



Project : **Uitbreiding bedrijfsgebouw aan de Voorstadlaan 145A
te Nijmegen**

Onderdeel : **Constructie berekening**

Werknr. : **6466**

Datum : **17 april 2023**

Opdrachtgever : **KRAAC ontwerpers + ingenieurs
Kerkenbos 1028
6546 BA Nijmegen**

Constructeur



Dinxperlo

Gebruikslicentie tot 01-04-23 verleend door:

Gebruikslicentie tot 01-04-23 verleend door:



Versie: 2.11.20 NDP NL:2011

printdatum : 15-03-2023

printdatum : 15-03-2023

werk: **Uitbreiding bedrijfsgebouw (dakopbouw)**
 werknummer: **6466**
 onderdeel:
 soort gebouwfunctie 5:
 soort gebouwfunctie 4:
 soort gebouwfunctie 3:
 soort gebouwfunctie 2:
 soort gebouwfunctie 1: **kantoor max 4 bouwlagen**

onderverdeling		
ontwerplevens- duurklasse	ook nrm 1991-1-7 gevolgklasse	gebruiks- categorie
3	CC2a	B
3	CC2a	

toegepaste norm = NEN-EN 1990 eurocode nieuwbouw
 gevolgklasse = CC2a (Consequence Class = gevolgklasse)
 ontwerplevensduurklasse = 3 => ontwerplevensduur 50 jaar
 huidige ouderdom gebouw = jaar => restlevensduur = 50 jaar
 referentieperiode = 50 jaar
 correctiefactor $\xi = 0,89$ correctiefactor eigen gewicht voor formule 6.10.b
 Keuze voor 6.10b: combinatie met: 2 vloeren extreem in de gebouwfunctie A t/m G of H (NEN-EN 1991-1-1+C1/f)

omschrijving = CC2a: Middelmatige gevolgen t.a.v. verlies van mensenlevens, of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of va
 toepassing = gebouwen en andere gewone constructies
 voorbeelden = woon- en kantoorgebouwen max 4 lagen, openbare gebouwen < 2000m² per laag, onderwijsgebouwen met 1 laag, ee
 betrouwbaarheidsklasse = RC2 (Reliability Class = betrouwbaarheidsklasse)
 betrouwbaarheidsfactor $\beta = 3,80$ (tabel B2 blz 87 NEN-EN 1990 voor een referentieperiode van 50 jaar)
 K₁-factor = 1 (tabel B3 blz 87 NEN-EN 1990)
 sneeuwbelasting op de grond (incl. f) $s_{s0} = 0,70$ kN/m²

 ψ -waarden voor gebouwen

gebruikscategorie =	A	B	C	D	E	F	G	H	
factor combinatie-waarde van de veranderlijke belasting: $\psi_0 =$	0,4	0,5	0,4	0,4	1	0,7	0,7	0	(gelijktijdigheid belastingen t.b.v. uiterste grenstoestand)
factor frequent aanwezige veranderlijke belasting: $\psi_1 =$	0,5	0,5	0,7	0,7	0,9	0,7	0,5	0	(bijv. schok, brand, noodherstel, scheurwijdte)
factor quasi-blijvende veranderlijke belasting: $\psi_2 =$	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8	0,6	0,3	0	(enge termijn effect, bijv. kruip)
correctiefactor voor levensduur F/F_{10} $\psi_1 =$	1	1	1	1	1	1	1	1	$(1 + (1 - \psi_0) \cdot 9 \cdot \ln(V/10))$ (niet voor wind-, sneeuw-, thermische belasting)

belastingfactoren γ (NEN-EN 1990)	blijvende belasting		overheersend		gelijktijdig optredende variabele belasting		
	ongunstig	gunstig	variabele belasting		belangrijk	andere ongunstig	andere gunstig
formules van belastingcombinaties	$\gamma \cdot G_{k, sup}$	$\gamma \cdot G_{k, inf}$	γ		$\gamma \cdot Q_{k1}$	γ	γ
label A1.2(A) (EQU) (groep A) formule 6.10	1,10	0,9	1,50 Q_{k1}		0	1,50 $\psi_{0,1} Q_{k1}$	0
label A1.2(B) (STR/GEO) (groep B) formule 6.10a	1,35	0,9			0	1,50 $\psi_{0,1} Q_{k1}$	0
label A1.2(B) (STR/GEO) (groep B) formule 6.10b	1,20	0,9	1,50 Q_{k1}		0	1,50 $\psi_{0,1} Q_{k1}$	0
label A1.3 buitengewone sit. form. 6.11b (brand, schok, herstel)	1	1	1 A_{d1}		1 $\psi_{1,1} Q_{k1}$	1 $\psi_{2,1} Q_{k1}$	0
label A1.3 buitengewone sit. form. 6.12b (aardbeving)	1	1	1 A_{d1}		0	1 $\psi_{2,1} Q_{k1}$	0
label A1.4 bruikbaarheidsgrenstoestand form. 6.14b	1	1	1 Q_{k1}		0	1 $\psi_{0,1} Q_{k1}$	0
label A1.4 frequente waarde formule 6.15b	1	1	1 $\psi_{1,1} Q_{k1}$		0	1 $\psi_{2,1} Q_{k1}$	0
label A1.4 quasi blijvend formule 6.16b	1	1	1 $\psi_{2,1} Q_{k1}$		0	1 $\psi_{2,1} Q_{k1}$	0



werk : **Uitbreiding bedrijfsgebouw (dakopbouw)**
werkinummer : **6466**
onderdeel :

1. belastingen

1.1 belastingaannamen vloeren e.d. kN/m²

			G	Q	ψ_0	
			[kN/m ²]	[kN/m ²]		
	helling van vlak					
1	platdak					H
	plat dak met balken, beschoot en plafond		0,55			
	dakbedekking en isolatie		0,15			
	H5: Daken met sneeuwbelasting belemmerd afglijden	categorie: H	$\psi_1 = 1,00$	v.b. = 0,56		
	Totaal platdak :		0,70	0,56		
2	hellend dak	dakhelling: 60 gr. [kN/m ² dakvlak]				H
	pannedak met dakplaat en gordingen	0,70		1,40		
	H4: Daken met sneeuwbelasting onbelemmerd afglijden	categorie: H	$\psi_1 = 1,00$	v.b. =		
	Totaal hellend dak :			1,40		
3	verdiepingsvloer					B
	houten vloer met balken en plafond		0,55			
	extra balken en vloerplaten		0,35			
	estrich vloerplaten		0,28			
	scheidingswanden ($\leq 1,0$ kN/m) in v.b.			0,50		
	B: Kantoor	categorie: B	$\psi_1 = 1,00$	v.b. = 2,50		
	Totaal verdiepingsvloer :		1,18	3,00	0,50	
4						
			$\psi_1 =$			
5						
			$\psi_1 =$			
6						
			$\psi_1 =$			

1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

gevolgklasse	γ_{fs}		γ_{fs}		
CC1a/b - CC2a/b - CC3	1,00		1,00		SLS: Serviceability Limit State
	gunstig	ongunstig	ongunstig	gunstig	
CC2a	0,9	1,35	1,50	0	ULS(a): Ultimate Limit State (formule 6.10a)
CC2a	0,9	1,20	1,50	0	ULS(b): Ultimate Limit State (formule 6.10b)

1.5 Belastingen		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	p _d [kN/m ²]			
				combinatie- waarde vb tbv gelijktijdigheid in uiterste grenstoestand		frequent aanwezige vb tbv blijv. elast. vervorming, scheurvrijdte		quasi- blijvende vb tbv blijv. brand, kruip			
						ongunstig		stabiliteit / opdrijven			
						6.10a		6.10b			
						1,35 G + 1,50 * Q _{comb}		1,20 G + 1,50 * Q _{extr}			
						1,20 G + 50 * Q _{comb}		0,90 G			
1	platdak	H	0,70	0,56				0,9	1,7	0,8	0,8
2	hellend dak	H	1,40					1,9	1,7	1,7	1,3
3	verdiepingsvloer	B	1,18	3,00	0,50	0,50	0,30	3,8	5,9	3,7	1,1
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											
45											
46											
47											
48											



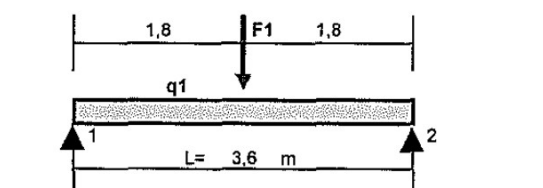
balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

71 mm x 171 mm - 610 mm
naaldhout C24

werk = opbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = dakbalklaag

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ψ volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsberekening) = 0 -
 $\psi_1 =$ (elastische doorbuiging) = 0 -
 $\psi_2 =$ (kruip) = 0 -
 $\psi_1 = 1 + (1 - 0) / 9 \ln(50 / 50) = 1,00$
overige invoergegevens:
liggerlengte (theoretische overspanning) $L = 3,6$ m
te dragen m² dak (h.o.h. balken) $a = 0,61$ m
opleglengte t.p.v. ondersteuning $b = 50$ mm
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm²

belastingen
eigen gewicht van de dakconstructie $G_{k,j} = 0,66$ kN/m²
personen $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
regen $0,10$ m * 10 kN/m³ = $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
sneeuw $1,00$ $0,80$ $0,70$ = $Q_{k1} = 0,56$ kN/m²
puntlast $F = 2$ kN



berekening eigen gewicht dakconstructie $G_{k,j}$ in kN/m²
beplanking t $d(m)$ γ
0,018 * 6,5 kN/m³ = 0,12
plafond 0,01 * 9,0 kN/m³ = 0,09
overige * kN/m³ = 0,00
balken $b(m)$ $h(m)$ γ / hoh(m)
0,071 0,171 5,0 / 0,61 = 0,10
n.t.b. / = 0,00

overige belastingen = 0,35
totaal $G_{k,j}$ 0,66
 $u_{eind} \leq 3600$ / 250 = 14,4 mm
 $u_{bij} \leq 3600$ / 333,3 = 10,8 mm

vervormingseisen en zeeg

toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333,3 * L
toegepaste zeeg = 0 mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

dakbalklaag

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte $b = 71$ mm
houthoogte $h = 171$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect $s = 0,12$ bij LVL

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor treksterkte; breedte $k_h = 1,16$ -
hoogtefactor buigsterkte; hoogte $k_h = 1,00$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,80$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$ -

M_{Ed}	2,67
u.c.	0,46

V_{Ed}	3,35
u.c.	0,15

u_{eind}	8,4	9,1
u.c.	0,58	0,63

u_{bij}	5,7	6,4
u.c.	0,53	0,60



materiaal- en profielgegevens

dakbalklaag

			$f_{k,d}$	c	k_p of k_{l1}	k_{mod}	$f_{k,rep}$	i	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	1	1,00	0,90	24	/	1,30	= 16,62 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	14,5	N/mm ²	1	1,00	1,16	0,90	14,5 /	1,30	= 11,66 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	1		0,90	2,5	/	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	1		0,90	4	/	1,30	= 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	1		0,90	11000	/	1,30	= 7615 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	690	N/mm ²	1		1,00	690	/	1,00	= 690 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	* $1/12$ bh ³	=	1	$1/12$	71	171^3		= 2958 10 ⁶ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	* $1/12$ hb ³	=	1	$1/12$	171	71^3		= 510 10 ⁶ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	* $1/6$ bh ²	=	1	$1/6$	71	171^2		= 346 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	* $1/6$ hb ²	=	1	$1/6$	171	71^2		= 144 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	*bh	=	1		71	171		= 121 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{}$	(	2958	/	121	) = 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{}$	(	510	/	121	) = 20,5 mm

berekening belastingen

dakbalklaag

q1	permanente belasting	$G_{k1} =$	0,610	*	0,66	=	0,40	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} =$	0,610	*	1,00	maatgevende belasting t.g.v.:	personen	= 0,61 kN/m'
F1	spreiding puntlast	$l =$	0,018	$^3 / 12 =$	5E-07	m ⁴ =	48,6 10 ⁶ mm ⁴	$EI =$ 5000 5E-07 10 ⁶ = 2430 kNm ²
	$k_f = > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_f =$	0,37	+	0,8	0,610	-	2430 / 50000 = 0,81 -
	opgelegde belasting	$F_k =$	0,81	*	2,00	=	1,62	kN

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

G_{k1}	(u_{on})	=	0,40	=	0,40	kN/m'
Q_{k1}	(u_{elas})	=	0,61	=	0,61	kN/m'
$k_{def} * (G_{k1} + \psi_{2,1} Q_{k1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(	0,40 + 0,00 0,61	) = 0,24 kN/m'
$F_k = k_f * F$	(u_{elas})	=		=	1,62	kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b (resp. ULS1 en ULS2)

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,40	+	1,35	0	0,61	=	0,49	kN/m'	
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,40	+	1,35	0,61		personen	=	1,26	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,40	=	0,49	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	1,62	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,40	=	0,43	kN/m'	$F_d =$	1,35	1,62		=	2,19	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,40	=	0,49	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	2,00	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,40	=	0,43	kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70	kN

$\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,35	0,00	0,61	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,00	kN
$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,35	0,61		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,82	kN

resultaten mechanica berekeningen

dakbalklaag

reacties

karacteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,40	3,600	=	0,72	kN
$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,61	3,600	=	1,10	kN
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,24	3,600	=	0,43	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,49	3,600	=	0,88	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,26	3,600	=	2,26	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,49	3,600	+	0,00	(3,600 - 0,171) / 3,600	=	0,88	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,43	3,600	+	2,70	(3,600 - 0,171) / 3,600	=	3,35	kN
									$R_{Ed} =$ 3,35 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,88	-	(0,5 0,050 + 0,171) *	0,00	=	0,88	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,26	-	(0,5 0,050 + 0,171) *	0,82	=	2,10	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,88	=	0,88	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	3,35	=	3,35	kN
					$V_{Ed} =$ 3,35 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,49	3,600 ²	=	0,79	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,26	3,600 ²	=	2,04	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d=$	0,125	0,49	3,600 ²	+	0,25	0	2,19	3,600	=	0,79	kNm
$\xi\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d=$	0,125	0,43	3,600 ²	+	0,25	2,19	3,600		=	2,67	kNm
											$M_{Ed,y}=\mathbf{2,67}$	kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,40	3600 ⁴ / (384 11000 2958 10 ⁴)	=	2,7	mm
$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	3600 ⁴ / (384 11000 2958 10 ⁴)	=	4,1	mm
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,24	3600 ⁴ / (384 11000 2958 10 ⁴)	=	1,6	mm
$F_k = k_r \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	3600 ³ / (48 11000 2958 10 ⁴)	=	4,8	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	0,6	*	(2,7 + 0 * 4,1 q-last)	=	1,6	mm
met puntlast	=	0,6	*	(2,7 + 0 * 4,8 F-last)	=	1,6	mm



toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 2,67 \text{ kNm} \quad W_y = 346 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 16,6 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm} \quad h = 171 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 2,67 \cdot 10^6 / 346 \cdot 10^3 = 7,7 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 7,7 / 16,6 = 0,46$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_t = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,77 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 3,35 \text{ kN} \quad h = 171 \text{ mm}$$

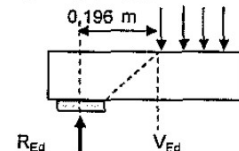
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 3,35 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_t + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 50 + 171) \cdot q_d = 0,196 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2 b h = \frac{3 \cdot 3,35 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 171} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,41 / 2,77 = 0,15$$



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag

combinatie

veld

$$u_{on} = G_{K1}$$

$$u_{elastisch} = Q_{K1} \quad \text{resp. } k_f \cdot F$$

$$u_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{K1} + \psi_2 Q_{K1})$$

$$u_{zeeg} = \text{volgens opgave}$$

$$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} + u_{zeeg}$$

$$u_{eind, toe} \leq 3600 / 250 = 14,40 \text{ mm}$$

$$u.C. = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$$

$$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$$

$$u_{bij, toe} \leq 3600 / 333,3 = 10,80 \text{ mm}$$

$$u.C. = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$$

opmerking

$$= \begin{matrix} eg + q & eg + F \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} u_{1,2} & u_{1,2} \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 2,69 & 2,69 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 4,10 & 4,84 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 1,61 & 1,61 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,00 & 0,00 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 8,41 & 9,14 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 14,40 & 14,40 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,58 & 0,63 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 5,71 & 6,45 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 10,80 & 10,80 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,53 & 0,60 \end{matrix}$$



berekening gording op 2 steunpunten

71 x 171
naaldhout C24

werk = opbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = gordingen

nom Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse CC = CC2 formule 6.10a $\gamma_{a1} = 1,35$ -
correctiefactor voor formule 6.10b $\xi = 0,89$ (niet maatgevend) $\gamma_{a1} = 1,50$ -
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage $\gamma_{a1} = 1,50$ -
gebouwcategorie H: daken formule 6.10b $\xi \gamma_{a1} = 1,20$ -
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$ -
(kruip) $\psi_2 = 0$ -
reductiefactor vloerbelasting $\psi_1 = 1,00$ -
dakvorm zadeldak
dakhelling $\alpha = 60$ graden

permanente- en toevallige veranderlijke belasting

eigen gewicht dakvlak $G_{kf} = 0,7$ kN/m²
extra veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $Q_{kf} = 0$ kN/m²

wind- en sneeuwbelasting

windgebied = III -
soort terrein onbebouwd II -
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 8$ m
gebouwbreedte loodrecht op wind $br = 10$ m
totale gebouwhoogte $ho = 6$ m
totale gebouwdiepte in windrichting $d = 10$ m
vormfactor onderdruk $C_{pe} = 0,30$ * 1 = 0,30 -
vormfactor overdruk $C_{pi} = -0,20$ * 1 = -0,20 -
kan de sneeuw onbelemmerd afglijden : ja

belasting door puntlast

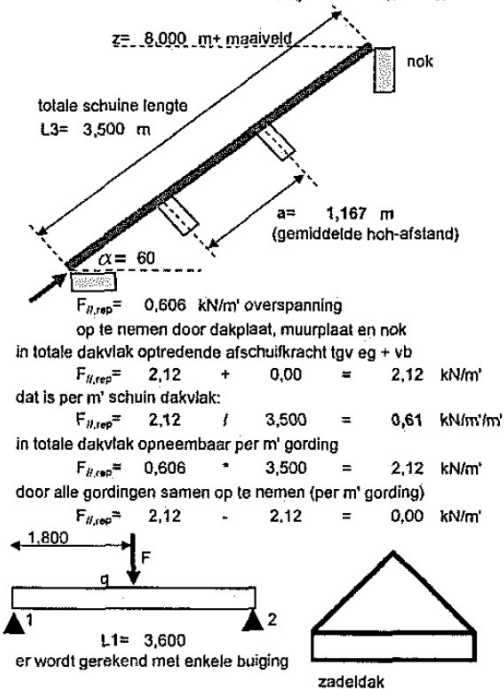
puntlast $F = 2$ kN
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{a,mean,k} = 5000$ N/mm²
toelaatbare doorbuiging 1: 250 * L_{schuin}
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L_{schuin}
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 * L_{schuin}

gegevens gording

overspanning in veld 1 $L1 = 3,6$ m
totale schuine lengte dakvlak $L3 = 3,5$ m
aantal gordingen $n = 2$ st
wijze van ondersteuning gording in zwakke richting (z):
gedeeltelijk gesteund, gedeeltelijke dubbele buiging
op te nemen langskracht per m' dak $F_{//,rep} = 0,61$ kN/m'/m'
effectieve breedte dakbeschot $beff = 1,00$ m

unity-checks

UGT buiging 0,14 0,14 0,43 0,37 0,14 0,22



bij windzuiging ontstaat er -1,43 kN trek per oplegging I

BGT u_{wind} 0,62 u_{bz} 0,43

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte $b = 71$ mm
houthoogte $h = 171$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse veranderlijke belasting kort
factor voor volume-effect $s = 0,1$ bij LVL

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor buigsterkte/hoogte $k_b = 1,00$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,80$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$ -

q-belastingen per m² grondvlak (personen, sneeuw) of dakvlak (wind)

eigen gewicht dakconstructie $p_{rep} = G_{kf} / \cos \alpha = 0,7 / 0,50 = 1,40$ kN/m²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha < 20$ = 0,00 kN/m²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = \mu_1 \cdot C_s \cdot C_t \cdot s_k \cdot f = 0,00$ kN/m²
winddruk+onderdruk $p_{rep} = w_s + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$ = 0,58 kN/m²
winddruk+onderdruk in grondvlak $p_{rep} = (w_s + w_i) / \cos^2 \alpha = 0,58 / 0,250 = 2,33$ kN/m²
windzuiging + overdruk $p_{rep} = w_s + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$ = -0,86 kN/m²
veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $\psi_1 Q_k = 1,00$ kN/m²



F-last

puntlast (spreiding)	$l = 0,018^3 / 12 = 5E-07 \text{ m}^4 = 48,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	$EI = 49 \cdot 5E-07 \cdot 10^6 = 2430 \text{ kNm}^2$
$k_r = > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r = 0,37 + 0,8 \cdot 1,167 = 1,167$	$50000 = 1,000$
opgelegde belasting	$F_k = 1,000 \cdot 2,00$	$= 2,00 \text{ kN}$

q-belastingen per m² dakvlak en evenwijdig aan het dakvlak

de gemiddelde hart op hart-afstand van de gordingen waarmee wordt gerekend is a =	3,500	/	3	=	1,167	m
belasting	loodrecht dakvlak = $p \cdot \cos^2 \alpha$	evenwijdig dakvlak = $\frac{1}{2} p \cdot \sin 2\alpha$	loodrecht per gording (y-richting)			
eigen gewicht	1,40 0,250 = 0,35 kN/m ²	0,70 0,866 = 0,61 kN/m ²	1,167 0,35 = 0,41 kN/m			
personen	0,00 0,250 = 0,00 kN/m ²	0,00 0,866 = 0,00 kN/m ²	1,167 0,00 = 0,00 kN/m			
sneeuw	0,00 0,250 = 0,00 kN/m ²	0,00 0,866 = 0,00 kN/m ²	1,167 0,00 = 0,00 kN/m			
wind	2,33 0,250 = 0,58 kN/m ²	0,00 0,866 = 0,00 kN/m ²	1,167 0,58 = 0,68 kN/m			
vlakbelasting	0,00 0,250 = 0,00 kN/m ²	0,00 0,866 = 0,00 kN/m ²	1,167 0,00 = 0,00 kN/m			
windzuiging			1,167 -0,66 = -0,78 kN/m			

F-last loodrecht op- en evenwijdig aan het dakvlak

	loodrecht dakvlak = $F \cos \alpha$	evenwijdig dakvlak = $F \sin \alpha$	loodrecht per gording (y-richting)			
puntlast	2,00 0,500 = 1,00 kN	2,00 0,000 = 0,00 kN				

afschuifkrachten

maximale reductie afschuifkracht op de veranderlijke belasting = $F_{B1} - F_{B1,rep} = 0,61 - 0,61 = 0,00 \text{ kN/m}$

belasting	evenwijdig	af door dakplaat	rest	evenwijdig dakvlak = $\frac{1}{2} p \cdot \sin 2\alpha \cdot L3$	evenwijdig per gording (z-richting)			
eigen gewicht	0,61	-	0,61	= 0,00	0,61 3,500 = 2,12 kN	1,167 0,00 = 0,00 kN/m		
personen	0,00	-	0,00	= 0,00	0,00 3,500 = 0,00 kN	1,167 0,00 = 0,00 kN/m		
sneeuw	0,00	-	0,00	= 0,00	0,00 3,500 = 0,00 kN	1,167 0,00 = 0,00 kN/m		
wind	0,00	-	0,00	= 0,00	0,00 3,500 = 0,00 kN	1,167 0,00 = 0,00 kN/m		
vlakbelasting	0,00	-	0,00	= 0,00	0,00 3,500 = 0,00 kN	1,167 0,00 = 0,00 kN/m		

materiaal- en profielgegevens

	algemene formule : $f_{k,d} =$	c	k_h	k_{mod}	$f_{k,rep}$	/	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24 / 1,30 = 16,62 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21 / 1,30 = 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,5 / 1,30 = 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	4 / 1,30 = 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11000 / 1,00 = 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,ud,d}$	1		0,90	11000 / 1,30 = 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} b h^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	71	171 ³ = 2958 10^6 mm^4
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} h b^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	171	71 ³ = 510 10^6 mm^4
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} b h^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	71	171 ² = 346 10^3 mm^3
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} h b^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	171	71 ² = 144 10^3 mm^3
oppervlak	$A =$	1	$\cdot b h$	=	1		71	171 = 121 10^2 mm^2
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{}$	(	2958	/ 121) = 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{}$	(	510	/ 121) = 20,5 mm

resultaten mechanica berekening

	eigen gewicht	personen	sneeuw	wind	wind	puntlast	vlaklast		
	y	z	y	z	y	z	y	z	
q of F	0,41	0,00	0,00	0,00	0,68	-0,78	1,00	0,00	0,00 0,00
M _{1,2}	0,66	0,00	0,00	0,00	1,10	-1,26	0,90	0,00	0,00 0,00
u _{1,2}	2,74	0,00	0,00	0,00	4,56	-5,21	2,99	0,00	0,00 0,00

toetsing uiterste grenstoestand

	eigen gewicht (6,10.a)	personen	sneeuw	wind	wind	puntlast	vlaklast		
	y	z	y	z	y	z	y	z	
q of F	0,55	0,00	0,49	0,00	0,49	0,00	1,51	-0,80	1,99 0,00
M _{1,2}	0,89	0,00	0,79	0,00	0,79	0,00	2,44	-1,29	2,14 0,00
rekenwaarde opwaartse reactie bij 0,9*eg + γ_q *windzuiging = 0,5	-0,80	3,600	=	-1,43	kN per oplegging				trek bij oplegging!
art. 6.1.6 dubbele buiging	voorbeeldberekening controle veldmoment M _{1,2} tgv eigen gewicht + sneeuw								
moment in y-richting	M _{Ed,y} = 0,79	kNm	W _y = 346	cm ³	$f_{m,y,d}$ = 16,6	N/mm ²	b = 71	mm	
moment in z-richting	M _{Ed,z} = 0,00	kNm	W _z = 144	cm ³	$f_{m,z,d}$ = 16,6	N/mm ²	h = 171	mm	
soort doorsnede	rechthoekig								
	$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y$	/	W _y = 0,79	10 ⁶	/	346	10 ³	=	2,3 N/mm ²
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Ed,z} / W_z$	/	W _z = 0,00	10 ⁶	/	144	10 ³	=	0,0 N/mm ²



6,11	unity-check	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2,3}{16,6} + 0,7 \frac{0,0}{16,6} = 0,14$
6,12	unity-check	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{2,3}{16,6} + \frac{0,0}{16,6} = 0,10$

in tabelvorm alle combinaties UGT		$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,z,d}$	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$	$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$	unity check		maximum
eg + momentaan(6.10a)	$M_{1,2}$	0,89	0,00	2,58	0,00	0,16	0,00	0,16	0,11	0,16
eg + personen	$M_{1,2}$	0,79	0,00	2,30	0,00	0,14	0,00	0,14	0,10	0,14
eg + sneeuw	$M_{1,2}$	0,79	0,00	2,30	0,00	0,14	0,00	0,14	0,10	0,14
eg + winddruk	$M_{1,2}$	2,44	0,00	7,06	0,00	0,43	0,00	0,43	0,30	0,43
eg + puntlast	$M_{1,2}$	2,14	0,00	6,20	0,00	0,37	0,00	0,37	0,26	0,37
eg + vlaklast	$M_{1,2}$	0,79	0,00	2,30	0,00	0,14	0,00	0,14	0,10	0,14
0,9 * eg + windzuiging	$M_{1,2}$	1,29	0,00	3,73	0,00	0,22	0,00	0,22	0,16	0,22

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand gordingen

veld 1	$u_{kruip,y} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	=	0,60	(	2,74	+	0,00	4,56	)	=	1,65	mm
	$u_{kruip,z} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	=	0,60	(	0,00	+	0,00	0,00	)	=	0,00	mm

doorbuigingen	u_{on}	t.g.v.	G_{k1}	u_{kruip}	t.g.v.	$k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1} + \psi_2 Q_{k2})$						
	$u_{elastisch}$	t.g.v.	$\psi_1 * Q_{k1} + \psi_2 Q_{k1}$	u_{end}	t.g.v.	$u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	u_{bij}	t.g.v.	$u_{kruip} + u_{elastisch}$			

toelaatbare doorbuigingen	$u_{ind,toe}$	voor	$u_{1,2}$	$\leq$	3600	/	250	=	14,4	mm
	$u_{bij,toe}$	voor	$u_{1,2}$	$\leq$	3600	/	250	=	14,4	mm

veld	$u_{1,2}$	u_{on}		$u_{elastisch}$		u_{kruip}		u_{end}		u_{bij}		totaal		u.c.
		y	z	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z	
eg + personen	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	1,65	0,00	4,39	0,00	4,39	0,30	1,65	0,00	0,11
eg + sneeuw	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	1,65	0,00	4,39	0,00	4,39	0,30	1,65	0,00	0,11
eg + winddruk	2,74	0,00	4,56	0,00	0,00	1,65	0,00	8,95	0,00	8,95	0,62	6,21	0,00	0,43
eg + F-last	2,74	0,00	2,99	0,00	0,00	1,65	0,00	7,38	0,00	7,38	0,51	4,63	0,00	0,32
eg + vlaklast	2,74	0,00	0,00	0,00	0,00	1,65	0,00	4,39	0,00	4,39	0,30	1,65	0,00	0,11
eg + windzuiging	2,74	0,00	-5,21	0,00	0,00	1,65	0,00	-0,82	0,00	0,82	0,06	-5,21	0,00	0,36

afschuifbelasting door de dakplaten bij (gedeeltelijke) dubbele buiging

spanningen in dakbeschoot	effectieve breedte dakbeschoot l.b.v. opname afschuifkracht	=	1000	mm
	weerstandsmoment dakplaat	$1/8 \quad 18 \quad 1000^2$	=	3000 10^3 mm^3

afschuifbelasting per m' permanent	$F_{H,G,rep}$	=	0,61	kN/m'	UGT	1,20	0,61	=	0,73	kN/m'
afschuifbelasting per m' veranderlijk	$F_{H,Q,rep}$	=	0,00			1,50	0,00	=	0,00	
	$F_{H,totaal,rep}$	=	0,61	kN/m'	$F_{H,totaal,d}$			=	0,73	kN/m'

afschuifbelasting totale dak	$F_{H,totaal,d}$	=	3,500	0,73	=	2,55	kN / m'			
afschuifbelasting per dakbeschootbreedte	$F_{H,totaal,d}$	=	1,000	0,73	=	0,73	kN / m' per dakbeschootbreedte			
moment in dakbeschoot in L1	$L1=$	3,60	m	$Md=$	1/8	0,73	$3,60^2$	=	1,18	kNm
buigspanning in overspanning L1	$\sigma=$	1,18	10^6	/	3000	10^3 mm^3		=	0,39	N/mm ²

afschuifbelasting op gehele dakvlak op te nemen door starre steunen

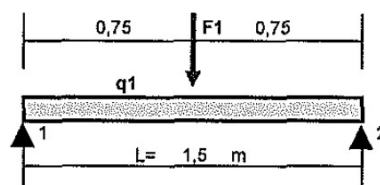
representatieve waarden steun in veld L1				uiterste grenstoestand steun in veld L1, maximum kracht F_{steun}				=	0,00	kN
eigen gewicht	3	0,00	=	0,00						
personen	3	0,00	=	0,00	e.g. + personen	1,20	0,00	+	1,50	0,00 = 0,00 kN
sneeuw	3	0,00	=	0,00	e.g. + sneeuw	1,20	0,00	+	1,50	0,00 = 0,00 kN
vlaklast	3	0,00	=	0,00	e.g. + vlaklast	1,20	0,00	+	1,50	0,00 = 0,00 kN
opmerking										

balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

38 mm x 120 mm - 610 mm
naaldhout C18

werk = dakopbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = dakbalklaag dakkapellen

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsberekening) = 0 -
 $\psi_1 =$ (elastische doorbuiging) = 0 -
 $\psi_2 =$ (kruip) = 0 -
 $\psi_t = 1 + (1 - 0) / 9 \cdot \ln(50 / 50) = 1,00$
overige invoergegevens:
liggerlengte (theoretische overspanning) L = 1,5 m
te dragen m' dak (h.o.h. balken) a = 0,61 m
oplegglengte t.p.v. ondersteuning $b_f = 50$ mm
dikte beplanking t = 18 mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm²
belastingen
eigen gewicht van de dakconstructie $G_{k,j} = 0,39$ kN/m²
personen $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
regen 0,10 m * 10 kN/m³ = $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
sneeuw 1,00 0,80 0,70 = $Q_{k1} = 0,56$ kN/m²
puntlast F = 2 kN



berekening eigen gewicht dakconstructie $G_{k,j}$ in kN/m ²				
	d(m)	γ		
beplanking t	0,018	*	6,5	kN/m ³ = 0,12
plafond	0,01	*	9,0	kN/m ³ = 0,09
overige		*		kN/m ³ = 0,00
	b(m)	h(m)	γ	hoh(m)
balken	0,038	0,12	5,0	0,61 = 0,04
n.t.b.				= 0,00

overige belastingen				
				totaal $G_{k,j}$
				= 0,15
				0,39
$u_{eind} <=$	1500	/	250	= 6,0 mm
$u_{bij} <=$	1500	/	333,3	= 4,5 mm

vervormingseisen en zeeg

toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333,3 * L
toegepaste zeeg = 0 mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

dakbalklaag dakkapellen

sterkteklasse = naaldhout C18
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte b = 38 mm
houthoogte h = 120 mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect s = 0,12 bij LVL
materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor treksterkte; breedte $k_h = 1,30$ -
hoogtefactor buigsterkte; hoogte $k_h = 1,05$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,80$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$ -

M_{Ed}	0,89
u.c.	0,75

V_{Ed}	2,68
u.c.	0,37

u_{eind}	1,3	2,8
u.c.	0,22	0,47

u_{bij}	1,0	2,5
u.c.	0,22	0,56

materiaal- en profielgegevens

dakbalklaag dakkapellen

			$f_{x,d}$	c	k_h of k_i	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M	kort	
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,05	0,90	18	/	1,30	= 13,03 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,30	0,90	10 /	1,30	= 9,00 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_x	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	6000	/	1,00	= 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	I_y	1	* $1/12 bh^3$	=	1	$1/12$	38	120 ³	=	547	10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	I_z	1	* $1/12 hb^3$	=	1	$1/12$	120	38 ³	=	55	10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	W_y	1	* $1/6 bh^2$	=	1	$1/6$	38	120 ²	=	91	10 ³ mm ³
weerstandsmoment	W_z	1	* $1/6 hb^2$	=	1	$1/6$	120	38 ²	=	29	10 ³ mm ³
oppervlak	A	1	*bh	=	1		38	120	=	46	10 ³ mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$	=	$\sqrt{}$	=	$\sqrt{}$		547	/	46	) =	34,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$	=	$\sqrt{}$	=	$\sqrt{}$		55	/	46	) =	11,0 mm

berekening belastingen

dakbalklaag dakkapellen

q1	permanente belasting	$G_{k,j}$	= 0,610	*	0,39					=	0,24	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k,1}$	= 0,610	*	1,00	maatgevende belasting t.g.v.:	personen			=	0,61	kN/m'
F1	spreiding puntlast	l	= 0,018 ³ / 12 =	5E-07	m ⁴	= 48,6 10 ⁴ mm ⁴	El=	5000	5E-07	10 ⁶ =	2430	kNm ²
	k_f = >0,33 en <= 1,0	k_f	= 0,37	+	0,8	0,610	-	2430	/	50000	=	0,81 -
	opgelegde belasting	F_k	= 0,81	*	2,00					=	1,62	kN

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

$G_{k,j}$	(u_{on})	=	0,24							= 0,24 kN/m'
$Q_{k,1}$	(u_{elas})	=	0,61							= 0,61 kN/m'
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	(u_{kswlp})	=	0,60	(	0,24	+	0,00	0,61	)	= 0,14 kN/m'
$F_k = k_f * F$	(u_{elas})	=								= 1,62 kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b (resp. ULS1 en ULS2)

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting										
$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	q_d	= 1,22	0,24	+	1,35	0	0,61			= 0,29 kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	q_d	= 1,08	0,24	+	1,35	0,61		personen		= 1,08 kN/m'
eigen gewicht + puntlast in het midden										
$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	q_d	= 1,22	0,24	=	0,29 kN/m'	F_d	= 1,35	0,00	1,62	= 0,00 kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	q_d	= 1,08	0,24	=	0,26 kN/m'	F_d	= 1,35	1,62		= 2,19 kN
eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging										
$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	q_d	= 1,22	0,24	=	0,29 kN/m'	F_d	= 1,35	0,00	2,00	= 0,00 kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	q_d	= 1,08	0,24	=	0,26 kN/m'	F_d	= 1,35	2,00		= 2,70 kN
$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	q_d	= 1,35	0,00	0,61	t.b.v. berekening reductie dwarskracht					= 0,00 kN
$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	q_d	= 1,35	0,61		t.b.v. berekening reductie dwarskracht					= 0,82 kN



resultaten mechanica berekeningen

dakbalklaag dakkapellen

reacties

karakteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,24	1,500	=	0,18	kN
$\psi_1 \cdot Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,61	1,500	=	0,46	kN
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 \cdot Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,14	1,500	=	0,11	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,29	1,500	=	0,22	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,08	1,500	=	0,81	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,29	1,500	+	0,00	(1,500 - 0,12) / 1,500	=	0,22	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,26	1,500	+	2,70	(1,500 - 0,12) / 1,500	=	2,68	kN
									$R_{Ed} =$ 2,68 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,22	-	(0,5 0,050 + 0,12) * 0,00	=	0,22	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	0,81	-	(0,5 0,050 + 0,12) * 0,82	=	0,69	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,22	=	0,22	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,68	=	2,68	kN
					$V_{Ed} =$ 2,68 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,29	1,500 ²	=	0,08	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,08	1,500 ²	=	0,30	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,29	1,500 ²	+	0,25	0	2,19	1,500	=	0,08	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,26	1,500 ²	+	0,25	2,19	1,500	=	0,89	kNm	
											$M_{Ed,y} =$	0,89 kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,24	1500 ⁴	/	(384 9000 547 10 ⁴)	=	0,3	mm
$\psi_1 \cdot Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	1500 ⁴	/	(384 9000 547 10 ⁴)	=	0,8	mm
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 \cdot Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,14	1500 ⁴	/	(384 9000 547 10 ⁴)	=	0,2	mm
$F_k = k_r \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	1500 ³	/	(48 9000 547 10 ⁴)	=	2,3	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	0,6	*	(0,3 + 0 * 0,8 q-last)	=	0,2	mm
met puntlast	=	0,6	*	(0,3 + 0 * 2,3 F-last)	=	0,2	mm



toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag dakkapellen

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 0,89 \text{ kNm} \quad W_y = 91 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 13,0 \text{ N/mm}^2 \quad b = 38 \text{ mm} \\ h = 120 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 0,89 \cdot 10^6 / 91 \cdot 10^3 = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 9,8 / 13,0 = \boxed{0,75}$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_r = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2 \quad b = 38 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 2,68 \text{ kN} \quad h = 120 \text{ mm}$$

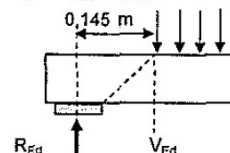
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,68 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 50 + 120) \cdot 0,145 = 0,145 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2 b h = \frac{3 \cdot 2,68 \cdot 1000}{2 \cdot 38 \cdot 120} = 0,88 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,88 / 2,35 = \boxed{0,37}$$



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag dakkapellen

combinatie

veld

$$u_{on} = G_{K1}$$

$$u_{elastisch} = Q_{K1} \quad \text{resp. } k_r \cdot F$$

$$u_{kruip} = k_{def} (G_{K1} + \psi_2 Q_{K1})$$

$$u_{zeeg} = \text{volgens opgave}$$

$$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$$

$$u_{eind,toe} \leq 1500 / 250 = 6,00 \text{ mm}$$

$$U.C. = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$$

$$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$$

$$u_{bij,toe} \leq 1500 / 333,3 = 4,50 \text{ mm}$$

$$U.C. = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$$

$$= \begin{matrix} eg + q & eg + F \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} u_{1,2} & u_{1,2} \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,32 & 0,32 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,82 & 2,31 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,19 & 0,19 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,00 & 0,00 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 1,33 & 2,83 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 6,00 & 6,00 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,22 & 0,47 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 1,01 & 2,50 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 4,50 & 4,50 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,22 & 0,56 \end{matrix}$$

opmerking



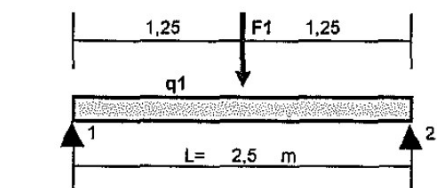
balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

59 mm x 156 mm - 610 mm
naaldhout C24

werk = dakopbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = dakbalklaag aansluiting bestaand

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerpduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ψ volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsrekening) = 0
 $\psi_1 =$ (elastische doorbuiging) = 0
 $\psi_2 =$ (kruip) = 0
 $\psi_t = 1 + (1 - 0) / 9 \ln(50 / 50) = 1,00$
overige invoergegevens:
liggerlengte (theoretische overspanning) L = 2,5 m
te dragen m' dak (h.o.h. balken) a = 0,61 m
opleglengte t.p.v. ondersteuning b_t = 50 mm
dikte beplanking t = 18 mm
elasticiteitsmodulus beplanking E_{0,mean,k} = 5000 N/mm²

belastingen
eigen gewicht van de dakconstructie G_{k,j} = 0,43 kN/m²
personen Q_{k,1} = 1,00 kN/m²
regen 0,10 m * 10 kN/m³ = Q_{k,1} = 1,00 kN/m²
sneeuw 1,00 0,80 0,70 = Q_{k,1} = 0,56 kN/m²
puntlast F = 2 kN



berekening eigen gewicht dakconstructie G_{k,j} in kN/m²
beplanking t d(m) γ = 0,018 * 6,5 kN/m³ = 0,12
plafond 0,01 * 9,0 kN/m³ = 0,09
overige * kN/m³ = 0,00
balken b(m) h(m) γ / hoh(m) = 0,059 0,156 5,0 / 0,61 = 0,08
n.t.b. / = 0,00

overige belastingen = 0,15
totaal G_{k,j} = 0,43
U_{elnd} <= 2500 / 250 = 10,0 mm
U_{bij} <= 2500 / 333,3 = 7,5 mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

dakbalklaag aansluiting bestaand

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte b = 59 mm
houthoogte h = 156 mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect s = 0,12 bij LVL
materiaalfactor sterkte γ_M = 1,30
hoogtefactor treksterkte/breedte k_h = 1,21
hoogtefactor buigsterkte/hoogte k_h = 1,00
modificatiefactor sterkte k_{mod} = 0,90 kort
modificatiefactor treksterkte k_{mod} = 0,80 kort
modificatiefactor vervorming k_{del} = 0,60

M _{Ed}	1,59
u.c.	0,40

V _{Ed}	2,89
u.c.	0,17

U _{elnd}	2,6	3,6
u.c.	0,26	0,36

U _{bij}	1,9	3,0
u.c.	0,25	0,39



materiaal- en profielgegevens

dakbalklaag aansluiting bestaand

		$f_{t,d}$	C	$k_{h, \text{ of } k_l}$	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$ 24	N/mm ²	1	1,00	0,90	24	/	1,30	= 16,62 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$ 14,5	N/mm ²	1	1,00	1,21	0,90	14,5 /	1,30	= 12,10 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$ 0,4	N/mm ²	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$ 21	N/mm ²	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$ 2,5	N/mm ²	1		0,90	2,5	/	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$ 4	N/mm ²	1		0,90	4	/	1,30	= 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$ 11000	N/mm ²	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k 350	kg/m ³	1		0,90	11000	/	1,30	= 7615 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k 690	N/mm ²	1		1,00	690	/	1,00	= 690 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$ 370	N/mm ²	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$ 370	N/mm ²	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$ 7400	N/mm ²	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	59	156 ³		= 1867 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	156	59 ³		= 267 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	59	156 ²		= 239 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	156	59 ²		= 91 10 ³ mm ³
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$		=	1		59	156		= 92 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$		=	$\sqrt{\quad}$	(	1867	/ 92	)	= 45,0 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$		=	$\sqrt{\quad}$	(	267	/ 92	)	= 17,0 mm

berekening belastingen

dakbalklaag aansluiting bestaand

q1	permanente belasting	$G_{k1} = 0,610$	*	0,43		=	0,26 kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} = 0,610$	*	1,00	maatgevende belasting t.g.v.: personen	=	0,61 kN/m'
F1	spreading puntlast	$l = 0,018^3 / 12 = 5E-07$	m ²	=	48,6 10 ⁴ mm ⁴	$EI = 5000 \cdot 5E-07 \cdot 10^6 =$	2430 kNm ²
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r = 0,37$	+	0,8	0,610	-	2430 / 50000
	opgelegde belasting	$F_k = 0,81$	*	2,00		=	1,62 kN

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

G_{k1}	(U_{on})	=	0,26		=	0,26 kN/m'
Q_{k1}	(U_{elas})	=	0,61		=	0,61 kN/m'
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	(U_{kruip})	=	0,60 (0,26 + 0,00 0,61)		=	0,16 kN/m'
$F_k = k_r \cdot F$	(U_{elas})	=			=	1,62 kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b (resp. ULS1 en ULS2)

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,26	+	1,35	0	0,61		=	0,32 kN/m'
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,26	+	1,35	0,61		personen	=	1,11 kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,26	=	0,32 kN/m'	$F_d = 1,35$	0,00	1,62	=	0,00 kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,26	=	0,29 kN/m'	$F_d = 1,35$	1,62		=	2,19 kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,26	=	0,32 kN/m'	$F_d = 1,35$	0,00	2,00	=	0,00 kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,26	=	0,29 kN/m'	$F_d = 1,35$	2,00		=	2,70 kN

$\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$	$q_d = 1,35$	0,00	0,61	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,00 kN
$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$q_d = 1,35$	0,61		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,82 kN

resultaten mechanica berekeningen

dakbalklaag aansluiting bestaand

reacties

karacteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,26	2,500	=	0,33	kN
$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,61	2,500	=	0,76	kN
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,16	2,500	=	0,20	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,32	2,500	=	0,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,11	2,500	=	1,39	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,32	2,500	+	0,00	(2,500 - 0,156) / 2,500	=	0,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,29	2,500	+	2,70	(2,500 - 0,156) / 2,500	=	2,89	kN
									$R_{Ed} =$ 2,89 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_c + h) \cdot q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,40	-	(0,5 0,050 + 0,156) * 0,00	=	0,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,39	-	(0,5 0,050 + 0,156) * 0,82	=	1,24	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,40	=	0,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,89	=	2,89	kN
					$V_{Ed} =$ 2,89 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,32	2,500 ²	=	0,25	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,11	2,500 ²	=	0,87	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,32	2,500 ²	+	0,25	0	2,19	2,500	=	0,25	kNm
$\xi \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,29	2,500 ²	+	0,25	2,19	2,500		=	1,59	kNm
											$M_{Ed,y} =$	1,59 kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,26	2500 ⁴ / (384 11000 1867 10 ⁴)	=	0,7	mm
$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	2500 ⁴ / (384 11000 1867 10 ⁴)	=	1,5	mm
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,16	2500 ⁴ / (384 11000 1867 10 ⁴)	=	0,4	mm
$F_k = k_r \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	2500 ³ / (48 11000 1867 10 ⁴)	=	2,6	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	0,6	* (0,7 + 0 * 1,5 q-last)	=	0,4	mm
met puntlast	=	0,6	* (0,7 + 0 * 2,6 F-last)	=	0,4	mm



toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag aansluiting bestaand

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 1,59 \text{ kNm} \quad W_{y,} = 239 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 16,6 \text{ N/mm}^2 \quad b = 59 \text{ mm} \\ h = 156 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 1,59 \cdot 10^6 / 239 \cdot 10^3 = 6,6 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 6,6 / 16,6 = 0,40$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_r = 50 \text{ mm}$$

$$f_{v,d} = 2,77 \text{ N/mm}^2 \quad b = 59 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 2,89 \text{ kN}$$

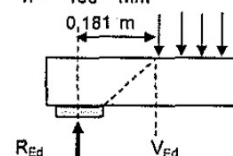
$$h = 156 \text{ mm}$$

gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,89 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,156) \cdot q_d = 0,181 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2 b h = \frac{3 \cdot 2,89 \cdot 1000}{2 \cdot 59 \cdot 156} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$



$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,47 / 2,77 = 0,17$$

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag aansluiting bestaand

combinatie

veld

$$U_{on} = G_{k,j}$$

$$U_{elastisch} = Q_{k,1} \quad \text{resp. } k_r \cdot F$$

$$U_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{k,j} + 1/2 Q_{k,1})$$

$$U_{zeeg} = \text{volgens opgave}$$

$$U_{eind} = U_{on} + U_{kruip} + U_{elastisch} - U_{zeeg}$$

$$U_{eind,toe} \leq 2500 / 250 = 10,00 \text{ mm}$$

$$U.C. = U_{eind} / U_{toelaatbaar}$$

$$U_{bij} = U_{kruip} + U_{elastisch}$$

$$U_{bij,toe} \leq 2500 / 333,3 = 7,50 \text{ mm}$$

$$U.C. = U_{bij} / U_{toelaatbaar}$$

$$= \begin{matrix} eg + q & eg + F \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} u_{1,2} & u_{1,2} \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,65 & 0,65 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 1,51 & 2,57 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,39 & 0,39 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,00 & 0,00 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 2,56 & 3,61 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 10,00 & 10,00 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,26 & 0,36 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 1,90 & 2,96 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 7,50 & 7,50 \end{matrix}$$

$$= \begin{matrix} 0,25 & 0,39 \end{matrix}$$

opmerking

lessenaardak met q-last en schuine rol , houten spant :

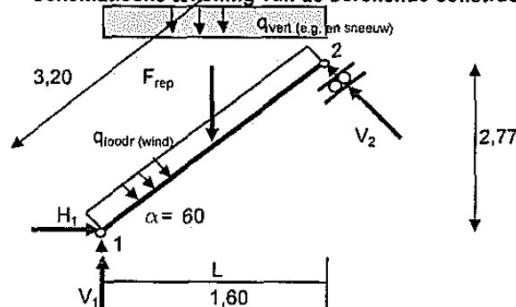
59 x 156
naaldhout C24

werk = dakopbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = sporen

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse = CC2 belastingfactoren
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ formule 6.10.a $\gamma_{G,j} = 1,35$ -
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage (niet maatgevend) $\gamma_{Q,1} = 1,50$ -
gebouwcategorie H: daken $\gamma_{Q,i} = 1,50$ -
(gewichts berekening) $\psi_0 = 0$ - formule 6.10.b $\xi \gamma_{G,j} = 1,20$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$ - (maatgevend) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ -
(kruip) $\psi_2 = 0$ - $\gamma_{Q,i} = 1,50$ -
 $\gamma_{G,j} = 0,90$ (gunstig)

dakvorm zadeldak
dakhelling $\alpha = 60$ graden
kan de sneeuw onbelemmerd afglijden : ja -
eigen gewicht $G_{k,j} = 0,7$ kN/m²
windbelasting = III -
windgebied onbebouwd II -
soort terrein
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m
totale gebouwbreedte; loodrecht op wind $br = 9,25$ m
totale gebouwhoogte $ho = 7,5$ m
totale gebouwdiepte; in windrichting $d = 7,5$ m
puntlast
grootte van de puntlast $F = 2$ kN
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm²
specifieke spantvorm-afhankelijke invoer
overspanning $L = 1,6$ m
te dragen m² dakvlak (h.o.h) $c = 0,6$ m

formule 6.10.a en b
schematische tekening van de berekende constructie



$L_{schuin} = 1,600 / \cos \alpha = 3,200$ m
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L_{schuin}
 $u_{eind} < 3200 / 250 = 12,8$ mm
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 * L_{schuin}
 $u_{bij} < 3200 / 250 = 12,8$ mm

balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde

ongesteunde staaf lengte in z-richting $l_z = 3916$ mm

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
soort doorsnede = rechthoekig
houtbreedte $b = 59$ mm
houthoogte $h = 156$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect $s = 0,12$ bij LVL
 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule 6.32

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor treksterkte; breedte $k_h = 1,21$ -
hoogtefactor buigsterkte; hoogte $k_h = 1,00$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,80$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$ -

unity-checks	uiterste grenstoestand	6.2.4	0,32	6.3.3	0,44	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{eind}	0,37	u_{bij}	0,26
--------------	------------------------	-------	------	-------	------	-----------------------------	------------	------	-----------	------

berekening karakteristieke belastingen in kN/m²

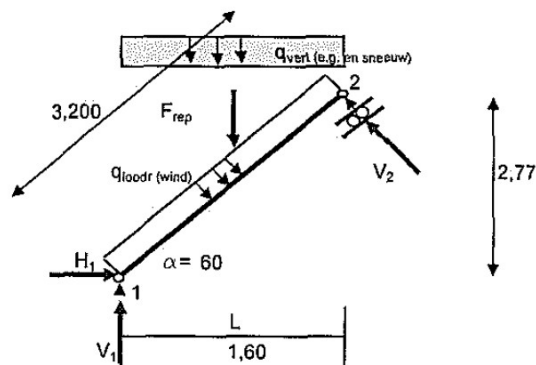
windbelasting loodrecht op dakvlak $w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) * q_{p(z)}$ = (0,70 + 0,30) 0,63 = 0,63 kN/m²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = \mu_{ti} * C_e * C_t * s_k * f$ = 0,00 1,00 1,00 0,70 1,00 = 0,00 kN/m²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha < 20$ = (4,00 - 0,20 20,0) = 0,00 kN/m²
puntlast (spreiding) $l = 0,018^3 / 12 = 5E-07$ m⁴ = 48,6 10⁴ mm⁴ $EI = 49$ 5E-07 10⁶ = 2430 kNm²
 $k_r = > 0,33$ en $\leq 1,0$ $k_r = 0,37$ + 0,8 0,600 - 2430 / 50000 = 0,801 -
opgelegde belasting $F_k = 0,801 * 2,00$ = 1,60 kN

algemene formule	sterkte	materiaal	grootte	$f_{x,d}$	c	k_h	k_{mod}	$f_{x,rep}$	I	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24	/	1,30	= 16,62 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,5	/	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	4	/	1,30	= 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	11000	/	1,30	= 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	I_y	1	* $1/12 bh^3$			1	$1/12$	59	156 ³		= 1867 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	I_z	1	* $1/12 hb^3$			1	$1/12$	156	59 ³		= 267 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	W_y	1	* $1/6 bh^2$			1	$1/6$	59	156 ²		= 239 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	W_z	1	* $1/6 hb^2$			1	$1/6$	156	59 ²		= 91 10 ³ mm ³
oppervlak	A	1	*bh			1		59	156		= 92 10 ² mm ²
traagheidsstraal	i_y	$\sqrt{I_y / A}$				$\sqrt{}$	(	1867	/	92	= 45,0 mm
traagheidsstraal	i_z	$\sqrt{I_z / A}$				$\sqrt{}$	(	267	/	92	= 17,0 mm

mechanicaberekening

sporen

dakhelling	$\alpha = 60$	graden
overspanning	$L = 1,6$	m
te dragen m' dakvlak (h.o.h)	$c = 0,6$	m
elasticiteitsmodulus	$E = 11000$	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1867$	cm ⁴
belastingfactoren voor formule 6.10.b	$\xi \gamma_{G,j} = 1,20$	-
(formule 6.10.a is niet maatgevend)	$\gamma_{Q,j} = 1,50$	-
eigen gewicht per m ² dakvlak	$G_{k,j} = 0,7$	KN/m ²
windbelasting	$(w_e + w_i) = 0,63$	KN/m ²
sneeuwbelasting	$s_{n,k} = 0,00$	KN/m ²
personenbelasting (max 10m ²)	$q_k = 0,00$	KN/m ²
puntlast in veld 1-2	$F = 2$	kN
lengte/breedte lastvlak	$= 0,05$	-
dikte beplanking	$t = 18$	mm
stijfheid beplanking / beschot	$E_{0,ser,rep} = 5000$	N/mm ²



eigen gewicht	$= q_{0,rep} = c \cdot G_{k,j} / \cos \alpha =$	0,600	0,7	/	0,50	=	0,84	KN/m'	vertikaal
windbelasting	$= q_{w,rep} = c \cdot (w_e + w_i) =$	0,600	0,6332			=	0,38	KN/m'	loodrecht
sneeuwbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot s_{n,k} =$	0,600	1E-06			=	0,00	KN/m'	vertikaal
personenbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot q_k =$	0,600	1E-07			=	0,00	KN/m'	vertikaal
reductiefactor puntlast	$= k_r =$	0,37	+ 0,8 c - E_{0,ser,rep} * I / 50000			=	0,80	-	
gereduceerde puntlast	$= F_{rep} = k_r \cdot F =$	0,80	2			=	1,60	kN	vertikaal

representatieve waarde per spantbeen / spoor

belastinggeval	e.g.	wind	sneeuw	pers	puntlast
belasting	0,84	0,38	0,00	0,00	1,60
M_{1-2}	= 0,27	0,49	0,00	0,00	0,64
V_1	= 1,18	0,30	0,00	0,00	1,40
H_1	= 0,29	-0,53	0,00	0,00	0,35
V_2	= 0,17	0,30	0,00	0,00	0,20
H_2	= -0,29	-0,53	0,00	0,00	-0,35
R_2	= 0,34	0,61	0,00	0,00	0,40
N_{1-2}	= 0,58	0,00	0,00	0,00	1,39
U_{1-2}	= 1,4	2,5	0,0	0,0	-

uiterste grenstoestand formule 6.10.b

combinatie	e.g. +	e.g. +	e.g. +	e.g. +
	wind	sneeuw	pers	F-last
M_{1-2}	= 1,05	0,32	0,32	1,28
V_1	= 1,87	1,41	1,41	3,52
H_1	= -0,44	0,35	0,35	0,87
V_2	= 0,66	0,20	0,20	0,50
H_2	= -1,14	-0,35	-0,35	-0,87
R_2	= 1,32	0,40	0,40	1,00
N_{1-2}	= 0,70	0,70	0,70	2,78

toetsing uiterste grenstoestand

sporen

veld 1-2 art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning 6,19
$$\left(\frac{\sigma_{c,0;d}}{f_{c,0;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y;d}}{f_{m,y;d}} < 1,0$$

	$N_{c,Ed}$ kN	$M_{y,Ed}$ kNm	A cm ²	W_y cm ³	$\sigma_{c,0;d}$ N/mm ²	$f_{c,0;d}$ N/mm ²	$\sigma_{m,y;d}$ N/mm ²	$f_{m,y;d}$ N/mm ²	UC
eigen gewicht + wind	0,70	1,05	92,0	239,3	0,08	14,54	4,40	16,62	0,26
eigen gewicht + sneeuw	0,70	0,32	92,0	239,3	0,08	14,54	1,35	16,62	0,08
eigen gewicht + personen	0,70	0,32	92,0	239,3	0,08	14,54	1,35	16,62	0,08
eigen gewicht + puntlast	2,78	1,28	92,0	239,3	0,30	14,54	5,37	16,62	0,32

veld 1-2 art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk 6,35
$$\left(\frac{\sigma_{m,y;d}}{k_{krit} f_{m,y;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0;d}}{k_{c,z} f_{c,0;d}} < 1,0$$

	$N_{c,Ed}$ kN	$M_{y,Ed}$ kNm	A cm ²	W_y cm ³	$\sigma_{c,0;d}$ N/mm ²	$f_{c,0;d}$ N/mm ²	k_{krit} -	$\sigma_{m,y;d}$ N/mm ²	$f_{m,y;d}$ N/mm ²	$k_{c,z}$ -	UC
eigen gewicht + wind	0,70	1,05	92,0	239,3	0,08	14,54	1,00	4,40	16,62	0,06	0,15
eigen gewicht + sneeuw	0,70	0,32	92,0	239,3	0,08	14,54	1,00	1,35	16,62	0,06	0,09
eigen gewicht + personen	0,70	0,32	92,0	239,3	0,08	14,54	1,00	1,35	16,62	0,06	0,09
eigen gewicht + puntlast	2,78	1,28	92,0	239,3	0,30	14,54	1,00	5,37	16,62	0,06	0,44

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

sporen

vervorming tgv kruip: $u_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1}) = 0,60$ (1,4 + 0,00 2,5) = 0,8 mm

belastingcombinatie	veld	u_{on} mm	$u_{elastisch}$ mm	u_{kruip} mm	u_{elind} mm	$u_{elind, toe}$ mm	u.c.	u_{bij} mm	$u_{bij, toe}$ mm	u.c.
eigen gewicht + wind	$u_{1,2}$	1,4	2,5	0,8	4,8	12,8	0,37	3,4	12,8	0,26
eigen gewicht + sneeuw	$u_{1,2}$	1,4	0,0	0,8	2,2	12,8	0,17	0,8	12,8	0,07
eigen gewicht + personen	$u_{1,2}$	1,4	0,0	0,8	2,2	12,8	0,17	0,8	12,8	0,07
eigen gewicht + puntlast	$u_{1,2}$	1,4	0,0	0,8	2,2	12,8	0,17	0,8	12,8	0,07

opmerking



lessenaardak met q-last en schuine rol , houten spant :

71 x 171
naaldhout C24

werk = dakopbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = slapers

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerp levensduur klasse = 3 toepassing gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse = CC2 belastingfactoren
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ formule 6.10.a
(niet maatgevend)

de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie H: daken

(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$

(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$

(kruip) $\psi_2 = 0$

dakvorm zadeldak

dakhelling $\alpha = 60$ graden

kan de sneeuw onbelemmerd afglijden : ja

eigen gewicht $G_{k,j} = 0,7$ kN/m²

windbelasting

windgebied = III

soort terrein onbebouwd II

hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m

totale gebouwbreedte;loodrecht op wind $b_r = 9,25$ m

totale gebouwhoogte $h_o = 7,5$ m

totale gebouwdiepte;in windrichting $d = 7,5$ m

puntlast

grootte van de puntlast $F = 2$ kN

dikte beplanking $t = 18$ mm

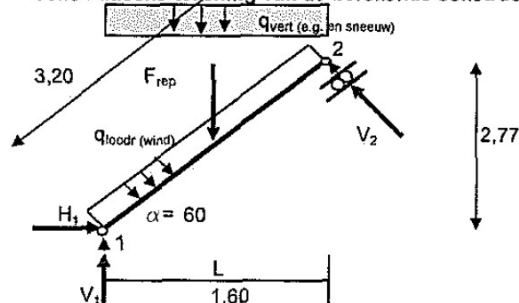
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm²

specifieke spantvorm-afhankelijke invoer

overspanning $L = 1,6$ m

te dragen m² dakvlak (h.o.h) $c = 2,4$ m

formule 6.10.a en b schematische tekening van de berekende constructie



$L_{schuin} = 1,600 / \cos \alpha = 3,200$ m
toelaatbare einddoorbuiging $1: 250 * L_{schuin} = 12,8$ mm
 $u_{eind} < 3200 / 250 = 12,8$ mm
toelaatbare bijkomende doorbuiging $1: 250 * L_{schuin} = 12,8$ mm
 $u_{bij} < 3200 / 250 = 12,8$ mm

balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde

ongesteunde staallengte in z-richting $l_z = 3916$ mm

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
soort doorsnede = rechthoekig
houtbreedte $b = 71$ mm
houthoogte $h = 171$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect $s = 0,12$ bij LVL
 $\sigma_{m,0,01}$ berekenen met formule 6.32

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$
hoogtefactor treksterkte;breedte $k_h = 1,16$
hoogtefactor buigsterkte;hoogte $k_h = 1,00$
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,80$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$

unity-checks	uiterste grenstoestand	6.2.4	0,73	6.3.3	0,71	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{eind}	0,94	u_{bij}	0,66
--------------	------------------------	-------	------	-------	------	-----------------------------	------------	------	-----------	------

berekening karakteristieke belastingen in kN/m²

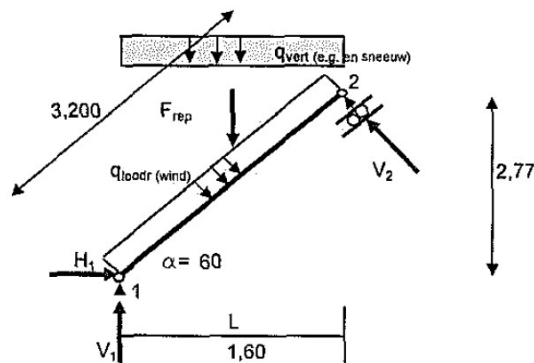
windbelasting loodrecht op dakvlak $w_e + w_s = (C_{pe} + C_{pi}) * q_{p(z)}$ = (0,70 + 0,30) 0,63 = 0,63 kN/m²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = \mu_t * C_e * C_t * s_k * f$ = 0,00 1,00 1,00 0,70 1,00 = 0,00 kN/m²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha < 20$ = (4,00 - 0,20 20,0) = 0,00 kN/m²
puntlast (spreiding) $l = 0,018^3 / 12 = 5E-07$ m⁴ = 48,6 10⁴ mm⁴ $EI = 49$ 5E-07 10⁶ = 2430 kNm²
 $k_f > 0,33$ en $\leq 1,0$ $k_f = 0,37$ + 0,8 2,400 - 2430 / 50000 = 1,000 -
opgelegde belasting $F_k = 1,000$ * 2,00 = 2,00 kN

algemene formule	sterkte	materiaal	grootte	$f_{x,d}$	c	k_h	k_{mod}	$f_{x,rep}$	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24	1,30	= 16,62 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,5	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	4	1,30	= 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11000	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,y,d}$	1		0,90	11000	1,30	= 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$				1		$\frac{1}{12}$	71	171 ³	= 2958 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$				1		$\frac{1}{12}$	171	71 ³	= 510 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$				1		$\frac{1}{6}$	71	171 ²	= 346 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$				1		$\frac{1}{6}$	171	71 ²	= 144 10 ³ mm ³
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$				1			71	171	= 121 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$				$\sqrt{\quad}$		(	2958	121	= 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$				$\sqrt{\quad}$		(	510	121	= 20,5 mm

mechanicaberekening

slapers

dakhelling	$\alpha = 60$	graden
overspanning	$L = 1,6$	m
te dragen m ² dakvlak (h.o.h)	$c = 2,4$	m
elasticiteitsmodulus	$E = 11000$	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 2958$	cm ⁴
belastingfactoren voor formule 6.10.b	$\xi \gamma_{G,j} = 1,20$	-
(formule 6.10.a is niet maatgevend)	$\gamma_{Q,j} = 1,50$	-
eigen gewicht per m ² dakvlak	$G_{k,j} = 0,7$	KN/m ²
windbelasting	$(w_e + w_i) = 0,63$	KN/m ²
sneeuwbelasting	$s_{n,k} = 0,00$	KN/m ²
personenbelasting (max 10m ²)	$q_k = 0,00$	KN/m ²
puntlast in veld 1-2	$F = 2$	kN
lengte/breedte lastvlak	$= 0,05$	-
dikte beplanking	$t = 18$	mm
stijfheid beplanking / beschot	$E_{0,ser,rep} = 5000$	N/mm ²



eigen gewicht	$= q_{g,rep} = c \cdot G_{k,j} / \cos \alpha =$	2,400	0,7	0,50	=	3,36	KN/m'	vertikaal
windbelasting	$= q_{w,rep} = c \cdot (w_e + w_i) =$	2,400	0,6332		=	1,52	KN/m'	loodrecht
sneeuwbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot s_{n,k} =$	2,400	1E-06		=	0,00	KN/m'	vertikaal
personenbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot q_k =$	2,400	1E-07		=	0,00	KN/m'	vertikaal
reductiefactor puntlast	$= k_r = 0,37 + 0,8 \cdot c - E_{0,ser,rep} \cdot l / 50000$				=	1,00	-	
gereduceerde puntlast	$= F_{rep} = k_r \cdot F =$	1,00	2		=	2,00	kN	vertikaal

representatieve waarde per spantbeen / spoor

belastinggeval	e.g.	wind	sneeuw	pers	puntlast
belasting	3,36	1,52	0,00	0,00	2,00
M_{1-2}	= 1,08	-1,95	0,00	0,00	0,80
V_1	= 4,70	1,22	0,00	0,00	1,75
H_1	= 1,16	-2,11	0,00	0,00	0,43
V_2	= 0,67	1,22	0,00	0,00	0,25
H_2	= -1,16	-2,11	0,00	0,00	-0,43
R_2	= 1,34	2,43	0,00	0,00	0,50
N_{1-2}	= 2,33	0,00	0,00	0,00	1,73
U_{1-2}	= 3,5	6,4	0,0	0,0	-

uiterste grenstoestand formule 6.10.b

combinatie	e.g. +	e.g. +	e.g. +	e.g. +
	wind	sneeuw	pers	F-last
M_{1-2}	= 4,21	1,29	1,29	2,49
V_1	= 7,48	5,65	5,65	8,28
H_1	= -1,76	1,40	1,40	2,05
V_2	= 2,63	0,81	0,81	1,18
H_2	= -4,56	-1,40	-1,40	-2,05
R_2	= 5,26	1,61	1,61	2,36
N_{1-2}	= 2,80	2,80	2,80	5,40

toetsing uiterste grenstoestand

slapers

veld 1-2 art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning 6,19 $\left(\frac{\sigma_{c,0;d}}{f_{c,0;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y;d}}{f_{m,y;d}} < 1,0$

	$N_{c,Ed}$ kN	$M_{y,Ed}$ kNm	A cm ²	W_y cm ³	$\sigma_{c,0;d}$ N/mm ²	$f_{c,0;d}$ N/mm ²	$\sigma_{m,y;d}$ N/mm ²	$f_{m,y;d}$ N/mm ²	UC
eigen gewicht + wind	2,80	4,21	121,4	346,0	0,23	14,54	12,17	16,62	0,73
eigen gewicht + sneeuw	2,80	1,29	121,4	346,0	0,23	14,54	3,73	16,62	0,22
eigen gewicht + personen	2,80	1,29	121,4	346,0	0,23	14,54	3,73	16,62	0,22
eigen gewicht + puntlast	5,40	2,49	121,4	346,0	0,44	14,54	7,20	16,62	0,43

veld 1-2 art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk 6,35 $\left(\frac{\sigma_{m,y;d}}{k_{krit} f_{m,y;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0;d}}{k_{c,z} f_{c,0;d}} < 1,0$

	$N_{c,Ed}$ kN	$M_{y,Ed}$ kNm	A cm ²	W_y cm ³	$\sigma_{c,0;d}$ N/mm ²	$f_{c,0;d}$ N/mm ²	k_{krit}	$\sigma_{m,y;d}$ N/mm ²	$f_{m,y;d}$ N/mm ²	$k_{c,z}$	UC
eigen gewicht + wind	2,80	4,21	121,4	346,0	0,23	14,54	1,00	12,17	16,62	0,09	0,71
eigen gewicht + sneeuw	2,80	1,29	121,4	346,0	0,23	14,54	1,00	3,73	16,62	0,09	0,23
eigen gewicht + personen	2,80	1,29	121,4	346,0	0,23	14,54	1,00	3,73	16,62	0,09	0,23
eigen gewicht + puntlast	5,40	2,49	121,4	346,0	0,44	14,54	1,00	7,20	16,62	0,09	0,53

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

slapers

vervorming tgv kruip: $u_{kruip} = k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1}) = 0,60$ (3,5 + 0,00 6,4) = 2,1 mm

belastingcombinatie	veld	u_{on} mm	$u_{elastisch}$ mm	u_{kruip} mm	u_{eind} mm	$u_{eind,toe}$ mm	u.c.	u_{bij} mm	$u_{bij,toe}$ mm	u.c.
eigen gewicht + wind	$u_{1,2}$	3,5	6,4	2,1	12,0	12,8	0,94	8,5	12,8	0,66
eigen gewicht + sneeuw	$u_{1,2}$	3,5	0,0	2,1	5,6	12,8	0,44	2,1	12,8	0,17
eigen gewicht + personen	$u_{1,2}$	3,5	0,0	2,1	5,6	12,8	0,44	2,1	12,8	0,17
eigen gewicht + puntlast	$u_{1,2}$	3,5	0,0	2,1	5,6	12,8	0,44	2,1	12,8	0,17

opmerking



vereenvoudigde berekening van een houten hoekkeper tussen dakschilden met een gelijke hellingshoek

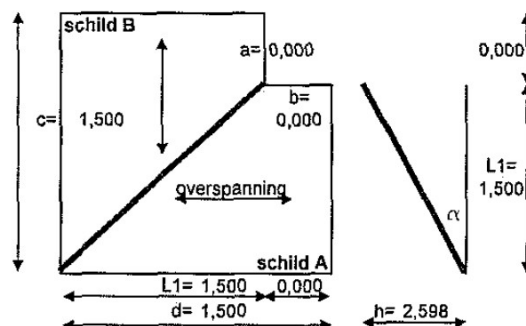
70 x 190
naaldhout C24

werk = dakopbouw bedrijfshal
werknummer = 6466
onderdeel = hoekkepers

norm	Eurocode NIEUWBOUW	ontwerplevensduur	= 50 jaar
ontwerplevensduur klasse	= 3	toepassing	gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse	= CC2	belastingfactoren	
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$	formule 6.10.a	$\gamma_{GJ} = 1,35$ -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage		(meestal niet maatgevend)	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ -
gebouwcategorie	H: daken		$\gamma_{Q,2} = 1,50$ -
(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0$ -	formule 6.10.b	$\xi \gamma_{GJ} = 1,20$ -
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0$ -	(maatgevend)	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ -
(kruip)	$\psi_2 = 0$ -		$\gamma_{Q,2} = 1,50$ -
		formule 6.10.a en b	$\gamma_{GJ} = 0,90$ (gunstig)

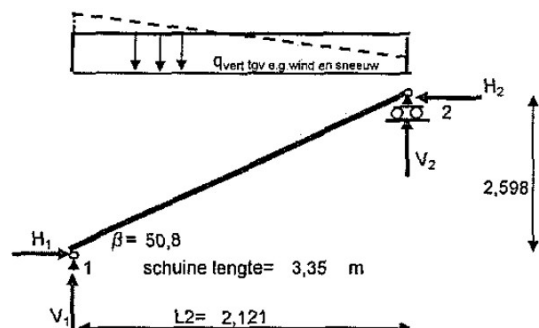
dakvorm	= zadeldak
dakhelling	$\alpha = 60$ graden
kan de sneeuw onbelemmerd afglijden	: ja -
elgen gewicht	
eigen gewicht per m ² dakvlak (schuin)	$G_{KJ} = 0,7$ kN/m ²
windbelasting	
windgebied	= III -
soort terrein	onbebouwd II -
hoogte onderdeel boven maaiveld	$z = 6$ m
totale gebouwbreedte; loodrecht op wind	$br = 15$ m
totale gebouwhoogte	$ho = 7$ m
totale gebouwdiepte; in windrichting	$d = 12$ m
puntlast	
grootte van de puntlast	$F = 2$ kN
dikte beplanking	$t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking	$E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm ²

schematische tekening van de berekende constructie



specifieke spantvorm-afhankelijke invoer

horizontale maat (in grondvlak)	$L1 = 1,5$ m
horizontale maat (in grondvlak)	$a = 0$ m
horizontale maat (in grondvlak)	$b = 0$ m
$L_{schuin} = 2,121$ / $\cos \alpha$	$= 3,35$ m
toelaatbare einddoorbuiging	$1: 250 \cdot L_{schuin}$
$u_{elnd} < 3354$ / 250	$= 13,4$ mm
toelaatbare bijkomende doorbuiging	$1: 250 \cdot L_{schuin}$
$u_{bij} < 3354$ / 250	$= 13,4$ mm
aangrijpingspunt belasting	= aan drukzijde
wijze van steunen	= gesteund
aangrijpingspunt van steunen	= aan drukzijde
ongesteunde staafteigte in z-richting	$l_z = 500$ mm
balk- en belastingtype	2 steunpunten + F-last



materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$ -
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_p = 1,16$ -
soort doorsnede	= rechthoekig	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h = 1,00$ -
houtbreedte hoekkeper	$b = 70$ mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} = 0,90$ kort
houthoogte hoekkeper	$h = 190$ mm	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} = 0,80$ kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor vervorming	$k_{der} = 0,60$ -
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= kort		
factor voor volume-effect	$s = 0,1$ bij LVL		
$\sigma_{m,cr}$ berekenen met formule	6.32		
unity-checks	uiterste grenstoestand	0,28	veld: 0,09
	bruikbaarheidsgrenstoestand	$u_{elnd} = 0,12$	$u_{bij} = 0,06$

berekening karakteristieke belastingen in kN/m²

windbelasting loodrecht op dakvlak	$w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$	$= (0,70 + 0,30) \cdot 0,62$	$= 0,62$ kN/m ²
de hoekkepers worden berekend op een equivalente windbelasting in het grondvlak met dezelfde grootte als loodrecht op het dakvlak			
windbelasting loodrecht op grondvlak	$p_{w,vert} = (w_e + w_i) \cdot L \cdot \cos \alpha / L \cdot \cos \alpha = w_e + w_i$	$= 0,62$	$= 0,62$ kN/m ²
sneeuwbelasting in grondvlak	$s_n = \mu_{e1} \cdot C_e \cdot C_{it} \cdot s_k \cdot f$	$= 0,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00$	$= 0,00$ kN/m ²
puntlast (spreiding)	$l = 0,018^3 / 12 = 5E-07$ m ⁴	$= 48,6 \cdot 10^4$ mm ⁴	$EI = 49 \cdot 5E-07 \cdot 10^6 = 2430$ kNm ²
$k_1 > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_1 = 0,37 + 0,8$	$= 1,17$	$= 1,000$ -
opgelegde belasting	$F_k = 1,000 \cdot 2,00$	$= 2,00$	$= 2,00$ kN
personenbelasting grondvlak	$p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha < 20$	$= (4,00 - 0,20 \cdot 20,0)$	$= 0,00$ kN/m ²



materiaal- en profielgegevens

	algemene formule :	f_{cd}	c	k_h	k_{mod}	$f_{k,rep}$	f	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24 N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24	1,30	= 16,62 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21 N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5 N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,5	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4 N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	4	1,30	= 2,77 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000 N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1	1,00	11000		1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350 kg/m ³	$E_{0,v,d}$	1		0,90	11000	1,30	= 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	I_y	$1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$		1	$\frac{1}{12}$	70	190 ³		= 4001 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	I_z	$1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$		1	$\frac{1}{12}$	190	70 ³		= 543 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	W_y	$1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$		1	$\frac{1}{6}$	70	190 ²		= 421 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	W_z	$1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$		1	$\frac{1}{6}$	190	70 ²		= 155 10 ³ mm ³
oppervlak	A	$1 \cdot b h$		1		70	190		= 133 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			$\sqrt{}$	(	4001	/	133	= 54,8 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			$\sqrt{}$	(	543	/	133	= 20,2 mm

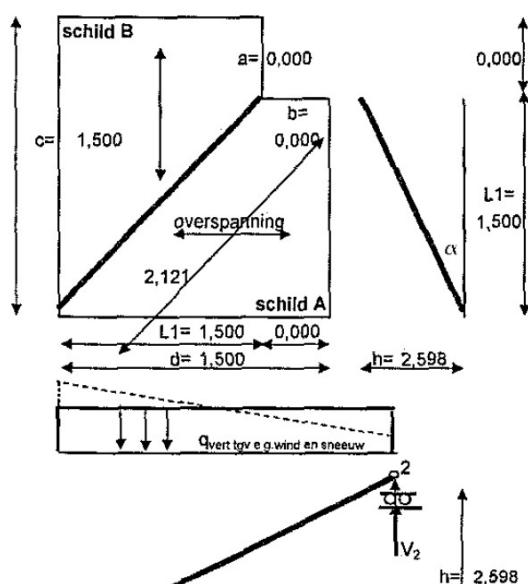
mechanicaberekening

hoekkepers

dakhelling dakvlakken	$\alpha =$	60	graden
horizontale maat	$L1 =$	1,5	m
horizontale maat	$a =$	0	m
horizontale maat	$b =$	0	m

$h = l \cdot \tan \alpha =$	1,500	*	1,73	=	2,598	m
$c = L1 + a =$	1,500	+	0,000	=	1,500	m
$d = L1 + b =$	1,500	+	0,000	=	1,500	m
$L2 = L1 \cdot \sqrt{2} =$	1,500	*	1,414	=	2,121	m
$\tan \beta =$	2,598	/	2,121	=	1,225	-
helling hoekkeper				$\beta =$	50,8	graden

elasticiteitsmodulus	$E =$	11000	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	4001	cm ⁴
belastingfactoren voor formule 6.10.b	$\xi \gamma_{G,j} =$	1,20	-
(formule 6.10.a is niet maatgevend)	$\gamma_{Q,j} =$	1,50	-
eigen gewicht per m ² dakvlak	$G_{rep} =$	0,7	kN/m ²
sneeuwbelasting $s_n = \mu_{ef} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot f$		0,00	kN/m ²
windbelasting $w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$		0,62	kN/m ²
puntlast F in veld 1-2	$F =$	2,00	kN



berekening oppervlak dakschilden

$A = 0,5 \cdot (1,500 + 0,000) \cdot 1,500 =$	1,13								
$B = 0,5 \cdot (1,500 + 0,000) \cdot 1,500 =$	1,13								
totaal oppervlak	2,25								
hiervan rust 50% op de hoekkeper	0,5	2,25	=	1,13	per m'	1,13	/	2,12	= 0,53 m' = e1
voor windbelasting rekenen met	0,5	1,13	=	0,56	per m'	0,56	/	2,12	= 0,27 m' = e2

berekening belastingen per m2 in het grondvlak

eigen gewicht	$q_{g,rep} = e1 \cdot G_{k,j} / \cos \alpha$	=	0,53	0,7 / 0,63	=	0,59	kN/m'	vertikaal
windbelasting	$q_{w,rep} = e2 \cdot (w_e + w_i)$	=	0,27	0,62	=	0,16	kN/m'	vertikaal
sneeuwbelasting	$q_{vert,rep} = e1 \cdot s_{n,k}$	=	0,53	0,00	=	0,00	kN/m'	vertikaal
puntlast	$F_{rep} = F$	=	1,00	2	=	2,00	kN	vertikaal

representatieve waarde per hoekkeper

belastinggeval	e.g	wind	sneeuw	puntlast
belasting	0,59	0,16	0,00	2,00
M ₁₋₂	= 0,33	0,09	0,00	1,06
V ₁	= 0,62	0,17	0,00	1,00
H ₁	= 0,00	0,00	0,00	0,00
V ₂	= 0,62	0,17	0,00	1,00
H ₂	= 0,00	0,00	0,00	0,00
N ₁₋₂	= 0,00	0,00	0,00	0,77
U ₁₋₂	= 0,9	0,2	0,0	-
N _{1x}	= 0,13	0,04	0,00	0,63

uiterste grenstoestand formule 6.10.b

combinatie	e.g. +	wind	e.g. +	sneeuw	e.g. +	F-last
M_{1-2}	=	0,53	0,40	1,99		
V_1	=	1,01	0,75	2,25		
H_1	=	0,00	0,00	0,00		
V_2	=	1,01	0,75	2,25		
H_2	=	0,00	0,00	0,00		
N_{1-2}	=	0,00	0,00	1,16		
N_{1x}	=	0,21	0,16	1,11		

N_{1x} is de normaalkracht op 1/3e van de overspanning die wordt gecombineerd met het maximum moment in het midden in werkelijkheid is de normaalkracht in het midden null

toetsing uiterste grenstoestand hoekkepers

veld 1-2	art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning	6,19	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1,0$						
	$N_{c,Ed}$ $M_{y,Ed}$ A W_y		$\sigma_{c,0,d}$ $f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$ $f_{m,y,d}$					UC
	kN kNm cm ² cm ³		N/mm ² N/mm ²	N/mm ² N/mm ²					-
eigen gewicht + wind	0,21 0,53 133,0 421,2		0,02 14,54	1,27 16,62					0,08
eigen gewicht + sneeuw	0,16 0,40 133,0 421,2		0,01 14,54	0,94 16,62					0,06
eigen gewicht + puntlast	1,11 1,99 133,0 421,2		0,08 14,54	4,72 16,62					0,28

veld 1-2	art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk	6,35	$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{krit} f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} < 1,0$						
	$N_{c,Ed}$ $M_{y,Ed}$ A W_y		$\sigma_{c,0,d}$ $f_{c,0,d}$ k_{krit} $\sigma_{m,y,d}$ $f_{m,y,d}$ $k_{c,z}$						UC
	kN kNm cm ² cm ³		N/mm ² N/mm ² - N/mm ² N/mm ² -						-
eigen gewicht + wind	0,21 0,53 133,0 421,2		0,02 14,54 1,00 1,27 16,62 0,97						0,01
eigen gewicht + sneeuw	0,16 0,40 133,0 421,2		0,01 14,54 1,00 0,94 16,62 0,97						0,00
eigen gewicht + puntlast	1,11 1,99 133,0 421,2		0,08 14,54 1,00 4,72 16,62 0,97						0,09

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand hoekkepers

vervorming tgv kruip:	$u_{kruip} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k,1}) =$	0,60	(	0,9	+	0,00	0,2	)	=	0,5	mm
belastingcombinatie	veld	u_{el} $u_{elastisch}$ u_{kruip}		u_{eind} $u_{eind,toe}$ u.c.		u_{bij} $u_{bij,toe}$ u.c.					
		mm mm mm		mm mm -		mm mm -					
eigen gewicht + wind	$u_{2,3}$	0,9 0,2 0,5		1,7 13,4 0,12		0,8 13,4 0,06					
eigen gewicht + sneeuw	$u_{2,3}$	0,9 0,0 0,5		1,4 13,4 0,10		0,5 13,4 0,04					
opmerking											

Ligger merk L1

q1

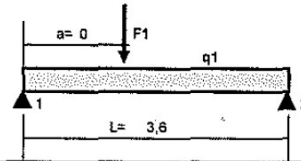
	b/ba		afm.		basisbel.			blijvend		varanderlijk	
Dak (plat)	1,00	x	1,60	"	x	0,70	"	=	1,12	"	
	1,00	x	1,60	"	x	0,56	"	=			0,90 "
	Totaal								1,12	kN/m ¹	0,90 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,35	x	1,12	+	1,00	x	1,50	x	0,90	=	2,86 kN/m1
UGT verg. 6.10b	1,20	x	1,12	+	1,00	x	1,50	x	0,90	=	2,69 kN/m1
BGT verg. 6.14b	1,00	x	1,12	+	1,00	x	0,90	+	0,50	x	0,00 = 2,02 kN/m1



stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: HE 140A

werk uitbreiding bedrijfsgebouw
werknummer 6466
onderdeel ligger L1
materiaal S235
klasse 3 flensdikte <40

kerngegevens		ontwerplevensduur	= 50 jaar
norm:	Eurocode NIEUWBOUW	toepassing	gebouwen en andere gewone constructies
ontwerplevensduur klasse	= 3	6.10.a	6.10.b 6.1 partiële factoren
gevolgklasse	CC2	$\gamma_{GJ} = 1,35$	$\xi \gamma_{GJ} = 1,20$ $\gamma_{M0} = 1,00$ -
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$	$\gamma_{G1} = 1,50$	$\gamma_{G3} = 1,50$ $\gamma_{M1} = 1,00$ -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage		$\gamma_{G2} = 1,50$	$\gamma_{G3} = 1,50$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -
diverse factoren		kipcontrole uitschakelen?	nee
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes	eigen gewicht ligger automatisch berekenen	ja
(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0,4$ -	traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting	
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$ -	belasting profiel 1: sterke as	
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$ -	$\Sigma I = 1033 \text{ cm}^4$	$\Sigma g = 0,25 \text{ kN/m}^2$
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_3 = 1,00$ -	$\Sigma W_{pl} = 174 \text{ cm}^3$	$\Sigma A = 31,4 \text{ cm}^2$
liggerlengte	L= 3,6 m	$\Sigma W_{el} = 155 \text{ cm}^3$	E = $2E+05 \text{ N/mm}^2$
toelaatbare einddoorbuiging	1: 250 * L		
toelaatbare bijkomende doorbuiging	1: 333 * L		
toegepaste zeeg	0 mm		



belastingen en combinaties

ligger L1

q1:

permanente belasting	$G_{k1} = 1,12$	kN/m	G_{k1} (incl.e.g.)	1,12	+	0,25	=	1,37	kN/m ²
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{k1+mom} = 0,9$	kN/m	STRUSO γ_{G1}	G_{k1}	+	γ_{G1}	ΣQ_{k1+mom}		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{k1+mom} = 0,9$	kN/m	6.10.a:	1,35	1,37	+	1,50	0,90	= 3,19 kN/m ²
			STRUSO $\xi \gamma_{G1}$	G_{k1}	+	γ_{G1}	ΣQ_{k1+mom}		
			6.10.b:	1,20	1,37	+	1,50	0,90	= 2,99 kN/m ²

F1:

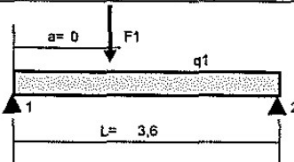
permanente belasting	$G_{k2} =$	kN	G_{k2} (incl.e.g.)	0			=	0,00	kN
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{k2+mom} =$	kN	STRUSO γ_{G1}	G_{k2}	+	γ_{G1}	ΣQ_{k2+mom}		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{k2+mom} =$	kN	6.10.a: 1,35	0	+	1,50	0	=	0,00 kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links)	$a =$	m	STRUSO $\xi \gamma_{G1}$	G_{k2}	+	γ_{G1}	ΣQ_{k2+mom}		
			6.10.b: 1,20	0	+	1,50	0	=	0,00 kN

unity-checks er worden geen verstijvingsschotjes toegepas zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

UGT	buiging	0,14	dwarskracht	0,04	onderflensinklemming	0,14	kip	0,14	BGT	U _{ind}	0,16	U _{pl}	0,08
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------------	------	-----------------	------

resultaten mechanica berekeningen

ligger L1



belastinggeval / combinatie	belastingen	dwarskracht (kN)	reactie (kN)
	q1 F1	V _{1,2} V _{2,1}	R ₁ R ₂
G_{k1}	1,37 0,00	-2,5 2,5	2,5 2,5
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	0,90 0,00	-1,6 1,6	1,6 1,6
ULS(1) 6.10.a	3,19 0,00	-5,8 5,8	5,8 5,8
ULS(2) 6.10.b	2,99 0,00	-5,4 5,4	5,4 5,4
maatgevende waarden		V _{Ed} = 5,8 kN	R _{Ed} = 5,8 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)	veidmoment (kNm)	positie M _{veid,max} (m)	vervorming (mm)
	M ₁ M ₂	M _{1,2}	uit R ₁	u _{1,2}
G_{k1}	0,0 0,0	2,2	1,80	1,4
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	0,0 0,0	1,5	1,80	0,9
ULS(1) 6.10.a	0,0 0,0	5,2	1,80	
ULS(2) 6.10.b	0,0 0,0	4,8	1,80	
maatgevende waarden	M _{Ed,st} = 0,0 kNm	M _{Ed,v} = 5,2 kNm		



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L1

belastinggevallen en combinaties

veld		=	$U_{1,2}$		
U_{on}	=	$Q_{k,j}$	=	1,4	
$U_{elastisch}$	=	$Q_{k,j} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	=	0,9	
U_{zwaag}	=	volgens opgave	=	0,0	
U_{wind}	=	$U_{on} + U_{elastisch} + U_{zwaag} + U_{zwaag}$	=	2,3	
$U_{wind, toe}$	=	$U_{wind, toelaatbaar}$	=	14,4	
U.C.	=	$U_{wind} / U_{wind, toelaatbaar}$	=	0,16	
U_{bij}	=	$U_{elastisch}$	=	0,9	
$U_{bij, toe}$	=	$U_{bij, toelaatbaar}$	=	10,8	
U.C.	=	$U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	=	0,08	

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L1

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	5,2	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,2}{36,5}$	=	0,14	-
dwarskracht, art. 6.2.5	V_{Ed}	=	5,8	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,8}{137,1}$	=	0,04	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	5,8	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,8}{41,0}$	=	0,14	-
	R_2	=	5,8	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,8}{41,0}$	=	0,14	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	5,2	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,2}{36,5}$	=	0,14	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	=	N_{Ed}	$/ (\beta \quad b \quad f_b)$						
	R_1	l_{opleg}	=	5,8	10^3	$/ (1,34 \quad 140 \quad 2,62)$	=	12	mm	
	R_2	l_{opleg}	=	5,8	10^3	$/ (1,34 \quad 140 \quad 2,62)$	=	12	mm	

art. 6.2.5 buigend moment, enkele buiging, rekenen met gecombineerde profielgegevens

ligger L1

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	5,2	kNm	profiel	=	HE 0140A	A	=	31,4	cm ²	
reductie flensdoorsnede (boutga	$A_{t,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
de boutgaten mogen worden verwaarloosd					f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	=	1,25	
					f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	=	173,5	cm ³
					b	=	140	mm	$W_{el,min}$	=	155,4	cm ³
					l_k	=	8,5	mm	$W_{el,min}$	=	155,4	cm ³
					A_t	=	14,0	0,9		=	11,9	cm ²
					$A_{t,Rd}$	=	11,9	-	0,0	=	11,9	cm ²
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,2}{36,5}$	=	0,14	-						
(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2												
6.13	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{173,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	40,8	kNm						
voor doorsnedeklasse 3												
6.14	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{155,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	36,5	kNm						
voor doorsnedeklasse 4												
6.15	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{155,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	36,5	kNm						
(4) gaten voor verbindingsmiddelen mogen worden verwaarloosd als:												
6.16	$A_{t,Rd} \geq 0,9 f_u \cdot 10^{-3}$	=	$\frac{11,9 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25}$	=	3,1	kN						
	$A_t \geq f_y \cdot 10^{-3}$	=	$\frac{11,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	2,8	kN						



art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving) ligger L1

rekenwaarde dwarskracht	$V_{Ed} = 5,8$ kN	profiel	= HE 0140A	A	= 31,4 cm ²
profiel	gewalste I en H profielen	kwaliteit	= S235	γ_{M0}	= 1,00
hoogte van het lijf	$h_w = 116$ mm	f_y	= 235 N/mm ²	I_y	= 1033 cm ⁴
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	b	= 140 mm	t_f	= 8,5 mm
		h	= 133 mm	t_w	= 5,5 mm
dikte in beschouwde punt	t = 6 mm	S_y	= 87 cm ³	I_t	= 8,1 cm ⁴
		h_w	= 133	8,5	2 = 116 mm
		afroningstraal in profiel	r	= 12 mm	

6.17 $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{5,8}{137,1} = 0,04$

6.18 $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{1011 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 137,1$ kN

(4) Om de rekenwaarde van de elastische weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ te toetsen mag, voor een kritiek punt van de doorsnede, het volgende criterium zijn gebruikt tenzij het toetsen op plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

6.19 $\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = \frac{9}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,07$

algemeen geldt:

6.20 $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{S}{t} = \frac{5,8}{1033} \cdot \frac{87 \cdot 10^3}{6} = 8$ N/mm²

(5) Voor I- of H-profielen mag de schuifspanning in het lijf als volgt zijn bepaald:

6.21 $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$ indien $A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{5,8 \cdot 10^3}{638} = 9$ N/mm²

$A_f = b \cdot t_f = 140 \cdot 8,5 = 11,9 \cdot 10^2$ cm²

$A_w = h_w \cdot t_w = 116 \cdot 5,5 = 6,4 \cdot 10^2$ cm²

$A_f / A_w = 11,9 / 6,4 = 1,9$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H: = 9 N/mm²

6.22 (6) Bovendien behoeft, voor lijven zonder dwarsverstijvers, de weerstand tegen plooiën door afschuiving volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 te zijn bepaald indien

$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$ dus $\frac{116}{5,5} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00}$ eis 21,1 > 72,0

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

met $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,00$

(3) a	gewalste I en H profiel	$A_v = A \cdot -2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$	t_f	
		$A_v = 3140 - 2 \cdot 140 \cdot 8,5 + (5,5 + 2 \cdot 12) \cdot 8,5$	8,5	= 1011
(3) b	gewalste U en C profiel	$A_v = A \cdot -2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$	t_f	
		$A_v = 3140 - 2 \cdot 140 \cdot 8,5 + (5,5 + 12) \cdot 8,5$	8,5	= 908,8
(3) c	gewalste T profielen	$A_v = 0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$		
		$A_v = 0,9 \cdot (3140 - 140 \cdot 8,5)$		= 1755
(3) d	gelast I, H, buis, // lijf	$A_v = \eta \cdot \Sigma (h_w \cdot t_w)$		
		$A_v = 1 \cdot (116 \cdot 5,5)$		= 638
(3) e	gelast I, H, buis, // flens	$A_v = A \cdot - \Sigma (h_w \cdot t_w)$		
		$A_v = 3140 - (116 \cdot 5,5)$		= 2502
(3) f1	gewalste rh buis // hoo	$A_v = A \cdot h / (b + h)$		
		$A_v = 3140 \cdot 133 / (140 + 133)$		= 1530
(3) f2	gewalste rh buis // bret	$A_v = A \cdot b / (b + h)$		
		$A_v = 3140 \cdot 140 / (140 + 133)$		= 1610
(3) g	ronde buisprofielen	$A_v = 2 \cdot A / \pi$		
		$A_v = 2 \cdot 3140 / \pi$		= 1999



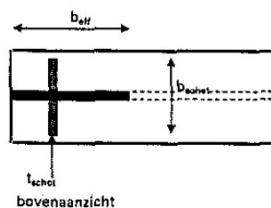
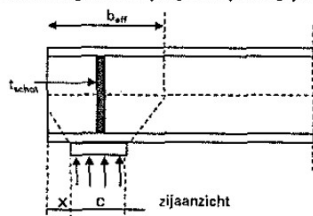
art. 6.3.1 onderflensinklemming (gaffeloplegging)

ligger L1

rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	5,8	kN	profiel	=	HE 0140A	E	=	210000	N/mm ²	
extra normaalkracht in opleggi	N_{extra}	=	0	kN	kwali	=	S235					
opleglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	
totale dikte schotjes	t_{schot}	=	0	mm	y-richting				z-richting			
totale breedte schotjes (incl. lij	b_{schot}	=	0,0	mm	h	=	133	mm	b	=	140	mm
zijkant oplegging c tot eind ligt	x	=	0,0	mm	kromm	=	c		t_w	=	5,5	mm

er worden geen verstijvingschotjes toegepast

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$b_{eff} = 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2) + x + c/2} = 0,5 \sqrt{(133,0^2 + 100,0^2) + 0,0 + 100 / 2} = 133,2 \text{ mm}$$

$$b_{eff} < \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(133^2 + 100^2)} = 166,4 \text{ mm}$$

$$\text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} = 2 \cdot 133 = 266,0 \text{ mm}$$

$$\text{doorsnede } A = b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 133,2 \cdot 5,5 + (0,0 - 6) \cdot 0 = 7,33 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$I = 1/12 (t_{schot} b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (133,2 - 0) \cdot 5,5^3) = 0,185 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{traagheidsstraal } i = \sqrt{I/A} = \sqrt{(0,185 \cdot 10^4 / 7 \cdot 10^2)} = 1,6 \text{ mm}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{5,8 + 0,0}{41,0} = 0,14$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,238 \cdot 7,3 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 41,0 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{2,479 + \sqrt{(2,479^2 - 1,784^2)}} = 0,238$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (-\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (-1,784 - 0,2) + 1,784^2] = 2,479$$

$$6.50 \quad \lambda_y = l_{cr,y} / i_y = 266 / 1,6 = 167,5$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(2 \cdot 10^5 / 235)} = 93,9$$

$$\lambda_y = \lambda_y / \lambda_1 = 167,5 / 93,9 = 1,784$$

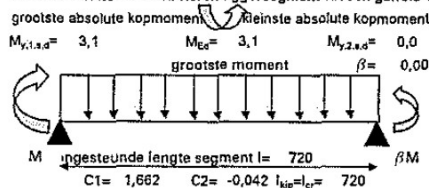
$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 5,8 \cdot 10^3 / (140 \cdot 100) = 0,41 \text{ N/mm}^2$$



art. 6.3.2 prismatische op buiging belaste staven (kip) Kipcontrole gebeurt altijd met alleen profiel 1

figuur L1

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten
momentenverloop parabool scharnierend
soort profiel gewalste I- en H-profielen
aangrijpingspunt belasting zwaartepunt bovenflens
wijze zijdelingse steune tussen 2 gaffels

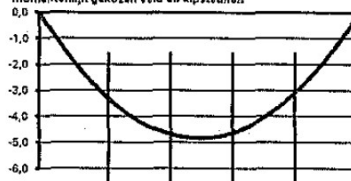
aanvullende invoer via een figgerberekeningen:

invoer van de kipsteunen door gelijkmatige verdeling
te controleren veld veld 1
grenstoestand UGT2 vol - 6.10.b

aantal kipsteunen n = 4
te controleren figgerdeel (tussen de kipsteunen) 1

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0 \text{ cm}^3$
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0 \text{ cm}^2$
profiel	HE 0140A E
kwalieter	S235 A
f_y	235 N/mm ² G
h	133 mm γ_{M1}
t_f	8,5 mm b
I_y	1033 cm ⁴ t_w
I_z	57,4 mm I_z
$W_{y,el}$	155,4 cm ³ i_x
$W_{y,pl}$	173,5 cm ³ i_y
$W_{y,eff}$	155,4 cm ³ h/b
plaats van de horizontale kipsteunen bij figgerberekeningen	
$c_{kip,links}$	0,00 * 3600 = 0 mm
$c_{kip,rechts}$	0,20 * 3600 = 720 mm
l	720 - 0 = 720 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,x,d} = 3,1 \text{ kNm}$ $M_{y,2,x,d} = 0,0 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 3,1 \text{ kNm}$
 $l_k = 3600$

"tekenaafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanikaberekenin

kipcontrole algemeen: 0,08 kipcontrole gewalst profi: 0,08

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kp} = l_{st} = 720 \text{ mm}$
tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

$l_{kp} = (1,4 - 0,8 \beta) l_{st}$ echter $1,0 \leq l_{kp} / l_{st} \leq 1,4$
 $\beta = (1,4 - 0,8 \beta) = (1,4 - 0,00) = 1,40$

deze factor is niet van toepassing, zodat $\beta = 1,00$

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 3600 \text{ mm}$
ongesteunde horizontale lengte $l = 720 \text{ mm}$
rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 3,1 \text{ kNm}$
kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,x,d} = 3,1 \text{ kNm}$
kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,x,d} = 0,0 \text{ kNm}$

$l_{k1} = f_1 l = 1,00 \cdot 720 = 720 \text{ mm}$
 $l_{k2} = f_2 l = 1,00 \cdot 720 = 720 \text{ mm}$
reken met een ongesteunde lengte $l_{kp} = l_{kr} = 720 \text{ mm}$
afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,72 m

invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,66$
invloedsfactor uit tabel C -1 0,042 $C_2 = -0,04$
verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,x,d} / M_{y,1,x,d} = 0,00$
tabel 10, q-last en kopmomenten $B^* = 0,94$

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{M}{l_k^2} = \frac{8}{8} \cdot \frac{3,1}{0,720^2} = 0,94$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{3,1}{36,5} = 0,08$$

gebruik bij formule 6.56 kromme a

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 155,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1,00 = 36,5 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,505 + \sqrt{0,505^2 - 0,145^2}} = 1,012$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$$\phi_{LT} = 0,5 \{ 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \} \quad \phi_{LT} = 0,5 \{ 1 + 0,21 (0,145 - 0,2) + 0,145^2 \} = 0,505$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot I_y / M_{Ed}} = \sqrt{155,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 3,1} = 0,145$$



$$12.2.7 \quad M_{ed} = M_{k,s} = k_{red} C / I_p \cdot \sqrt{(E \cdot I_x \cdot G \cdot I_t)} = 1,00 \cdot \frac{85}{3600} \cdot \sqrt{(2E+05 \cdot 389 \cdot 80769 \cdot 8,1 \cdot 10^8)} = 1730 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = \frac{133}{5,5} = 24,18$ ≤ 75 $\rightarrow$ aan deze eis wordt voldaan

c) dubbel-symmetrische profielen : $\alpha = h / t_w \cdot 10^{12} / I_p^3 \cdot b^2 \leq 575 = \frac{133 \cdot 8,5 \cdot 10^{12}}{5,5^3 \cdot 140 \cdot 3600^2} = 3745$ ≤ 575 $\rightarrow$ aan deze eis wordt niet voldaan

$k_{red} =$ als $h / t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 3745 + 1,03 = 0,828$

$h / t_w = 133 / 5,5 = 24,18$ $\alpha = 3745$ eis < 5000 conclusie: $k_{red} = 1,00$ - toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

$$12.2.5.3 \quad C = \frac{\pi \cdot C_1 \cdot I_p}{I_{kp}} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot S^2}{I_{kp}^2}} \cdot (C_2^2 + 1) + \frac{\pi \cdot C_2 \cdot S}{I_{kp}} \right]$$

NEN 6771

$$C = \frac{\pi \cdot 1,662 \cdot 3600}{720} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{9,870 \cdot 742,0^2}{720^2}} \cdot (-0,042^2 + 1) + \frac{\pi \cdot -0,042 \cdot 742,0}{720} \right] = 85,0$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{E_d \cdot I_z}{G_d \cdot I_t} \right)} = \frac{133}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{2E+05 \cdot 389,3}{80769 \cdot 8,1} \right)} = 742,0$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

toetsing kip art. 6.3.2.3 kipkrommen voor gewalste profielen of equivalente gefaste profielen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{3,102}{36,5} = 0,08 \quad \text{gebruik bij formule 6.57 kromme b}$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 155,4 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 36,5 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} = 1730$ $\chi_{LT} = 0,15$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta^2 \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,465 + \sqrt{0,465^2 - 0,75 \cdot 0,145^2}} = 1,000$$

$\chi_{LT} = 1 / \sqrt{\lambda_{LT}^2} = 1 / 0,15^2 = 47,4$ maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / \xi = 1,000 / 1,00 = 1,004 \quad \text{reken met } \chi_{LT,mod} = 1,000$$

$f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\chi_{LT,mod} - 0,8)^2] \leq 1,0 \quad f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(1,004 - 0,8)^2] = 0,996$

kip $\Phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\chi_{LT} - \chi_{LT,b}) + \beta^2 \lambda_{LT}^2) \quad \Phi_{LT} = 0,5(1 + 0,34(0,15 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,15^2) = 0,465$

NEN-EN 1996-1-1 art. 6.3.1 invoer t.b.v. bepaling druksterkte metselwerk voor berekening van de oplegglengte

materiaal	= baksteen
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
soort mortel	= metselmortel
de steen wordt ingedeeld in categorie	= II
doorgaande mortelvoeg // aan vlak van de wand	= nee 3.6.2.1(6)
perforaties in steen	$\leq 0 \%$ lintvoegen: $\geq 8,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ $N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_b$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak link	$a_{1l} = 500 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rec	$a_{1r} = 500 \text{ mm}$

3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen

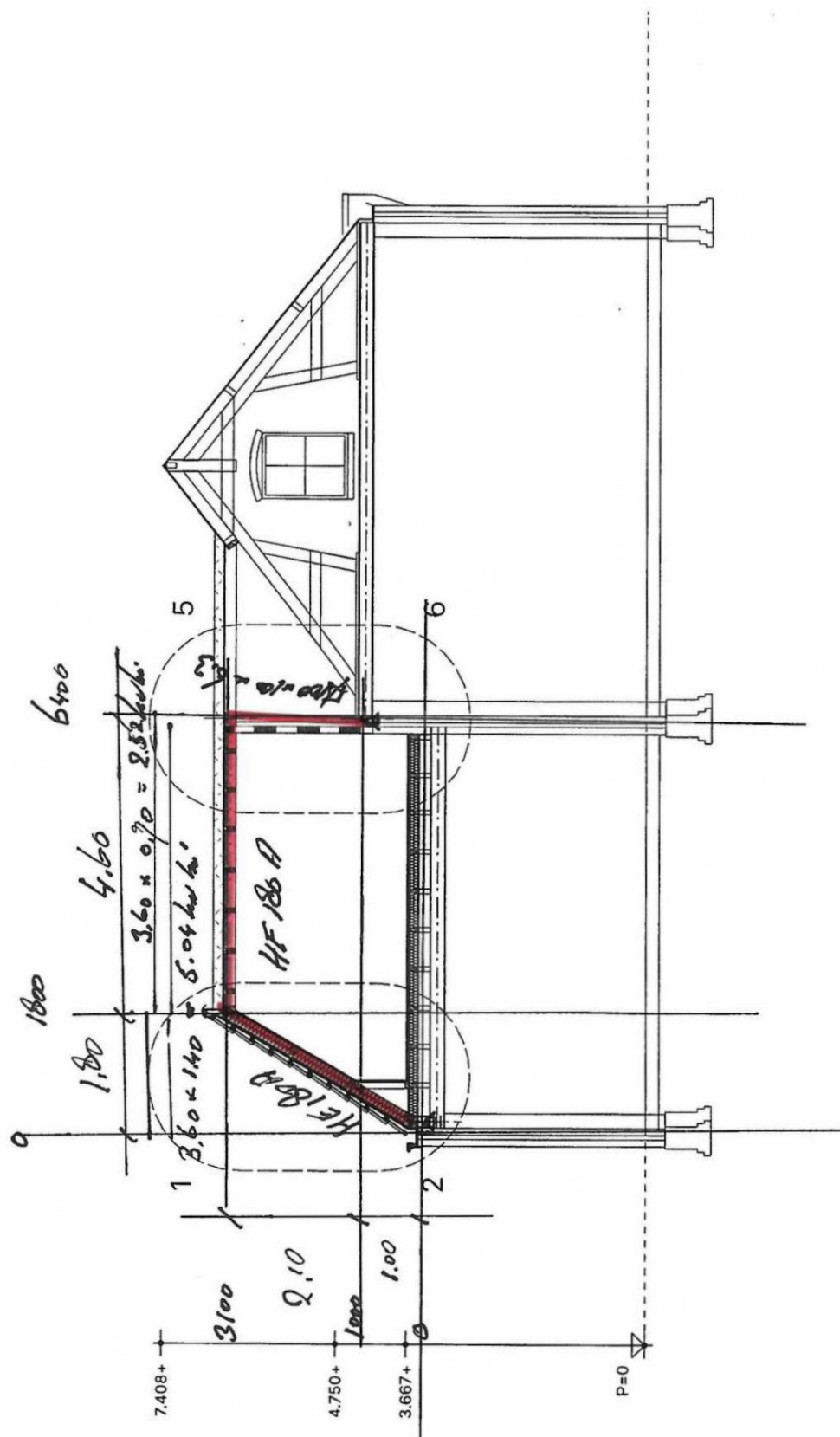
$$3.1 \quad f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,85} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

K

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,2 = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$\beta =$ kleinste waarde van $1,25 + a_1 / 2 \cdot h_c$ en $1 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34$ reken met $\beta = 1,34$

opmerking

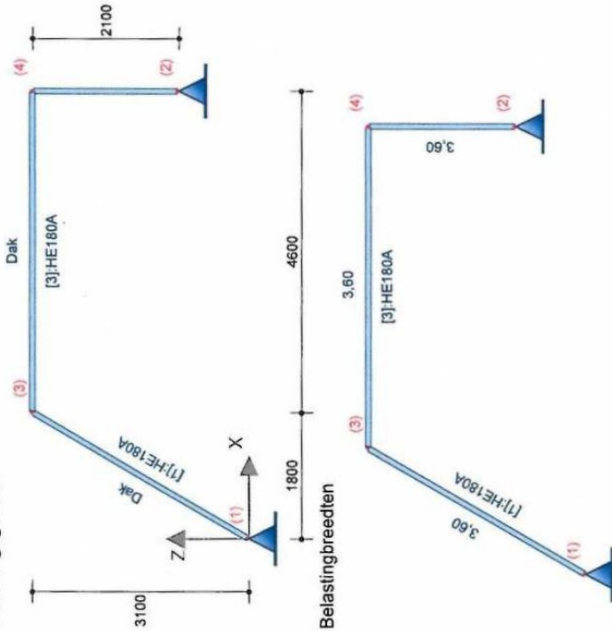


DOORSNEDE A-A
1:100

Gehanteerde normen: : NEN-EN 1993-1-1+C2+A1/NB:2016 nl
Gevolgklasse : CC2

Zwaartekrachtversnelling g : 9,81 m/s²

1 Invoergegevens



1.1 KNOPEN

Knoop-nummer	Coördinaten		Opleggingen			
	X [mm]	Z [mm]	Tx	Tz	Ry	
1	0	0	A	A	A	
2	6400	1000	A	A	A	
3	1800	3100				
4	6400	3100				

1.2 STAVEN

Staal-nummer	Knoop		Staal-type	Profiel	Lengte [mm]
	van	naar			
1	1	3	HE180A	HE180A	3585
2	2	4	HE180A	HE180A	2100
3	3	4	HE180A	HE180A	4600

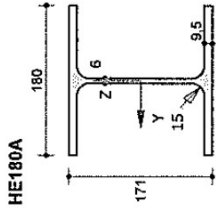
Bestand :Berekeningen eurocode/spant.xfr2

Inhoudsopgave

1.1 KNOPEN.....	2
1.2 STAVEN.....	2
1.3 PROFIELEN.....	3
1.4 Sneeuwbelasting.....	4
1.5 Winddrukken.....	4
1.6 Windbelastingen.....	5
1.7 BELASTINGSGEVALLEN.....	5
1.8 BELASTINGSGEVAL 1 Permanent INCL. eigen gewicht.....	6
1.9 BELASTINGSGEVAL 2 Veranderlijk.....	7
1.10 BELASTINGSGEVAL 3 Sneeuw 1.....	7
1.11 BELASTINGSGEVAL 4 Sneeuw 2.....	8
1.12 BELASTINGSGEVAL 5 Sneeuw 3.....	8
1.13 BELASTINGSGEVAL 6 Wind van links A + Overdruk.....	9
1.14 BELASTINGSGEVAL 7 Wind van links A + Overdruk.....	9
1.15 BELASTINGSGEVAL 8 Wind van links B + Overdruk.....	10
1.16 BELASTINGSGEVAL 9 Wind van links B + Overdruk.....	10
1.17 BELASTINGSGEVAL 10 Wind van links C + Overdruk.....	11
1.18 BELASTINGSGEVAL 11 Wind van links C + Overdruk.....	11
1.19 BELASTINGSGEVAL 12 Wind van links D + Overdruk.....	12
1.20 BELASTINGSGEVAL 13 Wind van links D + Overdruk.....	12
1.21 BELASTINGSGEVAL 14 Wind van rechts A + Overdruk.....	13
1.22 BELASTINGSGEVAL 15 Wind van rechts A + Overdruk.....	13
1.23 BELASTINGSGEVAL 16 Wind van rechts B + Overdruk.....	14
1.24 BELASTINGSGEVAL 17 Wind van rechts B + Overdruk.....	14
1.25 BELASTINGSGEVAL 18 Wind van rechts C + Overdruk.....	15
1.26 BELASTINGSGEVAL 19 Wind van rechts C + Overdruk.....	15
1.27 BELASTINGSGEVAL 20 Wind van rechts D + Overdruk.....	16
1.28 BELASTINGSGEVAL 21 Wind van rechts D + Overdruk.....	16
1.29 BELASTINGSGEVAL 22 Wind loodrecht A + Overdruk.....	17
1.30 BELASTINGSGEVAL 23 Wind loodrecht A + Overdruk.....	17
2.1 KNOPEN - Imperfectie scheefstand.....	18
2.2 BELASTINGSGEVALLEN.....	18
2.2.1 Reactiekrachten.....	18
2.2.2 Staaftakten.....	19
2.3 UITERSTE GRENSTOESTANDEN (UGT).....	22
2.3.2 Omhullende reactiekrachten.....	27
2.3.3 Staaftakten.....	28
2.3.4 Omhullende staaftakten.....	34
2.4 BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTANDEN (BGT).....	35
2.4.2 Omhullende knoopverplaatsingen.....	38
2.5 EN1993 TOETSINGEN.....	39
2.6 BEREKENING VAN UNITY CHECKS.....	40
2.6.1 Staal 1 - HE180A.....	40
2.6.2 Staal 2 - HFRHS100X100X63.....	44

1.3 PROFIELEN

Profielnummer	Naam	Gewicht [kg/m]	E [N/mm²]	A [mm²]	Iy [mm⁴]	Iy,el. 1 [mm⁴]	Iy,el. 2 [mm⁴]
1	HE180A	35,5	210000	4528E3	2,5115E7	2,9374E5	2,9374E5
2	HFRHS100X100X63	18,3	210000	2,325E3	3,3697E6	6,7394E4	6,7394E4



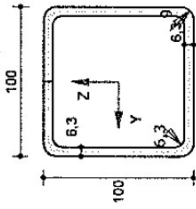
Materiaalgegevens
Staalsoort
Elasticiteitsmodulus

S235 (Warmgewalst)
E = 210000 N/mm²

Doorsnedegegevens

Maximale coördinaat	Y _{max}	=	90,0 mm	Z _{max}	=	85,5 mm
Minimale coördinaat	Y _{min}	=	-90,0 mm	Z _{min}	=	-85,5 mm
Zwaartelijn	Z _s	=	0,0 mm	Y _s	=	0,0 mm
Oppervlak / Gewicht	A	=	4527,5 mm²	G	=	35,5 kg/m
Statisch moment	S _y	=	162511 mm³	S _z	=	78257 mm³
Traagheidsmoment	I _y	=	25114862 mm⁴	I _z	=	9246276 mm⁴
Traagheidsstraal	I _y	=	74,5 mm	I _z	=	45,2 mm
Elastisch weerstandsmoment	W _{y,el}	=	293741 mm³	W _{z,el}	=	102736 mm³
Centrifugaalmoment	C _{yz}	=	0 mm³	hoek	=	0,00 graden
Traagheidsmoment	I _{max}	=	25114862 mm⁴	I _{min}	=	9246276 mm⁴
Traagheidsstraal	I _{max}	=	74,5 mm	I _{min}	=	45,2 mm
Halveringslijn	Z _h	=	0,0 mm	Y _h	=	0,0 mm
Plastisch weerstandsmoment	W _{y,pl}	=	325022 mm³	W _{z,pl}	=	156515 mm³

HFRHS100X100X63



Materiaalgegevens
Staalsoort
Elasticiteitsmodulus

S235 (Warmgewalst)
E = 210000 N/mm²

Doorsnedegegevens

Maximale coördinaat	Y _{max}	=	50,0 mm	Z _{max}	=	50,0 mm
Minimale coördinaat	Y _{min}	=	-50,0 mm	Z _{min}	=	-50,0 mm
Zwaartelijn	Z _s	=	0,0 mm	Y _s	=	0,0 mm
Oppervlak / Gewicht	A	=	2325,1 mm²	G	=	18,3 kg/m
Statisch moment	S _y	=	40582 mm³	S _z	=	40582 mm³
Traagheidsmoment	I _y	=	3369699 mm⁴	I _z	=	3369699 mm⁴
Traagheidsstraal	I _y	=	38,1 mm	I _z	=	38,1 mm
Elastisch weerstandsmoment	W _{y,el}	=	67394 mm³	W _{z,el}	=	67394 mm³
Centrifugaalmoment	C _{yz}	=	0 mm³	hoek	=	45,00 graden
Traagheidsmoment	I _{max}	=	3369699 mm⁴	I _{min}	=	3369699 mm⁴
Traagheidsstraal	I _{max}	=	38,1 mm	I _{min}	=	38,1 mm
Halveringslijn	Z _h	=	0,0 mm	Y _h	=	0,0 mm
Plastisch weerstandsmoment	W _{y,pl}	=	81163 mm³	W _{z,pl}	=	81163 mm³

1.4 Sneeuwbelasting

Karakteristieke sneeuwbelasting op de grond : 0,700 kN/m²

Dakhelling : 59,9 graden $\mu_1 = 0,00$ $\mu_2 = 1,60$
Dakhelling : 0,0 graden $\mu_1 = 0,80$ $\mu_2 = 0,80$

Let op! De belastingengenerator houdt geen rekening met situatie voor μ_2 (sneeuwophoping voor daken met meer dan één overspanning) volgens art. 5.3.4 - figuur 5.4!

Belastingsschikkingen

1.5 Winddrukken

Windgebied	: III	Referentieperiode wind T	: 50 jaar
Terreincategorie	: II Onbebouwd gebied	Hoogte boven maaiveld	: 7,0 m
Hoogte van het gebouw h	: 7,00 m	Diepte van het gebouw d	: 28,0 m
Breedte van het gebouw	: 28,00 m	B - Belastingbreedte spant	: 3,6 m
A - De afstand kopgevel - hart spant	: 3,60 m		

Terreiruwhoed

$$k_r(z) = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,2}{0,05} \right)^{0,07} = 0,209$$

$$k_r(z) = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,209$$

$$z_{min}(4) < z < z_{max}(200)$$

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,209 \times \ln\left(\frac{7}{0,2}\right) = 0,744$$

Variatie met hoogte

$$V_b = c_{dr} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} = 1,000 \times 1,000 \times 24,5 = 24,5 \text{ m/s}$$

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_{pe}(z) \cdot V_b = 0,744 \times 1,000 \times 24,5 = 18,237 \text{ m/s}$$

Windturbulentie

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_1 = 0,209 \times 24,50 \times 1,000 = 5,128 \text{ m/s}$$

$$z_{\min} < z < z_{\max}$$
$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{5,129}{18,237} = 0,281$$
$$(4.7)$$

Extreme stuwdruk

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \gamma_s \cdot p \cdot V_m^2(z) = (1 + 7 \times 0,281) \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 18,237^2 = 0,617 \text{ kN/m}^2$$
$$(4.8)$$

Bepaling van $c_s c_d$

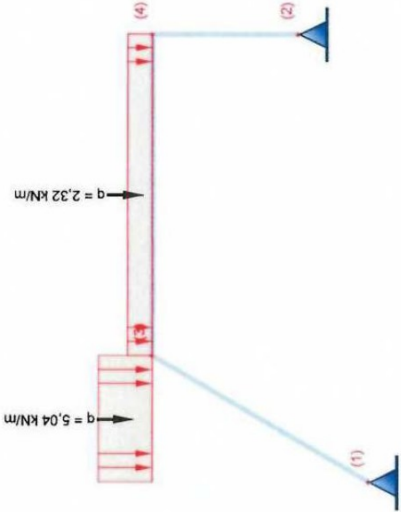
$$c_s c_d = 1,00$$
$$\text{art. 6.2}$$

Ref.	Hoek [graden]	Zone	Cpi/Cpe	ze [m]	qp(ze) [kN/m2]	breedte [m]	qw [kN/m]	Art.
qw01	59.9	→ F/G	+0.700	7.00	0.617	3.6	1.555	Tabel 7.4
qw02	59.9	→ F/G	+0.693	7.00	0.617	3.6	1.540	"
qw03	59.9	→ H	+0.699	7.00	0.617	3.6	1.553	"
qw04	59.9	→ H	+0.693	7.00	0.617	3.6	1.540	"
qw05	59.9	← I	-0.200	7.00	0.617	3.6	-0.444	"
qw06	59.9	← I	-0.198	7.00	0.617	3.6	-0.440	"
qw07	59.9	← J	-0.300	7.00	0.617	3.6	-0.666	"
qw08	59.9	← J	-0.297	7.00	0.617	3.6	-0.660	"
qw09	59.9	↑ H	-0.801	7.00	0.617	3.6	-1.779	"
qw10	59.9	↑ H	-0.801	7.00	0.617	3.6	-1.779	"
qw11		→	+0.200	7.00	0.617	3.6	-0.666	Art. 7.2.9
qw12		→	-0.300	7.00	0.617	3.6	0.444	"
qw13		←	-0.300	7.00	0.617	3.6	-0.666	"
qw14		←	+0.200	7.00	0.617	3.6	0.444	"
qw15		↑	-0.300	7.00	0.617	3.6	-0.666	"
qw16		↑	+0.200	7.00	0.617	3.6	0.444	"

1.7 BELASTINGSGEVALLLEN							
Nr.	Omschrijving	Type	u0	u1	u2		
1	Permanent	Permanent incl. eigen gewicht	1,00	1,00	1,00		
2	Veranderlijk	A:Woonfunctie en logiestuctie	0,40	0,50	0,30		
3	Sneeuw 1	Sneeuw	0,00	0,20	0,00		
4	Sneeuw 2	Sneeuw	0,00	0,20	0,00		
5	Sneeuw 3	Sneeuw	0,00	0,20	0,00		
6	Wind van links A + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
7	Wind van links A + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
8	Wind van links B + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
9	Wind van links B + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
10	Wind van links C + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
11	Wind van links C + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
12	Wind van links D + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
13	Wind van links D + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
14	Wind van rechts A + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
15	Wind van rechts A + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
16	Wind van rechts B + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
17	Wind van rechts B + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
18	Wind van rechts C + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
19	Wind van rechts C + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		
20	Wind van rechts D + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00		

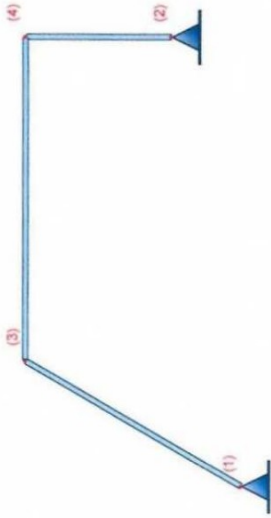
Nr.	Omschrijving	Type	u0	u1	u2
21	Wind van rechts D + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00
22	Wind loodrecht A + Onderdruk	Wind	0,00	0,20	0,00
23	Wind loodrecht A + Overdruk	Wind	0,00	0,20	0,00

1.8 BELASTINGSGEVAL 1 Permanent INCL. eigen gewicht

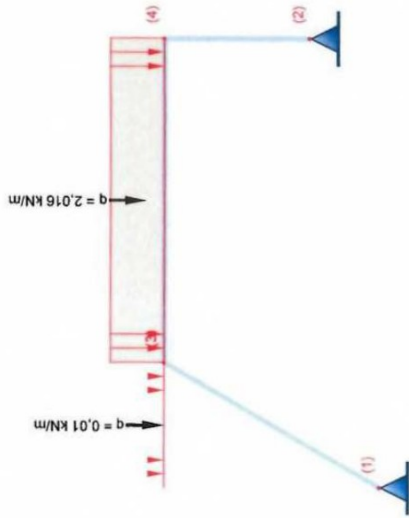


*) Belastingen a.g.v. eigen gewicht worden niet getekend!
Totaal eigen gewicht : 323 kg.

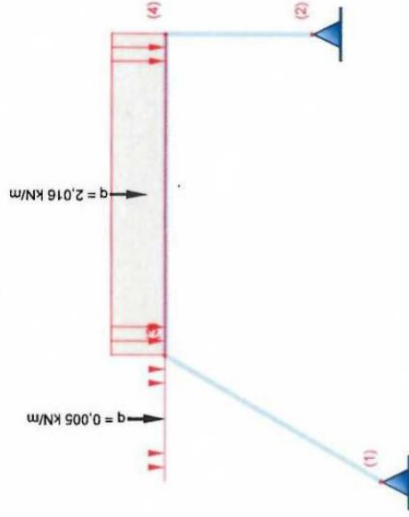
1.9 BELASTINGSGEVAL 2 Veranderlijk



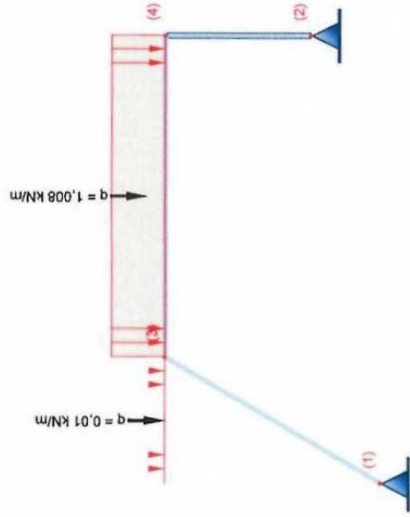
1.10 BELASTINGSGEVAL 3 Sneeuw 1



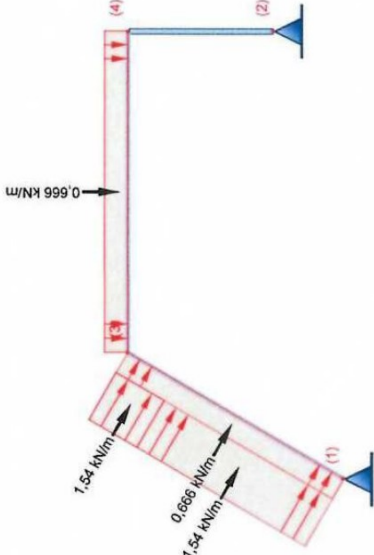
1.11 BELASTINGSGEVAL 4 Sneeuw 2



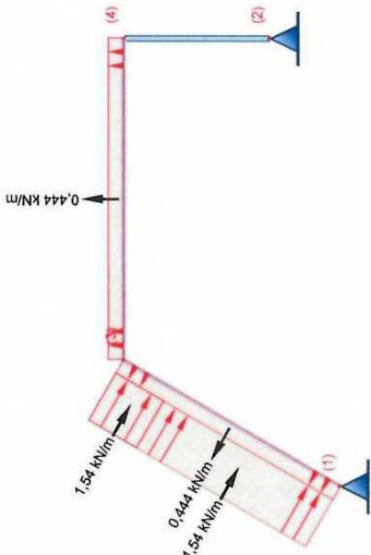
1.12 BELASTINGSGEVAL 5 Sneeuw 3



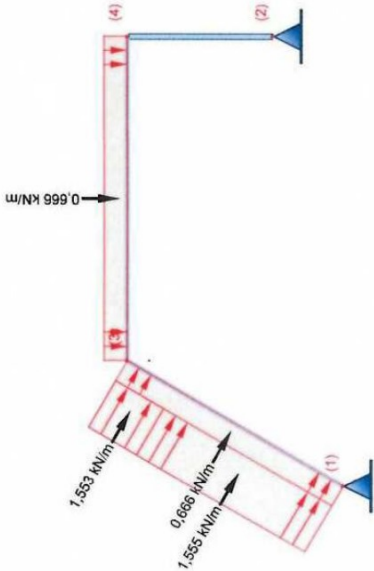
1.15 BELASTINGSGEVAL 8 Wind van links B + Onderdruk



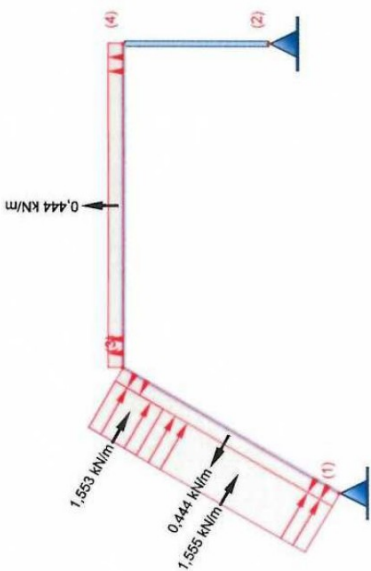
1.16 BELASTINGSGEVAL 9 Wind van links B + Overdruk



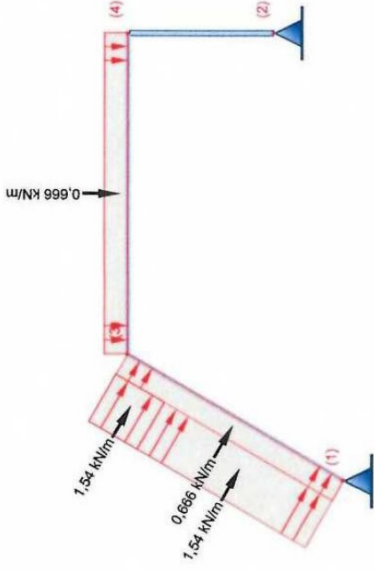
1.13 BELASTINGSGEVAL 6 Wind van links A + Onderdruk



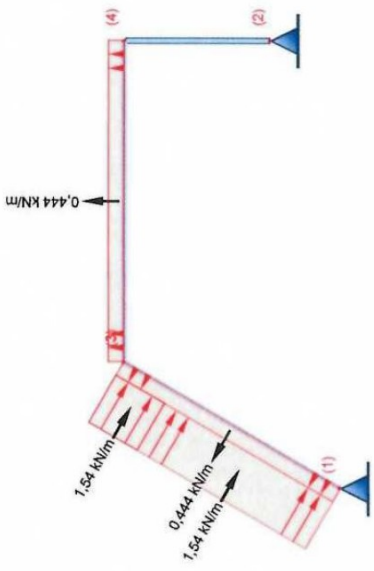
1.14 BELASTINGSGEVAL 7 Wind van links A + Overdruk



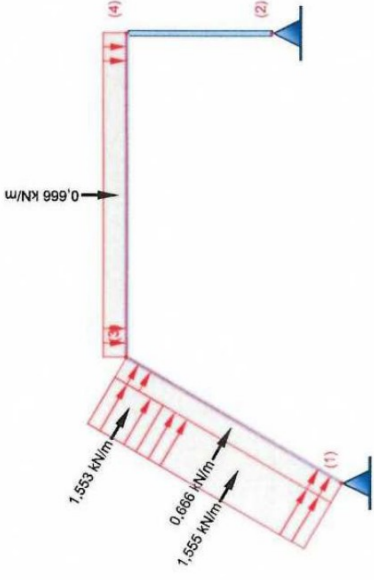
1.19 BELASTINGSGEVAL 12 Wind van links D + Onderdruk



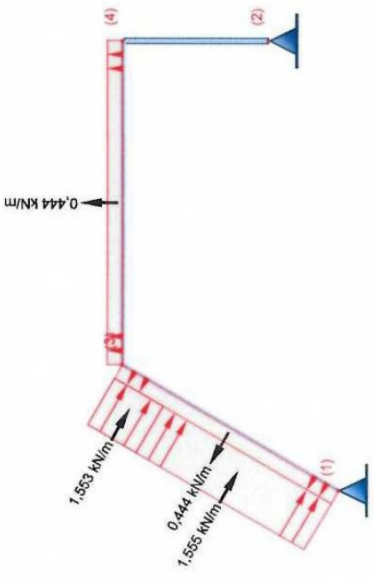
1.20 BELASTINGSGEVAL 13 Wind van links D + Overdruk



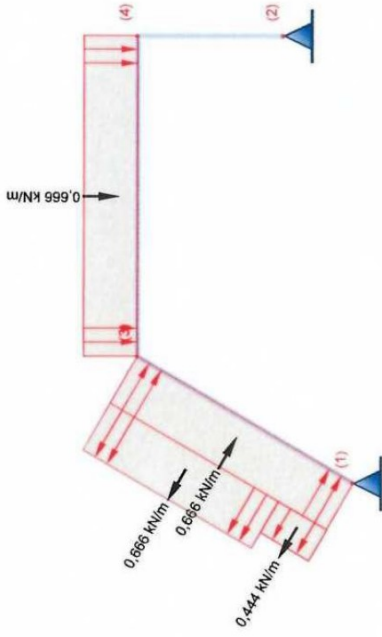
1.17 BELASTINGSGEVAL 10 Wind van links C + Onderdruk



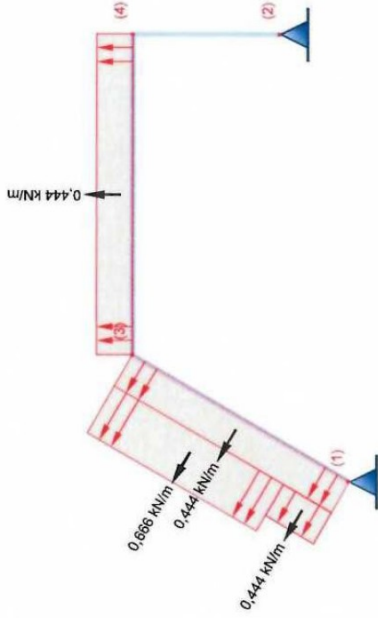
1.18 BELASTINGSGEVAL 11 Wind van links C + Overdruk



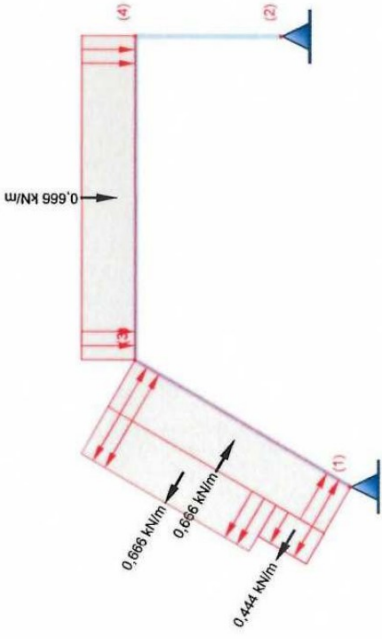
1.23 BELASTINGSGEVAL 16 Wind van rechts B + Onderdruk



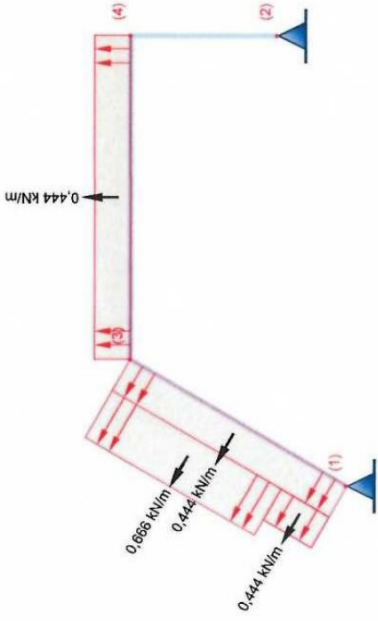
1.24 BELASTINGSGEVAL 17 Wind van rechts B + Overdruk



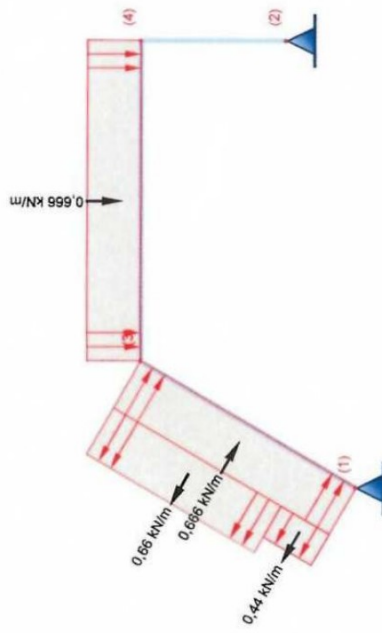
1.21 BELASTINGSGEVAL 14 Wind van rechts A + Onderdruk



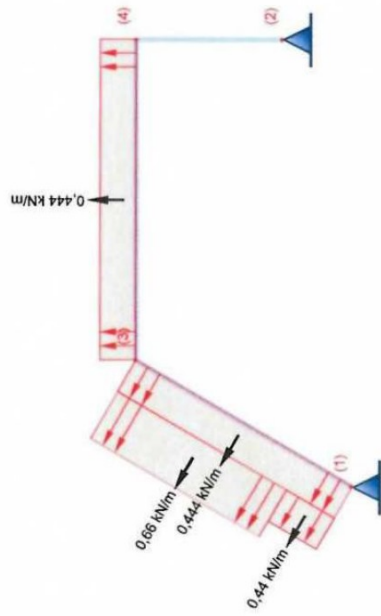
1.22 BELASTINGSGEVAL 15 Wind van rechts A + Overdruk



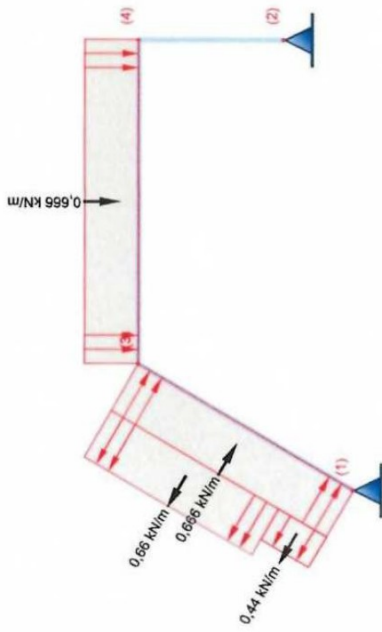
1.27 BELASTINGSGEVAL 20 Wind van rechts D + Onderdruk



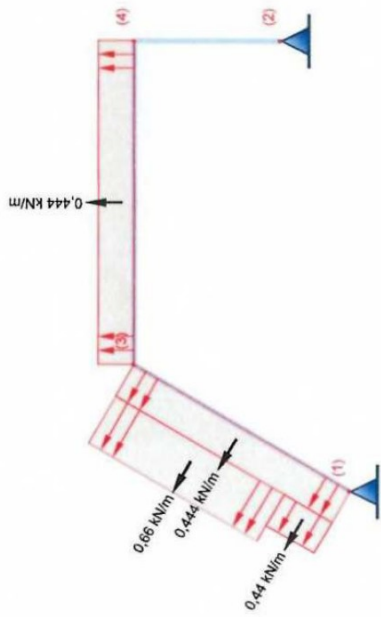
1.28 BELASTINGSGEVAL 21 Wind van rechts D + Overdruk



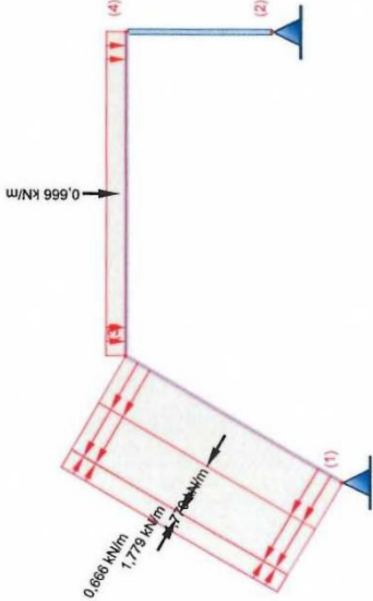
1.25 BELASTINGSGEVAL 18 Wind van rechts C + Onderdruk



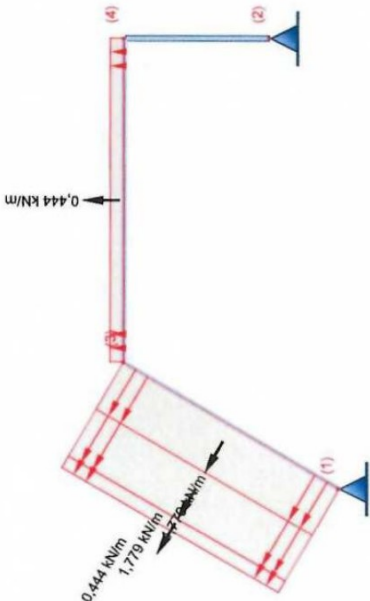
1.26 BELASTINGSGEVAL 19 Wind van rechts C + Overdruk



1.29 BELASTINGSGEVAL 22 Wind loodrecht A + Onderdruk



1.30 BELASTINGSGEVAL 23 Wind loodrecht A + Overdruk



2 Berekeningsresultaten

2.1 KNOPEN - Imperfectie scheefstand

Knoopnummer	1/200 in +X		1/200 in -X	
	X [mm]	Z [mm]	X [mm]	Z [mm]
1	0	0	0	0
2	6405	1000	6395	1000
3	1816	3100	1785	3100
4	6416	3100	6385	3100

2.2 BELASTINGSGEVALLEN

(GL) Geometrisch lineaire krachtsverdeling

2.2.1 Reactiekrachten

Knoopnummer	Belastings geval	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
1	1	3,258	13,792	
	3	1,574	3,585	
	4	1,580	3,583	
	5	0,782	1,795	
	6	-4,588	3,229	
	7	-2,905	0,234	
	8	-4,555	3,216	
	9	-2,872	0,220	
	10	-4,588	3,229	
	11	-2,905	0,234	
	12	-4,555	3,216	
	13	-2,872	0,220	
	14	0,381	1,263	
	15	2,064	-1,733	
	16	0,381	1,263	
	17	2,064	-1,733	
	18	0,368	1,268	
	19	2,050	-1,728	
	20	0,368	1,268	
	21	2,050	-1,728	
	22	7,180	-1,480	
	23	8,863	-4,476	
2	1	-3,251	9,182	
	3	-1,589	5,697	
	4	-1,587	5,695	
	5	-0,796	2,851	
	6	-2,298	3,835	
	7	-0,537	-0,279	
	8	-2,287	3,823	
	9	-0,526	-0,291	
	10	-2,298	3,835	
	11	-0,537	-0,279	
	12	-2,287	3,823	
	13	-0,526	-0,291	
	14	-0,534	1,892	
	15	1,227	-2,222	
	16	-0,534	1,892	

Knoop-nummer	Belastings geval	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
2	17	1,227	-2,222	
	18	-0,539	1,897	
	19	1,222	-2,216	
	20	-0,539	1,897	
	21	1,222	-2,216	
	22	1,787	-0,661	
1	23	3,547	-4,774	
	Minimale / maximale waarden			
	6	-4,588		
	23	8,863		
2	23		-4,774	
	1		13,792	

2.2.2 Staafkrachten

Staaf-nummer	Belastings geval	Knoop-nummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	1	1		13,563	4,108	0,000
		3	2844	-6,477	0,000	5,842
	2	1		-4,633	1,069	5,447
		3		0,000	0,000	0,000
	3	1		3,891	0,439	0,000
		3		-3,891	-0,422	1,542
	4	1		3,891	0,433	0,000
		3		-3,891	-0,424	1,536
	5	1		1,944	0,225	0,000
		3		-1,944	-0,208	0,777
	6	1		0,489	5,589	0,000
		3	2516	-0,489	0,000	7,031
	7	1		-0,489	2,374	5,762
		3		1,257	2,629	0,000
2	1	2		9,182	3,251	0,000
		4		-8,806	-3,251	6,827
	2	2		0,000	0,000	0,000
		4		0,000	0,000	0,000
	3	2		5,697	1,589	0,000
		4		-5,697	-1,589	3,337
	4	2		5,695	1,587	0,000
		4		-5,695	-1,587	3,333
	5	2		2,851	0,796	0,000
		4		-2,851	-0,796	1,672
	6	2		3,835	2,298	0,000
		4		-3,835	-2,298	4,826
	7	2		-0,279	0,537	0,000
		4		0,279	-0,537	1,129
3	1	2		3,823	2,287	0,000
		4		-3,823	-2,287	4,803
	2	2		0,526	0,526	0,000
		4		-0,526	-0,526	1,105
	3	2		3,835	2,298	0,000
		4		-3,835	-2,298	4,826
	4	2		-0,279	0,537	0,000
		4		0,279	-0,537	1,128
	5	2		3,823	2,287	0,000
		4		-3,823	-2,287	4,803
	6	2		0,526	0,526	0,000
		4		-0,526	-0,526	1,105
	7	2		3,835	2,298	0,000
		4		-3,835	-2,298	4,826
4	1	2		-0,279	0,537	0,000
		4		0,279	-0,537	1,129
	2	2		3,823	2,287	0,000
		4		-3,823	-2,287	4,803
	3	2		0,526	0,526	0,000
		4		-0,526	-0,526	1,105
	4	2		3,835	2,298	0,000
		4		-3,835	-2,298	4,826
	5	2		-0,279	0,537	0,000
		4		0,279	-0,537	1,128
	6	2		3,823	2,287	0,000
		4		-3,823	-2,287	4,803
	7	2		0,526	0,526	0,000
		4		-0,526	-0,526	1,105
5	1	2		1,892	0,534	0,000
		4		-1,892	-0,534	1,121
	2	2		-2,222	-1,227	0,000
		4		2,222	1,227	-2,577
	3	2		1,892	0,534	0,000
		4		-1,892	-0,534	1,121
	4	2		-2,222	-1,227	0,000
		4		2,222	1,227	-2,577
	5	2		1,892	0,534	0,000
		4		-1,892	-0,534	1,121
	6	2		-2,222	-1,227	0,000
		4		2,222	1,227	-2,577
	7	2		1,892	0,534	0,000
		4		-1,892	-0,534	1,121

Staalnummer	Belastings geval	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
2	17	4		-1,892	-0,534	1,121
		2		-2,222	-1,227	0,000
	18	4		2,222	1,227	-2,577
		2		1,897	0,539	0,000
	19	4		-1,897	-0,539	1,131
		2		-2,216	-1,222	0,000
	20	4		2,216	1,222	-2,567
		2		1,897	0,539	0,000
	21	4		-1,897	-0,539	1,131
		2		-2,216	-1,222	0,000
3	22	4		2,216	1,222	-2,567
		2		-0,661	-1,787	0,000
	23	4		0,661	1,787	-3,752
		2		-4,774	-3,547	0,000
		4		4,774	3,547	-7,450
	1	3		3,251	3,470	-5,447
		4	1300	-3,251	0,000	7,702
	2	3		-3,251	8,806	-6,827
		4		0,000	0,000	0,000
	3	3		1,589	3,576	-1,542
4		4	1774	-1,589	0,000	4,714
	4	3		1,587	5,697	-3,337
		4		-1,587	3,578	-1,536
	5	3		-1,587	0,000	4,712
		4		-1,587	5,695	-3,333
	6	3		0,796	1,786	-0,777
		4	1772	-0,796	0,000	2,359
	7	3		-0,796	-2,851	-1,672
		4		2,298	-0,769	-5,762
	8	3		-2,298	3,835	-4,826
5		4		0,537	-1,765	-2,290
	9	3	3973	-0,537	0,000	-1,216
		4		-0,537	-0,279	-1,129
	10	3		2,287	-0,757	-5,729
		4		-2,287	3,823	-4,803
	11	3		0,526	-1,753	-2,257
		4	3945	-0,526	0,000	-1,201
	12	3		-0,526	-0,291	-1,105
		4		2,298	-0,769	-5,762
	13	3		-2,298	3,835	-4,826
6		4		0,537	-1,765	-2,290
	14	3	3973	-0,537	0,000	-1,216
		4		-0,537	-0,279	-1,129
	15	3		2,287	-0,757	-5,729
		4		-2,287	3,823	-4,803
	16	3		0,526	-1,753	-2,257
		4	3945	-0,526	0,000	-1,201
		3		-0,526	-0,291	-1,105
		4		2,298	-0,769	-5,762
		3	1762	-2,298	3,835	-4,826

Staalnummer	Belastings geval	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
3		4		-0,534	0,000	1,564
	17	3	1762	-0,534	1,892	-1,121
		4		-1,227	0,178	2,943
	18	3		1,227	-2,222	2,577
		4		0,539	1,169	-0,544
		3	1754	-0,539	0,000	1,569
	19	4		-0,539	1,897	-1,131
		3		-1,222	0,173	2,928
	20	4		1,222	-2,216	2,567
		3		0,539	1,169	-0,544
4		4		-0,539	0,000	1,569
	21	3	1754	-0,539	1,897	-1,131
		4		-1,222	0,173	2,928
	22	3		1,222	-2,216	2,567
		4		-1,787	3,727	6,339
	23	3		1,787	-3,547	3,752
		4		-3,547	2,731	9,812
		3		3,547	-4,774	7,450
		4				
		4				

2.3 UITERSTE GRENSTOESTANDEN (UGT)

2.3.1 Belastingscombinaties

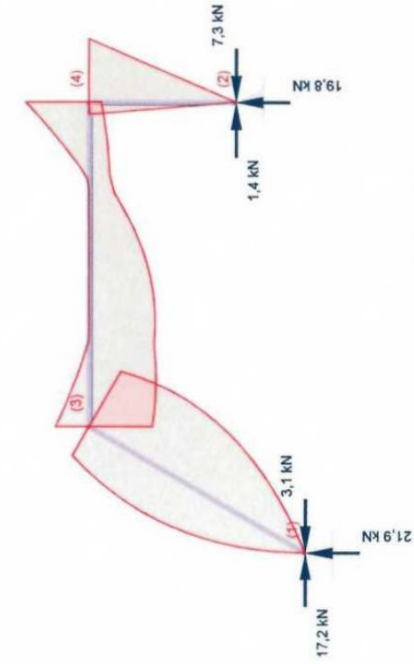
(GNL) Geometrisch niet-lineaire krachtsverdeling

Combinatie nummer	Omschrijving	Type
1.1	Permanent + Scheefstand 1/200 +X	UGT
1.2	Permanent + Scheefstand 1/200 -X	UGT
2.1	Veranderlijk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
2.2	Veranderlijk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
3.1	Sneeuw 1 + Scheefstand 1/200 +X	UGT
3.2	Sneeuw 1 + Scheefstand 1/200 -X	UGT
4.1	Sneeuw 2 + Scheefstand 1/200 +X	UGT
4.2	Sneeuw 2 + Scheefstand 1/200 -X	UGT
5.1	Sneeuw 3 + Scheefstand 1/200 +X	UGT
5.2	Sneeuw 3 + Scheefstand 1/200 -X	UGT
6.1	Wind van links A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
6.2	Wind van links A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
7.1	Wind van links A + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
7.2	Wind van links A + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
8.1	Wind van links B + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
8.2	Wind van links B + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
9.1	Wind van links B + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
9.2	Wind van links B + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
10.1	Wind van links C + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
10.2	Wind van links C + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
11.1	Wind van links C + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
11.2	Wind van links C + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
12.1	Wind van links D + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
12.2	Wind van links D + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
13.1	Wind van links D + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
13.2	Wind van links D + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
14.1	Wind van rechts A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
14.2	Wind van rechts A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
15.1	Wind van rechts A + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
15.2	Wind van rechts A + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
16.1	Wind van rechts B + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
16.2	Wind van rechts B + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
17.1	Wind van rechts B + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
17.2	Wind van rechts B + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
18.1	Wind van rechts C + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
18.2	Wind van rechts C + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
19.1	Wind van rechts C + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
19.2	Wind van rechts C + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
20.1	Wind van rechts D + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
20.2	Wind van rechts D + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
21.1	Wind van rechts D + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
21.2	Wind van rechts D + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
22.1	Wind loodrecht A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
22.2	Wind loodrecht A + Onderdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT
23.1	Wind loodrecht A + Overdruk + Scheefstand 1/200 +X	UGT
23.2	Wind loodrecht A + Overdruk + Scheefstand 1/200 -X	UGT

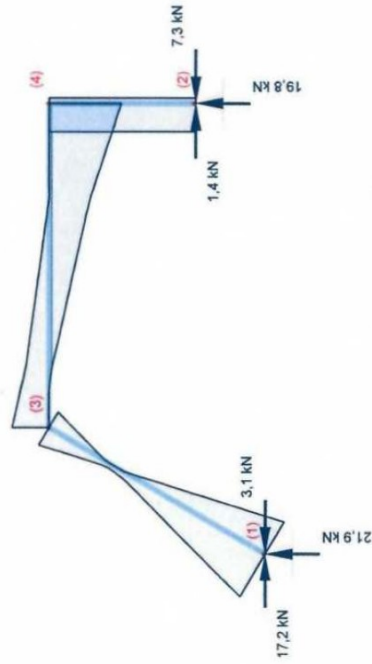
Combinatie nummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.1	1,00x1, 0,40x1									
1.2	1,00x1, 0,40x1									
2.1	1,00x1, 1,00x1									
2.2	1,00x1, 1,00x1									
3.1	1,00x1, 0,40x1									
3.2	1,00x1, 0,40x1									
4.1	1,00x1, 0,40x1									
4.2	1,00x1, 0,40x1									
5.1	1,00x1, 0,40x1									
5.2	1,00x1, 0,40x1									
6.1	1,00x1, 0,40x1									
6.2	1,00x1, 0,40x1									
7.1	1,00x1, 0,40x1									
7.2	1,00x1, 0,40x1									
8.1	1,00x1, 0,40x1									
8.2	1,00x1, 0,40x1									
9.1	1,00x1, 0,40x1									
9.2	1,00x1, 0,40x1									
10.1	1,00x1, 0,40x1									
10.2	1,00x1, 0,40x1									
11.1	1,00x1, 0,40x1									
11.2	1,00x1, 0,40x1									
12.1	1,00x1, 0,40x1									
12.2	1,00x1, 0,40x1									
13.1	1,00x1, 0,40x1									
13.2	1,00x1, 0,40x1									
14.1	1,00x1, 0,40x1									
14.2	1,00x1, 0,40x1									
15.1	1,00x1, 0,40x1									
15.2	1,00x1, 0,40x1									
16.1	1,00x1, 0,40x1									
16.2	1,00x1, 0,40x1									
17.1	1,00x1, 0,40x1									
17.2	1,00x1, 0,40x1									
18.1	1,00x1, 0,40x1									
18.2	1,00x1, 0,40x1									
19.1	1,00x1, 0,40x1									
19.2	1,00x1, 0,40x1									
20.1	1,00x1, 0,40x1									
20.2	1,00x1, 0,40x1									
21.1	1,00x1, 0,40x1									
21.2	1,00x1, 0,40x1									
22.1	1,00x1, 0,40x1									
22.2	1,00x1, 0,40x1									
23.1	1,00x1, 0,40x1									
23.2	1,00x1, 0,40x1									

Combinatie nummer	Belasting (w x y)																		
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
1.1																			
1.2																			
2.1																			
2.2																			
3.1																			
3.2																			
4.1																			
4.2																			
5.1																			
5.2																			
6.1																			
6.2																			
7.1																			
7.2																			
8.1																			
8.2																			
9.1																			
9.2																			
10.1																			
10.2																			
11.1																			
11.2																			
12.1																			
12.2																			
13.1																			
13.2																			
14.1																			
14.2																			
15.1																			
15.2																			
16.1																			
16.2																			
17.1																			
17.2																			
18.1																			
18.2																			
19.1																			
19.2																			
20.1																			
20.2																			
21.1																			
21.2																			
22.1																			
22.2																			
23.1																			
23.2																			

Combinatie nummer	Belasting (w x y)																		
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
1.1																			
1.2																			
2.1																			
2.2																			
3.1																			
3.2																			
4.1																			
4.2																			
5.1																			
5.2																			
6.1																			
6.2																			
7.1																			
7.2																			
8.1																			
8.2																			
9.1																			
9.2																			
10.1																			
10.2																			
11.1																			
11.2																			
12.1																			
12.2																			
13.1																			
13.2																			
14.1																			
14.2																			
15.1																			
15.2																			
16.1																			
16.2																			
17.1																			
17.2																			
18.1																			
18.2																			
19.1																			
19.2																			
20.1																			
20.2																			
21.1																			
21.2																			
22.1																			
22.2																			
23.1																			
23.2																			



Omhullende M-lijn



Omhullende D-lijn

2.3.2 Omhullende reactiekrachten

Knoop-nummer	Combinatie nummer	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
1	3.2	6,197	21,858	
	10.2	-3,081	21,261	
	23.1	17,200	9,769	
2	3.1	-6,163	19,759	
	6.2	-7,311	16,865	
	23.1	1,432	3,855	

Knoop-nummer	Combinatie nummer	Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
2	23.2	1,427	3,803	
	6.2	-7,311		
	23.1	17,200		
1	23.2		3,803	
	3.2		21,858	

2.3.3 Staafrachten

Staafr-nummer	Combinatie nummer	Knoop-nummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	1.1	1	2894	18,195	5,643	0,000
				-8,463	0,000	8,167
				-6,141	1,346	7,691
	1.2	3	2862	18,277	5,581	0,000
				-8,662	0,000	7,987
				-6,223	1,409	7,490
	2.1	1	2891	16,182	5,010	0,000
				-7,541	0,000	7,240
				-5,466	1,203	6,813
	2.2	3	2859	16,254	4,954	0,000
				-7,709	0,000	7,081
				-5,538	1,259	6,634
	3.1	1	3314	21,885	5,768	0,000
				-11,979	0,000	9,557
				-11,170	0,471	9,489
	3.2	3	3255	22,035	5,665	0,000
				-12,306	0,000	9,219
				-11,320	0,574	9,130
	4.1	1	3316	21,887	5,759	0,000
				-11,975	0,000	9,547
				-11,171	0,467	9,480
	4.2	3	3257	22,037	5,656	0,000
				-12,302	0,000	9,209
				-11,321	0,570	9,121
	5.1	1	3099	19,038	5,393	0,000
				-9,775	0,000	8,356
				-8,322	0,845	8,144
	5.2	3	3054	19,149	5,314	0,000
				-10,021	0,000	8,113
				-8,433	0,925	7,875
	6.1	1	2664	16,808	13,492	0,000
				-8,846	0,000	17,968
				-6,093	4,665	15,783
	6.2	3	2647	16,889	13,409	0,000
				-8,977	0,000	17,748
				-6,174	4,748	15,561
	7.1	1	2637	14,298	8,962	0,000
				-6,418	0,000	11,814
				-3,583	3,221	10,261
	7.2	3	2621	14,345	8,911	0,000
				-6,509	0,000	11,680
				-3,630	3,273	10,130
	8.1	1		16,816	13,439	0,000

Staaf-nummer	Comb. nummer	Knoop-nummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	8.2	3	2665	-8,851	0,000	17,905
		1		-6,101	4,642	15,733
		1	2648	16,897	13,356	0,000
	9.1	3		-8,982	0,000	17,684
		1		-6,182	4,725	15,510
		1	2636	14,306	8,909	0,000
	9.2	3		-6,421	0,000	11,751
		1		-3,891	3,198	10,211
		1	2623	14,353	8,858	0,000
	10.1	3		-6,513	0,000	11,616
		1		-3,637	3,249	10,080
		1	2664	16,808	13,492	0,000
	10.2	3		-8,846	0,000	17,968
		1		-6,093	4,685	15,783
		1	2647	16,889	13,409	0,000
	11.1	3		-6,174	4,748	17,748
		1		-8,962	0,000	15,561
		1	2637	14,298	8,962	0,000
	11.2	3		-6,418	0,000	11,814
		1		-3,583	3,221	10,261
		1	2621	14,345	8,911	0,000
	12.1	3		-6,509	0,000	11,680
		1		-3,630	3,273	10,130
		1	2665	16,816	13,439	0,000
	12.2	3		-8,851	0,000	17,905
		1		-6,101	4,642	15,733
		1	2648	16,897	13,356	0,000
	13.1	3		-8,982	0,000	17,684
		1		-6,182	4,725	15,510
		1	2636	14,306	8,909	0,000
	13.2	3		-6,421	0,000	11,751
		1		-3,891	3,198	10,211
		1	2623	14,353	8,858	0,000
	14.1	3		-6,513	0,000	11,616
		1		-3,637	3,249	10,080
		1	3018	18,068	5,497	0,000
	14.2	3		-9,046	0,000	8,000
		1		-7,352	5,425	7,714
		1	2977	18,166	5,425	0,000
	15.1	3		-9,266	0,000	7,787
		1		-7,450	1,053	7,476
		1	2623	15,529	0,987	0,000
	15.2	3		-4,814	-0,482	2,267
		1		15,593	0,948	0,000
		1	3018	-4,877	-0,443	2,120
	16.1	3		18,068	5,497	0,000
		1		-9,046	0,000	8,000
		1	2977	-7,352	5,425	7,714
	16.2	3		18,166	5,425	0,000
		1		-9,266	0,000	7,787
		1	2623	-7,450	1,053	7,476
	17.1	3		15,529	0,987	0,000
		1		-4,814	-0,482	2,267
		1	3018	15,593	-0,462	0,000
	17.2	3		-4,877	-0,443	2,120
		1		18,068	5,497	0,000
		1	2977	-9,046	0,000	8,000

Staaf-nummer	Combinatie nummer	Knoop-nummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	18.1	1		3016	18,064	5,518
		3		-9,051	0,000	8,027
		1	3016	-7,349	0,992	7,737
	18.2	1		18,162	5,446	0,000
		3		-9,270	0,000	7,814
		1	2975	-7,446	1,083	7,499
	19.1	1		15,526	1,008	0,000
		3		-4,810	-0,472	2,290
		1	3016	15,589	0,968	0,000
	19.2	1		18,064	5,518	2,142
		3		-9,051	0,000	8,027
		1	2975	-7,349	0,992	7,737
	20.1	1		18,162	5,446	0,000
		3		-9,270	0,000	7,814
		1	2975	-7,446	1,083	7,499
	20.2	1		15,526	1,008	0,000
		3		-4,810	-0,472	2,290
		1	3016	15,589	0,968	0,000
	21.1	1		18,064	5,518	2,142
		3		-9,051	0,000	8,027
		1	2975	-7,349	0,992	7,737
	21.2	1		18,162	5,446	0,000
		3		-9,270	0,000	7,814
		1	2975	-7,446	1,083	7,499
	22.1	1		15,526	1,008	0,000
		3		-4,810	-0,472	2,290
		1	2098	15,589	0,968	0,000
	22.2	1		18,064	5,518	2,142
		3		-9,051	0,000	8,027
		1	2119	-7,349	0,992	7,737
	23.1	1		18,162	5,446	0,000
		3		-9,270	0,000	7,814
		1	2329	-7,446	1,083	7,499
	23.2	1		15,526	1,008	0,000
		3		-4,810	-0,472	2,290
		1	2334	15,589	0,968	0,000
	1.1	2		12,479	4,475	0,000
		4		-11,972	-4,475	9,397
		2	2	12,451	4,413	0,000
	1.2	2		-11,943	-4,413	9,267
		4		11,086	3,972	0,000
		2	2	-10,635	-3,972	8,341
	2.1	2		11,061	3,917	0,000
		4		-10,609	-3,917	8,226
		2	2	19,728	6,437	0,000
	3.1	2		-19,277	-6,437	13,518
		4		19,664	6,333	0,000
		2	2	-19,213	-6,333	13,299
	3.2	2		19,725	6,434	0,000
		4		-19,273	-6,434	13,512
		2	2	19,661	6,330	0,000
	4.1	2		-19,210	-6,330	13,293
		4		15,406	5,204	0,000
		2	2	-14,954	-5,204	10,930
	5.1	2		15,362	5,125	0,000
		4		-14,910	-5,125	10,762
		2	2	16,912	7,499	0,000
	5.2	2		-16,461	-7,499	15,747
		4		16,901	7,421	0,000
		2	2			

Staalnummer	Combinatienummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
2	7.1	4		-16,450	-7,421	15,585
		2		10,666	4,784	0,000
	7.2	4		-10,215	-4,784	10,047
		2		10,663	4,737	0,000
	8.1	4		-10,211	-4,737	9,948
		2		16,893	7,482	0,000
	8.2	4		-16,442	-7,482	15,711
		2		16,882	7,404	0,000
	9.1	4		-16,431	-7,404	15,549
		2		10,648	4,767	0,000
	9.2	4		-10,196	-4,767	10,011
		2		10,644	4,720	0,000
	10.1	4		-10,193	-4,720	9,913
		2		16,912	7,499	0,000
	10.2	4		-16,461	-7,499	15,747
		2		16,901	7,421	0,000
	11.1	4		-16,450	-7,421	15,585
		2		10,666	4,784	0,000
	11.2	4		-10,215	-4,784	10,047
		2		10,663	4,737	0,000
12.1	4		-10,211	-4,737	9,948	
	2		16,893	7,482	0,000	
12.2	4		-16,442	-7,482	15,711	
	2		16,882	7,404	0,000	
13.1	4		-16,431	-7,404	15,549	
	2		10,648	4,767	0,000	
13.2	4		-10,196	-4,767	10,011	
	2		10,644	4,720	0,000	
14.1	4		-10,193	-4,720	9,913	
	2		13,951	4,797	0,000	
14.2	4		-13,500	-4,797	10,074	
	2		13,914	4,726	0,000	
15.1	4		-13,463	-4,726	9,925	
	2		7,723	2,098	0,000	
15.2	4		-7,271	-2,098	4,405	
	2		7,692	2,057	0,000	
16.1	4		-7,241	-2,057	4,319	
	2		13,951	4,797	0,000	
16.2	4		-13,500	-4,797	10,074	
	2		13,914	4,726	0,000	
17.1	4		-13,463	-4,726	9,925	
	2		7,723	2,098	0,000	
17.2	4		-7,271	-2,098	4,405	
	2		7,692	2,057	0,000	
18.1	4		-7,241	-2,057	4,319	
	2		13,960	4,805	0,000	
18.2	4		-13,508	-4,805	10,090	
	2		13,922	4,734	0,000	
19.1	4		-13,471	-4,734	9,941	
	2		7,731	2,105	0,000	
19.2	4		-7,280	-2,105	4,421	
	2		7,701	2,064	0,000	
20.1	4		-7,249	-2,064	4,335	
	2		13,960	4,805	0,000	
		4		-13,508	10,090	

Staalnummer	Combinatienummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
2	20.2	2		13,922	4,734	0,000
		4		-13,471	-4,734	9,941
	21.1	2		7,731	2,105	0,000
		4		-7,280	-2,105	4,421
	21.2	2		7,701	2,064	0,000
		4		-7,249	-2,064	4,335
	22.1	2		10,068	1,253	0,000
		4		-9,617	-1,253	2,632
	22.2	2		9,996	1,190	0,000
		4		-9,544	-1,190	2,499
	23.1	2		3,862	1,427	0,000
		4		-3,411	-1,427	-2,996
	23.2	2		3,796	1,460	0,000
		4		-3,345	-1,460	-3,066
3	1.1	3		4,334	4,571	-7,691
		4	1269	-4,334	0,000	10,592
	1.2	4		-4,334	12,001	-9,397
		3	1289	4,393	4,643	-7,490
	2.1	4		-4,393	0,000	10,482
		3	1271	4,393	11,929	-9,267
	2.2	3		3,855	4,071	-6,813
		4		-3,855	0,000	9,401
	3.1	3		-3,855	10,660	-8,341
		4	1291	3,908	4,135	-6,634
	3.2	3		-3,908	0,000	9,304
		4	1497	-3,908	10,596	-8,226
	4.1	3		6,165	9,318	-9,489
		4		-6,165	0,000	16,463
	4.2	3		-6,165	19,322	-13,518
		4	1517	6,258	9,445	-9,130
	5.1	3		-6,258	0,000	16,293
		4	1497	-6,258	19,196	-13,296
	5.2	3		6,163	9,322	-9,480
		4		-6,163	0,000	16,459
6.1	3		-6,163	19,318	-13,512	
	4	1517	6,255	9,448	-9,121	
6.2	3		-6,255	0,000	16,289	
	4	1441	-6,255	19,193	-13,293	
7.1	3		5,017	6,897	-8,144	
	4	1421	-5,017	0,000	12,900	
7.2	3		-5,017	14,989	-10,930	
	4	1441	5,089	6,791	-7,875	
8.1	3		-5,089	0,000	12,767	
	4	669	-5,089	14,895	-10,762	
8.2	3		7,219	2,810	-15,783	
	4	669	-7,219	0,000	16,723	
9.1	3		-7,219	16,518	-15,747	
	4		7,309	2,894	-15,561	
9.2	3		-7,309	0,000	16,557	
	4		-7,309	16,436	-15,585	
10.1	3		4,653	1,418	-10,261	
	4	559	-4,653	0,000	10,658	
10.2	3		-4,653	10,247	-10,047	
	4	579	4,709	1,468	-10,130	
11.1	3		-4,709	0,000	10,554	
	4		4,709	0,000	10,554	

Staalnummer	Combinatienummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
3	8.1	4	10,197	-4,709	10,197	-9,948
		3	2,829	7,203	2,829	-15,733
		4	0,000	-7,203	0,000	16,686
		3	16,500	-7,203	16,500	-15,711
	8.2	3	2,913	7,293	2,913	-15,510
		4	0,000	-7,293	0,000	16,520
		3	16,417	-7,293	16,417	-15,549
		4	1,436	4,637	1,436	-10,211
	9.1	3	0,000	-4,637	0,000	10,618
		4	10,229	-4,637	10,229	-10,011
		3	1,486	4,693	1,486	-10,080
		4	0,000	-4,693	0,000	10,515
	9.2	3	10,178	-4,693	10,178	-9,913
		4	2,810	7,219	2,810	-15,783
		3	0,000	-7,219	0,000	16,723
		4	16,519	-7,219	16,519	-15,747
	10.1	3	2,894	7,309	2,894	-15,561
		4	0,000	-7,309	0,000	16,557
		3	16,436	-7,309	16,436	-15,585
		4	1,418	4,653	1,418	-10,261
	10.2	3	0,000	-4,653	0,000	10,658
		4	10,247	-4,653	10,247	-10,047
		3	1,468	4,709	1,468	-10,130
		4	0,000	-4,709	0,000	10,554
	11.1	3	10,197	-4,709	10,197	-9,948
		4	2,829	7,203	2,829	-15,733
		3	0,000	-7,203	0,000	16,685
		4	16,500	-7,203	16,500	-15,711
	11.2	3	2,913	7,293	2,913	-15,510
		4	0,000	-7,293	0,000	16,520
		3	16,417	-7,293	16,417	-15,549
		4	1,436	4,637	1,436	-10,211
	12.1	3	0,000	-4,637	0,000	10,618
		4	10,229	-4,637	10,229	-10,011
		3	1,486	4,693	1,486	-10,080
		4	0,000	-4,693	0,000	10,515
	12.2	3	10,179	-4,693	10,179	-9,913
		4	2,913	7,293	2,913	-15,510
		3	0,000	-7,293	0,000	16,520
		4	16,417	-7,293	16,417	-15,549
	13.1	3	1,436	4,637	1,436	-10,211
		4	0,000	-4,637	0,000	10,618
		3	10,229	-4,637	10,229	-10,011
		4	1,486	4,693	1,486	-10,080
	13.2	3	0,000	-4,693	0,000	10,515
		4	10,179	-4,693	10,179	-9,913
		3	2,913	7,293	2,913	-15,510
		4	0,000	-7,293	0,000	16,520
	14.1	3	5,798	4,635	5,798	-7,714
		4	0,000	-4,635	0,000	11,714
		3	13,532	-4,635	13,532	-10,074
		4	5,882	4,700	5,882	-7,476
	14.2	3	0,000	-4,700	0,000	11,593
		4	13,448	-4,700	13,448	-9,925
		3	2,041	4,382	2,041	-2,267
		4	0,000	-4,382	0,000	6,053
	15.1	3	7,283	2,041	7,283	-4,405
		4	0,000	-2,041	0,000	5,994
		3	4,433	2,073	4,433	-2,120
		4	0,000	-2,073	0,000	5,994
	15.2	3	7,232	-2,073	7,232	-4,319
		4	0,000	2,073	0,000	5,798
		3	5,798	-4,635	5,798	-7,714
		4	0,000	4,635	0,000	11,714
	16.1	3	13,532	-4,635	13,532	-10,074
		4	5,882	4,700	5,882	-7,476
		3	0,000	-4,700	0,000	11,593
		4	13,448	-4,700	13,448	-9,925

Staalnummer	Combinatienummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
3	17.1	3	1728	2,041	4,382	-2,267
		4	0,000	-2,041	0,000	6,053
		3	1748	2,073	7,283	-4,405
		4	0,000	-2,073	0,000	-2,120
	18.1	3	1378	-2,073	7,232	5,984
		4	0,000	2,073	7,232	-4,319
		3	1378	-4,642	5,789	-7,737
		4	0,000	4,642	5,789	11,725
	18.2	3	1398	-4,642	13,540	-10,090
		4	0,000	4,708	5,874	-7,499
		3	1398	-4,708	0,000	11,604
		4	0,000	4,708	13,456	-9,941
	19.1	3	1725	2,048	4,374	-2,290
		4	0,000	-2,048	0,000	6,061
		3	1725	-2,048	7,291	-4,421
		4	0,000	2,048	4,425	-2,142
	19.2	3	1745	-2,080	7,241	6,002
		4	0,000	2,080	7,241	-4,335
		3	1378	-4,642	5,789	-7,737
		4	0,000	4,642	13,540	11,725
	20.1	3	1398	-4,708	5,874	-7,499
		4	0,000	4,708	0,000	11,604
		3	1398	-4,708	13,456	-9,941
		4	0,000	4,708	4,374	-2,290
	21.1	3	1725	2,048	0,000	6,061
		4	0,000	-2,048	7,291	-4,421
		3	1745	-2,080	4,425	-2,142
		4	0,000	2,080	0,000	6,002
	22.1	3	2310	-2,080	7,241	-4,335
		4	0,000	2,080	9,706	2,823
		3	2310	-1,201	0,000	8,387
		4	0,000	1,201	9,623	-2,632
	22.2	3	2330	1,235	9,791	3,081
		4	0,000	-1,235	0,000	8,326
		3	2330	-1,235	9,538	-2,498
		4	0,000	1,235	8,260	8,171
	23.1	3	3257	-1,430	0,000	5,282
		4	0,000	1,430	3,405	2,996
		3	3278	-1,429	8,312	8,339
		4	0,000	1,429	0,000	5,283
	23.2	3	3278	1,429	3,353	3,066
		4	0,000	-1,429	0,000	0,000

2.3.4 Omhullende staafkrachten

Staalnummer	Combinatienummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	4.2	1		22,037	5,666	0,000
		1		14,298	8,962	0,000
		1		16,808	13,492	0,000
		1		17,207	-9,971	0,000
	23.2	1	2664	-8,846	0,000	17,968
		3		-11,321	0,570	9,121
		3		-6,093	4,665	16,783
		3				

Combinatie nummer	Omschrijving	Type
24	Permanent	BGT
25	Veranderlijk	BGT
26	Sneeuw 1	BGT
27	Sneeuw 2	BGT
28	Sneeuw 3	BGT
29	Wind van links A + Onderdruk	BGT
30	Wind van links A + Overdruk	BGT
31	Wind van links B + Onderdruk	BGT
32	Wind van links B + Overdruk	BGT
33	Wind van links C + Onderdruk	BGT
34	Wind van links C + Overdruk	BGT
35	Wind van links D + Onderdruk	BGT
36	Wind van links D + Overdruk	BGT
37	Wind van rechts A + Onderdruk	BGT
38	Wind van rechts A + Overdruk	BGT
39	Wind van rechts B + Onderdruk	BGT
40	Wind van rechts B + Overdruk	BGT
41	Wind van rechts C + Onderdruk	BGT
42	Wind van rechts C + Overdruk	BGT
43	Wind van rechts D + Onderdruk	BGT
44	Wind van rechts D + Overdruk	BGT
45	Wind loodrecht A + Onderdruk	BGT
46	Wind loodrecht A + Overdruk	BGT
47	BGT Blijvend	BGT Blijvend

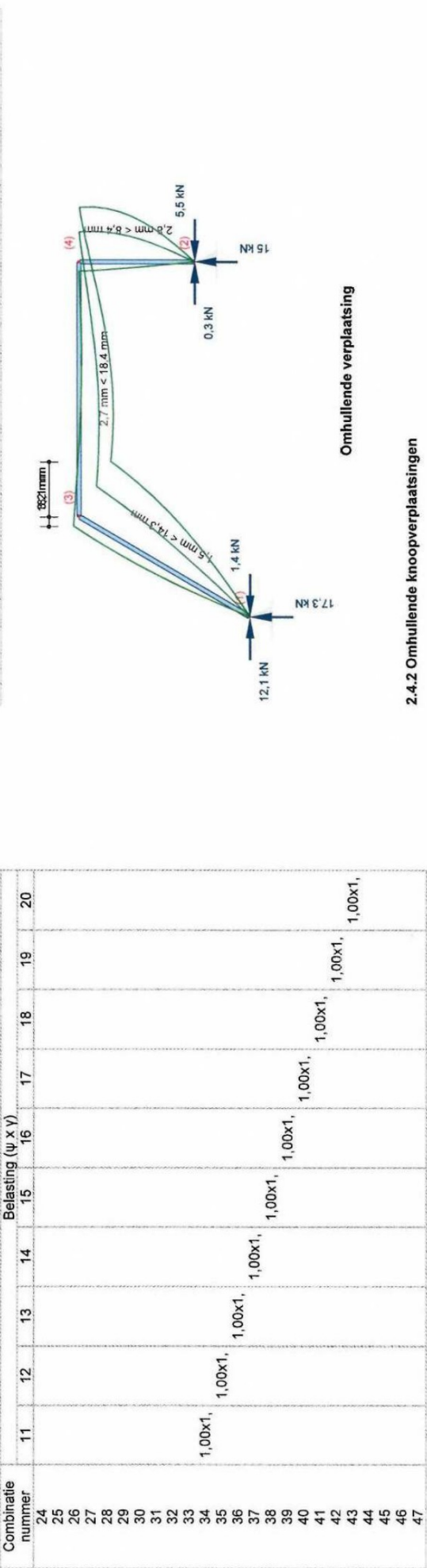
Staalnummer	Combinatie nummer	Knoopnummer	x-lokaal [mm]	Nx-lokaal [kN]	Vz-lokaal [kN]	My-lokaal [kNm]
1	6.2	3		-6,174	4,748	15,561
	7.1	3		-3,583	3,221	10,261
	23.1	3		-6,407	-5,366	-8,171
	23.2	3		-5,492	-5,343	-8,339
2	3.1	2		19,728	6,437	0,000
	6.1	2		16,912	7,499	0,000
	23.2	2		3,796	-1,460	0,000
	23.2	4		-19,277	-6,437	13,518
3	6.1	4		-16,461	-7,499	15,747
	23.2	4		-3,345	1,460	-3,066
	6.1	3		7,219	2,810	-15,783
	6.2	3		7,309	2,894	-15,561
	7.1	3		4,653	1,418	-10,261
	22.2	3		1,235	9,791	3,081
	23.1	3		-1,430	8,260	8,171
	23.2	3		-1,429	8,312	8,339
	6.1		669	-7,219	0,000	16,723
	3.1	4		-6,165	18,322	-13,518
	6.1	4		-7,219	16,519	-15,747
	6.2	4		-7,309	16,436	-15,585
	23.1	4		1,430	3,405	2,996
	23.2	4		1,429	3,353	3,066

2.4 BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTANDEN (BGT)

2.4.1 Belastingscombinaties

(GNL) Geometrisch niet-lineaire krachtsverdeling

Combinatie nummer	Belasting (ψ x y)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
24	1,00x1,	0,40x1,								
25	1,00x1,	1,00x1,								
26	1,00x1,	0,40x1,	1,00x1,							
27	1,00x1,	0,40x1,		1,00x1,						
28	1,00x1,	0,40x1,			1,00x1,					
29	1,00x1,	0,40x1,				1,00x1,				
30	1,00x1,	0,40x1,					1,00x1,			
31	1,00x1,	0,40x1,						1,00x1,		
32	1,00x1,	0,40x1,							1,00x1,	
33	1,00x1,	0,40x1,								1,00x1,
34	1,00x1,	0,40x1,								
35	1,00x1,	0,40x1,								
36	1,00x1,	0,40x1,								
37	1,00x1,	0,40x1,								
38	1,00x1,	0,40x1,								
39	1,00x1,	0,40x1,								
40	1,00x1,	0,40x1,								
41	1,00x1,	0,40x1,								
42	1,00x1,	0,40x1,								
43	1,00x1,	0,40x1,								
44	1,00x1,	0,40x1,								
45	1,00x1,	0,40x1,								
46	1,00x1,	0,40x1,								
47	1,00x1,									



2.4.2 Omhullende knoopverplaatsingen

Knoop- nummer	Combinatie nummer	dx [mm]	dz [mm]	dr [mrad]
1	26	0,0	0,0	-6,0
	29	0,0	0,0	-8,5
	33	0,0	0,0	-8,5

Knoop-nummer	Combinatie nummer	dx [mm]	dz [mm]	dr [mrad]
1	46	0,0	0,0	2,4
2	26	0,0	0,0	-11,9
29	29	0,0	0,0	-14,5
46	46	0,0	0,0	1,8
3	26	14,3	-8,3	-2,4
29	29	18,1	-10,6	-1,9
46	46	-3,2	1,8	-0,9
4	26	14,2	-0,1	3,5
29	29	18,1	-0,1	3,1
46	46	-3,2	0,0	0,9
Minimale / maximale waarden				
3	46	-3,2		
3	29	18,1		
3	29		-10,6	
3	46		1,8	
2	29			-14,5
4	26			3,5

2.5 EN1993 TOETSINGEN

De toetsing van de staalprofielen in de uiterste grenstoestand volgens EN 1993-1-1 is gebaseerd op een geometrische niet-lineaire krachtsverdeling (tweede orde analyse) inclusief de gegeven imperfecties volgens art.5.3.2. (a) algemene initiële scheefstanden, volgens figuur 5.2)



Staal-nummer	Profiel	Combinatie nummer	Klasse	Artikel	U.C.
1	HE180A	4,2	1	6.2.4	0,02
		10,1	1	6.2.5	0,24
		10,1	1	6.2.6	0,07
		10,1	1	6.2.8	0,24
		10,1	1	6.2.9.1	0,24
		10,1	1	6.3.2.1	0,23
		10,1	1	6.3.3	0,25
		29	1	Doorbuiging	0,23

Staal-nummer	Profiel	Combinatie nummer	Klasse	Artikel	U.C.
1	HE180A	46	1	Doorbuiging	0,29
2	HFRHS100X100X63	3,1	1	6.2.4	0,04
		6,1	1	6.2.5	0,83
		6,1	1	6.2.6	0,05
		6,1	1	6.2.8	0,83
		6,1	1	6.2.9.1	0,83
		6,1	1	6.3.3	0,54
		29	1	Doorbuiging	0,56
3	HE180A	46	1	Doorbuiging	0,48
		6,2	1	6.2.4	0,01
		6,1	1	6.2.5	0,22
		3,1	1	6.2.6	0,10
		6,1	1	6.2.8	0,22
		6,1	1	6.2.9.1	0,22
		3,1	1	6.3.2.1	0,25
		3,1	1	6.3.3	0,26
		26	1	Doorbuiging	0,25
		26	1	Doorbuiging	0,13

2.6 BEREKENING VAN UNITY CHECKS

2.6.1 Staaf 1 - HE180A

Axiale druk

Combinatie: 4.2 $x = 0 \text{ mm}$ $N_x = -22,037 \text{ kN}$ $V_z = 5,666 \text{ kN}$ $M_y = 0 \text{ kNm}$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4527,5 \times 235}{1,00} \times 10^{-3} = 1063,972 \text{ kN}$$
$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{22,0}{1064,0} = 0,02 < 1,0$$

(6.10)

(6.9)

Buigend moment

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$$M_{y,c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{325022 \times 235}{1,00} \times 10^{-6} = 76,38 \text{ kNm}$$
$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}} = \frac{17,968}{76,380} = 0,24 < 1,0$$

(6.13)

(6.12)

Dwarskracht (afschuiving)

Combinatie: 10.1 $x = 0 \text{ mm}$ $N_x = -16,808 \text{ kN}$ $V_z = 13,492 \text{ kN}$ $M_y = 0 \text{ kNm}$

$$V_{c,z,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1450 \times (235 / \sqrt{3})}{1,00} \times 10^{-3} = 196,7 \text{ kN}$$
$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} = \frac{13,5}{196,7} = 0,07 < 1,0$$

(6.18)

(6.17)

Buiging en dwarskracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$$V_{z,Ed} = V_{z,Ed} = \frac{Y_{Ed}}{Y_{Ed}} \times 10^{-3} = 196,7 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$V_{z,Ed} = 0,000 \text{ kN} < V_{z,Ed} / 2 = 196,732 / 2 = 98,366 \text{ kN}$

Het effect van de dwarskracht op de momentenstand hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Buiging en normaalkracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$N_{Ed} < 0,25 N_{Ed} = 266 \text{ kN}$

$N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{Y_{Ed}} = \frac{0,5 \times 152 \times 6 \times 235}{1,00} \times 10^{-3} = 107,2 \text{ kN} \quad (6.34)$

Het effect van de normaalkracht op het vloei-moment hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Kipstabiliteit

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -16,808 \text{ kN}$ $V_z = 4,413 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

Aantal Kipsteunen: 0

$d' = h-t = 171-9,5 = 161,5 \text{ mm}$ $w = \frac{(d')^2 b^3 t}{24} = \frac{(161,5)^2 \times 180^3 \times 9,5}{24} = 60211 \times 10^6 \text{ mm}^5$

torsieifheid volgens Roark geval 26 $I_t = 148603 \text{ mm}^4$

volgens NEN-EN 1993-1-1+C2+A1/NB:2016 nl figuren NB.33 en NB.34:

$L_g = 3585 \text{ mm}$ $L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} = 15,82 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} (x=L_{st}/2 = 1792 \text{ mm}) = 16,046 \text{ kNm}$

Berekende equivalente belasting $q = 5,065 \text{ kN/m}$

$B' = \frac{8 M}{\pi |M| + q L_{st}^2} = \frac{8 \times 15,82 \times 10^6}{\pi |15,82 \times 10^6| + 5,065 \times 3585^2} = 0,66$

$\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Ed}} = \frac{0}{15,82} = 0$ $C_1 = 1,16$ $C_2 = -0,211$

aangrijpingspunt belasting op $z = 86 \text{ mm}$

$L_{kip} = L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$S = \frac{h}{2} \times \frac{\sqrt{E x I_z}}{2} = \frac{171}{2} \times \frac{\sqrt{210000 \times 9246276}}{2} = 1087 \text{ mm}$

$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right) =$

Buiging en dwarskracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$$V_{z,Ed} = V_{z,Ed} = \frac{Y_{Ed}}{Y_{Ed}} \times 10^{-3} = 196,7 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$V_{z,Ed} = 0,000 \text{ kN} < V_{z,Ed} / 2 = 196,732 / 2 = 98,366 \text{ kN}$

Het effect van de dwarskracht op de momentenstand hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Buiging en normaalkracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$N_{Ed} < 0,25 N_{Ed} = 266 \text{ kN}$

$N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{Y_{Ed}} = \frac{0,5 \times 152 \times 6 \times 235}{1,00} \times 10^{-3} = 107,2 \text{ kN} \quad (6.34)$

Het effect van de normaalkracht op het vloei-moment hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Kipstabiliteit

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -16,808 \text{ kN}$ $V_z = 4,413 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

Aantal Kipsteunen: 0

$d' = h-t = 171-9,5 = 161,5 \text{ mm}$ $w = \frac{(d')^2 b^3 t}{24} = \frac{(161,5)^2 \times 180^3 \times 9,5}{24} = 60211 \times 10^6 \text{ mm}^5$

torsieifheid volgens Roark geval 26 $I_t = 148603 \text{ mm}^4$

volgens NEN-EN 1993-1-1+C2+A1/NB:2016 nl figuren NB.33 en NB.34:

$L_g = 3585 \text{ mm}$ $L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} = 15,82 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} (x=L_{st}/2 = 1792 \text{ mm}) = 16,046 \text{ kNm}$

Berekende equivalente belasting $q = 5,065 \text{ kN/m}$

$B' = \frac{8 M}{\pi |M| + q L_{st}^2} = \frac{8 \times 15,82 \times 10^6}{\pi |15,82 \times 10^6| + 5,065 \times 3585^2} = 0,66$

$\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Ed}} = \frac{0}{15,82} = 0$ $C_1 = 1,16$ $C_2 = -0,211$

aangrijpingspunt belasting op $z = 86 \text{ mm}$

$L_{kip} = L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$S = \frac{h}{2} \times \frac{\sqrt{E x I_z}}{2} = \frac{171}{2} \times \frac{\sqrt{210000 \times 9246276}}{2} = 1087 \text{ mm}$

$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right) =$

Buiging en dwarskracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$$V_{z,Ed} = V_{z,Ed} = \frac{Y_{Ed}}{Y_{Ed}} \times 10^{-3} = 196,7 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$V_{z,Ed} = 0,000 \text{ kN} < V_{z,Ed} / 2 = 196,732 / 2 = 98,366 \text{ kN}$

Het effect van de dwarskracht op de momentenstand hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Buiging en normaalkracht

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -8,846 \text{ kN}$ $V_z = 0 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

$N_{Ed} < 0,25 N_{Ed} = 266 \text{ kN}$

$N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{Y_{Ed}} = \frac{0,5 \times 152 \times 6 \times 235}{1,00} \times 10^{-3} = 107,2 \text{ kN} \quad (6.34)$

Het effect van de normaalkracht op het vloei-moment hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Kipstabiliteit

Combinatie: 10.1 $x = 2663,5 \text{ mm}$ $N_x = -16,808 \text{ kN}$ $V_z = 4,413 \text{ kN}$ $M_y = 17,968 \text{ kNm}$

Aantal Kipsteunen: 0

$d' = h-t = 171-9,5 = 161,5 \text{ mm}$ $w = \frac{(d')^2 b^3 t}{24} = \frac{(161,5)^2 \times 180^3 \times 9,5}{24} = 60211 \times 10^6 \text{ mm}^5$

torsieifheid volgens Roark geval 26 $I_t = 148603 \text{ mm}^4$

volgens NEN-EN 1993-1-1+C2+A1/NB:2016 nl figuren NB.33 en NB.34:

$L_g = 3585 \text{ mm}$ $L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} = 15,82 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} (x=L_{st}/2 = 1792 \text{ mm}) = 16,046 \text{ kNm}$

Berekende equivalente belasting $q = 5,065 \text{ kN/m}$

$B' = \frac{8 M}{\pi |M| + q L_{st}^2} = \frac{8 \times 15,82 \times 10^6}{\pi |15,82 \times 10^6| + 5,065 \times 3585^2} = 0,66$

$\beta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Ed}} = \frac{0}{15,82} = 0$ $C_1 = 1,16$ $C_2 = -0,211$

aangrijpingspunt belasting op $z = 86 \text{ mm}$

$L_{kip} = L_{st} = 3585 \text{ mm}$

$S = \frac{h}{2} \times \frac{\sqrt{E x I_z}}{2} = \frac{171}{2} \times \frac{\sqrt{210000 \times 9246276}}{2} = 1087 \text{ mm}$

$C = \frac{\pi \times C_1 \times L_g}{L_{kip}} \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{\pi^2 \times S^2}{L_{kip}^2} \times (C_2^2 + 1) \right)} + \frac{\pi \times C_2 \times S}{L_{kip}} \right) =$

$$W_{bijk,z} = W_z - W_{EGT\ Bijkend,z} = -3,3 + 1,5 = -1,8 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{bijk,z}|}{W_{bijk,z,max}} = \frac{|-1,8|}{3585 / 333} = \frac{|-1,8|}{10,8} = 0,17 < 1,0$$

Doorbuiging

$$\text{Combinatie: 46} \quad x = 1892,3 \text{ mm} \quad N_x = -9,436 \text{ kN} \quad V_z = -0,989 \text{ kN} \quad M_y = -6,415 \text{ kNm}$$

Lokale knoopverplaatsingen $d_{z1} = 0 \text{ mm}$ $d_{z2} = 3,6 \text{ mm}$

$$W_{end,z} = W_z - W_{Zeg,z} = 1,7 - 0 = 1,7 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{end,z}|}{W_{end,z,max}} = \frac{|1,7|}{3585 / 250} = \frac{|1,7|}{14,3} = 0,12 < 1,0$$

$$W_{bijk,z} = W_z - W_{EGT\ Bijkend,z} = 1,7 + 1,5 = 3,2 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{bijk,z}|}{W_{bijk,z,max}} = \frac{|3,2|}{3585 / 333} = \frac{|3,2|}{10,8} = 0,29 < 1,0$$

2.6.2 Staaf 2 - HFRHS100X100X63

Axiale druk

$$\text{Combinatie: 3.1} \quad x = 0 \text{ mm} \quad N_x = -19,728 \text{ kN} \quad V_z = 6,437 \text{ kN} \quad M_y = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2325,1 \times 235}{1,00} \times 10^{-3} = 546,404 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{19,7}{546,4} = 0,04 < 1,0$$

Buigend moment

$$\text{Combinatie: 6.1} \quad x = 2100 \text{ mm} \quad N_x = -16,461 \text{ kN} \quad V_z = 7,499 \text{ kN} \quad M_y = 15,747 \text{ kNm}$$

$$M_{y,c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{81163 \times 235}{1,00} \times 10^{-6} = 19,073 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}} = \frac{15,747}{19,073} = 0,83 < 1,0$$

Dwarskracht (afschuiving)

$$\text{Combinatie: 6.1} \quad x = 0 \text{ mm} \quad N_x = -16,912 \text{ kN} \quad V_z = 7,499 \text{ kN} \quad M_y = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{c,z,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1163 \times (235 / \sqrt{3})}{1,00} \times 10^{-3} = 157,7 \text{ kN}$$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,512 - 0,2) + 0,512^2] = 0,684$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,684 + \sqrt{0,684^2 - 0,512^2}} = 0,879$$

$$\text{Knikkromme } \alpha = 0,49$$

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,845 - 0,2) + 0,845^2] = 1,015$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{1,015 + \sqrt{1,015^2 - 0,845^2}} = 0,634$$

$$N_{Rk} = f_y A = 235 \times 4528 \times 10^{-3} = 1064 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 235 \times 325022 \times 10^{-6} = 76,4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 235 \times 156515 \times 10^{-6} = 36,8 \text{ kNm}$$

Interactiefactoren volgens methode 2 (EN 1993-1-1, Bijlage B)

$$\eta = M_z / M_y = 0,15, 82 = 0 \quad \alpha_h = M_h / M_s = 15,82 / 16,046 = 0,99$$

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \alpha_h = 0,95 + 0,05 \times 0,99 = 0,999$$

$$k_{my} = C_{my} \left(1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \right) = 0,999 \times \left(1 + (0,512 - 0,2) \times \frac{16,808}{0,879 \times 1063,972 / 1,00} \right) = 1,005$$

$$k_{zy} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{Ly} \gamma_{M1}} = \frac{16,808}{0,879 \times 1063,972} + 1,005 \times \frac{17,968}{1,018 \times 1,00} = 0,25 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{Lz} \gamma_{M1}} = \frac{16,808}{0,634 \times 1063,972} + 0 \times \frac{17,968}{1,018 \times 1,00} = 0,02 < 1$$

Doorbuiging

$$\text{Combinatie: 29} \quad x = 1932,4 \text{ mm} \quad N_x = -9,144 \text{ kN} \quad V_z = 2,695 \text{ kN} \quad M_y = 12,052 \text{ kNm}$$

Lokale knoopverplaatsingen $d_{z1} = 0 \text{ mm}$ $d_{z2} = -21 \text{ mm}$

$$W_{end,z} = W_z - W_{Zeg,z} = -3,3 - 0 = -3,3 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{end,z}|}{W_{end,z,max}} = \frac{|-3,3|}{3585 / 250} = \frac{|-3,3|}{14,3} = 0,23 < 1,0$$

$$N_{RK} = f_y A = 235 \times 2325 \times 10^{-3} = 546,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,RK} = f_y W_{pl,y} = 235 \times 81163 \times 10^{-6} = 19,1 \text{ kNm}$$

$$M_{z,RK} = f_y W_{pl,z} = 235 \times 81163 \times 10^{-6} = 19,1 \text{ kNm}$$

Interactiefactoren volgens methode 2 (EN 1993-1-1, Bijlage B)

$$\phi = M_z / M_1 = 0 / 15,747 = 0 \quad \rightarrow C_{my} = 0,6 + 0,4 \phi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 > 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,6 \times \left(1 + (0,587 - 0,2) \times \frac{16,912}{0,895 \times 546,404 / 1,00} \right) = 0,608$$
$$k_{zy} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{Ly} \gamma_{M1}} = \frac{16,912}{0,895 \times 546,404} + 0,608 \times \frac{15,747}{1 \times \frac{19,073}{1,00}} = 0,54 < 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{Lz} \gamma_{M1}} = \frac{16,912}{0,895 \times 546,404} + 0 \times \frac{15,747}{1 \times \frac{19,073}{1,00}} = 0,03 < 1 \quad (6.62)$$

Doorbuiging

Combinatie: 29 $x = 1209,8 \text{ mm}$ $N_k = -12,881 \text{ kN}$ $V_z = 5,616 \text{ kN}$ $M_y = 6,794 \text{ kNm}$

Lokale knoopverplaatsingen $d_{z1} = 0 \text{ mm}$ $d_{z2} = -18,1 \text{ mm}$

$$W_{\text{end},z} = W_z - W_{\text{Zaeg},z} = -4,7 - 0 = -4,7 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{\text{end},z}|}{W_{\text{end},z,\text{max}}} = \frac{|-4,7|}{2100 / 250} = \frac{4,7}{8,4} = 0,56 < 1,0$$

$$W_{\text{bijk},z} = W_z - W_{\text{BGT Bijk},z} = -4,7 + 2,8 = -2 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{\text{bijk},z}|}{W_{\text{bijk},z,\text{max}}} = \frac{|-2|}{2100 / 333} = \frac{2}{6,3} = 0,31 < 1,0$$

Doorbuiging

Combinatie: 46 $x = 1209,9 \text{ mm}$ $N_k = -4,181 \text{ kN}$ $V_z = -0,305 \text{ kN}$ $M_y = -0,369 \text{ kNm}$

Lokale knoopverplaatsingen $d_{z1} = 0 \text{ mm}$ $d_{z2} = 3,2 \text{ mm}$

$$W_{\text{end},z} = W_z - W_{\text{Zaeg},z} = 0,3 - 0 = 0,3 \text{ mm}$$

$$\frac{|W_{\text{end},z}|}{W_{\text{end},z,\text{max}}} = \frac{|0,3|}{2100 / 250} = \frac{0,3}{8,4} = 0,03 < 1,0$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} = \frac{7,5}{157,7} = 0,05 < 1,0 \quad (6.17)$$

Buiging en dwarskracht

Combinatie: 6.1 $x = 2100 \text{ mm}$ $N_k = -16,461 \text{ kN}$ $V_z = 7,499 \text{ kN}$ $M_y = 15,747 \text{ kNm}$

$$A_v (f_y / \sqrt{3}) = \frac{1163 \times (235 / \sqrt{3})}{1,00} \times 10^{-3} = 157,7 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{z,Ed} = 7,499 \text{ kN} < V_{z,vl,Rd} / 2 = 157,725 / 2 = 78,862 \text{ kN}$$

Het effect van de dwarskracht op de momenttoestand hoeft niet in rekening te worden gebracht.

Buiging en normaalkracht

Combinatie: 6.1 $x = 2100 \text{ mm}$ $N_k = -16,461 \text{ kN}$ $V_z = 7,499 \text{ kN}$ $M_y = 15,747 \text{ kNm}$
 $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,03$ $a_w = (A - 2 b t_f) / A = (2325,1 - 2 \times 100 \times 6,3) / 2325,1 = 0,46$

$$M_{N_y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a_w) = 19,073 \times (1-0,03) / (1-0,5 \times 0,46) = 19,073 \text{ kNm} \quad (6.39)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N_y,Rd}} = \frac{15,747}{19,073} = 0,83 < 1,0 \quad (6.31)$$

Prismatische, op buiging en druk belaste staven

Combinatie: 6.1 $x = 2100 \text{ mm}$ $N_k = -16,912 \text{ kN}$ $V_z = 7,499 \text{ kN}$ $M_y = 15,747 \text{ kNm}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9 \quad \lambda_y = \frac{L_{ay}}{i_y} = \frac{2100}{38,1} = \frac{1}{93,9} = 0,587 \quad (6.50)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9 \quad \lambda_z = \frac{L_{az}}{i_z} = \frac{2100}{38,1} = \frac{1}{93,9} = 0,587 \quad (6.50)$$

Knikkromme $\eta_y a$ $\alpha = 0,21$

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,587 - 0,2) + 0,587^2] = 0,713$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,713 + \sqrt{0,713^2 - 0,587^2}} = 0,895 \quad (6.49)$$

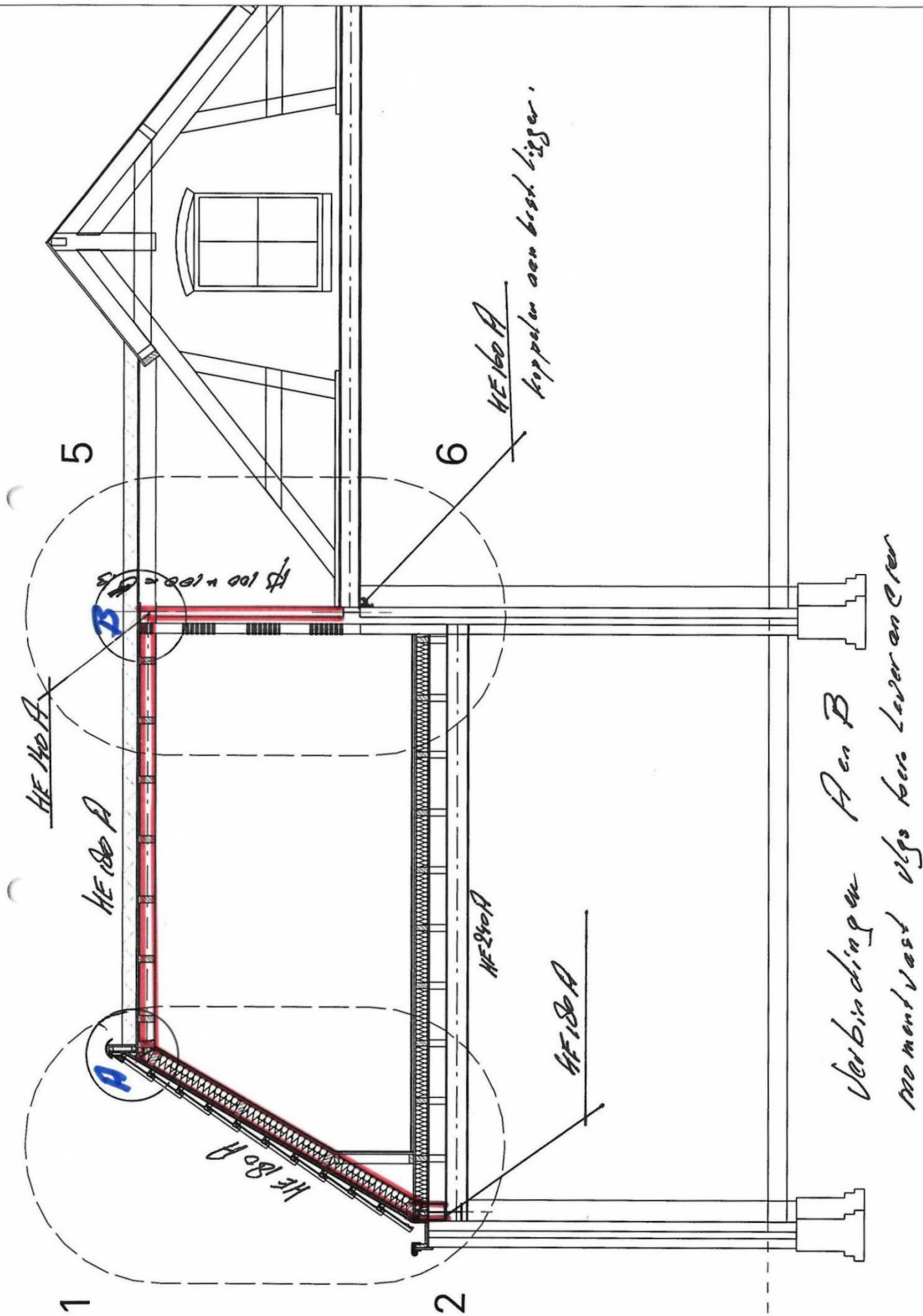
Knikkromme $\eta_z a$ $\alpha = 0,21$

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,587 - 0,2) + 0,587^2] = 0,713$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,713 + \sqrt{0,713^2 - 0,587^2}} = 0,895 \quad (6.49)$$

$W_{bijk,z} = W_z = W_{GGT Bijkend,z} = 0,3 + 2,8 = 3 \text{ mm}$

$\frac{|W_{bijk,z}|}{W_{bijk,z,max}} = \frac{|3|}{2100 / 333} = \frac{|3|}{6,3} = 0,48 < 1,0$



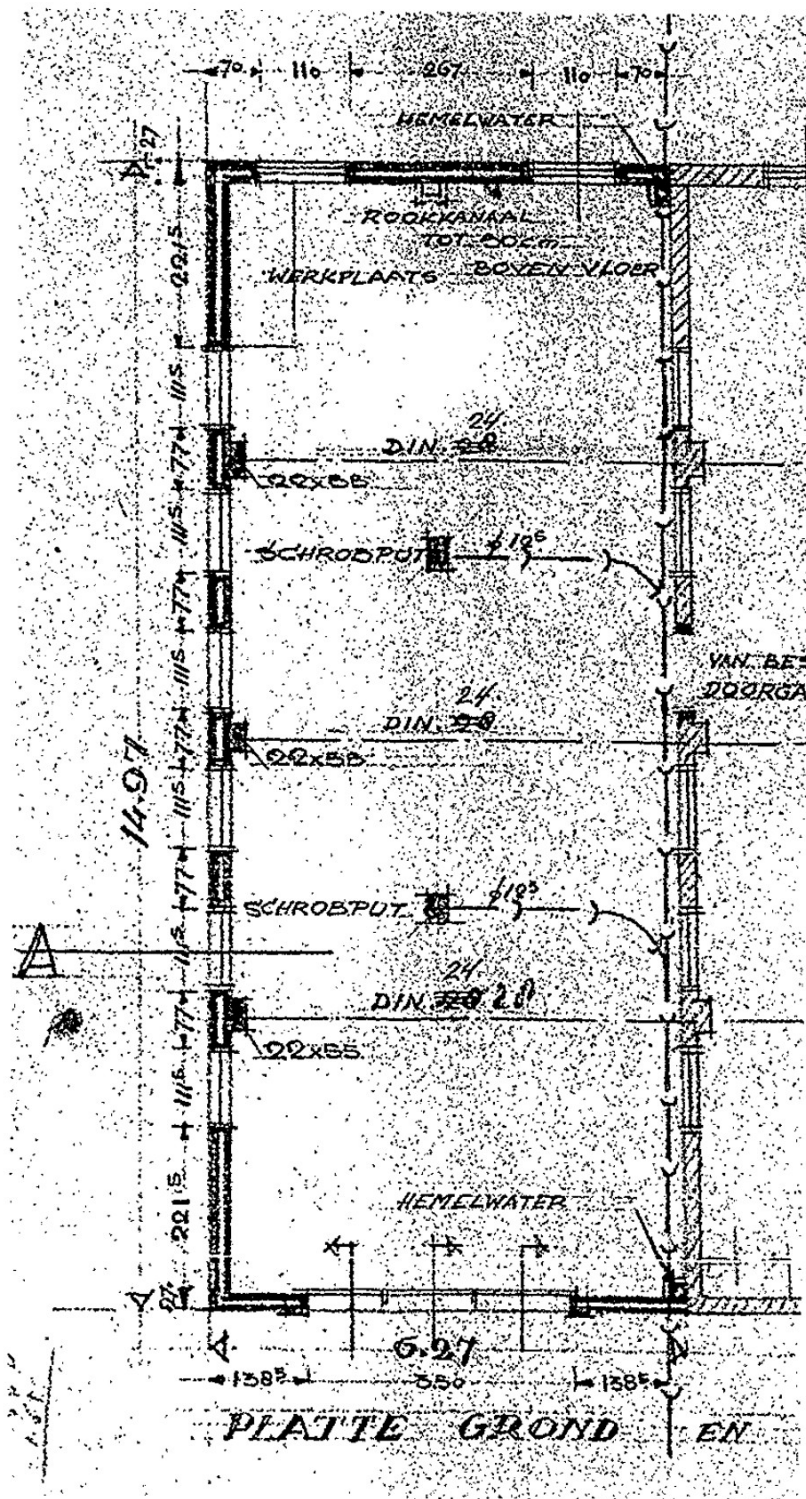
Belasting Liggers

Categorie	B	ψ_0	ψ_1	ψ_2
kantoorruimtes		0,50	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC2	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk	
	6,10a	1,35	1,50	
	6,10b	1,20	1,50	

bestaande liggers 1e verd.

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
1e verdiepingsvloer	1,00	x	3,75 "	x	1,18 "	=	4,43	"	
	1,00	x	3,75 "	x	3,00 "	=			11,25 "
					Totaal		4,43	kN/m ¹	11,25 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,35	x	4,43 +	1,00	x	1,50 x	11,25 =		22,85 kN/m1
UGT verg. 6.10b	1,20	x	4,43 +	1,00	x	1,50 x	11,25 =		22,19 kN/m1
BGT verg. 6,14b	1,00	x	4,43 +	1,00	x	11,25 +	0,50 x	0,00 =	15,68 kN/m1





S ligger 2 stpt EC versie : 4.10.12 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie 15-03-2023

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: HE 0240A

werk uitbreiding bedrijfsruimte
werknummer 6466
onderdeel best liggers verdieping

materiaal S235
klasse '3 flensdikte <40

kerngegevens

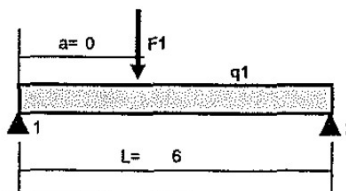
norm: Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse CC2
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = 50 jaar
toepassing gebouwen en andere gewone constructies
6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren
 $\gamma_{GJ} = 1,35$ $\xi \gamma_{GJ} = 1,20$ $\gamma_{M0} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{M1} = 1,00$
 $\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{M2} = 1,25$
kipcontrole uitschakelen? nee
eigen gewicht ligger automatisch berekenen ja

diverse factoren

gebouwcategorie B: kantoorruimten traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting
(gewichtsberkening) $\psi_0 = 0,5$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$
(kruip) $\psi_2 = 0,3$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_3 = 1,00$
belasting profiel 1: sterke as
 $\Sigma I = 7763 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,60 \text{ kN/m}^2$
 $\Sigma W_{pl} = 745 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 76,8 \text{ cm}^2$
 $\Sigma W_{el} = 675 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte $L = 6 \text{ m}$
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

best liggers verdieping

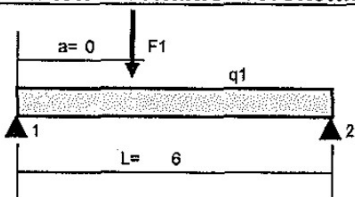
q1:

permanente belasting $G_{k,j} = 4,43 \text{ kN/m}$ $G_{k,j} \text{ (incl.e.g.)} = 4,43 + 0,60 = 5,03 \text{ kN/m}$
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{ext+mom} = 11,25 \text{ kN/m}$ $\Sigma Q_{ext+mom} = 11,25 + 5,03 = 16,28 \text{ kN/m}$
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 11,25 \text{ kN/m}$ $\Sigma Q_{mom} = 11,25 + 5,03 = 16,28 \text{ kN/m}$
6.10.a: $1,35 \cdot 5,03 + 1,50 \cdot 11,25 = 23,67 \text{ kN/m}$
6.10.b: $1,20 \cdot 5,03 + 1,50 \cdot 11,25 = 22,92 \text{ kN/m}$

UGT	buiging	0,67	dwarskracht	0,21	onderflensinklemming	0,12	kip	0,67	BGT	u_{ord}	0,70	u_{bij}	0,65
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-----------	------	-----------	------

resultaten mechanaberekeningen

best liggers verdieping



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	5,03	0,00	-15,1	15,1	15,1	15,1
$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	11,25	0,00	-33,8	33,8	33,8	33,8
ULS(1) 6.10.a	23,67	0,00	-71,0	71,0	71,0	71,0
ULS(2) 6.10.b	22,92	0,00	-68,8	68,8	68,8	68,8
maatgevende waarden			$V_{Ed} = 71,0 \text{ kN}$		$R_{Ed} = 71,0 \text{ kN}$	

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	22,6	3,00	5,2
$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	0,0	0,0	50,6	3,00	11,6
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	106,5	3,00	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	103,1	3,00	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = 0,0 \text{ kNm}$		$M_{Ed,v} = 106,5 \text{ kNm}$		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

best liggers verdieping

belastinggevallen en combinaties
veld

= $u_{1,2}$



S ligger 2 stpt EC versie : 4.10.12 gekozen NDP : NL ; gebruikscientie COMMERCIELE-versie versie

perle tot 01-04-23

U_{on}	$= G_{k,j}$	$= 5,2$
$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	$= 11,6$
U_{zagg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{eind}	$= U_{on} + U_{elastisch} + U_{kruip} + U_{zagg}$	$= 16,9$
$U_{eind, toe}$	$= U_{eind, toelaatbaar}$	$= 24,0$
$U.C.$	$= U_{eind} / U_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,70$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 11,6$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 18,0$
$U.C.$	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,65$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

best liggers verdieping

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	$= 106,5$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{106,5}{158,6}$	$= 0,67$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 71,0$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{71,0}{341,1}$	$= 0,21$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 71,0$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{71,0}{580,6}$	$= 0,12$
	R_2	$= 71,0$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{71,0}{580,6}$	$= 0,12$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 106,5$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{106,5}{158,6}$	$= 0,67$
opleglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	$= N_{Ed} / (\beta \cdot b \cdot f_b)$				
	R_1	$l_{opleg} = 71,0 \cdot 10^3 / (1,34 \cdot 240 \cdot 2,62) = 84 \text{ mm}$				
	R_2	$l_{opleg} = 71,0 \cdot 10^3 / (1,34 \cdot 240 \cdot 2,62) = 84 \text{ mm}$				

art. 6.2.5 buigend moment, enkele buiging, rekenen met gecombineerde profielgegevens

best liggers verdieping

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 106,5 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE 0240A}$	A	$= 76,8 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= \text{S235}$	γ_{Mo}	$= 1,00$
			f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	γ_{M2}	$= 1,25$
			f_u	$= 360 \text{ N/mm}^2$	W_{pl}	$= 744,6 \text{ cm}^3$
			b	$= 240 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 675,1 \text{ cm}^3$
			t_f	$= 12 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 675,1 \text{ cm}^3$
			A_f	$= 24,0$	$1,2$	$= 28,8 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 28,8$	$0,0$	$= 28,8 \text{ cm}^2$

de boutgaten mogen worden verwaarloosd

$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{106,5}{158,6} = 0,67$$

$$6.14 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{675,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 158,6 \text{ kNm}$$

rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	=	71,0	kN	profiel	=	HE 0240A	A	=	76,8	cm ²	
profiel			gewalste I en H profielen		kwaliteit	=	S235	γ_{MQ}	=	1,00	-	
hoogte van het lijf	h_w	=	206	mm	f_y	=	235	N/mm ²	I_y	=	7763	cm ⁴
factor in formules gelast profiel	η	=	1	-	b	=	240	mm	t_f	=	12	mm
					h	=	230	mm	t_w	=	7,5	mm
dikte in beschouwde punt	t	=	6	mm	S_y	=	372	cm ³	I_t	=	41,6	cm ⁴
					h_w	=	230	-	12	=	206	mm
					afrondingstraal in profiel				r	=	21	mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{71,0}{341,1} = 0,21$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{2514 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 341,1 \text{ kN}$$

(4) Om de rekenwaarde van de elastische weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ te toetsen mag, voor een kritiek punt van de doorsnede, het volgende criterium zijn gebruikt tenzij het toetsen op plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{Mo})} = \frac{46}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,34$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{S} = \frac{71,0}{372 \cdot 10^2} = 57 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y \quad t \quad 7763 \quad 6$$

(5) Voor I- of H-profielen mag de schuifspanning in het lijf als volgt zijn bepaald:

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{71,0 \cdot 10^3}{1545} = 46 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b \cdot t_f = 240 \cdot 12 = 28,8 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 206 \cdot 7,5 = 15,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 28,8 / 15,5 = 1,9$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-I = 46 N/mm²

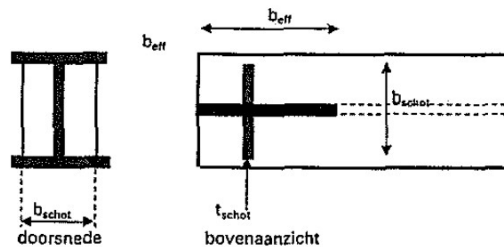
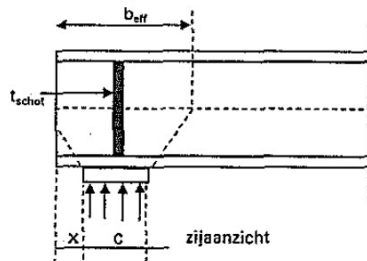
6.22 (6) Bovendien behoort, voor lijven zonder dwarsverstijvers, de weerstand tegen plooiën door afschuiving volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 te zijn bepaald indien

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \quad \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{206}{7,5} > 72 \quad \frac{1,00}{1,00} \text{ eis} \quad 27,5 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

$$\text{met } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,00$$

(3) a	gewalste I en H profiel	$A_w = A$	-2	b	t_f	+	(	t_w	+2	r	)	t_f	
		$A_y = 7680$	-2	240	12	+	(	7,5	+2	21	)	12	= 2514
	rekenwaarde oplegreactie	$N_{Ed} =$	71,0	kN	profiel	=	HE 0240A	E	=	210000	N/mm ²		
	extra normaalkracht in opleggi	$N_{extra} =$	0	kN	kwali	=	S235						
	oplegglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	-
	totale dikte schotjes	$t_{schot} =$	6	mm	y-richting					z-richting			
	totale breedte schotjes (incl. lijf)	$b_{schot} =$	200,0	mm	h	=	230	mm	b	=	240	mm	
	zijcant oplegging c tot eind ligg	x	=	0,0	mm	kromm	=	c	t_w	=	7,5	mm	
	er worden verstijvingsschotjes toegepast												



NEN 6770 art 12.2.4

$$b_{eff} = 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(230,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 175,4 \text{ mm}$$

$$b_{eff} < \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(230^2 + 100^2)} = 250,8 \text{ mm}$$

$$\text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} = 2 \cdot 230 = 460,0 \text{ mm}$$

$$\text{doorsnede } A = b_{eff} t_w + (b_{schot} - t_w) t_{schot} = 175,4 \cdot 7,5 + (200,0 - 8) \cdot 6 = 24,70 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$I = 1/12 (t_{schot} b_{schot}^3 + (b_{eff} t_{schot}) t_w^3) = 1/12 (6 \cdot 200,0^3 + (175,4 \cdot 6) \cdot 8^3) = 403,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{traagheidsstraal } i = \sqrt{I / A} = \sqrt{(400,6 \cdot 10^4 / 25 \cdot 10^2)} = 40,3 \text{ mm}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{71,0 + 0,0}{580,6} = 0,12$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 1,000 \cdot 24,7 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 580,6 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,488 + \sqrt{(0,488^2 - 0,122^2)}} = 1,000$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,122 - 0,2) + 0,122^2] = 0,488$$

$$6.50 \quad \lambda_y = l_{cr,y} / i_y = 460 / 40,3 = 11,4$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9$$

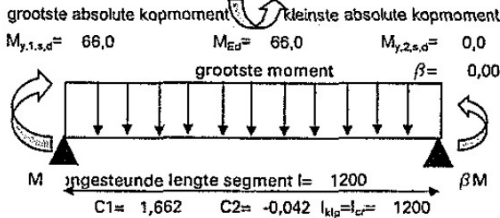
$$\lambda_y = \lambda_y / \lambda_1 = 11,4 / 93,9 = 0,122$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 71,0 \cdot 10^3 / (240 \cdot 100) = 2,96 \text{ N/mm}^2$$



art. 6.3.2 prismatische op buiging belaste staven (kip) Kipcontrole gebeurt altijd met alleen profiel 1 best liggers verdieping

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten
 momentenverloop parabool scharnierend
 soort profiel gewalste I- en H-profielen
 aangrijpingspunt belasting zwaartepunt bovenflens
 wijze zijdelingse steuner tussen 2 gaffels

aanvullende invoer via een liggerberekeningen:

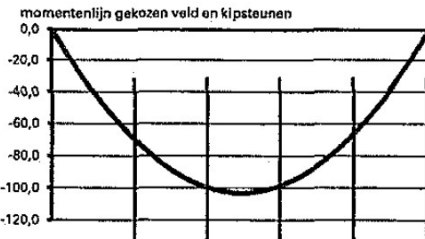
invoer van de kipsteunen door gelijkmatige verdeling
 te controleren veld veld 1
 grenstoestand UGT2 vol - 6.10.b

aantal kipsteunen n = 4 -
 te controleren liggerdeel (tussen de kipsteunen) 1 -

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0 \text{ cm}^3$
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0 \text{ cm}^2$
profiel	HE 0240A E = 210000 N/mm ²
kwaliteit	S235 A = 76,8 cm ²
f_y	235 N/mm ² G = 80769 N/mm ²
h	230 mm $\gamma_{M1} = 1,00$
I_y	12 mm b = 240 mm
I_z	7763 cm ⁴ $t_w = 7,5 \text{ mm}$
I_y	100,5 mm $I_z = 2769 \text{ cm}^4$
$W_{y,el}$	675,1 cm ³ $I_z = 60,0 \text{ mm}$
$W_{y,pl}$	744,6 cm ³ $I_z = 41,6 \text{ cm}^4$
$W_{y,eff}$	675,1 cm ³ h/b = 0,96

plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen

$C_{kip,links}$	= 0,00	*	6000	= 0 mm
$C_{kip,rechts}$	= 0,20	*	6000	= 1200 mm
l	= 1200	-	0	= 1200 mm



$M_{y,1,s,d} = 66,0 \text{ kNm}$ $M_{y,2,s,d} = 0,0 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 66,0 \text{ kNm}$
 $l_g = 6000$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanica berekenen

kipcontrole algemeen: 0,42 kipcontrole gewalst profiel 0,42

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kip} = l_{st} = 1200 \text{ mm}$
 tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen
 $l_{kip} = (1,4 - 0,8 \beta) l_{st}$ echter $1,0 \leq l_{kip} / l_{st} \leq 1,4$
 $f_2 = (1,4 - 0,8 \beta) = (1,4 - 0,00) = 1,40$

deze factor is niet van toepassing, zodat $f_2 = 1,00$

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 6000 \text{ mm}$
 ongesteunde horizontale lengte $l = 1200 \text{ mm}$
 rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 66,0 \text{ kNm}$
 kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 66,0 \text{ kNm}$
 kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0 \text{ kNm}$

$l_{st} = f_1 l = 1,00 \cdot 1200 = 1200 \text{ mm}$
 $l_{kip} = l_{cr} = f_2 l_{st} = 1,00 \cdot 1200 = 1200 \text{ mm}$
 reken met een ongesteunde leng $l_{kip} = l_{cr} = 1200 \text{ mm}$
 afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
 afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 1,20 m

invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,66$
 invloedsfactor uit tabel C -1 0,042 $C_2 = -0,042$
 verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d} = 0,00$
 tabel 10, q-last en kopmomenten $B^* = 0,94$

factor $B^* = \frac{8}{8} \frac{M}{l_{st}^2} = \frac{8}{8} \frac{66,0}{1200^2} = 0,94$

$B^* = \frac{8}{8} \frac{66,0}{22,9 \cdot 1200^2} = 0,94$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{66,0}{158,6} = 0,42$

let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden
 gebruik bij formule 6.56 kromme a

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \cdot 675,1 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 158,6 \text{ kNm}$

6.56 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,505 + \sqrt{0,505^2 - 0,145^2}} = 1,012$
 maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,145 - 0,2) + 0,145^2] = 0,505$

$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}} = \sqrt{675,1 \cdot 235 \cdot 10^3 / 7543} = 0,145$

12.2.7 $M_{cr} = M_{k,red} C / I_g \sqrt{E I_z G I_t} = 1,00 \frac{102}{\sqrt{210000 \cdot 2769 \cdot 80769 \cdot 41,6 \cdot 10^8}} = 7543 \text{ kNm}$

$$b) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } h / t_f \leq 75 = \frac{230}{12} = 19,2 -$$

aan deze eis wordt voldaan

$$c) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } \alpha = h t_f 10^{12} / i_w^2 b^2 \leq 575 = \frac{230}{7,5^3} \frac{12}{240} \frac{10^{12}}{6000^2} = 757 -$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h / t_w > 75: k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 757 + 1,03 = 0,989$$

$$h / t_w = \frac{230}{7,5} = 30,667 \quad \alpha = 757 \quad \text{eis} < 5000 \quad \text{conclusie: } k_{red} = 1,00 -$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

$$12.2.5.3 \quad C = \pi \frac{C_1}{l_{kp}} \frac{l_g}{l_{kp}} \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2 S^2}{l_{kp}^2} (C_2^2 + 1)} + \pi \frac{C_2 S}{l_{kp}} \right]$$

NEN 6771

$$C = \pi \frac{1,662}{1200} \frac{6000}{1200} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870}{1200^2} 1513,8^2 (-0,042^2 + 1)} + \pi \frac{-0,042}{1200} 1513,8 \right] = 102,4 -$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{230}{2} \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \frac{2769,0}{41,6} \right)} = 1513,8 -$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

toetsing kip art. 6.3.2.3 kipkrommen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{66,015}{158,6} = 0,42 - \quad \text{gebruik bij formule 6.57 kromme b}$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 675,1 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 158,6 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 7543 \quad \chi_{LT} = 0,15 \quad \text{als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen}$$

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta^2 \chi_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,465 + \sqrt{0,465^2 - 0,75 \cdot 0,145^2}} = 1,000 -$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \chi_{LT}^2 = 1 / 0,15^2 = 47,5 - \quad \text{maatgevende waarde } \chi_{LT} = 1,000 -$$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,004 - \quad \text{reken met } \chi_{LT,mod} = 1,000 -$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_\phi) [1 - 2,0(\chi_{LT,mod} - 0,8)^2] \leq 1,0 \quad f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(0,145 - 0,8)^2] = 0,996 -$$

$$\text{kip } \Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\chi_{LT} - \chi_{LT,Rd}) + \beta^2 \chi_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,15 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,15^2] = 0,465 -$$

NEN-EN 1996-1-1 art. 6.3.1 invoer t.b.v. bepaling druksterkte metselwerk voor berekening van de opleglengte

materiaal	= baksteen
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
soort mortel	= metselmortel
de steen wordt ingedeeld in categorie	= II
doorgaande mortelvoeg // aan vlak van de wand?	= nee 3.6.2.1(6)
perforaties in steen	$\leq 0 \%$ lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ $N_{Rd} = \beta A_k f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links	$a_{1,l} = 500 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$

3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen

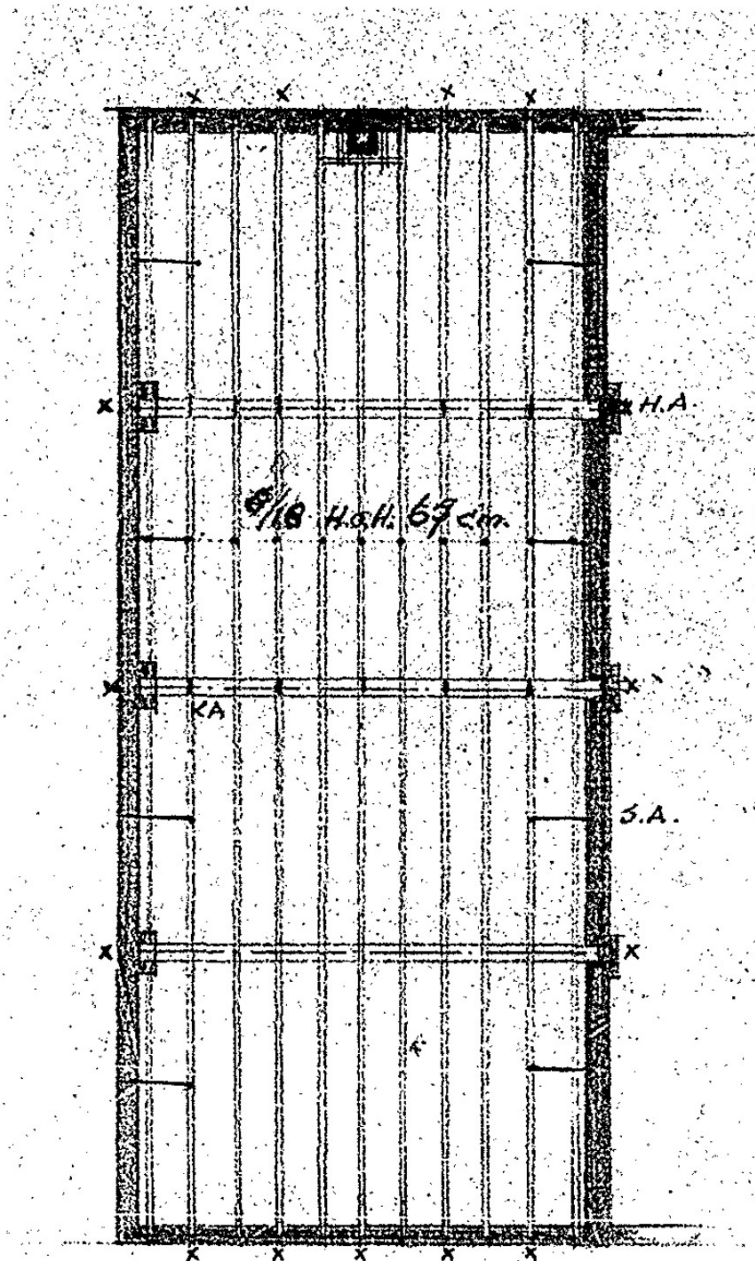
$$3.1 \quad f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,65} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

K

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,2 = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_1 / 2 h_c \text{ en } 1,1 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34 \quad \text{reken met } \beta = 1,34 -$$

opmerking



BALKLAAG

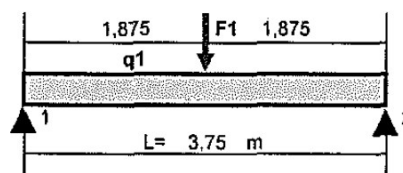


balklaag in een houten vloer , berekening volgens eurocode 5

58 mm x 300 mm - 670 mm
naaldhout C24

werk = uitbreiding bedrijfsgebouw
werknummer = 6466
onderdeel = balklaag bestaande vloer

norm	Eurocode NIEUWBOUW	ontwerplevensduur	= 50 jaar
ontwerplevensduur klasse	= 3	toepassing	gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse CC	= CC2	belasting- factoren	formule 6.10.a formule 6.10.b
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$	$\gamma_{G,j} = 1,35$	$\xi \gamma_{G,j} = 1,20$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage		$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes	$\gamma_{Q,2} = 1,50$	$\gamma_{Q,2} = 1,50$
(gewichts berekening)	$\psi_0 = 0,4$		
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$		
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$		
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_t = 1,00$		
overige invoergegevens:			
liggerlengte	L = 3,75 m		
te dragen m' vloer (h.o.h.)	a = 0,67 m		
opleglengte t.p.v. ondersteuning	b _t = 50 mm		
dikte beplanking	t = 25 mm		
elasticiteitsmodulus beplanking	E _{0,mean,k} = 5000 N/mm ²		
breedte vloerveld (berekening trillingen)	b = 5 m		
belastingen			
eigen gewicht van de vloerconstructie	G _{k,j} = 1,10 kN/m ²		
dominante belasting extreem	Q _{k,1} = 2,5 kN/m ²		
verplaatsbare scheidingswanden	Q _{k,1} = 0,8 kN/m ²		
puntlast	F = 3 kN		
vervormingseisen en zeeg			
toelaatbare einddoorbuiging	1: 250 * L		
toelaatbare bijkomende doorbuiging	1: 333,3 * L		
toegepaste zeeg	= 0 mm		



berekening eigen gewicht vloerconstructie $G_{k,j}$					in	kN/m^2
	$d(\text{m})$		γ			
beplanking t	0,025	*	6,5	kN/m^3	=	0,16
plafond	0,015	*	9	kN/m^3	=	0,14
overige		*		kN/m^3	=	0,00
	$b(\text{m})$	$h(\text{m})$	γ	l	$\text{hoh}(\text{m})$	
balken	0,058	0,3	5,5	/	0,67	= 0,14
tengels	0,06	0,03	5,5	/	0,3	= 0,03
overige belastingen					=	<u>0,63</u>
					totaal $G_{k,j}$	= 1,10
u_{eind}	<=	3750	/	250	=	15,0 mm
u_{bij}	<=	3750	/	333,3	=	11,3 mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	k _h = 1,21
houtbreedte	b = 58 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	k _h = 1,00
houthoogte	h = 300 mm	modificatiefactor sterkte	k _{mod} = 0,80 middellang
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	k _{mod} = 0,65 middellang
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= middellang	modificatiefactor sterkte	k _{mod} = 0,60 blijvend
belastingduurklasse alleen permanent	= blijvend	modificatiefactor treksterkte	k _{mod} = 0,50 blijvend
factor voor volume-effect	s = 0,12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	k _{def} = 0,60
unity-checks		de eigen frequentie van de vloer	f ₁ = 16 Hz

uiterste grenstoestand	buiging	0,58	dwarskr	0,24	bruikbaarheidsgrenstoestand	u _{eind}	0,45	0,28	u _{bij}	0,49	0,26
------------------------	---------	------	---------	------	-----------------------------	-------------------	------	------	------------------	------	------



materiaal- en profielgegevens

balklaag bestaande vloer

	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,80	24	/	1,30	middelvang	
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,80	24	/	1,30	= 14,77	N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	14,5	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,21	0,80	14,5	/ 1,30	= 10,79	N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,65	0,4	/	1,30	= 0,20	N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,80	21	/	1,30	= 12,92	N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,80	2,5	/	1,30	= 1,54	N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	4	/	1,30	= 2,46	N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000	N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,d}$	1		0,80	11000	/	1,30	= 6769	N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	690	N/mm ²	G_d	1		1,00	690	/	1,00	= 690	N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370	N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370	N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400	N/mm ²
traagheidsmoment	I_y	1	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$		1		$\frac{1}{12}$	58	300 ³		= 13050	10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	I_z	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$		1		$\frac{1}{12}$	300	58 ³		= 488	10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	W_y	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$		1		$\frac{1}{6}$	58	300 ²		= 870	10 ³ mm ³
weerstandsmoment	W_z	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$		1		$\frac{1}{6}$	300	58 ²		= 168	10 ³ mm ³
oppervlak	A	1	$\cdot bh$		1			58	300		= 174	10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$				$\sqrt{}$		(	13050	/	174	) = 86,6	mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$				$\sqrt{}$		(	488	/	174	) = 16,7	mm

berekening belastingen

balklaag bestaande vloer

q1	permanente belasting	$G_{k,j} = 0,67$	*	1,10							= 0,74	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k,1} = 0,67$	1,00	*	(2,5 + 0,8)				inclusief ψ_t		= 2,21	kN/m'
F1	spreading puntlast	$I = 0,025^3 / 12 = 1E-06$	m ⁴	=	130,21	10 ⁴ mm ⁴	El=	5000	1E-06	10 ⁶ =	6510,4	kNm ²
	$k_f > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_f = 0,37$	+	0,8	0,67	-	6510,4	/	50000		= 0,78	-
	opgelegde belasting	$F_k = 0,776$	*	3,00							= 2,33	kN

berekende belasting

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

$G_{k,j}$	(u_{on})	=	0,74							= 0,74	kN/m'
$Q_{k,1}$	(u_{elas})	=	2,21	inclusief ψ_t						= 2,21	kN/m'
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(0,74 + 0,30	2,21)					= 0,84	kN/m'
$F_k = k_f \cdot F$	(u_{elas})	=								= 2,33	kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,35$	0,74	+	1,50	0,4	2,21				= 2,32	kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,20$	0,74	+	1,50	2,21					= 4,20	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,35$	0,74	=	1,00	kN/m'	$F_d = 1,50$	0,40	2,33	=	1,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,20$	0,74	=	0,89	kN/m'	$F_d = 1,50$	2,33		=	3,49	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,35$	0,74	=	1,00	kN/m'	$F_d = 1,50$	0,40	3,00	=	1,80	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,20$	0,74	=	0,89	kN/m'	$F_d = 1,50$	3,00		=	4,50	kN

$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$q_d = 1,50$	0,40	2,21	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	1,33	kN/m'
$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$q_d = 1,50$	2,21		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	3,32	kN/m'



resultaten mechanaberekeningen

balklaag bestaande vloer

reacties

karakteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,74	3,75	=	1,39	kN
$Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	2,21	3,75	=	4,15	kN
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,84	3,75	=	1,58	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	2,32	3,75	=	4,36	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	4,20	3,75	=	7,88	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	1,00	3,75	+	1,80	(3,75 - 0,3) / 3,75	=	3,53	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,89	3,75	+	4,50	(3,75 - 0,3) / 3,75	=	5,81	kN
							$R_{Ed} =$	7,88	kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_r + h) * q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	4,36	-	(0,5 0,050 + 0,3) *	1,33	=	3,93	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	7,88	-	(0,5 0,050 + 0,3) *	3,32	=	6,81	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	3,53	=	3,53	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	5,81	=	5,81	kN
			$V_{Ed} =$	6,81	kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	2,32	$3,75^2$	=	4,09	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	4,20	$3,75^2$	=	7,39	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_d=$	0,125	1,00	$3,75^2$	+	0,25	0,4	3,49	3,75	=	3,06	kNm
$\xi\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d=$	0,125	0,89	$3,75^2$	+	0,25	3,49	3,75		=	4,83	kNm
									$M_{Ed,v}=$	7,39	kNm	

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,74	$3750^4 / (384 11000 13050 10^4)$	=	1,33	mm
$Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	2,21	$3750^4 / (384 11000 13050 10^4)$	=	3,97	mm
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,84	$3750^4 / (384 11000 13050 10^4)$	=	1,51	mm
$F_k = k_r * F$	$u_{1,2} =$		2327	$3750^3 / (48 11000 13050 10^4)$	=	1,78	mm

alternatieve berekening kruip:

	=	$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$										
met q-belasting	=	0,6	*	(1,33 + 0,3	*	3,97	q-last	)	=	1,51	mm	
met puntlast	=	0,6	*	(1,33 + 0,3	*	1,78	F-last	)	=	1,12	mm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balklaag bestaande vloer

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{on} = G_{k,j}$	=	1,33	1,33
$u_{elastisch} = Q_{k,1}$	=	3,97	1,78
$u_{kruip} = k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	1,51	1,12
$u_{zeeg} =$ volgens opgave	=	0,00	0,00
$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	6,80	4,22
$u_{eind,toe} = u_{eind,toelaatbaar}$	=	15,00	15,00
$u.C. = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	0,45	0,28
$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	5,48	2,90
$u_{bij,toe} = u_{bij,toelaatbaar}$	=	11,25	11,25
$u.C. = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	0,49	0,26



toetsingen uiterste grenstoestand

balklaag bestaande vloer

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 7,39 \text{ kNm} \quad W_{y} = 870 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad b = 58 \text{ mm} \\ h = 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{7,39 \cdot 10^6}{870 \cdot 10^3} = 8,5 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{8,5}{14,8} = 0,58$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_t = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad b = 58 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 7,88 \text{ kN} \quad h = 300 \text{ mm}$$

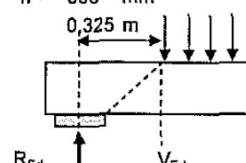
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 6,81 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_t + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 50 + 300) \cdot 0,325 = 0,325 q_d$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 6,81 \cdot 1000}{2 \cdot 58 \cdot 300} = 0,59 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,59}{2,46} = 0,24$$



art. 7.3.3 trillingen in woningvloeren

balklaag bestaande vloer

totale massa van de vloer

$$m = 110,3 \text{ kg/m}^2$$

doorbuiging tgv puntlast F

$$w = 1,8 \text{ mm}$$

grootte puntlast in het midden

$$F = 2,33 \text{ kN}$$

breedte vloerveld

$$b = 5,00 \text{ m}$$

overspanning van de vloer/balk

$$l = 3,75 \text{ m}$$

hart op hart balklaag

$$a = 0,67 \text{ m}$$

elasticiteitsmodulus balkhout

$$E_t = 11000 \text{ N/mm}^2$$

elasticiteitsmodulus beplating

$$E_b = 5000 \text{ N/mm}^2$$

dikte beplating

$$t = 25,0 \text{ mm}$$

dempingsmaat

$$\xi = 0,01$$

toelaatbare eigen frequentie

$$f = 8 \text{ Hz}$$

buigstijfh evenwijdig lengte-as

$$(EI)_p = 1 \cdot 11000 \cdot 13050 \cdot 10^4$$

buigstijfh. loodrecht lengte-as

$$(EI)_b = 1 \cdot 5000 \cdot 1/12 \cdot 1000 \cdot 25^3$$

waarde volgens de NB

waarde volgens de NB

massa vloer m b l =

breedte b = 58 mm

hoogte h = 300 mm

traagheidsmoment I_y = 13050 10^4 mm^4

a = 1 mm/kN

b = 120

= 2069 kg

110,3 5 3,75

0,59 / 1,00 = 0,59

8,00 / 15,57 = 0,51

0,010 / 0,02 = 0,57

$$\text{eigen gew. balken en beschot: } 0,058 \cdot 0,3 + 0,67 \cdot 350 + 0,025 \cdot 350 = 17,8 \text{ kg}$$

$$7,3 \quad \frac{w}{F} = \frac{1,8}{2,33} = 0,77 \text{ met als eis: } w/F \leq a (= 1 \text{ mm/kN})$$

$$7,4 \quad v \leq b \cdot f_1^{-1} = 120 \cdot 0,01^{-1} = 0,02 \text{ met } f_1 \xi^{-1} = 15,57 \cdot 0,01^{-1} = -0,84$$

waarin f_1 = de eigen frequentie:

$$7,5 \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(EI)_p}{m l^3}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{2142,5 \cdot 10^3}{110,3 \cdot 3,75^3}} = 15,6$$

en waarbij v is de snelheidsrespons van een eenheidsimpulsbelasting:

$$7,6 \quad v = \frac{4}{m} \left(\frac{0,4 + 0,6}{b} \frac{n_{40}}{l} + 200 \right) = \frac{4}{110,3} \left(\frac{0,4 + 0,6}{5} \frac{8,74}{3,75} + 200 \right) = 0,010 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

en n_{40} is het aantal eerste-orde trillingen met een eigen frequentie kleiner dan 40 Hz:

$$7,7 \quad n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_p}{(EI)_b} \right\}^{0,25} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{15,57} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{5,00}{3,75} \right)^4 \cdot \frac{2142,5 \cdot 10^3}{6510} \right\}^{0,25} = 8,74$$

opmerking

bestaande balklaag versterken met 58 x 120 verbinden d.m.v. lijmen en schroeven

werknr. : _____

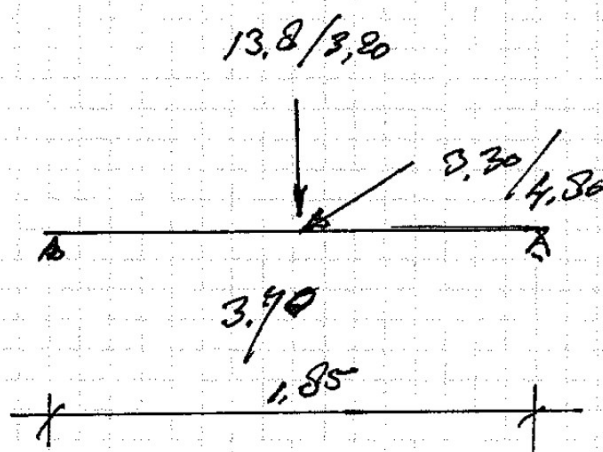
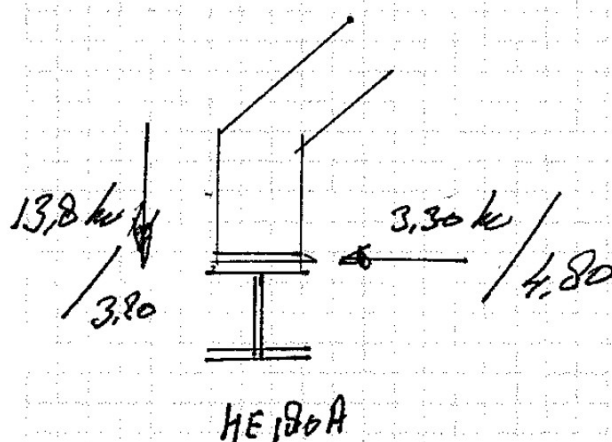
project : _____

onderdeel : _____

blad : _____

datum : _____

belasting uit spant



combinatie vertikaal en horizontaal
belasting

$$u_{\text{horizontaal}} = 0,42$$

$$u_{\text{vertikaal}} = 0,36$$

$$0,84 < 1 \quad \text{ok}$$



stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: HE 0180A

werk uitbreiding bedrijfsgebouw
werknummer 6466
onderdeel onderslag spanten vertikaal belast

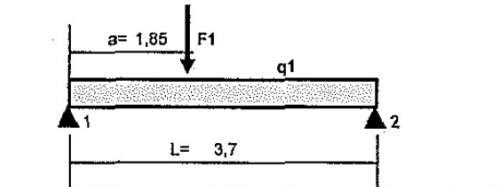
materiaal S235
klasse 3 flensdikte <40

kerngegevens
norm: Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse CC2
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = 50 jaar
toepassing gebouwen en andere gewone constructies
6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren
 $\gamma_{G,j} = 1,35$ $\xi \gamma_{G,j} = 1,20$ $\gamma_{M0} = 1,00$ -
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{M1} = 1,00$ -
 $\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -
kipcontrole uitschakelen? nee
eigen gewicht ligger automatisch berekenen ja

diverse factoren
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -
reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ -
traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

liggerlengte L = 3,7 m
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties onderslag spanten

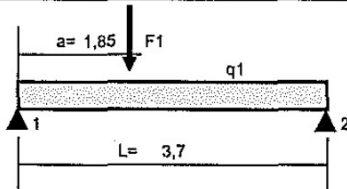
q1:
permanente belasting $G_{k,j} = 0,5$ kN/m $G_{k,j}$ (incl.e.g.) 0,5 + 0,36 = 0,86 kN/m'
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{ext+mom} = 0,4$ kN/m STRIGO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 0,4$ kN/m 6.10.a: 1,35 0,86 + 1,50 0,40 = 1,76 kN/m'
STRIGO $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{ext+mom}$
6.10.b: 1,20 0,86 + 1,50 0,40 = 1,63 kN/m'

F1:
permanente belasting $G_{k,j} = 13,8$ kN $G_{k,j}$ (incl.e.g.) 13,8 = 13,80 kN
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{ext+mom} = 3,2$ kN STRIGO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 3,2$ kN 6.10.a: 1,35 13,8 + 1,50 3,2 = 23,43 kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) a = 1,85 m STRIGO $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{ext+mom}$
6.10.b: 1,20 13,8 + 1,50 3,2 = 21,38 kN

unity-checks er worden geen verstijvingsschotjes toegepast zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

UGT	buiging	0,36	dwarskracht	0,08	onderflensinklemming	0,40	kip	0,36	BGT	u_{end}	0,27	u_{bij}	0,07
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-----------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen onderslag spanten



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,86	13,80	-8,5	8,5	8,5	8,5
$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	0,40	3,20	-2,3	2,3	2,3	2,3
ULS(1) 6.10.a	1,76	23,43	-15,0	15,0	15,0	15,0
ULS(2) 6.10.b	1,63	21,38	-13,7	13,7	13,7	13,7
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	15,0 kN	$R_{Ed} =$	15,0 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2			
$G_{k,j}$	0,0	0,0	14,2	uit R_1	$u_{1,2}$
$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	0,0	0,0	3,6	1,85	3,2
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	24,7	1,85	0,8

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

onderslag spanten

belastinggevallen en combinaties

veld	=	$u_{1,2}$	=	3,2
u_{on}	=	$G_{k,j}$	=	0,8
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	=	0,0
u_{zeeg}	=	volgens opgave	=	4,0
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	=	14,8
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$	=	0,27
U.C.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$	=	0,8
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$	=	11,1
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	=	0,07
U.C.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	=	

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

onderslag spanten

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	24,7	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{24,7}{69,0}$	=	0,36	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	15,0	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{15,0}{197,0}$	=	0,08	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	15,0	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{15,0}{37,8}$	=	0,40	-
	R_2	=	15,0	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{15,0}{37,8}$	=	0,40	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	24,7	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{24,7}{69,0}$	=	0,36	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	=	N_{Ed}	$l \left(\beta \quad b \quad f_b \right)$						
	R_1	l_{opleg}	=	15,0	10^3	$l \left(1,34 \quad 180 \quad 2,62 \right)$	=	24	mm	
	R_2	l_{opleg}	=	15,0	10^3	$l \left(1,34 \quad 180 \quad 2,62 \right)$	=	24	mm	

art. 6.2.5 buigend moment, enkele buiging, rekenen met gecombineerde profielgegevens

onderslag spanten

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	24,7	kNm	profiel	=	HE 0180A	A	=	45,3	cm ²			
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{r,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-			
de boutgaten mogen worden verwaarloosd					f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	=	1,25	-		
					f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	=	324,9	cm ³		
					b	=	180	mm	$W_{el,min}$	=	293,6	cm ³		
					t_f	=	9,5	mm	$W_{ef,min}$	=	293,6	cm ³		
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}}$	<= 1,0	=	$\frac{24,7}{69,0}$	=	0,36	-	A_f	=	18,0	1,0	=	17,1	cm ²
					$A_{f,net}$	=	17,1	-	0,0	=	17,1	cm ²		

6.14	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$	$W_{pl,min}$	f_y	=	293,6	235	10^3	=	69,0	kNm
		γ_{M0}					1,00			

rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	=	15,0	kN	profiel	=	HE 0180A	A	=	45,3	cm ²	
profiel	gewalste I en H profielen				kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
hoogte van het lijf	h_w	=	152	mm	f_y	=	235	N/mm ²	I_y	=	2510	cm ⁴
factor in formules gelast profiel	η	=	1	-	b	=	180	mm	t_f	=	9,5	mm
					h	=	171	mm	t_w	=	6	mm
dikte in beschouwde punt	t	=	6	mm	S_y	=	162	cm ³	I_t	=	14,8	cm ⁴
					h_w	=	171	-	9,5	2=	152	mm
					afrondingstraal in profiel				r	=	15	mm

6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{15,0}{197,0}$	=	0,08	-
------	------------------------------------	---	----------------------	---	------	---

6.18	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3}$	=	$\frac{1452 \cdot 235 \cdot 10^3}{1,00} / \sqrt{3}$	=	197,0	kN
------	---	---	---	---	-------	----

(4) Om de rekenwaarde van de elastische weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ te toetsen mag, voor een kritiek punt van de doorsnede, het volgende criterium zijn gebruikt tenzij het toetsen op plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{16}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,12$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \frac{S}{t} = \frac{15,0}{2510} \frac{162 \cdot 10^2}{6} = 16 \text{ N/mm}^2$$

(5) Voor I- of H-profielen mag de schuifspanning in het lijf als volgt zijn bepaald:

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_t / A_w \geq 0,6 = \frac{15,0 \cdot 10^3}{912} = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_t = b \cdot t_f &= 180 \cdot 9,5 = 17,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w = h_w \cdot t_w &= 162 \cdot 6 = 9,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_t / A_w &= 17,1 / 9,1 = 1,9 \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H = 16 N/mm²

6.22 (5) Bovendien behoort, voor lijven zonder dwarsversterkers, de weerstand tegen plooiën door afschuiving volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 te zijn bepaald indien

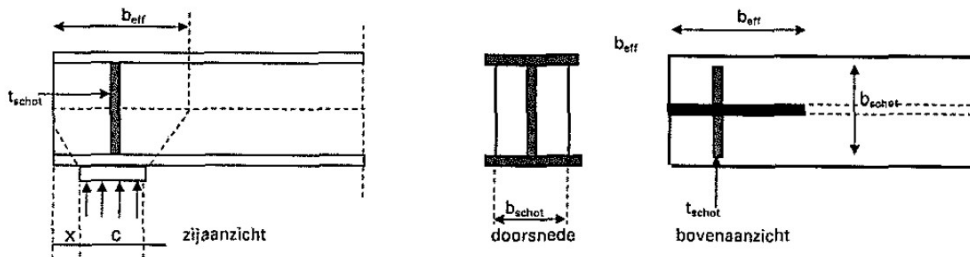
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{152}{6} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 25,3 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

$$\text{met } \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = \sqrt{(235 / 235)} = 1,00$$

(3) a	gewalste I en H profiel:	$A_y = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$	$t_f = 9,5$	$t_w = 6$	$r = 15$	$t_f = 9,5$	$= 1452$
	rekenwaarde oplegreactie	$N_{Ed} = 15,0$ kN	profiel	HE 0180A	E	$= 210000$ N/mm ²	
	extra normaalkracht in opleg	$N_{extra} = 0$ kN	kwalite	S235			
	opleg lengte	$c = 100$ mm	$f_y = 235$ N/mm ²	$\gamma_{M1} = 1,00$			
	totale dikte schotjes	$t_{schot} = 0$ mm	y-richting		z-richting		
	totale breedte schotjes (incl. lij	$b_{schot} = 0,0$ mm	$h = 171$ mm	$b = 180$ mm			
	zijkant oplegging c tot eind lig:	$x = 0,0$ mm	kromm	$c = 100$ mm	$t_w = 6$ mm		

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2) + x + c/2} = 0,5 \sqrt{(171,0^2 + 100,0^2) + 0,0 + 100 / 2} = 149,0 \text{ mm} \\ b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} &= \sqrt{(171^2 + 100^2)} &= 198,1 \text{ mm} \\ \text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} &= 2 \cdot 171 &= 342,0 \text{ mm} \\ \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 149,0 \cdot 6 + (0,0 - 6) \cdot 0 = 8,94 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ l &= 1/12 (t_{schot} \cdot b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) \cdot t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (149,0 - 0) \cdot 6^3) = 0,268 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\ \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I/A} = \sqrt{(0,268 \cdot 10^4 / 9 \cdot 10^2)} = 1,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{15,0 + 0,0}{37,8} = 0,40$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,180 \cdot 8,9 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 37,8 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{3,176 + \sqrt{3,176^2 - 2,103^2}} = 0,180$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (2,103 - 0,2) + 2,103^2] = 3,176$$

$$6.50 \quad \lambda_y = l_{cr,y} / i_y = 342 / 1,7 = 197,5$$

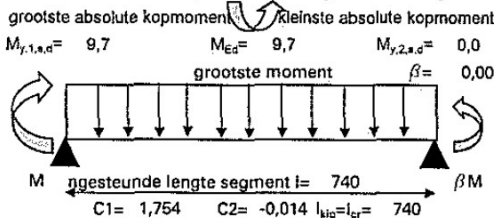
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{2E+05 / 235} = 93,9$$

$$\lambda_y = \lambda_1 / \lambda_1 = 197,5 / 93,9 = 2,103$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 15,0 \cdot 10^3 / (180 \cdot 100) = 0,83 \text{ N/mm}^2$$

art. 6.3.2 prismatische op buiging belaste staven (kip) Kipcontrole gebeurt altijd met alleen profiel 1 onderslag spanten

schema van het te controleren liggesegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten
momentenverloop parabool scharnierend
soort profiel gewalste I- en H-profielen
aangrijpingspunt belastir zwaartepunt bovenflens
wijze zijdelingse steunei tussen 2 gaffels

aanvullende Invoer via een liggeberekeningen:

invoer van de kipsteuner door gelijkmatige verdeling
te controleren veld veld 1
grenstoestand UGT2 vol - 6.10.b

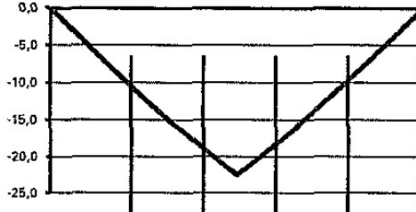
aantal kipsteunen n = 4
te controleren liggedeel (tussen de kipsteunen) 1

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0 \text{ cm}^3$
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0 \text{ cm}^2$
profiel	HE 0180A E = $2E+05 \text{ N/mm}^2$
kwaliteit	S235 A = $45,3 \text{ cm}^2$
f_y	235 N/mm^2 G = 80769 N/mm^2
h	171 mm $\gamma_{M1} = 1,00$
t_f	9,5 mm b = 180 mm
I_y	2510 cm^4 $t_w = 6 \text{ mm}$
i_y	74,4 mm $i_z = 925 \text{ cm}^4$
$W_{y,el}$	293,6 cm^3 $i_z = 45,2 \text{ mm}$
$W_{y,pl}$	324,9 cm^3 $i_1 = 14,8 \text{ cm}^4$
$W_{y,eff}$	293,6 cm^3 h/b = 0,95

plaats van de horizontale kipsteunen bij liggeberekeningen

$C_{kip,links}$	= 0,00	*	3700	= 0 mm
$C_{kip,rechts}$	= 0,20	*	3700	= 740 mm
l	= 740	-	0	= 740 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$$M_{y,1,s,d} = 9,7 \text{ kNm} \quad M_{y,2,s,d} = 0,0 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 9,7 \text{ kNm}$$

$$l_0 = 3700$$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanica berekenen

kipcontrole algemeen: 0,14 kipcontrole gewalst profiel 0,14

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kp} = l_{st} = 740 \text{ mm}$

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

$l_{kp} = (1,4 - 0,8 \beta) l_{st}$ echter $1,0 \leq l_{kp} / l_{st} \leq 1,4$

$f_2 = (1,4 - 0,8 \beta) = (1,4 - 1,00) = 1,40$

deze factor is niet van toepassing, zodat $f_2 = 1,00$

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_0 = 3700 \text{ mm}$
ongesteunde horizontale lengte $l = 740 \text{ mm}$
rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 9,7 \text{ kNm}$
kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 9,7 \text{ kNm}$
kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0 \text{ kNm}$

$l_{st} = f_1 l = 1,00 \cdot 740 = 740 \text{ mm}$
 $l_{kp} = l_{st} = f_2 l_{st} = 1,00 \cdot 740 = 740 \text{ mm}$
reken met een ongesteunde leng $l_{kp} = l_{st} = 740 \text{ mm}$
afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,74 m

invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,75$
invloedsfactor uit tabel C -1 0,014 $C_2 = -0,01$
verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d} = 0,00$
tabel 10, q-last en kopmomenten $B^* = 0,99$

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{M}{M} + \frac{q}{q} \cdot \frac{l}{l} = 0,99$$

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{9,7}{9,7} + \frac{1,6}{1,6} \cdot \frac{0,740}{0,740} = 0,99$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipkrommen - Algemeen

let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden gebruik bij formule 6.56 kromme a

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,7}{69,0} = 0,14$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 1,000 \cdot 293,6 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 69,0 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,497 + \sqrt{0,497^2 - 0,114^2}} = 1,019$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (-\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,114 - 0,2) + 0,114^2] = 0,497$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{(W_y \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{293,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 5296} = 0,114 -$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{k0} = k_{red} C / I_0 \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1,00 \cdot \frac{129}{3700} \cdot \sqrt{(2E+05 \cdot 925 \cdot 80769 \cdot 14,8 \cdot 10^6)} = 5296 \text{ kNm}$$

NEN 6771

$$b) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } h / t_f \leq 75 = 171 / 10 = 18,0 -$$

aan deze eis wordt voldaan

$$c) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } \alpha = h t_f 10^{12} / t_w^3 b^2 \leq 575 = \frac{171 \cdot 9,5 \cdot 10^{12}}{6^3 \cdot 180 \cdot 3700^2} = 3052 -$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h / t_w > 75: k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-6} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-6} \cdot 3052 + 1,03 = 0,865$$

$$h / t_w = 171 / 6 = 28,5 \quad \alpha = 3052 \text{ eis } < 5000 \quad \text{conclusie: } k_{red} = 1,00 -$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

$$12.2.5.3 \quad C = \frac{\pi C_1 I_0}{I_{kp}} \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2 S^2}{I_{kp}^2}} (C_2^2 + 1) + \pi \frac{C_2 S}{I_{kp}} \right]$$

NEN 6771

$$C = \frac{\pi \cdot 1,754 \cdot 3700}{740} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870 \cdot 1089,7^2}{740^2}} (-0,014^2 + 1) + \pi \frac{-0,014 \cdot 1089,7}{740} \right] = 128,6 -$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{171}{2} \sqrt{\left(\frac{2E+05 \cdot 924,6}{80769 \cdot 14,8} \right)} = 1089,7 -$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

toetsing kip art. 6.3.2.3 kipprommen voor gewaiste profielen of equivalente gelaste profielen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,694}{69,0} = 0,14 - \quad \text{gebruik bij formule 6.57 kromme b}$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 293,6 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 69,0 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 5296 \quad \lambda_{LT} = 0,11 \quad \text{als bij berekening 6.3.2.2 kipprommen algemeen}$$

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,456 + \sqrt{0,456^2 - 0,75 \cdot 0,114^2}} = 1,000 -$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \lambda_{LT}^2 = 1 / 0,11^2 = 76,8 - \quad \text{maatgevende waarde } \chi_{LT} = 1,000 -$$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,002 - \quad \text{reken met } \chi_{LT,mod} = 1,000 -$$

$$f = 1 - 0,5 \{ 1 - k_0 \} [1 - 2,0 (\lambda_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0 \quad f = 1 - 0,5 \{ 1 - 0,94 \} [1 - 2,0 (0,114 - 0,8)^2] = 0,998 -$$

$$\text{kip } \Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,11 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,11^2] = 0,456 -$$

NEN-EN 1996-1-1 art. 6.3.1 invoer t.b.v. bepaling druksterkte metselwerk voor berekening van de opleglengete

materiaal	= baksteen
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
soort mortel	= metselmortel
de steen wordt ingedeeld in categorie	= II
doorgaande mortelvoeg // aan vlak van de wand?	= nee 3.6.2.1(6)
perforaties in steen	$\leq 0 \%$ lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ $N_{Rd0} = \beta A_b f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak link	$a_{1,l} = 500 \text{ mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$

3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen

$$3.1 \quad f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,85} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

K

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,2 = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_1 / 2 h_c \text{ en } 1, = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34 \quad \text{reken met } \beta = 1,34 -$$

opmerking

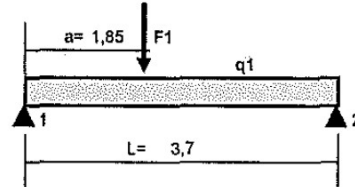


stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: HE 0180A

werk uitbreiding bedrijfsgebouw
werknummer 6466
onderdeel onderslag spanten horizontaal belast
materiaal S235
klasse 3 flensdikte <40

kerngegevens		ontwerplevensduur = 50 jaar
norm: Eurocode NIEUWBOUW		toepassing gebouwen en andere gewone constructies
ontwerplevensduur klasse = 3		6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren
gevolgklasse CC2		$\gamma_{G,j} = 1,35$ $\xi \gamma_{G,j} = 1,20$ $\gamma_{M0} = 1,00$ -
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$		$\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ $\gamma_{M1} = 1,00$ -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage		$\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{Q,2} = 1,50$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -
		kipcontrole uitschakelen? nee
diverse factoren		eigen gewicht ligger automatisch berekenen ja
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes		traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -		belasting profiel 1: zwakke as
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -		$\Sigma I = 925 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,36 \text{ kN/m}^2$
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -		$\Sigma W_{pl} = 157 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 45,3 \text{ cm}^2$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_3 = 1,00$ -		$\Sigma W_{el} = 103 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte $L = 3,7 \text{ m}$
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm

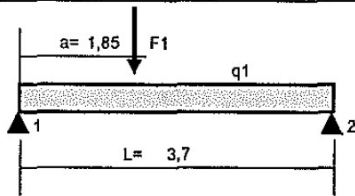


belastingen en combinaties				onderslag spanten horizontaal belast			
permanente belasting	$G_{k,j} = 3,3 \text{ kN}$	$G_{k,j} \text{ (incl. e.g.)} = 3,3$					$= 3,30 \text{ kN}$
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{ext+mom} = 4,8 \text{ kN}$	STRIGO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Sigma Q_{mom}$					
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 4,8 \text{ kN}$	6.10.a: $1,35$ $3,3 + 1,50$ $4,8 = 11,66 \text{ kN}$					
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links)	$a = 1,85 \text{ m}$	STRIGO $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j} + \gamma_{Q,2} \Sigma Q_{ext+mom}$					
		6.10.b: $1,20$ $3,3 + 1,50$ $4,8 = 11,16 \text{ kN}$					

unity-checks er worden geen verstijvingsschotjes toegepas: zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

UGT	buiging	0,48	dwarskracht	0,03	onderflensinklemming	0,18	kip	0,17	BGT	u_{end}	0,33	$u_{b,j}$	0,23
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-----------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,36	3,30	-2,3	2,3	2,3	2,3
$Q_{k1} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,j}$	0,00	4,80	-2,4	2,4	2,4	2,4
ULS(1) 6.10.a	0,48	11,66	-6,7	6,7	6,7	6,7
ULS(2) 6.10.b	0,43	11,16	-6,4	6,4	6,4	6,4
maatgevende waarden			$V_{Ed} = 6,7$	kN	$R_{Ed} = 6,7$	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	3,7	1,85	2,2
$Q_{k1} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,j}$	0,0	0,0	4,4	1,85	2,6
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	11,6	1,85	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	11,1	1,85	
maatgevende waarden	$M_{Ed,1} = 0,0$	kNm	$M_{Ed,v} = 11,6$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

belastinggevallen en combinaties
veld

$$= u_{1,2}$$

S ligger 2 stpt EC versie : 4.11.12 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie:

perio tot 01-04-24

u_{on}	$= G_{k,f}$	$= 2,2$
$u_{elastisch}$	$= Q_{k,t} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$= 2,6$
u_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
u_{eind}	$= u_{on} + u_{elastisch} + u_{inup} + u_{zeeg}$	$= 4,8$
$u_{eind, toe}$	$= u_{eind, toelaatbaar}$	$= 14,8$
U.C.	$= u_{eind} / u_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,33$
u_{bij}	$= u_{elastisch}$	$= 2,6$
$u_{bij, toe}$	$= u_{bij, toelaatbaar}$	$= 11,1$
U.C.	$= u_{bij} / u_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,23$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

onderslag spanten horizontaal belast

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	$= 11,6$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{11,6}{24,1}$	$= 0,48$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 6,7$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{6,7}{197,0}$	$= 0,03$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 6,7$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{6,7}{37,8}$	$= 0,18$
	R_2	$= 6,7$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{6,7}{37,8}$	$= 0,18$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 11,6$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{11,6}{69,0}$	$= 0,17$
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	$= N_{Ed}$	$/ (\beta \quad b \quad f_b)$			
	$R_1 \quad l_{opleg}$	$= 6,7 \cdot 10^3$	$/ (1,34 \quad 180 \quad 2,62)$			$= 11 \text{ mm}$
	$R_2 \quad l_{opleg}$	$= 6,7 \cdot 10^3$	$/ (1,34 \quad 180 \quad 2,62)$			$= 11 \text{ mm}$

art. 6.2.5 buigend moment, enkele buiging, rekenen met gecombineerde profielgegevens

onderslag spanten horizontaal belast

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 11,6 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE 0180A}$	A	$= 45,3 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliiteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
de boutgaten mogen worden verwaarloosd						
			f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	γ_{M2}	$= 1,25$
			f_u	$= 360 \text{ N/mm}^2$	W_{pl}	$= 156,5 \text{ cm}^3$
			b	$= 180 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 102,7 \text{ cm}^3$
			t_f	$= 9,5 \text{ mm}$	$W_{el,max}$	$= 102,7 \text{ cm}^3$
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{11,6}{24,1}$	A_f	$= 18,0$	1,0	$= 17,1 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 17,1$	-	$0,0 = 17,1 \text{ cm}^2$
6.14	$M_{c,Rd} = M_{b,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$= \frac{102,7 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 24,1 \text{ kNm}$			
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 6,7 \text{ kN}$	profiel	$= \text{HE 0180A}$	A	$= 45,3 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen		kwaliiteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
hoogte van het lijf	h_w	$= 152 \text{ mm}$	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	I_y	$= 2510 \text{ cm}^4$
factor in formules gelast profiel	η	$= 1$	b	$= 180 \text{ mm}$	t_f	$= 9,5 \text{ mm}$
			h	$= 171 \text{ mm}$	t_w	$= 6 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 162 \text{ cm}^3$	I_t	$= 14,8 \text{ cm}^4$
			h_w	$= 171$	-	$9,5 \cdot 2 = 152 \text{ mm}$
			afrondingstraal in profiel	r	$= 15 \text{ mm}$	
6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{6,7}{197,0}$	$= 0,03$			
6.18	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$= \frac{1452 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 197,0 \text{ kN}$			

(4) Om de rekenwaarde van de elastische weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ te toetsen mag, voor een kritiek punt van de doorsnede, het volgende criterium zijn gebruikt tenzij het toetsen op plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{7}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,05$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{S} = \frac{6,7}{162 \cdot 10^2} = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y \quad t \quad 2510 \quad 6$$

(5) Voor I- of H-profielen mag de schuifspanning in het lijf als volgt zijn bepaald:

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{6,7 \cdot 10^3}{912} = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f = b \cdot t_f &= 180 \cdot 9,5 = 17,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w = h_w \cdot t_w &= 152 \cdot 6 = 9,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 17,1 / 9,1 = 1,9 \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H- τ = 7 N/mm²

6.22 (6) Bovendien behoort, voor lijven zonder dwarsversterkers, de weerstand tegen plooiën door afschuiving volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 te zijn bepaald indien

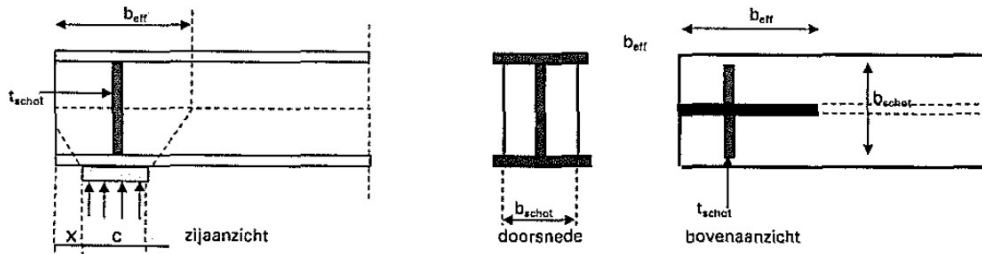
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{152}{6} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 25,3 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

$$\text{met } \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = \sqrt{(235 / 235)} = 1,00$$

(3) a	gewalste I en H profiel	$A_w = A$	-2	b	t_f	+	(	t_w	+2	r	)	t_f	
		$A_w = 4530$	-2	180	9,5	+	(	6	+2	15	)	9,5	= 1452
	rekenwaarde oplegreactie	$N_{Ed} =$	6,7	kN	profiel	=	HE 0180A	E				= 210000	N/mm ²
	extra normaalkracht in opleggi	$N_{extra} =$	0	kN	kwali	=	S235						
	oplegglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	-
	totale dikte schotjes	$t_{schot} =$	0	mm	y-richting					z-richting			
	totale breedte schotjes (incl. lijf)	$b_{schot} =$	0,0	mm	h	=	171	mm	b	=	180	mm	
	zijkant oplegging c tot eind lig	x	=	0,0	mm	kromm	=	c	t_w	=	6	mm	
er worden geen verstijvingschotjes toegepast													

er worden geen verstijwingschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(171,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 149,0 \text{ mm} \\ b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} &= \sqrt{(171^2 + 100^2)} &= 198,1 \text{ mm} \\ \text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} &= 2 \cdot 171 &= 342,0 \text{ mm} \\ \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 149,0 \cdot 6 + (0,0 - 6) \cdot 0 = 8,94 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ I &= 1/12 (t_{schot} \cdot b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) \cdot t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (149,0 - 0) \cdot 6^3) = 0,268 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\ \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I / A} = \sqrt{(0,2683 \cdot 10^4 / 9 \cdot 10^2)} = 1,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{6,7 + 0,0}{37,8} = 0,18$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,180 \cdot 8,9 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 37,8 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{3,176 + \sqrt{(3,176^2 - 2,103^2)}} = 0,180$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (-\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (2,103 - 0,2) + 2,103^2] = 3,176$$

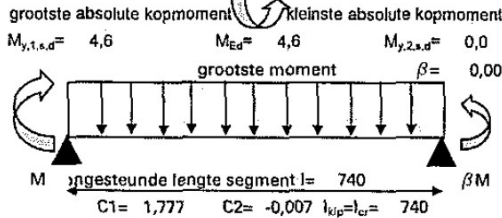
$$\begin{aligned} \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 342 / 1,7 = 197,5 \\ \lambda_1 &= \pi \sqrt{(E / f_y)} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 \\ \lambda_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 197,5 / 93,9 = 2,103 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 6,7 \cdot 10^3 / (180 \cdot 100) = 0,37 \text{ N/mm}^2$$



art. 6.3.2 prismatische op buiging belaste staven (kip) Kipcontrole gebeurt altijd met alleen profiel en slag spanten horizontaal belast

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



Invoergegevens tbc kipcontrole

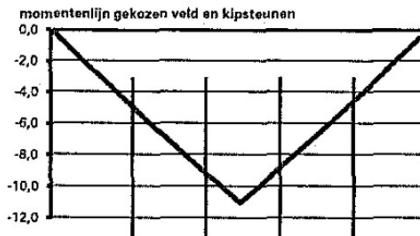
basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten
momentenverloop parabool scharnierend
soort profiel gewalste I- en H-profielen
aangrijpingspunt belasting zwaartepunt bovenflens
wijze zijdelingse steuner tussen 2 gaffels

aanvullende invoer via een liggerberekeningen:

invoer van de kipsteunen door gelijkmatige verdeling
te controleren veld veld 1
grenstoestand UGT2 vol - 6.10.b

aantal kipsteunen n = 4 -
te controleren liggerdeel (tussen de kipsteunen) 1 -

reductie weerstandsmoment			W_{red}	=	0,0	cm ³	
reductie doorsnede			A_{red}	=	0,0	cm ²	
profiel	=	HE 0180A	E	=	210000	N/mm ²	
kwaliteit	=	S235	A	=	45,3	cm ²	
f_y	=	235	N/mm ²	G	=	80769	N/mm ²
h	=	171	mm	γ_{M1}	=	1,00	-
t_f	=	9,5	mm	b	=	180	mm
I_y	=	2510	cm ⁴	I_w	=	6	mm
I_z	=	74,4	mm	I_z	=	925	cm ⁴
$W_{y,el}$	=	293,6	cm ³	i_z	=	45,2	mm
$W_{y,pl}$	=	324,9	cm ³	I_t	=	14,8	cm ⁴
$W_{y,eff}$	=	293,6	cm ³	h/b	=	0,95	-
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen							
$C_{kip,links}$	=	0,00	*	3700	=	0	mm
$C_{kip,rechts}$	=	0,20	*	3700	=	740	mm
l	=	740	-	0	=	740	mm



$M_{y,1,s,d} = 4,6$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 4,6$ kNm
 $l_g = 3700$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanica berekenen

kipcontrole algemeen: 0,07 kipcontrole gewalst profiel 0,07

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kp} = l_{st} = 740$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

$l_{kp} = (1,4 - 0,8\beta) l_{st}$ echter $1,0 \leq l_{kp} / l_{st} \leq 1,4$

$f_2 = (1,4 - 0,8\beta) = (1,4 - (0,00)) = 1,40$

deze factor is niet van toepassing, zodat $f_2 = 1,00$

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 3700$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 740$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 4,6$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 4,6$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

$l_{st} = f_1 l = 1,00 \cdot 740 = 740$ mm

$l_{kp} = l_{cr} = f_2 l_{st} = 1,00 \cdot 740 = 740$ mm

reken met een ongesteunde lengte $l_{kp} = l_{cr} = 740$ mm

afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m

afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,74 m

invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,78$ -

invloedsfactor uit tabel C -1 0,007 $C_2 = -0,01$ -

verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d} = 0,00$ -

tabel 10, q-last en kopmomenten $B^* = 0,99$

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{M}{M} + \frac{q}{q} \cdot \frac{1}{l_{st}^2}$$

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{4,6}{4,6} + \frac{0,4}{0,4} \cdot \frac{1}{0,740^2} = 0,99$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{4,6}{69,0} = 0,07 -$$

gebruik bij formule 6.56 kromme a

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 293,6 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 69,0 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,497 + \sqrt{0,497^2 - 0,113^2}} = 1,019 -$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$ -

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,113 - 0,2) + 0,113^2] = 0,497 -$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}} = \sqrt{293,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 5403} = 0,113 -$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{ke} = k_{red} C / I_g \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1,00 \cdot \frac{131}{\sqrt{(210000 \cdot 925 \cdot 80769 \cdot 14,8 \cdot 10^3)}} = 5403 \text{ kNm}$$

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = 171 / 10 = 18,0$ -
aan deze eis wordt voldaan

c) dubbel-symmetrische profielen : $\alpha = h t_f 10^{12} / I_w^3 b I_f^2 \leq 575 = \frac{171 \cdot 9,5 \cdot 10^{12}}{6^3 \cdot 180 \cdot 3700^2} = 3052$ -
aan deze eis wordt niet voldaan

$k_{red} =$ als $h / t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 3052 + 1,03 = 0,865$

$h / t_w = 171 / 6 = 28,5$ $\alpha = 3052$ eis < 5000 conclusie: $k_{red} = 1,00$ -
toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

12.2.5.3 $C = \pi \frac{C_1 I_g}{I_{kip}} \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2 S^2}{I_{kip}^2}} (C_2^2 + 1) + \pi \frac{C_2 S}{I_{kip}} \right]$
NEN 6771

$C = \pi \frac{1,777 \cdot 3700}{740} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870 \cdot 1089,7^2}{740^2}} (-0,007^2 + 1) + \pi \frac{-0,007 \cdot 1089,7}{740} \right] = 131,2$ -

12.2.11.6 $S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d I_z}{G_d I_t} \right)} = \frac{171}{2} \sqrt{\left(\frac{210000 \cdot 924,6}{80769 \cdot 14,8} \right)} = 1089,7$ -
benadering geldt alleen voor I-profielen

toetsing kip art. 6.3.2.3 kipkrommen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{4,599}{69,0} = 0,07$ - gebruik bij formule 6.57 kromme b

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_y f_y / \gamma_{M1} M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 293,6 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 69,0$ kNm

$M_{cr} = 5403$ $\chi_{LT} = 0,11$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

6.57 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta^* \chi_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,456 + \sqrt{0,456^2 - 0,75 \cdot 0,113^2}} = 1,000$ -

$\chi_{LT} \leq 1 / \sqrt{\lambda_{LT}^2} = 1 / 0,11^2 = 78,3$ - maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$ -

6.58 $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,002$ - reken met $\chi_{LT,mod} = 1,000$ -
 $f = 1 - 0,5(1 - k_\phi) \{1 - 2,0(\sqrt{\lambda_{LT} - 0,8})^2\} \leq 1,0$ $f = 1 - 0,5(1 - 0,94) \{1 - 2,0(\sqrt{0,113 - 0,8})^2\} = 0,998$ -

kip $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\sqrt{\lambda_{LT}} + \sqrt{\lambda_{LT,0}} + \beta^* \lambda_{LT}^2)]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,11 + 0,4) + 0,75 \cdot 0,11^2] = 0,456$ -

NEN-EN 1996-1-1 art. 6.3.1 invoer t.b.v. bepaling druksterkte metselwerk voor berekening van de opleglenkte

materiaal	= baksteen
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15$ N/mm ²
soort mortel	= metselmortel
de steen wordt ingedeeld in categorie	= II
doorgaande mortelvoeg // aan vlak van de wand?	= nee 3.6.2.1(6)
perforaties in steen	≤ 0 % lintvoegen: $\geq 6,0$ mm en ≤ 15 mm
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5$ N/mm ² $N_{Rdc} = \beta A_0 f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_0 = 2800$ mm
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links	$a_{l,r} = 500$ mm
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{l,r} = 500$ mm

3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen

3.1 $f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,65} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8$ N/mm²

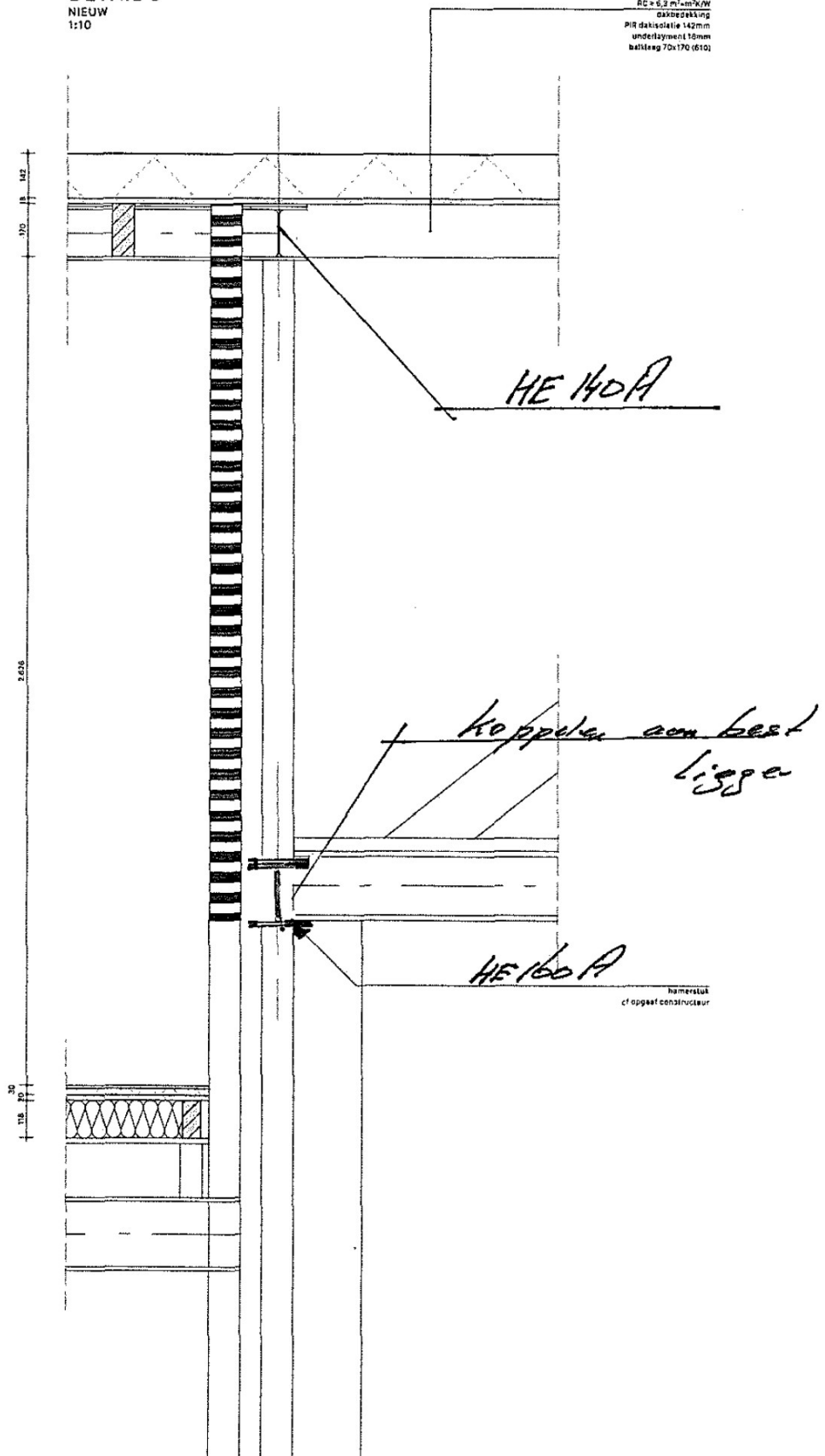
2.4.3(1) bepaling rekenwaarde van de druksterkte $f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,2 = 2,62$ N/mm²

$\beta =$ kleinste waarde van $1,25 + a_1 / 2 h_c$ en $1,1 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34$ reken met $\beta = 1,34$ -

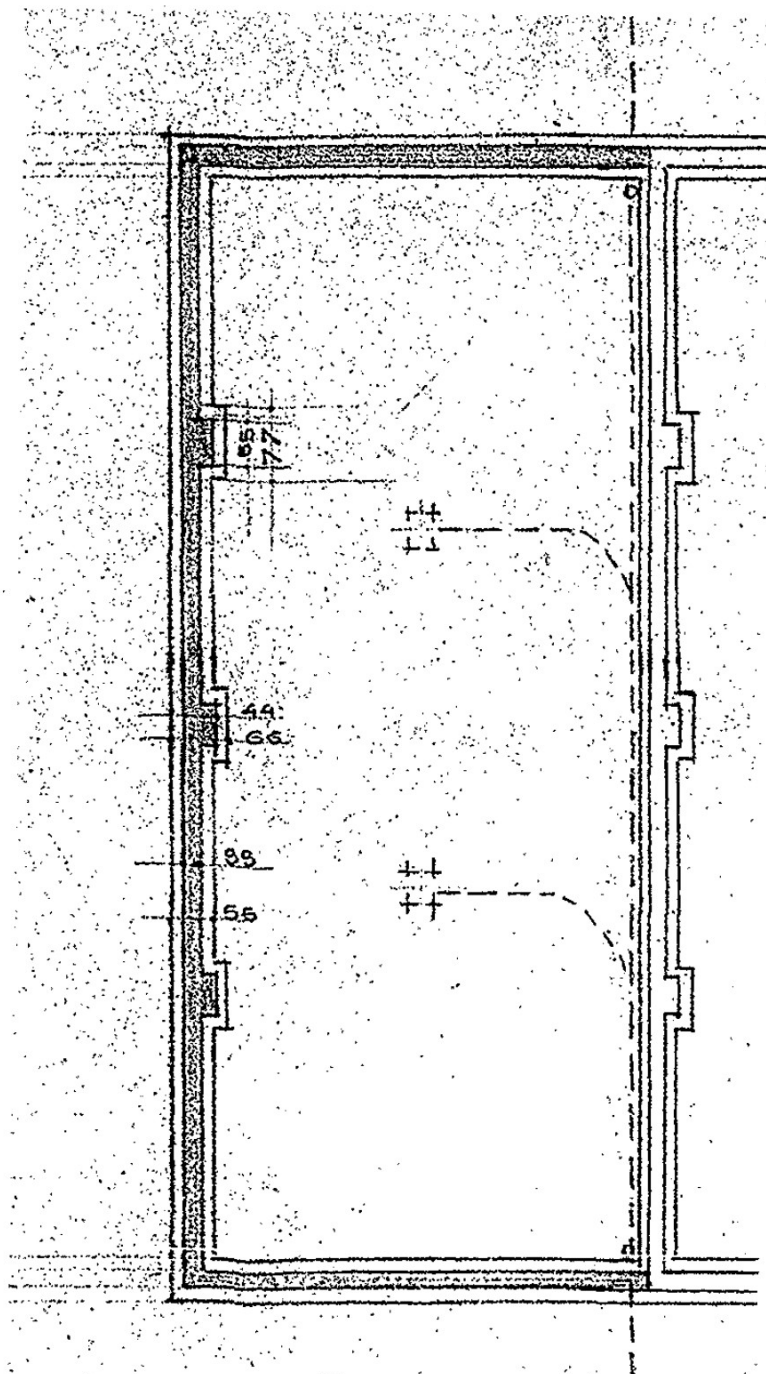
opmerking

DETAIL 5
NIEUW
1:10

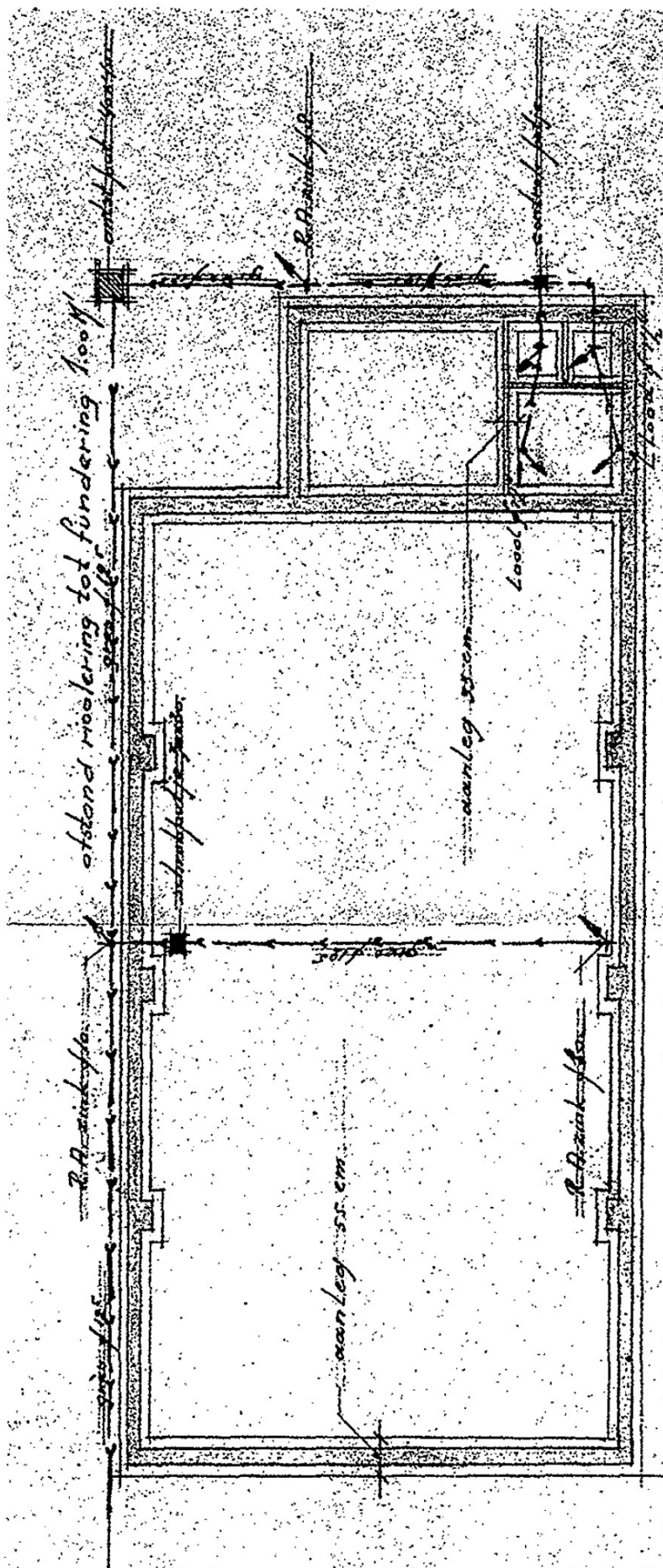
dakopbouw:
RC $\approx 6,2 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^2/\text{W}$
dakbedekking
PIR dakisolatie 142mm
underlayment 15mm
balkleng 70x170 (610)



namerstuk
of opgeest constructeur



FUNDERING



FUNDERING

Belastingen poeren

Categorie	B	ψ_0	ψ_1	ψ_2
kantoorruimtes		0,50	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC2	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk	
	6,10a	1,35	1,50	
	6,10b	1,20	1,50	

bestaande poeren gevel

	m/l	lengte	breedte	basisbel.	blijvend	varanderlijk
Dak (hellend)	1,00 x	1,00 m ¹	x	1,40 m ¹	x	1,40 kN/m ² =
	1,00 x	1,00 "	x	1,40 "	x	0,00 " =
Dak (plat)	1,00 x	2,25 "	x	3,75 "	x	0,70 " =
	1,00 x	2,25 "	x	3,75 "	x	0,56 " =
1e verdiepingvloer	1,00 x	3,10 "	x	3,75 "	x	1,18 " =
	1,00 x	3,10 "	x	3,75 "	x	3,00 " =
fundering	1,00 x	0,70 "	x	0,70 "	x	3,60 " =
				Totaal	23,35 kN	39,60 kN

UGT verg. 6.10a	1,35 x	23,35	+	1,00 x	1,50	x	39,60	=	90,92 kN
UGT verg. 6.10b	1,20 x	23,35	+	1,00 x	1,50	x	39,60	=	87,42 kN
BGT verg. 6.14b	1,00 x	23,35	+	1,00 x	39,60	+	0,50	x	4,73 = 65,31 kN

bestaande poeren tussen wand

	m/l	lengte	breedte	basisbel.	blijvend	varanderlijk
Dak (hellend)	1,00 x	4,00 m ¹	x	3,75 m ¹	x	0,90 kN/m ² =
	1,00 x	4,00 "	x	3,75 "	x	0,28 " =
Dak (plat)	1,00 x	2,25 "	x	3,75 "	x	0,70 " =
	1,00 x	2,25 "	x	3,75 "	x	0,56 " =
1e verdiepingvloer	1,00 x	3,10 "	x	5,50 "	x	1,18 " =
	1,00 x	3,10 "	x	5,50 "	x	3,00 " =
fundering	1,00 x	0,70 "	x	0,70 "	x	3,60 " =
				Totaal	41,29 kN	60,08 kN

UGT verg. 6.10a	1,35 x	41,29	+	1,00 x	1,50	x	60,08	=	145,85 kN
UGT verg. 6.10b	1,20 x	41,29	+	1,00 x	1,50	x	60,08	=	139,66 kN
BGT verg. 6.14b	1,00 x	41,29	+	1,00 x	60,08	+	0,50	x	8,93 = 105,83 kN

145 < 151 a.k.

breedte in mm B_{ef}	Invloedsdiepte t_e in m ¹	eff. Vol.gew. kN/m ³	$\gamma_{e;d}$ kN/m ³	lengte in mm L	$\sigma'_{max;d}$ kN/m ²	$F_{r,v;d}$ kN/m ¹
770	1,16	13	11,5	770	254	151

Belastingen Stroken

Categorie	B	ψ_0	ψ_1	ψ_2
kantoorruimtes		0,50	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC2	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk	
	6,10a	1,35	1,50	
	6,10b	1,20	1,50	

Stroken

	m/l		breedte		basisbel.			blijvend	varanderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	1,50 m ¹	x	1,40	kN/m ²	=	2,10	kN
	1,00	x	1,50 "	x	0,00	"	=		0,00 kN
Dak (plat)	1,00	x	0,50 "	x	0,70	"	=	0,35	"
	1,00	x	0,50 "	x	0,56	"	=		0,28 "
1e verdiepingsvloer	1,00	x	1,85 "	x	1,18	"	=	2,18	"
	1,00	x	1,85 "	x	3,00	"	=		5,55 "
Wand	1,00	x	3,60 "	x	4,00	"	=	14,40	"
fundering	1,00	x	1,00 "	x	3,60	"	=	3,60	"
					Totaal			22,63 kN	5,83 kN
UGT verg. 6.10a	1,35	x	22,63	+	1,00	x	1,50	x	5,83 =
									39,30 kN
UGT verg. 6.10b	1,20	x	22,63	+	1,00	x	1,50	x	5,83 =
									35,90 kN
BGT verg. 6,14b	1,00	x	22,63	+	1,00	x	5,83	+	0,50 x
									0,28 =
									28,60 kN

$$39,3 \text{ kN/m} < 124 \text{ kN/m} \quad \text{ok}$$