



Constructieberekeningen

Opbouw Texellaan 8 Son
Projectnummer 26032

Ingenieursbureau van Vugt

Zomereik 8

5682 HH Best

Telefoon : 06- [REDACTED]

E-mailadres : info@ingvanvugt.nl

Website : www.ingvanvugt.nl



Berekening Constructie

Project Opbouw Texellaan 8 Son

Projectnummer **26032**

Rapport nummer 1

Onderdeel Hoofdconstructie

Datum **29-04-2026**

Wijziging 08-06-2026

Opdrachtgever



Constructeur



INHOUDSOPGAVE

INLEIDING EN UITGANGSPUNTEN	4
Voorwaarden	4
Doel van de berekening	4
Revisiewijzigingen	4
Gebruik software	4
Toegepaste voorschriften en richtlijnen (voor zover van toepassing)	5
Vergunningen	5
Toegepaste materialen	6
Algemene opmerkingen m.b.t. de constructies	7
GEWICHTSBEREKENING	10
Algemene belastingen	10
Sneeuwbelasting	10
Wateraccumulatie	10
Windbelasting	10
	11
PLAT DAK	15
Algemeen	15
Noodoverstort(en)	15
1 Dak balklaag	15
2 Randbalken boven kozijnen	16
3 -4 HSB wanden	17
Trekverankering eindstijlen	17
	18
5 Latei	20
6 Ligger onder HSB wand en pui	21
7 Vloer balklaag	22
Balk controle woonkamer	23
FUNDERING Controle	25
Algemeen	25
Draagkracht centrisch belaste fundering op staal	25
Strook	26

INLEIDING EN UITGANGSPUNTEN

Voorwaarden

Voor adviezen en opdrachten gelden de bepalingen van de DNR 2011.

Downloadlink:

<https://www.nlingenieurs.nl/assets/pdfs/976e0ef3b6/Rechtsverhouding-DNR2011-juli2013-NED.pdf>

Doel van de berekening

Deze berekening bevat de uitgangspunten en dimensionering van de hoofddraagconstructies.

Revisiewijzigingen

Geen

Gebruik software

Bij het vervaardigen van onze constructieve berekeningen wordt gebruik gemaakt van de gespecialiseerde software van:

Partner	Software
Struct4U b.v.	XFrame2D, XFEM4U, XBeam2D, XConstruct
Quickeurocode	Eurocode Rekenbladen in Excel
Buildsoft	Diamonds

Toegepaste voorschriften en richtlijnen (voor zover van toepassing)

Norm	Titel
Eurocode 0	Grondslagen
NEN-EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN 8700 + 8701	Grondslagen voor het beoordelen / afkeuren van bestaande bouwwerken
Eurocode 1	Belastingen en constructies
NEN-EN 1991-1-1	Dichtheden, eigen gewicht, opgelegde belastingen
NEN-EN 1991-1-2	Belastingen bij brand
NEN-EN 1991-1-3	Sneeuwbelastingen
NEN-EN 1991-1-4	Windbelasting
NEN-EN 1991-1-5	Thermische belasting
NEN-EN 1991-1-7	Buitengewone belastingen (botsing, explosie)
NEN-EN 1991-3	Belastingen veroorzaakt door kranen en machines
Eurocode 2	Betonconstructie
NEN-EN 1992-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1992-1-2	Ontwerp en berekening van betonconstructies bij brand
Eurocode 3	Staalconstructie
NEN-EN 1993-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1993-1-2	Ontwerp en berekening van staalconstructies bij brand
NEN-EN 1993-1-8	Aanvullende regels voor verbindingen
NEN-EN 1993-1-10	Aanvullende regels voor voor taaiheid en eigenschappen in dikterichting
Eurocode 4	Staal-betonconstructies
NEN-EN 1994-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1994-1-2	Staal-betonconstructies bij brand
Eurocode 5	Houtconstructies
NEN-EN 1995-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1995-1-2	Houtconstructies bij brand
Eurocode 6	Constructies van metselwerk
NEN-EN 1996-1-1	Algemene regels en regels voor constructie van gewapend en ongewapend metselwerk
NEN-EN 1996-1-2	Ontwerp en berekening van metselwerkconstructies bij brand
NEN-EN 1996-2	Ontwerp, materiaalkeuze en uitvoering van constructies van metselwerk
NEN-EN 1996-3	Vereenvoudigde berekeningsmethoden voor constructie van ongewapend metselwerk
Eurocode 7	Geotechnisch ontwerp
NEN-EN 1997-1-1	Algemene regels

Vergunningen

Ongeacht of een bouwwerk vergunning plichtig of vergunningsvrij is moet aan alle gestelde normen moeten worden voldaan. Afwijkingen hierop zijn voor risico van de uitvoerende partij. Ingenieursbureau van Vugt kan nimmer verantwoordelijk gehouden worden voor de technische en of juridische gevolgen van deze afwijkingen.

Toegepaste materialen

Staalconstructies:

Walsprofielen en buizen	:	S235JR S355JR
Kokers	:	S275JH
Hoedliggers	:	S355JR
Bouten	:	Minimaal 8.8 kwaliteit
Ankerbouten	:	Minimaal 4.6
Verbindingen	:	Indien niet anders aangegeven de verbindingen uitvoeren conform berekeningen en tekeningen van de leverancier van de staalconstructie.
Conservering	:	Indien (in bestek of tekeningen architect) niet anders aangegeven, alle staalconstructies welke met de buitenlucht in aanraking komen dienen thermisch verzinkt te worden.

Houtconstructies:

Standaardbouwhout	:	C18
Constructiehout	:	C24
Gelamineerd	:	GL24h GL32h
Spijkerplaten	:	uit staal of WBP min. dik 12 mm dak- en vloerbeschot min. dik 18 mm
Draadnagels	:	CLS: $d_{\max} = 38/7 = 5.4$ mm WBP: $d_{\max} = 12/3 = 4.0$ mm Standaard: Ø2,8 mm lang 55 mm (basisbelasting = 0.25 kN/snede) Modificatiefactoren: $m_1 = m_2 = m_3 = m_6 = 1.00$ $m_4 = 38 / (12 \times 2.8) = 1.13$ $m_5 = 1.0$ (bij max. van 10 stuks draadnagels) toelaatbare nagelbelasting (t/m 10 nagels) : $F_{\text{rep}} = 1.13 \times 0.25 = 0.25$ kN/snede

Betonconstructies:

Betonkwaliteit	:	C20/25, tenzij anders vermeld
----------------	---	-------------------------------

Steenconstructies:

Kalkzandsteen	:	gelijmd	CS12
	:	gelijmd	CS20
	:	gelijmd	CS36
	:	gemetseld	CS16
PorisoStuc o.g.	:	gelijmd	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
PoriscoStuc o.g.	:	gemetseld	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
Baksteen	:	gemetseld	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$

Doorbuigingseisen:

Vloeren	:	$w_{bij} = 0.003 * L$ $w_{eind} = 0.004 * L$
Vloeren met daarop scheidingswanden	:	$w_{bij} = 0.002 * L$ met maximum van 15 mm
Vloeruitkraging met daarop scheidingswanden	:	$w_{bij} = 0.002 * L$ met maximum van 10 mm
Dakterras	:	$w_{bij} = 0.003 * L$ $w_{eind} = 0.004 * L$
Daken	:	$w_{bij} = 0.004 * L$
Gordingen	:	$w_{eind} = 0.004 * L$
Gordingen met dubbele buiging	:	$w_{eind} = 0.005 * L$

Horizontale verplaatsingen:

Industrieel gebouw	:	$h / 150$
Overige gebouwen	:	$h / 300$
Gebouwen met meer dan 1 bouwlaag	:	$h / 300$ per bouwlaag $h / 500$ voor gehele gebouw

Algemene opmerkingen m.b.t. de constructies

- Coördinatie van tekeningen en berekeningen van derden partijen is voor rekening en risico van de aannemer, tenzij anders is overeengekomen;
- Alle uitgangspunten van deze berekening goed in het werk te controleren;
- De aannames in deze berekening van de draagrichting van de bestaande vloeren en balken en de samenstelling van deze bestaande constructies dienen door de aannemer te worden gecontroleerd.
- Bij afwijkingen ten opzichte van deze berekening en of tekeningen dient dit ten alle tijden gemeld te worden bij ons bureau;
- Krimpscheuren kunnen zoveel mogelijk worden voorkomen door de constructie onderdelen eerst voldoende te laten drogen/ uitharden voordat het stucwerk wordt aangebracht;
- Cementdekvloeren vrijhouden van het metselwerk middels folie of foamband;

Grondwerk en funderingen:

- Grondwerk ten minste uitvoeren conform NEN-EN 1997
- Voor funderingen op staal is een minimale sondeerwaarde van 4,0 Mpa benodigd (woningbouw);
- Bij plaatfunderingen met vorstrand mag onder de vloerplaat géén 'zwarte' grond aanwezig zijn.
- Onder funderingen op staal geen isolatie toepassen;
- Grondwaterstand ruim voor aanvang van de werkzaamheden te controleren door de aannemer. Grondwaterstand minimaal 500 mm onder verdichtingsniveau.
- Grondaanvulling en grondverbeteringen in een droge situatie uitvoeren.
- Indien noodzakelijk dient er een bemaling toegepast te worden. (Denk aan de benodigde vergunningen en aan een opname van de buurpanden;

Vloeren:

- Geprefabriceerde systeemvloeren volgens berekeningen en tekeningen van de vloerenfabrikant;
- Systeemvloeren dienen opgelegd te worden op oplegvilt;
- In het werk gestorte (breedplaat) vloeren de gewenste verhardingstijd geven zodat de minimale ontkistingssterkte van 25 N/mm² is bereikt. Na het ontkisten dient de vloer van voldoende kruipstempels te worden voorzien. Na verhardingstijd en ontkisten pas beginnen met bovenliggend metselwerk.
- Elastische doorbuiging van de vloer dient plaats te vinden voordat er metselwerk wanden op gezet worden. (zie bovenstaande) De vloer zal in totaal ca. 0,002 x overspanning vervormen. Bijkomend (op langere termijn) gaat hij dan nog eens ca. 0,002 x overspanning doorbuiging. Allen ten gevolge van uitdroging, krimp en kruip eigenschappen van beton.

Staalconstructies:

- Alle staalconstructies die met buitenlucht in aanraking komen dienen thermisch verzinkt te worden. Overige staalconstructies dienen gestraald en gemenied aangebracht te worden.
- Stalen balken welke worden aangebracht onder bestaande constructies dienen onder spanning gebracht te worden d.m.v. vijzelen of wiggen zodat de stempel-constructie spanningsloos is.
- Bij het aanbrengen van stalen balken t.g.v. doorbraken in bestaande constructies kan in bovengelegen constructies scheurvorming optreden, ondanks een zorgvuldige uitvoering;
- Stalen balken voldoende brandwerend bekleden conform NEN-EN 1991-1-2;
- Opleglengte van stalen balken op metselwerk bedraagt minimaal 150mm, tenzij anders vermeld;
- Opleglengte van stalen L-lijnen op metselwerk bedraagt minimaal 150mm, tenzij anders vermeld;
- Stalen L-lijnen niet onderstempelen tijdens het metselen;
- Detailberekeningen/ bout - lasverbindingen volgens opgave staalleverancier;
- Tekeningen van de staalconstructies door staalfabrikant te maken;

- Dikte van kop- en voetplaten voor aansluitingen van kolom en liggers bedraagt minimaal 12mm, tenzij anders vermeld;
- De minimale lasdikte bedraagt minimaal (Δ) = 5mm rondom, tenzij anders is aangegeven;

Steenconstructies:

- De gemiddelde druksterkte van de stenen dient minimaal 15 N/mm² te bedragen;
- Mortelkwaliteit minimaal 7,5 N/mm² ;
- Nieuwe dragende metselwerk penanten dienen in verband gemetseld te worden met het bestaande metselwerk d.m.v. uittanden.
- Nieuwe uitbreidingen dienen d.m.v. dilataties aangesloten te worden op bestaand metselwerk;
- Dilataties in nieuw metselwerk volgens opgave steenfabrikant;
- Alleen verticaal freeswerk uitvoeren in metselwerk wanden;
- Maximaal 5% freeswerk in metselwerk wanden;
- Geen freeswerk in smalle penanten uitvoeren;

Houten (dak)constructies:

- De kwaliteit van gordingen - spanten en balklagen bedraagt C18, standaard vuren bouw hout tenzij anders vermeld;
- Alle houtconstructies die met het (buiten) metselwerk in aanraking komt dienen door middel van milieu vriendelijke manier behandeld te worden. (kopse kanten van balklagen/ gordingen etc.)
- Iedere gording voorzien van stormanker t.p.v. opleggingen, haakanker t.p.v. de gevels en koppelstrippen t.p.v. de tussenopleggingen;
- Prefab dakelementen volgens tekeningen en berekeningen van de fabrikant;
- Houten vloerbeschot uitvoeren in 18mm Fins vuren multiplex platen, in halfsteens verband aangebracht en bevestigd d.m.v. schroeven;
- Vloerbalklagen voorzien van haakankers. (om de andere balk) Strijkbalkankers aanbrengen h.o.h. maximaal 2000mm.
- Plat dak balklagen voorzien van stormankers + haakankers t.p.v. de opleggingen. (om de andere balk)
- Strijkbalkankers aanbrengen h.o.h. maximaal 2000mm.
- Afschot van daken dient blijvend minimaal 16mm per m1 te bedragen;
- Dakranden hoger dan 70 mm voorzien van noodoverlappen, afmeting en plaats in overleg te bepalen;

GEWICHTSBEREKENING

Algemene belastingen

Sneeuwbelasting

Sneeuwbelasting op daken

conform NEN -EN 1991-1-3

Wateraccumulatie

Bij toepassing van een dakrand lager dan 70 mm, geen noodafvoer benodigd.

Windbelasting

Windgebied III bebouwd



werk: **Texellaan 8 Son**
 werknummer: **26032**
 onderdeel: **Gewichtsberekening**

soort gebouwfunctie 5:

soort gebouwfunctie 4:

soort gebouwfunctie 3:

soort gebouwfunctie 2:

soort gebouwfunctie 1:

maatgevend:

ontwerplevens- ook cnrm 1991-1-7 gebruiks-		
duurklasse	gevolgklasse	categorie
3	CC1b	A
3	CC1b	

toegepaste norm = NEN-EN 1990 eurocode nieuwbouw
 gevolgklasse = CC1b (Consequence Class = gevolgklasse)
 ontwerplevensduurklasse = 3 => ontwerplevensduur : 50 jaar
 huidige ouderdom gebouw = jaar => restlevensduur = 50 jaar
 referentieperiode = 50 jaar
 correctiefactor $\xi = 0,89$ correctiefactor eigen gewicht voor formule 6.10.b
 Keuze voor 6.10b: combinatie met: 2 vloeren extreem in de gebouwfunctie A t/m G of H (NEN-EN 1991-1-1+C1/N1)

omschrijving = CC1b: Geringe gevolgen t.a.v. verlies van mensenlevens en kleine of verwaarloosbare economische of sociale of voor
 toepassing = gebouwen en andere gewone constructies
 voorbeelden = eengezinswoning 1-3 bouwlagen, landbouwbedrijfsgebouw en tuinbouwkas en industriegebouw tot 2 verdiepingen, uitsl
 betrouwbaarheidsklasse = RC1 (Reliability Class = betrouwbaarheidsklasse)
 betrouwbaarheidsfactor $\beta = 3,30$ (tabel B2 blz 87 NEN-EN 1990 voor een referentieperiode van 50 jaar)
 K_F -factor = 0,9 (tabel B3 blz 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	(gelijktijdigheid belastingen tbv uiterste grenstoestand)
factor frequent aanwezig veranderingelijke belasting: $\psi_1 =$	0,5	0,5	0,7	0,7	0,9	0,7	0,5	0	(bijv. schok, brand, noodherstel, scheurwijdte)
factor quasi-blijvende veranderingelijke belasting: $\psi_2 =$	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8	0,6	0,3	0	(lange termijn effect, bijv. kruip)
correctiefactor voor levensduur F_t/F_{t0} $\psi_t =$	1	1	1	1	1	1	1	1	$\{1 + (1 - \psi_0)/9 \ln(t/t_0)\}$ (niet voor wind-, sneeuw-, thermische belasting)

belastingfactoren γ (NEN-EN 1990)	blijvende belasting		overheersend variabele belasting	gelijktijdig optredende variabele belasting		
	ongunstig	gunstig		belangrijk	andere ongunstig	andere gunstig
formules van belastingcombinaties	$\gamma * G_{k,i,\text{sup}}$	$\gamma * G_{k,i,\text{inf}}$	γ	$\gamma * Q_{k,i}$	γ	γ
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	1,22	0,9			0	$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
tabel A1.2(B) (STR/GEO) (groep B) formule 6.10b	1,08	0,9	1,35	$Q_{k,1}$	0	$1,35 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
tabel A1.3 buitengewone sit. form. 6.11b (brand, schok, herstel)	1	1	1	A_d	$1 \psi_{1,1} Q_{k,1}$	$1 \psi_{2,1} Q_{k,i}$
tabel A1.3 buitengewone sit. form. 6.12b (aardbeving)	1	1	1	A_{ek}	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	$1 \psi_{2,1} Q_{k,i}$

werk : **Texellaan 8 Son**
 werkinummer : **26032**
 onderdeel : **Gewichtsberekening**

1. belastingen

1.1 belastingaannamen vloeren e.d. kN/m²

			G	Q	ψ_0	
			[kN/m²]	[kN/m²]		
1	platdak	helling van vlak				H
	plat dak met balken, beschot en plafond		0,55			
	dakbedekking en isolatie		0,15			
	zonnepanelen (pv)		0,20			
	H1 t/m H3: dakhelling $0 \leq \alpha < 20$ onderhoud of sneeuw	categorie: H	$\psi_t = 1,00$	v.b. = 1,00		
	Totaal platdak :		0,90	1,00		
2	verdiepingsvloer					A
	houten vloer met balken en plafond		0,55			
	beton (ongewapend)	h/d = 80 mm	1,92			
	scheidingswanden ($\leq 1,0 \text{ kN/m}$) in v.b.			0,50		
	A2: Kamer in een woonhuis	categorie: A	$\psi_t = 1,00$	v.b. = 1,75		
	Totaal verdiepingsvloer :		2,47	2,25	0,40	
3	begane grondvloer					A
	beton (gewapend)	h/d = 150 mm	3,75			
	cementdekvloer	h/d = 60 mm	1,20			
	scheidingswanden ($\leq 1,0 \text{ kN/m}$) in v.b.			0,50		
	A2: Kamer in een woonhuis	categorie: A	$\psi_t = 1,00$	v.b. = 1,75		
	Totaal begane grondvloer :		4,95	2,25	0,40	
4						
			$\psi_t =$			
5						
			$\psi_t =$			
6						
			$\psi_t =$			

1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

PLAT DAK

Algemeen

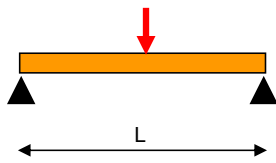
Plat dak uitvoeren als houten balklaag + 18mm underlayment. Underlayment in 'halfsteens verband' op de balklaag schroeven tbv de stabiliteit.

Noodoverstort(en)

Noodoverstort 250 x 100 mm, onderzijde op 30 mm boven de dakbedekking.

1 Dak balklaag

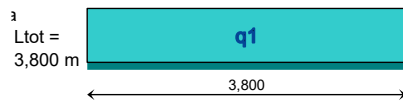
Balklaag 71 x 196 hoh 610 mm

Dakbalklaag Opbouw Texellaan 8 Son 26032 Eurocode NIEUWBOUW H: daken ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1 -						H dak EC b 71 h 196 M _{Ed} 3,15 V _{Ed} 3,69 R _{Ed} 3,69 u _{eind} 10,6 u _{bij} 6,8					
unity-checks		M _{Ed}	0,56	V _{Ed}	0,17	u _{eind}	0,66	0,69	u _{bij}	0,56	0,60
opmerking											
sterkteklasse naaldhout C18			liggerlengte L 3,8 m			resultaten					
materiaal gezaagd hout			hart op hart balklaag 0,61 m			M _{Ed} 3,15 kNm					
houtbreedte b 71 mm			eigen gewicht G _{kj} 0,90 kN/m ²			V _{Ed} 3,69 kN					
houthoogte h 196 mm			personen Q _{k1} 1,00 kN/m ²			R _{Ed} 3,69 kN					
klimaatklasse 1			regen Q _{k1} 1,00 kN/m ²			σ _{m,y,d} 6,9 N/mm ²					
belastingduurklasse kort			sneeuw Q _{k1} 0,56 kN/m ²			τ _d 0,40 N/mm ²					
factor volume-effect s 0,12			puntlast F 2 kN			doorbuiging u _{eind} 10,6 mm					
doorbuiging eind 1: 250 * L						doorbuiging u _{bij} 6,8 mm					
doorbuiging bij 1: 333,3 * L											
zeeg veld 0 mm											
γ _M sterkte 1,30 -											
k _h buiging 1,00 -			E _{0,mean;d} 9000 N/mm ²								
f _{m;d} 12,46 N/mm ²			k _{mod} sterkte 0,90 -			I _y 4455 10 ⁴ mm ⁴					
f _{v,d} 2,35 N/mm ²			k _{def} vervorming 0,60 -			W _y 455 10 ³ mm ³					

Randbalken boven kozijnen

Randbalken 2 x 71 x 196mm verlijmen + schroeven

Randbalk boven kozijn



q1 :	cat.	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar. [kN/m²]	kar. [kN/m²]	factor comb.w	-	[m]	[m]	-	rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)	1,22 G + 1,35 * Q _{comb}	1,08 G + 1,35 Q _{extr+comb}	1,08 G + 1,35 * Q _{comb}	0,90 G 1,35 * Q _{gunstig}
plattendak	H	0,90	1,00		1,00	1,00	0,50	1	0,45		0,50	0,5	1,2	0,5	0,4
Houtskeletbouw; houten bi.bl.		0,50			1,00	1,00	0,80	1	0,40			0,5	0,4	0,4	0,4
q 1 :N/m²									0,9		0,5	1,0	1,6	0,9	0,8
lengte van de q-last: 3,800 [m]									UGT / Frequentie aanw totaal Qd [kN]:			1,22	1,87		
												4	6		

			ongunstig		stabiliteit / opdrijven	
Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ	Σ
rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)	1,22 G + 1,35 * Q _{comb}	1,08 G + 1,35 Q _{extr+comb}	1,08 G + 1,35 * Q _{comb}	0,90 G 1,35 * Q _{gunstig}
3	2	2	4	6	3	3

Totale belasting op Randbalk boven kozijn [kN]

Randbalk boven kozijnen							b 142		
Opbouw Texellaan 8 Son							h 196		
26032							M _{Ed,max} 3,0		
Eurocode NIEUWBOUW							V _{Ed,max} 3,1		
A: woon- en verblijfsruimtes							R _{Ed,max} 3,1		
ontwerplevensduur		50	jaar	L		u _{eind} 6,6			
veiligheidsklasse		CC1	-			u _{bij} 3,5			
UGT	buiging	0,26	dwarskrach	0,07	stabiliteit	0,26	BGT	u _{eind} 0,43	u _{bij} 0,31

opmerking sterkteklasse naaldhout C18 materiaal gezaagd hout houtbreedte b 142 mm houthoogte h 196 mm klimaatklasse 1 belastingduurklasse kort factor volume-effect s 0,12 doorbuiging eind 1: 250 * L doorbuiging bij 1: 333 * L zeeg veld 0 mm γ _M sterkte 1,30 - k _h buiging 1,00 - f _{m,d} 12,46 N/mm² f _{v,d} 2,35 N/mm²				liggerlengte L 3,8 m q1 G _{rep} 0,9 kN/m Q _{extr+mom} 0,5 kN/m Q _{mom} 0 kN/m F1 G _{rep} 0 kN Q _{extr+mom} 0 kN Q _{mom} 0 kN a=afstand tot stpt 1 0 m E _{0,mean;d} 9000 N/mm² k _{mod} sterkte 0,90 - k _{def} vervorming 0,60 -	resultaten M _{Ed,stpt,max} 0 kNm M _{Ed,veld,max} 3,0 kNm V _{Ed,max} 3,1 kN R _{Ed,max} 3,1 kN σ _{m,y,d} 3,3 N/mm² τ _d 0,15 N/mm² doorbuiging u _{eind} 6,6 mm doorbuiging u _{bij} 3,5 mm I _y 8910 10⁴mm⁴ W _y 909,2 10³mm³
--	--	--	--	---	--

HSB wanden

HSB wanden, stijl- en regelwerk 46 x 146 mm hoh 610 mm.

Naast kozijnen 3 stijlen 46 x 146mm verlijmen + schroeven.

HSB onder + boven regeltoepassen.

Tegen HSB 18mm multiplex.

Stabiliteit wordt opgenomen door het

Trekverankering eindstijlen

Eindstijlen koppelen aan vloer door middel van staalstrip 15 x 4 mm

Lengte op stijlen 300 mm, schroeven 4 mm hoh 25 mm (5 stuks)

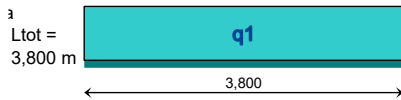
Verankering aan vloer M12-4.6

Stabiliteit

De stabiliteit wordt gewaarborgd door de schijfwerking van het dak vloer en de wanden.

Linker- en rechtergevel van de opbouw is de bestaande gemetselde bebouwing van de woning en burens.

HSB wanden

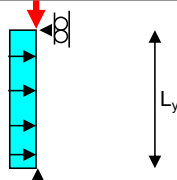


q1 :	cat.	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar. [kN/m²]	kar. factor [kN/m²] comb.w		-	[m]	[m]	-	rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)	1,22 G + 1,35 * Qcomb	1,08 G + 1,35 Qextr+comb	1,08 G + 1,35 * Qcomb	0,90 G 1,35 * Qgunstig
plattendak	H	0,90	1,00		1,00	1,00	1,90	1	1,71		1,90	2,1	4,4	1,8	1,5
q 1 : [N/m]									1,7		1,9	2,1	4,4	1,8	1,5
lengte van de q-last: 3,800 [m]									UGT / Frequentie aanw totaal Qd [kN]:			1,22 8	2,58 17		

				ongunstig		stabiliteit / opdrijven	
Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}		Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ	Σ
rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)		1,22 G + 1,35 * Qcomb	1,08 G + 1,35 Qextr+comb	1,08 G + 1,35 * Qcomb	0,90 G 1,35 * Qgunstig
6	7	7		8	17	7	6
zwaartepunt belasting:				1,900 m	1,900 m	1,900 m	1,900 m

HSB wanden Opbouw Texellaan 8 Son 26032 Eurocode NIEUWBOUW windbelasting III bebouwd z= 5,5 m ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1				H gevelstijl EC b 46 h 146 h.o.h. 0,6 Ly 3 610aG+bov. 6.10bG+W 610bG+bov. N _{c,Ed} [kN] 2,05 1,91 2,64 M _{y,Ed} [kNm] 0,00 0,54 0,00			
UGT uiterste grenstoestand		0,26	0,12	bruikbaarheidsgrenstoestand		0,29	

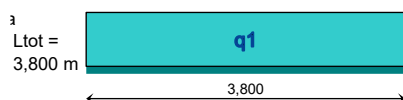
kniklengte L _y	3	m	sterkteklasse	naaldhout C18	resultaten	
kniklengte L _z	1	m	materiaal	gezaagd hout		
hart op hart maat a	0,6	m	houtbreedte b	46 mm	6.10a eg+bovenbel	N _{c,Ed} 2,05
lijnlast op element	G _k =	1,70 kN/m'	houthoogte h	146 mm	6.10b eg+wind	M _{y,Ed} 0,00
	Q _{extr+mom} =	1,90 kN/m'	klimaatklasse	1	6.10b eg+bovenbel	1,91
	Q _{mom} =	1,00 kN/m'	belastingduurklasse	kort		2,64
	e _{boven,q} =	0,00 m	factor volume-effect s	0,1		
puntlast op stijl			doorbuiging bij 1:	250 * L	6.10a eg+bovenbel	σ _{c,0,d} 0,31
	G _k =	0,00 kN	γ _M sterkte	1,30 -	6.10b eg+wind	f _{c,0,d} 12,46
	Q _{extr+mom} =	0,00 kN	k _h buiging	1,01 -	6.10b eg+bovenbel	σ _{m,y,d} 0,39
	Q _{mom} =	0,00 kN	k _{mod} sterkte	0,90 -	6.10a eg+bovenbel	f _{m,y,d} 0,00
	e _{boven,F} =	0,00 m	k _{def} vervorming	0,60 -	6.10b eg+wind	12,53
	e _{onder} =	0,00 m	f _{m,d}	12,53 N/mm ²	6.10b eg+bovenbel	3,31
windgebied	III	-	E _{0,mean;d}	9000 N/mm ²		12,53
soort terrein	III	-	I _y	1193 10 ⁴ mm ⁴	6.10a eg+bovenbel	k _{c,z} 0,47
hoogte boven mv z	5,5	m	I _z	118 10 ⁴ mm ⁴	6.10b eg+wind	k _{krit} 1,00
stuwdruk q _{p(z)}	0,48	kN/m ²	W _y	163 10 ³ mm ³	6.10b eg+bovenbel	0,47
			W _z	51 10 ³ mm ³		1,00

HSB wand Opbouw Texellaan 8 Son 26032 Eurocode NIEUWBOUW windbelasting III bebouwd z= 5,5 m ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1						H gevelstijl EC <table><tr><td>b</td><td>46</td><td></td><td></td></tr><tr><td>h</td><td>146</td><td></td><td></td></tr><tr><td>h.o.h.</td><td>0,6</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Ly</td><td>3</td><td>Lz</td><td>1</td></tr><tr><td colspan="2">610aG+bov.</td><td>6.10bG+W</td><td>610bG+bov.</td></tr><tr><td>N_{c,Ed} [kN]</td><td>3,42</td><td>3,19</td><td>4,40</td></tr><tr><td>M_{y,Ed} [kNm]</td><td>0,00</td><td>0,54</td><td>0,00</td></tr></table>			b	46			h	146			h.o.h.	0,6			Ly	3	Lz	1	610aG+bov.		6.10bG+W	610bG+bov.	N _{c,Ed} [kN]	3,42	3,19	4,40	M _{y,Ed} [kNm]	0,00	0,54	0,00
b	46																																			
h	146																																			
h.o.h.	0,6																																			
Ly	3	Lz	1																																	
610aG+bov.		6.10bG+W	610bG+bov.																																	
N _{c,Ed} [kN]	3,42	3,19	4,40																																	
M _{y,Ed} [kNm]	0,00	0,54	0,00																																	
UGT uiterste grenstoestand			0,27	0,15	bruikbaarheidsgrenstoestand		0,29																													
opmerking																																				
kniklengte L _y 3 m			sterkteklasse naaldhout C18			resultaten																														
kniklengte L _z 1 m			materiaal gezaagd hout				N _{c,Ed}	M _{y,Ed}																												
hart op hart maat a 0,6 m			houtbreedte b 46 mm			6.10a eg+bovenbel	3,42	0,00																												
lijnlust op element			houthoogte h 146 mm			6.10b eg+wind	3,19	0,54																												
G _k = 0,00 kN/m'			klimaatklasse 1			6.10b eg+bovenbel	4,40	0,00																												
Q _{extr+mom} = 0,00 kN/m'			belastingduurklasse kort				σ _{c,0;d}	f _{c,0;d}																												
Q _{mom} = 0,00 kN/m'			factor volume-effect s 0,1			6.10a eg+bovenbel	0,51	12,46																												
e _{boven,q} = 0,00 m			doorbuiging bij 1: 250 * L			6.10b eg+wind	0,47	12,46																												
puntlast op stijl			γ _M sterkte 1,30 -			6.10b eg+bovenbel	0,66	12,46																												
G _k = 1,70 kN			k _h buiging 1,01 -				σ _{m,y;d}	f _{m,y;d}																												
Q _{extr+mom} = 1,90 kN			k _{mod} sterkte 0,90 -			6.10a eg+bovenbel	0,00	12,53																												
Q _{mom} = 1,00 kN			k _{def} vervorming 0,60 -			6.10b eg+wind	3,31	12,53																												
e _{boven,F} = 0,00 m			f _{m,d} 12,53 N/mm ²			6.10b eg+bovenbel	0,00	12,53																												
e _{onder} = 0,00 m			E _{0,mean;d} 9000 N/mm ²				k _{c,z}	k _{krit}																												
windgebied III -			I _y 1193 10 ⁴ mm ⁴			6.10a eg+bovenbel	0,47	1,00																												
soort terrein III -			I _z 118 10 ⁴ mm ⁴			6.10b eg+wind	0,47	1,00																												
hoogte boven mv z 5,5 m			W _y 163 10 ³ mm ³			6.10b eg+bovenbel	0,47	1,00																												
stuwdruk q _{p(z)} 0,48 kN/m ²			W _z 51 10 ³ mm ³																																	

6 Ligger onder HSB wand en pui

2x 96 x 196mm verlijken + schroeven (balk: 192 x 192mm)

Ligger onder HSB wand en pui



q1 :	cat.	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar. [kN/m²]	kar. [kN/m²]	factor comb.w	-	[m]	[m]	-	rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)	1,22 G + 1,35 * Qcomb	1,08 G + 1,35 Qextr+comb	1,08 G + 1,35 * Qcomb	0,90 G 1,35 * Qgunstig
plattendak	H	0,90	1,00		1,00	1,00	0,50	1	0,45		0,50	0,5	1,2	0,5	0,4
verdiepingsvloer	A	0,55	2,25	0,40	1,00	1,00	0,50	1	0,28	0,45	1,13	0,9	1,8	0,9	0,2
Houtskeletbouw; houten bi.bl.		0,50			1,00	1,00	2,90	1	1,45			1,8	1,6	1,6	1,3
q 1 :N/m²									2,2	0,5	1,6	3,3	4,5	3,0	2,0
lengte van de q-last: 3,800 [m]									UGT / Frequentie aanw			1,19	1,66		
									totaal Qd [kN]:			12	17		

			ongunstig		stabiliteit / opdrijven	
Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ	Σ
rep.	rep.	rep.	1,22 G +	1,08 G +	1,08 G +	0,90 G
perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,35 * Qcomb	1,35 Qextr+comb	1,35 * Qcomb	1,35 * Qgunstig
8	2	6	12	17	11	7
zwaartepunt belasting:			1,900 m	1,900 m	1,900 m	1,900 m

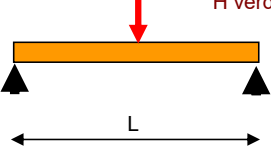
Ligger onder pui en HSB wand							b	192			
Opbouw Texellaan 8 Son							h	196			
26032							$M_{Ed,max}$	8,2			
Eurocode NIEUWBOUW							$V_{Ed,max}$	8,6			
A: woon- en verblijfsruimtes							$R_{Ed,max}$	8,6			
ontwerplevensduur 50 jaar							u_{eind}	13,4			
veiligheidsklasse CC1 -							u_{bij}	7,9			
UGT	buiging	0,53	dwarskrach	0,13	stabiliteit	0,53	BGT	u_{eind}	0,88	u_{bij}	0,69

opmerking

sterkteklasse			naaldhout C18	liggerlengte L	3,8	m	resultaten				
materiaal			gezaagd hout	q1	G _{rep}	2,2	kN/m	M _{Ed,stpt,max}	0	kNm	
houtbreedte b			192	mm		Q _{extr+mom}	1,6	kN/m	M _{Ed,veld,max}	8,2	kNm
houthoogte h			196	mm		Q _{mom}	0,5	kN/m	V _{Ed,max}	8,6	kN
klimaatklasse			1		F1	G _{rep}	0	kN	R _{Ed,max}	8,6	kN
belastingduurklasse			kort			Q _{extr+mom}	0	kN	σ _{m,y,d}	6,7	N/mm ²
factor volume-effect s			0,12			Q _{mom}	0	kN	τ _d	0,31	N/mm ²
doorbuiging eind 1:			250	* L	a=afstand tot stpt 1	0	m	doorbuiging u _{eind}	13,4	mm	
doorbuiging bij 1:			333	* L				doorbuiging u _{bij}	7,9	mm	
zeeg veld			0	mm							
γ _M	sterkte	1,30	-								
k _h	buiging	1,00	-		E _{0,mean;d}	9000	N/mm ²				
f _{m;d}		12,46	N/mm ²		k _{mod}	sterkte	0,90	-	I _y	12047	10 ⁴ mm ⁴
f _{v;d}		2,35	N/mm ²		k _{def}	vervorming	0,60	-	W _y	1229,3	10 ³ mm ³

7 Vloer balklaag

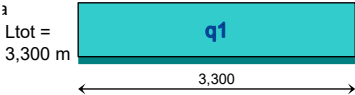
96 x 196mm h.o.h. 300mm klasse C24 hout toepassen.

Vloer balklaag Opbouw Texellaan 8 Son 26032 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1 -								EC b 96 h 196 M_{Ed} 3,31 V_{Ed} 5,36 R_{Ed} 5,36 u_{eind} 8,6 u_{bij} 5,5			
UGT	buiging	0,36	dwarskr.	0,17	BGT	u_{eind}	0,56	0,51	u_{bij}	0,48	0,42
opmerking											
sterkteklasse	naaldhout C24	liggerlengte L	3,8	m	resultaten						
materiaal	gezaagd hout	hart op hart balklaag	0,3	m	M_{Ed}	3,31	kNm				
houtbreedte b	96 mm	eigen gewicht G_{kj}	2,47	kN/m ²	V_{Ed}	5,36	kN				
houthoogte h	196 mm	extreme belasting Q_{k1}	1,75	kN/m ²	R_{Ed}	5,36	kN				
klimaatklasse	1	scheidingswanden Q_{k1}	0,8	kN/m ²	$\sigma_{m,y,d}$	5,4	N/mm ²				
belastingduurklasse	middellang	puntlast F	3	kN	τ_d	0,43	N/mm ²				
factor volume-effect s	0,12				doorbuiging u_{eind}	8,6	mm				
doorbuiging eind 1:	250 * L				doorbuiging u_{bij}	5,5	mm				
doorbuiging bij 1:	333,3 * L				f1=	10	Hz				
zeeg veld	0 mm										
γ_M	sterkte										
k_h	buiging				$E_{0,mean;d}$	11000	N/mm ²				
$f_{m,d}$					k_{mod}	sterkte	0,80	-	I_y	6024	10 ⁴ mm ⁴
$f_{v,d}$					k_{def}	vervorming	0,60	-	W_y	615	10 ³ mm ³

Balk controle woonkamer

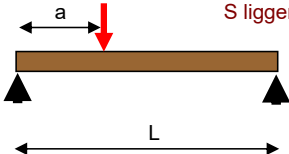
Controle HE220A met schotje in flens 10mm dik 50mm links en rechts bij oplegging.
Kopschotjes aan beide zijde van de balk.

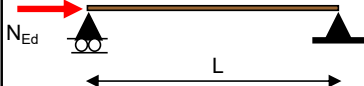
Balk woonkamer controle



q1 :		cat.	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
			kar.	kar.	factor					rep.	rep.	rep.	1,22 G +	1,08 G +	1,08 G +	0,90 G
			[kN/m²]	[kN/m²]	comb.w	-	[m]	[m]	-	perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,35 * Qcomb	1,35 Qextr+comb	1,35 * Qcomb	1,35 * Qgunstig
platdak		H	0,90	1,00		1,00	1,00	3,60	1	3,24		3,60	3,9	8,4	3,5	2,9
verdiepingsvloer		A	2,47	2,25	0,40	1,00	1,00	1,90	1	4,69	1,71	4,28	8,0	10,8	7,4	4,2
verdiepingsvloer woonhuis		A	5,20	2,25	0,40	1,00	1,00	2,50	1	13,00	2,25	5,63	18,8	21,6	17,1	11,7
100-sp-100; 100mm bakst; 100mm kz			4,00			1,00	1,00	3,00	1	12,00			14,6	13,0	13,0	10,8
						q 1 :N/m]				32,9	4,0	13,5	45,4	53,8	40,9	29,6
						lengte van de q-last: 3,300 [m]				UGT / Frequentie aanw			1,20	1,42		
										totaal Qd [kN]:			150	178		

					ongunstig		stabiliteit / opdrijven	
		Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ	Σ
		rep.	rep.	rep.	1,22 G +	1,08 G +	1,08 G +	0,90 G
		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,35 * Qcomb	1,35 Qextr+comb	1,35 * Qcomb	1,35 * Qgunstig
Totale belasting op Balk woonkamer controle [kN]		109	13	45	150	178	135	98
		zwaartepunt belasting:			1,650 m	1,650 m	1,650 m	1,650 m

Balk woonkamer Opbouw Texellaan 8 Son 26032 Eurocode NIEUWBOUW A: woon- en verblijfsruimtes ontwerplevensduur 50 jaar veiligheidsklasse CC1 -			 S ligger 2 stpt EC			profiel 1 HE 0220A profiel 2 M _{Ed,max} 74,0 V _{Ed,max} 89,7 R _{Ed,max} 89,7 u _{eind} 6,4 u _{bij} 1,8				
buiging	0,61	dwarskracht	0,32	onderflensinklemming	0,23	kip	0,61	BGT	0,97	0,19
opmerking										
materiaal S235			liggerlengte L 3,3 m			resultaten				
klasse 3 -			q1 G _{rep} 32,9 kN/m			M _{Ed,stpt,max} 0,0 kNm				
f _y 235 N/mm ²			Q _{extr+mom} 13,5 kN/m			M _{Ed,veld,max} 74,0 kNm				
E 210000 N/mm ²			Q _{mom} 4 kN/m			M _{c,Rd} 121,1 kNm				
doorbuiging eind 1: 500 * L			F1 G _{rep} 0 kN			M _{b,Rd} 121,1 kNm				
doorbuiging bij 1: 333 * L			Q _{extr+mom} 0 kN			V _{Ed,max} 89,7 kN				
zeeg veld 0 mm			Q _{mom} 0 kN			V _{c,Rd} 279,9 kN				
profiel 1 HE 0220A			a=afstand tot stpt 1 0 m			R _{Ed,max} 89,7 kN				
richting sterke as			N _{b,Rd} 389,3 kN							
aantal 1xprofiel 1:										
profiel 2			doorbuiging u _{eind} 6,4 mm							
richting			doorbuiging u _{bij} 1,8 mm							
aantal										

Kolom bestaande balk controle			S 6_3_1 prismatische op druk belaste staven EC			profiel		K 080 x 80 x 5				
Texellaan 8 Son						$N_{b,Rd,y}$		171,5	Ned	90		
26032						$N_{b,Rd,z}$		171,5	L_y	3000		
									L_z	3000		
												
unity-checks		y-richting	0,52	z-richting	0,52							
opmerking												
materiaal			S235		profiel		K 080 x 80 x 5		resultaten			
klasse			3 -		A		14,4		$N_{b,Rd,y}$		171,5	kNm
f_y			235 N/mm ²		i_y		30,3		χ_y		0,508	-
E			210000 N/mm ²		i_z		30,3		Φ		1,267	-
					y-kromme		c		λ_y		1,056	-
N_{Ed}			89,7 kN		z-kromme		c		$N_{b,Rd,z}$		171,5	kNm
$l_{cr,y}$			3000 mm						χ_z		0,51	-
$l_{cr,z}$			3000 mm						Φ		1,267	-
A_{red}			0 cm ²						λ_z		1,056	-

FUNDERING CONTROLE

Algemeen

Fundering uitvoeren als fundering op staal.

Bouwput ontgraven tot vaste bank, spreiding 1:1.

Bestaande grondslag en eventuele grondverbetering controleren.

Aanvullen in lagen van 200 á 300mm, met schoon zand.

Kruislings verdichten met trilplaat van 2 á 4 kN, met een slagkracht van 20 kN.

Strookdikte 250mm, gestort op een stampbeton werkvloer

Betonkwaliteit C20/25

Bij storten op PE-folie, minimale strookdikte 300 mm en dekking op de onderwapening 80mm.

Ter plaatse van muuropeningen groter dan 2000mm, onder- en bovenwapening toepassen.

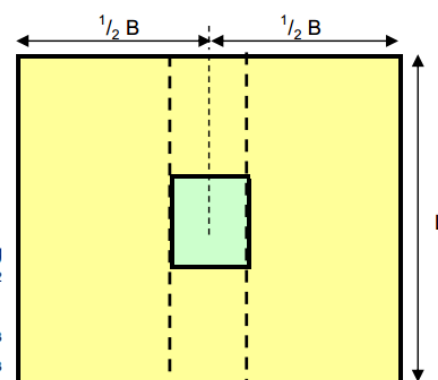
Funderingsafmetingen en wapening is aanname, en dient aan de hand van nog te maken sonderingen te worden gecontroleerd.

Berekeningen gebaseerd op een gronddekking van minimaal 400mm.

Draagkracht centrisch belaste fundering op staal

rekening houden met grondwater tot onderkant van de fundering
 grondwaterstand boven de onderkant fundering
 gegevens grondparameters uit tabel 2.b van NEN 9997-1 halen?
 grondsoort uit tabel 2.b
 effectieve cohesie
 effectieve hoek van inwendige wrijving
 repr. volumieke gewicht droge grond
 repr. volumieke gewicht verzadigde grond

	nee
	n.v.t.
	ja
	zand zwak siltig kleiig
c'	= 0,0 kN/m ²
φ'	= 27,0 °
γ	= 19,0 kN/m ³
γ_{sat}	= 21,0 kN/m ³

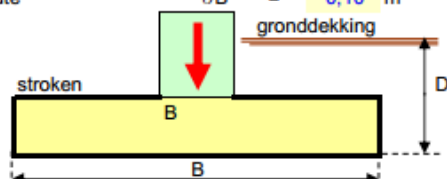


geometrie voor centriscbe belasting (in tabelvorm)

start gronddekking	D	=	0,00	m
toename gronddekking	δD	=	0,20	m

tabel rekenwaarde opneembare belasting stroken

strooklengte	L	=	1,00	m
start strookbreedte	B	=	0,40	m
toename breedte	δB	=	0,10	m



uitgangspunten

gedraineerde ondergrond

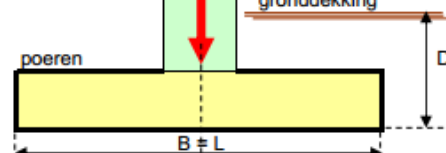
H_d is verwaarloosbaar klein t.o.v. V_d)

de onderkant van de fundering is vlak

de grond onder de strook of poer is niet gelaagd

tabel rekenwaarde opneembare belasting vierkante poeren L=B

start poerafmeting	L=B	=	0,60	m
toename poerafmeting	δL	=	0,10	m



stroken L= 1,00 opneembare grondspanning in kN/m ²						
	gronddekking D					
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
strookbreedte B						
0,40	22,9	61,0	99,2	137,3	175,5	213,6
0,50	27,6	67,1	106,6	146,1	185,5	225,0
0,60	32,0	72,8	113,6	154,4	195,2	236,0
0,70	36,0	78,1	120,2	162,4	204,5	246,6
0,80	39,6	83,0	126,5	169,9	213,4	256,8
0,90	42,7	87,5	132,3	177,1	221,9	266,7
1,00	45,5	91,7	137,8	183,9	230,0	276,1
1,10	47,9	95,4	142,8	190,3	237,7	285,2
1,20	50,0	98,7	147,5	196,3	245,1	293,8
1,30	51,6	101,7	151,8	201,9	252,0	302,1
1,40	52,8	104,3	155,7	207,1	258,6	310,0
1,50	53,7	106,4	159,2	212,0	264,7	317,5

poeren L=B opneembare grondspanning in kN/m ²						
	gronddekking D					
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
poer B=L						
0,60	27,3	73,4	119,6	165,7	211,8	257,9
0,70	31,9	78,0	124,1	170,2	216,3	262,5
0,80	36,4	82,5	128,7	174,8	220,9	267,0
0,90	41,0	87,1	133,2	179,3	225,4	271,6
1,00	45,5	91,7	137,8	183,9	230,0	276,1
1,10	50,1	96,2	142,3	188,4	234,6	280,7
1,20	54,6	100,8	146,9	193,0	239,1	285,2
1,30	59,2	105,3	151,4	197,5	243,7	289,8
1,40	63,8	109,9	156,0	202,1	248,2	294,3
1,50	68,3	114,4	160,5	206,7	252,8	298,9
1,60	72,9	119,0	165,1	211,2	257,3	303,4
1,70	77,4	123,5	169,6	215,8	261,9	308,0

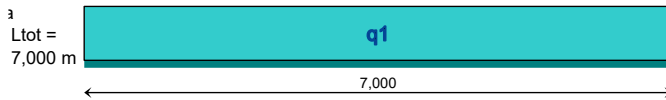
stroken L= 1,00 opneembare lijnlast in kN/m						
	gronddekking D					
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
strookbreedte B						
0,40	9,2	24,4	39,7	54,9	70,2	85,4
0,50	13,8	33,6	53,3	73,0	92,8	112,5
0,60	19,2	43,7	68,2	92,6	117,1	141,6
0,70	25,2	54,7	84,2	113,7	143,1	172,6
0,80	31,6	66,4	101,2	135,9	170,7	205,5
0,90	38,5	78,8	119,1	159,4	199,7	240,0
1,00	45,5	91,7	137,8	183,9	230,0	276,1
1,10	52,7	104,9	157,1	209,3	261,5	313,7
1,20	60,0	118,5	177,0	235,5	294,1	352,6
1,30	67,1	132,2	197,3	262,5	327,6	392,7
1,40	74,0	146,0	218,0	290,0	362,0	434,0
1,50	80,5	159,7	238,8	317,9	397,1	476,2

poeren L=B opneembare totale belasting in kN per poer						
	gronddekking D					
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
poer B=L						
0,60	10	26	43	60	76	93
0,70	16	38	61	83	106	129
0,80	23	53	82	112	141	171
0,90	33	71	108	145	183	220
1,00	46	92	138	184	230	276
1,10	61	116	172	228	284	340
1,20	79	145	212	278	344	411
1,30	100	178	256	334	412	490
1,40	125	215	306	396	487	577
1,50	154	257	361	465	569	672
1,60	187	305	423	541	659	777
1,70	224	357	490	624	757	890

Strook

Funderings breedte 450mm > akkoord
Controle in het werk door aannemer!

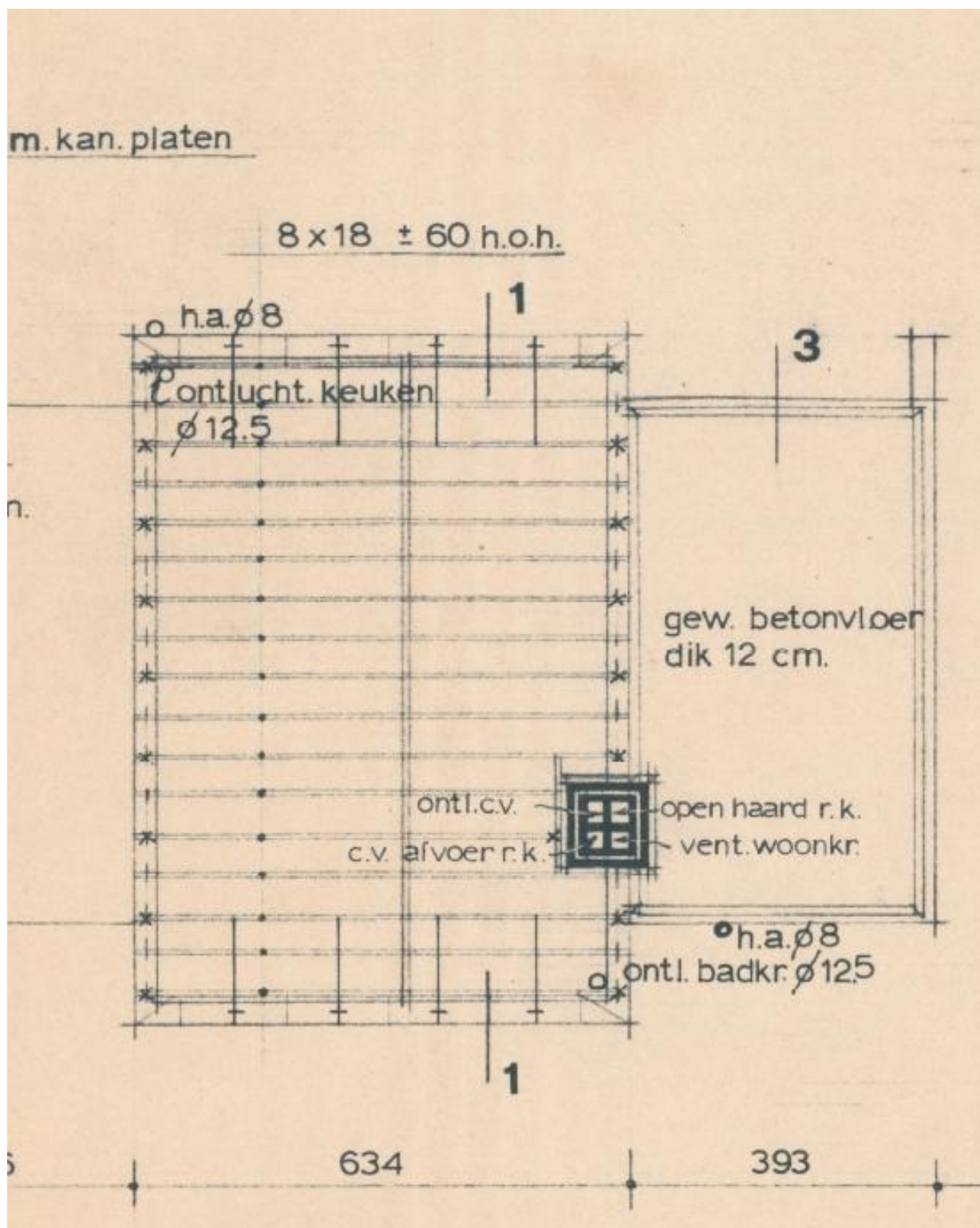
Controle fundering

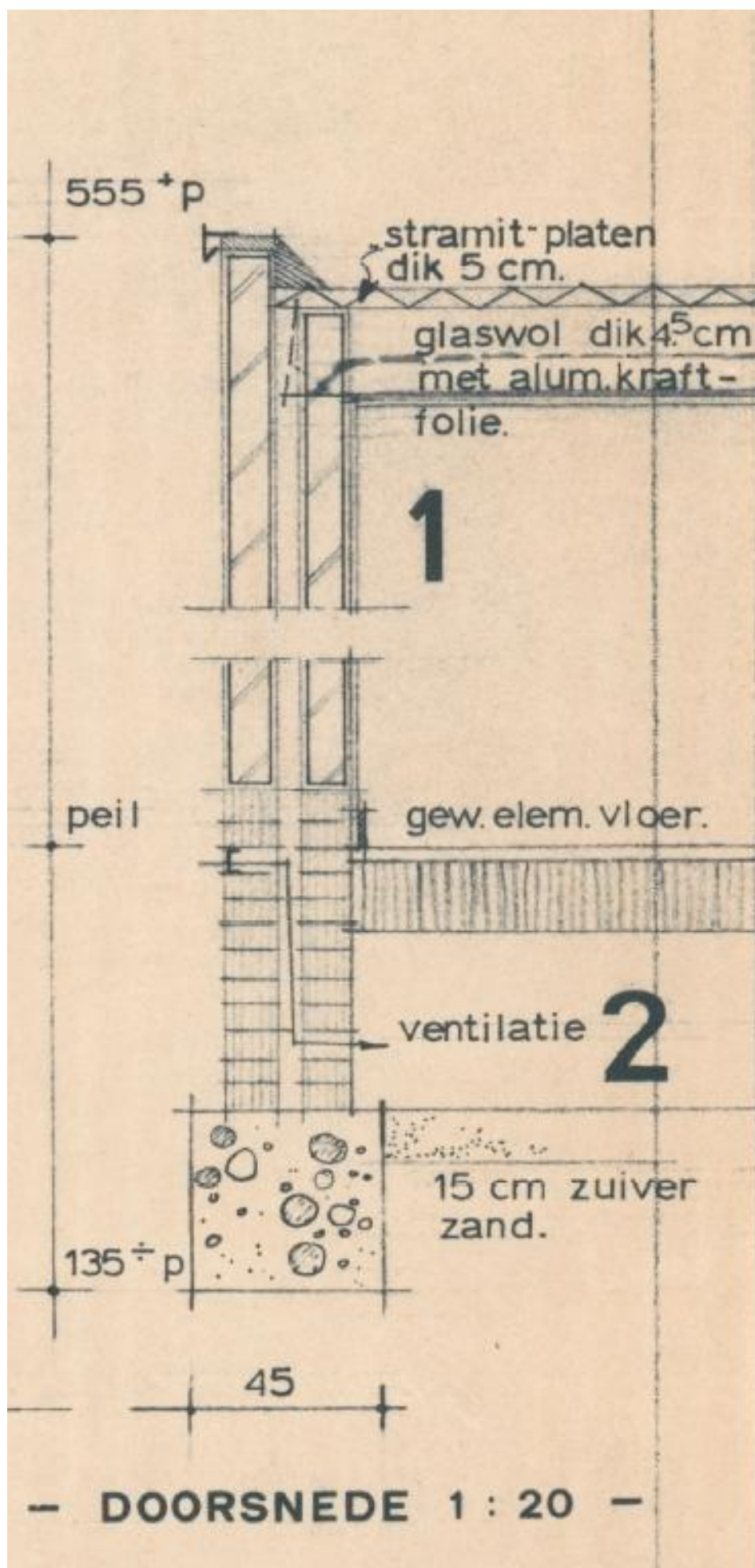


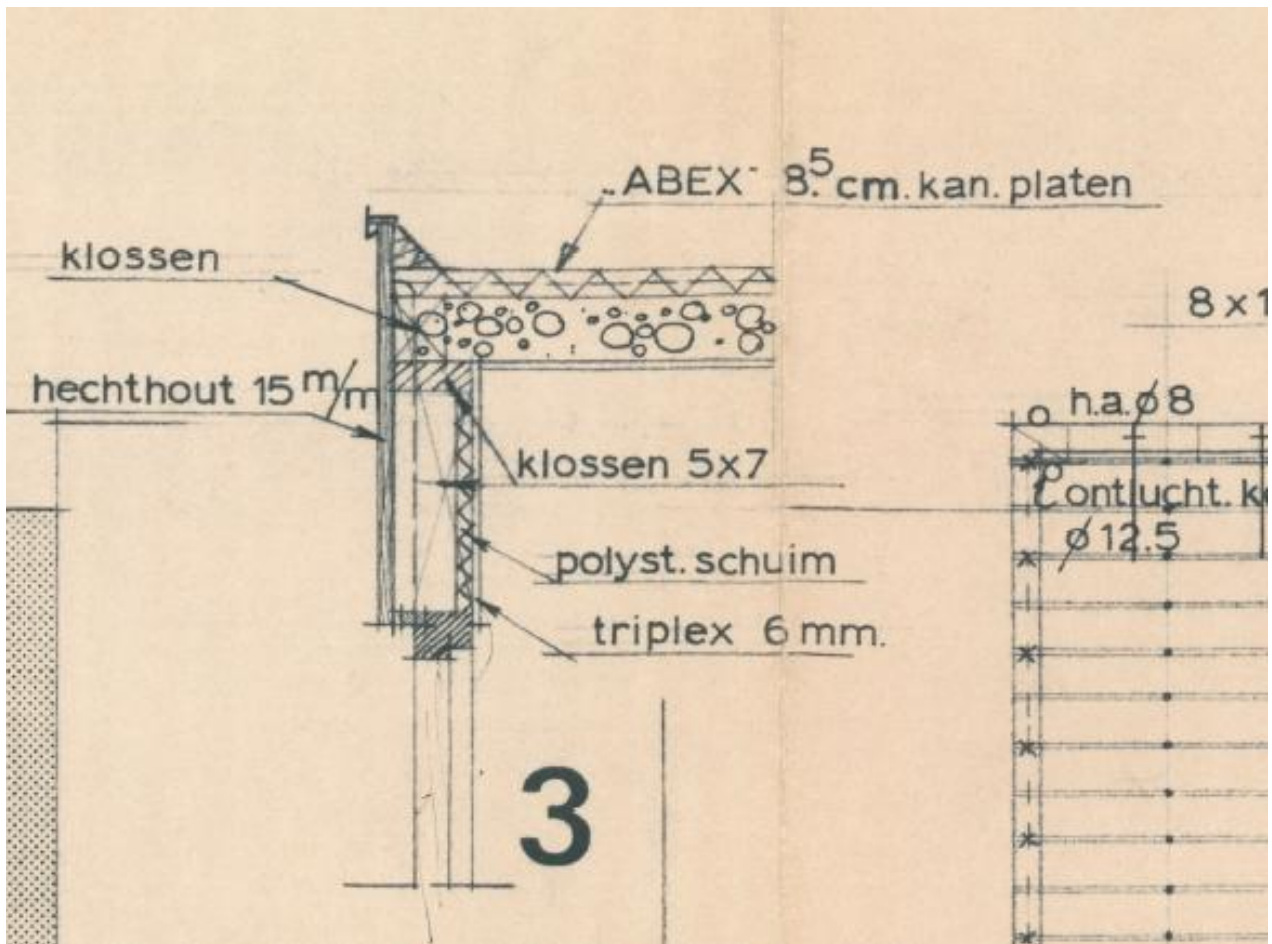
q1 :	cat.	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar. [kN/m²]	kar. [kN/m²]	factor comb.w	-	[m]	[m]	-	rep. perm.	rep. comb. (ψ ₀)	rep. extr+comb(ψ ₀)	1,22 G + 1,35 * Qcomb	1,08 G + 1,35 Qextr+comb	1,08 G + 1,35 * Qcomb	0,90 G 1,35 * Qgunstig
platdak	H	0,90	1,00		1,00	1,00	3,40	1	3,06		3,40	3,7	7,9	3,3	2,8
verdiepingsvloer	A	2,47	2,25	0,40	1,00	1,00	1,90	1	4,69	1,71	4,28	8,0	10,8	7,4	4,2
begane grondvloer	A	4,95	2,25	0,40	1,00	1,00	0,50	1	2,48	0,45	1,13	3,6	4,2	3,3	2,2
verdiepingsvloer woonhuis	A	5,20	2,25	0,40	1,00	1,00	1,90	1	9,88	1,71	4,28	14,3	16,4	13,0	8,9
100-sp-100; 100mm bakst; 100mm kz		4,00			1,00	1,00	3,00	1	12,00			14,6	13,0	13,0	10,8
Houtskeletbouw; houten bi.bl.		0,50			1,00	1,00	3,00	1	1,50			1,8	1,6	1,6	1,4
q 1 :N/m'									33,6	3,9	13,1	46,1	53,9	41,5	30,2
lengte van de q-last: 7,000 [m]									UGT / Frequentie aanw totaal Qd [kN]:			1,20 322	1,40 378		

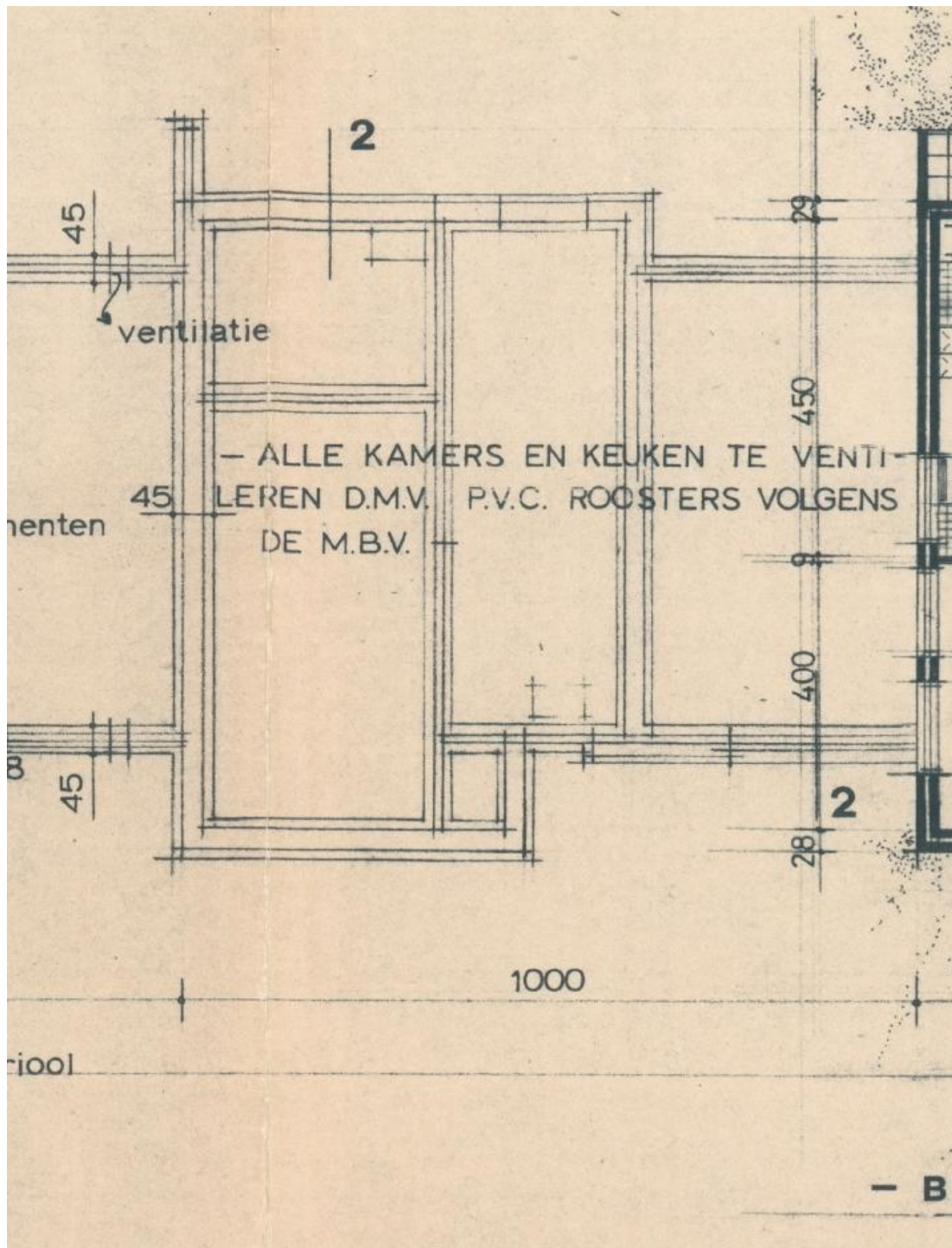
						ongunstig		stabiliteit / opdrijven				
						ΣG_{rep}	ΣQ_{rep}	ΣQ_{rep}	$\Sigma 6.10a$	$\Sigma 6.10b$	Σ	Σ
						rep.	rep.	rep.	1,22 G +	1,08 G +	1,08 G +	0,90 G
						perm.	comb. (ψ_0)	extr+comb(ψ_0)	1,35 * Qcomb	1,35 Qextr+comb	1,35 * Qcomb	1,35 * Qgunstig
Totale belasting op Controle fundering [kN]						235	27	92	322	378	291	212
						zwaartepunt belasting:		3,500 m	3,500 m	3,500 m	3,500 m	

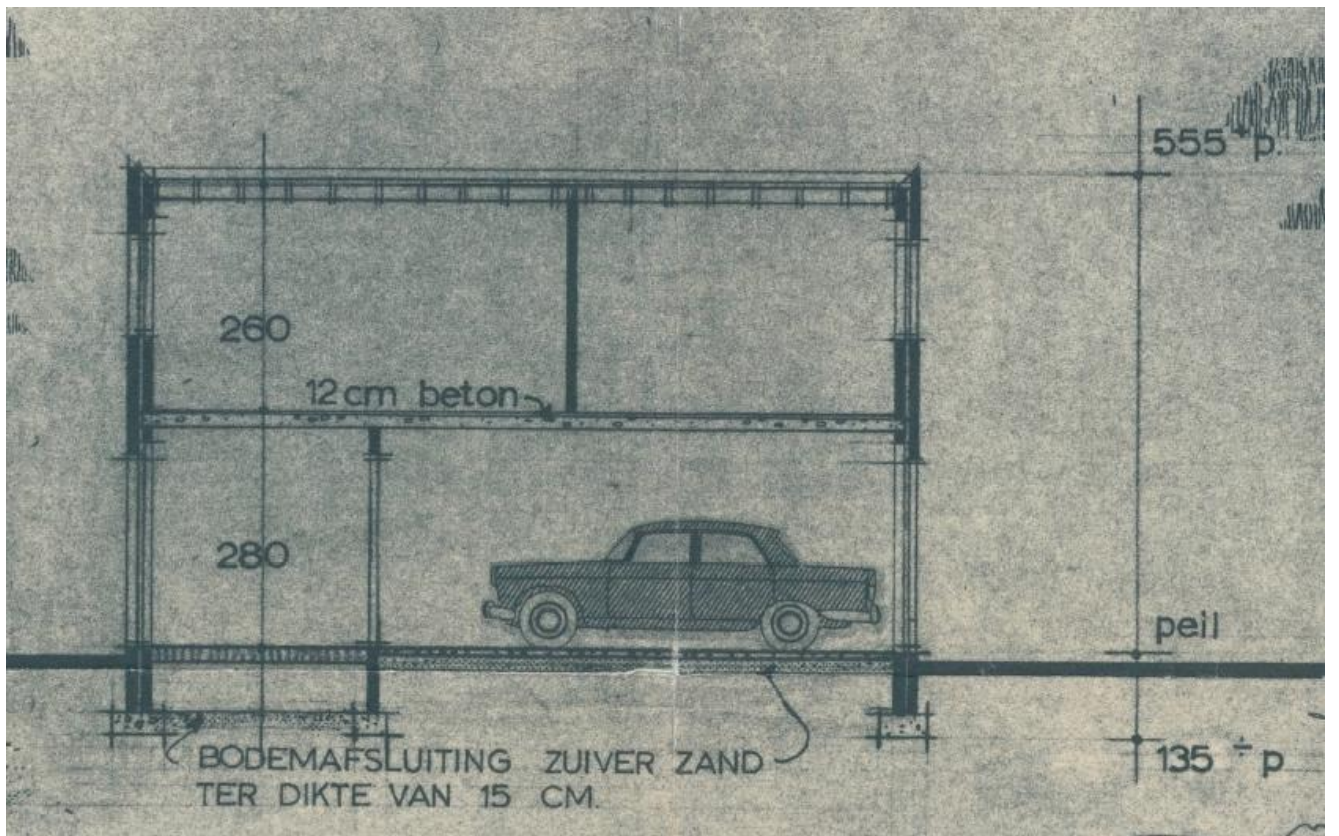
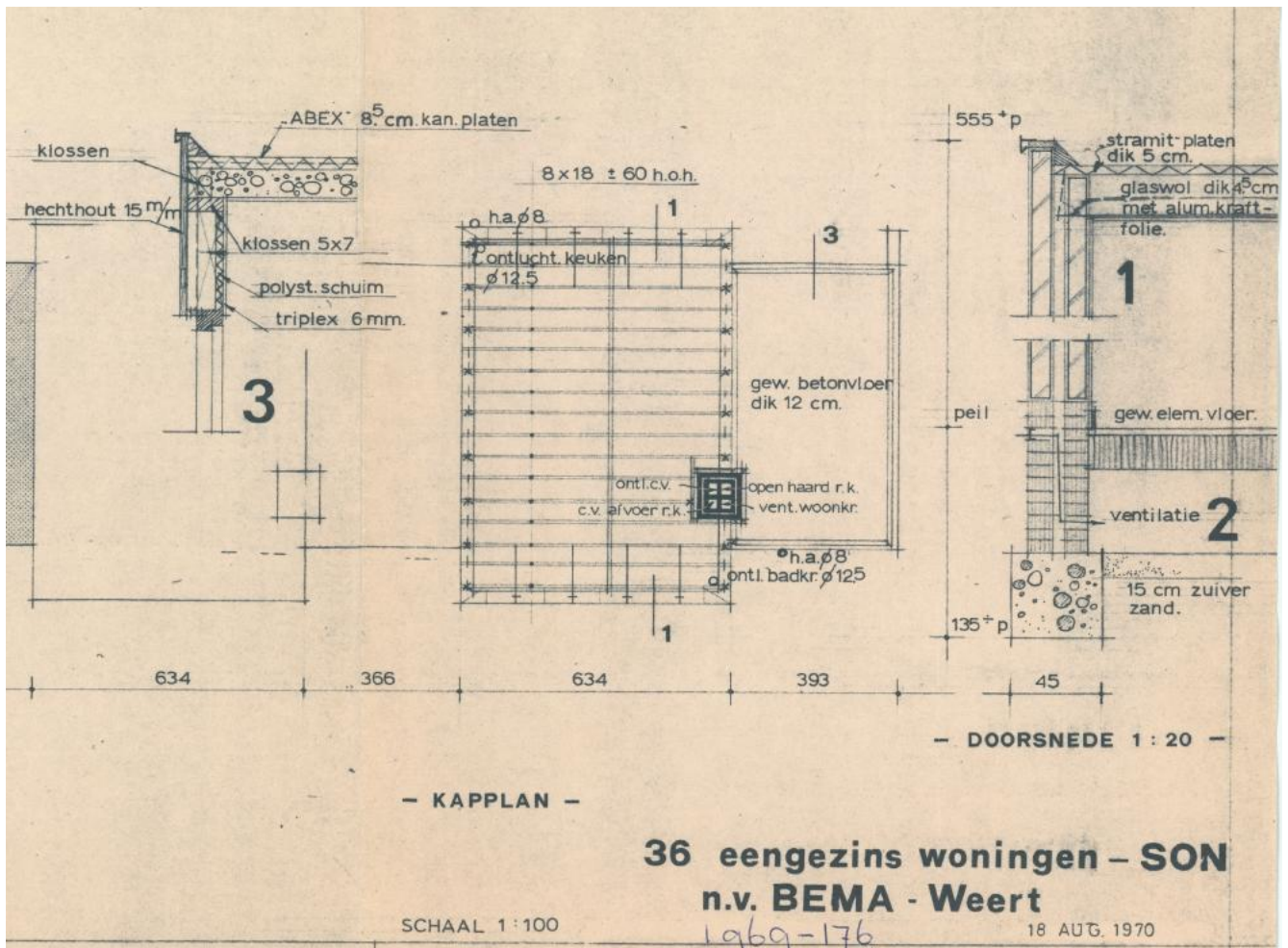
Archief

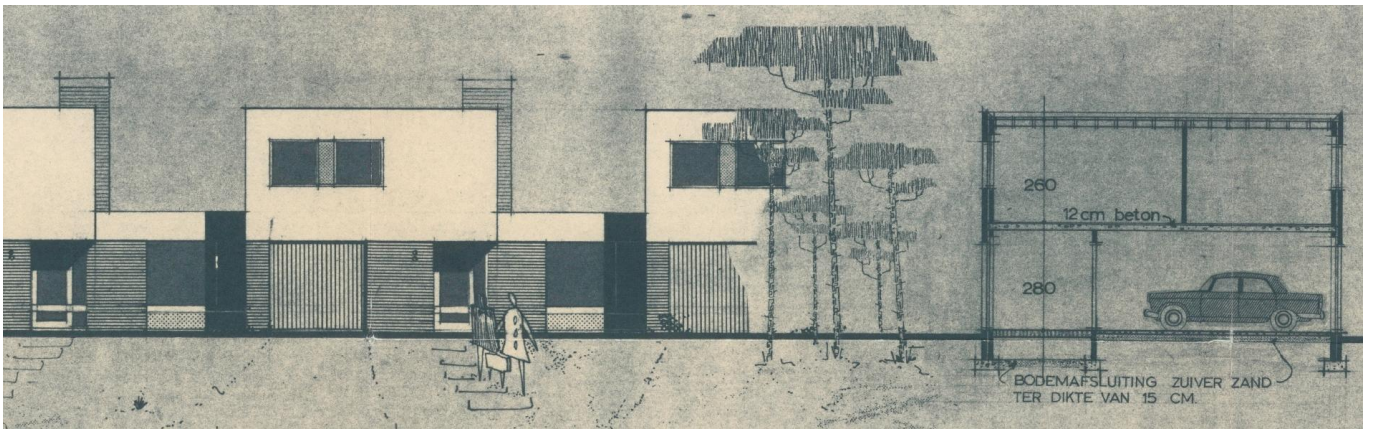












balklaag in een plat dak berekening volgens eurocode 5

71 mm x 196 mm - 610 mm

naaldhout C18

werk = Opbouw Texellaan 8 Son
werknummer = 26032
onderdeel = Dakbalklaag

norm Eurocode NIEUWBOUW
ontwerplevensduur klasse = 3
gevolgklasse = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$

de waarde van ψ volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsberekening) = 0 -
 $\psi_1 =$ (elastische doorbuiging) = 0 -
 $\psi_2 =$ (kruip) = 0 -
 $\psi_t = 1 + (1 - 0) / 9 \cdot \ln(50 / 50) = 1,00$

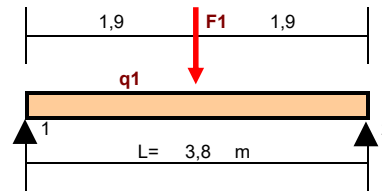
overige invoergegevens:

liggerlengte (theoretische overspanning) L = 3,8 m
te dragen m' dak (h.o.h. balken) a = 0,61 m
opleglengte t.p.v. ondersteuning $b_r = 50$ mm
dikte beplanking t = 18 mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{o,mean,k} = 5000$ N/mm²

belastingen

eigen gewicht van de dakconstructie $G_{k,j} = 0,90$ kN/m²
personen $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
regen 0,10 m * 10 kN/m³ = $Q_{k1} = 1,00$ kN/m²
sneeuw 1,00 0,80 0,70 = $Q_{k1} = 0,56$ kN/m²
puntlast F = 2 kN

ontwerplevensduur = 50 jaar
toepassing: gebouwen en andere gewone constructies
belasting- factoren
formule 6.10.a
 $\gamma_{G,j} = 1,22$ - $\xi \gamma_{G,j} = 1,08$ -
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$ - $\gamma_{Q,1} = 1,35$ -
 $\gamma_{Q,j} = 1,35$ - $\gamma_{Q,j} = 1,35$ -



berekening eigen gewicht dakconstructie $G_{k,j}$ 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	0,071	0,196	5,0	0,61
n.t.b.				

overige belastingen

	totaal $G_{k,j}$	
	0,32	
$u_{eind} \leq 3800$	250	= 15,2 mm
$u_{bij} \leq 3800$	333,3	= 11,4 mm

vervormingseisen en zeeg

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

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

Dakbalklaag

sterkteklasse = naaldhout C18
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte b = 71 mm
houthoogte h = 196 mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect s = 0,12 bij LVL

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

resultaten

M_{Ed}	3,15
u.c.	0,56

V_{Ed}	3,69
u.c.	0,17

u_{eind}	10,1	10,6
u.c.	0,66	0,69

u_{bij}	6,4	6,8
u.c.	0,56	0,60

materiaal- en profielgegevens Dakbalklaag

				$f_{x;d}$	c	k_h of k_i^{**}	k_{mod}	$f_{x;rep}$	/	γ_M	kort
buigsterkte	$f_{m;k}$	18	N/mm ²	$f_{m;d}$	1	1,00	0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
treksterkte	$f_{t0;k}$	10	N/mm ²	$f_{t0;d}$	1	1,00	1,16	0,90	10 /	1,30	= 8,04 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	$f_{c0;k}$	18	N/mm ²	$f_{c0;d}$	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c90;k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c90;d}$	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v;k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v;d}$	1		0,90	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean;k}$	9000	N/mm ²	$E_{0,mean;d}$	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	$E_{0,u;d}$	1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodi naalldhout	$E_{90,mean;k}$	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	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	71	196 ³	=	4455	10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	196	71 ³	=	585	10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	71	196 ²	=	455	10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	196	71 ²	=	165	10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	1		71	196	=	139	10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	4455	/	139	) =	56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	585	/	139	) =	20,5 mm

berekening belastingen Dakbalklaag

q1	permanente belasting	$G_{k,j} =$	0,610	*	0,90	=	0,55	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} =$	0,610	*	1,00	maatgevende belasting t.g.v.:	personen	= 0,61 kN/m'
F1	spreiding puntlast	$l =$	0,018 ³ / 12 =	5E-07	m ⁴	=	48,6 10 ⁴ mm ⁴	El= 5000 5E-07 10 ⁶ = 2430 kNm ²
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r =$	0,37	+	0,8	0,610	-	2430 / 50000 = 0,81 -
	opgelegde belasting	$F_k =$	0,81	*	2,00	=	1,62	kN

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

$G_{k,j}$	(u_{on})	=	0,55	=	0,55	kN/m'
Q_{k1}	(u_{elas})	=	0,61	=	0,61	kN/m'
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(	0,55 + 0,00 0,61	) = 0,33 kN/m'
$F_k = k_r \cdot F$	(u_{elas})	=		=	1,62	kN

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

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,55	+	1,35	0	0,61	=	0,67	kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,55	+	1,35	0,61	personen	=	1,42	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,55	=	0,67	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	1,62	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,55	=	0,59	kN/m'	$F_d =$	1,35	1,62	=	2,19	kN	

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,55	=	0,67	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	2,00	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,55	=	0,59	kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70	kN

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

resultaten mechanica berekeningen

Dakbalklaag

reacties

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

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,55	3,800	=	1,04	kN
$\psi_t \cdot Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,61	3,800	=	1,16	kN
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,33	3,800	=	0,63	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,67	3,800	=	1,27	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,42	3,800	=	2,69	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)	$R_{Ed} = 1/2$	0,67	3,800	+	0,00	(3,800 - 0,196) / 3,800	=	1,27	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,59	3,800	+	2,70	(3,800 - 0,196) / 3,800	=	3,69	kN
									$R_{Ed} =$ 3,69 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

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

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	1,27	-	(0,5 0,050 + 0,196) *	0,00	=	1,27	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,69	-	(0,5 0,050 + 0,196) *	0,82	=	2,51	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)	$V_{Ed} =$	1,27	=	1,27	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	3,69	=	3,69	kN
					$V_{Ed} =$ 3,69 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	0,67	$3,800^2$	=	1,20	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,42	$3,800^2$	=	2,56	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	0,67	$3,800^2$	+	0,25	0	2,19	3,800	=	1,20	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,59	$3,800^2$	+	0,25	2,19	3,800	=	3,15	kNm	
											$M_{Ed,y} =$	3,15 kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,55	$3800^4 /$	(384 9000 4455 10^4)	=	3,7	mm
$\psi_t \cdot Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,61	$3800^4 /$	(384 9000 4455 10^4)	=	4,1	mm
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,33	$3800^4 /$	(384 9000 4455 10^4)	=	2,2	mm
$F_k = k_r \cdot F$	$u_{1,2} =$		1619	$3800^3 /$	(48 9000 4455 10^4)	=	4,6	mm

alternatieve berekening kruip:

=	$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$									
met q-belasting	=	0,6	*	(3,7 + 0 *	4,1 q-last)	=	2,2	mm		
met puntlast	=	0,6	*	(3,7 + 0 *	4,6 F-last)	=	2,2	mm		

toetsingen uiterste grenstoestand

Dakbalklaag

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting $M_{Ed,y} = 3,15$ kNm $W_y = 455$ cm³ $f_{m,y,d} = 12,5$ N/mm² $b = 71$ mm $h = 196$ mm

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{3,15 \cdot 10^6}{455 \cdot 10^3} = 6,9 \text{ N/mm}^2$$

6,11 unity-check $= \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{6,9}{12,5} = 0,56$ -

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning $b_r = 50$ mm $f_{v,d} = 2,35$ N/mm² $b = 71$ mm $h = 196$ mm

niet gereduceerde dwarskracht $V = R_{Ed} = 3,69$ kN

gereduceerde dwarskracht $V_{Ed} = V - V_{red} = 3,69$ kN

met $V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,196) \cdot q_d = 0,221 q_d$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 3,69 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 196} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

6,13 unity-check $= \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,40}{2,35} = 0,17$ -

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Dakbalklaag

combinatie veld		=	eg + q	eg + F
u_{on}	$G_{k,j}$	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{elastisch}$	Q_{k1} resp. $k_r \cdot F$	=	3,72	3,72
u_{kruip}	$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	4,13	4,62
u_{zeeg}	volgens opgave	=	2,23	2,23
u_{eind}	$u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	0,00	0,00
$u_{eind,toe} \leq$	$\frac{3800}{250} = 15,20$ mm	=	10,08	10,56
U.C.	$u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	15,20	15,20
u_{bij}	$u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	0,66	0,69
$u_{bij,toe} \leq$	$\frac{3800}{333,3} = 11,40$ mm	=	6,36	6,85
U.C.	$u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	11,40	11,40
		=	0,56	0,60

opmerking

berekening van een houten stijl in een HSB-wand

stijl: **46 x 146**
naaldhout C18

werk = Opbouw Texellaan 8 Son
werknummer = 26032
onderdeel = HSB wanden

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

gebouwcategorie windbelasting
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0$ -
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,2$ -
(kruip) $\psi_2 = 0$ -

kniklengte loodrecht op vlak van wand $L_y = 3$ m
ongesteunde staaflengte in z-richting $L_z = 1$ m
hart- op hartmaat van de stijlen $a = 0,6$ m

bovenbelasting op wand (lijnlast)

permanente belasting $G_k = 1,70$ kN/m'
extreem + momentaan $Q_{extr+mom} = 1,90$ kN/m'
momentaan $Q_{mom} = 1,00$ kN/m'
excentriciteit vert. belasting bovenkant $e_{boven,q} = 0,000$ m

bovenbelasting op wand (puntlast)

permanente belasting $G_k = 0,00$ kN
extreem + momentaan $Q_{extr+mom} = 0,00$ 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 bebouwd III -
hoogte onderdeel boven maaiveld $z = 5,5$ m
totale gebouwbreedte, loodrecht op wind $br = 3,8$ m
totale gebouwhoogte $ho = 5,5$ m
totale gebouwdiepte in windrichting $d = 7,5$ m
zone in gevel D
lengte van deze zone is 3,80 m
windvormfactoren onderdruk $C_{pi} = -0,30$ -
overdruk $C_{pe} = 0,2$ -

wijze van steunen
aangrijpingspunt van steunen

vervorming

toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 250 * L_y
 $u_{bij} < 3000 / 250 = 12,0$ mm
aangrijpingspunt belasting aan drukzijde
balk- en belastingtype 2 steunpunten + q-last

ontwerplevensduur = 50 jaar
toepassing gebouwen en andere gewone constructies

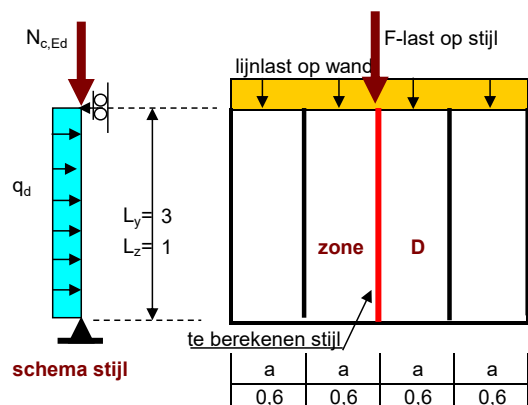
belastingfactoren

formule 6.10.a $\gamma_{G,j} = 1,22$ -
(meestal niet maatgevend) $\gamma_{Q,1} = 1,35$ -

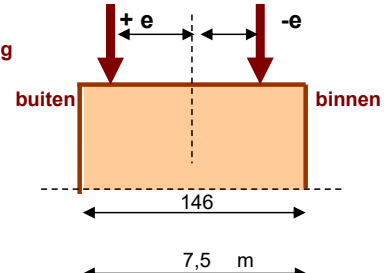
formule 6.10.b $\xi \gamma_{G,j} = 1,08$ -
(maatgevend) $\gamma_{Q,1} = 1,35$ -

formule 6.10.a en b $\gamma_{G,j} = 0,90$ (gunstig)
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$ -

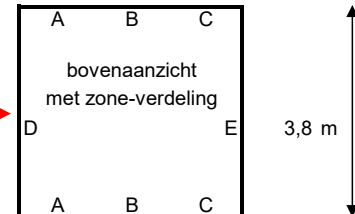
schematische tekening van de berekende constructie



excentriciteit bovenbelasting



zone-verdeling



materiaalgegevens, balkafmeting, diverse factoren en belastingen

sterkteklasse = naaldhout C18
materiaal = gezaagd hout
soort doorsnede = rechthoekig
houtbreedte $b = 46$ mm
houthoogte (in windrichting) $h = 146$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
factor voor volume-effect $s = 0,1$ bij LVL
 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule 6.32

materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor buigsterkte; hoogte $k_h = 1,01$ -
modificatiefactor sterkte $k_{mod} = 0,90$ kort
modificatiefactor vervorming $k_{def} = 0,60$ -

unity-checks	uiterste grenstoestand	druk	0,26	kolom	0,31	kip	0,12	bruikbaarheidsgrenstoestand	wind	0,29
--------------	------------------------	------	------	-------	------	-----	------	-----------------------------	------	------

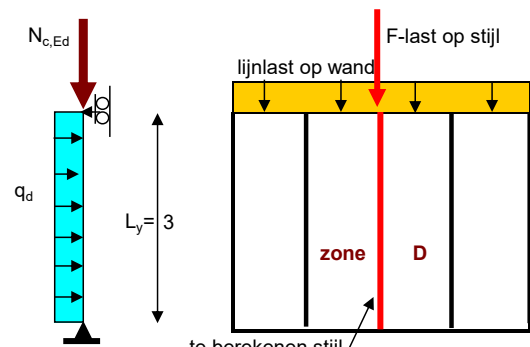
materiaal- en profielgegevens

	algemene formule :	$f_{x,d}$	c	k_h	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	18 N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,01	0,90	18	/	1,30	= 12,53 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 * $\frac{1}{12} b h^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	46	146 ³			= 1193 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1 * $\frac{1}{12} h b^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	146	46 ³			= 118 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1 * $\frac{1}{6} b h^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	46	146 ²			= 163 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1 * $\frac{1}{6} h b^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	146	46 ²			= 51 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1 * $b h$	=	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

mechanicaberekening

HSB wanden

kniklengte	$L_y =$	3 m
hart op hart stijlen A1 in wand	$a =$	0,6 m
bovenbelasting op wand (lijnlast)	$G_k =$	1,70 kN/m'
	$Q_{extr+mom} =$	1,90 kN/m'
	$Q_{mom} =$	1,00 kN/m'
excentriciteit bovenbelasting	$e_{boven,q} =$	0,000 m
bovenbelasting op wand (puntlast)	$G_k =$	0,00 kN
	$Q_{extr+mom} =$	0,00 kN
	$Q_{mom} =$	0,00 kN
excentriciteit bovenbelasting	$e_{boven,F} =$	0,000 m
excentriciteit van de reactie; onderkant	$e_{onder} =$	0 m



a	a	a	a
0,6	0,6	0,6	0,6

berekening kopmoment bovenzijde gebruiksstadium

tg v G	0,6	1,70	0,000	=	0,00	kNm
tg v Q	0,6	1,90	0,000	=	0,00	
tg v F _G		0,00	0,000	=	0,00	
tg v F _Q		0,00	0,000	=	0,00	
totaal				=	0,00	kNm

Met dit moment wordt een extra vervorming berekend
er wordt GEEN rekening gehouden met 2e orde tg v
deze vervorming

windbelasting

extreme waarde stuwdruk	$q_{p(z)} =$	0,48 kN/m ²
zone in gevel	=	D
omschrijving zone	gevel loodrecht op wind	
uitwendige drukcoëfficiënten	$c_{pe10} =$	0,80 en $c_{pe1} =$ 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		

onderdruk! $C_{pi} =$ = -0,30 -

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	*	1,70	+	1,35	1,00	=	3,42	kN/m	
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,22	*	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN	
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,600	3,42		+	0,00		=	2,05	kN	
rekenwaarde excentr.moment	$M_{y,Ed,exc}$	=			2,05	0,000	+	0,00	0,000	=	0,00	kN/m

6.10b wind extreem, bovenbelasting momentaan

rekenwaarde lijnlast	$q_{d,vert}$	=	1,08	*	1,70	+	1,35	1,00	=	3,19	kN/m	
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,08	*	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN/m	
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,600	3,19		+	0,00		=	1,91	kN	
windbelasting op gevelstijlen	$q_{rep,hor}$	=	0,600	(	0,95	-	-0,30	)	0,48	=	0,36	kN/m'
rekenwaarde windbelasting	$q_{d,hor}$	=	1,35	0,36						=	0,48	kN/m'
rekenwaarde windmoment	$M_{y,Ed,wind}$	=	0,125	0,48		3^2				=	0,54	kNm
rekenwaarde excentr.moment	$M_{y,Ed,exc}$	=	0,9	0,600	3,19	0,000	+	0,00	0,000	=	0,00	kNm
rekenwaarde totale moment	$M_{y,Ed}$	=	0,54	+	0,00					=	0,54	kNm

6.10b wind momentaan, bovenbelasting extreem

rekenwaarde lijnlast	$q_{d,vert}$	=	1,08	*	1,70	+	1,35	1,90	=	4,40	kN/m	
rekenwaarde puntlast op stijl	$F_{d,vert}$	=	1,08	*	0,00	+	1,35	0,00	=	0,00	kN/m	
rekenwaarde normaalkracht	$N_{c,Ed}$	=	0,600	4,40		+	0,00		=	2,64	kN	
rekenwaarde excentr.moment	$M_{y,Ed,exc}$	=			2,64	0,000	+	0,00	0,000	=	0,00	kNm

bruikbaarheidsgrenstoestand

doorbuiging stijl A1	u_{bij} (tgw wind)	=	$\frac{5 q L^4}{384 * E * I}$	=	$\frac{5}{384}$	0,36	$\frac{3000}{9000}$	$\frac{4}{1193}$	=	3,5	mm
$u_{excentr}$ (bovenbelasting)		=	$\frac{M L^2}{16 * E * I}$	=	0,00	$\frac{10^6}{16}$	$\frac{3000}{9000}$	$\frac{2}{1193}$	=	0,0	mm

toetsing uiterste grenstoestand HSB wanden

stijl	art. 6.2.4 gecombineerde buig- en axiale drukspanning	6.19	$\left(\frac{\sigma_{c;0;d}}{f_{c;0;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m;y;d}}{f_{m;y;d}} < 1,0$
-------	---	------	--

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	A	W_y	$\sigma_{c;0;d}$	$f_{c;0;d}$	$\sigma_{m;y;d}$	$f_{m;y;d}$	UC
		kN	kNm	cm ²	cm ³	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	-
e.g. + bovenbelasting	6.10a	2,05	0,00	67,2	163,4	0,31	12,46	0,00	12,53	0,00
e.g. + wind	6.10b	1,91	0,54	67,2	163,4	0,28	12,46	3,31	12,53	0,26
e.g. + bovenbelasting	6.10b	2,64	0,00	67,2	163,4	0,39	12,46	0,00	12,53	0,00

stijl	art. 6.3.2 kolommen onderworpen aan druk of aan druk en buiging	6.23	$\frac{\sigma_{c;0;d}}{k_{c;y} f_{c;0;d}} + \frac{\sigma_{m;y;d}}{f_{m;y;d}} + k_m \frac{\sigma_{m;z;d}}{f_{m;z;d}} < 1,0$
-------	---	------	--

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$k_{c;y}$	$\sigma_{c;0;d}$	$f_{c;0;d}$	$\sigma_{m;y;d}$	$f_{m;y;d}$	UC
		kN	kNm	-	$\frac{\sigma_{c;0;d}}{k_{c;y}}$	$f_{c;0;d}$	$\frac{\sigma_{m;y;d}}{f_{m;y;d}}$	$f_{m;y;d}$	-
e.g. + bovenbelasting	6.10a	2,05	0,00	0,52	0,05	+	0,00	=	0,05
e.g. + wind	6.10b	1,91	0,54	0,52	0,04	+	0,26	=	0,31
e.g. + bovenbelasting	6.10b	2,64	0,00	0,52	0,06	+	0,00	=	0,06

stijl	art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk	6.35	$\left(\frac{\sigma_{m;y;d}}{k_{krit} f_{m;y;d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c;0;d}}{k_{c;z} f_{c;0;d}} < 1,0$
-------	--	------	---

		$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	A	W_y	$\sigma_{c;0;d}$	$f_{c;0;d}$	k_{krit}	$\sigma_{m;y;d}$	$f_{m;y;d}$	$k_{c;z}$	UC
		kN	kNm	cm ²	cm ³	N/mm ²	N/mm ²	-	N/mm ²	N/mm ²	-	-
e.g. + bovenbelasting	6.10.a	2,05	0,00	67,2	163,4	0,31	12,46	1,00	0,00	12,53	0,47	0,05
e.g. + wind	6.10.b	1,91	0,54	67,2	163,4	0,28	12,46	1,00	3,31	12,53	0,47	0,12
e.g. + bovenbelasting	6.10.b	2,64	0,00	67,2	163,4	0,39	12,46	1,00	0,00	12,53	0,47	0,07

toetsing bruikbaarheidsgrenstoestand

vervorming tgw kruip:	$u_{kruip} = k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,60	(	0,0	+	0,00	0,0	)	=	0,0	mm
belastingcombinatie	veld		u_{on}	$u_{elastisch}$	u_{kruip}	$u_{excentr}$		u_{eind}	$u_{eind,toe}$	$u.c.$		
			mm	mm	mm	mm		mm	mm	-		
windbelasting	$u_{1,2}$		0,0	3,5	0,0	0,0		3,5	12,0	0,29		

opmerking

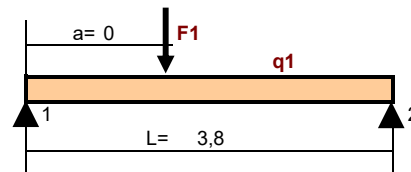
ligger op 2 steunpunten met q- en puntlast , houten balk :

192 x 196
naaldhout C18

werk = Opbouw Texellaan 8 Son
werknummer = 26032
onderdeel = Ligger onder pui en HSB wand

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	$\gamma_{G,j} = 1,22$ -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage			
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes		$\gamma_{Q,1} = 1,35$ -
(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0,4$ -	formule 6.10.b	$\gamma_{Q,i} = 1,35$ -
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$ -		$\xi \gamma_{G,j} = 1,08$ -
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$ -		$\gamma_{Q,1} = 1,35$ -
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_i = 1,00$ -	formule 6.10.a en b	$\gamma_{Q,i} = 1,35$ -
			$\gamma_{G,j} = 0,90$ (gunstig)

liggerlengte $L = 3,8$ m
staaf lengte z-richting, ongesteund $L_z = 3,8$ m
aangrijpingspunt belasting
wijze van steunen
aangrijpingspunt van steunen
toelaatbare einddoorbuiging 1: 250 * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L
toegepaste zeeg 0 mm



belastingen en combinaties

Liggen onder pui en HSB wand

q1:

permanente belasting	$G_{k,j} = 2,2$ kN/m	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	2,2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				</
----------------------	----------------------	-------------------------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

F1:

permanente belasting	$G_{k,j} =$	0	kN	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	0					=	0,00	kN	
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} =$	0	kN	STR/GEO	$\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	ΣQ_{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	-	STR/GEO	$\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$				
gewogen momentaanfactor ΣQ_{ki}	$\psi_{0,i} =$	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	$G_{k,j}$	+	1,50	$\Sigma Q_{extr+mom}$				
quasie-permanente factor ΣQ_{ki}	$\psi_{2,i} =$	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 STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$		=	0,9	0,00	=	0,00	kN	
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$					0	-	0,00	) / (1 - 0,4	) =	0,00	kN		
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$					0	-	0,00	) / 0,4	=	0,00	kN		
$k_{ruip} = k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$													
		0,60	(0,00		+	0,3	0,00	+	0,3	0,00	) =	0,00	kN



materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren				Ligger onder pui en HSB wand	
sterkteklasse	=	naaldhout C18	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30 -
materiaal	=	gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h =$	1,00 -
houtbreedte	b =	192 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	$k_{def} =$	0,60 -
$\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule		6.32			

unity-checks

ULS	buiging	0,53	dwarskracht	0,13	stabiliteit	0,53	SLS	u_{eind}	0,88	u_{bij}	0,69
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

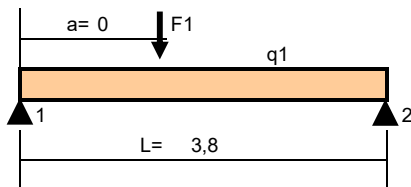
materiaal- en profielgegevens

Ligger onder pui en HSB wand

			$f_{x;d} =$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	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
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,00	0,90	10 /	1,30 = 6,92 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30 = 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	18	/	1,30 = 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,2	/	1,30 = 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	3,4	/	1,30 = 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	9000	/	1,00 = 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	9000	/	1,30 = 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00 = 560 N/mm ²
elasticiteitsmodul naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00 = 300 N/mm ²
elasticiteitsmodul 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	$\frac{1}{12}$	192	196 ³		= 12047 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	196	192 ³		= 11561 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	192	196 ²		= 1229,3 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	196	192 ²		= 1204,2 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	1		192	196		= 376,3 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{}$	(	12047	/	376	) = 56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{}$	(	11561	/	376	) = 55,4 mm

resultaten mechanica berekeningen

Ligger onder pui en HSB wand



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	2,20	0,00	-4,18	4,18	4,18	4,18
$Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	1,60	0,00	-3,04	3,04	3,04	3,04
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	1,55	0,00	-2,94	2,94	2,94	2,94
ULS(1) 6.10.a	3,35	0,00	-6,36	6,36	6,36	6,36
ULS(2) 6.10.b	4,54	0,00	-8,62	8,62	8,62	8,62
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	8,62 kN	$R_{Ed} =$	8,62 kN



belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	3,97	1,90	5,5
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	2,89	1,90	4,0
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,0	0,0	2,79	1,90	3,9
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	6,04	1,90	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	8,19	1,90	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$	0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$	8,2
					kNm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Ligger onder pui en HSB wand

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,j}$
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
u_{kruip}	=	$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$
u_{zeeg}	=	volgens opgave
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$
u.c.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$
u_{bij}	=	$u_{elastisch} + u_{kruip}$
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$
u.c.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$

toetsingen uiterste grenstoestand

Ligger onder pui en HSB wand

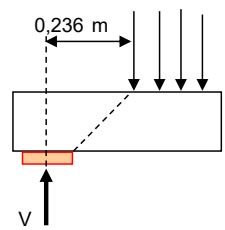
art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting	$M_{Ed,y} =$	8,2	kNm	$W_y =$	1229	cm ³	$f_{m,y,d} =$	12,5	N/mm ²	b =	192	mm
										h =	196	mm
$\sigma_{m,y,d} =$	$M_{Ed,y} / W_y$	=	8,2	10 ⁶	/	1229	10 ³	=	6,7	N/mm ²		
6.11 unity-check	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	=	6,7	/	12,5			=	0,53	-		

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	$b_r =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,35	N/mm ²	b =	192	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	3,35	kN/m'				h =	196	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	8,6	kN						

$V_{red} =$	$(0,5 b_r + h) \cdot q_d$	$=$	$(0,5$	$0,08$	$+$	$0,196$	$) \cdot$	$3,35$	$=$	$0,79$	kN
$V_{Ed} =$	$V - V_{red}$	$=$	$8,62$	$-$	$0,79$				$=$	$7,83$	kN
$\tau_d =$	$3 V_{Ed} / 2bh$	$=$	3	$7,83$	1000				$=$	$0,31$	N/mm^2
			<u>2</u>	<u>192</u>	<u>196</u>	<u>1</u>					



6.13	unity-check	=	$\tau_d / f_{v,d}$	=	0,31 / 2,35	=	0,13	-
------	-------------	---	--------------------	---	-------------	---	------	---

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging en druk

6.33	$\sigma_{m,d} / (k_{krit} f_{m,d})$	=	6,7 / (1,00 12,5)	=	0,53	-
------	-------------------------------------	---	---------------------	---	------	---

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

dukkraft	$N_{Ed} =$	0	kN	$W_y =$	1229	cm ³	$f_{c,0,k} =$	18,0	N/mm ²	b =	192	mm
moment	$M_{y,Ed} =$	8,2	kNm	$A =$	376,3	cm ²	$f_{c,0,d} =$	12,5	N/mm ²	h =	196	mm
staaf lengte z-richting, ongesteund	$l_z =$	3800	mm				$f_{m,k} =$	18	N/mm ²	$i_z =$	11561	cm ⁴
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05} =$	6000	N/mm ²				$f_{m,y,d} =$	12,5	N/mm ²	$i_z =$	55,4	mm
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,d} =$	9000	N/mm ²							$\lambda_z =$	68,6	-
glijdingsmodulus	$G_{0,05} = E_{0,05} / 16 =$	375	N/mm ²							$K_{def} =$	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											

$$\begin{aligned} \text{druk} \quad \sigma_{c,0,d} &= N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 376,3 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{buiging y} \quad \sigma_{m,y,d} &= M_{y,Ed} / W_y = 8,193 \cdot 10^6 / 1229 \cdot 10^3 = 6,7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$2.10 \quad E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 6000 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 5085 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.30 \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} = \sqrt{(18 / 230,9)} = 0,28$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \quad \sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}) / (I_{ef} W_y)} \\ \sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(6000 \cdot 11561 \cdot 10^4 \cdot 375 \cdot 39603 \cdot 10^4) / (3812 \cdot 1229 \cdot 10^3)} = 215,2 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \quad \sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{ef}) = 0,78 \cdot 192^2 \cdot 6000 / (196 \cdot 3812) = 230,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{rekenen met: } \sigma_{m,crit} = 230,9 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{m,crit} = (G_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L_{ef}^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3) \\ \sigma_{m,crit} = (39603 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 196^2 \cdot 11561 \cdot 10^4 / 3812^2) \cdot 4 \cdot 6000 / (192 \cdot 196^3) \\ \sigma_{m,crit} = 427,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{tor} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 192^3 \cdot 196 \{ 1 - 0,63 \cdot 192 / 196 + 0,525 (192 / 196)^5 \} \cdot 10^{-4} = 39603 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_{ef} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3800 + 2 \cdot 196 = 3812 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \sqrt{f_{c,0,k} / E_{0,05}} = 68,6 / \pi \sqrt{(18,0 / 6000)} = 1,195$$

$$6.26 \quad k_{c,z} = 1 / \{ k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2} \} = 1 / \{ 1,30 + \sqrt{1,30^2 - 1,195^2} \} = 0,55$$

$$6.28 \quad k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 (1 + 0,2 (1,195 - 0,3) + 1,195^2) = 1,30$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \quad k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,28 = 1,35$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crit} = 1 / 0,28^2 = 12,83$$

$$\text{als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt } k_{crit} = 1,0 \quad \text{maatgevende waarde } k_{crit} = 1,00$$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 6,7 / (1,00 \cdot 12,5) = 0,53$$

opmerking



ligger op 2 steunpunten met q- en puntlast , houten balk :

142 x 196

naaldhout C18

werk = Opbouw Texellaan 8 Son
 werknummer = 26032
 onderdeel = Randbalk boven kozijnen

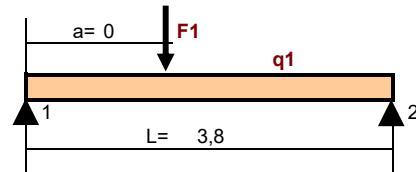
norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerplevensduur = 50 jaar
 ontwerplevensduur klasse = 3 toepassing: gebouwen en andere gewone constructies
 veiligheidsklasse = CC1 belastingfactoren
 correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$ formule 6.10.a

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

gebuwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes

(gewichtsberekening)	$\psi_0 = 0,4$	-	formule 6.10.b	$\gamma_{G,j} = 1,22$	-
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 = 0,5$	-		$\gamma_{Q,1} = 1,35$	-
(kruip)	$\psi_2 = 0,3$	-		$\gamma_{Q,i} = 1,35$	-
reductiefactor vloerbelasting	$\psi_t = 1,00$	-	formule 6.10.a en b	$\gamma_{G,j} = 0,90$	(gunstig)

liggerlengte $L = 3,8$ m
 staaf lengte z-richting, ongesteund $L_z = 3,8$ 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

Randbalk boven kozijnen

q1:

permanente belasting	$G_{k,j} = 0,9$ kN/m	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	0,9	=	0,90	kN/m'	
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 0,5$ kN/m	STR/GEO	$\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 0$ kN/m	6.10.a:	1,22	0,90	+	1,35	0,00
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$	STR/GEO	$\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$	6.10.b:	1,08	0,90	+	1,35	0,50
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$	EQU	1,10	$G_{k,j}$	+	1,50	$\Sigma Q_{extr+mom}$
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$	6.10:	1,10	0,90	+	1,50	0,50
		EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	=	0,9	0,90	=
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			0,5	-	0	)/(1 -	0,4) =
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			0,5	-	0,83	)/	0,4 =
kruip = $k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60		0,90	+	0,3	0,83	+
					0,3	-0,83	) =
							0,54 kN/m'

F1:

permanente belasting	$G_{k,j} = 0$ kN	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	0	=	0,00	kN	
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 0$ kN	STR/GEO	$\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	ΣQ_{mom}
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 0$ kN	6.10.a:	1,22	0,00	+	1,35	0,00
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$	STR/GEO	$\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$	6.10.b:	1,08	0,00	+	1,35	0,00
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$	EQU	1,10	$G_{k,j}$	+	1,50	$\Sigma Q_{extr+mom}$
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$	6.10:	1,10	0,00	+	1,50	0,00
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links)	$a = 0$ m	EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	=	0,9	0,00	=
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			0	-	0,00	)/(1 -	0,4) =
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			0	-	0,00	)/	0,4 =
kruip = $k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60		0,00	+	0,3	0,00	+
					0,3	0,00	) =
							0,00 kN



materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren Randbalk boven kozijnen

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 =	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	-
$\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule		6.32				

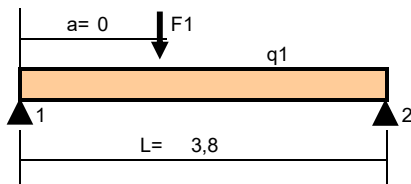
unity-checks

ULS	buiging	0,26	dwarskracht	0,07	stabiliteit	0,26	SLS	u_{eind}	0,43	u_{bij}	0,31
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

materiaal- en profielgegevens Randbalk boven kozijnen

			$f_{x;d} =$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	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
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10 N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,01	0,90	10 /	1,30	= 7,00 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4 N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18 N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2 N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4 N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000 N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320 kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560 N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodul naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300 N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodul 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 * $\frac{1}{12} bh^3$			1	$\frac{1}{12}$	142	196 ³		= 8910 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1 * $\frac{1}{12} hb^3$			1	$\frac{1}{12}$	196	142 ³		= 4677 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1 * $\frac{1}{6} bh^2$			1	$\frac{1}{6}$	142	196 ²		= 909,2 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1 * $\frac{1}{6} hb^2$			1	$\frac{1}{6}$	196	142 ²		= 658,7 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1 * bh			1		142	196		= 278,3 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$				$\sqrt{}$	(	8910	/	278	) = 56,6 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$				$\sqrt{}$	(	4677	/	278	) = 41,0 mm

resultaten mechanica berekeningen Randbalk boven kozijnen



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,90	0,00	-1,71	1,71	1,71	1,71
$Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,50	0,00	-0,95	0,95	0,95	0,95
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,54	0,00	-1,03	1,03	1,03	1,03
ULS(1) 6.10.a	1,09	0,00	-2,08	2,08	2,08	2,08
ULS(2) 6.10.b	1,65	0,00	-3,13	3,13	3,13	3,13
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	3,13 kN	$R_{Ed} =$	3,13 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	1,62	1,90	3,0
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	0,90	1,90	1,7
$k_{\text{def}} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,0	0,0	0,97	1,90	1,8
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	1,97	1,90	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	2,98	1,90	
maatgevende waarden	$M_{\text{Ed,st}} =$	0,0	kNm	$M_{\text{Ed,v}} =$	3,0
					kNm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Randbalk boven kozijnen

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,j}$
$u_{\text{elastisch}}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
u_{kruip}	=	$k_{\text{def}} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$
u_{zeeg}	=	volgens opgave
u_{eind}	=	$u_{\text{on}} + u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}} + u_{\text{zeeg}}$
$u_{\text{eind,toe}}$	=	$u_{\text{eind,toelaatbaar}}$
u.c.	=	$u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$
u_{bij}	=	$u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$
$u_{\text{bij,toe}}$	=	$u_{\text{bij,toelaatbaar}}$
u.c.	=	$u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$

toetsingen uiterste grenstoestand

Randbalk boven kozijnen

art. 6.1.6 enkele buiging

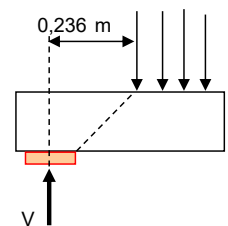
moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}} =$	3,0	kNm	$W_y =$	909	cm ³	$f_{m,y,d} =$	12,5	N/mm ²	$b =$	142	mm
										$h =$	196	mm
$\sigma_{m,y,d} =$	$M_{\text{Ed,y}}$	/	W_y	=	3,0	10 ⁶	/	909	10 ³	=	3,3	N/mm ²
6.11 unity-check	$\sigma_{m,y,d}$	/	$f_{m,y,d}$	=	3,3		/	12,5		=	0,26	-

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	$b_r =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,35	N/mm ²	$b =$	142	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	1,09	kN/m'				$h =$	196	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	3,1	kN						

$V_{\text{red}} =$	$(0,5 b_r + h) \cdot q_d$	=	$(0,5 \cdot 80 + 196) \cdot 1,09$	=	0,26	kN
$V_{\text{Ed}} =$	$V - V_{\text{red}}$	=	$3,1 - 0,26$	=	2,87	kN
$\tau_d =$	$3 V_{\text{Ed}} / 2bh$	=	$3 \cdot 2,87 / (2 \cdot 142 \cdot 196)$	=	0,15	N/mm ²

6.13	unity-check	=	τ_d	/	$f_{v,d}$	=	0,15	/	2,35	=	0,07	-
------	-------------	---	----------	---	-----------	---	------	---	------	---	------	---



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

6.33	$\sigma_{m,d} / (k_{\text{krit}} f_{m,d})$	=	3,3	/	(1,00 \cdot 12,5)	=	0,26	-
------	--	---	-----	---	-------------------	---	------	---

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

dukkraft	N _{Ed} =	0	kN	W _y =	909	cm ³	f _{c,0,k} =	18,0	N/mm ²	b=	142	mm
moment	M _{y,Ed} =	3,0	kNm	A=	278,3	cm ²	f _{c,0,d} =	12,5	N/mm ²	h=	196	mm
staaf lengte z-richting,ongesteund	l _z =	3800	mm				f _{m,k} =	18	N/mm ²	I _z =	4677	cm ⁴
elasticiteitsmodulus	E _{0,05} =	6000	N/mm ²				f _{m,y,d} =	12,5	N/mm ²	i _z =	41,0	mm
elasticiteitsmodulus	E _{0,mean,d} =	9000	N/mm ²							λ _z =	92,7	-
glijdingsmodulus	G _{0,05} =E _{0,05} / 16=	375	N/mm ²				modificatiefactor vervorming			K _{def} =	0,6	-
factor quasi-blijvende belasting	ψ _z =	0,3	-				factor voor rechtheid (6.29)			β _c =	0,2	-
balk- en belastingtype	2 steunpunten + q-last											
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde											
wijze van steunen	ongesteund											



$$\begin{aligned} \text{druk} \quad \sigma_{c,0,d} &= N_{Ed} / A = 0 \cdot 10^3 / 278,3 \cdot 10^2 = 0,0 \text{ N/mm}^2 \\ \text{buiging y} \quad \sigma_{m,y,d} &= M_{y,Ed} / W_y = 2,975 \cdot 10^6 / 909 \cdot 10^3 = 3,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$2.10 \quad E_{0,05,fin} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 k_{def}) = 6000 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 5085 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.30 \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} = \sqrt{18 / 126,3} = 0,38$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \quad \sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}) / (I_{ef} W_y)} \\ \sigma_{m,crit} = \pi \sqrt{(6000 \cdot 4677 \cdot 10^4 \cdot 375 \cdot 12129 \cdot 10^4) / (3812 \cdot 909 \cdot 10^3)} = 102,4 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \quad \sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{ef}) = 0,78 \cdot 142^2 \cdot 6000 / (196 \cdot 3812) = 126,3 \text{ N/mm}^2$$

rekenen met: $\sigma_{m,crit} = 126,3 \text{ N/mm}^2$

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

$$\sigma_{m,crit} = (G_{0,05} I_{tor} / E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L_{ef}^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3) \\ \sigma_{m,crit} = (12129 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 196^2 \cdot 4677 \cdot 10^4 / 3812^2) \cdot 4 \cdot 6000 / (142 \cdot 196^3) \\ \sigma_{m,crit} = 179,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{tor} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{tor} = \frac{1}{3} \cdot 142^3 \cdot 196 \{ 1 - 0,63 \cdot 142 / 196 + 0,525 (142 / 196)^5 \} \cdot 10^{-4} = 12129 \text{ cm}^4$$

$$\text{en } I_{ef} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3800 + 2 \cdot 196 = 3812 \text{ mm}^4$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \sqrt{f_{c,0,k} / E_{0,05}} = 92,7 / \pi \sqrt{18,0 / 6000} = 1,616$$

$$6.26 \quad k_{c,z} = 1 / \{ k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2} \} = 1 / \{ 1,94 + \sqrt{1,94^2 - 1,616^2} \} = 0,33$$

$$6.28 \quad k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 (1 + 0,2 (1,616 - 0,3) + 1,616^2) = 1,94$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \quad k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,38 = 1,28$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crit} = 1 / 0,38^2 = 7,02$$

als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt $k_{crit} = 1,0$ maatgevende waarde $k_{crit} = 1,00$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} f_{m,d}) = 3,3 / (1,00 \cdot 12,5) = 0,26$$

opmerking

balklaag in een houten vloer , berekening volgens eurocode 5

96 mm x 196 mm - 300 mm

naaldhout C24

werk = Opbouw Texellaan 8 Son
werknummer = 26032
onderdeel = Vloer balklaag

norm Eurocode NIEUWBOUW ontwerplevensduur = 50 jaar
ontwerplevensduur klasse = 3 gebouwen en andere gewone constructies
gevolgklasse CC = CC1
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$
belasting- factoren formule 6.10.a formule 6.10.b

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 $\psi_i = 1,00$ -

overige invoergegevens:

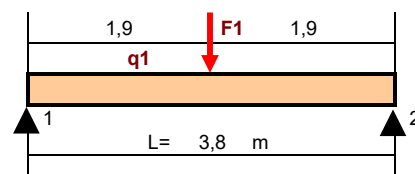
liggerlengte $L = 3,8$ m
te dragen m' vloer (h.o.h.) $a = 0,3$ m
opleglengte t.p.v. ondersteuning $b_r = 50$ mm
dikte beplanking $t = 25$ mm
elasticiteitsmodulus beplanking $E_{o,mean,k} = 5000$ N/mm²
breedte vloerveld (berekening trillingen) $b = 5$ m

belastingen

eigen gewicht van de vloerconstructie $G_{k,j} = 2,47$ kN/m²
dominante belasting extreem $Q_{k,1} = 1,75$ kN/m²
verplaatsbare scheidingswanden $Q_{k,1} = 0,8$ kN/m²
puntlast $F = 3$ kN

vervormingseisen en zeeg

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



berekening eigen gewicht vloerconstructie $G_{k,j}$ in kN/m²

	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	0,096	0,196	5,5	/ 0,3 = 0,34
tengels	0,06	0,03	5,5	/ 0,3 = 0,03

overige belastingen

totaal $G_{k,j} = 0,68$

$u_{eind} \leq 3800 / 250 = 15,2$ mm
 $u_{bij} \leq 3800 / 333,3 = 11,4$ mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse = naaldhout C24
materiaal = gezaagd hout
houtbreedte $b = 96$ mm
houthoogte $h = 196$ mm
klimaatklasse = 1
belastingduurklasse comb. veranderlijk = middellang
belastingduurklasse alleen permanent = blijvend
factor voor volume-effect $s = 0,12$ bij LVL
materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$ -
hoogtefactor treksterkte; breedte $k_h = 1,09$ -
hoogtefactor buigsterkte; hoogte $k_h = 1,00$ -
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 $k_{def} = 0,60$ -
de eigen frequentie van de vloer $f_1 = 10$ Hz

uiterste grenstoestand	buiging	0,36	dwarskr	0,17	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{eind}	0,56	0,51	u_{bij}	0,48	0,42
------------------------	---------	------	---------	------	-----------------------------	------------	------	------	-----------	------	------



materiaal- en profielgegevens

Vloer balklaag

			$f_{x;d}$	c	k_h of k_l^{**}	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	1,09	0,80	14,5 /	1,30	= 9,76	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	* $1/12$ bh ³	=	1		$1/12$	96	196 ³	=	6024	10 ⁴ mm ⁴	
traagheidsmoment	I_z =	1	* $1/12$ hb ³	=	1		$1/12$	196	96 ³	=	1445	10 ⁴ mm ⁴	
weerstandsmoment	W_y =	1	* $1/6$ bh ²	=	1		$1/6$	96	196 ²	=	615	10 ³ mm ³	
weerstandsmoment	W_z =	1	* $1/6$ hb ²	=	1		$1/6$	196	96 ²	=	301	10 ³ mm ³	
oppervlak	A=	1	*bh	=	1			96	196	=	188	10 ² mm ²	
traagheidsstraal	i_y =	$\sqrt{I_y / A}$		=	$\sqrt{}$	(		6024	/	188	) =	56,6	mm
traagheidsstraal	i_z =	$\sqrt{I_z / A}$		=	$\sqrt{}$	(		1445	/	188	) =	27,7	mm

berekening belastingen

Vloer balklaag

q1	permanente belasting	$G_{k,j} = 0,3$	*	2,47	=	0,74	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k,1} = 0,3$	1,00	* (1,75 + 0,8)	inclusief ψ_t	=	0,77 kN/m'
F1	spreading puntlast	$I = 0,025^3 / 12 = 1E-06$	m ⁴	= 130,21	10 ⁴ mm ⁴	El= 5000	1E-06 10 ⁶ = 6510,4 kNm ²
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r = 0,37$	+	0,8	0,3	-	6510,4 / 50000 = 0,48 -
	opgelegde belasting	$F_k = 0,480$	*	3,00	=	1,44	kN

berekende belasting

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

$G_{k,j}$	(u_{on})	=	0,74	=	0,74	kN/m'
$Q_{k,1}$	(u_{elas})	=	0,77	inclusief ψ_t	=	0,77 kN/m'
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	(u_{kruip})	=	0,60 (0,74 + 0,30 0,77)	=	0,58	kN/m'
$F_k = k_r * F$	(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

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,74	+	1,35	0,4	0,77	=	1,31	kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,74	+	1,35	0,77		=	1,83	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,74	=	0,90	kN/m'	$F_d = 1,35$	0,40	1,44	=	0,78	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,74	=	0,80	kN/m'	$F_d = 1,35$	1,44		=	1,94	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d = 1,22$	0,74	=	0,90	kN/m'	$F_d = 1,35$	0,40	3,00	=	1,62	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d = 1,08$	0,74	=	0,80	kN/m'	$F_d = 1,35$	3,00		=	4,05	kN

$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$q_d = 1,35$	0,40	0,77	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,41	kN/m'
$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$q_d = 1,35$	0,77		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	1,03	kN/m'

resultaten mechanica berekeningen

Vloer balklaag

reacties

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

$G_{k,j}$	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,74	3,8	=	1,41	kN
$Q_{k,1}$	$R_{Q,k,j} =$	0,5	0,77	3,8	=	1,45	kN
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,58	3,8	=	1,11	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	1,31	3,8	=	2,50	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	1,83	3,8	=	3,48	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)	$R_{Ed} = 1/2$	0,90	3,8	+	1,62 (3,8 - 0,196) / 3,8	=	3,25	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,80	3,8	+	4,05 (3,8 - 0,196) / 3,8	=	5,36	kN
							$R_{Ed} =$	5,36 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

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

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	2,50	-	(0,5 0,050 + 0,196) *	0,41	=	2,40	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	3,48	-	(0,5 0,050 + 0,196) *	1,03	=	3,26	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

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

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	3,25	=	3,25	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	5,36	=	5,36	kN
				$V_{Ed} =$	5,36 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	1,31	$3,8^2$	=	2,37	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	1,83	$3,8^2$	=	3,31	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

Eigen gewicht + panduswicht mason.										
$\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,90	$3,8^2$	+	0,25	0,4	1,94	3,8	= 2,36 kNm
$\xi \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	0,80	$3,8^2$	+	0,25	1,94	3,8		= 3,29 kNm
									$M_{Ed,v} =$	3,31 kNm

vervormingen

$G_{k,j}$	$u_{1,2} =$	5	0,74	$3800^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	3,04	mm
$Q_{k,1}$	$u_{1,2} =$	5	0,77	$3800^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	3,13	mm
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,58	$3800^4 / (384 11000 6024 10^4)$	=	2,39	mm
$F_k = k_r * F$	$u_{1,2} =$	1439		$3800^3 / (48 11000 6024 10^4)$	=	2,48	mm

alternatieve berekening kruip: $= k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$

met q-belasting	$=$	0,6	*	(3,04 + 0,3 * 3,13 q-last)	=	2,39	mm
met puntlast	$=$	0,6	*	(3,04 + 0,3 * 2,48 F-last)	=	2,27	mm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Vloer balklaag

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{on} = G_{k,j}$	=	3,04	3,04
$u_{elastisch} = Q_{k,1}$ of $k_r * F$	=	3,13	2,48
$u_{kruip} = k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	2,39	2,27
$u_{zeeg} =$ volgens opgave	=	0,00	0,00
$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	8,56	7,79
$u_{eind,toe} = u_{eind,toelaatbaar}$	=	15,20	15,20
u.c. $= u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	0,56	0,51
$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	5,52	4,75
$u_{bij,toe} = u_{bij,toelaatbaar}$	=	11,40	11,40
u.c. $= u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	0,48	0,42



toetsingen uiterste grenstoestand

Vloer balklaag

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 3,31 \text{ kNm} \quad W_y = 615 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad b = 96 \text{ mm} \quad h = 196 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{3,31 \cdot 10^6}{615 \cdot 10^3} = 5,4 \text{ N/mm}^2$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{5,4}{14,8} = 0,36$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_r = 50 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad b = 96 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

$$V = R_{Ed} = 5,36 \text{ kN} \quad h = 196 \text{ mm}$$

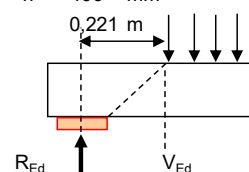
gereduceerde dwarskracht

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 5,36 \text{ kN}$$

$$\text{met } V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 50 + 196) \cdot q_d = 0,221 q_d$$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 5,36}{2 \cdot 96 \cdot 196} = 0,43 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,43}{2,46} = 0,17$$



art. 7.3.3 trillingen in woningvloeren

Vloer balklaag

totale massa van de vloer

$$m = 247,0 \text{ kg/m}^2$$

doorbuiging tgv puntlast F

$$w = 2,5 \text{ mm}$$

grootte puntlast in het midden

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

breedte vloerveld

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

overspanning van de vloer/balk

$$l = 3,80 \text{ m}$$

hart op hart balklaag

$$a = 0,30 \text{ m}$$

elasticiteitsmodulus balkhout

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

elasticiteitsmodulus beplating

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

dikte beplating

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

dempingsmaat

$$\xi = 0,01$$

toelaatbare eigen frequentie

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

buigstijfh evenwijdig lengte-as

$$(EI)_l = 1 \cdot 11000 \cdot 6024 \cdot 10^4 / 0,3 \cdot 10^{-6} = 2208,7 \cdot 10^3 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

buigstijfh loodrecht lengte-as

$$(EI)_b = 1 \cdot 5000 \cdot 1/12 \cdot 1000 \cdot 25^3 \cdot 10^{-6} = 6,51 \cdot 10^3 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

$$\text{eigen gew. balken en beschot: } 0,096 \cdot 0,196 / 0,3 \cdot 350 + 0,025 \cdot 350 = 30,7 \text{ kg}$$

$$7,3 \quad \frac{w}{F} = \frac{2,5}{3,00} = 0,83 \quad \text{met als eis: } w / F \leq a (= 1 \text{ mm} / \text{kN})$$

$$7,4 \quad v \leq b \cdot f_1^{\xi-1} = 120^{-0,90} = 0,01 \quad \text{met } f_1 \xi - 1 = 10,29 \cdot 0,01 - 1 = -0,90$$

waarin f_1 = de eigen frequentie:

$$7,5 \quad f_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{2208,7 \cdot 10^3}{247}} = 10,3$$

en waarbij v is de snelheidsrespons van een eenheidsimpulsbelasting:

$$7,6 \quad v = \frac{4 \left(\frac{0,4 + 0,6}{b} \frac{n_{40}}{l} + 200 \right)}{247,0 \cdot 5 \cdot 3,8 + 200} = \frac{4 \left(\frac{0,4 + 0,6}{10,29} \frac{10,95}{3,80} + 200 \right)}{247,0 \cdot 5 \cdot 3,8 + 200} = 0,006 \text{ m} / (\text{Ns}^2)$$

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

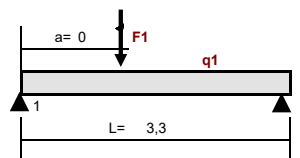
$$7,7 \quad n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{10,29} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{5,00}{3,80} \right)^4 \cdot \frac{2208,7 \cdot 10^3}{6510} \right\}^{0,25} = 10,95$$

opmerking

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: HE 0220A

werk **Opbouw Texellaan 8 Son**
 werknummer **26032**
 onderdeel **Balk woonkamer**
 materiaal **S235**
 klasse **3** flensdikte **<40**

kerngegevens		ontwerplevensduur = 50 jaar
norm: Eurocode NIEUWBOUW		toepassing gebouwen en andere gewone constructies
ontwerplevensduur klasse = 3		6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren
gevolgklasse CC1		$\gamma_{GJ} = 1,22$ $\xi \gamma_{GJ} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$ -
correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$		$\gamma_{Q,1} = 1,35$ $\gamma_{Q,1} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$ -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage		$\gamma_{Q,2} = 1,35$ $\gamma_{Q,2} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -
diverse factoren		kipcontrole uitschakelen? nee
gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes		eigen gewicht ligger automatisch berekenen ja
(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -		traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belast
(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -		belasting profiel 1: sterke as
(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -		$\Sigma I = 5410 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,50 \text{ kN/m'}$
reductiefactor vloerbelasting $\psi_r = 1,00$ -		$\Sigma W_{pl} = 569 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 64,3 \text{ cm}^2$
		$\Sigma W_{el} = 515 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
liggerlengte L= 3,3 m		
toelaatbare einddoorbuiging 1: 500 * L		
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 333 * L		
toegepaste zeeg 0 mm		



belastingen en combinaties Balk woonkamer

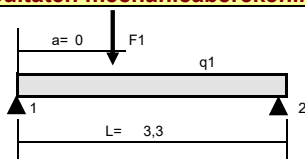
q1:									
permanente belasting $G_{kj} = 32,9 \text{ kN/m}$		G_{kj} : (incl.e.g.)	32,9	+	0,50	=	33,40	kN/m'	
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 13,5 \text{ kN/m}$		STR/GEO γ_{GJ} G_{kj}	+	γ_Q	ΣQ_{mom}				
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 4 \text{ kN/m}$		6.10.a: 1,22	33,40	+	1,35	4,00	=	45,99	kN/m'
		STR/GEO $\xi \gamma_{GJ}$ G_{kj}	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$				
		6.10.b: 1,08	33,40	+	1,35	13,50	=	54,35	kN/m'

F1:									
permanente belasting $G_{kj} = 0 \text{ kN}$		G_{kj} : (incl.e.g.)	0			=	0,00	kN	
opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 0 \text{ kN}$		STR/GEO γ_{GJ} G_{kj}	+	γ_Q	ΣQ_{mom}				
opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 0 \text{ kN}$		6.10.a: 1,22	0	+	1,35	0	=	0,00	kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) $a = 0 \text{ m}$		STR/GEO $\xi \gamma_{GJ}$ G_{kj}	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$				
		6.10.b: 1,08	0	+	1,35	0	=	0,00	kN

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

UGT	buiging	0,61	dwarskracht	0,32	onderflensinklemming	0,23	kip	0,61	BGT	u_{eind}	0,97	u_{bij}	0,19
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechaniekberekeningen Balk woonkamer



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
G_{kj}	33,40	0,00	-55,1	55,1	55,1	55,1
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{kj}$	13,50	0,00	-22,3	22,3	22,3	22,3
ULS(1) 6.10.a	45,99	0,00	-75,9	75,9	75,9	75,9
ULS(2) 6.10.b	54,35	0,00	-89,7	89,7	89,7	89,7
maatgevende waarden			$V_{Ed} = 89,7$	kN	$R_{Ed} = 89,7$	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
G_{kj}	0,0	0,0	45,5	1,65	4,5
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{kj}$	0,0	0,0	18,4	1,65	1,8
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	62,6	1,65	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	74,0	1,65	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = 0,0$	kNm	$M_{Ed,v} = 74,0$	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Balk woonkamer

belastinggevallen en combinaties

veld		=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,j}$	= 4,5
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	= 1,8
u_{zeeg}	=	volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 6,4
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$	= 6,6
U.C.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$	= 0,97
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$	= 1,8
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	= 9,9
U.C.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	= 0,19

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

Balk woonkamer

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	74,0	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{74,0}{121,1}$	=	0,61	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	89,7	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{89,7}{279,9}$	=	0,32	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	89,7	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{89,7}{389,3}$	=	0,23	-
	R_2	=	89,7	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{89,7}{389,3}$	=	0,23	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	74,0	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{74,0}{121,1}$	=	0,61	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen		l_{opleg}	=	N_{Ed}	/ (	β	b	f_b	)	
	R_1	l_{opleg}	=	$89,7 \cdot 10^3$	/ (	1,34	220	2,89	)	= 105 mm
	R_2	l_{opleg}	=	$89,7 \cdot 10^3$	/ (	1,34	220	2,89	)	= 105 mm

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

Balk woonkamer

rekenwaarde moment				M_{Ed}	=	74,0	kNm	profiel	=	HE 0220A	A	=	64,3	cm ²		
reductie flensdoorsnede (boutgat)				$A_{t,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-		
de boutgaten mogen worden verwaarloosd																
								f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	=	1,25	-	
								f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	=	568,5	cm ³	
								b	=	220	mm	$W_{el,min}$	=	515,2	cm ³	
								t_f	=	11	mm	$W_{ef,min}$	=	515,2	cm ³	
6.12		M_{Ed}	<= 1,0	=	74,0	=	0,61	-	A_t	=	22,0	1,1	=	24,2	cm ²	
		$M_{c,Rd}$			121,1				$A_{t,net}$	=	24,2	-	0,0	=	24,2	cm ²

de boutgaten mogen worden verwaarloosd

$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{74,0}{121,1} = 0,61 -$$

(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 133,6 \text{ kNm}$$

voor doorsnedeklasse 3

$$6.14 \quad M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{515,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 121,1 \text{ kNm}$$

voor doorsnedeklasse 4

$$6.15 \quad M_{c,Rd} = M_{ef,Rd} = \frac{W_{ef,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{515,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 121,1 \text{ kNm}$$

6.16 (4) gaten voor verbindingsmiddelen mogen worden verwaarloosd als:

$$\frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \cdot 0,9 \cdot f_u \cdot 10^{-3} = \frac{24,2 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 6,3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_f}{\gamma_{M0}} \cdot f_y \cdot 10^{-3} = \frac{24,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 5,7 \text{ kN}$$

art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving) Balk woonkamer

rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	=	89,7	kN	profiel	=	HE 0220A	A	=	64,3	cm ²	
profiel	gewalste I en H profielen				kwaliiteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
hoogte van het lijf	h_w	=	188	mm	f_y	=	235	N/mm ²	I_y	=	5410	cm ⁴
factor in formules gelast profiel	η	=	1	-	b	=	220	mm	t_f	=	11	mm
					h	=	210	mm	t_w	=	7	mm
dikte in beschouwde punt	t	=	6	mm	S_y	=	284	cm ³	I_t	=	28,5	cm ⁴
					h_w	=	210	-	11	2=	188	mm
					afrondingstraal in profiel				r	=	18	mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad = \quad \frac{89,7}{279,9} \quad = \quad 0,32 \quad -$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \sqrt{3} = \frac{2063 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} \cdot \sqrt{3} = 279,9 \text{ kN}$$

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

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = \frac{68}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,50 \quad -$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{S}{t} = \frac{89,7}{5410} \cdot \frac{284 \cdot 10^2}{6} = 79 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{89,7 \cdot 10^3}{1316} = 68 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f &= b \cdot t_f = 220 \cdot 11 = 24,2 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w &= h_w \cdot t_w = 188 \cdot 7 = 13,2 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 24,2 / 13,2 = 1,8 \quad - \end{aligned}$$

waarde voor τ_{Ed} waarmee mag worden gerekend voor I en H-p = 68 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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{dus} \quad \frac{188}{7} > 72 \cdot \frac{1,00}{1,00} \quad \text{eis} \quad 26,9 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

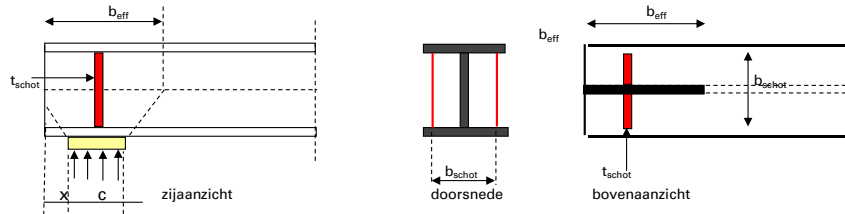
$$\text{met} \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,00$$

(3) a	gewalste I en H profiel	$A_v =$	A	-2	b	t_f	+	(	t_w	+2	r	)	t_f	
		$A_v =$	6430	-2	220	11	+	(	7	+2	18	)	11	= 2063
(3) b	gewalste U en C profiel	$A_v =$	A	-2	b	t_f	+	(	t_w	+	r	)	t_f	
		$A_v =$	6430	-2	220	11	+	(	7	+	18	)	11	= 1865
(3) c	gewalste T profielen	$A_v =$	0,9	(	A	-	b	t_f	)					
		$A_v =$	0,9	(	6430	-	220	11	)					= 3609
(3) d	gelast I,H, buis// lijf	$A_v =$	η	Σ	(	h_w	t_w	)						
		$A_v =$	1	(	188	7	)							= 1316
(3) e	gelast I,H, buis// flens	$A_v =$	A	-	Σ	(	h_w	t_w	)					
		$A_v =$	6430	-	Σ	(	188	7	)					= 5114
(3) f1	gewalste rh buis // hooi	$A_v =$	A	h	/	(	b	+	h	)				
		$A_v =$	6430	210	/	(	220	+	210	)				= 3140,2
(3) f2	gewalste rh buis // bree	$A_v =$	A	b	/	(	b	+	h	)				
		$A_v =$	6430	220	/	(	220	+	210	)				= 3289,8
(3) g	ronde buisprofielen	$A_v =$	2	A	/	π								
		$A_v =$	2	6430	/	π								= 4093,5

art. 6.3.1 onderflensinklemming (gaffeloplegging) Balk woonkamer

rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	89,7	kN	profiel	=	HE 0220A	E	=	210000	N/mm ²	
extra normaalkracht in opleggi	N_{extra}	=	0	kN	kwaliteit	=	S235					
opleglengte	c	=	200	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. lij zijkant oplegging c tot eind ligt)	b_{schot}	=	50,0	mm	h	=	210	mm	b	=	220	mm
	x	=	0,0	mm	kromm	=	c		t_w	=	7	mm

er worden verstijvingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(210,0^2 + 200,0^2)} + 0,0 + 200 / 2 = 245,0 \text{ mm} \\
 b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(210^2 + 200^2)} = 290,0 \text{ mm} \\
 \text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} &= 2 \cdot 210 = 420,0 \text{ mm} \\
 \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 245,0 \cdot 7 + (50,0 - 7) \cdot 10 = 21,45 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\
 I &= 1/12 (t_{schot} b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) t_w^3) = 1/12 (10 \cdot 50,0^3 + (245,0 - 10) \cdot 7^3) = 11,088 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\
 \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I/A} = \sqrt{(11,088 \cdot 10^4 / 21 \cdot 10^2)} = 7,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{89,7}{389,3} + \frac{0,0}{389,3} = 0,23$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,772 \cdot 21,5 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 389,3 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,797 + \sqrt{(0,797^2 - 0,622^2)}} = 0,772$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \Phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,622 - 0,2) + 0,622^2] = 0,797$$

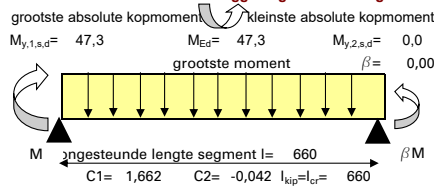
$$\begin{aligned}
 6.50 \quad \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 420 / 7,2 = 58,4 \\
 \lambda_1 &= \pi \sqrt{(E / f_y)} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 \\
 \lambda_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 58,4 / 93,9 = 0,622
 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 89,7 \cdot 10^3 / ((220 - 200)) = 2,04 \text{ N/mm}^2$$



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

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

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

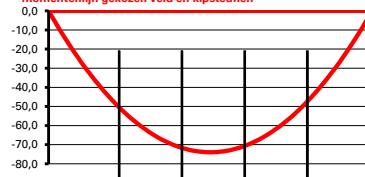
aanvullende invoer via een liggerberekeningen:

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

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

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0$ cm ³
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0$ cm ²
profiel	= HE 0220A E = 210000 N/mm ²
kwaliteit	= S235 A = 64,3 cm ²
f_y	= 235 N/mm ² G = 80769 N/mm ²
h	= 210 mm γ_{M1} = 1,00 -
t_f	= 11 mm b = 220 mm
I_y	= 5410 cm ⁴ t_w = 7 mm
i_y	= 91,7 mm I_z = 1955 cm ⁴
$W_{y,el}$	= 515,2 cm ³ i_z = 55,1 mm
$W_{y,pl}$	= 568,5 cm ³ I_t = 28,5 cm ⁴
$W_{y,eff}$	= 515,2 cm ³ h/b = 0,95 -
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen	
$c_{kip,links}$	= 0,00 * 3300 = 0 mm
$c_{kip,rechts}$	= 0,20 * 3300 = 660 mm
l	= 660 - 0 = 660 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 47,3$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 47,3$ kNm
 $I_{st} = 3300$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanica-berekening

kipcontrole algemeen: **0,39** kipcontrole gewalst profiel **0,39**

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $I_{kip} = I_{st} = 660$ mm
tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen
 $I_{kip} = (1,4 - 0,8 \beta) I_{st}$ echter $1,0 \leq I_{kip} / I_{st} \leq 1,4$
 $f_2 = (1,4 - 0,8 \beta) = (1,4 - 0,00) = 1,40$

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $l_g = 3300$ mm
ongesteunde horizontale lengte $l = 660$ mm
rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 47,3$ kNm
kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 47,3$ kNm
kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

$I_{st} = f_1 I = 1,00 \cdot 660 = 660$ mm
 $I_{kip} = I_{cr} = f_2 I_{st} = 1,00 \cdot 660 = 660$ mm
reken met een ongesteunde leng $I_{kip} = I_{cr} = 660$ mm
afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,66 m

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

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8 + \frac{M}{q l_{st}^2}} = \frac{8}{8 + \frac{47,3}{54,3 \cdot 0,660^2}} = 0,94$$

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

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{47,3}{121,1} = 0,39$

gebruik bij formule 6.56 kromme a

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 515,2 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 121,1$ kNm

6.56 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,492 + \sqrt{(0,492^2 - 0,088^2)}} = 1,024$ -
maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$ -

$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,088 - 0,2) + 0,088^2] = 0,492$ -

$\lambda_{LT} = \sqrt{(W_y \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{515,2 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 15746} = 0,088$ -

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{k,ed} = k_{red} C / I_g \cdot \sqrt{(E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t)} = 1,00 \cdot \frac{169}{3300} \cdot \sqrt{(210000 \cdot 1955 \cdot 80769 \cdot 28,5 \cdot 10^8)} = 15746 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = \frac{210}{11} = 19,1$ -

c) dubbel-symmetrische profielen : $\alpha = h t_f 10^{12} / I_w b^2 \leq 575 = \frac{210 \cdot 11 \cdot 10^{12}}{7^3 \cdot 220 \cdot 3300^2} = 2811$ -

$k_{red} =$ als $h / t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 2811 + 1,03 = 0,878$

$h / t_w = \frac{210}{7} = 30$ $\alpha = 2811$ eis < 5000 conclusie: $k_{red} = 1,00$ -
toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

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

NEN 6771

$$C = \frac{\pi \cdot 1,662 \cdot 3300}{660} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{9,870 \cdot 1403,2^2}{660^2}\right)} \cdot \left(-0,042^2 + 1\right) + \pi \cdot \frac{-0,042 \cdot 1403,2}{660} \right] = 169,1$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \cdot \frac{I_z}{I_t}\right)} = \frac{210}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{210000 \cdot 1955,0}{80769 \cdot 28,5}\right)} = 1403,2$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

6.54 $\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{47,347}{121,1} = 0,39$ - gebruik bij formule 6.57 kromme b

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 515,2 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 121,1 \text{ kNm}$

$M_{cr} = 15746$ $\chi_{LT} = 0,09$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

6.57 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \chi_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,450 + \sqrt{(0,450^2 - 0,75 \cdot 0,088^2)}} = 1,000$ -

$\chi_{LT} \leq 1 / \chi_{LT}^2 = 1 / 0,09^2 = 130,1$ - maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$ -

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

$f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\chi_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0$ $f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(1,000 - 0,8)^2] = 1,000$ -

kip $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\chi_{LT} - \chi_{LT,0}) + \beta \chi_{LT}^2]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,09 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,09^2] = 0,450$ -

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

materiaal	= baksteen	
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$	
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	≤ 0 %	lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$	$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links	$a_{1,l} = 500 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$	

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

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

K

2.4.3(1) 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 $1,25 + a_1 / 2 \cdot h_c$ en $1, = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34$ reken met $\beta = 1,34$ -

opmerking

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

Latei

belastinggevallen en combinaties

veld	=	$u_{1,2}$	=	2,2
u_{on}	=	$G_{k,j}$	=	0,9
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k,1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	=	0,0
u_{zeeg}	=	volgens opgave	=	3,1
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	=	4,8
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$	=	0,65
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$	=	0,9
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	=	5,7
$u_{b,i}$	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	=	0,15

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

Latei

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	3,5	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,5}{5,8}$	=	0,61	-			
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	7,4	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{7,4}{34,7}$	=	0,21	-			
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	7,4	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{7,4}{198,9}$	=	0,04	-			
	R_2	=	7,4	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{7,4}{198,9}$	=	0,04	-			
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	3,5	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,5}{5,8}$	=	0,61	-			
opleglengthe, art. 6.9 EC steen	R_1	l_{opleg}	=	N_{Ed}	/	(	β	b	f_b	)	=	19	mm
	R_2	l_{opleg}	=	$7,4 \cdot 10^3$	/	(	1,34	100	2,89	)	=	19	mm
		l_{opleg}	=	$7,4 \cdot 10^3$	/	(	1,34	100	2,89	)	=	19	mm

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

Latei

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	3,5	kNm	profiel	=	L 100 x 100 x 10	A	=	19,2	cm ²	
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
de boutgaten mogen worden verwaarloosd												
					f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	=	1,25	-
					f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	=	24,6	cm ³
					b	=	100	mm	$W_{el,min}$	=	24,6	cm ³
					t_f	=	10	mm	$W_{ef,min}$	=	24,6	cm ³
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}}$	$\leq 1,0$	=	$\frac{3,5}{5,8}$	=	0,61	-					
					A_f	=	10,0	1,0		=	10,0	cm ²
					$A_{f,net}$	=	10	-	0,0	=	10,0	cm ²

6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,5}{5,8}$	=	0,61	-
(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2						
6.13	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{24,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	5,8	kNm
voor doorsnedeklasse 3						
6.14	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{24,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	5,8	kNm
voor doorsnedeklasse 4						
6.15	$M_{c,Rd} = M_{ef,Rd} = \frac{W_{ef,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{24,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	5,8	kNm
6.16	(4) gaten voor verbindingen mogen worden verwaarloosd als:					
	$\frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \geq 0,9 \frac{f_u}{f_y} \frac{A_f}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{10,0 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25}$	=	2,6	kN
	$\frac{A_f}{\gamma_{M0}} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}}$	=	$\frac{10 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00}$	=	2,4	kN

art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving) Latei

rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	=	7,4	kN	profiel	=	L 100 x 100 x 10 A	=	19,2	cm ²		
profiel			gewalste I en H profielen		kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
hoogte van het lijf	h_w	=	80	mm	f_y	=	235	N/mm ²	I_y	=	177	cm ⁴
factor in formules gelast profiel	η	=	1	-	b	=	100	mm	t_f	=	10	mm
					h	=	100	mm	t_w	=	10	mm
dikte in beschouwde punt	t	=	6	mm	S_y	=	0	cm ³	I_t	=	6,3	cm ⁴
					h_w	=	100	-	10	2=	80	mm
					afrondingstraal in profiel				r	=	12	mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{7,4}{34,7} = 0,21$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{255 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 34,7 \text{ kN}$$

(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:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_y t} = \frac{7,4 \cdot 0 \cdot 10^2}{177 \cdot 6} = 0 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{7,4 \cdot 10^3}{800} = 9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_f &= b t_f = 100 \cdot 10 = 10 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_w &= h_w t_w = 80 \cdot 10 = 8,0 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\ A_f / A_w &= 10 / 8,0 = 1,3 \end{aligned}$$

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

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{80}{10} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 8,0 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

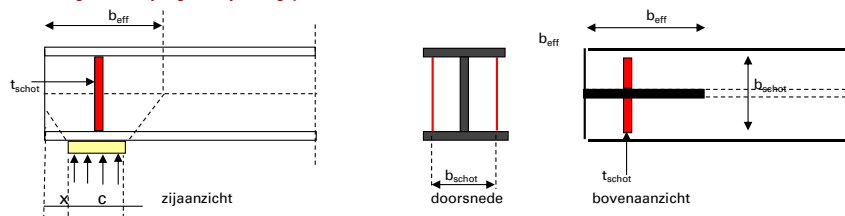
(3) a	gewalste I en H profiel	$A_v = A$	-2	b	t_f	+ (	t_w	+2	r	)	t_f	
		$A_v = 1915,5$	-2	100	10	+ (	10	+2	12	)	10	= 255,45
(3) b	gewalste U en C profiel	$A_v = A$	-2	b	t_f	+ (	t_w	+	r	)	t_f	
		$A_v = 1915,5$	-2	100	10	+ (	10	+	12	)	10	= 135,45
(3) c	gewalste T profielen	$A_v = 0,9$	(	A	-	b	t_f	)				
		$A_v = 0,9$	(	1915,5	-	100	10	)				= 823,91
(3) d	gelast I,H, buis// lijf	$A_v = \eta$	Σ	(	h_w	t_w	)					
		$A_v = 1$	(	80	10	)						= 800
(3) e	gelast I,H, buis// flens	$A_v = A$	-	Σ	(	h_w	t_w	)				
		$A_v = 1915,5$	-	Σ	(	80	10	)				= 1115,5
(3) f1	gewalste rh buis // hooi	$A_v = A$	h	/	(	b	+	h	)			
		$A_v = 1915,5$	100	/	(	100	+	100	)			= 957,73
(3) f2	gewalste rh buis // bree	$A_v = A$	b	/	(	b	+	h	)			
		$A_v = 1915,5$	100	/	(	100	+	100	)			= 957,73
(3) g	ronde buisprofielen	$A_v = 2$	A	/	π							
		$A_v = 2$	1915,5	/	π							= 1219,4

art. 6.3.1 onderflensinklemming (gaffeloplegging)

Latei

rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	7,4	kN	profiel	=	L 100 x 100 x 11 E	=	210000	N/mm ²
extra normaalkracht in opleggi	N_{extra}	=	0	kN	kwalite	=	S235			
opleglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	= 1,00 -
totale dikte schotjes	t_{schot}	=	0	mm	y-richting			z-richting		
totale breedte schotjes (incl. lij)	b_{schot}	=	0,0	mm	h	=	100	mm	b	= 100 mm
zijkant oplegging c tot eind ligg	x	=	0,0	mm	kromm	=	c	t_w	=	10 mm

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(100,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 120,7 \text{ mm} \\
 b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(100^2 + 100^2)} = 141,4 \text{ mm} \\
 \text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} &= 2 \cdot 100 = 200,0 \text{ mm} \\
 \text{doorsnede } A &= b_{eff} \cdot t_w + (b_{schot} - t_w) \cdot t_{schot} = 120,7 \cdot 10 + (0,0 - 10) \cdot 0 = 12,07 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\
 I &= 1/12 (t_{schot} \cdot b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) \cdot t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (120,7 - 0) \cdot 10^3) = 1,006 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\
 \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I/A} = \sqrt{(1,0059 \cdot 10^4 / 12 \cdot 10^2)} = 2,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{7,4}{198,9} + \frac{0,0}{198,9} = 0,04 -$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,701 \cdot 12,1 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 198,9 \text{ kN}$$

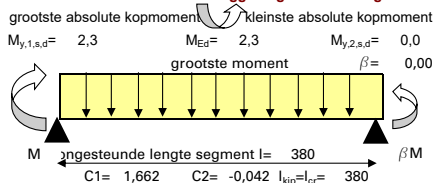
$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{0,904 + \sqrt{(0,904^2 - 0,738^2)}} = 0,701 -$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \Phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,738 - 0,2) + 0,738^2] = 0,904 -$$

$$\begin{aligned}
 6.50 \quad \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 200 / 2,9 = 69,3 - \\
 \lambda_1 &= \pi \sqrt{(E / f_y)} = \pi \sqrt{(210000 / 235)} = 93,9 - \\
 \lambda_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 69,3 / 93,9 = 0,738 -
 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 7,4 \cdot 10^3 / (100 \cdot 100) = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

schema van het te controleren liggersegment tussen gaffels of kipsteunen



invoergegevens tbc kipcontrole

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

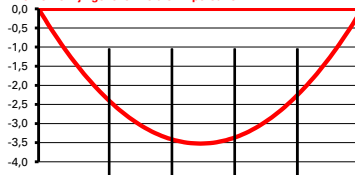
aanvullende invoer via een liggerberekeningen:

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

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

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0$ cm ³
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0$ cm ²
profiel	= L 100 x 100 x 10 E
kwaliiteit	= S235 A
f_y	= 235 N/mm ² G
h	= 100 mm γ_{M1}
t_f	= 10 mm b
I_y	= 177 cm ⁴ t_w
i_y	= 30,4 mm I_z
$W_{y,el}$	= 24,6 cm ³ i_z
$W_{y,pl}$	= 24,6 cm ³ I_t
$W_{y,eff}$	= 24,6 cm ³ h/b
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggerberekeningen	
$c_{kip,links}$	= 0,00 * 1900 = 0 mm
$c_{kip,rechts}$	= 0,20 * 1900 = 380 mm
l	= 380 - 0 = 380 mm

momentenlijn gekozen veld en kipsteunen



$M_{y,1,s,d} = 2,3$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 2,3$ kNm
 $I_g = 1900$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanica berekening

kipcontrole algemeen: **0,39** kipcontrole gewalst profiel **0,39**

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $I_{kip} = I_{st} = 380$ mm
tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen
 $I_{kip} = (1,4 - 0,8 \beta) I_{st}$ echter $1,0 \leq I_{kip} / I_{st} \leq 1,4$
 $f_2 = (1,4 - 0,8 \beta) = (1,4 - 0,00) = 1,40$

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

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte ligger tussen de gaffels $I_g = 1900$ mm
ongesteunde horizontale lengte $l = 380$ mm
rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 2,3$ kNm
kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 2,3$ kNm
kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

$I_{st} = f_1 I = 1,00 \cdot 380 = 380$ mm
 $I_{kip} = f_2 I_{st} = 1,00 \cdot 380 = 380$ mm
reken met een ongesteunde leng $I_{kip} = I_{cr} = 380$ mm
afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,38 m

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

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8 + \frac{M}{q} \cdot \frac{1}{I_{st}^2}} = \frac{8}{8 + \frac{2,3}{7,8} \cdot \frac{1}{0,380^2}} = 0,94$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen

let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{2,3}{5,8} = 0,39$

gebruik bij formule 6.56 kromme a

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 24,6 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 5,8$ kNm

6.56 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,486 + \sqrt{0,486^2 - 0,052^2}} = 1,032$
maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,052 - 0,2) + 0,052^2] = 0,486$

$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{24,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 2104} = 0,052$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{k,ed} = k_{red} C / I_g \cdot \sqrt{(E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t)} = 1,00 \cdot \frac{92}{1900} \cdot \sqrt{(210000 \cdot 177 \cdot 80769 \cdot 6,3 \cdot 10^8)} = 2104 \text{ kNm}$$

NEN 6771

b) dubbel-symmetrische profielen : $h / t_f \leq 75 = \frac{100}{10} = 10,0$ -

c) dubbel-symmetrische profielen : $\alpha = h t_f 10^{12} / t_w^3 b^2 \leq 575 = \frac{100 \cdot 10 \cdot 10^{12}}{10^3 \cdot 100 \cdot 1900^2} = 2770$ -

$k_{red} =$ als $h / t_w > 75$: $k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 2770 + 1,03 = 0,880$

$h / t_w = \frac{100}{10} = 10$ $\alpha = 2770$ eis < 5000 conclusie: $k_{red} = 1,00$ -
toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

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

NEN 6771

$$C = \frac{\pi \cdot 1,662 \cdot 1900}{380} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{9,870}{380^2} 425,8^2\right)} \cdot \left(-0,042^2 + 1\right) + \pi \cdot \frac{-0,042 \cdot 425,8}{380} \right] = 91,8$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \cdot \frac{I_z}{I_t}\right)} = \frac{100}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{210000}{80769} \cdot \frac{176,7}{6,3}\right)} = 425,8$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

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

6.54 $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{2,2555}{5,8} = 0,39$ - gebruik bij formule 6.57 kromme b

6.55 $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 24,6 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 5,8 \text{ kNm}$

$M_{cr} = 2104$ $\chi_{LT} = 0,05$ als bij berekening 6.3.2.2 kipkrommen algemeen

6.57 $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \chi_{LT}^2}} \leq 1,0$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,442 + \sqrt{(0,442^2 - 0,75 \cdot 0,052^2)}} = 1,000$ -

$\chi_{LT} \leq 1 / \sqrt{\lambda_{LT}^2} = 1 / 0,05^2 = 363,7$ - maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$ -

6.58 $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,000$ - reken met $\chi_{LT,mod} = 1,000$ -
 $f = 1 - 0,5(1 - k_\phi) [1 - 2,0(\sqrt{\lambda_{LT} - 0,8})^2] \leq 1,0$ $f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(0,052 - 0,8)^2] = 1,004$ -
kip $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\sqrt{\lambda_{LT}} - \sqrt{\lambda_{LT,0}}) + \beta \sqrt{\lambda_{LT}^2}]$ $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,05 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,05^2] = 0,442$ -

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

materiaal	= baksteen	
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$	
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	≤ 0 %	lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$	$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak links	$a_{1,l} = 500 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$	

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

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

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

opmerking