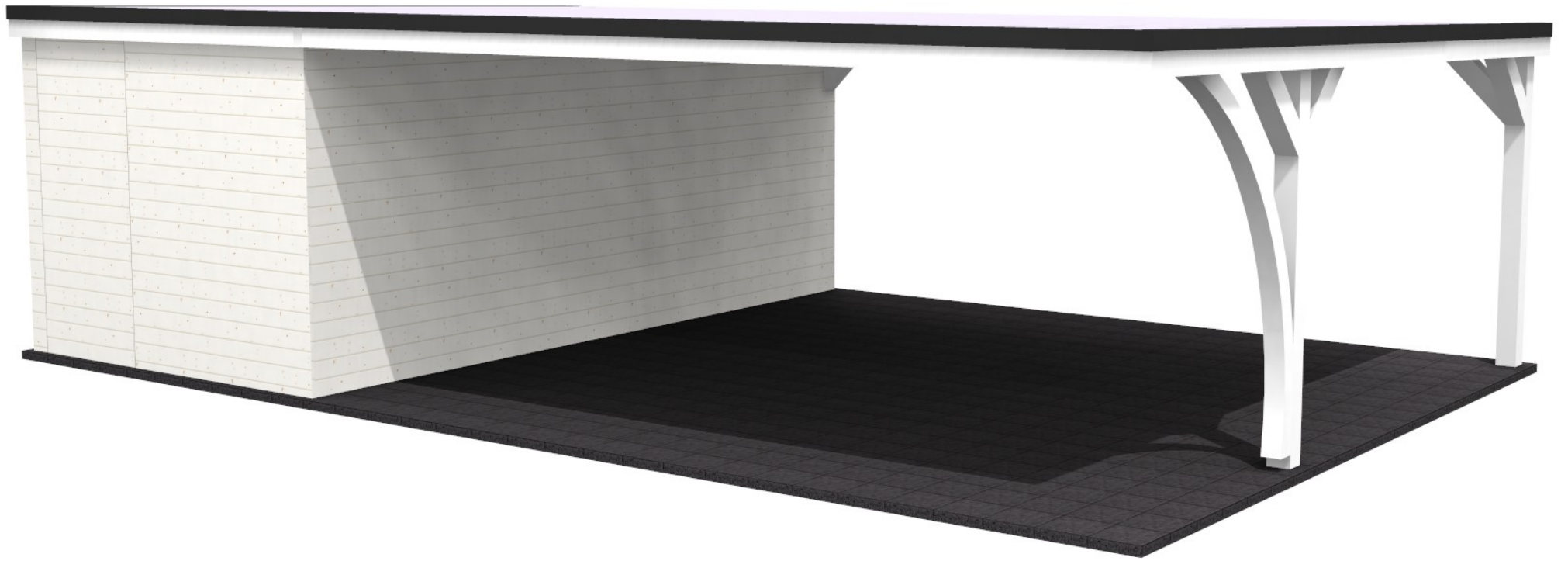


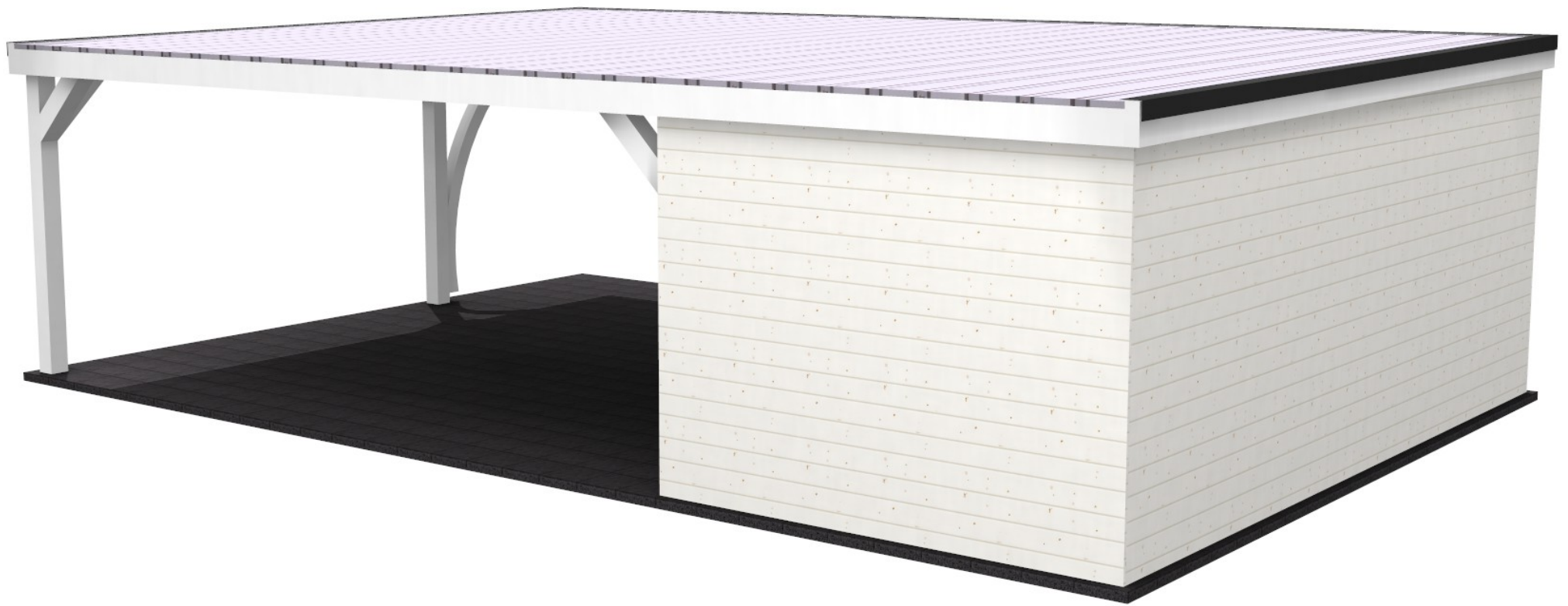
# Planungsunterlagen

Willkommen unter Ihrem neuen Carport

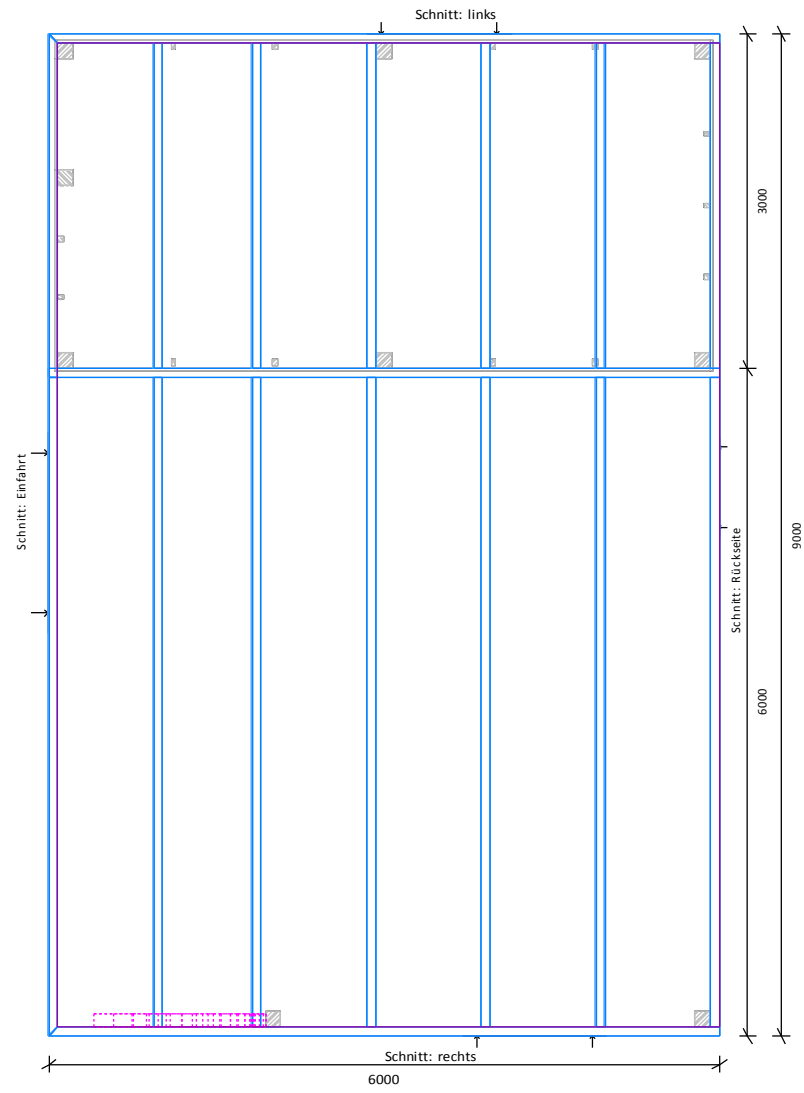
**easy**carport

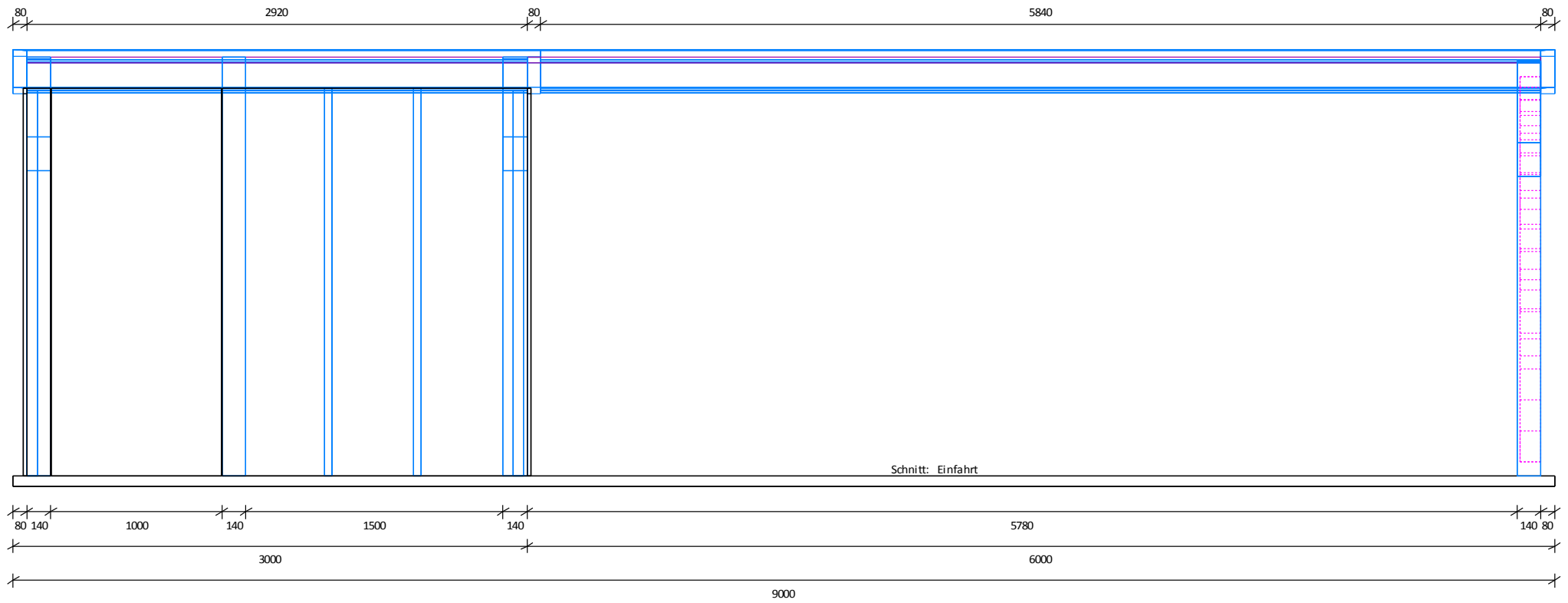


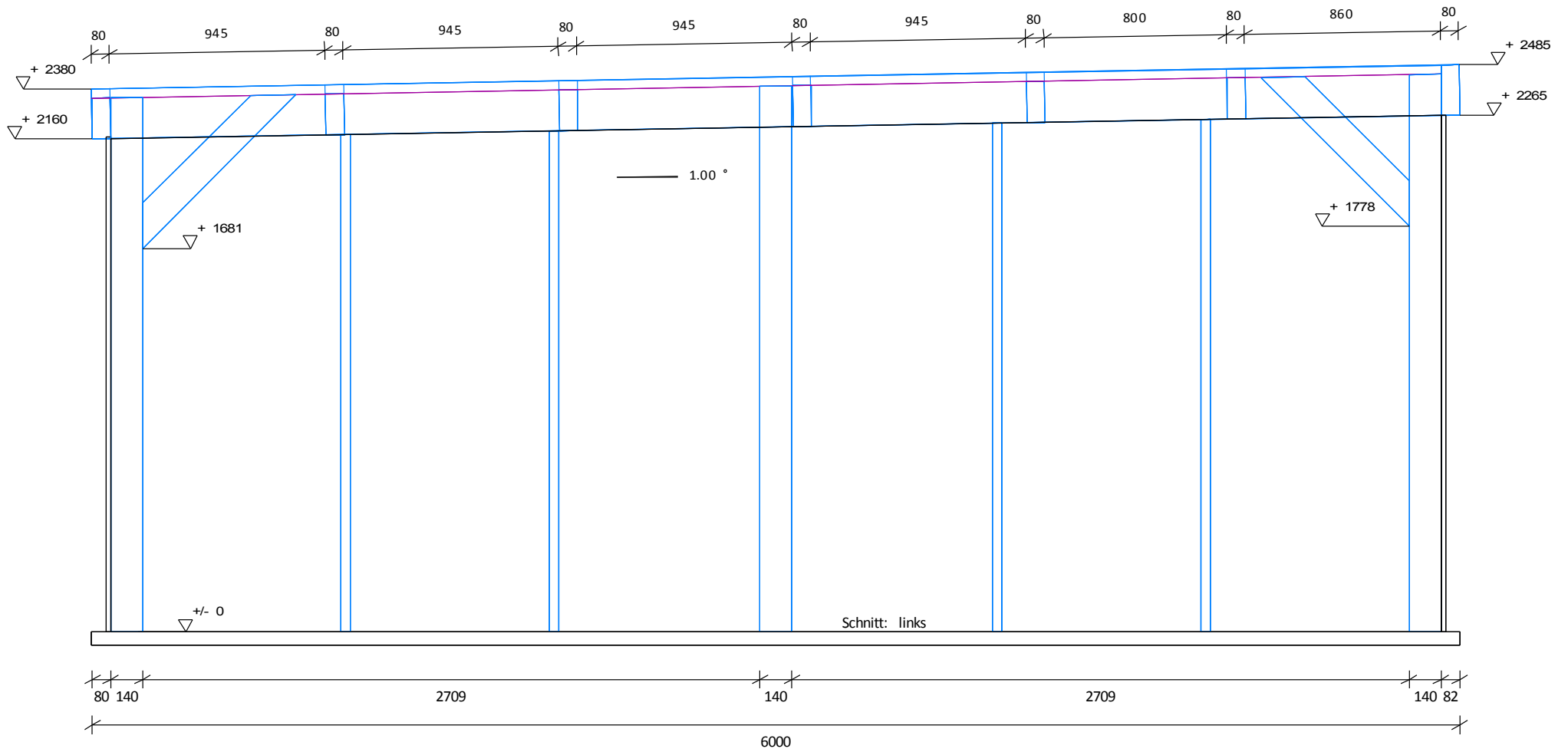


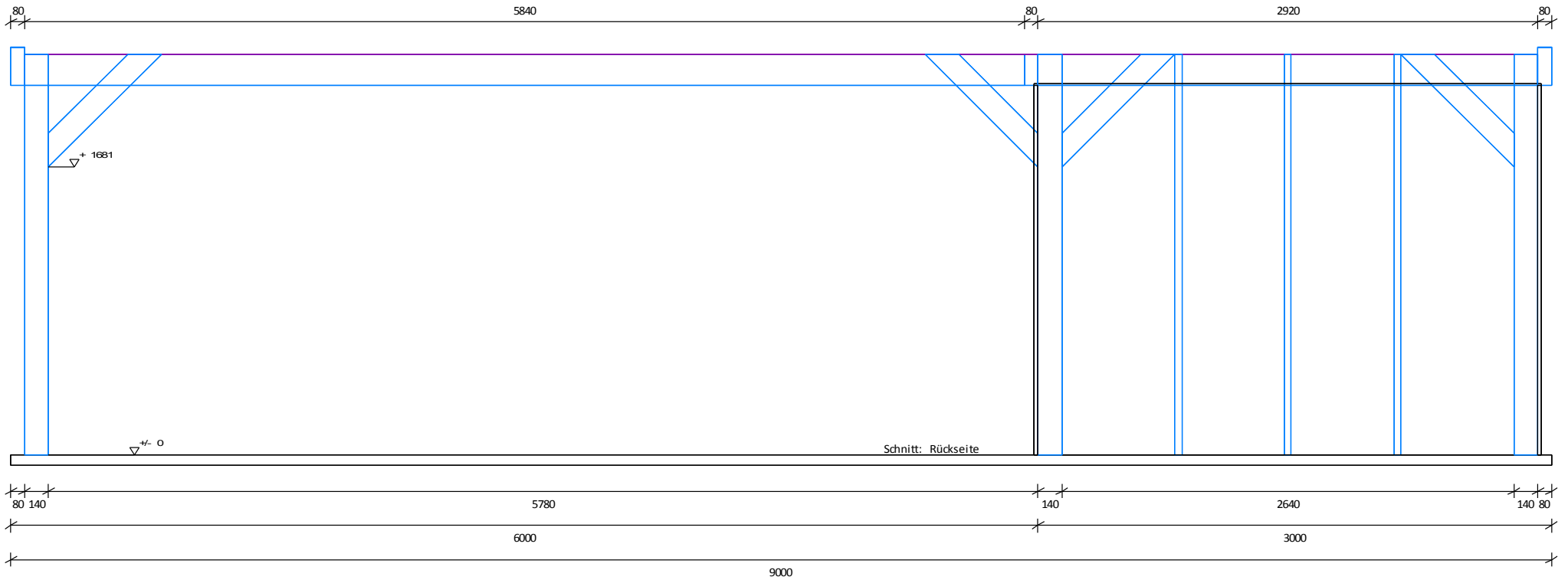


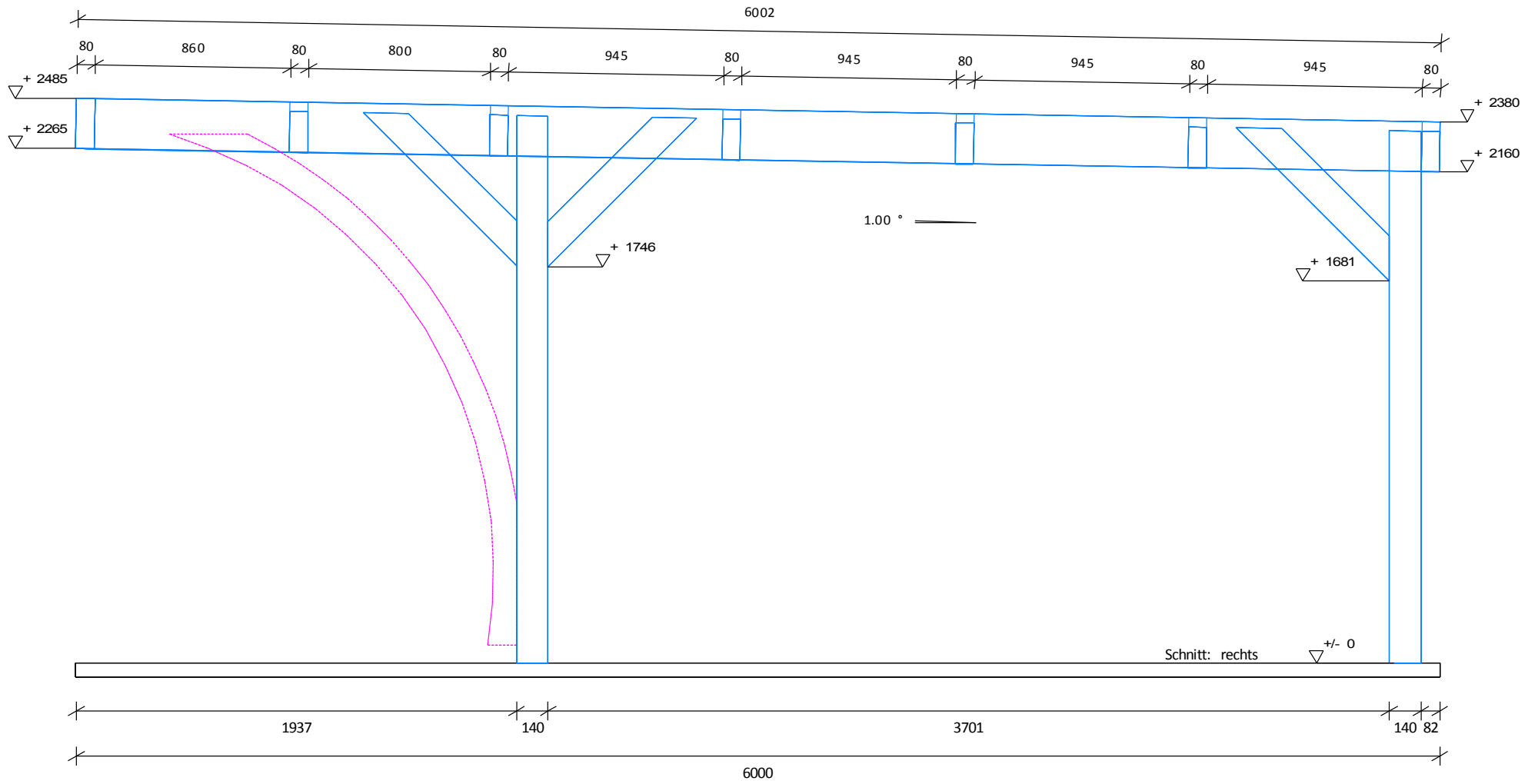


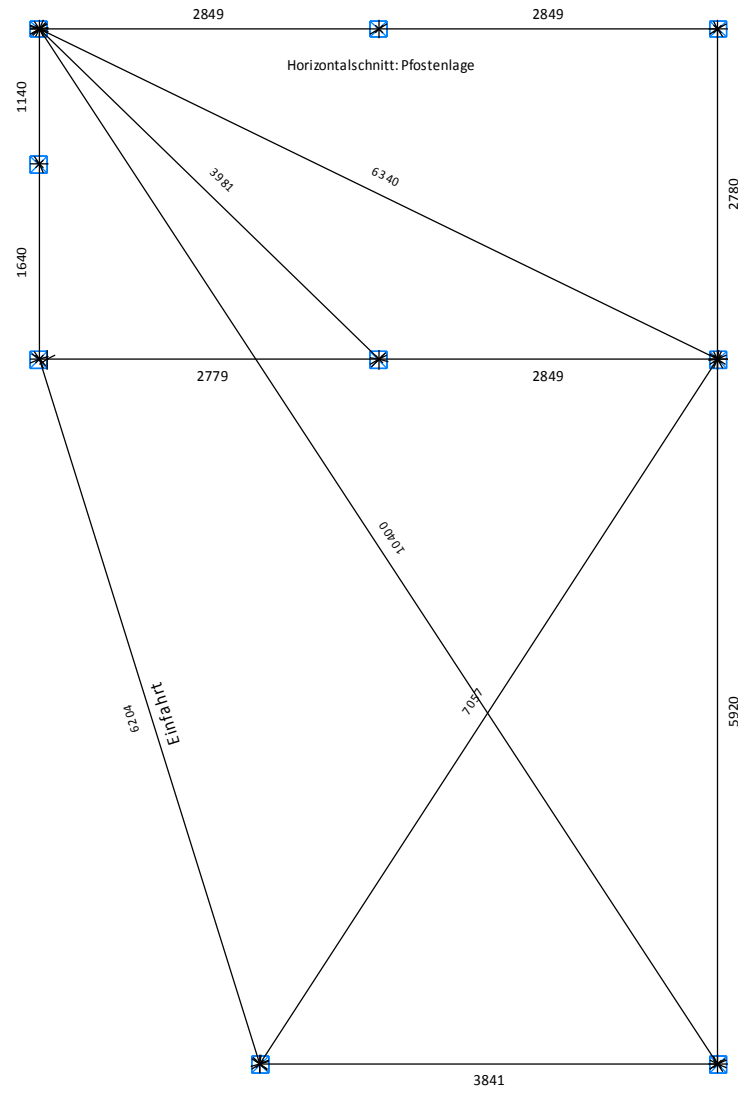


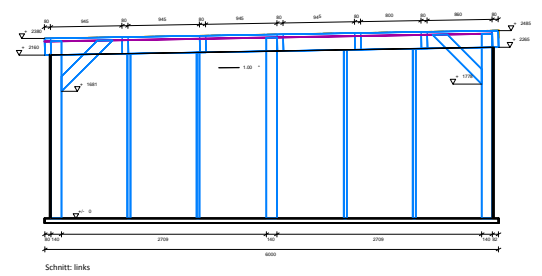
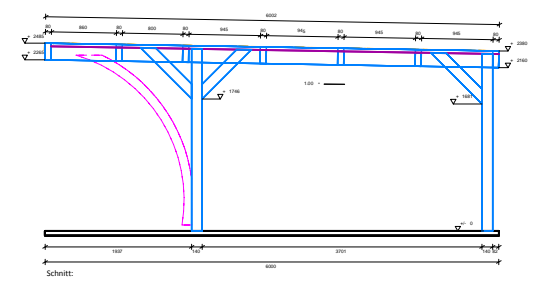
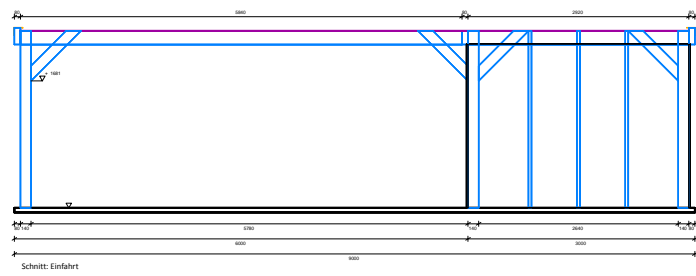
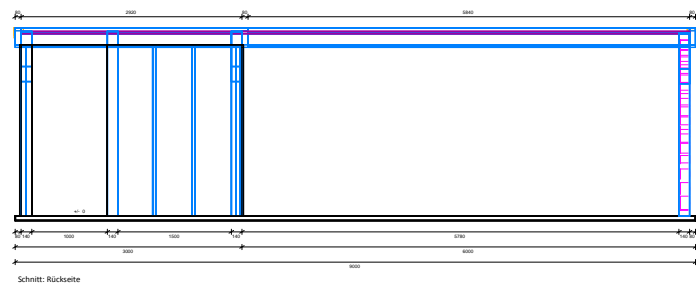


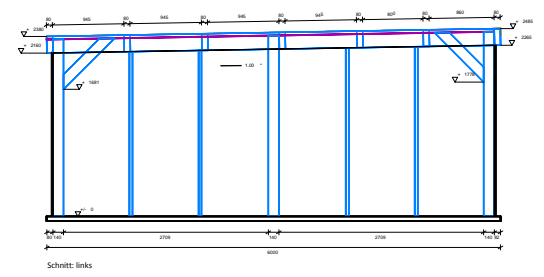
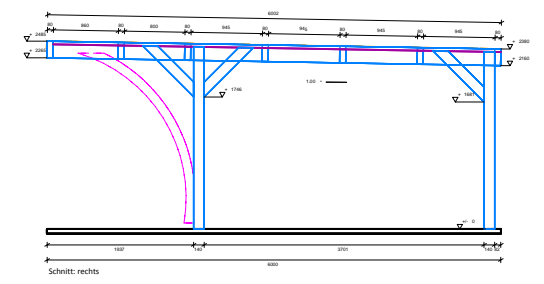
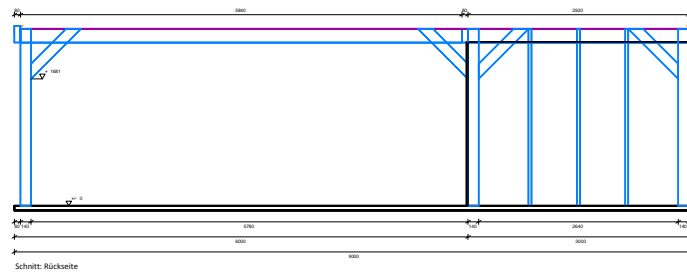
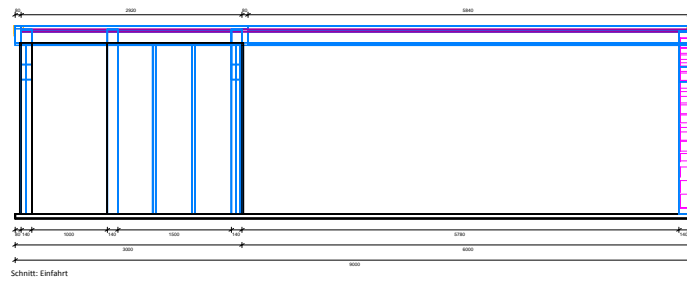
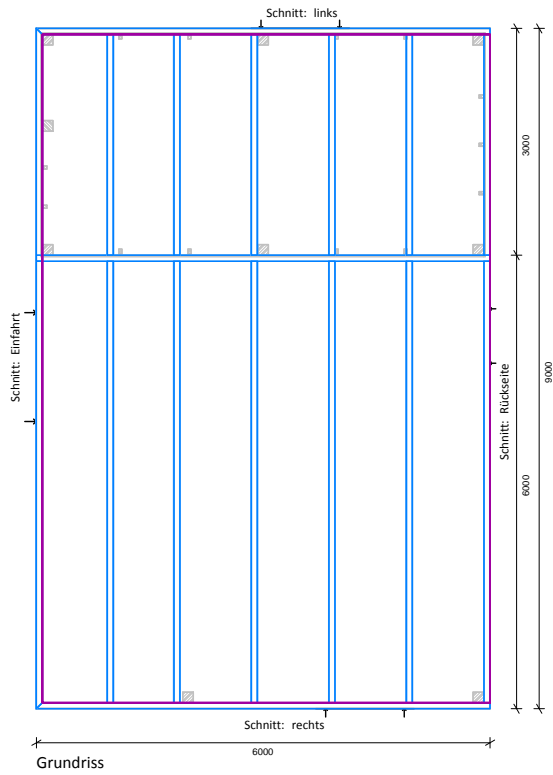












# Statische Berechnung

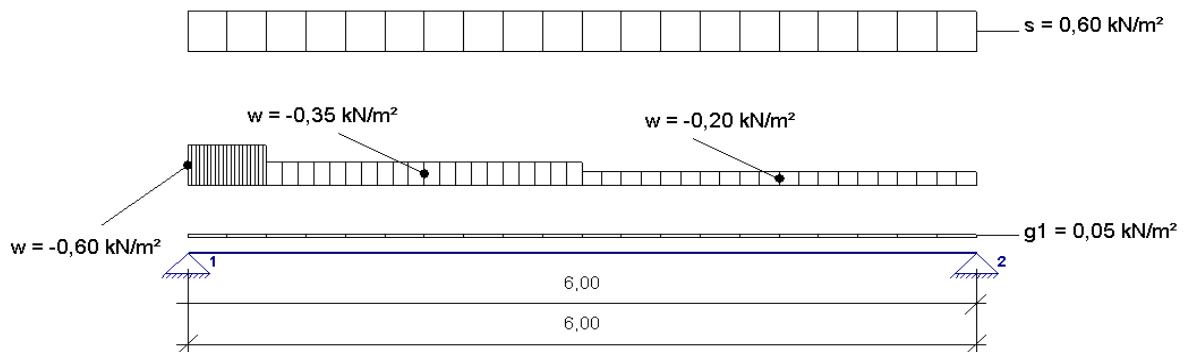
---

**Bauvorhaben:** Flachdachcarport  
EasyCarport

**Abmessungen:** 6,16 m x 6,00 m optional mit seitlichen Geräteraum

**Aufsteller:** Solarterrassen & Carportwerk GmbH  
Tragwerksplanung  
Verdiweg 4  
15345 Eggersdorf  
Tel. 03341 / 49998-0  
Fax 03341 / 49998-29

Position: 1 Sparren



**Systemwerte :**

Dachneigung = 0 °  
Kragarm links = 0,00 m  
Kragarm rechts = 0,00 m  
Klauentiefe = 0,0 cm  
Gebäuelänge = 12,0 m  
horiz. feste Lager = 1, 2

Feld	Feldlänge [m] (Grundlänge)
1	6,00

**Belastung:**

**Eigengewichtslasten:**

Dacheindeckung = 0,05 kN/m² DFL  
Konstruktion = 0,00 kN/m² DFL  
Dachausbau Feld 1 = 0,00 kN/m² DFL

**Schneelast: DIN 1055-5:2005-07**

Schneelast sk wurde frei gewählt!  
Schneelast sk = 0,75 kN/m² GFL  
Schneelast s = 0,60 kN/m² GFL (mue = 0,80 [-]) --> 1,00-fach  
Schneeüberhang an Traufe wird nicht angesetzt!  
Kein Schneefanggitter vorhanden!

**Windlast: DIN 1055-4:2006-03**

Windzone =	1 (Binnenland)
Höhe über Grund =	10,000 m
Geschwindigkeitsdruck $q_{ref}$ =	0,32 kN/m <sup>2</sup>
GelKategorie =	nicht erforderlich, da vereinfachtes Verfahren!
Windstaudruck $q$ =	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Dachart =	Flachdach
Höhe $h_p$ der Attika =	0,000 m
Unterwind am Traufüberstand wird berücksichtigt (unterer Kragarm)!	

**Außendruckbeiwerte  $c_{pe}$  und Windlasten  $w_{e,k}$ :**

Die Bereiche F und G werden von der Gebäudekante aus angesetzt (anstatt von der Traufkante).  
 Bei Sattel- / Walm- und Pultdächern werden für die Bereiche F / G und H die negativen  $c_{pe}$ -Werte angesetzt.

Lasteinzugsfläche Sparren = 6,23 m<sup>2</sup>

Werte für  $w_{e,k}$  wurden mit den  $c_{pe10}$ -Werte ermittelt!

$e/10 = 1,00$  m       $e/4 = 2,50$  m       $e/2 = 5,00$  m

Bereich	$c_{pe,10}$ [-]	$c_{pe,1}$ [-]	$c_{pe}$ [-]	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,80	-2,50	-1,94	-0,97
G	-1,20	-2,00	-1,36	-0,60
H	-0,70	-1,20	-0,80	-0,35
I(+)	0,20	0,20	0,20	0,10
I(-)	-0,60	-0,60	-0,60	-0,30
Unterwind Luv	-0,80	-1,00	-0,84	-0,40

**Nutzlasten  $q$ :**

KLED für Nutzlasten =	kurz
Kategorie für Nutzlasten =	sonstige Nutzlast

**Sonderlasten:**

Einzellast  $Q_k$  (Mannlast) wird nicht berücksichtigt

**Auflagerkräfte (charakt. Werte, Schnee 1,00-fach!):**
**Auflagerkräfte [kN/m] für Grundlastfälle (Wind mit  $c_{pe,10}$ ; bei Flachdächern mit  $-c_{pe}$  im Bereich I)**

Lager	V aus LF g	H aus LF g	V aus LF s	H aus LF s	V aus LF w	H aus LF w	V aus LF q	H aus LF q
1	0,16	0,00	1,89	0,00	-1,32	0,00	0,00	0,00
2	0,16	0,00	1,89	0,00	-1,06	0,00	0,00	0,00

**Auflagerkräfte [kN] für Grundlastfälle (Wind mit  $c_{pe,10}$ ; bei Flachdächern mit  $-c_{pe}$  im Bereich I)**

Lager	V aus LF g	H aus LF g	V aus LF s	H aus LF s	V aus LF w	H aus LF w	V aus LF q	H aus LF q
1	0,16	0,00	1,87	0,00	-1,31	0,00	0,00	0,00
2	0,16	0,00	1,87	0,00	-1,05	0,00	0,00	0,00

**Auflagerkräfte [kN/m] für Windlastfälle (bei Flachdächern mit  $-c_{pe}$  im Bereich I)**

Lager	V Luv $c_{pe}$	H Luv $c_{pe}$	V Lee $c_{pe,10}$	H Lee $c_{pe,10}$	V Lee $c_{pe}$	H Lee $c_{pe}$	V 90° $c_{pe}$	H 90° $c_{pe}$	V 180° $c_{pe}$	H 180° $c_{pe}$
1	-1,51	0,00	----	----	----	----	----	----	----	----
2	-1,17	0,00	----	----	----	----	----	----	----	----

**Auflagerkräfte [kN] für Windlastfälle (bei Flachdächern mit -cpe im Bereich I)**

Lager	V Luv cpe	H Luv cpe	V Lee cpe,10	H Lee cpe,10	V Lee cpe	H Lee cpe	V 90° cpe	H 90° cpe	V 180° cpe	H 180° cpe
1	-1,49	0,00	----	----	----	----	----	----	----	----
2	-1,16	0,00	----	----	----	----	----	----	----	----

**Bemessung nach DIN 1052-(2008)**
**gew.: b / h = 1 x 8,0 / 18,0 cm, e = 103,0 cm**

 A = 144,0 cm<sup>2</sup>

 Wy = 432,0 cm<sup>3</sup>

 Iy = 3888,0 cm<sup>4</sup>
**Nadelholz C24**

 E<sub>0,mean</sub> = 10000,000 N/mm<sup>2</sup>

 G<sub>mean</sub> = 700,000 N/mm<sup>2</sup>

 f<sub>m,k</sub> = 24,00 N/mm<sup>2</sup>

 f<sub>t,0,k</sub> = 10,00 N/mm<sup>2</sup>

 f<sub>c,0,k</sub> = 15,00 N/mm<sup>2</sup>

 γ<sub>M</sub> = 1,300 [-] --> 1,00 bei außergew. Situation (2,3-facher Schnee)

**Bemessungsparameter:**

- Nutzungsklasse NKL = 2
- zul.w<sub>Q,inst</sub> = l/300 (seltene Bemessungssituation)
- zul.(w<sub>fin</sub> - w<sub>G,inst</sub>) = l/200 (seltene Bemessungssituation)
- zul.w<sub>fin</sub> = l/200 (quasi-ständige Bemessungssituation)
- Werte für zul.Durchbiegungen w werden bei Kragarmen verdoppelt!
- bei Kragarmen werden nur positive Durchbiegungen erfasst
- Kippnachweis wird nicht geführt! (Kippen durch Dachverschalung / Lattung verhindert)
- 2,3-facher Schnee wird zusätzlich zur Grundkombination in außergew. LFK untersucht!**

**Nachweise:**

 Md + Nd Feld (Biegespannung): eta = 0,75 < 1,00 LFK=g+s |max.Sigma,d| = 16,21 N/mm<sup>2</sup>

 Md + Nd Stütze (Biegespannung): eta = 0,00 < 1,00 LFK=g+s |max.Sigma,d| = 0,00 N/mm<sup>2</sup>

Durchbiegung : max.eta = 1,00 = 1,00

 k<sub>mod</sub> = 0,90 [-] (Feld)

 k<sub>mod</sub> = 0,90 [-] (Stütze)

Md,S / Nd,S = 0,00 / 0,00 (Stütze) --&gt; außergew.LFK

Md,F / Nd,F = 7,00 / 0,00 (Feld) --&gt; außergew.LFK

 ext.w<sub>fin</sub> Feld = 0,47 cm (quasi-ständig)

 ext.w<sub>Q,inst</sub> Feld = 2,12 cm

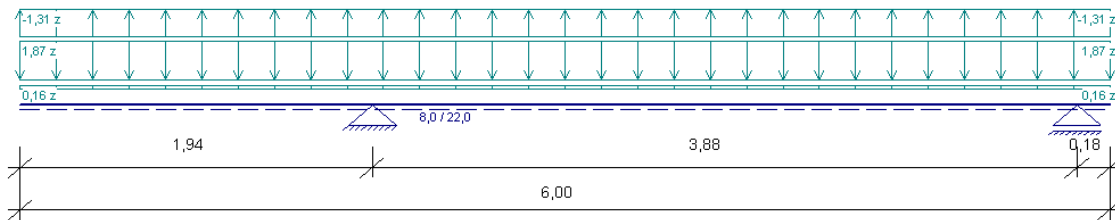
 ext.(w<sub>fin</sub> - w<sub>G,inst</sub>) Feld = 2,32 cm

Position: 2 Rähm

**Holzträger nach DIN 1052 (2008)**
■ veränderliche Einwirkungen

■ ständige Einwirkungen

--&gt; Eigengewicht berücksichtigt


**Systemwerte :**

 linkes Trägerende: Kragarm,  $l = 1,940$  m

 rechtes Trägerende: Kragarm,  $l = 0,180$  m

Feld	Feldlänge [m]
1	3,880

Lager	Lagerbreite [cm]	kc90 [-]
1	12,0	1,00
2	12,0	1,00

**Belastung: (EWA = Einwirkungsart)  $y = \text{horizontal}$ ,  $z = \text{vertikal}$** 

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten

 Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN  $\leq 1000$ m)

Einwirkungsart 3 = Windlasten

Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen

 qz über Gesamtlänge =  $0,160$  kN/m aus EW Nutzlast

 qz über Gesamtlänge =  $1,870$  kN/m aus EW Schnee

 qz über Gesamtlänge =  $-1,310$  kN/m aus EW Wind

 Eigengewicht der Konstruktion wird mit  $6,00$  kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Volllast!

KLED für Nutzlasten = kurz, aus Kategorie: sonstige Nutzlast

**Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:**

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]
1	3,429	-5,547	7,136

**Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:**

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	-5,547	3,429	-5,718	3,536	-4,412	7,136
2	-0,048	0,030	-4,301	2,659	-0,328	0,531

**Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:**

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Vollast [kN]
1	9,31	-5,25	0,46	3,14/2,44	3,60
2	3,58	-2,05	0,17	1,26/0,84	1,35

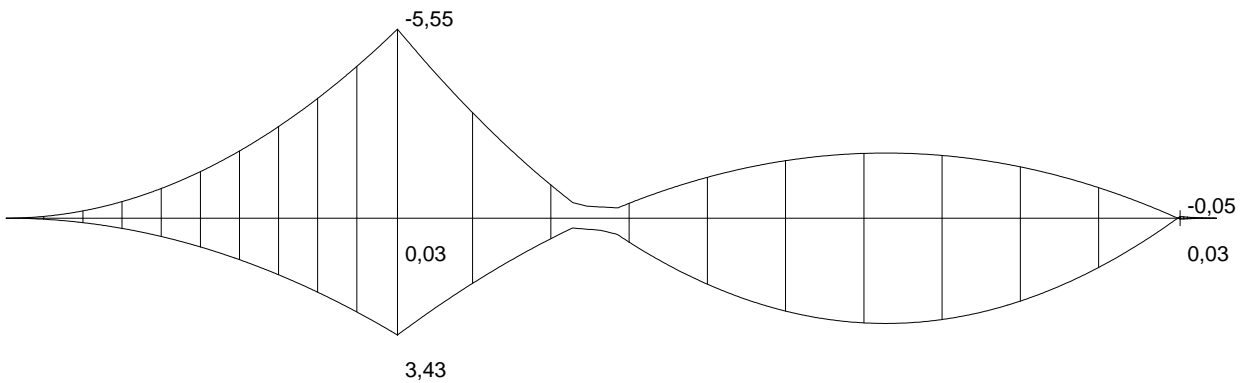
**Auflagerkräfte für Einzellastfälle (charakt.) - gesamt für alle Träger, jeweils max/min:**

Lager	Fz aus LF g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz aus s [kN]	Fz aus w [kN]	Fz aus sonst.q [kN]
1	0,46	0,70 / 0,00	8,15 / 8,15	-5,71 / -5,71	0,00 / 0,00
2	0,17	0,34 / -0,08	3,07 / 3,07	-2,15 / -2,15	0,00 / 0,00

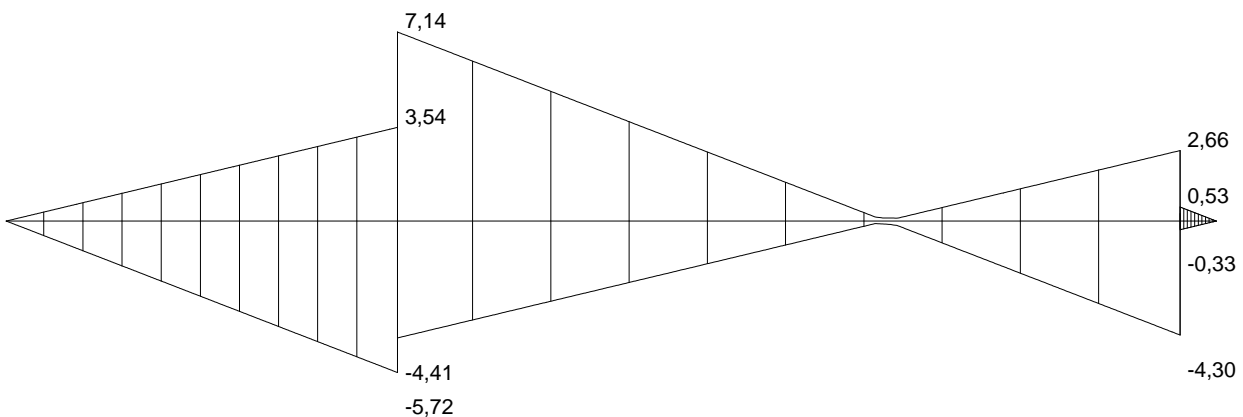
**Querkräfte an den Lagern für Einzellastfälle je Träger (charakt. als absolute Maximalwerte):**

Lager	Vzk,li  /  Vzk,re  aus LF g [kN]	Vzk,li  /  Vzk,re  aus LF q [kN]	Vzk,li  /  Vzk,re  aus LF s [kN]	Vzk,li  /  Vzk,re  aus LF w [kN]	Vzk,li  /  Vzk,re  aus LF qs [kN]
1	0,20 / 0,26	0,31 / 0,39	3,63 / 4,53	2,54 / 3,17	0,00 / 0,00
2	0,15 / 0,02	0,31 / 0,03	2,73 / 0,34	1,91 / 0,24	0,00 / 0,00

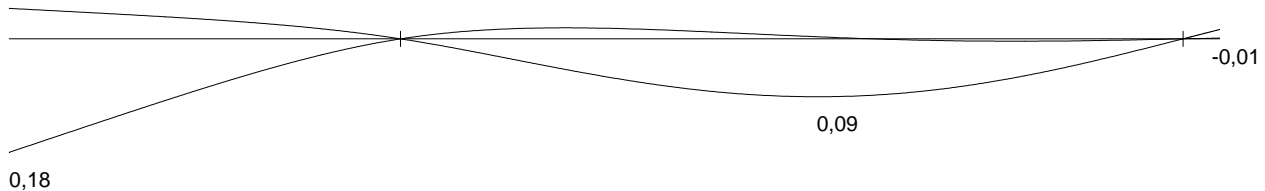
**max.Myd - Grenzlinie [kNm] - je Träger**



**max.Vzd - Grenzlinie [kN] - je Träger**



wz,fin - Grenzlinie [cm] - je Träger



### Bemessung nach DIN 1052 (2008):

gew.:  $b / h = 1 \times 8,0 / 22,0 \text{ cm}$

$A = 176,0 \text{ cm}^2$

$W_y = 645,3 \text{ cm}^3 / W_z = 234,7 \text{ cm}^3$

$I_y = 7098,7 \text{ cm}^4 / I_z = 938,7 \text{ cm}^4$

#### **Nadelholz C24**

$E_{0,\text{mean}} = 10000,000 \text{ N/mm}^2$

$G_{\text{mean}} = 700,000 \text{ N/mm}^2$

$f_{m,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,k} = 15,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,90,k} = 2,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{v,k} = 5,00 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1,300 [-]$

#### **Bemessungsparameter:**

- Nutzungsklasse NKL = 2
- zul.wQ,inst = 1/300 (seltene Bemessungssituation)
- zul.(wfin - wG,inst) = 1/200 (seltene Bemessungssituation)
- zul.wfin = 1/200 (quasi-ständige Bemessungssituation)
- Werte für zul.Durchbiegungen w werden bei Kragarmen verdoppelt!
- bei Kragarmen werden nur positive Durchbiegungen erfasst
- Schubnachweis wird immer am Auflagerrand geführt
- auflagernahe Einzellasten werden abgemindert
- $f_{v,d}$  wird bei NH und BSH in Bereichen, welche min. 1,50m vom Hirnholzende entfernt sind, nicht erhöht
- beim Nachweis der Auflagerpressung kein Überstand berücksichtigt
- Kippnachweis wird nicht geführt! (Kippen durch entsprechende Halterung verhindert)

**Nachweise:**

Biegung:  $\eta = 0,51 < 1,00$  |  $|\max.\sigma_{m,y,d}| = 8,60 \text{ N/mm}^2$

Schub:  $\eta = 0,17 < 1,00$  |  $|\max.\tau_{z,d}| = 0,59 \text{ N/mm}^2$

Durchbiegung:  $\max.\eta = 0,30 < 1,00$

Auflagerpressung:  $\max.\eta = 0,96 < 1,00$  (Lager 1)

$k_{,mod} = 0,90$  [-] (Biegung)

$k_{,mod} = 0,90$  [-] (Schub)

$k_{,mod} = 0,90$  [-] (Auflagerpressung)

$|M_{y,d}| = 5,547 \text{ kNm}$  (LFK =  $1,35 \cdot g + 1,50 \cdot s$ )

$|V_{z,d}| = 6,975 \text{ kN}$  an Lager 1, rechts bei  $x = 0,054 \text{ m}$  (LFK =  $1,35 \cdot g + 1,50 \cdot s$ )

ext.wz,fin Feld =  $0,09 \text{ cm}$  (quasi-ständig)

ext.wQ,z,inst Feld =  $0,24 \text{ cm}$

ext.(w,z,fin - wG,z,inst) Feld =  $0,28 \text{ cm}$

$k_{def} = 0,800$

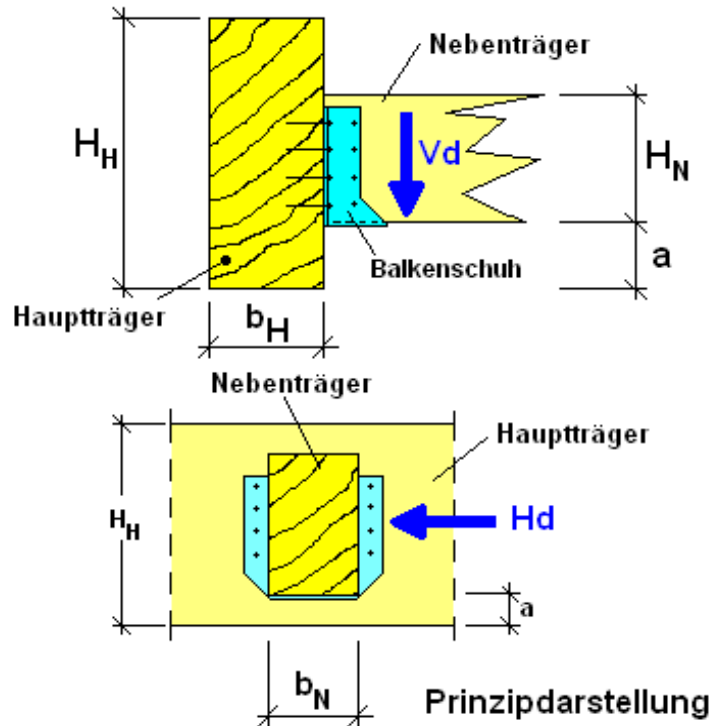
ext.w,z,fin Kragarm =  $0,18 \text{ cm}$  (quasi-ständig)

ext.wQ,z,inst Kragarm =  $0,39 \text{ cm}$

ext.(wz,fin - wG,z,inst) Kragarm =  $0,00 \text{ cm}$

Position: 3 Anschluß Sparren

**Nachweis von Holzanschlüssen nach DIN 1052 (2008)**



**Anschluss mit Balkenschuh**

Anschlusskraft  $V_d = 2,00 \text{ kN}$

Anschlusskraft  $H_d = 1,00 \text{ kN}$

$k_{mod} = 0,800 [-]$

Nadelholz C24

$\rho_{0,k} = 350,000 \text{ kg/m}^3$

Höhe Hauptträger = 22,0 cm

Breite Hauptträger = 10,0 cm

Höhe Nebenträger = 18,0 cm

Breite Nebenträger = 8,0 cm

Abstand a (UK Nebenträger zu UK Hauptträger) = 0,0 cm

SIMPSON/Strong-Tie© - Balkenschuh 80x150

Balkenschuh voll ausgenagelt

CNA - Kammnägel 4,0 x 40

Anzahl Nägel in Hauptträger = 24 Stck.; Anzahl Nägel in Nebenträger = 12 Stck.

**Ausnutzung  $\eta_a = (V_d/R_{1,d})^2 + (H_d/R_{2,d})^2 = 0,08 \leq 1,00 \text{ kN}$**

**Querkzug Hauptträger:  $\eta_a = 0,11 \leq 1,00$  ( $a/HH \leq 0,7$ )**

$R_{90,d} = 18,045 \text{ kN}$

$k_s = 1,62 [-]$

$k_r = 2,33 [-]$

$k_g = 1,00 [-]$

$a_r = 145,00 \text{ [mm]}$

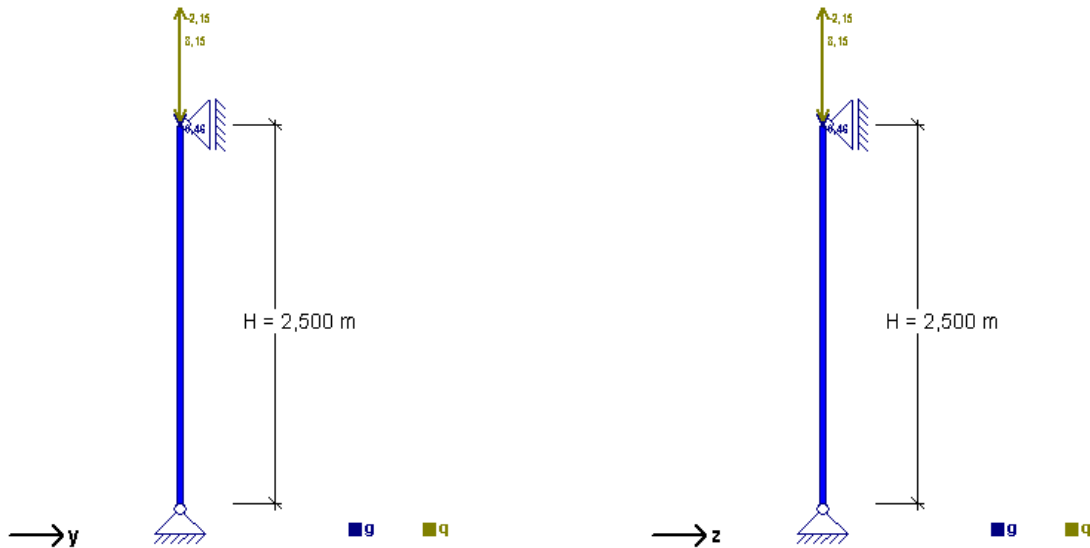
$t_{ef} = 38,00 \text{ [mm]}$

Bei einseitigem Anschluss ist ein Versatzmoment  $M_d = 0,160 \text{ kNm}$

für den Hauptträger anzusetzen!

Position: 4 Pfosten

Holzstütze nach DIN 1052 (2008)



**Systemwerte:**

Stützenhöhe  $H = 2,500 \text{ m}$

Pendelstütze mit  $\beta_{y,z} = 1,00$  /  $\beta_{y,z} = 1,00$

Stütze in y - und z - Richtung frei

**Belastungen:**

Eigengewicht Stütze wird mit  $6,00 \text{ kN/m}^3$  berücksichtigt

Schneelasten für Höhe über NN  $\leq 1000 \text{ m}$

KLED für Nutzlasten = kurz, aus Kategorie: sonstige Nutzlast

Knotenlasten: Einwirkungsarten (EW) --> 1 = ständig g 2 = Wind w 3 = Schnee s 4 = Nutzlast q

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	0,460	0,0	0,0	
Einzellast	vertikal	3	8,150	0,0	0,0	
Einzellast	vertikal	2	-2,150	0,0	0,0	

Keine Stablasten vorhanden!

**Bemessung nach DIN 1052 (2008):**

gew.:  $b_y / b_z = 12,0 / 12,0 \text{ cm}$

$A = 144,0 \text{ cm}^2$   
 $W_y = 288,0 \text{ cm}^3 / W_z = 288,0 \text{ cm}^3$   
 $I_y = 1728,0 \text{ cm}^4 / I_z = 1728,0 \text{ cm}^4$

**Nadelholz C24**

$E_{0,mean} = 11000,000 \text{ N/mm}^2$

$G_{,mean} = 690,000 \text{ N/mm}^2$

$f_{m,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{t,0,k} = 14,00 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1,300 [-]$  (bzw. 1,00 in der außergew. LFK)

**Bemessungsparameter:**

- Nutzungsklasse NKL = 2
- zul.wQ,inst = l/300 (seltene Bemessungssituation)
- zul.(wfin - wG,inst) = l/200 (seltene Bemessungssituation)
- zul.wfin = l/200 (quasi-ständige Bemessungssituation)
- Werte für zul.Durchbiegungen w werden bei Kragstützen verdoppelt!
- Der Einfluss des Kriechens bei NKL 2 ist nicht zu berücksichtigen (Anteil Gd < 70%)!

**Nachweise DIN 1052 (2008):**

<b>Knicken in</b>	<b>y - Richtung</b>	<b>z - Richtung</b>
Knicklänge	2,500 m	2,500 m
Trägheitsradius iz / iy	3,46 cm	3,46 cm
Schlankheit $\lambda$	72,17	72,17
Beiwert k	1,35	1,35
$\lambda_{rel,c}$	1,23	1,23
Beiwert kc	0,53	0,53
Normalkraft Nd	-13,14 kN	-13,14 kN
zugeh.Mz,d / max.My,d	0,00 kNm	0,00 kNm
max.Mz,d / zugeh.My,d	0,00 kNm	0,00 kNm

Ausnutzung Spannung: max.eta = 0,06 < 1,00 --> Bemessung für zentrische Druckkraft

Ausnutzung Knicken: max.eta = 0,11 < 1,00

Kippschlankheit  $\lambda_{rel,m} = 0,22$

Kippbeiwert km = 1,00

Interaktionswert kred = 0,70

kmod = 0,90

massg. LFK = 1,35\*G + 1,50\*S

**Verformungen**

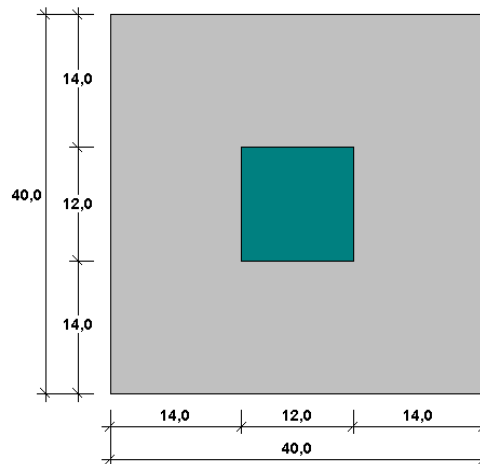
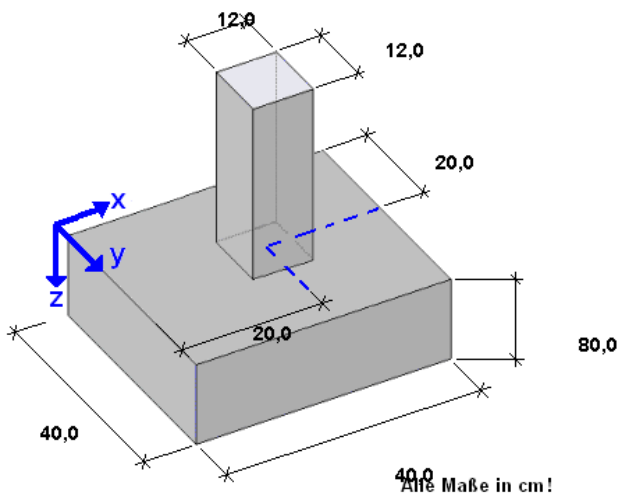
max.Ausnutzung = 0,00 < 1,00

|max.wy| = 0,00 cm / |max.wz| = 0,00 cm / kdef = 0,800

Eine weitere Berechnung der Pfosten entfällt, da die Belastungen der übrigen Pfosten geringer oder gleich der Belastung aus dieser Position sind.

**Position: 5** Einzelfundament

**Einzelfundament nach DIN 1045-1 und DIN 1054**



**Systemwerte :**

- $b_x = 40,0$  cm (Fundamentbreite x - Richtung)
- $b_y = 40,0$  cm (Fundamentbreite y - Richtung)
- $a_x = 20,0$  cm (Achsabstand Stütze in x - Richtung)
- $a_y = 20,0$  cm (Achsabstand Stütze in y - Richtung)
- $b_{sx} = 12,0$  cm (Stützenbreite in x - Richtung)
- $b_{sy} = 12,0$  cm (Stützenbreite in y - Richtung)
- $t_f = 80,0$  cm (Fundamentdicke)
- zul.  $\sigma = 250,00$  kN/m<sup>2</sup> (zul. Bodenpressung)
- $\Phi = 30,0^\circ$  (Sohlleibungswinkel)

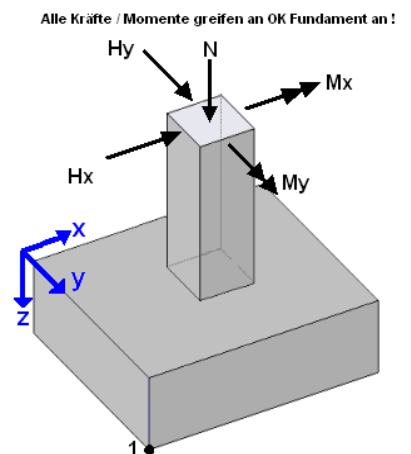
**Belastungen : Stützenlasten übernommen aus Position 4**

N, H<sub>x</sub>, H<sub>y</sub>, M<sub>x</sub> und M<sub>y</sub> sind charakt. Lasten (ohne Sicherheitsbeiwerte)!

Das Eigengewicht vom Fundament wird mit 25,0 kN/m<sup>3</sup> berücksichtigt!

Positive Momente M<sub>x</sub> und M<sub>y</sub> erzeugen in Punkt 1 Druckspannungen (s. nebenstehendes Bild)!

Lastfall	N [kN]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
ständig g	0,68	0,00	0,00	0,00	0,00
Schnee	8,15	0,00	0,00	0,00	0,00
Wind +x	-2,15	0,00	0,00	0,00	0,00
Wind -x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Wind +y	-2,15	0,00	0,00	0,00	0,00
Wind -y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veränderlich q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



veränderl. Auflast q auf GOK [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe Boden [cm]	Gamma Boden [kN/m <sup>3</sup> ]
5,00 (charakt. Wert)	80	19,00

### Lastfallkollektive:

Die Lastfallkollektive werden vom Programm automatisch gemäß DIN 1055-100 ermittelt und berechnet!

Die Lasten aus Wind werden dabei alternativ (unabhängig) je Richtung angesetzt!

Für die äußere Standsicherheit werden die Lastkollektive mit charakteristischen Lasten berechnet!

### Nachweis Ausmitten (Kippnachweis) für charakt. Lasten GZ 1B (DIN 1054-01.2005):

Nachweis klaffende Fuge Gesamlast:  $(e_x/b_x)^2 + (e_y/b_y)^2 \leq 0.111$

Nachweis klaffende Fuge ständige Lasten:  $|e_x|/b_x + |e_y|/b_y \leq 0.166$

klaffende Fuge ständige Lasten:  $\max.|e_x|/b_x + |e_y|/b_y = 0,000 \leq 0.166 \rightarrow$  keine bzw. zul. klaffende Fuge

klaffende Fuge Gesamlast:  $\max.(e_x/b_x)^2 + (e_y/b_y)^2 = 0,000 \leq 0.111 \rightarrow$  keine bzw. zul. klaffende Fuge

### Gleitnachweis GZ 1B (DIN 1054-01.2005):

$\eta = (R_{t,d} + E_{pt,d}) / T_d \geq 1.00$  ( $\eta = 0,000 \rightarrow$  unzul. klaffende Fuge,  $\eta = 100000,000 \rightarrow H_x$  und  $H_y = 0$ )

$\gamma_{GI} = 1,100$  [-] (Sicherheitsbeiwert Gleitwiderstand)

min. Sicherheit  $\eta = 100000,00 \geq 1,00$

### Nachweis der Lagesicherheit nach DIN 1055-100:

#### Sicherheit gegen Abheben:

$\eta = (G_k \cdot \gamma_{G,sup} + G_k \cdot \gamma_{G,inf}) / (Q_k \cdot \gamma_Q + F_{\text{Auftrieb}} \cdot 1,10) \geq 1,00$

$\gamma_{G,sub} = 1,10$  [-] (bzw. 1,00 bei außergew. LFK)

$\gamma_{G,inf} = 0,90$  [-] (bzw. 0,95 bei außergew. LFK)

$\gamma_Q = 1,50$  [-] (bzw. 1,00 bei außergew. LFK)

min.  $\eta = 1,70 \geq 1.00 \rightarrow$  Nachweis erbracht (min.  $F_d$ , belastend = 5,48 kN / max.  $F_d$ , entlastend = -3,23 kN)

#### Ausmitten (Kippen):

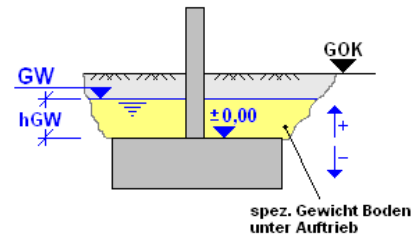
max.  $e_x = 0,00$  m  $\leq$  zul.  $e_x = 0,20$  m

max.  $e_y = 0,00$  m  $\leq$  zul.  $e_y = 0,20$  m

### Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb:

Kote Wasser  $h_{GW} = -1000,000$  m

Wasserkote liegt unter UK Fundament  $\rightarrow$  kein Auftrieb!



### Bodenpressungen (DIN 1054-01.2005):

Werte für Bodenpressung in [kN/m<sup>2</sup>];  $\sigma_{DIN} = N / (a \cdot b)$  zum Vergleich mit zul.  $\sigma$   
 Bodenpressungen sind 1,00 - fach (ohne Sicherheitsfaktoren)

max.  $\sigma$  (DIN 1054) = 88,995 kN/m<sup>2</sup>  $\leq$  250,000 kN/m<sup>2</sup>  $\rightarrow$  zulässig

### Bemessung für Biegung:

Beton : C20/25

Betonstahl : Bst 500 (A,B)

- Grenze  $x/d \leq 0.45$  eingehalten (Biegung)
- Mindestbewehrung (Mindestmomente nach DIN 1045-1) werden nicht berücksichtigt
- Verteilung der Bewehrung konstant über  $b_x$  bzw.  $b_y$
- Bemessungsmomente werden am Stützenanschnitt ermittelt

**Bemessungsmomente: (max. Werte aus allen LFK)**

max.Mxd = 0,322 kNm

max.Myd = 0,322 kNm

**Bemessung für Biegung / erf. Längsbewehrung:**

erf.Asx,unten = 0,0 cm<sup>2</sup>

erf.Asx,oben = 0,0 cm<sup>2</sup>

erf.Asy,unten = 0,0 cm<sup>2</sup>

erf.Asy,oben = 0,0 cm<sup>2</sup>

**Durchstanznachweis:**

- Stanznachweis wird gemäß NABau für alle Fundamente nach Heft 525 DAfStb (1,0x $d_m$ ) geführt
- Längsbewehrung wird automatisch erhöht, um Stanzbewehrung zu vermeiden bzw.  $v, R_d, \max$  zu erhöhen
- Abstand der ersten Bügelreihe (Durchstanzen) = 0,5 $x d_m$  (0,3 $x d_m$  bei gedrunenen Fundamenten)
- Abstand der Bügelreihen untereinander = 0,75  $x d_m$
- Lasterhöhungsfaktor für Durchstanzen (nicht beta!) = 1,00 [-]

$d_m = 0,745$  m (mittlere stat. Höhe)

1.0  $x d_m = 0,745$  m (Abstand kritischer Rundschnitt)

**Alle Randabstände sind kleiner als 1.5  $x d_m$  --> gedrunenes Fundament!**

**Alle Randabstände sind kleiner 1.0  $x d_m$  --> Stanznachweis kann entfallen (Heft 525)!**

Der Nachweis der übrigen Fundamente entfällt, da die Belastungen der übrigen Fundamente geringer oder gleich dieser Position sind.