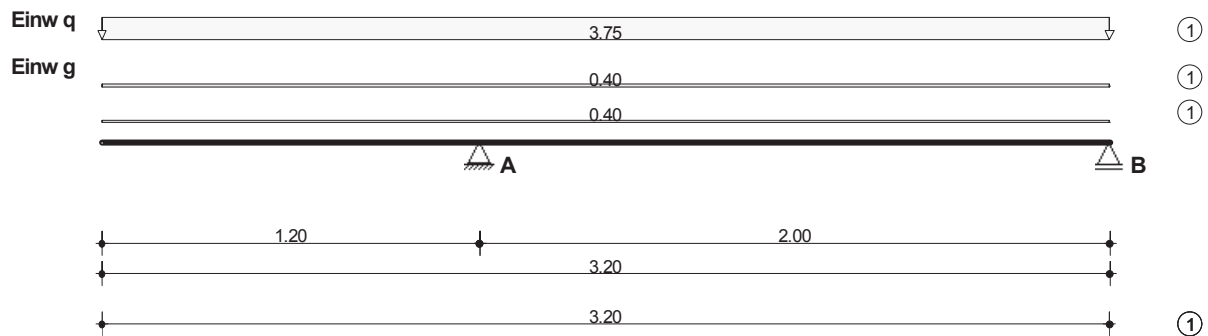
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-03a Dachwange

CS-STAB V 2016.03 Stahlträger (1-achsig, Ersatzstabverfahren)

System

System und Belastungen [kN]



Material

S235

$f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

E-Modul= 210000.00 N/mm²

Querschnitte

U 240

Felder und Auflager

Feld	Feldlänge l	ges.l	Auflagerung	Senk-Feder [kN/m]	Dreh-Feder [kNm/rad]
1	1.200	1.200	A	kein Auflager	-
2	2.000	3.200	B	starr	-

Belastung

la - Lastanfang, ll - Lastlänge

Eigengewicht des Trägers wird berücksichtigt

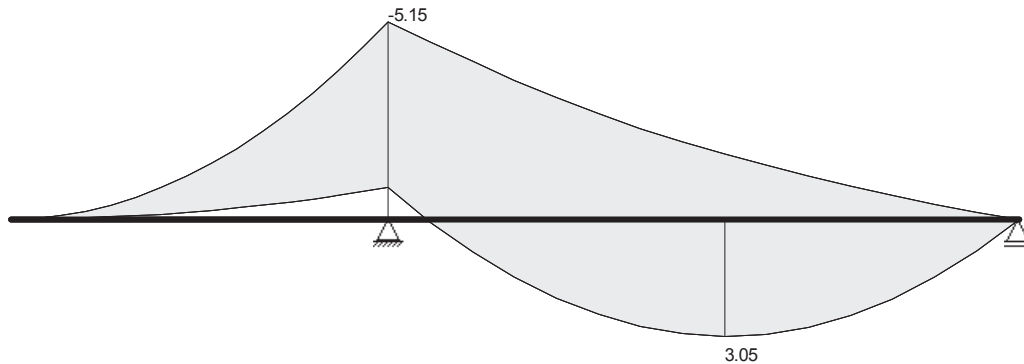
Feld	Lastart	g	Einw	q	Einw	la [m]	ll [m]
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	0.000
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	0.000
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	3.75	2	0.000

Schnittgrößen an signifikanten Stellen (Designwerte)

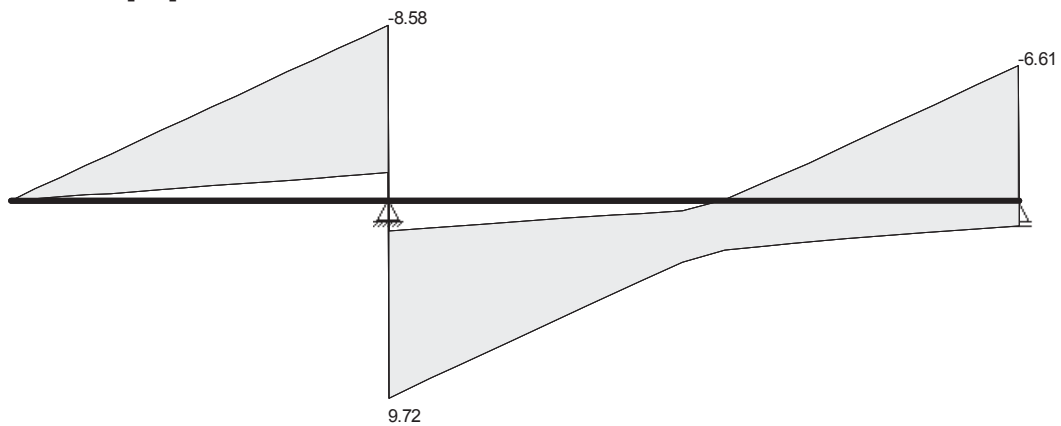
LK	- Lastfallkombination	u	- Momentenumlagerung
S	- Steifigkeitssprung	Q	- Querkraftsprung
M	- Momentensprung	eM	- extremes Moment
G	- Gelenk	e	- Elastizitätstheorie

Feld	Ort [m]	KZ	LK	min.Qe [kN]	LK	max.Qe [kN]	LK	min.Me [kNm]	LK	max.Me [kNm]
1	0.000		3	0.0	3	0.0	3	0.0	3	0.0
	1.200		1	-8.6	3	-1.4	1	-5.1	3	-0.8
2	0.000		3	1.5	1	9.7	1	-5.1	3	-0.8
	1.067	eM	1	0.0	1	2.5	1	-1.7	1	3.0
	2.000		1	-6.6	1	1.3	3	0.0	3	0.0

Momentenverlauf [kNm]



Querkraftverlauf [kN]



Auflagerkräfte [kN]

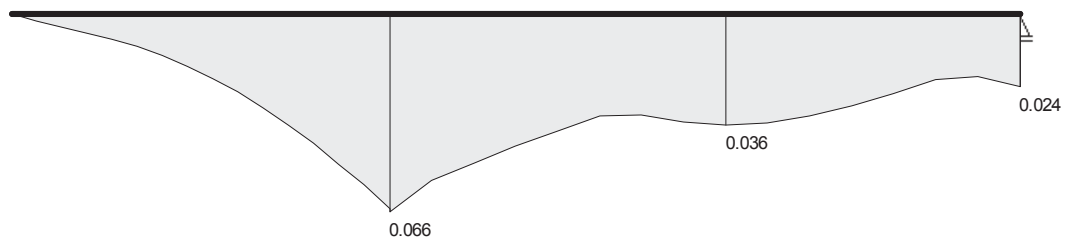
Einwirkung	A	B
1 G	2.89	0.72
2 Q max	9.60	3.75
2 Q min	0.00	-1.35
3 Q max	0.00	0.00
3 Q min	0.00	0.00
max (design)	18.31	6.60
min (design)	2.89	-1.30

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1 NA Deutschland

Bemessung elastisch-plastisch

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
1	0.000	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.200	-5.15	-8.58	0.0	0.00	0.06	0.03	0.06
2	0.000	-5.15	9.72	0.0	0.00	0.06	0.04	0.07
	1.067	3.05	0.07	0.0	0.00	0.04	0.00	0.04
	2.000	0.00	-6.61	0.0	0.00	0.00	0.02	0.02

Ausnutzungslinie

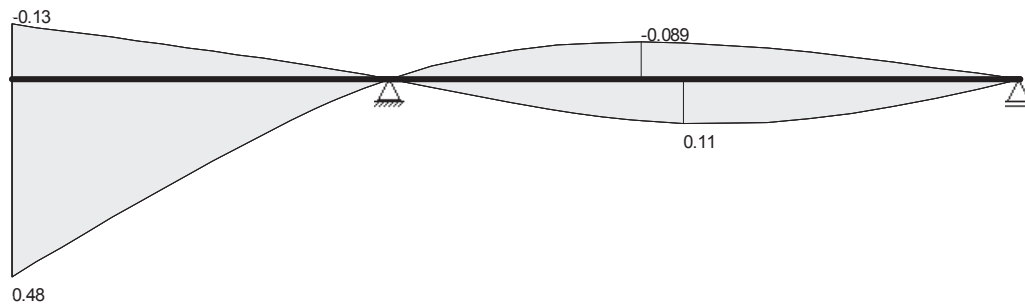


Durchbiegungen [mm]

Durchbiegungen unter der Bemessungssituation selten

Feld	fmax		l / f	fmin		l / f	fg
1	0.48	=	l/2501	-0.13	=	l/8992	0.07
2	0.11	=	l/18579	-0.09	=	l/22375	0.01

Verformungsverlauf [mm]



bow ingenieure gmbh

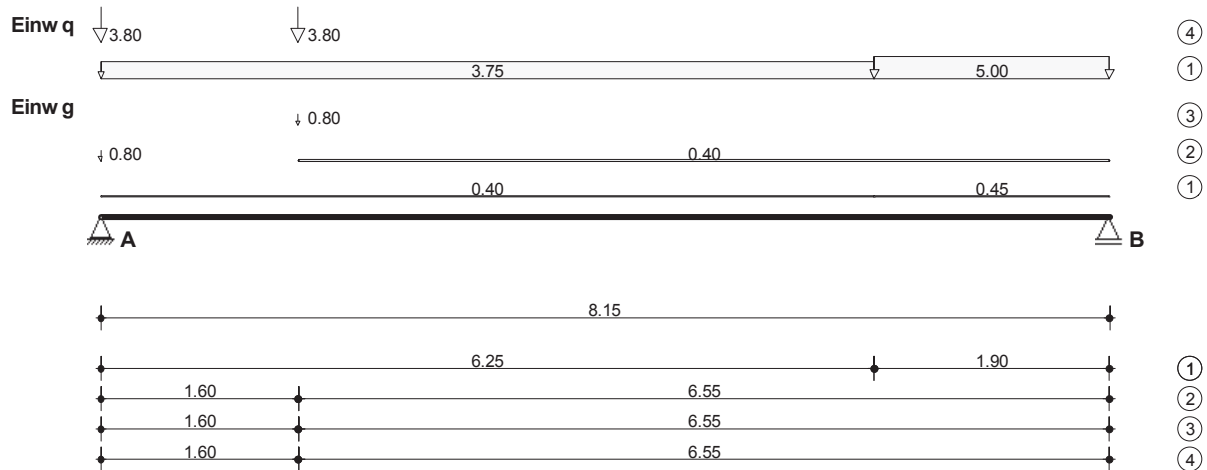
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-03b Außenwange

CS-STAB V 2016.03 Stahlträger (1-achsig, Ersatzstabverfahren)

System

System und Belastungen [kN]



Material

S235

$f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

E-Modul= 210000.00 N/mm²

Querschnitte

U 240

Felder und Auflager

Feld	Feldlänge I	ges. I	Auflagerung	Senk-Feder [kN/m]	Dreh-Feder [kNm/rad]
1	8.150	8.150	A B	starr starr	- -

Belastung

la - Lastanfang, ll - Lastlänge

Eigengewicht des Trägers wird berücksichtigt

Feld	Lastart		g	Einw	q	Einw	la [m]	ll [m]	
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	0.000	6.250	Gitterrost
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	3.75	2	0.000	6.250	Gitterrost
1	Gleichlast	[kN/m]	0.45	1	0.00	0	6.250	1.900	Gitterrost
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	5.00	2	6.250	1.900	Gitterrost
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	1.600	6.550	Geländer
1	Einzellast	[kN]	0.80	1	0.00	0	0.000		Dachwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	3.80	2	0.000		Dachwange
1	Einzellast	[kN]	0.80	1	0.00	0	1.600		Dachwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	3.80	2	1.600		Dachwange

Schnittgrößen an signifikanten Stellen (Designwerte)

LK	- Lastfallkombination	u	- Momentenumlagerung
S	- Steifigkeitssprung	Q	- Querkraftsprung
M	- Momentensprung	eM	- extremes Moment
G	- Gelenk	e	- Elastizitätstheorie

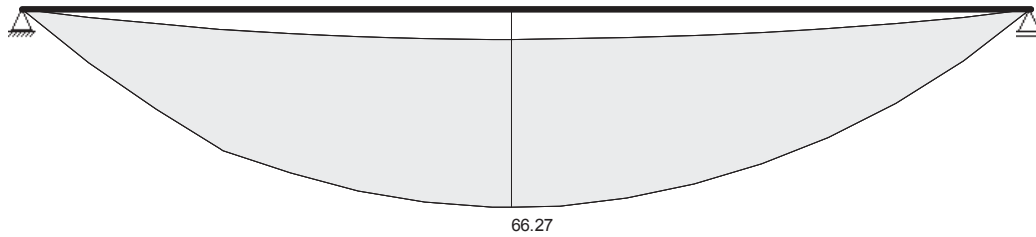
bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

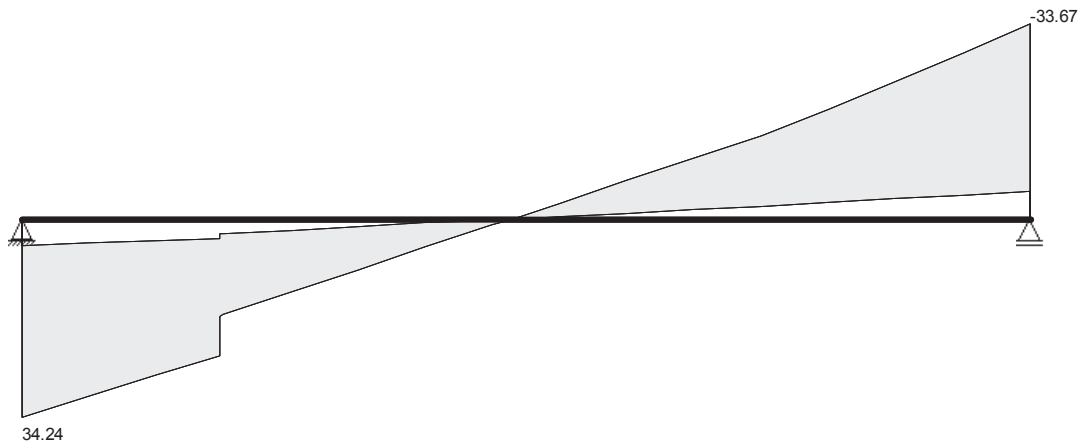
Position: T-03b Außenwange

Feld	Ort [m]	KZ	LK	min.Qe [kN]	LK	max.Qe [kN]	LK	min.Me [kNm]	LK	max.Me [kNm]
1	0.000		2	4.7	1	34.2	2	0.0	2	0.0
	1.600	Ql	2	3.5	1	23.7	2	6.6	1	46.3
	1.600	Qr	2	2.7	1	16.9	2	6.6	1	46.4
	3.959	eM	2	0.0	1	0.0	2	9.8	1	66.3
	8.150		1	-33.7	2	-4.8	2	0.0	2	0.0

Momentenverlauf [kNm]



Querkraftverlauf [kN]



Auflagerkräfte [kN]

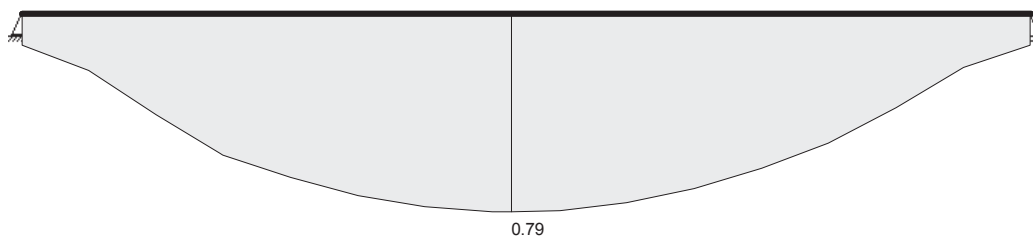
Einwirkung	A	B
1 G	5.48	4.78
2 Q max	22.41	18.13
2 Q min	0.00	0.00
max (design)	41.02	33.65
min (design)	5.48	4.78

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1 NA Deutschland

Bemessung elastisch-plastisch

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
1	0.000	0.00	34.24	0.0	0.00	0.00	0.12	0.12
	1.599	46.31	23.66	0.0	0.00	0.55	0.09	0.55
	1.601	46.35	16.87	0.0	0.00	0.55	0.06	0.55
	3.959	66.27	0.00	0.0	0.00	0.79	0.00	0.79
	8.150	0.00	-33.67	0.0	0.00	0.00	0.12	0.12

Ausnutzungslinie

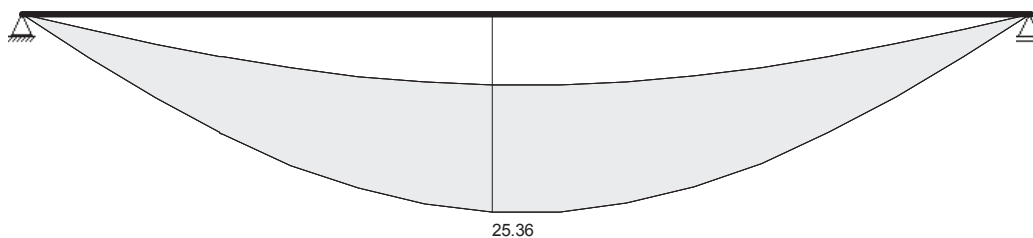


Durchbiegungen [mm]

Durchbiegungen unter der Bemessungssituation häufig

Feld	fmax		l / f	fmin		l / f	fg
1	25.36	=	l/321	0.00	=	l/ -	8.99

Verformungsverlauf [mm]



bow ingenieure gmbh

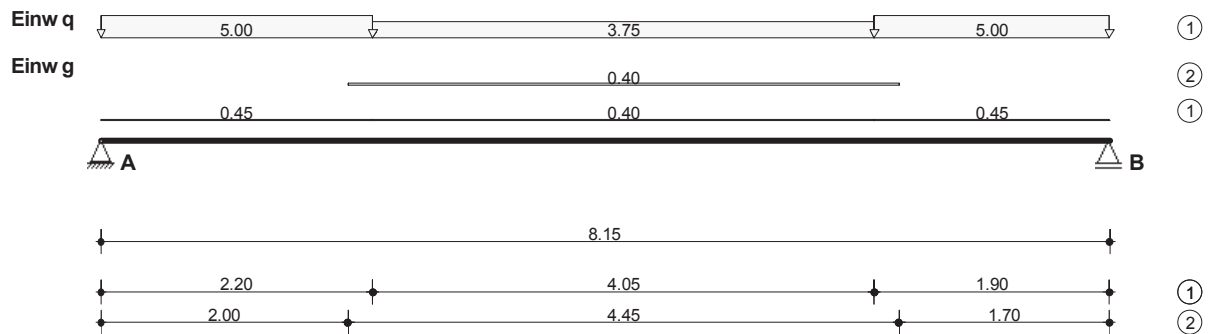
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-03c Innenwange

CS-STAB V 2016.03 Stahlträger (1-achsig, Ersatzstabverfahren)

System

System und Belastungen [kN]



Material

S235

$f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

E-Modul = 210000.00 N/mm²

Querschnitte

U 240

Felder und Auflager

Feld	Feldlänge I	ges. I	Auflagerung	Senk-Feder [kN/m]	Dreh-Feder [kNm/rad]
1	8.150	8.150	A B	starr starr	- -

Belastung

la - Lastanfang, ll - Lastlänge

Eigengewicht des Trägers wird berücksichtigt

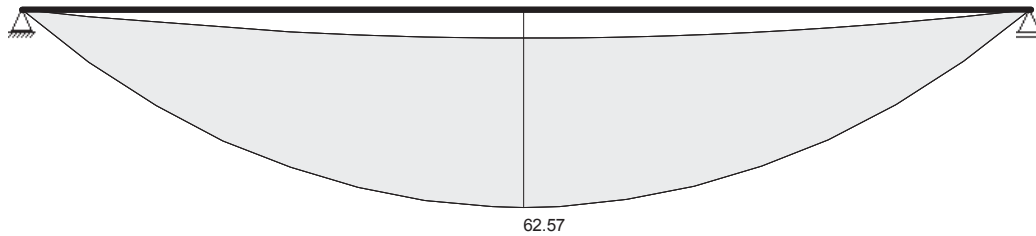
Feld	Lastart	g	Einw	q	Einw	la [m]	ll [m]	
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	2.200	4.050 Gitterrost Lauf
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	3.75	2	2.200	4.050 Gitterrost Lauf
1	Gleichlast	[kN/m]	0.45	1	0.00	0	0.000	2.200 Gitterrost Podest
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	5.00	2	0.000	2.200 Gitterrost Podest
1	Gleichlast	[kN/m]	0.45	1	0.00	0	6.250	1.900 Gitterrost Podest
1	Gleichlast	[kN/m]	0.00	0	5.00	2	6.250	1.900 Gitterrost Podest
1	Gleichlast	[kN/m]	0.40	1	0.00	0	2.000	4.450 Geländer Lauf

Schnittgrößen an signifikanten Stellen (Designwerte)

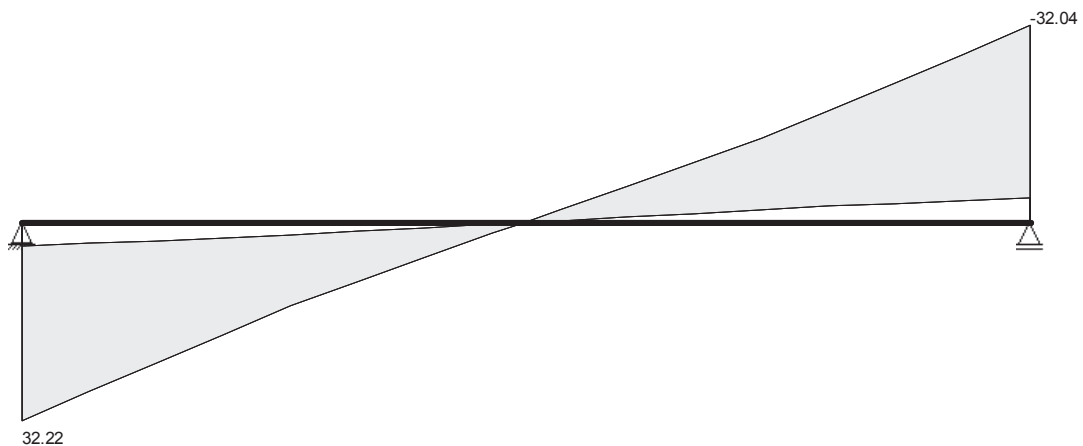
LK - Lastfallkombination
 S - Steifigkeitssprung
 M - Momentensprung
 G - Gelenk
 u - Momentenumlagerung
 Q - Querkraftsprung
 eM - extremes Moment
 e - Elastizitätstheorie

Feld	Ort [m]	KZ	LK	min.Qe [kN]	LK	max.Qe [kN]	LK	min.Me [kNm]	LK	max.Me [kNm]
1	0.000		2	3.9	1	32.2	2	0.0	2	0.0
	4.058	eM	2	0.0	1	0.0	2	8.8	1	62.6
	8.150		1	-32.0	2	-4.0	2	0.0	2	0.0

Momentenverlauf [kNm]



Querkraftverlauf [kN]



Auflagerkräfte [kN]

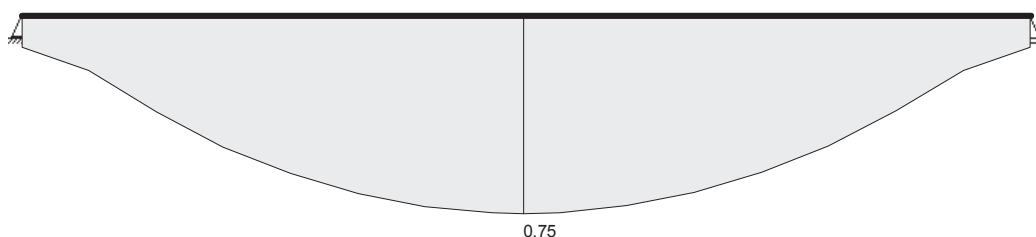
Einwirkung	A	B
1 G	3.94	4.00
2 Q max	17.94	17.75
2 Q min	0.00	0.00
max (design)	32.22	32.02
min (design)	3.94	4.00

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1 NA Deutschland

Bemessung elastisch-plastisch

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
1	0.000	0.00	32.22	0.0	0.00	0.00	0.12	0.12
	4.058	62.57	0.00	0.0	0.00	0.75	0.00	0.75
	8.150	0.00	-32.04	0.0	0.00	0.00	0.12	0.12

Ausnutzungslinie



bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

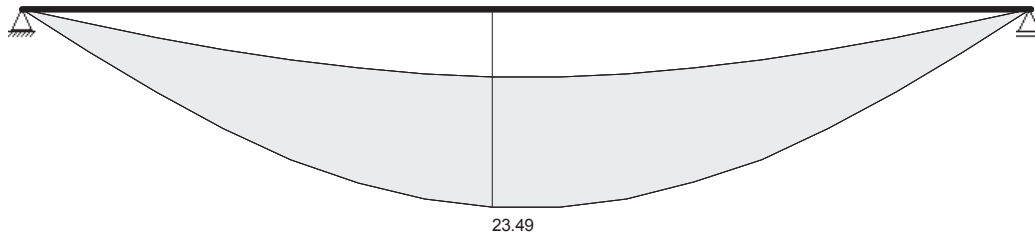
Position: T-03c Innenwange

Durchbiegungen [mm]

Durchbiegungen unter der Bemessungssituation häufig

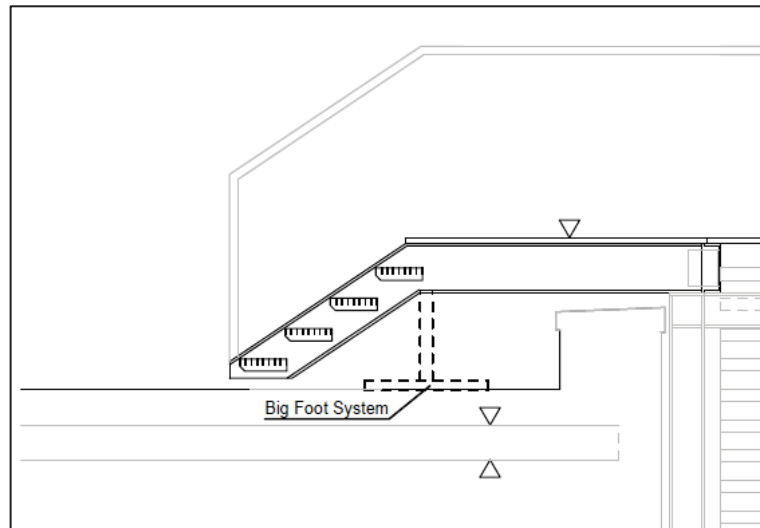
Feld	fmax		l / f	fmin		l / f	fg
1	23.49	=	l/346	0.00	=	l/ -	7.93

Verformungsverlauf [mm]



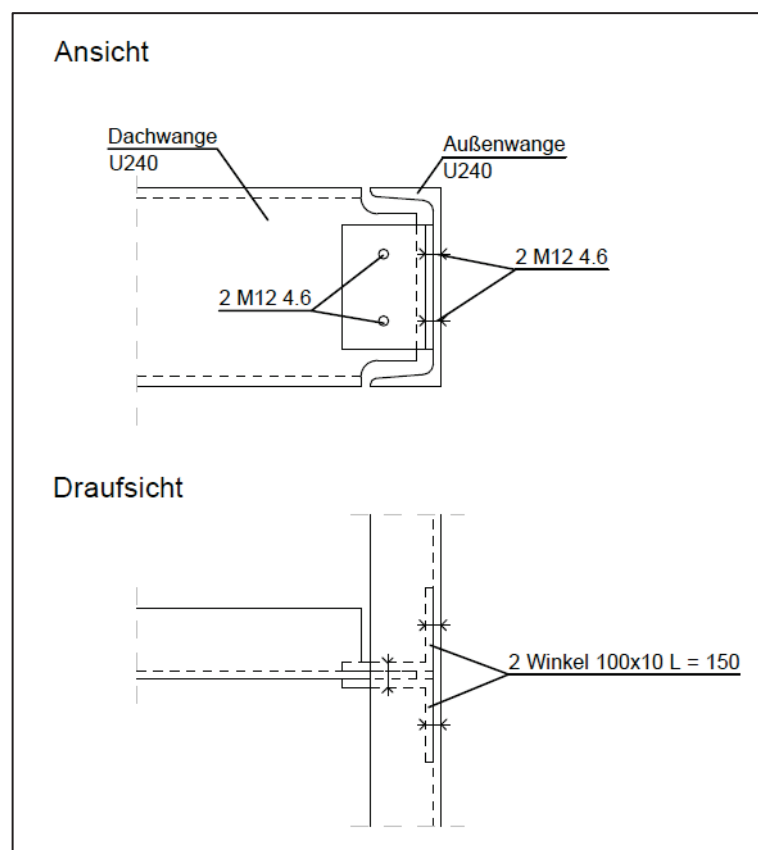
Anschluss Dachwange auf Dachdecke

Wie gewünscht wurde kein Anschluss der Wangen des Dachzugangs auf der Rohdecke vorgesehen. Zur Aufnahme der vertikalen Auflagerkräfte ist hier ein BigFoot-System vorgesehen.



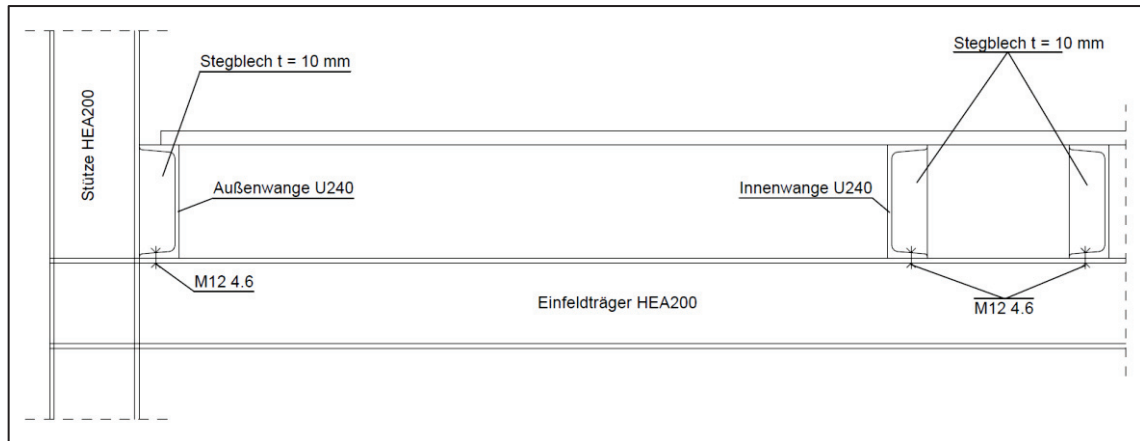
Anschluss Dachwange an Außenwange

Der Anschluss erfolgt mit 2 Winkeln und M12 4.6 gemäß Skizze.



Anschluss Treppenwangen an Pos. T-04 und T-05

Der Anschluss der Treppenwangen an den Kragträger sowie an die Einfeldträger erfolgt mit M12 4.6 gemäß Skizze.



Zusammenfassung

Pos. T-03	Treppenwangen
Gewählt:	U 240 S 235 JR

Pos. T-04 Kragträger

Konstruktion

Auf Höhe des Daches liegen die Treppenwangen auf einem Kragträger $l = 1,80$ m auf. Diese Position wird als HEA 200 ausgeführt.

Belastung

Auflagerlasten aus T-03b:

$$G_{\text{Außenwange}} = 5,5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Außenwange}} = 22,5 \text{ kN}$$

Auflagerlasten aus und T03c:

$$G_{\text{Innenwange}} = 4,0 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Innenwange}} = 18,0 \text{ kN}$$

Baustoffe

Baustahl S 235 JR

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt auf ff. S.

bow ingenieure gmbh

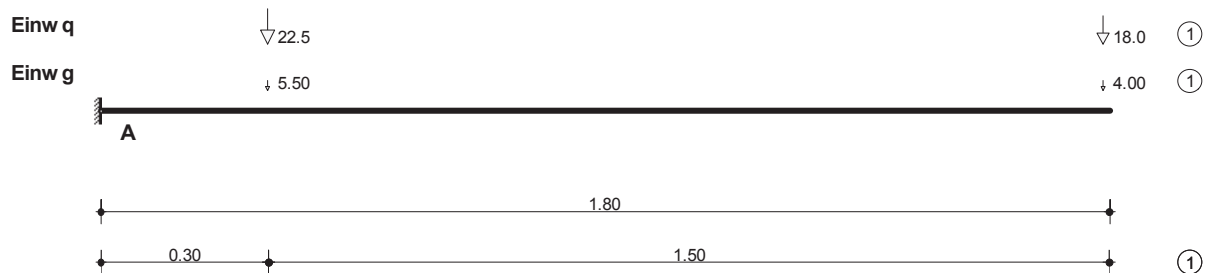
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-04 Kragträger

CS-STAB V 2016.03 Stahlträger (1-achsig, Ersatzstabverfahren)

System

System und Belastungen [kN]



Material

S235

$f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

E-Modul= 210000.00 N/mm²

Querschnitte

HEA 200

Felder und Auflager

Feld	Feldlänge I	ges.I	Auflagerung	Senk-Feder [kN/m]	Dreh-Feder [kNm/rad]
1	1.800	1.800	A B kein Auflager	starr - -	starr - -

Belastung

Ia - Lastanfang, II - Lastlänge

Eigengewicht des Trägers wird berücksichtigt

Feld	Lastart		g	Einw	q	Einw	Ia [m]	II [m]
1	Einzellast	[kN]	5.50	1	0.00	0	0.300	Außenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	22.50	2	0.300	Außenwange
1	Einzellast	[kN]	4.00	1	0.00	0	1.800	Innenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	18.00	2	1.800	Innenwange

Schnittgrößen an signifikanten Stellen (Designwerte)

LK - Lastfallkombination u - Momentenumlagerung
S - Steifigkeitssprung Q - Querkraftsprung
M - Momentensprung eM - extremes Moment
G - Gelenk e - Elastizitätstheorie

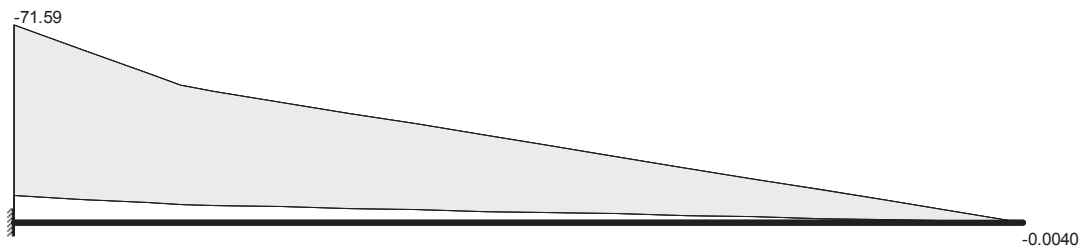
Feld	Ort [m]	KZ	LK	min.Qe [kN]	LK	max.Qe [kN]	LK	min.Me [kNm]	LK	max.Me [kNm]
1	0.000		3	10.3	1	74.6	1	-71.6	3	-9.5
	0.300	Ql	3	10.1	1	74.4	1	-49.3	3	-6.5
	0.300	Qr	3	4.6	1	33.2	1	-49.2	3	-6.5
	1.800	Ql	3	4.0	1	32.4	1	0.0	3	0.0

bow ingenieure gmbh

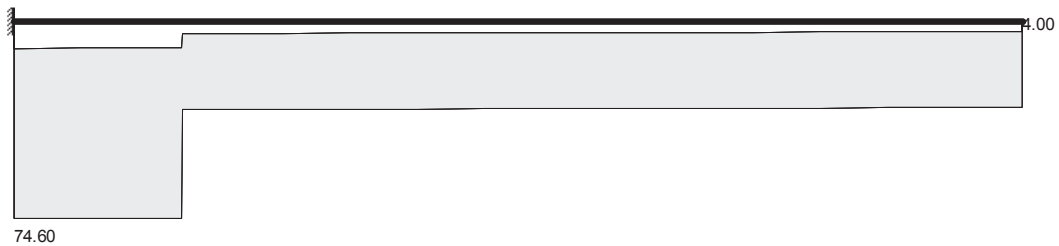
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-04 Kragträger

Momentenverlauf [kNm]



Querkraftverlauf [kN]



Auflagerkräfte [kN]

Einwirkung	A
1 G	10.26
2 Q max	40.50
2 Q min	0.00
3 Q max	0.00
3 Q min	0.00
max (design)	74.60
min (design)	10.26

Auflagermomente[kNm] charakteristisch

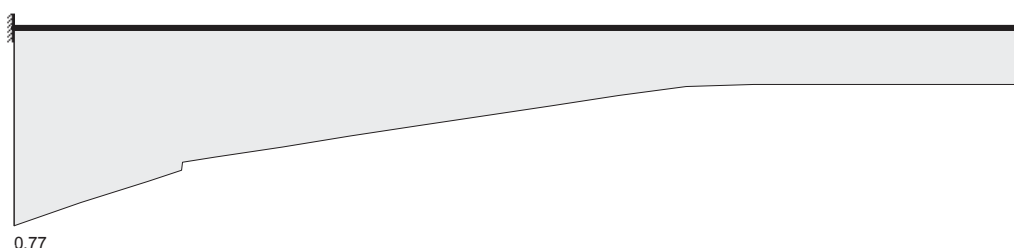
Einwirkung	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG
1 G	-9.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 Q	-39.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3 Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1 NA Deutschland

Bemessung elastisch-plastisch

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
1	0.000	-71.59	74.60	0.0	0.00	0.71	0.30	0.77
	0.299	-49.31	74.43	0.0	0.00	0.49	0.30	0.55
	0.301	-49.20	33.25	0.0	0.00	0.49	0.14	0.52
	1.799	-0.03	32.39	0.0	0.00	0.00	0.13	0.22

Ausnutzungslinie



Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

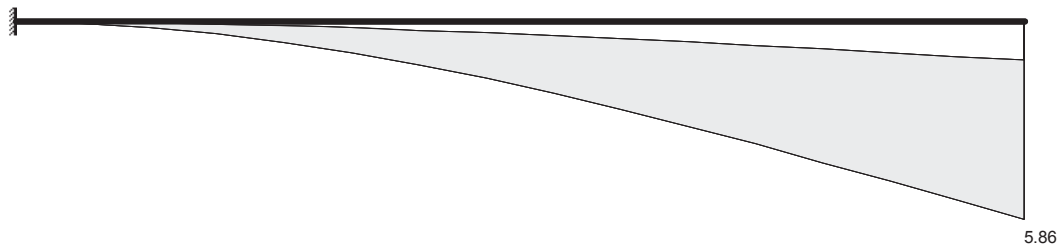
Position: T-04 Kragträger

Durchbiegungen [mm]

Durchbiegungen unter der Bemessungssituation selten

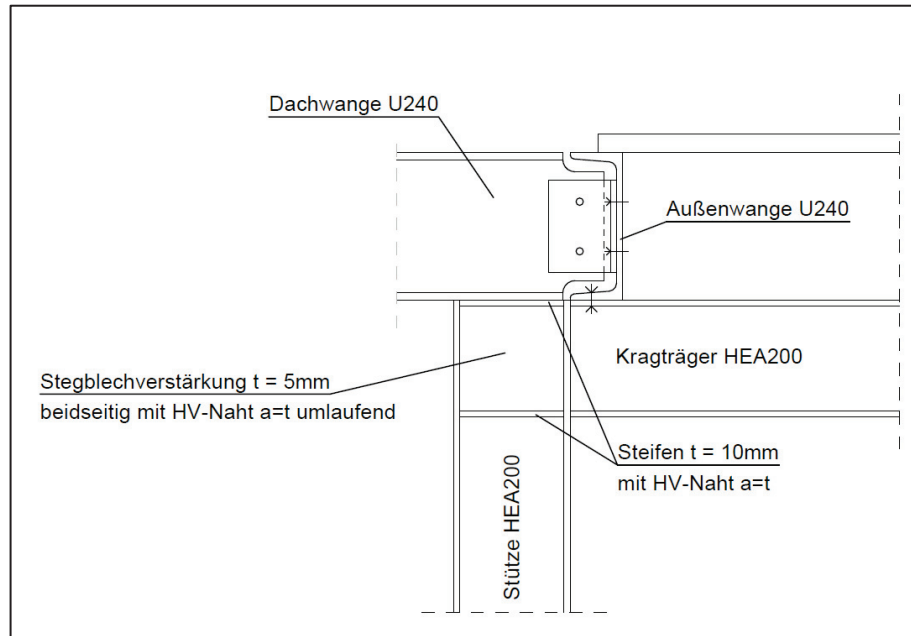
Feld	fmax		l / f	fmin		l / f	fg
1	5.86	=	l/307	0.00	=	l/ -	1.13

Verformungsverlauf [mm]



Anschluss an Pos. T-06

Der Anschluss des Kragträgers an die Stütze wird als biegesteife Rahmenecke gem. Detail mit einer beidseitigen Stegblechverstärkung von $t = 5\text{mm}$ ausgeführt.



Für die **biegesteife Rahmenecke** ergeben sich die maximalen Momente in der Schwerachse des Riegels zu:

$$M_{y,d} = -71,59 \text{ kNm} \quad \text{zugehörig: } Q_{z,d} = 74,60 \text{ kN}$$

Im Anschnitt ergeben sich folgende Schnittgrößen:

$$\text{Mit } a = b = 21,0 \text{ cm} - 1,8 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}, \quad M_R = M_S = M, \quad Q_R = -N_S, \quad N_R = Q_S$$

$$M_{RA} = M + Q_R \cdot a/2 = -7159 \text{ kNcm} + 74,6 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ cm} = -7875 \text{ kNcm}$$

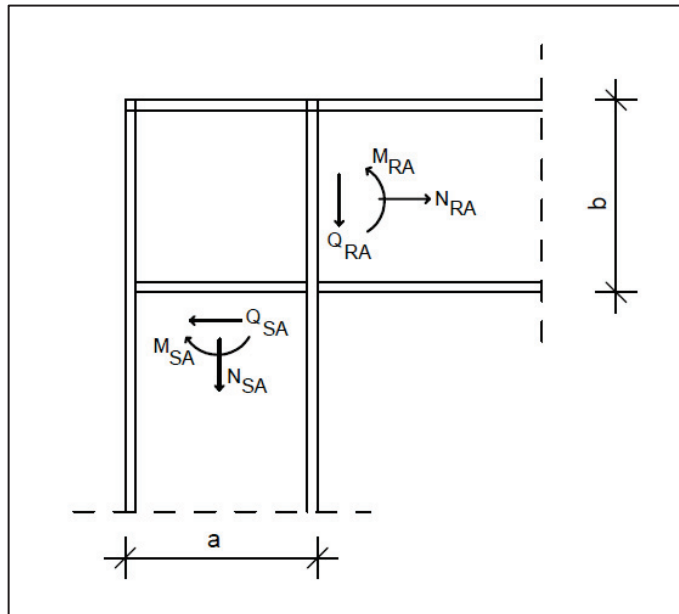
$$Q_{RA} = Q_R = 74,60 \text{ kN}$$

$$N_{RA} = N_R = 0 \text{ kN}$$

$$M_{SA} = M - Q_S \cdot b/2 = -7159 \text{ kNcm} + 0 \text{ kN} \cdot 9,6 \text{ cm} = -7159 \text{ kNcm}$$

$$Q_{SA} = Q_S = 0 \text{ kN}$$

$$N_{SA} = N_S = -74,60 \text{ kN}$$



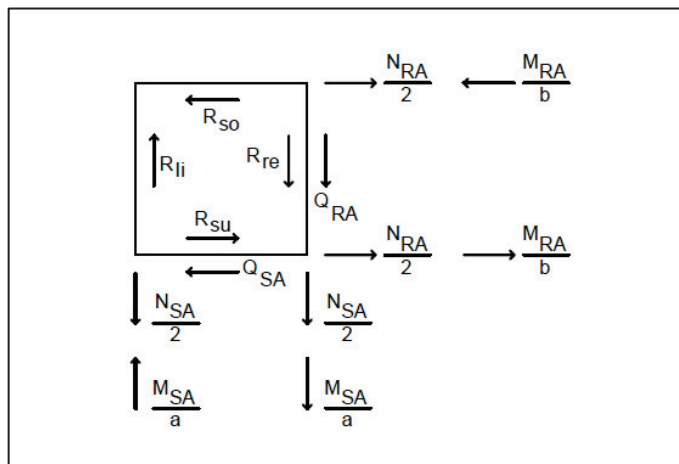
Es ergeben sich folgende Resultierenden:

$$R_{So} = M_{RA} / b - N_R / 2 = -7875 \text{ kNcm} / 19,2 \text{ cm} + 0 \text{ kN} / 2 = -410 \text{ kN}$$

$$R_{Su} = M_{RA} / b + N_R / 2 - Q_{SA} = -7875 \text{ kNcm} / 19,2 \text{ cm} - 0 \text{ kN} / 2 + 0 \text{ kN} = -410 \text{ kN}$$

$$R_{Rli} = M_{SA} / a + N_S / 2 = -7159 \text{ kNcm} / 19,2 \text{ cm} + 74,6 \text{ kN} / 2 = -336 \text{ kN}$$

$$R_{Rre} = M_{SA} / a - N_S / 2 + Q_{RA} = -7159 \text{ kNcm} / 19,2 \text{ cm} - 74,6 \text{ kN} / 2 + 74,6 \text{ kN} = -336 \text{ kN}$$



Als Schubkräfte auf die Ränder:

$$T_{So} = T_{Su} = T_{Rli} = T_{Rre} = 410 \text{ kN} / 19,2 \text{ cm} = 21,35 \text{ kN/cm}$$

Schubspannungen im Eckblech (beidseitige Stegblechverstärkung $t = 5 \text{ mm}$):

$$\tau = T/t = 21,35 \text{ kN/cm} / (2 \cdot 0,5 \text{ cm} + 0,65 \text{ cm}) = 12,94 \text{ kN/cm}^2 < 23,5 \text{ kN/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 13,28 \text{ kN/cm}^2$$

Beulsicherheit

Auf den Nachweis der Beulsicherheit kann verzichtet werden, wenn die Grenzabmessungen c/t der Querschnittsklassen 1-3 eingehalten werden.

Wirkung der Druckkraft über die Diagonale D des Eckbleches, Betrachtung als beidseitig gelagert:

$$D = 19,2 \text{ cm} * \sqrt{2} = 27,15 \text{ cm} \approx c \text{ (auf sicherer Seite)}$$

$$t_{\text{Blech}} = 10 \text{ mm}$$

$$c/t = 27,15 \text{ cm} / 1 \text{ cm} = 27,15 < 33 = \text{Min } c/t \text{ (QK 1 bis QK3), vgl. SBT 22. Aufl. S. 8.9}$$

Zusammenfassung

Pos. T-04 Kragträger

Gewählt: HEA 200 S 235 JR

Mit Detail Rahmenecke s. Skizze

Pos. T-05 Einfeldträger

Konstruktion

Die Treppenwangen liegen auf Einfeldträgern $l = 3,90$ m auf, die zwischen den Stützen angeordnet sind. Diese Position wird als HEA 200 ausgeführt.

Belastung

Auflagerlasten aus T-03b:

$$G_{\text{Außenwange}} = 5,5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Außenwange}} = 22,5 \text{ kN}$$

Auflagerlasten aus und T03c:

$$G_{\text{Innenwange}} = 4,0 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Innenwange}} = 18,0 \text{ kN}$$

Baustoffe

Baustahl S 235 JR

Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt auf ff. S.

bow ingenieure gmbh

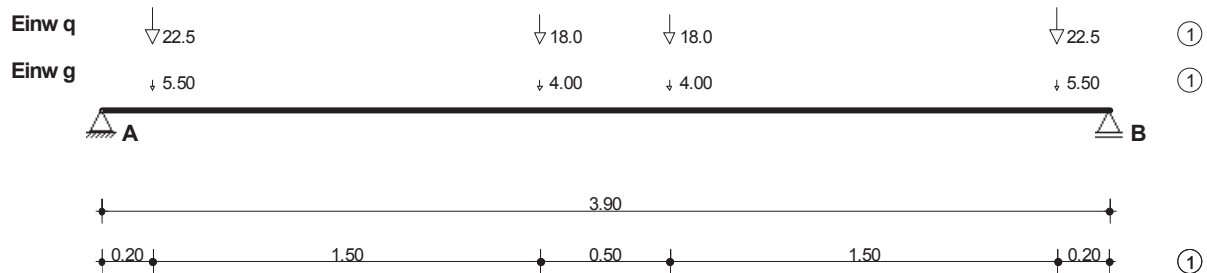
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-05 Einfeldträger

CS-STAB V 2016.03 Stahlträger (1-achsig, Ersatzstabverfahren)

System

System und Belastungen [kN]



Material

S235

$f_{yk} = 235.00 \text{ N/mm}^2$

E-Modul = 210000.00 N/mm^2

Querschnitte

HEA 200

Felder und Auflager

Feld	Feldlänge I	ges. I	Auflagerung	Senk-Feder [kN/m]	Dreh-Feder [kNm/rad]
1	3.900	3.900	A B	starr starr	- -

Belastung

Ia - Lastanfang, II - Lastlänge

Eigengewicht des Trägers wird berücksichtigt

Feld	Lastart		g	Einw	q	Einw	Ia [m]	II [m]
1	Einzellast	[kN]	5.50	1	0.00	0	0.200	Außenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	22.50	2	0.200	Außenwange
1	Einzellast	[kN]	4.00	1	0.00	0	1.700	Innenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	18.00	2	1.700	Innenwange
1	Einzellast	[kN]	4.00	1	0.00	0	2.200	Innenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	18.00	2	2.200	Innenwange
1	Einzellast	[kN]	5.50	1	0.00	0	3.700	Außenwange
1	Einzellast	[kN]	0.00	0	22.50	2	3.700	Außenwange

Schnittgrößen an signifikanten Stellen (Designwerte)

LK - Lastfallkombination u - Momentenumlagerung
S - Steifigkeitssprung Q - Querkraftsprung
M - Momentensprung eM - extremes Moment
G - Gelenk e - Elastizitätstheorie

Feld	Ort [m]	KZ	LK	min.Qe [kN]	LK	max.Qe [kN]	LK	min.Me [kNm]	LK	max.Me [kNm]
1	0.000		3	10.3	1	74.7	3	0.0	3	0.0
	0.200	Ql	3	10.2	1	74.6	3	2.0	1	14.9
	0.200	Qr	3	4.7	1	33.4	3	2.1	1	15.0
	1.700	Ql	3	4.1	1	32.5	3	8.7	1	64.3
	1.700	Qr	3	0.1	3	0.1	3	8.7	1	64.4
	1.938	eM	3	0.0	3	0.0	3	8.7	1	64.4
	2.200	Ql	3	-0.1	3	-0.1	3	8.7	1	64.4

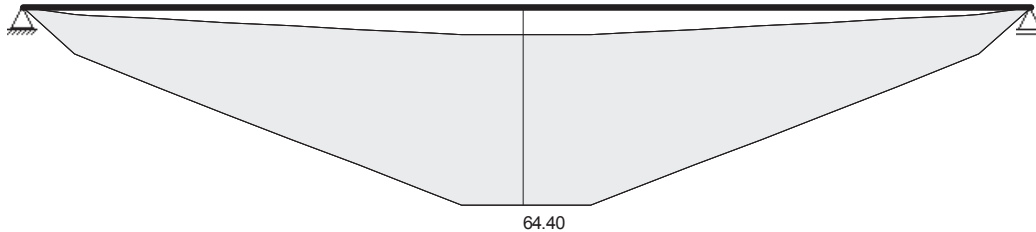
bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

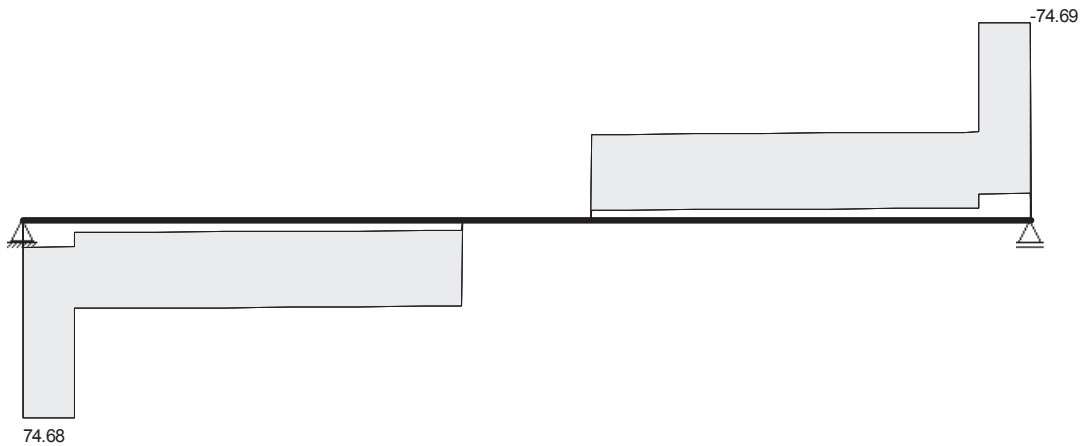
Position: T-05 Einfeldträger

2.200	Qr	1	-32.5	3	-4.1	3	8.7	1	64.3
3.700	Ql	1	-33.4	3	-4.7	3	2.1	1	15.0
3.700	Qr	1	-74.6	3	-10.2	3	2.0	1	14.9
3.900		1	-74.7	3	-10.3	3	0.0	3	0.0

Momentenverlauf [kNm]



Querkraftverlauf [kN]



Auflagerkräfte [kN]

Einwirkung	A	B
1 G	10.32	10.32
2 Q max	40.50	40.50
2 Q min	0.00	0.00
3 Q max	0.00	0.00
3 Q min	0.00	0.00
max (design)	74.68	74.68
min (design)	10.32	10.32

Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1 NA Deutschland

Bemessung elastisch-plastisch

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
1	0.000	0.00	74.68	0.0	0.00	0.00	0.30	0.50
	0.199	14.85	74.57	0.0	0.00	0.15	0.30	0.50
	0.201	14.96	33.39	0.0	0.00	0.15	0.14	0.22
	1.699	64.35	32.54	0.0	0.00	0.64	0.13	0.68
	1.701	64.38	0.14	0.0	0.00	0.64	0.00	0.67
	1.938	64.40	0.00	0.0	0.00	0.64	0.00	0.67
	2.199	64.38	-0.15	0.0	0.00	0.64	0.00	0.67
	2.201	64.35	-32.55	0.0	0.00	0.64	0.13	0.68
	3.699	14.96	-33.40	0.0	0.00	0.15	0.14	0.22
	3.701	14.85	-74.58	0.0	0.00	0.15	0.30	0.50

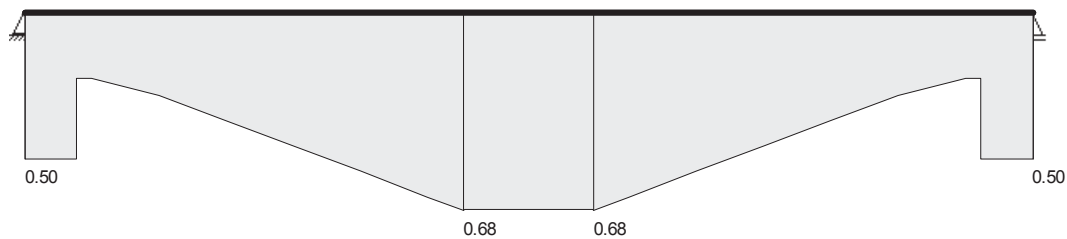
bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-05 Einfeldträger

Feld	xM [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	N/Npl	M/Mpl	V/Vpl	Inter- aktion
	3.900	0.00	-74.69	0.0	0.00	0.00	0.30	0.50

Ausnutzungslinie

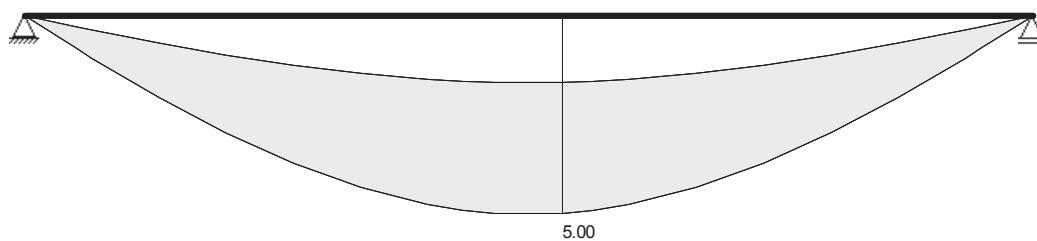


Durchbiegungen [mm]

Durchbiegungen unter der Bemessungssituation häufig

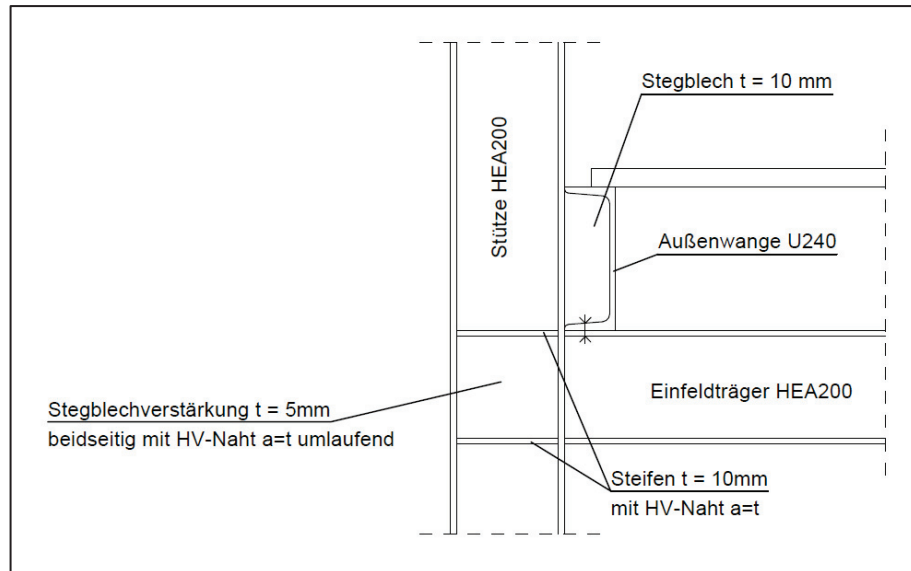
Feld	fmax		I / f	fmin		I / f	fg
1	5.00	=	I/780	0.00	=	I/-	1.67

Verformungsverlauf [mm]



Anschluss an Pos. T-06

Der Anschluss erfolgt analog zum Anschluss des Kragträgers an die Stütze.



Zusammenfassung

Pos. T-05 Einfeldträger

Gewählt: HEA 200 S 235 JR

Mit Detail Rahmenecke s. Skizze

Pos. T-06	Stützen
------------------	----------------

Konstruktion

Die Stützen werden als HEA 200 ausgeführt und in Köcherfundamente eingespannt. Die längste Stütze wird im oberen Bereich horizontal an der Stahlbetondecke des Bestands angeschlossen.

Belastung

Auflagerlasten aus T-04:

$$G = 10,4 \text{ kN}$$

$$Q = 40,5 \text{ kN}$$

$$M_G = -9,6 \text{ kNm}$$

$$M_Q = -39,2 \text{ kNm}$$

Auflagerlasten aus T-05:

$$G = 10,4 \text{ kN}$$

$$Q = 40,5 \text{ kN}$$

Baustoffe

Baustahl S 235 JR

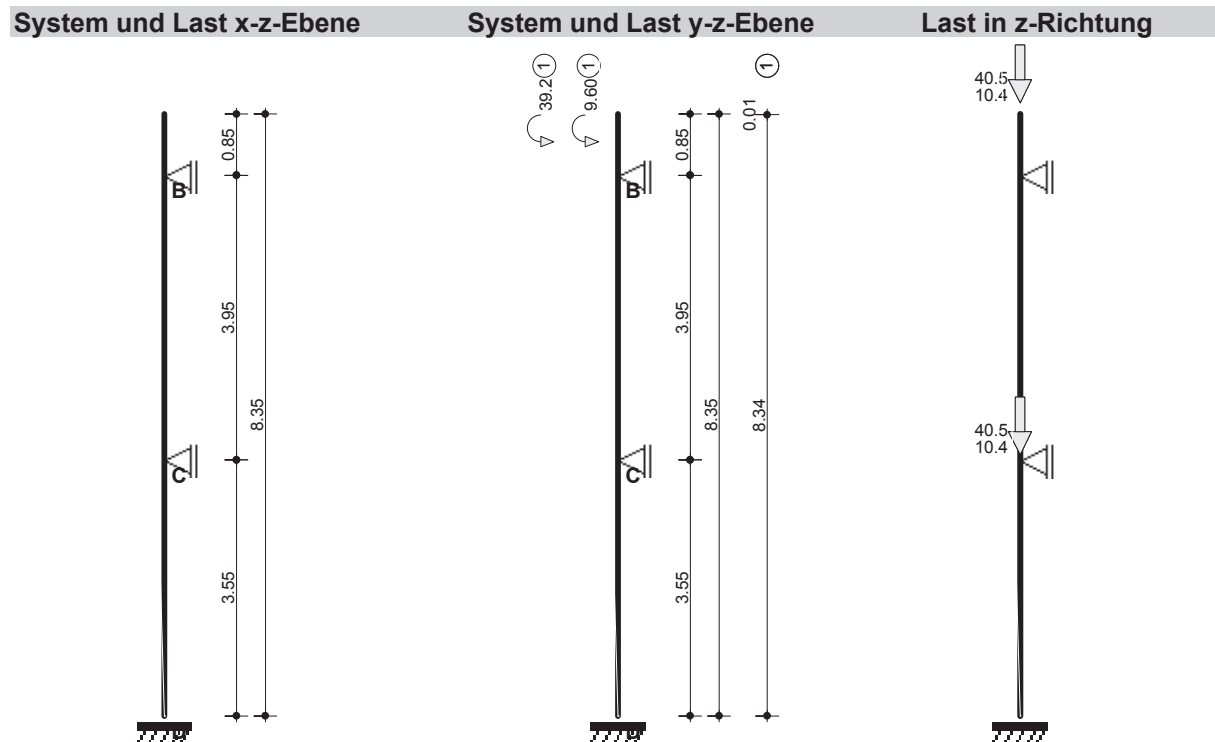
Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung erfolgt auf ff. S.

CS-STIL V 2016.01 Stahlstütze 2-achsig, Theorie II Ord., Biegetorsion

Berechnungsvorschrift: DIN EN 1993-1-1:2005 NA Deutschland

Nachweis nach Spannungstheorie II.Ordnung unter Beachtung der Wölbkrafttorsion.
(Es wird implizit der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis berücksichtigt)



Anmerkungen

Die Berechnung der Imperfektionen erfolgt gemäß DIN EN 1993-1-1/NA
(NDP zu 5.3.4(3) Anmerkung) für I-Profile

mit $0.7 > \lambda_{LT}$, $\lambda_{LT} > 1.3$ und $h/b = 0.95$

für einen Nachweis elastisch-elastisch

Vorkrümmung $w_0 = 0.79$ cm

Auflagerbedingungen

Nr	Stelle z[m]	Cx	Cy	Cz	CMx	CMy	CMz
A	0.00	-	-	-	-	-	fest
B	0.85	fest	fest	-	-	-	-
C	4.80	fest	fest	-	-	-	-
D	8.35	fest	fest	fest	fest	fest	fest

System

Nr	Stelle z[m]	Länge	Querschnitt	Lage x	Lage y	Drehung	Material
1	0.00	0.85	HEA 200	0.00	0.00	0.00	S235
2	0.85	3.95	HEA 200	0.00	0.00	0.00	S235
3	4.80	3.55	HEA 200	0.00	0.00	0.00	S235

Querschnittswerte

Profilname	A [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _{to} [cm ⁴]
HEA 200	53.83	3692.21	1333.75	20.98

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-06 Stütze

	I_{tg} [cm ⁴]	y_m [cm]	z_m [cm]	ϕ [°]
HEA 200	0.00	-0.00	0.00	-0.00

Material

Name	E N/mm ²	G N/mm ²	f_{yk} N/mm ²	α_T	γ_m	γ
S235	210000.00	81000.00	235.00	0.000012	1.10	78.50

Einwirkungen

Einw.	Lastfälle	Lastgruppe	Lastkategorie	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	1	ständig	-----	---	---	---
2	2, 3	verkehr additiv	Nutzlast Kat. A/B	0.70	0.50	0.30

Einw.	Kennung	Nachweis	γ_{inf}	γ_{sup}
1	Ed	Tragsicherheit S/V	---	1.35
2	Ed	Tragsicherheit S/V	---	1.50
1	Ed,perm	Gebrauchstauglichkeit quasi ständig	---	1.00
2	Ed,perm	Gebrauchstauglichkeit quasi ständig	---	1.00

Belastung

Lastart	Einw.	Text	Knot	dz [m]	ex [cm]	ey [cm]	Richt	P [kN]	M [kNm]
Einzel	1 (1)	Kragträger	1	0.00	0.0	0.0	Pz/Mz	10.40	0.00
Einzel	1 (1)	Einfeldträger	3	0.00	0.0	0.0	Pz/Mz	10.40	0.00
Einzel	2 (2)	Kragträger	1	0.00	0.0	0.0	Pz/Mz	40.50	0.00
Einzel	2 (3)	Einfeldträger	3	0.00	0.0	0.0	Pz/Mz	40.50	0.00
Einzel	1 (1)	Kragträger	1	0.00	0.0	0.0	Py/Mx	0.00	-9.60
Einzel	2 (2)	Einfeldträger	1	0.00	0.0	0.0	Py/Mx	0.00	-39.20

Eigengewicht von 78.50 kN/m³ wird berücksichtigt
Vorverformungen werden gemäß der gewählten Berechnungsvorschrift automatisch vom Programm ermittelt

Auflagerkräfte extremal (Th. I. Ord.) charakteristisch

Name	Einwirkung	Ax [kN]	Ay [kN]	Az [kN]	AMx [kNm]	AMy [kNm]	AMz [kNm]
A	maximal	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	minimal	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
B	maximal	0.00	-3.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	minimal	0.00	-16.04	0.00	0.00	0.00	0.00
C	maximal	0.00	22.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	minimal	0.00	4.37	0.00	0.00	0.00	0.00
D	maximal	0.00	-1.21	105.33	-1.43	0.00	0.00
	minimal	0.00	-6.16	24.33	-7.29	0.00	0.00

Auflagerkräfte einwirkungsweise (Th. I. Ord.) charakteristisch

Name	Einwirkung	Ax [kN]	Ay [kN]	Az [kN]	AMx [kNm]	AMy [kNm]	AMz [kNm]
A	1:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

bow ingenieure gmbh

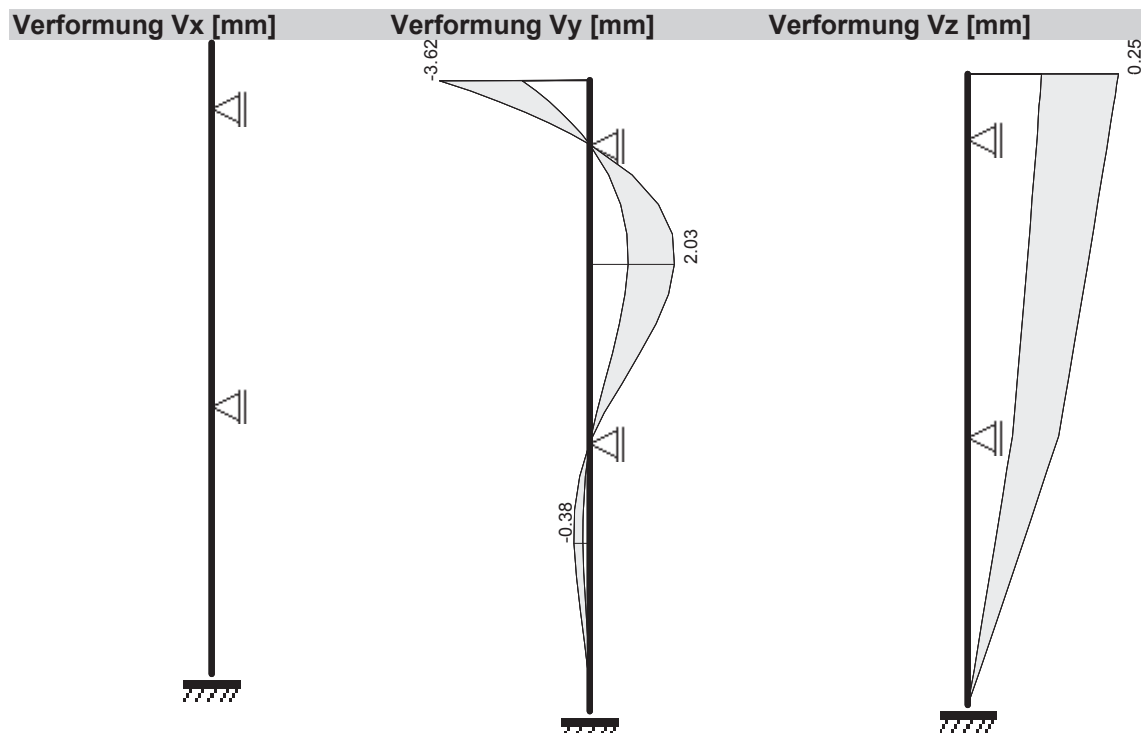
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-06 Stütze

Name	Einwirkung	Ax [kN]	Ay [kN]	Az [kN]	AMx [kNm]	AMy [kNm]	AMz [kNm]
B	2:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1:max	0.00	-3.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	1:min	0.00	-3.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:min	0.00	-12.89	0.00	0.00	0.00	0.00
C	3:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1:max	0.00	4.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	1:min	0.00	4.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:max	0.00	17.84	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D	1:max	0.00	-1.21	24.33	-1.43	0.00	0.00
	1:min	0.00	-1.21	24.33	-1.43	0.00	0.00
	2:max	0.00	-0.00	81.00	-0.00	0.00	0.00
	2:min	0.00	-4.95	40.50	-5.85	0.00	0.00
	3:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2:min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Verformungen (Th. I. Ord.)

Ort [m]	V _x min [mm]	V _x max [mm]	V _y min [mm]	V _y max [mm]	V _z min [mm]	V _z max [mm]	Ausn. V [mm]
0.00	-0.00	-0.00	-3.62	-1.63	0.12	0.25	0.64
0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.23	0.00
2.43	0.00	0.00	0.91	2.03	0.10	0.20	0.15
4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.15	0.00
6.13	-0.00	-0.00	-0.38	-0.17	0.05	0.09	0.03
8.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-06 Stütze

Schnittgrößen (Th. II. Ord.)

Ort [m]	N min [kN]	N max [kN]	Q _x min [kN]	Q _x max [kN]	Q _y min [kN]	Q _y max [kN]
0.00	-74.79	-14.04	0.14	0.79	0.05	1.38
0.85	-75.27	-14.52	0.12	0.66	0.03	0.80
0.85	-75.53	-14.53	0.06	0.30	-23.15	-4.24
1.24	-75.67	-14.76	0.06	0.29	-23.41	-4.25
1.64	-75.82	-14.98	0.03	0.12	-23.64	-4.26
2.03	-75.99	-15.20	-0.07	0.01	-23.83	-4.27
2.43	-76.17	-15.43	-0.23	-0.02	-23.98	-4.27
2.82	-76.35	-15.65	-0.37	-0.05	-24.10	-4.28
3.22	-76.55	-15.87	-0.48	-0.07	-24.19	-4.28
4.01	-76.99	-16.32	-0.56	-0.10	-24.24	-4.28
4.80	-77.47	-16.78	-0.49	-0.09	-24.14	-4.28
4.80	-152.34	-30.82	-0.14	0.04	1.60	9.06
5.24	-152.58	-31.07	-0.14	0.05	1.62	9.16
6.57	-153.32	-31.83	0.05	0.27	1.65	9.39
7.02	-153.58	-32.08	0.05	0.29	1.65	9.42
8.35	-154.34	-32.84	0.04	0.21	1.64	9.29

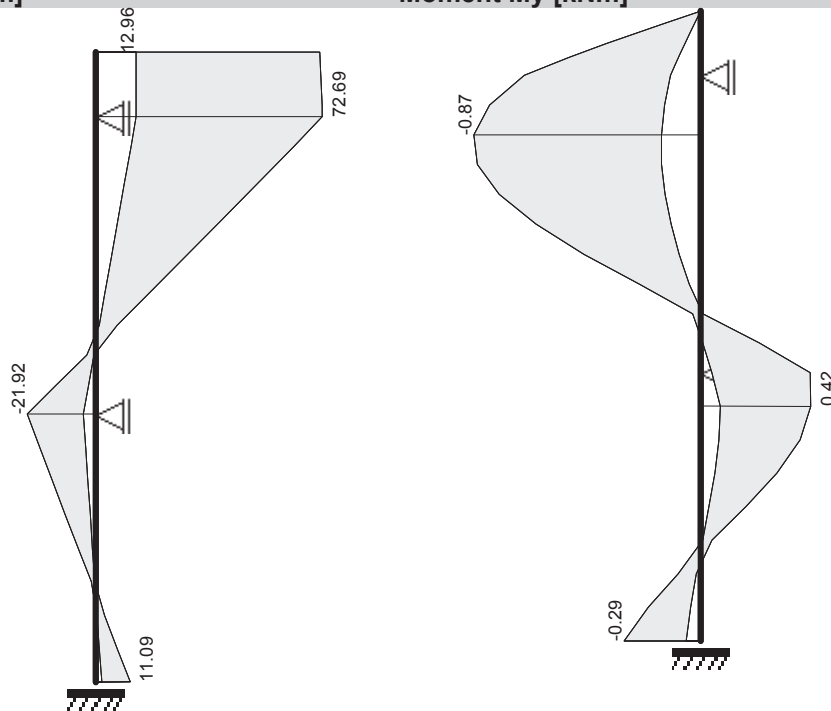
Ort [m]	M _z min [kNm]	M _z max [kNm]	M _x min [kNm]	M _x max [kNm]	M _y min [kNm]	M _y max [kNm]	M _w min [kNm ²]	M _w max [kNm ²]
0.00	0.00	0.06	12.96	71.76	-0.00	-0.00	-0.00	0.0000
0.85	0.00	0.04	12.99	72.69	-0.68	-0.11	0.00	0.0061
1.24	0.00	0.03	11.31	63.49	-0.81	-0.14	0.00	0.0076
1.64	0.00	0.02	9.63	54.20	-0.87	-0.15	0.00	0.0080
2.03	0.00	0.01	7.95	44.83	-0.86	-0.15	0.00	0.0076
2.43	0.00	0.00	6.26	35.39	-0.77	-0.14	0.00	0.0067
2.82	-0.00	-0.00	4.57	25.89	-0.63	-0.11	0.00	0.0055
3.22	-0.00	-0.00	2.88	16.35	-0.45	-0.08	0.00	0.0044
4.01	-0.00	-0.00	-2.80	-0.50	-0.03	0.01	0.00	0.0028
4.80	-0.00	0.00	-21.92	-3.88	0.04	0.42	0.00	0.0023
5.24	-0.00	-0.00	-17.90	-3.16	0.08	0.42	0.00	0.0020
6.57	-0.01	-0.00	-5.58	-0.98	0.03	0.17	0.00	0.0009
7.02	-0.01	-0.00	-1.40	-0.24	0.01	0.04	0.00	0.0006
8.35	-0.01	-0.00	1.95	11.09	-0.29	-0.05	-0.00	-0.0000

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: T-06 Stütze

Moment Mx [kNm]

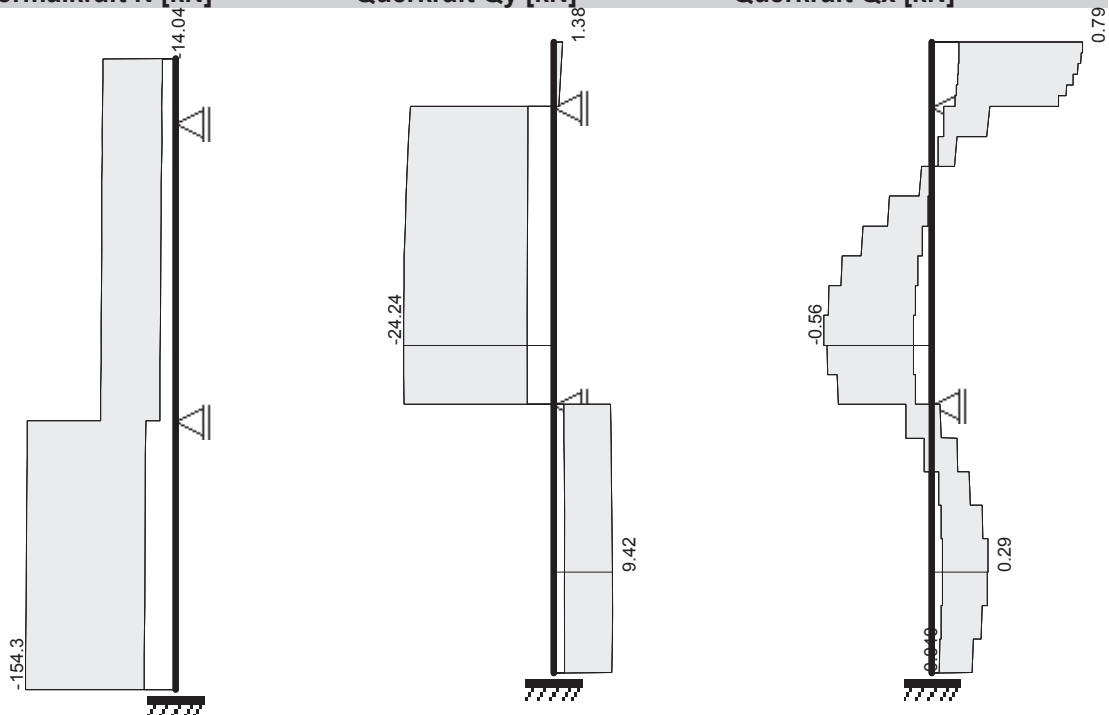
Moment My [kNm]



Normalkraft N [kN]

Querkraft Qy [kN]

Querkraft Qx [kN]



Spannungen (Th. II. Ord)

Ort [m]	max σ [N/mm ²]	min σ [N/mm ²]	max τ [N/mm ²]	max σ_v [N/mm ²]	Ausnutzung [-]
0.00	170.75	-198.53	3.64	198.63	0.93
0.85	178.61	-205.56	2.55	205.59	0.96
0.85	178.56	-205.61	21.98	205.64	0.96
2.43	83.25	-110.43	21.37	110.43	0.52
2.82	57.62	-85.07	21.56	85.07	0.40
3.61	5.26	-33.21	21.70	45.23	0.21

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

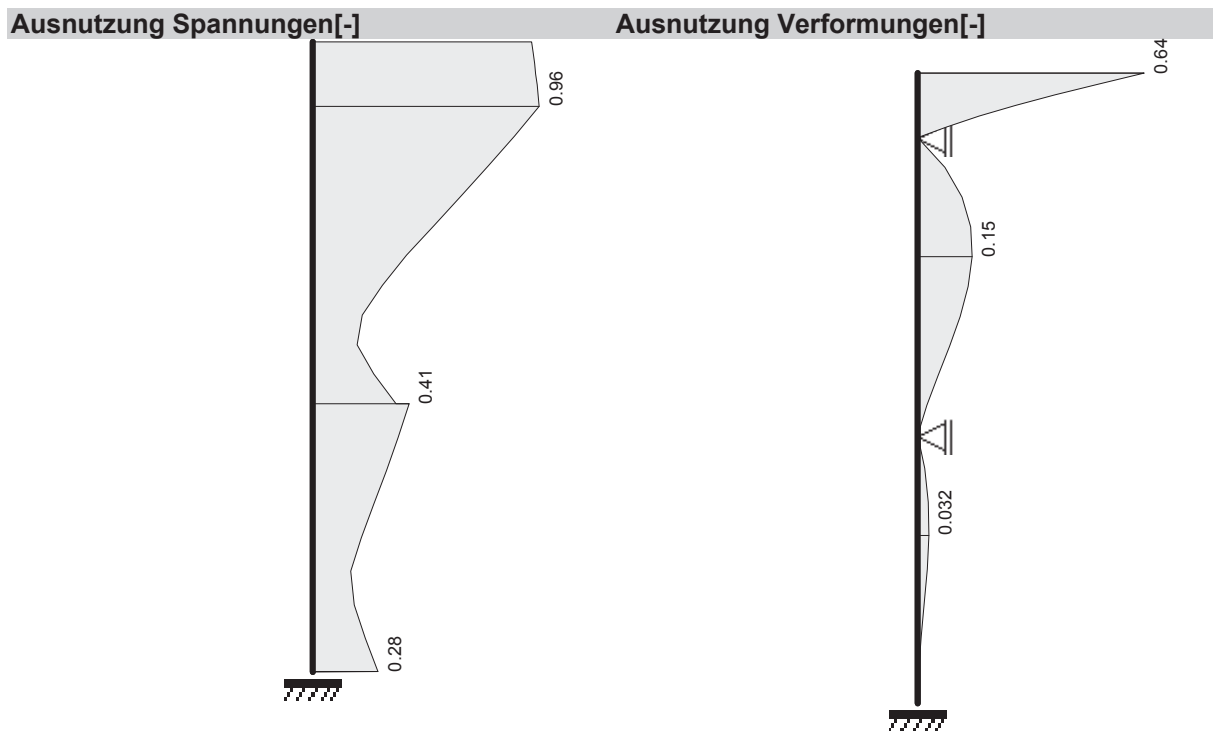
Position: T-06 Stütze

Ort [m]	max σ [N/mm ²]	min σ [N/mm ²]	max τ [N/mm ²]	max σ_v [N/mm ²]	Ausnutzung [-]
4.01	0.00	-21.77	21.67	40.68	0.19
4.80	45.34	-73.77	21.55	75.49	0.35
4.80	42.72	-87.43	8.12	87.43	0.41
6.57	0.00	-44.06	8.55	44.06	0.21
7.02	0.00	-32.41	8.58	34.54	0.16
8.35	12.98	-59.39	8.47	59.39	0.28

Ausnutzung

Maximale Ausnutzung aus Spannung = 0.96

Maximale Ausnutzung aus Verformung = 0.64



c/t-Nachweise und Querschnittsklassifizierung

Bezeichnung	bei x= [m]	c/t [-]	zul _{c/t} [KI.1]	Ausn.	zul _{c/t} [KI.2]	Ausn.	zul _{c/t} [KI.3]	Ausn.	zul _{c/t} [KI.3 ¹]	Ausn.
Flansch oben	0.85	7.88	18.00	0.44	20.00	0.39	13.88	0.57	14.15	0.56
Flansch unten	4.80	7.88	18.00	0.44	20.00	0.39	13.92	0.57	21.76	0.36
Steg rechts	5.69	20.62	33.00	0.62	38.00	0.54	42.00	0.49	83.85	0.25

¹Erhöhter Wert zul_{c/t} für Querschnittsklasse 3 gemäß DIN EN 1993-1-1 5.5.2(9).

Querschnittsklassifizierung: Klasse 1.
Nachweis erbracht!

Anschluss an Bestandsdecke

Auf Höhe der Rohdecke des Bestandsdachs wird die Treppenstütze über eine Verankerung mit 2 Ankerstangen M16 A4 mit Injektionsmörtel Fischer FIS EM plus / FIS SB horizontal angeschlossen. Dazu wird ein Flachstahl Fl 200x12 mm mit HV-Naht a=t an der Stütze angeschweißt.

$$N = 1,5 * 16,04 \text{ kN} = 24,1 \text{ (Zug)}$$

Die Bemessung des Verankerungspunktes wird mit Hilfe des Rechenprogrammes „Fixperience“ durchgeführt.



C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



www.fischer.de

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem
Injektionsmörtel
Befestigungselement

fischer Superbond-System
FIS SB 390 S
Ankerstange FIS A M 16 x 1000 A4, nicht rostender Stahl,
Festigkeitsklasse A4-70
Mit der gewählten Gewindestange können Sie bis zu 2
Befestigungen durchführen.
320 mm



Rechnerische
Verankerungstiefe
Bemessungsdaten

Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer
Bewertung ETA-12/0258, Option 1,
Erteilungsdatum 22.07.2019

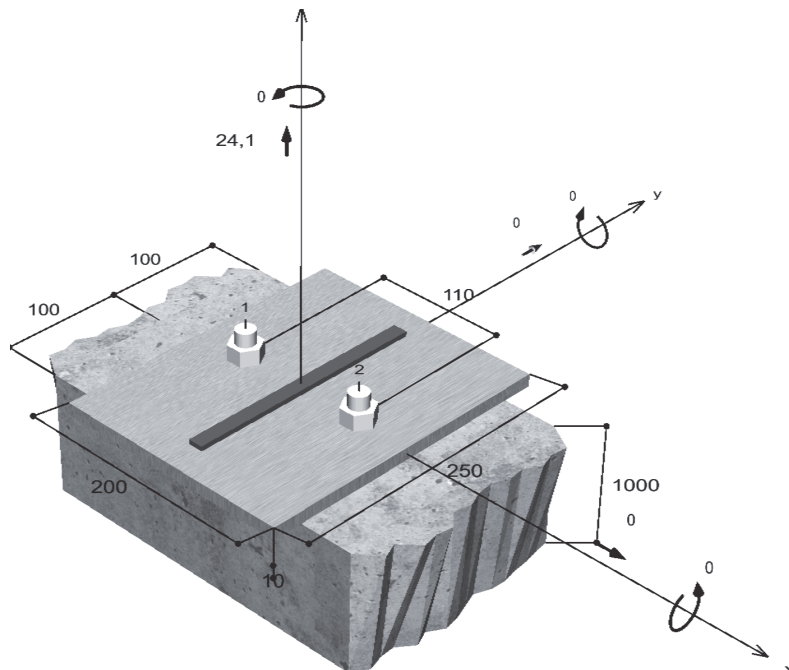


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Eingabedaten

Bemessungsverfahren	Bemessungsverfahren EN1992-4:2017 Verbundanker
Verankerungsgrund	Normalbeton, C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt nicht verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	200 mm x 250 mm x 10 mm
Profiltyp	Flachstahl (200 x 12 (S 235))

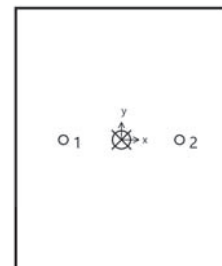
Bemessungslasten *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Belastungsart
1	24,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	12,05	0,00	0,00	0,00
2	12,05	0,00	0,00	0,00



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 24,10 kN , X/Y Position (0 / 0)
Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β _N %
Stahlversagen *	12,05	58,82	20,5
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	24,10	46,30	52,1
Betonausbruch	24,10	26,01	92,6
Versagen durch Spalten	24,10	28,70	84,0

* Ungünstigster Anker

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

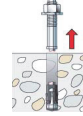


C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
110,00	1,87	58,82	12,05	20,5

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	20,5	1	$\beta_{N,s,1}$
2	20,5	2	$\beta_{N,s,2}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \quad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 123,05 \text{ kN} \cdot \frac{106.200 \text{ mm}^2}{177.241 \text{ mm}^2} \cdot 0,843 \cdot 1,118 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 69,45 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1,00 \cdot \pi \cdot 16 \text{ mm} \cdot 320 \text{ mm} \cdot 7,7 \text{ N/mm}^2 = 123,05 \text{ kN} \quad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1,00 \quad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0,00 \leq \Psi_{sus}^0 = 0,84$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0,5} ; 3 \cdot h_{ef} \right) \quad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot 16 \text{ mm} \cdot \left(1,00 \cdot 13,0 \text{ N/mm}^2 \right)^{0,5} ; 3 \cdot 320 \text{ mm} \right) = 421 \text{ mm}$$

$$c_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} = \frac{421 \text{ mm}}{2} = 211 \text{ mm} \quad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{100 \text{ mm}}{211 \text{ mm}} = 0,843 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.20)}$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi_{g,Np}^0 - 1 \right) = 1,241 - \sqrt{\frac{110 \text{ mm}}{421 \text{ mm}}} \cdot \left(1,241 - 1 \right) = 1,118 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.17)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1 \right) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \quad \text{Gl. (7.18)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{2} - \left(\sqrt{2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{7,7 \text{ N/mm}^2}{13,7 \text{ N/mm}^2} \right)^{1,5} = 1,241 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{7,7}{3,14 \cdot 16 \text{ mm}} \sqrt{320 \text{ mm} \cdot 25,0 \text{ N/mm}^2} = 13,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (7.19)}$$

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.21)}$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{421mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{421mm}} = 1,000 \leq 1$$

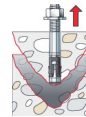
$$\Psi_{re,Np} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
69,45	1,50	46,30	24,10	52,1

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	52,1	1	$\beta_{N,p,1}$

Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 220,39kN \cdot \frac{214.000mm^2}{921.600mm^2} \cdot 0,763 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 39,02kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot (320mm)^{1,5} = 220,39kN \quad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{100mm}{480mm} = 0,763 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{960mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{960mm}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1 \quad \text{Gl. (7.7)}$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
39,02	1,50	26,01	24,10	92,6

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	92,6	1	$\beta_{N,c,1}$

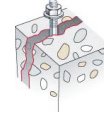


C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Versagen durch Spalten bei Belastung

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (N_{Rd,sp})$$



$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \quad \text{Gl. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp} = 123,05 \text{ kN} \cdot \frac{150.000 \text{ mm}^2}{409.600 \text{ mm}^2} \cdot 0,794 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,203 = 43,05 \text{ kN}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{100 \text{ mm}}{320 \text{ mm}} = 0,794 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \quad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{640 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{640 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right); 2\right) \quad \text{Gl. (7.24)}$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{1.000 \text{ mm}}{356 \text{ mm}}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{320 \text{ mm} + 1,5 \cdot 100 \text{ mm}}{356 \text{ mm}}\right)^{2/3}\right); 2\right) = 1,203$$

$N_{Rk,sp}$ kN	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,sp}$ %
43,05	1,50	28,70	24,10	84,0

Anker-Nr.	$\beta_{N,sp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	84,0	1	$\beta_{N,sp;1}$

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_N = \beta_{N,c;1} = 0,93 \leq 1$$



Nachweis erfolgreich

Angaben zur Ankerplatte

Ankerplattendetails

Vom Anwender ohne Nachweis festgelegte Ankerplattendicke

t = 10 mm

Profiltyp

Flachstahl (200 x 12 (S 235))

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit.

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.



C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten. Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

Allgemeine Hinweise

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.

Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie

der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.

Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.



C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Angaben zur Montage

Anker

Ankersystem
Injektionsmörtel

fischer Superbond-System
FIS SB 390 S (auch in weiteren
Kartuschengrößen verfügbar)
Ankerstange FIS A M 16 x 1000 A4,
nicht rostender Stahl,
Festigkeitsklasse A4-70
Mit der gewählten Gewindestange
können Sie bis zu 2 Befestigungen
durchführen.

Art.-Nr. 518830

Befestigungselement

Art.-Nr. 509233



Zubehör

FIS MR Plus
FIS Verlängerungsschlauch 9 mm
Injektionshilfe 18 mm
Auspressgerät FIS DM S
Druckluft-Reinigungsgerät
Ölfreie Druckluft, min. 6 bar
FIS Verlängerungsschlauch 9 mm
Druckluftdüse D16-D19
Bürste für Bohr-Ø 18 mm
SDS Bürsten Aufnahme M8
Pointer M 18/350/410
oder alternativ
FHD Max 18/400/620
Hammerbohren mit oder ohne
Absaugung
Alternative Kartuschen
FIS SB 585 S
FIS SB 1500 S
FIS SB 390 High Speed S
Die dargestellten Kartuschen
können alternativ zu den
hervorgehobenen
Kartuschen mit der gleichen
Zulassungsnummer verwendet
werden.

Art.-Nr. 545853
Art.-Nr. 48983
Art.-Nr. 1483
Art.-Nr. 511118
Art.-Nr. 93286
Bauseits
Art.-Nr. 19705
Art.-Nr. 511957
Art.-Nr. 1493
Art.-Nr. 530332
Art.-Nr. 546205
Art.-Nr. 546602

Montagedetails

Gewindegröße
Bohrlochdurchmesser
Bohrlochtiefe
Rechnerische
Verankerungstiefe
Bohrverfahren
Bohrlochreinigung

M 16
 $d_0 = 18 \text{ mm}$
 $h_2 = 330 \text{ mm}$
 $h_{ef} = 320 \text{ mm}$
Hammerbohren
2 x mit Druckluft ausblasen,
2 x bürsten,
2 x mit Druckluft ausblasen
Reinigung des Bohrloches ist nicht
notwendig bei Verwendung eines
Hohlbohrers, z.B. fischer FHD

Montageart

Durchsteckmontage
Ringspalt nicht verfüllt

Ringspalt

Maximales Anzugsmoment

$T_{inst,max} = 60,0 \text{ Nm}$

Schlüsselweite SW

24 mm

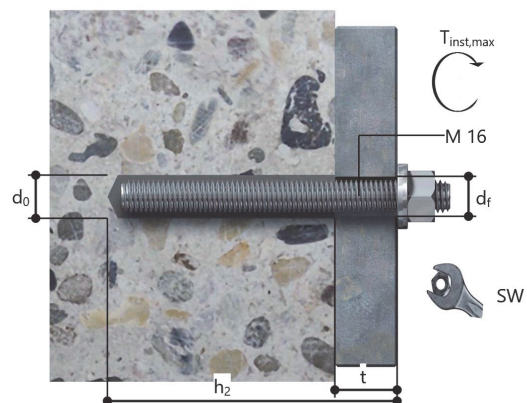
Ankerplattendicke

$t = 10 \text{ mm}$

Gesamte Befestigungsdicke $t_{fix} = 10 \text{ mm}$

$T_{fix,max}$

Mörtelvolumen je Bohrloch 38 ml/19 Skalenteile





C-FIX 1.87.0.0
Datenbankversion
2020.4.16.9.17
Datum
22.02.2023



Ankerplattendetails

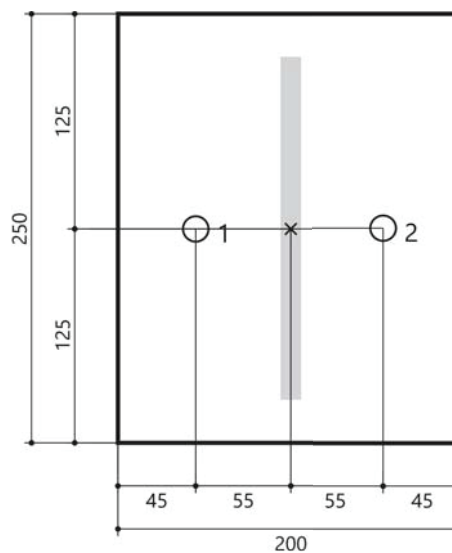
Material der Ankerplatte Nicht verfügbar
Ankerplattendicke $t = 10 \text{ mm}$
Durchgangsloch im $d_f = 20 \text{ mm}$
Anbauteil

Anbauteil

Profiltyp Flachstahl (200 x 12 (S
235))

Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-55	0
2	55	0



Zusammenfassung

Pos. 06	Stützen	
Gewählt:	HEA 200	S 235 JR

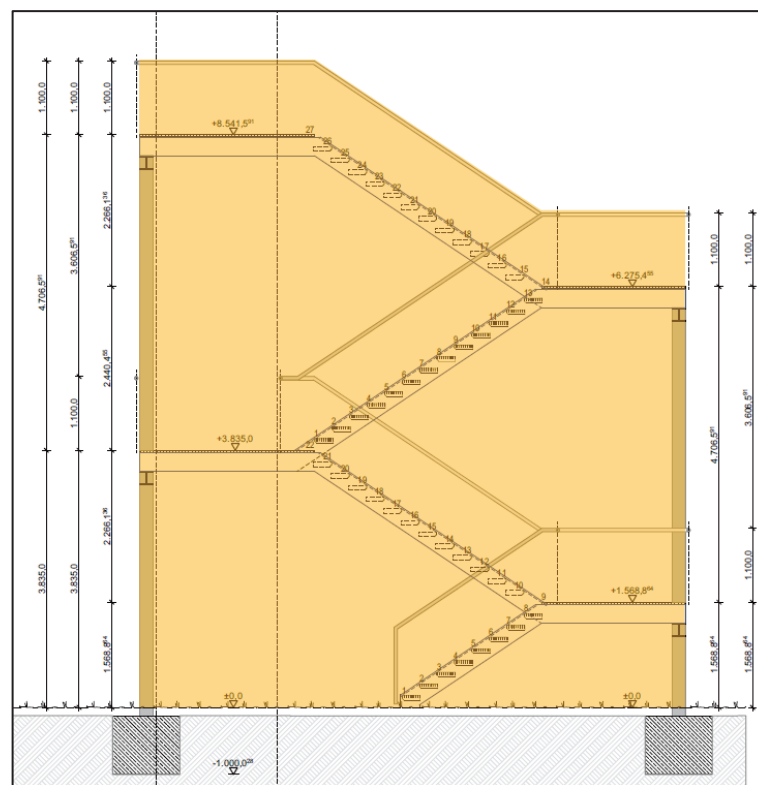
Pos. T-07 Verbände

Konstruktion

Zur horizontalen Aussteifung werden Verbandsfelder zwischen den Stützen angeordnet. Diese werden als jeweils zwei gekreuzte Zugdiagonalen Ø 20 mm mit Anschlussblechen t = 15 mm mit je 1x M20 4.6 ausgeführt.

Belastung

Zur Ermittlung der Windangriffsfläche wird die gesamte Treppenkonstruktion als geschlossen betrachtet. Die angesetzte Fläche (ca. 70 m²) ist in nachfolgender Abbildung markiert.



Windbelastung gem. Kapitel 1.11.1:

$$w_{e,max} = \max c_{pe,10} * q_p(h) = +0,7 * 0,61 = +0,43 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Druck})$$

$$w_{e,min} = \min c_{pe,10} * q_p(h) = -1,2 * 0,61 = -0,73 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sog})$$

Baustoffe

Baustahl S 235 JR

Berechnung und Bemessung

$$H_{Ed} = 1,5 * 0,5 * (0,43 \text{ kN/m}^2 + 0,73 \text{ kN/m}^2) * 5 \text{ m} * 4 \text{ m} = 17,4 \text{ kN}$$

$$D_{max} = (17,4 + 17,4) / \cos 20 = 37 \text{ kN} \quad (\text{rechtes unteres Verbandskreuz})$$

Rundstahl Ø 20 mm S235

$$\sigma_{Ed} = 37 \text{ kN} / 3,15 \text{ cm}^2 = 117 \text{ kN/cm}^2 < 235 / 1,25 = 188 \text{ kN/cm}^2$$

Verschraubung je 1 x M20 4.6

$$F_{Rd} = 47,0 \text{ kN} > 37 \text{ kN} \text{ (Abscheren)}$$

Anschluss an Pos. T-06

Der Anschluss erfolgt mit Anschlussblechen $t = 15 \text{ mm}$, welche mit HV-Nähten $a = t$ an die Stützen (Pos. T-06) sowie die Einfeldträger (Pos. T-04) angeschweißt werden.

Zusammenfassung

Pos. T-07	Verbände
Gewählt:	Ø 20 mm S 235 JR
	mit Anschlussblechen $t = 15 \text{ mm}$
	mit je 1x M20 4.6

Pos. T-08 Fundamente

Konstruktion

Die Gründung der Außentreppe erfolgt auf umlaufenden Streifenfundamenten $b/h = 50/75$ cm bis in frostfreie Tiefe. Sie werden in Ortbetonbauweise C 25/30 hergestellt. Ihre Expositionsklasse ist XC3, die Feuchtklasse WF.

Rechnerische Rissbreite $w_{cal} = 0,3\text{mm}$ (XC4)

Die vier Stützen werden in Köcherfundamenten mit Kopfplatte $t = 20$ mm eingespannt, die Einspanntiefe beträgt 50 cm.

Am unteren Treppenaufleger wird das U-Profil mittels einer Kopfplatte auf das Streifenfundament gestellt.

Baustoffe

Beton C 25/30, B 500A normalduktil

Betondeckungen und Achsabstände der Bewehrung

Umgebungs-kategorie XC 3, Feuchteklasse WF

$$c_{\min} \geq 20 \text{ mm (Umweltbedingungen)}$$

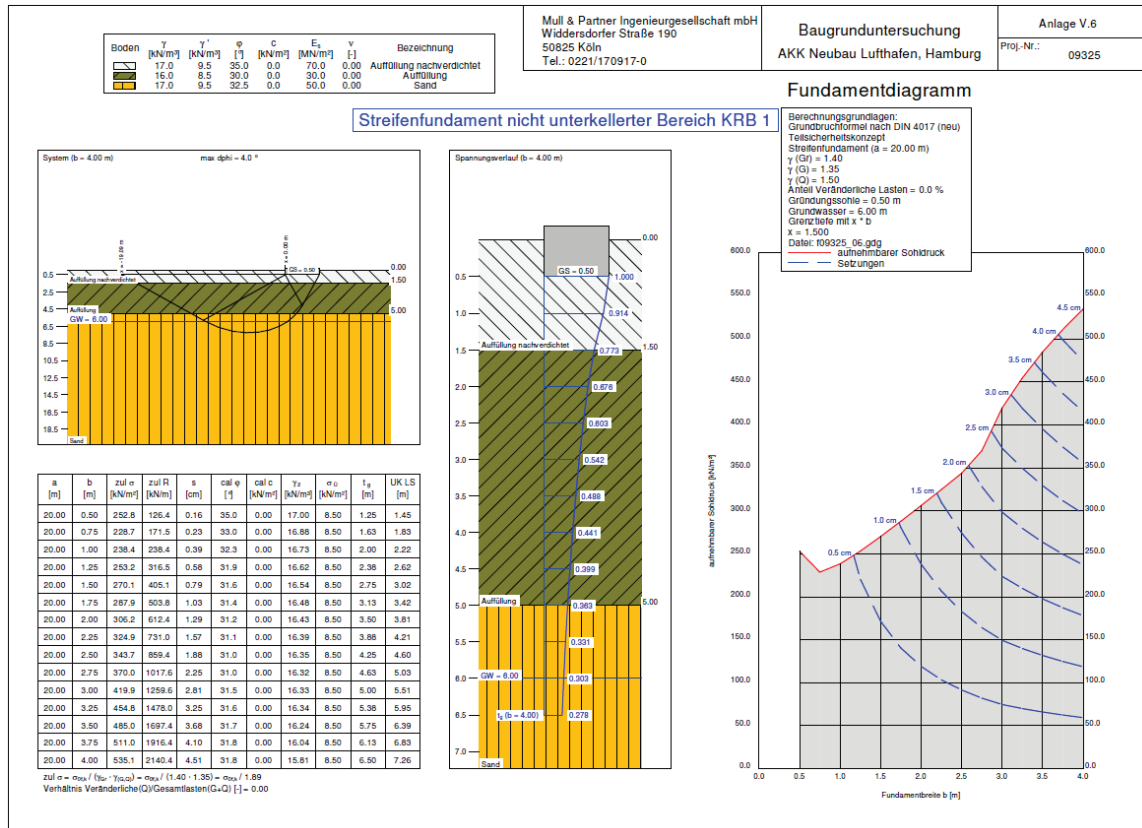
$$\geq 10 \text{ mm } (\varnothing 10 \text{ Verbundbedingungen})$$

$$\Delta c = 15 \text{ mm}, \quad c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Verlegema\ss } c_{v,\text{gew\u00e4hlt}} = 5,0 \text{ cm}$$

Berechnung und Bemessung

F\u00fcr die Bemessung werden die Bodenkennwerte und zul\u00e4ssigen Sohlspannungen gem\u00e4\u00df der Baugrunduntersuchung von 2009 [21] angesetzt:



Dort ist die zulässige Bodenpressung mit 200 kN/m² und der Bettungsmodul mit 15 MN/m³ angegeben.

Belastung aus Stütze T-06:

$$G = 24,33 \text{ kN}$$

$$Q = 81,00 \text{ kN}$$

Die Berechnung und Bemessung erfolgt auf ff. S.

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

CS-ELBA V 2016.00 Elastisch gebetteter Balken

T-06 Stütze - Auflager D - z-z - 1: ständig - max Dz

T-06 Stütze - Auflager D - z-z - 2: verkehr additiv - max Dz

T-06 Stütze - Auflager D - x-x - Extremal - DMx(g)

T-06 Stütze - Auflager D - x-x - Extremal - DMx(min-g)

T_06_St_tze_maxDz_1 == 24.33 kN

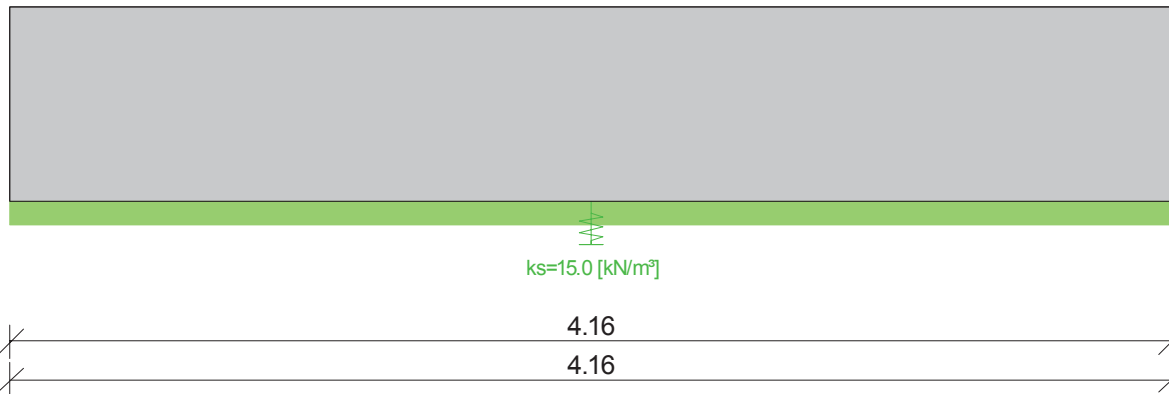
T_06_St_tze_maxDz_2 == 81.00 kN

T_06_St_tze_DMx_g == -1.43 kNm

T_06_St_tze_DMx_min_g == -5.85 kNm

Systembeschreibung

Systemansicht XZ-Ebene

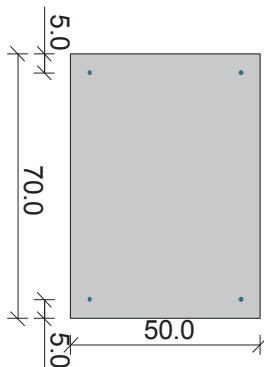


Systemparameter

Feld Nr.	Länge [m]	Gesamt-länge [m]	Quer. Nr.	Bettung ks [kN/m³]	Breite [cm]	Auflager Nr.	Senkfeder [kN/m]	Drehfeder [kNm/rad]
1	4.16	4.16	1	15.0	100.0	1	frei	frei
						2	frei	frei

Querschnitte Ansicht

Querschnitt 1



Querschnittsabmessungen

Rechteck	Nr.	b [cm]	h [cm]	d1 [cm]	d2 [cm]	theta [°]
Balken	1	50.00	70.00	5.00	5.00	45.00

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

Materialien

Normalbeton EC2 NA(DE)

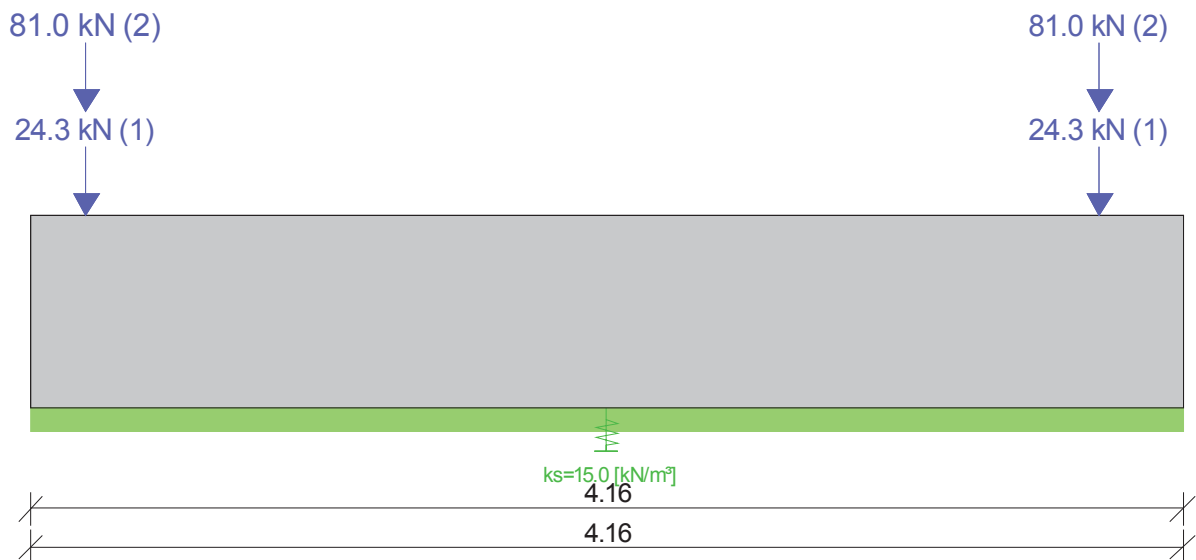
Name	f_{ck}	E-Modul	Schubmodul	spez. Gewicht
-	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ³]
C20/25	20.00	30000.00	12500.00	25.00

Betonstahl EC2 NA (DE)

Name	f_{yk}	E-Modul	spez. Gewicht
-	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ³]
B500A	500.00	200000.00	78.50

Belastungen

Belastung Ansicht XZ-Ebene



Belastungsdaten

Lastart	LF	Text	Knoten Nr.	dx [m]	Länge [m]	Pz [kN]	My [kNm]
Einzellast/Moment	1		1	0.20	4.16	24.33	0.00
Einzellast/Moment	1		1	3.86	4.16	24.33	0.00
Einzellast/Moment	2		1	0.20	4.16	81.00	0.00
Einzellast/Moment	2		1	3.86	4.16	81.00	0.00

Lastkollektive

Kollektivnr.	Nachweis	Bildungskriterium
1	Ed	1.35*(1)
2	Ed,perm	1.00*(1)
3	GZ 2	1.00*(1)

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

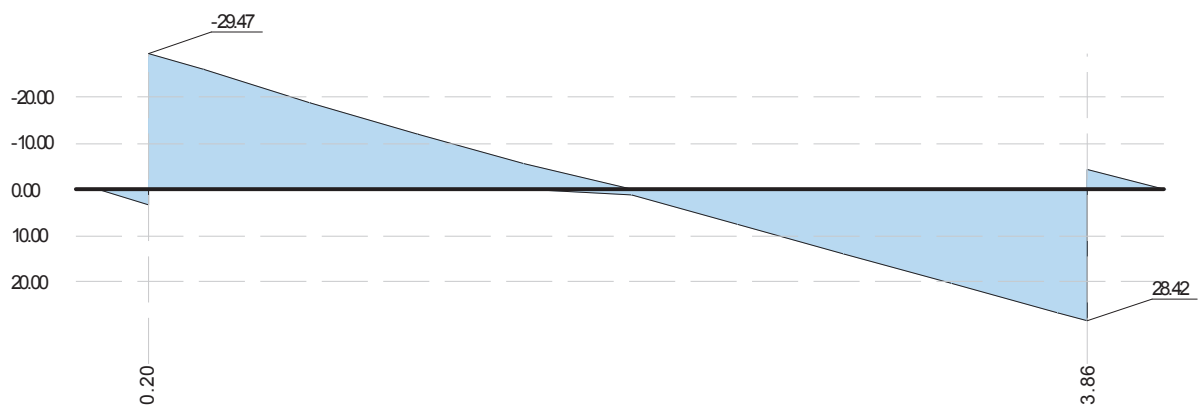
Berechnungsart linear

Schnittgrößen, Verformungen und Bodenpressungen

Extremum Schnittgrößen, Verformungen und Bodenpressungen

Feld	Ort	Typ	LK	w	LK	ϕ	LK	V	LK	M	LK	σ
	[m]	[-]	[Nr.]	[cm]	[Nr.]	[rad]	[Nr.]	[kN]	[Nr.]	[kNm]	[Nr.]	[kN/m ²]
1	0.00	max	2	83.609	2	0.027	1	0.00	1	0.00	3	12.54
	0.00	min	2	83.609	2	0.027	1	0.00	1	0.00	3	12.54
	0.20L	max	2	83.067	2	0.027	1	3.38	1	0.34	3	12.46
	0.20R	max	2	83.067	2	0.027	1	-29.47	1	0.34	3	12.46
	0.20L	min	2	83.067	2	0.027	1	3.38	1	0.34	3	12.46
	0.20R	min	2	83.067	2	0.027	1	-29.47	1	0.34	3	12.46
	0.42	max	2	82.482	2	0.027	1	-25.85	1	-5.64	3	12.37
	0.42	min	2	82.482	2	0.027	1	-25.85	1	-5.64	3	12.37
	0.83	max	2	81.355	2	0.027	1	-18.95	1	-14.95	3	12.20
	0.83	min	2	81.355	2	0.027	1	-18.95	1	-14.95	3	12.20
	1.25	max	2	80.229	2	0.027	1	-12.14	1	-21.41	3	12.03
	1.25	min	2	80.229	2	0.027	1	-12.14	1	-21.41	3	12.03
	1.66	max	2	79.103	2	0.027	1	-5.43	1	-25.07	3	11.87
	1.66	min	2	79.103	2	0.027	1	-5.43	1	-25.07	3	11.87
	2.08	max	2	77.978	2	0.027	1	1.18	1	-25.95	3	11.70
	2.08	min	2	77.978	2	0.027	1	1.18	1	-25.95	3	11.70
	2.50	max	2	76.854	2	0.027	1	7.71	1	-24.09	3	11.53
	2.50	min	2	76.854	2	0.027	1	7.71	1	-24.09	3	11.53
	2.91	max	2	75.730	2	0.027	1	14.13	1	-19.55	3	11.36
	2.91	min	2	75.730	2	0.027	1	14.13	1	-19.55	3	11.36
	3.33	max	2	74.607	2	0.027	1	20.46	1	-12.35	3	11.19
	3.33	min	2	74.607	2	0.027	1	20.46	1	-12.35	3	11.19
	3.74	max	2	73.484	2	0.027	1	26.70	1	-2.54	3	11.02
	3.74	min	2	73.484	2	0.027	1	26.70	1	-2.54	3	11.02
	3.86L	max	2	73.171	2	0.027	1	28.42	1	0.66	3	10.98
	3.86R	max	2	73.171	2	0.027	1	-4.42	1	0.66	3	10.98
	3.86L	min	2	73.171	2	0.027	1	28.42	1	0.66	3	10.98
	3.86R	min	2	73.171	2	0.027	1	-4.42	1	0.66	3	10.98
	4.16	max	2	72.362	2	0.027	1	0.00	1	0.00	3	10.85
	4.16	min	2	72.362	2	0.027	1	0.00	1	0.00	3	10.85

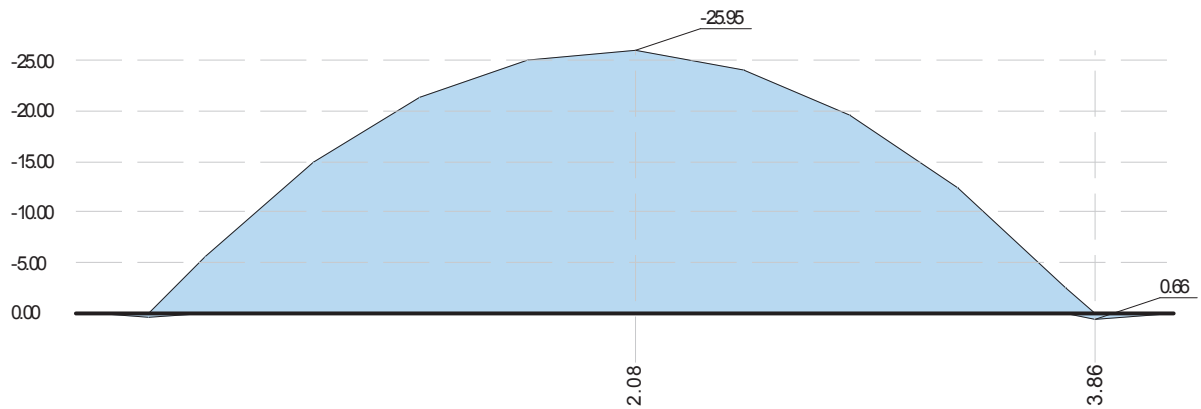
Lastkollektiv extremum[Ed Ed,A] Querkraft [kN]



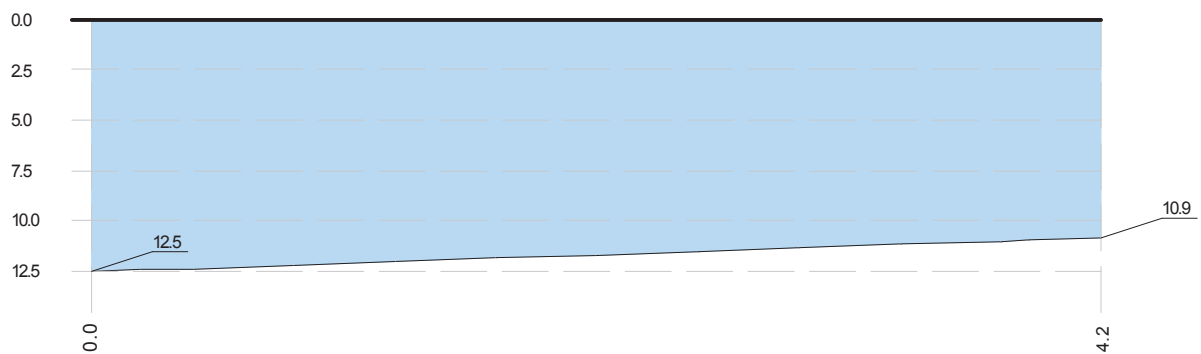
Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

Lastkollektiv extremum[Ed Ed,A] Moment [kNm]



Lastkollektiv extremum[GZ 2] Bodenpressung [kN/m²]



Biegebemessung

Extremum Biegebemessung

Feld	Ort [m]	Typ [-]	h [cm]	d1 [cm]	d2 [cm]	M(Aso) [kNm]	M(Asu) [kNm]	LK erf. [Nr.]	Aso [cm²]	LK erf. [Nr.]	Asu [cm²]	gew. [cm²]
1	0.00	max	70.0	5.0	5.0	0.0	0.0	1	0.00	1	0.00	
	0.00	min	70.0	5.0	5.0	0.0	0.0	1	0.00	1	0.00	
	0.20	max	70.0	5.0	5.0	0.3	0.3	1	0.00	1	0.00	
	0.20	min	70.0	5.0	5.0	0.3	0.3	1	0.00	1	0.00	
	0.42	max	70.0	5.0	5.0	-5.6	-5.6	1	0.56	1	0.00	
	0.42	min	70.0	5.0	5.0	-5.6	-5.6	1	0.56	1	0.00	
	0.83	max	70.0	5.0	5.0	-15.0	-15.0	1	0.58	1	0.00	
	0.83	min	70.0	5.0	5.0	-15.0	-15.0	1	0.58	1	0.00	
	1.25	max	70.0	5.0	5.0	-21.4	-21.4	1	0.83	1	0.00	
	1.25	min	70.0	5.0	5.0	-21.4	-21.4	1	0.83	1	0.00	
	1.66	max	70.0	5.0	5.0	-25.1	-25.1	1	0.97	1	0.00	
	1.66	min	70.0	5.0	5.0	-25.1	-25.1	1	0.97	1	0.00	
	2.08	max	70.0	5.0	5.0	-25.9	-25.9	1	1.00	1	0.00	
	2.08	min	70.0	5.0	5.0	-25.9	-25.9	1	1.00	1	0.00	
	2.50	max	70.0	5.0	5.0	-24.1	-24.1	1	0.93	1	0.00	
	2.50	min	70.0	5.0	5.0	-24.1	-24.1	1	0.93	1	0.00	
	2.91	max	70.0	5.0	5.0	-19.5	-19.5	1	0.76	1	0.00	
	2.91	min	70.0	5.0	5.0	-19.5	-19.5	1	0.76	1	0.00	
	3.33	max	70.0	5.0	5.0	-12.3	-12.3	1	0.48	1	0.00	
	3.33	min	70.0	5.0	5.0	-12.3	-12.3	1	0.48	1	0.00	
	3.74	max	70.0	5.0	5.0	-2.5	-2.5	1	0.09	1	0.09	

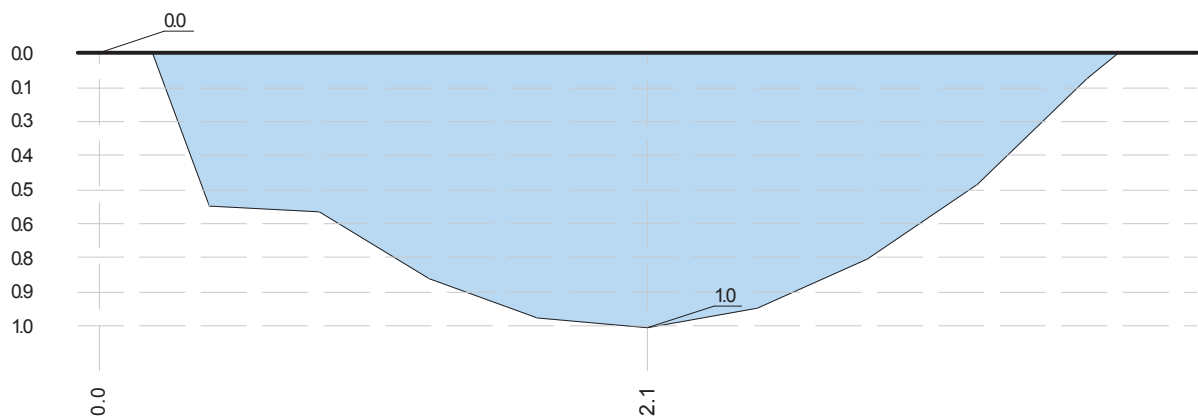
bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

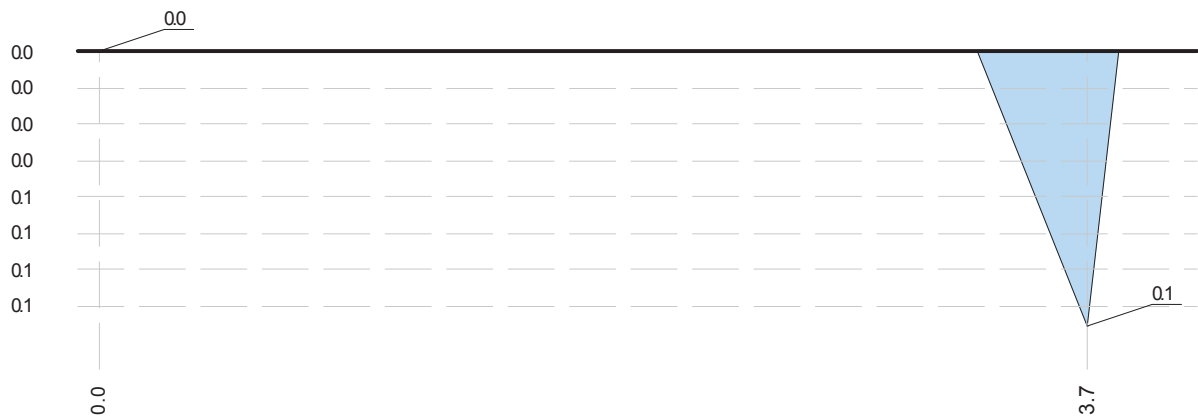
Position: t-08 fundament

Feld	Ort [m]	Typ [-]	h [cm]	d1 [cm]	d2 [cm]	M(Aso) [kNm]	M(Asu) [kNm]	LK [Nr.]	erf. Aso [cm²]	LK [Nr.]	erf. Asu [cm²]	gew. [cm²]
	3.74	min	70.0	5.0	5.0	-2.5	-2.5	1	0.09	1	0.09	
	3.86	max	70.0	5.0	5.0	0.7	0.7	1	0.00	1	0.00	
	3.86	min	70.0	5.0	5.0	0.7	0.7	1	0.00	1	0.00	
	4.16	max	70.0	5.0	5.0	0.0	0.0	1	0.00	1	0.00	
	4.16	min	70.0	5.0	5.0	0.0	0.0	1	0.00	1	0.00	

Lastkollektiv extremum[Ed Ed,A] as oben [cm²]



Lastkollektiv extremum[Ed Ed,A] as unten [cm²]



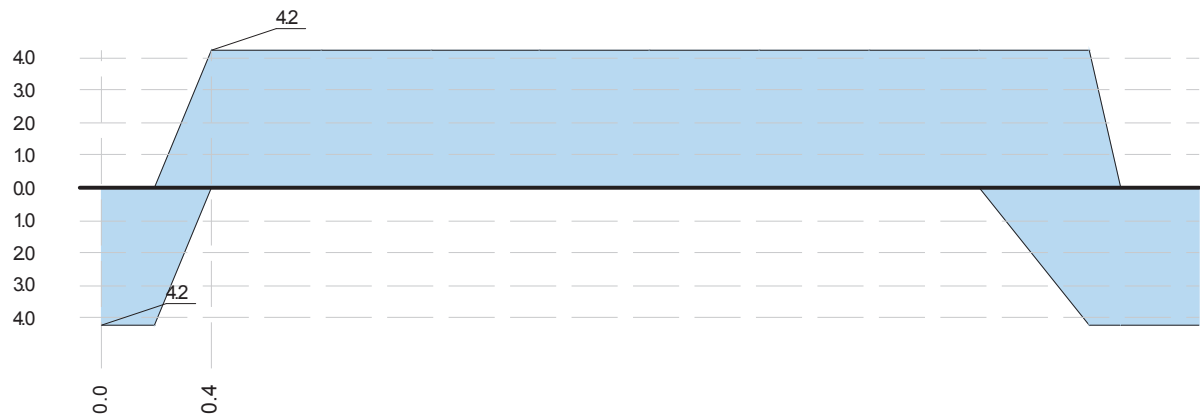
Längsbewehrung

Feld	Ort [m]	As oben erf. [cm²]	dukt. [cm²]	res. [cm²]	As unten erf. [cm²]	dukt. [cm²]	res. [cm²]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.22	4.22
	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	4.22	4.22
	0.42	0.56	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	0.83	0.58	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	1.25	0.83	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	1.66	0.97	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	2.08	1.00	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	2.50	0.93	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	2.91	0.76	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	3.33	0.48	4.22	4.22	0.00	0.00	0.00
	3.74	0.09	4.22	4.22	0.09	4.22	4.22
	3.86	0.00	0.00	0.00	0.00	4.22	4.22
	4.16	0.00	0.00	0.00	0.00	4.22	4.22

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

Längsbewehrung As [cm²]



Schubbemessung

Extremum Schubbemessung

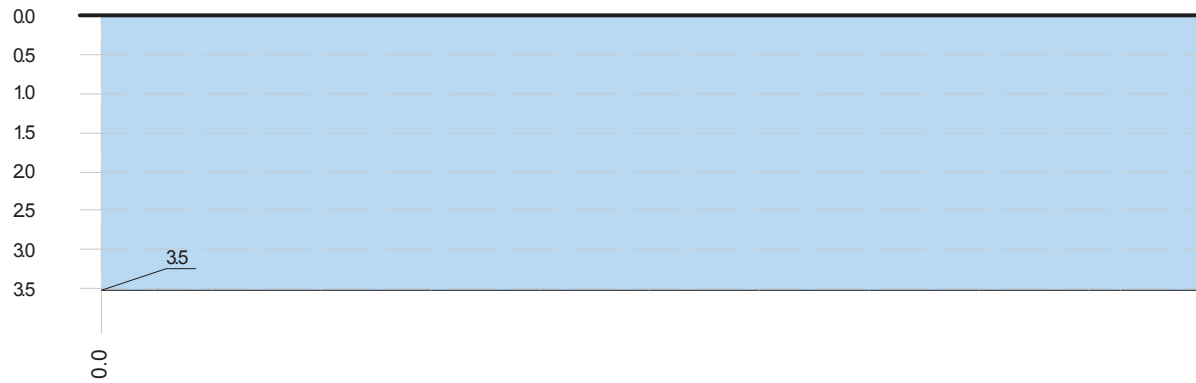
Feld	Ort [m]	Typ [-]	LK [Nr.]	V [kN]	V _{Rd,ct} [kN]	V _{Rd,max} [kN]	θ [°]	asw [cm²/m]
1	0.00	max	1	0.0	91.7	789.4	45.0	3.52
	0.00	min	1	0.0	91.7	789.4	45.0	3.52
	0.20	max	1	3.4	91.7	777.8	45.0	3.52
	0.20	min	1	3.4	91.7	777.8	45.0	3.52
	0.42	max	1	-25.8	91.7	1149.6	45.0	3.52
	0.42	min	1	-25.8	91.7	1149.6	45.0	3.52
	0.83	max	1	-18.9	91.7	895.4	45.0	3.52
	0.83	min	1	-18.9	91.7	895.4	45.0	3.52
	1.25	max	1	-12.1	91.7	1012.6	45.0	3.52
	1.25	min	1	-12.1	91.7	1012.6	45.0	3.52
	1.66	max	1	-5.4	91.7	1059.6	45.0	3.52
	1.66	min	1	-5.4	91.7	1059.6	45.0	3.52
	2.08	max	1	1.2	91.7	1069.5	45.0	3.52
	2.08	min	1	1.2	91.7	1069.5	45.0	3.52
	2.50	max	1	7.7	91.7	1048.1	45.0	3.52
	2.50	min	1	7.7	91.7	1048.1	45.0	3.52
	2.91	max	1	14.1	91.7	984.0	45.0	3.52
	2.91	min	1	14.1	91.7	984.0	45.0	3.52
	3.33	max	1	20.5	91.7	829.4	45.0	3.52
	3.33	min	1	20.5	91.7	829.4	45.0	3.52
	3.74	max	1	26.7	91.7	806.6	45.0	3.52
	3.74	min	1	26.7	91.7	806.6	45.0	3.52
	3.86	max	1	28.4	91.7	784.2	45.0	3.52
	3.86	min	1	28.4	91.7	784.2	45.0	3.52
	4.16	max	1	0.0	91.7	789.4	45.0	3.52
	4.16	min	1	0.0	91.7	789.4	45.0	3.52

bow ingenieure gmbh

Projekt: 2021-923.11_AKK-Lufthafen_Umbau_OG

Position: t-08 fundament

Lastkollektiv extremum[Ed Ed,A] Schubbewehrung [cm²/m]



Statisch erforderliche Bewehrung

Einspannung der Stützen im Fundament

Die Stützen werden in Köcherfundamente eingespannt. Die Einspanntiefe beträgt 50 cm.

Für die Einspannung ergeben sich folgende Schnittgrößen aus der Stützenberechnung:

$$N_d = 1,35 * 24,33 + 1,5 * 81,00 = 154,35 \text{ kN}$$

$$Q_d = 1,35 * 1,21 + 1,5 * 4,95 = 9,06 \text{ kN}$$

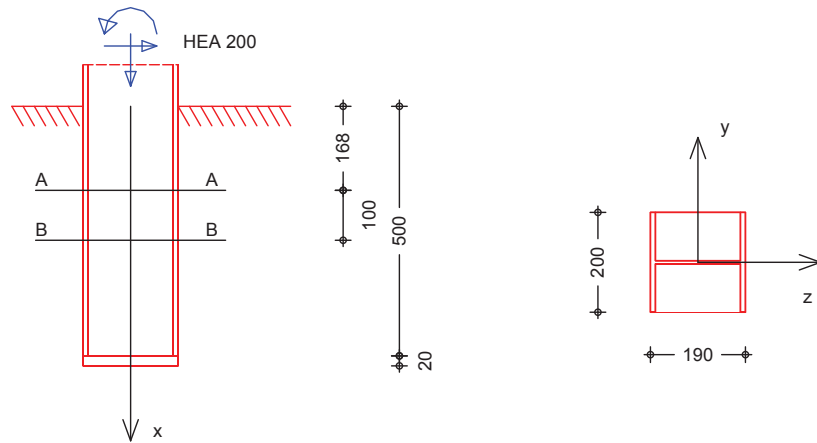
$$M_d = 1,35 * 1,43 + 1,5 * 5,85 = 10,71 \text{ kNm}$$

Der Nachweis wird auf folgenden Seiten erbracht.

Pos. T-07 Stahl-Stützenfuß, eingespannt

Geometrie
M 1:15

Stahl-Stützenfuß, eingespannt, nach DIN EN 1993-1-1



Mat./Querschnitt

Einspanntiefe	f =	50.00	cm
Bauteil	Material	Querschnitt	
Stützenfuß	S 235	HEA 200	
Fußplatte	S 235	b/h/t = 200/190/20	
Stahlbeton	C 20/25	-	

Belastungen

Belastungen auf das System

Auflagerlasten

Komm.	F_x [kN]	F_z [kN]	M_y [kNm]
Einw. G_k	24.33	1.21	1.43
Einw. $Q_k.N$	81.00	4.95	5.85

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990
Darstellung der maßgebenden Kombinationen

Ek	$\Sigma (\gamma^* \psi^* E W)$	
ständig/vorüberg.	2	1.35 * G_k + 1.50 * $Q_k.N$

Bem.-schnittgrößen

Bemessungsschnittgrößen

EK	$N_{x,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]
2	154.35	9.06	10.71

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-1-1

Einspanntiefe

Einspanntiefe nach Kahlmeyer, Stahlbau nach EC 3, Werner Verlag

$D_{o,d}$ [kN]	$D_{u,d}$ [kN]	x [mm]	b [mm]	f [mm]
24.1	33.1	210	85	500

Betonpressung	<table><tr><td>Bauteil</td><td>$\sigma_{c,d}$ [N/mm²]</td><td>$f_{c,d}$ [N/mm²]</td><td>η [-]</td></tr><tr><td></td><td>0.92</td><td>11.33</td><td>0.08</td></tr></table>					Bauteil	$\sigma_{c,d}$ [N/mm ²]	$f_{c,d}$ [N/mm ²]	η [-]		0.92	11.33	0.08
Bauteil	$\sigma_{c,d}$ [N/mm ²]	$f_{c,d}$ [N/mm ²]	η [-]										
	0.92	11.33	0.08										
Nachweis E-E	Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit												
	Ort	$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	σ_d τ_d $\sigma_{v,d}$ [N/mm ²]	η [-]							
Schnitt A-A	168 mm	154.3	7.2	33.1	41.7 27.7 63.5	0.27							
Schnitt B-B	268 mm	154.3	3.8	33.1	35.7 27.7 59.8	0.25							
Schnitt C-C	0 mm	154.3	10.7	33.1	56.2 2.2 56.3	0.24							
Fußplatte	<table><tr><td>Bauteil</td><td>σ_{Ed} [N/mm²]</td><td>σ_{Rd} [N/mm²]</td><td>η [-]</td></tr><tr><td></td><td>170.23</td><td>235.00</td><td>0.72</td></tr></table>					Bauteil	σ_{Ed} [N/mm ²]	σ_{Rd} [N/mm ²]	η [-]		170.23	235.00	0.72
Bauteil	σ_{Ed} [N/mm ²]	σ_{Rd} [N/mm ²]	η [-]										
	170.23	235.00	0.72										
Zusammenfassung	Zusammenfassung der Nachweise												
Nachweise (GZT)	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit												
	Nachweis	Bauteil			η [-]								
	Betonpressung			OK	0.08								
	Nachweis E-E	Schnitt A-A		OK	0.27								
	Fußplatte			OK	0.72								

Zusammenfassung

Pos. T-08 Fundamente

Streifenfundamente $b / h = 50 / 70 \text{ cm}$, Köcher $b / h / t = 22 / 22 / 52 \text{ cm}$

Beton C 25/30 , Bst 500 S(A)

Expositionsklassen: XC3; Feuchtklasse Wf

Betondeckung: $c_{nom} = 3,5 \text{ cm}$ $\Delta c = 1,5 \text{ cm}$ Verlegemaß c_v , gewählt $= 5,0 \text{ cm}$

Bewehrung:

Längsbewehrung gew. 4 $\varnothing 14$ oben und unten

2 $\varnothing 14$ je Seite

Bügelbewehrung gew. $\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ zweiseitig

Köcherbewehrung gew. 3 Bügel $\varnothing 10/a = 5 \text{ cm}$ jeweils oben und unten