

**TUINBRUG
VOORSTAD 2 - SITTARD
GEMEENTE SITTARD-GELEEN**

Statische berekening:

- houtconstructies
- staalconstructies

**Proj. nr. 25_6061
27 augustus 2025**

Opgesteld door:



Blad 1

Toegepaste normen (een of meerdere normen worden als basis voor de berekening gebruikt)

Eurocode 0	EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
Eurocode 1	EN 1991	Belastingen op constructies
Eurocode 2	EN 1992	Ontwerp en berekening van betonconstructies
Eurocode 3	EN 1993	Ontwerp en berekening van staalconstructies
Eurocode 4	EN 1994	Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies
Eurocode 5	EN 1995	Ontwerp en berekening van houtconstructies
Eurocode 6	EN 1996	Ontwerp en berekening van metselwerkconstructies
Eurocode 7	EN 1997	Geotechnisch ontwerp
Eurocode 8	EN 1998	Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Eurocode 9	EN 1999	Ontwerp en berekening van aluminium constructies

Uitgangspunten materialisering

STAAL		
Staal kwaliteit	S235JR	tenzij anders vermeld
Detailberekeningen door staalleverancier		
Bouten kwaliteit	8.8	tenzij anders vermeld
Ankers kwaliteit	4.6 (gerolde draad)	tenzij anders vermeld
BETON		
Beton kwaliteit	C20/25	tenzij anders vermeld
Beton staalkwaliteit	B500	tenzij anders vermeld
Dekking betonstaal	volgens tekening	
HOUT		
Hout kwaliteit	C18	tenzij anders vermeld

Beek

Gebruikslicentie tot 1-5-2026verleend door:
Gebruikslicentie tot 1-5-2026 verleend door:



Versie: 2.12.20 NDP NL:2011
printdatum : 09-07-2025
printdatum : 09-07-2025

werk: **Tuinbrug**

werknnummer: **25_6061**

onderdeel: **gewichts berekening**

soort gebouwfunctie 5:	▶
soort gebouwfunctie 4:	▶
soort gebouwfunctie 3:	▶
soort gebouwfunctie 2:	▶
soort gebouwfunctie 1:	▶
voelgangersbrug	▶

maatgevend:

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

omschrijving = CC2a: Middelmaltige gevolgen t.a.v. verlies van mensenvlevers, of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of vor
toepassing = gebouwen en andere gewone constructies
voorbeelden = woon- en kantoorgebouwen max 4 lagen, openbare gebouwen<2000m2 per laag , onderwvjsgebouwen met 1 laag, eer
betrouwbaarheidsklasse = RC2 (Reliability Class = betrouwbaarheidsklasse)
betrouwbaarheidsfactor $\beta = 3,80$ (tabel B2 biz 87 NEN-EN 1990 voor een referentieperiode van 50 jaar)
 K_{ref} -factor = 1 (tabel B3 biz 87 NEN-EN 1990)
sneeuwbelasting op de grond (incl f) $s_n = 0,70 \text{ kN/m}^2$

ψ -waarden voor gebouwen

gebruikscategorie =	A	B	C	D	E	F	G	H
factor combinatie-waarde van de veranderlijke belasting: $\psi_0 =$	0,4	0,5	0,4	0,4	1	0,7	0,7	0
factor frequent aanwezigte veranderlijke belasting: $\psi_1 =$	0,5	0,5	0,7	0,7	0,9	0,7	0,5	0
factor quasi-blijvende veranderlijke belasting: $\psi_2 =$	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8	0,6	0,3	0
correctiefactor voor levensduur $F_t/F_{t_0} =$	1	1	1	1	1	1	1	1

ψ -waarden voor gebouwen $\{1+(1-\psi_0)\sqrt{t-t_0}/t_0\}$ (niet voor wind-, sneeuw-, thermische belasting)

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

ontwerp: Architectenbureau
werk/project HV8359A
tekening(en): B-04, d.d. juni 2025

ontververdeling

ontwerplevens- duurklasse	gevolgklasse	categorie
3	CC2a	0
3	CC2a	

A: Gemeenschappelijke Vloeren, Galerijen, Trappen en E categorie: A	$\psi_t = 1,00$	v.b. =	3,00
Totaal galerij / tuibrug :		0,55	3,00 0,40

A: Gemeenschappelijke Vloeren, Galerijen, Trappen en E categorie: A

 $\psi_1 = 1,00$

Totaal galerij / tuinbrug :

v.b. = 3,00

0,55 3,000,40

2

3

$$\psi_i =$$
$$=$$

4

$$\psi_t =$$

5

$$=$$

9

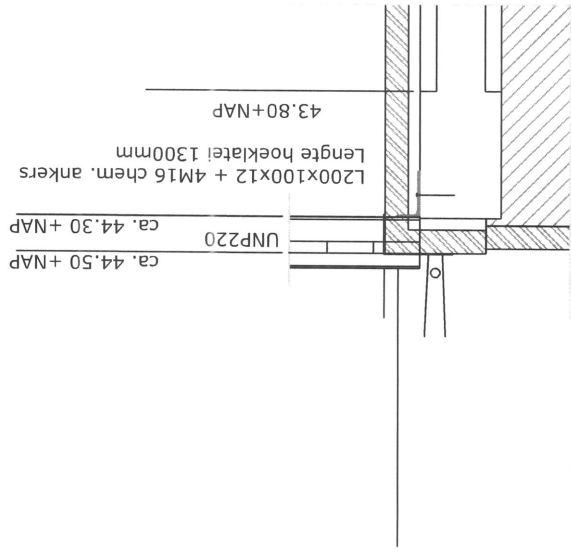
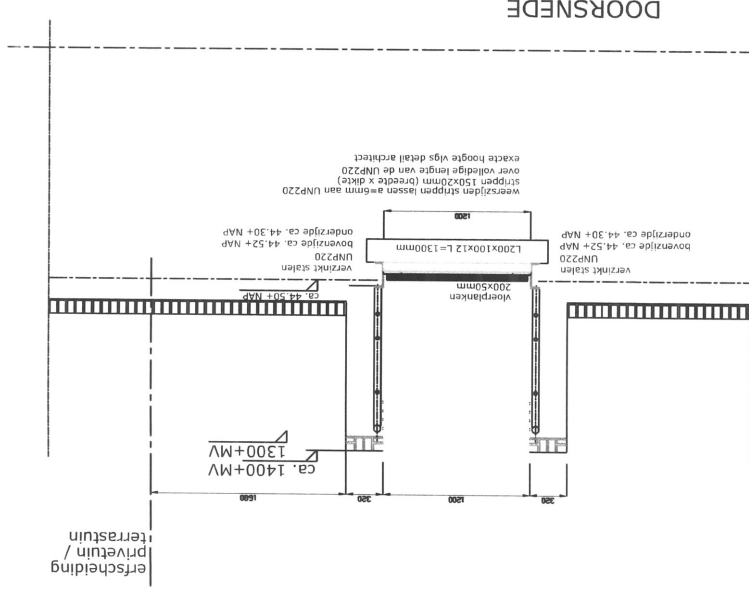
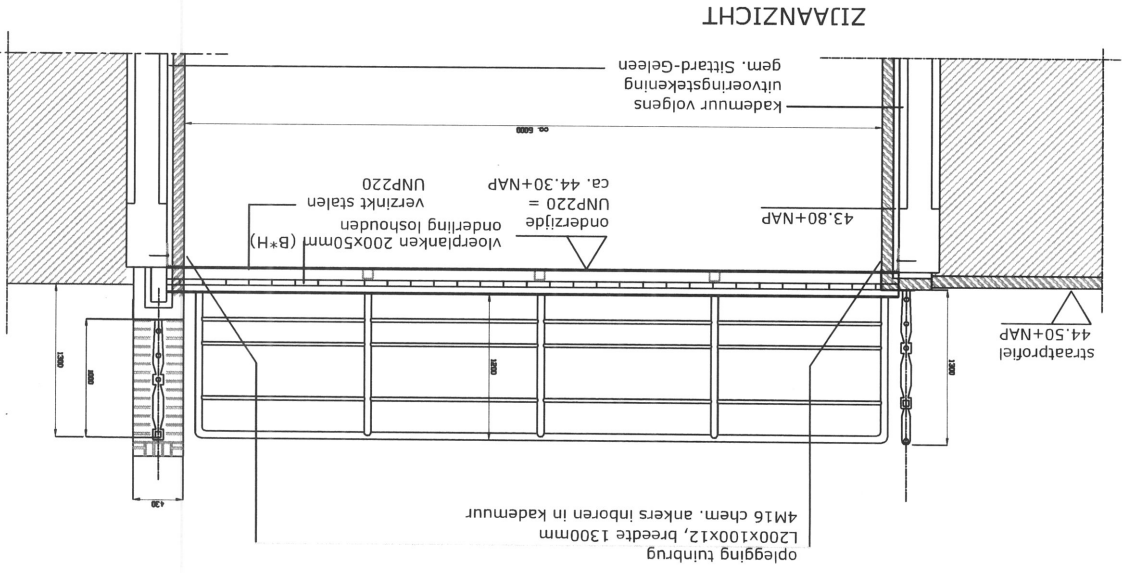
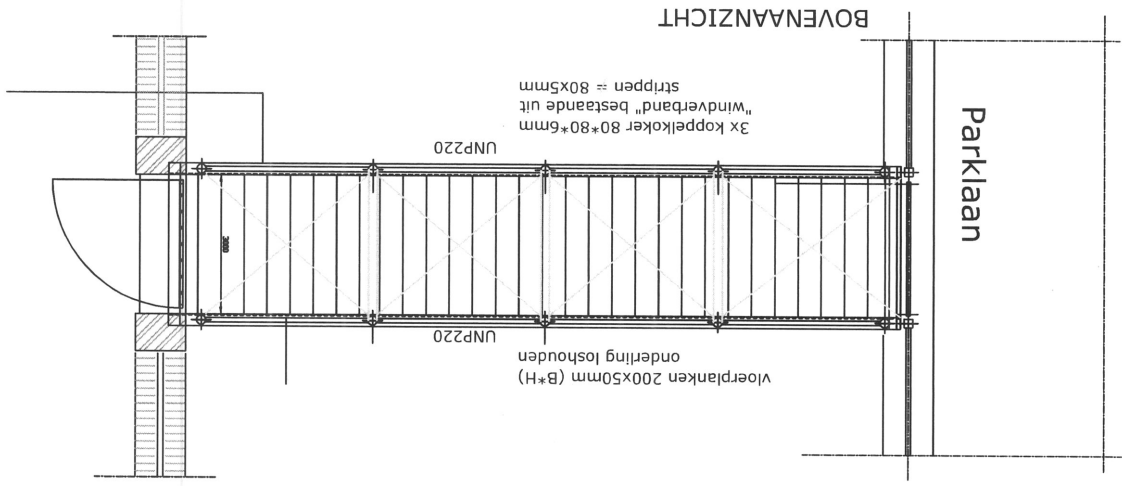
$$=$$



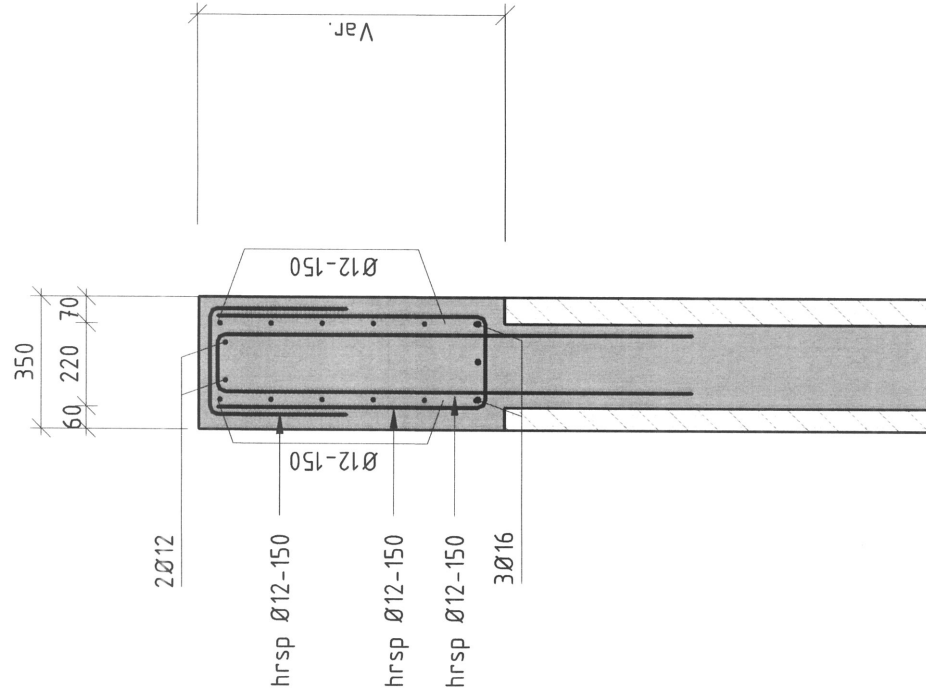
1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

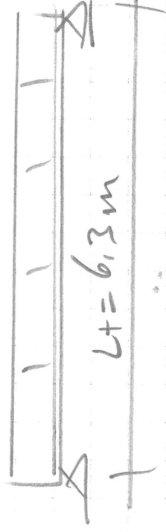
gevolgklasse		γ_{fg}		γ_{fq}		SLS: Serviceability Limit State	
CC1a/b - CC2a/b - CC3		gunstig	ongunstig	gunstig	ongunstig		
CC2a		0,9	1,35	1,50	0	ULS(a): Ultimate Limit State (formule 6.10a)	
CC2a		0,9	1,20	1,50	0	ULS(b): Ultimate Limit State (formule 6.10b)	

1.5 Belastingen		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	p _d [kN/m ²]					
				combinatie- waarde vó tbv gelijkijdigheid in uiterste grenstoestand		frequent aanwezig vó tbv bij elast. vervorming, scheurwijde		quasi- blijvende vó tbv bijv. brand, kruip		ongunstig		stabiliteit / oprijfjen	
										6.10a	6.10b		
										1,35 G + 1,50 * Qcomb	1,20 G + 1,50 * Qextr	1,20 G + 50 * Qcomb	0,90 G
1	galerij / tuinbrug	A	0.55	3.00	0.40	0.50	0.30						
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													
37													
38													
39													
40													
41													
42													
43													
44													
45													
46													
47													
48													



25-6061 h46



BALH.

Weis = $\frac{1}{6} \text{ 30L} = 1 \text{ am}$

belastigen

brugdeh

3

22

$\frac{1}{2} + \frac{1}{2}m + 0.55$

89

3,00

27

0.350

৫৫

1/80

bereich folgt LNP 22a

$$8.6 = 22.1$$

per anker

$$9.8 / \eta = 2.5 \text{ hr per mil}$$

Dit is een DEMO
Niet voor commercieel gebruik
Gebruikslicentie DEMO-versie tot 12-5-2026

H vloerhout EC
Versie : 2.8.17 ; NDP : NL
printdatum : 21-08-2025



berekening vloerhout volgens Eurocode
naar voorbeeld "technische houtdocumentatie nr B16/2"

200 x 50
naaldhout C24

werk
werknnummer
onderdeel

Tuinbrug

25_6061
vloerplanken 200x50mm (B*H)

ontwerplevensduur
toepassing
belastingfactoren

= 50 jaar
gebouwen en andere gewone constructies

norm	Eurocode NIEUWBOUW			
gevolgklasse	= CC1			
ontwerplevensduur klasse	= 3			
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi = 0.89$			

de waarde van ksi 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	-	

aantal steunpunten
hart op hart ondersteuning
permanente belasting
rustende belasting (afwerklaag)
veranderlijke belasting
gelijkmatig verdeelde belasting Q_{k1}
hoogte scheidingswanden
gewicht scheidingswanden
puntlast

n= 2 st.
L= 1,2 m
rb= 0,5 kN/m²

Q_{k1}= 3 kN/m²
h_{sw}= 0 m
g_{sw}= 0 kN/m²
F_{rep}= 3 kN

doorbuiging bij veranderlijke belasting
doorbuiging bij puntlast
samenwerking tussen planken
correctiefactor spreiding
de spreidingsbreedte van de beplanking is bepaald a.d.h.v. "De Houtbrochure" htdst B16/2 bijlage 1 t/m 3
bij de berekening van momenten, reacties en vervormingen tgv F_{rep} is rekening gehouden met spreiding over 100mm

1: 250 x L
1: 150 x L
= nee
= 1

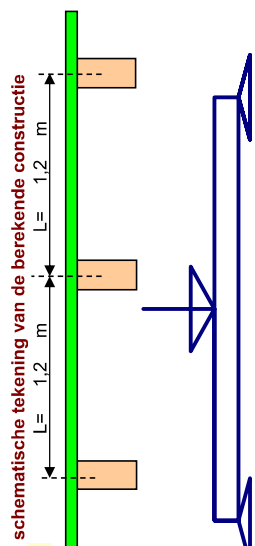
unity-check	sterkte	1,00	dwarskracht	0,16	doorbuiging veranderlijke belasting	0,34	doorbuiging puntlast	0,70
er is geen spreiding van de puntlast over meerdere planken								

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse	naaldhout C24			
materiaal	gezaagd hout			
houtbreedte	b=	200 mm.	hoogtefactor buigsterkte;hoogte	$\gamma_M = 1,30$ -
vloerhout dikte	h=	50 mm	modificatiefactor sterkte	$k_h = 1,25$ -
klimaatklasse	=	3	modificatiefactor vervorming	$k_{mod} = 0,65$ -
belastingduurklasse	=	middellang	buiten niet overdekt	$k_{def} = 2,00$ -
factor voor volume-effect	s=	0,1 bij LVL		

materiaal- en profielgegevens

buigsterkte	$f_{m,k}$	24,0	N/mm ²	$f_{t,d}$ =	c	γ_M	middellang
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4,0	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	/	= 14,9 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	E _{0,mean;k}	11000	N/mm ²	$f_{v,d}$	1	-	= 2,0 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	E _{0,mean;d}	1	/	= 11000 N/mm ²
glijdingsmodulus	G _k	690	N/mm ²	E _{0,u,d}	1	/	= 5500 N/mm ²
elasticiteitsmodi naaldhout	E _{90,mean;k}	370	N/mm ²	G _d	1	/	= 690 N/mm ²
elasticiteitsmodi loofhout	E _{90,mean;k}	370	N/mm ²	E _{90,mean;d}	1	/	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	E _{0,05,k}	7400	N/mm ²	E _{0,05,d}	1	/	= 7400 N/mm ²



eigen gewicht vloerhout	0,05	3,5	=	0,18 kN/m ²
rustende belasting			=	0,50
totale permanente belasting			=	0,68 kN/m ²
veranderlijke belasting extreem			=	3,00 kN/m ²
lijnlust scheidingswand	0	0	=	0,00 kN/m'



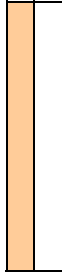
traagheidsmoment	$I_y = 1$	$\ast \frac{1}{12} b h^3$	$= 1$	$\frac{1}{12}$	200	50^3	$= 208$	10^4 mm^4
traagheidsmoment	$I_z = 1$	$\ast \frac{1}{12} h b^3$	$= 1$	$\frac{1}{12}$	50	200^3	$= 3333$	10^4 mm^4
weerstandsmoment	$W_y = 1$	$\ast \frac{1}{6} b h^2$	$= 1$	$\frac{1}{6}$	200	50^2	$= 83$	10^3 mm^3
weerstandsmoment	$W_z = 1$	$\ast \frac{1}{6} h b^2$	$= 1$	$\frac{1}{6}$	50	200^2	$= 333$	10^3 mm^3
oppervlak	$A = 1$	$\ast b h$	$= 1$	200	50		$= 100$	10^2 mm^2
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$		$= \sqrt{}$	$($	208	$/$	100	$) = 14,4 \text{ mm}$
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$		$= \sqrt{}$	$($	3333	$/$	100	$) = 57,7 \text{ mm}$

berekening belastingen en momenten

vergrotingsfactor tgv spreidingsbreedte= 0,200 / 0,200 per effectieve breedte $b_{eff} = 0,200 \text{ m}$ -

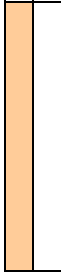
belastinggeval 1: permanente belasting

q	=	0,200	0,68	=	0,135	kN/m'
M_{veld}	=	0,125	0,200	0,68	$1,2^2$	= 0,024 kNm
M_{midden}	=	0,125	0,200	0,68	$1,2^2$	= 0,024 kNm
$M_{steunpunt}$	=	0,000	0,200	0,68	$1,2^2$	= 0,000 kNm
V2	=	0,500	0,200	0,68	$1,2$	= 0,081 kN
U_{veld}	=	0,013	0,200	0,68	$1,2^4$	10^{12} = 0,159 mm
		11000	1,000	208,3	10^4	



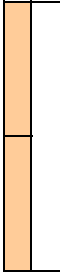
belastinggeval 2 veranderlijke belasting volbelast

q	=	0,200	3,00	=	0,600	kN/m'
M_{veld}	=	0,125	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,108 kNm
M_{midden}	=	0,125	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,108 kNm
$M_{steunpunt}$	=	0,000	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,000 kNm
V2	=	0,500	0,200	3,00	$1,2$	= 0,360 kN
U_{veld}	=	0,013	0,200	3,00	$1,2^4$	10^{12} = 0,71 mm
		11000	1,000	208,3	10^4	



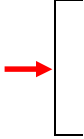
belastinggeval 3 veranderlijke belasting gedeeltelijk belast

q	=	0,200	3,00	=	0,600	kN/m'
M_{veld}	=	0,125	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,108 kNm
M_{midden}	=	0,125	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,108 kNm
$M_{steunpunt}$	=	0,000	0,200	3,00	$1,2^2$	= 0,000 kNm
V2	=	0,500	0,200	3,00	$1,2$	= 0,360 kN
U_{veld}	=	0,013	0,200	3,00	$1,2^4$	10^{12} = 0,71 mm
		11000	1,000	208,3	10^4	



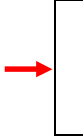
belastinggeval 4 veranderlijke belasting puntlast

F	=			=	3,000 kN
M _{veld}	=	0,250	3,00	1,2	= 0,900 kNm
M _{midden}	=	0,250	3,00	1,2	= 0,900 kNm
M _{steunpunt}	=	0,000	3,00	1,2	= 0,000 kNm
V2	=	0,500	3,00		= 1,500 kN
U _{veld}	=	0,021	3,00	1,2 ³	10 ¹² = 4,71 mm
		11000	1,000	208,3	10 ⁴



lijnlast evenwijdig aan oplegging

F	=	0,200	0,00	=	0,000	kN
M _{veld}	=	0,250	0,00	1,2	=	0,000 kNm
M _{midden}	=	0,250	0,00	1,2	=	0,000 kNm
M _{steunpunt}	=	0,000	0,00	1,2	=	0,000 kNm
V2	=	0,500	0,00		=	0,000 kN
U _{veld}	=	0,021	0,00	1,2 ³	10 ¹²	=
		11000	1,000	208,3	10 ⁴	



Dit is een DEMO

Niet voor commercieel gebruik

Gebruikslicentie DEMO-versie tot 12-5-2026

H vloerhout EC

Version : 2.8.17 ; NDP : NL

printdatum : 21-08-2025



uiterste grenstoestand

berekend met een meewerkende breedte bij de puntlast van 0,200 m

eg+volbelast													
6.10.a					kNm		6.10b		kNm				
M _{vald}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,108	=	0,088	=	1,35	0,108	=	0,172
M _{midden}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,108	=	0,088	=	1,35	0,108	=	0,172
M _{supt}	1,22	0,000	+	1,35	0,4	0,000	=	0,000	=	1,35	0,000	=	0,000
V2	1,22	0,081	+	1,35	0,4	0,360	=	0,293	=	1,35	0,360	=	0,574
eg+gedeeltelijk belast													
6.10.a					kNm		6.10b		kNm				
M _{vald}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,108	=	0,088	=	1,35	0,108	=	0,172
M _{midden}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,108	=	0,088	=	1,35	0,108	=	0,172
M _{supt}	1,22	0,000	+	1,35	0,4	0,000	=	0,000	=	1,35	0,000	=	0,000
V2	1,22	0,081	+	1,35	0,4	0,360	=	0,293	=	1,35	0,360	=	0,574
eg+puntlast													
6.10.a					kNm		6.10b		kNm				
M _{vald}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,900	=	0,516	=	1,35	0,900	=	1,241
M _{midden}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,900	=	0,516	=	1,35	0,900	=	1,241
M _{supt}	1,22	0,000	+	1,35	0,4	0,000	=	0,000	=	1,35	0,000	=	0,000
V2	1,22	0,081	+	1,35	0,4	1,500	=	0,908	=	1,35	1,500	=	2,113
eg+ lijnlast													
6.10.a					kNm		6.10b		kNm				
M _{vald}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,000	=	0,030	=	1,35	0,000	=	0,026
M _{midden}	1,22	0,024	+	1,35	0,4	0,000	=	0,030	=	1,35	0,000	=	0,026
M _{supt}	1,22	0,000	+	1,35	0,4	0,000	=	0,000	=	1,35	0,000	=	0,000
V2	1,22	0,081	+	1,35	0,4	0,000	=	0,098	=	1,35	0,000	=	0,088
spanningscontrole													
buiging		$\sigma_{m\partial d}$		unity-check		= 1,241 / 14,9		/ (1/6 * 200) = 1,00		* 50. ²		) = 14,9 N/mm ²	
dwarskracht		τ_d		unity-check		= 3 / 0,32		/ 2,0 = 0,16		(2 200 50)		= 0,32 N/mm ²	
(6.13)													

bruikbaarheidsgrenstoestand

berekend met een meewerkende breedte bij de puntlast van 0,200 m

toelaatbare einddoorbuiging q-last	=	1200	/	250	=	4,8	mm	)	=	0,63 kN/m	0,74 mm
toelaatbare einddoorbuiging puntlast	=	1200	/	150	=	8,0	mm				
kruiplast $b_{eff} \cdot k_{rel} \cdot (G_{0j} + \psi_2 Q_{0,j+1})$	=	0,200	2,00	(	0,68	+	0,3	3,00	=		
kruiplast	=	0,63	0,16	/	0,14				=		
			veranderlijk					unity-check			
permanent											
eg+volbelast	0,16	+	0,74	=	1,61	mm	1,61	/	4,80	=	0,34
eg+gedeeltelijk belast	0,16	+	0,74	=	1,61	mm	1,61	/	4,80	=	0,34
eg-puntlast	0,16	+	0,74	=	5,61	mm	5,61	/	8,00	=	0,70
eg+lijnlast	0,16	+	0,74	=	0,90	mm	0,90	/	4,80	=	0,19

opmerking



stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: UNP 220

werk
werknummer
onderdeel

Tuinbrug
25_6061
liggers

materiaal
klasse

S235
3

flensdikte
<40

kerngegevens

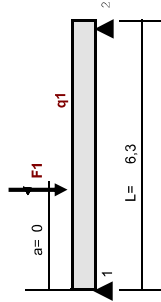
norm: Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur Klasse = 3
gevolgklasse CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0.89$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = 50 jaar
toepassing gebouwen en andere gewone constructies
6.10.a 6.10.b 6.1 partiele factoren
 $\gamma_{G1} = 1.22$ $\xi \gamma_{G1} = 1.08$ $\gamma_{M0} = 1.00$ -
 $\gamma_{G1} = 1.35$ $\gamma_{G1} = 1.35$ $\gamma_{M1} = 1.00$ -
 $\gamma_{G1} = 1.35$ $\gamma_{G1} = 1.35$ $\gamma_{M2} = 1.25$ -
kipcontrole uitschakelen? nee
eigen gewicht ligger automatisch berekenen ja

diverse factoren

gebouwcategorie
(gewichtsberekening) $\psi_{G1} = 0.4$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_{11} = 0.5$ -
(kruip) $\psi_{21} = 0.3$ -
reductiefactor vberbelasting $\psi_{11} = 1.00$ -
traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belast
belasting profiel 1: sterke as
 $\Sigma I = 2690 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0.29 \text{ kN/m}^2$
 $\Sigma W_{pl} = 292 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 37.4 \text{ cm}^2$
 $\Sigma W_{fl} = 245 \text{ cm}^3$ $E = 2E+05 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte L = 6.3 m
toelaatbare einddoorbuiging 1: 630 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

q1:

permanente belasting $G_{k1} = 0.35 \text{ kN/m}$ $G_{k1} \cdot (\text{ind.eg.})$ 0.35 + 0.29 = 0.64 kN/m'
opgelegde belasting exteem+nom. $\Sigma Q_{\text{ext+nom}} = 1.8 \text{ kN/m}$ $G_{k1} + \gamma_{G1} \Sigma Q_{\text{nom}}$
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{\text{mom}} = 1.8 \text{ kN/m}$ 6.10.a: 1.22 0.64 + 1.35 0.00 = 0.78 kN/m'
 $\text{STRAGEO } \xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G1} \Sigma Q_{\text{ext+nom}}$
6.10.b: 1.08 0.64 + 1.35 1.80 = 3.13 kN/m'

F1:

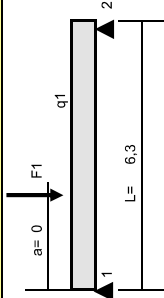
permanente belasting $G_{k1} = \text{ } \text{ kN}$ $G_{k1} \cdot (\text{ind.eg.})$ 0 = 0.00 kN
opgelegde belasting exteem+nom. $\Sigma Q_{\text{ext+nom}} = \text{ kN}$ $\text{STRAGEO } \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G1} \Sigma Q_{\text{nom}}$
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{\text{mom}} = \text{ kN}$ 6.10.a: 1.22 0 + 1.35 0 = 0.00 kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) a = m $\text{STRAGEO } \xi \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G1} \Sigma Q_{\text{ext+nom}}$
6.10.b: 1.08 0 + 1.35 0 = 0.00 kN

unity-checks

er worden geen verstijgingschothojes toegepast zie ook de invoerrollen verderop in deze berekening

UGT	buiging	dwarskracht	0.03	onderflensinklemming	0.12	kip	0.59	BGT	u_{ged}	0.89	u_{bij}	0.35
-----	---------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------------	------	------------------	------

resultaten mechanica berekeningen



belastinggeval / combinatie	belastingen	dwarskracht (kN)	reactie (kN)
G_{k1}	q1 F1 0.64 0.00	$V_{1,2} V_{2,1}$ -2.0 2.0	$R_1 R_2$ 2.0 2.0
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	1.80 0.00	-5.7 5.7	5.7 5.7
ULS(1) 6.10.a	0.78 0.00	-2.5 2.5	2.5 2.5
ULS(2) 6.10.b	3.13 0.00	-9.8 9.8	9.8 9.8
maatgevende waarden	$V_{\text{ed1}} = 9.8 \text{ kN}$		$R_{\text{ed1}} = 9.8 \text{ kN}$

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)	veldmoment (kNm)	positie $M_{\text{ed1,max}}$ (m)	vervorming (mm)
G_{k1}	$M_1 M_2$ 0.0 0.0	$M_{1,2}$ 3.2	uit R_1 3.15	$u_{1,2}$ 2.3
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k1}$	0.0 0.0	8.9	3.15	6.5
ULS(1) 6.10.a	0.0 0.0	3.9	3.15	
ULS(2) 6.10.b	0.0 0.0	15.5	3.15	
maatgevende waarden	$M_{\text{ed1,sf}} = 0.0 \text{ kNm}$	$M_{\text{ed1,vf}} = 15.5 \text{ kNm}$		

**art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving)**

rekenwaarde dwarskracht	$V_{Ed} = 9,8 \text{ kN}$	profiel	= UNP 220	A	= 37,4 cm ²
profiel		kwaliteit	= S235	γ_{M0}	= 1,00
hoogte van het lijf	$h_w = 195 \text{ mm}$	f_y	= 235 N/mm ²	I_y	= 2690 cm ⁴
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	b	= 80 mm	t_f	= 12,5 mm
		h	= 220 mm	t_w	= 9 mm
dikte in beschouwde punt	t = 6 mm	S_y	= 146 cm ³	I_t	= 16,0 cm ⁴
		h_w	= 220	-	12,5
		afrondingstraal in profiel	r	=	195 mm
					12,5 mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{9,8}{293,7} = 0,03$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{2165 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 293,7 \text{ kN}$$

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

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

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{S}{t} = \frac{9,8 \cdot 146 \cdot 10^2}{2690 \cdot 6} = 9 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \frac{\tau_{Ed}}{A_w} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{9,8 \cdot 10^3}{1755} = 6 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_w &= b t_f = 80 \cdot 12,5 = 10 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 \\ A_w &= h_w t_w = 195 \cdot 9 = 17,6 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 10 / 17,6 = 0,6 \end{aligned}$$

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

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{195}{9} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00} \quad \text{eis} \quad 21,7 > 72,0$$

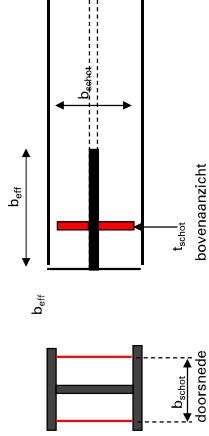
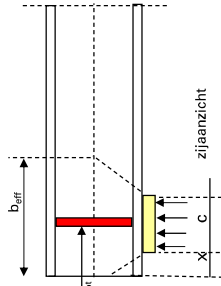
$$\text{met} \quad \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = \sqrt{(235 / 235)} = 1,00$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

(3) a	gewalste I en H profiel	$A_w = A$	- 2	b	t_f	+	(	t_w	+ 2	r	)	t_f	=	2165
(3) b	gewalste U en C profiel	$A_w = A$	- 2	b	t_f	+	(	t_w	+ r	)	t_f	=	2009	
(3) c	gewalste T profielen	$A_w = 0,9$	(	A	-	b	t_f	)	=	2466				
(3) d	gelast I.H. buis, // lijf	$A_w = \eta$	Σ	(	h_w	t_w	)	=	1755					
(3) e	gelast I.H. buis, // flens	$A_w = A$	-	Σ	(	h_w	t_w	)	=	1985				
(3) f1	gewalste rh buis // hooi	$A_w = A$	h	/	(	b	+ h	)	=	2743				
(3) f2	gewalste rh buis // bree	$A_w = A$	b	/	(	b	+ h	)	=	997,3				
(3) g	ronde buisprofielen	$A_w = 2$	A	/	π	=	2381							

art. 6.3.1 onderflensinklemming (geffelooplegging)

rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	9,8	kN	profiel	=	UNP 220	E	=	210000	N/mm ²	liggers
extra normaalkracht in oplegging	N_{extra}	=	0	kN	kwali	=	S235					
opleg lengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	f_{yM1}	=	1,00	-
totale dikte schotjes	t_{schot}	=	0	mm	y-richting	=			z-richting			
totale breedte schotjes (incl. lij)	b_{schot}	=	0,0	mm	h	=	220	mm	b	=	80	mm
zijkant oplegging c tot eind ligg	x	=	0,0	mm	kromm	=	c		t_{wy}	=	9	mm

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast

NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(220,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 170,8 \text{ mm} \\
 b_{eff} &\leq \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(220^2 + 100^2)} = 241,7 \text{ mm} \\
 \text{kniklengte y-richting} \quad l_{cr,y} &= 2 \cdot 220 = 440,0 \text{ mm} \\
 \text{doorsnede A} &= b_{eff} \cdot t_{wy} + (b_{schot} - t_{wy}) \cdot t_{schot} = 170,8 \cdot 9 + (0,0 - 9) \cdot 0 = 15,37 \cdot 10^6 \text{ cm}^2 \\
 I &= 1/12 (t_{schot} \cdot b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) \cdot t_{wy}^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (170,8 - 0) \cdot 9^3) = 1,038 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I/A} = \sqrt{(1,038 \cdot 10^4) / 15 \cdot 10^2} = 2,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,8}{84,5} + \frac{0,0}{84,5} = 0,12 -$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,234 \cdot 15,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 84,5 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{2,519 + \sqrt{(2,519^2 - 1,803^2)}} = 0,234 -$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\gamma_{\lambda} - 0,2) + \gamma_{\lambda}^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (1,803 - 0,2) + 1,803^2] = 2,519 -$$

$$\begin{aligned}
 6.50 \quad \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 440 / 2,6 = 169,4 - \\
 \lambda_1 &= \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(2 \cdot 10^5) / 235} = 93,9 - \\
 \gamma_{\lambda} &= \lambda_y / \lambda_1 = 169,4 / 93,9 = 1,803 -
 \end{aligned}$$

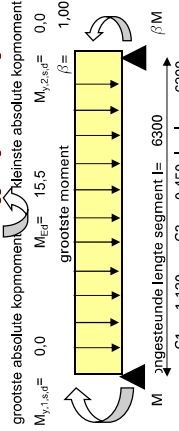
$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 9,8 \cdot 10^3 / (80 \cdot 100) = 1,23 \text{ N/mm}^2$$



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

liggers

schem a van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten

momentenverloop

soort profiel

aangrijpingspunt belasting

wijze zijdelingse steun

tussen 2 gaffels

aanvullende invoer via een liggerberekening:

invoer van de kipsteuner

te controleren veld

grenstoestand

UGT2 vol - 6.10.b

aantal kipsteunen

te controleren liggerdeel (tussen de kipsteunen)

n= 0 -

1 -

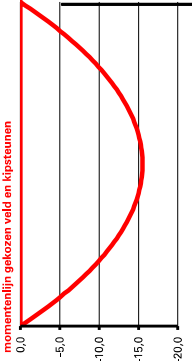
kipcontrole algemeen:

0.59 kipcontrole gewalst profi

0.52

"tekenspraak" gekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

$M_{y,1,s,d} = 0.0$ $M_{y,2,s,d} = 0.0$ $M_{E,d} = 15.5$ kNm
 $I_y = 6300$



NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{op} = l_{st} = 6300$ mm

tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen

$l_{op} = (1.4 - 0.8 \beta) l_k$ echter $1.0 \leq l_{op} / l_k \leq 1.4$

$f_2 = (1.4 - 0.8 \beta) = (1.4 - 0.100) = 1.300$

deze factor is niet van toepassing, zodat f2=1,00

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_y = 6300$ mm

ongesteunde horizontale lengte $l = 6300$ mm

rekenwaarde buigend moment $M_{E,d} = 15.5$ kNm

kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 0.0$ kNm

kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0.0$ kNm

factor $B^* = \frac{8}{M_{E,d}} + \frac{8}{M_{y,1,s,d}} + \frac{M}{q} \frac{1}{l_{st}^2} = \frac{8}{15.5} + \frac{8}{0.0} + \frac{M}{q} \frac{1}{6300^2} = 0.00$

toetsing kip art.6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

6.54 $\frac{M_{E,d}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 = \frac{15.5}{26.5} = 0.59$

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 0.460$ 245.0 235 10^{-6} $/$ $1.00 = 26.5$ kNm

6.56 $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1.0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{1.438 + \sqrt{1.438^2 - 1.235^2}} = 0.460$

$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ $\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.34 (1.235 - 0.2) + 1.235^2] = 1.438$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y^* f_y / M_{cr}} = \sqrt{245.0 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 38} = 1.235$



$$12.2.7 \quad M_{ed} = M_{ed} = k_{red} C / I_g * \sqrt{(E * I_g * G * t_r)} = 1,00 \frac{3}{6300} \sqrt{(2E+05 \quad 197 \quad 80769 \quad 16,0 \quad 10^8)} = 38 \quad \text{kNm}$$

NEN 6770

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = 220 / 13 = 17,6$ -

c) dubbel-symmetrische profielen : $\alpha = h t_f 10^{12} / \{ t_w^3 b f^2 \leq 575 = \frac{220 \quad 12,5 \quad 10^{12}}{9^3 \quad 80 \quad 6300^2} = 1188$ -
aan deze eis wordt voldaan

$k_{red} =$ als $h / t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 1188 + 1,03 = 0,966$
aan deze eis wordt niet voldaan

$h / t_w = 220 / 9 = 24,44 \quad \alpha = 1188 \quad \text{eis} < 5000 \quad \text{conclusie:} \quad k_{red} = 1,00$ -
toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

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

NEN 6770

$$C = \pi \frac{1,130 \quad 6300}{6300^2} \left[\sqrt{(1 + 9,870 \quad 622,4^2 / (-0,450^2 + 1) + \pi)} \frac{-0,450 \quad 622,4}{6300} \right] = 3,3$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{(\frac{E_d}{G_d} \frac{I_z}{I_t})} = \frac{220}{2} \sqrt{(\frac{2E+05 \quad 197,0}{80769 \quad 16,0})} = 622,4$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

gebruik bij formule 6.57 kromme c

$$6.54 \quad \frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} \leq 1,0 = \frac{15,51}{29,7} = 0,52$$

$$6.55 \quad M_{b,red} = \chi_{LT,red} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,red} = 0,517 \quad 245,0 \quad 235 \quad 10^6 / 1,00 = 29,7 \quad \text{kNm}$$

$M_{ed} = 38 \quad \chi_{LT} = 1,23$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \beta^2 \chi_{LT}^2)}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{1,276 + \sqrt{(1,276^2 - 0,75 \quad 1,235^2)}} = 0,507$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \chi_{LT}^2 = 1 / 1,23^2 = 0,7 \quad \text{maatgevende waarde} \quad \chi_{LT} = 0,507$$

$$6.58 \quad \chi_{LT,red} = \chi_{LT} / f = 0,507 / 0,98 = 0,517 \quad \text{reken met } \chi_{LT,red} = 0,517$$

$$f = 1 - 0,5 (1 - 0,94) [1 - 2,0 (1,235 - 0,8)^2] = 0,981$$

$$\text{kip} \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\chi_{LT} - \chi_{LT,0}) + \beta^2 \chi_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,49 (1,23 - 0,4) + 0,75 \quad 1,23^2] = 1,276$$

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

material	= baksteen
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \quad \text{N/mm}^2$
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	$\leq 0 \quad \%$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \quad \text{N/mm}^2$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_d = 2800 \quad \text{mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links	$a_{l,r} = 500 \quad \text{mm}$
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak recht	$a_{l,r} = 500 \quad \text{mm}$
3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen	
3.1 $f_k = K f_{ed} f_{m,d}$	$= 1,0 \quad 0,6 \quad * \quad 15^{0,65} \quad * \quad 7,5^{0,25} = 5,8 \quad \text{N/mm}^2$
	K
2.4.3(1) bepaling rekenwaarde van de druksterkte $f_d = f_k / \gamma_M$	$= 5,8 / 2,0 = 2,89 \quad \text{N/mm}^2$
$\beta =$ kleinste waarde van $1,25 + a_l / 2 h_c$ en $1, = 1,25 + 500 / 2 \quad 2800 = 1,34$ reken met $\beta =$	$1,34$

opmerking

lintvoegen: $\geq 6,0 \quad \text{mm}$ en $\leq 15 \quad \text{mm}$
 $N_{bak} = \beta A_b f_b$