



Project : **Verbouw woonhuis aan de Hengelseweg 40 te Zelhem**

Onderdeel : **Constructie berekening**

Werknr. : **4476**

Datum : **15 juni 2017**

Opdrachtgever : **Fam. B. Verheij
De Platweerd 12
7021 NL Zelhem**

Constructeur : **J.W.M. te Boekhorst**

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor

Dinxperlo

Gebruikslicentie tot 1-4-2018 verleend door:



O_Ber001GowBerEC_NL

Versie: 2.5.6 NOP NL 2011

printdatum: 15-06-2017

werk: Verbouw woning B. Verheij

werknummer: 4476

onderdeel:

soort gebouwfunctie 5:	
soort gebouwfunctie 4:	
soort gebouwfunctie 3:	
soort gebouwfunctie 2:	
soort gebouwfunctie 1:	eengezinswoning

ontwerplevens- duurklasse	gevolgklasse	gebruiks- categorie
3	CC1	A
maatgevend: 3	CC1	

toegepaste norm = eurocode nieuwbouw
 gevolgklasse = CC1 (Consequence Class = gevolgklasse)
 ontwerplevensduurklasse = 3
 ontwerplevensduur = 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/NB)

omschrijving = CC1: geringe gevolgen t.a.v. verlies van mensenvlens
 toepassing = gebouwen en andere gewone constructies
 voorbeelden = landbouwbedrijfsgebouw, tuinbouwkas, eengezinswoning, industriegebouw tot 2 verdiepingen
 betrouwbaarheidsklasse = RC1 (Reliability Class = betrouwbaarheidsklasse)
 betrouwbaarheidsfactor $\gamma = 3,3$ tabel B2 blz 66 voor periode van 50 jaar
 K_r-factor = 0,9 tabel B3 blz 66
 sneeuwbelasting op de grond (m.d.f) $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$

 ψ -waarden voor gebouwen

gebruikscategorie =	A	B	C	D	E	F	G	H	
gelijktijdige waarde van de veranderlijke belasting $\psi_0 =$	0,4	0,5	0,4	0,4	1	0,7	0,7	0	(bv momentane waarde uiterste grenstoestand)
frequente waarde van de veranderlijke belasting $\psi_1 =$	0,5	0,5	0,7	0,7	0,9	0,7	0,5	0,2	(combinatie van frequente waarde)
quasi-blijvende waarde van de veranderlijke belasting $\psi_2 =$	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8	0,6	0,3	0	(kruip, scheurwijde, situatie bij brand)
correctiefactor voor levensduur F_t/F_{td} , $\psi_1 =$	1	1	1	1	1	1	1	1	$\{1 + (1 - \psi_1) S^4 \ln(t/t_0)\}$ (niet voor wind-, sneeuw-, thermische belasting)

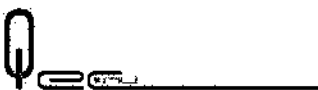
belastingfactoren γ	blijvend		overheersend		veranderlijk gelijk overheersend		
	ongunstig	gunstig	veranderlijk	overheersend	belangrijk	andere ongunstig	gunstig
	$G_{k, sup}$	$G_{k, inf}$			$Q_{k,1}$	$\psi_{0,2} Q_{k,2, sup}$	$\psi_{0,1} Q_{k,1, inf}$
tabel A1.2(A) (EQU) (groep A) verg. 6.10	1,10	0,9	F_t	1,50	$Q_{k,1}$	0	$\psi_{0,2} Q_{k,1}$
tabel A1.2(B) (STR/GEO) (groep B) verg. 6.10a	1,22	0,9		1,35	0	1,35	0 $\psi_{0,2} Q_{k,1}$
tabel A1.2(B) (STR/GEO) (groep B) verg. 6.10b	1,08	0,9	F_t	1,35	$Q_{k,1}$	0	$\psi_{0,1} Q_{k,1}$
tabel A1.3 buitengewone situaties verg. 6.11a/b	1	1		1	$A_{0,1}$	1 $\psi_{1,1} Q_{k,1}$	0 $\psi_{2,1} Q_{k,1}$
tabel A1.3 buitengewone situaties verg. 6.12a/b (aardbeving)	1	1		1	$A_{0,1}$	0	1 0 $\psi_{2,1} Q_{k,1}$
tabel A1.4 bruikbaarheidsgrenstoestand 6.14a/b	1	1		1	$A_{0,1}$	0	1 0 $\psi_{2,1} Q_{k,1}$
tabel A1.4 quasi-blijvend 6.16a/b	1	1		1	0	1	0 $\psi_{2,1} Q_{k,1}$

werk: **Verbouw woning B. Verheij**
 werkinummer: **4476**
 onderdeel:

1. belastingen

1.1 belastingaannamen vloeren e.d. kN/m²

belastingaannamen vloeren e.d. kN/m ²		G	Q	ψ ₀
	helling van vlak [kN/m ²] [kN/m ²]			
1	hellend dak pannendak met dakplaat en gordingen	opkelling: 48 gr. (helling dakvlak) 0,70	[kN/m ² grondvlak] 1,05	
H4: Daken met sneeuwbelasting onbelemmerd afglijden categorie: H		ψ _s = 1,00	v.b. = 0,22	
Totaal hellend dak :		1,05	0,22	
2	vlieringvloer houten vloer met balken en plafond		0,55	
E1c: Ruimte voor opslag overig categorie: E		ψ _s = 1,00	v.b. = 0,70	
Totaal vlieringvloer :		0,55	0,70	1,00
3	verdiepingsvloer houten vloer met balken en plafond		0,55	
scheidingswanden (<=1,0kN/m) in v.b. A2: Kamer in een woonhuis categorie: A		ψ _s = 1,00	v.b. = 1,75	
Totaal verdiepingsvloer :		0,55	2,25	0,40
4	begane grondvloer beton (gewapend) cementdekvloer	h/d = 150 mm h/d = 80 mm	3,75 1,60	
scheidingswanden (<=3,0kN/m) in v.b. A2: Kamer in een woonhuis categorie: A		ψ _s = 1,00	v.b. = 1,75	
Totaal begane grondvloer :		5,35	2,95	0,40
5	plattendak plat dak met balken, beschoot en plafond		0,55	
H5: Daken met sneeuwbelasting belemmerd afglijden categorie: H		ψ _s = 1,00	v.b. = 0,56	
Totaal plattendak :		0,55	0,56	
6				



1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

gevolgklasse	γ_{fd}	γ_{fa}	
CC1 - CC2 - CC3	1,00	1,00	SLS: Serviceability Limit State
	gunstig	ongunstig	ongunstig
CC1	0,9	1,22	1,35 0 ULS(a): Ultimate Limit State (formule 6.10.a)
CC1	0,9	1,08	1,35 0 ULS(b): Ultimate Limit State (formule 6.10.b)

1.5

Belastingen		categorie	G_k	Q_k	ψ_d	ψ_2	P_d [kN/m ²]			
							ongunstig		stabieliteit / opdrijven	
							6.10a	6.10b		
							1,22 $G_k +$	1,08 $G_k +$	1,08 $G_k +$	0,90 $G_k +$
							35 $\cdot Q_{knom}$	1,35 $\cdot Q_{knom}$	1,35 $\cdot Q_{knom}$	
1	hellend dak	H	1,05	0,22			1,3	1,4	1,1	0,9
2	vlieringvloer	E	0,55	0,70	1,00	0,80	1,6	1,5	1,5	0,5
3	verdiepingsvloer	A	0,55	2,25	0,40	0,30	1,9	3,6	1,8	0,5
4	begane grondvloer	A	5,35	2,95	0,40	0,30	8,1	9,8	7,4	4,8
5	plafond	H	0,55	0,56			0,7	1,4	0,6	0,5
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										

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018



H-gording 2 stpt EC_NL
Versie : 5.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

H-gording 2 stpt EC versie : 5.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versiedat 15-06-2017 ; versie van de software voor de berekening van de constructie is tot 1-4-2018

berekening gording op 2 steunpunten

71 x 171

naaldhout C18

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = gordingen woning

norm = Eurocode NIEUWBOUW ontwerplevensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse CC = CC1
correctiefactor voor formule 6.10a (niet maatgevend) $\gamma_{a1} = 1,22$
de waarde van γ_{a1} volgt uit de Nationale Bijlage $\gamma_{a1} = 1,35$
gebouwcategorie H: daken formule 6.10b $\gamma_{a1} = 1,35$
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$ - $\gamma_{a1} = 1,08$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$ - $\gamma_{a1} = 1,35$
(krulp) $\psi_2 = 0$ - $\gamma_{a1} = 1,35$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_1 = 1,00$ - formule 6.10a en b $\gamma_{a1} = 0,90$ (gunstig)
dakvorm zadeldak
dakhelling: $\alpha = 48^\circ$ graden

permanente- en toevallige veranderlijke belasting

eigen gewicht dakvlak $G_{kj} = 0,7$ kN/m²
extra veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $Q_{k1} = 0$ kN/m²

wind- en sneeuwbelasting

windgebied = III -
soort terrein onbebouwd II -
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m
gebouwbreedte loodrecht op wind $b = 10$ m
totale gebouwhoogte $h_0 = 6$ 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

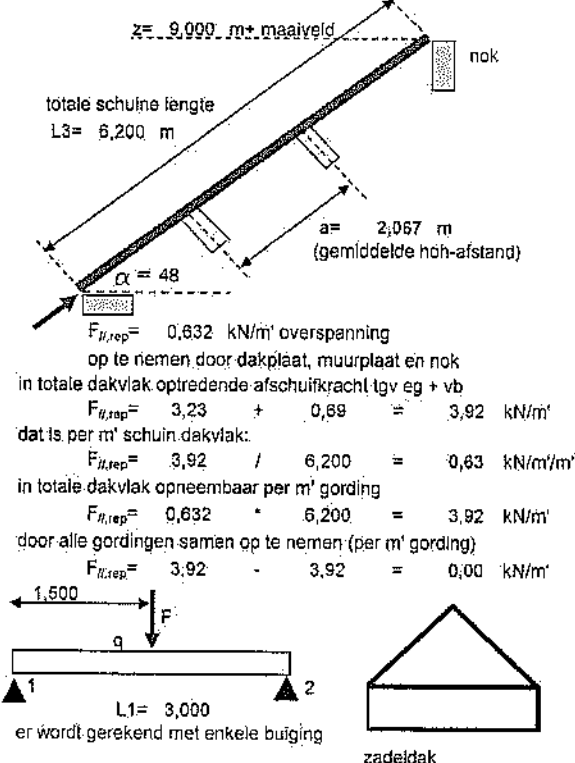
puntlast $F = 2$ kN
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,k} = 5000$ N/mm²
toelaatbare doorbuiging
toelaatbare einddoorbuiging $1: 250$ * L_{schuin}
toelaatbare bijkomende doorbuiging $1: 250$ * L_{schuin}

gegevens gording

overspanning in veld 1 $L_1 = 3$ m
totale schuine lengte dakvlak $L_3 = 6,2$ 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 $F_{ll,rep} = 0,63$ kN/m'
effectieve breedte dakbeschot $b_{eff} = 1,00$ m

unity-checks

UGT	buiging	0,27	0,35	0,87	0,59	0,27	0,23
-----	---------	------	------	------	------	------	------



BGT	u_{wind}	0,88	u_{bif}	0,56
-----	------------	------	-----------	------

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse	= naaldhout C18	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$ -
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor buigsterkte/hoogte	$k_n = 1,00$ -
houtbreedte	$b = 71$ mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} = 0,90$ kort
houthoogte	$h = 171$ mm	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} = 0,80$ kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor vervorming	$k_{def} = 0,60$ -
belastingduurklasse veranderlijke belasting	kort		
factor voor volume-effect	$s = 0,1$ bij LVL		

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

eigen gewicht dakconstructie $p_{rep}=G_{rep} / \cos \alpha$	=	0,7	/	0,67	=	1,05	kN/m ²
personenbelasting grondvlak $p_{rep}=(4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15<\alpha<20$	=	(	4,00	-	0,20	20,0	) = 0,00 kN/m ²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = / t_1 * C_e * C_t * s_k * f$	=	0,32	1,00	1,00	0,70	1,00	= 0,22 kN/m ²
winddruk+onderdruk $p_{rep}=w_e+w_i=(C_{pe} + C_{pi}) * q_{p(z)}$	=	(	0,64	+	-0,30	)	0,58 = 0,54 kN/m ²
winddruk+onderdruk in grondvlak $p_{rep}=(w_e+w_i) / \cos^2 \alpha$	=	0,54	/	0,448	=	1,22	kN/m ²
windzuiging + overdruk $p_{rep}=w_e+w_i=(C_{pe}+C_{pi}) * q_{p(z)}$	=	(	-0,88	+	-0,20	)	0,58 = -0,63 kN/m ²
veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $\psi_1 Q_k$	=	1,00	0,00	=	0,00	kN/m ²	



H gording 2 stpt EC Versie: 5.8.10 gekozen NDP: NL; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie; verleend aan J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek op 15-06-2017.

F-last

puntlast (spreiding)	$I = 0,018^3 / 12 = 5E-07 \text{ m}^4 = 48,6 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^4$	$EI = 49 \cdot 5E-07 \cdot 10^6 = 2430 \text{ kNm}^2$
$k_s > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_s = 0,37 + 0,8 \cdot 2,067 = 2,067$	$= 2430 / 50000 = 1,000$
opgelegde belasting	$F_k = 1,000 \cdot 2,00$	$= 2,00 \text{ kN}$

α -belastingen per m^2 dakvlak en evenwijdig aan het dakvlak

de gemiddelde hart op hart-afstand van de gordingen waarmee wordt gerekend is $a = 6,200 \text{ m}$

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	1,05 0,448 = 0,47 kN/m^2	0,52 0,995 = 0,52 kN/m^2	2,067 0,47 = 0,97 kN/m
personen	0,00 0,448 = 0,00 kN/m^2	0,00 0,995 = 0,00 kN/m^2	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
sneeuw	0,22 0,448 = 0,10 kN/m^2	0,11 0,995 = 0,11 kN/m^2	2,067 0,10 = 0,21 kN/m
wind	1,22 0,448 = 0,54 kN/m^2	0,00 0,995 = 0,00 kN/m^2	2,067 0,54 = 1,13 kN/m
vlakbelasting	0,00 0,448 = 0,00 kN/m^2	0,00 0,995 = 0,00 kN/m^2	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
windzuiging			2,067 -0,63 = -1,30 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 0,669 = 1,34 kN	2,00 0,000 = 0,00 kN	= 1,34 kN

afschuifkrachten

maximale reductie afschuifkracht op de veranderlijke belasting $= F_{H,0,rep} = 0,63 \cdot 0,52 = 0,11 \text{ kN/m}$

belasting	evenwijdig	af door dakplaat	rest	evenwijdig dakvlak $= \frac{1}{2} p \cdot \sin 2\alpha \cdot L_3$	evenwijdig per gording (z-richting)
eigen gewicht	0,52	- 0,52	= 0,00	0,52 6,200 = 3,23 kN	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
personen	0,00	- 0,00	= 0,00	0,00 6,200 = 0,00 kN	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
sneeuw	0,11	- 0,11	= 0,00	0,11 6,200 = 0,69 kN	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
wind	0,00	- 0,00	= 0,00	0,00 6,200 = 0,00 kN	2,067 0,00 = 0,00 kN/m
vlakbelasting	0,00	- 0,00	= 0,00	0,00 6,200 = 0,00 kN	2,067 0,00 = 0,00 kN/m

materiaal- en profielgegevens

	algemene formule: $f_{k,s} =$	c	k_h	k_{mod}	$f_{k,rep}$	/	Z_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$ 18 N/mm^2	$f_{m,d}$ 1	1,00	0,90	18	/	1,30	= 12,46 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	$E_{0,0,d}$ 1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 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	$I_y = \sqrt{(I_y / A)}$	= $\sqrt{}$		(	2958	/ 121	)	= 49,4 mm
traagheidsstraal	$I_z = \sqrt{(I_z / A)}$	= $\sqrt{}$		(	510	/ 121	)	= 20,6 mm

resultaten mechanica berekening

gebruik van de dakopbouw								gebruik van de dakopbouw		
	eigen gewicht		personen		sneeuw		wind	wind	puntlast	vlaklast
	y	z	y	z	y	z	druk	zuiging	y	z
q of F	0,97	0,00	0,00	0,00	0,21	0,00	1,13	-1,30	1,34	0,00
M _{1,2}	1,09	0,00	0,00	0,00	0,23	0,00	1,27	-1,46	1,00	0,00
u _{1,2}	3,83	0,00	0,00	0,00	0,82	0,00	4,46	-5,14	2,83	0,00

toetsing uiterste grenstoestand

belastingen en reacties grondgebied										geplaatste woning		
eigen gewicht(6.10.a)		personen		sneeuw		wind	wind	puntlast		vlaklast		
	y	z	y	z	y	z	druk	zuiging	y	z	y	z
q of F	1,18	0,00	1,05	0,00	1,33	0,00	2,57	-0,88	2,85	0,00	1,05	0,00
M _{1,2}	1,32	0,00	1,18	0,00	1,49	0,00	2,89	-0,99	2,53	0,00	1,18	0,00
rekenwaarde opwaartse reactie bij 0,9*eg + γ _q *windzuiging =0,5 -0,88 3,000 = -1,32 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} = 1,49 kNm		W _y = 346 cm ³		f _{m,y,d} = 12,5 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} = 12,5 N/mm ²		h = 171 mm					
soort doorsnede	rechthoekig		k _m = 0,7									

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{1,49}{346} \cdot 10^6 = 4,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{Ed,z}}{W_z} = \frac{0,00}{144} \cdot 10^6 = 0,0 \text{ N/mm}^2$$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018



H gording 2 spt EC_NL
Versie : 5.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

H gording 2 spt EC versie : 5.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikte licentie COMMERCIELE-versie versiedatum : 15-06-2017

6,11	unity-check	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{4,3}{12,5} + 0,7 \frac{0,0}{12,5} = 0,35$
6,12	unity-check	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{4,3}{12,5} + \frac{0,0}{12,5} = 0,24$

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)	$M_{1,2}$	1,32	0,00	3,82	0,00	0,31	0,00	6.11	6.12	
eg + personen	$M_{1,2}$	1,18	0,00	3,40	0,00	0,27	0,00	0,31	0,21	0,31
eg + sneeuw	$M_{1,2}$	1,49	0,00	4,31	0,00	0,35	0,00	0,27	0,19	0,27
eg + winddruk	$M_{1,2}$	2,89	0,00	8,34	0,00	0,67	0,00	0,35	0,24	0,35
eg + puntlast	$M_{1,2}$	2,53	0,00	7,32	0,00	0,59	0,00	0,67	0,47	0,67
eg + vlaklast	$M_{1,2}$	1,18	0,00	3,40	0,00	0,27	0,00	0,59	0,41	0,59
0,9 * eg + windzuiging	$M_{1,2}$	0,99	0,00	2,87	0,00	0,23	0,00	0,27	0,19	0,27
								0,23	0,16	0,23

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

gordingen woning

veld 1	$U_{kruip,y} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	3,83	+	0,00	4,46	)	=	2,30	mm
	$U_{kruip,z} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	0,00	+	0,00	0,00	)	=	0,00	mm

doorbuigingen	U_{on}	t.g.v. G_{k1}	U_{kruip}	t.g.v. $k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	U_{bi}	t.g.v. $U_{on} + U_{kruip} + U_{elastisch} - U_{zeeg}$	$U_{kruip} + U_{elastisch}$
	$U_{elastisch}$	t.g.v. $\psi_1 * Q_{k1} + \psi_{0,i} * Q_{k,i}$	U_{elnd}	t.g.v. $U_{on} + U_{kruip} + U_{elastisch} - U_{zeeg}$			

toelaatbare doorbuigingen	$U_{elnd,toe}$	voor	$U_{1,2}$	<=	3000	/	250	=	12,0	mm
	$U_{bi,toe}$	voor	$U_{1,2}$	<=	3000	/	250	=	12,0	mm

veld	$U_{1,2}$	U_{on}	$U_{elastisch}$	U_{kruip}	U_{elnd}	U_{bi}
	y	z	y	z	y	z
eg + personen	3,83	0,00	0,00	0,00	2,30	0,00
eg + sneeuw	3,83	0,00	0,82	0,00	2,30	0,00
eg + winddruk	3,83	0,00	4,46	0,00	2,30	0,00
eg + F-last	3,83	0,00	2,83	0,00	2,30	0,00
eg + vlaklast	3,83	0,00	0,00	0,00	2,30	0,00
eg + windzuiging	3,83	0,00	-5,14	0,00	2,30	0,00

afschuifbelasting door de dakplaten bij (gedeelte) dubbele buiging

spanningen in dakbeschoot	effectieve breedte dakbeschoot t.b.v. opname afschuifkracht	=	1000	mm
	weerstandsmoment dakplaat	$\frac{1}{8} \cdot 18 \cdot 1000^2$	=	3000 $\cdot 10^3$ mm ³

afschuifbelasting per m' permanent	$F_{H,Q,rep}$	=	0,52	kN/m' UGT	1,08	0,52	=	0,56	kN/m'
afschuifbelasting per m' veranderlijk	$F_{H,Q,rep}$	=	0,11		1,35	0,11	=	0,15	
	$F_{H,totaal,rep}$	=	0,63	kN/m' $F_{H,totaal,d}$			=	0,71	kN/m'

afschuifbelasting totale dak	$F_{H,totaal,d}$	=	6,200	0,71	=	4,42	kN / m'			
afschuifbelasting per dakbeschootbreedte	$F_{H,totaal,d}$	=	1,000	0,71	=	0,71	kN / m' per dakbeschootbreedte			
moment in dakbeschoot in L1	$L1=$	3,00	m	$Md=$	1/8	0,71	$3,00^2$	=	0,80	kNm
buigspanning in overspanning L1	$\sigma=$	0,80	10^6	/	3000	10^3 mm ³	=	0,27	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																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
---------------	---	------	---	------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H zadeldak met knieschot q-last EC versie : 3.7.10 gekozen NDP : NL : gebruikslicentie COMMERC

H zadeldak met knieschot q-last EC_NL

Versie : 3.7.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

voor Bouwtechniek Dinxperlo tot 1-4-2018

zadeldak met knieschot en q-belasting, balkafmeting :

71 mm x 171 mm

naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = spant woning

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
toepassing gebouwen en andere gewone constructies

correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$

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
dakhellings $\alpha = 48$ graden

kan de sneeuw onbelemmerd afglijden : ja

eigen gewicht $G_{k1} = 0,7$ kN/m²

windbelasting windgebied = III

soort terrein onbebouwd II

hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m

totale gebouwbreedte loodrecht op wind $b_r = 8,7$ 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 $E_{o,moeil,k} = 5000$ N/mm²

specifieke spantvorm-afhankelijke invoer

maat a (spantvoet-stijl horizontaal) $a = 0,8$ m

maat b (stijl-rok horizontaal) $b = 2$ m

te dragen m² dakvlak (h.o.h.spanten) $c = 3$ m

keepdiepte bij stijl (knoop 2) $d = 0$ mm

ongesteunde staaf lengte in z-richting $l_z = 2989$ mm

formule 6.10.a
(niet maalgevend)

$\gamma_{Gj} = 1,22$

$\gamma_{Qj} = 1,35$

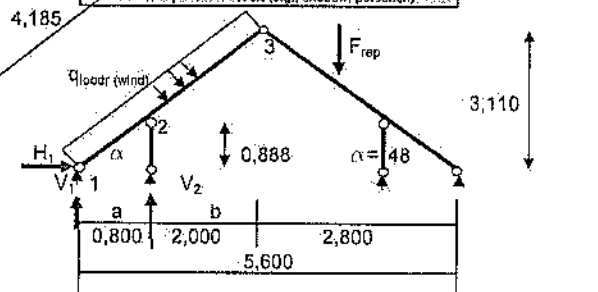
formule 6.10.b
(maatgevend)

$\gamma_{Gj} = 1,08$

$\gamma_{Qj} = 1,35$

formule 6.10.a en b $\gamma_{Gj} = 0,90$ (gunstig)

schematische tekening van de berekende constructie



$L_{\text{schuin}} = 2,800 / \cos \alpha = 4,185$ m

toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L_{schuin}

$u_{\text{eind}} < 4,185 / 250 = 16,7$ mm

toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 * L_{schuin}

$u_{\text{bij}} < 4,185 / 250 = 16,7$ mm

gereduceerde doorsnede boven stijl

$W_{y,\text{red}} = 1,00 - 1/6 b h_{\text{red}}^2$

$h_{\text{red}} = 171 - 0 = 171$ mm

$W_{y,\text{red}} = 1,00 - 1/6 \cdot 71 \cdot 171^2 = 346 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last

aangrijpingspunt belasting aan drukzijde

wijze van steunen ongesteund

aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte/breedte	$k_k = 1,16$
soort doorsnede	= rechthoekig	hoogtefactor buigsterkte/hoogte	$k_h = 1,00$
houtbreedte	$b = 71$ mm	modificatiefactor sterkte	$k_{\text{mod}} = 0,90$ kort
houthoogte	$h = 171$ mm	modificatiefactor treksterkte	$k_{\text{mod}} = 0,80$ kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor vervorming	$k_{\text{def}} = 0,60$
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= kort		
factor voor volume-effect	$s = 0,12$ bij LVL		
$\sigma_{m,\text{crit}}$ berekenen met formule	6.32		
unity-checks	uiterste grenstoestand knp 2	0,58	veld 0,51
bruikbaarheidsgrenstoestand	$u_{\text{eind}} = 0,42$	$u_{\text{bij}} = 0,27$	

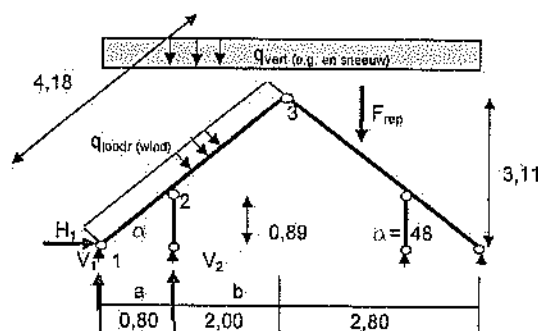
berekening karakteristieke belastingen in kN/m²

windbelasting loodrecht op dakvlak $w_0 + w_1 = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$	= (	0,84	+	0,30	)	0,63	=	0,59	kN/m ²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = f_{s1} \cdot C_e \cdot C_{s1} \cdot s_k \cdot f$	=	0,32	1,00	1,00	0,70	1,00	=	0,22	kN/m ²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha < 20$	= (	4,00	-	0,20	20,0	)	=	0,00	kN/m ²
puntlast (spreiding) $I = 0,018^3 / 12 = 5E-07$ m ⁴	=	48,6	10 ⁴ mm ⁴	El=	49	5E-07	10 ⁶ =	2430	kNm ²
$k_f \geq 0,33$ en $\leq 1,0$ $k_f = 0,37 + 0,8$	3,000	-	2430	/	50000	=	1,000	-	
opgelegde belasting $F_k = 1,000 \cdot 2,00$						=	2,00	kN	

algemene formule	sterkte	materiaal	grootte	$f_{x;d}$	c	K_N	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	= 16,52 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	$E_{0,d}$	1		0,90	11000	1,30	= 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	71	171^3	= 2958 $10^4 mm^4$
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	171	71^3	= 510 $10^4 mm^4$
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	71	171^2	= 346 $10^3 mm^3$
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	171	71^2	= 144 $10^3 mm^3$
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$		=	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

mechanicaberekening spant woning

dakhelling	$\alpha =$	48	graden
maat a (spantvoet-stijl horizontaal)	$a =$	1	m
maat b (stijl-nok horizontaal)	$b =$	2	m
te dragen m ² dakvlak (h.o.h.spanten)	$c =$	3	m
elasticiteitsmodulus	$E =$	11000	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	2958	cm ⁴
keepdiepte bij stijl (knoop 2)	$=$	0	mm
belastingfactoren voor formule 6.10.b	$\xi \gamma_{af} =$	1,08	
(formule 6.10.a is niet maatgevend)	$\gamma_{af} =$	1,35	
eigen gewicht per m ² dakvlak (schuin)	$G_{k,j} =$	0,70	kN/m ²
windbelasting	$(w_e + w_i) =$	0,59	kN/m ²
sneeuwbelasting	$s_{n,k} =$	0,22	kN/m ²
personenbelasting (max 10m ²)	$q_k =$	0,00	kN/m ²
puntlast F in veld 2-3	$F =$	2,0	kN
lengte/breedte lastvlak	$=$	0,05	m
dikte beplanking	$t =$	18,0	mm
stijfheid beplanking / beschoot	$E_{0,sch/rep} =$	5000	N/mm ²



berekening belastingen (van personen of sneeuw wordt alleen de maatgevende waarde berekend)

eigen gewicht	$= q_{0,rep} = c \cdot G_{k,j} / \cos \alpha =$	3,000	0,7 / 0,67	=	3,14	kN/m ²	vertikaal
windbelasting	$= q_{w,rep} = c \cdot (w_e + w_i) =$	3,000	0,59	=	1,78	kN/m ²	loodrecht
sneeuwbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot s_{n,k} =$	3,000	0,22	=	0,67	kN/m ²	vertikaal
personenbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot q_k =$	3,000	0,00	=	0,00	kN/m ²	vertikaal
reductiefactor puntlast	$= k_r =$	0,37	+ 0,8 c - E _{0,sch/rep} * 1 / 50000	=	1,00		
gereduceerde puntlast	$= F_{rep} = k_r \cdot F =$	1,00	2,00	=	2,00	kN	vertikaal

resultaten

representatieve waarde per spantbeen / spoor

belastinggeval	e.g.	wind	sneeuw	pers	F-last
belasting	3,14	1,78	0,67	0,00	2,00
M ₂	= 1,19	1,51	0,26	0,00	0,54 kNm
M ₂₋₃	= 1,03	1,31	0,22	0,00	0,73 kNm
V ₂	= 6,48	8,22	1,39	0,00	1,94 kN
V ₁	= 2,31	-3,23	0,49	0,00	0,06 kN
H ₁	= 2,29	-2,64	0,49	0,00	0,66 kN
"V ₃ "	= 2,54	2,16	0,54	0,00	0,00 kN
H ₃	= 2,29	2,90	0,49	0,00	0,66 kN
N ₂	= 6,20	1,94	1,33	0,00	1,93 kN
N ₂₋₃	= 3,86	1,94	0,83	0,00	1,93 kN
u _{veld 2-3}	= 2,4	3,1	0,5	0,0	1,4 mm

uiterste grenstoestand formule 6.10.b

combinatie	e.g. +	e.g. +	e.g. +	e.g. +
	wind	sneeuw	pers	F-last
M ₂	= 3,33	1,63	1,29	2,01 kNm
M ₂₋₃	= 2,88	1,41	1,11	2,10 kNm
V ₂	= 18,11	8,88	7,01	9,62 kN
V ₁	= -1,87	3,16	2,49	2,58 kN
H ₁	= -1,09	3,14	2,48	3,37 kN
"V ₃ "	= 5,66	3,48	2,75	2,75 kN
H ₃	= 6,40	3,14	2,48	3,37 kN
N ₂	= 9,32	8,49	6,70	9,30 kN
N ₂₋₃	= 6,80	5,30	4,18	6,78 kN

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

spant woning

vervorming tgv kruip:	$U_{kruip} = k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1}) =$	0,60	(	2,4	+	0,00	1,4	)	=	1,5	mm
belastingcombinatie	veld	U_{on}	$U_{elastisch}$	U_{kruip}	U_{elind}	$U_{elind, toe}$	$U_{c.c.}$	U_{bij}	$U_{bij, toe}$	$U_{c.c.}$	
		mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	mm	-	
eigen gewicht + wind	$U_{2,3}$	2,4	3,1	1,5	7,0	16,7	0,42	4,6	16,7	0,27	
eigen gewicht + sneeuw	$U_{2,3}$	2,4	0,5	1,5	4,4	16,7	0,26	2,0	16,7	0,12	
eigen gewicht + personen	$U_{2,3}$	2,4	0,0	1,5	3,9	16,7	0,23	1,5	16,7	0,09	
eigen gewicht + puntlast	$U_{2,3}$	2,4	1,4	1,5	5,3	16,7	0,32	2,8	16,7	0,17	

toetsing uiterste grenstoestand

spant woning

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

	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	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	9,32	3,33	121,4	346,0	0,77	14,54	9,63	16,62	0,58
eigen gewicht + sneeuw	8,49	1,63	121,4	346,0	0,70	14,54	4,72	16,62	0,29
eigen gewicht + personen	6,70	1,29	121,4	346,0	0,55	14,54	3,73	16,62	0,23
eigen gewicht + puntlast	9,30	2,01	121,4	346,0	0,77	14,54	5,82	16,62	0,35

veld 2-3	art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk	6,35	$UC = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{knt} f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} < 1,0$
----------	--	------	---

	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	A	W_y	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	k_{knt}	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	$k_{c,z}$	UC
	kN	kNm	cm ²	cm ³	N/mm ²	N/mm ²	-	N/mm ²	N/mm ²	-	-
eigen gewicht + wind	6,80	2,88	121,4	346,0	0,56	14,54	1,00	8,31	16,62	0,15	0,51
eigen gewicht + sneeuw	5,30	1,41	121,4	346,0	0,44	14,54	1,00	4,08	16,62	0,15	0,26
eigen gewicht + personen	4,18	1,11	121,4	346,0	0,34	14,54	1,00	3,22	16,62	0,15	0,19
eigen gewicht + puntlast	6,78	2,10	121,4	346,0	0,56	14,54	1,00	6,07	16,62	0,15	0,39

opmerking



berekening gording op 2 steunpunten

96 x 196
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = gordingen garage

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur-klasse = 3 gebouwen en andere gewone constructies.
gevolgklasse CC = CC1 formule 6.10a
correctiefactor voor formule 6.10b $\xi = 0,89$ (niet maatgevend)
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie H: daken
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$
(kruip) $\psi_2 = 0$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_3 = 1,00$
dakvorm zadeldak
dakhelling $\alpha = 48$ graden
permanente- en toevallige veranderlijke belasting
eigen gewicht dakvlak $G_k = 0,7$ kN/m²
extra veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $Q_k = 0$ kN/m²
wind- en sneeuwbelasting
windgebied = III
soort terrein onbebouwd II
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m
gebouwbreedte loodrecht op wind $b = 10$ m
totale gebouwhoogte $h_0 = 6$ m
totale gebouwdiepte in windrichting $d = 10$ m
vormfactor onderdruk $C_{pe} = 0,30$
vormfactor overdruk $C_{pi} = -0,20$
kan de sneeuw onbelemmerd afglijden : ja
belasting door puntlast
puntlast $F = 2$ kN
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{o,beplank} = 5000$ N/mm²
toelaatbare doorbuiging
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L_{schuin}
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 * L_{schuin}

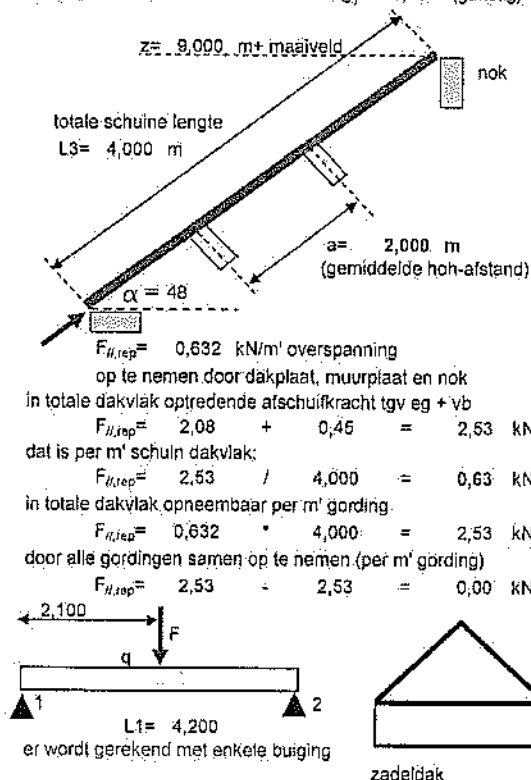
gegevens gording
overspanning in veld 1 $L_1 = 4,2$ m
totale schuine lengte dakvlak $L_3 = 4$ m
aantal gordingen $n = 1$ st
wijze van ondersteuning gording in zwakke richting (z):
gedeeltelijk gesteund, gedeeltelijke dubbele buiging
op te nemen langskracht per m² dak $F_{//,rep} = 0,63$ kN/m²
effectieve breedte dakbeschot $b_{eff} = 1,00$ m

unity-checks

UGT	buiging	0,22	0,28	0,54	0,40	0,22	0,18
-----	---------	------	------	------	------	------	------

formule 6.10a
(niet maatgevend)
formule 6.10b
(maatgevend)
formule 6.10a en b

$\gamma_{G1} = 1,22$
 $\gamma_{G1} = 1,35$
 $\gamma_{G1} = 1,35$
 $\gamma_{G1} = 1,08$
 $\gamma_{G1} = 1,35$
 $\gamma_{G1} = 1,35$
 $\gamma_{G1} = 0,80$ (gunstig)



bij windzuiging ontstaat er -1,79 kN trek per oplegging!

BGT	u_{wind}	0,94	u_{bij}	0,60
-----	------------	------	-----------	------

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte $b = 96$ mm
houthoogte $h = 196$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse veranderlijke belasting kort
factor voor volume-effect $s = 0,1$ bij LVL

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

eigen gewicht dakconstructie $p_{rep} = G_{rep} / \cos \alpha = 0,7 / 0,67 = 1,05$ kN/m²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha)$ met $15 < \alpha \leq 20 = 0,00$ kN/m²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = f_{ti} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot f = 0,32 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00 = 0,22$ kN/m²
winddruk+onderdruk $p_{rep} = w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)} = (0,64 + 0,30) \cdot 0,58 = 0,54$ kN/m²
winddruk+onderdruk in grondvlak $p_{rep} = (w_e + w_i) / \cos^2 \alpha = 0,54 / 0,448 = 1,22$ kN/m²
windzuiging + overdruk $p_{rep} = w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)} = (-0,88 + -0,20) \cdot 0,58 = -0,63$ kN/m²
veranderlijke vlakbelasting in grondvlak $\psi_1 Q_k = 1,00 \cdot 0,00 = 0,00$ kN/m²

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018



H gording 2 stpt EC_NL
Versie : 5.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

H gording 2 stpt EC versie : 5.8.10 gekozen KDP : NL : gebruikslicentie COMMERCIELE-versie - verbodend aan te nemen te gebruiken Adviesbureau voor Bouwtechniek, Dinxperlo tot 1-4-2018

F-last

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

α -belastingen per m^2 dakvlak en evenwijdig aan het dakvlak

de gemiddelde hart op hart-afstand van de gordingen waarmee wordt gerekend is $a = 4,000 / 2 = 2,000 \text{ m}$

belasting	loodrecht dakvlak = $p \cdot \cos^2 \alpha$	evenwijdig dakvlak = $1/2 \cdot p \cdot \sin 2\alpha$	loodrecht per gording (y-richting)
eigen gewicht	1,05 0,448 = 0,47 kN/m ²	0,52 0,995 = 0,52 kN/m ²	2,000 0,47 = 0,94 kN/m
personen	0,00 0,448 = 0,00 kN/m ²	0,00 0,995 = 0,00 kN/m ²	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
sneeuw	0,22 0,448 = 0,10 kN/m ²	0,11 0,995 = 0,11 kN/m ²	2,000 0,10 = 0,20 kN/m
wind	1,22 0,448 = 0,54 kN/m ²	0,00 0,995 = 0,00 kN/m ²	2,000 0,54 = 1,09 kN/m
vlakbelasting	0,00 0,448 = 0,00 kN/m ²	0,00 0,995 = 0,00 kN/m ²	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
windzuiging			2,000 -0,63 = -1,26 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 0,669 = 1,34 kN	2,00 0,000 = 0,00 kN	1,34 kN

afschuifkrachten

maximale reductie afschuifkracht op de veranderlijke belasting = $F_H - F_{H,red} = 0,63 - 0,52 = 0,11 \text{ kN/m}$

belasting	evenwijdig	af door dakplaat	rest	evenwijdig dakvlak = $1/2 \cdot p \cdot \sin 2\alpha \cdot L_3$	evenwijdig per gording (z-richting)
eigen gewicht	0,52	-	0,52 = 0,00	0,52 4,000 = 2,08 kN	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
personen	0,00	-	0,00 = 0,00	0,00 4,000 = 0,00 kN	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
sneeuw	0,11	-	0,11 = 0,00	0,11 4,000 = 0,45 kN	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
wind	0,00	-	0,00 = 0,00	0,00 4,000 = 0,00 kN	2,000 0,00 = 0,00 kN/m
vlakbelasting	0,00	-	0,00 = 0,00	0,00 4,000 = 0,00 kN	2,000 0,00 = 0,00 kN/m

materiaal- en profielgegevens

	algemene formule:	$f_{k,d}$	c	K_b	k_{mod}	$f_{k,rep}$	i	$f_{t,d}$	k_{ort}
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	$\rho_{k,350}$	350 kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	11000	1,30	= 7615 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$			1	$\frac{1}{12}$	96	196 ³		= 6024 10 ⁶ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$			1	$\frac{1}{12}$	196	96 ³		= 1445 10 ⁶ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$			1	$\frac{1}{6}$	96	196 ²		= 615 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$			1	$\frac{1}{6}$	196	96 ²		= 301 10 ³ mm ³
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$			1		96	196		= 188 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			$\sqrt{}$		6024	1	188	= 56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			$\sqrt{}$		1445	1	188	= 27,7 mm

resultaten mechanica berekening

	eigen gewicht		personen		sneeuw		wind	wind	puntlast		vlaklast	
	y	z	y	z	y	z	druk	zuiging	y	z	y	z
q of F	0,94	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	1,09	-1,26	1,34	0,00	0,00	0,00
M _{1,2}	2,07	0,00	0,00	0,00	0,44	0,00	2,40	-2,77	1,41	0,00	0,00	0,00
u _{1,2}	5,73	0,00	0,00	0,00	1,23	0,00	6,66	-7,68	3,12	0,00	0,00	0,00

toetsing uiterste grenstoestand

gebruik van de balk										gebruik van de balk				
	eigen gewicht(8.10.a)		personen		sneeuw		wind	wind	puntlast		vlaklast			
	y	z	y	z	y	z	druk	zuiging	y	z	y	z		
q of F	1,14	0,00	1,01	0,00	1,28	0,00	2,48	-0,85	2,82	0,00	1,01	0,00		
M _{1,2}	2,51	0,00	2,23	0,00	2,83	0,00	5,48	-1,88	4,13	0,00	2,23	0,00		
rekenwaarde opwaartse reactie bij 0,9*eg + γ _q *windzuiging =0,5 -0,65 4,200 = 1,79 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} = 2,83		kNm		W _y = 615	cm ³	f _{m,y,d} = 16,6	N/mm ²		b = 96	mm		
moment in z-richting		M _{Ed,z} = 0,00		kNm		W _z = 301	cm ³	f _{m,z,d} = 18,6	N/mm ²		h = 196	mm		
soort doorsnede		rechtthoekig k _{m1} = 0,7												

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{2,83}{615} = 4,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{Ed,z}}{W_z} = \frac{0,00}{301} = 0,0 \text{ N/mm}^2$$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018



H.gording 2 spt EC_NL
Versie: 5.8.10 ; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017

H.gording 2 spt EC versie: 5.8.10 gekozen NDP: NL: gebruikslicentie COMMERCIELE-versie: versie van 15-06-2017 te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek, gepubliceerd op 1-4-2018

6.11	unity-check	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{4,6}{16,6} + 0,7 \frac{0,0}{16,6} = 0,28$
6.12	unity-check	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{4,6}{16,6} + \frac{0,0}{16,6} = 0,19$

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)	$M_{1,2}$	2,51	0,00	4,08	0,00	0,25	0,00	0,25	0,17	0,25
eg + personen	$M_{1,2}$	2,23	0,00	3,63	0,00	0,22	0,00	0,22	0,15	0,22
eg + sneeuw	$M_{1,2}$	2,83	0,00	4,61	0,00	0,28	0,00	0,28	0,19	0,28
eg + winddruk	$M_{1,2}$	5,48	0,00	8,91	0,00	0,54	0,00	0,54	0,38	0,54
eg + puntlast	$M_{1,2}$	4,13	0,00	6,72	0,00	0,40	0,00	0,40	0,28	0,40
eg + vlaklast	$M_{1,2}$	2,23	0,00	3,63	0,00	0,22	0,00	0,22	0,15	0,22
0,9 * eg + windzuiging	$M_{1,2}$	1,88	0,00	3,06	0,00	0,18	0,00	0,18	0,13	0,18

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

gordingen garage

veld 1	$u_{dorp,y} = k_{def} * (G_k + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	5,73	+	0,00	8,66	)	=	3,44	mm
	$u_{kruip,z} = k_{def} * (G_k + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	0,00	+	0,00	0,00	)	=	0,00	mm

doorbuigingen	u_{on}	t.g.v.	$G_{k,1}$	u_{kruip}	t.g.v.	$k_{def} * (G_k + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	u_{bij}	t.g.v.	$u_{kruip} + u_{elastisch}$
	$u_{elastisch}$	t.g.v.	$\psi_1 * Q_{k,1} + \psi_2 * Q_{k,i}$	u_{eind}	t.g.v.	$u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$			

toelaatbare doorbuigingen	$u_{eind,toe}$	voor	$u_{1,2}$	<=	4200	/	250	=	16,8	mm
	$u_{bij,toe}$	voor	$u_{1,2}$	<=	4200	/	250	=	16,8	mm

veld	$u_{1,2}$	u_{on}		$u_{elastisch}$		u_{kruip}		u_{eind}		totaal	u.c.	u_{bij}		totaal	u.c.
		y	z	y	z	y	z	y	z			y	z		
eg + personen	5,73	0,00	0,00	0,00	0,00	3,44	0,00	9,17	0,00	9,17	0,55	3,44	0,00	3,44	0,20
eg + sneeuw	5,73	0,00	1,23	0,00	0,00	3,44	0,00	10,39	0,00	10,39	0,62	4,68	0,00	4,68	0,28
eg + winddruk	5,73	0,00	6,66	0,00	0,00	3,44	0,00	15,82	0,00	15,82	0,94	10,10	0,00	10,10	0,60
eg + F-last	5,73	0,00	3,12	0,00	0,00	3,44	0,00	12,28	0,00	12,28	0,73	6,55	0,00	6,55	0,39
eg + vlaklast	5,73	0,00	0,00	0,00	0,00	3,44	0,00	9,17	0,00	9,17	0,55	3,44	0,00	3,44	0,20
eg + windzuiging	5,73	0,00	-7,68	0,00	0,00	3,44	0,00	1,48	0,00	1,48	0,09	-7,68	0,00	7,68	0,46

afschuifbelasting door de dakplaten bij (gedeeltelijke) dubbele buiging

spanningen in dakbeschoot	effectieve breedte dakbeschoot t.b.v. opname afschuifkracht	=	1000	mm
	weerstandsmoment dakplaat	$\frac{1}{6} \cdot 18 \cdot 1000^2$	=	3000 10^3 mm^3

afschuifbelasting per m' permanent	$F_{II,Q,rep}$	=	0,52	kN/m' UGT	1,08	0,52	=	0,56	kN/m'
afschuifbelasting per m' veranderlijk	$F_{II,Q,rep}$	=	0,11		1,35	0,11	=	0,15	
	$F_{II,totaal,rep}$	=	0,63	kN/m'	$F_{II,totaal,d}$		=	0,71	kN/m'

afschuifbelasting totale dak	$F_{II,totaal,d}$	=	4,000	0,71	=	2,85	kN / m'		
afschuifbelasting per dakbeschootbreedte	$F_{II,totaal,d}$	=	1,000	0,71	=	0,71	kN / m' per dakbeschootbreedte		
moment in dakbeschoot in L1	$L1 =$	4,20	m	$Md =$	$\frac{1}{8} \cdot 0,71 \cdot 4,20^2$	=	1,57	kNm	
buigspanning in overspanning L1	$\sigma =$	1,57	10^6	/	3000	10^3 mm^3	=	0,52	N/mm

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	2	0,00	=	0,00									
personen	2	0,00	=	0,00	e.g. + personen	1,08	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN
sneeuw	2	0,00	=	0,00	e.g. + sneeuw	1,08	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN
vlaklast	2	0,00	=	0,00	e.g. + vlaklast	1,08	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN
opmerking													

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H.zadeldak met knieschot q-last EC versie : 3.7.10, gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERC

H zadeldak met knieschot q-last EC_NL
Versie : 3.7.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017
voor Bouwtechniek Dinxperlo tot 1-4-2018

zadeldak met knieschot en q-belasting, balkafmeting :

71 mm x 171 mm
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = spant garage

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie H: daken
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0$
(kruip) $\psi_2 = 0$

dakvorm zadeldak
dakhellings $\alpha = 48$ graden
kan de sneeuw onbelemmerd afglijden ja

eigen gewicht $G_{kj} = 0,7$ kN/m²
windbelasting
windgebied = III
soort terrein onbebouwd II
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 9$ m
totale gebouwbreedte; loodrecht op wind $br = 8,7$ m
totale gebouwhoogte $ho = 7,5$ m
totale gebouwdiepte; in windrichting $d = 7,5$ m

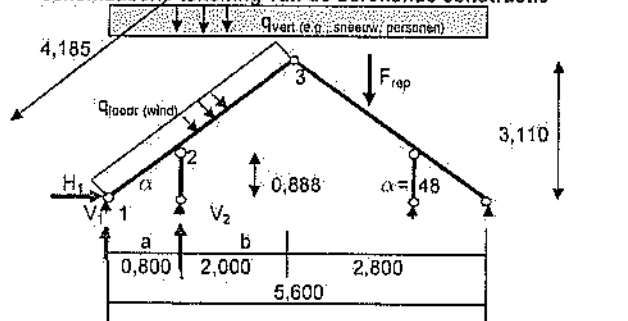
puntlast
grootte van de puntlast $F = 2$ kN
dikte beplanking $t = 18$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{o,mean,k} = 5000$ N/mm²

specifieke spantvorm-afhankelijke invoer
maat a (spantvoet-stijl horizontaal) $a = 0,8$ m
maat b (stijl-nok horizontaal) $b = 2$ m
te dragen m² dakvlak (h.o.h. spanten) $c = 4,2$ m

kneepdiepte bij stijl (knoop 2) $d = 0$ mm
ongesteunde staaf lengte in z-richting $l_z = 2989$ mm

toepassing belastingfactoren
formule 6.10.a (niet maatgevend) $\gamma_{G,j} = 1,22$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$
 $\gamma_{Q,j} = 1,35$
formule 6.10.b (maatgevend) $\xi \gamma_{Q,i} = 1,08$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$
 $\gamma_{Q,j} = 1,35$
formule 6.10.a en b $\gamma_{G,j} = 0,90$ (gunstig)

schematische tekening van de berekende constructie



$L_{schuin} = 2,800$ m $\cos \alpha = 4,185$ m
toelaatbare einddoorbuiging $1: 250$ * L_{schuin}
 $u_{eind} < 4185$ / $250 = 16,7$ mm
toelaatbare bijkomende doorbuiging $1: 250$ * L_{schuin}
 $u_{bij} < 4185$ / $250 = 16,7$ mm
gereduceerde doorsnede boven stijl
 $W_{y,red} = 1,00 \cdot \frac{1}{6} b h_{red}^2$
 $h_{red} = 171$ mm
 $W_{y,red} = 1,00 \cdot \frac{1}{6} 71 \cdot 171^2 = 346 \cdot 10^3$ mm³
balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
wijze van steunen ongesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde

materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h = 1,16$
soort doorsnede	= rechthoekig	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h = 1,00$
houtbreedte	$b = 71$ mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} = 0,90$ kort
houthoogte	$h = 171$ mm	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} = 0,80$ kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor vervorming	$k_{def} = 0,60$
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= kort		
factor voor volume-effect	$s = 0,12$ bij LVL		
$\alpha_{m,ent}$ berekenen met formule	6,32		
unity-checks	uiterste grenstoestand knp 2	0,82	veld 0,85
	bruikbaarheidsgrenstoestand	$u_{eind} = 0,59$	$u_{bij} = 0,38$

berekening karakteristieke belastingen in kN/m²

windbelasting loodrecht op dakvlak $w_e + w_i = (C_{pe} + C_{pi}) \cdot q_{p(z)}$	= (0,64 + 0,30) 0,63 = 0,59 kN/m ²
sneeuwbelasting in grondvlak $s_n = \mu_t \cdot C_e \cdot C_s \cdot s_k \cdot f$	= 0,32 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00 = 0,22 kN/m ²
personenbelasting grondvlak $p_{rep} = (4,0 - 0,2 \alpha) \text{ met } 15 < \alpha < 20$	= (4,00 - 0,20 \cdot 20,0) = 0,00 kN/m ²
puntlast (spreiding) $I = 0,018^3 / 12 = 5E-07$ m ⁴	= $48,6 \cdot 10^4$ mm ⁴ $EI = 49 \cdot 5E-07 \cdot 10^6 = 2430$ kNm ²
$k_r > 0,33$ en $\leq 1,0$ $k_r = 0,37$	+ 0,8 4,200 - 2430 / 50000 = 1,000 -
opgelegde belasting $F_k = 1,000$	* 2,00 = 2,00 kN

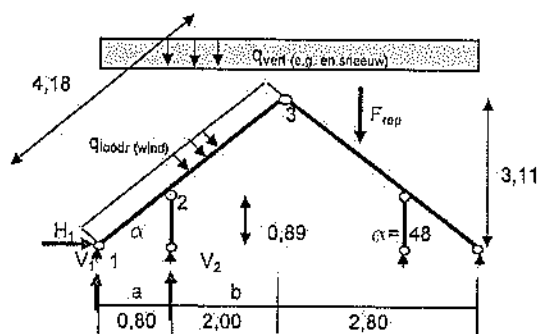


algemene formule	sterkte	materiaal	grootte	$f_{x,d}$	c	k_h	k_{mod}	$f_{x,rep}$	f	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24	/	1,30	= 16,82 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	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	$\cdot \frac{1}{12} b h^3$		=	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 10^3 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

mechanicaberekening

spant garage

dakhelling	$\alpha =$	48	graden
maat a (spanvoet-stijl horizontaal)	$a =$	1	m
maat b (stijl-nok horizontaal)	$b =$	2	m
te dragen m ² dakvlak (h.o.h. spanten)	$c =$	4,2	m
elasticiteitsmodulus	$E =$	11000	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	2958	cm ⁴
keepdiepte bij stijl (knoop 2)		0	mm
belastingfactoren voor formule 6.10.b	$\xi \gamma_{G,f} =$	1,08	-
(formule 6.10.a is niet maatgevend)	$\gamma_{Q,f} =$	1,35	-
eigen gewicht per m ² dakvlak (schuin)	$G_{k,f} =$	0,70	kN/m ²
windbelasting	$(w_s + w_i) =$	0,59	kN/m ²
sneeuwbelasting	$s_{n,k} =$	0,22	kN/m ²
personenbelasting (max 10m ²)	$q_k =$	0,00	kN/m ²
puntlast F in veld 2-3	$F =$	2,0	kN
lerigte/breedte lastvlak		0,05	m
dikte beplanking	$t =$	18,0	mm
stijfheid beplanking / beschoot	$E_{0,ser,rep} =$	5000	N/mm ²



berekening belastingen (van personen of sneeuw wordt alleen de maatgevende waarde berekend)

eigen gewicht	$= q_{G,rep} = c \cdot G_{k,f} / \cos \alpha =$	4,200	0,7 / 0,67	=	4,39	kN/m'	vertikaal
windbelasting	$= q_{w,rep} = c \cdot (w_s + w_i) =$	4,200	0,59	=	2,50	kN/m'	loodrecht
sneeuwbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot s_{n,k} =$	4,200	0,22	=	0,94	kN/m'	vertikaal
personenbelasting	$= q_{vert,rep} = c \cdot q_k =$	3,571	0,00	=	0,00	kN/m'	vertikaal
reductiefactor puntlast	$= k_r =$	0,37	+ 0,8 c - E _{0,ser,rep} * 1 / 50000	=	1,00	-	
gereduceerde puntlast	$= F_{rep} = k_r \cdot F =$	1,00	2,00	=	2,00	kN	vertikaal

resultaten

representatieve waarde per spanbeen / spoor

belastinggeval	e.g.	wind	sneeuw	pers	F-last
belasting	4,39	2,50	0,94	0,00	2,00
M ₂	= 1,67	2,12	0,36	0,00	0,54 kNm
M _{2,3}	= 1,44	1,83	0,31	0,00	0,73 kNm
V ₂	= 9,07	11,51	1,94	0,00	1,94 kN
V ₁	= 3,23	-4,52	0,69	0,00	0,06 kN
H ₁	= 3,20	-3,70	0,69	0,00	0,66 kN
"V ₃ "	= 3,56	3,02	0,76	0,00	0,00 kN
H ₃	= 3,20	4,07	0,69	0,00	0,66 kN
N ₂	= 8,67	2,72	1,86	0,00	1,93 kN
N _{2,3}	= 5,41	2,72	1,16	0,00	1,93 kN
u _{veld 2-3}	= 3,4	4,3	0,7	0,0	1,4 mm

uiterste grenstoestand formule 6.10.b

combinatie	e.g. +	e.g. +	e.g. +	e.g. +
	wind	sneeuw	pers	F-last
M ₂	= 4,67	-2,29	1,81	2,53 kNm
M _{2,3}	= 4,03	-1,98	1,56	2,55 kNm
V ₂	= 25,35	12,44	9,81	12,43 kN
V ₁	= -2,61	4,43	3,49	3,58 kN
H ₁	= -1,52	4,39	3,47	4,36 kN
"V ₃ "	= 7,93	4,88	3,85	3,85 kN
H ₃	= 8,95	4,39	3,47	4,36 kN
N ₂	= 13,05	11,89	9,38	11,98 kN
N _{2,3}	= 9,52	7,41	5,85	8,45 kN

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

spant garage

vervorming tgv kruip: $U_{kruip} = k_{def} \cdot (G_k + \psi_2 Q_{k,1}) = 0,60 \cdot (3,4 + 0,00 \cdot 1,4) = 2,1 \text{ mm}$

belastingcombinatie	veld	U_{on} mm	$U_{elastisch}$ mm	U_{kruip} mm	U_{elint} mm	$U_{elint, toe}$ mm	$u.c.$ -	U_{bij} mm	$U_{bij, toe}$ mm	$u.c.$ -
eigen gewicht + wind	$U_{2,3}$	3,4	4,3	2,1	9,8	16,7	0,59	6,4	16,7	0,38
eigen gewicht + sneeuw	$U_{2,3}$	3,4	0,7	2,1	6,2	16,7	0,37	2,8	16,7	0,17
eigen gewicht + personen	$U_{2,3}$	3,4	0,0	2,1	5,5	16,7	0,33	2,1	16,7	0,12
eigen gewicht + puntlast	$U_{2,3}$	3,4	1,4	2,1	6,8	16,7	0,41	3,4	16,7	0,20

toetsing uiterste grenstoestand

spant garage

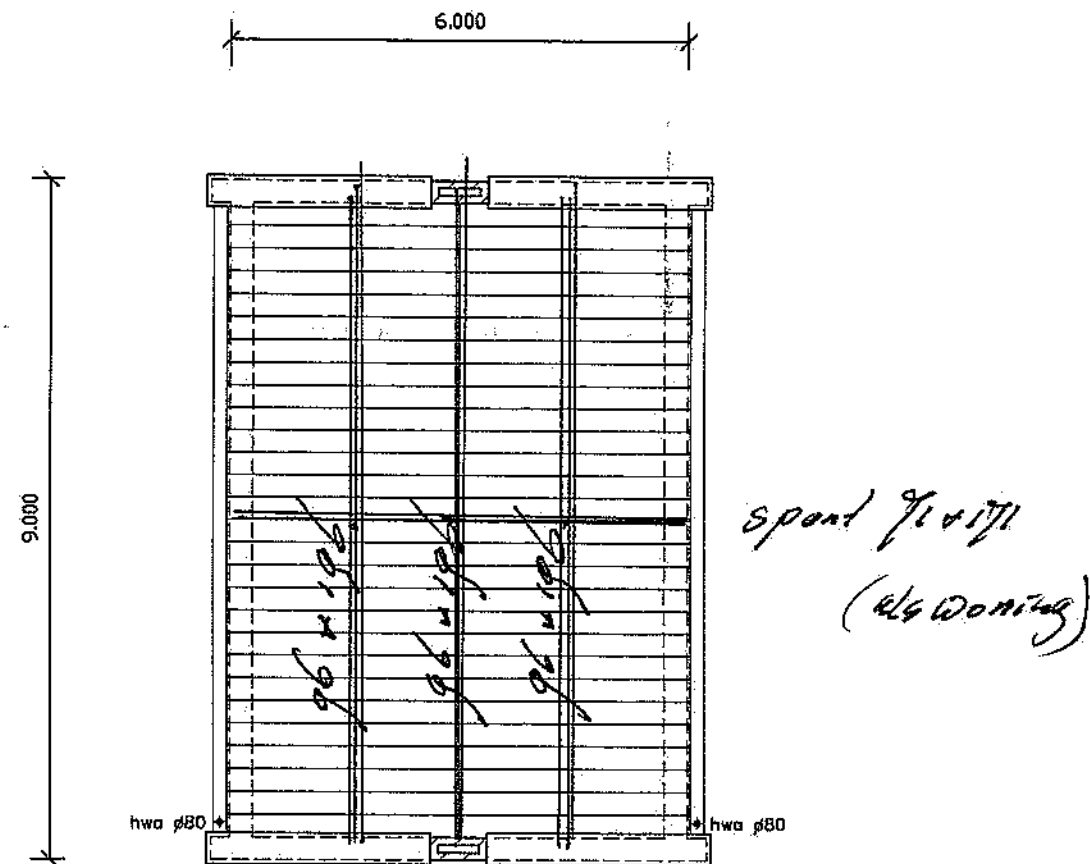
knoop 2	art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning	6,19	$UC = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1,0$
---------	---	------	---

	$N_{c,Ed}$ 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	13,05	4,67	121,4	346,0	1,08	14,54	13,48	16,62	0,82
eigen gewicht + sneeuw	11,89	2,29	121,4	346,0	0,98	14,54	6,61	16,62	0,40
eigen gewicht + personen	9,38	1,81	121,4	346,0	0,77	14,54	5,22	16,62	0,32
eigen gewicht + puntlast	11,98	2,53	121,4	346,0	0,99	14,54	7,31	16,62	0,44

veld 2-3	art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk	6,35	$UC = \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} \cdot f_{c,0,d}} < 1,0$
----------	--	------	--

	$N_{c,Ed}$ 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_{crit} -	$\sigma_{m,y,d}$ N/mm ²	$f_{m,y,d}$ N/mm ²	$k_{c,2}$ -	UC
eigen gewicht + wind	9,52	4,03	121,4	346,0	0,78	14,54	1,00	11,64	16,62	0,15	0,85
eigen gewicht + sneeuw	7,41	1,98	121,4	346,0	0,61	14,54	1,00	5,71	16,62	0,15	0,40
eigen gewicht + personen	5,85	1,56	121,4	346,0	0,48	14,54	1,00	4,50	16,62	0,15	0,29
eigen gewicht + puntlast	8,45	2,55	121,4	346,0	0,70	14,54	1,00	7,36	16,62	0,15	0,51

opmerking



J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dlnxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H versie EC versie : 4.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie tot 1-4-2018



H verdieping EC_NL
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

balklaag in een houten vloer , berekening volgens eurocode 5

46 mm x 146 mm - 600 mm
naaldhout C18

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = vloering balklaag woning

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse CC = CC1 belasting- formule 6.10.a formule 6.10.b
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ factoren $\gamma_{Q1} = 1,22$ - $\xi \gamma_{Q1} = 1,08$ -
 $\gamma_{Q1} = 1,35$ - $\gamma_{Q1} = 1,35$ -
 $\gamma_{Q1} = 1,35$ - $\gamma_{Q1} = 1,35$ -

de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes

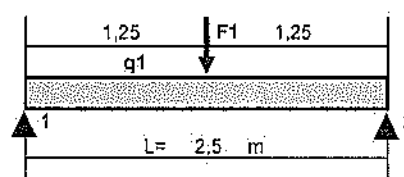
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -
reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ -

overige invoergegevens:

liggerlengte $L = 2,5$ m
te dragen m' vloer (h.o.h.) $a = 0,6$ m
oplegglengte t.p.v. ondersteuning $b = 50$ mm
dikte beplanking $t = 25$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{0,mean,h} = 5000$ N/mm²
breedte vloerveld (berekening trillingen) $b = 5$ m

belastingen

eigen gewicht van de vloerconstructie $G_{k1} = 0,39$ kN/m²
dominante belasting extreem $Q_{k1} = 0,7$ kN/m²
verplaatsbare scheidingswanden $Q_{k1} = 0$ kN/m²
puntlast $F = 2$ kN



berekening eigen gewicht vloerconstructie G_{k1}					in	kN/m ²
	d(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(m)	h(m)	γ	hoh(m)		
balken	0,046	0,146	5,5	/	0,6	= 0,06
tengels	0,06	0,03	5,5	/	0,3	= 0,03
overige belastingen					=	0,00
					totaal G_{k1}	= 0,39
u_{elind}	<=	2500	/	250	=	10,0 mm
u_{bij}	<=	2500	/	333,3	=	7,5 mm

vervormingselen en zeeg

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

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse = naaldhout C18
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte $b = 46$ mm
houthoogte $h = 146$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = middellang

belastingduurklasse alleen permanent = blijvend
factor voor volume-effect $s = 0,12$ bij LVL
unity-checks

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor treksterkte/breedte $k_{lt} = 1,27$ -
hoogtefactor buigsterkte/hoogte $k_{lt} = 1,01$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,80$ middellang
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,65$ middellang
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,60$ blijvend
modificatiefactor treksterkte $k_{mod} = 0,50$ blijvend
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,80$ -
de eigen frequentie van de vloer $f_1 = 17$ Hz

uiterste grenstoestand	buiging	0,78	dwarskr	0,31	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{elind}	0,41	0,69	u_{bij}	0,40	0,78
------------------------	---------	------	---------	------	-----------------------------	-------------	------	------	-----------	------	------



materiaal- en profielgegevens

vliering balklaag woning

		$f_{k,d}$	c	$k_{1,0}$ of $k_{1,1}$	k_{mod}	$f_{k,rep}$	f	γ_M	middellang
buigsterkte	$f_{m,k}$ 18 N/mm ²	$f_{m,d}$ 1	1,01	0,80	18	/	1,30	= 11,14 N/mm ²	
treksterkte	$f_{t,0,k}$ 10 N/mm ²	$f_{t,0,d}$ 1	1,00	1,27	0,80	10 /	1,30	= 7,79 N/mm ²	
treksterkte	$f_{t,90,k}$ 0,4 N/mm ²	$f_{t,90,d}$ 1		0,85	0,4	/	1,30	= 0,20 N/mm ²	
druksterkte	$f_{c,0,k}$ 18 N/mm ²	$f_{c,0,d}$ 1		0,80	18	/	1,30	= 11,08 N/mm ²	
druksterkte	$f_{c,90,k}$ 2,2 N/mm ²	$f_{c,90,d}$ 1		0,80	2,2	/	1,30	= 1,35 N/mm ²	
schuifsterkte	$f_{v,k}$ 3,4 N/mm ²	$f_{v,d}$ 1		0,80	3,4	/	1,30	= 2,09 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	$E_{0,ud}$ 1		0,80	9000	/	1,30	= 5538 N/mm ²	
glijdingsmodulus	G_k 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	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$	= 1	$\frac{1}{12}$	46	146^3	= 1193	10^6 mm ⁴		
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$	= 1	$\frac{1}{12}$	146	46^3	= 118	10^6 mm ⁴		
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$	= 1	$\frac{1}{6}$	46	146^2	= 163	10^3 mm ³		
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$	= 1	$\frac{1}{6}$	146	46^2	= 51	10^3 mm ³		
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$	= 1		46	146	= 67	10^2 mm ²		
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$	= $\sqrt{}$	(	1193	/	67	) = 42,1 mm		
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$	= $\sqrt{}$	(	118	/	67	) = 13,3 mm		

berekening belastingen

vliering balklaag woning

q1	permanente belasting	$G_{k1} = 0,6$	*	0,39						= 0,24 kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} = 0,6$	1,00	*	(0,7 + 0)			inclusief ψ_1		= 0,42 kN/m'
F1	spreading puntlast	$l = 0,025^3 / 12 = 1E-06$	m ⁴		130,21	10^4 mm ⁴	$EI = 5000 \cdot 1E-06$	10^6		= 6510,4 kNm ²
	$k_s > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_f = 0,37$	+	0,8	0,6		6510,4	/	50000	= 0,72 -
	opgelegde belasting	$F_k = 0,720$	*	2,00						= 1,44 kN

berekende belasting

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

G_{k1}	(u_{on})	=	0,24					= 0,24 kN/m'		
Q_{k1}	(u_{elas})	=	0,42			inclusief ψ_1		= 0,42 kN/m'		
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(	0,24	+	0,30	0,42	)	= 0,22 kN/m'
$F_k = k_f \cdot F$	(u_{plas})	=						= 1,44 kN		

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

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,24	+	1,35	0,4	0,42		= 0,51 kN/m'
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,24	+	1,35	0,42			= 0,82 kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,24	=	0,29 kN/m'	$F_d = 1,35$	0,40	1,44	= 0,78 kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,24	=	0,25 kN/m'	$F_d = 1,35$	1,44		= 1,94 kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,24	=	0,29 kN/m'	$F_d = 1,35$	0,40	2,00	= 1,08 kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,24	=	0,25 kN/m'	$F_d = 1,35$	2,00		= 2,70 kN

$\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$	$q_d = 1,35$	0,40	0,42	t.b.v. berekening reductie dwarskracht				= 0,23 kN/m'
$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$q_d = 1,35$	0,42		t.b.v. berekening reductie dwarskracht				= 0,57 kN/m'

resultaten mechanische berekeningen

vliering balklaag woning

reacties

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

G_{k1}	$R_{G,k1} =$	0,5	0,24	2,5	=	0,29	kN
Q_{k1}	$R_{Q,k1} =$	0,5	0,42	2,5	=	0,53	kN
$k_{dat} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,22	2,5	=	0,27	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,51	2,5	=	0,64	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,82	2,5	=	1,03	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1}G_{k1}+\gamma_{Q1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed}=1/2$	0,29	2,5	+	1,08 (2,5 - 0,146) / 2,5	=	1,37 kN
$\xi\gamma_{G1}G_{k1}+\gamma_{Q1}Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed}=1/2$	0,25	2,5	+	2,70 (2,5 - 0,146) / 2,5	=	2,86 kN
$R_{Ed} =$							2,86 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

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

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,64	-	(0,5 0,050 + 0,146) *	0,23	=	0,60	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,03	-	(0,5 0,050 + 0,146) *	0,57	=	0,93	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

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

$\gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	1,37	=	1,37	kN
$\xi\gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,86	=	2,86	kN
$V_{Ed} =$					2,86 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,51	$2,5^2$	=	0,40	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,82	$2,5^2$	=	0,64	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,29	$2,5^2$	+	0,25	0,4	1,94	2,5	=	0,71	kNm
$\xi \gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,25	$2,5^2$	+	0,25	1,94	2,5	=	1,41	kNm	
$M_{Ed,y} =$											1,41	kNm

vervormingen

G_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,24	$2500^4 / (384 \quad 9000 \quad 1193 \cdot 10^4)$	=	1,11	mm
Q_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,42	$2500^4 / (384 \quad 9000 \quad 1193 \cdot 10^4)$	=	1,99	mm
$k_{dat} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$u_{1,2} =$	5	0,22	$2500^4 / (384 \quad 9000 \quad 1193 \cdot 10^4)$	=	1,03	mm
$F_k = k_r * F$	$u_1 =$	1440		$2500^3 / (48 \quad 9000 \quad 1193 \cdot 10^4)$	=	4,36	mm

alternatieve berekening kruip:

=	$k_{dat} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	
met q-belasting	=	0,6 * (1,11 + 0,3 * 1,99 q-last) = 1,03 mm
met puntlast	=	0,6 * (1,11 + 0,3 * 4,36 F-last) = 1,45 mm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

vliering balklaag woning

combinatie			eg + q	eg + F
veld			$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
u_{on}	=	G_{k1}	1,11	1,11
$u_{elastisch}$	=	Q_{k1} of $k_f * F$	1,99	4,36
u_{kruip}	=	$k_{dat} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	1,03	1,45
u_{zeeg}	=	volgens opgave	0,00	0,00
u_{ind}	=	$u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	4,13	6,93
$u_{ind,loo}$	=	$u_{ind, toelaatbaar}$	10,00	10,00
$u.C.$	=	$u_{ind} / u_{toelaatbaar}$	0,41	0,69
u_{bij}	=	$u_{kruip} + u_{elastisch}$	3,02	5,82
$u_{bij,loo}$	=	$u_{bij, toelaatbaar}$	7,50	7,50
$u.C.$	=	$u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	0,40	0,78

toetsingen uiterste grenstoestand

vloering balklaag woning

art. 6.1.6 enkele buiging
 moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 1,41 \text{ kNm} \quad W_y = 163 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 11,1 \text{ N/mm}^2 \quad b = 46 \text{ mm} \quad h = 146 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{1,41 \cdot 10^6}{163 \cdot 10^3} = 8,6 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{8,6}{11,1} = 0,78$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning
 niet gereduceerde dwarskracht
 gereduceerde dwarskracht

$$b_t = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,09 \text{ N/mm}^2 \quad b = 46 \text{ mm} \quad h = 146 \text{ mm}$$

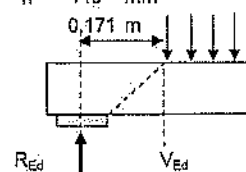
$$V = R_{Ed} = 2,86 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,86 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_t + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,146) \cdot q_d = 0,171 q_d$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 2,86 \cdot 1000}{2 \cdot 46 \cdot 146} = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,64}{2,09} = 0,31$$



art. 7.3.3 trillingen in woningvloeren

vloering balklaag woning

totale massa van de vloer	m = 39,2 kg/m ²	breedte	b = 46 mm
doorbuiging tgv puntlast F	w = 4,4 mm	hoogte	h = 146 mm
grootte puntlast in het midden	F = 1,44 kN	traagheidsmoment	I_y = 1193 10 ⁴ mm ⁴
breedte vloerveld	b = 5,00 m	waarde volgens de NB	a = 1 mm/kN
overspanning van de vloer/balk	l = 2,50 m	waarde volgens de NB	b = 120
hart op hart balklaag	a = 0,60 m	massa vloer m b-l =	= 490 kg
elasticiteitsmodulus balkhout	E_b = 9000 N/mm ²	uc formule 7.3	2,18 / 1,00 = 2,18
elasticiteitsmodulus beplating	E_p = 5000 N/mm ²	eigen frequentie	8,00 / 16,98 = 0,47
dikte beplating	t = 25,0 mm	uc formule 7.4	0,026 / 0,02 = 1,38
dempingsmaat	ξ = 0,01		
toelaatbare eigen frequentie	f = 8 Hz		
buigstijfh. evenwijdig lengte-as	(EI)_l = 1 * 9000 * 1193 * 10 ⁴		
buigstijfh. loodrecht lengte-as	(EI)_b = 1 * 5000 * 1/12 * 1000 * 25 ³		

$$\text{eigen gew. balken en beschot: } 0,046 \cdot 0,146 / 0,6 \cdot 320 + 0,025 \cdot 320 = 11,6 \text{ kg}$$

$$7,3 \quad \frac{w}{F} = \frac{4,4}{2,00} = 2,18 \text{ met als eis: } w/F \leq a (= 1 \text{ mm/kN})$$

$$7,4 \quad v \leq b \cdot f_1^{-1} = 120 \cdot 0,83 = 0,02 \text{ met } f_1 \xi^{-1} = 16,98 \cdot 0,01^{-1} = -0,83$$

waarin f_1 = de eigen frequentie:

$$7,5 \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{178,9 \cdot 10^3}{39,206}} = 17,0$$

en waarbij v is de snelheidsrespons van een eenheidsimpulsbelasting:

$$7,6 \quad v = \frac{4 \left(\frac{0,4 + 0,6}{b} \frac{n_{40}}{l} + 200 \right)}{39,2 \cdot 5 \cdot 2,5 + 200} = \frac{4 \left(\frac{0,4 + 0,6}{1} \frac{6,69}{2,50} + 200 \right)}{39,2 \cdot 5 \cdot 2,5 + 200} = 0,026 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

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

$$7,7 \quad n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{16,98} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{5,00}{2,50} \right)^4 \cdot \frac{178,9 \cdot 10^3}{6510} \right\}^{0,25} = 6,69$$

opmerking

Belasting Liggers

Categorie A
woon, en verblijfsruimtes

ψ_0 0,40 ψ_1 0,50 ψ_2 0,30

veiligheidsklasse

CC1

blijvend
ongunstig

overheersend
veranderlijk

6,10a
6,10b

1,22
1,08

1,35
1,35

randbalk vliering

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		veranderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	3,00 m ¹	x	1,05 kN/m ²	=	3,15	kN/m ¹	
	1,00	x	3,00 "	x	0,22 "	=			0,66 "
Vliering	1,00	x	1,25 "	x	0,55 "	=	0,69	"	
	1,00	x	1,25 "	x	0,70 "	=			0,88 "
Ligger	1,00	x	1,00 "	x	0,15 "	=	0,15	"	
Totaal							3,99	kN/m ¹	1,54 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	3,99 + 1,00	x	1,35	x	1,54	=	6,94 kN/m1
UGT verg. 6.10b	1,08	x	3,99 + 1,00	x	1,35	x	1,54	=	6,38 kN/m1
BGT verg. 6.14b	1,00	x	3,99 + 1,00	x	1,54 +	0,40 x	0,00	=	5,52 kN/m1

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

randbalk vliering

sterkteklasse	naaldhout C18	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30	-
materiaal	gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte/breedte	$k_h =$	1,01	-
houtbreedte	$b =$ 142 mm	hoogtefactor buigsterkte/hoogte	$k_h =$	1,00	-
houthoogte	$h =$ 171 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,80	middelmatig
klimaatklasse	$=$ 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,65	middelmatig
belastingduurklasse comb. veranderlijk	$=$ middelmatig	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,60	blijvend
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)	nee	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,50	blijvend
factor voor volume-effect	$s =$ 0,12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$	0,60	-
$\sigma_{m,ed}$ berekenen met formule	6.32				

unity-checks

ULS	buiging	0,94	dwarskracht	0,35	stabiliteit	0,94	SLS	u_{sld}	0,93	u_{sl}	0,69
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	-----------	------	----------	------

materiaal- en profielgegevens

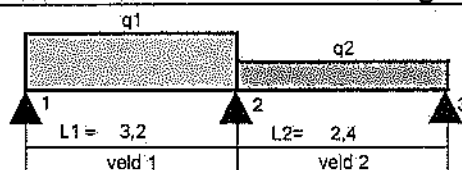
randbalk vliering

		$f_{x,d}$	c	k_h of k_t	k_{mod}	$f_{x,exp}$	f	γ_M	middelmatig
buigsterkte	$f_{m,k}$	18 N/mm ²	1	1,00	0,80	18	/	1,30	$=$ 11,08 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10 N/mm ²	1	1,00	1,01	0,80	10 /	1,30	$=$ 6,22 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4 N/mm ²	1		0,65	0,4	/	1,30	$=$ 0,20 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18 N/mm ²	1		0,80	18	/	1,30	$=$ 11,08 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2 N/mm ²	1		0,80	2,2	/	1,30	$=$ 1,35 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4 N/mm ²	1		0,80	3,4	/	1,30	$=$ 2,09 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000 N/mm ²	1		1,00	9000	/	1,00	$=$ 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320 kg/m ³	1		0,80	9000	/	1,30	$=$ 5538 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560 N/mm ²	1		1,00	560	/	1,00	$=$ 560 N/mm ²
elasticiteitsmod. naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300 N/mm ²	1		1,00	300	/	1,00	$=$ 300 N/mm ²
elasticiteitsmod. loofhout	$E_{90,mean,k}$	300 N/mm ²	1		1,00	300	/	1,00	$=$ 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000 N/mm ²	1		1,00	6000	/	1,00	$=$ 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	$1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$	$=$	1	$I_{y,2}$	142	171^3		$=$ 5917 10^4 mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	$1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$	$=$	1	$I_{z,2}$	171	142^3		$=$ 4080 10^4 mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	$1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$	$=$	1	$W_{y,2}$	142	171^2		$=$ 692,0 10^3 mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	$1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$	$=$	1	$W_{z,2}$	171	142^2		$=$ 574,7 10^3 mm ³
oppervlak	$A =$	$1 \cdot b h$	$=$	1		142	171		$=$ 242,8 10^2 mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$		$=$	$\sqrt{}$	(	5917	/	243	) $=$ 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$		$=$	$\sqrt{}$	(	4080	/	243	) $=$ 41,0 mm



resultaten mechanische berekeningen

randbalk vloering



alle steunpunten blijven op druk

EQU (groep A)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
6.10 veld 1 volbelast	6,70	3,59	-8,8	12,6	-6,8	1,8	8,8	19,4	1,8
6.10 veld 2 volbelast	3,59	6,70	-4,3	7,2	-10,0	6,1	4,3	17,2	6,1

STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
G _{k,j}	3,99	3,99	-5,1	7,7	-6,5	3,1	5,1	14,2	3,1
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i}	1,54	1,54	-2,0	3,0	-2,5	1,2	2,0	5,5	1,2
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i} (veld 1)	1,54	0,00	-2,1	2,8	-0,5	-0,5	2,1	3,3	-0,5
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i} (veld 2)	0,00	1,54	0,1	0,1	-2,0	1,7	-0,1	2,2	1,7
k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	3,09	3,09	-3,9	5,9	-5,0	2,4	3,9	11,0	2,4
6.10.a (volbelast)	6,93	6,93	-8,8	13,3	-11,3	5,3	8,8	24,6	5,3
6.10.b (volbelast)	6,39	6,39	-8,2	12,3	-10,4	4,9	8,2	22,8	4,9
6.10.a (veld 1 volbelast)	6,93	3,59	-9,2	13,0	-6,9	1,7	9,2	19,9	1,7
6.10.b (veld 1 volbelast)	6,93	3,59	-9,2	13,0	-6,9	1,7	9,2	19,9	1,7
6.10.a (veld 2 volbelast)	3,59	6,93	-4,3	7,2	-10,3	6,3	4,3	17,5	6,3
6.10.b (veld 2 volbelast)	3,59	6,93	-4,3	7,2	-10,3	6,3	4,3	17,5	6,3
maatgevende waarden			V _{Ed} =	13,3			R _{Ed} =	24,6	

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)			veldmoment (kNm)		positie M _{veld,max} (m)		vervorming (mm)	
	M ₁	M ₂	M ₃	M _{1,2}	M _{2,3}	uit R ₁	uit R ₂	u _{1,2}	u _{2,3}
G _{k,j}	0,0	-4,1	0,0	3,2	1,2	1,28	1,63	5,2	0,4
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i}	0,0	-1,6	0,0	1,3	0,5	1,28	1,63	2,0	0,2
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i} (veld 1)	0,0	-1,1	0,0	1,4	0,0	1,37	n.v.t.	2,6	-0,8
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i} (veld 2)	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,9	n.v.t.	1,33	-0,6	0,9
k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	0,0	-3,2	0,0	2,5	0,9	1,28	1,63	4,1	0,3
6.10.a (volbelast)	0,0	-7,2	0,0	5,6	2,0	1,28	1,63		
6.10.b (volbelast)	0,0	-6,6	0,0	5,2	1,9	1,28	1,63		
6.10.a (veld 1 volbelast)	0,0	-6,2	0,0	6,0	0,4	1,32	1,92		
6.10.b (veld 1 volbelast)	0,0	-6,2	0,0	6,0	0,4	1,32	1,92		
6.10.a (veld 2 volbelast)	0,0	-4,6	0,0	2,5	2,9	1,19	1,49		
6.10.b (veld 2 volbelast)	0,0	-4,8	0,0	2,5	2,9	1,19	1,49		
maatgevende waarden	M _{Ed,st} = 7,2 kNm			M _{Ed,v} = 6,0 kNm					

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

randbalk vloering

combinatie	=	alles volbelast	veld 1 volbelast		veld 2 volbelast	
veld	=	u _{1,2} u _{2,3}	u _{1,2}	u _{2,3}	u _{1,2}	u _{2,3}
u _{on} = G _{k,j}	=	5,2 0,4	5,2	0,4	5,2	0,4
u _{elastisch} = Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,i}	=	2,0 0,2	2,6	-0,8	-0,6	0,9
u _{zuijp} = k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	=	4,1 0,3	4,1	0,3	4,1	0,3
u _{zeeg} = volgens opgave	=	0,0 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
u _{eind} = u _{on} + u _{elastisch} + u _{zuijp} + u _{zeeg}	=	11,3 0,9	11,9	0,0	8,7	1,7
u _{bij} = u _{elastisch} + u _{zuijp}	=	6,1 0,5	6,7	-0,4	3,5	1,3
u _{eind,toelaatbaar} = u _{eind,toelaatbaar}	=	12,8 9,6	12,8	9,6	12,8	9,6
u.c. = u _{eind} / u _{eind,toelaatbaar}	=	0,88 0,10	0,93	0,00	0,68	0,18
u _{bij,toe} = u _{bij,toelaatbaar}	=	9,6 7,2	9,6	7,2	9,6	7,2
u.c. = u _{bij} / u _{bij,toelaatbaar}	=	0,63 0,07	0,69	0,06	0,36	0,18



toetsingen uiterste grenstoestand

randbalk vliering

art. 6.1.6 enkele buiging
moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 7,20 \text{ kNm} \quad W_{y,0} = 692 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 11,1 \text{ N/mm}^2 \quad b = 142 \text{ mm} \quad h = 171 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_{y,0}} = \frac{7,20 \cdot 10^6}{692 \cdot 10^3} = 10,4 \text{ N/mm}^2$$

6.11 unity-check $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 10,4 / 11,1 = 0,94$

art. 6.1.7 dwarskracht

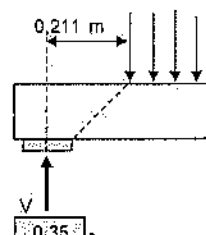
oplegbreedte ondersteuning $b_p = 80 \text{ mm}$ $f_{v,d} = 2,09 \text{ N/mm}^2$ $b = 142 \text{ mm}$
rekenwaarde q-last op balk $q_d = 6,39 \text{ kN/m}$ $h = 171 \text{ mm}$
niet gereduceerde dwarskracht $V = 13,3 \text{ kN}$

$$V_{red} = (0,5 b_p + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 171) \cdot 6,39 = 1,35 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 13,3 - 1,35 = 11,99 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 11,99 \cdot 1000}{2 \cdot 142 \cdot 171} = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

6.13 unity-check $\tau_d / f_{v,d} = 0,74 / 2,09 = 0,35$



art. 6.3.3 liggers onderworpen aan bulging of aan buiging en druk

6.33 $\sigma_{m,d} / (k_{rel} f_{m,d}) = 10,4 / (1,00 \cdot 11,1) = 0,94$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkracht $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $W_{y,0} = 692 \text{ cm}^3$ $f_{c,0,k} = 18,0 \text{ N/mm}^2$ $b = 142 \text{ mm}$
moment $M_{y,Ed} = 7,2 \text{ kNm}$ $A = 242,8 \text{ cm}^2$ $f_{c,p,d} = 11,1 \text{ N/mm}^2$ $h = 171 \text{ mm}$
staaf lengte z-richting, ongesteund $l_z = 3200 \text{ mm}$ $f_{m,k} = 18 \text{ N/mm}^2$ $I_z = 4080 \text{ cm}^4$
elasticiteitsmodulus $E_{0,05} = 6000 \text{ N/mm}^2$ $f_{m,y,d} = 11,1 \text{ N/mm}^2$ $I_z = 41,0 \text{ mm}$
elasticiteitsmodulus $E_{0,mean,d} = 9000 \text{ N/mm}^2$ $\lambda_z = 78,1$
glijdingsmodulus $G_{0,05} = E_{0,05} / 16 = 375 \text{ N/mm}^2$ modificatiefactor vervorming $K_{def} = 0,6$
factor quasi-blijvende belasting $\psi_2 = 0,3$ factor voor rechtheid (6.29) $\beta_c = 0,2$
balk- en belastingstype 2 steunpunten + q-last
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund

druk $\sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 242,8 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2$
buiging y $\sigma_{m,y,d} = M_{y,Ed} / W_{y,0} = 7,20 \cdot 10^6 / 692 \cdot 10^3 = 10,4 \text{ N/mm}^2$

2.10 $E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 6000 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 6085 \text{ N/mm}^2$
2.11 $G_{0,05,fin} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 375 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 318 \text{ N/mm}^2$

6.30 $\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} = \sqrt{18 / 171,3} = 0,32$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

6.31 $\sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}) / (l_{ef} W_y)}$
 $\sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(6000 \cdot 4080 \cdot 10^4 \cdot 375 \cdot 11166 \cdot 10^4) / (3222 \cdot 692 \cdot 10^3)} = 142,7 \text{ N/mm}^2$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

6.32 $\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{ef}) = 0,78 \cdot 142^2 \cdot 6000 / (171 \cdot 3222) = 171,3 \text{ N/mm}^2$
rekenen met: $\sigma_{m,crit} = 171,3 \text{ N/mm}^2$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H figger 3 stpt EC versie: 4.7.10 gekozen NDP: NL: gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versieend aan: J.

H figger 3 stpt EC_NL
Versie: 4.7.10; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017

bij in trekzone gesteurde staven: (staat niet in de eurocode)

$$U_{m,crit} = (C_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3.2 h^2 I_z / L^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{m,crit} = (11166 \cdot 10^4 / 16 + 3.2 \cdot 171^2 \cdot 4080 \cdot 10^4 / (3222^2) \cdot 4 \cdot 6000) / (142 \cdot 171^3) \\ \sigma_{m,crit} = 248,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{tor} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0.63 b/h + 0.525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 142^3 \cdot 171 \{ 1 - 0.63 \cdot 142 / 171 + 0.525 \cdot (142 / 171)^5 \} \cdot 10^4 = 11166 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_z = a \cdot I_x + n \cdot h = 0,9 \cdot 3200 + 2 \cdot 171 = 3222 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{0,05} / E_{0,05})} = 78,1 / \pi \cdot \sqrt{(18,0 / 6000)} = 1,361$$

$$6.26 \quad k_{zz} = 1 / \{ k_x + \sqrt{(k_x^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 1,53 + \sqrt{(1,53^2 - 1,361^2)} \} = 0,45$$

$$6.26 \quad k_z = 0,5 \{ 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \} = 0,5 \{ 1 + 0,2 \cdot (1,361 - 0,3) + 1,361^2 \} = 1,53$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75$$

$$k_{crit} = 1$$

$$= 1,00$$

$$k_{crit} = 1,66 - 0,75 \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$$

$$k_{crit} = 1,66 - 0,75 \cdot 0,32 = 1,32$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m}$$

$$k_{crit} = 1 / 0,32^2 = 9,52$$

als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt $k_{crit} = 1,0$

maatgevende waarde $k_{crit} = 1,00$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 10,4 / (1,00 \cdot 11,1) = 0,94$$

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H-vertaling EC versie : 4.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie : versie 4.8.10 tot 1-4-2018



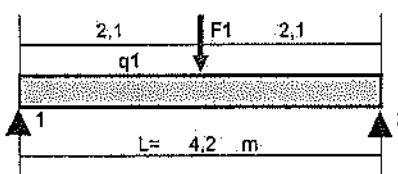
H-vertaling EC_NL
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

balklaag in een houten vloer , berekening volgens eurocode 5

71 mm x 171 mm - 600 mm
naaldhout C18

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = vliering balklaag garage

norm	Eurocode NIEUWBOUW	ontwerplevensduur	= 50 jaar
ontwerplevensduur klasse	= 3	toepassing	gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse CC	= CC1	belasting-	formule 6.10.a
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$	factoren	$\gamma_{q1} = 1,22$ - $\xi \gamma_{q1} = 1,08$ -
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage			$\gamma_{q1} = 1,35$ - $\gamma_{q1} = 1,35$ -
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes		$\gamma_{q2} = 1,35$ - $\gamma_{q2} = 1,35$ -
(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0,4$ -		
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$ -		
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$ -		
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_1 = 1,00$ -		
overige Invoegegevens:			
liggerlengte	L = 4,2 m		
te dragen m' vloer (h.o.h.)	a = 0,6 m		
oplegglengte t.p.v. ondersteuning	b = 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	$G_{k1} = 0,44$ kN/m ²		
dominante belasting extreem	$Q_{k1} = 0,7$ kN/m ²		
verplaatsbare scheidingswanden	$Q_{k1} = 0$ kN/m ²		
puntlast	F = 2 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_{k1}						in	kN/m ²
	d(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(m)	h(m)	γ	l	hoh(m)		
balken	0,071	0,171	5,5	/	0,6	=	0,11
tengels	0,06	0,03	5,5	/	0,3	=	0,03
overige belastingen						=	0,00
						totaal G_{k1}	= 0,44
u_{sind}	<=	4200	/	250	=	16,8	mm
u_{bij}	<=	4200	/	333,3	=	12,6	mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse	= naaldhout C18	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$ -
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte;breedte	$k_h = 1,16$ -
houtbreedte	b = 71 mm	hoogtefactor buigsterkte;hoogte	$k_h = 1,00$ -
houthoogte	h = 171 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	f1 = 9 Hz

uiterste grenstoestand	buiging	0,70	dwarskr	0,19	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{elnd}	0,83	0,97	u_{bij}	0,79	0,97
------------------------	---------	------	---------	------	-----------------------------	------------	------	------	-----------	------	------

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H-vertaling EC versie : 4.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie : versieend aa



ndp tot 1-4-2018

H-vertaling EC versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

materiaal- en profielgegevens

vliering balklaag garage

			$f_{x,d}$	σ	k_k of k_{k1}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	f	γ_M	middellang	
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,80	18	/	1,30	= 11,08 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,16	0,80	10 /	1,30	= 7,15 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,85	0,4	/	1,30	= 0,20 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,80	18	/	1,30	= 11,08 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,80	2,2	/	1,30	= 1,35 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	3,4	/	1,30	= 2,09 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	$E_{0,d,d}$	1		0,80	9000	/	1,30	= 5538 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmod: naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmod: 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	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	71	171^3	=	2958	$10^6 mm^4$
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	171	71^3	=	510	$10^6 mm^4$
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	71	171^2	=	346	$10^3 mm^3$
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	171	71^2	=	144	$10^3 mm^3$
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	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

vliering balklaag garage

q1	permanente belasting	$G_{k1} =$	0,6	*	0,44	=	0,27	kN/m'					
	opgelegde belasting	$Q_{k1} =$	0,8	1,00	*(0,7 + 0)	inclusief ψ_1	=	0,42	kN/m'				
F1	spreiding puntlast	$l =$	$0,025^2 / 12 =$	$1E-06$	$m^4 =$	$130,21 \cdot 10^4 mm^4$	$EI =$	5000	$1E-06$	$10^6 =$	6510,4	kNm ²	
	$k_1 \geq 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_1 =$	0,37	+	0,8	0,6	-	6510,4	/	50000	=	0,72	-
	opgelegde belasting	$F_k =$	0,720	*	2,00	=	1,44	kN					

berekende belasting

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

Berechnungen 1997 des Stabbaumaterialsgrößenbestands, Kett-EN 1995 Formulas 212 und 213

G_{k1}	(u_{on})	=	0,27	=	0,27	kN/m'		
Q_{k1}	(u_{elas})	=	0,42	inclusief ψ_1	=	0,42	kN/m'	
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$(u_{k,rep})$	=	0,60	(0,27 + 0,30	0,42)	=	0,23	kN/m'
$F_k = k_1 \cdot F$	(u_{elas})	=				=	1,44	kN

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

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,27	$+$	1,35	0,4	0,42	=	0,55	kN/m'
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,27	$+$	1,35	0,42		=	0,85	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,27	=	0,32	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,40	1,44	=	0,78	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,27	=	0,29	kN/m'	$F_d =$	1,35	1,44		=	1,94	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,27	=	0,32	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,40	2,00	=	1,08	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,27	=	0,29	kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70	kN

$\gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,35	0,40	0,42	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,23	kN/m'
$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,35	0,42		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,57	kN/m'

**resultaten mechanische berekeningen**

vliering balklaag garage

reacties

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

G_{k1}	$R_{G,k1} =$	0,5	0,27	4,2	=	0,56	kN
Q_{k1}	$R_{Q,k1} =$	0,5	0,42	4,2	=	0,88	kN
$k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$R_{krimp} =$	0,5	0,23	4,2	=	0,49	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,55	4,2	=	1,15	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,85	4,2	=	1,79	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,32	4,2	+	1,08 (4,2 - 0,171) / 4,2	=	1,71 kN
$\xi \gamma_{G1}G_{k1} + \gamma_{Q1}Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,29	4,2	+	2,70 (4,2 - 0,171) / 4,2	=	3,19 kN
$R_{Ed} =$							3,19 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	1,15	-	(0,5 - 0,050 + 0,171) * 0,23	=	1,11	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,79	-	(0,5 - 0,050 + 0,171) * 0,57	=	1,68	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	1,71	geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!					=	1,71	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	3,19						=	3,19	kN
$V_{Ed} =$									3,19	kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_{Ed} =$	0,125	0,55	4,2 ²	=	1,21	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_{Ed} =$	0,125	0,85	4,2 ²	=	1,88	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1}G_{k1}+\gamma_{Q1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$M_{Ed}=$	0,125	0,32	4,2 ²	+	0,25	0,4	1,94	4,2	=	1,53	kNm	
$\xi\gamma_{G1}G_{k1}+\gamma_{Q1}Q_{k1}$ (ULS2)	$M_{Ed}=$	0,125	0,29	4,2 ²	+	0,25	1,94	4,2		=	2,67	kNm	
											$M_{Ed,v}=$	2,67	kNm

vervormingen

G_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,27	$4200^4 / (384 \cdot 9000 \cdot 2958 \cdot 10^4)$	=	4,03	mm
Q_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,42	$4200^4 / (384 \cdot 9000 \cdot 2958 \cdot 10^4)$	=	6,39	mm
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$u_{1,2} =$	5	0,23	$4200^4 / (384 \cdot 9000 \cdot 2958 \cdot 10^4)$	=	3,57	mm
$F_k = k_r \cdot F$	$u_{1,2} =$	1440	$4200^3 / (48 \cdot 9000 \cdot 2958 \cdot 10^4)$	=	8,35	mm	

alternatieve berekening kruip: $= k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$

met q-belasting	=	0,6	*(4,03 + 0,3 * 6,39 q-last)	=	3,57	mm
met puntlast	=	0,6	*(4,03 + 0,3 * 8,35 F-last)	=	3,92	mm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

vliering balklaag garage

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
U_{o1}	=	G_{k1}	= 4,03 4,03
$U_{o1,elastisch}$	=	Q_{k1} of $k_r * F$	= 6,39 8,35
U_{krimp}	=	$k_{def} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	= 3,57 3,92
U_{zeeg}	=	volgens opgave	= 0,00 0,00
U_{elind}	=	$U_{o1} + U_{krimp} + U_{o1,elastisch} - U_{zeeg}$	= 14,00 16,30
$U_{elind,toe}$	=	$U_{elind,toelaatbaar}$	= 16,80 16,80
u.c.	=	$U_{elind} / U_{toelaatbaar}$	= 0,83 0,97
U_{bij}	=	$U_{krimp} + U_{o1,elastisch}$	= 9,96 12,27
$U_{bij,toe}$	=	$U_{bij,toelaatbaar}$	= 12,60 12,60
u.c.	=	$U_{bij} / U_{toelaatbaar}$	= 0,79 0,97



toetsingen uiterste grenstoestand

vloering balklaag garage

art. 6.1.6 enkele buiging moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 2,67 \text{ kNm} \quad W_y = 346 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 11,1 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm} \quad h = 171 \text{ mm}$$

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

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{7,7}{11,1} = 0,70$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

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

$$f_{v,d} = 2,09 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 71 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 3,19 \text{ kN}$$

$$h = 171 \text{ mm}$$

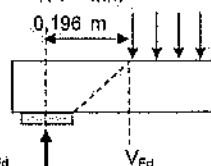
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 3,19 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,171) \cdot q_d = 0,196 q_d$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 3,19 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 171} = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,39}{2,09} = 0,19$$



art. 7.3.3 trillingen in woningvloeren

vloering balklaag garage

totale massa van de vloer

$$m = 44,2 \text{ kg/m}^2$$

doorbuiging tgv puntlast F

$$w = 8,3 \text{ mm}$$

grootte puntlast in het midden

$$F = 1,44 \text{ kN}$$

breedte vloerveld

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

overspanning van de vloer/balk

$$l = 4,20 \text{ m}$$

hart op hart balklaag

$$a = 0,60 \text{ m}$$

elasticiteitsmodulus balkhout

$$E_t = 9000 \text{ N/mm}^2$$

elasticiteitsmodulus beplating

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

dikte beplating

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

dampingsmaat

$$\xi = 0,01$$

toelaatbare eigen frequentie

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

buigstijfh evenwijdig lengte-as

$$(EI)_y = 1$$

buigstijfh loodrecht lengte-as

$$(EI)_x = 1$$

waarde volgens de NB

waarde volgens de NB

massa vloer m b' l =

$$\text{breedte } b = 71 \text{ mm}$$

$$\text{hoogte } h = 171 \text{ mm}$$

$$\text{traagheidsmoment } I_y = 2958 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$a = 1 \text{ mm/kN}$$

$$b = 120$$

$$= 928 \text{ kg}$$

uc formule 7.3

eigen frequentie

uc formule 7.4

$$4,17 \quad / \quad 1,00 \quad = \quad 4,17$$

$$8,00 \quad / \quad 8,92 \quad = \quad 0,90$$

$$0,017 \quad / \quad 0,01 \quad = \quad 1,30$$

$$\text{eigen gew. balken en beschot: } 0,071 \quad 0,171 \quad / \quad 0,6 \quad \cdot \quad 320 \quad + \quad 0,025 \quad \cdot \quad 320 \quad = \quad 14,5 \text{ kg}$$

$$7,3 \quad \frac{w}{F} = \frac{8,3}{2,00} = 4,17 \text{ met als eis: } w/F \leq a (= 1 \text{ mm/kN})$$

$$7,4 \quad v \leq b^{n_0-1} = 120^{-0,91} = 0,01 \text{ met } f_1 \xi^{-1} = 8,92 \quad 0,01 \quad -1 = -0,91$$

waarin f_1 is de eigen frequentie:

$$7,5 \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(EI)_y}{m}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{443,8 \cdot 10^3}{44,2}} = 8,9$$

en waarbij v is de snelheidsrespons van een eenheidsimpulsbelasting:

$$7,6 \quad v = \frac{4}{m} \left(\frac{0,4 + 0,6}{b} \frac{n_{40}}{l} + 200 \right) = \frac{4}{44,2} \left(\frac{0,4 + 0,6}{5} \frac{7,15}{4,2} + 200 \right) = 0,017 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

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

$$7,7 \quad n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_y}{(EI)_x} \right\}^{0,25} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{8,92} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{5,00}{4,20} \right)^4 \cdot \frac{443,8 \cdot 10^3}{6510} \right\}^{0,25} = 7,15$$

opmerking

Belasting Liggers

Categorie	A	ψ_0	ψ_1	ψ_2
woon, en verblijfsruimtes		0,40	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC1	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk	
	6,10a	1,22	1,35	
	6,10b	1,08	1,35	

Ligger in vlkeringvloer garage

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		veranderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	4,20 m ¹	x	1,05 kN/m ²	=	4,41	kN/m ¹	
	1,00	x	4,20 "	x	0,22 "	=			0,92 "
Vlkering	1,00	x	4,20 "	x	0,55 "	=	2,31	"	
	1,00	x	4,20 "	x	0,70 "	=			2,94 "
					Totaal		6,72	kN/m ¹	3,86 kN/m ¹
UGT verg. 6,10a	1,22	x	6,72 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	13,41 kN/m ¹
UGT verg. 6,10b	1,08	x	6,72 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	12,47 kN/m ¹
BGT verg. 6,14b	1,00	x	6,72 + 1,00	x	3,86 +	0,40 x	0,00 =		10,58 kN/m ¹

J.W.M. te Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 stpt EC versie 4.10.10 gekozen NDP : NL : gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie van J.W.M. te

S ligger 2 stpt EC_NL
Versie : 4.10.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: HE200A

werk
werknummer
onderdeel

woning Verheij
4476
ligger vloering

materiaal S235
klasse 3 deksdikte <40

kerngegevens

norm: Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse CC1
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
 $\gamma_{GJ} = 1,22$ $\xi \gamma_{GJ} = 1,08$ $\gamma_{Me} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$ $\gamma_{Q,2} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$
 $\gamma_{Q,3} = 1,35$ $\gamma_{Q,4} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$

klipcontrole uitschakelen?

nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

diverse factoren

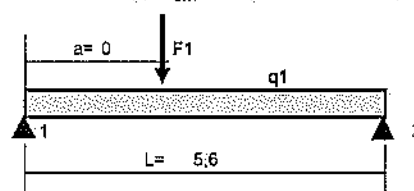
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$
(kruip) $\psi_2 = 0,3$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_3 = 1,00$

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

$\Sigma I = 3692 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,42 \text{ kN/m}^2$
 $\Sigma W_{pl} = 430 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 53,8 \text{ cm}^2$
 $\Sigma W_{ed} = 389 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte $L = 5,6 \text{ m}$
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

ligger vloering

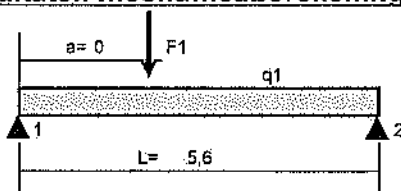
q1:

permanente belasting $G_{k,j} = 6,72 \text{ kN/m}$ $G_{k,j} \text{ (incl. e.g.)} = 6,72 + 0,42 = 7,14 \text{ kN/m}$
opgelegde belasting extreem+mom. $\Sigma Q_{ext+mom} = 3,86 \text{ kN/m}$ STRUGO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j} + \gamma_{G,j}$ $\Sigma Q_{mom} = 13,89 \text{ kN/m}$
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 3,86 \text{ kN/m}$ 6.10.a: $1,22$ $7,14 + 1,35 \cdot 3,86 = 13,89 \text{ kN/m}$
6.10.b: $1,08$ $7,14 + 1,35 \cdot 3,86 = 12,93 \text{ kN/m}$

UGT	buiging	0,60	dwarskracht	0,16	onderflensinklemming	0,94	klip	0,60	BGT	u_{ind}	0,81	u_{bl}	0,38
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	------	------	-----	-----------	------	----------	------

resultaten mechanica berekeningen

ligger vloering



belastinggeval / combinatie	belastingen	dwarskracht (kN)	reactie (kN)
	q1 F1	$V_{1,2}$ $V_{2,1}$	R_1 R_2
$G_{k,j}$	7,14 0,00	-20,0 20,0	20,0 20,0
$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	3,86 0,00	-10,8 10,8	10,8 10,8
ULS(1) 6.10.a	13,89 0,00	-38,9 38,9	38,9 38,9
ULS(2) 6.10.b	12,93 0,00	-36,2 36,2	36,2 36,2
maatgevende waarden		$V_{Ed} = 38,9 \text{ kN}$	$R_{Ed} = 38,9 \text{ kN}$

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)	veldmoment (kNm)	positie $M_{vield,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1 M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0 0,0	28,0	2,80	11,8
$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	0,0 0,0	15,1	2,80	6,4
ULS(1) 6.10.a	0,0 0,0	54,4	2,80	
ULS(2) 6.10.b	0,0 0,0	50,7	2,80	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = 0,0 \text{ kNm}$	$M_{Ed,v} = 54,4 \text{ kNm}$		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger vloering

belastinggevallen en combinaties

veld = $u_{1,2}$
 $u_{on} = G_{k,j} = 11,8$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 stpt EC versie : 4.10.10 gekozen NDP : NL : gebruikslimiet COMMERCIELE versie : opgesteld aan : J.W.M.

S ligger 2 stpt EC_NL

Versie : 4.10.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 6,4$
U_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{eind}	$= U_{aen} + U_{elastisch} + U_{kruip} + U_{zeeg}$	$= 18,2$
$U_{eind, toe}$	$= U_{eind, toelaatbaar}$	$= 22,4$
$U_{i,c}$	$= U_{eind} / U_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,81$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 6,4$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 16,8$
$U_{i,c}$	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,38$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger vliering

buiging, art. 6.2.5	M_{Ed}	$= 54,4$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{54,4}{91,3}$	$= 0,60$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 38,9$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{38,9}{244,9}$	$= 0,16$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 38,9$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{38,9}{41,4}$	$= 0,94$
	R_2	$= 38,9$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{38,9}{41,4}$	$= 0,94$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 54,4$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{54,4}{91,3}$	$= 0,60$
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	$= N_{Ed}$	$f \left(\beta \quad b \quad f_b \right)$			
	R_1	$= 38,9 \cdot 10^3$	$f \left(1,34 \quad 200 \quad 2,89 \right)$			$= 50 \text{ mm}$
	R_2	$= 38,9 \cdot 10^3$	$f \left(1,34 \quad 200 \quad 2,89 \right)$			$= 50 \text{ mm}$

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

ligger vliering

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 54,4 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE200A}$	A	$= 53,8 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgater)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= \text{S235}$	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}	$= 429,5 \text{ cm}^3$		
	b	$= 200 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 388,6 \text{ cm}^3$		
	r	$= 10 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 388,6 \text{ cm}^3$		
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{54,4}{91,3}$	A_f	$= 20,0$	$1,0$	$= 20,0 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 20$	$0,0$	$= 20,0 \text{ cm}^2$

6.14	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$	$= \frac{388,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 91,3 \text{ kNm}$				
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 38,9 \text{ kN}$	profiel	$= \text{HE200A}$	A	$= 53,8 \text{ cm}^2$	
profiel		gewalste I en H profielen	kwaliteit	$= \text{S235}$	γ_{MO}	$= 1,00$	
hoogte van het IJf	h_w	$= 170 \text{ mm}$	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	I_y	$= 3692 \text{ cm}^4$	
factor in formules gelast profiel	η	$= 1$	b	$= 200 \text{ mm}$	t_f	$= 10 \text{ mm}$	
			h	$= 190 \text{ mm}$	t_w	$= 6,5 \text{ mm}$	
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 215 \text{ cm}^3$	I_t	$= 21,0 \text{ cm}^4$	
			h_w	$= 190$	10	$2 = 170 \text{ mm}$	
			afrondingstraal in profiel	r	$= 18 \text{ mm}$		

6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{38,9}{244,9}$	$= 0,16$
6.18	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}$	$= \frac{1805 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}$	$= 244,9 \text{ kN}$

(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 ploolen volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = \frac{35}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,26$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{S}{t} = \frac{38,9}{3692} \cdot \frac{215 \cdot 10^2}{6} = 38 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_t/A_w \geq 0,6 = \frac{38,9 \cdot 10^3}{1105} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$A_t = b \cdot t_f = 200 \cdot 10 = 20 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 170 \cdot 6,5 = 11,1 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_t/A_w = 20 / 11,1 = 1,8$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-profielen = 35 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

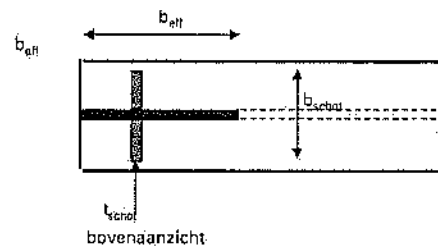
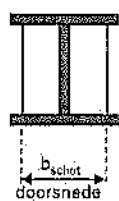
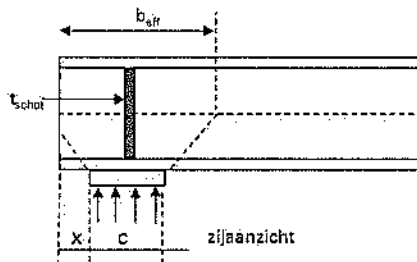
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{170}{6,5} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00} \text{ ois } 26,2 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend.

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

(3) a	gewalste I en H profielen	$A_v = A$	-2	b	t_f	+(	t_w	+2	r	)	t_f	
		$A_v = 5380$	-2	200	10	+(	6,5	+2	18	)	10	= 1805
rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	38,9	kN	profiel	=	HE200A	E				= 210000 N/mm ²
extra normaalkracht in oplegging	N_{extra}	=	0	kN	kwaliteit	=	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	=	190	mm	b	=	200	mm
zijkant oplegging c tot eind ligger	x	=	0,0	mm	kromme	=	c		t_w	=	6,5	mm

er worden geen verstijfingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$b_{eff} = 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(190,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 157,4 \text{ mm}$$

$$b_{eff} < \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(190^2 + 100^2)} = 214,7 \text{ mm}$$

$$\text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} = 2 \cdot 190 = 380,0 \text{ mm}$$

$$\text{doorsnede } A = b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 157,4 \cdot 6,5 + (0,0 - 0) \cdot 0 = 10,23 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$I = 1/12 (t_{schot} \cdot b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) \cdot t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (157,4 - 0) \cdot 6,5^3) = 0,360 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{traagheidsstraal } i = \sqrt{I/A} = \sqrt{(0,3601 \cdot 10^4 / 10,23 \cdot 10^2)} = 1,9 \text{ mm}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{38,9 + 0,0}{41,4} = 0,94$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,172 \cdot 10,2 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 41,4 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{3,304 + \sqrt{3,304^2 - 2,156^2}} = 0,172$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 \cdot (2,156 - 0,2) + 2,156^2] = 3,304$$

$$6.50 \quad \lambda_{y,Ed} = \lambda_{cr,y} / i_y = 380 / 1,9 = 202,5$$

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

$$\lambda_{y,Ed} / \lambda_1 = 202,5 / 93,9 = 2,156$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 38,9 \cdot 10^3 / (200 \cdot 100) = 1,94 \text{ N/mm}^2$$

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

ligger vliering

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

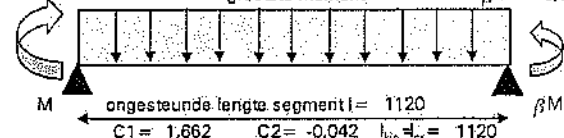
DinXperio

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 veld EC versie 4.10.10 gekozen NDP: NL; gebruikte licentie COMMERCIELE-versie veldend aan J.W.M.

grootste absolute kopmoment kleinste absolute kopmoment

$M_{y,1,s,d} = 32,4$ $M_{Ed} = 32,4$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$



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 zijdelijngse steunen 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

reductie doorsnede

profiel = HE200A E

kwaliiteit = S235 A

$f_y = 235$ N/mm² G

$h = 190$ mm $\gamma_{M1} = 1,00$

$t_f = 10$ mm b

$I_y = 3692$ cm⁴ $t_w = 6,5$ mm

$I_y = 82,8$ mm $I_z = 1336$ cm⁴

$W_{y,el} = 388,6$ cm³ $I_z = 49,8$ mm

$W_{y,pl} = 429,5$ cm³ $I_t = 21,0$ cm⁴

$W_{y,eff} = 388,6$ cm³ h/b = 0,95

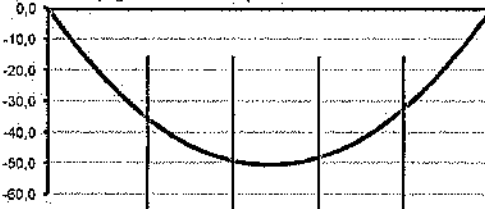
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen

$C_{kip,links} = 0,00$ * 5600 = 0 mm

$C_{kip,rechts} = 0,20$ * 5600 = 1120 mm

$l = 1120$ - 0 = 1120 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 32,4$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 32,4$ kNm

$l_g = 5600$

"tekenspraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

$l_{st} = f_1 l = 1,00 \cdot 1120 = 1120$ mm

$l_{kip} = l_{cr} = f_2 l_{st} = 1,00 \cdot 1120 = 1120$ mm

reken met een ongesteunde lengte $l_{kip} = l_{cr} = 1120$ mm

afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt : 0,00 m

afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt : 1,12 m

kipcontrole algemeen: 0,36 kipcontrole gewalst profiel 0,36

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kip} = l_{st} = 1120$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

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

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

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 5600$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 1120$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 32,4$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 32,4$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

Invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,66$

Invloedsfactor uit tabel C2 -1 0,042 $C_2 = -0,04$

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 $B^* = \frac{8}{8} \frac{M}{M} + \frac{q}{q} \frac{l}{l_{st}} = 0,94$

$B^* = \frac{8}{8} \frac{32,4}{32,4} + \frac{12,9}{12,9} \frac{1,120}{1,120} = 0,94$

toetsing kip art. 6.3.2.2 klpkrommen - Algemeen

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{32,4}{91,3} = 0,36$

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

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 388,6 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 91,3$ kNm

6.56 $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,509 + \sqrt{0,509^2 - 0,162^2}} = 1,008$

$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$ $\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,162 - 0,2) + 0,162^2] = 0,509$

$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}} = \sqrt{388,6 \cdot 235 \cdot 10^3 / 3487} = 0,162$

12.2.7 $M_{cr} = M_{k,0} = k_{red} C / I_g \sqrt{E I_z G I_t} = 1,00 \frac{90}{5600} \sqrt{210000 \cdot 1336 \cdot 80769 \cdot 21,0 \cdot 10^8} = 3487$ kNm

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = 190 / 10 = 19,0$
aan deze eis wordt voldaan

J.W.M. te Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie.COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

Slipper 2 slip EC versie 1.4.10.10 gekozen NDP: NL: gebruiklicentie.COMMERCIELE-versie: Volgende den: 1.10.10.10

Slip 2 slip EC_NL

Versie: 4.10.10: NDP: NL

printdatum: 15-06-2017



c) dubbel-symmetrische profielen:

$$\alpha = h \cdot 10^{12} / t_w^3 \cdot b \cdot I_a^2 \leq 575 = \frac{190}{6,5^3} \cdot \frac{10}{200} \cdot \frac{10^{12}}{5600^2} = 1103$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h/t_w > 75; k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-6} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-6} \cdot 1103 + 1,03 = 0,970$$

$$h/t_w = 190 / 6,5 = 29,231 \quad \alpha = 1103 \text{ eis } < 5000 \quad \text{conclusie: } k_{red} = 1,00$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

12.2.5.3
NEN 6771

$$C = \pi \cdot \frac{C_1}{I_{op}} \cdot I_y \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{I_{kip}^2} \cdot S^2} \cdot \left(C_2^2 + 1 \right) + \pi \cdot \frac{C_2}{I_{op}} \cdot S \right]$$

$$C = \pi \cdot \frac{1,662}{1120} \cdot 5600 \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{1120^2} \cdot 8,870^2} \cdot \left(-0,042^2 + 1 \right) + \pi \cdot \frac{-0,042}{1120} \cdot 1222,4 \right] = 89,6$$

12.2.11.b

$$S = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \cdot \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{190}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \cdot \frac{1336,0}{21,0} \right)} = 1222,4$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{32,45}{91,3} = 0,36$ gebruik bij formule 6.57 kromme b

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 388,6 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 91,3 \text{ kNm}$

$M_{Ed} = 3487 \quad \chi_{LT} = 0,16$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

6.57 $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,469 + \sqrt{0,469^2 - 0,75 \cdot 0,162^2}} = 1,000$

$\chi_{LT} \leq 1 / \lambda_{LT}^2 = 1 / 0,16^2 = 38,2$ maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

6.58 $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / \eta = 1,000 / 0,99 = 1,006$ reken met $\chi_{LT,mod} = 1,000$

$\eta = 1 - 0,5(1 - k_1) [1 - 2,0(\chi_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0 \quad \eta = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(0,162 - 0,8)^2] = 0,994$

kip $\phi_{LT} = 0,5 [1 + \eta \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34(0,16 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,16^2] = 0,469$

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 $f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ $N_{Rd} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$

hoogte van wand tot niveau onder de last $h_e = 2800 \text{ mm}$

afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links $a_{1,l} = 500 \text{ mm}$

afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rechts $a_{1,r} = 500 \text{ mm}$

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

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

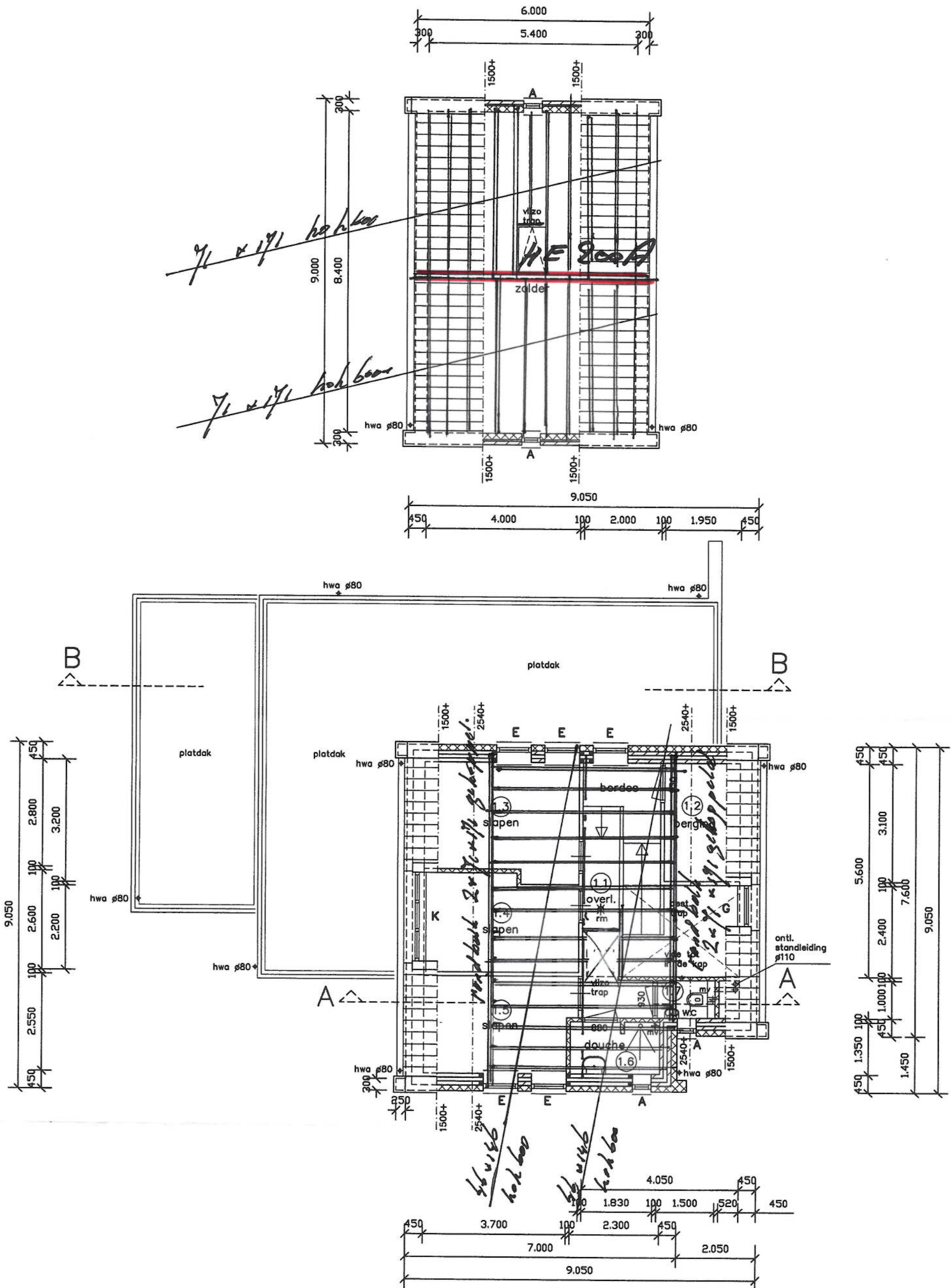
K

2.4.3(1) bepaling rekenwaarde van de druksterkte $f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,0 = 2,89 \text{ N/mm}^2$

$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_{1,l} / 2 \cdot h_e \text{ en } 1,5 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34$ reken met $\beta = 1,34$

opmerking





verdieping
gewijzigd



Berekening van de sneeuwvormfactoren μ_1 en μ_2 volgens EUROCODE NEN-EN 1991-1-3:2003

art. 5.2 a) voor blijvende en tijdelijke situaties

sneeuwbelasting $s = \mu_1 C_{te} C_{ti} s_k f$

i_{t} = sneeuwbelastingvormcoëfficiënt volgens 5.3
 C_{s} = blootstellingscoëfficiënt = 1,0 -
 C_{t} = warmtecoëfficiënt = 1,0 -
 s_{t} = karakteristieke waarde sneeuwbelasting op de grond = 0,7 (zie NB art 4.1 (1) blz 3)
 f = correctiefactor op basis van herhalingsluid = s_{t} , f_{s}

herhalingsinterval in jaren	n=	50	jaar
variatiecoëfficiënt	V=	0,8	zie NB: bijlage D blz 5
jaarlijkse waarschijnlijkheid van overschrijding		0,020	Pn= 1 / n

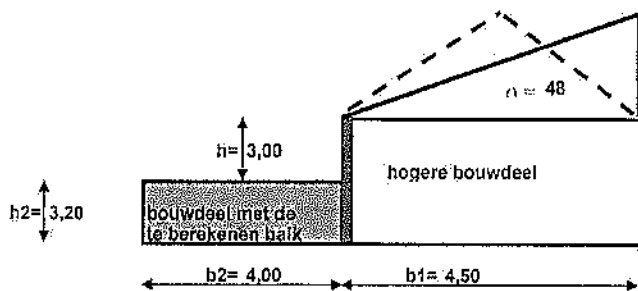
bijslage D: aanpassen van sneeuwbelasting op de grond op basis van herhalingstijd

$$s_n = s_k \cdot \left\{ \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57222]}{(1 + 2,5923 \cdot V)} \right\}$$

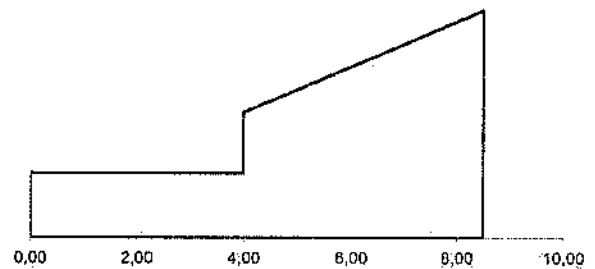
sneeuwbelasting s_n	H_1	C_1	C_2	s_{n1}	(f)
=	H_{1n}	1,0	1,0	0,7	1,00
=	H_{1r}	0,70	kN/m^2		

5.3.6 daken grenzend aan hogere bouwwerken

principedoorsnede



dakvorm kan lessenaardak (=getekend) of zadelak zijn
doorsnede over $b_1 + b_2$.



overspanningsrichting van de houten balklaag
 hoogteverschil tussen twee bouwdel^{en}
 hoogte laagste bouwdeel boven maaiveld
 lengte van het lage platte bouwdeel met de te berekenen balk (zie doorsnede hierboven)
 lengte van het hogere bouwdeel met schuin of plat dak
 dakhelling hogere bouwdeel

haaks op de hoge muur

h=	3	m
h2=	3,2	m
b2=	4	m
b1=	4,5	m
α	48	graden

resultaten

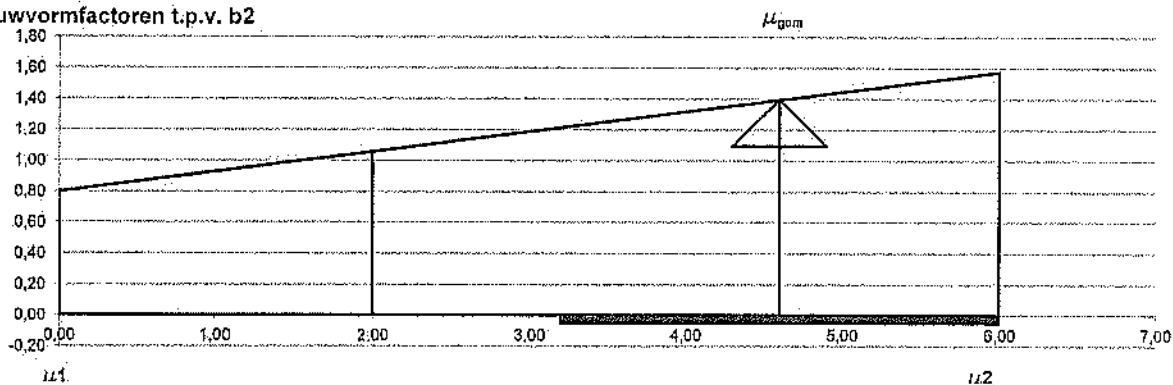
hart op hart balklaag	
lengte balklaag:	
l_{max}	maximale vormfactor van het hogere bouwdeel (berekend met 5,3;2 t/m 5,3;5)
l_v	maximale lengte waarover de verhoogde sneeuwlaag zich uitstrekt (over b_2)
R	rekenlengte waarvan in het midden l_{max} wordt berekend
l_{v1}	kleinste sneeuwvormfactor
l_{v2}	grootste sneeuwvormfactor
l_{gem}	gemiddelde sneeuwvormfactor waarmee de balklaag berekend wordt

R=

a=	0,610	m
l=	2,800	m
=	0,32	
=	6,00	m
l=	2,80	m
u1=	0,80	-
u2=	1,58	-
μ_{sum}	1,40	-

Is $\geq b_2$

sneeuwvormfactoren t.p.v. b2



berekening van de sneeuwvormfactoren

u_s = de vormfactor voor extra sneeuwlast door afvallen van sneeuw van het hogere (schuine) dak

u_{max} = sneeuwvormfactor voor maximale sneeuwlast van het aangrenzend dakvlak

$$u_W = \left(\frac{4}{2 + 3,000} + \frac{4,5}{2 \cdot 3,000} \right) = 1,42$$

$$u_W \leq 2 \quad 3,000 \quad 0,7 \quad = 8,57$$

$$u_W = \text{maatgevende waarde} = 1,42$$

$$u_s = \text{als dakhelling} < 15 \text{ graden} = 0,00$$

$$u_s = \text{als dakhelling groter dan 15 graden} = 0,16$$

$$u_s = \text{maatgevende waarde} = 0,16$$

als maat $l_s < b_2$

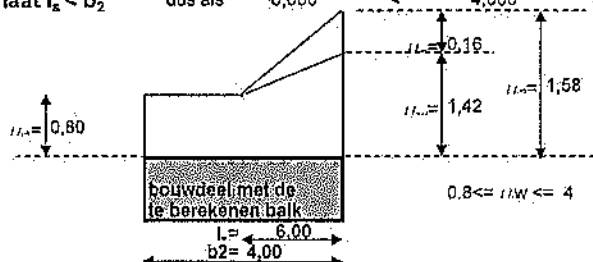
dus als

6,000

<

4,000

NIET VAN TOEPASSING



$$u_1 = 0,80$$

$$u_2 = u_s + u_W = 0,16 + 1,42 = 1,58$$

$$L = \text{afstand waarover } u_1 \text{ optreedt tot } u_2 \text{ met } L = 2h = 2 \cdot 3,0000001 = 6,000 \text{ m}$$

$$\text{maatgevende waarde voor maat } L: (5\text{m} \leq L \leq 15\text{m}) \quad L = 6,000 \text{ m}$$

$L > L$ dus als 2,800 > 6,000 m NIET VAN TOEPASSING

$$u_{snp} = \left(\frac{L}{L_s} \right) u_1 + \left(\frac{L - L_s}{L - L_1} \right) u_2$$

$$L = 2,800$$

$$u_{snp} = \left(\frac{2,800}{6,000} \right) 0,80 + \left(\frac{6,000 - 2,800}{6,000 - 0,80} \right) 1,58 = 1,63$$

$L \leq L_s$ dus als 2,800 < 6,000 m NIET VAN TOEPASSING

$$u_{snp} = u_2 - \frac{L}{L_s} (u_2 - u_1)$$

$$u_{snp} = 1,58 - \frac{2,800}{6,000} (1,58 - 0,80) = 1,21$$

$$u_{snp} = (u_{snp} + u_2) / 2 = (1,21 + 1,58) / 2 = 1,40$$

u_{snp} = gemiddelde waarde voor u_s afhankelijk van de waarde van L

$$u_{snp} = 1,40$$

als maat $l_s \geq b_2$

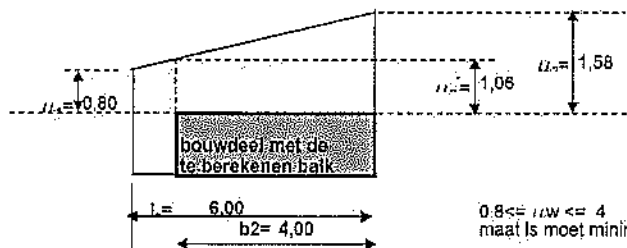
dus als

6,000

>=

4,000

deze formules zijn van toepassing



$$u_1 = 0,80$$

$$u_2 = u_s + u_W = 0,16 + 1,42 = 1,58$$

$$u_{snp} = u_2 - \frac{b_2}{L_s} (u_2 - u_1)$$

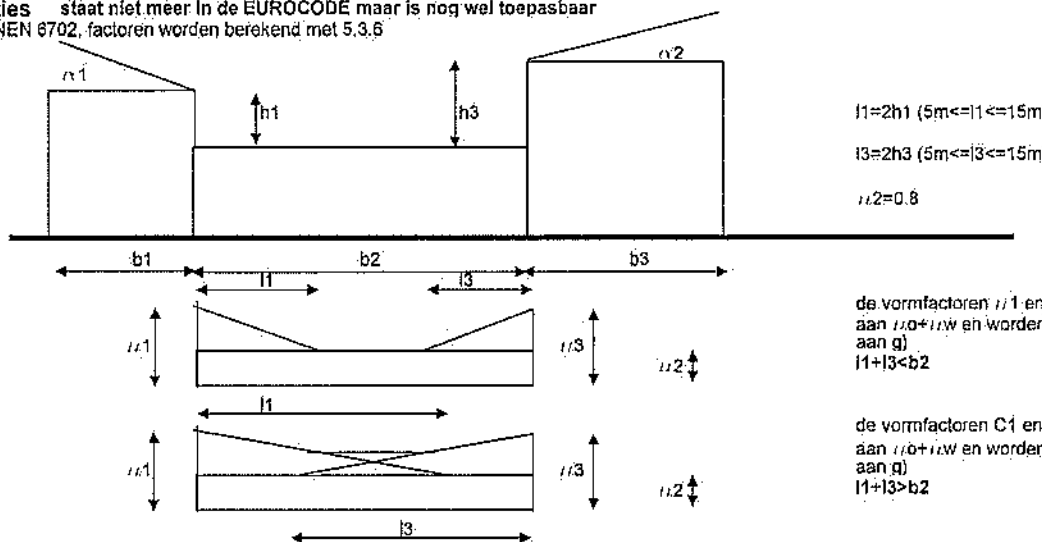
$$u_{snp} = 1,58 - \frac{4,000}{6,000} (1,58 - 0,80) = 1,06$$

$$u_{snp} = u_2 - \frac{L}{L_s} (u_2 - u_1)$$

$$u_{snp} = 1,58 - \frac{2,800}{6,000} (1,58 - 0,80) = 1,21$$

$$u_{snp} = (u_{snp} + u_2) / 2 = (1,21 + 1,58) / 2 = 1,40$$

dakcombinaties staat niet meer in de EUROCODE maar is nog wel toepasbaar voor figuren zie NEN 6702, factoren worden berekend met 5.3.6



J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H dak EC versie : 4.9.10 gekozen NDP : NL ; gebruiklicentie COMMERCIELE-versie versied aan : J.W.M.

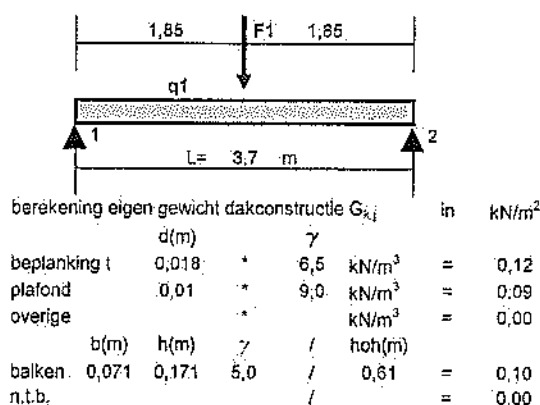
H dak EC_NL
Versie : 4.9.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

71 mm x 171 mm - 610 mm
naaldhout C18

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = dakbalklaag keuken-bijkeuken

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
bouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsberekening) = 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) $L = 3,7$ m
te dragen m' dak (h.o.h. balken) $a = 0,61$ m
oplegglengte 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 $G_{k,j} = 0,31$ kN/m²
personen $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
regen $0,10$ m * 10 kN/m³ = $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
sneeuw $1,00$ $1,34$ $0,70$ = $Q_{k1} = 0,94$ kN/m²
puntlast $F = 2$ kN
er wordt gerekend met een verhoogde sneeuwvormfactor



vervormingselen en zeeg

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

overige belastingen = 0,00
totaal $G_{k,j} = 0,31$
 $u_{sind} \leq 3700 / 250 = 14,8$ mm
 $u_{bij} \leq 3700 / 333,3 = 11,1$ mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

dakbalklaag keuken-bijkeuken

sterkteklasse = naaldhout C18
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 $k_{def} = 0,80$ -

M_{Ed}	2,37
u.c.	0,55

V_{Ed}	2,95
u.c.	0,15

u_{sind}	8,3	9,2
u.c.	0,56	0,62

u_{bij}	6,6	7,4
u.c.	0,60	0,67



materiaal- en profielgegevens

dakbalklaag keuken-bijkeuken

			$f_{t,d}$	c	k_b of k_f	k_{mod}	$f_{t,rep}$	f	f_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	1	1,00	0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	1	1,00	1,16	0,90	10	/	= 8,04 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	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	1		0,80	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	1		0,90	9000	/	1,30	= 8231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000	N/mm ²	1		1,00	6000	/	1,00	= 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	$1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$		=	1	I_{12}	71	171^3		= 2958 10^4 mm^4
traagheidsmoment	$I_z =$	$1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$		=	1	I_{12}	171	71^3		= 510 10^4 mm^4
weerstandsmoment	$W_y =$	$1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$		=	1	I_{12}	71	171^2		= 346 10^3 mm^3
weerstandsmoment	$W_z =$	$1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$		=	1	I_{12}	171	71^2		= 144 10^3 mm^3
oppervlak	$A =$	$1 \cdot b h$		=	1		71	171		= 121 10^3 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 keuken-bijkeuken

q1	permanente belasting	$G_{k1} =$	0,610	*	0,31		=	0,19	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 ⁴	=	48,6 10 ⁴ 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_{0n})	=	0,19	=	0,19	kN/m'
Q_{k1}	(u_{0n})	=	0,61	=	0,61	kN/m'
$k_{del} * (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	(u_{kruip})	=	0,60 (0,19 + 0,00 0,61)	=	0,11	kN/m'
$F_k = k_{el} * F$	(u_{0n})	=		=	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	0,19	+	1,35	0	0,61		=	0,23	kN/m'
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,19	+	1,35	0,61		personen	=	1,03	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	0,19	=	0,23	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	0,19	=	0,20	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	0,19	=	0,23	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	0,19	=	0,20	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 mechanische berekeningen

dakbalklaag keuken-bijkeuken

reacties

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

G_{k1}	$R_{d,k1} =$	0,5	0,19	3,700	=	0,35	kN
$\psi_{t1} \cdot Q_{k1}$	$R_{d,k1} =$	0,5	0,61	3,700	=	1,13	kN
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_{t2} Q_{k1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,11	3,700	=	0,21	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,23	3,700	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,03	3,700	=	1,90	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,23	3,700	+	0,00 (3,700 - 0,171) / 3,700	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,20	3,700	+	2,70 (3,700 - 0,171) / 3,700	=	2,95	kN
$R_{Ed} =$								2,95 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,42	-	(0,5 0,050 + 0,171) * 0,00	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,90	-	(0,5 0,050 + 0,171) * 0,82	=	1,74	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,42	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,95	=	2,95	kN
	$V_{Ed} =$	2,95	$V_{Ed} =$	2,95	kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,23	3,700 ²	=	0,39	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,03	3,700 ²	=	1,76	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,23	3,700 ²	+	0,25 0 2,19 3,700	=	0,39	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,20	3,700 ²	+	0,25 2,19 3,700	=	2,37	kNm
$M_{Ed,y} =$								2,37 kNm	

vervormingen

G_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,19	3700 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	1,7	mm
$\psi_{t1} \cdot Q_{k1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	3700 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	5,6	mm
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_{t2} Q_{k1})$	$u_{1,2} =$	5	0,11	3700 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	1,0	mm
$F_k = k_v \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	3700 ³ / (48 9000 2958 10 ⁴)	=	6,4	mm

alternatieve berekening kruip:

=	$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_{t2} Q_{k1})$								
met q-belasting	=	0,8	*	(1,7 + 0 * 5,6 q-last)	=	1,0	mm		
met puntlast	=	0,8	*	(1,7 + 0 * 6,4 F-last)	=	1,0	mm		

toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag keuken-bijkeuken

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 2,37 \text{ kNm} \quad W_{y} = 346 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 12,5 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm} \quad h = 171 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 2,37 \cdot 10^6 / 346 \cdot 10^3 = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 6,8 / 12,5 = 0,55$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_r = 50 \text{ mm} \quad f_{c,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 2,95 \text{ kN} \quad h = 171 \text{ mm}$$

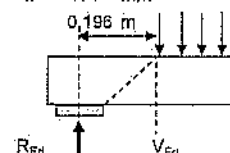
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,95 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,171) \cdot q_d = 0,196 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2bh = \frac{3 \cdot 2,95 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 171} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{c,d} = 0,36 / 2,35 = 0,15$$



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag keuken-bijkeuken

combinatie

veld

$$U_{on} = G_{k1} \quad \text{resp. } K_r \cdot F$$

$$U_{elastisch} = Q_{k1}$$

$$U_{kruip} = K_{def} \cdot (G_{k1} + 1/2 Q_{k1})$$

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

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

$$U_{aand,tot} \leq 3700 / 250 = 14,80 \text{ mm}$$

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

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

$$U_{bij,tot} \leq 3700 / 333,3 = 11,10 \text{ mm}$$

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

	eg + q	eg + F
$U_{1,2}$	$U_{1,2}$	$U_{1,2}$
	1,71	1,71
	5,59	6,42
	1,03	1,03
	0,00	0,00
	8,33	9,16
	14,80	14,80
	0,56	0,62
	6,62	7,44
	11,10	11,10
	0,60	0,67

opmerking



materiaal- en profielgegevens

dakbalklaag wonen en Lounce

			$f_{t,d}$	c	k_{tr} of k_{tr}^{**}	k_{red}	$f_{t,rep}$	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	1	1,00	0,90	18	1,30	= 12,46 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	1	1,00	1,16	0,90	10	= 8,04 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	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	1		0,90	18	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	1		0,90	2,2	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	1		0,90	3,4	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	1		1,00	9000	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	1		0,90	9000	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	1		1,00	560	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	1		1,00	300	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	1		1,00	300	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000	N/mm ²	1		1,00	6000	1,00	= 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$			= 1	$\frac{1}{12}$	71	171		= 2958 10^4 mm^4
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$			= 1	$\frac{1}{12}$	171	71		= 510 10^4 mm^4
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$			= 1	$\frac{1}{6}$	71	171		= 346 10^3 mm^3
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$			= 1	$\frac{1}{6}$	171	71		= 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

berekening belastingen

dakbalklaag wonen en Lounce

q1	permanente belasting	$G_{k1} = 0,610$	*	0,31		=	0,19	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} = 0,610$	*	1,00	maatgevende belasting t.g.v.: personen	=	0,61	kN/m'
F1	spreiding puntlast	$l = 0,016^3 / 12 = 5E-07$	m ⁴	=	48,6 10^4 mm^4	El=	5000 $5E-07$ 10^6	2430 kNm ²
	$k_1 = > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_1 = 0,37$	+	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_{01})	=	0,19	=	0,19	kN/m'			
Q_{k1}	(U_{02})	=	0,61	=	0,61	kN/m'			
$k_{\text{red}} * (G_{k1} + \psi_{2Q_{k1}})$	(U_{03})	=	0,60	(	0,19 + 0,00 0,61	)	=	0,11	kN/m'
$F_k = k_{\text{tr}} * F$	(U_{04})	=		=	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

$\gamma_{G1}G_{K1}+\gamma_{Q1}\psi_{01}Q_{K1}$ (ULS1)	$q_d=$	1,22	0,19	+	1,35	0	0,61	=	0,23	kN/m'	
$\gamma_{G1}G_{K1}+\gamma_{Q1}Q_{K1}$ (ULS2)	$q_d=$	1,08	0,19	+	1,35	0,61		personen	=	1,03	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,19	=	0,23	kN/m'	$F_d = 1,35$	0,00	1,62	=	0,00	kN
$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,19	=	0,20	kN/m'	$F_d = 1,35$	1,62		=	2,19	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,19	=	0,23	kN/m'	$F_d = 1,35$	0,00	2,00	=	0,00	kN
$\gamma_{G1} G_{k1}$ en $\gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,19	=	0,20	kN/m'	$F_d = 1,35$	2,00		=	2,70	kN

$\gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$	$q_d = 1,35$	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 mechanische berekeningen

dakbalklaag wonen en Lounce

reacties

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

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,19	3,700	=	0,35	kN
$\psi_1 \cdot Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,61	3,700	=	1,13	kN
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,11	3,700	=	0,21	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,23	3,700	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,03	3,700	=	1,90	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,23	3,700	+	0,00	(3,700 - 0,171) / 3,700	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,20	3,700	+	2,70	(3,700 - 0,171) / 3,700	=	2,95	kN
									$R_{Ed} =$ 2,95 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{Ed} = (0,5 b_f + h) \cdot q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,42	-	(0,5 0,050 + 0,171) *	0,00	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,90	-	(0,5 0,050 + 0,171) *	0,82	=	1,74	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)	$V_{Ed} =$	0,42	=	0,42	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,95	=	2,95	kN
					$V_{Ed} =$ 2,95 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	0,23	3,700 ²	=	0,39	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,03	3,700 ²	=	1,76	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	0,23	3,700 ²	+	0,25	0	2,19	3,700	=	0,39	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,20	3,700 ²	+	0,25	2,19	3,700	=	2,37	kNm	
											$M_{Ed,y} =$	2,37 kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,19	3700 ⁴ /	(384 9000 2958 10 ⁴)	=	1,7	mm
$\psi_1 \cdot Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	3700 ⁴ /	(384 9000 2958 10 ⁴)	=	5,6	mm
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,11	3700 ⁴ /	(384 9000 2958 10 ⁴)	=	1,0	mm
$F_k = k_f \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	3700 ³ /	(48 9000 2958 10 ⁴)	=	6,4	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,6	· (	1,7	+	0	·	5,6	q-last	)	=	1,0	mm
met puntlast	=	0,6	· (	1,7	+	0	·	6,4	F-last	)	=	1,0	mm		

toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag wonen en lounge

art. 6.1.6 enkele buiging
moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 2,37 \text{ kNm} \quad W_y = 346 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 12,5 \text{ N/mm}^2 \quad b = 71 \text{ mm} \\ h = 171 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 2,37 \cdot 10^6 / 346 \cdot 10^3 = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 6,8 / 12,5 = 0,55$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

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

$$f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 71 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 2,95 \text{ kN}$$

$$h = 171 \text{ mm}$$

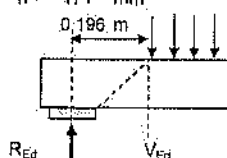
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,95 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,171) \cdot q_d = 0,196 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2bh = \frac{3 \cdot 2,95 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 171} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,36 / 2,35 = 0,15$$



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag wonen en lounge

combinatie

veld

$$U_{on} = G_{k1}$$

$$U_{elastisch} = Q_{k1} \quad \text{resp. } k_1 \cdot F$$

$$U_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$$

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

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

$$U_{eind, toe} \leq 3700 / 250 = 14,80 \text{ mm}$$

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

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

$$U_{bij, toe} \leq 3700 / 333,3 = 11,10 \text{ mm}$$

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

	eg + q	eg + F
$U_{1,2}$	1,71	1,71
	5,59	6,42
	1,03	1,03
	0,00	0,00
	8,33	9,16
	14,80	14,80
	0,56	0,62
	6,82	7,44
	11,10	11,10
	0,60	0,67

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H dak EC versie : 4.9.10 gekozen NDP : NL : gebruikslcentie COMMERCIELE-versie versie tot 1-4-2018

H dak EC_NL
Versie : 4.9.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

59 mm x 156 mm - 610 mm
naaldhout C18

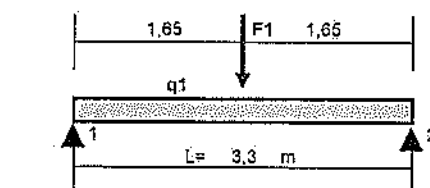
werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = dakbalklaag veranda

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

$\psi_0 =$ (gewichtsberkening) = 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) $L = 3,3$ m
te dragen m dak (h.o.h. balken) $a = 0,61$ m
oplegglengte 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 $G_{k1} = 0,28$ kN/m²
personen $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
regen $0,10$ m * 10 kN/m² = $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
sneeuw $1,00$ $1,36$ $0,70$ = $Q_{k1} = 0,96$ kN/m²
puntlast $F = 2$ kN
er wordt gerekend met een verhoogde sneeuwvormfactor



berekening eigen gewicht dakconstructie G_{k1} in kN/m²

	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	0,059	0,156	5,0	/ 0,61 = 0,08
n.t.b.				/ = 0,00

overige belastingen = 0,00
totaal $G_{k1} = 0,28$
 $U_{eind} < = 3300$ / $250 = 13,2$ mm
 $U_{bij} < = 3300$ / $333,3 = 9,9$ mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

dakbalklaag veranda

sterkteklasse = naaldhout C18
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 $\gamma_M = 1,30$ -
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 $k_{def} = 0,60$ -

M_{Ed}	2,06
u.c.	0,69

V_{Ed}	2,88
u.c.	0,20

U_{eind}	8,1	9,7
u.c.	0,62	0,74

U_{bij}	6,6	8,2
u.c.	0,66	0,82

resultaten mechanische berekeningen

dakbalklaag veranda

reacties

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

G_{k1}	$R_{G,k1} =$	0,5	0,17	3,300	=	0,28	kN
$\psi_1 \cdot Q_{k1}$	$R_{Q,k1} =$	0,5	0,61	3,300	=	1,01	kN
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$R_{wruip} =$	0,5	0,10	3,300	=	0,17	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,21	3,300	=	0,35	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,01	3,300	=	1,67	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,21	3,300	+	0,00 (3,300 - 0,156) / 3,300	=	0,35	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,19	3,300	+	2,70 (3,300 - 0,156) / 3,300	=	2,88	kN
						$R_{Ed} =$	2,88	kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_1 + h) \cdot q_d$$

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,35	-	(0,5 0,050 + 0,156) \cdot 0,00	=	0,35	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	1,67	-	(0,5 0,050 + 0,156) \cdot 0,82	=	1,52	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

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

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,35	=	0,35	kN
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,88	=	2,88	kN
			$V_{Ed} =$	2,88	kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,21	3,300 ²	=	0,28	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,01	3,300 ²	=	1,37	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,21	3,300 ²	+	0,25	0	2,19	3,300	=	0,28	kNm
$\xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,19	3,300 ²	+	0,25	2,19	3,300		=	2,06	kNm
										$M_{Ed,y} =$	2,06	kNm

vervormingen

G_{k1}	$u_{1,2} =$	5	0,17	3300 ⁴ / (384 9000 1867 10 ⁴)	=	1,6	mm
$\psi_1 \cdot Q_{k1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	3300 ⁴ / (384 9000 1867 10 ⁴)	=	5,6	mm
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	$u_{1,2} =$	5	0,10	3300 ⁴ / (384 9000 1867 10 ⁴)	=	1,0	mm
$F_k = k_f \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	3300 ³ / (48 9000 1867 10 ⁴)	=	7,2	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	=	0,6 \cdot (1,6 + 0 \cdot 5,6 q-last)	=	1,0	mm
met puntlast	=	0,6 \cdot (1,6 + 0 \cdot 7,2 F-last)	=		=	1,0	mm

toetsingen uiterste grenstoestand

dakbalklaag veranda

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 2,06 \text{ kNm} \quad W_y = 239 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 12,5 \text{ N/mm}^2 \quad b = 59 \text{ mm} \quad h = 156 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 2,06 \cdot 10^6 / 239 \cdot 10^3 = 8,6 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 8,6 / 12,5 = 0,69$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

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

$$f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 59 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 2,88 \text{ kN}$$

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

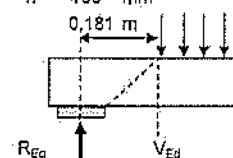
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 2,88 \text{ kN}$$

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

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 2,88}{2 \cdot 59 \cdot 156} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,47 / 2,35 = 0,20$$



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

dakbalklaag veranda

combinatie

$$= \text{eg} + q \quad \text{eg} + F$$

veld

$$= u_{1,2} \quad u_{1,2}$$

$$u_{on} = G_{k1}$$

$$= 1,58 \quad 1,58$$

$$u_{elastisch} = Q_{k1} \quad \text{resp. } k_r \cdot F$$

$$= 5,61 \quad 7,21$$

$$u_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$$

$$= 0,95 \quad 0,95$$

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

$$= 0,00 \quad 0,00$$

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

$$= 8,14 \quad 9,75$$

$$u_{eind,toe} \leq 3300 / 250 = 13,20 \text{ mm}$$

$$= 13,20 \quad 13,20$$

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

$$= 0,62 \quad 0,74$$

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

$$= 6,56 \quad 8,16$$

$$u_{bij,toe} \leq 3300 / 333,3 = 9,90 \text{ mm}$$

$$= 9,90 \quad 9,90$$

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

$$= 0,86 \quad 0,82$$

opmerking

Belasting Liggers

Categorie	A	ψ_0	ψ_1	ψ_2
woon, en verblijfsruimtes		0,40	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC1		blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk
	6,10a		1,22	1,35
	6,10b		1,08	1,35

Ligger merk L1

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	1,70 m ¹	x	1,05 kN/m ²	=	1,79	kN/m ¹	
	1,00	x	1,70 "	x	0,22 "	=			0,37 "
Dak (plat)	1,00	x	1,80 "	x	0,55 "	=	0,99	"	
	1,00	x	1,80 "	x	1,00 "	=			1,80 "
Vltering	1,00	x	1,70 "	x	0,55 "	=	0,94	"	
	1,00	x	1,70 "	x	0,70 "	=			1,19 "
1e verdiepingsvloer	1,00	x	0,50 "	x	0,55 "	=	0,28	"	
	1,00	x	0,50 "	x	2,25 "	=			1,13 "
gevel	1,00	x	5,50 "	x	4,00 "	=	22,00	"	
Totaal							25,99	kN/m ¹	4,49 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	25,99 +	1,00	x	1,35	x	4,49	= 37,76 kN/m ¹
UGT verg. 6.10b	1,08	x	25,99 +	1,00	x	1,35	x	4,49	= 34,12 kN/m ¹
BGT verg. 6.14b	1,00	x	25,99 +	1,00	x	4,49 +	0,40	x	0,00 = 30,47 kN/m ¹

Ligger merk L2

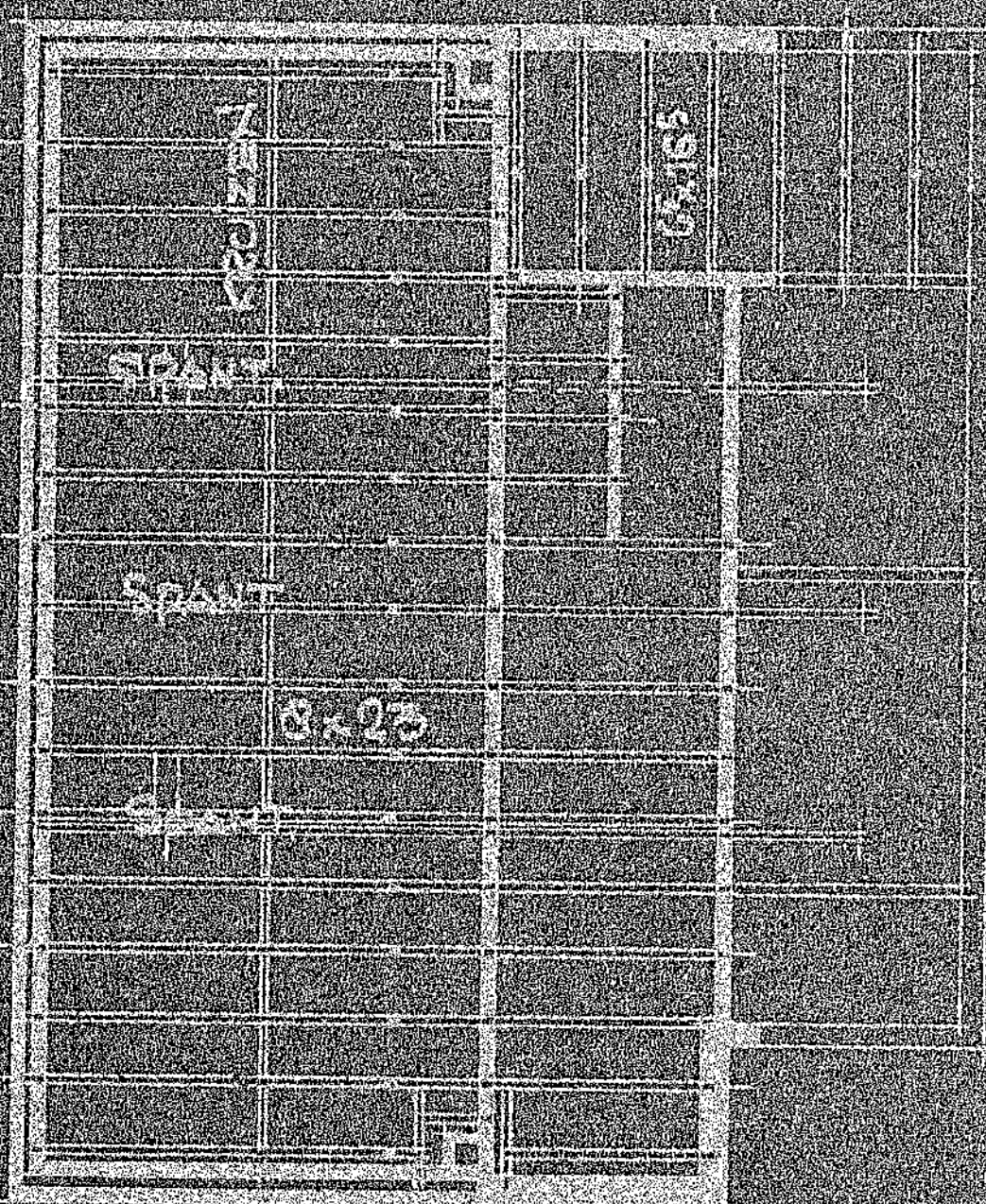
q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	1,50 m ¹	x	1,05 kN/m ²	=	1,58	kN/m ¹	
	1,00	x	1,50 "	x	0,22 "	=			0,33 "
Dak (plat)	1,00	x	1,80 "	x	0,55 "	=	0,99	"	
	1,00	x	1,80 "	x	1,00 "	=			1,80 "
Vltering	1,00	x	2,00 "	x	0,55 "	=	1,10	"	
	1,00	x	2,00 "	x	0,70 "	=			1,40 "
1e verdiepingsvloer	1,00	x	2,20 "	x	0,55 "	=	1,21	"	
	1,00	x	2,20 "	x	2,25 "	=			4,95 "
gevel	1,00	x	1,50 "	x	4,00 "	=	6,00	"	
Totaal							10,88	kN/m ¹	8,48 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	10,88 +	1,00	x	1,35	x	8,48	= 24,72 kN/m ¹
UGT verg. 6.10b	1,08	x	10,88 +	1,00	x	1,35	x	8,48	= 23,19 kN/m ¹
BGT verg. 6.14b	1,00	x	10,88 +	1,00	x	8,48 +	0,40	x	0,00 = 19,36 kN/m ¹

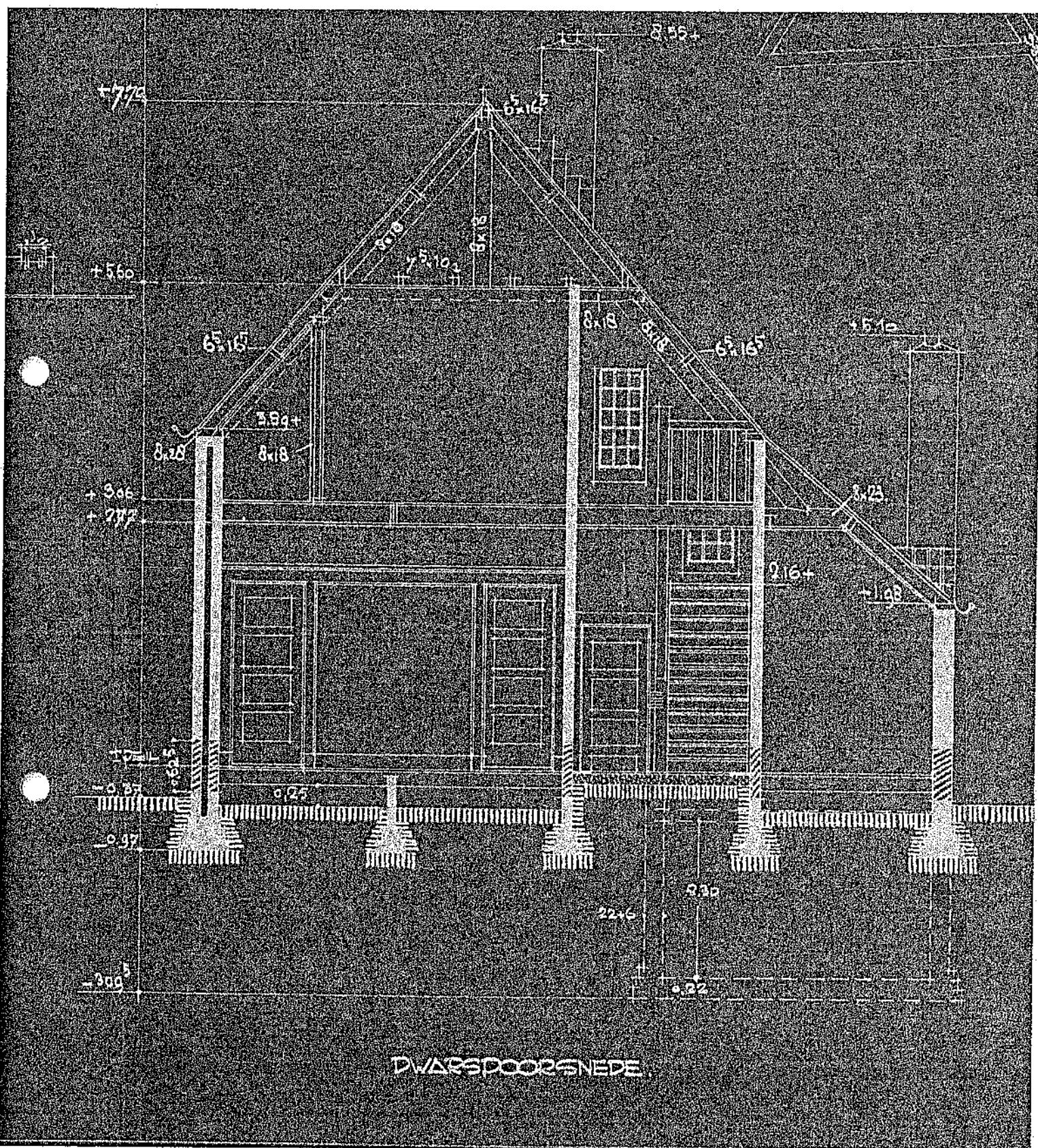
Ligger merk L3

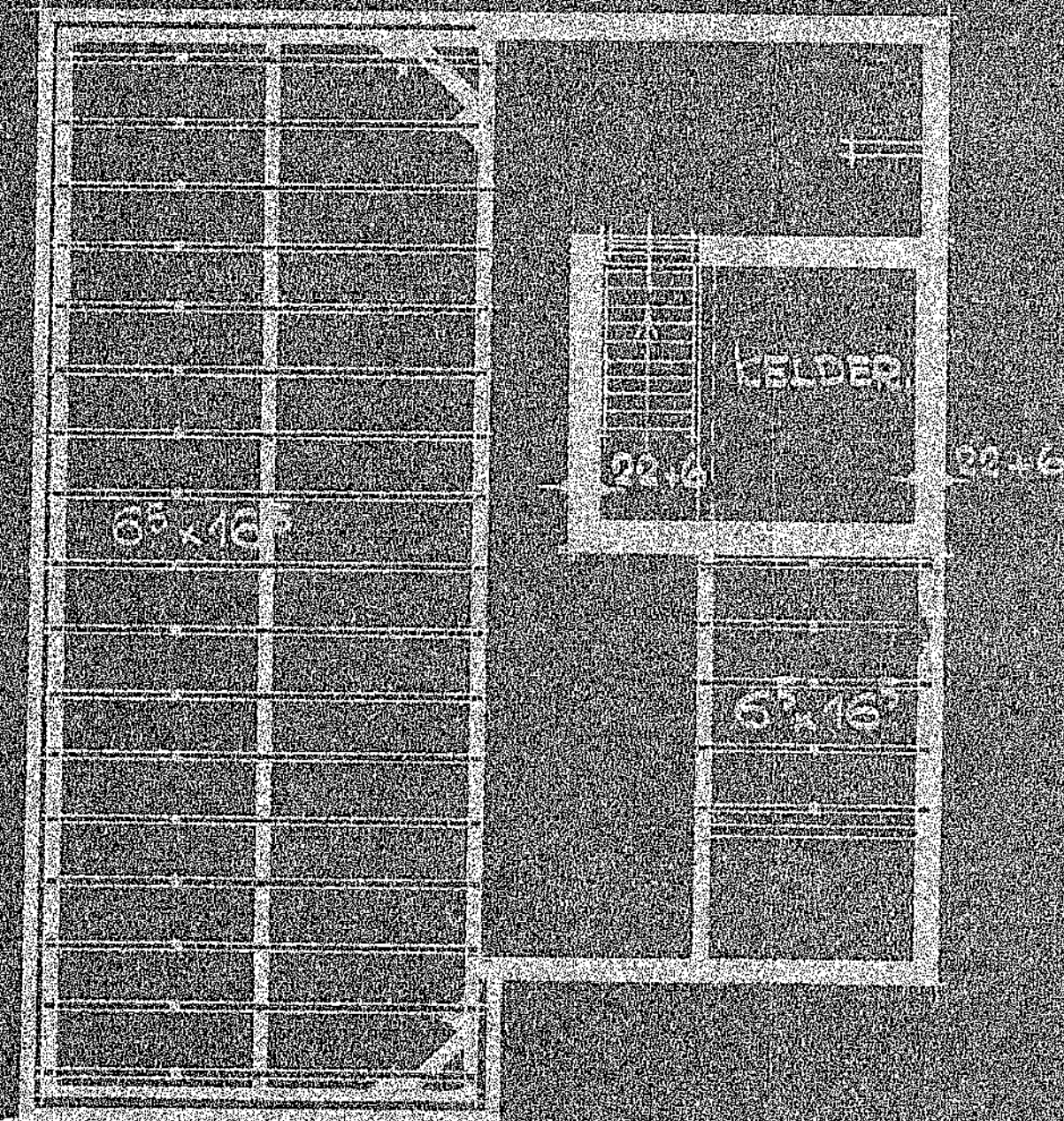
q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Vltering	1,00	x	2,50 "	x	0,55 "	=	1,38	"	
	1,00	x	2,50 "	x	0,70 "	=			1,75 "
1e verdiepingsvloer	1,00	x	4,20 "	x	0,55 "	=	2,31	"	
	1,00	x	4,20 "	x	2,25 "	=			9,45 "
wand	1,00	x	2,50 "	x	2,00 "	=	5,00	"	
Totaal							8,69	kN/m ¹	11,20 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	8,69 +	1,00	x	1,35	x	11,20	= 25,72 kN/m ¹
UGT verg. 6.10b	1,08	x	8,69 +	1,00	x	1,35	x	11,20	= 24,50 kN/m ¹
BGT verg. 6.14b	1,00	x	8,69 +	1,00	x	11,20 +	0,40	x	0,00 = 19,89 kN/m ¹



BALKLAAG VERDIEPING





BALKLAAG BEGANE GROND.

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC versie 4.10.10 gekozen NDP: NL; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie verleend aan J.W.M. te

S ligger 2 spt EC_NL
Versie: 4.10.10; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: HE240A

werk woning-Verheij
werknummer 4476
onderdeel ligger L1

materiaal S235
klasse 3 flansdikte <40

kerngegevens

norm: Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse CC1
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

$\gamma_{GJ} = 1,22$ $\xi \gamma_{GJ} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$

$\gamma_{Q1} = 1,35$ $\gamma_{Q1} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$

$\gamma_{Q2} = 1,35$ $\gamma_{Q2} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$

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

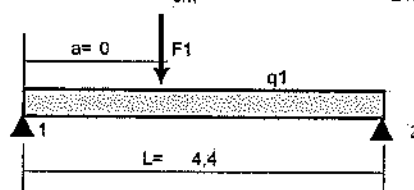
belasting profiel 1: sterke as

$\Sigma I = 7763 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,60 \text{ kN/m}$

$\Sigma W_{pl} = 745 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 76,8 \text{ cm}^2$

$\Sigma W_{st} = 675 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte $L = 4,4 \text{ m}$
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

ligger L1

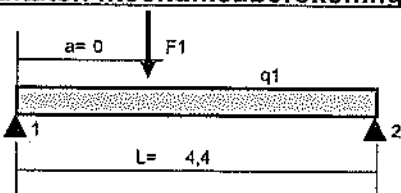
q1:

permanente belasting $G_{k1} = 25,99 \text{ kN/m}$ G_{k1} (incl.e.g.) 25,99 + 0,60 = 26,59 kN/m
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{ext+mom} = 4,49 \text{ kN/m}$ STRGED γ_{G1} G_{k1} + γ_Q ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 4,49 \text{ kN/m}$ 6.10.a: 1,22 26,59 + 1,35 4,49 = 36,37 kN/m
STRGED $\xi \gamma_{G1}$ G_{k1} + γ_Q $\Sigma Q_{ext+mom}$
6.10.b: 1,08 26,59 + 1,35 4,49 = 34,82 kN/m

UGT	buiging	0,59	dwarskracht	0,25	onderflensinklemming	0,11	kip	0,59	BGT	u_{pld}	0,53	u_{bij}	0,10
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-----------	------	-----------	------

resultaten mechanische berekeningen

ligger L1



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
G_{k1}	26,59	0,00	-58,5	58,5	58,5	58,5
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	4,49	0,00	-9,9	9,9	9,9	9,9
ULS(1) 6.10.a	38,37	0,00	-84,4	84,4	84,4	84,4
ULS(2) 6.10.b	34,82	0,00	-76,6	76,6	76,6	76,6
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	84,4 kN	$R_{Ed} =$	84,4 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{t,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
G_{k1}	0,0	0,0	64,4	2,20	8,0
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	0,0	0,0	10,9	2,20	1,3
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	82,9	2,20	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	84,3	2,20	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$		$M_{Ed,v} =$		
	0,0 kNm		92,9 kNm		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L1

belastinggevallen en combinaties

veld = $u_{1,2}$
 $u_{en} = G_{k1} = 8,0$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 vers 4.10.10 gekoppeld NDP : NL : gebruikslimiet COMMERCIELE-versie verleid aan : J.W.M. b

S ligger 2 spt EC_NL
Versie : 4.10.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 1,3$
U_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{eind}	$= U_{on} + U_{elastisch} + U_{kruip} + U_{zeeg}$	$= 9,3$
$U_{eind, toe}$	$= U_{eind, toelaatbaar}$	$= 17,6$
$U.C.$	$= U_{eind} / U_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,53$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 1,3$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 13,2$
$U.C.$	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,10$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L1

buiging, art. 6.2.5	M_{Ed}	$= 92,9$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{92,9}{158,6}$	$= 0,59$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 84,4$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{84,4}{341,1}$	$= 0,25$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 84,4$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{84,4}{781,5}$	$= 0,11$
	R_2	$= 84,4$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{84,4}{781,5}$	$= 0,11$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 92,9$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{92,9}{158,6}$	$= 0,59$
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	I_{opleg}	$= N_{Ed}$	$/ (\beta \quad b \quad f_b)$			
	R_1	$= 84,4 \cdot 10^3$	$/ (1,34 \quad 240 \quad 2,89)$			$= 91 \text{ mm}$
	R_2	$= 84,4 \cdot 10^3$	$/ (1,34 \quad 240 \quad 2,89)$			$= 91 \text{ mm}$

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

ligger L1

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 92,9 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE240A}$	A	$= 76,8 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgater)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= \text{S235}$	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}	$= 744,6 \text{ cm}^3$
			b	$= 240 \text{ mm}$	$W_{el,mon}$	$= 675,1 \text{ cm}^3$
			t_f	$= 12 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 675,1 \text{ cm}^3$
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{92,9}{158,6}$	A_f	$= 24,0$	$1,2$	$= 28,8 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 28,8$	$0,0$	$= 28,8 \text{ cm}^2$
6.14	$M_{c,Rd} = M_{b,Rd} =$	$\frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{675,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 158,6 \text{ kNm}$			
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 84,4 \text{ kN}$	profiel	$= \text{HE240A}$	A	$= 76,8 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen		kwaliteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
hoogte van het lijf	h_w	$= 206 \text{ mm}$	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	I_y	$= 7763 \text{ cm}^4$
factor in formules gelast profiel	η	$= 1$	b	$= 240 \text{ mm}$	t_f	$= 12 \text{ mm}$
			h	$= 230 \text{ mm}$	t_w	$= 7,5 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 372 \text{ cm}^3$	I_t	$= 41,6 \text{ cm}^4$
			h_w	$= 230$	12	$= 206 \text{ mm}$
			afrondingstraal in profiel		r	$= 21 \text{ mm}$
6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{84,4}{341,1}$	$= 0,25$			
6.18	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} =$	$\frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2514 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 341,1 \text{ kN}$			

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

$$6.19 \quad \frac{T_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = \frac{55}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,40$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad T_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot t} = \frac{84,4 \cdot 372 \cdot 10^2}{7763 \cdot 6} = 67 \text{ N/mm}^2$$



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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{84,4 \cdot 10^3}{1545} = 55 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f &= b \cdot t_f = 240 \cdot 12 = 28,8 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w &= h_w \cdot t_w = 206 \cdot 7,5 = 15,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 28,8 / 15,5 = 1,9 \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-profielen = 55 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

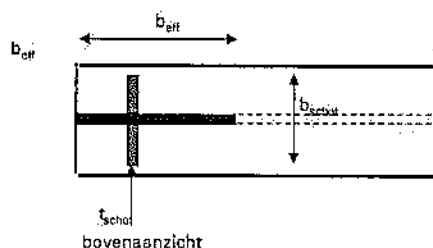
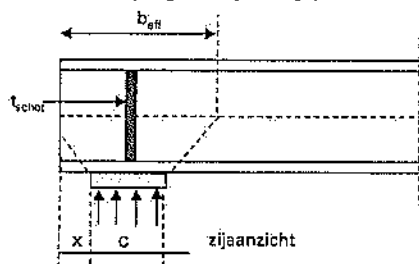
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{206}{7,5} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00} \quad \text{eis.} \quad 27,5 > 72,0$$

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 profielen	$A_v = A = 7680$	- 2	b = 240	$t_f = 12$	+	($t_w = 7,5$	+ 2	r = 21	)	$t_f = 12$	= 2514
	rekenwaarde oplegreactie	$N_{Ed} = 84,4$	kN			profiel =	HE240A				E	= 210000 N/mm ²
	extra normaalkracht in oplegging	$N_{extra} = 0$	kN			kweltheit =	S235					
	opleglerigte	c = 100	mm			$f_y = 235$	N/mm ²	$\gamma_{M1} = 1,00$				
	totale dikte schootjes	$t_{schoot} = 10$	mm			y-richting		z-richting				
	totale breedte schootjes (incl. lijf)	$b_{schoot} = 200,0$	mm			h = 230	mm	b = 240	mm			
	zijkantoplegging c tot eind ligger	x = 0,0	mm			kromme =	c	$t_w = 7,5$	mm			

er worden verstijvingsschootjes toegepast



NEN-6770 art.12.2.4

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(230,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 175,4 \text{ mm} \\ b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} &= \sqrt{(230^2 + 100^2)} &= 250,8 \text{ mm} \\ \text{kniklengte y-richting} &I_{cr,y} &= 2 &230 &= 460,0 \text{ mm} \\ \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schoot} - t_w) \cdot t_{schoot} = 175,4 \cdot 7,5 + (200,0 - 7,5) \cdot 10 = 32,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ I &= 1/12 (t_{schoot} \cdot b_{schoot}^3 + (b_{eff} - t_{schoot}) \cdot t_w^3) = 1/12 (10 \cdot 200,0^3 + (175,4 - 10) \cdot 7,5^3) = 88888 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\ \text{traagheidsstraal } I &= \sqrt{I / A} = \sqrt{(88888 \cdot 10^4 / 32 \cdot 10^2)} = 45,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{84,4 + 0,0}{761,5} = 0,11$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 1,000 \cdot 32,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 761,5 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,483 + \sqrt{(0,483^2 - 0,108^2)}} = 1,000$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,108 - 0,2) + 0,108^2] = 0,483$$

$$\begin{aligned} \lambda_y &= \alpha_y / I_y = 460 / 45,4 = 10,1 \\ \lambda_1 &= \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 \\ \alpha_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 10,1 / 93,9 = 0,108 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 84,4 \cdot 10^3 / (240 \cdot 100) = 3,52 \text{ N/mm}^2$$

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

Sligger L1

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen

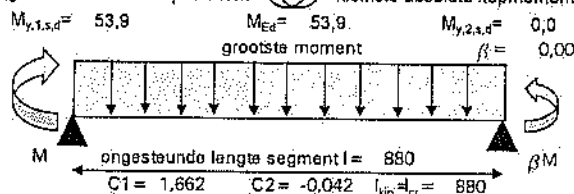
J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dlnxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC versie 4.10.10 gekozen NDP : NL ; gebruikte COMMERCIELE-versie versie van : J.W.M. b

grootste absolute kopmoment $M_{y,1,s,d} = 53,9$ kleinste absolute kopmoment $M_{y,2,s,d} = 0,0$



Invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771

tabel 10, q-last en kopmomenten

momentenverloop

parabool scharnierend

soort profiel

gewaiste (I- en H-profielen)

aangrijpingspunt belasting

zwaartepunt bovenflens

wijze zijdelingse steunen

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)

$i = 1$

reductie weerstandsmoment

$W_{red} = 0,0$ cm³

reductie doorsnede

$A_{red} = 0,0$ cm²

profiel = HE240A

$E = 210000$ N/mm²

kwallet = S235

$A = 76,8$ cm²

$f_y = 235$ N/mm²

$G = 80769$ N/mm²

$h = 230$ mm

$\gamma_{M1} = 1,00$

$t_f = 12$ mm

$b = 240$ mm

$I_x = 7763$ cm⁴

$t_w = 7,5$ mm

$I_y = 100,5$ mm

$I_z = 2769$ cm⁴

$W_{y,el} = 875,1$ cm³

$i_z = 60,0$ mm

$W_{y,pl} = 744,6$ cm³

$i_t = 41,6$ cm⁴

$W_{y,eff} = 675,1$ cm³

$h/b = 0,96$

plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen

$c_{kip,links} = 0,00$

$= 0$ mm

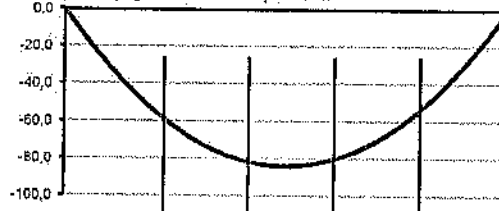
$c_{kip,rechts} = 0,20$

$= 880$ mm

$l = 880$

$= 880$ mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 53,9$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 53,9$ kNm

$l_0 = 4400$

"tokenafpraak" gekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

$l_{cr} = l_1 l = 1,00$ $880 = 880$ mm

$l_{cr} = l_2 l_{cr} = 1,00$ $880 = 880$ mm

reken met een ongesteunde lengte $l_{cr} = 880$ mm

afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt $0,00$ m

afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt $0,88$ m

kipcontrole algemeen:

$0,34$

kipcontrole gewaist profiel:

$0,34$

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{st} = 880$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

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

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

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 4400$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 880$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 53,9$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 53,9$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

Invloedsfactor uit tabel C1

$C_1 = 1,66$

Invloedsfactor uit tabel C2

$C_2 = -0,04$

verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d}$

$= 0,00$

tabel 10, q-last en kopmomenten

$B^* = 0,94$

$$\text{factor: } B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{M}{q} \cdot \frac{1}{l_{st}^2} = 0,94$$

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{1}{53,9} \cdot \frac{53,9}{34,6} \cdot \frac{1}{0,880^2} = 0,94$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipkrommeri - Algemeen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \frac{53,9}{158,6} = 0,34$$

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

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

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,496 + \sqrt{0,496^2 - 0,107^2}} = 1,020$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,107 - 0,2) + 0,107^2] = 0,496$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{675,1 \cdot 235 \cdot 10^3 / 13822} = 0,107$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{cr,0} = k_{red} C / I_y \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1,00 \cdot \frac{138}{4400} \cdot \sqrt{210000 \cdot 2769 \cdot 80769 \cdot 41,6 \cdot 10^8} = 13822 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen :

$$h / t_f \leq 75 = 230 / 12 = 19,2$$

aan deze eis wordt voldaan

J.W.M. te Bokhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikscientie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 stpt EC versie: 4.10.10 gekozen NDP: NL; gebruikscientie COMMERCIELE-versie, versie: 4.10.10

S ligger 2 stpt EC_NL
Versie: 4.10.10; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017

c) dubbel-symmetrische profielen: $\alpha = h \cdot t_w \cdot 10^{12} / I_w \cdot b \cdot l^2 \leq 575 = \frac{230}{7,5} \cdot \frac{12}{240} \cdot \frac{10^{12}}{4400} = 1408$

$k_{red} =$ als $h/t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 1408 + 1,03 = 0,954$ aan deze eis wordt niet voldaan

$h/t_w = 230 / 7,5 = 30,667$ $\alpha = 1408$ eis < 5000 conclusie: $k_{red} = 1,00$ -
toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

12.2.5.3 NEN 6771 $C = \pi \frac{C_1}{l_{kip}} \frac{l_g}{l_{kip}} \left[\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{l_{kip}^2} S^2} (C_2^2 + 1) + \pi \frac{C_2}{l_{kip}} S \right]$

$C = \pi \frac{1,662}{880} \frac{4400}{880} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870}{880^2} 1513,8^2} (-0,042^2 + 1) + \pi \frac{-0,042}{880} 1513,8 \right] = 137,7$

12.2.11.6 $S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{230}{2} \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \frac{2769,0}{41,8} \right)} = 1513,8$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{53,926}{158,6} = 0,34$ gebruik bij formulé 6.57 kromme b

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

$M_{cr} = 13822$ $\lambda_{LT} = 0,11$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

6.57 $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta^2 \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,455 + \sqrt{0,455^2 - 0,75 \cdot 0,107^2}} = 1,000$

$\chi_{LT} \leq 1 / \lambda_{LT}^2 = 1 / 0,11^2 = 87,1$ maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

6.58 $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / \eta = 1,000 / 1,00 = 1,001$ reken met $\chi_{LT,mod} = 1,000$

kip $\phi_{LT} = 0,5 \{ 1 + \eta (\lambda_{LT} + \lambda_{LT,0}) + \beta^2 \lambda_{LT}^2 \}$ $\phi_{LT} = 0,5 \{ 1 + 0,34 (0,11 + 0,4) + 0,75 \cdot 0,11^2 \} = 0,455$

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(8)

perforaties in steen: $\leq 0 \%$

gemiddelde druksterkte mortel: $f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$

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 rechts: $a_{1,r} = 500 \text{ mm}$

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

3.1 $f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,68} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$

2.4.3(1) bepaling rekenwaarde van de druksterkte: $f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,0 = 2,89 \text{ N/mm}^2$

$\beta =$ kleinste waarde van $1,25 + a_1 / 2 h_c$ en $1,5 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34$ reken met $\beta = 1,34$

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC versie 4.10.10 gebouwen NDP: NL; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie, versie van: J.W.M. te



S ligger 2 spt EC_NL

Versie: 4.10.10; NDP: NL

printdatum: 15-06-2017

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: HE240A

werk

woning Verheij

werknummer

4476

onderdeel

ligger L2

materiaal: S235

klasse 3 flensdikte <40

kerngegevens

norm:

Eurocode NIEUWBOUW

ontwerplevensduur klasse

= 3

gevolgklasse

CC1

correctiefactor voor formule 6.10.b

 $\xi = 0,89$ de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage.

ontwerplevensduur

= 50 jaar

toepassing

gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a

6.10.b

6.1 partiële factoren

 $\gamma_{G1} = 1,22$ $\xi \gamma_{G1} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$ $\gamma_{G1} = 1,35$ $\gamma_{G1} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$ $\gamma_{G2} = 1,35$ $\gamma_{G2} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$

kipcontrole uitschakelen?

nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

diverse factoren

gebouwcategorie

A: woon- en verblijfsruimtes

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

(gewichtsberekening)

 $\psi_0 = 0,4$

(elastische doorbuiging)

 $\psi_1 = 0,5$

(kruip)

 $\psi_2 = 0,3$

reductiefactor vloerbelasting

 $\psi_1 = 1,00$

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

 $L = 4,4 \text{ m}$

toelaatbare einddoorbuiging

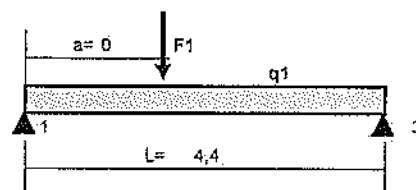
 $l_1 = 250 \cdot L$

toelaatbare bijkomende doorbuiging

 $l_1 = 333 \cdot L$

toegepaste zeeg

0 mm



belastingen en combinaties

ligger L2

q1:

permanente belasting

 $G_{k1} = 10,88 \text{ kN/m}$ $G_{k1} \text{ (incl. e.g.)}$

10,88

+

0,60

=

11,48 kN/m

opgelegde belasting extreem+mom.

 $\Sigma Q_{\text{extr}+mom} = 8,48 \text{ kN/m}$

STR.GEO.

 γ_{G1} G_{k1}

+

 γ_G ΣQ_{mom}

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{\text{mom}} = 4,49 \text{ kN/m}$

6.10.a:

1,22

11,48

+

1,35

4,49

=

20,01 kN/m

STR.GEO.

 $\xi \gamma_{G1}$ G_{k1}

+

 γ_G $\Sigma Q_{\text{extr}+mom}$

6.10.b:

1,08

11,48

+

1,35

8,48

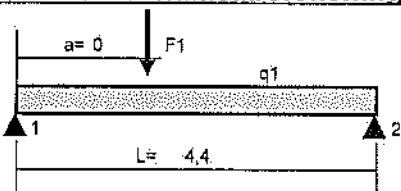
=

23,87 kN/m

UGT	buiging	0,36	dwarskracht	0,15	onderflensinklemming	0,07	kip	0,36	BGT	u_{end}	0,34	u_{el}	0,19
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------------	------	-----------------	------

resultaten mechanica berekeningen

ligger L2



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
G_{k1}	11,48	0,00	-25,3	25,3	25,3	25,3
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	8,48	0,00	-18,7	18,7	18,7	18,7
ULS(1) 6.10.a	20,01	0,00	-44,0	44,0	44,0	44,0
ULS(2) 6.10.b	23,87	0,00	-52,5	52,5	52,5	52,5
maatgevende waarden			$V_{\text{Ed}} = 52,5$	kN	$R_{\text{Ed}} = 52,5$	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{\text{veld,max}}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
G_{k1}	0,0	0,0	27,8	2,20	3,4
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	0,0	0,0	20,5	2,20	2,5
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	48,4	2,20	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	57,8	2,20	
maatgevende waarden	$M_{\text{Ed},1} = 0,0$	kNm	$M_{\text{Ed},v} = 57,8$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L2

belastinggevallen en combinaties

veld

= $u_{1,2}$ u_{en} = G_{k1}

= 3,4

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 stpt EC versie: 4.10.10 gekoren NOP: NL; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie verleend aan: J.W.M. b

S ligger 2 stpt EC_NL

Versie: 4.10.10; NDP: NL

printdatum: 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 2,5$
U_{zeeg}	$=$ volgens opgave	$= 0,0$
U_{eind}	$= U_{en} + U_{elastisch} + U_{ruip} + U_{zeeg}$	$= 8,0$
$U_{eind, toe}$	$= U_{eind, toelaatbaar}$	$= 17,6$
$U.C.$	$= U_{eind} / U_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,34$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 2,5$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 13,2$
$U.C.$	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,19$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L2

buiging, art. 6.2.5	M_{Ed}	$= 57,8$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{57,8}{158,6}$	$= 0,36$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 52,5$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{52,5}{341,1}$	$= 0,15$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 52,5$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{52,5}{761,5}$	$= 0,07$
	R_2	$= 52,5$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{52,5}{761,5}$	$= 0,07$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 57,8$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{57,8}{158,6}$	$= 0,36$
opleglerigte, art. 6.9 EC steen	R_1	$= \frac{N_{Ed}}{l_{opleg}} = \frac{52,5 \cdot 10^3}{1,34 \cdot 240 \cdot 2,89}$				$= 57 \text{ mm}$
	R_2	$= \frac{N_{Ed}}{l_{opleg}} = \frac{52,5 \cdot 10^3}{1,34 \cdot 240 \cdot 2,89}$				$= 57 \text{ mm}$

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

ligger L2

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 57,8 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE240A}$	A	$= 76,8 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgater)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliiteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
de boutgaten mogen worden voorwaarloosd						
			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	$= 12 \text{ mm}$	$W_{el,max}$	$= 675,1 \text{ cm}^3$
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{57,8}{158,6}$	A_f	$= 24,0$	$1,2$	$= 28,8 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 28,8$	$0,0$	$= 28,8 \text{ cm}^2$

6.14	$M_{c,Rd} = M_{t,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{675,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	$= 158,6 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE240A}$	A	$= 76,8 \text{ cm}^2$
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 52,5 \text{ kN}$	kwaliiteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
profiel		gewalste I en H profielen	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	I_y	$= 7763 \text{ cm}^4$
hoogte van het lijf	h_w	$= 206 \text{ mm}$	b	$= 240 \text{ mm}$	t_f	$= 12 \text{ mm}$
factor in formules gelast profiel	η	$= 1$	h	$= 230 \text{ mm}$	t_w	$= 7,5 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 372 \text{ cm}^3$	I_t	$= 41,6 \text{ cm}^4$
			h_w	$= 230$	12	$= 206 \text{ mm}$
			afroningstraal in profiel		r	$= 21 \text{ mm}$

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{52,5}{341,1} = 0,15$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2514 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 341,1 \text{ kN}$$

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

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = \frac{34}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,26$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot S = \frac{52,5 \cdot 372 \cdot 10^2}{7763 \cdot 6} = 42 \text{ N/mm}^2$$



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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{52,5 \cdot 10^3}{1545} = 34 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f = b \cdot t_f &= 240 \cdot 12 = 28,8 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w = h_w \cdot t_w &= 206 \cdot 7,5 = 15,5 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 28,8 / 15,5 = 1,9 \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-profielen = 34 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

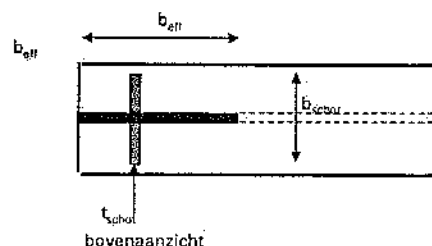
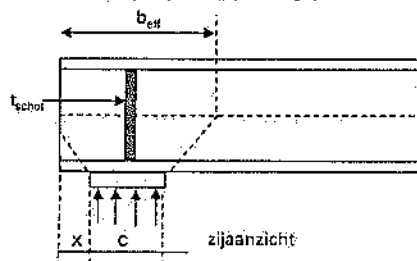
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{206}{7,5} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00} \quad \text{els} \quad 27,5 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

(3) a	gewalste I en H profielen.	$A_f = A$	-2	b	t_f	+	t_w	+2	r	t_f	
		$A_f = 7680$	-2	240	12	+	7,5	+2	21	12	= 2514
rakenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	52,5	kN	profiel	=	HE 240A	E			= 210000 N/mm ²
extra normaalkracht in oplegging	N_{extra}	=	0	kN	kwallet	=	S235				
opleglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00
totale dikte schootjes	t_{schoot}	=	10	mm	y-richting	=			z-richting		
totale breedte schootjes (incl. lijf)	b_{schoot}	=	200,0	mm	h	=	230	mm	b	=	240 mm
zijkant oplegging c tot eind ligger	x	=	0,0	mm	kromme	=	c	t_w	=	7,5	mm

er worden verstijvingsschootjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(230,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 175,4 \text{ mm} \\ b_{eff} &\leq \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(230^2 + 100^2)} = 250,8 \text{ mm} \\ \text{kniklengte y-richting} \quad l_{cr,y} &= 2 \cdot 230 = 460,0 \text{ mm} \\ \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schoot} - t_w) \cdot t_{schoot} = 175,4 \cdot 7,5 + (200,0 - 8) \cdot 10 = 32,40 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ I &= 1/12 (t_{schoot} b_{schoot}^3 + (b_{eff} t_{schoot} + (b_{schoot} - t_w) t_{schoot})^3) = 1/12 (10 \cdot 200,0^3 + (175,4 \cdot 10 + (200,0 - 8) \cdot 10)^3) = 45,4 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\ \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I / A} = \sqrt{(45,4 \cdot 10^4 / 32 \cdot 10^2)} = 37,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{52,5 + 0,0}{761,5} = 0,07$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 1,000 \cdot 32,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 761,5 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,483 + \sqrt{0,483^2 - 0,108^2}} = 1,000$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,108 - 0,2) + 0,108^2] = 0,483$$

$$\begin{aligned} 6.50 \quad \lambda_y &= \pi \sqrt{I_y / A} = 460 / 37,5 = 10,1 \\ \lambda_1 &= \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 \\ \lambda_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 10,1 / 93,9 = 0,108 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 52,5 \cdot 10^3 / (240 \cdot 100) = 2,19 \text{ N/mm}^2$$

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

Ilgger L2

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

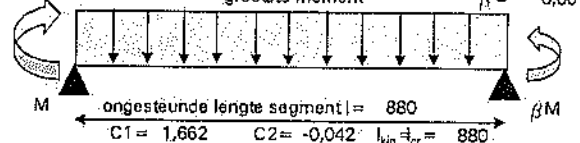
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

5 ligge 2 stpt EC-versie: 4.10.10 gekozen NDP: NL : gebruikte COMMERCIELE-versie: variërend aan J.W.M. p

grootste absolute kopmoment kleinste absolute kopmoment

$M_{y,1,s,d} = 37,0$ $M_{Ed} = 37,0$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$

$\beta = 0,00$



Invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771

tabel 10, q-last en kopmomenten

momentenverloop

parabool scharnierend

soort profiel

gewalste J- en H-profielen

aangrijpingspunt belasting

zwaartepunt bovenflens

wijze zijdelingse steunen

tussen 2 gaffels

aanvullende invoer via een liggerberekeningen:

invoer van de kipsteunen

door gelijkmatige verdeling

te controleren veld

veld 1

grænstoestand

UGT2 vol 6.10.b

aantal kipsteunen

n = 4

te controleren liggerdeel (tussen de kipsteunen)

1

kipcontrole algemeen:

0,23

kipcontrole gewalst profiel

0,23

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kip} = l_{st} = 880$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

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

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

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 4400$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 880$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 37,0$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 37,0$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

reductie weerstandsmoment

reductie doorsnede

profiel = HE240A E = 210000 N/mm²

kwalletieit = S235 A = 78,8 cm²

$f_y = 235$ N/mm² G = 80769 N/mm²

h = 230 mm $\gamma_{M1} = 1,00$

$I_y = 12$ mm⁴ b = 240 mm

$I_y = 7763$ cm⁴ $I_w = 7,5$ mm⁴

$I_y = 100,5$ mm⁴ $I_z = 2769$ cm⁴

$W_{y,el} = 675,1$ cm³ $I_z = 80,0$ mm⁴

$W_{y,pl} = 744,6$ cm³ $I_z = 41,6$ cm⁴

$W_{y,eff} = 675,1$ cm³ h/b = 0,96

plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen

$C_{kip,links} = 0,00$ 4400 = 0 mm

$C_{kip,rechts} = 0,20$ 4400 = 880 mm

l = 880 0 = 880 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 37,0$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 37,0$ kNm

$l_g = 4400$

"lokale spraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

$l_{k1} = f_1 l = 1,00 \cdot 880 = 880$ mm

$l_{k2} = f_2 l = 1,00 \cdot 880 = 880$ mm

reken met een ongesteunde lengte $l_{kip} = l_g = 880$ mm

afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt = 0,00 m

afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt = 0,88 m

invloedsfactor uit tabel C1

$C_1 = 1,66$

invloedsfactor uit tabel C2 -1 0,042

$C_2 = -0,04$

verhouding $\phi = \eta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d}$

= 0,00

tabel 10, q-last en kopmomenten

$B^* = 0,94$

$$\text{factor } B^* = \frac{B}{8} \cdot \frac{M}{l_{st}^2} = \frac{8}{8} \cdot \frac{37,0}{880^2} = 0,23$$

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{37,0}{23,9 \cdot 0,880^2} = 0,94$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{37,0}{158,6} = 0,23$$

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

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

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,496 + \sqrt{0,496^2 - 0,107^2}} = 1,020$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \chi_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,107 - 0,2) + 0,107^2] = 0,496$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y f_y / M_{cr}} = \sqrt{675,1 \cdot 235 \cdot 10^6 / 13822} = 0,107$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{k0} K_{red} C / I_g \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1,00 \cdot \frac{138}{4400} \cdot \sqrt{210000 \cdot 2769 \cdot 80769 \cdot 41,6 \cdot 10^8} = 13822 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen :

$$h / t_f \leq 75 = \frac{230}{12} = 19,2$$

aan deze eis wordt voldaan

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S figger 2 stpt EC versie : 4.10.10 gekozen NDP : NL ; gebruiksfactor COMMERCIELE-versie : versieend aan J.W.M. a

S figger 2 stpt EC_NL

Versie : 4.10.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

c) dubbel-symmetrische profielen :

$$\alpha = h t_1 10^{12} / t_w^3 b^2 f_g \leq 575 = \frac{230}{7,5^3} \frac{12}{240} \frac{10^{12}}{4400^2} = 1408$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h/t_w > 75: k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-6} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-6} \cdot 1408 + 1,03 = 0,954$$

$$h/t_w = \frac{230}{7,5} = 30,667 \quad \alpha = 1408 \quad \text{eis} < 5000 \quad \text{conclusie:} \quad k_{red} = 1,00$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

$$12.2.5.3 \quad C = \pi \frac{C_1}{l_{kp}} \frac{l_2}{l_{kp}} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{\pi^2}{l_{kp}^2} S^2\right)} \left(C_2^2 + 1 \right) + \pi \frac{C_2}{l_{kp}} S \right]$$

NEN 6771

$$C = \pi \frac{1,662}{880} \frac{4400}{880} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{9,870}{880^2} 1513,6^2\right)} \left(-0,042^2 + 1 \right) + \pi \frac{-0,042}{880} 1513,6 \right] = 137,7$$

$$12.2.11.6 \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{Gd} \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{230}{2} \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \frac{2769,0}{41,6} \right)} = 1513,6$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

$$6.54 \quad \frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{36,962}{158,6} = 0,23 \quad \text{gebruik bij formule 6.57 kromme b}$$

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

$$M_{ed} = 13822 \quad \chi_{LT} = 0,11 \quad \text{als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen}$$

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \chi_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,455 + \sqrt{0,455^2 - 0,75 \cdot 0,107^2}} = 1,000$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \chi_{LT}^2 = 1 / 0,11^2 = 87,1 \quad \text{maatgevende waarde} \quad \chi_{LT} = 1,000$$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / \eta = 1,000 / 1,00 = 1,001 \quad \text{reken met } \chi_{LT,mod} = 1,000$$

$$f = 1 - 0,5 \left(1 - k_{\phi} \right) \left(1 - 2,0 \chi_{LT,mod}^2 \right) \leq 1,0 \quad f = 1 - 0,5 \left(1 - 0,94 \right) \left(1 - 2,0 \cdot 0,107^2 - 0,8 \right) = 0,999$$

$$\text{kip} \quad \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \eta \chi_{LT}^2 \left(\chi_{LT}^2 + \chi_{LT,mod}^2 + \beta \chi_{LT}^2 \right) \right] \quad \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,34 \left(0,11^2 - 0,4 \right) + 0,75 \cdot 0,11^2 \right] = 0,455$$

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 $\leq 0 \%$ gemiddelde druksterkte mortel $f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$ hoogte van wand tot niveau onder de last $h_c = 2800 \text{ mm}$ afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links $a_{l,r} = 500 \text{ mm}$ afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rechts $a_{r,l} = 500 \text{ mm}$ lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_b$$

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

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,0 = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_1 / 2 h_c \text{ en } 1,5 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34 \quad \text{reken met } \beta = 1,34$$

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 stpt EC versie : 4.10.10 gekozen NDP : NL : gebruikslicentie COMMERCIELE-versie verkend aan : J.W.M.



S ligger 2 stpt EC_NL

Versie : 4.10.10 NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: HE120A

werk

woning Verheij

werknummer

4476

onderdeel

ligger L3

materiaal S235

klasse 3 flensdikta <40

kerngegevens

norm:

Eurocode NIEUWBOUW

ontwerplevensduur klasse

= 3

gevolgklasse

OC1

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

 $\gamma_{G1} = 1,22$ $\xi \gamma_{G1} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$ $\gamma_{Q1} = 1,35$ $\gamma_{Q1} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$ $\gamma_{Q2} = 1,35$ $\gamma_{Q2} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$

klpcontrole uitschakelen?

nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

diverse factoren

gebuwcategorie

A: woon- en verblijfsruimtes

(gewichtsberkening)

 $\psi_0 = 0,4$

(elastische doorbuiging)

 $\psi_1 = 0,5$

(kruip)

 $\psi_2 = 0,3$

reductiefactor vloerbelasting

 $\psi_3 = 1,00$

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1:

sterke as

 $\Sigma I = 606$ $\Sigma g = 0,20$ $\Sigma W_{pl} = 120$ $\Sigma A = 25,3$ $\Sigma W_{pl} = 106$ $E = 210000$

liggerlengte

 $L = 2,5$ m

toelaatbare einddoorbuiging

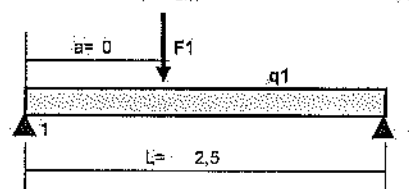
1: 250 * L

toelaatbare bijkomende doorbuiging

1: 333 * L

toegepaste zeeg

0 mm



belastingen en combinaties

ligger L3

q1:

permanente belasting

 $G_{k1} = 8,69$ kN/m G_{k1} (incl. g.)

8,69

+ 0,20

= 8,89 kN/m

opgelegde belasting extreem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = 11,2$ kN/m

STRIGO

 γ_{G1} G_{k1} + γ_Q ΣQ_{mom}

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = 11,2$ kN/m

6.10.a

1,22

8,89

+ 1,35 11,20 = 25,92 kN/m

STRIGO

 $\xi \gamma_{G1}$ G_{k1} + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b

1,08

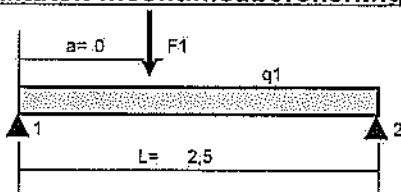
8,89

+ 1,35 11,20 = 24,73 kN/m

UGT	buiging	0,81	dwarskracht	0,28	onderflensinklemming	0,05	kip	0,81	BGT	u_{bind}	0,80	u_{bij}	0,60
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

ligger L3



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
G_{k1}	8,69	0,00	-11,1	11,1	11,1	11,1
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	11,20	0,00	-14,0	14,0	14,0	14,0
ULS(1) 6.10.a	25,92	0,00	-32,4	32,4	32,4	32,4
ULS(2) 6.10.b	24,73	0,00	-30,9	30,9	30,9	30,9
maatgevende waarden			$V_{Ed} = 32,4$ kN		$R_{Ed} = 32,4$ 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_{k1}	0,0	0,0	6,9	1,25	3,6
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	8,8	1,25	4,5
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	20,2	1,25	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	19,3	1,25	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = 0,0$ kNm		$M_{Ed,v} = 20,2$ kNm		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L3

belastinggevallen en combinaties

veld

= $u_{1,2}$ $u_{en} = G_{k1}$

= 3,6

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC versie : 4.10.10 gelaten NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie, versied aan : J.W.M. te

S ligger 2 spt EC_NL

Versie : 4.10.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 4,5$
U_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{elind}	$= U_{en} + U_{elastisch} + U_{kruip} + U_{zeeg}$	$= 8,0$
$U_{elind, toe}$	$= U_{elind, toelaatbaar}$	$= 10,0$
$U.C.$	$= U_{elind} / U_{elind, toelaatbaar}$	$= 0,80$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 4,5$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 7,5$
$U.C.$	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,60$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L3

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	$= 20,2$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{20,2}{25,0}$	$= 0,81$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 32,4$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{32,4}{114,2}$	$= 0,28$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 32,4$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{p,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{32,4}{606,1}$	$= 0,05$
	R_2	$= 32,4$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{32,4}{606,1}$	$= 0,05$
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 20,2$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{20,2}{25,0}$	$= 0,81$
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	R_1	$= 32,4 \cdot 10^3$		$\frac{l_{opleg}}{l} \leq \frac{N_{Ed}}{N_{p,Rd}}$	$= \frac{32,4 \cdot 10^3}{606,1}$	$= 70 \text{ mm}$
	R_2	$= 32,4 \cdot 10^3$		$\frac{l_{opleg}}{l} \leq \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$	$= \frac{32,4 \cdot 10^3}{606,1}$	$= 70 \text{ mm}$

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

ligger L3

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 20,2 \text{ kNm}$	profiel	$= \text{HE120A}$	A	$= 25,3 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgaten)	$A_{f,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= \text{S235}$	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}	$= 119,5 \text{ cm}^3$
			b	$= 120 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 106,3 \text{ cm}^3$
			t_f	$= 8 \text{ mm}$	$W_{el,max}$	$= 106,3 \text{ cm}^3$
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{20,2}{25,0}$	A_f	$= 12,0$	$0,8$	$= 9,6 \text{ cm}^2$
			$A_{f,net}$	$= 9,6$	$-$	$0,0$

6.14	$M_{c,Rd} = M_{b,Rd} =$	$\frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} =$	$\frac{106,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} =$	25,0	kNm			
rekenwaarde dwarskracht	$V_{Ed} =$	32,4	kN	profiel	=	HE120A	A	= 25,3 cm ²
profiel		gewalste I en H profielen		kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	= 1,00
hoogte van het lijf	$h_w =$	98	mm	$f_y =$	235	N/mm ²	$I_y =$	606 cm ⁴
factor in formules gelast profiel	$\eta =$	1	-	$b =$	120	mm	$t_f =$	8 mm
				$h =$	114	mm	$t_w =$	5 mm
dikte in beschouwde punt	$t =$	6	mm	$S_y =$	60	cm ³	$I_t =$	6,0 cm ⁶
				$h_w =$	114	-	8	2= 98 mm
				afrondingstraal in profiel			$r =$	12 mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{32,4}{114,2} = 0,28$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{842 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 114,2 \text{ kN}$$

(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 plooien volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{T_{Ed}}{f_y \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \gamma_{M0} \right)} = \frac{66}{235 \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 1,00 \right)} = 0,49$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad T_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot t} = \frac{32,4 \cdot 60 \cdot 10^3}{606 \cdot 6} = 53 \text{ N/mm}^2$$



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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{indien } A_f/A_w \geq 0,6 = \frac{32,4 \cdot 10^3}{490} = 66 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f &= b \cdot t_f = 120 \cdot 8 = 9,6 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w &= h_w \cdot t_w = 98 \cdot 5 = 4,9 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f/A_w &= 9,6 / 4,9 = 2,0 \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-profielen = 66 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

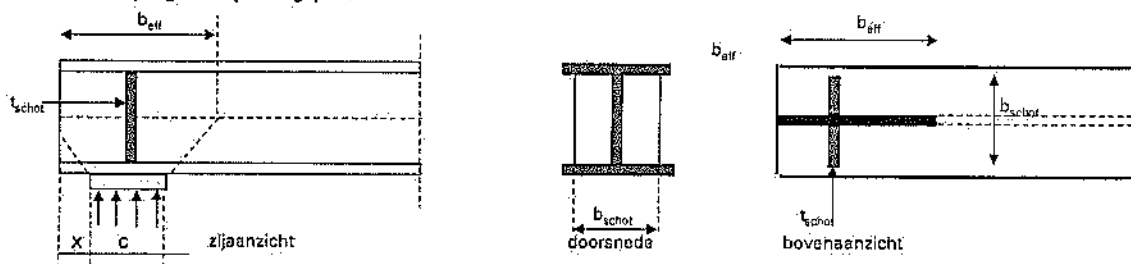
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{e}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{98}{5} > 72 \frac{1,00}{1,00} \quad \text{eis} \quad 19,6 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

(3) a	gewenste I en H profielen	$A_{ef} = A = 2530$	$b = 120$	$t_f = 8$	$t_w = 5$	$r = 12$	$t_f = 8$	$= 842$
	rekenwaarde oplegreactie	$N_{Ed} = 32,4$	kN	profiel	= HE120A	E	= 210000	N/mm ²
	extra normaalkracht in oplegging	$N_{extra} = 0$	kN	kwaliteit	= S235			
	opleglengte	$c = 100$	mm	f_y	= 235	N/mm ²	γ_{M1}	= 1,00
	totale dikte schotjes	$t_{schot} = 10$	mm	y-richting			z-richting	
	totale breedte schotjes (incl. lijf)	$b_{schot} = 200,0$	mm	h	= 114	mm	b	= 120
	zijkant oplegging c tot eind ligger	$x = 0,0$	mm	kromme	= c		t_w	= 5

er worden verstijvingschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(114,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100/2 = 125,8 \text{ mm} \\ b_{eff} &\leq \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(114^2 + 100^2)} = 151,6 \text{ mm} \\ \text{kniklengte y-richting} \quad l_{cr,y} &= 114 \\ \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 125,8 \cdot 5 + (200,0 - 5) \cdot 10 = 25,79 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ I &= 1/12 (t_{schot} b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) t_w^3) = 1/12 (10 \cdot 200,0^3 + (125,8 - 10) \cdot 5^3) = 10^6 \text{ mm}^4 \\ \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I/A} = \sqrt{(666,79 \cdot 10^4 / 26 \cdot 10^2)} = 50,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{32,4 + 0,0}{606,1} = 0,05$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 1,000 \cdot 25,8 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 606,1 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,464 + \sqrt{(0,464^2 - 0,048^2)}} = 1,000$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,048 - 0,2) + 0,048^2] = 0,464$$

$$\begin{aligned} 6.50 \quad \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 114 / 50,8 = 2,24 \\ \lambda_1 &= \pi \sqrt{(E / f_y)} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 \\ \lambda_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 2,24 / 93,9 = 0,024 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 32,4 \cdot 10^3 / (120 \cdot 100) = 2,70 \text{ N/mm}^2$$

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

ligger L3

schema van het te controleren liggerssegment tussen gaffels of kipsteunen

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

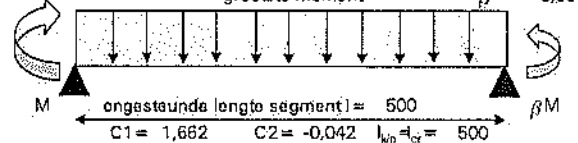
Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC_NL versie : 4.10.10 gekozen NDP : NL gebruikte licentie COMMERCIELE-versie versie van J.W.M. te

grootste absolute kopmoment $M_{y,1,s,d} = 12,4$ kleinste absolute kopmoment $M_{y,2,s,d} = 0,0$

$M_{Ed} = 12,4$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $\beta = 0,00$



invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771

tabel 10, q-last en kopmomenten

momentenverloop

parabool scharnierend

soort profiel

gewalste I- of H-profielen

aangrijpingspunt belasting

zwaartepunt bovenflens

wijze zijdelingse steunen

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

kipcontrole algemeen:

0,50

kipcontrole gewalst profiel

0,50

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kip} = l_{st} = 500$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

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

$f_2 = \{1,4 - 0,8 \beta\} = \{1,4 - 0,8 \cdot 0,00\} = 1,40$

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 2500$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 500$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 12,4$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 12,4$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

factor

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{M}{l_{st}^2} = \frac{12,4}{500^2}$$

B*

$$B^* = \frac{8}{8} \cdot \frac{12,4}{24,7 \cdot 0,500^2} = 0,94$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{12,4}{25,0} = 0,50$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 106,3 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 25,0 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,498 + \sqrt{0,498^2 - 0,118^2}} = 1,018$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] \quad \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 (0,118 - 0,2) + 0,118^2 \right] = 0,498$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{106,3 \cdot 235 \cdot 10^3 / 1808} = 0,118$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{k0} = k_{red} C / l_g \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t} = 1,00 \cdot \frac{93}{2500} \cdot \sqrt{210000 \cdot 231 \cdot 80769 \cdot 6,0 \cdot 10^9} = 1808 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen :

$$h / t_f \leq 75 = 114 / 8 = 14,3$$

aan deze eis wordt voldaan.

reductie weerstandsmoment

$W_{red} = 0,0$ cm³

reductie doorsnede

$A_{red} = 0,0$ cm²

profiel = HE120A

$E = 210000$ N/mm²

kwaliteit = S235

$A = 25,3$ cm²

$f_y = 235$ N/mm²

$G = 80769$ N/mm²

$h = 114$ mm

$\gamma_{M1} = 1,00$

$t_f = 8$ mm

$b = 120$ mm

$I_y = 606$ cm⁴

$t_w = 5$ mm

$I_y = 48,9$ mm

$I_z = 231$ cm⁴

$W_{y,el} = 106,3$ cm³

$i_z = 30,2$ mm

$W_{y,pl} = 119,5$ cm³

$I_t = 6,0$ cm⁴

$W_{y,eff} = 106,3$ cm³

$h/b = 0,95$

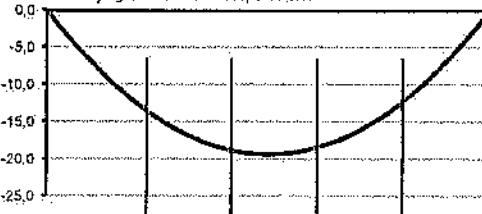
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen

$C_{kip,links} = 0,00$ * 2500 = 0 mm

$C_{kip,rechts} = 0,20$ * 2500 = 500 mm

$l = 500$ - 0 = 500 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 12,4$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 12,4$ kNm

$l_g = 2500$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

$f_{st} = f_t = 1,00$ 500 = 500 mm

$l_{kip} = f_{st} = f_t = 1,00$ 500 = 500 mm

reken met een ongesteunde lengte $l_{kip} = l_{cr} = 500$ mm

afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m

afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,50 m

invloedsfactor uit tabel C1

$C_1 = 1,88$

invloedsfactor uit tabel C2 -1 0,042

$C_2 = -0,04$

verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d}$

$\varphi = 0,00$

tabel 10, q-last en kopmomenten

$B^* = 0,94$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

5 tussel 2 sept EC versie : 4.10.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie verleend aan J.W.M.

S ligger 2 stpt EC_NL

Versie : 4.10.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

c) dubbel-symmetrische profielen :

$$\alpha = h t_1 10^{12} / (t_w^3 b f_{td}^2) \leq 575 = \frac{114}{5^3} \frac{8}{120} \frac{10^{12}}{2500^2} = 9728$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h/t_w > 75; k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 9728 + 1,03 = 0,505$$

$$h/t_w = 114 / 5 = 22,8 \quad \alpha = 9728 \quad \text{eis} < 5000 \quad \text{conclusie:} \quad k_{red} = 1,00$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN-6770

12.2.5.3

NEN 6771

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

$$C = \pi \frac{1,862}{500} \frac{2500}{500} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870^2}{500^2} 570,6^2} (-0,042^2 + 1) + \pi \frac{-0,042}{500} 570,6 \right] = 93,3$$

12.2.11.b

$$S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \frac{l_z}{l_t} \right)} = \frac{114}{2} \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \frac{230,9}{6,0} \right)} = 570,6$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \frac{12,368}{25,0} = 0,50 \quad \text{gebruik bij formule 6.57 kromme b}$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 106,3 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 25,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 12,368 \quad \chi_{LT} = 0,12 \quad \text{als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen}$$

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta^* \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,457 + \sqrt{0,457^2 - 0,75 \cdot 0,118^2}} = 1,000$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \lambda_{LT}^2 = 1 / 0,12^2 = 724 \quad \text{maatgevende waarde} \quad \chi_{LT} = 1,000$$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,002 \quad \text{reken met } \chi_{LT,mod} = 1,000$$

$$f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(0,118 - 0,8)]^2 = 0,998$$

$$\text{kip} \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT}^2 + \beta^* \lambda_{LT}^2)] \quad \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,12^2 + 0,75 \cdot 0,118^2)] = 0,457$$

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	$\leq 0 \%$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$
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 rechts	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$

$$\text{lintvoegen: } \geq 8,0 \text{ mm en } \leq 15 \text{ mm}$$

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d$$

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

$$3.1 \quad f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,66} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_{M1} = 5,8 / 2,0 = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_1 / 2 h_c \text{ en } 1,5 = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34 \quad \text{reken met } \beta = 1,34$$

opmerking

J.W.M. te Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018



S 6_3_1 prismatische op druk belaste staven EC NL
Versie : 3.7.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

S 6_3_1 prismatische op druk belaste staven EC, versie : 3.7.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie :

q voor Bouwtechniek Dinxperlo tot 1-4-2018

prismatische op druk belaste staaf (centrisch belaste staalkolom)

K.100.0x100.0x5.0

werk

woning Verheij

worknummer

4476

uc y-richting

0,50

materiaal S235

onderdeel

kolom K1

uc z-richting

0,50

klasse 3

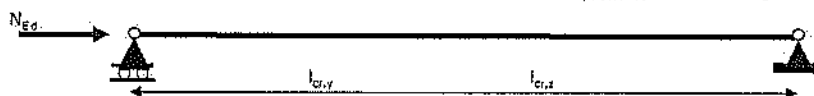
dikte

<40

art. 6.3.1 prismatische op druk belaste staven

kolom K1

rekenwaarde normaalkracht	N_{Ed}	=	137,5	kN	profiel	=	K.100.0x100.0x5. E	=	210000	N/mm ²		
kniklengte y-richting	$l_{cr,y}$	=	3000	mm	kwiteit	=	S235	A	=	18,4	cm ²	
kniklengte z-richting	$l_{cr,z}$	=	3000	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	-
reductie doorsnede	A_{red}	=	0	cm ²	y-richting	=			z-richting	=		
kipkromme aanpassen naar warmgewalste buizen?	nee				i_y	=	38,4	mm	i_z	=	38,4	mm
					kromme	=	c		kromme	=	c	



y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{137,5}{277} \quad = \quad 0,50$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,643 \cdot 18,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 277,2 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \quad \chi_y = \frac{1}{1,000 + \sqrt{1,000^2 - 0,831^2}} = 0,643$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,49 (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 1,000$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_y = \lambda_{y1} / \lambda_1 = 78,1 / 93,9 = 0,831$$

$$N_{cr} = A \cdot f_y / \lambda_y^2 = 18,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 0,831^2 = 624,32 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 137,5 / 624,32 = 0,220$$

$$6.52 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr})} = \sqrt{(18,4 \cdot 10^2 \cdot 235 / 624,32 \cdot 10^3)} = 0,831$$

$$6.53 \quad \text{bij klasse 4 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A_{eff} \cdot f_y / N_{cr})} = \sqrt{(18,4 \cdot 10^2 \cdot 235 / 624,32 \cdot 10^3)} = 0,831$$

conclusie: hier komt hetzelfde uit als uit formule 6.50, en 6.51

z-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{137,5}{277} \quad = \quad 0,50$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,643 \cdot 18,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 277 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_z^2}} \leq 1,0 \quad \chi_z = \frac{1}{1,000 + \sqrt{1,000^2 - 0,831^2}} = 0,643$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,000$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_z = \lambda_{z1} / \lambda_1 = 78,1 / 93,9 = 0,831$$

$$N_{cr} = A \cdot f_y / \lambda_z^2 = 18,4 \cdot 235 \cdot 10^1 / 0,831^2 = 624,32 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 137,5 / 624,32 = 0,220$$

Belasting Liggers

Categorie A
woon, en verblijfsruimtes

ψ_0 0,40 ψ_1 0,50 ψ_2 0,30

veiligheidsklasse	CC1	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk
6,10a		1,22	1,35
6,10b		1,08	1,35

Ligger merk L4, L5 en L6

q1

	b/ba	afm.	basisbel.	blijvend	varanderlijk
Dak (plat)	1,00 x	1,90 "	x 0,55 "	= 1,05 "	
	1,00 x	1,90 "	x 1,00 "	=	1,90 "
ligger	1,00 x	1,00 "	x 0,20 "	= 0,20 "	
Totaal				1,25 kN/m ²	1,90 kN/m ²
UGT verg. 6,10a	1,22 x	1,25 + 1,00	x 1,35 x	1,90 =	4,08 kN/m ²
UGT verg. 6,10b	1,08 x	1,25 + 1,00	x 1,35 x	1,90 =	3,91 kN/m ²
BGT verg. 6,14b	1,00 x	1,25 + 1,00	x 1,90 + 0,40 x	0,00 =	3,15 kN/m ²

Ligger merk L7

q1

	b/ba	afm.	basisbel.	blijvend	varanderlijk
Dak (plat)	1,00 x	1,90 "	x 0,55 "	= 1,05 "	
	1,00 x	1,90 "	x 1,00 "	=	1,90 "
ligger	1,00 x	1,00 "	x 0,20 "	= 0,20 "	
Totaal				1,25 kN/m ²	1,90 kN/m ²
UGT verg. 6,10a	1,22 x	1,25 + 1,00	x 1,35 x	1,90 =	4,08 kN/m ²
UGT verg. 6,10b	1,08 x	1,25 + 1,00	x 1,35 x	1,90 =	3,91 kN/m ²
BGT verg. 6,14b	1,00 x	1,25 + 1,00	x 1,90 + 0,40 x	0,00 =	3,15 kN/m ²

Ligger merk L8

q1

	b/ba	afm.	basisbel.	blijvend	varanderlijk
gevel	1,00 x	1,00 "	x 2,00 "	= 2,00 "	
ligger	1,00 x	1,00 "	x 0,35 "	= 0,35 "	
Totaal				2,35 kN/m ²	0,00 kN/m ²
UGT verg. 6,10a	1,22 x	2,35 + 1,00	x 1,35 x	0,00 =	2,87 kN/m ²
UGT verg. 6,10b	1,08 x	2,35 + 1,00	x 1,35 x	0,00 =	2,54 kN/m ²
BGT verg. 6,14b	1,00 x	2,35 + 1,00	x 0,00 + 0,40 x	0,00 =	2,35 kN/m ²

Ligger merk L9 ern L10

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Dak (plat)	1,00	x	1,70 "	x	0,55 "	=	0,94 "		
	1,00	x	1,70 "	x	0,56 "	=			0,95 "
gevel	1,00	x	1,00 "	x	2,00 "	=	2,00 "		
ligger	1,00	x	1,00 "	x	0,20 "	=	0,20 "		
					Totaal		3,14	kN/m ²	0,95 kN/m ²
UGT verg. 6.10a	1,22	x	3,14 + 1,00	x	1,35	x	0,95 =		5,11 kN/m ²
UGT verg. 6.10b	1,08	x	3,14 + 1,00	x	1,35	x	0,95 =		4,67 kN/m ²
BGT verg. 6.14b	1,00	x	3,14 + 1,00	x	0,95 +		0,40 x	0,00 =	4,09 kN/m ²

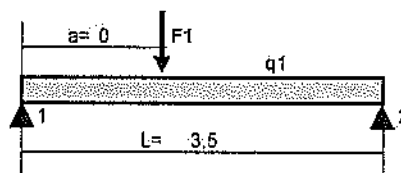


ligger op 2 steunpunten met q- en puntlast, houten balk :

118 x 196
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = houten ligger L4, L5 en L6

norm	Eurocode NIEUWBOUW	ontwerplevensduur	= 50 jaar
ontwerplevensduur Klasse	= 3	toepassing:	gebouwen en andere gewone constructies
veiligheidsklasse	= CC1	belastingfactoren	
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$	formule 6.10.a	$\gamma_{GJ} = 1,22$
de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage			$\gamma_{Q1} = 1,35$
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes		$\gamma_{Q2} = 1,35$
(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0,4$	formule 6.10.b	$\xi \gamma_{GJ} = 1,08$
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$		$\gamma_{Q1} = 1,35$
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$		$\gamma_{Q2} = 1,35$
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_i = 1,00$	formule 6.10.a en b	$\gamma_{GJ} = 0,90$ (gunstig)
liggerlengte	$L = 3,5$ m		
staallengte z-richting, ongesteund	$L_z = 3,5$ m		
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde		
wijze van steunen	gesteund		
aangrijpingspunt van steunen	aan drukzijde		
toelaatbare einddoorbuiging	1: 250 * L		
toelaatbare bijkomende doorbuiging	1: 333 * L		
toegepaste zeeg	0 mm		



belastingen en combinaties

houten ligger L4, L5 en L6

q1:

permanente belasting	$G_{k1} = 1,25$ kN/m	G_{k1} (incl.e.g.)	1,25	=	1,25 kN/m
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{ext+mom} = 1,9$ kN/m	STRGEO γ_{GJ}	$G_{k1} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{mom}$		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 1,9$ kN/m	6.10.a: 1,22	1,25 + 1,35 1,90	=	4,08 kN/m
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} = 0,4$	STRGEO $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k1} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{ext+mom}$		
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k2}	$\psi_{0,2} = 0,4$	6.10.b: 1,08	1,25 + 1,35 1,90	=	3,92 kN/m
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} = 0,3$	EQU 1,10	$G_{k1} + 1,50 \Sigma Q_{ext+mom}$		
quasie-permanente factor ΣQ_{k2}	$\psi_{2,2} = 0,3$	6.10: 1,10	1,25 + 1,50 1,90	=	4,23 kN/m
		EQU en STRGEO	$0,9 G_{k1} = 0,9$		
$\Sigma Q_{k1} = (\Sigma Q_{ext+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			$= (1,9 - 1,9) / (1 - 0,4) = 0,00$		
$\Sigma Q_{k2} = (\Sigma Q_{ext+mom} - \Sigma Q_{k1}) / \psi_{0,2}$			$= (1,9 - 0,00) / 0,4 = 4,75$		
kruip = $K_{def} (G_{k1} + \psi_{2,1} Q_{k1} + \psi_{2,2} Q_{k2})$	0,60		$(1,25 + 0,3 \cdot 0,00 + 0,3 \cdot 4,75) = 1,61$		

F1:

permanente belasting	$G_{k1} = 0$ kN	G_{k1} (incl.e.g.)	0	=	0,00 kN
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{ext+mom} = 0$ kN	STRGEO γ_{GJ}	$G_{k1} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{mom}$		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 0$ kN	6.10.a: 1,22	0,00 + 1,35 0,00	=	0,00 kN
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} = 0,4$	STRGEO $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k1} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{ext+mom}$		
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k2}	$\psi_{0,2} = 0,4$	6.10.b: 1,08	0,00 + 1,35 0,00	=	0,00 kN
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} = 0,3$	EQU 1,10	$G_{k1} + 1,50 \Sigma Q_{ext+mom}$		
quasie-permanente factor ΣQ_{k2}	$\psi_{2,2} = 0,3$	6.10: 1,10	0,00 + 1,50 0,00	=	0,00 kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links)	$a = 0$ m	EQU en STRGEO	$0,9 G_{k1} = 0,9$		
$\Sigma Q_{k1} = (\Sigma Q_{ext+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			$= (0 - 0,00) / (1 - 0,4) = 0,00$		
$\Sigma Q_{k2} = (\Sigma Q_{ext+mom} - \Sigma Q_{k1}) / \psi_{0,2}$			$= (0 - 0,00) / 0,4 = 0,00$		
kruip = $K_{def} (G_{k1} + \psi_{2,1} Q_{k1} + \psi_{2,2} Q_{k2})$	0,60		$(0,00 + 0,3 \cdot 0,00 + 0,3 \cdot 0,00) = 0,00$		



materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren houten ligger L4, L5 en L6

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30	-
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte/breedte	$k_h =$	1,05	-
houlbreedte	b= 118 mm	hoogtefactor buigsterkte/hoogte	$k_h =$	1,00	-
houlhoogte	h= 196 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,90	kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,80	kort
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= kort	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,60	blijvend
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)	nee	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,50	blijvend
factor voor volume-effect	s= 0,12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$	0,60	-
$\sigma_{m,ed}$ berekenen met formule	6.32				

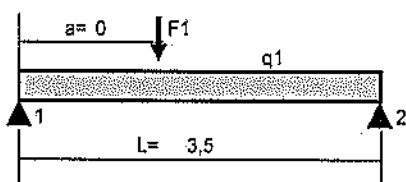
unity-checks

ULS	buiging	0,50	dwarskracht	0,15	stabiliteit	0,50	SLS	U_{limd}	0,81	U_{lij}	0,80
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

materiaal- en profielgegevens houten ligger L4, L5 en L6

		f_{yk}	f_{td}	f_{td}	k_h of k_t	k_{mod}	f_{crep}	/	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
treksterkte	$f_{t0,k}$	14,5 N/mm ²	$f_{t0,d}$	1	1,00	1,05	0,90	14,5 /	1,30	= 10,53 N/mm ²
treksterkte	$f_{t90,k}$	0,4 N/mm ²	$f_{t90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c0,k}$	21 N/mm ²	$f_{c0,d}$	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54 N/mm ²
druksterkte	$f_{c90,k}$	2,5 N/mm ²	$f_{c90,d}$	1		0,90	2,5	/	1,30	= 1,73 N/mm ²
schuifsterkte	f_{vk}	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	$E_{0,d}$	1		0,90	11000	/	1,30	= 7615 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	$E_{90,mean}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	370 N/mm ²	$E_{90,mean}$	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	$\frac{1}{12}$	118	196 ³			= 7404 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1 $\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	196	118 ³			= 2684 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1 $\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	118	196 ²			= 755,5 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1 $\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	196	118 ²			= 454,9 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1 $\cdot bh$	=	1		118	196			= 231,3 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$		=	$\sqrt{\quad}$	(	7404	/	231	)	= 56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$		=	$\sqrt{\quad}$	(	2684	/	231	)	= 34,1 mm

resultaten mechanica berekeningen houten ligger L4, L5 en L6



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,l}$	1,25	0,00	-2,19	2,19	2,19	2,19
$Q_{k,1} + \psi_{0,l} \cdot Q_{k,l}$	1,90	0,00	-3,33	3,33	3,33	3,33
$k_{def} \cdot (G_{k,l} + \psi_{0,l} \cdot Q_{k,1} + \psi_{0,l} \cdot Q_{k,l})$	1,61	0,00	-2,81	2,81	2,81	2,81
ULS(1) 6.10.a	4,08	0,00	-7,15	7,15	7,15	7,15
ULS(2) 6.10.b	3,92	0,00	-6,85	6,85	6,85	6,85
maatgevende waarden			$V_{ed} =$	7,15 kN	$R_{ed} =$	7,15 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	1,91	1,75	3,0
$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	0,0	0,0	2,91	1,75	4,6
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,j})$	0,0	0,0	2,46	1,75	3,9
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	6,25	1,75	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	6,00	1,75	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = 0,0$	kNm	$M_{Ed,v} = 6,3$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

houten ligger L4, L5 en L6

veld	=		=	11,2
u_{on}	=	$G_{k,j}$	=	3,0
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	=	4,6
u_{kruip}	=	$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	=	3,9
u_{zeeg}	=	volgens opgave	=	0,0
u_{gind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	=	11,4
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$	=	14,0
u.c.	=	$u_{gind} / u_{eind,toelaatbaar}$	=	0,81
u_{bij}	=	$u_{elastisch} + u_{kruip}$	=	8,4
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	=	10,5
u.c.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	=	0,80

toetsingen uiterste grenstoestand

houten ligger L4, L5 en L6

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$M_{Ed,y} = 6,3$	kNm	$W_y = 756$	cm ³	$f_{m,yd} = 16,6$	N/mm ²	$b = 118$	mm
						$h = 196$	mm

$$\sigma_{m,yd} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{6,3 \cdot 10^6}{756 \cdot 10^3} = 8,3 \text{ N/mm}^2$$

6.11 unity-check $\sigma_{m,yd} / f_{m,yd} = 8,3 / 16,6 = 0,50$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

rekenwaarde q-last op balk

niet gereduceerde dwarskracht

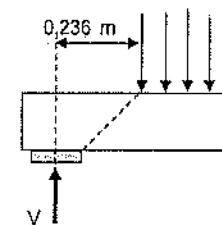
$b_i = 80$	mm	$f_{vd} = 2,77$	N/mm ²	$b = 118$	mm
$q_d = 3,92$	kN/m ²			$h = 196$	mm
$V = 7,1$	kN				

$$V_{red} = (0,5 b_i + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 196) \cdot 3,92 = 0,92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 7,1 - 0,92 = 6,22 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 6,22 \cdot 1000}{2 \cdot 118 \cdot 196} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

6.13 unity-check $\tau_d / f_{vd} = 0,40 / 2,77 = 0,15$



art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

6.33 $\sigma_{m,d} / (k_{0,d} f_{m,d}) = 8,3 / (1,00 \cdot 16,6) = 0,50$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkraft	$N_{Ed} = 0$	kN	$W_y = 756$	cm ³	$f_{e,0,k} = 21,0$	N/mm ²	$b = 118$	mm
moment	$M_{y,Ed} = 6,3$	kNm	$A = 231,3$	cm ²	$f_{e,0,d} = 14,5$	N/mm ²	$h = 196$	mm
staaf lengte z-richting, ongesteund	$l_z = 3500$	mm			$f_{m,k} = 24$	N/mm ²	$I_z = 2684$	cm ⁴
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05} = 7400$	N/mm ²			$f_{m,yd} = 16,6$	N/mm ²	$I_z = 34,1$	mm
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,d} = 11000$	N/mm ²					$\lambda_z = 102,7$	-
glijdingsmodulus	$G_{0,05} = 462,5$	N/mm ²					$K_{0,d} = 0,6$	-
factor quasi-blijvende belasting	$\psi_2 = 0,3$	-					$\beta_c = 0,2$	-
balk- en belastingtype	2 steunpunten + q-last							
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde							
wijze van steunen	ongesteund							

$$\begin{aligned} \text{druk} \quad \sigma_{c,0.05} &= N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 231,3 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{buiging y} \quad \sigma_{m,y,d} &= M_{y,Ed} / W_y = 6,253 \cdot 10^6 / 756 \cdot 10^3 = 8,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$2.10 \quad E_{0,05,br} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 7400 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 6271 \text{ N/mm}^2$$

$$2.11 \quad G_{0,05,br} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 462,5 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 392 \text{ N/mm}^2$$

$$6.30 \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / G_{m,crk}} = \sqrt{24 / 115,8} = 0,46$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \quad \sigma_{m,crk} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{or}) / (I_{or} W_y)} \\ \sigma_{m,crk} = \pi \sqrt{(7400 \cdot 2684 \cdot 10^4 \cdot 463 \cdot 7108,8 \cdot 10^4) / (3542 \cdot 756 \cdot 10^3)} = 94,9 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \quad \sigma_{m,crk} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{or}) = 0,78 \cdot 118^2 \cdot 7400 / (196 \cdot 3542) = 115,8 \text{ N/mm}^2$$

rekenen met: $\sigma_{m,crk} = 115,8 \text{ N/mm}^2$

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{m,crk} = (G_{0,05} I_{or} / (E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L^2)) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{m,crk} = (7108,8 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 196^2 \cdot 2684 \cdot 10^4 / (3542^2)) \cdot 4 \cdot 7400 / (118 \cdot 196^3) \\ \sigma_{m,crk} = 156,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{or} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{or} = \frac{1}{3} \cdot 118^3 \cdot 196 \{ 1 - 0,63 \cdot 118 / 196 + 0,525 (118 / 196)^5 \} \cdot 10^{-4} = 7108,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_{or} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3500 + 2 \cdot 196 = 3542 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{c,0.05} / E_{0,05})} = 102,7 / \pi \cdot \sqrt{(21,0 / 7400)} = 1,742$$

$$6.26 \quad k_{c,z} = 1 / \{ k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 2,16 + \sqrt{(2,16^2 - 1,742^2)} \} = 0,29$$

$$6.28 \quad k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 (1 + 0,2 (1,742 - 0,3) + 1,742^2) = 2,16$$

$$6.34 \quad k_{crk} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crk} = 1 = 1,00$$

$$k_{crk} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \quad k_{crk} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,46 = 1,22$$

$$k_{crk} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crk} = 1 / 0,46^2 = 4,82$$

als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt $k_{crk} = 1,0$ maatgevende waarde: $k_{crk} = 1,0$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crk} f_{m,d}) = 8,3 / (1,00 \cdot 16,6) = 0,50$$

opmerking:

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikscategorie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018
H ligger 2 stpl EC versie : 4.8.10 gekozen NDP : NL ; gebruikscategorie COMMERCIELE-versie : verpend aen : tot 1-4-2018



H ligger 2 stpl EC_NL
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

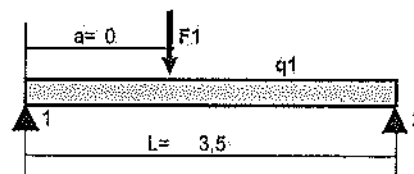
ligger op 2 steunpunten met q- en puntlast, houten balk :

118 x 196
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = houten ligger L4, L5 en L6

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerplevensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing: gebouwen en andere gewone constructies.
veiligheidsklasse = CC1 belastingfactoren
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ formule 6.10.a $\gamma_{GJ} = 1,22$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage $\gamma_{Q1} = 1,35$
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes $\gamma_{Q2} = 1,35$
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ formule 6.10.b $\xi \gamma_{GJ} = 1,08$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ $\gamma_{Q1} = 1,35$
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ $\gamma_{Q2} = 1,35$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ formule 6.10.a en b $\gamma_{GJ} = 0,90$ (gunstig)

liggerlengte $L = 3,5$ m
staallengte z-richting, ongesteund $L_z = 3,5$ m
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde
toelaatbare einddoorbuiging $1: 250 \cdot L$
toelaatbare bijkomende doorbuiging $1: 333 \cdot L$
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

houten ligger L4, L5 en L6

q1:

permanente belasting	$G_{k,j} = 1,25$ kN/m	$G_{k,j}$ (incl. e.g.)	1,25	=	1,25	kN/m'
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 1,9$ kN/m	STRUOED γ_{GJ}	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{mom}$			
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 1,9$ kN/m	6.10.a: $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{extr+mom}$			
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$	STRUOED $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{extr+mom}$			
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$	6.10.b: $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{extr+mom}$			
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$	ECU	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{extr+mom}$			
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$	6.10: $\xi \gamma_{GJ}$	$G_{k,j} + \gamma_{GJ} \Sigma Q_{extr+mom}$			
		ECU en STRUOED	$0,9 G_{k,j}$	=	0,9	1,25 = 1,13 kN/m'
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			$(1,9 - 1,9) / (1 - 0,4)$	=	0,00	0,00 kN/m'
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			$(1,9 - 0,00) / 0,4$	=	4,75	4,75 kN/m'
kruip = $k_{der} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60		$(1,25 + 0,3 \cdot 0,00 + 0,3 \cdot 4,75)$	=	1,61	1,61 kN/m'

sterkteklasse	= naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M = 1,30$
materiaal	= gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte/breedte	$k_h = 1,05$
houtbreedte	$b = 118$ mm	hoogtefactor buigsterkte/hoogte	$k_h = 1,00$
houthoogte	$h = 196$ mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} = 0,90$ kort
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} = 0,80$ kort
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= kort	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} = 0,60$ blijvend
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)	nee	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} = 0,50$ blijvend
factor voor volume-effect	$s = 0,12$ bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{vol} = 0,60$
$\sigma_{m,ref}$ berekenen met formule	6.32		

unity-checks

ULS	buiging	0,50	dwarskracht	0,15	stabiliteit	0,50	SLS	u_{sind}	0,81	u_{bij}	0,80
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

materiaal- en profielgegevens

houten ligger L4, L5 en L6

			$f_{k,d} =$	c	$K_{h \text{ of } K_1}$	k_{mod}	$f_{k,rep.}$	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	
treksterkte	$f_{t,90,k}$	14,5	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1	1,00	1,05	0,90	14,5	/	1,30	=	10,53	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	$f_{c,90,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	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	
glijdingsmodulus	G_k	690	N/mm ²	G_d	1		1,00	690	/	1,00	=	690	N/mm ²	
elasticiteitsmodul naaldhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	=	370	N/mm ²	

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H-ligger 2 stpl EC_NL versie : 4.8.10 gekozen NDP : NL : gebruikscategorie COMMERCIELE-versie versieend aan :

tot 1-4-2018

H-ligger 2 stpl EC_NL

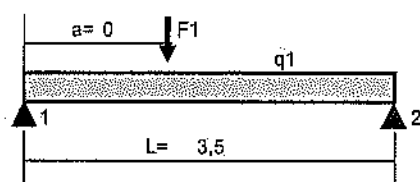
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

elasticiteitsmodi loophout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean}$	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	$I_y =$	$1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	118	196^3		=	7404	10 ⁴ mm ⁴	
traagheidsmoment	$I_z =$	$1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$		=	1	$\frac{1}{12}$	196	118^3		=	2684	10 ⁴ mm ⁴	
weerstandsmoment	$W_y =$	$1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	118	196^2		=	755,5	10 ³ mm ³	
weerstandsmoment	$W_z =$	$1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$		=	1	$\frac{1}{6}$	196	118^2		=	454,9	10 ³ mm ³	
oppervlak	$A =$	$1 \cdot b h$		=	1		118	196		=	231,3	10 ² mm ²	
traagheidsstraal	$I_y = \sqrt{(I_y / A)}$			=	$\sqrt{}$		7404	/	231	)	=	56,6	mm
traagheidsstraal	$I_z = \sqrt{(I_z / A)}$			=	$\sqrt{}$		2684	/	231	)	=	34,1	mm

resultaten mechanische berekeningen

houten ligger L4, L5 en L6



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,i}$	1,25	0,00	-2,19	2,19	2,19	2,19
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	1,90	0,00	-3,33	3,33	3,33	3,33
$k_{def} \cdot (G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	1,61	0,00	-2,81	2,81	2,81	2,81
ULS(1) 6.10.a	4,08	0,00	-7,15	7,15	7,15	7,15
ULS(2) 6.10.b	3,92	0,00	-6,85	6,85	6,85	6,85
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	7,15 kN	$R_{Ed} =$	7,15 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{vold,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,i}$	0,0	0,0	1,91	1,75	3,0
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	2,91	1,75	4,6
$k_{def} \cdot (G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,0	0,0	2,46	1,75	3,9
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	6,25	1,75	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	6,00	1,75	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$	0,0 kNm	$M_{Ed,v} =$	6,3 kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

houten ligger L4, L5 en L6

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,i}$
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$
u_{knulp}	=	$k_{def} \cdot (G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$
u_{zeeg}	=	volgens opgave
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{knulp} + u_{zeeg}$
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$
$u.c.$	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$
u_{bij}	=	$u_{elastisch} + u_{knulp}$
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$
$u.c.$	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$

toetsingen uiterste grenstoestand

houten ligger L4, L5 en L6

art. 6.1.6 enkele buiging

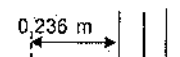
moment in y-richting	$M_{Ed,y} =$	6,3	kNm	$W_y =$	756	cm ³	$f_{m,y,d} =$	16,6	N/mm ²	$b =$	118	mm
										$h =$	196	mm

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{6,3 \cdot 10^6}{756 \cdot 10^3} = 8,3 \text{ N/mm}^2$$

$$6.11 \text{ unity-check } \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 8,3 / 16,6 = 0,50$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	$b_p =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,77	N/mm ²	$b =$	118	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	3,92	kN/m				$h =$	196	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	7,1	kN						



J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

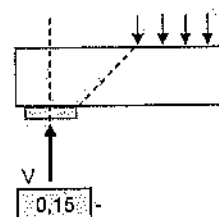
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H ligger 2 stpt EC versie : 4.8.10 gekozen, NDP : NL : gebruikslicentie COMMERCIELE-versie verleend aan :

tot 1-4-2018

H ligger 2 stpt EC_NL
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

$$\begin{aligned}
 V_{red} &= (0,5 b_f + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,08 + 0,196) \cdot 3,92 = 0,92 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= V - V_{red} = 7,15 - 0,92 = 6,22 \text{ kN} \\
 \tau_d &= 3 V_{Ed} / 2bh = \frac{3 \cdot 6,22}{2 \cdot 118 \cdot 196} = 0,40 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$



$$6.13 \quad \text{unity-check} = \tau_d / f_{vd} = 0,40 / 2,77 = 0,15$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 8,3 / (1,00 \cdot 16,6) = 0,50$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkkracht	$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$	$W_y = 756 \text{ cm}^3$	$f_{c,d,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2$	$b = 118 \text{ mm}$
moment	$M_{y,Ed} = 6,3 \text{ kNm}$	$A = 231,3 \text{ cm}^2$	$f_{c,d,d} = 14,5 \text{ N/mm}^2$	$h = 196 \text{ mm}$
staaf lengte z-richting, ongesteund	$l_z = 3500 \text{ mm}$		$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	$I_z = 2684 \text{ cm}^4$
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$		$f_{m,d} = 16,6 \text{ N/mm}^2$	$I_z = 34,1 \text{ mm}$
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,d} = 11000 \text{ N/mm}^2$			$\lambda_z = 102,7$
glijdingsmodulus	$G_{0,05} = E_{0,05} / 16 = 462,5 \text{ N/mm}^2$		modificatiefactor vervorming	$K_{def} = 0,6$
factor quasi-blijvende belasting	$\psi_2 = 0,3$		factor voor rechtheid (6.29)	$\beta_c = 0,2$
balk- en belastingtype	2 steunpunten + q-last			
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde			
wijze van steunen	ongesteund			

$$\begin{aligned}
 \text{druk} \quad \sigma_{c,d} &= N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 231,3 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{buiging y} \quad \sigma_{m,y,d} &= M_{y,Ed} / W_y = 6,253 \cdot 10^6 / 756 \cdot 10^3 = 8,3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$2.10 \quad E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 7400 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 6271 \text{ N/mm}^2$$

$$2.11 \quad G_{0,05,fin} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 462,5 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 392 \text{ N/mm}^2$$

$$6.30 \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{(f_{m,k} / \sigma_{m,crit})} = \sqrt{(24 / 115,8)} = 0,46$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \quad \sigma_{m,crit} = \pi^2 \cdot \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}) / (I_{ef} W_y)} = \pi^2 \cdot \sqrt{(7400 \cdot 2684 \cdot 10^4 \cdot 463 \cdot 7108,8 \cdot 10^4) / (3542 \cdot 756 \cdot 10^3)} = 94,9 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \quad \sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{ef}) = 0,78 \cdot 118^2 \cdot 7400 / (196 \cdot 3542) = 115,8 \text{ N/mm}^2$$

rekenen met: $\sigma_{m,crit} = 115,8 \text{ N/mm}^2$

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{m,crit} = (G_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{m,crit} = (7108,8 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 196^2 \cdot 2684 \cdot 10^4) / (3542^2) \cdot 4 \cdot 7400 / (118 \cdot 196^3) = 156,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{tor} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 118^3 \cdot 196 \{ 1 - 0,63 \cdot 118 / 196 + 0,525 (118 / 196)^5 \} \cdot 10^{-4} = 7108,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_{ef} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3500 + 2 \cdot 196 = 3542 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{c,d,k} / E_{0,05})} = 102,7 / \pi \cdot \sqrt{(21,0 / 7400)} = 1,742$$

$$6.26 \quad k_{\phi,z} = 1 / \{ k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 2,16 + \sqrt{(2,16^2 - 1,742^2)} \} = 0,29$$

$$6.28 \quad k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 (1 + 0,2 (1,742 - 0,3) + 1,742^2) = 2,16$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,46 = 1,22$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crit} = 1 / 0,46^2 = 4,82$$

als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt $k_{crit} = 1,0$ maatgevende waarde $k_{crit} = 1,00$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 8,3 / (1,00 \cdot 16,6) = 0,50$$

opmerking

J.W.M. de Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H ligger 3 stpt EC versie : 4.7.10 gekozen NDP : NL ; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie tot 1-4-2018

H ligger 3 stpt EC_NL

Versie : 4.7.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

ligger op 3 steunpunten belast door 2 q-lasten , houten balk :

142 x 171

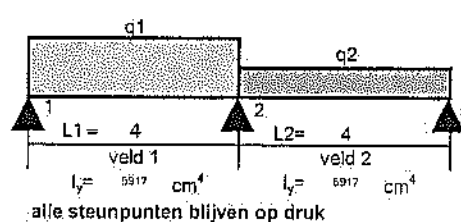
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = ligger L7

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing: gebouwen en andere gewone constructies
veiligheidsklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ψ volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ - formule 6.10.b
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -
reductiefactor vloerbelasting $\psi_1 = 1,00$ - formule 6.10.a en b

$\gamma_{a1} = 1,22$ -
 $\gamma_{a1} = 1,35$ -
 $\gamma_{a1} = 1,35$ -
 $\xi \gamma_{a1} = 1,08$ -
 $\gamma_{a1} = 1,35$ -
 $\gamma_{a1} = 1,35$ -
 $\gamma_{a1} = 0,90$ (gunstig)

liggerlengte L1 = 4 m
liggerlengte L2 = 4 m
staallengte z-richting, ongesteund Lz = 4 m
aangrijpingspunt van de belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg veld 1 0 mm
toegepaste zeeg veld 2 0 mm



alle steunpunten blijven op druk

belastingen en combinaties

ligger L7

q1:

permanente belasting	$G_{k1} = 1,25$ kN/m	G_{k1} (incl.e.g.)	1,25	=	1,25	kN/m'
opgelegde belasting extreem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 1,9$ kN/m	STR/GEO	γ_{a1}	G_{k1}	+	γ_a ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 1,9$ kN/m	6.10.a:	1,22	1,25	+	1,35 1,9 = 4,08 kN/m'
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} = 0,4$ -	STR/GEO	$\xi \gamma_{a1}$	G_{k1}	+	γ_a $\Sigma Q_{extr+mom}$
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} = 0,4$ -	6.10.b:	1,08	1,25	+	1,35 1,9 = 3,92 kN/m'
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} = 0,3$ -	EQU	1,1	G_{k1}	+	1,5 $\Sigma Q_{extr+mom}$
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} = 0,3$ -	6.10:	1,1	1,25	+	1,5 1,9 = 4,23 kN/m'
		EQU en STR/GEO	0,9 G_{k1}	=	0,9 1,25	= 1,13 kN/m'
$\Sigma Q_{k1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			= (1,9 - 1,9) / (1 - 0,4)	=	0,00	kN/m'
$\Sigma Q_{k1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k1}) / \psi_{0,1}$			= (1,9 - 0,00) / 0,4	=	4,75	kN/m'
kruip = $K_{def} (G_{k1} + \psi_{2,1} Q_{k1} + \psi_{2,2} Q_{k1})$	0,60 (1,25 + 0,3 0,00 + 0,3 4,75)					= 1,61 kN/m'

q2:

permanente belasting	$G_{k2} = 1,25$ kN/m	G_{k2} (incl.e.g.)	1,25	=	1,25	kN/m'
opgelegde belasting extreem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 1,9$ kN/m	STR/GEO	γ_{a2}	G_{k2}	+	γ_a ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 1,9$ kN/m	6.10.a:	1,22	1,25	+	1,35 1,9 = 4,08 kN/m'
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k2}	$\psi_{0,2} = 0,4$ -	STR/GEO	$\xi \gamma_{a2}$	G_{k2}	+	γ_a $\Sigma Q_{extr+mom}$
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k2}	$\psi_{0,2} = 0,4$ -	6.10.b:	1,08	1,25	+	1,35 1,9 = 3,92 kN/m'
quasie-permanente factor ΣQ_{k2}	$\psi_{2,2} = 0,3$ -	EQU	1,1	G_{k2}	+	1,5 $\Sigma Q_{extr+mom}$
quasie-permanente factor ΣQ_{k2}	$\psi_{2,2} = 0,3$ -	6.10:	1,1	1,25	+	1,5 1,9 = 4,23 kN/m'
		EQU en STR/GEO	0,9 G_{k2}	=	0,9 1,25	= 1,13 kN/m'
$\Sigma Q_{k2} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,2})$			= (1,9 - 1,9) / (1 - 0,4)	=	0,00	kN/m'
$\Sigma Q_{k2} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k2}) / \psi_{0,2}$			= (1,9 - 0,00) / 0,4	=	4,75	kN/m'
kruip = $K_{def} (G_{k2} + \psi_{2,1} Q_{k1} + \psi_{2,2} Q_{k2})$	0,60 (1,25 + 0,3 0,00 + 0,3 4,75)					= 1,61 kN/m'

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

ligger L7

sterkteklasse	naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30	-
materiaal	gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_{tr} =$	1,01	-
houtbreedte	b = 142 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_{tr} =$	1,00	-
houthoogte	h = 171 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,80	middelmatig
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,65	middelmatig
belastingduurklasse comb. veranderlijk	= middelmatig	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,60	blijvend
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)	nee	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,50	blijvend
factor voor volume-effect	s = 0,12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$	0,60	-
$\sigma_{m,ref}$ berekenen met formule	6,32				

unity-checks

ULS	buiging	0,80	dwarskracht	0,24	stabiliteit	0,80	SLS	u_{lim}	0,79	u_{bij}	0,84
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	-----------	------	-----------	------

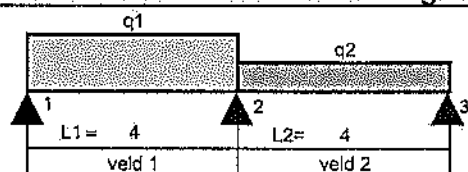
materiaal- en profielgegevens

ligger L7

	$f_{k,d}$	c	k_{tr} of k_{tr}	k_{mod}	$f_{x,ref}$	/	γ_M	middelmatig
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	1,01	0,80	14,5 /	1,30	= 9,02 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	$E_{0,u,d}$ 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
elasticiteitsmodk naaldhout	$E_{90,mean,k}$ 370 N/mm ²	$E_{90,mean,d}$ 1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodk 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	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$	= 1	i_{y2}	142	171 ³			= 5917 · 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$	= 1	i_{z2}	171	142 ³			= 4080 · 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$	= 1	i_{y6}	142	171 ²			= 692,0 · 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$	= 1	i_{z6}	171	142 ²			= 574,7 · 10 ³ mm ³
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$	= 1		142	171			= 242,8 · 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$	= $\sqrt{}$	(	5917	/	243	)	= 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$	= $\sqrt{}$	(	4080	/	243	)	= 41,0 mm

resultaten mechanica berekeningen

ligger L7



alle steunpunten blijven op druk

EQU (groep A)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
6.10 veld 1 volbelast	4,23	1,13	-7,1	9,8	-3,6	0,9	7,1	13,4	0,9
6.10 veld 2 volbelast	1,13	4,23	-0,9	3,6	-9,8	7,1	0,9	13,4	7,1

STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
G _{Kj}	1,25	1,25	-1,9	3,1	-3,1	1,9	1,9	6,3	1,9
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj}	1,90	1,90	-2,9	4,8	-4,8	2,9	2,9	9,5	2,9
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj} (veld 1)	1,90	0,00	-3,3	4,3	-0,5	-0,5	3,3	4,8	-0,5
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj} (veld 2)	0,00	1,90	0,5	0,5	-4,3	3,3	-0,5	4,8	3,3
k _{def} · (G _{Kj} + ψ_2 Q _{K1} + ψ_2 Q _{Kj})	1,61	1,61	-2,4	4,0	-4,0	2,4	2,4	8,0	2,4
6.10.a (volbelast)	4,08	4,08	-6,1	10,2	-10,2	6,1	6,1	20,4	6,1
6.10.b (volbelast)	3,92	3,92	-5,9	9,8	-9,8	5,9	5,9	19,6	5,9
6.10.a (veld 1 volbelast)	4,08	1,13	-6,9	9,5	-3,6	0,9	6,9	13,0	0,9
6.10.b (veld 1 volbelast)	4,08	1,13	-6,9	9,5	-3,6	0,9	6,9	13,0	0,9
6.10.a (veld 2 volbelast)	1,13	4,08	-0,9	3,6	-9,8	6,9	0,9	13,0	6,9
6.10.b (veld 2 volbelast)	1,13	4,08	-0,9	3,6	-9,8	6,9	0,9	13,0	6,9
maatgevende waarden			V _{Ed} = 10,2 kN				R _{Ed} = 20,4 kN		

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)			veldmoment (kNm)		positie M _{veld,max} (m)		vervorming (mm)	
	M ₁	M ₂	M ₃	M _{1,2}	M _{2,3}	uit R ₁	uit R ₂	u _{1,2}	u _{2,3}
G _{Kj}	0,0	-2,5	0,0	1,4	1,4	1,50	2,50	2,6	2,6
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj}	0,0	-3,8	0,0	2,1	2,1	1,50	2,50	3,9	3,9
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj} (veld 1)	0,0	-1,9	0,0	2,9	0,0	1,75	n.v.t.	6,8	-2,9
Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj} (veld 2)	0,0	-1,9	0,0	0,0	2,9	n.v.t.	2,25	-2,9	6,8
k _{def} · (G _{Kj} + ψ_2 Q _{K1} + ψ_2 Q _{Kj})	0,0	-3,2	0,0	1,8	1,8	1,50	2,50	3,3	3,3
6.10.a (volbelast)	0,0	-8,2	0,0	4,6	4,6	1,50	2,50		
6.10.b (volbelast)	0,0	-7,8	0,0	4,4	4,4	1,50	2,50		
6.10.a (veld 1 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	5,8	0,4	1,68	3,16		
6.10.b (veld 1 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	5,8	0,4	1,68	3,16		
6.10.a (veld 2 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	0,4	5,8	0,84	2,32		
6.10.b (veld 2 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	0,4	5,8	0,84	2,32		
maatgevende waarden	M _{Ed,st} = 8,2 kNm			M _{Ed,v} = 5,8 kNm					

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L7

combinatie		alles volbelast	veld 1 volbelast	veld 2 volbelast
veld		u _{1,2} u _{2,3}	u _{1,2} u _{2,3}	u _{1,2} u _{2,3}
u _{on}	= G _{Kj}	2,6 2,6	2,6 2,6	2,6 2,6
u _{elastisch}	= Q _{K1} + $\psi_{0,1}$ · Q _{Kj}	3,9 3,9	6,8 -2,9	-2,9 6,8
u _{kruip}	= k _{def} · (G _{Kj} + ψ_2 Q _{K1} + ψ_2 Q _{Kj})	3,3 3,3	3,3 3,3	3,3 3,3
u _{zeeg}	= volgens opgave	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
u _{eind}	= u _{on} + u _{elastisch} + u _{kruip} + u _{zeeg}	9,7 8,7	12,7 2,9	2,9 12,7
u _{bij}	= u _{elastisch} + u _{kruip}	7,2 7,2	10,1 0,4	0,4 10,1
u _{eind,toe}	= u _{eind,toelaatbaar}	16,0 16,0	16,0 16,0	16,0 16,0
u.c.	= u _{eind} / u _{eind,toelaatbaar}	0,61 0,61	0,79 0,18	0,18 0,79
u _{bij,toe}	= u _{bij,toelaatbaar}	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0
u.c.	= u _{bij} / u _{bij,toelaatbaar}	0,60 0,60	0,84 0,03	0,03 0,84

J.W.M. de Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H. ligger 3 stpt EC_NL versie: 4.7.10 gekozen NDP: NL: gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie 4.7.10

H. ligger 3 stpt EC_NL

Versie: 4.7.10; NDP: NL

printdatum: 15-06-2017

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{m,crit} = (G_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3.2 h^2 I_z / L_{ef}^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{m,crit} = (11166 \cdot 10^4 / 16 + 3.2 \cdot 171^2 \cdot 4080 \cdot 10^4 / (3942^2) \cdot 4 \cdot 7400) / ((142 \cdot 171^3))$$

$$\sigma_{m,crit} = 301,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot b^3 \cdot h \cdot \{1 - 0.63 \cdot b/h + 0.525 \cdot (b/h)^5\}$$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 142^3 \cdot 171 \cdot \{1 - 0.63 \cdot 142 / 171 + 0.525 \cdot (142 / 171)^5\} \cdot 10^4 = 11166 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_{ef} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 4000 + 2 \cdot 171 = 3942 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{ct0,k} / E_{0,05})} = 97,6 / \pi \cdot \sqrt{(21,0 / 7400)} = 1,655$$

$$6.26 \quad k_{cz} = 1 / \{k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}\} = 1 / \{2,00 + \sqrt{(2,00^2 - 1,655^2)}\} = 0,32$$

$$6.26 \quad k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,655 - 0,3) + 1,655^2) = 2,00$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75$$

$$k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,37 = 1,28$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m}$$

$$k_{crit} = 1 / 0,37^2 = 7,19$$

$$\text{als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt } k_{crit} = 1,0$$

$$\text{maatgevende waarde } k_{crit} = 1,00$$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) = 11,8 / (1,00 \cdot 14,8) = 0,80$$

opmerking



toetsingen uiterste grenstoestand

ligger L7

art. 6.1.6 enkele buiging moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 8,17 \text{ kNm} \quad W_{y,0} = 692 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad b = 142 \text{ mm} \quad h = 171 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_{y,0}} = \frac{8,17 \cdot 10^6}{692 \cdot 10^3} = 11,8 \text{ N/mm}^2$$

6.11 unity-check $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 11,8 / 14,8 = 0,80$

art. 6.1.7 dwarskracht

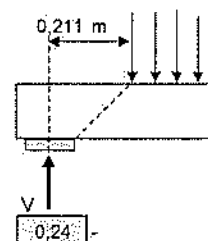
oplegbreedte ondersteuning $b_o = 80 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad b = 142 \text{ mm}$
 rekenwaarde q-last op balk $q_d = 3,92 \text{ kN/m} \quad h = 171 \text{ mm}$
 niet gereduceerde dwarskracht $V = 10,2 \text{ kN}$

$$V_{red} = (0,5 b_o + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,08 + 0,171) \cdot 3,92 = 0,83 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 10,21 - 0,83 = 9,38 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 9,38 \cdot 1000}{2 \cdot 142 \cdot 171} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

6.13 unity-check $\tau_d / f_{v,d} = 0,58 / 2,46 = 0,24$



art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

6.33 $\sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 11,8 / (1,00 \cdot 14,8) = 0,80$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkracht $N_{Ed} = 0 \text{ kN} \quad W_{y,0} = 692 \text{ cm}^3 \quad f_{c,0,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2 \quad b = 142 \text{ mm}$
 moment $M_{y,Ed} = 8,2 \text{ kNm} \quad A = 242,8 \text{ cm}^2 \quad f_{c,0,d} = 12,9 \text{ N/mm}^2 \quad h = 171 \text{ mm}$
 staaflengte z-richting, ongesteund $l_z = 4000 \text{ mm} \quad f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \quad I_z = 4080 \text{ cm}^4$
 elasticiteitsmodulus $E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad I_z = 41,0 \text{ mm}$
 elasticiteitsmodulus $E_{0,mean,d} = 11000 \text{ N/mm}^2 \quad \lambda_z = 97,6$
 glijdingsmodulus $G_{0,05} = E_{0,05} / 16 = 462,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modificatiefactor vervorming} \quad K_{def} = 0,6$
 factor quasi-blijvende belasting $\psi_2 = 0,3 \quad \text{factor voor rechteheid (6.29)} \quad \beta_c = 0,2$
 balk- en belastingstype 2 steunpunten + q-last
 aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
 wijze van steunen gesteund

druk $\sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 242,8 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2$
 buiging y $\sigma_{m,y,d} = M_{y,Ed} / W_{y,0} = 8,17 \cdot 10^6 / 692 \cdot 10^3 = 11,8 \text{ N/mm}^2$

2.10 $E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 7400 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 6271 \text{ N/mm}^2$

2.11 $G_{0,05,fin} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 462,5 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 392 \text{ N/mm}^2$

6.30 $\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} = \sqrt{24 / 172,7} = 0,37$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

6.31 $\sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}) / (I_{ef} W_{y,0})}$
 $\sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(7400 \cdot 4080 \cdot 10^4 \cdot 463 \cdot 11166 \cdot 10^4) / (3942 \cdot 692 \cdot 10^3)} = 143,8 \text{ N/mm}^2$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

6.32 $\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{ef}) = 0,78 \cdot 142^2 \cdot 7400 / (171 \cdot 3942) = 172,7 \text{ N/mm}^2$
 rekenen met: $\sigma_{m,crit} = 172,7 \text{ N/mm}^2$

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: L 150 x 100 x 10

werk

woning Verheij

werknummer

4476

onderdeel

lijger L8

materiaal S235

klasse 3 flensdikte <40

kerngegevens

norm:

Eurocode NIEUWBOUW

ontwerplevensduur klasse

= 3

gevolgklasse

CC1

correctiefactor voor formule 6.10.b

 $\xi = 0,89$ de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur

= 50 jaar

toepassing

gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a

6.10.b

6.1 partiële factoren

 $\gamma_{G,j} = 1,22$ $\xi \gamma_{G,j} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$ $\gamma_{Q,i} = 1,35$ $\gamma_{Q,i} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$ $\gamma_{Q,j} = 1,35$ $\gamma_{Q,j} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$

kipcontrolé uitschakelen?

nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

diverse factoren

gebuwcategorie

A: woon- en verblijfsruimtes

(gewichtsberekening)

 $\psi_0 = 0,4$

(elastische doorbuiging)

 $\psi_1 = 0,5$

(kruip)

 $\psi_2 = 0,3$

reductiefactor vloerbelasting

 $\psi_3 = 1,00$

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1:

sterke as

 $\Sigma I = 553 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,19 \text{ kN/m}^2$ $\Sigma W_{pl} = 54 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 24,2 \text{ cm}^2$ $\Sigma W_{el} = 54 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

lijgerlengte

 $L = 3,7 \text{ m}$

toelaatbare einddoorbuiging

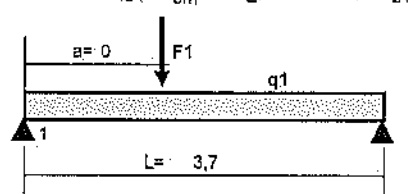
 $l_1 = 250 \cdot L$

toelaatbare bijkomende doorbuiging

 $l_2 = 333 \cdot L$

toegepaste zeeg

0 mm



belastingen en combinaties

lijger L3

q1:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 2,35 \text{ kN/m}$ $G_{k,j}$ (incl. e.g.)

2,35

+

0,19

=

2,54 kN/m

opgelegde belasting extreem+mom.

 $\Sigma Q_{\text{extr+mom}} = 0 \text{ kN/m}$

STRGED

 $\gamma_{G,j}$

+

 $\gamma_{Q,i}$

=

 $\Sigma Q_{\text{mom}} = 0,00 \text{ kN/m}$

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{\text{mom}} = 0 \text{ kN/m}$

6.10.a:

1,22

+

2,54

+

1,35

=

3,09 kN/m

STRGED

 $\xi \gamma_{G,j}$

+

 $\gamma_{Q,i}$

=

 $\Sigma Q_{\text{extr+mom}} = 0,00 \text{ kN/m}$

6.10.b:

1,08

+

2,54

+

1,35

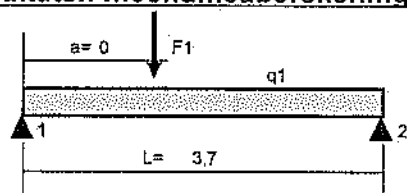
=

2,75 kN/m

UGT	buiging	0,41	dwarskracht	0,08	onderflensinklemming	0,01	kip	0,41	BGT	u_{and}	0,36	u_{gl}	0,00
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------------	------	-----------------	------

resultaten mechanica berekeningen

lijger L3



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	2,54	0,00	-4,7	4,7	4,7	4,7
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
ULS(1) 6.10.a	3,09	0,00	-5,7	5,7	5,7	5,7
ULS(2) 6.10.b	2,75	0,00	-5,1	5,1	5,1	5,1
maatgevende waarden:			$V_{Ed} = 5,7$	kN	$R_{Ed} = 5,7$	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{\text{veld,max}}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	4,3	1,85	5,3
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	5,3	1,85	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	4,7	1,85	
maatgevende waarden:	$M_{Ed,st} = 0,0$	kNm	$M_{Ed,v} = 5,3$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

lijger L3

belastinggevallen en combinaties

veld

 $= u_{1,2}$ u_{and} $= G_{k,j}$ $= 5,3$

J.W.M. te Bookhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S ligger 2 spt EC versie 4.10.10 gekozen NDP : NL ; gebruik licentie COMMERCIELE-versie versiedatum : J.W.M. b

S ligger 2 spt EC_NL

Versie : 4.10.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 0,0$
U_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{elind}	$= U_{ox} + U_{elastisch} + U_{kip} + U_{zeeg}$	$= 5,3$
$U_{elind, toe}$	$= U_{elind, toelaatbaar}$	$= 14,8$
U_{C_1}	$= U_{elind} / U_{elind, toelaatbaar}$	$= 0,36$
U_{bij}	$= U_{elastisch}$	$= 0,0$
$U_{bij, toe}$	$= U_{bij, toelaatbaar}$	$= 11,1$
U_{C_2}	$= U_{bij} / U_{bij, toelaatbaar}$	$= 0,00$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L3

buiging, art. 6.2.5	M_{Ed}	$= 5,3$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,3}{12,7}$	$= 0,41$	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 5,7$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,7}{102,5}$	$= 0,06$	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 5,7$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,7}{775,8}$	$= 0,01$	-
	R_2	$= 5,7$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,7}{775,8}$	$= 0,01$	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 5,3$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,3}{12,7}$	$= 0,41$	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	I_{opleg}	$= N_{Ed} / (\beta \cdot b \cdot f_b)$					
	R_1	$= 5,7 \cdot 10^3$		$1,34$	100	$2,89$	$= 15 \text{ mm}$
	R_2	$= 5,7 \cdot 10^3$		$1,34$	100	$2,89$	$= 15 \text{ mm}$

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

ligger L3

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 5,3 \text{ kNm}$	profiel	$= L 150 \times 100 \times 10 \text{ A}$	$= 24,2 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgater)	$A_{t,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= S235$	$\gamma_{MO} = 1,00$
de boutgaten mogen worden verwaarloosd					
	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	γ_{M2}	$= 1,25$	-
	f_b	$= 380 \text{ N/mm}^2$	W_{pl}	$= 54,2 \text{ cm}^3$	
	b	$= 100 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 54,2 \text{ cm}^3$	
	t_f	$= 10 \text{ mm}$	$W_{el,max}$	$= 54,2 \text{ cm}^3$	
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,3}{12,7}$	A_v	$= 10,0$	$1,0$
			$A_{t,net}$	$= 10$	$0,0$
					$= 10,0 \text{ cm}^2$
6.14	$M_{c,Rd} = M_{c1,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$	$= \frac{54,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$			$= 12,7 \text{ kNm}$
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 5,7 \text{ kN}$	profiel	$= L 150 \times 100 \times 10 \text{ A}$	$= 24,2 \text{ cm}^2$
profiel		gewalste I en H profielen	kwaliteit	$= S235$	$\gamma_{MO} = 1,00$
hoogte van het lijf	h_w	$= 130 \text{ mm}$	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 553 \text{ cm}^4$
factor in formules gelast profiel	η	$= 1$	b	$= 100 \text{ mm}$	$t_f = 10 \text{ mm}$
			h	$= 150 \text{ mm}$	$t_w = 10 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 0 \text{ cm}^3$	$I_z = 8,0 \text{ cm}^4$
			h_w	$= 150$	10
				$2 = 130 \text{ mm}$	
			afrondingstraal in profiel	r	$= 12 \text{ mm}$
6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{5,7}{102,5}$			$= 0,06$
6.18	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$	$= \frac{755 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$			$= 102,5 \text{ kN}$

(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 plaoien volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{T_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO})} = \frac{4}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,03$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad T_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot S = \frac{5,7}{553} \cdot \frac{0}{6} \cdot 10^2 = 0 \text{ N/mm}^2$$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S-lijger 2 spt EC versie: 4.10.10 gekoppeld NDP: NL; gebruikslicentie COMMERCIELE-versie: versie 4.10.10; J.W.M.

S-lijger 2 spt EC_NL

Versie: 4.10.10; NDP: NL

printdatum: 15-08-2017

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last

1xprofiel 1: L 200 x 100 x 10

werk

woning Verheij

werknummer

4476

onderdeel

lijger L9 en L10

materiaal S235

klasse 3 deksdijte <40

kerngegevens

norm:

Eurocode NIEUWBOUW

ontwerplevensduur klasse

= 3

gevolgklasse

CC1

correctiefactor voor formule 6.10.b

 $\xi = 0,89$ de waarde van ξ volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur

= 50 jaar

toepassing

gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a

6.10.b

6.1 partiële factoren

 $\gamma_{G,1} = 1,22$ $\xi \gamma_{G,1} = 1,08$ $\gamma_{M,0} = 1,00$ $\gamma_{G,1} = 1,35$ $\gamma_{G,1} = 1,35$ $\gamma_{M,1} = 1,00$ $\gamma_{G,1} = 1,35$ $\gamma_{G,1} = 1,35$ $\gamma_{M,2} = 1,25$

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

 $\psi_3 = 1,00$

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I = 1219 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,23 \text{ kN/m'}$ $\Sigma W_{pl} = 93 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 29,2 \text{ cm}^2$ $\Sigma W_{al} = 93 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

lijgerlengte

 $L = 3,7 \text{ m}$

toelaatbare einddoorbuiging

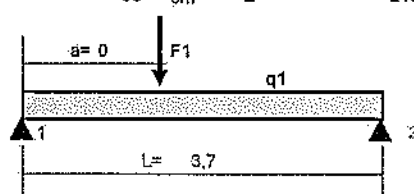
 $1: 250 \cdot L$

toelaatbare bijkomende doorbuiging

 $1: 333 \cdot L$

toegepaste zeeg

0 mm



belastingen en combinaties

lijger L3

q1:

permanente belasting

 $G_{k,1} = 3,14 \text{ kN/m}$ $G_{k,1} \text{ (incl. e.g.)}$

3,14

+

0,23

=

3,37 kN/m'

opgelegde belasting extern+mom.

 $\Sigma Q_{ext+mom} = 0,95 \text{ kN/m}$

STRUOED

 $\gamma_{G,1}$ $G_{k,1}$

+

 γ_G ΣQ_{mom}

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = 0,95 \text{ kN/m}$

6.10.a:

1,22

3,37

+

1,35

0,95 = 5,38 kN/m'

STRUOED

 $\xi \gamma_{G,1}$ $G_{k,1}$

+

 γ_G $\Sigma Q_{ext+mom}$

6.10.b:

1,08

3,37

+

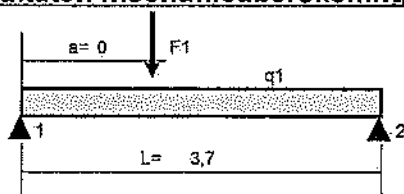
1,35

0,95 = 4,93 kN/m'

UGT	Bulging	0,42	dwarskracht	0,06	onderflensinklemming	0,01	kip	0,42	BGT	u_{end}	0,28	u_{sij}	0,08
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-----------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

lijger L3



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,1}$	3,37	0,00	-6,2	6,2	6,2	6,2
$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	0,95	0,00	-1,8	1,8	1,8	1,8
ULS(1) 6.10.a	5,38	0,00	-9,9	9,9	9,9	9,9
ULS(2) 6.10.b	4,93	0,00	-9,1	9,1	9,1	9,1
maatgevende waarden			$V_{Ed} = 9,9$	kN	$R_{Ed} = 9,9$	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,1}$	0,0	0,0	5,8	1,85	3,2
$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	0,0	0,0	1,6	1,85	0,9
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	9,2	1,85	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	8,4	1,85	
maatgevende waarden	$M_{Ed,1} = 0,0$	kNm	$M_{Ed,v} = 9,2$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

lijger L3

belastinggevallen en combinaties

veld

= $u_{1,2}$ $u_{cr} = G_{k,1}$

= 3,2

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S figger 2 versie 4.10.10 gekozen NDP : NL : gebruiklicentie COMMERCIELE-versie vervaardigd op: J.W.M. te

S figger 2 spt EC_NL
Versie : 4.10.10 : NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

$U_{elastisch}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k2}$	$= 0,9$
U_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
U_{aand}	$= U_{on} + U_{elastisch} + U_{kruip} + U_{zeeg}$	$= 4,1$
$U_{eind, toe}$	$= U_{eind, toelaatbaar}$	$= 14,8$
$U_{b, c}$	$= U_{eind} / U_{eind, toelaatbaar}$	$= 0,28$
U_{b1}	$= U_{elastisch}$	$= 0,9$
$U_{b1, toe}$	$= U_{b1, toelaatbaar}$	$= 11,1$
$U_{b, c}$	$= U_{b1} / U_{b1, toelaatbaar}$	$= 0,08$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ligger L3

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	$= 9,2$	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,2}{21,9}$	$= 0,42$
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	$= 9,9$	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,9}{179,7}$	$= 0,06$
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	$= 9,9$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,9}{826,7}$	$= 0,01$
	R_2	$= 9,9$	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,9}{826,7}$	$= 0,01$
klip, art. 6.3.2	M_{Ed}	$= 9,2$	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,2}{21,9}$	$= 0,42$
opleg Lengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	$= N_{Ed} / (\beta \cdot b \cdot f_b)$				
	R_1	$l_{opleg} = 9,9 \cdot 10^3 / (1,34 \cdot 100 \cdot 2,89) = 26 \text{ mm}$				
	R_2	$l_{opleg} = 9,9 \cdot 10^3 / (1,34 \cdot 100 \cdot 2,89) = 26 \text{ mm}$				

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

ligger L3

rekenwaarde moment	M_{Ed}	$= 9,2 \text{ kNm}$	profiel	$= L 200 \times 100 \times 10 \text{ A}$	$= 29,2 \text{ cm}^2$
reductie flensdoorsnede (boutgaten)	$A_{t,red}$	$= 0,0 \text{ cm}^2$	kwaliteit	$= S235$	$\gamma_{M0} = 1,00$
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}	$= 93,2 \text{ cm}^3$	
	b	$= 100 \text{ mm}$	$W_{el,min}$	$= 93,2 \text{ cm}^3$	
	t_f	$= 10 \text{ mm}$	$W_{el,max}$	$= 93,2 \text{ cm}^3$	
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	$= \frac{9,2}{21,9}$	A_t	$= 10,0$	$1,0$
			$A_{t,rest}$	$= 10$	$0,0$
6.14	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$= \frac{93,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 21,9 \text{ kNm}$			
rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	$= 9,9 \text{ kN}$	profiel	$= L 200 \times 100 \times 10 \text{ A}$	$= 29,2 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen		kwaliteit	$= S235$	$\gamma_{M0} = 1,00$
hoogte van het lijf	h_w	$= 180 \text{ mm}$	f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 1219 \text{ cm}^4$
factor in formules: gelast profiel	η	$= 1$	b	$= 100 \text{ mm}$	$t_f = 10 \text{ mm}$
			h	$= 200 \text{ mm}$	$t_w = 10 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	t	$= 6 \text{ mm}$	S_y	$= 0 \text{ cm}^3$	$I_t = 9,7 \text{ cm}^4$
			h_w	$= 200$	$10 \cdot 2 = 180 \text{ mm}$
			afrondingstraal in profiel	r	$= 15 \text{ mm}$

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,9}{179,7} = 0,06$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{1324 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 179,7 \text{ kN}$$

(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 plooien volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

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

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot S = \frac{9,9}{1219} \cdot \frac{0}{6} \cdot 10^2 = 0 \text{ N/mm}^2$$

Belasting Lateien

Categorie	A	ψ_0	ψ_1	ψ_2
woon, en verblijfsruimtes		0,40	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC1	blijvend ongunstig	overheersend veranderlijk	
	6,10a	1,22	1,35	
	6,10b	1,08	1,35	

Latei merk V1

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	4,20 m ²	x	1,05 kN/m ²	=	4,41	kN/m ¹	
	1,00	x	4,20 "	x	0,22 "	=			0,92 "
Zoldervloer	1,00	x	4,20 "	x	0,55 "	=	2,31	"	
	1,00	x	4,20 "	x	0,70 "	=			2,94 "
spouwblad	1,00	x	2,50 "	x	2,00 "	=	5,00	"	
Latei	1,00	x	1,00 "	x	0,55 "	=	0,55	"	
Totaal							12,27	kN/m ¹	3,86 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	12,27 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	20,19 kN/m1
UGT verg. 6.10b	1,08	x	12,27 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	18,47 kN/m1
BGT verg. 6.14b	1,00	x	12,27 + 1,00	x	3,86 +	0,40	x	0,00 =	16,13 kN/m1

Latei merk V2

q1

	b/ba		afm.		basisbel.		blijvend		varanderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	4,20 m ²	x	1,05 kN/m ²	=	4,41	kN/m ¹	
	1,00	x	4,20 "	x	0,22 "	=			0,92 "
Zoldervloer	1,00	x	4,20 "	x	0,55 "	=	2,31	"	
	1,00	x	4,20 "	x	0,70 "	=			2,94 "
spouwblad	1,00	x	2,50 "	x	2,00 "	=	5,00	"	
Latei	1,00	x	1,00 "	x	0,55 "	=	0,55	"	
Totaal							12,27	kN/m ¹	3,86 kN/m ¹
UGT verg. 6.10a	1,22	x	12,27 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	20,19 kN/m1
UGT verg. 6.10b	1,08	x	12,27 + 1,00	x	1,35	x	3,86	=	18,47 kN/m1
BGT verg. 6.14b	1,00	x	12,27 + 1,00	x	3,86 +	0,40	x	0,00 =	16,13 kN/m1

Latei merk M1

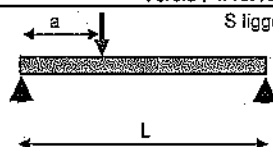
q1

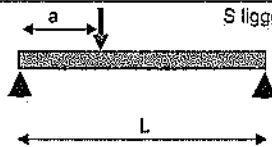
	b/ba		afm.		basisbel.			blijvend		varanderlijk
spouwblad	1,00	x	2,50	"	x	2,00	"	=	5,00	"
Latei	1,00	x	1,00	"	x	0,55	"	=	0,55	"
Totaal									5,55	kN/m ¹
UGT verg. 6,10a	1,22	x	5,55	+	1,00	x	1,35	x	0,00	= 6,77 kN/m1
UGT verg. 6,10b	1,08	x	5,55	+	1,00	x	1,35	x	0,00	= 5,99 kN/m1
BGT verg. 6,14b	1,00	x	5,55	+	1,00	x	0,00	+	0,40	x 0,00 = 5,55 kN/m1

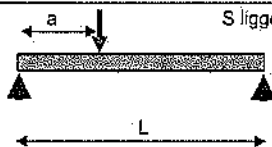
Latei merk M2

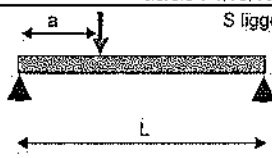
q1

	b/ba		afm.		basisbel.			blijvend		varanderlijk
spouwblad	1,00	x	2,50	"	x	2,00	"	=	5,00	"
Latei	1,00	x	1,00	"	x	0,55	"	=	0,55	"
Totaal									5,55	kN/m ¹
UGT verg. 6,10a	1,22	x	5,55	+	1,00	x	1,35	x	0,00	= 6,77 kN/m1
UGT verg. 6,10b	1,08	x	5,55	+	1,00	x	1,35	x	0,00	= 5,99 kN/m1
BGT verg. 6,14b	1,00	x	5,55	+	1,00	x	0,00	+	0,40	x 0,00 = 5,55 kN/m1

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek			Versie : 4.10.10 ; NDP : NL			printdatum : 15-06-201		
latei V1 woning Verheij 4476 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes. ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1						profiel 1 L 100 x 100 x 10 profiel 2 M _{Ed,max} 4,3 V _{Ed,max} 13,3 R _{Ed,max} 13,3 u _{eind} 1,6 u _{bij} 0,4		
buiging 0,75 dwarskracht 0,38 onderflensinklemming 0,02 kip 0,75 BGT 0,32 0,10								
opmerking								
materiaal S235 klasse 3 f _y 235 N/mm ² E 210000 N/mm ² doorbuiging eind 1: 250 * L doorbuiging bij 1: 333 * L zeeg veld 0 mm profiel 1 L 100 x 100 x 10 richting sterke as aantal 1xprofiel 1: profiel 2 richting aantal			liggerlengte L 1,3 m q1 G _{rep} 12,37 kN/m Q _{ext+mom} 3,86 kN/m Q _{mom} 3,86 kN/m F1 G _{rep} 0 kN Q _{ext+mom} 0 kN Q _{mom} 0 kN a=afstand tot stpt 1 0 m			resultaten M _{Ed,stpt,max} 0,0 kNm M _{Ed,veld,max} 4,3 kNm M _{c,Rd} 5,8 kNm M _{b,Rd} 5,8 kNm V _{Ed,max} 13,3 kN V _{c,Rd} 34,7 kN R _{Ed,max} 13,3 kN N _{b,Rd} 730,2 kN doorbuiging u _{eind} 1,6 mm doorbuiging u _{bij} 0,4 mm		

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek			Versie : 4.10.10 ; NDP : NL			printdatum : 15-06-201		
latei V2 woning Verheij 4476 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1 -						profiel 1 L 200 x 100 x 10 profiel 2 $M_{Ed,max}$ 17,3 $V_{Ed,max}$ 26,7 $R_{Ed,max}$ 26,7 u_{eind} 3,8 u_{bij} 0,9		
buiging 0,79 dwarskracht 0,15			onderflensinklemming 0,03 kip			0,79 BGT 0,37 0,11		
opmerking								
materiaal S235 klasse 3 - f_y 235 N/mm ² E 210000 N/mm ² doorbuiging eind 1: 250 * L doorbuiging bij 1: 333 * L zeeg veld 0 mm profiel 1 L 200 x 100 x 10 richting sterke as aantal 1xprofiel 1: profiel 2 richting aantal			liggerlengte L 2,6 m q1 G_{rep} 12,37 kN/m $Q_{ext+mom}$ 3,86 kN/m Q_{mom} 3,86 kN/m F1 G_{rep} 0 kN $Q_{ext+mom}$ 0 kN Q_{mom} 0 kN a=afstand tot stpt 1 0 m			resultaten $M_{Ed,stpt,max}$ 0,0 kNm $M_{Ed,veld,max}$ 17,3 kNm $M_{c,Rd}$ 21,9 kNm $M_{b,Rd}$ 21,9 kNm $V_{Ed,max}$ 26,7 kN $V_{c,Rd}$ 179,7 kN $R_{Ed,max}$ 26,7 kN $N_{b,Rd}$ 826,7 kN doorbuiging u_{eind} 3,8 mm doorbuiging u_{bij} 0,9 mm		

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek			Versie : 4.10.10 : NDP : NL			printdatum : 15-06-201			
latei M2 woning Verheij 4476 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1						profiel 1 L 150 x 100 x 10 profiel 2 $M_{Ed,max}$ 5,9 $V_{Ed,max}$ 9,1 $R_{Ed,max}$ 9,1 u_{eind} 2,9 u_{bij} 0,0			
buiging 0,46 dwarskracht 0,09			onderflensinklemming 0,01 kip			0,46 BGT 0,28 0,00			
opmerking									
materiaal S235			liggerlengte L 2,6 m			resultaten			
klasse 3			q1 G_{rep} 5,55 kN/m			$M_{Ed,spt,max}$ 0,0 kNm			
f_y 235 N/mm ²			$Q_{extr+mom}$ 0 kN/m			$M_{Ed,veld,max}$ 5,9 kNm			
E 210000 N/mm ²			Q_{mom} 0 kN/m			$M_{o,Rd}$ 12,7 kNm			
doorbuiging eind 1: 250 * L			F1 G_{rep} 0 kN			$M_{b,Rd}$ 12,7 kNm			
doorbuiging bij 1: 333 * L			$Q_{extr+mom}$ 0 kN			$V_{Ed,max}$ 9,1 kN			
zeeg veld 0 mm			Q_{mom} 0 kN			$V_{o,Rd}$ 102,5 kN			
profiel 1 L 150 x 100 x 10			a=afstand tot stpt 1 0 m			$R_{Ed,max}$ 9,1 kN			
richting sterke as			$N_{b,Rd}$ 775,8 kN						
aantal 1xprofiel 1:			doorbuiging u_{eind} 2,9 mm						
profiel 2			doorbuiging u_{bij} 0,0 mm						
richting									
aantal									

J.W.M. to Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek				Versie : 4.10.10 ; NDP : NL				printdatum : 15-08-201			
latei M1 woning Verheij 4476 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1 -								profiel 1 L 100 x 100 x 10 profiel 2 $M_{Ed,max}$ 1,5 $V_{Ed,max}$ 4,5 $R_{Ed,max}$ 4,5 u_{eind} 0,6 u_{bij} 0,0			
bulging 0,25 dwarskracht 0,13 onderflensinklemming 0,01 kip 0,25 BGT 0,11 0.00											
opmerking											
materiaal S235 klasse 3 - f_y 235 N/mm ² E 210000 N/mm ² doorbuiging eind 1: 250 * L doorbuiging bij 1: 333 * L zeeg veld 0 mm profiel 1 L 100 x 100 x 10 richting sterke as aantal 1xprofiel 1:				liggerlengte L 1,3 m q1 G_{rep} 5,55 kN/m $Q_{axls+mom}$ 0 kN/m Q_{mom} 0 kN/m F1 G_{rep} 0 kN $Q_{axls+mom}$ 0 kN Q_{mom} 0 kN a=afstand tot stpt.1 0 m				resultaten $M_{Ed,stpt,max}$ 0,0 kNm $M_{Ed,veld,max}$ 1,5 kNm $M_{c,Rd}$ 5,8 kNm $M_{b,Rd}$ 5,8 kNm $V_{Ed,max}$ 4,5 kN $V_{c,Rd}$ 34,7 kN $R_{Ed,max}$ 4,5 kN $N_{b,Rd}$ 730,2 kN doorbuiging u_{eind} 0,6 mm doorbuiging u_{bij} 0,0 mm			

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

S 6_3_1 prismatische op druk belaste staven EC versie : 3.7.10 gekozen NDP : NL; gebruikslicentie



S 6_3_1 prismatische op druk belaste staven EC_NL
Versie : 3.7.10; NDP : NL
printdatum : 15-06-2017

prismatische op druk belaste staaf (centrisch belaste staalkolom)

K 80.0x80.0x4.0

werk

woning Verheij

werknummer

4476

uc y-richting 0,27

materiaal S235

onderdeel

kolom K1

uc z-richting 0,27

klasse 3 flensdikte <40

art. 6.3.1 prismatische op druk belaste staven kolom K1

rekenwaarde normaalkracht	N_{Ed}	=	38,4	kN	profiel	=	K 80.0x80.0x4.0	E	=	210000	N/mm ²	
kniklengte y-richting	$l_{cr,y}$	=	3000	mm	kwaliteit	=	S235	A	=	11,8	cm ²	
kniklengte z-richting	$l_{cr,z}$	=	3000	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	-
reductie doorsnede	A_{red}	=	0	cm ²	y-richting				z-richting			
kipkromme aanpassen naar warmgewalste buizen?		=	nee		i_y	=	30,7	mm	i_z	=	30,7	mm
					kromme	=	c		kromme	=	c	



y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{38,4}{143} \quad = \quad 0,27$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_y A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,518 \cdot 11,8 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 142,9 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \quad \chi_y = \frac{1}{1,245 + \sqrt{1,245^2 - 1,039^2}} = 0,518$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,039 - 0,2) + 1,039^2] = 1,245$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_y = \lambda_{y1} / \lambda_1 = 97,6 / 93,9 = 1,039$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_y^2 = 11,8 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,039^2 = 255,71 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 38,4 / 255,71 = 0,150$$

$$6.52 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A f_y / N_{cr})} = \sqrt{(11,8 \cdot 10^2 \cdot 235 / 255,71 \cdot 10^3)} = 1,039$$

$$6.53 \quad \text{bij klasse 4 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A_{eff} f_y / N_{cr})} = \sqrt{(11,8 \cdot 10^2 \cdot 235 / 255,71 \cdot 10^3)} = 1,039$$

conclusie: hier komt hetzelfde uit als uit formule 6.50, en 6.51

z-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{38,4}{143} \quad = \quad 0,27$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_z A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,518 \cdot 11,8 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,00 = 143 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_z^2}} \leq 1,0 \quad \chi_z = \frac{1}{1,245 + \sqrt{1,245^2 - 1,039^2}} = 0,518$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,039 - 0,2) + 1,039^2] = 1,245$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_z = \lambda_{z1} / \lambda_1 = 97,6 / 93,9 = 1,039$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_z^2 = 11,8 \cdot 235 \cdot 10^1 / 1,039^2 = 255,71 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 38,4 / 255,71 = 0,150$$

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H: gevelstijl EC_NL
Versie: 4.7.10; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017



4-2018

berekening van een houten stijl in een HSB-wand

stijl: 38 x 160
naaldhout C18

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = hsb wanden

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie windbelasting
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,2$
(kruip) $\psi_2 = 0$

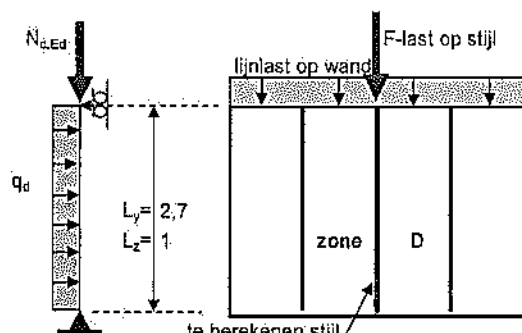
kniklengte loodrecht op vlak van wand $L_y = 2,7$ m
ongesteunde staaf lengte in z-richting $L_z = 1$ m
hart- op hartmaat van de stijlen $a = 0,61$ m
bovenbelasting op wand (lijnlust)
permanente belasting $G_k = 2,25$ kN/m'
extreem + momentaan $Q_{extr+mom} = 3,00$ kN/m'
momentaan $Q_{mom} = 0,00$ kN/m'
excentriciteit vert. belasting bovenkant $e_{boven,q} = 0,000$ m
bovenbelasting op wand (puntlast)
permanente belasting $G_k = 5,65$ kN
extreem + momentaan $Q_{extr+mom} = 6,00$ kN
momentaan $Q_{mom} = 0,00$ kN
excentriciteit belasting bovenkant $e_{boven,F} = 0,000$ m
excentriciteit belasting onderkant $e_{onder} = 0,000$ m

windbelasting
windgebied = III -
soort terrein onbebouwd II -
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 4$ m
totale gebouwbreedte, loodrecht op wind $br = 10$ m
totale gebouwhoogte $h_0 = 5$ m
totale gebouwdiepte in windrichting $d = 5$ m
zone in gevel D
lengte van deze zone is 10,00 m
windvormfactoren onderdruk $C_{pe} = -0,30$ -
overdruk $C_{pi} = 0,2$ -
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde

vervorming
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 $\cdot L_y$
 $u_{bij} < 2700 / 250 = 10,8$ mm
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last

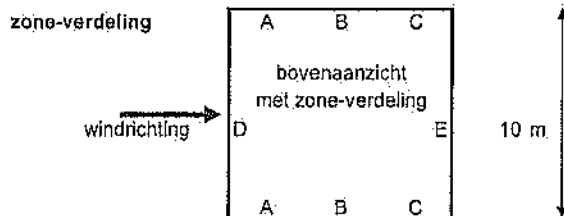
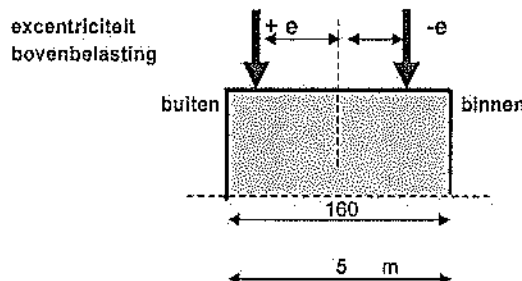
toepassing belastingfactoren
formule 6.10.a $\gamma_{G1} = 1,22$ -
(meestal niet maatgevend) $\gamma_{G1} = 1,35$ -
 $\gamma_{G1} = 1,35$ -
formule 6.10.b $\xi \gamma_{G1} = 1,08$ -
(maatgevend) $\gamma_{G1} = 1,35$ -
 $\gamma_{G1} = 1,35$ -
formule 6.10.a en b $\gamma_{G1} = 0,90$ (gunstig)

schematische tekening van de berekende constructie



schema stijl

a	a	a	a
0,61	0,61	0,61	0,61



materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C18
materiaal = gezaagd hout
soort doorsnede = rechthoekig
houtbreedte $b = 38$ mm
houthoogte (in windrichting) $h = 160$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect $s = 0,1$ bij LVL
 $\sigma_{m,grt}$ berekenen met formule 6.32

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

unity-checks	uiterste grenstoestand	druk	0,26	kolom	0,40	kip	0,70	bruikbaarheidsgrenstoestand	wind	0,23
--------------	------------------------	------	------	-------	------	-----	------	-----------------------------	------	------

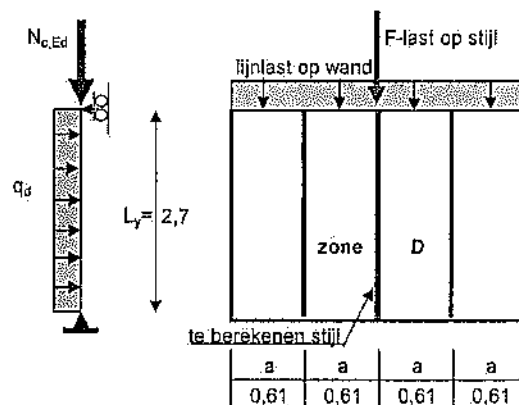
materiaal- en profielgegevens

	algemene formule : $f_{k,d} =$										c	k_h	k_{mod}	$f_{k,rep}$	f	γ_M	kort	
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	$f_{m,d}$	1		1,00	0,90	18	/	1,30	=	12,46	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				
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$						1	$\frac{1}{12}$	38	160 ³		=	1297	10 ⁴ mm ⁴				
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$						1	$\frac{1}{12}$	160	38 ³		=	73	10 ⁴ mm ⁴				
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$						1	$\frac{1}{6}$	38	160 ²		=	162	10 ³ mm ³				
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$						1	$\frac{1}{6}$	160	38 ²		=	39	10 ³ mm ³				
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$						1		38	160		=	61	10 ² mm ²				
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$						$\sqrt{}$	(	1297	/	61	)	=	46,2	mm			
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$						$\sqrt{}$	(	73	/	61	)	=	11,0	mm			

mechanicaberekening

hsb wanden

kniklengte	$L_y = 2,7$	m
hart op hart stijlen A1 in wand	$a = 0,61$	m
bovenbelasting op wand (lijnlast)	$G_k = 2,25$	kN/m'
	$Q_{extr+nom} = 3$	kN/m'
	$Q_{nom} = 0$	kN/m'
excentriciteit bovenbelasting	$e_{boven,q} = 0,000$	m
bovenbelasting op wand (puntlast)	$G_k = 5,65$	kN
	$Q_{extr+nom} = 6$	kN
	$Q_{nom} = 0$	kN
excentriciteit bovenbelasting	$e_{boven,F} = 0,000$	m
excentriciteit van de reactie; onderkant	$e_{onder} = 0$	m
belastingfactoren	$\gamma_{G,1} = 1,22$	-
	$\gamma_{G,2} = 1,35$	-
	$\xi \gamma_{G,2} = 1,08$	-
toelaatbare (bijkomende) doorbuiging	1: 250	x L
elasticiteitsmodulus	$E = 9000$	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1297$	cm ⁴
windbelasting		
extremè waarde stuwruk	$q_{p(z)} = 0,54$	kN/m ²
zone in gevel	= D	
omschrijving zone	gevel loodrecht op wind	
uitwendige drukcoëfficiënten	$c_{pe,10} = 0,80$	en $c_{pe,1} = 1,00$
zodat $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log A$	= 1	- (1 - 0,8)
de uitwendige coëfficiënt combineren met		
gemiddelde excentriciteit lijnlast halverwege de stijlen	= (0,000 + 0,000)	/ 2 = 0,000 m
gemiddelde excentriciteit puntlast halverwege stijlen	= (0,000 + 0,000)	/ 2 = 0,000 m



momenten, normaalkrachten en vervorming

hsb-wanden

6.10a alle veranderlijke belasting momentaan

rekenwaarde lijnlast	$q_{d,vert}$	=	1,22	*	2,25	+	1,35	0,00	=	2,73	kN/m
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,22	*	5,65	+	1,35	0,00	=	6,86	kN/m
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,610	2,73		+	6,86		=	8,53	kN
rekenwaarde excentr.moment	$M_{y,Ed,exc}$	=	0,610	1,67	0,000	+	6,86	0,000	=	0,00	kN/m

6.10b wind extreem, bovenbelasting momentaan

rekenwaarde lijnlast	$q_{d,vert}$	=	1,08	*	2,25	+	1,35	0,00	=	2,43	kN/m	
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,08	*	5,65	+	1,35	0,00	=	6,11	kN/m	
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,610	2,43		+	6,11		=	7,59	kN	
windbelasting op gevelstijlen	$q_{top,hor}$	=	0,610	(	0,96	-	-0,30	)	0,54	=	0,41	kN/m'
rekenwaarde windbelasting	$q_{d,hor}$	=	1,35	0,41					=	0,56	kN/m'	
rekenwaarde windmoment	$M_{y,Ed,wind}$	=	0,125	0,56	$2,7^2$				=	0,51	kNm	
rekenwaarde excentr. moment	$M_{y,Ed,exc}$	=	0,9	0,610	2,25	0,000	+	6,11	0,000	=	0,00	kNm
rekenwaarde totale moment	$M_{y,Ed}$	=	0,51	+	0,00				=	0,51	kNm	

6.10b wind momentaan, bovenbelasting extreem

rekenwaarde lijnlast	$q_{d,vert}$	=	1,08	*	2,25	+	1,35	3,00	=	6,48	kN/m
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,08	*	5,65	+	1,35	6,00	=	14,21	kN/m
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,610	6,48		+	14,21		=	18,16	kN
rekenwaarde excentr.moment	$M_{y,Ed,exc}$	=	0,610	3,95	0,000	+	14,21	0,000	=	0,00	kNm

bruikbaarheidsgrenstoestand

doorbuiging stijl A1	u_{bij}	=	$\frac{5 q L^4}{384 \cdot E \cdot I}$	=	$\frac{5}{384} \cdot \frac{0,41}{9000} \cdot \frac{2700^4}{10^6}$	=	2,5	mm
----------------------	-----------	---	---------------------------------------	---	---	---	-----	----

toetsing uiterste grenstoestand

hsb-wanden

stijl	art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning	6.19	$\frac{(\sigma_{c,0,d})^2}{(\sigma_{c,0,d})^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1,0$
-------	---	------	--

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	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	-
e.g. + bovenbelasting	6.10a	8,53	0,00	60,8	162,1	1,40	12,46	0,00	12,46	0,01
e.g. + wind	6.10b	7,59	0,51	60,8	162,1	1,25	12,46	3,15	12,46	0,26
e.g. + bovenbelasting	6.10b	18,16	0,00	60,8	162,1	2,99	12,46	0,00	12,46	0,06

stijl	art. 6.3.2 kolommen onderworpen aan druk of aan druk en buiging	6.23	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}$
-------	---	------	---

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	k_{cy}	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	UC
		kN	kNm	-	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy}}$	$f_{c,0,d}$	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}$	$f_{m,y,d}$	-
e.g. + bovenbelasting	6.10a	8,53	0,00	0,68	0,17	+	0,00	=	0,17
e.g. + wind	6.10b	7,59	0,51	0,68	0,15	+	0,25	=	0,40
e.g. + bovenbelasting	6.10b	18,16	0,00	0,68	0,36	+	0,00	=	0,36

stijl	art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk	6.35	$\frac{(\sigma_{m,y,d})^2}{(k_{m1} \cdot f_{m,y,d})^2} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz} \cdot f_{c,0,d}} < 1,0$
-------	--	------	---

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	A	W_y	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	k_{m1}	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	k_{cz}	UC
		kN	kNm	cm ²	cm ³	N/mm ²	N/mm ²	-	N/mm ²	N/mm ²	-	-
e.g. + bovenbelasting	6.10a	8,53	0,00	60,8	162,1	1,40	12,46	1,00	0,00	12,46	0,34	0,33
e.g. + wind	6.10b	7,59	0,51	60,8	162,1	1,25	12,46	1,00	3,15	12,46	0,34	0,36
e.g. + bovenbelasting	6.10b	18,16	0,00	60,8	162,1	2,99	12,46	1,00	0,00	12,46	0,34	0,70

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

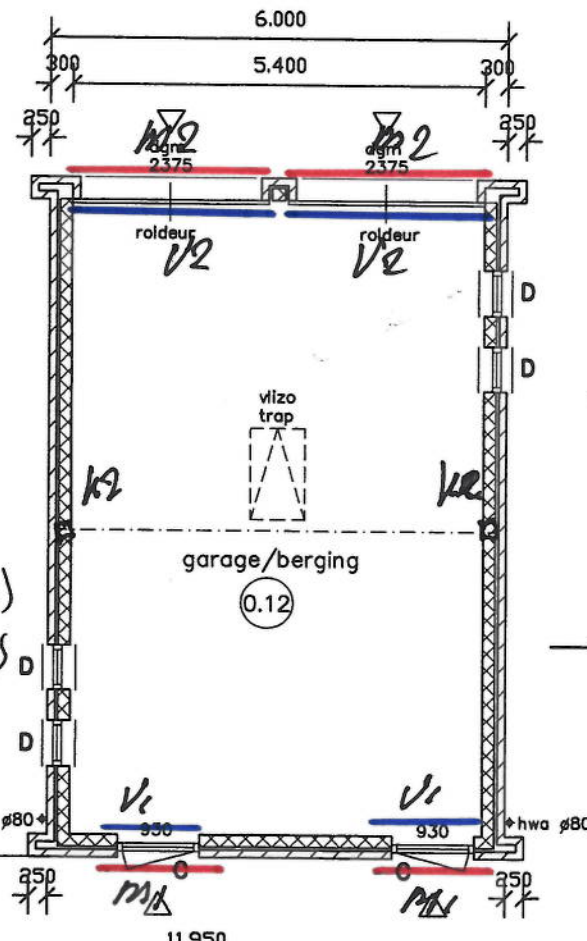
vervorming tgv kruip	$u_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	0,0	+	0,00	0,0	)	=	0,0	mm
belastingcombinatie	veld		u_{ont}	$u_{elastisch}$	u_{kruip}					u_{bij}	$u_{bij, toe}$	u.c.
			mm	mm	mm					mm	mm	-
windbelasting	$u_{1,2}$		0,0	2,5	0,0					2,5	10,8	0,23
opmerking												

Balkleeg

- A 71 x 171 hok 600 mm
B 71 x 171 hok 600 mm
C 59 x 156 hok 600 mm.

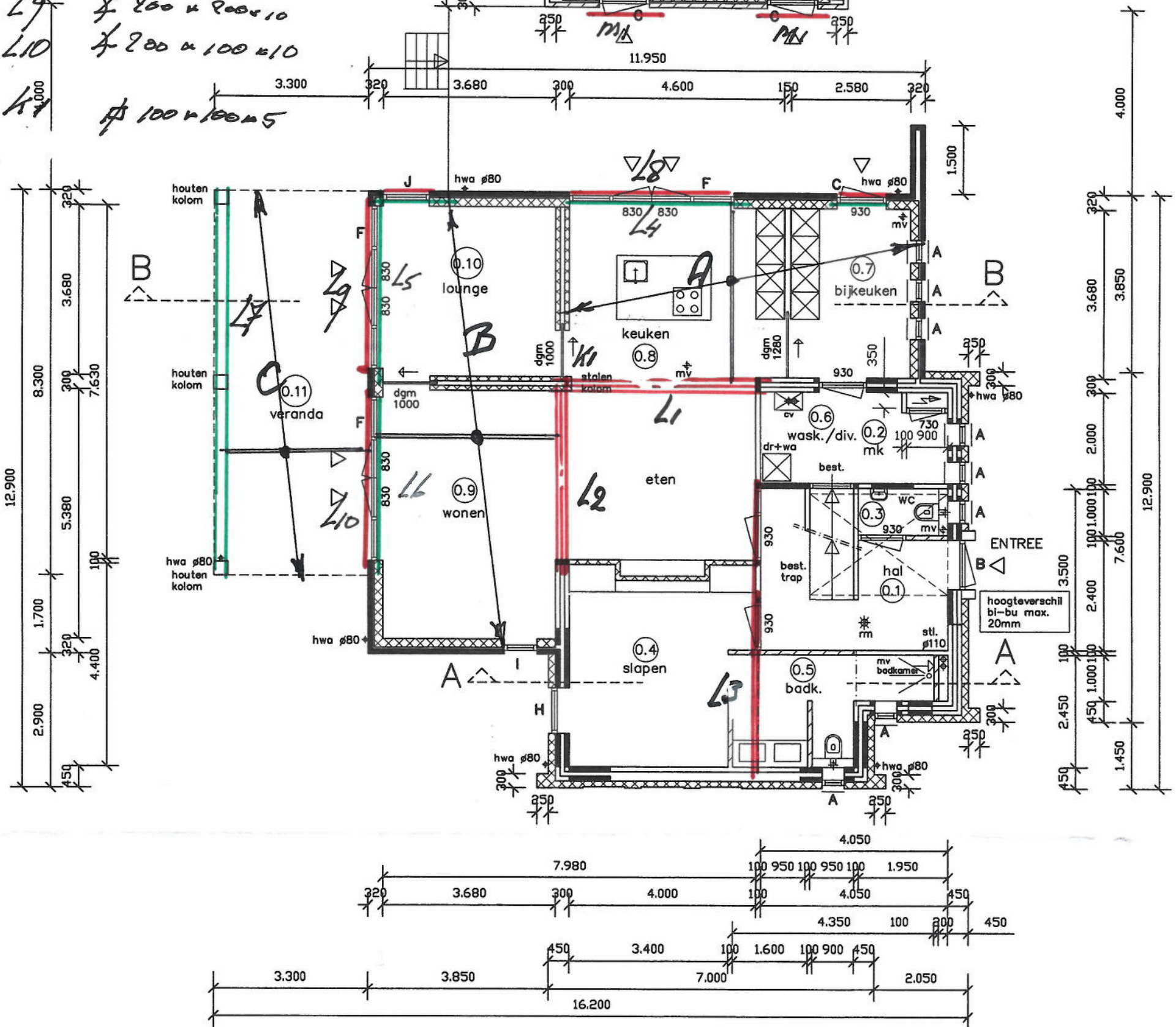
Liggers

- L1 HE 240 A
L2 HE 240 A
L3 HE 120 A
L4 2 x 59 x 196 gekoppeld (C24)
L5+L6 2 x 59 x 196 gekoppeld (C24)
L7 2 x 71 x 171 gekoppeld (C24)
L8 150 x 100 x 10
L9 200 x 200 x 10
L10 200 x 100 x 10
K1 100 x 100 x 5



- V1 = 100 x 100 x 10
V2 = 200 x 100 x 10
M1 = 100 x 100 x 16
M2 = 150 x 100 x 16
K2 = 80 x 80 x 4

h.s.b.-wanden
stijlen, regelwerk
38 x 160 hok 600 mm



beganegron
gewijzigd

- balustrade hoogte vide 1000 mm + vloer.
- afstand tussen balusters maximaal 0,1 m.
- geen opstapmogelijkheid tussen 0,2 en 0,7 m



materiaal- en profielgegevens

vloerbalklaag veranda

			$f_{t,rd}$	c	k_{tr} of k_{tr}^{**}	k_{med}	$f_{t,rep}$	f	γ_M	middellang	
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,rd}$	1	1,00	0,80	24	/	1,30	= 14,77 N/mm ²
treksterkte	$f_{t0,k}$	14,5	N/mm ²	$f_{t,0,rd}$	1	1,00	1,09	0,80	14,5 /	1,30	= 9,76 N/mm ²
treksterkte	$f_{t90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,rd}$	1		0,65	0,4	/	1,30	= 0,20 N/mm ²
druksterkte	$f_{c0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,rd}$	1		0,80	21	/	1,30	= 12,92 N/mm ²
druksterkte	$f_{c90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,rd}$	1		0,80	2,5	/	1,30	= 1,54 N/mm ²
schuifsterkte	f_{vk}	4	N/mm ²	$f_{v,rd}$	1		0,80	4	/	1,30	= 2,46 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,rd}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,rd}$	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	$E_{90,mean,rd}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,rd}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	$E_{0,05,rd}$	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y = 1 \cdot \frac{1}{12} b h^3$				1		$\frac{1}{12}$	96	196^3		= 6024 10^4 mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z = 1 \cdot \frac{1}{12} h b^3$				1		$\frac{1}{12}$	196	96^3		= 1445 10^4 mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y = 1 \cdot \frac{1}{6} b h^2$				1		$\frac{1}{6}$	96	196^2		= 615 10^3 mm ³
weerstandsmoment	$W_z = 1 \cdot \frac{1}{6} h b^2$				1		$\frac{1}{6}$	196	96^2		= 301 10^3 mm ³
oppervlak	$A = 1 \cdot b h$				1			96	196		= 188 10^2 mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$				$\sqrt{\quad}$		(	6024	/	188	) = 56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$				$\sqrt{\quad}$		(	1445	/	188	) = 27,7 mm

berekening belastingen

vloerbalklaag veranda

q1	permanente belasting	$G_{k1} = 0,6 \cdot 0,75$									= 0,45 kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} = 0,6 \cdot 1,00 \cdot (2,5 + 0)$							inclusief ψ_1		= 1,50 kN/m'
F1	spreiding puntlast	$l = 0,025^3 / 12 = 1E-06$	m ⁴	=	130,21	10^4 mm ⁴	$EI = 5000 \cdot 1E-06$	10^6			= 6510,4 kNm ²
	$k_1 > 0,33$ en $\leq 1,0$	$k_1 = 0,37 + 0,8 \cdot 0,6 = 0,86$									= 0,72 -
	opgelegde belasting	$F_k = 0,720 \cdot 2,00$									= 1,44 kN

berekende belasting

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

G_{k1}	(u_{01})	=	0,45								= 0,45 kN/m'
Q_{k1}	(u_{01s})	=	1,50						inclusief ψ_1		= 1,50 kN/m'
$k_{def} \cdot (G_{k1} + \psi_2 Q_{k1})$	(u_{k1up})	=	0,60	(	0,45	+	0,30	1,50	)		= 0,54 kN/m'
$F_k = k_1 \cdot F$	(u_{01ss})	=									= 1,44 kN

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

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} \psi_{01} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22 \cdot 0,45 + 1,35 \cdot 0,4$										= 1,36 kN/m'
$\xi \gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08 \cdot 0,45 + 1,35 \cdot 1,50$										= 2,51 kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} \psi_{01} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22 \cdot 0,45$	=	0,55 kN/m'	$F_d = 1,35 \cdot 0,40$	1,44	=	0,78 kN
$\xi \gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08 \cdot 0,45$	=	0,49 kN/m'	$F_d = 1,35 \cdot 1,44$		=	1,94 kN
eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging							
$\gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} \psi_{01} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22 \cdot 0,45$	=	0,55 kN/m'	$F_d = 1,35 \cdot 0,40$	2,00	=	1,08 kN
$\xi \gamma_{01} G_{k1} + \gamma_{01} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08 \cdot 0,45$	=	0,49 kN/m'	$F_d = 1,35 \cdot 2,00$		=	2,70 kN

$\gamma_{01} \psi_{01} Q_{k1}$	$q_d = 1,35 \cdot 0,40$	1,50	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,81 kN/m'
$\gamma_{01} Q_{k1}$	$q_d = 1,35 \cdot 1,50$		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	2,03 kN/m'

resultaten mechanische berekeningen

vloerbalklaag veranda

reacties

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

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,45	3,4	=	0,77	kN
$Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	1,50	3,4	=	2,55	kN
$k_{dat} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{k,rup} =$	0,5	0,54	3,4	=	0,92	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	1,36	3,4	=	2,31	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	2,51	3,4	=	4,27	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)	$R_{Ed} = 1/2$	0,55	3,4	+	1,08	(3,4 - 0,196) / 3,4	=	1,95	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,49	3,4	+	2,70	(3,4 - 0,196) / 3,4	=	3,37	kN
									$R_{Ed} =$ 4,27 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_1 + h) * q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	2,31	-	(0,5 0,050 + 0,196) * 0,81	=	2,13	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	4,27	-	(0,5 0,050 + 0,196) * 2,03	=	3,83	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)	$V_{Ed} =$	1,95	=	1,95	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	3,37	=	3,37	kN
					$V_{Ed} =$ 3,83 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_{Ed} =$	0,125	1,36	$3,4^2$	=	1,96	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_{Ed} =$	0,125	2,51	$3,4^2$	=	3,63	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$ (ULS1)	$M_{Ed}=$	0,125	0,55	$3,4^2$	+	0,25	0,4	1,94	3,4	=	1,45	kNm
$\xi\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_{Ed}=$	0,125	0,49	$3,4^2$	+	0,25	1,94	3,4		=	2,36	kNm
											$M_{Ed,r}=\mathbf{3,63}$	kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,45	$3400^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	1,19	mm
$Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	1,50	$3400^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	3,94	mm
$k_{dat} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,54	$3400^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	1,42	mm
$F_k = k_r * F$	$u_{1,2} =$		1440	$3400^3 / (48 11000 6024 10^4)$	=	1,78	mm

alternatieve berekening kruip: $= k_{dat} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$

met q-belasting	$=$	0,6	*	(1,19 + 0,3 * 3,94 q-last)	=	1,42	mm
met puntlast	$=$	0,6	*	(1,19 + 0,3 * 1,78 F-last)	=	1,03	mm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

vloerbalklaag veranda

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{on} = G_{k,j}$	=	1,19	1,19
$u_{elastisch} = Q_{k,1}$ of $k_r * F$	=	3,94	1,78
$u_{kruip} = k_{dat} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	1,42	1,03
$u_{zeeg} =$ volgens opgave	=	0,00	0,00
$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	6,55	4,00
$u_{eind,too} = u_{eind, toelaatbaar}$	=	13,60	13,60
$u_{C,} = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	0,48	0,29
$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	5,36	2,81
$u_{bij,too} = u_{bij, toelaatbaar}$	=	10,20	10,20
$u_{C,} = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	0,53	0,28

toetsingen uiterste grenstoestand

vloerbalklaag veranda

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 3,63 \text{ kNm} \quad W_y = 615 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad b = 96 \text{ mm}$$

$$h = 196 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{3,63 \cdot 10^6}{615 \cdot 10^3} = 5,9 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{5,9}{14,8} = 0,40$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_t = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad b = 96 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 4,27 \text{ kN} \quad h = 196 \text{ mm}$$

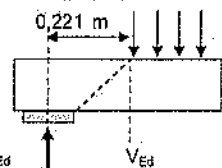
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 3,83 \text{ kN}$$

$$\text{met: } V_{red} = (0,5 b_t + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,196) \cdot q_d = 0,221 q_d$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 3,83 \cdot 1000}{2 \cdot 96 \cdot 196} = 0,30 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,30}{2,46} = 0,12$$



art. 7.3.3 trillingen in woningvloeren

vloerbalklaag veranda

totale massa van de vloer

$$m = 75,3 \text{ kg/m}^2$$

doorbulging tgv puntlast F

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

grootte puntlast in het midden

$$F = 1,44 \text{ kN}$$

breedte vloerveld

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

overspanning van de vloer/balk

$$l = 3,40 \text{ m}$$

hart op hart balklaag

$$a = 0,60 \text{ m}$$

elasticiteitsmodulus balkhout

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

elasticiteitsmodulus beplating

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

dikte beplating

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

dempingsmaat

$$\xi = 0,01$$

toelaatbare eigen frequentie

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

buigstijf evenwijdig lengte-as

$$(EI)_l = 1 \cdot 11000 \cdot 6024 \cdot 10^4 = 0,6 \cdot 10^6$$

buigstijf, loodrecht lengte-as

$$(EI)_b = 1 \cdot 5000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 25^3 = 0,25 \cdot 10^6$$

$$\text{eigen gew. balken en beschot: } 0,096 \cdot 0,196 + 0,6 \cdot 350 + 0,025 \cdot 350 = 19,7 \text{ kg}$$

$$7,3 \quad \frac{w}{F} = \frac{1,8}{2,00} = 0,89 \text{ met als eis: } w/F \leq a (= 1 \text{ mm/kN})$$

$$7,4 \quad v \leq b^{-1/3} = 120^{-0,33} = 0,02 \text{ met } f_1 \xi = 16,46 \cdot 0,01 = -0,84$$

waarin f_1 de eigen frequentie:

$$7,5 \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{1104,3 \cdot 10^3}{75,298}} = 16,5$$

en waarbij v is de snelheidsrespons van een eenheidsimpulsbelasting:

$$7,6 \quad v = \frac{4}{m} \left(\frac{0,4 + 0,6}{b} \right) \left(\frac{n_{40}}{+200} \right) = \frac{4}{75,3} \left(\frac{0,4 + 0,6}{5} \right) \left(\frac{7,90}{+200} \right) = 0,014 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

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

$$7,7 \quad n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{16,46} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{5,00}{3,40} \right)^4 \cdot \frac{1104,3 \cdot 10^3}{6510} \right\}^{0,25} = 7,90$$

opmerking

J.W.M. te Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H-ligger 3 stpt EC versie : 4.7.10 gekozen NDP : NL ; gebruik licentie COMMERCIELE-versie versie aan : J.



H-ligger 3 stpt EC_NL

Versie : 4.7.10 ; NDP : NL

printdatum : 15-06-2017

1-4-2018

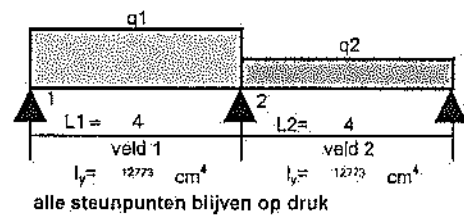
ligger op 3 steunpunten belast door 2 q-lasten , houten balk :

142 x 221
naaldhout C24

werk = woning Verheij
werknummer = 4476
onderdeel = ligger L11

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerp levensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing: gebouwen en andere gewone constructies
veiligheidsklasse = CC1 belastingfactoren
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ formule 6.10.a
de waarde van γ_{a} volgt uit de Nationale Bijlage
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes
(gewichtsberekening) $\psi_{0,1} = 0,4$ - formule 6.10.b $\gamma_{\text{a},1} = 1,22$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_{1,1} = 0,5$ - $\gamma_{\text{a},1} = 1,35$ -
(kruip) $\psi_{2,1} = 0,3$ - $\gamma_{\text{a},1} = 1,35$ -
reductiefactor vloerbelasting $\psi_{1,1} = 1,00$ - formule 6.10.a en b $\gamma_{\text{a},1} = 0,90$ (gunstig)

liggerlengte L1= 4 m
liggerlengte L2= 4 m
staaf lengte z-richting, ongesteund L_z= 4 m
aangrijpingspunt van de belasting aan drukzijde
wijze van steunen gesteund
aangrijpingspunt van steunen aan drukzijde
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg veld 1 0 mm
toegepaste zeeg veld 2 0 mm



belastingen en combinaties

ligger L11

q1:

permanente belasting	$G_{k,1} = 1,2$ kN/m	$G_{k,j}$ (incl. e.g.)	1,2	=	1,20 kN/m'
opgelegde belasting, exteem+mom.	$\Sigma Q_{\text{extr+mom}} = 4$ kN/m	STR/GEO	$\gamma_{\text{a},1}$ $G_{k,j}$	+	γ_{a} ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{\text{mom}} = 4$ kN/m	6.10.a:	1,22 1,2	+	1,35 4 = 6,86 kN/m'
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$ -	STR/GEO	$\xi \gamma_{\text{a},1}$ $G_{k,j}$	+	γ_{a} $\Sigma Q_{\text{extr+mom}}$
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$ -	6.10.b:	1,08 1,2	+	1,35 4 = 6,70 kN/m'
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$ -	EQU	1,1 $G_{k,j}$	+	1,5 $\Sigma Q_{\text{extr+mom}}$
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$ -	6.10:	1,1 1,2	+	1,5 4 = 7,32 kN/m'
		EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	=	0,9 1,2 = 1,08 kN/m'
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{\text{extr+mom}} - \Sigma Q_{\text{mom}}) / (1 - \psi_{0,1})$			$= (4 - 4) / (1 - 0,4)$	=	0,00 kN/m'
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{\text{extr+mom}} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			$= (4 - 0,00) / 0,4$	=	10,00 kN/m'
kruip = $K_{\text{def}} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60 (1,20 + 0,3 0,00 + 0,3 10,00)			=	2,52 kN/m'

q2:

permanente belasting	$G_{k,2} = 1,25$ kN/m	$G_{k,j}$ (incl. e.g.)	1,25	=	1,25 kN/m'
opgelegde belasting, exteem+mom.	$\Sigma Q_{\text{extr+mom}} = 1,9$ kN/m	STR/GEO	$\gamma_{\text{a},1}$ $G_{k,j}$	+	γ_{a} ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{\text{mom}} = 1,9$ kN/m	6.10.a:	1,22 1,25	+	1,35 1,9 = 4,08 kN/m'
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$ -	STR/GEO	$\xi \gamma_{\text{a},1}$ $G_{k,j}$	+	γ_{a} $\Sigma Q_{\text{extr+mom}}$
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$ -	6.10.b:	1,08 1,25	+	1,35 1,9 = 3,92 kN/m'
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$ -	EQU	1,1 $G_{k,j}$	+	1,5 $\Sigma Q_{\text{extr+mom}}$
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$ -	6.10:	1,1 1,25	+	1,5 1,9 = 4,23 kN/m'
		EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	=	0,9 1,25 = 1,13 kN/m'
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{\text{extr+mom}} - \Sigma Q_{\text{mom}}) / (1 - \psi_{0,1})$			$= (1,9 - 1,9) / (1 - 0,4)$	=	0,00 kN/m'
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{\text{extr+mom}} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			$= (1,9 - 0,00) / 0,4$	=	4,75 kN/m'
kruip = $K_{\text{def}} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60 (1,25 + 0,3 0,00 + 0,3 4,75)			=	1,61 kN/m'

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

ligger L11

sterkteklasse	naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$ 1,30	-
materiaal	gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_{ht} =$ 1,01	-
houtbreedte	b= 142 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_{ht} =$ 1,00	-
houthoogte	h= 221 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
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)	nee	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$ 0,50	blijvend
factor voor volume-effect	s= 0,12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$ 0,60	-
$\sigma_{m,ort}$ berekenen met formule	6,32			

unity-checks

ULS	buiging	0,64	dwarskracht	0,30	stabiliteit	0,64	SLS	U_{lim}	0,67	U_{bij}	0,81
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	-----------	------	-----------	------

materiaal- en profielgegevens

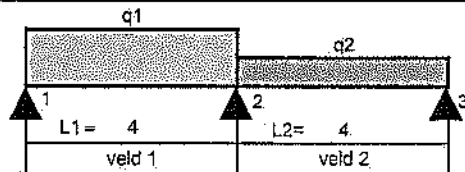
ligger L11

			$f_{x,d}$ =	C	k_{ht} of k_{lt}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M	middellang		
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	1,01	0,80	14,5	/	1,30	= 9,02 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	$E_{0,u,d}$	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	
elasticiteitsmod. naaldhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²	
elasticiteitsmod. 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	$\frac{1}{12}$	142	221 ³	=	12773	10 ⁴ mm ⁴	
traagheidsmoment	I_z =	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	221	142 ³	=	5273	10 ⁴ mm ⁴	
weerstandsmoment	W_y =	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	142	221 ²	=	1165,9	10 ³ mm ³	
weerstandsmoment	W_z =	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	221	142 ²	=	742,7	10 ³ mm ³	
oppervlak	A =	1	$\cdot bh$	=	1		142	221	=	313,8	10 ² mm ²	
traagheidsstraal	i_y = $\sqrt{I_y / A}$	=	$\sqrt{}$	(		12773	/	314	)	=	63,8 mm	
traagheidsstraal	i_z = $\sqrt{I_z / A}$	=	$\sqrt{}$	(		5273	/	314	)	=	41,0 mm	



resultaten mechanica berekeningen

ligger L11



alle steunpunten blijven op druk

EQU (groep A)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
6.10 veld 1 volbelast	7,32	1,13	-12,5	16,8	-4,4	0,1	12,5	21,1	0,1
6.10 veld 2 volbelast	1,08	4,23	-0,8	3,5	-9,8	7,1	0,8	13,3	7,1

STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)				reactie (kN)		
	q1	q2	V _{1,2}	V _{2,1}	V _{2,3}	V _{3,2}	R ₁	R ₂	R ₃
G _{k,j}	1,20	1,25	-1,8	3,0	-3,1	1,9	1,8	6,1	1,9
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j}	4,00	1,90	-6,5	9,5	-5,3	2,3	6,5	14,8	2,3
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j} (veld 1)	4,00	0,00	-7,0	9,0	-1,0	-1,0	7,0	10,0	-1,0
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j} (veld 2)	0,00	1,90	0,5	0,5	-4,3	3,3	-0,5	4,8	3,3
k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	2,52	1,61	-4,0	6,1	-4,2	2,2	4,0	10,3	2,2
6.10.a (volbelast)	6,86	4,08	-11,0	16,5	-10,9	5,4	11,0	27,4	5,4
6.10.b (volbelast)	6,70	3,92	-10,7	16,0	-10,5	5,2	10,7	26,5	5,2
6.10.a (veld 1 volbelast)	6,86	1,13	-11,7	15,7	-4,2	0,3	11,7	20,0	0,3
6.10.b (veld 1 volbelast)	6,86	1,13	-11,7	15,7	-4,2	0,3	11,7	20,0	0,3
6.10.a (veld 2 volbelast)	1,08	4,08	-0,9	3,5	-9,5	6,9	0,9	12,9	6,9
6.10.b (veld 2 volbelast)	1,08	4,08	-0,9	3,5	-9,5	6,9	0,9	12,9	6,9
maatgevende waarden			V _{Ed} = 16,5 kN				R _{Ed} = 27,4 kN		

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)			veldmoment (kNm)		positie M _{veld,max} (m)		vervorming (mm)	
	M ₁	M ₂	M ₃	M _{1,2}	M _{2,3}	uit R ₁	uit R ₂	u _{1,2}	u _{2,3}
G _{k,j}	0,0	-2,5	0,0	1,3	1,4	1,49	2,49	1,1	1,2
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j}	0,0	-5,9	0,0	5,3	1,4	1,63	2,78	5,3	0,3
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j} (veld 1)	0,0	-4,0	0,0	6,1	0,0	1,75	n.v.t.	6,6	-2,8
Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j} (veld 2)	0,0	-1,9	0,0	0,0	2,9	n.v.t.	2,25	-1,4	3,2
k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	0,0	-4,1	0,0	3,2	1,5	1,59	2,64	3,0	0,9
6.10.a (volbelast)	0,0	-10,9	0,0	8,8	3,6	1,60	2,67		
6.10.b (volbelast)	0,0	-10,6	0,0	8,6	3,4	1,60	2,68		
6.10.a (veld 1 volbelast)	0,0	-8,0	0,0	10,0	0,0	1,71	3,77		
6.10.b (veld 1 volbelast)	0,0	-8,0	0,0	10,0	0,0	1,71	3,77		
6.10.a (veld 2 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	0,3	5,8	0,80	2,32		
6.10.b (veld 2 volbelast)	0,0	-5,2	0,0	0,3	5,8	0,80	2,32		
maatgevende waarden	M _{Ed,st} = 10,9 kNm			M _{Ed,v} = 10,0 kNm					

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ligger L11

combinatie		alles volbelast	veld 1 volbelast	veld 2 volbelast
veld		u _{1,2} u _{2,3}	u _{1,2} u _{2,3}	u _{1,2} u _{2,3}
U _{on}	= G _{k,j}	1,1 1,2	1,1 1,2	1,1 1,2
U _{elastisch}	= Q _{k1} + ψ _{0,j} · Q _{k,j}	5,3 0,3	6,6 -2,8	-1,4 3,2
U _{krulp}	= k _{def} · (G _{k,j} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	3,0 0,9	3,0 0,9	3,0 0,9
U _{zeeeg}	= volgens opgave	0,0 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
U _{eind}	= U _{on} + U _{elastisch} + U _{krulp} + U _{zeeeg}	9,4 2,4	10,8 -0,8	2,8 5,2
U _{bij}	= U _{elastisch} + U _{krulp}	8,3 1,2	9,7 -2,0	1,7 4,0
U _{eind,toe}	= U _{eind,toelaatbaar}	16,0 16,0	16,0 16,0	16,0 16,0
U.C.	= U _{eind} / U _{eind,toelaatbaar}	0,59 0,15	0,67 0,05	0,17 0,33
U _{bij,toe}	= U _{bij,toelaatbaar}	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0
U.C.	= U _{bij} / U _{bij,toelaatbaar}	0,69 0,10	0,81 0,16	0,14 0,34

toetsingen uiterste grenstoestand

ligger L11

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 10,94 \text{ kNm}$$

$$W_y = 1156 \text{ cm}^3$$

$$f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 142 \text{ mm}$$

$$h = 221 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{10,94 \cdot 10^6}{1156 \cdot 10^3} = 9,5 \text{ N/mm}^2$$

$$6.11 \text{ unity-check } \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 9,5 / 14,8 = 0,64$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_e = 80 \text{ mm}$$

$$f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 142 \text{ mm}$$

rekenwaarde q-last op balk

$$q_d = 3,92 \text{ kN/m}$$

$$h = 221 \text{ mm}$$

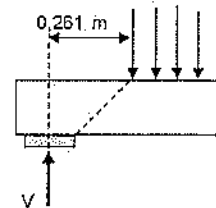
niet gereduceerde dwarskracht

$$V = 16,5 \text{ kN}$$

$$V_{red} = (0,5 b_e + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 221) \cdot 3,92 = 1,02 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 16,5 - 1,02 = 15,43 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b_e h} = \frac{3 \cdot 15,43}{2 \cdot 80 \cdot 221} = 0,74 \text{ N/mm}^2$$



$$6.13 \text{ unity-check } \tau_d / f_{v,d} = 0,74 / 2,46 = 0,30$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

$$6.33 \sigma_{m,d} / (k_{bit} f_{m,d}) = 9,5 / (1,00 \cdot 14,8) = 0,64$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkraft

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$W_y = 1156 \text{ cm}^3$$

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

$$b = 142 \text{ mm}$$

moment

$$M_{y,Ed} = 10,9 \text{ kNm}$$

$$A = 313,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 12,9 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 221 \text{ mm}$$

staallengte z-richting, ongesteund

$$l_z = 4000 \text{ mm}$$

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

$$I_z = 5273 \text{ cm}^4$$

elasticiteitsmodulus

$$E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2$$

$$i_z = 41,0 \text{ mm}$$

elasticiteitsmodulus

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

$$\lambda_z = 97,6$$

glijdingsmodulus

$$G_{0,05} = E_{0,05} / 16 = 462,5 \text{ N/mm}^2$$

modificatiefactor vervorming

$$K_{def} = 0,8$$

factor quasi-blijvende belasting

$$\psi_2 = 0,3$$

factor voor rechtheid (6.29)

$$\beta_c = 0,2$$

balk- en belastingtype

$$2 \text{ steunpunten + q-last}$$

aangrijpingspunt belasting

$$\text{aan drukzijde}$$

wijze van steunen

$$\text{gesteund}$$

$$\text{druk } \sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 313,8 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{buiging y } \sigma_{m,y,d} = M_{y,Ed} / W_y = 10,94 \cdot 10^6 / 1156 \cdot 10^3 = 9,5 \text{ N/mm}^2$$

$$2.10 E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 7400 / (1 + 0,30 \cdot 0,8) = 6271 \text{ N/mm}^2$$

$$2.11 G_{0,05,fin} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{def}) = 462,5 / (1 + 0,30 \cdot 0,8) = 392 \text{ N/mm}^2$$

$$6.30 \lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,y,d}} = \sqrt{24 / 130,3} = 0,43$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \sigma_{m,ed} = \pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}} / (l_{ef} W_y) = \pi \sqrt{7400 \cdot 5273 \cdot 10^4 \cdot 463 \cdot 13767 \cdot 10^4} / (4042 \cdot 1156 \cdot 10^3) = 106,0 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \sigma_{m,ed} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h l_{ef}) = 0,78 \cdot 142^2 \cdot 7400 / (221 \cdot 4042) = 130,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{rekenen met: } \sigma_{m,ed} = 130,3 \text{ N/mm}^2$$

J.W.M. te Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek
Dinxperlo
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

H figger 3 stpt EC, versie: 4.7.10 gekozen NDP: NL: gebruikslicentie COMMERCIELE-versie versie: 15-06-2017

H figger 3 stpt EC, NL
Versie: 4.7.10; NDP: NL
printdatum: 15-06-2017

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{m,all} = (G_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3.2 h^2 I_z / L^2) / 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{m,all} = (13767 \cdot 10^4 / 16 + 3.2 \cdot 221^2 \cdot 5273 \cdot 10^4 / (4042^2) \cdot 4 \cdot 7400) / (142 \cdot 221^3) \\ \sigma_{m,all} = 175,9 \text{ N/mm}^2$$

met $I_{tor} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0.63 b/h + 0.525 (b/h)^5 \}$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 142^3 \cdot 221 \{ 1 - 0.63 \cdot 142 / 221 + 0.525 (142 / 221)^5 \} \cdot 10^{-4} = 13767 \text{ cm}^4$$

en $I_z = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 4000 + 2 \cdot 221 = 4042 \text{ mm}$

$$6.22 \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{c0,k} / E_{0,05})} = 97,6 / \pi \cdot \sqrt{(21,0 / 7400)} = 1,655$$

$$6.26 k_{cz} = 1 / \{ k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 2,00 + \sqrt{(2,00^2 - 1,655^2)} \} = 0,32$$

$$6.26 k_z = 0,5 \{ 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \} = 0,5 \{ 1 + 0,2 \cdot (1,655 - 0,3) + 1,655^2 \} = 2,00$$

$$6.34 k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75$$

$$k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,43 = 1,24$$

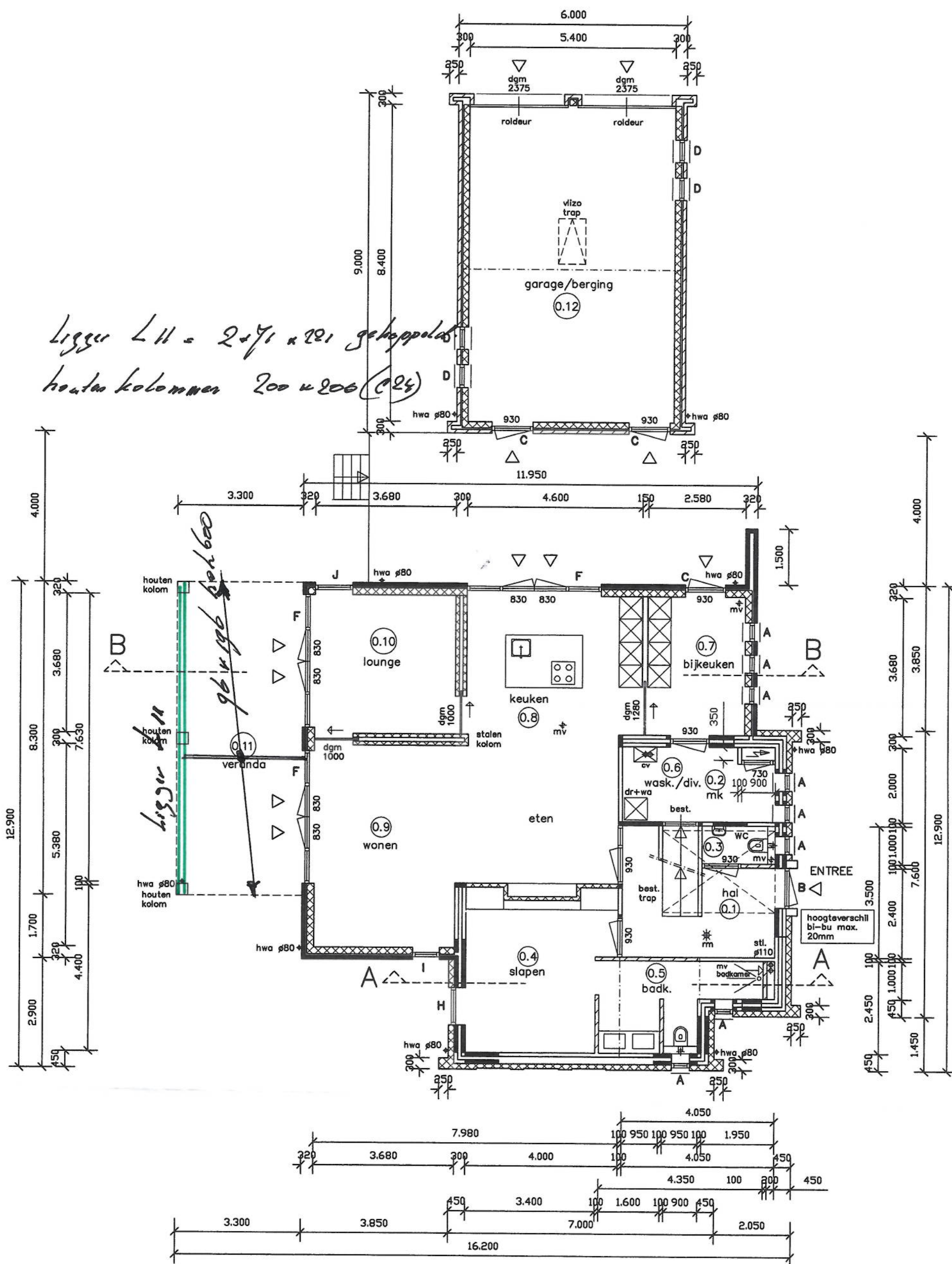
$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m}$$

$$k_{crit} = 1 / 0,43^2 = 5,43$$

als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt $k_{crit} = 1,0$ maatgevende waarde $k_{crit} = 1,00$

$$6.33 \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 9,5 / (1,00 \cdot 14,8) = 0,64$$

opmerking



beganegron
gewijzigd

- balustrade hoogte vide 1000 mm + vloer.
- afstand tussen balusters maximaal 0,1 m.
- geen opstapmogelijkheid tussen 0,2 en 0,7 m

Belastingen Vorstrand

Categorie	A	ψ_0	ψ_1	ψ_2
woon, en verblijfsruimtes		0,40	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC1	blijvend:		overheersend
		ongunstig		veranderlijk
	6,10a	1,22		1,35
	6,10b	1,08		1,35

vorstrand 1

	m/l		breedte		basisbel.			blijvend		veranderlijk
Dak (plat)	1,00	x	1,60 "		x	0,55	"	=	0,88	"
	1,00	x	1,60 "		x	1,00	"	=		1,60 "
Wand	1,00	x	3,20 "		x	3,20	"	=	10,24	"
fundering	1,00	x	1,00 "		x	3,60	"	=	3,60	"
Totaal									14,72 kN	1,60 kN
UGT verg. 6.10a	1,22	x	14,72	+	1,00	x	1,35	x	1,60	= 20,12 kN
UGT verg. 6.10b	1,08	x	14,72	+	1,00	x	1,35	x	1,60	= 18,06 kN
BGT verg. 6.14b	1,00	x	14,72	+	1,00	x	1,60	+	0,40	x 1,60 = 16,96 kN

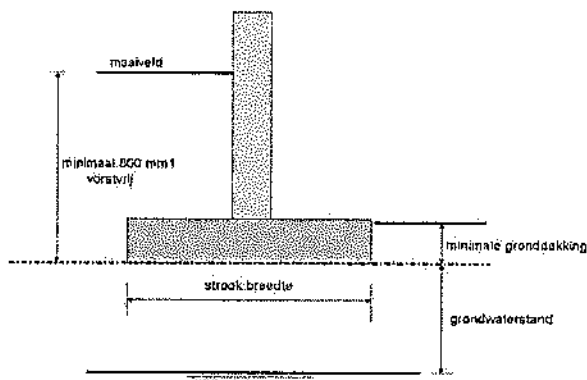
vorstrand 2

	m/l		breedte		basisbel.			blijvend		veranderlijk
Dak (hellend)	1,00	x	2,20 m ¹		x	1,05	kN/m ²	=	2,31	kN
	1,00	x	2,20 "		x	0,22	"	=		0,48 kN
1e verdiepingsvloer	1,00	x	2,10 "		x	0,55	"	=	1,16	"
	1,00	x	2,10 "		x	0,70	"	=		1,47 "
Wand	1,00	x	6,00 "		x	3,10	"	=	18,60	"
fundering	1,00	x	1,00 "		x	3,60	"	=	3,60	"
Totaal									25,67 kN	1,95 kN
UGT verg. 6.10a	1,22	x	25,67	+	1,00	x	1,35	x	1,95	= 33,95 kN
UGT verg. 6.10b	1,08	x	25,67	+	1,00	x	1,35	x	1,95	= 30,36 kN
BGT verg. 6.14b	1,00	x	25,67	+	1,00	x	1,95	+	0,40	x 0,48 = 27,81 kN

Berekening poeren

Toelaatbare grondspanningen:
(met invloed van grondwater)

γ = volumegewicht grond
 D = hoogte gronddekking
 φ' = inwendige wrijvingshoek
 c' = cohesie
 t_e = invloedsdiepte



γ_{droog}	=	16,00	kN/m ²	φ'	=	30,0	°
γ_{nat}	=	10,00	kN/m ²	c'	=	0	kN/m ²
D	=	0,60	m ¹	t_e	=	1,5 \text{ Beff}	m ¹
Grondwaterstand onder aanlegniveau					=	0,50	m ¹

$$\sigma'_{\text{max},d} = c'_{e,d} \times N_c + \sigma'_{v,z;0,d} \times N_q + 0,5 \times \gamma_{e,d} \times B_{\text{eff}} \times N_\gamma \quad \text{in kN/m}^2$$

$c'_{e,d}$	=	0,00	kPa (kN/m ²)	$\varphi'_{e,d}$	=	26,7	°
$\sigma'_{v,z;0,d}$	=	8,73	kPa (kN/m ²)	N_c	=	23	
$\gamma_{e,d}$	=	14,5	kN/m ³	N_q	=	13	
				N_γ	=	12	

$\sigma'_{\text{max},d}$ = rekenwaarde voor de maximale grondspanning kN/m²

$c'_{e,d}$ = rekenwaarde van de cohesie in de beschouwde lagen in kPa

N_c = draagkrachtfactor voor de cohesieterm

$\sigma'_{v,z;0,d}$ = rekenwaarde van de oorspronkelijke verticale korrelspanning op diepte z (gronddekking naast strook)

N_q = draagkrachtfactor voor de gronddekking

$\gamma_{e,d}$ = rekenwaarde van het effectieve volumegewicht

B_{eff} = breedte van de effectieve funderingsoppervlakte

N_γ = draagkrachtfactor voor het grondgewicht

$\varphi'_{e,d}$ = inwendige wrijvingshoek

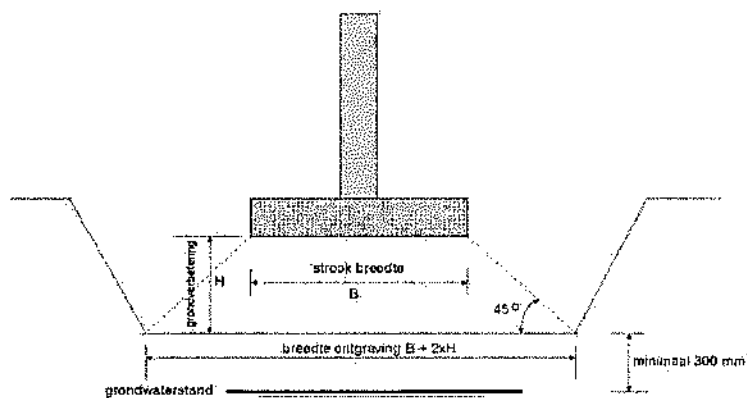
A_{eff} = effectief funderingsoppervlak, in m² (bij stroken: $B_{\text{eff}} \times 1\text{m}$)

$F_{r,v,d}$ = rekenwaarde voor de verticale draagkracht, in kN

minimale gronddekking 600 mm1

breedte in mm B_{eff}	Invloedsdiepte t_e in m ¹	eff. Vol.gew. kN/m ³	$\gamma_{e,d}$ kN/m ³	lengte in mm L	$\sigma'_{\text{max},d}$ kN/m ²	$F_{r,v,d}$ kN/m ¹
600	0,90	13	12,1	600	154	55
700	1,05	13	11,7	700	159	78
800	1,20	13	11,4	800	165	105
900	1,35	12	11,1	900	170	138
1000	1,50	12	10,9	1000	175	175

Grondverbetering algemeen



Grondverbetering

- De grondverbetering moet worden uitgevoerd met goed gegeradeerd zand met een vochtpercentage van circa 10%.
- De grondverbetering aanbrengen in lagen van maximaal 300 mm dikte.
- Elke laag, alsmede het ontgravingsvlak, dient in minimaal 4 gangen te worden verdicht met behulp van een trilplaat met een gewicht van circa 300 à 400 kg.
- De grondwaterstand dient zich hierbij tenminste 300 mm¹ beneden het ontgravingsniveau te bevinden.
- Na ontgraven controleren of er geen veronreinigingen of slappe lagen aanwezig zijn en ontgravingsniveau controleren met een handsondeerapparaat de conusweerstand moet dan min. 4 MPa (40 kg/cm²) zijn vanaf een diepte ± 10 cm.
- De grondverbetering na het aanbrengen controleren met een handsondeerapparaat de conusweerstand moet dan min. 4 MPa (40 kg/cm²) zijn vanaf een diepte ± 10 cm.

ontgravings breedte t.p.v. ontgravingsniveau moet minimaal de breedte van de strook + 2 maal de dikte van de grondverbetering zijn.

Dus breedte ontgraving = $B + 2 \times H$

Na ontgraven, grondslag controleren met handsondeerapparaat en het maken van een aantal handboringen, daarna overleggen met de constructeur of grondverbetering nodig is en zoja in welke dikte.

Belastingen poeren

Categorie	A	ψ_0	ψ_1	ψ_2
woon, en verblijfsruimtes		0,40	0,50	0,30
veiligheidsklasse	CC1	blijvend	ongunstig	overheersend
	6,10a	1,22		1,35
	6,10b	1,08		1,35

Poer A

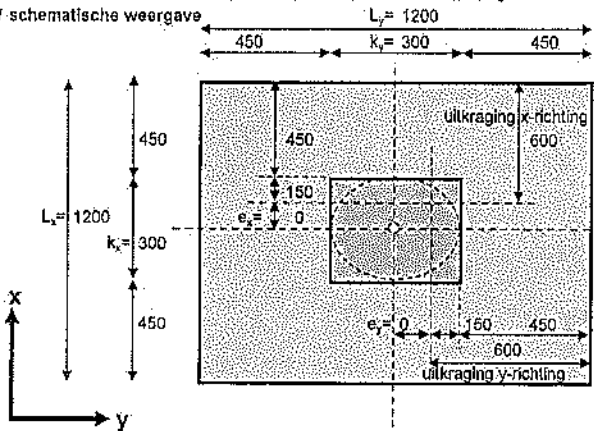
	m/l	lengte	breedte	basisbel.	blijvend	varanderlijk
uit L1					= 58,50 kN	
uit L2					= 25,30 "	9,90 kN
fundering	1,00 x	1,00 "	x	1,00 "	x 4,80 "	= 18,70 "
Totaal					88,60 kN	28,60 kN
UGT verg. 6.10a		1,22 x	88,60 +	1,00 x 1,35 x	28,60 =	146,70 kN
UGT verg. 6.10b		1,08 x	88,60 +	1,00 x 1,35 x	28,60 =	134,30 kN
BGT verg. 6.14b		1,00 x	88,60 +	1,00 x 28,60 + 0,40 x	0,00 =	117,20 kN

Poer B

	m/l	lengte	breedte	basisbel.	blijvend	varanderlijk
uit L7					= 6,30 kN	
uit L8					= 6,10 "	9,60 kN
fundering	1,00 x	0,60 "	x	0,60 "	x 4,80 "	= 14,80 "
Totaal					14,13 kN	24,40 kN
UGT verg. 6.10a		1,22 x	14,13 +	1,00 x 1,35 x	24,40 =	50,18 kN
UGT verg. 6.10b		1,08 x	14,13 +	1,00 x 1,35 x	24,40 =	48,20 kN
BGT verg. 6.14b		1,00 x	14,13 +	1,00 x 24,40 + 0,40 x	0,00 =	38,53 kN

werk woning: fam. Verheij
 werknummer 4476
 onderdeel poer A
 norm Eurocode NIEUWBOUW schematische weergave
 veiligheidsklasse = CC2
 correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
 ontwerpsituatie blijvend en tijdelijk
 geometrie
 lengte plaat $L_y = 1200$ mm
 breedte plaat $L_x = 1200$ mm
 dikte plaat $h_{plaat} = 250$ mm
 vorm van de opstorting middenkolom rechthoekig
 lengte opstorting $k_y = 300$ mm
 breedte opstorting $k_x = 300$ mm
 hoogte opstorting $h_{kolom} = 600$ mm
 diepte o.k. plaat onder maaiveld $D = 800$ mm
 belastingen de belastingen zijn in UGT

de centr. vert. belasting wordt gelijkmatig over de poer verdeeld
 60% van de momentensom wordt gelijkmatig verdeeld over de breedte
 40% van de momentensom wordt verdeeld over de wapeningsbanen



F1 rekenwaarde vert. last in UGT F1_Ed= 148,7 kN

maatgevende formule in UGT = 6.10a
 verhouding M_{Ed} / M_{Ed} = 0,75
 soortelijke massa beton van de plaat $\gamma_{beton} = 24$ kN/m³
 soortelijke massa opstorting $\gamma_{opstort} = 24$ kN/m³
 soortelijke massa grond $\gamma_{grond} = 18$ kN/m³
 toelaatbare grondspanning $\sigma'_{max,d} = 175$ kN/m²
 positie inklemmingsmoment uit de as
 in y-richting $e_y = 0$ mm
 in x-richting $e_x = 0$ mm

beton en wapening
 betonklasse = C30/37
 staalsoort = B 500
 Conderzijde = 40 mm
 buigel in eerste laag $D_{b1} = 0$ mm
 wapening buitenste laag ligt in de y-richting
 basisnet y-richting
 onderin hart op hart $h_{o1y} = 150$ mm
 diameter $D_{2y} = 0$ mm
 hart op hart $h_{o2y} = 0$ mm
 diameter $D_{3y} = 0$ mm
 extra in wapeningsbaan
 aantal staven $n_{3y} = 0$ st
 lengte $L_{3y} = 0$ mm
 basisnet x-richting
 onderin hart op hart $h_{o1x} = 150$ mm
 diameter $D_{2x} = 0$ mm
 hart op hart $h_{o2x} = 0$ mm
 diameter $D_{3x} = 0$ mm
 extra in wapeningsbaan
 aantal staven $n_{3x} = 0$ st
 lengte $L_{3x} = 0$ mm

unity-checks	y-wap	y-naast	x-wap	x-naast
buigwapening	0,79	0,00	0,83	0,49
scheurwijdte zonder berekening	0,86	0,39	0,94	0,46
scheurwijdte met berekening	0,54	0,00	0,56	0,33

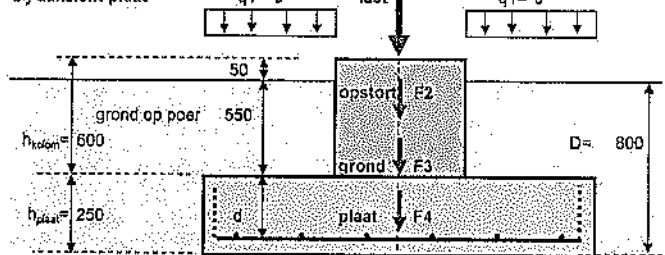
scheurwijdte y-richting voldoet

scheurwijdte x-richting voldoet

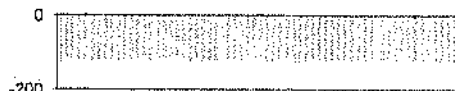
karacteristieke belastingen

	G_k	$Q_{k,ext,rom}$	$Q_{k,mon}$	UGT
bovenbelasting	F1 =			
opstorting	F2 =			
grond	F3 =			
plaat	F4 =			
UGT grondspanning	$\Sigma Q_k =$			180
UGT wapening plaat	$\Sigma Q_k =$			150

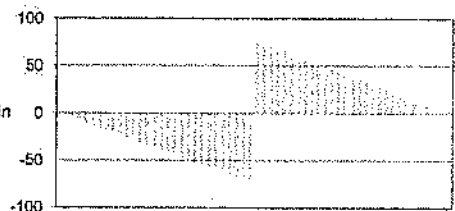
zij-aanzicht plaat



grondspanning (op ondergrond)



dwarskrachtenlijn in y-richting



J.W.M. de Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

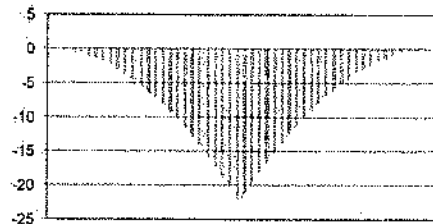
Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

0 poer op staal centr. belast EC versie 2.11.10 gekozen NDP: NL; gebruiksaanwijzing COMMERC

invoergegevens m.b.t. scheurwijdte zonder berekening

ontwerplevensduur = 50 jaar
milieuklasse A (kies uit XC1, XC2, XC3 of XS-serie) = XC2
milieuklasse B (kies uit XC1, XC2, XC3 of XS-serie) = XC2
soort constructie = poer
dekking verhogen bij oncontroleerbaarheid = nee
wordt de beton nabewerkt = nee
verhoging dekking grindkorrel (>32mm) = nee
ondergrond waarop gestort wordt = werkvloer
worden staven d1 gebundeld? = nee
worden staven d2 gebundeld? = nee
is kwaliteitsbeheersing gewaarborgd? = nee
luchtinsluiting van meer dan 4% = nee
verhoging dekking staafdiameter >25mm = nee

momentenlijn
in y-richting



unity-checks

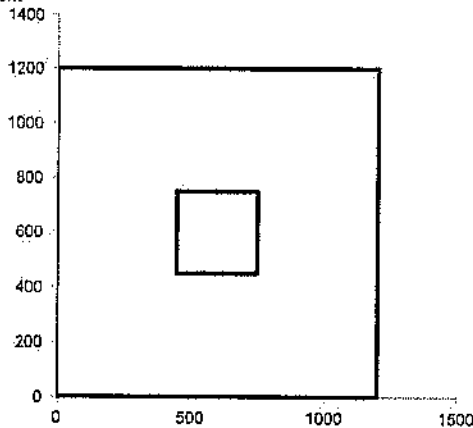
$C_{min} / C_{onderzijde}$	dekking	=	35,0	/	40,0	=	0,88
$\sigma_{Ed} / \sigma'_{max,Ed}$	grondsp	=	125,1	/	175	=	0,71
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$	poets	=	37	/	408	=	0,09
kg staal / m³ beton		=	31,4	/	0,41	=	76

kg/m³

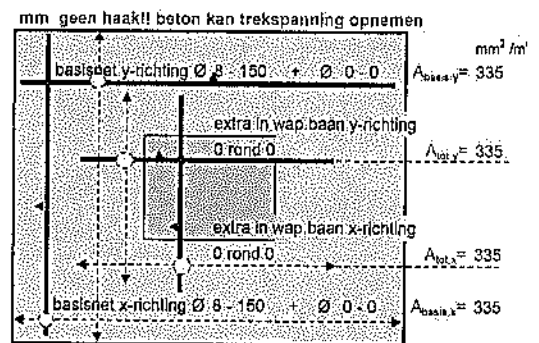
doorsnede (lengte- en breedte / hoogteschaal zijn niet gelijk)

poer A

bovenaanzicht



gekozen basisnet en (eventuele) extra wapening



zij aanzicht



gegevens waarmee de wapening wordt berekend

belastingfactor 6.10a	$\gamma_{1,q} = 1,35$	6.10b	$\gamma_{1,q} = 1,20$
	$\gamma_{1,q} = 1,50$		$\gamma_{1,q} = 1,50$

rekenwaarde belondruksterkte	$f_{cd} = f_{tk} / \gamma_c$	=	20,0 N/mm²
staalspanning	f_{sd}	=	435 N/mm²

belasting tgv plaat t.g.v. bovenbelasting, opstorting en grond

q-last boven funderingsplaat	$\Sigma q =$	1,2	1,2	+	0,3	0,3	) *	0	=	0,0	kN		
F2 eigen gewicht opstorting	$G_{opstort} =$	0,3	0,3	0,6	24				=	1,3	kN		
F3 eigen gewicht grond	$G_{grond} =$	1,2	1,2	+	0,3	0,3	) (	0,8	-	0,25	) 18 =	13,4	kN
F4 eigen gewicht plaat	$G_{plaat} =$	1,2	1,2	0,25	24				=	8,6	kN		
									totaal eigen gewicht	=	23,3	kN	

belastingcombinaties tgv grondspanningen

6.10a	$F_{Ed} =$	1,35	(0	+	23,3)	+	1,50	(0	+	0,0)	=	31,5 kN
6.10b	$F_{Ed} =$	1,20	(0	+	23,3)	+	1,50	(0	+	0,0)	=	28,0 kN
directe opgave UGT	6.10a	$F_{Ed} =$	1,35	23,3	+	1,50	0,0	+	148,7		=	180,2 kN
										van toepassing zijnde waarde waarmee verder wordt gerekend	=	180,2 kN

belastingcombinaties tbv momenten en dwarskrachten in plaat l.g.v. F1 en F2

6.10a	$F_{Ed} = 1,35$	(	0	+	1,3	)	+	1,50	0	=	1,7	kN
6.10b	$F_{Ed} = 1,20$	(	0	+	1,3	)	+	1,50	0	=	1,6	kN
directe opgave UGT	$F_{Ed} = 1,35$	(	*	1,3	+				148,7	=	150,4	kN

van toepassing zijnde waarde waarmee verder wordt gerekend

in UGT = 150,4 kN

grondspanningen

grondspanning tgv ondergrond

grondspanning tgv wapening

$\sigma_{grond} = 180$	/	(	1,200	1,200	)	=	125,1	kN/m ²
$\sigma_{grond} = 150$	/	(	1,200	1,200	)	=	104,5	kN/m ²

ponscontrole (centrisch belast en ongewapend)

maatgevend oppervlak onder ponscirkel

reductie ponsbelasting

rekenwaarde ponsbelasting $V_{Ed} = 150$

resulterende lengte penferie

opneembare schuifspanning

opneembare belasting zonder wapening

$A = 0,25 \pi D^2 = 0,25 \pi 1,18^2 = 1,09 \text{ m}^2$												
$V_{red} = A \rho_d = 1,09 \cdot 104,5 = 114 \text{ kN}$												
$u_1 = 3738 \text{ mm}$												
$V_{Rdc} = 0,54 \text{ N/mm}^2$												
$V_{Rdc} = 408 \text{ kN}$												

Er wordt WEL rekening gehouden met de reductie van de ponsbelasting volgens art. 6.4.4(2)

Er wordt gerekend met de gereduceerde waarde $V_{Ed} = 114 \text{ kN}$
Voor een nauwkeurige controle van de pons gebruik de file "B pons EC" waarin een controle zit van de pons in het gebied tussen de zijkant van de opstorting en 2d

resultaten dwarskrachtcontrole (ongewapend; in y-richting)

rekenwaarde dwarskracht $V_{Ed} = 76 \text{ kN}$

$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot d} = \frac{76}{1,200 \cdot 206,0} = 0,31 \text{ N/mm}^2$												
$V_{Rdc} = 0,58 \text{ N/mm}^2$												

controle verankeringslengte tbv de plaatranden (ofwel: moet de onderwapening worden voorzien van een haak aan het uiteinde?)

moment vlak langs de plaatrand op een afstand van $0,50 \cdot h$ van de rand $M_{Ed} = 1/4 \cdot 104,5 \cdot (0,50 \cdot 0,25)^2 = 0,8 \text{ kNm}$

beschikbare maat voor de verankeringslengte = $0,50 \cdot 250 = 125 \text{ mm}$ benodigde wapening $A_s = 12 \text{ mm}^2$

verankeringslengte $l_{va} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rel} \geq l_{b,min} = 100 \text{ mm}$ dit is groter dan 85 mm geen haak!! beton kan trekspanning opnemen

trekspanning in ongewapende doorsnede $\sigma_{st} = 6 \cdot M_{Ed} / (b \cdot h^2) = 6 \cdot 0,8 / (1000 \cdot 250^2) = 0,08 \text{ N/mm}^2$

12.3.1(2) toelaatbare trekspanning in ongewapende beton $\sigma_{st} = \alpha_{st} \cdot f_{ct,mean} / 1,5 = 0,8 \cdot 2,03 / 1,5 = 1,08 \text{ N/mm}^2$

12.9.3 funderingsstroken en funderingsvoeten $0,85 \cdot \frac{h_f}{a} \geq \sqrt{1 - \frac{3 \cdot \sigma_{st}}{f_{ctd}}}$ ofwel $0,85 \cdot \frac{250}{0} \geq \sqrt{1 - \frac{3 \cdot 0,13}{1,08}}$ ofwel $0,00 \geq 0,59$

de poer moet worden gewapend

berekening wapening met wapeningsbanen conform NEN 6720 art. 7.5.3 puntvormig ondersteunde platen

uitgangspunten CENTRISCH BELAST

alle belasting gelijkmatig gespreid over het oppervlak van de plaat

60% van totale moment spreiden over de gehele breedte

in 2 hoofdrichtingen wapeningsbanen conform art. 7.5.3.4 van NEN 6720

hiertoe wordt de resterende 40% van de totale belasting gespreid

de uitkragende lengte kan per richting worden gereduceerd met e_y en e_x

gekozen wapeningshoeveelheid

basisset onderwapening y-richting	335	+	0	=	335	mm ² /m
extra in wapeningsbaan y-richting	0	/	1,200	=	0	
totaal in wapeningsbaan y-richting	335	+	0	=	335	mm ² /m
totaal in poer in y-richting (mm ²)	402	+	0	=	402	mm ²

basisset onderwapening x-richting	335	+	0	=	335	mm ² /m
extra in wapeningsbaan x-richting	0	/	1,200	=	0	
totaal in wapeningsbaan x-richting	335	+	0	=	335	mm ² /m
totaal in poer in x-richting (mm ²)	402	+	0	=	402	mm ²

momentensom

langsrichting (y)	$\Sigma M_{Ed,y} = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 104,5 \cdot (0,6 - 0)^2 = 22,6 \text{ kNm}$	
dwarsrichting (x)	$\Sigma M_{Ed,x} = 1,2 \cdot 0,5 \cdot 104,5 \cdot (0,6 - 0)^2 = 22,6 \text{ kNm}$	

wapeningsbaan $s = b/2 + 1,5b/4 + 1,5h$ NEN 6720 art. 7.5.3.4

wapening in langsrichting (y) $s_y = k_y + 1,5k_x + 1,5h = 0,3 + 1,5 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 0,25 = 1,125 \text{ m}$

wapening in dwarsrichting (x) $s_x = k_x + 1,5k_y + 1,5h = 0,3 + 1,5 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 0,25 = 1,125 \text{ m}$

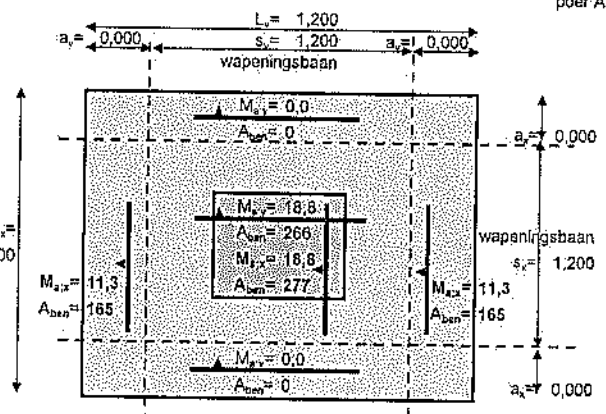
begrenzing wapeningsbaan $s_{x,max} = 0,7 \cdot L_y = 0,7 \cdot 1,200 = 0,840 \text{ m}$ aan te houden $s_x = 1,200 \text{ m}$

conform NEN 6720 art 7.5.3.5 $s_{y,max} = 0,7 \cdot L_x = 0,7 \cdot 1,200 = 0,840 \text{ m}$ aan te houden $s_y = 1,200 \text{ m}$

breedte naast wapeningsbaan

wapening in langsrichting (y) $a_y = (1,2 - 1,2) / 2 = 0,000 \text{ m}$

wapening in dwarsrichting (x) $a_x = (1,2 - 1,2) / 2 = 0,000 \text{ m}$



J.W.M. de Boekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

B poer op staal centrisch belast EC_NL

Versie : 2.11.10 ; NDP : NL

momenten in wapeningsbaan per m' breedte

wapening in langsrichting (y)

$M_{s,y} = 0,6 \cdot 22,6 / 1,200 + 0,4 \cdot 22,6 / 1,200 = 18,8 \text{ kNm/m'}$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' benodigde trekwapening Atrek= 266 mm²/m'

wapening in dwarsrichting (x)

$M_{s,x} = 0,6 \cdot 22,6 / 1,200 + 0,4 \cdot 22,6 / 1,200 = 18,8 \text{ kNm/m'}$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' benodigde trekwapening Atrek= 277 mm²/m'

momenten naast wapeningsbaan per m' breedte

wapening in langsrichting (y)

$M_{s,y} = 0,6 \cdot 0,0 / 1,200 + 0,4 \cdot 0,0 / 1,200 = 0,0 \text{ kNm/m'}$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' benodigde trekwapening Atrek= 0 mm²/m'

wapening in dwarsrichting (x)

$M_{s,x} = 0,6 \cdot 22,6 / 1,200 + 0,4 \cdot 22,6 / 1,200 = 11,3 \text{ kNm/m'}$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' benodigde trekwapening Atrek= 165 mm²/m'

nuttige hoogte y-richting

$d_y = 250 - 40 - 0 - 0 - 0,5 \cdot 8 = 206 \text{ mm}$

nuttige hoogte x-richting

$d_x = 250 - 40 - 0 - 8 - 0,5 \cdot 8 = 198 \text{ mm}$

resultaten momenten en wapening per m' wapening (paddestoelvloer)

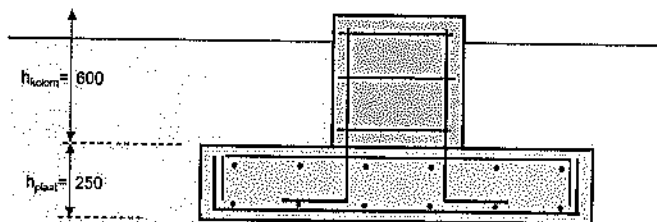
	M_{Ed} kNm/m'	A_{ben} mm ² /m'	A_{aanv} mm ² /m'	uc	scheurwijdte zonder berekening	met berekening	maatgevende
y-richting					$d_{gem} = 8,0$	$h_{oh_{gem}} = 175$	$w_{bet} = 0,30$
wapeningsbaan	18,8	266	335	0,79	$d_{max} = 9,2$	$h_{oh_{max}} = 203$	$w_k = 0,16$
naast wapeningsbaan	0,0	0	335	0,00	$d_{max} = 20,8$	$h_{oh_{max}} = 343$	$w_k = 0,00$
x-richting							
wapeningsbaan	18,8	277	335	0,83	$d_{max} = 7,2$	$h_{oh_{max}} = 187$	$w_k = 0,17$
naast wapeningsbaan	11,3	165	335	0,49	$d_{max} = 17,6$	$h_{oh_{max}} = 343$	$w_k = 0,10$

berekening van de wapeningshoeveelheid van de poer met opstorting

poer A

bovennet

wapening in y-ri	diameter	$D_{1y} = 10$ mm
	hart op hart	$hoh_{1y} = 200$ mm
	diameter	$D_{2y} =$ mm
	hart op hart	$hoh_{2y} =$ mm
wapening in x-ri	diameter	$D_{1x} = 10$ mm
	hart op hart	$hoh_{1x} = 200$ mm
	diameter	$D_{2x} =$ mm
	hart op hart	$hoh_{2x} =$ mm
ondernet met haak		= ja
bovennet met haak		= ja



wapening in de opstorting

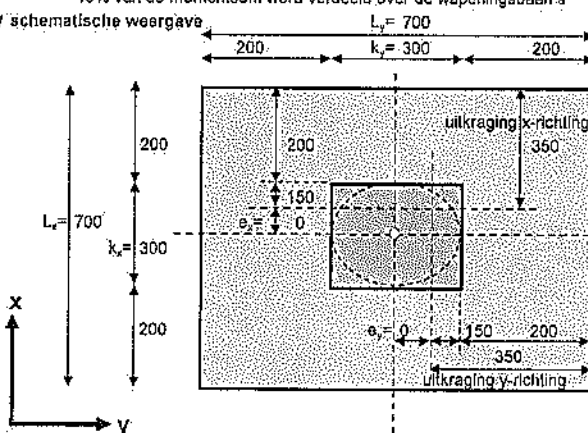
stakken	aantal	$n_{bg} = 10$	mm						
	diameter	$D_{stak} = 12$	mm	hoeveelheid beton plaat	1,2	1,2	0,25	=	0,360
	lengte horizontale haak	$L_{haak} = 250$	mm	hoeveelheid beton opstorting	0,3	0,3	0,6	=	0,054
beugels	beugel diameter	$D_{bg} = 8$	mm						0,414 m ³
	hoh bgls	$hoh_{bgls} = 150$	mm						
	overlap beugels	$L_{overlap} = 300$	mm	totale hoeveelheid wapening				=	31,4 kg
betondekkingen	$C_{bovenzijde}$	= 35	mm						
	$C_{zijkaant.plaat}$	= 40	mm	wapeningshoeveelheid	31,4	/	0,414	=	75,9 kg/m ³
	$C_{zijkaant.poor}$	= 35	mm						

berekening in tabelvorm

	lengte	breedte	diam1	hoh1	drsn1	aantal	lengte	haak	lengte	massa	gewicht
	mm	mm	mm	mm	mm2	st	mm	mm	mm	kg/m	kg
onderwapening in y-richting											
	staaf 1	1200	1200	8	150	50,3	8,0	1120	175	1470	0,4
	staaf 2	1200	1200	0	0	0,0	0,0	1120	175	1470	0,0
	extra in wapeningsbaan			0	0,0	0,0		geen	0	0,0	0,0
onderwapening in x-richting											
	staaf 1	1200	1200	8	150	50,3	8,0	1120	175	1470	0,4
	staaf 2	1200	1200	0	0	0,0	0,0	1120	175	1470	0,0
	extra in wapeningsbaan			0	0,0	0,0		geen	0	0,0	0,0
bovennet y-richting											
	staaf 1	1200	1200	10	200	78,5	6,0	1120	175	1470	0,6
	staaf 2	1200	1200	0	0	0,0	0,0	1120	175	1470	0,0
bovennet x-richting											
	staaf 1	1200	1200	10	200	78,5	6,0	1120	175	1470	0,6
	staaf 2	1200	1200	0	0	0,0	0,0	1120	175	1470	0,0
stakken			12		113,1	10,0	802	250	1052	0,9	9,3
beugels		600	8	150	50,3	4,0	820	300	1220	0,4	1,9
opmerking:										31,4	kg

werk	woning, fam. Verheij
werknnummer	4476
onderdeel	poer B:
norm	Eurocode NIEUW
veiligheidsklasse	= CC2
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0,89$
ontwerpsituatie	blijvend en tijdelijk
geometrie	
lengte plaat	$L_y = 700$ mm
breedte plaat	$L_x = 700$ mm
dikte plaat	$h_{plaat} = 200$ mm
vorm van de opstorting	middelenkolom rechthoekig
lengte opstorting	$k_y = 300$ mm
breedte opstorting	$k_x = 300$ mm
hoogte opstorting	$h_{kolom} = 600$ mm
diepte o.k. plaat onder maaiveld	$D = 800$ mm
belastingen	de belastingen zijn in UGT

de centrale verticale belasting wordt gelijkmatig over de poer verdeeld
60% van de momentensom wordt gelijkmatig verdeeld over de breedte.
40% van de momentensom wordt verdeeld over de wapeningsbaan s



F1 rekenwaarde verticale last in UGT F1, $E_d = 50,18 \text{ kN}$

maatgevende formule in UGT	σ_c	6,10a
verhouding M_y / M_{Ed}	η	0,75
soortelijke massa beton van de plaat	γ_{beton}	24 kN/m ³
soortelijke massa opstelling	$\gamma_{opstelt}$	24 kN/m ³
soortelijke massa grond	γ_{grond}	18 kN/m ³
toelaatbare grondspanning	$\sigma'_{max,d}$	159 kN/m ²
positie inklemmingsmoment uit de as		
in y-richting	e_y	0 mm
in x-richting	e_x	0 mm

beton en wapening		x-richting		y-richting	
betonklasse		=	C30/37		
staalsoort		=	B 500		
Condensdijde		=	40	mm	
beugel in eerste laag		D_{85}	=	0	mm
wapening buitenste laag ligt in de				y-richting	
basisnet y-richting	diameter	D_{17}	=	8	mm
onderin	hart op hart	hoh_{17}	=	150	mm
	diameter	D_{27}	=	0	mm
	hart op hart	hoh_{27}	=	0	mm
extra in wapeningsbaan	diameter	D_{37}	=	0	mm
	aantal staven	n_{37}	=	0	st
	lengte	L_{37}	=	0	mm
basisnet x-richting	diameter	D_{1x}	=	8	mm
onderin	hart op hart	hoh_{1x}	=	150	mm
	diameter	D_{2x}	=	0	mm
	hart op hart	hoh_{2x}	=	0	mm
extra in wapeningsbaan	diameter	D_{3x}	=	0	mm
	aantal staven	n_{3x}	=	0	st
	lengte	L_{3x}	=	0	mm

	y-wap	y-naast	x-wap	x-naast
unity-checks	0,36	0,00	0,38	0,23
bulgwapening	0,48	0,48	0,51	0,51
scheurwijdte zonder berekening	0,24	0,00	0,28	0,15

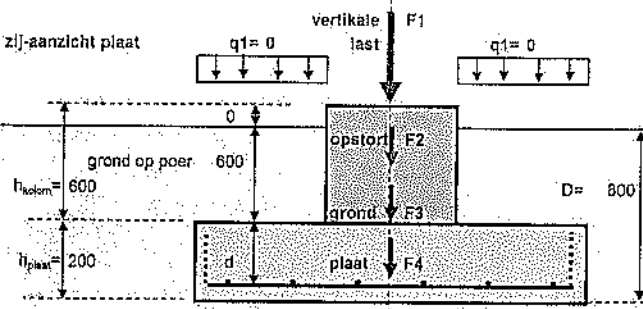
scheurwijdte y-richting voldoet scheurwijdte x-richting voldoet

karakteristiske belastninger

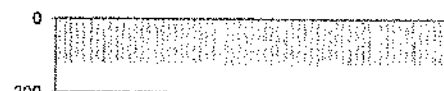
bovenbelasting
opstorting
grond
plaat
UGT grondspanning
UGT wapening plaat

	G_k	$Q_{\text{extr+mar}}$	Q_{mar}	UGT
F1 =				
F2 =				
F3 =				
F4 =				
ΣQ_{ex} =				61
ΣQ_{m} =				52

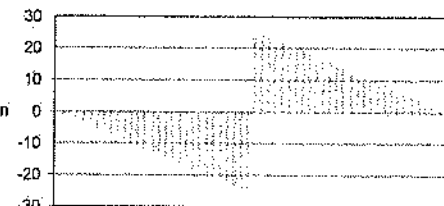
zij-aanzicht plaat



grondspanning
(op ondergrond)



dwarskrachtenlijn
in y-richting



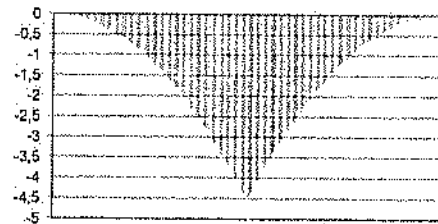
Invoergegevens m.b.t. scheurwijdte zonder berekening

ontwerplevensduur = 50 jaar
milieuklasse A (kies uit XC- XC- XD- of XS-serie) = XC2
milieuklasse B (kies uit XC- XC- XD- of XS-serie) = XC2
soort constructie = poer
dekking verhogen bij oncontroleerbaarheid = nee
wordt de beton nabewerkt = nee
verhoging dekking grindkorrel (>32mm) = nee
ondergrond waarop gestort wordt = werkvloer
worden staven d1 gebundeld? = nee
worden staven d2 gebundeld? = nee
is kwaliteitsbeheersing gewaarborgd? = nee
luchtinsluiting van meer dan 4% = nee
verhoging dekking staafdiameter >25mm = nee

momentenlijn
in y-richting

unity-checks

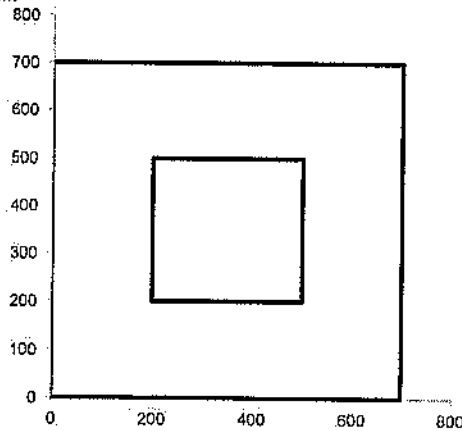
$C_{min} / C_{onderzijde}$	dekking	=	35,0	/	40,0	=	0,88
$\sigma_{Ed} / \sigma'_{max,d}$	grondsp	=	124,4	/	159	=	0,78
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$	pons	=	0	/	256	=	0,00
kg staal / m ³ beton		=	17,8	/	0,15	=	117 kg/m ³



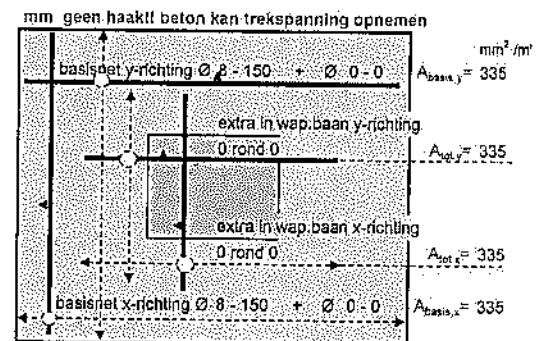
doorsnede (lengte- en breedte / hoogteschaal zijn niet gelijk)

poer B

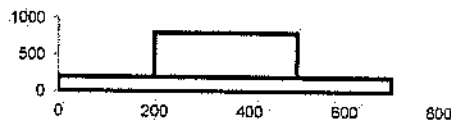
bovenaanzicht



gekozen basisnet en (eventuele) extra wapening



zij aanzicht



gegevens waarmee de wapening wordt berekend

belastingfactoren 6.10a $\gamma_{1,q} = 1,35$ 6.10b $\gamma_{1,q} = 1,20$
 $\gamma_{1,q} = 1,50$ $\gamma_{1,q} = 1,50$

rekenwaarde betondruksterkte $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,0$ N/mm²
staalspanning $f_{sd} = 435$ N/mm²

belasting tgv plaat t.g.v. bovenbelasting, opstorting en grond

q-last boven funderingsplaat	$\sum q =$	0,7	0,7	-	0,3	0,3	) * 0	=	0,0 kN
F2 eigen gewicht opstorting	$G_{opstort} =$	0,3	0,3	0,5	24			=	1,3 kN
F3 eigen gewicht grond	$G_{grond} =$	0,7	0,7	-	0,3	0,3	) (0,8 - 0,2)	=	4,3 kN
F4 eigen gewicht plaat	$G_{plaat} =$	0,7	0,7	0,2	24			=	2,4 kN
								=	8,0 kN

belastingcombinaties tgv grondspanningen

6.10a	$F_{Ed} =$	1,35	(0	+ 8,0) + 1,50	(0	+ 0,0)	=	10,8 kN
6.10b	$F_{Ed} =$	1,20	(0	+ 8,0) + 1,50	(0	+ 0,0)	=	9,6 kN
directe opgave UGT	6.10a	$F_{Ed} =$	1,35	8,0 + 1,50	0,0 + 60,18		=	60,9 kN
							=	60,9 kN

van toepassing zijnde waarde waarmee verder wordt gerekend

belastingcombinaties tbv momenten en dwarskrachten in plaat l.g.v. F1 en F2

6.10a	$F_{Ed} = 1,35$	(	0	+	1,3	) +	1,50	0	=	1,7	kN
6.10b	$F_{Ed} = 1,20$	(	0	+	1,3	) +	1,50	0	=	1,6	kN
directe opgave UGT	$F_{Ed} = 1,35$	(	0	+	1,3	) +	50,18	0	=	51,9	kN
van toepassing zijnde waarde waarmee verder wordt gerekend										in UGT	= 51,9 kN

grondspanningen

grondspanning lgv ondergrond	$\sigma_{grond} = 61$	(	0,700	0,700	)	=	124,4	kN/m ²
grondspanning tgv wapening	$\sigma_{grond} = 52$	(	0,700	0,700	)	=	106,0	kN/m ²

ponscontrole (centrisch belast en ongewapend)

maatgevend oppervlak onder ponscirkel

reductie ponsbelasting

rekenwaarde ponsbelasting $V_{Ed} = 52$

resulterende lengte perloer

opneembare schuifspanning

opneembare belasting zonder wapening

Er wordt WEL rekening gehouden met de reductie van de ponsbelasting volgens art. 6.4.4(2)

$A = 0,25 \pi D^2 = 0,25 \pi 0,97^2 = 0,75$ m²

$V_{Ed} = 52$ kN

$u_t = 3110$ mm

$V_{Rdc} = 0,54$ N/mm²

$V_{Rdc} = 256$ kN

Er wordt gerekend met de gereduceerde waarde $V_{Ed} = 0,0$ kN
Voor een nauwkeurige controle van de pons gebruik de file "B pons EC"
waarin een controle zit van de pons in het gebied tussen de zijkant van de opstorting en 2d

resultaten dwarskrachtcontrole (ongewapend; in y-richting)

rekenwaarde dwarskracht $V_{Ed} = 26$ kN	$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot d} = \frac{26}{0,700 \cdot 156,0} = 0,24$ N/mm ²	$V_{Rdc} = 0,64$ N/mm ²
--	---	------------------------------------

controle verankeringslengte t.p.v. de plaatranden (ofwel: moet de onderwapening worden voorzien van een haak aan het uiteinde?)

moment vlak langs de plaatrand op een afstand van 0,50 h van de rand	$M_{Ed} = 106,0$ (	0,50	0,2	) ²	=	0,5	kNm
--	--------------------	------	-----	----------------	---	-----	-----

beschikbare maat voor de verankeringslengte = 0,50	200	-	40	=	60	mm	benodigde wapening $A_s = 10$ mm ²
--	-----	---	----	---	----	----	---

verankeringslengte $l_{an} = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 5 \cdot l_{an, min} = 100$ mm dit is groter dan 60 mm geen haak!! beton kan trekspanning opnemen

trekspanning in ongewapende doorsnede $\sigma_{tr} = 6$	$M_{Ed} / b h^2 = 6$	0,5	$10^6 / 1000 \cdot 200$	) ²	=	0,08	N/mm ²
---	----------------------	-----	-------------------------	----------------	---	------	-------------------

12.3.1(2) toelaatbare trekspanning in ongewapende beton	12,1	$f_{ctm} = \sigma_{tr} / 1,5 = 0,8$	2,03	/	1,5	=	1,08	N/mm ²
---	------	-------------------------------------	------	---	-----	---	------	-------------------

12.3.3 funderingsstroken en funderingsvoeten	12.13	$0,85 \frac{f_{ctd}}{a} \geq \sqrt{1 - \frac{\sigma_{tr}}{f_{ctd}}}$	ofwel	$0,85 \frac{200}{0} \geq \sqrt{1 - \frac{0,12}{1,08}}$	ofwel	0,00	$\geq 0,59$
--	-------	--	-------	--	-------	------	-------------

de poer moet worden gewapend

berekening wapening met wapeningsbanen conform NEN 6720 art. 7.5.3 puntvormig ondersteunde platen

uitgangspunten CENTRISCH BELAST

alle belasting gelijkmatig gespreid over het oppervlak van de plaat

60% van totale moment spreiden over de gehele breedte

in 2 hoofdrichtingen wapeningsbanen conform art. 7.5.3.4 van NEN 6720

hierin wordt de resterende 40% van de totale belasting gespreid

de uitkragende lengte kan per richting worden gereduceerd met e_y en e_x

gekozen wapeningshoeveelheid

basisnet onderwapening y-richting

extra in wapeningsbaan y-richting

totaal in wapeningsbaan y-richting

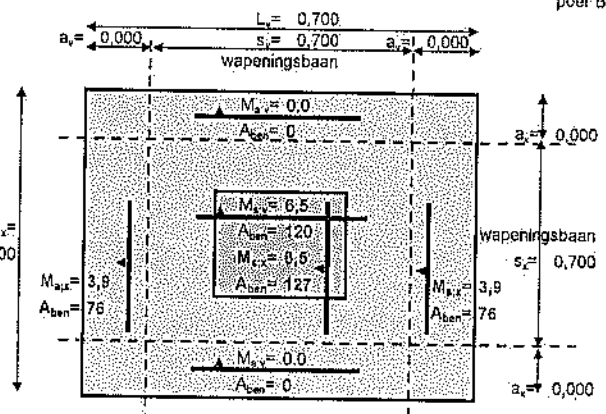
totaal in poer in y-richting (mm²)

basisnet onderwapening x-richting

extra in wapeningsbaan x-richting

totaal in wapeningsbaan x-richting

totaal in poer in x-richting (mm²)



momentensom

langsrichting (y) $\Sigma M_{Ed,y} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 106,0 \cdot (0,35 - 0)^2 = 4,5$ kNm

dwarsrichting (x) $\Sigma M_{Ed,x} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 106,0 \cdot (0,35 - 0)^2 = 4,5$ kNm

wapeningsbaan $s = b/2 + 1,5b/4 + 1,5h$ NEN 6720 art. 7.5.3.4

wapening in langsrichting (y) $s_x = k_x + 1,5k_y + 1,5h = 0,3 + 1,5 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 0,2 = 1,05$ m

wapening in dwarsrichting (x) $s_y = k_y + 1,5k_x + 1,5h = 0,3 + 1,5 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 0,2 = 1,05$ m

begrenzing wapeningsbaan $s_{x,max} = 0,7 \cdot L_x = 0,7 \cdot 0,700 = 0,490$ m aan te houden $s_{x,max} = 0,700$ m

conform NEN 6720 art 7.5.3.5 $s_{y,max} = 0,7 \cdot L_y = 0,7 \cdot 0,700 = 0,490$ m aan te houden $s_{y,max} = 0,700$ m

breedte naast wapeningsbaan

wapening in langsrichting (y) $a_x = (0,7 - 0,7) / 2 = 0,000$ m

wapening in dwarsrichting (x) $a_y = (0,7 - 0,7) / 2 = 0,000$ m

J.W.M. te Beekhorst Adviesbureau voor Bouwtechniek

Dinxperlo

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-4-2018

B poer op staal centriscn belast EC versie : 2.11.10 gekozen NDP : NL : gebruikscenlic COMMERC

momenten in wapeningsbaan per m' breedte

wapening in langsrichting (y)

$M_{xy} = 0,6 \quad 4,5 \quad / \quad 0,700 \quad + \quad 0,4 \quad 4,5 \quad / \quad 0,700$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' = 6,5 kNm/m'
benodigde trekwapening Atrek= 120 mm²/m'

wapening in dwarsrichting (x)

$M_{yx} = 0,6 \quad 4,5 \quad / \quad 0,700 \quad + \quad 0,4 \quad 4,5 \quad / \quad 0,700$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' = 6,5 kNm/m'
benodigde trekwapening Atrek= 127 mm²/m'

momenten naast wapeningsbaan per m' breedte

wapening in langsrichting (y)

$M_{xy} = 0,6 \quad 0,0 \quad / \quad 0,700$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' = 0,0 kNm/m'
benodigde trekwapening Atrek= 0 mm²/m'

wapening in dwarsrichting (x)

$M_{yx} = 0,6 \quad 4,5 \quad / \quad 0,700$
benodigde drukwapening Adruk= 0 mm²/m' = 3,9 kNm/m'
benodigde trekwapening Atrek= 76 mm²/m'

nutlige hoogte y-richting

$d_y = 200 \quad - \quad 40 \quad - \quad 0 \quad - \quad 0 \quad - \quad 0,5 \quad 8 \quad = \quad 156 \quad \text{mm}$

nutlige hoogte x-richting

$d_x = 200 \quad - \quad 40 \quad - \quad 0 \quad - \quad 8 \quad - \quad 0,5 \quad 8 \quad = \quad 148 \quad \text{mm}$

resultaten momenten en wapening per m'wapening (paddestoelvoet)

	M_{ed} kNm/m'	A_{sbn} mm ² /m'	A_{sbnw} mm ² /m'		scneurwijdte zonder berekening	met berekening	maatgevende
y-richting					$d_{gem} = 8,0$	$hoh_{gem} = 175$	$w_{totel} = 0,30$
wapeningsbaan	6,5	120	335	= 0,36	$d_{max} = 16,6$	$hoh_{max} = 343$	$w_k = 0,07$
naast wapeningsbaan	0,0	0	335	= 0,00	$d_{max} = 16,6$	$hoh_{max} = 343$	$w_k = 0,00$
x-richting							
wapeningsbaan	6,5	127	335	= 0,38	$d_{max} = 14,0$	$hoh_{max} = 343$	$w_k = 0,08$
naast wapeningsbaan	3,9	76	335	= 0,23	$d_{max} = 14,0$	$hoh_{max} = 343$	$w_k = 0,05$

berekening van de wapeningshoeveelheid van de poer met opstorting

poer B

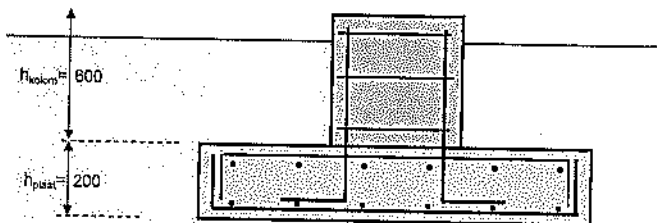
bovennet

wapening in y-ri	diameter	$D_{1y} = 10$	mm
	hart op hart	$hoh_{1y} = 200$	mm
	diameter	$D_{2y} =$	mm
	hart op hart	$hoh_{2y} =$	mm
wapening in x-ri	diameter	$D_{1x} = 10$	mm
	hart op hart	$hoh_{1x} = 200$	mm
	diameter	$D_{2x} =$	mm
	hart op hart	$hoh_{2x} =$	mm

ondernet met haak
bovennet met haak

wapening in de opstorting

stekken	aantal	$n_{bg} = 10$	mm
	diameter	$D_{stek} = 12$	mm
	lengte horizontale haak	$L_{haak} = 250$	mm
beugels	beugel diameter	$D_{bg} = 8$	mm
	hoh bgls	$hoh_{bgls} = 150$	mm
	overlap beugels	$L_{overlap} = 300$	mm
betondekkingen	$C_{bovenzijde}$	= 35	mm
	$C_{zijkantplaat}$	= 40	mm
	$C_{zijkantpoer}$	= 35	mm



hoeveelheid beton plaat	0,7	0,7	0,2	=	0,098
hoeveelheid beton opstorting	0,3	0,3	0,6	=	0,054
					0,152 m ³
totale hoeveelheid wapening				=	17,8 kg
wapeningshoeveelheid	17,8	/	0,152	=	117,0 kg/m ³

berekening in tabelvorm

	lengte	breedte	diam1	hoh1	drsn1	aantal	lengte	haak	lengte	massa	gewicht
							horizontaal		totaal	kg/m ³	kg
onderwapening in y-richting	staaf 1	700	700	8	150	50,3	4,7	620	125	870	0,4
	staaf 2	700	700	0	0	0,0	0,0	620	125	870	0,0
	extra in wapeningsbaan			0	0	0,0	0,0	geen	0	0,0	0,0
onderwapening in x-richting	staaf 1	700	700	8	150	50,3	4,7	620	125	870	0,4
	staaf 2	700	700	0	0	0,0	0,0	620	125	870	0,0
	extra in wapeningsbaan			0	0	0,0	0,0	geen	0	0,0	0,0
bovennet y-richting	staaf 1	700	700	10	200	78,5	3,5	620	125	870	0,6
	staaf 2	700	700	0	0	0,0	0,0	620	125	870	0,0
bovennet x-richting	staaf 1	700	700	10	200	78,5	3,5	620	125	870	0,6
	staaf 2	700	700	0	0	0,0	0,0	620	125	870	0,0
stekken			12		113,1	10,0	752	250	1002	0,9	8,9
beugels		600	8	150	50,3	4,0	920	300	1220	0,4	1,9
opmerking:									totaal		17,8 kg

