

I. STATIČNI RAČUN KONSTRUKCIJE PRENOVA NOGOMETNEGA ŠTADIONA BREŽICE TEMELJI RAZSVETLJAVE IGRIŠČA

Uvod:

V statičnem računu je preverjen točkovni temelj razsvetljave igrišča.

AB temelj je tlorisne dimenzije 320cm*320cm in globine 120cm.

Obremenitve:

Obremenitve na temelj so povzete iz dimenzioniranja stebra razsvetljave, ki ga je izdelal N.C.M. srl, Via Bramante 24, 20020 Magnago, v izračunu report N. 2013.



N.C.M. srl

POLES AND HIGH MASTS FOR LIGHTING

Via Bramante, 24 - 20020 MAGNAGO (MI) - Italy

INTERNAL FORCES AT THE BOTTOM OF THE MAST

Calculated internal forces at the bottom of the mast are indicated above (ULS and SLS).

Static internal forces are calculated according to the relevant combination of actions (see pag. 9)

Dynamic internal forces take into account a magnification factor (see pag. 7).

STATIC INTERNAL FORCES (ULS):

. BENDING MOMENT	Md =	351.48	KNm
. SHEAR FORCE	Vd =	22.52	KN
. AXIAL FORCE	Nd =	44.43	KN

DYNAMIC INTERNAL FORCES (ULS):

. BENDING MOMENT	Md' =	401.70	KNm
. SHEAR FORCE	Vd' =	25.90	KN
. AXIAL FORCE	Nd' =	44.43	KN

Calculated internal forces for serviceability limit state are indicated above:

. Nrd =	G + P	axial force
. Vrd =	W	shear force
. Mrd =	Mg + Mp + Mw	bending moment

where serviceability partial safety factor have a value equal to unity (SLS).

. BENDING MOMENT	Ms =	235.54	KNm	static
. SHEAR FORCE	Ts =	15.02	KN	
. AXIAL FORCE	Ns =	32.91	KN	
. BENDING MOMENT	Ms' =	269.02	KNm	dynamic
. SHEAR FORCE	Ts' =	17.27	KN	
. AXIAL FORCE	Ns' =	32.91	KN	

Temeljenje objekta je izvedeno na klasično izvedenih točkovnih temeljih. V fazi projektiranja dokumentacije niso bile znane karakteristike zemljine na predvidenemu mestu izvedbe objekta. Za nosilnost terena je predpostavljena dopustna obremenitev, ko že upoštevamo konsolidacijo tal pod obtežbo in jo mora preveriti geomehanik pred pričetkom del. Pri izračunu je uporabljen projektni pristop PP2 in predpostavljene karakteristike zemljine strižni kot: $\varphi (^{\circ}) = 28^{\circ}$, kohezija $c' \text{ (kPa)} = 0$, prostorninska teža tal: $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 18$ in modul podajnosti tal $k_v = 10000 \text{ kN/m}^3$ (75% v obeh pravokotnih smereh). Temelji so armirani kot je navedeno v statičnem izračunu. Pri morebitnih odstopanjih ob izvedbi del oz. nezadostni nosilnosti tal, je potrebno ustrezno korigirati tudi dimenzije spodaj izračunanih temeljev, kar se prikaže v gradbenem dnevniku s strani nadzornega organa in projektantov te konstrukcije.

Splošno:

Načrt gradbenih konstrukcij je narejen na podlagi pravil evrokodov (navedeni spodaj).

Beton v AB točkovnih temeljih je kvalitete C30/37, XC3.

Pri izračunu konstrukcije so bili uporabljeni naslednji predpisi:

- SIST EN 1990 + nacionalni dodatki
- SIST EN 1991-1-1 + nacionalni dodatek
- SIST EN 1991-1-4 + nacionalni dodatek

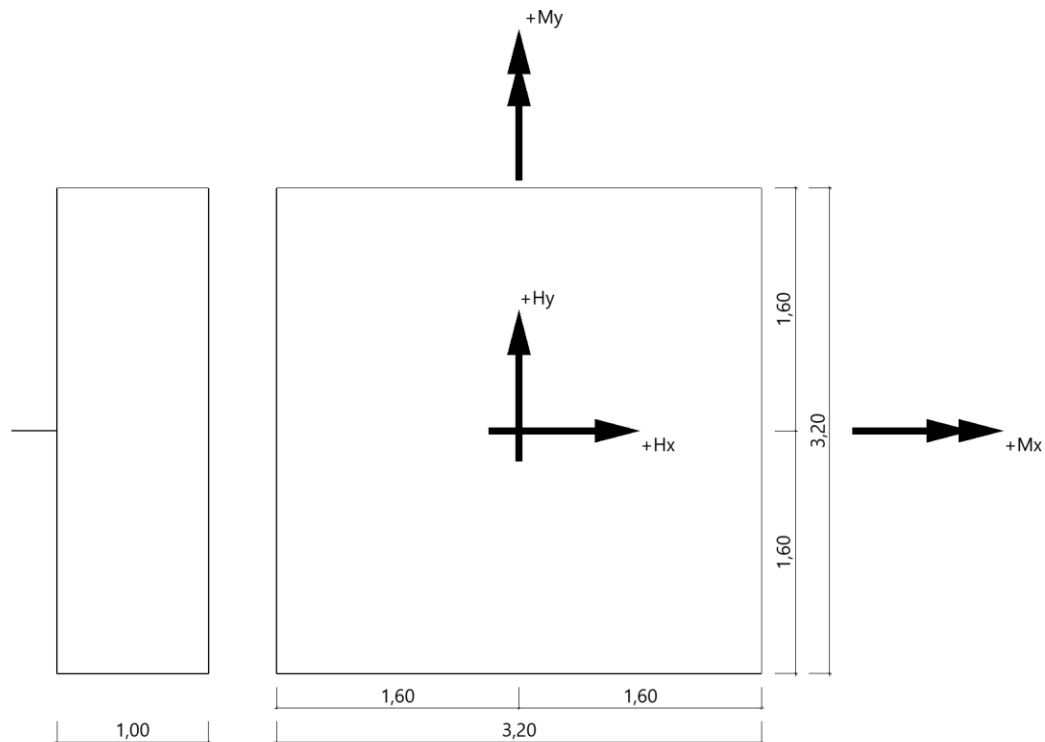
Detaljniji opisi posameznih delov konstrukcije so prikazani pri izračunu le-teh.

Krško, april 2019

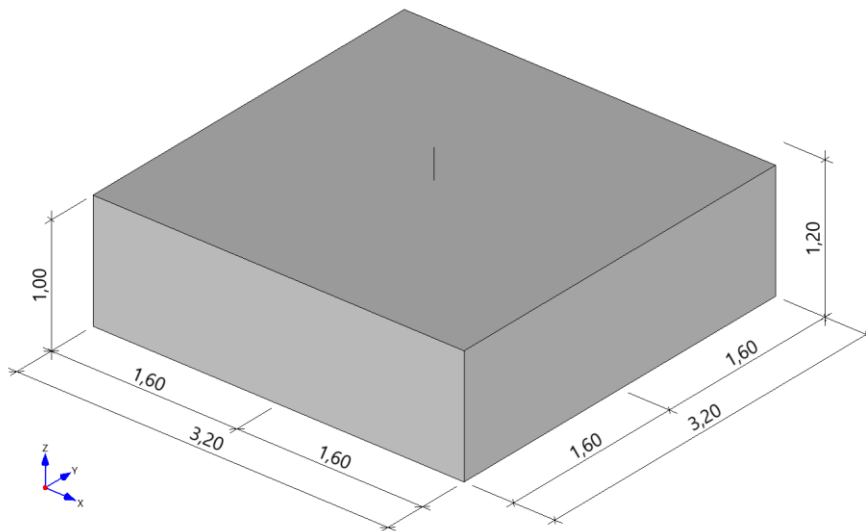
odgovorni projektant:
Gregor Arnšek, u.d.i.g

1.0 Dimensionierung der Fundamente

1.1 Punktfundament TT₁



Systemgrafik Isometrie
Maßstab 1 : 50



Fundament nach DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12 und DIN EN 1997-1/NA:2010-12

Systemwerte

Bauteil	Beton	Betonstahl	Breite (x) m	Breite (y) m	Höhe (z)
Fundament	C 30/37	B500B	3.20	3.20	1.00
Stütze	C 25/30	B500A	0.00	0.00	0.00

Einbindetiefe 1.20 m. Ohne Grundwasser. Bemessungswert des Sohldruckwiderstands = 291.67 kN/m².

$\sigma_{R,d}$

Bodenkennwerte

 Bodenkennwerte $\gamma=18.50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'=11.00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'=28.00^\circ$ $c'=0.00 \text{ kN/m}^2$

Weitere Werte der Bodenschichten fuer die Setzungsberechnung

Nr	d m	von m	bis m	E_s kN/m ²	x	E^* m/s	$c\alpha$	e_0	k	Drainage
1	1.50	0.00	1.50	2473.00	0.50	4946.00	0.00300000	0.70000000	1.000*10⁻⁷	einseitig

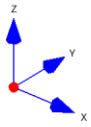
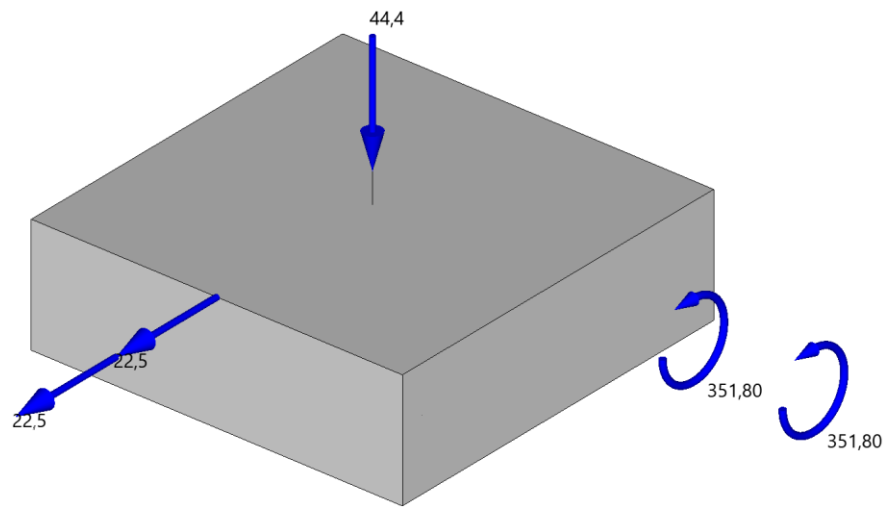
Stützenlasten - Bemessungswerte

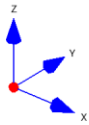
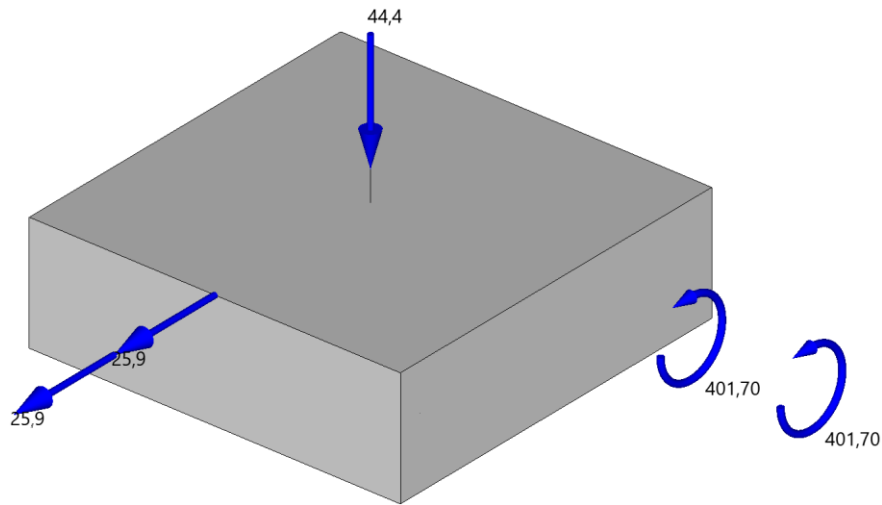
Nr	Bezeichnung	N	M_{xI}	M_{xII}	M_{yI}	M_{yII}	H_{xI}	H_{xII}	H_{yI}	H_{yII}	Red
N	Red MH BS	Grundbau									
		kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN	kN	
1	Static internal forces (ULS)	44.4	351.80	351.80	0.00	0.00	0.0		0.0	-22.5	-22.5
	1.40		1.40	BS-P ja							
2	Dynamic internal forces (ULS)	44.4	401.70	401.70	0.00	0.00	0.0		0.0	-25.9	-25.9
	1.40									1.40	BS-A ja

- 1) Reduktionsfaktoren N für vertikale Lasten und MH für Momente und horizontale Lasten, verwendet für das Erzeugen charakteristischer Werte.
 2) BS: Bemessungssituation P: ständig A: außergewöhnlich E: Erdbeben T: vorübergehend
 3) Berücksichtigung bei den Erd- und Sicherheitsnachweisen im Grundbau.
-

Eigengewicht ist bei den Nachweisen berücksichtigt. Wichte Beton : $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$.
 Gesamtfundament ohne Sockel bzw. Stütze 10.240 m^3 / 256.00 kN . Horizontallasten greifen an der Oberkante des Sockels bzw. der Stütze an. Torsion aus Horizontallasten wird nicht berücksichtigt.

Lastfall 1 - Static internal forces (ULS) - Bemessungslasten
Maßstab 1 : 50





Ergebnisübersicht Nachweise

Nachweis	Lastfall _I		$\eta_{ }$	Lastfall _{II}		$\eta_{ }$
Lagesicherheit	2	0.97	2	0.97		
klaffende Fuge nur ständige Lasten			0 ¹	0.00	0 ¹	0.00
klaffende Fuge ständige und veränderliche Lasten	1	0.76	1	0.76		
Vereinfachter Nachweis	2	0.39	2	0.39		
Neigung der Sohldruckresultierenden	2	0.32	2	0.32		
Gleitsicherheit	2	0.19	2	0.19		
Grundbruch	2	0.30	2	0.30		
Durchstanzen $v_{Ed}/v_{Rd,c}$					1	0.02
Durchstanzen $v_{Ed}/v_{Rd,max}$					1	0.01

1) Es sind keine maßgebenden Ergebnisse vorhanden.

Ergebnisübersicht Bewehrung

Art	Lastfall	cm ²	
Biegung $As_{x,u}$		2	36.1
Biegung $As_{y,u}$		2	36.1
Biegung $As_{y,o}$		2	36.1
Querkraft $As_{w,l}$		2	9.3
Querkraft $As_{w,r}$		2	9.3
Querkraft $As_{w,o}$		2	9.3
Querkraft $As_{w,u}$		2	9.3

Lagesicherheit Kippnachweis (EQU) Ergebnislastfälle Theorie 1. Ordnung

Nr	bei		m	kNm	kNm	$M_{Ed,dst}$	$M_{Ed,st}$	η
2	x	=	1.60	0.00	419.42	0.00		
2	x	=	-1.60	0.00	419.42	0.00		
2	y	=	1.60	0.00	724.85	0.00		
2	y	=	-1.60	427.60	439.73	0.97		

$$\eta = M_{Ed,dst} / M_{Ed,st} = 427.60 \text{ kNm} / 439.73 \text{ kNm} = 0.97$$

Lagesicherheit: stabilisierende und destabilisierende Momente um Aussenkanten

Die vertikale Erddruckkomponente aus Fundamenteinbindung ist nicht berücksichtigt.

Lagesicherheit Kippnachweis (EQU) Ergebnislastfälle Theorie 2. Ordnung

Nr	bei		m	kNm	kNm	$M_{Ed,dst}$	$M_{Ed,st}$	η
2	x	=	1.60	0.00	419.42	0.00		
2	x	=	-1.60	0.00	419.42	0.00		
2	y	=	1.60	0.00	724.85	0.00		
2	y	=	-1.60	427.60	439.73	0.97		

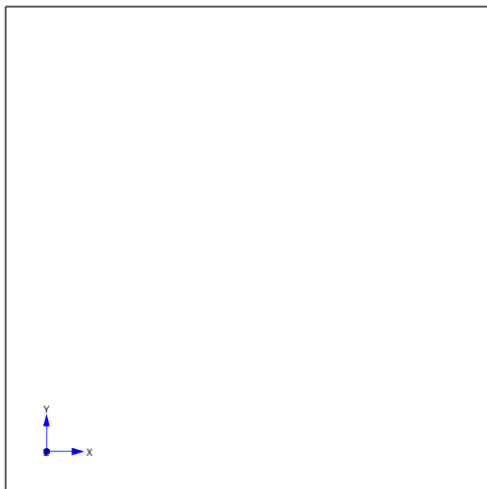
$$\eta = M_{Ed,dst} / M_{Ed,st} = 427.60 \text{ kNm} / 439.73 \text{ kNm} = 0.97$$

Lagesicherheit: stabilisierende und destabilisierende Momente um Aussenkanten

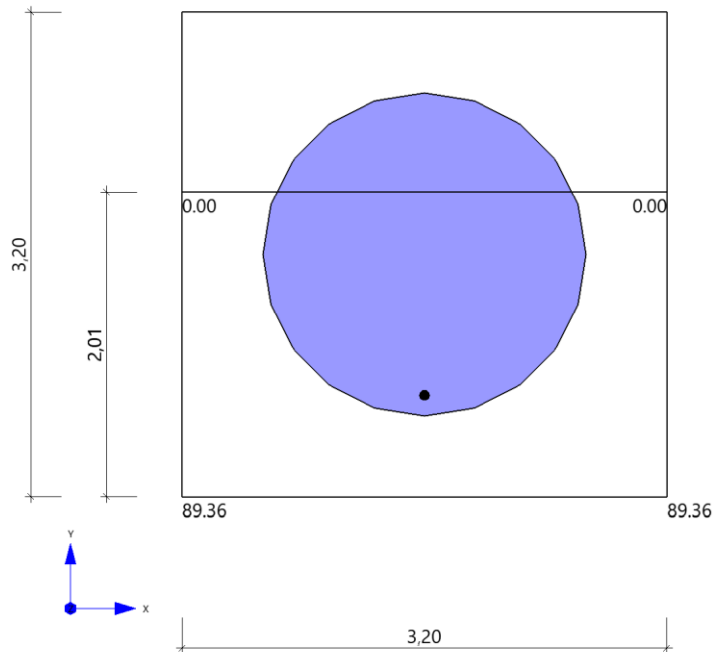
Die vertikale Erddruckkomponente aus Fundamenteinbindung ist nicht berücksichtigt.

klaffende Fuge nur ständige Lasten Grafik

Maßstab 1 : 50



klaffende Fuge ständige und veränderliche Lasten Grafik
Maßstab 1 : 50



klaffende Fuge Ergebnislastfall Theorie 1. Ordnung und Theorie 2. Ordnung

Nr	N kN	N m	ex m	ey	a*/(1/6)	b*/(1/9)	ηG	ηG,Q
0I	0.0	0.00	0.00	0.00	0.000/0.167		0.00	
0II	0.0	0.00	0.00	0.00		0.000/0.111	0.00	
1I	287.7	0.00	-0.93			0.084/0.111		0.76
1II	287.7	0.00	-0.93			0.084/0.111		0.76

$$a^* = ex/bx + ey/by \quad b^* = (ex/bx)^2 + (ey/by)^2 \quad \eta G = a^*/(1/6) \quad \eta GQ = b^*/(1/9)$$

Der Nachweis der klaffenden Fuge ist mit Reduktionsfaktoren auf charakteristisches Niveau reduziert.

Die Neigung der charakteristischen bzw. repräsentativen Sohldruckresultierenden

$$\tan \delta = H/V = 0.06 \leq 0.2$$

Die Neigung der charakteristischen bzw. repräsentativen Sohldruckresultierenden ermöglicht den vereinfachten Nachweis.

Bemessungswert des Sohldruckwiderstands $\sigma_{R,d}$ = 250.0 kN/m²

Der Bemessungswert des Sohldruckwiderstands ist direkt vorgegeben worden.

Vereinfachter Nachweis Ergebnislastfall Theorie 1. Ordnung und Theorie 2. Ordnung

Nr	Nd kN	Nd m	a' m	a' kN/m ²	b' kN/m ²	σ _d	σ _{Rd}	η
2I	390.0	3.20	1.08	113.17	291.67	0.39		
2II	390.0	3.20	1.08	113.17	291.67	0.39		

Der Sohldruck ist mit Sicherheitsbeiwerten behaftet.

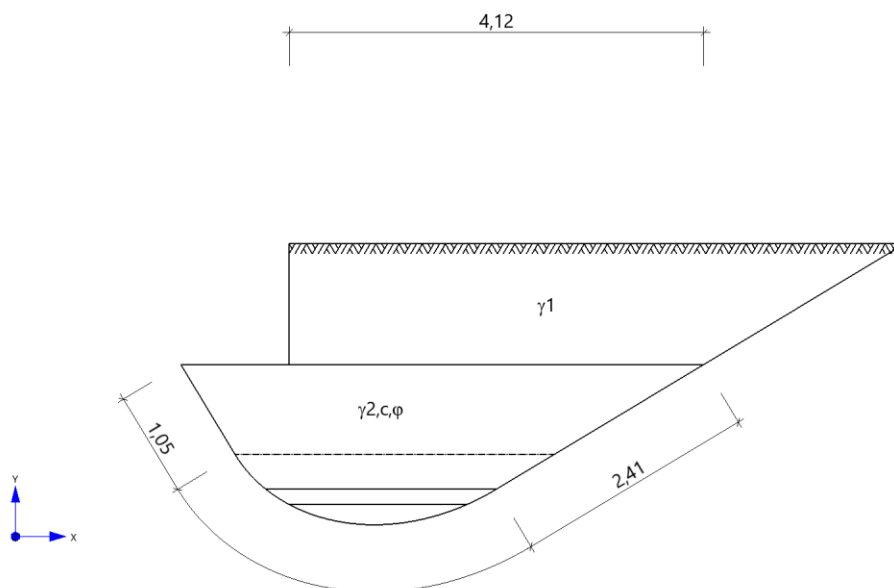
Gleitsicherheit Ergebnislastfall Theorie 1. Ordnung und Theorie 2. Ordnung

Nr	T_{Edx} kN	T_{Edy} kN	N_k kN	δ_{SK} °	R_{tk} kN	R_{td}	γ_{Rh}	η
2	0.0	-25.9	287.7	28.00	153.0	139.1	1.1	0.19
2	0.0	-25.9	287.7	28.00	153.0	139.1	1.1	0.19

Der Sohlreibungswinkel ist aus der Bodenschicht in Höhe der Fundamentsohle entnommen und auf 35° begrenzt worden.

Grundbruchfigur detailliert Grafik
Maßstab 1 : 75

Grundbruchfigur



Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 1. Ordnung - Bodenkennwerte

	x m	d m	ls m	φ' °	$ls \cdot \varphi'$ °	c' kN/m	$ls \cdot c'$ m ²	A kN/m ³	γ kN/m	$A \cdot \gamma$
1	0.90	0.90	2.79	28.0	78.0	0.00	0.0	3.75	18.50	69.39
2	1.24	0.34	1.03	28.0	28.9	0.00	0.0	0.94	18.50	17.43
3	1.39	0.15	0.61	28.0	17.1	0.00	0.0	0.31	18.50	5.77
4	1.60	0.21	1.83	28.0	51.2	0.00	0.0	0.24	18.50	4.45
			6.26	28.0			175.3	0.00		0.0
								0.003	18.50	97.04

Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 1. Ordnung - Beiwerte

	N	N0	v	i	λ	ζ
N_b	5.464	7.295	0.899	0.833	1.000	1.000
N_d	15.176	14.720	1.158	0.890	1.000	1.000
N_c	26.627	25.803	1.170	0.882	1.000	1.000

$$m_a = 1.252 \quad m_b = 1.748 \quad m = 1.748$$

Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 1. Ordnung - System

a'	b'	d	s	β	γ_1	γ_2	c'	φ'	α	p _v
m	m	m	m	°	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	°	kN/m ²
3.20	1.08	1.20	0.00	0.0	18.50	18.50	0.00	28.0	0.0	0.00

DIN 4017:2006 - Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 1. Ordnung

d'	N _{Ek}	T _{E_{kx}}	T _{E_{ky}}	δ	ω	N _{Ed}	R _{nk}	R _{nd}	η
m	kN	kN	kN	°	°	kN	kN	kN	
1.20	287.7	0.0	18.5	3.7	90.0	390.0	1536.3	1280.3	0.30

Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 2. Ordnung - Bodenkennwerte

	x	d	l _s	φ'	l _s * φ'	c'	l _s *c'	A	γ	A* γ
	m	m	m	°	° kN/m ²	kN/m	m ²	kN/m ³	kN/m	
1	0.90	0.90	2.79	28.0	78.0	0.00	0.0	3.75	18.50	69.39
2	1.24	0.34	1.03	28.0	28.9	0.00	0.0	0.94	18.50	17.43
3	1.39	0.15	0.61	28.0	17.1	0.00	0.0	0.31	18.50	5.77
4	1.60	0.21	1.83	28.0	51.2	0.00	0.0	0.24	18.50	4.45
			6.26	28.0	175.3	0.00	0.0	0.003	18.50	97.04

Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 2. Ordnung - Beiwerte

	N	N ₀	v	i	λ	ζ
N _b	5.464	7.295	0.899	0.833	1.000	1.000
N _d	15.176	14.720	1.158	0.890	1.000	1.000
N _c	26.627	25.803	1.170	0.882	1.000	1.000

$$m_a = 1.252 \quad m_b = 1.748 \quad m = 1.748$$

Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 2. Ordnung - System

a'	b'	d	s	β	γ_1	γ_2	c'	φ'	α	p _v
m	m	m	m	°	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	°	kN/m ²
3.20	1.08	1.20	0.00	0.0	18.50	18.50	0.00	28.0	0.0	0.00

DIN 4017:2006 - Grundbruchnachweis Lastfall 2 Theorie 2. Ordnung

d'	N _{Ek}	T _{E_{kx}}	T _{E_{ky}}	δ	ω	N _{Ed}	R _{nk}	R _{nd}	η
m	kN	kN	kN	°	°	kN	kN	kN	
1.20	287.7	0.0	18.5	3.7	90.0	390.0	1536.3	1280.3	0.30

Setzungsberechnung: Spannungszusammenstellung Theorie 1. Ordnung - Lastfall 2

	m _{NN}	z	Δd	γ	$\Delta \sigma_a$	σ_a	0,2* σ_a	z/b	i	σ_z
	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²			
1	-1.20	0.00	1.20	18.50	22.20	22.20	4.44	0.00	1.00	5.90
2	-1.50	0.30	0.30	18.50	5.55	27.75	5.55	0.09	0.98	5.80

Achtung ! Die Grenztiefe ist nicht erreicht. Die Spannungsermittlung erfolgt für ein starres Fundament im kennzeichnenden Punkt nach DIN 4019:2014 A6.

Setzungsberechnung: Setzungen Theorie 1. Ordnung - Lastfall 2

	mNN	z	Δd	$\sigma_{0'}$	b	E^*	a/b	z/b	f_{s01}	f_{s02}	f_{s00}	s	s_0	s_1
	m	m	kN/m ²	m	kN/m ²		cm	cm	cm					
1	-1.20	0.00	1.20	5.90	3.20	4946.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
2	-1.50	0.30	0.30	5.90	3.20	4946.00	1.00	0.09	0.10	0.00	0.10	0.04	0.04	0.0
													0.04	0.04

Setzungsbeiwerte für den kennzeichnenden Punkt nach DIN 4019:2014 B3.

Konsolidationssetzung s_1 zum Zeitpunkt $\tau = 1.00$ nach DIN

4019:2014 12.2. Setzungen aus ständigen und veränderlichen Lasten

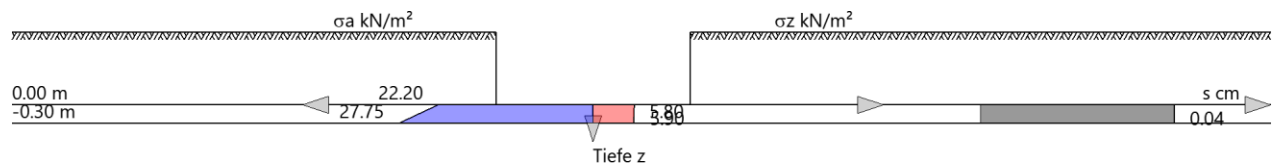
$G_{k,i} + Q_{k,i}$. Kriechsetzungen s_2 unberücksichtigt.

Berechnung des unterschiedlichen Setzungsanteils Δs

$$\begin{aligned} (\Delta s_x = 2 \cdot V \cdot e_a / a^2 \cdot E_m) \cdot f(s, \Delta s) &= (2 \cdot 287.7 \cdot 0.00 / 3.20^2 \cdot 4946.00) \cdot 0.21 &= 0.0 \\ \text{cm} & & \\ (\Delta s_y = 2 \cdot V \cdot e_b / b^2 \cdot E_m) \cdot f(s, \Delta s) &= (2 \cdot 287.7 \cdot 1.06 / 3.20^2 \cdot 4946.00) \cdot 0.21 &= 0.3 \\ \text{cm} & & \end{aligned}$$

Setzungen Spannungen Theorie 1. Ordnung

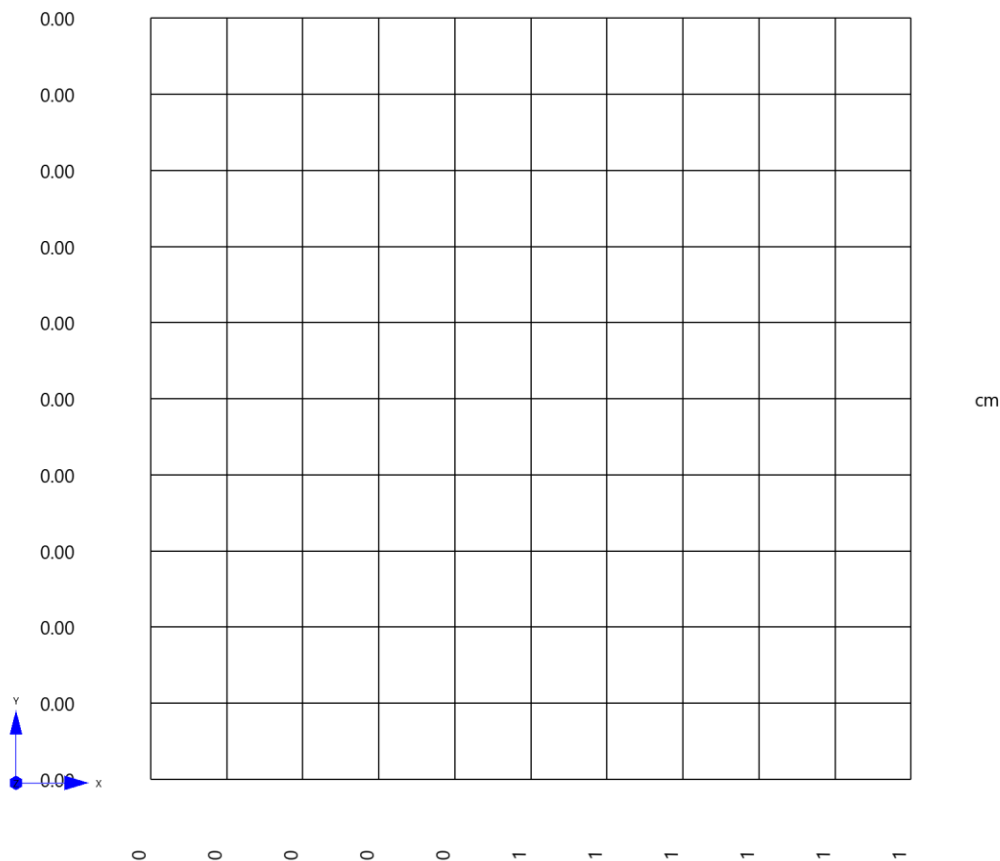
Maßstab 1 : 125



Zeitsetzungsverlauf Konsolidation Theorie 1. Ordnung

Maßstab 1 : 100

Zeitsetzungsverlauf bis zum geschätzten Abschluss der Konsolidation in Tagen und cm



Setzungsberechnung: Spannungszusammenstellung Theorie 2. Ordnung - Lastfall 2

	mNN	z	Δd	γ	$\Delta \sigma_a$	σ_a	$0,2 \cdot \sigma_a$	z/b	i	σ_z
	m	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²			
1	-1.20	0.00	1.20	18.50	22.20	22.20	4.44	0.00	1.00	5.90
2	-1.50	0.30	0.30	18.50	5.55	27.75	5.55	0.09	0.98	5.80

Achtung ! Die Grenztiefe ist nicht erreicht. Die Spannungsermittlung erfolgt für ein starres Fundament im kennzeichnenden Punkt nach DIN 4019:2014 A6.

Setzungsberechnung: Setzungen Theorie 2. Ordnung - Lastfall 2

	mNN	z	Δd	σ_0'	b	E^*	a/b	z/b	f_{s01}	f_{s02}	f_{s00}	s	s ₀	s ₁
	m	m	m	kN/m ²	m	kN/m ²	cm	cm	cm	cm	cm			
1	-1.20	0.00	1.20	5.90	3.20	4946.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
2	-1.50	0.30	0.30	5.90	3.20	4946.00	1.00	0.09	0.10	0.00	0.10	0.04	0.04	0.0

0.04 0.04 0.0

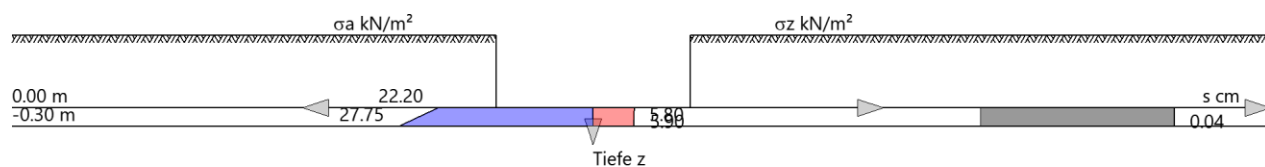
Setzungsbeiwerte für den kennzeichnenden Punkt nach DIN 4019:2014 B3.

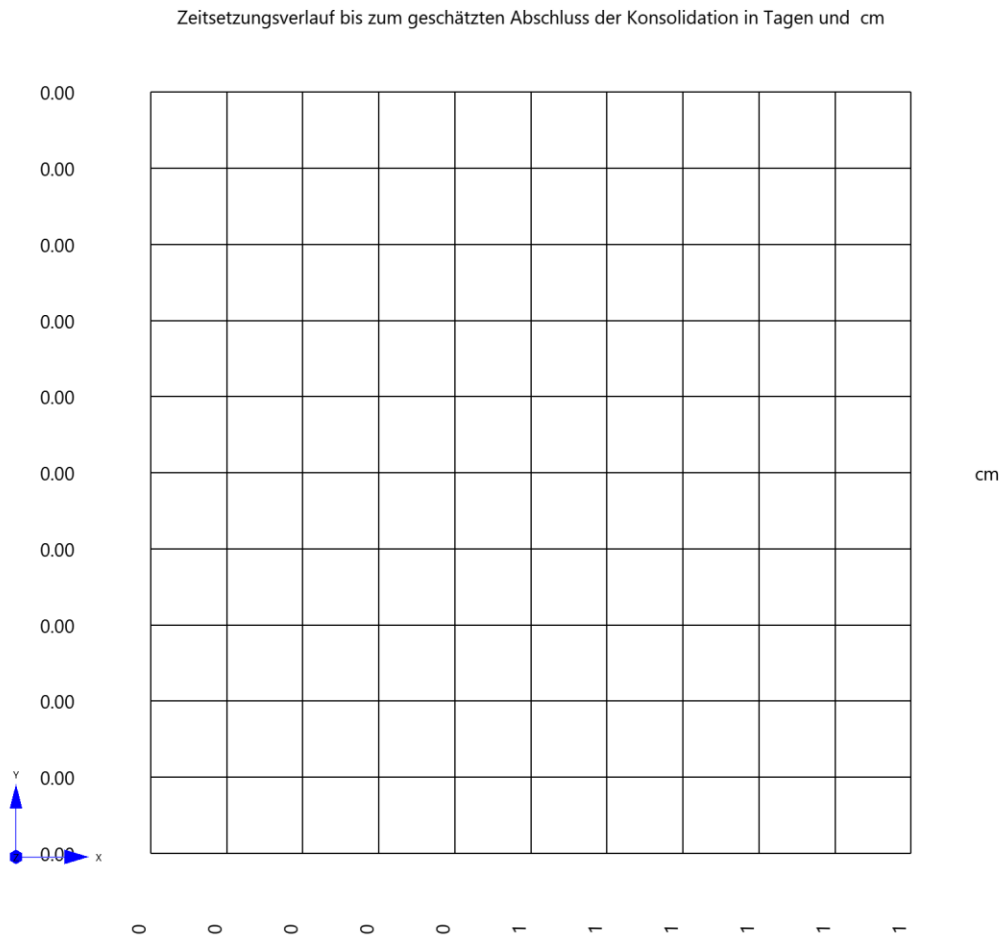
Konsolidationssetzung s_1 zum Zeitpunkt $\tau = 1.00$ nach DIN 4019:2014 12.2. Setzungen aus ständigen und veränderlichen Lasten $G_{k,j} + Q_{k,i}$. Kriechsetzungen s_2 unberücksichtigt.

Berechnung des unterschiedlichen Setzungsanteils Δs

$$\begin{aligned}
 \Delta s_x &= 2 \cdot V \cdot e_a / a^2 \cdot E_m \cdot f(s, \Delta s) &= (2 \cdot 287.7 \cdot 0.00 / 3.202 \cdot 4946.00) \cdot 0.21 &= 0.0 \\
 \Delta s_y &= 2 \cdot V \cdot e_b / b^2 \cdot E_m \cdot f(s, \Delta s) &= (2 \cdot 287.7 \cdot 1.06 / 3.202 \cdot 4946.00) \cdot 0.21 &= 0.3
 \end{aligned}$$

Setzungen Spannungen Theorie 2. Ordnung
 Maßstab 1 : 125





Dauerhaftigkeit

Anforderungen Dauerhaftigkeit

Betonangriff	WF
Bewehrungskorrosion	XC3
Mindestbetonklasse	C 20/25
Bügel	$d_{s,b} = 16 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 16 \text{ mm}$
Vorhaltemaß	$\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$
reduziertes c_{min}	$\geq C 20/25$
Bügel	$c_{min,b} = 16 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,b} = 26 \text{ mm}$
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 16 \text{ mm}$
Betondeckung	$c_{nom,l} = 42 \text{ mm}^*$
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b} \geq 26 \text{ mm}$
zul. Rissbreite	$w_k = 0,30 \text{ mm}$
*: mit $c_{min,b}$	

Biegebemessung Ergebnislastfälle

LF	$M_{y_u,Ed}$ kNm	$M_{x_u,Ed}$ kNm	$M_{y_o,Ed}$ kNm	$M_{x_o,Ed}$ cm ²	A_{s,x_u} cm ²	A_{s,y_u} cm ²	A_{s,x_o}	A_{s,y_o}
2	17.23	288.19	0.00	-138.24	36.1*	36.1*	0.0	36.1*

*: Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12 9.2.1.1 (1)

Bewehrungslage Bewehrung in x-Richtung $d_{l,x} = 4.8 \text{ cm}$. Bewehrungslage Bewehrung in y-Richtung $d_{l,y} = 4.8 \text{ cm}$. Biegemoment aus dem Anschnitt der Stütze.

Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.4.5

$$\begin{aligned}
 \text{Mindestmomente } M_{y,\min} &= \eta_x * v_{Ed} * b_{eff,y} &= 0.125 * 44.4 * 3.04 &= 16,88 \text{ kNm} \\
 \text{Mindestbewehrung } A_{s,x,\min} &= &= 0,4 \text{ cm}^2 \\
 \text{Mindestmomente } M_{x,\min} &= \eta_y * v_{Ed} * b_{eff,x} &= 0.125 * 44.4 * 3.04 &= 16,88 \text{ kNm} \\
 \text{Mindestbewehrung } A_{s,y,\min} &= &= 0,4 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Bewehrung in x-Richtung unten(m,cm2)

von	-160.0	-80.0	80.0	
bis	-80.0	80.0	160.0	
Breite	80.0	160.0	80.0	
<hr/>				
	4Ø16/20.0		16Ø16/10.0	4Ø16/20.0
<hr/>				
erf. As	7.2	27.4	7.2	
vorh.As	8.0	32.2	8.0	
erf.as/m	9.0	17.1	9.0	
vorh.as/m	10.1	20.1	10.1	
Betondeckung unten: 4.0 cm Betondeckung seitlich und oben: 4.0 cm				

Es werden Spitzenwerte der Verteilung nach Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton abgedeckt. Daher kann die hier erforderliche Bewehrung höher als die statisch erforderliche Bewehrung sein.

Bewehrung in y-Richtung unten(m,cm2)

von	-160.0	-80.0	80.0	
bis	-80.0	80.0	160.0	
Breite	80.0	160.0	80.0	
<hr/>				
	4Ø16/20.0		16Ø16/10.0	4Ø16/20.0
<hr/>				
erf. As	7.2	27.4	7.2	
vorh.As	8.0	32.2	8.0	
erf.as/m	9.0	17.1	9.0	
vorh.as/m	10.1	20.1	10.1	
Betondeckung unten: 4.0 cm Betondeckung seitlich und oben: 4.0 cm				
<hr/>				

Es werden Spitzenwerte der Verteilung nach Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton abgedeckt. Daher kann die hier erforderliche Bewehrung höher als die statisch erforderliche Bewehrung sein.

Bewehrung in x-Richtung oben(m,cm2)

von	-160.0	
bis	160.0	
Breite	320.0	
<hr/>		
komplette Breite		13Ø16/25.0
<hr/>		
vorh.As	26.1	
erf. As	0.0	
vorh.as/m	8.2	
erf.as/m	0.0	
<hr/>		

Bewehrung in y-Richtung oben(m,cm2)

von	-160.0
bis	160.0
Breite	320.0

komplette Breite

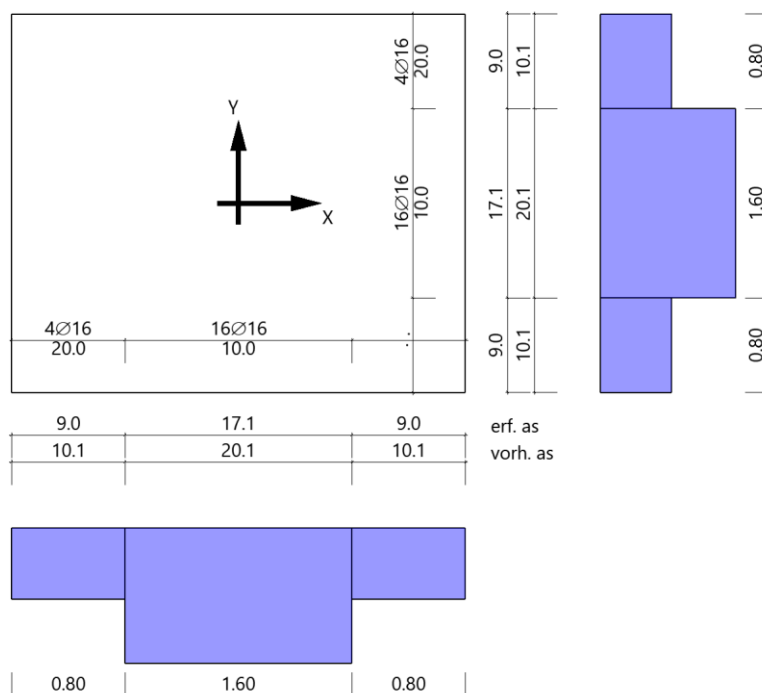
19Ø16/17.5

vorh.As	38.2
erf. As	36.1
vorh.as/m	11.9
erf.as/m	11.3

Biegebemessung

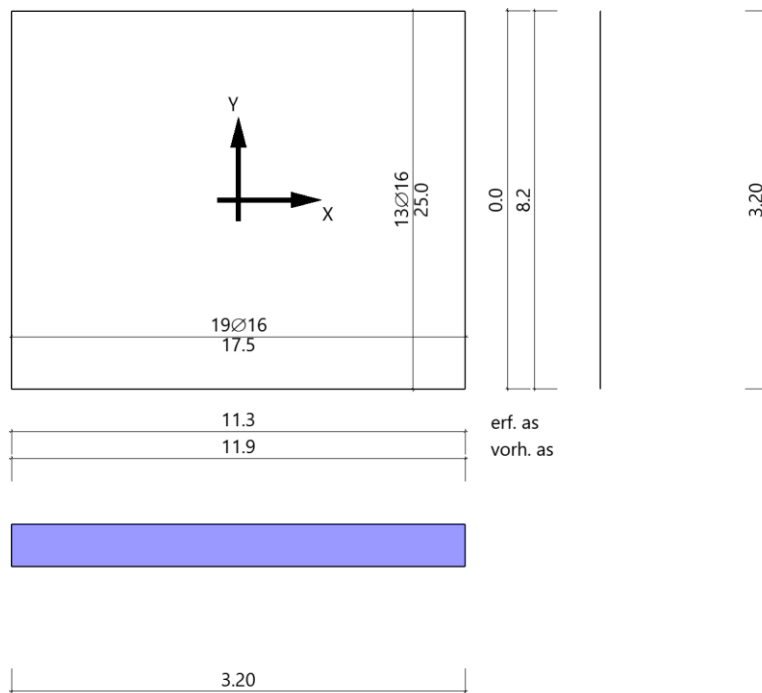
Es ist Biegebewehrung in der unteren Lage erforderlich. ($\tan \alpha < 1$)
Ausmittige Beanspruchung vorhanden.

Bewehrungsverteilung unten in m, cm2/m
 Maßstab 1 : 50



Es werden Spitzenwerte der Verteilung nach Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton abgedeckt. Daher kann die hier erforderliche Bewehrung höher als die statisch erforderliche Bewehrung sein. Um die Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen, ist das Fundament im Druckstanzbereich für Mindestmomente nach Gleichung (NA.6.54.1) bemessen worden, sofern die Schnittgrößenermittlung nicht zu höheren Werten geführt hat.

Bewehrungsverteilung oben in m, cm²/m
Maßstab 1 : 50



Anschlussbewehrung

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12 - C 30/37 - B500B

Schnittgrößen $M_x = -401.70 \text{ kNm}$, $M_y = 0.00 \text{ kNm}$, $N_z = 44.4 \text{ kN}$
erf. As 0.00 cm²

Mindestausmitte für Druckglieder berücksichtigt. (DIN EN 1992-1-1 6.1 (4))

Mindestbewehrung für Druckglieder berücksichtigt.

Bewehrungslage $d_1 = 5.0 \text{ cm} \rightarrow$ Bemessung in xy-Richtung Bewehrung in den Ecken konzentriert
 $\gamma_c = 1.3$ und $\gamma_s = 1$

Verankerung Anschlussbewehrung

Bemessungswert der Verbundspannung

$$f_{bd} = \frac{2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ct,d}}{2.25 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.20} = 2.693 \text{ N/mm}^2$$

Grundwert der Verankerungslänge

$$l_{b,rqrd} = \frac{(d_s/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})}{(16/4) \cdot (434.783/2.693)} = 64.6 \text{ cm}$$

Mindestwert der Verankerungslänge - Zugstäbe

$$l_{b,min} = \frac{0.3 \cdot l_{b,rqrd}}{0.3 \cdot 64.6} = 19.4 \text{ cm}$$

Verankerungslänge - Zugstäbe

$$l_{bd,col} = \frac{\alpha_5 \cdot l_{b,rqrd} \cdot (A_{s,erf}/A_{s,vorh})}{0.67 \cdot 64.6 \cdot (0.0/0.0)} = 43.0 \text{ cm}$$

erforderliche Verankerungslänge

$$l_{bd,erf,col} = \frac{\max(l_{b,min}, l_{bd})}{\max(19.4, 43.0)} = 43.0 \text{ cm}$$

vorhandene Verankerungslänge

$$l_{bd,vorh,col} = \frac{h_{Fundament} - c_{nom,Col}}{100.0 - 8.0} = 92.0 \text{ cm}$$

Ausnutzung Verankerungslänge

$$\eta_{\text{Ibd,vorh,col}} = \frac{43.0 \text{ cm}}{92.0 \text{ cm}} = \frac{l_{\text{b,erf}}}{l_{\text{b,vorh}}} = 0.47$$

Durchstanznachweis Lastfall 1

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12

Berechnungsgrundlagen:

Der Biegebewehrungsgrad ist als Mittelwert unter Berücksichtigung einer Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich 3d pro Seite berechnet. (6.4.4 (1))

konstante β -Werte / Innenstütze (automatisch ermittelt)

Bewehrungsgrad, vorhanden	ρ_{vorh}	=	0.16 %	mit β
Beiwert Rotationssymmetrie	β	=	1.10	
Schubspannung	V_{Ed}	=	0.005 N/mm2	
Tragwiderstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{\text{Rd,c}}$	=	0.307 N/mm2	
Keine zusätzliche Stanzbewehrung erforderlich.				

Querkraftnachweis - Bemessung als Balken bei Balkenabmessungen

Nr	Seite	bei	V_{Ed}	$\cot v$	$V_{\text{Rd,c}}$	$V_{\text{Rd,max}}$	$A_{\text{s,w}}$	$S_{\text{w,max}}$
		m	kN/m	°	kN/m	kN/m	cm ² /m	cm
2	links	x = -0.95	98.56	3.00	269.29	3676.41	9.3 ¹	30.0
2	rechts	x = 0.95	98.56	3.00	269.29	3676.41	9.3 ¹	30.0
2	oben	y = 0.95	-21.87	3.00	269.29	3676.41	9.3 ¹	30.0
2	unten	y = -0.95	98.56	3.00	269.29	3676.41	9.3 ¹	30.0

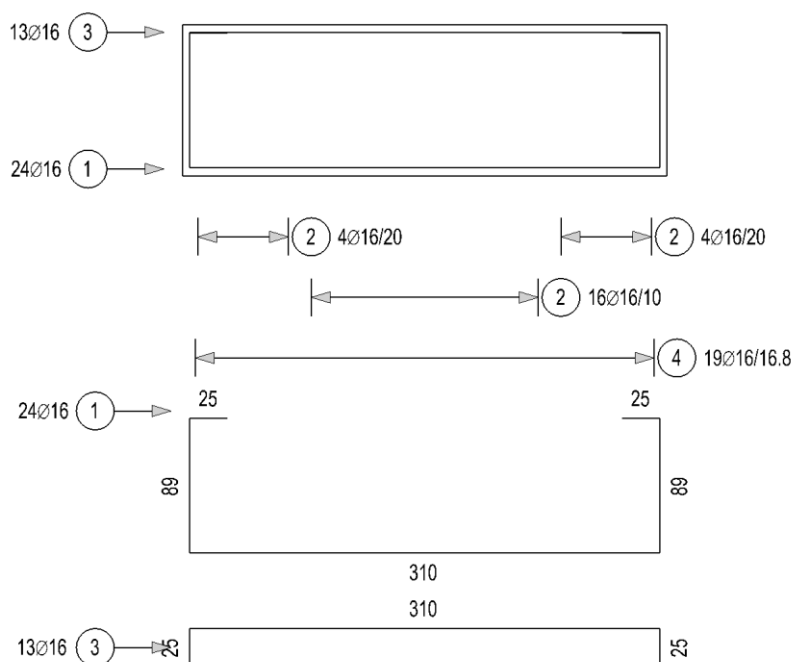
1) Mindestbewehrung

Der Schubbemessungspunkt x bezieht sich auf die Fundamentachse.

Bewehrungsgrafik

Maßstab 1 : 50

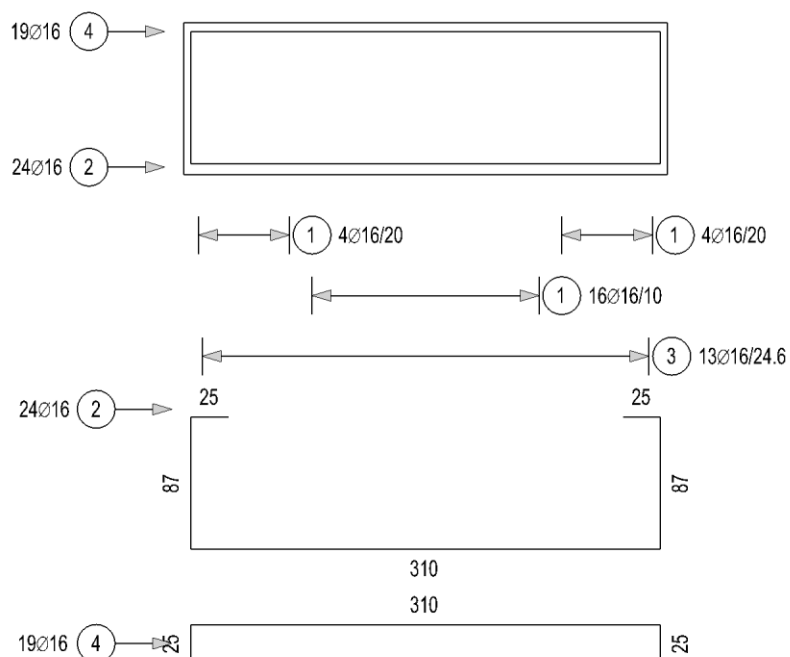
Schnitt B in x-Richtung



Bewehrungsgrafik

Maßstab 1 : 50

Schnitt C in y-Richtung



Bewehrungsgrafik

Maßstab 1 : 50

Draufsicht

