

Constructieberekening

Projectnr. **K009464**
Project **Tree House**
Plaats **Rotterdam**
Betreft **Ontwerpdokument principe details en koppelingen**
Doc. nr. **9464B101**
Revisie **1**
Status **Definitief**
Fase **TO**
Bijlagen **3**

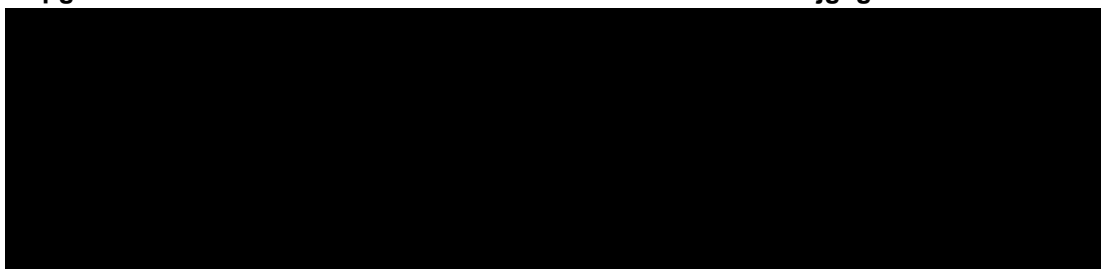


**PRO
VAST**

Opgesteld door

Gecontroleerd door

Vrijgegeven door



Datum

27-06-2022

Datum

27-06-2022

Datum

27-06-2022

Contractuele acceptatie door opdrachtgever vereist

Ja/nee

Geaccepteerd door

Handtekening

Revisiebeheer

Revisie	Datum uitgifte	Omschrijving
0.01	15-02-2022	Interne controle
0.02	19-04-2022	Opmerkingen verwerkt. Uitgave tbv CC3 toets
1	27-06-2022	Definitief TO

Inhoud

1. INLEIDING	5
2. ALGEMENE GEGEVENS	6
2.1 Algemene gegevens	6
2.1.1 Rekensoftware	6
2.1.2 Referenties	6
3. BEREKENING PRINCIPE DETAILS EN KOPPELINGEN	7
3.1 Glij kern hoogbouw bg-1 ^e	7
3.1.1 Overzicht snedes	7
3.1.2 Krachtsverdeling kolom-latei	8
3.1.3 Snede 1: kolom-funderingsplaat	11
3.1.4 Snede 2: kolom-latei (as 3-4)	14
3.1.5 Snede 3: latei-kolom (as 3-4)	15
3.1.6 Snede 4: latei-wand (as 3-4)	17
3.1.7 Snede 5: kolom-versterkte vloerstrook (as 3-4)	18
3.1.8 Snede 6: wand-funderingsplaat (as 3-4)	22
3.1.9 Snede 7: wand-funderingsplaat (as D-F)	25
3.1.10 Snede 8: latei wand (as D-F)	26
3.1.11 Wapeningsdetail kolom-latei-wand as 3 en 4 (snede 2-3-4)	28
3.2 Knoop kolom-funderingsplaat	29
3.3 Knoop kolom-vloer-kolom (kantoor)	30
3.3.1 Inleiding	30
3.3.2 Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit kolom (bovengrens)	31
3.3.3 Benodigde betondruksterkte vloer o.b.v. snedekrachten kolommen (ondergrens)	31
3.3.4 Trekspanningen in vloer t.g.v. spleten	32
3.4 Knoop kolom-vloer-kelderwand (as 10)	36
3.5 Knoop prefab gevelkolom-wandligger as A,J (11 ^e vv)	38
3.6 Knoop prefab wand as 3,4-ihwg wand as 3,4/wandligger as A,J (11 ^e vv)	40
3.7 Knoop prefab wand as C,E,G-kolom (11 ^e vv)	43
3.8 Balk 800x400 as C,E,G (11 ^e vv)	47
3.9 Prefab wand as C en G (toetsing snede b=355mm)	49
3.10 Aansluiting balkon-randbalk-woningvloer	53
3.10.1 Keuze isokorf	53
3.10.2 Prefab randbalk	55
3.10.3 Prefab randbalk hoek as 6-A en 6-J (20 ^e verdieping en hoger)	60
3.10.4 Schets wapening	63
3.11 Aansluiting prefab wanden op ihwg glij kern (as C-3/4 en G-3/4)	66
3.11.1 Principedetails	66
3.11.2 Toelichting snedekrachten natte knopen (11 ^e -16 ^e verdieping)	73
3.11.3 Berekening 11 ^e -12 ^e verdieping	74
3.11.4 Berekening 13 ^e -14 ^e verdieping	75
3.11.5 Berekening 15 ^e -16 ^e verdieping	76
3.11.6 Toelichting snedekrachten vertandingen (17 ^e verdieping en hoger)	77
3.11.7 Berekening 17 ^e ,19 ^e ,21 ^e ,23 ^e verdieping	78
3.11.8 Berekening 18 ^e ,20 ^e ,22 ^e verdieping	79
3.11.9 Berekening 24 ^e verdieping	80
3.11.10 Berekening 25 ^e ,27 ^e ,29 ^e verdieping	81
3.11.11 Berekening 26 ^e ,28 ^e ,30 ^e verdieping	82
3.11.12 Berekening 31 ^e ,33 ^e ,35 ^e ,37 ^e verdieping	83
3.11.13 Berekening 32 ^e ,34 ^e ,36 ^e verdieping	84
3.11.14 Verificatie (interne) krachtswerking vertanding in SCIA	85
3.11.15 Samenvatting stekken, wapening en betonkwaliteit	86
3.12 Aansluiting prefab wanden op ihwg glij kern (as E-3/4)	87
3.12.1 Principedetails	87
3.12.2 Toelichting snedekrachten	90
3.12.3 Berekening 11 ^e -12 ^e verdieping	91
3.12.4 Berekening 13 ^e -14 ^e verdieping	92
3.12.5 Berekening 15 ^e -16 ^e verdieping	93
3.12.6 Berekening 17 ^e -23 ^e verdieping	94

3.12.7	Berekening 24 ^e -37 ^e verdieping.....	95
3.13	Knoop boven paal (funderingsplaat hoogbouw)	96
3.14	Knoop prefabwand-vloer-prefabwand (11 ^e verdieping en hoger)	98
3.14.1	Inleiding.....	98
3.14.2	Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit wand (bovengrens)	99
3.14.3	Benodigde betondruksterkte vloer o.b.v. snedekrachten wanden (ondergrens)	99
3.14.4	Trekspanningen in vloer t.g.v. splejten	103
3.15	Knoop kolom laagbouw keldervloer-poer	104
3.16	Nokken trappenhuis	107
3.17	Nok oplegging vloerplaat grote kern	109
3.18	Additionele krachten t.g.v. verjonging wanden glijkern hoogbouw	111

Bijlagen

Bijlage A	Doorsnede tekeningen met detail aanduiding
Bijlage B	Berekening nok trappenhuis hoogbouw
Bijlage C	Berekening nok oplegging vloerplaat grote kern

1. Inleiding

In dit document worden de belangrijkste constructieve principe details en koppelingen behandeld voor het project Tree House te Rotterdam.

Dit document is enerzijds opgesteld om de haalbaarheid van de details te toetsen:

- Zijn de gekozen afmetingen correct?
- Past de wapening?
- Is de juiste betonkwaliteit gekozen?

Daarnaast willen we tijdig de berekeningswijze afstemmen met de externe toetsers (CC3 toets) en het bevoegd gezag.

Het gaat hier om principe details waar we gezocht hebben naar zwaarst belaste onderdelen van de constructie. Uiteindelijk zullen de definitieve berekeningen van deze en de overige details terecht komen in de berekeningsdocumenten van de betreffende onderdelen.

In de onderstaande tabel is een opsomming gegeven van de berekeningsdocumenten van de betonconstructie zoals deze nu gepland zijn.

Dit document is opgesteld terwijl het rekenmodel nog in ontwikkeling was. De modelversie welke gebruikt is voor het bepalen van de krachten is telkens vermeld bij het desbetreffende detail. Nadat de gewichts- en stabiliteitsberekening gereed was zijn de krachten nog eenmaal nagelopen om te bevestigen dat de krachten niet al te veel afweken. De berekeningen zijn echter niet allemaal weer aangepast.

<i>Voorlopige berekeningenlijst wapeningsberekeningen</i>	
9464B001	Wapeningsberekening grote funderingspoer
9464B002	Wapeningsberekening funderingen, keldervloer en liftput laagbouw
9464B003	Wapeningsberekeningen kelderwanden + wanden en vloer inrit
9464B004	Wapeningsberekeningen begane grond vloer
9464B005	Wapeningsberekeningen ihwg wanden bg tot 10e hoofdkern
9464B006	Wapeningsberekeningen ihwg onderdelen 10e verdieping
9464B007	Wapeningsberekeningen ihwg wanden 11e tot top hoofdkern
9464B008	Wapeningsberekeningen ihwg wanden kelder tot 8e kantoorkern
9464B009	Wapeningsberekeningen kolommen kelder tot 11e
9464B101	Ontwerpdocument principe details / koppelingen en complexe knopen

De berekende details zijn op de doorsnede tekening aangegeven in Bijlage A

2. Algemene gegevens

2.1 Algemene gegevens

Voor uitgangspunten met betrekking tot normen, gevolgklasse, belastingfactoren en materialen wordt verwezen naar rapport K009464A001 – Constructief uitgangspuntenrapport (onderstaand benoemde referentie [8]).

2.1.1 Rekensoftware

- [1] Betomax Comax 1.1.1.0
- [2] Excelsheets
- [3] SCIA Engineer 20.0
- [4] Technosoft Construct 6.70b
- [5] Technosoft Kolomwapening 6.70b
- [6] Technosoft MN-Kappa 6.70
- [7] Technosoft Raamwerken 6.74

2.1.2 Referenties

Documenten BAM A&E

- [8] K009464A001 – Ontwerpnota (constructieve uitgangspunten)
- [9] K009464A002 – Gewichts- en stabiliteitsberekening

Tekeningen BAM A&E

Voor tekeningen van BAM A&E wordt verwezen naar [8].

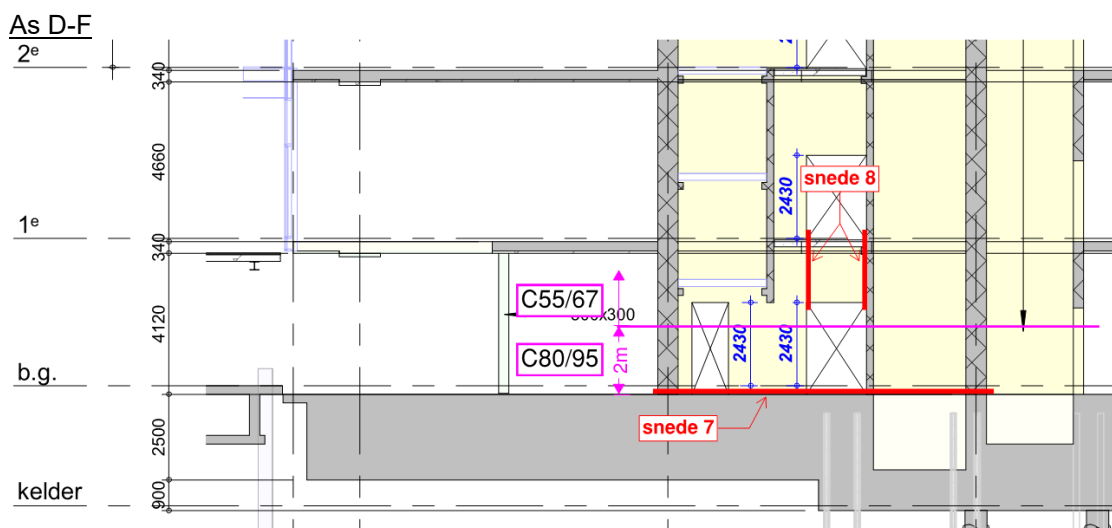
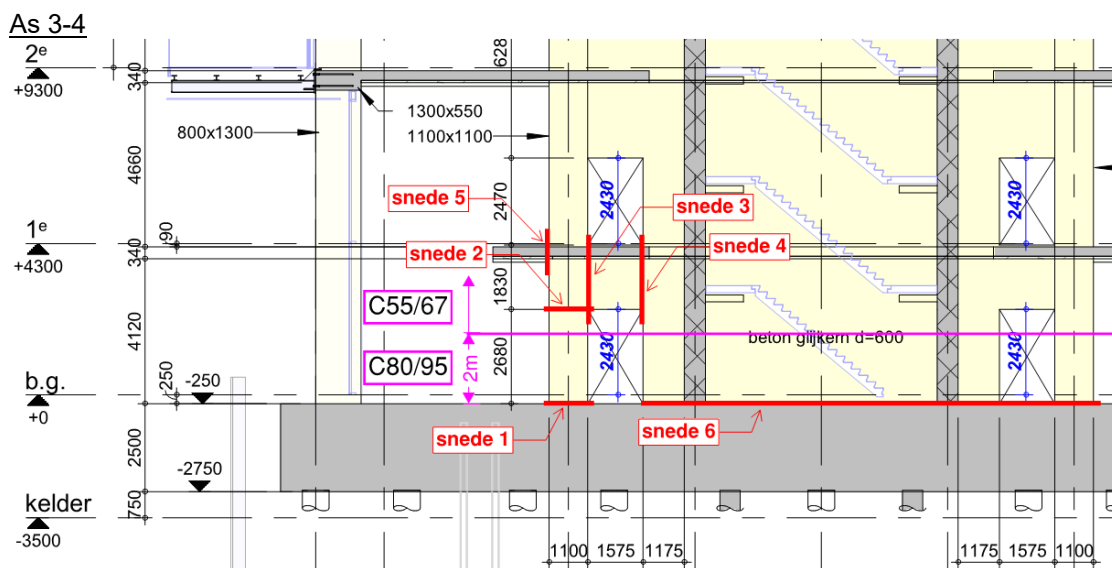
3. Berekening principe details en koppelingen

3.1 Glijkern hoogbouw bg-1^e

In deze paragraaf worden de belangrijkste details voor de glijkern tussen de begane grond en 1^e verdieping berekend.

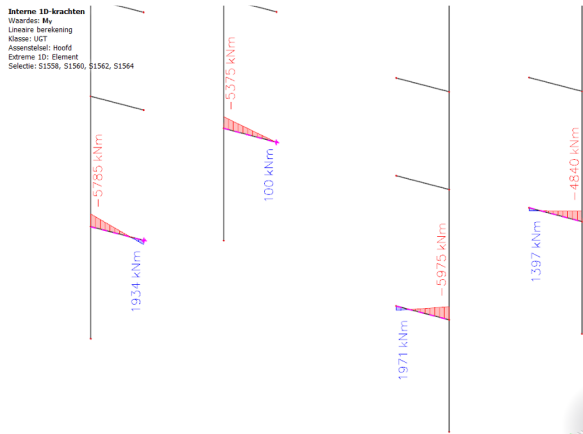
3.1.1 Overzicht snedes

In onderstaand overzicht zijn de snedes weergegeven die zijn gecontroleerd. De onderste twee meter van de glijkern wordt in C80/95 uitgevoerd. Boven de eerste twee meter wordt de glijkern in C55/67 uitgevoerd.

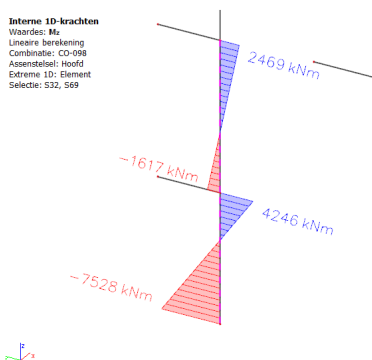


3.1.2 Krachtsverdeling kolom-latei

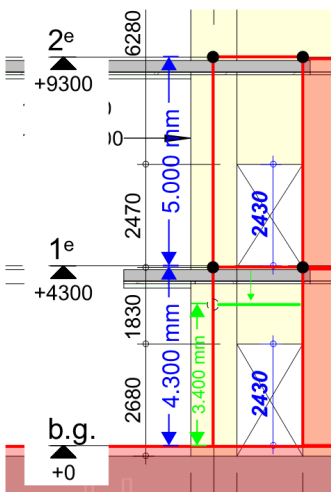
De krachtsverdeling tussen de kolommen en lateien op as 3 en 4 volgt uit het SCIA model. Het maximale moment in de lateien op de 1^e verdieping bedraagt (SCIA model v67.1):
 $M_{Ed} = 5975 \text{ kNm}$ (UGT Combi 098).



De bijbehorende momenten in de kolom boven- en onder:

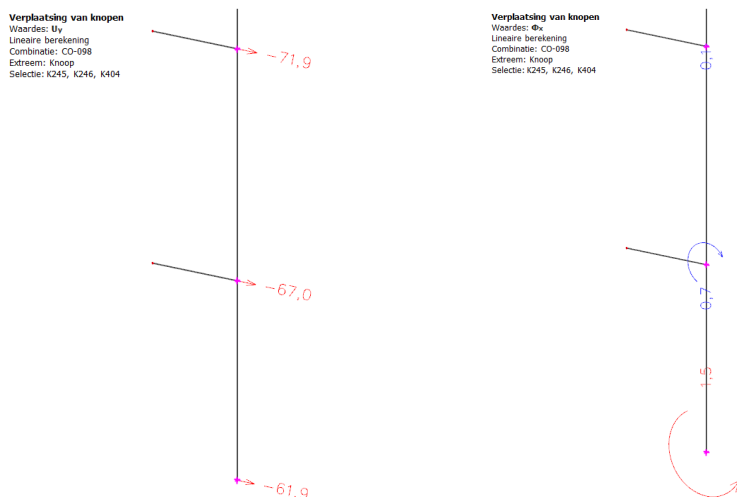


In SCIA zijn de kolommen en lateien als staafelementen gemodelleerd. Het hart van de lateien ligt op verdiepingshoogte, zie de rode staven in onderstaande afbeelding. Bij een hoge latei (v.b. 1^e verdieping) wijkt het werkelijke hart van de latei (groene staaf in afbeelding) flink af van het hart van de latei in het rekenmodel. Om tot een juiste momentverdeling in de kolom-latei-kolom knoop te komen is een Technosoft raamwerkmodel opgezet.

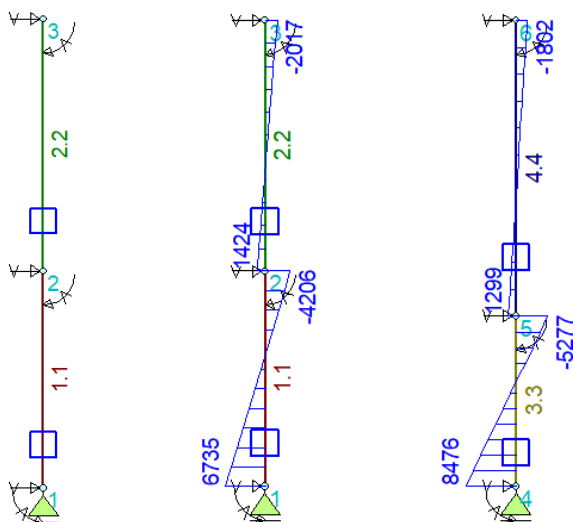


Om het raamwerkmodel in Technosoft op te zetten moet eerst bekend zijn hoe de snedekrachten in SCIA tot stand komen. Uit het SCIA model blijkt dat de grote buigende momenten in de kolom op de begane grond een gevolg zijn van de opgelegde vervorming die de kolom ondergaat.

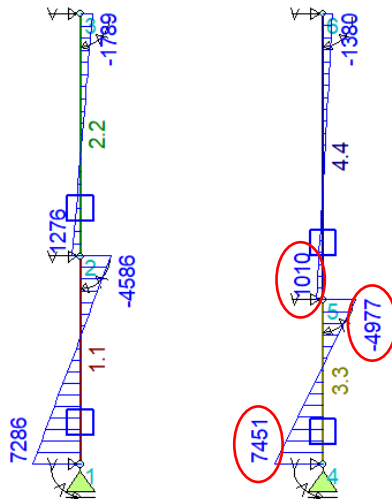
De horizontale verplaatsingen (mm) en rotatie (mrad) in het SCIA model zijn onderstaand weergegeven:



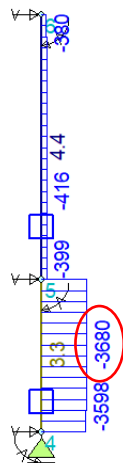
Deze zijn ingevoerd in het Technosoft raamwerkmodel om de momentenverdeling na te bootsen (zie linker en middelste schema in onderstaande afbeelding). Vervolgens is een kopie van het raamwerk gemaakt waarin de middenknoop 900 mm lager is gemodelleerd (zie rechter figuur in onderstaande afbeelding). De opgelegde horizontale verplaatsing op de middenknoop is in verhouding tot de hoogtewijziging verlaagd (van -67,0 naar -65,9mm). De aangepaste modellering leidt tot hogere knooppunten.



De geschatte wapening in de kolom bedraagt 32Ø32 (dit wordt in paragraaf 3.1.3 bevestigd). De wapening is ingevoerd in het rekenmodel en 2^e orde niet-lineair elastisch doorgerekend. Dit leidt tot de onderstaande momentenverdeling. Met links het origineel volgens SCIA en in het midden met de verlaagde middenknoop. Het buigend moment in de latei bedraagt dan: $1010 + 4977 = 5987$ kNm. Met de rood omcirkelde snedekrachten wordt de wapening berekend.



De bijbehorende dwarskrachten in de kolom zijn onderstaand weergegeven:



3.1.3 Snede 1: kolom-funderingsplaat

Ter plaatse van de aansluiting van de kolom op de poer is de krachtsinleiding gecontroleerd.

De maatgevende snedekrachten:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 33.000 \text{ kN} & (\text{SCIA model v67.1}) \\ M_{Ed,x} &= 2.400 \text{ kNm} & (\text{SCIA model v67.1}) \\ M_{Ed,y} &= 7.500 \text{ kNm} & (\text{paragraaf 3.1.2}) \\ V_{Ed} &= 3.680 \text{ kN} & (\text{paragraaf 3.1.2}) \end{aligned}$$

Toelaatbare drukspanning funderingsplaat

Direct onder de kolom is sprake van een C-C-C knoop met een meerassige spanningstoestand. De knoop wordt gevormd door het horizontale lastvlak van de kolom en de drie lastvlakken loodrecht op de drukdiagonalen. Er heerst in de knoop een hydrostatische druk ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). De toelaatbare karakteristieke betondruksterkte mag bij een meerassige spanningstoestand worden berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.1.9:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Met als bovengrens volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4(6): $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck}$.

De maximaal optredende spanning in de knoop volgt uit de maximaal optredende spanning in de kolom: $\sigma_{Ed,max} = \sigma_2 = 80/1,5 = 53,3 \text{ N/mm}^2$.

Dit leidt tot een effectieve drukspanning ten gevolge van omsluiting van:

$$f_{ck,funderingsplaat} = f_{ck} \cdot k_t = 55 \cdot 0,85 = 46,75 \text{ N/mm}^2 \text{ (C55/67, 90 dagen mengsel)}$$

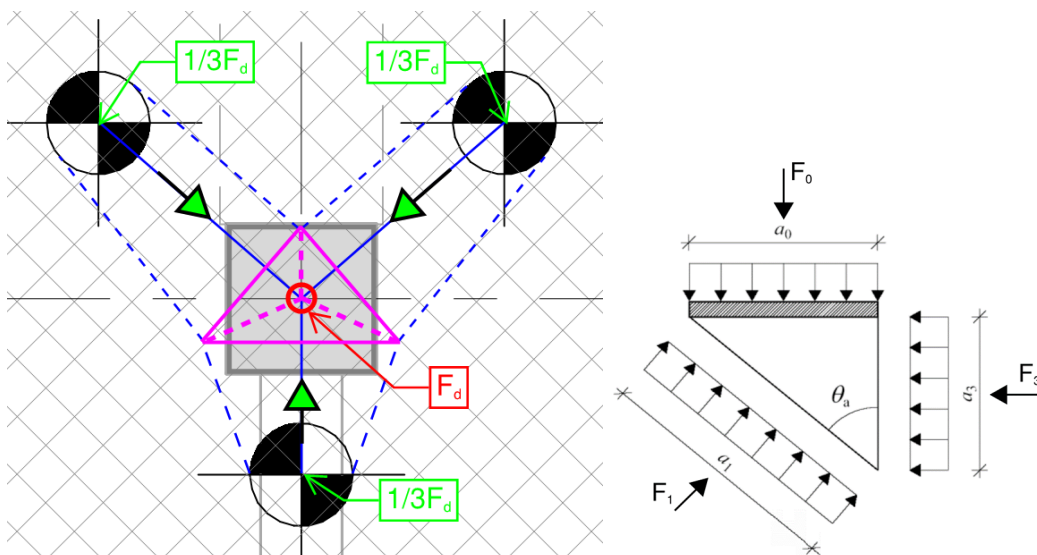
$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} = 0,05 \cdot 46,75 = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) = 46,75 \cdot (1,125 + 2,5 \cdot 53,3/46,75) = 185,8 \text{ N/mm}^2$$

Echter geldt als bovengrens: $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck} = 3,0 \cdot 1 - 46,75/250 \cdot 46,75 = 114 \text{ N/mm}^2$.

$$f_{ck,c,funderingsplaat} = 114 \text{ N/mm}^2 > f_{ck,kolom} = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Door de meerassige spanningstoestand in de C-C-C knoop direct onder de kolom is de betondruksterkte van de funderingsplaat niet maatgevend t.o.v. de betondruksterkte van de kolom.



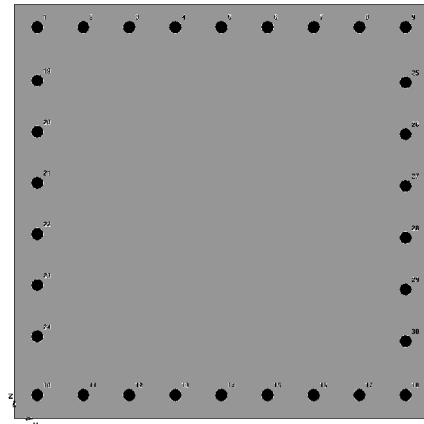
Berekening wapening kolom 1100x1100 bg (C80/95)

Maatgevende betonkwaliteit: $f_{ck, kolom} = 80 \text{ N/mm}^2$.

Hoofdwapening

De doorsnede is gecontroleerd in TS MN-kappa.

Benodigde wapening: 32Ø32 (2,1% A_c).



Sterkte

Art. 6.1 - Eurocode EN 1992-1-1

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= -33000.0 \text{ kN} \\
 M_{Ey;d} &= 7500.0 \text{ kNm} & M_{Ez;d} &= 2400.0 \text{ kNm} \\
 M_{Ed,min} &= 1521.2 \text{ kNm} & e_0 &= 46.1 \text{ mm} \text{ Art. 6.1 (4)} \\
 M_{Ed} + M_{p,w} &= |7874.6 \text{ kNm}| < M_R & &= |8332.0 \text{ kNm}| \text{ voldoet}
 \end{aligned}$$

Dwarskracht

De doorsnede is gecontroleerd in TS Construct.

Benodigde wapening: Ø12-150 6-snedig.

RESULTATEN

Beugeldiameter	[mm]:	12	z	[mm]	: 751.42
Trekzijde	:	Boven	Wapeningsverhouding	:	0.00635
Dwarskracht			Wringing		
$V_{Rd,max}$	[kN]:	6201.75	$T_{Rd,max}$	[kNm]:	2808.72
V_{Ed}	[kN]:	3600.00	T_{Ed}	[kNm]:	0.00
$V_{Rd,c}$	[kN]:	2554.53	$T_{Rd,c}$	[kNm]:	845.28
A-opg	[mm ² /m]:	0.00	A-langs	[mm ²]:	0.00
A-bgl	[mm ² /m]:	4505.28	A-bgl	[mm ² /m]:	0.00
H.o.h. afstand	[mm]:	150.0	Aant. beugelsneden/drsn:		6
V_{Ed}	[kN]:	3680.0	V_{Rd}	[kN]:	3695.2

Verankeringslengte wapening in funderingsplaat

Gerekend met C45/55 en maximale staalspanning in wapening (435 N/mm²).

Verankeringslengte minimaal benodigd: $l_{bd} = 800$ mm, zie onderstaande spreadsheet.

De wapening wordt i.o.m. de uitvoering mogelijk op de onderwapening van de funderingspoer gezet.

VERANKERINGSLENGTE VOLGENS NEN-EN 1992-1-1 HOOFDSTUK 8:			v9
Algemene gegevens			
Betonsterkteklasse =		C45/55	
Staafdiameter =		25	mm
Aanhechting =		Goed	
Staalspanning σ_{sd} =		435	N/mm ²
Druk- of trekstaaf =		Druk	
Type verankering =		Recht	
Dekking onderzijde c =		100	mm
Dekking zijkant c_1 =		100	mm
Tussenafstand a =		150	mm
Dekking $c_d = \min \{a/2; c_1; c\}$ =		75	mm
Dwarsdruk "P" aanwezig =		Nee	
Invloed dwarswapening meenemen =		Nee	
Basis verankeringslengte			
$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1,5 =$		1,77	N/mm ²
$f_{bd} = 2,25 * f_{ctd} * \eta_1 * \eta_2 =$		3,99	N/mm ²
$l_{b,min} = \max \{0,6 * l_{b,rqd}; 10 * \emptyset; 100\} =$		409	mm
$l_{b,rqd} = (\emptyset / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) =$		682	mm
Rekenwaarde van de verankeringslengte			
$\alpha_1 = \text{Effect staafvorm} =$		1,0	
$\alpha_2 = \text{Effect minimum dekking} =$		1,0	
$\alpha_3 = \text{Effect opsluiting dwarswapening} =$		1,0	
$\alpha_4 = \text{Invloed gelaste dwarsstaven} =$		1,0	
$\alpha_5 = \text{Effect drukspanningen loodrecht} =$		1,0	
Product $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7 =$		1,0	
Verankeringslengte $l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} =$		682	mm

3.1.4 Snede 2: kolom-latei (as 3-4)

De maatgevende snedekrachten in de kolom:

N_{Ed} = 33.000 kN (SCIA model v67.1)

$M_{Ed,x}$ = 400 kNm (SCIA model v67.1)

$M_{Ed,y}$ = 5.000 kNm (paragraaf 3.1.2)

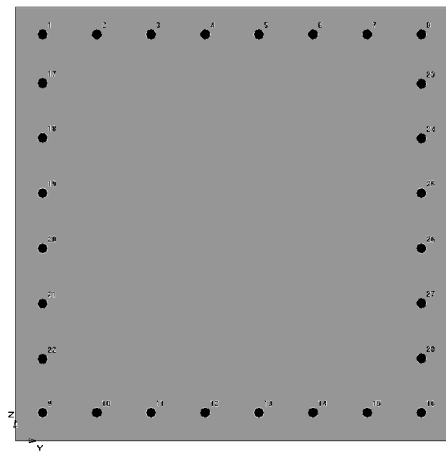
V_{Ed} = 3.680 kN (paragraaf 3.1.2)

Hoofdwapening

De doorsnede is gecontroleerd in TS MN-kappa

Er wordt gerekend met een betondruksterkte van C55/67.

Benodigde wapening: 28Ø25 (1,1% A_c).



Dwarskracht

Voor de controle van de dwarskracht wordt verwezen naar paragraaf 3.1.3.

Benodigde wapening: Ø12-150 6-snedig.

3.1.5 Snede 3: latei-kolom (as 3-4)

De maatgevende snedekrachten in de latei:

$N_{Ed} = 1.550 \text{ kN}$ (druk) (SCIA model v67.1) in berekening wapening verwaarloosd
 $M_{Ed, \text{boven}} = 5.987 \text{ kNm}$ (paragraaf 3.1.2)
 $M_{Ed, \text{onder}} = 2.000 \text{ kNm}$ (paragraaf 3.1.2)
 $V_{Ed} = 3.800 \text{ kN}$ (SCIA model v67.1)

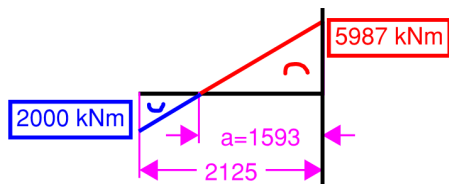
$L = 2125 \text{ mm}$ (dagmaat = 1575 mm)
 $h = 1780 \text{ mm}$
 $d = 600 \text{ mm}$

$z = 0,4a + 0,4h \leq 1,6a = 0,4 \cdot 1593 + 0,4 \cdot 1780 = 1349 \text{ mm} < 1,6 \cdot 1593 = 2549 \text{ mm}$

$a = 1569 \text{ mm}$ (afstand tot momentennulpunt, zie schets onderstaand)

Bovenzijde: $A_{s, \text{req}} = 4.243\text{e}6 / 1340 / 435 = 7279 \text{ mm}^2 \rightarrow 12\text{Ø}32 + 4\text{Ø}20$ (10904 mm²) (1,0% A_c)

Onderzijde: $A_{s, \text{req}} = 2.000\text{e}6 / 1340 / 435 = 2573 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{Ø}32 + 2\text{Ø}20$ (3844 mm²) (0,4% A_c)



(Bovenstaande grafische momentenverdeling is enkel weergegeven om de afstand 'a' te definiëren)

Dwarskracht

De doorsnede is gecontroleerd in TS Construct.

Benodigde wapening: Ø12-150 4-snedig.

RESULTATEN

Beugeldiameter	[mm]	12	z	[mm]	1137.00
Trekzijde		Boven	Wapeningsverhouding		0.00781
Dwarskracht			Wringing		
$V_{Rd, \text{max}}$	[kN]	4036.53	$T_{Rd, \text{max}}$	[kNm]	1551.52
V_{Ed}	[kN]	2800.00	T_{Ed}	[kNm]	0.00
$V_{Rd, c}$	[kN]	580.64	$T_{Rd, c}$	[kNm]	515.69
A-opg	[mm ² /m]	0.00	A-langs	[mm ²]	0.00
A-bgl	[mm ² /m]	2265.45	A-bgl	[mm ² /m]	0.00
H.o.h. afstand	[mm]	150.0	Aant. beugelsneden/drsn		4
V_{Ed}	[kN]	2800.0	V_{Rd}	[kN]	3727.6

Verankering hoofdwapening in kolom

Gerekend met max. spanning in staaf Ø32.

Kolom onder druk, drukspanning:

$$\sigma_{\text{tgV N}} = 33000 \text{e}3 / (1100^2) = 27,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{tgV M}} = 5000 \text{e}6 / (1/6 * 1100^3) = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{min. aanwezig}} = 27,2 - 22,5 = 4,7 \rightarrow 4,0 \text{ N/mm}^2$$

Neem minimaal: $l_{\text{bd}} = 1000 \text{ mm}$. Ten behoeve van een goede detaillering wordt de hoofdwapening in de kolom afgebogen en van een grotere verankeringslengte voorzien. Zie paragraaf 3.1.11 voor het wapeningsdetail.

VERANKERINGSLENGTE VOLGENS NEN-EN 1992-1-1 HOOFDSTUK 8:		v9
Algemene gegevens		
Betonsterkteklasse =		C55/67
Staafdiameter =		32 mm
Aanhechting =		Goed
Staalspanning σ_{sd} =		435 N/mm ²
Druk- of trekstaaf =		Trek
Type verankering =		Recht
Dekking onderzijde c =		100 mm
Dekking zijkant c_1 =		100 mm
Tussenafstand a =		60 mm
Dekking $c_d = \min \{a/2; c_1; c\}$ =		30 mm
Dwarsdruk "P" aanwezig =		Ja
Dwarsdruk (spanning) P =		4,0 N/mm ²
Invloed dwarswapening meenemen =		Nee
Basis verankeringslengte		
$f_{\text{ctd}} = f_{\text{ctk},0,05} / 1,5 =$		1,97 N/mm ²
$f_{\text{bd}} = 2,25 * f_{\text{ctd}} * \eta_1 * \eta_2 =$		4,43 N/mm ²
$l_{\text{b,min}} = \max \{0,3 * l_{\text{b,rqd}}; 10 * \emptyset; 100\} =$		320 mm
$l_{\text{b,rqd}} = (\emptyset / 4) * (\sigma_{\text{sd}} / f_{\text{bd}}) =$		786 mm
Rekenwaarde van de verankeringslengte		
$\alpha_1 = \text{Effect staafvorm} =$		1,0
$\alpha_2 = \text{Effect minimum dekking} =$		1,0
$\alpha_3 = \text{Effect opsluiting dwarswapening} =$		1,0
$\alpha_4 = \text{Invloed gelaste dwarsstaven} =$		1,0
$\alpha_5 = \text{Effect drukspanningen loodrecht} =$		0,8
Product $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7 =$		0,8
Verankeringslengte $l_{\text{bd}} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{\text{b,rqd}} \geq l_{\text{b,min}} =$		661 mm

3.1.6 Snede 4: latei-wand (as 3-4)

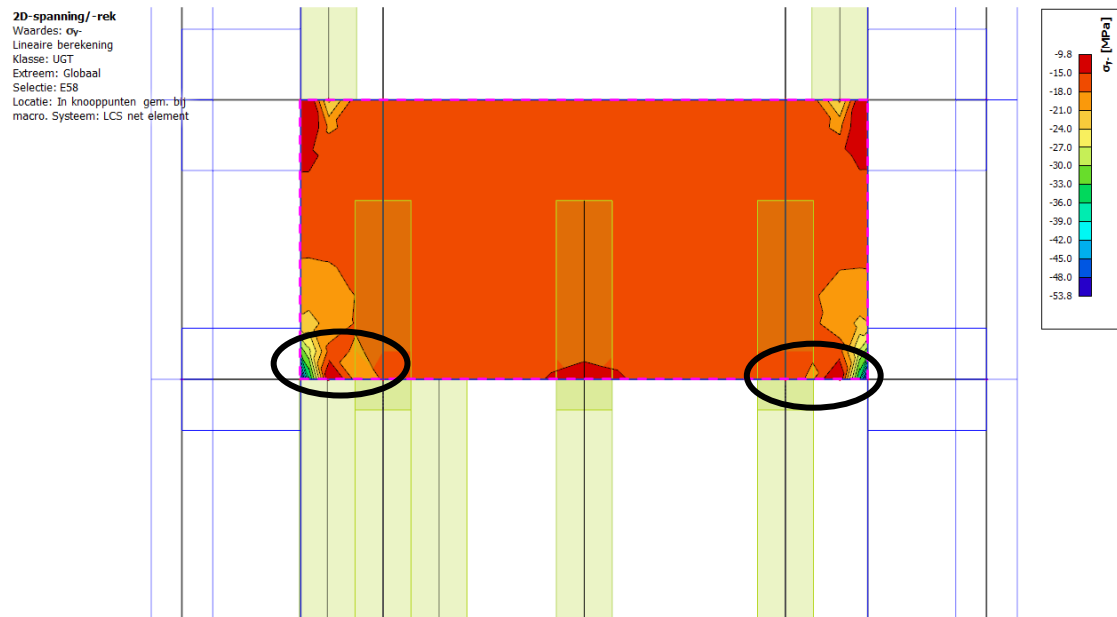
Voor de maatgevende snedekrachten en wapening in de latei zie paragraaf 3.1.5.

Verankering hoofdwapening latei in wand

Gerekend met max. spanning in wapeningsstaaf Ø32.

De wand staat onder druk. De minimaal aanwezige drukspanning in de wand volgt uit onderstaand wandaanzicht uit SCIA waarin de drukspanningen zijn weergegeven.

σ_y min. aanwezig in onderzijde wand 1^e verd.: 10 N/mm²



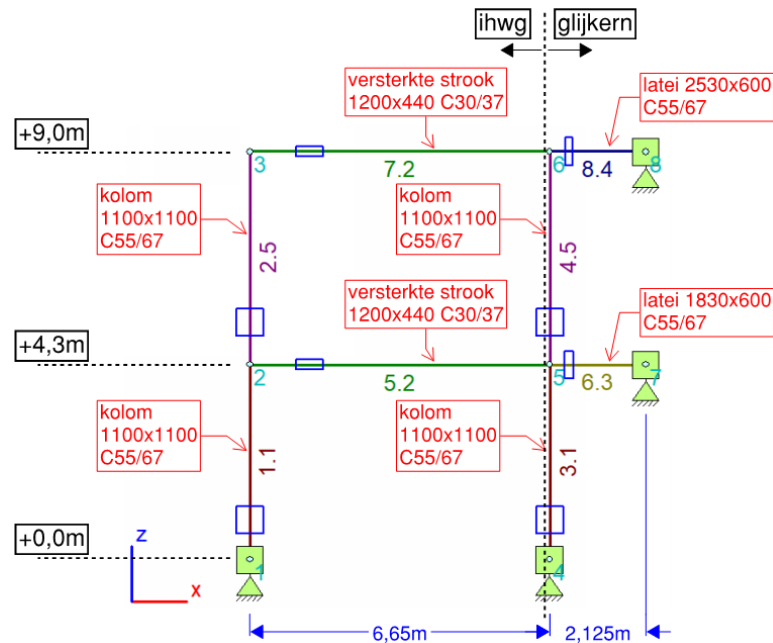
Neem minimaal: $l_{bd} = 1000$ mm, zie paragraaf 3.1.5 voor de berekening.

Horizontale wapening in wand

Er treden enkel ter plaatse van de lateiaansluitingen horizontale trekspanningen op in de wand. Neem voor de horizontale wapening Ø20-150 v/a (4187 mm², 0,7% A_c). Ter plaatse van de lateiaansluitingen extra horizontale wapening Ø20 bijleggen.

3.1.7 Snede 5: kolom-versterkte vloerstrook (as 3-4)

De maatgevende snedekrachten voor de aansluiting van de versterkte strook aan de kolom van de glijkern zijn in een raamwerk berekend.



Belastingen

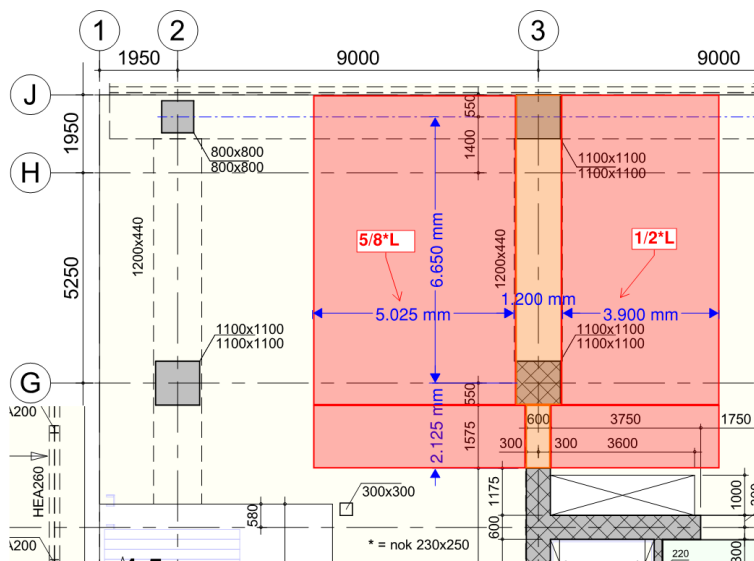
Eigen gewicht versterkte strook, lateien en kolommen wordt door TS zelf meegenomen.

Permanent

Polyplaatvloer t.p.v. strook: $q_k = 7,55 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,925\text{m} + 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2\text{m} = 68,3 \text{ kN/m}$
 Polyplaatvloer t.p.v. latei: $q_k = 7,55 \text{ kN/m}^2 \cdot 9,525\text{m} + 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6\text{m} = 72,4 \text{ kN/m}$

Veranderlijk

Bijeenkomst: $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2 \cdot (8,9\text{m} + 1,2\text{m}) = 50,6 \text{ kN/m}$

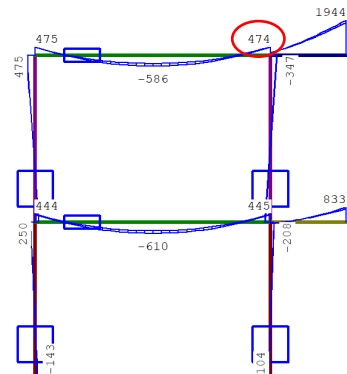


Snedekrachten

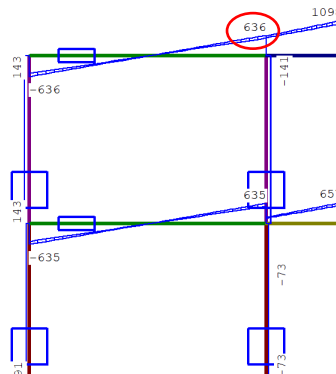
De wapening is ingevoerd in het rekenmodel en 2^e orde niet-lineair elastisch doorgerekend.
De volgende hoofdwapening is toegepast in de versterkte strook:
Boven 6Ø25, onder 10Ø25

Dit leidt tot de onderstaande maximale snedekrachten (UGT) t.p.v. de aansluiting:

Momenten



Dwarskrachten



De scheurvorming is apart getoetst en voldoet:
 $0,79 < 1,00$ OK

SCHEURVORMING VOLGENS ARTIKEL 7.3.4

Pr.f.	Pos. [mm]	Zijde	$N_{E, freq}$ [kN]	$M_{E, freq}$ [kNm]	$s_{x, max}$ [mm]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [%]	w_k [mm]	k_x	w_{max} [mm]	U.C.	Opm.
2	3325	Neg	16	-262.46	260	0.590	0.154	1.43	0.573	0.27	
2	6650	Pos	16	328.35	350	1.287	0.452	1.43	0.573	0.79	

Toetsing aansluiting op glijkern

De versterkte strook wordt d.m.v. demu's en een vertanding aangesloten op de glijkern, zie onderstaand principedetail.

Bovenzijde

$$A_s = M_{Ed} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 474 / (0,9 \cdot 0,38 \cdot 0,435) = 3186 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

4x DEMU Ø32/M42 + 2x DEMU Ø20/M24 (3844 mm²)

Onderzijde

De onderzijde wordt getand uitgevoerd en voorzien van demu's, zie berekening op volgende bladzijde. Toepassen: 6x DEMU Ø20/M24 (1885 mm²)

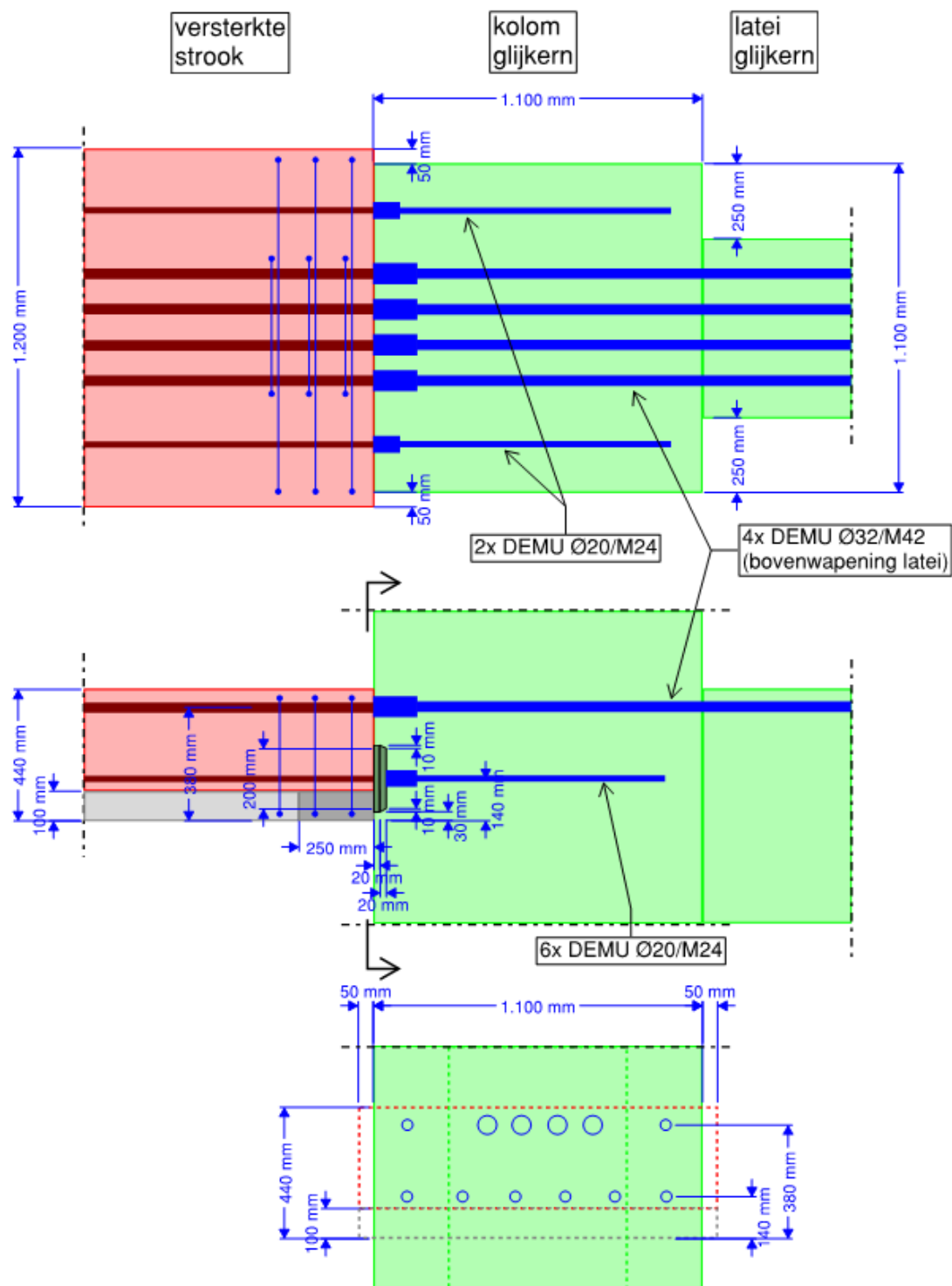
Dwarskracht versterkte strook

Benodigde dwarskrachtwapening: Ø10-150 4-snedig. Zie berekening op volgende bladzijde.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)			v5
Sterkte klasse beton		C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²	
Betonstaal	B	500 B	
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	z =	1100 mm	
Breedte van het aansluitvlak	$b_i =$	200 mm	
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	636 kN	
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0	
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta * V_{Ed} / (z * b_i) =$	2,89 N/mm ²	
Classificatie ruwheid oppervlak		geprofileerd	
Ruwheidsfactor	c =	0,5	
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,9	
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,90 N/mm ²	
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²	
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	435 N/mm ²	
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	0 kN	
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_i)$	0,00 N/mm ²	
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²	
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,00 N/mm ²	
Wapening per m'	ϕ 20 -	183,3	
Aantal rijen stekken	n =	1	
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	1885 mm ²	
Oppervlakte van de verbinding	$A_i = z * b_i$	220000 mm ²	
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_i =$	0,008568	
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °	
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250]$	0,48	
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	4,30 N/mm ²	
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi,max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²	
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,67	

Beton - Dwarskracht voor vierkante doorsneden								v9
conform EC 1992-1-1, Hoofdstuk 6.2								
Balkbreedte (b) =	1100 mm	ρ_i	0,76 %					
Balkhoogte (h) =	440 mm	$A_{s,provided}$	3186 mm ²					
Dekking + bgl + 1/2 ϕ_{langs} =	60	hoek Θ =	21,8 °					
Nuttige hoogte d =	380 mm	cot Θ =	2,50	$V_{Rd,c,bovengrens}$	245,7 kN			
Betonkwaliteit =	C30 /37	v_1 =	0,53	$V_{Rd,c,ondergrens}$	181,6 kN			
Wapeningskwaliteit =	B500 A	schaalfactor k =	1,7	$V_{rd,max}$	1369,8 kN	V_{ed} [kN]	636	
beugels		A	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	V_d			
ϕ	h.o.h.	sneden	[mm ² /mm]	[N/mm ²]	[kN]			
ϕ	10 - 150	4 snedig	2,0944	2,0707	779,0	779,0	0,82	u.c.

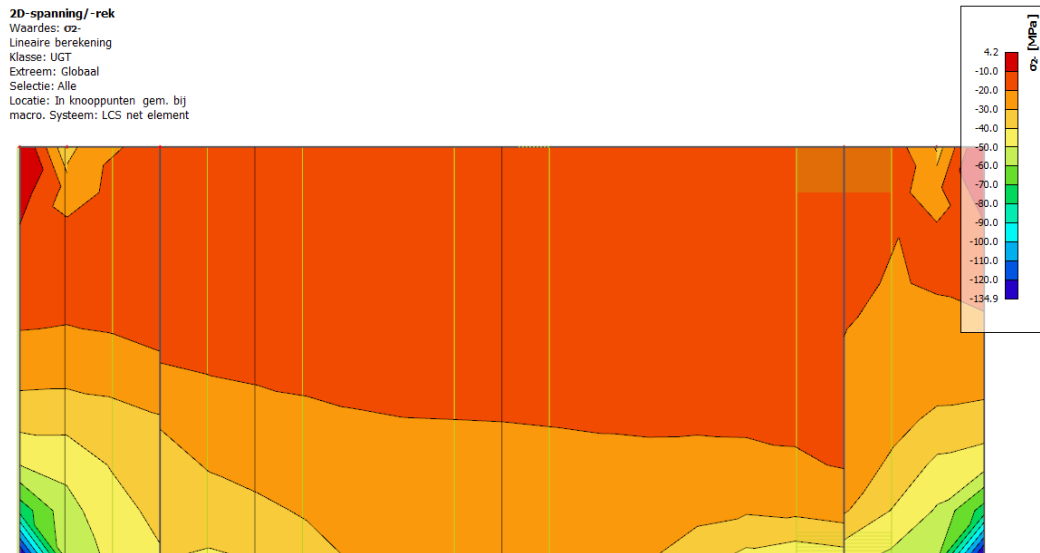
Schets principedetail



3.1.8 Snede 6: wand-funderingsplaat (as 3-4)

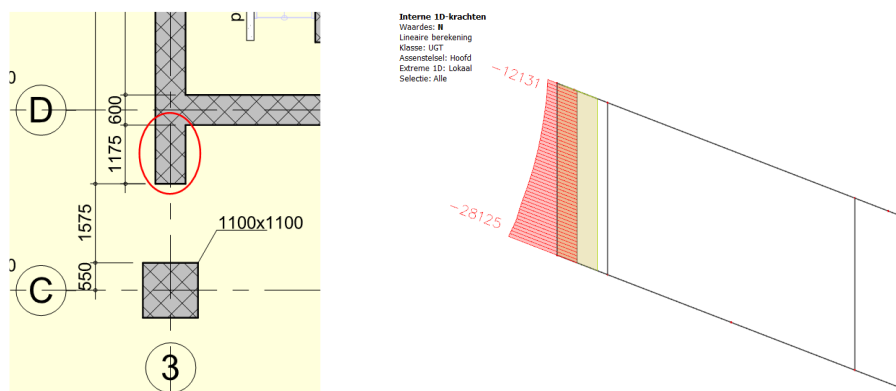
Ter plaatse van de aansluiting van de wanden op de poer is de krachtsinleiding gecontroleerd.

De grootste drukspanningen treden op in de wand (d=600mm) op as 3, zie onderstaande afbeelding (SCIA model v67.1). Ter plaatse van de uiteinden van de wand treden hoge piekspanningen op.



De wand is aan de onderzijde uitgevoerd in betonkwaliteit C80/95.

Voor de controle van de wand is aan de uiteinden een integratiestrook in SCIA aangebracht met een breedte van 1175 mm, zie onderstaande afbeelding.



De optredende krachten in de integratiestrook (SCIA model v55.0):

$$N_{Ed} = 28.125 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, \text{boven}} = \sim 0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, \text{onder}} = 1.559 \text{ kNm}$$

Het uiteinde van de wand op as 3 wordt vanwege de gedrongen vorm en aanwezigheid van de wand op as F beschouwd als een volledig tegen knik (uit het vlak) gesteunde wand. Op de volgende pagina wordt de snede t.p.v. de aansluiting op de funderingsplaat gecontroleerd.

Controle snede

Direct onder de wand is sprake van een C-C-C knoop met een meerassige spanningstoestand. De knoop wordt gevormd door het horizontale lastvlak van de wand en de lastvlakken loodrecht op de drukdiagonalen. Er heerst in de knoop een hydrostatische druk. De toelaatbare karakteristieke betondruksterkte mag bij een meerassige spanningstoestand worden berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.1.9:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Met als bovengrens volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4(6): $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck}$.

De maximaal optredende spanning in de knoop volgt uit de maximaal optredende spanning in de wand: $\sigma_{Ed,max} = \sigma_2 = 80/1,5 = 53,3 \text{ N/mm}^2$.

Dit leidt tot een effectieve drukspanning ten gevolge van omsluiting van:

$$f_{ck,funderingsplaat} = f_{ck} \cdot k_t = 55 \cdot 0,85 = 46,75 \text{ N/mm}^2 \text{ (C55/67, 90 dagen mengsel)}$$

$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} = 0,05 \cdot 46,75 = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) = 46,75 \cdot (1,125 + 2,5 \cdot 53,3/46,75) = 185,8 \text{ N/mm}^2$$

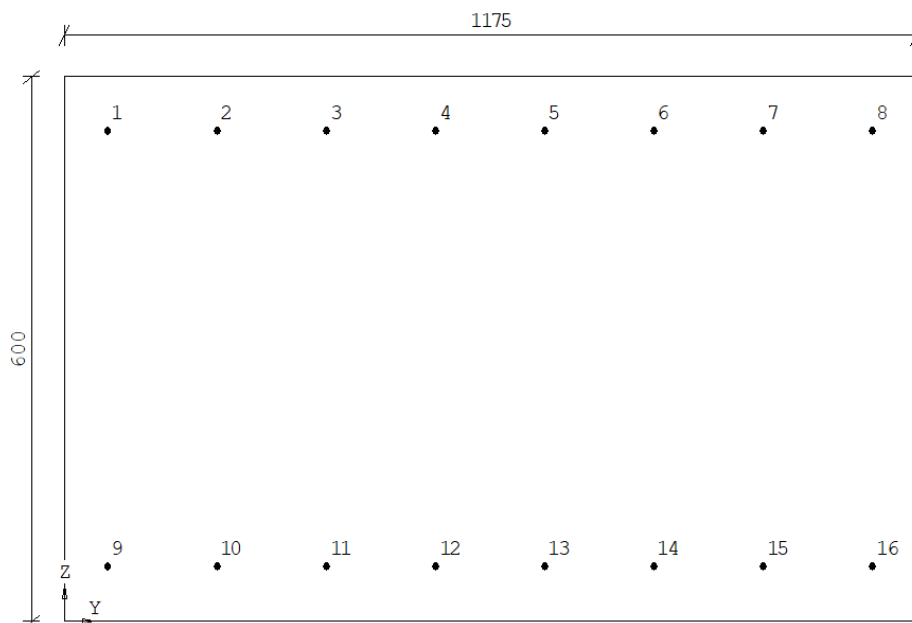
Echter geldt als bovengrens: $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck} = 3,0 \cdot 1 - 46,75/250 \cdot 46,75 = 114 \text{ N/mm}^2$.

$$f_{ck,c,funderingsplaat} = 114 \text{ N/mm}^2 > f_{ck,wand} = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Door de meerassige spanningstoestand in de C-C-C knoop direct onder de wand is de betondruksterkte van de funderingsplaat niet maatgevend t.o.v. de betondruksterkte van de kolom.

In TS MN-kappa wordt gerekend met een betondruksterkte van C80/95.

Toepassen: Ø20-150 v/a (4187 mm²/m) (0,7% A_c).



Sterkte

Art. 6.1 - Eurocode EN 1992-1-1

$$N_{Ed} = -28125,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ey;d} = 1559,0 \text{ kNm} \quad M_{Ez;d} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,min} = 562,5 \text{ kNm} \quad e_0 = 20,0 \text{ mm} \quad \text{Art. 6.1 (4)}$$

$$M_{Ed} + M_{pw} = |1559,0 \text{ kNm}| < M_R = |1595,3 \text{ kNm}| \text{ voldoet}$$

Verankeringslengte in funderingsplaat

Gerekend met C45/55 en maximale staalspanning in wapening (435 N/mm²).

Neem voor minimale verankeringslengte: $l_{bd} = 800$ mm. De wapening wordt i.o.m. de uitvoering mogelijk op de onderwapening van de funderingspoer gezet.

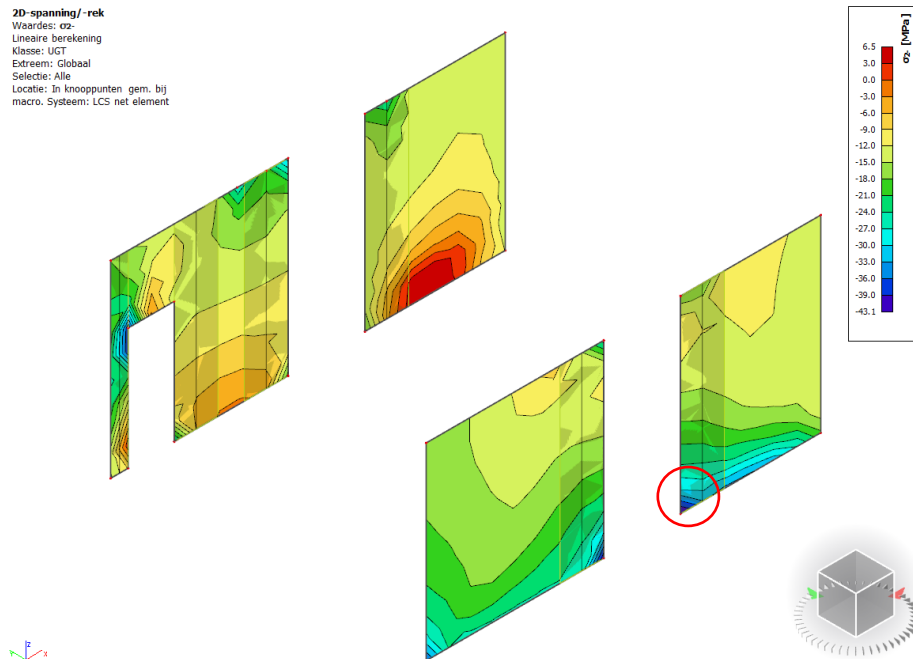
VERANKERINGSLENGTE VOLGENS NEN-EN 1992-1-1 HOOFDSTUK 8:			v9
Algemene gegevens			
Betonsterkteklasse =		C45/55	
Staafdiameter =		20	mm
Aanhechting =		Goed	
Staalspanning σ_{sd} =		435	N/mm ²
Druk- of trekstaaf =		Druk	
Type verankering =		Recht	
Dekking onderzijde c =		100	mm
Dekking zijkant c_1 =		50	mm
Tussenafstand a =		150	mm
Dekking cd = min {a/2; c_1 ; c} =		50	mm
Dwarsdruk "P" aanwezig =		Nee	
Invloed dwarswapening meenemen =		Nee	
Basis verankeringslengte			
$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1,5 =$		1,77	N/mm ²
$f_{bd} = 2,25 * f_{ctd} * \eta_1 * \eta_2 =$		3,99	N/mm ²
$l_{b,min} = \max \{0,6 * l_{b,rqd}; 10 * \emptyset; 100\} =$		327	mm
$l_{b,rqd} = (\emptyset / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) =$		546	mm
Rekenwaarde van de verankeringslengte			
α_1 = Effect staafvorm =		1,0	
α_2 = Effect minimum dekking =		1,0	
α_3 = Effect opsluiting dwarswapening =		1,0	
α_4 = Invloed gelaste dwarsstaven =		1,0	
α_5 = Effect drukspanningen loodrecht =		1,0	
Product $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7 =$		1,0	
Verankeringslengte $l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} =$		546	mm

3.1.9

Snede 7: wand-funderingsplaat (as D-F)

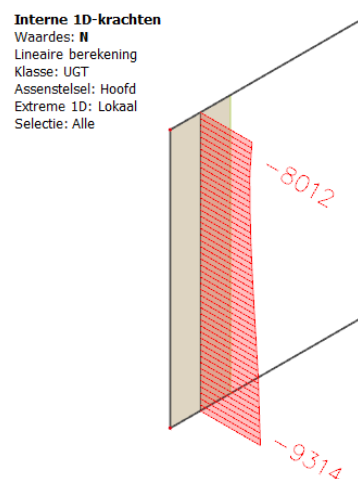
Ter plaatse van de aansluiting van de wanden op de poer is de krachtsinleiding gecontroleerd.

De grootste drukspanningen treden op in de wand (d=600mm) op as D, zie onderstaande afbeelding (SCIA model v67.1). Ter plaatse van de uiteinden van de wand treden hoge piekspanningen op.



De wand is aan de onderzijde uitgevoerd in betonkwaliteit C80/95.

Voor de controle van de wand is aan de uiteinden een integratiestrook in SCIA aangebracht met een breedte van 1000 mm, zie onderstaande afbeelding.



De optredende krachten in de integratiestrook (SCIA model v67.1):

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 9.314 \text{ kN} \\ M_{Ed, \text{boven}} &= 326 \text{ kNm} \\ M_{Ed, \text{onder}} &= -839 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Toelaatbare druksterkte funderingsplaat (omsloten beton, CCC-knoop)

Direct onder de wand is sprake van een C-C-C knoop met een meerassige spanningstoestand. De knoop wordt gevormd door het horizontale lastvlak van de wand en de lastvlakken loodrecht op de drukdiagonalen. Er heerst in de knoop een hydrostatische druk. De toelaatbare karakteristieke betondruksterkte mag bij een meerassige spanningstoestand worden berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.1.9:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Met als bovengrens volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4(6): $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck}$.

De maximaal optredende spanning in de knoop volgt uit de maximaal optredende spanning in de wand: $\sigma_{Ed,max} = \sigma_2 = 80/1,5 = 53,3 \text{ N/mm}^2$.

Dit leidt tot een effectieve drukspanning ten gevolge van omsluiting van:

$$f_{ck,funderingsplaat} = f_{ck} \cdot k_t = 55 \cdot 0,85 = 46,75 \text{ N/mm}^2 \text{ (C55/67, 90 dagen mengsel)}$$

$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} = 0,05 \cdot 46,75 = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) = 46,75 \cdot (1,125 + 2,5 \cdot 53,3/46,75) = 185,8 \text{ N/mm}^2$$

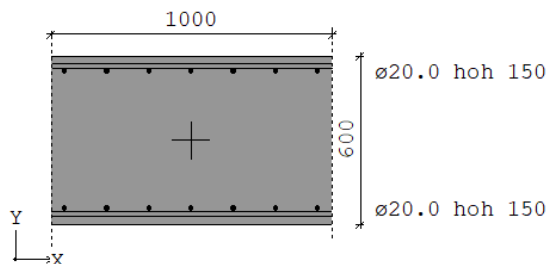
Echter geldt als bovengrens: $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck} = 3,0 \cdot 1 - 46,75/250 \cdot 46,75 = 114 \text{ N/mm}^2$.

$$f_{ck,c,funderingsplaat} = 114 \text{ N/mm}^2 > f_{ck,wand} = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Controle wapening

In TS MN-kappa wordt gerekend met een betondruksterkte van C80/95.

Wapening praktisch, neem Ø20-150 v/a (4187 mm²/m) (0,7% A_c).



3.1.10

Snede 8: latei wand (as D-F)

De maatgevende snedekrachten voor de latei (SCIA model v55.0, combi CO-094):

$$N_{Ed} = 206 \text{ kN (druk) in berekening wapening verwaarloosd}$$

$$M_{Ed} = 1.377 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1.408 \text{ kN}$$

$$L = 1750 \text{ mm}$$

$$h = 1780 \text{ mm}$$

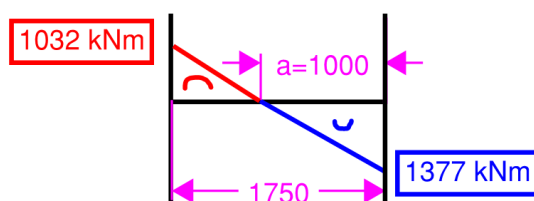
$$d = 600 \text{ mm}$$

Hoofdwapening

$$z = 0,4a + 0,4h \leq 1,6a = 0,4 \cdot 952 + 0,4 \cdot 1780 = 1112 \text{ mm} < 1,6 \cdot 1000 = 1600 \text{ mm}$$

$$a = 1000 \text{ mm (afstand tot momentennulpunt, zie schets onderstaand)}$$

$$A_{s,req} = 1.377 \text{ e6} / 1112 / 435 = 2070 \text{ mm}^2 \rightarrow 6\text{Ø}25 (2946 \text{ mm}^2) (0,3\% A_c)$$



Dwarskracht

De doorsnede is gecontroleerd in TS Construct.

Benodigde wapening: Ø12-150 3-snedig.

RESULTATEN

Beugeldiameter	[mm] :	12	z	[mm] :	1050.00
Trekzijde	:	Boven	Wapeningsverhouding	:	0.00284
Dwarskracht			Wringing		
$V_{Rd, max}$	[kN] :	3727.67	$T_{Rd, max}$	[kNm] :	1551.52
V_{Ed}	[kN] :	1408.00	T_{Ed}	[kNm] :	0.00
$V_{Rd, c}$	[kN] :	417.05	$T_{Rd, c}$	[kNm] :	515.69
A-opg	[mm ² /m] :	0.00	A-langs	[mm ²] :	0.00
A-bgl	[mm ² /m] :	1233.59	A-bgl	[mm ² /m] :	0.00
H.o.h. afstand	[mm] :	150.0	Aant. beugelsneden/drsn:		3
V_{Ed}	[kN] :	1408.0	V_{Rd}	[kN] :	2581.8

3.2 Knoop kolom-funderingsplaat

Ter plaatse van de aansluiting van de kolommen op de poer is de krachtsinleiding gecontroleerd. De kolommen die onderdeel van de glijkern zijn worden in paragraaf 3.1 beschouwd.

Toelaatbare drukspanning funderingsplaat

Direct onder de wand is sprake van een C-C-C knoop met een meerassige spanningstoestand. De knoop wordt gevormd door het horizontale lastvlak van de wand en de lastvlakken loodrecht op de drukdiagonalen. Er heerst in de knoop een hydrostatische druk. De toelaatbare karakteristieke betondruksterkte mag bij een meerassige spanningstoestand worden berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.1.9:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Met als bovengrens volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4(6): $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck}$.

De maximaal optredende spanning in de knoop volgt uit de maximaal optredende spanning in de wand: $\sigma_{Ed,max} = \sigma_2 = 80/1,5 = 53,3 \text{ N/mm}^2$.

Dit leidt tot een effectieve drukspanning ten gevolge van omsluiting van:

$$f_{ck,funderingsplaat} = f_{ck} \cdot k_t = 55 \cdot 0,85 = 46,75 \text{ N/mm}^2 \text{ (C55/67, 90 dagen mengsel)}$$

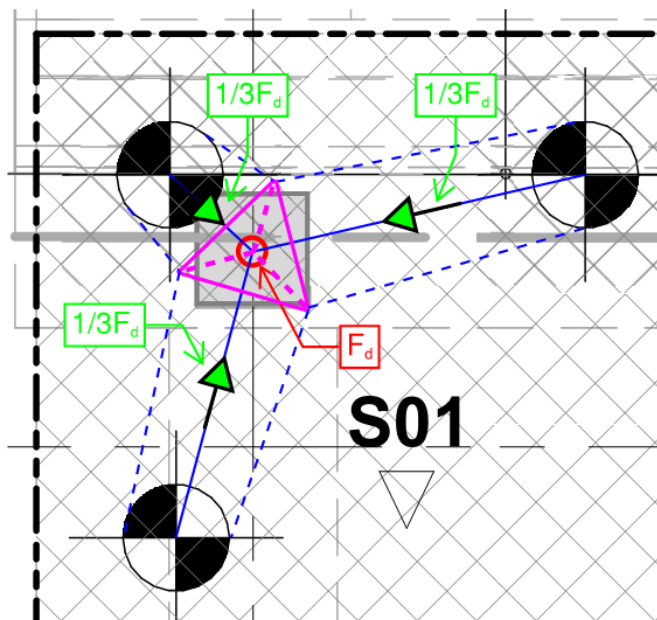
$$\sigma_2 > 0,05 f_{ck} = 0,05 \cdot 46,75 = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) = 46,75 \cdot (1,125 + 2,5 \cdot 53,3/46,75) = 185,8 \text{ N/mm}^2$$

Echter geldt als bovengrens: $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck} = 3,0 \cdot 1 - 46,75/250 \cdot 46,75 = 114 \text{ N/mm}^2$.

$$f_{ck,c,funderingsplaat} = 114 \text{ N/mm}^2 > f_{ck,wand} = 80 \text{ N/mm}^2.$$

Door de meerassige spanningstoestand in de C-C-C knoop direct onder de wand is de betondruksterkte van de funderingsplaat niet maatgevend t.o.v. de betondruksterkte van de kolom.



3.3 Knoop kolom-vloer-kolom (kantoor)

Voor de berekening van dit type knoop wordt ook verwezen naar het artikel 'Toetsing knoop kolom-vloer-balk' – Cement 03 2019.

3.3.1 Inleiding

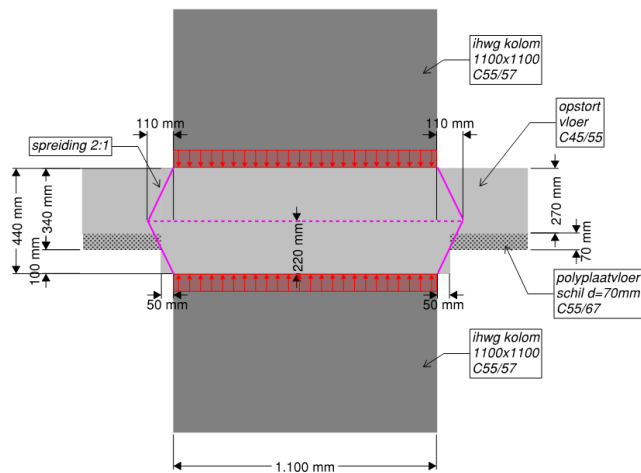
De kolommen van de begane grond tot 10^e verdieping worden onderbroken door de vloer. Dit betekent dat de krachten van kolom naar kolom via de vloer worden doorgeleid. De vloer dient hiervoor over een minimale betondruksterkte te beschikken. Onderstaand is de benodigde betonkwaliteit per verdieping weergegeven:

Hoogbouw

1^e t/m 6^e verdiepingsvloer: C45/55 + splijtwapening
7^e t/m 10^e verdiepingsvloer: C40/50 + splijtwapening

Laagbouw

1^e t/m 10^e verdiepingsvloer: C30/37 + splijtwapening



De betonkwaliteit is aan de hand van onderstaande berekeningen bepaald:

- Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit kolom (bovengrens). Uitgaande van een betonkwaliteit C55/67 voor alle kolommen. Zie paragraaf 3.3.2.
- Benodigde betondruksterkte vloer op basis van snedekracht kolom (ondergrens). Zie paragraaf 3.3.3.

Daarnaast is in paragraaf 3.3.4 onderzocht of er trekspanningen in de vloer ontstaan t.g.v. spleten. Aan de hand van de trekspanningen wordt de benodigde spleitwapening bepaald.

3.3.2 Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit kolom (bovengrens)

De krachten vanuit de kolom mogen in de vloer worden gespreid volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.7. Onderstaand is op basis van de betonkwaliteit van de kolommen de benodigde betondruksterkte van de vloer bepaald. De betonkwaliteit van de kolommen is C55/67.

Voorbeeld: Kolom 1100x1100 as A en J

Spreiding slechts in één richting mogelijk (i.v.m. buitenzijde kolom = vloerrand)

$$A_{c0} = 1100 \times 1100 = 121e4 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = 1100 \times (1100 + 2 \times 110) = 145e4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Vergrotingsfactor spreiding: } \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = 1,10$$

$$\text{Minimaal benodigde betondruksterkte: } f_{ck}/1,10 = 55/1,10 = 50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C50/60}$$

De overige kolommen zijn in onderstaande tabel berekend.

As	Afmeting		Spreiding		A_{c0}	A_{c1}	$\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$	$f_{ck,min}$	
	b	h	b ₁	h ₁					
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N/mm ²]	
A,J	1100	1100	0	110	1210000	1452000	1,10	50	→ C50/60
A,J	1300	800	0	110	1040000	1326000	1,13	49	→ C50/60
A,J	800	800	0	110	640000	816000	1,13	49	→ C50/60
A,J	650	650	110	110	422500	756900	1,34	41	→ C45/55
A,J	500	500	110	110	250000	518400	1,44	38	→ C40/50
C,E,G	1100	1100	110	110	1210000	1742400	1,20	46	→ C50/60
C,E,G	650	650	110	110	422500	756900	1,34	41	→ C45/55
C,E,G	500	500	110	110	250000	518400	1,44	38	→ C40/50

3.3.3 Benodigde betondruksterkte vloer o.b.v. snedekrachten kolommen (ondergrens)

Aan de hand van de optredende snedekrachten in de kolommen is de minimale betondruksterkte van de vloeren bepaald. De maatgevende snedekrachten per kolomafmeting volgen uit het SCIA model en zijn ingevoerd in TS Kolomwapening. In TS kolomwapening is de minimaal benodigde betonkwaliteit ingevoerd om de kolom goed af te kunnen wapenen (passing, wapeningspercentage). Vervolgens is a.d.h.v. de benodigde betonkwaliteit en de verhoogde druk door spreiding in de vloer een minimaal benodigde betondruksterkte voor de vloer berekend, zie onderstaande tabel.

Hoogbouw

			SCIA model v38.2						Invoer TS Kolomwapening						Kolom $f_{ck,min}$ [N/mm ²]	Vloer		
As	Afmeting b h [mm] [mm]	Verdieping	Combi CO-...	Snedekrachten					Snedekrachten					$\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$ [-]		$f_{ck,min}$ [N/mm ²]		
				N [kN]	$M_{y,onder}$ [kNm]	$M_{z,onder}$ [kNm]	$M_{y,boven}$ [kNm]	$M_{z,boven}$ [kNm]	N [kN]	$M_{x,boven}$ [kNm]	$M_{x,onder}$ [kNm]	$M_{y,boven}$ [kNm]	$M_{y,onder}$ [kNm]					
A,J	1100	1100	1e tot 4e	14	-34211	321	429	-5	-396	34211	-396	-429	-5	-321	45	1,10	41,1	→ C45/55
A,J	1100	1100	4e tot 7e	14	-32003	21	202	60	-162	32003	-162	-202	60	-21	40	1,10	36,5	→ C40/50
A,J	1100	1100	7e tot 10e	14	-28420	-375	352	-2038	-568	28420	-568	-352	-2038	375	40	1,20	33,3	→ C35/45
A,J	1300	800	1e tot 4e	15	-33003	-89	294	-4	475	33003	475	-294	-4	89	50	1,13	44,3	→ C45/55
A,J	1300	800	4e tot 7e	15	-31389	37	-111	41	143	31389	143	111	41	-37	50	1,13	44,3	→ C45/55
A,J	1300	800	7e tot 10e	11	-25593	-1468	-112	-51	-412	25593	-412	112	-51	1468	45	1,13	39,9	→ C40/50
A,J	800	800	1e tot 4e	14	-18652	661	86	-95	-179	18652	-179	-86	-95	-661	45	1,13	39,9	→ C40/50
A,J	800	800	4e tot 7e	15	-18731	-78	155	126	-149	18731	-149	-155	126	78	45	1,13	39,9	→ C40/50
A,J	800	800	7e tot 10e	11	-15438	-1459	-135	62	-156	15438	-156	135	62	1459	45	1,13	39,9	→ C40/50
C,E,G	1100	1100	1e tot 4e	9	-33340	576	347	55	205	33340	205	-347	55	-576	45	1,20	37,5	→ C40/50
C,E,G	1100	1100	4e tot 7e	11	-31276	179	28	-15	14	31276	14	-28	-15	-179	40	1,20	33,3	→ C35/45
C,E,G	1100	1100	7e tot 10e	11	-26565	-110	-121	-514	-327	26565	-327	121	-514	110	35	1,20	29,2	→ C30/37

Laagbouw

As	Afmeting b h		Verdieping	Combi CO...	SCIA model v38.2					Invoer TS Kolomwapening					Kolom $f_{t,k,min}$ [N/mm ²]	Vloer $\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})}$ $f_{t,k,min}$ [-]		
					Snedekrachten					Snedekrachten								
					N	$M_{y,onder}$	$M_{z,onder}$	$M_{y,boven}$	$M_{z,boven}$	N	$M_{x,boven}$	$M_{x,onder}$	$M_{y,boven}$	$M_{y,onder}$				
					[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]				
	[mm]	[mm]																
A,C,E,G,J	650	650	1e tot 5e	1	-10293	108	-63	41	-11	10293	-11	63	41	-108	35	1,34	26,1	→ C30/37
A,C,E,G,J	500	500	2e tot 5e	1	-6144	25	-159	1	159	6144	159	159	1	-25	40	1,44	27,8	→ C30/37
A,C,E,G,J	500	500	5e tot 10e	1	-540	-95	-173	532	230	540	230	173	532	95	40	1,44	27,8	→ C30/37

3.3.4 Trekspanningen in vloer t.g.v. splejten

Indien de gemiddelde oplegdruk groter is dan $0,7 \cdot f_{cd}$ dient er in de vloer gerekend te worden aan trekspanningen (NEN-EN 1992-1-1 NB art. 10.9.4.3(7)).

Minimale betonkwaliteit vloer waarbij geen trekspanningen ontstaan

Onderstaand wordt o.b.v. de oplegdrukken berekend welke betonkwaliteit minimaal voor de vloer benodigd is zonder dat er rekening hoeft te worden gehouden met trekspanningen. De oplegdrukken zijn berekend m.b.v. TS MN-kappa. Voor de invoer van de snedekrachten in TS MN-kappa is de uitvoer van TS kolomwapening gebruikt.

			Uitvoer TS kolomwapening											
			Invoer tbv MN kappa		Uitvoer MN kappa									
As	Afmeting		Verdieping	Snedekrachten			$f_{cd,min}$	$f_{cd,max}$	$f_{cd,gem}$	$f_{cd,gem}/0,7$	f_{ck}			
	b	h		N	Mx	My								
	[mm]	[mm]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
A,J	1100	1100	1e tot 4e	34211	581	576	-29,3	-21,0	-25,2	-35,9	53,9	→	C55/67	
A,J	1100	1100	4e tot 7e	32003	402	179	-25,9	-21,7	-23,8	-34,0	51,0	→	C55/67	
A,J	1100	1100	7e tot 10e	28420	746	2216	-29,8	-6,7	-18,3	-26,1	39,1	→	C40/50	
A,J	1300	800	1e tot 4e	33003	681	202	-32,6	-25,2	-28,9	-41,3	61,9	→	C70/85	
A,J	1300	800	4e tot 7e	31389	339	237	-30,7	-25,3	-28,0	-40,0	60,0	→	C60/70	
A,J	1300	800	7e tot 10e	25593	48	1628	-31,6	-10,8	-21,2	-30,3	45,4	→	C50/60	
A,J	800	800	1e tot 4e	18652	142	800	-29,8	-15,0	-22,4	-32,0	48,0	→	C50/60	
A,J	800	800	4e tot 7e	18731	229	206	-29,1	-21,5	-25,3	-36,1	54,2	→	C55/67	
A,J	800	800	7e tot 10e	15438	39	1555	-30	-0,7	-15,4	-21,9	32,9	→	C35/45	
C,E,G	1100	1100	1e tot 4e	33340	596	825	-29,4	-19,0	-24,2	-34,6	51,9	→	C55/67	
C,E,G	1100	1100	4e tot 7e	31276	223	374	-25,5	-21,3	-23,4	-33,4	50,1	→	C55/67	
C,E,G	1100	1100	7e tot 10e	26565	493	680	-22,9	-14,8	-18,9	-26,9	40,4	→	C45/55	

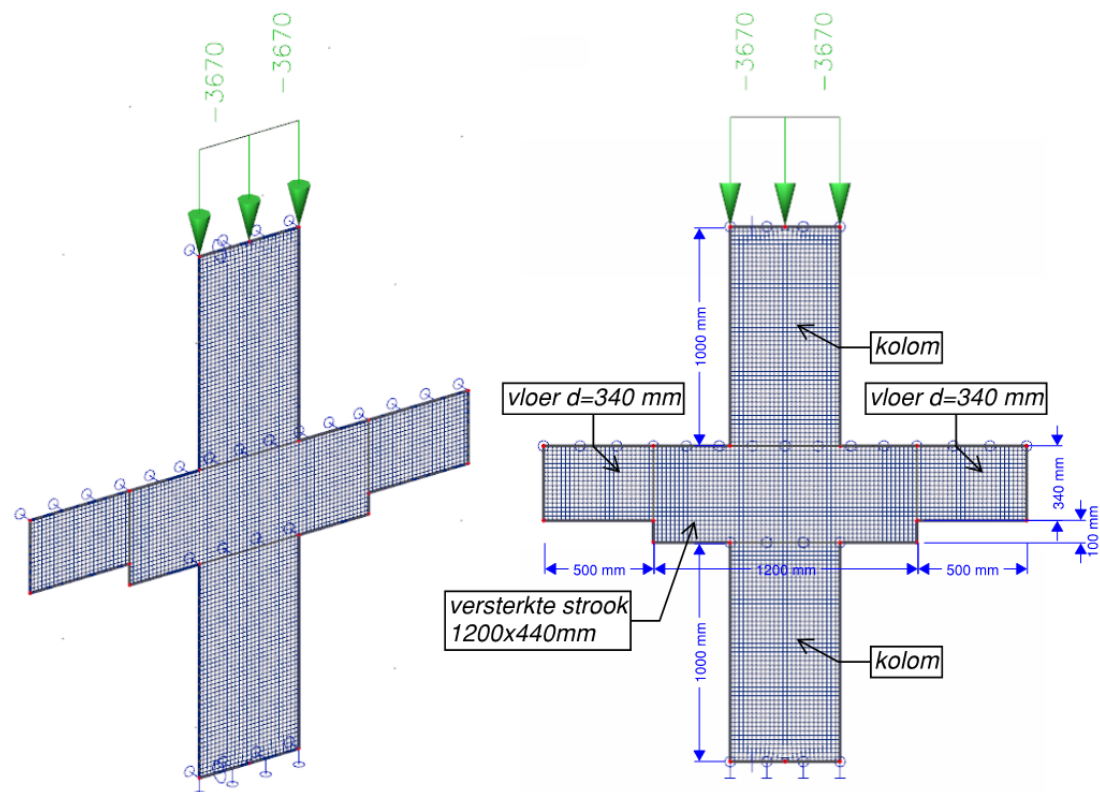
			Uitvoer TS kolomwapening											
			Invoer tbv MN kappa		Uitvoer MN kappa									
As	Afmeting		Verdieping	Snedekrachten			$f_{cd,min}$	$f_{cd,max}$	$f_{cd,gem}$	$f_{cd,gem}/0,7$	f_{ck}			
	b	h		N	Mx	My								
	[mm]	[mm]		[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
A,C,E,G,J	650	650	1e tot 5e	10293	86	131	-17,1	-12,6	-16,0	-22,8	34,2	→	C35/45	
A,C,E,G,J	500	500	2e tot 5e	6144	166	32	-25,9	-12,4	-22,5	-32,2	48,3	→	C50/60	
A,C,E,G,J	500	500	5e tot 10e	540	163	375	-21,3	1,4	-15,6	-22,3	33,5	→	C35/45	

Trekspanningen en splejtwapening vloer

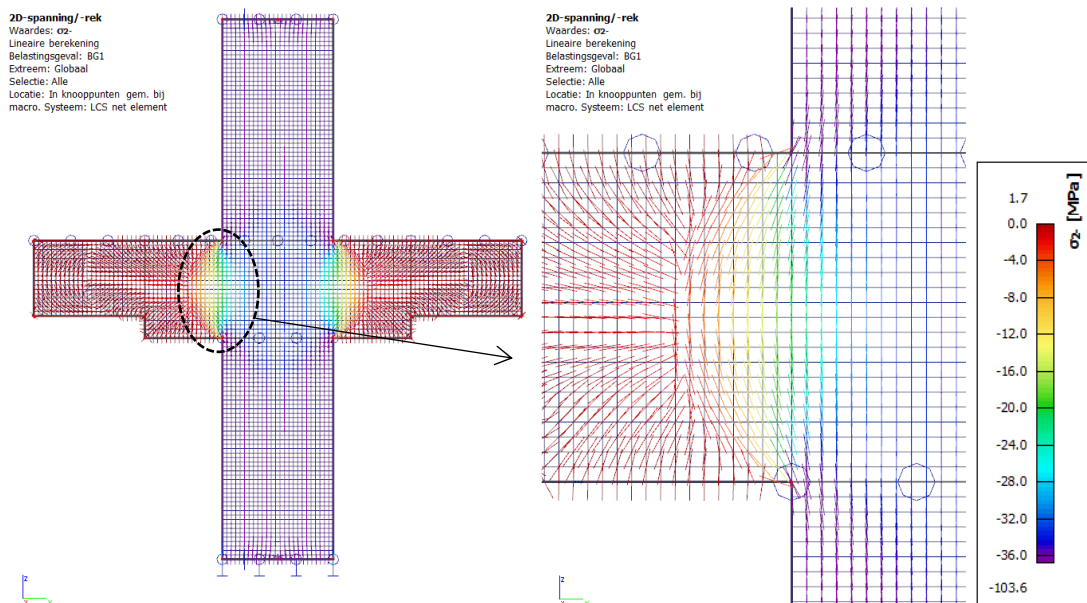
Indien de gemiddelde oplegdruk groter is dan $0,7 \cdot f_{cd}$ zal splejtwapening toegepast worden. Per kolomafmeting is de maximale trekkracht in de vloer berekend bij een drukspanning van $1,0 \cdot f_{cd}$ (bovengrens). De trekkracht is berekend m.b.v. een 2D-plaatmodel in SCIA.

Het 2D plaatmodel is als volgt opgebouwd (zie onderstaande afbeelding):

- Dikte elementen: 100 mm
- Lijnlast kolom: $3670 \text{ kN/m} \rightarrow 3670/0,1/1000 = 36,7 \text{ N/mm}^2 = 1,0 \cdot f_{cd}$ (C55: 55/1,5)
- Mesh: 20 mm



In bovenstaand voorbeeld is een kolomafmeting van 500x500mm weergegeven. Dit leidt tot de onderstaande druktrajectoriën in de vloer.

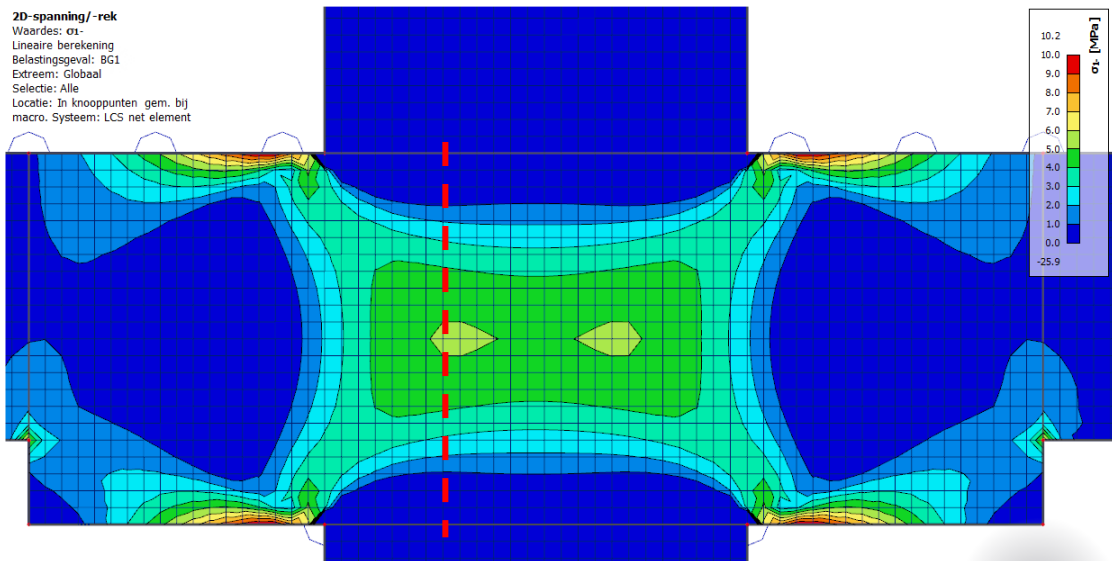


De trekspanningen in de vloer zijn onderstaand weergegeven.

De totale trekkracht in de vloer bedraagt (uitgelezen over de rode lijn):

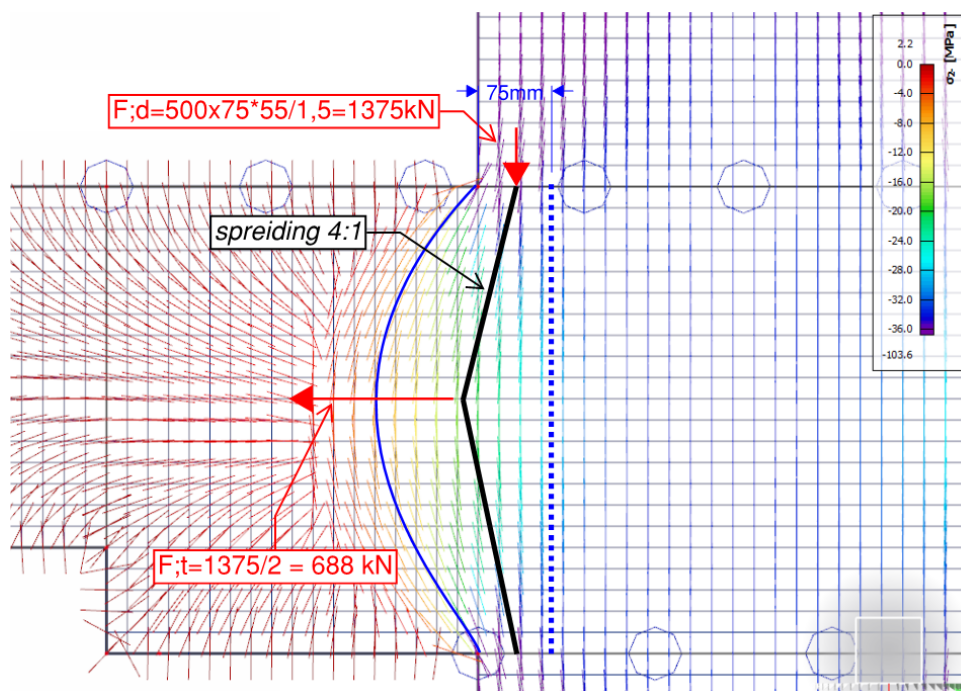
$$\sigma_{\text{gem}} = [3 \cdot (0+1)/2 + 1 \cdot (1+2)/2 + 1 \cdot (2+3)/2 + 2 \cdot (3+4)/2 + 3 \cdot (4+5)/2 + 1 \cdot (5+6)/2] / 11 = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{trek}} = \sigma_{\text{gem}} \cdot h_{\text{vloer}} \cdot b_{\text{kolom}} = 2,9 \cdot 440 \cdot 500 = 638 \text{e}3 \text{ N} = 683 \text{ kN}$$



De trekkracht wordt verdeeld over de onder- en bovenzijde van de vloer. De onderzijde van de vloer staat onder druk t.g.v. het steunpuntsmoment waardoor hier resulterend geen trekkrachten ontstaan. De bovenzijde van de vloer moet van extra wapening worden voorzien om de optredende trekspanningen in de vloer op te kunnen nemen. De extra wapening die benodigd is om de trekspanningen op te kunnen nemen bij een oplegdruk van $1,0 \cdot f_{cd}$ bedraagt: $A_{s,splijt} = 683/0,435 = 1570 \text{ mm}^2$.

Onderstaand is de trekkracht gevalideerd m.b.v. een krachtenanalyse.
 $F_{trek} = 688 \text{ kN} = \sim 683 \text{ kN}$, akkoord.



Voor de overige kolommen is eenzelfde methode toegepast om de benodigde trekspanningen en spleijwapening te berekenen. De resultaten zijn onderstaand samengevat.

Kolom 650x650:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{gem}} &= 2,8 \text{ N/mm}^2 \\ F_{\text{trek}} &= 2,8 \cdot 440 \cdot 650 = 801 \text{e}3 \text{ N} = 801 \text{ kN} \\ A_{\text{s,splijt}} &= 801/0,435 = 1840 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kolom 800x800:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{gem}} &= 2,7 \text{ N/mm}^2 \\ F_{\text{trek}} &= 2,7 \cdot 440 \cdot 800 = 960 \text{e}3 \text{ N} = 960 \text{ kN} \\ A_{\text{s,splijt}} &= 960/0,435 = 2206 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kolom 1100x1100:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{gem}} &= 2,5 \text{ N/mm}^2 \\ F_{\text{trek}} &= 2,5 \cdot 440 \cdot 1100 = 1210 \text{e}3 \text{ N} = 1210 \text{ kN} \\ A_{\text{s,splijt}} &= 1210/0,435 = 2782 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kolom 1300x800:

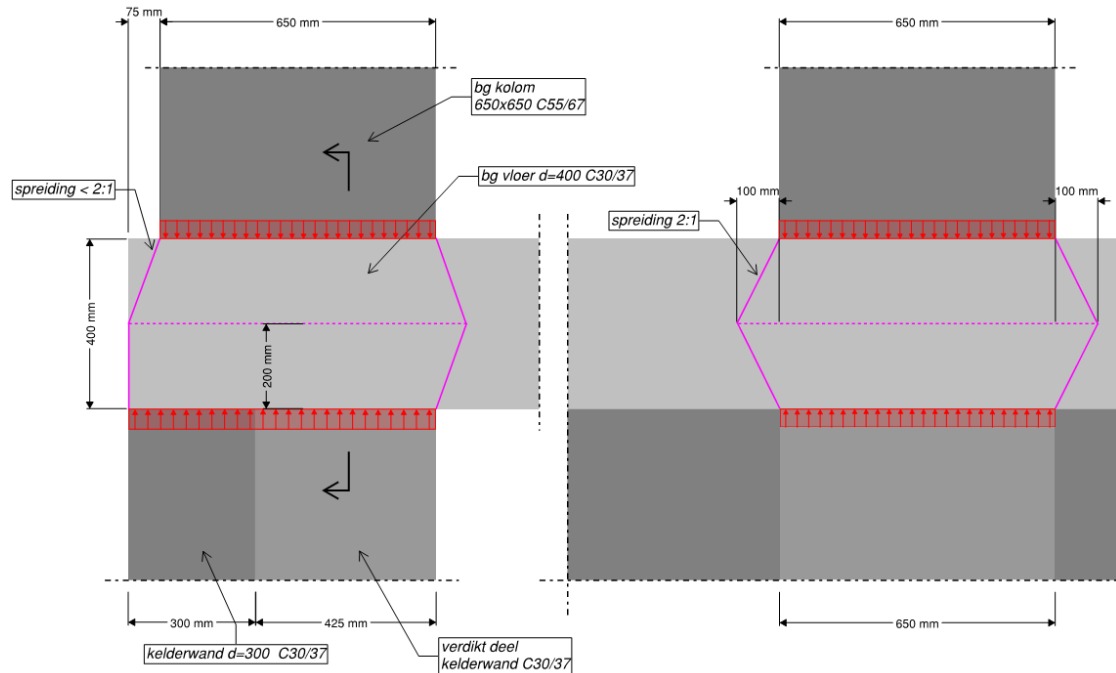
$$\begin{aligned}\sigma_{\text{gem},1} &= 2,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (breedterichting)} \\ \sigma_{\text{gem},2} &= 2,6 \text{ N/mm}^2 \text{ (lengterichting)} \\ F_{\text{trek},1} &= 2,7 \cdot 440 \cdot 1300 = 1544 \text{e}3 \text{ N} = 1544 \text{ kN} \\ F_{\text{trek},2} &= 2,6 \cdot 440 \cdot 800 = 915 \text{e}3 \text{ N} = 915 \text{ kN} \\ A_{\text{s,splijt},1} &= 1544/0,435 = 3550 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{s,splijt},2} &= 915/0,435 = 2104 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Bovenstaande spleijwapening is berekend bij een gemiddelde oplegdruk van $1,0 \cdot f_{\text{cd}}$. Indien de gemiddelde oplegdruk tussen $0,7 \cdot f_{\text{cd}}$ en $1,0 \cdot f_{\text{cd}}$ ligt mag naar rato van de oplegdruk de hoeveelheid spleijwapening worden bepaald.

3.4

Knoop kolom-vloer-kelderwand (as 10)

De snedekrachten in de begane grond kolommen op as 10 van de laagbouw worden via de begane grondvloer de kelderwand ingeleid, zie onderstaande afbeelding. De kelderwand is t.p.v. de kolommen plaatselijk verdikt in lijn met de kolommen.



De maatgevende snedekrachten in de begane grondkolom volgen uit SCIA model v38.2:

Kolom 650x650 as 10 L=4,3m								
Naam	dx [m]	Belasting	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S60	0	CO-012/1	-5953	-72	99	-1	-254	267
S60	4,3	CO-012/1	-5893	-72	99	-1	172	-41
S47	0	CO-001/1	-5297	24	301	-3	-422	-17
S47	4,3	CO-001/1	-5229	24	301	-3	871	88

De bovenstaande snedekrachten zijn ingevoerd in TS kolomwapening. De maatgevende snedekrachten ter hoogte van de vloeraansluiting treden op bij de kolommen op as 10 en zijn onderstaand weergegeven:

Art. 5.8.8.2

M_{0e}	[kNm]	: -125.07	185.27
$M_{Ed, boven}$	[kNm]	: 130.53	0.47
$M_{Ed, veld}$	[kNm]	: -125.07	185.27
$M_{Ed, onder}$	[kNm]	: -295.47	308.47
N_{Ed}	[kN]	: 6000.00	6000.00
M_{Ed}	[kNm]	: 295.47	308.47

De snedekrachten aan de onderzijde zijn ingevoerd in TS MN-kappa. Voor de druksterkte van de vloer mag volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.7 gerekend worden met spreiding:

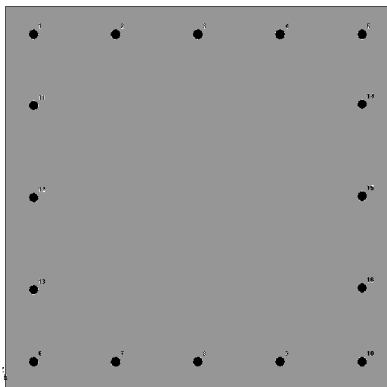
$$A_{c0} = 650 \times 650 = 423 \text{e}3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = (650 + 2 \times 75) \times (650 + 2 \times 100) = 680 \text{e}3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Vergrotingsfactor spreiding: } \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = 1,27$$

$$\text{Verhoogde betondruksterkte vloer: } f_{ck} \times 1,27 = 38 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{reken met C35/45}$$

In TS MN-kappa is gekozen voor stekken 16Ø16, zie onderstaand. Dit voldoet ruim.



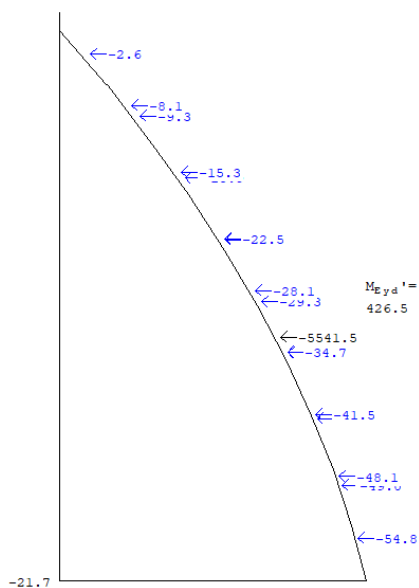
Sterkte

Art. 6.1 - Eurocode EN 1992-1-1

N_{Ed}	=	-6000.0 kN		
$M_{Ed,y;d}$	=	295.0 kNm	$M_{Ed,z;d}$	= 308.0 kNm
$M_{Ed,min}$	=	183.8 kNm	e_0	= 30.6 mm Art. 6.1 (4)
$M_{Ed} + M_{pw}$	=	426.5 kNm	M_R	= 859.9 kNm voldoet

Gemiddelde oplegdruk (check splijtwapening):

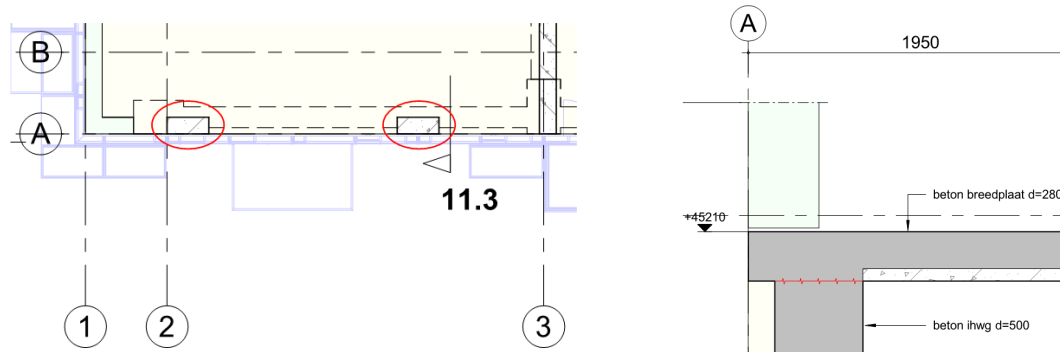
$$\sigma_{Ed,gem} = 21,7 \cdot 5/8 = 13,6 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot 30/1,5 = 14,0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{geen splijtwapening benodigd}$$



3.5

Knoop prefab gevelkolom-wandligger as A,J (11^e vv)

Ter hoogte van de 11^e verdiepingvloer sluiten de prefab gevelkolommen op as A en J aan op de ihwg wandligger.



Snedekrachten kolom

De kolom en de wandligger zijn uitgevoerd in betonkwaliteit C55/67.

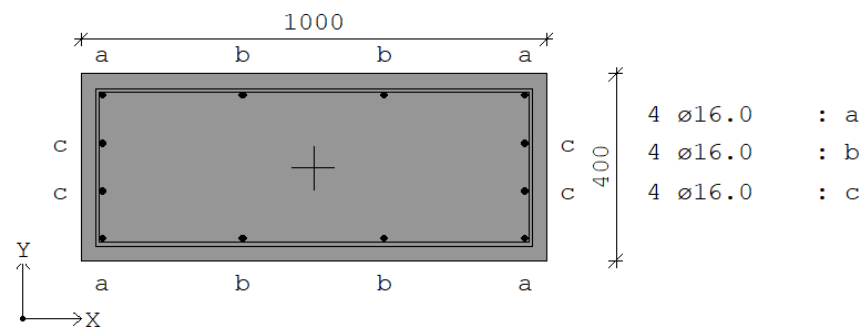
De maatgevende snedekrachten in de kolom (SCIA model v38.2):

Naam	dx [m]	Belasting	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S615	0	CO-011/1	-9368	-68	-311	-5	974	208
S615	3	CO-011/1	-9328	-68	-311	-5	43	3
Naam	dx [m]	Belasting	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S620	0	CO-023/1	-3422	-40	374	4	-995	113
S620	3	CO-023/1	-3395	-40	374	4	127	-6

Wapening kolom

De kolom is m.b.v. TS kolomwapening en TS construct gecontroleerd.

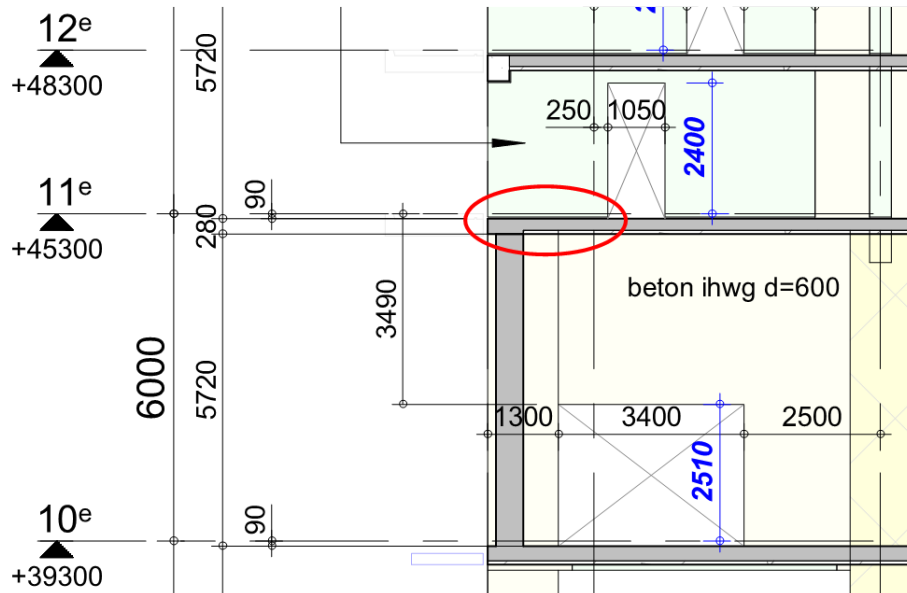
Wapening: 12Ø16 → i.v.m. detaillering 18Ø16 (0,9% A_c)



3.6

Knoop prefab wand as 3,4-ihwg wand as 3,4/wandligger as A,J (11^e vv)

Ter hoogte van de 11^e verdiepingvloer sluiten de prefab wanden op as 3 en 4 aan op de ihwg wanden op as 3 en 4 en op de wandligger op as A,J.

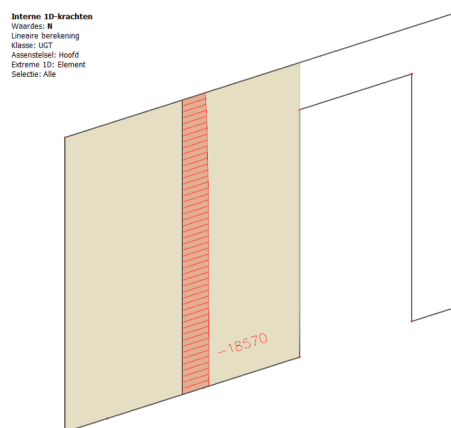


De prefab wand (d=400) op de 11^e verdieping is uitgevoerd in betonkwaliteit C80/95. De ihwg wanden en ihwg wandligger in C55/67.

Snedekrachten prefab wand

De maatgevende normaalkrachten (UGT) voor een wandbreedte van 2,2 m zijn onderstaand weergegeven (SCIA model v67.1):

$N_{Ed} = 18570 \text{ kN}$ (druk), er treedt geen trek op



Benodigde wapening prefab wanddeel

Druksituatie: uit berekening TS kolomwapening volgt min. wapening, neem praktisch Ø20-150 v/a (0,5%)

Toetsing oplegdruk

De oplegdruk bedraagt:

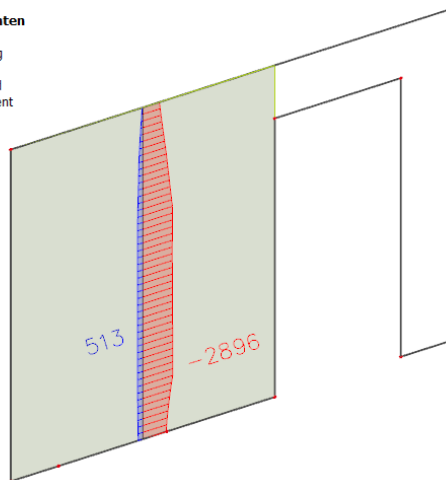
$$\sigma_{Ed} = 18.570 \text{ e3} / (2.200 \cdot 400) = 21,1 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot 55 / 1,5 = 25,7 \text{ N/mm}^2$$

→ geen spleijwapening benodigd in de vloer

Stekken op afschuiving

De maximale afschuifkracht in de wand bedraagt ~2900 kN (combi CO-098).

Gekozen wordt voor stekken Ø20-300 v/a. Onderstaand zijn de stekken gecontroleerd.

Interne 1D-krachtenWaardes: Vy
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Assenstelsel: Hoofd
Extreme 1D: Element
Selectie: Alle

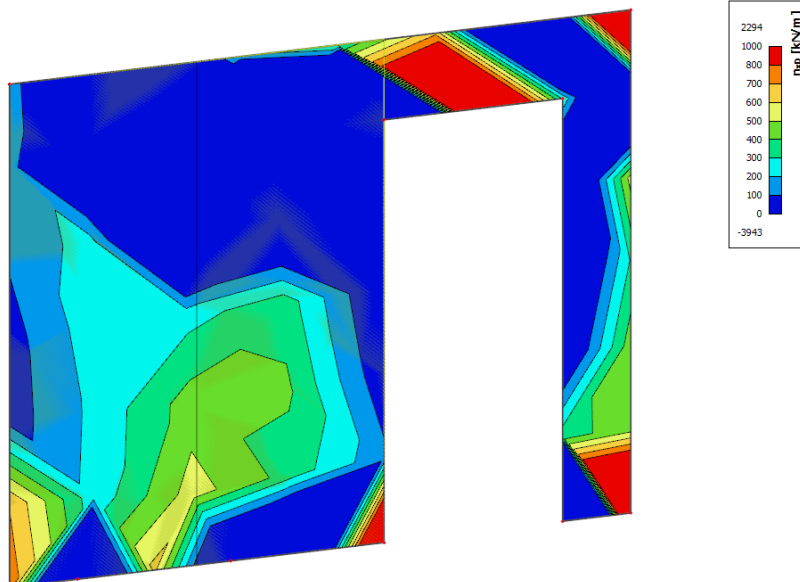
Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)		v5
Sterkte klasse beton	C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²
Betonstaal	B	500 B
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	$z =$	2200 mm
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	400 mm
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	2900 kN
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_l) =$	3,30 N/mm ²
Classificatie ruwheid oppervlak	zeer glad	
Ruwheidsfactor	$c =$	0,025
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,5
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,9 N/mm ²
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	18500 kN
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z \cdot b_l)$	21,02 N/mm ²
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 \cdot f_{cd}$	20,00 N/mm ²
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	20,00 N/mm ²
Wapening per m'	ϕ 20 -	300
Aantal rijen stekken	$n =$	2
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	4608 mm ²
Oppervlakte van de verbinding	$A_l = z \cdot b_l$	880000 mm ²
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_l =$	0,005236
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$	0,48
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	11,19 N/mm ²
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} =$	8,00 N/mm ²
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,41

Horizontale wapening

Onderstaand zijn de maximale horizontale trekrachten (UGT, SCIA model v67.1) in de wand weergegeven. Onderstaand zijn een aantal snedes gemaakt over de halve wandhoogte om de horizontale normaalkrachten goed af te kunnen lezen.

Interne 2D-krachten

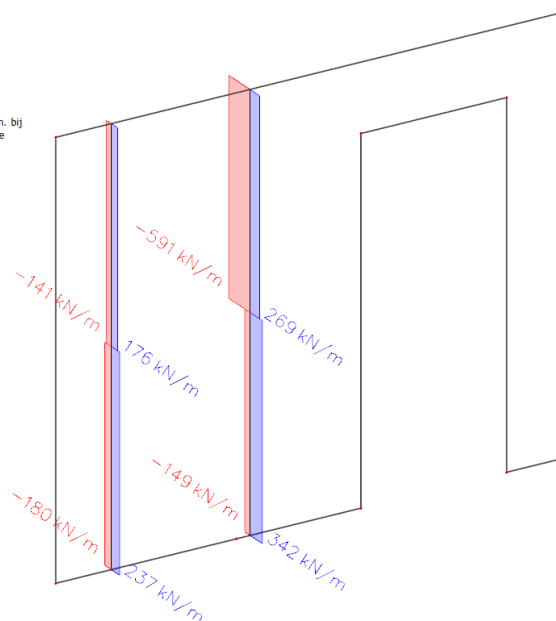
Waardes: n_{ub}
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Extrem: Element
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Rotatie van het vlakke systeem: LCS - 2D element



Onderstaand zijn vier snedes weergegeven. Twee snedes in de bovenste helft van de wand en twee in de onderste helft. De gemiddelde normaaltrekkraft in de snedes dient afgewapend te worden. De wapeningscapaciteiten zijn onderstaand berekend.

Interne 2D-krachten

Waardes: n_{ub}
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Baan: Gemiddeld
Extrem: Element
Selectie: Snede144, Snede148..Snede150
Locatie: In knooppunten gem. bij macro. Rotatie van het vlakke systeem: LCS - 2D element



Horizontale wapening:

$$\text{Ø16-150 v/a (2680 mm}^2\text{)} \rightarrow 2680 \cdot 0,435 = 1166 \text{ kN/m}$$

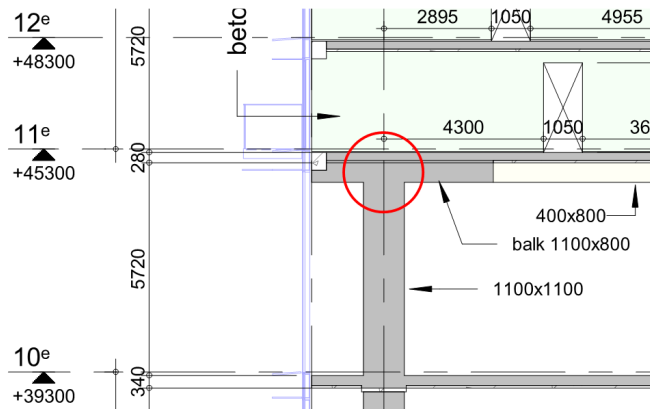
Samenvatting wapening

Hoofdwapening: Ø20-150
Stekken: Ø20-300
Hor. wapening: Ø16-150

3.7

Knoop prefab wand as C,E,G-kolom (11^e vv)

Ter hoogte van de 11^e verdiepingsvloer sluiten de prefab wanden op as C, E en G aan op de ihwg balk 1100x800 en ihwg kolommen 1100x1100 op de 10^e verdieping. De prefab wanden worden uitgevoerd in C80/95, de ihwg balk en kolom in C55/67.

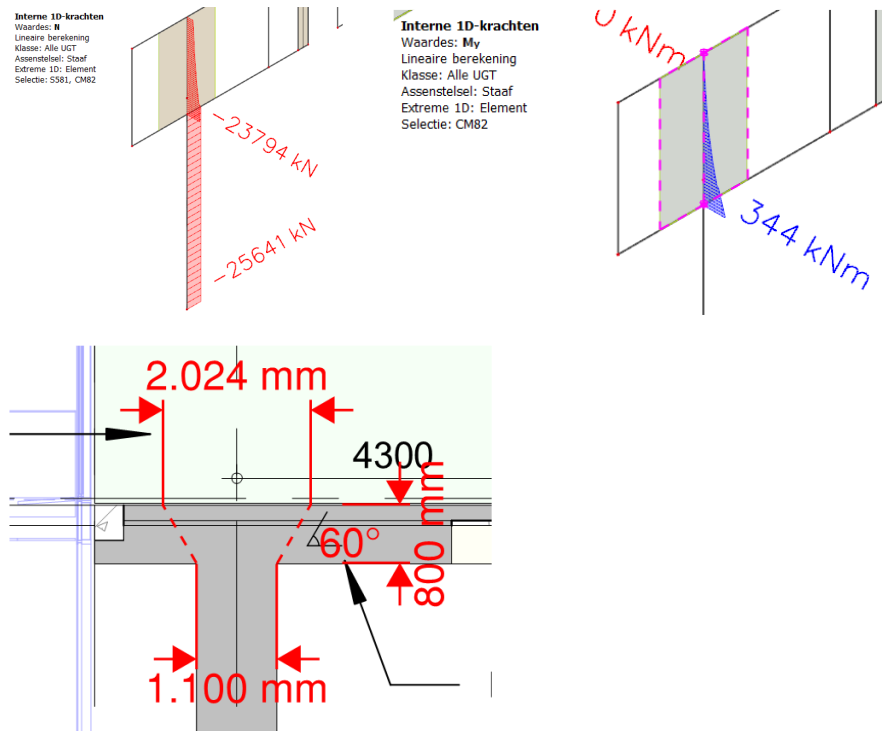


Inleiding normaaldrukkracht vanuit wand

De maatgevende normaaldrukkracht in de wand (breedte 2,0 m, gebaseerd op spreiding vanuit kolom, zie afbeelding onderstaand) bedraagt (SCIA model v38.0): $N_{Ed} = 23.800 \text{ kN}$. Het maximaal buigend moment bedraagt: $M_{Ed} = 344 \text{ kNm}$. Er treedt geen normaaltrekkracht op in de kolom/wand.

Berekening oplegdruk:

$$\sigma_{Ed} = 23.800 \text{ e}3 / (2000 \times 400) + 344 \text{ e}6 / (1/6 \times 2000 \times 400^2) = 29,8 + 6,5 = 36,3 \text{ N/mm}^2$$



Hoofdwapening wand

De wandwapening is gecontroleerd m.b.v. TS kolomwapening. De benodigde wapening is minimaal, gekozen wordt voor Ø20-150 v/a.

Stekken

De optredende snedekrachten aan de onderzijde van de wand t.b.v. de controle van de stekken volgt uit TS kolomwapening:

Art. 5.8.8.2

M_{0e}	[kNm]	:	330.00
$M_{Ed, boven}$	[kNm]	:	120.00
$M_{Ed, veld}$	[kNm]	:	330.00
$M_{Ed, onder}$	[kNm]	:	470.00
N_{Ed}	[kN]	:	24000.00
M_{Ed}	[kNm]	:	470.00

Rekenwaarde druksterkte mortelvoeg:

$f_{vd} = 32,8 \text{ N/mm}^2$ (uit TS kolomwapening bij C55/67) $\rightarrow \times 1,5 = 49,2 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C50/60}$

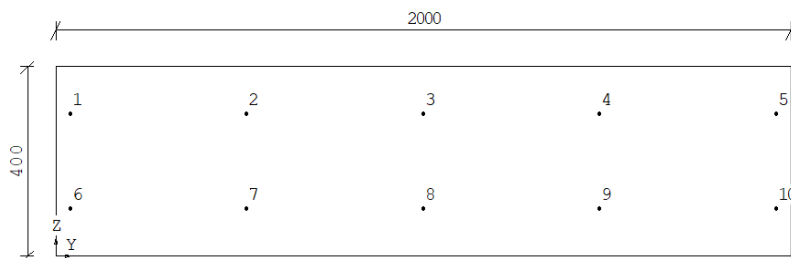
De stekken zijn berekend met TS MN kappa:

Stekken Ø20-500 (randafstand 100 mm, gains Ø68).

Wapening

nr.	y-coörd. [mm]	z-coörd. [mm]	Diameter [mm]	As/As [mm ²]	Perc. [%]	Staalqualiteit	Voorspanning [N/mm ²]
1	40.0	300.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
2	520.0	300.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
3	1000.0	300.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
4	1480.0	300.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
5	1960.0	300.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
6	40.0	100.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
7	520.0	100.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
8	1000.0	100.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
9	1480.0	100.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0
10	1960.0	100.0	20.0	314.2	100	B500A	0.0

Invoer Grafisch



Sterkte

Art. 6.1 - Eurocode EN 1992-1-1

N_{Ed}	=	-24000.0 kN			
$M_{Ey, d}$	=	470.0 kNm	$M_{Ez, d}$	=	0.0 kNm
$M_{Ed, min}$	=	480.0 kNm	e_0	=	20.0 mm Art. 6.1 (4)
$M_{Ed} + M_{pw}$	=	480.0 kNm	M_R	=	572.8 kNm voldoet

Controle steklengte in balk 1100x800:

Drukkracht per stek (volgt uit MN-kappa) = 517kN/5 = 103 kN

Drukspanning stek Ø20: $103 \times 3 / 314 = 328 \text{ N/mm}^2$

Benodigde verankeringslengte druk minimaal 400 mm → neem 700 mm.

VERANKERINGSLENGTE VOLGENS NEN-EN 1992-1-1 HOOFDSTUK 8:			v9
Algemene gegevens			
Betonsterkteklasse =		C50/60	
Staafdiameter =		20 mm	
Aanhechting =		Goed	
Staalspanning σ_{sd} =		328 N/mm ²	
Druk- of trekstaaf =		Druk	
Type verankerung =		Recht	
Dekking onderzijde c =		30 mm	
Dekking zijkant c ₁ =		30 mm	
Tussenafstand a =		150 mm	
Dekking cd = min {a/2; c ₁ } =		30 mm	
Dwarsdruk "P" aanwezig =		Nee	
Invloed dwarswapening meenemen =		Nee	
Basis verankeringslengte			
$f_{ctd} = f_{ctk, 0,05} / 1,5 =$		1,90 N/mm ²	
$f_{bd} = 2,25 * f_{ctd} * \eta_1 * \eta_2 =$		4,28 N/mm ²	
$l_{b,min} = \max \{0,6 * l_{b,rqd}; 10 * \varnothing; 100\} =$		230 mm	
$l_{b,rqd} = (\varnothing / 4) * (\sigma_{sd} / f_{bd}) =$		384 mm	
Rekenwaarde van de verankeringslengte			
$\alpha_1 = \text{Effect staaform} =$		1,0	
$\alpha_2 = \text{Effect minimum dekking} =$		1,0	
$\alpha_3 = \text{Effect opsluiting dwarswapening} =$		1,0	
$\alpha_4 = \text{Invloed gelaste dwarsstaven} =$		1,0	
$\alpha_5 = \text{Effect drukspanningen loodrecht} =$		1,0	
Product $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7 =$		1,0	
Verankeringslengte $l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} =$		384 mm	

Splijtwapening in wand

T.g.v. de drukinleiding ontstaan horizontale trekspanningen evenwijdig met de wand.

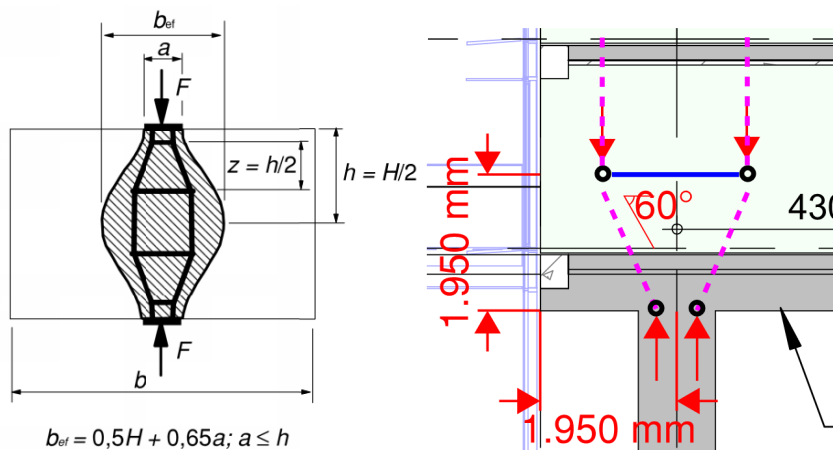
Om de trekspanningen op te nemen is splijtwapening benodigd. De benodigde splijtwapening is onderstaand berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.3.

$$T = 1/4 * (1 - 0,7 * a/h) * F = 1/4 * (1 - 0,7 * 1100/1900) * 23.800 = 3539 \text{ kN}$$

$$a = 1100 \text{ mm}$$

$$h = (3000 + 800) / 2 = 1900 \text{ mm (balkhoogte meegenomen)}$$

$$A_{s,req} = 3539 / 1,9 / 0,435 = 4282 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 20-150 \text{ v/a (4187 mm}^2) + \text{bijleg } 1\varnothing 20$$



Splijtwapening in vloer (dwars op wand)

Gemiddelde oplegdruk:

$$\sigma_{Ed,gem} = 23.800e3 / (2000 * 400) = 29,8 \text{ N/mm}^2 > 0,7 * 55 / 1,5 = 25,7 \text{ N/mm}^2$$

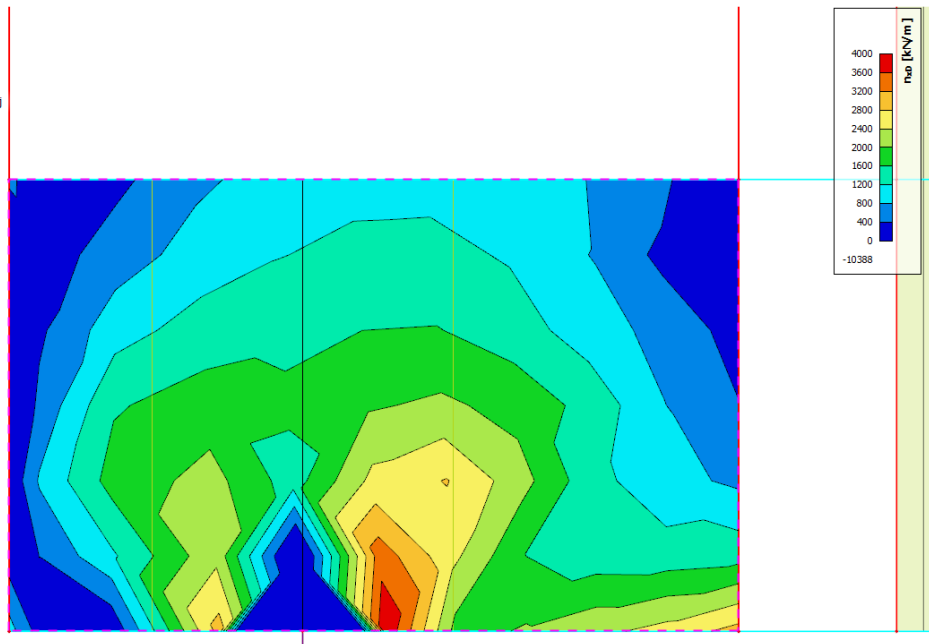
→ splijtwapening benodigd in de vloer

Horizontale wapening

Onderstaand zijn de maximale horizontale trekkrachten (UGT, SCIA model v38.4) in de wand weergegeven. Er zijn een viertal snedes gemaakt over de halve wandhoogte om de horizontale normaalkrachten goed af te kunnen lezen. Twee snedes in de bovenste helft van de wand en twee in de onderste helft. De gemiddelde normaaltrekkracht in de snedes dient afgewapend te worden. De wapeningscapaciteiten zijn onderstaand berekend.

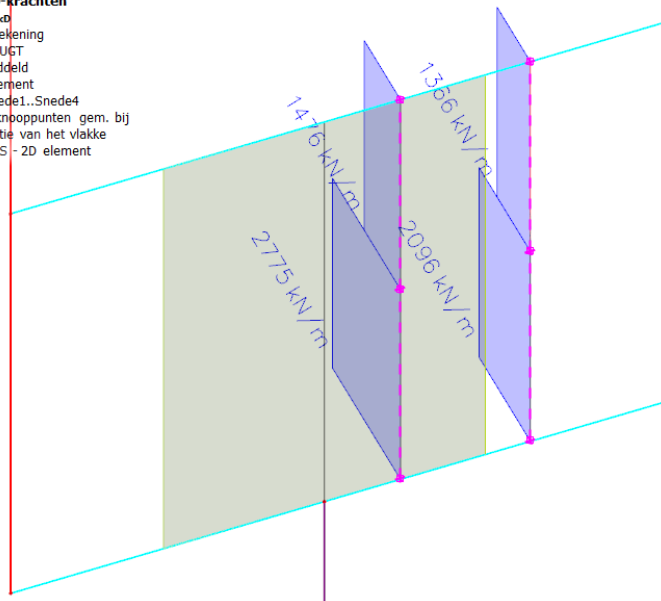
Interne 2D-krachten

Waarden: nxd
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Extreem: Globaal
Selectie: E3606
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Rotatie van het vlakke
systeem: LCS - 2D element



Interne 2D-krachten

Waarden: nxd
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Baan: Gemiddeld
Extreem: Element
Selectie: Snede1..Snede4
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Rotatie van het vlakke
systeem: LCS - 2D element



Horizontale wapening:

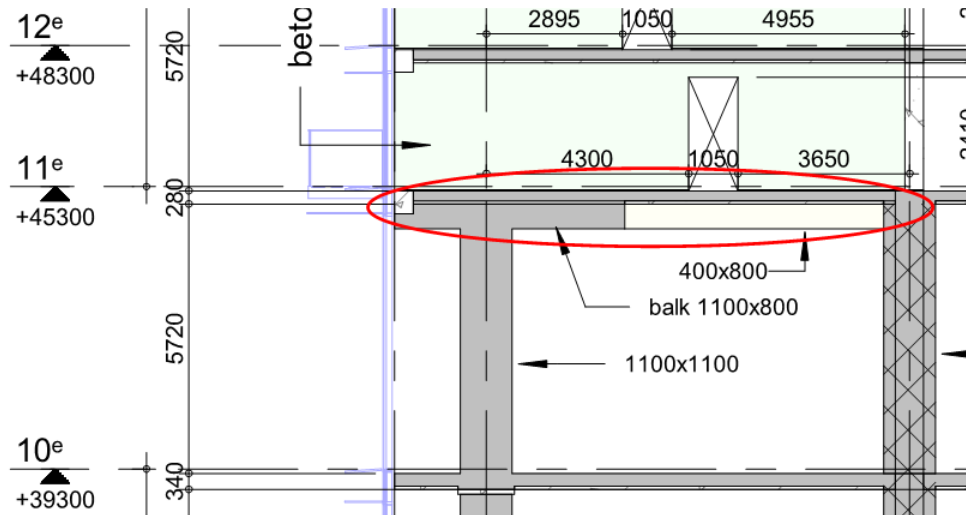
$$\text{Ø20-150 v/a (4187 mm}^2\text{)} \rightarrow 4187 * 0,435 = 1821 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ø20-100 v/a (6280 mm}^2\text{)} \rightarrow 6280 * 0,435 = 2732 \text{ kN/m}$$

3.8

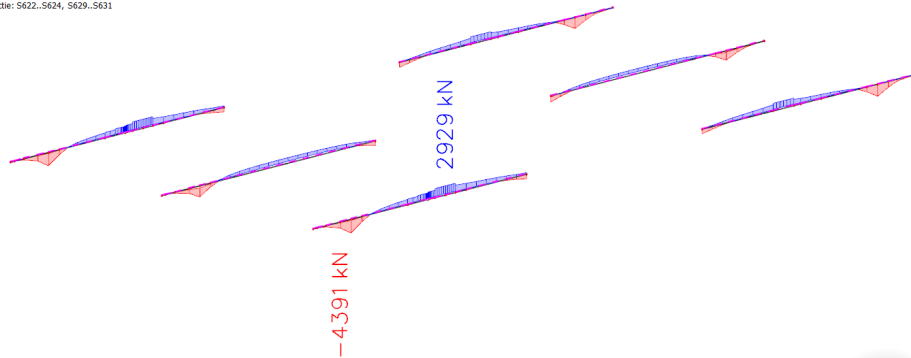
Balk 800x400 as C,E,G (11^e vv)

De balk 800x400 op as C,E,G fungeert als trekband, zie onderstaand.



De maatgevende trekkracht (SCIA model v38.0) bedraagt: $N_{Ed} = 3.000 \text{ kN}$ (zie onderstaand)

Interne 1D-krachten
Waarden: N
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Staal
Extreme 1D: Global
Selectie: S622..S624, S629..S631



Overige snedekrachten t.p.v. max. trekkracht:

$$M_{Ed} = 131 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 165 \text{ kN}$$

Wapening

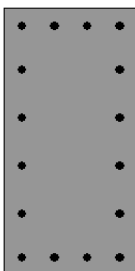
De doorsnede is gecontroleerd met TS Construct.

Benodigde wapening:

b/o 4Ø25

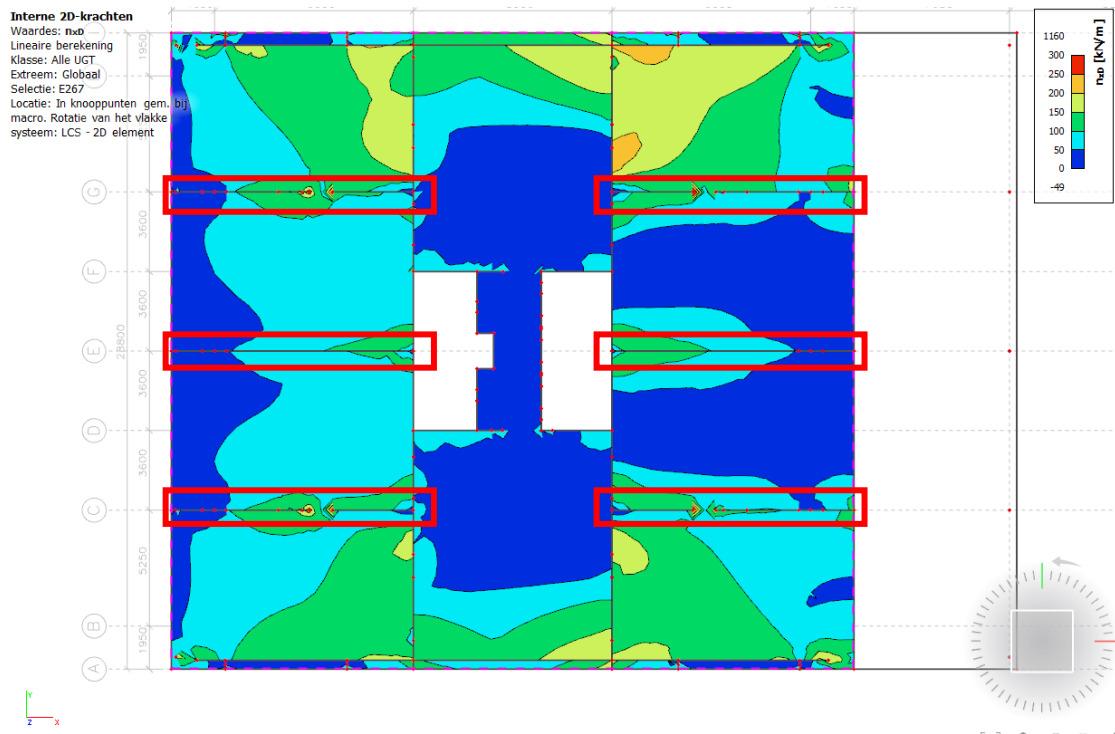
flank 2x4Ø25

bgls Ø10-150 praktisch



Controle trekkrachten in vloer

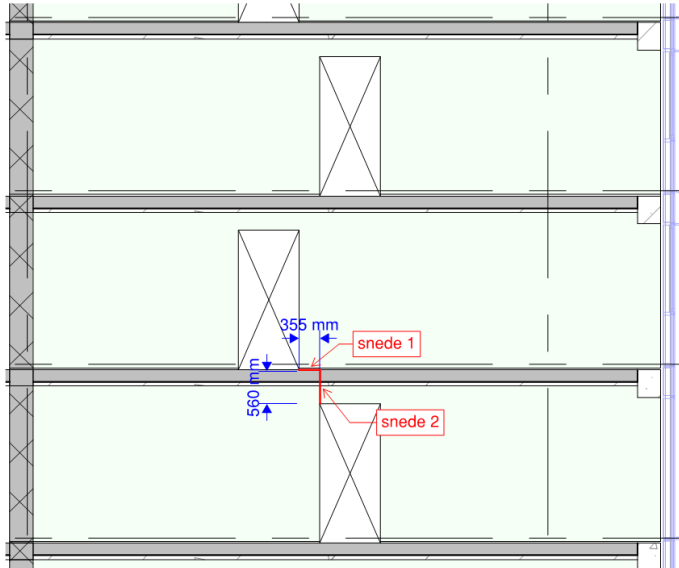
Evenwijdig aan de balken op as C,E,G treden geringe trekkrachten in de vloer op, zie onderstaand. De trekkrachten bedragen maximaal ~150 kN/m. Benodigde wapening in de vloer evenwijdig aan balk: A;s = 345 mm².



3.9

Prefab wand as C en G (toetsing snede b=355mm)

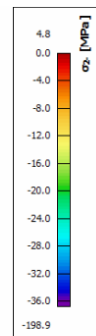
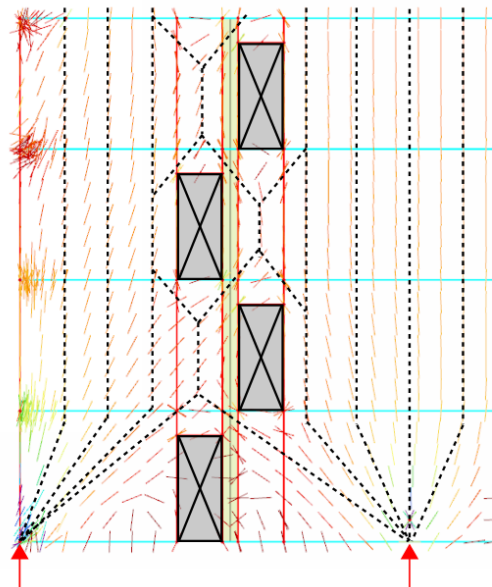
Door het verspringen van de deursparingen blijft er een smal penant over tussen de deursparingen waar een normaal druk- of trekkracht doorgeleid dient te worden. In deze paragraaf wordt dit onderdeel gecontroleerd. Onderstaand worden twee snedes weergegeven die worden gecontroleerd.



Wanden d=400 (11^e-14^e vv)

In onderstaande afbeelding zijn voor één maatgevende combinatie de druktrajectoriën weergegeven. De belangrijkste belastingpaden zijn met zwarte stippellijnen weergegeven.

2D-spanning/-rek
Waardes: σ_x
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



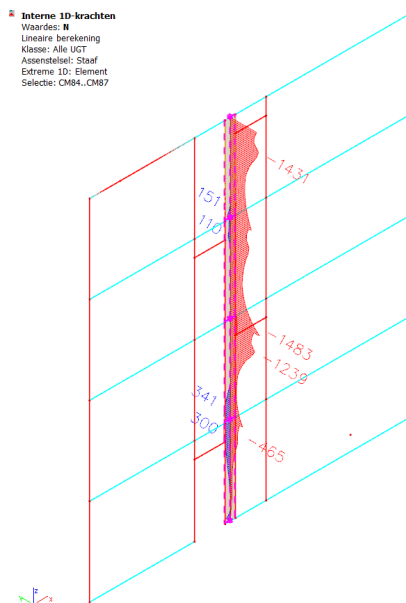
Snede 1 (stekken 4Ø25)

Om de krachten goed af te kunnen lezen zijn verticale integratiestroken met een breedte van 355 mm aangebracht tussen de deursparingen. De maatgevende krachten (SCIA model v52.0 UGT):

$N_{Ed} = 1483 \text{ kN}$ (druk) met $V_{Ed} = 739 \text{ kN}$ (combi CO-014)

$N_{Ed} = 214 \text{ kN}$ (druk) met $V_{Ed} = 482 \text{ kN}$ (combi CO-011)

$N_{Ed} = 341 \text{ kN}$ (trek) met $V_{Ed} = 30 \text{ kN}$ (combi CO-054)



Drukspanning beton: $\sigma_{Ed} = 1483e3 / (400 \cdot 355) = 10,4 \text{ N/mm}^2 < 55/1,5 = 36,7 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$
Drukspanning voeg: $\sigma_{Ed} < f_{vd} = 32,8 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$ (voeg K70, $k_1=0,9$, C55/67)
Splijtwapening: $\sigma_{Ed} < 0,7 \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 36,7 = 25,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{geen splijtwap. benodigd}$

Controle afschuiving bij druk door stekken, zie onder. Akkoord.

Controle trek+schuif: $A_s = \sqrt{(341^2 + 30^2)} / 0,435 = 787 \text{ mm}^2 (< 1964 \text{ mm}^2)$

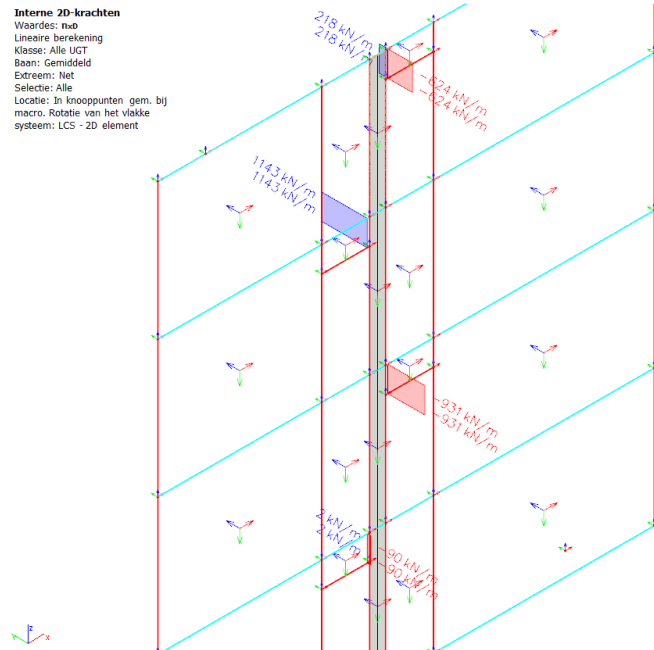
Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)			v5
Sterkte klasse beton	C50/60		
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$		
Betonstaal	B 500 B		
Hebboomsarm samengestelde doorsnede	$z = 355 \text{ mm}$		
Breedte van het aansluitvlak	$b_l = 400 \text{ mm}$		
Dwarskracht	$V_{Ed} = 482 \text{ kN}$		
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta = 1,0$		
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edl} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_l) = 3,39 \text{ N/mm}^2$		
Classificatie ruwheid oppervlak	zeer glad		
Ruwheidsfactor	$c = 0,025$		
Ruwheidsfactor	$\mu = 0,5$		
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,9 \text{ N/mm}^2$		
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 33,3 \text{ N/mm}^2$		
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$		
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} = 214 \text{ kN}$		
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{N1} = N_{Ed} / (z \cdot b_l) = 1,51 \text{ N/mm}^2$		
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{N2} = 0,6 \cdot f_{cd} = 20,00 \text{ N/mm}^2$		
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_N = 1,51 \text{ N/mm}^2$		
Wapening per m'	$\phi 25 - 355$		
Aantal rijen stekken	$n = 4$		
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s = 1963 \text{ mm}^2$		
Oppervlakte van de verbinding	$A_v = z \cdot b_l = 142000 \text{ mm}^2$		
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_v = 0,013827$		
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha = 90^\circ$		
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,48$		
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdl} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 3,81 \text{ N/mm}^2$		
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdl,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 8 \text{ N/mm}^2$		
Unity check	$UC = V_{Edl} / V_{Rdl} = 0,89$		

Snede 2

Om de krachten goed af te kunnen lezen zijn verticale snedes met een hoogte van 560 mm aangebracht boven de deursparingen. De maatgevende krachten (SCIA model v52.0 UGT):

$N_{Ed} = 931 \text{ kN/m}$ (druk)

$N_{Ed} = 1143 \text{ kN/m}$ (trek)



Benodigde wapening door snede t.g.v. trek:

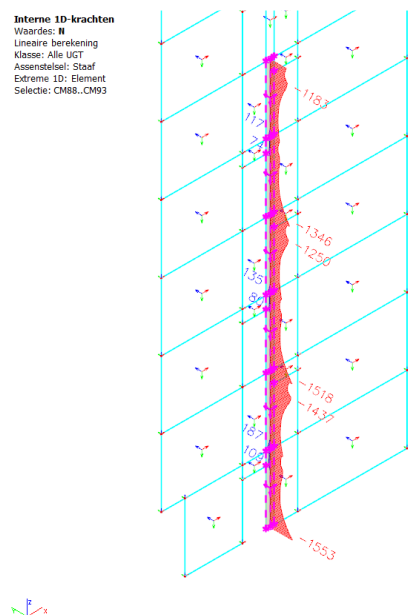
$$A_{s,hor} = 1143/0,435 = 2627 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 10\text{Ø}20 \text{ (3140 mm}^2/\text{m)}$$

Wanden d=300 (15^e en hoger)**Snede 1 (stekken 2Ø20)**

Om de krachten goed af te kunnen lezen zijn verticale integratiestroken met een breedte van 355 mm aangebracht tussen de deursparingen. De maatgevende krachten (SCIA model v52.0 UGT):

$N_{Ed} = 1553 \text{ kN}$ (druk) met $V_{Ed} = 650 \text{ kN}$ (combi CO-002)

$N_{Ed} = 187 \text{ kN}$ (trek) met $V_{Ed} = 132 \text{ kN}$ (combi CO-054)



Drukspanning beton: $\sigma_{Ed} = 1553 \text{e}3 / (300 \cdot 355) = 14,6 \text{ N/mm}^2 < 55 / 1,5 = 36,7 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$
 Drukspanning voeg: $\sigma_{Ed} < f_{vd} = 32,8 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$ (voeg K70, $k_1=0,9$, C55/67)
 Splijtwapening: $\sigma_{Ed} < 0,7 \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 36,7 = 25,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ geen splijtwap. benodigd

Controle afschuiving bij druk door stekken, zie onder. Akkoord.

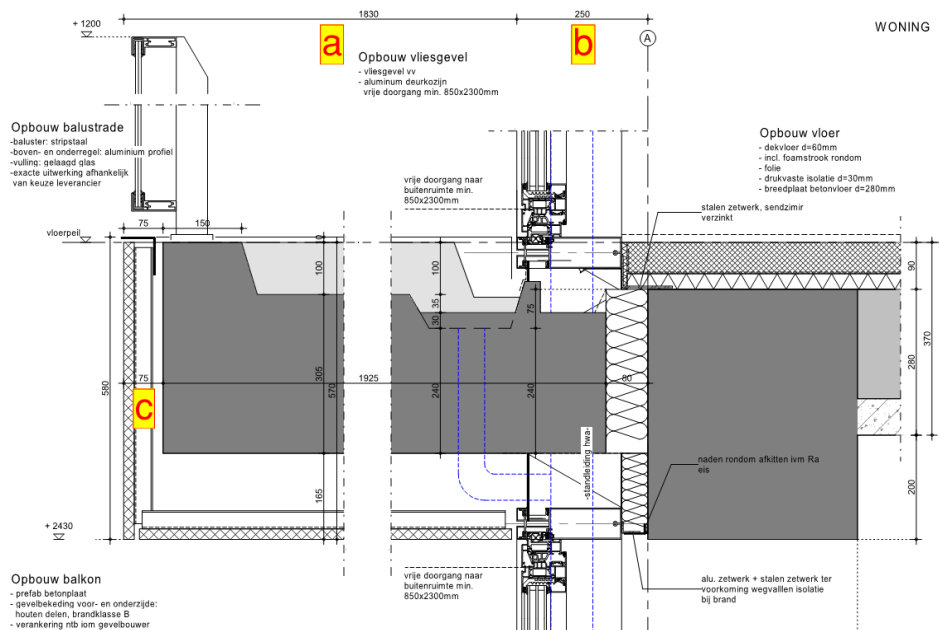
Controle trek+schuif: $A_s = \sqrt{(187^2 + 132^2)} / 0,435 = 526 \text{ mm}^2 (< 628 \text{ mm}^2)$

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)		v5
Sterkte klasse beton	C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	
Betonstaal	B 500 B	
Helboomsarm samengestelde doorsnede	$z = 355 \text{ mm}$	
Breedte van het aansluitvlak	$b_s = 300 \text{ mm}$	
Dwarskracht	$V_{Ed} = 650 \text{ kN}$	
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta = 1,0$	
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_s) = 6,10 \text{ N/mm}^2$	
Classificatie ruwheid oppervlak	zeer glad	
Ruwheidsfactor	$c = 0,025$	
Ruwheidsfactor	$\mu = 0,5$	
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = \alpha_{ctd} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,9 \text{ N/mm}^2$	
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 33,3 \text{ N/mm}^2$	
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$	
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} = 1553 \text{ kN}$	
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{t1} = N_{Ed} / (z \cdot b_s) = 14,58 \text{ N/mm}^2$	
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{t2} = 0,6 \cdot f_{td} = 20,00 \text{ N/mm}^2$	
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n = 14,58 \text{ N/mm}^2$	
Wapening per m'	$\phi 20 - 355$	
Aantal rijen stekken	$n = 2$	
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s = 628 \text{ mm}^2$	
Oppervlakte van de verbinding	$A_v = z \cdot b_s = 106500 \text{ mm}^2$	
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_v = 0,0059$	
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha = 90^\circ$	
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6 [1 - f_{ctd} / 250] = 0,48$	
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rd1} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{td} (\mu + \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 8,62 \text{ N/mm}^2$	
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rd1,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 8 \text{ N/mm}^2$	
Unity check	$UC = V_{Ed} / V_{Rd1} = 0,76$	

3.10 Aansluiting balkon-randbalk-woningvloer

3.10.1 Keuze isokorf

Bouwkundig detail (INBO nr. 21.231)



De belasting van het gevelpakket wordt direct op vloer afgedragen, dus niet via het balkon en de isokorf. Rekening wordt gehouden dat $UC < 0,8$ i.v.m. robuustheid en het beperken van de doorbuiging. De netto minimale doorsnede van het balkon op het laagste punt van de goot bedraagt 240 mm.

Er is op dit moment gekozen voor een Isokorf type T-K-E-M8-V1-REI120-CV30-H240.

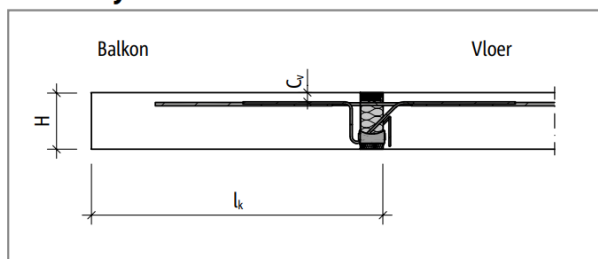
Geometrie balkon						
	Lengte a	1830	mm			
	Lengte b	250	mm			
	Lengte c	75	mm			
	a+b-c	2005	m	lengte prefab balkon		
	a+b	2080	m	afstand isokorf tot rand balkon		
	hoogte baluster	1200	mm			
	hoogte gevelbekleding	600	mm			
	lengte balkon	3000	mm			
	lengte isokorf	2000	mm			
Vlaklast		d	γ	P	q;k	q;d
		mm	kN/m ³	kN/m ²	kN/m	kN/m
Permanent	Prefab betonplaat	225	25,0	5,63	11,28	
	Houten terrasdelen	0	6,0	0,00	0,00	
	Gevelbekleding	20	10,0	0,20	0,40	
				5,83	11,7	15,4
Veranderlijk				2,50	5,0	8,3
Lijnlast		d	γ	h	L	q;k
		mm	kN/m ³	mm	mm	kN/m
Permanent	Glazen balustrade	8	25	1200	6810	0,54
	Gevelbekleding	40	10,0	600	6810	0,24
						0,78
						1,0
Reactiekracht op vloerrand		vlaklast		lijnlast		
	Vd =	23,7	+	1,0	=	24,7 kN/m
	Md =	23,7	+	2,2	=	25,9 kNm/m
Reactiekracht op isokorf						
	Vd =	37,1	kN/m			
	Md =	38,9	kNm/m			
Toetsing isokorf		Isokorf type T-K-E-M8-V1-REI120-CV30-H240.				
	VRd =	99,5	kN/m	UC =	0,37	
	MRd =	91	kNm/m	UC =	0,43	

Type isokorf

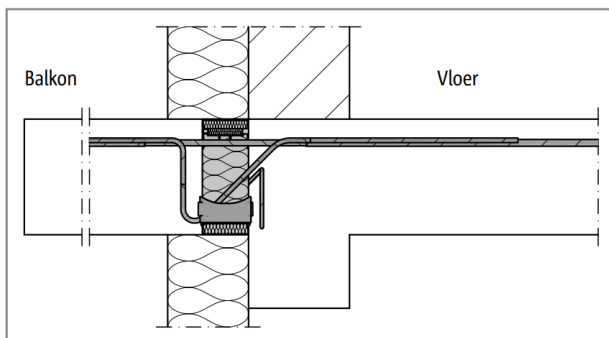
T-K-E-M8-V1-REI120-CV30-H240-L1000 → 2 stuks (totaal 2,0 m)

T-K-E-M8-V1-REI120-CV30-H240-L500 → 2 stuks + 1 stuk L1000 (totaal 2,0 m) bij balkon
t.p.v. prefab kolom, zie volgende pagina**Dimensionering C25/30**

Schöck Isokorf® type				K-T-M7	K-E-M8	K-T-M9	K-T-M10	K-T-M10
Capaciteit (rekenwaarde)	Betondekking CV [mm]			Betonsterkteklasse ≥ C25/30				≥ C30/37
	CV30	CV35	CV50	$m_{Rd,y}$ [kNm/m]				
Isokorf® hoogte H [mm]	-	160	-	40,1	44,3	48,1	51,6	56,1
	160	-	180	42,7	47,2	51,2	54,3	59,7
	-	170	-	45,0	49,9	54,0	57,1	63,0
	170	-	190	47,6	52,7	57,1	59,9	66,6
	-	180	-	49,9	55,4	59,9	62,6	69,9
	180	-	200	52,5	58,2	63,0	65,4	73,5
	-	190	-	54,9	60,9	65,8	68,2	76,8
	190	-	210	57,4	63,7	68,9	71,0	80,4
	-	200	-	59,7	66,4	71,7	73,7	83,6
	200	-	220	62,3	69,2	74,7	76,5	87,2
	-	210	-	64,6	71,8	77,6	79,3	90,5
	210	-	230	67,2	74,6	80,6	82,0	93,7
	-	220	-	69,5	77,3	83,4	84,8	96,9
	220	-	240	72,0	80,1	86,4	87,6	100,1
	-	230	-	74,4	82,7	89,2	90,3	103,3
	230	-	250	76,9	85,5	92,3	93,1	106,5
	-	240	-	79,2	88,2	95,1	95,9	109,8
	240	-	-	81,7	91,0	98,1	98,7	113,0
	-	250	-	84,1	93,6	100,9	101,4	116,2
	250	-	-	86,6	96,4	103,9	104,2	119,4
				$v_{Rd,s}$ [kN/m]				
V1				99,5	99,5	99,5	124,4	124,4
VV1				99,5/-49,8	-	-	124,4/-49,8	124,4/-49,8

Statisch systeem

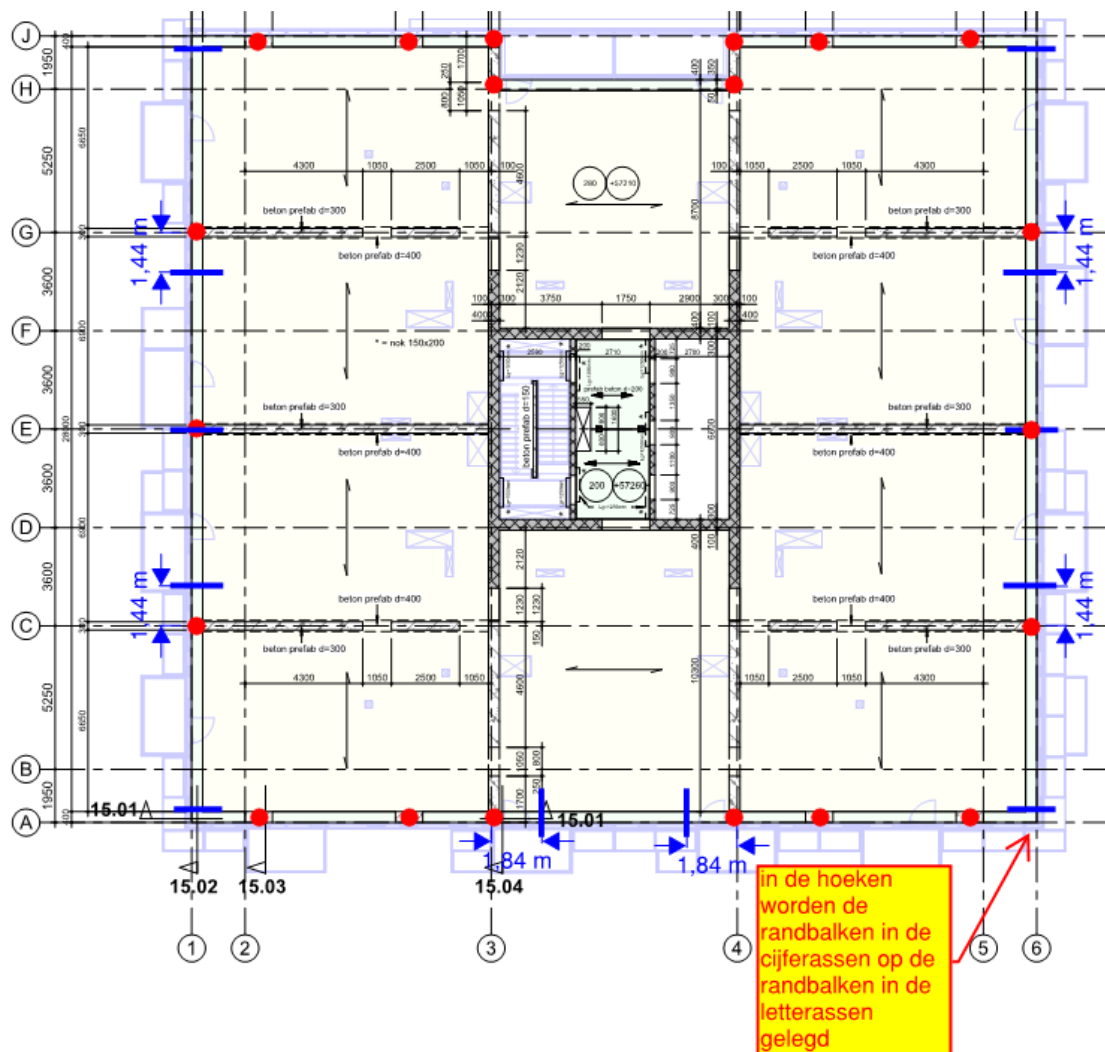
Afb. 40: Schöck Isokorf® T type K-E, K-T: Statisch systeem



Afb. 36: Schöck Isokorf® T type K-E, K-T: Aansluiting bij randbalk en ETICS

3.10.2 Prefab randbalk

De prefab randbalk (C55/67) wordt uitgevoerd als gerberligger met voorlopig de delingen op 1/5 van de overspanning. De prefab randbalk op as 1 en 6 wordt i.v.m. de bouwmethode ook gedeeld t.p.v. van as E. De delingen in de randbalk zijn in onderstaande plattegrond met blauw weergegeven. Afhankelijk van de bouwvolgorde kunnen deze delingen nog schuiven. De oplegpunten zijn met rood weergegeven.



Belastingen

Eigen gewicht gevelbalk

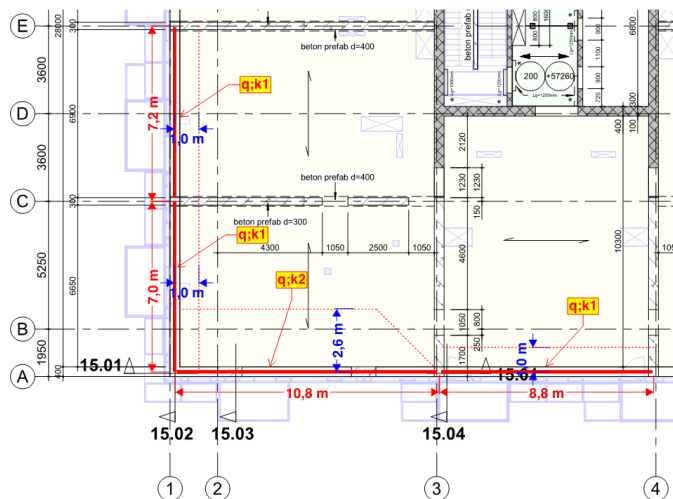
Het eigen gewicht wordt in het rekenprogramma automatisch meegenomen.

Balkon

Permanent: $q;k = 11,7 + 0,78 = 12,5 \text{ kN/m}$ (zie berekening voorgaand)
Veranderlijk: $q;k = 5,0 \text{ kN/m}$

Vloer

Permanent: $q;k1 = 8,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 8,2 \text{ kN/m}$
 $q;k2 = 8,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \text{ m} = 21,3 \text{ kN/m}$
Veranderlijk: $q;k1 = 2,55 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \text{ m} = 2,6 \text{ kN/m}$
 $q;k2 = 2,55 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \text{ m} = 6,6 \text{ kN/m}$



Gevel

Vliesgevel: $q;k = 3,00 \text{ kN/m}$
Zonnepanelen: $q;k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (aanname)

Rekenmodel (Bestand: Prefab gevelbalk 480x400 v2.rww)

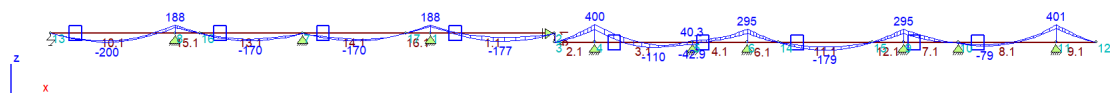
De randbalk is berekend in Technosoft liggers.

De balkonconfiguratie voor de 11^e t/m 14^e verdieping is verschillend. Alle vier de configuraties zijn doorgerekend.

UGT momenten

$M_{Ed,max,stp} = 401 \text{ kNm}$

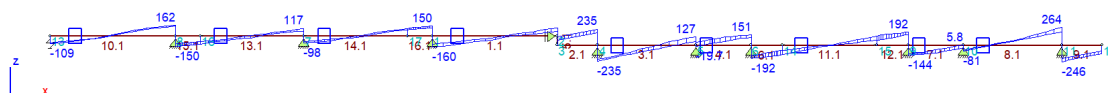
$M_{Ed,max,veld} = 179 \text{ kNm}$



UGT dwarskrachten

$V_{Ed,max} = 264 \text{ kN}$

$V_{Ed,max,gerber} = 136 \text{ kN}$



Wapening randbalk*Bovenwapening*As A: $M_{Ed,max,stp} = 401 \text{ kNm} \rightarrow 4\emptyset 25 + 2\emptyset 20$ As 1 en 6: $M_{Ed,max,stp} = 188 \text{ kNm} \rightarrow 4\emptyset 20$ *Onderwapening*As A: $M_{Ed,max,veld} = 179 \text{ kNm} \rightarrow 4\emptyset 20$ As 1 en 6: $M_{Ed,max,veld} = 200 \text{ kNm} \rightarrow 4\emptyset 20$

Onderstaand is als voorbeeld de berekening bij een optredend buigend moment van 401 kNm weergegeven. Als betonkwaliteit is in de berekening C50/60 ingevoerd i.p.v. C55/67.

NEN-EN 1992-1-1 (6.1 & 7.3)		Buigwapening + scheurwijdte		v9	
Betongegevens:					
Betonkwaliteit	C	50 / 60	$f_{ck} =$	50	N/mm ²
Staalkwaliteit	B	500	$f_{cd} =$	33	N/mm ²
Milieuklasse		XC1	$f_{ctm} =$	4,1	N/mm ²
Ontwerplevensduur		50 jaar	$f_{yd} =$	435	N/mm ²
Kwaliteitsbeheersing		nee			
Stortwijze		in bekisting			
Oppervlaktebehandeling beton		geen			
Constructie element		balk			
Beugeldiameter		8 mm			
Afmetingen:					
Hoogte	h =	480 mm			
Breedte	b =	400 mm			
Dekking	c =	30 mm	$c_{nom} =$	30	mm
Nuttige hoogte	d =	430 mm			
Drukzonehoogte ULS	$x_u =$	103 mm	$x_u / d =$	0,240	mm
Belastingen:					
Moment	$M_{Ed} =$	401,0 kNm	$A_{s;req} =$	2368	mm ²
Moment	$M_{freq} =$	308,5 kNm		2368	
Scheurmoment	$M_{cr} =$	62,5 kNm			
Wapening:					
	aantal	diam.			voldoet
Buigtrek wapening	4	$\emptyset 25$ -	mm	$A_{s;prov} =$	2592 mm ²
Buigtrek wapening	2	$\emptyset 20$ -	mm	$\rho_l =$	1,51 %
Scheurvorming:					
					voldoet
Staalspanning	$\sigma_s = M_{freq} / (d - x_{\infty} / 3) / A_{s;prov} =$		311,3	N/mm ²	
Dekking op trekwapening				38	mm
Factor	$k_x = c_{toegepast} / c_{nominaal} \leq 2,0 =$		1,27		
Maximale scheurwijdte norm	$w_{max} =$		0,510	mm	
Elasticiteitsmodulus beton	$E_{cm} = 22 * (f_{cm} / 10)^{0,3} =$		37278	N/mm ²	
Factor	$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$		5,37		
Drukzone SLS	$x_{\infty} = (-\alpha_e * \rho_l + \sqrt{(\alpha_e * \rho_l)^2 + (2 * \alpha_e * \rho_l)}) * d =$		142	mm	
Effectieve hoogte bij balk	$h_{c,ef} = 2,5 * (h - d) =$		126	mm	
Effectieve hoogte bij vloer	$h_{c,ef} = (h - x_{\infty}) / 3 =$		113	mm	
Effectieve hoogte	$h_{c,ef} =$		126	mm	
Wapeningsverhouding	$\rho_{p,eff} = A_{s;prov} / b * h_{c,ef} =$		0,051		
Scheurafstand	$s_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \emptyset / \rho_{p,eff} =$		207,3	mm	
Scheurafstand	$s_{r,max} \leq \max((50 - 0,8 * f_{ck}) \emptyset \text{ en } 15 \emptyset) =$		354	mm	
Wapeningsrek - betonrek	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$		0,001354		
Minimum criteria	minimum = $0,6 * \sigma_s / E_s =$		0,00093		
Scheurwijdte	$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$		0,280	mm	

Dwarskracht

Max. dwarskracht: 264 kN → reken met 270 kN

Neem Ø8-150 2-sn bij pieken, overig Ø8-300 2-sn

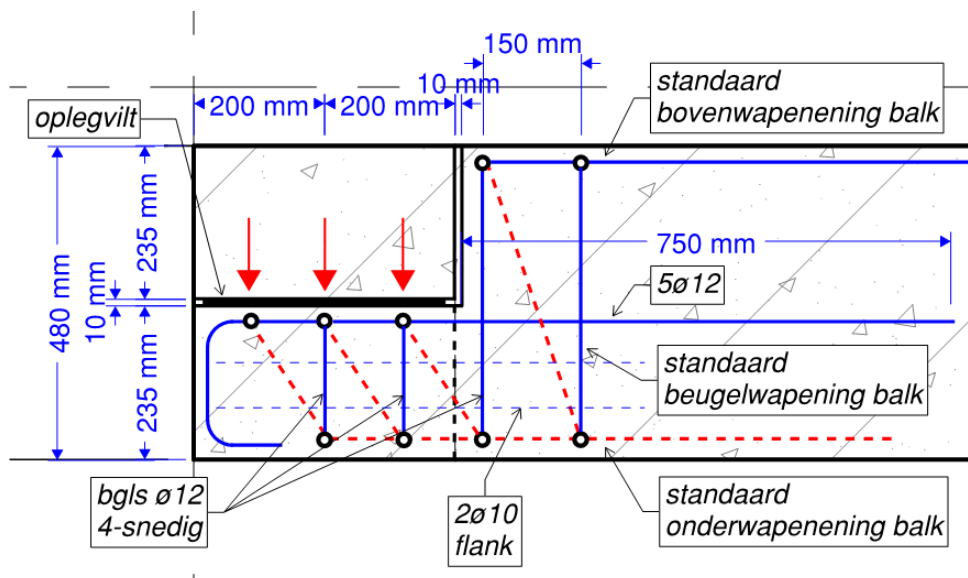
Beton - Dwarskracht voor vierkante doorsneden								v9
conform EC 1992-1-1, Hoofdstuk 6.2								
Balkbreedte (b) =	400	mm	ρ_i :	1,38	%			
Balkhoogte (h) =	480	mm	$A_{s,provided}$	2362	mm ²			
Dekking + bgl + 1/2 ϕ_{lang} =	52,5		hoek Θ =	21,8	°			
Nuttige hoogte d =	428	mm	$\cot \Theta$ =	2,50		$V_{Rd,c,bovengrens}$:	141,8	kN
Betonkwaliteit =	C50	/60	v_1 :	0,48		$V_{Rd,c,ondergrens}$:	92,5	kN
Wapeningskwaliteit =	B500	A	schaalfactor k =	1,7		$V_{rd,max}$:	849,1	kN
								V_{ed} [kN]
								270
beugels								
	ϕ	h.o.h.	sneden	A [mm ² /mm]	$V_{Rd,s}$ [N/mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_d [kN]	u.c.
zonder beugels:								141,8
ϕ	8 - 300	2 snedig	0,3351	0,9111	140,2	141,8	1,90	
ϕ	8 - 250	2 snedig	0,4021	1,0934	168,3	168,3	1,60	
ϕ	8 - 200	2 snedig	0,5027	1,3667	210,3	210,3	1,28	
ϕ	8 - 150	2 snedig	0,6702	1,8223	280,4	280,4	0,96	
ϕ	8 - 100	2 snedig	1,0053	2,7334	420,7	420,7	0,64	
ϕ	8 - 75	2 snedig	1,3404	3,6445	560,9	560,9	0,48	

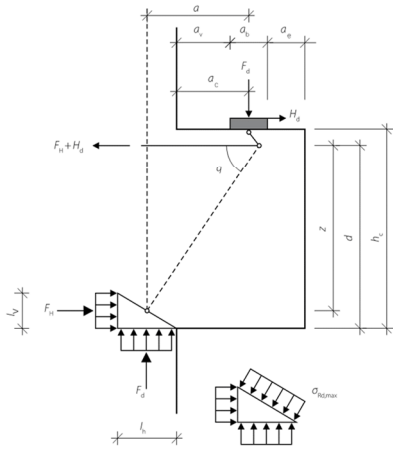
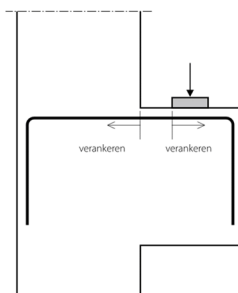
Deling randbalken

Ter plaatste van de deling van de randbalken treedt een maximale kracht op van:

$V_{Ed} = 136 \text{ kN} \rightarrow$ reken met 140 kN.

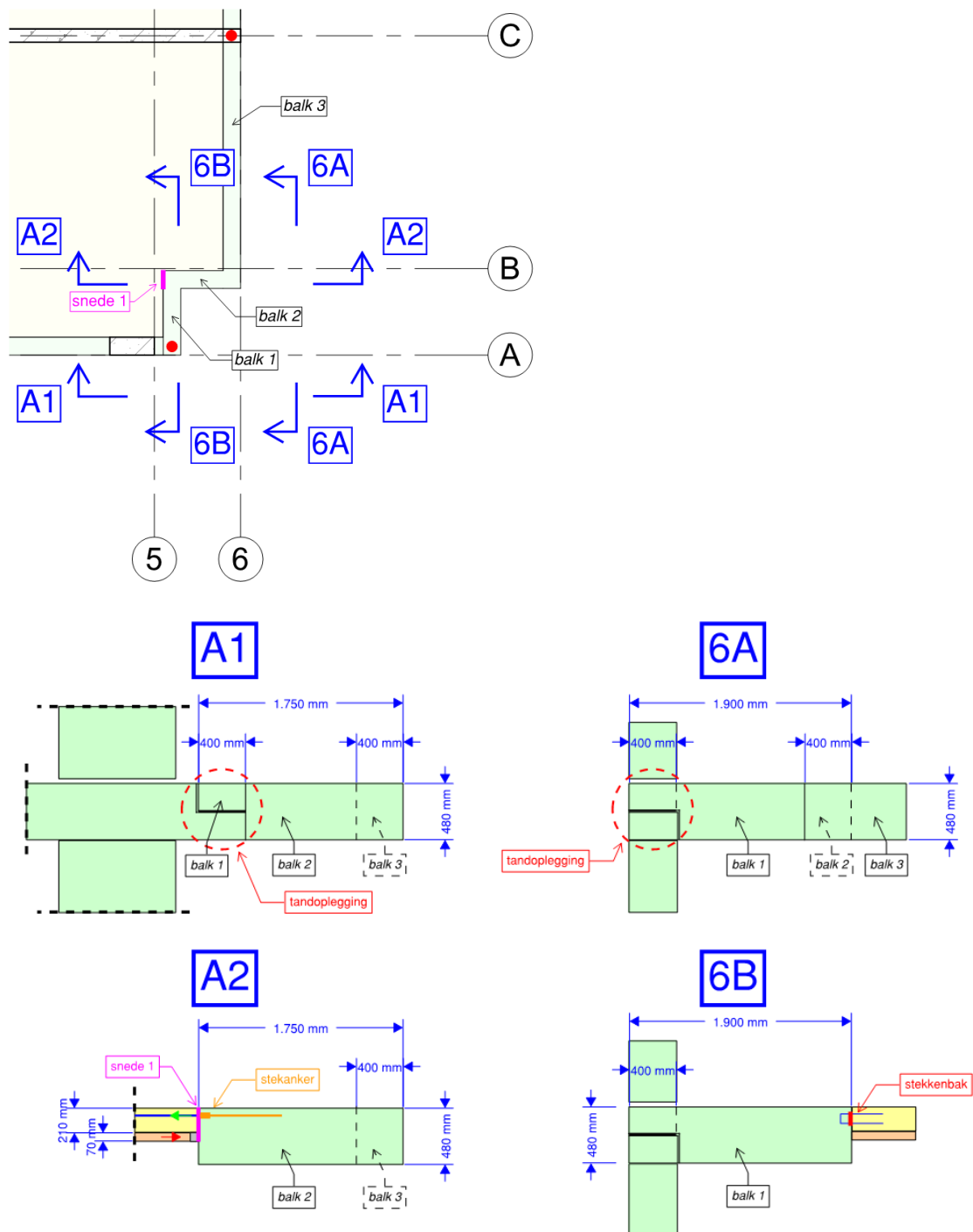
Onderstaand is het principedetail uitgeschetst. Op de volgende pagina is de berekening toegevoegd.



Beton - Lange console (staafwerkmodel)		(NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5 + NB 2016, boek CB4 en Cement artikel 4 2010)		v8
<u>Invoer</u>				
Hoogte console	h_c	= 235	[mm]	
Breedte console	b	= 400	[mm]	
Afstand betonkolom/wand tot oplegvlak	a_v	= 50	[mm]	
Breedte oplegvlak	a_b	= 300	[mm]	
Afstand oplegvlak tot eind console	a_e	= 50	[mm]	
Kar. betondruksterkte	f_{ck}	= 55	[N/mm ²]	
Verhoging van de knoopsterkte met 10%?		= nee		
Kar. vloeigrens betonstaal	f_{yk}	= 500	[N/mm ²]	
Toegepaste dekking op buitenste staaf	$c_{toegepast}$	= 25	[mm]	
Nominale dekking op hoofdwapening	$c_{nom,hfdw}$	= 25	[mm]	
Toelaatbare scheurwijdte (excl. k_x)	w_{max}	= 0,40	[mm]	
Verticale belasting	F_d	= 140	[kN]	
Wrijvingscoëfficiënt oplegging	μ	= 0,3	[-]	
Extra hor. kracht t.g.v. bv. krimp of temperatuur	$H_{d,extra}$	= 0	[kN]	
Verhouding i.v.m. scheurwijdte	F_d/F_{freq}	= 1,30	[-]	
Diameter hoofdtrekwapening	\varnothing_s	= 12	[mm]	
Aantal staven hoofdtrekwapening	n_o	= 5	[-]	
Diameter horizontale flankwapening	$\varnothing_{s,fl,h}$	= 10	[mm]	
Aantal staven horizontale flankwapening	$n_{f,h}$	= 2	[-]	
Diameter verticale beugels	$\varnothing_{s,b}$	= 12	[mm]	
Aantal beugelsneden	n_b	= 4	[-]	
<u>Uitvoer</u>				
Hoek drukdiagonaal t.o.v. horizontaal	θ	= 45,0	[°]	
Drukdiagonaal: $45^\circ \leq \theta \leq 68^\circ$?		ja		
Max. h.o.h. beugelsneden		= 192	[mm]	
Toegepaste hoofdtrekwapening	$A_{s,prov}$	= 565	[mm ²]	
Toegepaste horizontale flankwapening	$A_{s,fl,h,prov}$	= 157	[mm ²]	
Toegepaste verticale beugels	$A_{s,b,prov}$	= 452	[mm ²]	
Hoogte C-C-T knoop t.p.v. krachtsinleiding	$2 \cdot (h_c - d)$	= 86,0	[mm]	
Scheurwijdte hoofdtrekwapening	w_k	= 0,18	[mm]	
Tussenruimte hoofdtrekwapening		= 66,5	[mm]	
Minimaal vereiste tussenruimte		= 37,0	[mm]	
Benodigde verankeringslengte hoofdtrekwapening	$l_{b,rqd}$	= 259	[mm]	
Minimale doordiameter indien verticale ombuiging	$\varnothing_{m,min}$	= 79	[mm]	
Afstand oplegvlak tot verticale ombuiging		= 113	[mm]	
Minimale afstand oplegvlak tot verticale ombuiging		= 25	[mm]	
				
				
				U.C.
				0,88
				0,60
				0,71
				0,26
				0,31
				OK
				verticale ombuiging mogelijk

3.10.3 Prefab randbalk hoek as 6-A en 6-J (20^e verdieping en hoger)

Vanaf de 20^e verdieping is t.p.v. van de hoeken op as 6-A en 6-J een vierkant hapje uit het gebouw genomen, zie afbeelding onderstaand. De oplegpunten zijn met rood weergegeven. De randbalk wordt als één geheel uitgevoerd, maar is voor de berekening van de wapening schematisch opgedeeld in drie delen. De randbalk wordt ter plaatse van snede 1 aan de vloer gekoppeld met stekankers. Het overige deel van de randbalk wordt m.b.v. stekkenbakken aan de vloer gekoppeld.



Belastingen

De belastingen op de randbalk zijn onderstaand weergegeven.

Eigen gewicht gevelbalk

Het eigen gewicht wordt in het rekenprogramma automatisch meegenomen.

Balkon

Permanent: $q;k = 12,5 \text{ kN/m}$ (zie berekening voorgaand)

Veranderlijk: $q;k = 5,0 \text{ kN/m}$

Vloer

Permanent:	Balk 1 en 3:	$q;k = 8,20 \text{ kN/m}^2 * 0,5 \text{ m}$	$= 4,1 \text{ kN/m}$
	Balk 2:	$q;k = 8,20 \text{ kN/m}^2 * 5,5\text{m}^3/8$	$= 16,9 \text{ kN/m}$
Veranderlijk:	Balk 1 en 3:	$q;k = 2,55 \text{ kN/m}^2 * 0,5 \text{ m}$	$= 1,3 \text{ kN/m}$
	Balk 2:	$q;k = 2,55 \text{ kN/m}^2 * 5,5\text{m}^3/8$	$= 5,3 \text{ kN/m}$

Gevel

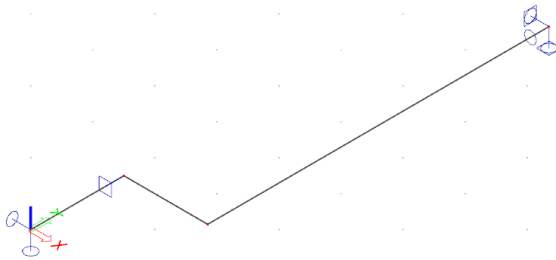
Vliesgevel: $q;k = 3,00 \text{ kN/m}$

Zonnepanelen: $q;k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (aanname)

Rekenmodel (Bestand: Prefab gevelbalk 480x400 torsie.esa)

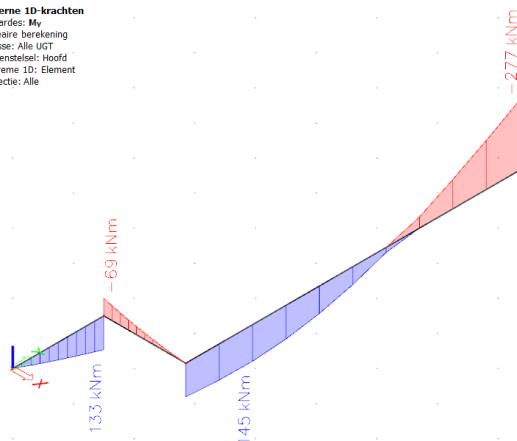
De randbalk is berekend in SCIA Engineer.

Geometrie



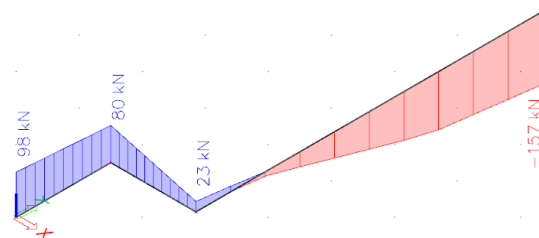
UGT momenten

Interne 1D-krachten
Waarden: My
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Hoofd
Extremum 1D: Element
Selectie: Alle



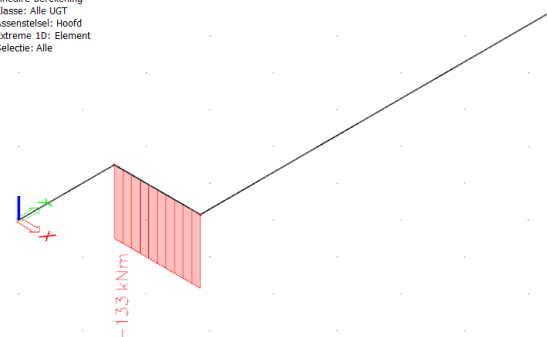
UGT dwarskrachten

Interne 1D-krachten
Waardes: Vz
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Hoofd
Extremes 1D: Element
Selectie: Alle



UGT torsie

Interne 1D-krachten
Waardes: Mx
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Hoofd
Extremes 1D: Element
Selectie: Alle



Wapening balken (*Bestand: Prefab gevelbalk 480x400 torsie.cnw*)

De wapening in de balken is berekend met Technosoft Construct.
De balken worden uitgevoerd in C55/67.

Balk 1

Boven: 4Ø12 praktisch
Onder: 4Ø16
Flank: 2x2Ø12
Beugels: Ø10-300 2-snedig

Balk 2

Boven: 4Ø25
Onder: 4Ø25
Flank: 2x3Ø16
Beugels: Ø12-100 2-snedig

Balk 3 (zie berekening paragraaf 3.10.2)

Boven: 4Ø25
Onder: 4Ø20
Flank: 2x3Ø12 praktisch
Beugels: Ø8-150 2-snedig bij pieken, overig Ø8-300 2-snedig

Wapening snede 1

T.p.v. snede 1 dient het buigend moment in balk 2 overgedragen te worden naar de achterliggende vloer.

$$A_{s,ben} = M_{Ed} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 69e6 / (0,9 \cdot (280-30) \cdot 435) = 705 \text{ mm}^2$$

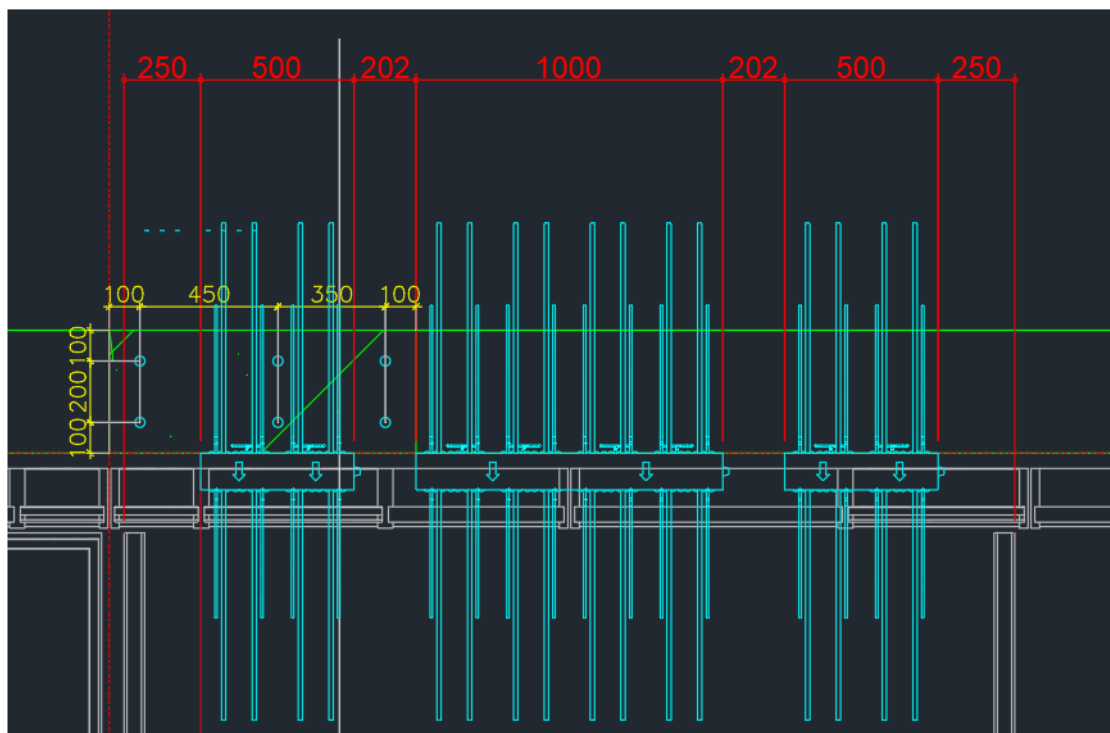
→ neem 3x DEMU Ø20/M24 (942 mm²) of 2x DEMU Ø25/M30 (982 mm²)

3.10.4 Schets wapening

Bovenaanzicht isokorven balkon t.p.v. prefab kolom 1000x400

T-K-T-M10-V1-REI120-CV30-H240-L1000 → 1 stuk

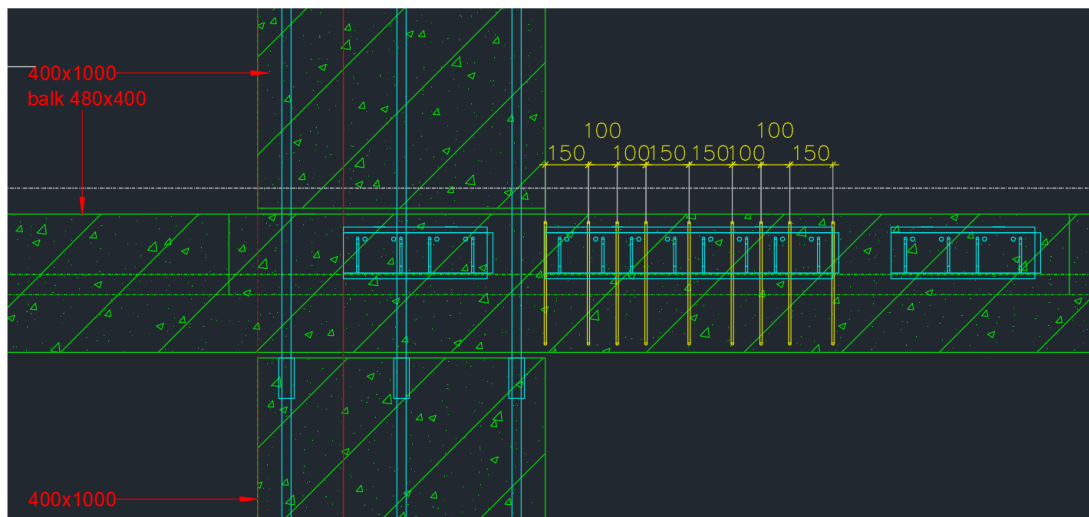
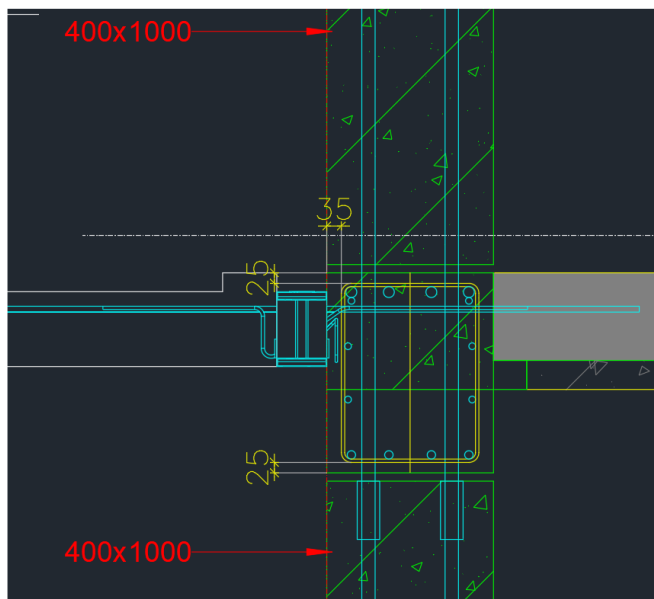
T-K-T-M10-V1-REI120-CV30-H240-L500 → 2 stuks



*Wapening randbalk optie 1 (isokorf **onder** bovenwapening)*

Dekking: 25mm b/o, 35mm zijkant
Hoofdwap.: 4Ø25+2Ø20 boven, 4Ø20 onder
Flank: 2x2Ø16
Bgls: Ø8-300+(Ø8-300 bij pieken)

Let op: positie beugels t.o.v. isokorf ligt vast



*Wapening randbalk optie 2 (isokorf **boven** bovenwapening)*

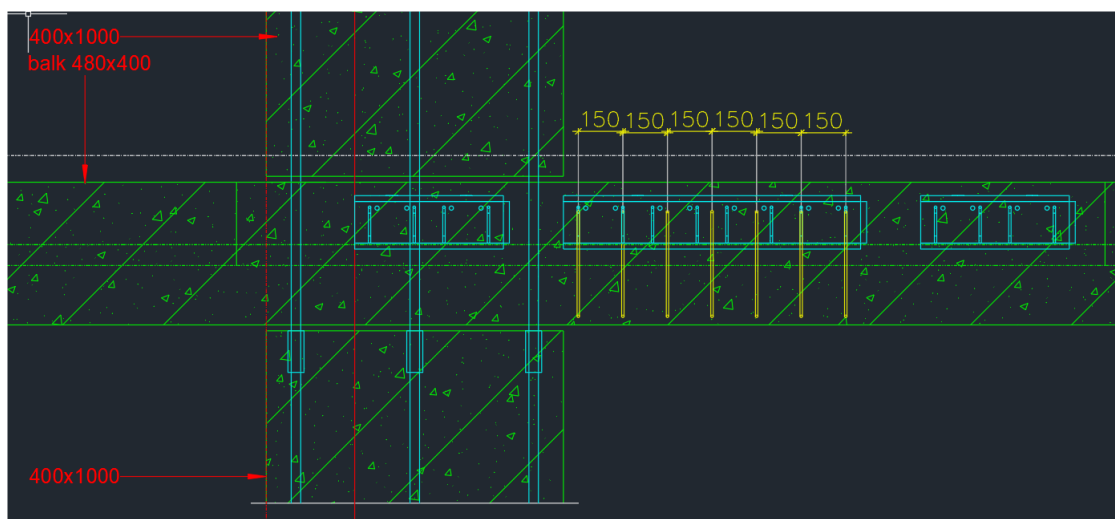
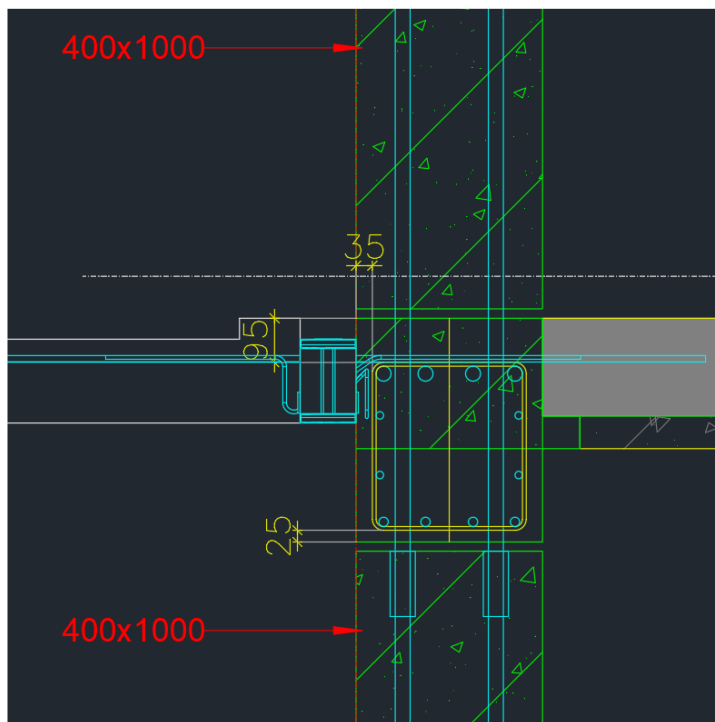
Dekking: 95mm boven, 25mm onder, 35mm zijkant

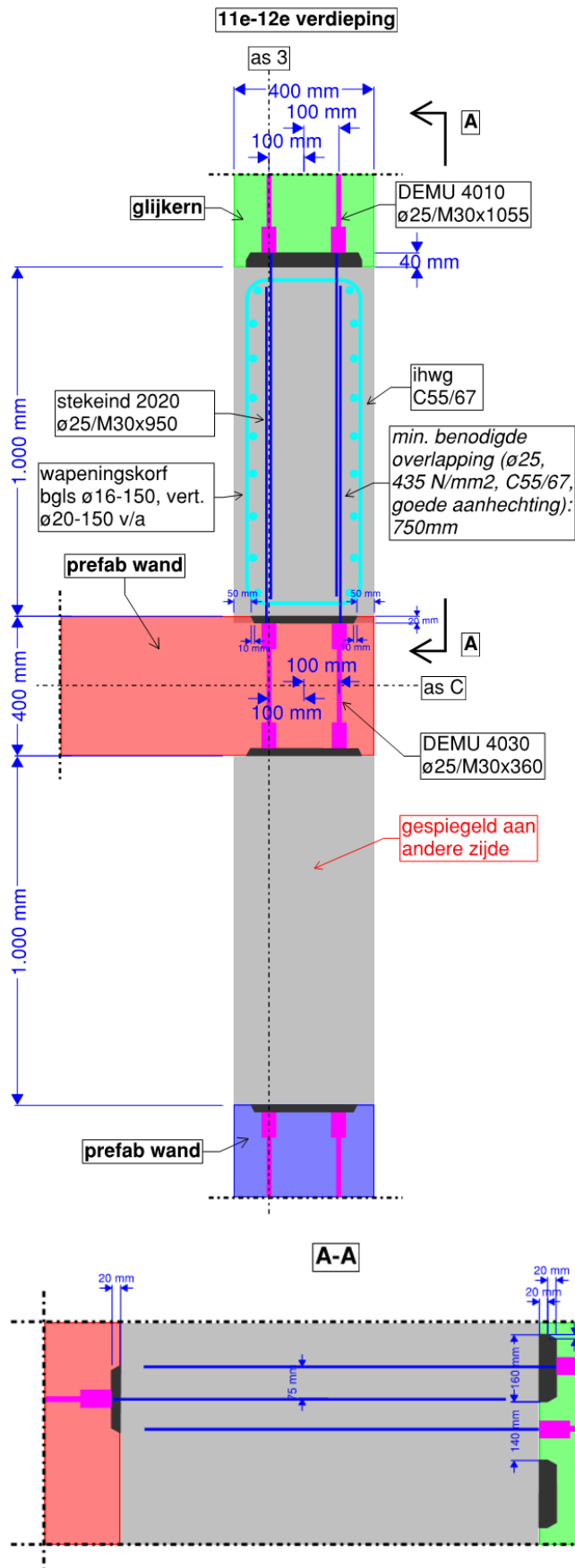
Hoofdwap.: 4Ø32 boven, 4Ø20 onder

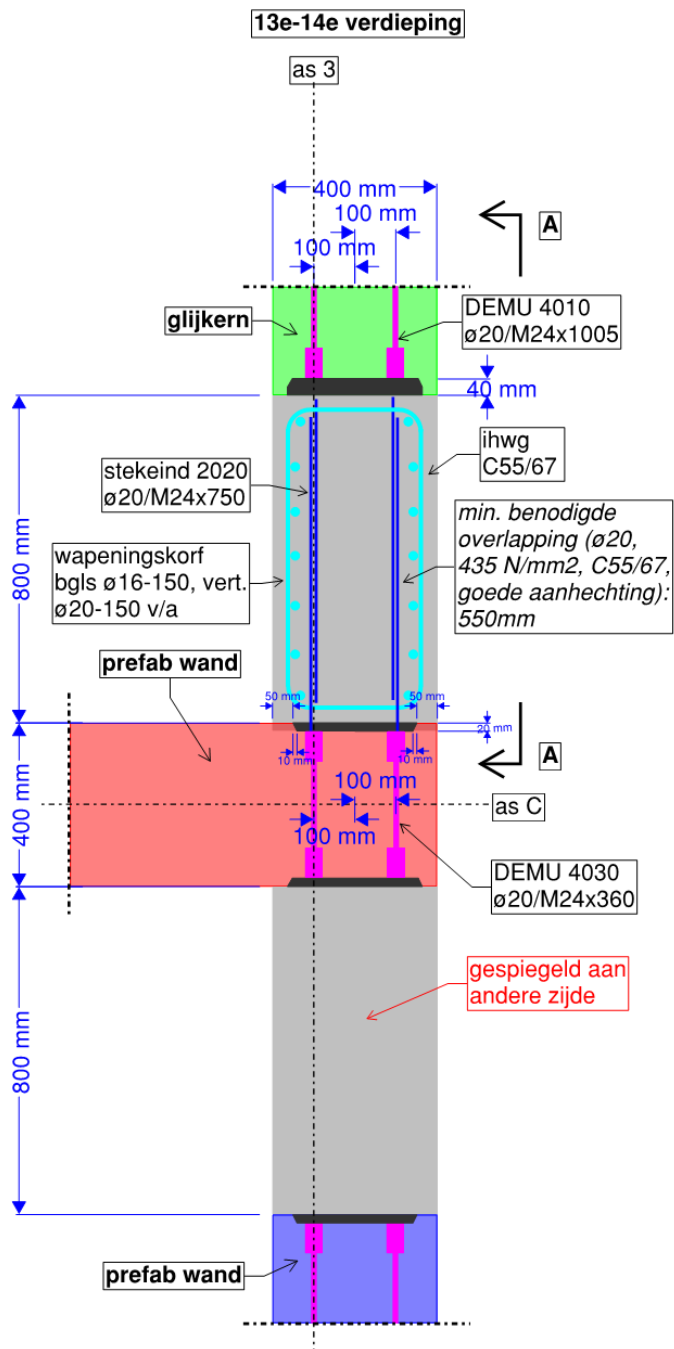
Flank: 2x2Ø16

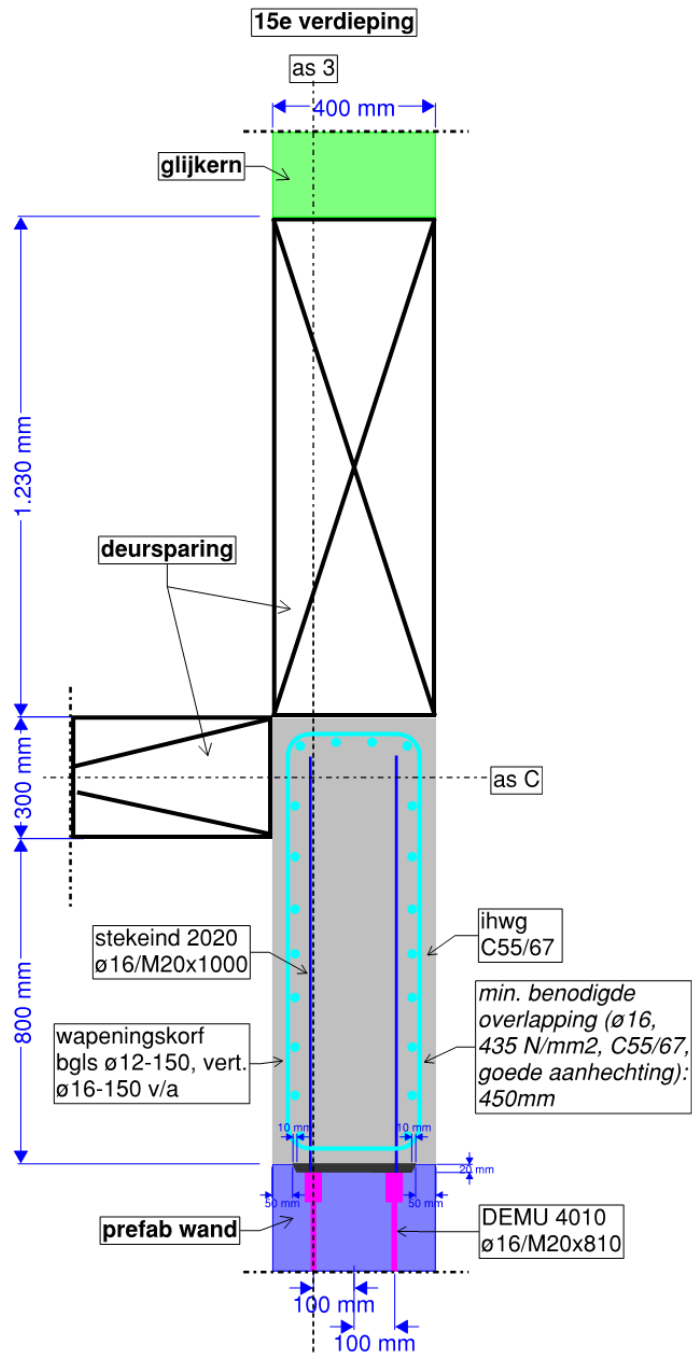
Bgls: Ø8-300+(Ø8-300 bij pieken)

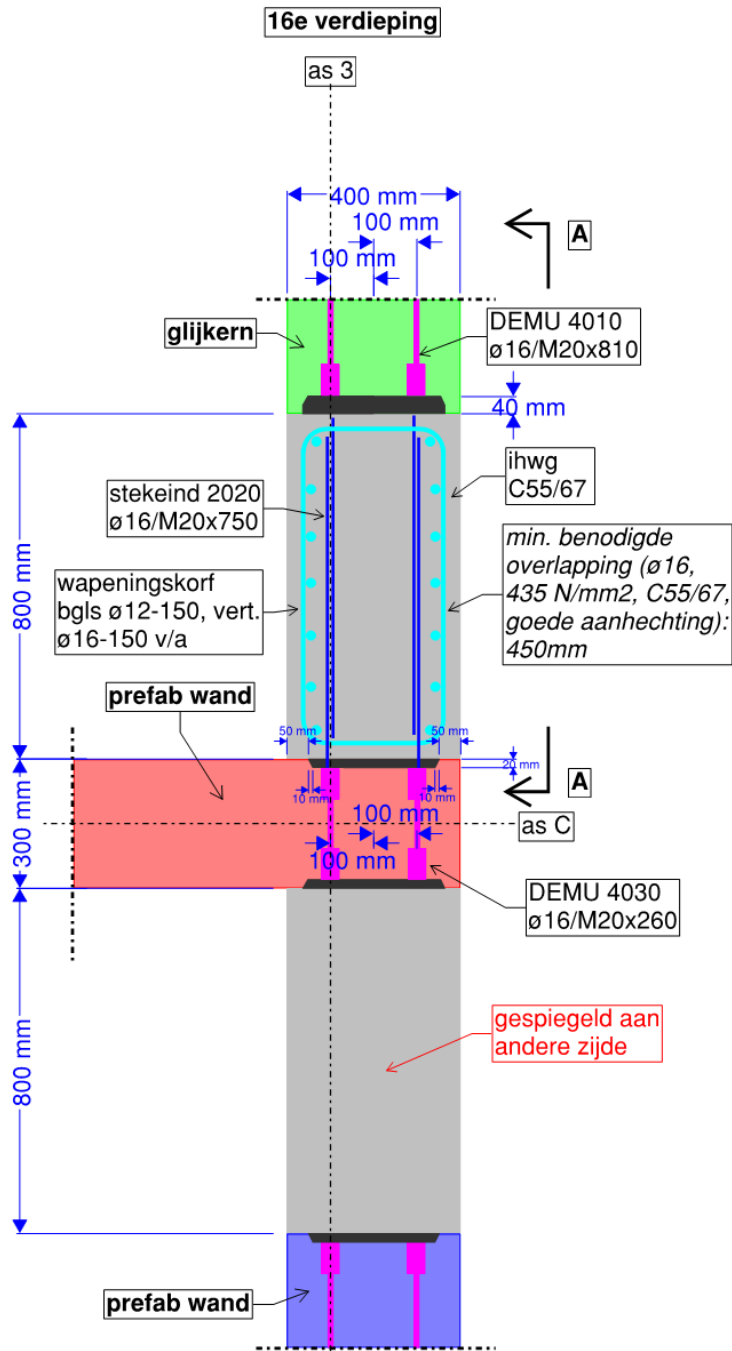
Positie beugels t.o.v. isokorf vrij



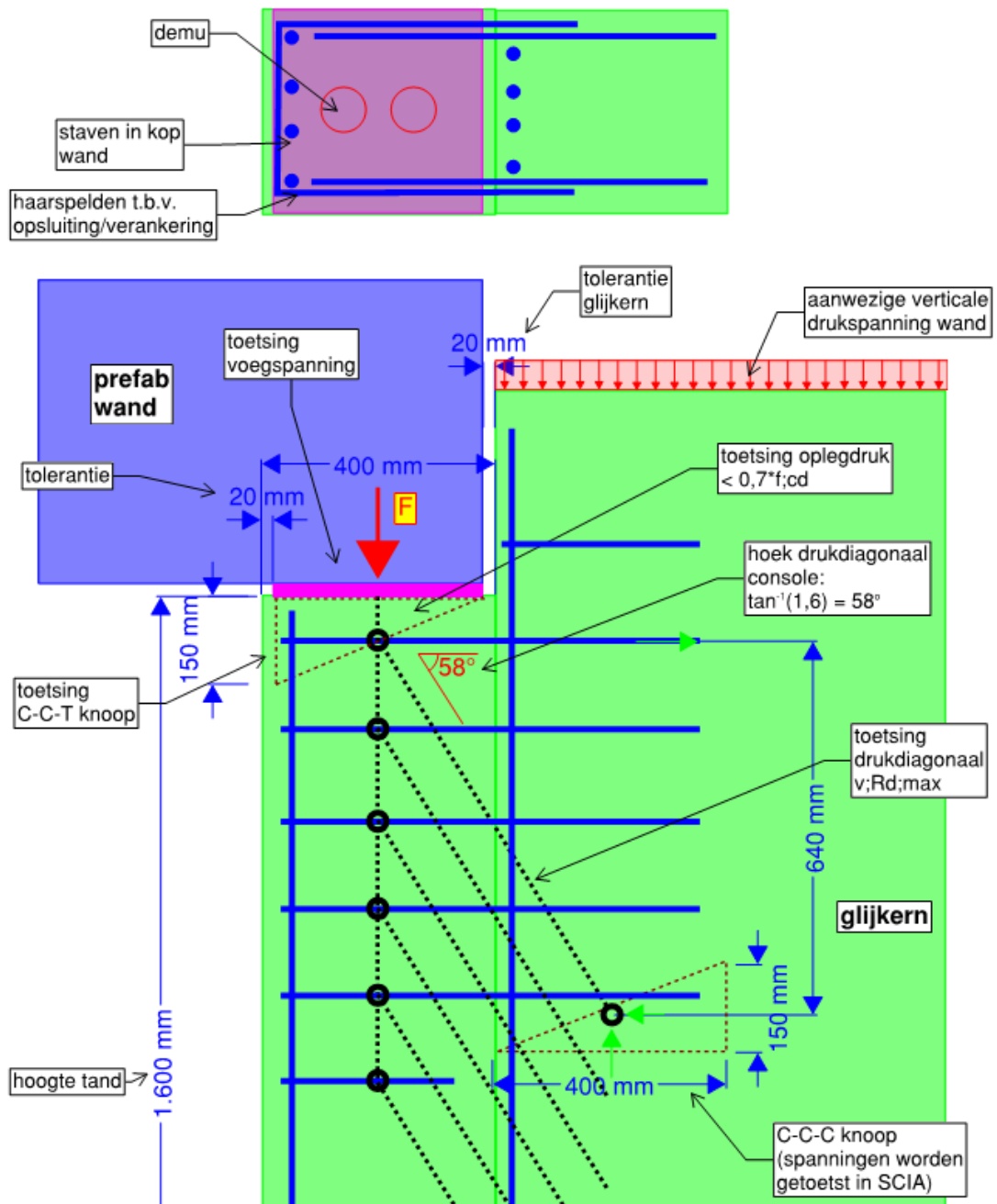




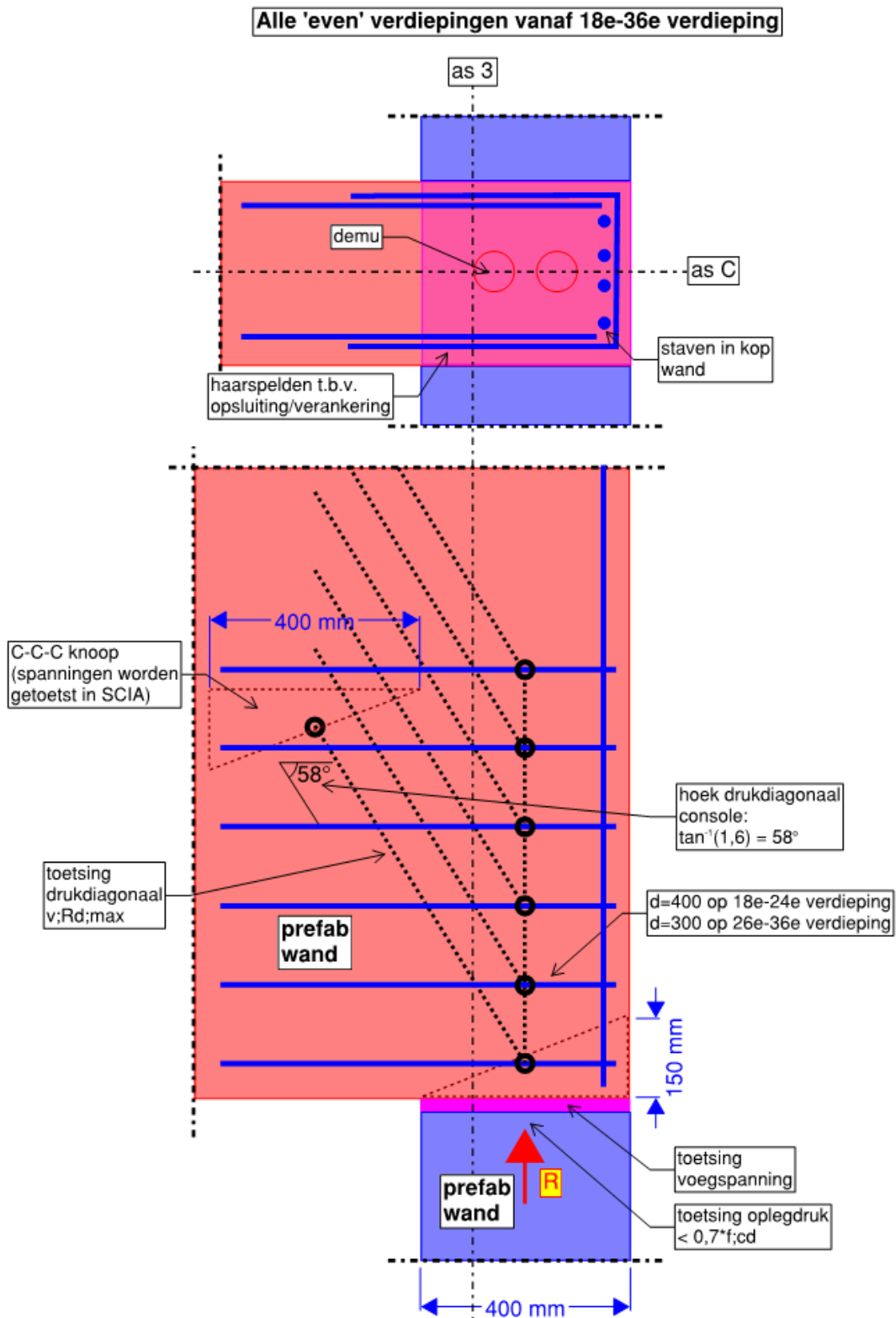




Alle 'oneven' verdiepingen vanaf 17e-37e verdieping

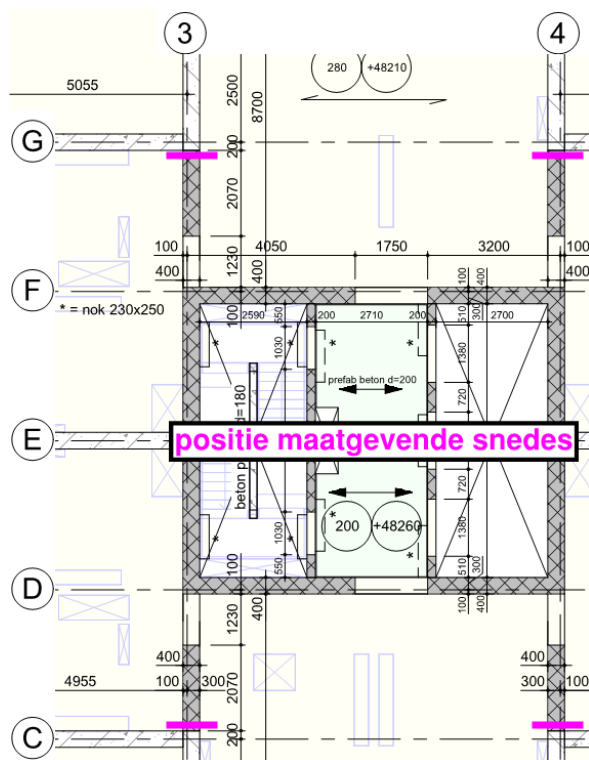


Voor alle 'even' verdiepingen vanaf de 18^e verdieeping geldt onderstaand principedetail.



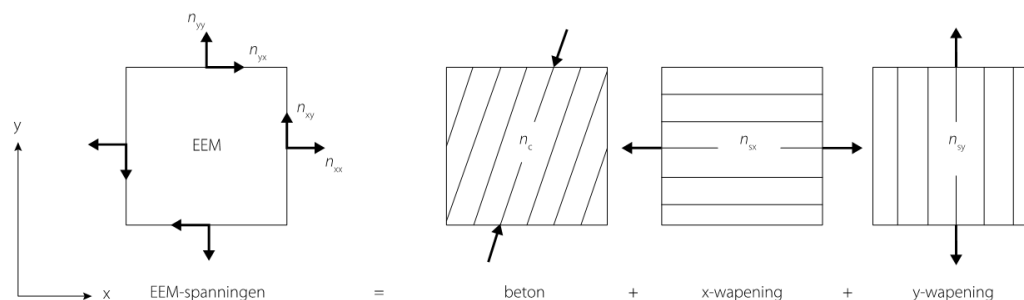
3.11.2 Toelichting snedekrachten natte knopen (11^e-16^e verdieping)

Aan de hand van de maximale snedekrachten t.p.v. de natte knopen is de benodigde wapening berekend. De positie van de maatgevende snedes is onderstaand weergegeven.



Toelichting snedekrachten wandelement (zie ook artikel Cement¹):

- n_x = membraankracht horizontale richting
- n_y = membraankracht verticale richting
- n_{xy} = dwarskracht
- n_{xD} = ontwerpkracht wapening horizontale richting
- n_{yD} = ontwerpkracht wapening verticale richting



Voor het bepalen van de maatgevende snedekrachten zijn de onderstaande drie combinaties beschouwd:

1. Combinatie bij maximale waarde n_x
2. Combinatie bij maximale waarde n_{xy}
3. Combinatie bij maximale waarde n_{sx}

¹ Van spanning naar wapening, Cement 3 2014, dr.ir.drs. R. Braam en prof.dr.ir. J. Blauwendraad

3.11.3 Berekening 11^e-12^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

Combi	max	nx	nxy
1	nx	351	-1406
2	nxy	-247	2510
3	nsx	334	-1564

Combinatie 2 blijkt maatgevend en is onderstaand uitgewerkt:
U.C. = 0,79 < 1,00 OK.

Minimale overlappingslengte: $l_{bd} = 750$ mm.Controle getande verbinding met $c=0,5$ en $\mu=0,9$, zie onderstaand.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)		v5
Sterkte klasse beton	C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²
Betonstaal	B	500 B
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	$z =$	1000 mm
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	400 mm
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	2510 kN
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta * V_{Ed} / (z * b_l) =$	6,28 N/mm ²
Classificatie ruwheid oppervlak	geprofileerd	
Ruwheidsfactor	$c =$	0,5
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,9
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,90 N/mm ²
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	247 kN
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_l)$	0,62 N/mm ²
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,62 N/mm ²
Wapening per m'	ϕ 25 –	150
Aantal rijen stekken	$n =$	2
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	6545 mm ²
Oppervlakte van de verbinding	$A_i = z * b_l$	400000 mm ²
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_i =$	0,016362
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$	0,48
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	7,91 N/mm ²
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi,max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,79

3.11.4 Berekening 13^e-14^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

Combi	max	nx	nxy
1	nx	405	-1083
2	nxy	155	1268
3	nsx	405	-1196

Combinatie 3 blijkt maatgevend en is onderstaand uitgewerkt:
U.C. = 0,94 < 1,00 OK.

Minimale overlappingslengte: $l_{bd} = 550$ mm.Controle getande verbinding met $c=0$ en $\mu=0,9$.

Spanning betonstaal t.g.v. trekspanning:

$$\sigma_{Ed} = 405/4189 = 97 \text{ N/mm}^2$$

Gereduceerde treksterkte betonstaal:

$$f_{yd} = 435 - 97 = 338 \text{ N/mm}^2$$

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)		v5
Sterkte klasse beton	C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²
Betonstaal	B	500 B
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	$z =$	1000 mm
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	400 mm
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	1196 kN
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta * V_{Ed} / (z * b_l) =$	2,99 N/mm ²
Classificatie ruwheid oppervlak	geprofileerd	
Ruwheidsfactor	$c =$	0
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,9
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk,0,05} / y_c$	1,90 N/mm ²
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / y_c$	33,3 N/mm ²
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	338 N/mm ²
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	0 kN
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_l)$	0,00 N/mm ²
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,00 N/mm ²
Wapening per m'	ϕ 20 –	150
Aantal rijen stekken	$n =$	2
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	4189 mm ²
Oppervlakte van de verbinding	$A_i = z * b_l$	400000 mm ²
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_i =$	0,010472
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$	0,48
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	3,19 N/mm ²
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi,max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,94

3.11.5 Berekening 15^e-16^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

Combi	max	nx	nxy
1	nx	203	126
2	nxy	-265	1321
3	nsx	-265	-1321

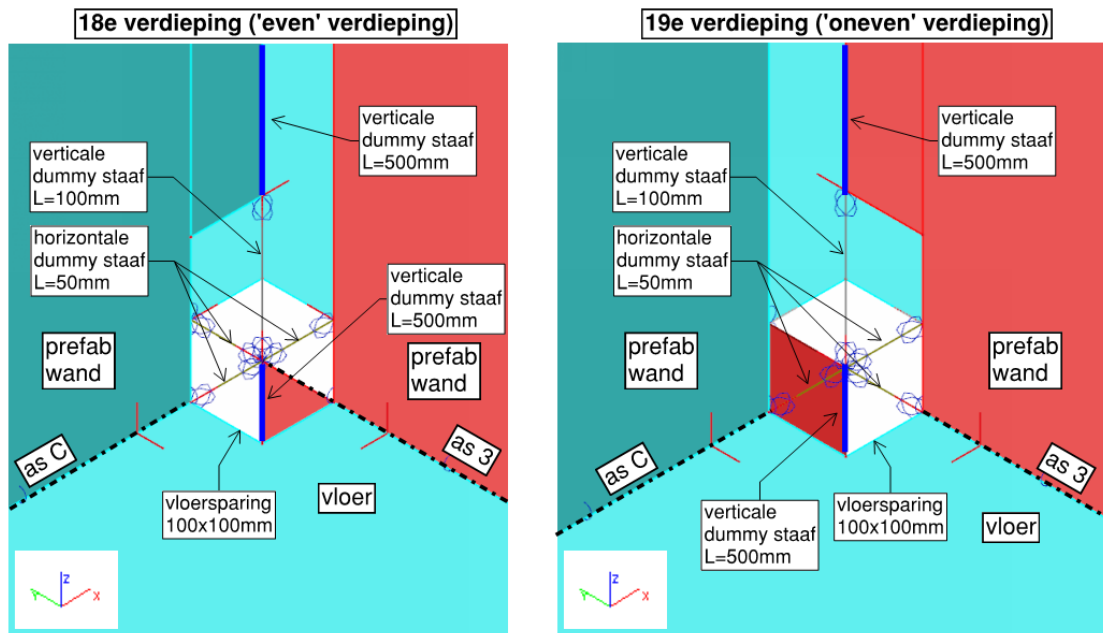
Combinatie 2 blijkt maatgevend en is onderstaand uitgewerkt:
U.C. = 0,79 < 1,00 OK.

Minimale overlappingslengte: $l_{bd} = 450$ mm.Controle getande verbinding met $c=0,5$ en $\mu=0,9$.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)		v5
Sterkte klasse beton	C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²
Betonstaal	B	500 B
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	$z =$	1000 mm
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	400 mm
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	1321 kN
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta * V_{Ed} / (z * b_l) =$	3,30 N/mm ²
Classificatie ruwheid oppervlak	geprofileerd	
Ruwheidsfactor	$c =$	0,5
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,9
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,90 N/mm ²
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	265 kN
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_l)$	0,66 N/mm ²
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,66 N/mm ²
Wapening per m'	ϕ 16 –	150
Aantal rijen stekken	$n =$	2
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	2681 mm ²
Oppervlakte van de verbinding	$A_l = z * b_l$	400000 mm ²
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_l =$	0,006702
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250]$	0,48
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	4,17 N/mm ²
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi;max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,79

3.11.6 Toelichting snedekrachten vertandingen (17^e verdieping en hoger)

De snedekrachten voor de vertandingen volgen uit de verticale 1D dummy staven uit het SCIA model (v55.0). In onderstaande afbeelding is de modellering van de vertanding op de 18^e en 19^e verdieping ter plaatse van as C-3 weergegeven. Op de 18^e verdieping staat de prefab wand van as C op de prefab wand van as 3. Op de 19^e verdieping staat de prefab wand van as 3 op de glijkern van as 3. De horizontale dummy staven zijn gemodelleerd om de horizontale krachten in de vloer af te kunnen lezen. De verticale dummy staven (donker blauw) zijn gemodelleerd t.b.v. een goede overgang tussen 1D staaf en 2D plaatenelement.



3.11.7 Berekening 17^e,19^e,21^e,23^e verdiepingUitgangspunten

Wanddikte:	400 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	400 mm
Betonkwaliteit:	C55/67
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	32,2 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	1792 kN
Maximale oplegkracht (trek):	436 kN

Toetsing tand glijkern (drukkracht)

Berekening tand glijkern				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvak	B	=	400	[mm]
Lengte oplegvak	L	=	400	[mm]
Tolerantie links	a	=	20	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	20	[mm]
Hoogte tand	H	=	1600	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit glijkern	f_{ck}	=	55	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	20	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	1792	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,39	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,48	
Toetsing wapening	UC	=	0,68	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,51	
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,40	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	12,4	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	32,2	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,39	
$0,7f_{cd}$		=	25,7	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,48	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	640	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	6	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	299	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	187	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	429	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	628	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,68	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	24,3	[N/mm ²] ($k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	v	=	0,78	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,51	
Controle $V;Rd;max$	V_{Ed}	=	2,80	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	6,94	[N/mm ²]
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,40	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 436/0,435 = 1002 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\emptyset 20 (1256 \text{ mm}^2)$$

3.11.8 Berekening 18^e, 20^e, 22^e verdiepingUitgangspunten

Wanddikte:	300 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	400 mm
Betonkwaliteit:	C55/67
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	32,2 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	1531 kN
Maximale oplegkracht (trek):	90 kN

Berekening tand prefab				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvlak	B	=	300	[mm]
Lengte oplegvlak	L	=	400	[mm]
Tolerantie links	a	=	0	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	0	[mm]
Hoogte tand	H	=	3000	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit prefab	f_{ck}	=	55	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	12	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	1531	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,40	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,50	
Toetsing wapening	UC	=	0,65	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,52	
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,25	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	12,8	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	32,2	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,40	
$0,7f_{cd}$		=	25,7	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,50	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	640	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	15	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	102	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	64	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	147	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	226	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,65	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	24,3	[N/mm ²] ($k_2 \cdot V \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	V	=	0,78	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,52	
Controle $V_{Rd,max}$	V_{Ed}	=	1,70	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	6,94	[N/mm ²]
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,25	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 90/0,435 = 207 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\emptyset 20 (628 \text{ mm}^2)$$

3.11.9 Berekening 24^e verdiepingUitgangspunten

Wanddikte:	250 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	400 mm
Betonkwaliteit:	C55/67
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	32,2 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	1333 kN

Berekening tand prefab				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvak	B	=	250	[mm]
Lengte oplegvak	L	=	400	[mm]
Tolerantie links	a	=	0	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	0	[mm]
Hoogte tand	H	=	3000	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit prefab	f_{ck}	=	55	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	12	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	1333	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,41	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,52	
Toetsing wapening	UC	=	0,56	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,55	
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,26	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	13,3	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	32,2	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,41	
$0,7f_{cd}$		=	25,7	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,52	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	640	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	15	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	89	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	56	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	128	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	226	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,56	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	24,3	[N/mm ²] ($k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	v	=	0,78	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,55	
Controle $V;Rd;max$	V_{Ed}	=	1,78	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	6,94	[N/mm ²]
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,26	

Benodigde stekken (trekkracht)

Neem praktisch 2Ø20.

3.11.10 Berekening 25^e,27^e,29^e verdieping

Uitgangspunten

Wanddikte:	300 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	400 mm
Betonkwaliteit:	C45/55
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	26,7 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	1332 kN
Maximale oplegkracht (trek):	278 kN

Toetsing tand glijkern (drukkracht)

Berekening tand glijkern				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvlak	B	=	300	[mm]
Lengte oplegvlak	L	=	400	[mm]
Tolerantie links	a	=	20	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	20	[mm]
Hoogte tand	H	=	1600	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit glijkern	f_{ck}	=	45	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	16	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	1332	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,46	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,59	
Toetsing wapening	UC	=	0,79	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,59	
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,46	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	12,3	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	26,7	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,46	
$0,7f_{cd}$		=	21,0	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,59	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	640	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	6	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	222	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	139	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	319	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	402	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,79	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	20,9	[N/mm ²] ($k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	v	=	0,82	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,59	
Controle $V;R_d;max$	V_{Ed}	=	2,78	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	5,97	[N/mm ²]
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,46	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 278/0,435 = 639 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\emptyset 20 (804 \text{ mm}^2)$$

3.11.11 Berekening 26^e, 28^e, 30^e verdiepingUitgangspunten

Wanddikte:	250 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	300 mm
Betonkwaliteit:	C55/67
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	32,2 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	969 kN
Maximale oplegkracht (trek):	67 kN

Berekening tand prefab				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvlak	B	=	250	[mm]
Lengte oplegvlak	L	=	300	[mm]
Tolerantie links	a	=	0	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	0	[mm]
Hoogte tand	H	=	3000	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit prefab	f_{ck}	=	55	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	10	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	969	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,40	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,50	
Toetsing wapening	UC	=	0,55	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,53	
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,19	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	12,9	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	32,2	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,40	
$0,7f_{cd}$		=	25,7	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,50	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	480	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	16	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	61	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	38	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	87	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	157	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,55	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	24,3	[N/mm ²] ($k_2 \cdot V \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	V	=	0,78	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,53	
Controle $V_{Rd,max}$	V_{Ed}	=	1,29	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	6,94	[N/mm ²]
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,19	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 67/0,435 = 154 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\emptyset 20 (628 \text{ mm}^2)$$

3.11.12 Berekening 31^e,33^e,35^e,37^e verdieping

Uitgangspunten

Wanddikte:	300 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	400 mm
Betonkwaliteit:	C35/45
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	21,0 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	1341 kN
Maximale oplegkracht (trek):	297 kN

Toetsing tand glijkern (drukkracht)

Berekening tand glijkern				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvak	B	=	300	[mm]
Lengte oplegvak	L	=	400	[mm]
Tolerantie links	a	=	20	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	20	[mm]
Hoogte tand	H	=	1600	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit glijkern	f_{ck}	=	35	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	16	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	1341	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,59	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,76	
Toetsing wapening	UC	=	0,80	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,73	
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,57	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	12,4	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	21	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,59	
$0,7f_{cd}$		=	16,3	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,76	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	640	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	6	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	224	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	140	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	321	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	402	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,80	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	17,1	[N/mm ²] ($k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	v	=	0,86	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,73	
Controle $V;Rd;max$	V_{Ed}	=	2,79	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	4,87	[N/mm ²]
Toetsing $v_{Rd,max}$	UC	=	0,57	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 297/0,435 = 683 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\emptyset 20 (804 \text{ mm}^2)$$

3.11.13 Berekening 32^e,34^e,36^e verdiepingUitgangspunten

Wanddikte:	250 mm
Opleglengte (excl. tolerantie):	300 mm
Betonkwaliteit:	C55/67
Toelaatbare voegspanning (f_{vd}):	32,2 N/mm ² (K70, aangieten $k_1=0.9$, geen spreiding)
Maximale oplegkracht (druk):	829 kN
Maximale oplegkracht (trek):	163 kN

Berekening tand prefab				
<u>Invoer</u>				
Breedte oplegvlak	B	=	250	[mm]
Lengte oplegvlak	L	=	300	[mm]
Tolerantie links	a	=	0	[mm]
Tolerantie rechts	a	=	0	[mm]
Hoogte tand	H	=	3000	[mm]
Hoek drukdiagonaal	θ	=	58	[°]
Betonkwaliteit prefab	f_{ck}	=	55	[N/mm ²]
Hor. wapening	\emptyset	=	10	
Hor. wapening	h.o.h.	=	150	
Oplegkracht	F_{ed}	=	829	[kN]
<u>Uitvoer</u>				
Toetsing voeg	UC	=	0,34	
Toetsing splijten ($<0,7f_{cd}$)	UC	=	0,43	
Toetsing wapening	UC	=	0,47	
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,45	
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,16	
Toetsing C-C-C knoop	UC	=	0,00	
<u>Berekening</u>				
Oplegdruk	σ_{Ed}	=	11,1	[N/mm ²]
Capaciteit voegspanning	f_{vd}	=	32,2	[N/mm ²]
Toetsing voeg	UC	=	0,34	
$0,7f_{cd}$		=	25,7	[N/mm ²]
Toetsing splijten	UC	=	0,43	
Hoek drukdiagonaal	θ	=	1,01	[rad]
Hefboomsarm console	z	=	480	[mm]
Hoogte C-C-C knoop	u	=	150	[mm]
Aantal C-C-C knopen	n	=	16	
Vert. kracht per knoop	F_{ed}	=	52	[kN]
Trekkracht	$F_{t,Ed}$	=	32	[kN]
Benodigde wapening	$A_{s,req}$	=	74	[mm ²]
Toegepaste wapening	$A_{s,prov}$	=	157	[mm ²]
Toetsing wapening	UC	=	0,47	
Weerstand betonspanning C-C-T knoop	$\sigma_{Rd,max}$	=	24,3	[N/mm ²] ($k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$)
	k_2	=	0,85	
	v	=	0,78	($1-f_{ck}/250$)
Toetsing $\sigma_{Ed,1}$ C-C-T knoop	UC	=	0,45	
Controle $V_{Rd,max}$	V_{Ed}	=	1,11	[N/mm ²]
	$V_{Rd,max}$	=	6,94	[N/mm ²]
Toetsing $V_{Rd,max}$	UC	=	0,16	

Benodigde stekken (trekkracht)

$$A_{s,ben} = 163/0,435 = 375 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\emptyset 16 (402 \text{ mm}^2)$$

3.11.14 Verificatie (interne) krachtswerking vertanding in SCIA

De interne krachtswerking in de vertanding is met een vakwerkmodel in SCIA geverifieerd, zie onderstaand. Met behulp van een eenheidslast aan de bovenzijde van het vakwerk zijn de normaalkrachten in de staafelementen berekend. Uit de berekening volgt dat de verdeling van de normaaltrekkrachten in de wapening slechts in een kleine marge onderling afwijkt. De bovenste staven krijgen iets meer normaaltrekkraft dan de onderste staven. Hier wordt met de wapeningsdetailering rekening mee gehouden door aan de bovenzijde extra staven bij te leggen.

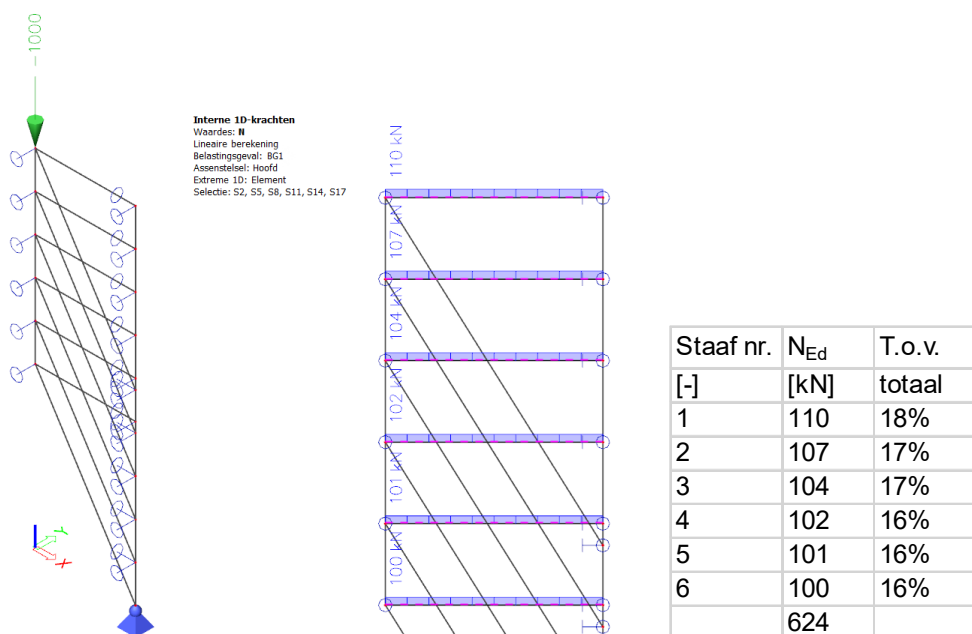
Elementen in vakwerkmodel:

Verticaal: Beton 400x400 C55/67 $E=26.600 \text{ N/mm}^2$

Diagonaal: Beton 400x150 C55/67 $E=26.600 \text{ N/mm}^2$

Horizontaal: Wapening $\varnothing 28$ (~ $2\varnothing 20$) $E=210.000 \text{ N/mm}^2$

NB: dit betreft alleen de interne krachtswerking in de vertanding. De belastingen op de vertandingen volgen uit het hoofdmodel.



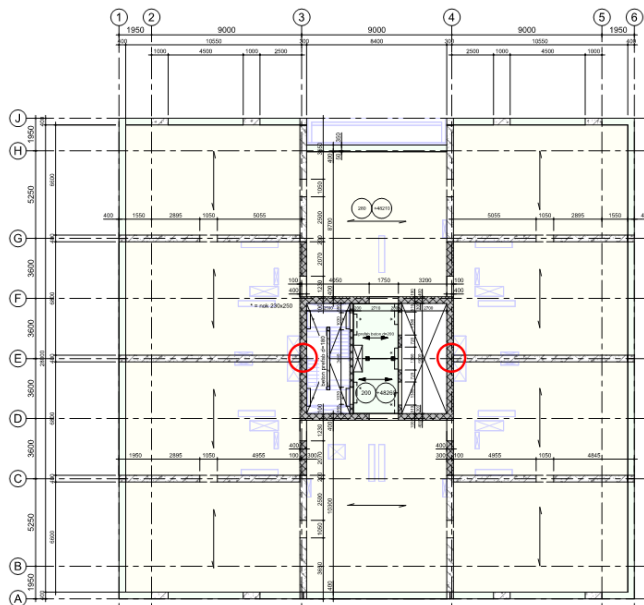
3.11.15 Samenvatting stekken, wapening en betonkwaliteit

Natte knopen						
Verdieping	Dikte prefabwand (mm)		Stekken	Wapeningskorf knoop		Betonkwaliteit
	as C/G	as 3/4	Hor.	Vert.	Hor.	glijkern
11,12	400	400	Ø25-150	Ø20-150	Ø16-150	C55/67
13,14	400	400	Ø20-150	Ø20-150	Ø16-150	C55/67
15,16	300	400	Ø16-150	Ø16-150	Ø12-150	C55/67
Tand prefab-glijkern						
Verdieping	Dikte prefabwand (mm)		Stekken	Wapening tand glijkern		Betonkwaliteit
	as C/G	as 3/4	Vert.	Vert.	Hor.	glijkern
17,19,21,23	n.v.t.	400	4Ø20	Ø20-150	Ø20-150	C55/67
25,27,29	n.v.t.	300	4Ø20	Ø16-150	Ø16-150	C45/55
31,33,35,37	n.v.t.	300	4Ø20	Ø16-150	Ø16-150	C35/45
Tand prefab-prefab						
Verdieping	Dikte prefabwand (mm)		Stekken	Wapening tand prefab		
	as C/G	as 3/4	Vert.	Vert.	Hor.	
18,20,22	300	400	2Ø20	Ø16-150	Ø12-150	
24	250	400	2Ø20	Ø16-150	Ø12-150	
26,28,30	250	300	2Ø20	Ø12-150	Ø10-150	
32,34,36	250	300	2Ø16	Ø12-150	Ø10-150	

3.12

Aansluiting prefab wanden op ihwg glijkern (as E-3/4)

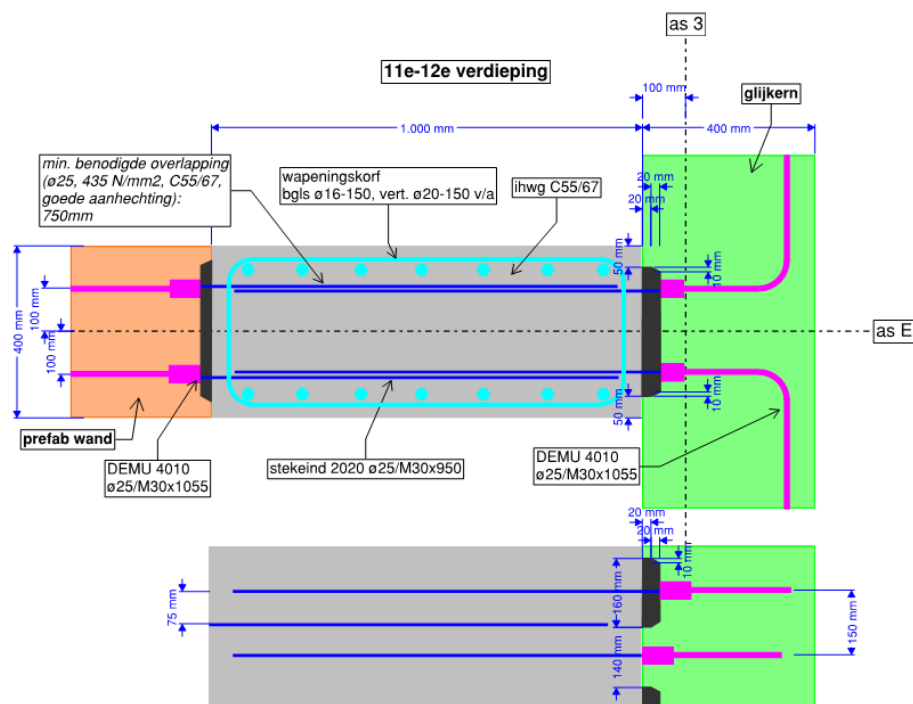
In deze paragraaf worden de aansluitingen van de prefab wanden op as E aan de ihwg glijkern op as 3 en 4 behandeld. Een overzicht van de posities van de aansluitingen is in onderstaande plattegrond weergegeven.

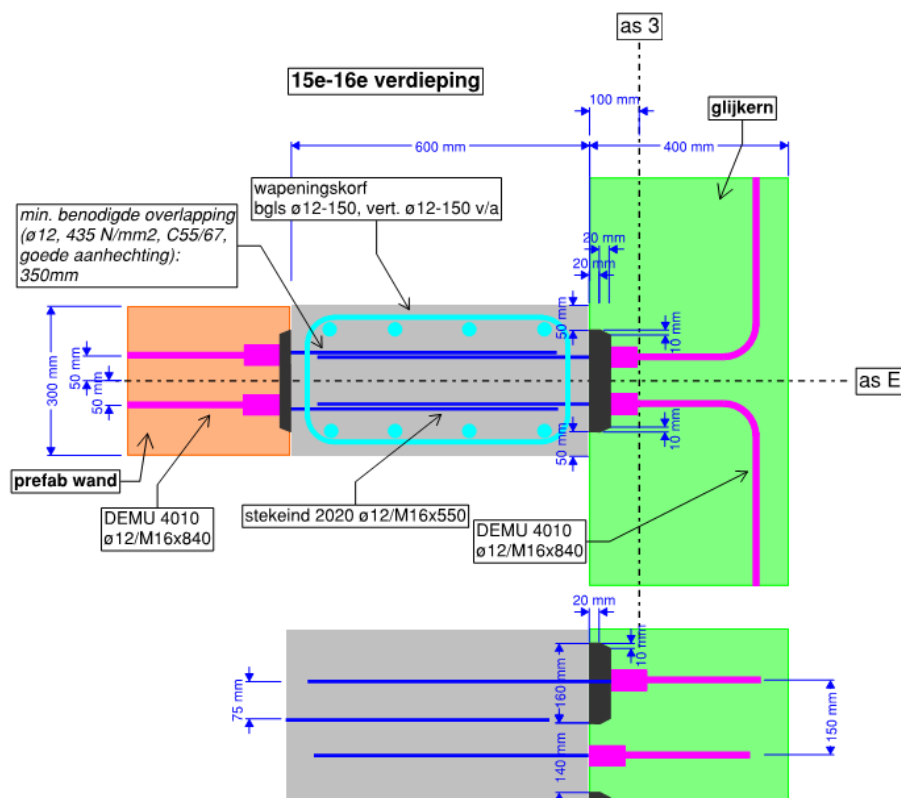
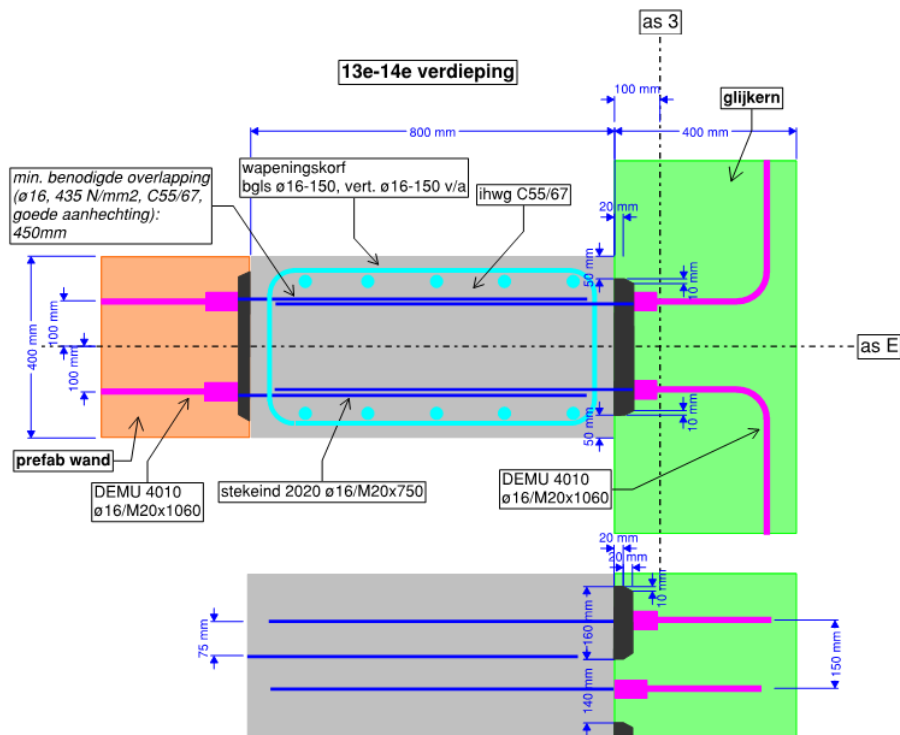


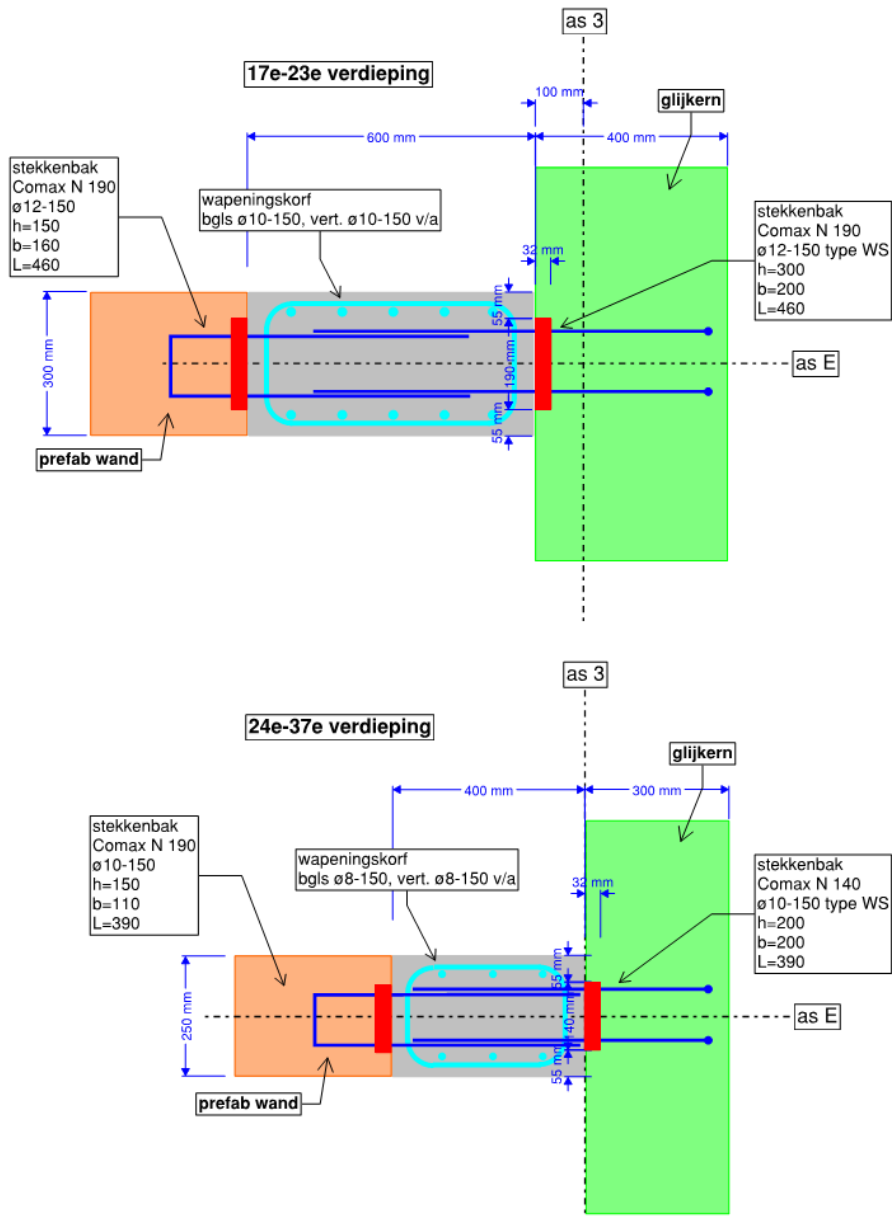
3.12.1

Principedetails

De koppeling van de prefab wanden op as E met de glijkern wordt uitgevoerd m.b.v. een natte knoop. Op de 11^e t/m 16^e verdieping bestaat de natte knoop uit een getande verbinding met stekken en een wapeningskorf, zie onderstaand detail. Vanaf de 17^e verdieping wordt de natte knoop uitgevoerd m.b.v. stekkenbakken en een wapeningskorf.





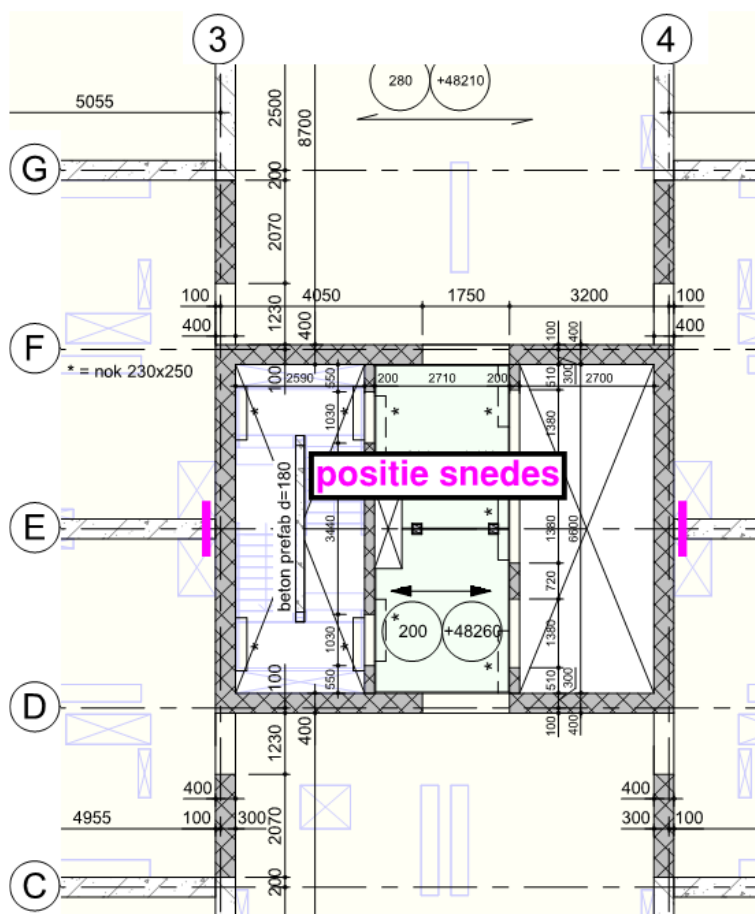
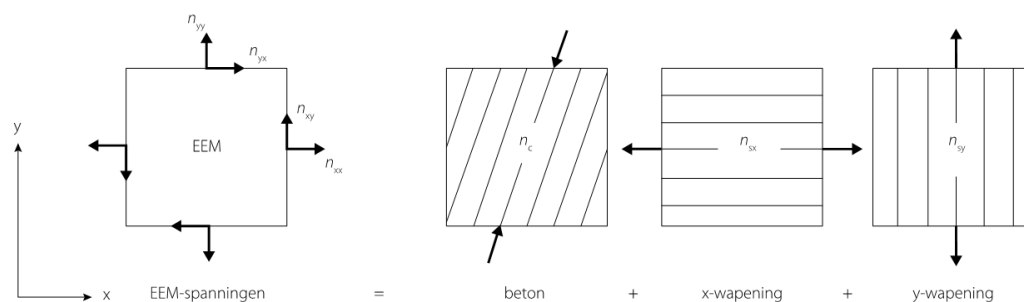


3.12.2 Toelichting snedekrachten

De maximale snedekrachten t.p.v. de koppelingen volgen uit SCIA. De positie van de verticale snedes zijn onderstaand weergegeven. A.d.h.v. de snedekrachten is de benodigde wapening berekend.

Toelichting snedekrachten wandelement (zie ook artikel Cement²):

n_x = membraankracht horizontale richting
 n_y = membraankracht verticale richting
 n_{xy} = dwarskracht
 n_{xD} = ontwerpkracht wapening horizontale richting
 n_{yD} = ontwerpkracht wapening verticale richting



² Van spanning naar wapening, Cement 3 2014, dr.ir.drs. R. Braam en prof.dr.ir. J. Blauwendraad

3.12.3 Berekening 11^e-12^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

nx = -504 (-414 bij maximale afschuifkracht nxy)

nxy = -2453; 2755

Controle getande verbinding met c=0,5 en μ=0,9, zie onderstaand.

Minimale overlappingslengte: l_{bd} = 750 mm.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)			v5
Sterkte klasse beton		C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	f _{ck} =	50 N/mm ²	
Betonstaal	B	500 B	
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	z =	1000 mm	
Breedte van het aansluitvlak	b _i =	400 mm	
Dwarskracht	V _{Ed} =	2755 kN	
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	β =	1,0	
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	V _{Edi} = β * V _{Ed} / (z*b _i) =	6,89 N/mm ²	
Classificatie ruwheid oppervlak		geprofileerd	
Ruwheidsfactor	c =	0,5	
Ruwheidsfactor	μ =	0,9	
Rekenwaarde treksterkte	f _{ctd} = α _{ct} *f _{ctk;0,05} /γ _c	1,90 N/mm ²	
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	f _{cd} = α _{cc} *f _{ck} /γ _c	33,3 N/mm ²	
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	f _{yd} =	435 N/mm ²	
Normaalkracht in aansluitvlak	N _{Ed} =	414 kN	
Normaalkrachtspanning	σ _{n1} = N _{Ed} /(z*b _i)	1,04 N/mm ²	
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	σ _{n2} = 0,6*f _{cd}	20,00 N/mm ²	
In rekening te brengen N-spanning	σ _n =	1,04 N/mm ²	
Wapening per m'	∅ 25 –	150	
Aantal rijen stekken	n =	2	
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	A _s =	6545 mm ²	
Oppervlakte van de verbinding	A _i = z*b _i	400000 mm ²	
Wapeningsverhouding	ρ = A _s /A _i =	0,016362	
Hoek wapening met afschuifvlak	α =	90 °	
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	v = 0,6[1-f _{ck} /250]	0,48	
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	V _{Rdi} = c*f _{ctd} +μ*σ _n +ρ*f _{yd} *(μ*sin(α)+cos(α)) =	8,29 N/mm ²	
Maximaal opneembare afschuifspanning	V _{Rdi,max} = 0,5*v*f _{cd} =	8 N/mm ²	
Unity check	UC = V _{Edi} / V _{Rdi} =	0,86	

3.12.4 Berekening 13^e-14^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

nx = -214 (-169 bij maximale afschuifkracht nxy)

nxy = -896; 863

Controle getande verbinding met c=0,5 en μ=0,9, zie onderstaand.

Minimale overlappingslengte: l_{bd} = 450 mm.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)			v5
Sterkte klasse beton		C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	f _{ck} =	50 N/mm ²	
Betonstaal	B	500 B	
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	z =	1000 mm	
Breedte van het aansluitvlak	b _i =	400 mm	
Dwarskracht	V _{Ed} =	896 kN	
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	β =	1,0	
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	V _{Edi} = β * V _{Ed} / (z*b _i) =	2,24 N/mm ²	
Classificatie ruwheid oppervlak		geprofileerd	
Ruwheidsfactor	c =	0,5	
Ruwheidsfactor	μ =	0,9	
Rekenwaarde treksterkte	f _{ctd} = a _{ct} *f _{ctk;0,05} /γ _c	1,90 N/mm ²	
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	f _{cd} = a _{cc} *f _{ck} /γ _c	33,3 N/mm ²	
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	f _{yd} =	435 N/mm ²	
Normaalkracht in aansluitvlak	N _{Ed} =	169 kN	
Normaalkrachtspanning	σ _{n1} = N _{Ed} /(z*b _i)	0,42 N/mm ²	
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	σ _{n2} = 0,6*f _{cd}	20,00 N/mm ²	
In rekening te brengen N-spanning	σ _n =	0,42 N/mm ²	
Wapening per m'	∅ 16 –	150	
Aantal rijen stekken	n =	2	
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	A _s =	2681 mm ²	
Oppervlakte van de verbinding	A _i = z*b _i	400000 mm ²	
Wapeningsverhouding	ρ = A _s /A _i =	0,006702	
Hoek wapening met afschuifvlak	α =	90 °	
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	v = 0,6[1-f _{ck} /250]	0,48	
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	V _{Rdi} = c*f _{ctd} +μ*σ _n +ρ*f _{yd} *(μ*sin(α)+cos(α)) =	3,95 N/mm ²	
Maximaal opneembare afschuifspanning	V _{Rdi,max} = 0,5*v*f _{cd} =	8 N/mm ²	
Unity check	UC = V _{Edi} / V _{Rdi} =	0,57	

3.12.5 Berekening 15^e-16^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

nx = -176 (-145 bij maximale afschuifkracht nxy)

nxy = -563; 497

Controle getande verbinding met c=0,5 en μ=0,9, zie onderstaand.

Minimale overlappingslengte: l_{bd} = 350 mm.

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)			v5
Sterkte klasse beton		C50/60	
Karakteristieke cilinderdruksterkte	f _{ck} =	50 N/mm ²	
Betonstaal	B	500 B	
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	z =	1000 mm	
Breedte van het aansluitvlak	b _i =	300 mm	
Dwarskracht	V _{Ed} =	563 kN	
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	β =	1,0	
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	V _{Edi} = β * V _{Ed} / (z*b _i) =	1,88 N/mm ²	
Classificatie ruwheid oppervlak		geprofileerd	
Ruwheidsfactor	c =	0,5	
Ruwheidsfactor	μ =	0,9	
Rekenwaarde treksterkte	f _{ctd} = α _{ct} *f _{ctk;0,05} /γ _c	1,90 N/mm ²	
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	f _{cd} = α _{cc} *f _{ck} /γ _c	33,3 N/mm ²	
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	f _{yd} =	435 N/mm ²	
Normaalkracht in aansluitvlak	N _{Ed} =	145 kN	
Normaalkrachtspanning	σ _{n1} = N _{Ed} /(z*b _i)	0,48 N/mm ²	
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	σ _{n2} = 0,6*f _{cd}	20,00 N/mm ²	
In rekening te brengen N-spanning	σ _n =	0,48 N/mm ²	
Wapening per m'	∅ 12 –	150	
Aantal rijen stekken	n =	2	
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	A _s =	1508 mm ²	
Oppervlakte van de verbinding	A _i = z*b _i	300000 mm ²	
Wapeningsverhouding	ρ = A _s /A _i =	0,005027	
Hoek wapening met afschuifvlak	α =	90 °	
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	v = 0,6[1-f _{ck} /250]	0,48	
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	V _{Rdi} = c*f _{ctd} +μ*σ _n +ρ*f _{yd} *(μ*sin(α)+cos(α)) =	3,35 N/mm ²	
Maximaal opneembare afschuifspanning	V _{Rdi,max} = 0,5*v*f _{cd} =	8 N/mm ²	
Unity check	UC = V _{Edi} / V _{Rdi} =	0,56	

3.12.6 Berekening 17^e-23^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

nx = -135 (-93 bij maximale afschuifkracht nxy)

nxy = -423, 371

Controle stekkenbak met $c=0,4$ en $\mu=0,7$, zie onderstaand. $f_{yd,red} = 435 \cdot 0,8 = 348 \text{ N/mm}^2$ (i.v.m. buigen stekken).

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)				v5
Sterkte klasse beton		C50/60		
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²		
Betonstaal	B	500 B		
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	z =	1000 mm		
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	190 mm		
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	423 kN		
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0		
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edi} = \beta * V_{Ed} / (z * b_l) =$	2,23 N/mm ²		
Classificatie ruwheid oppervlak		ruw		
Ruwheidsfactor	c =	0,4		
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,7		
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,90 N/mm ²		
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²		
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	348 N/mm ²		
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	93 kN		
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_l)$	0,49 N/mm ²		
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²		
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,49 N/mm ²		
Wapening per m'	$\phi \text{ 12} -$	150		
Aantal rijen stekken	n =	2		
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	1508 mm ²		
Oppervlakte van de verbinding	$A_l = z * b_l$	190000 mm ²		
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_l =$	0,007937		
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °		
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$	0,48		
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	3,04 N/mm ²		
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdi,max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²		
Unity check	$UC = V_{Edi} / V_{Rdi} =$	0,73		

3.12.7 Berekening 24^e-37^e verdieping

Snedekrachten in kN/m (SCIA model v55.0):

nx = -134, 88 (-59 bij maximale afschuifkracht nxy)

nxy = -232, 211

Controle stekkenbak met $c=0,4$ en $\mu=0,7$, zie onderstaand. $f_{yd,red} = 435 \cdot 0,8 = 348 \text{ N/mm}^2$ (i.v.m. buigen stekken).

Afschuiving in het aansluitvlak tussen op verschillende tijdstippen gestort beton (EC2, 6.2.5)				v5
Sterkte klasse beton		C50/60		
Karakteristieke cilinderdruksterkte	$f_{ck} =$	50 N/mm ²		
Betonstaal	B	500 B		
Hefboomsarm samengestelde doorsnede	$z =$	1000 mm		
Breedte van het aansluitvlak	$b_l =$	140 mm		
Dwarskracht	$V_{Ed} =$	232 kN		
Dwarskracht verhouding tussen beide vlakken	$\beta =$	1,0		
Rekenwaarde schuifspanning aansluitvlak	$V_{Edl} = \beta * V_{Ed} / (z * b_l) =$	1,66 N/mm ²		
Classificatie ruwheid oppervlak		ruw		
Ruwheidsfactor	$c =$	0,4		
Ruwheidsfactor	$\mu =$	0,7		
Rekenwaarde treksterkte	$f_{ctd} = a_{ct} * f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,90 N/mm ²		
Rekenwaarde cilinderdruksterkte	$f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	33,3 N/mm ²		
Rekenwaarde treksterkte betonstaal	$f_{yd} =$	348 N/mm ²		
Normaalkracht in aansluitvlak	$N_{Ed} =$	59 kN		
Normaalkrachtspanning	$\sigma_{n1} = N_{Ed} / (z * b_l)$	0,42 N/mm ²		
Maximaal in rekening te brengen N-spanning	$\sigma_{n2} = 0,6 * f_{cd}$	20,00 N/mm ²		
In rekening te brengen N-spanning	$\sigma_n =$	0,42 N/mm ²		
Wapening per m'	$\phi \text{ 10} -$	150		
Aantal rijen stekken	$n =$	2		
Oppervlak wapening die het afschuifvlak kruist	$A_s =$	1047 mm ²		
Oppervlakte van de verbinding	$A_l = z * b_l$	140000 mm ²		
Wapeningsverhouding	$\rho = A_s / A_l =$	0,00748		
Hoek wapening met afschuifvlak	$\alpha =$	90 °		
Sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2(6))	$v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$	0,48		
Rekenwaarde afschuifweerstand aansluitvlak	$V_{Rdl} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) =$	2,88 N/mm ²		
Maximaal opneembare afschuifspanning	$V_{Rdl;max} = 0,5 * v * f_{cd} =$	8 N/mm ²		
Unity check	$UC = V_{Edl} / V_{Rdl} =$	0,58		

3.13 Knoop boven paal (funderingsplaat hoogbouw)

In deze paragraaf worden een aantal toetsingen uitgevoerd:

- Maximaal toelaatbare paalreactie op basis van de toelaatbare spanning ($\sigma_{Rd,max}$) in de knoop (gerekend zonder aanwezigheid van stekken)
- Maximaal toelaatbare paalreactie op basis van de betonddoorsnede van de paal en de aanwezige wapening

Voor de hoogbouw wordt uitgegaan van Tubex palen Ø950/762 (t=8,8mm).

Maximaal toelaatbare paalreactie op basis van de toelaatbare spanning ($\sigma_{Rd,max}$)

De rekenwaarde van de betondruksterkte van de funderingsplaat bedraagt:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \cdot k_t = 55/1,5 \cdot 0,85 = 31,2 \text{ N/mm}^2$$

Onderscheid wordt gemaakt in drie type knopen boven de funderingspaal:

- C-C-C knoop: binnenpalen
- C-C-T knoop: randpalen
- C-C-T-T knoop: hoekpalen

De toelaatbare spanning ($\sigma_{Rd,max}$) in de knoop volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4 bedraagt:

$$\text{C-C-C knoop: } k=1,00 \rightarrow \sigma_{Rd,max} = 1,00 \cdot 0,813 \cdot 31,2 \cdot 1,1 = 27,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{C-C-T knoop: } k=0,85 \rightarrow \sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot 0,813 \cdot 31,2 \cdot 1,1 = 23,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{C-C-T-T knoop: } k=0,75 \rightarrow \sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot 0,813 \cdot 31,2 \cdot 1,1 = 20,9 \text{ N/mm}^2$$

$$v' = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 0,85 \cdot 55/250 = 0,813$$

Dit leidt tot de onderstaande toelaatbare paalreacties (betonddoorsnede Ø744mm):

$$\text{C-C-C knoop: } R_{Ed} = 27,9 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 744^2) = 12129 \text{ kN}$$

$$\text{C-C-T knoop: } R_{Ed} = 23,7 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 744^2) = 10303 \text{ kN}$$

$$\text{C-C-T-T knoop: } R_{Ed} = 20,9 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 744^2) = 9086 \text{ kN}$$

Maximaal toelaatbare paalreactie op basis van de betondoorsnede van de paal

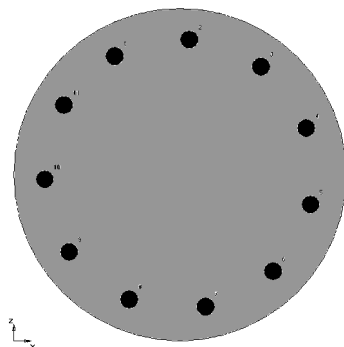
Uitgangspunten:

- Betonkwaliteit C35/45
- Diameter betondoorsnede: $\text{Ø}762-2 \cdot 8,8 = \text{Ø}744 \text{ mm}$
- Dekking 50 mm
- Hoofdwapening 11Ø40
- Kopmoment $M_{\text{Ed}} = 800 \text{ kNm}$

De toelaatbare normaalkracht is gecontroleerd m.b.v. TS MN kappa en bedraagt:
 $N_{\text{Rd}} = 12.500 \text{ kN}$

Wapening

nr.	y-coörd. [mm]	z-coörd. [mm]	Diameter [mm]	A_s/A_p [mm ²]	Perc. [%]	Staalkwaliteit	Voorspanning [N/mm ²]
1	226.4	638.0	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
2	393.8	674.7	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
3	554.3	614.2	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
4	656.3	476.5	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
5	666.2	305.1	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
6	582.0	155.5	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
7	430.5	76.3	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
8	259.1	92.1	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
9	124.3	199.1	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
10	69.8	361.6	40.0	1256.6	100	B500A	0.0
11	112.4	528.0	40.0	1256.6	100	B500A	0.0

**Sterkte**

Art. 6.1 – Eurocode EN 1992-1-1

$$N_{\text{Ed}} = -12500.0 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ey};d} = 800.0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}.min} = 310.4 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} + M_{\text{pw}} = |800.0 \text{ kNm}|$$

$$M_{\text{Ez};d} = 0.0 \text{ kNm}$$

$$e_0 = 24.8 \text{ mm} \quad \text{Art. 6.1 (4)}$$

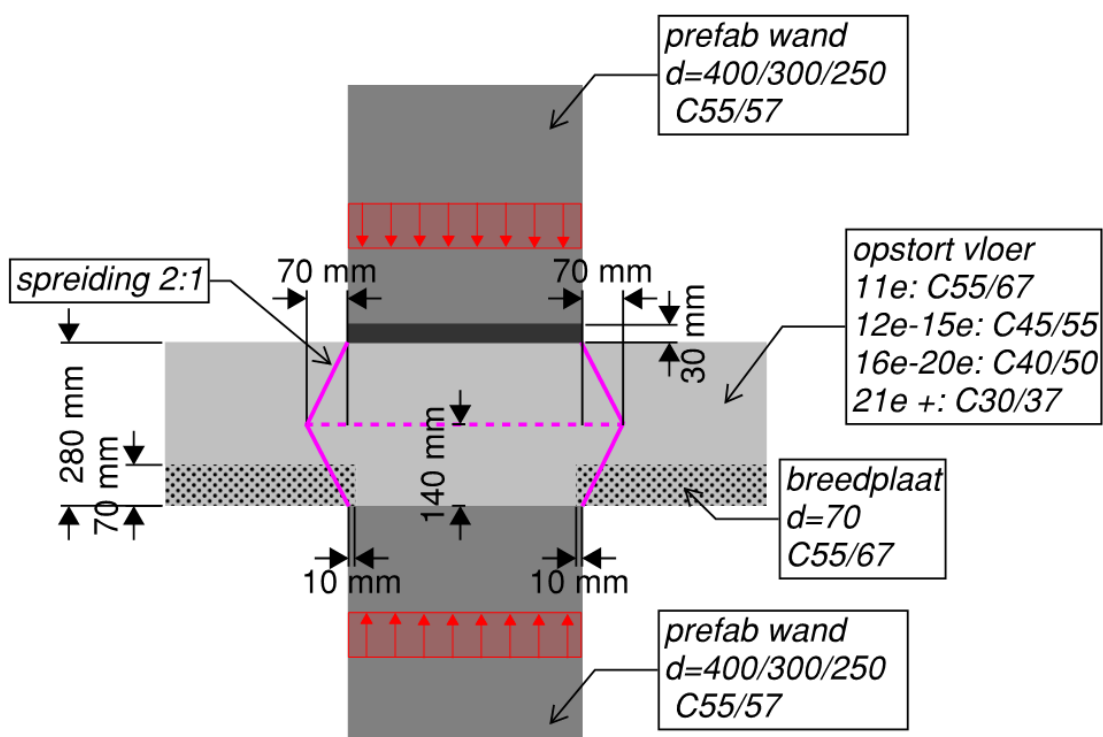
$$M_{\text{R}} = |802.2 \text{ kNm}| \text{ voldoet}$$

3.14 Knoop prefabwand-vloer-prefabwand (11^e verdieping en hoger)

3.14.1 Inleiding

De prefab wanden vanaf de 11^e verdieping en hoger worden onderbroken door de vloer. Dit betekent dat de krachten van wand naar wand via de vloer worden doorgeleid. De vloer dient hiervoor over een minimale betondruksterkte te beschikken. Onderstaand is de benodigde betonkwaliteit per verdieping weergegeven:

11 ^e verdiepingvloer:	C55/67
12 ^e t/m 15 ^e verdiepingvloer:	C45/55
16 ^e t/m 20 ^e verdiepingvloer:	C40/50
21 ^e verdiepingvloer en hoger:	C30/37



De betonkwaliteit is aan de hand van onderstaande berekeningen bepaald:

- Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit wand (bovengrens). Uitgaande van een betonkwaliteit C55/67 voor alle wanden. Zie paragraaf 3.14.2.
- Benodigde betondruksterkte vloer op basis van snedekracht wand (ondergrens). Zie paragraaf 3.14.3.

Daarnaast is in paragraaf 3.14.4 onderzocht of er trekspanningen in de vloer ontstaan t.g.v. spleten. Aan de hand van de trekspanningen wordt de benodigde spleetwapening bepaald.

3.14.2 Benodigde betondruksterkte vloer op basis van betonkwaliteit wand (bovengrens)

De krachten vanuit de wand mogen in de vloer worden gespreid volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.7. Onderstaand is op basis van de betonkwaliteit van de wanden de benodigde betondruksterkte van de vloer bepaald. De betonkwaliteit van de wanden is C55/67.

Wand d=400

Spreiding slechts in één richting mogelijk

$$A_{c0} = 1000 \times 400 = 400 \text{e}3 \text{ mm}^2 \text{ (gerekend per strekkende meter)}$$

$$A_{c1} = 1000 \times (400 + 2 \times 70) = 540 \text{e}3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Vergrotingsfactor spreiding: } \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} = 1,16$$

$$\text{Minimaal benodigde betondruksterkte: } f_{ck}/1,16 = 55/1,16 = 47 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C50/60}$$

Wand d=300

Spreiding slechts in één richting mogelijk

$$A_{c0} = 1000 \times 300 = 300 \text{e}3 \text{ mm}^2 \text{ (gerekend per strekkende meter)}$$

$$A_{c1} = 1000 \times (300 + 2 \times 70) = 440 \text{e}3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Vergrotingsfactor spreiding: } \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} = 1,21$$

$$\text{Minimaal benodigde betondruksterkte: } f_{ck}/1,21 = 55/1,21 = 45 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C45/55}$$

Wand d=250

Spreiding slechts in één richting mogelijk

$$A_{c0} = 1000 \times 250 = 250 \text{e}3 \text{ mm}^2 \text{ (gerekend per strekkende meter)}$$

$$A_{c1} = 1000 \times (250 + 2 \times 70) = 390 \text{e}3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Vergrotingsfactor spreiding: } \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} = 1,25$$

$$\text{Minimaal benodigde betondruksterkte: } f_{ck}/1,25 = 55/1,25 = 44 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{C45/55}$$

3.14.3 Benodigde betondruksterkte vloer o.b.v. snedekrachten wanden (ondergrens)

Aan de hand van de optredende snedekrachten in de wanden is de minimale betondruksterkte van de vloeren bepaald. De maatgevende snedekrachten per wand volgen uit het SCIA model en zijn ingevoerd in TS Kolomwapening. In TS kolomwapening is de minimaal benodigde betonkwaliteit ingevoerd om de wand goed af te kunnen wapenen (passing en wapeningspercentage). Vervolgens is a.d.h.v. de benodigde betonkwaliteit en de verhoogde druk door spreiding in de vloer een minimaal benodigde betondruksterkte voor de vloer berekend, zie onderstaande tabel.

De optredende snedekrachten in de wanden zijn op de volgende pagina's m.b.v. integratiestroken (1,0 m breedte) weergegeven. De integratiestroken zijn geplaatst op de posities waarde hoogste drukspanningen in de wand optreden.

Uitgangspunten:

mortelvoeg K70, ondersabelen/onderpompen (vullingsgraad 80%), voegdikte 30 mm

SCIA model v38.0									
As	Afmeting		Verdieping	Snedekrachten		Wand	Vloer		
	d	l		Combi	N		$\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})}$	$f_{ck,min}$	
	[mm]	[mm]		CO-...	[kN]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	
3,4,C,E,G	400	1000	12e tot 15e	14	-8349	50	1,16	43,0	→ C45/55
3,4	400	1000	15e tot 20e	15	-7472	45	1,16	38,7	→ C40/50
C,E,G	300	1000	15e tot 20e	8	-4295	45	1,21	37,2	→ C40/50
3,4	400	1000	20e tot 24e	-	-4000	30	1,16	25,8	→ C30/37
C,E,G	300	1000	20e tot 24e	-	-3000	30	1,21	24,8	→ C30/37
3,4	300	1000	24e tot 29e	-	-3000	30	1,21	24,8	→ C30/37
C,E,G	250	1000	24e tot 29e	-	-2500	30	1,25	24,0	→ C30/37

12^e tot 15^e verdieping (d=400mm)

Drukspanningen (UGT omhullend)

2D-spanning/-rek

Waardes: σ_z

Lineaire berekening

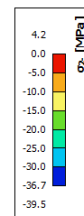
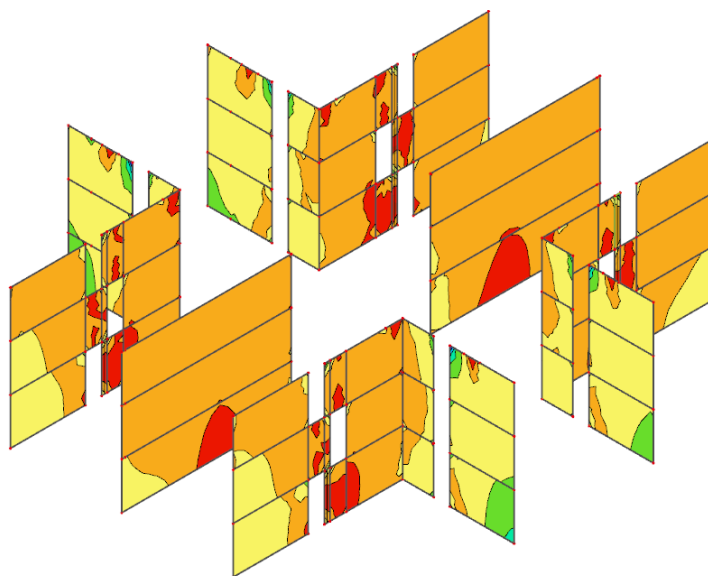
Klasse: Alle UGT

Extreem: Globaal

Selectie: Alle

Locatie: In knooppunten gem. bij

macro, Systeem: LCS net element



Snedekrachten (UGT omhullend)

Interne 1D-krachten

Waardes: N

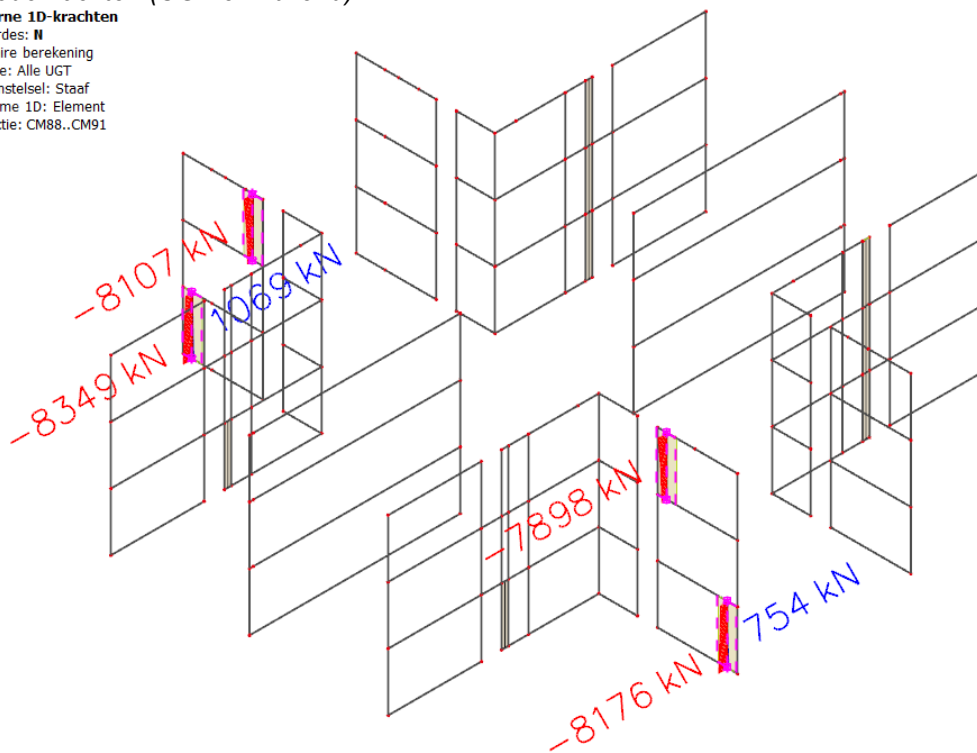
Lineaire berekening

Klasse: Alle UGT

Assenstelsel: Staaf

Extreme 1D: Element

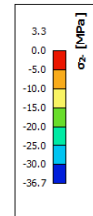
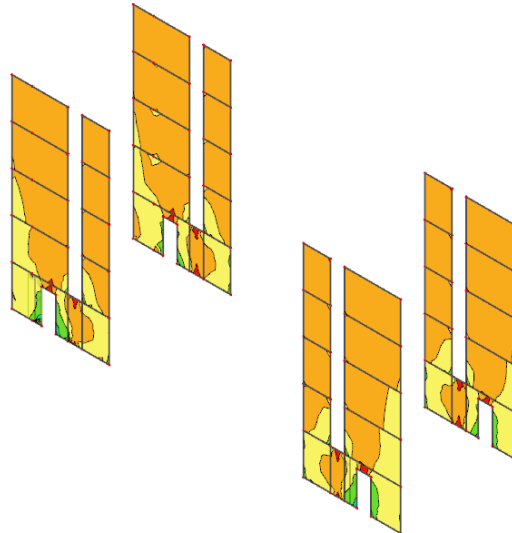
Selectie: CM88..CM91



15^e tot 20^e verdieping (d=400mm)

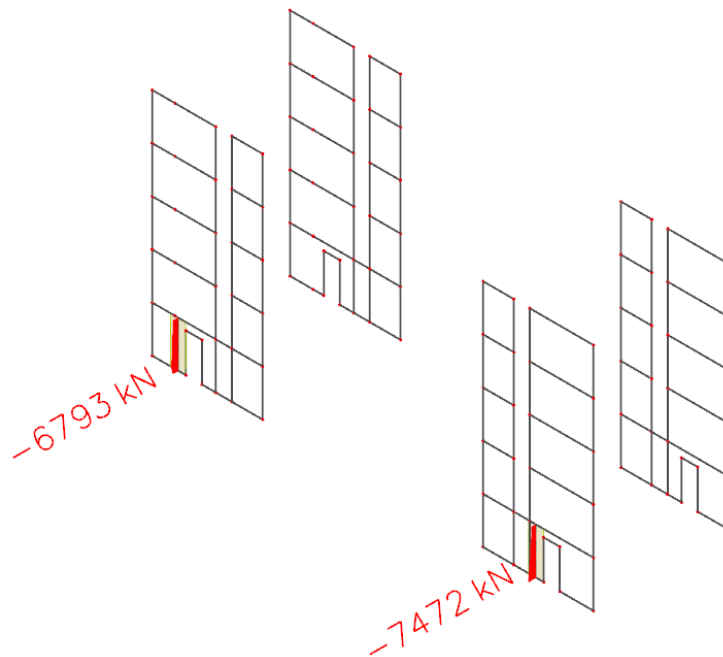
Drukspanningen (UGT omhullend)

2D-spanning/-rek
Waardes: σ_z
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



Snedekrachten (UGT omhullend)

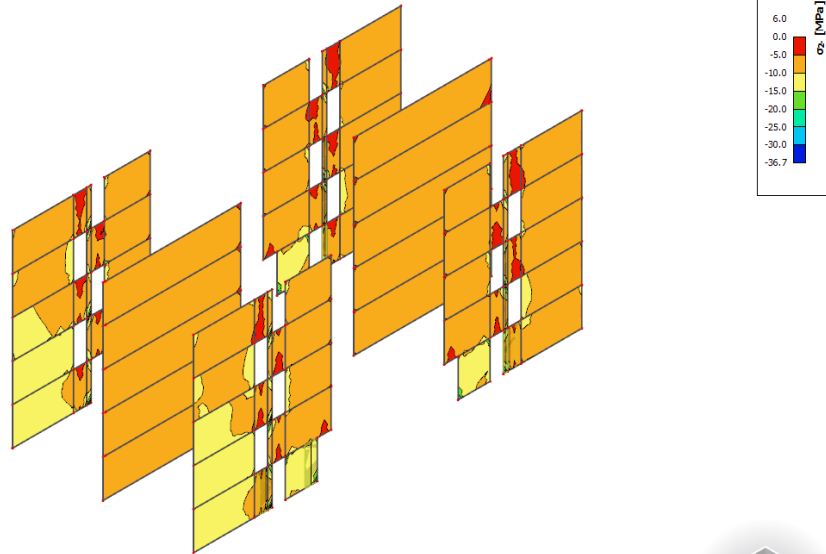
Interne 1D-krachten
Waardes: N
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Staaf
Extremes 1D: Element
Selectie: Alle



15^e tot 20^e verdieping (d=300mm)

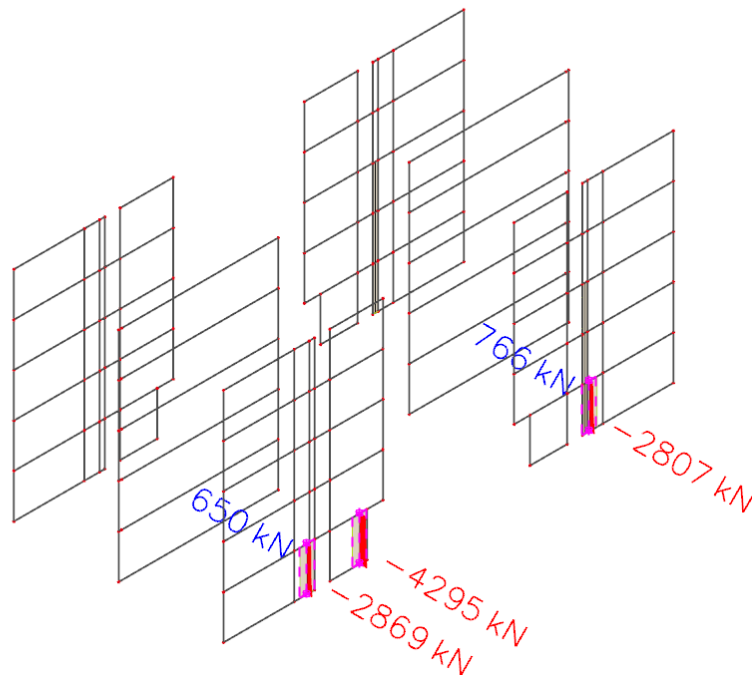
Drukspanningen (UGT omhullend)

2D-spanning/-rek
Waardes: σ_z
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



Snedekrachten (UGT omhullend)

Interne 1D-krachten
Waardes: N
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Assenstelsel: Staaf
Extreme 1D: Element
Selectie: CM94..CM96



20^e tot 24^e verdieping (d=400mm)

Drukspanningen < 10 N/mm².

20^e tot 24^e verdieping (d=300mm)

Drukspanningen < 10 N/mm².

24^e tot 39^e verdieping (d=300mm)

Drukspanningen < 10 N/mm².

24^e tot 39^e verdieping (d=250mm)

Drukspanningen < 10 N/mm².

3.14.4 Trekspanningen in vloer t.g.v. splejten

Indien de gemiddelde oplegdruk groter is dan $0,7 \cdot f_{cd}$ dient er in de vloer gerekend te worden aan trekspanningen (NEN-EN 1992-1-1 NB art. 10.9.4.3(7)).

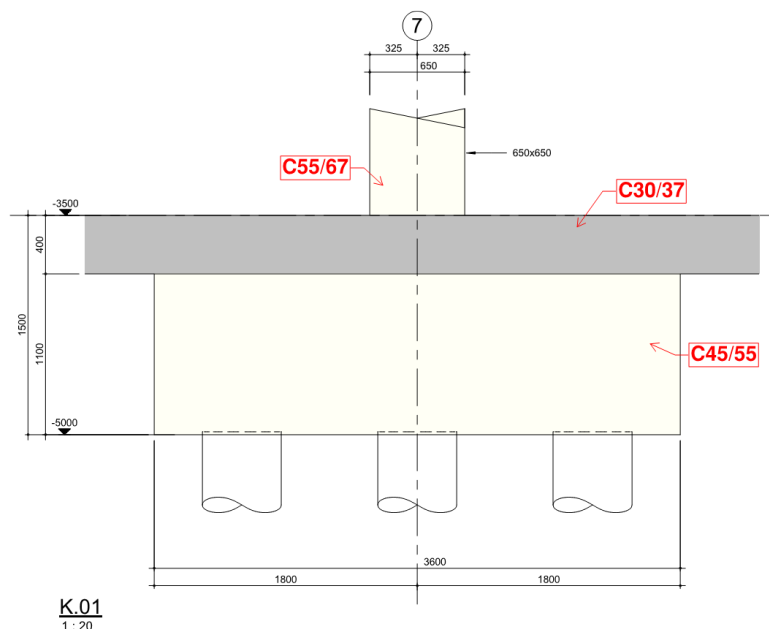
Berekening gemiddelde oplegdruk

Voor de berekening van de gemiddelde oplegdruk is gebruikt gemaakt van TS MN-kappa. In onderstaande tabel is aan de hand van de resultaten uit TS MN-kappa per wand de gemiddelde oplegdruk bepaald en gecontroleerd of er splejtwapening benodigd is. Uit de controle blijkt dat er nergens splejtwapening benodigd is.

As	Afmeting d l [mm] [mm]		Verdieping	Invoer tbv MN kappa		Uitvoer MN kappa		Toetsing splejtwapening		
				Snedekrachten N [kN]	My [kNm]	$\sigma_{ed,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{ed,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{ed,gem}$ [N/mm ²]	$f_{cd} \cdot 0,7$ [N/mm ²]	Splejtwapening benodigd?
3,4,C,E,G	400	1000	12e tot 15e	-8349	167	-25,4	-13,4	-19,4	-31,5	NEE
3,4	400	1000	15e tot 20e	-7472	149	-22,6	-12,0	-17,3	-28,0	NEE
C,E,G	300	1000	15e tot 20e	-4295	86	-18,8	-7,5	-13,2	-28,0	NEE
3,4	400	1000	20e tot 24e	-4000	80	-12,2	-6,5	-9,4	-21,0	NEE
C,E,G	300	1000	20e tot 24e	-3000	60	-13,0	-5,2	-9,1	-21,0	NEE
3,4	300	1000	24e tot 29e	-3000	60	-13,0	-5,2	-9,1	-21,0	NEE
C,E,G	250	1000	24e tot 29e	-2500	50	-14	-4,4	-9,2	-21,0	NEE

3.15 Knoop kolom laagbouw keldervloer-poer

Een aantal kolommen op de keldervloer tussen as 7-9 en C-J worden ondersteund door 4- en 5-paals poeren. De keldervloer (C30/37) wordt over de poeren (C45/55) heen gestort. Gecontroleerd wordt of de betonsterkteklasse van de vloer en de poer voldoende is.



Gerekend wordt met een maximale belasting op de poeren van:

4-paalspoer: $F_{Ed} = 11.000 \text{ kN}$

5-paalspoer: $F_{Ed} = 12.500 \text{ kN}$

Toetsing C-C-C knoop onder kolom

Direct onder de kolom is sprake van een C-C-C knoop met een meerassige spanningstoestand. De knoop wordt gevormd door het horizontale lastvlak van de kolom en de drie lastvlakken loodrecht op de drukdiagonalen. Er heerst in de knoop een hydrostatische druk. De toelaatbare karakteristieke betondruksterkte mag bij een meerassige spanningstoestand worden berekend volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 3.1.9:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) \text{ voor } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Met als bovengrens volgens NEN-EN 1992-1-1 art. 6.5.4(6): $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck}$.

De maximaal optredende spanning in de knoop volgt uit de maximaal optredende spanning in de kolom: $\sigma_{Ed,max} = \sigma_2 = 55/1,5 = 36,7 \text{ N/mm}^2$.

Dit leidt tot een effectieve drukspanning ten gevolge van omsluiting van:

$$f_{ck,keldervloer} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 > 0,05f_{ck} = 0,05 \cdot 30 = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5\sigma_2/f_{ck}) = 30 \cdot (1,125 + 2,5 \cdot 36,7/30) = 125,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Echter geldt als bovengrens: } \sigma_{Ed,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{ck} = 3,0 \cdot 1 \cdot 30/250 \cdot 30 = 79,2 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{ck,keldervloer} = 79,2 \text{ N/mm}^2 > f_{ck,kolom} = 55 \text{ N/mm}^2.$$

Door de meerassige spanningstoestand in de C-C-C knoop direct onder de kolom is de betondruksterkte van de keldervloer niet maatgevend t.o.v. de betondruksterkte van de kolom.

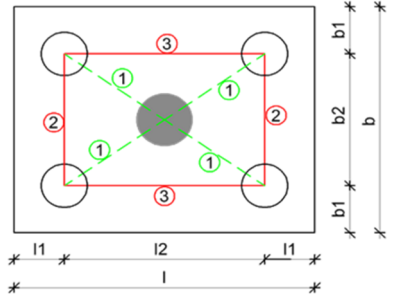
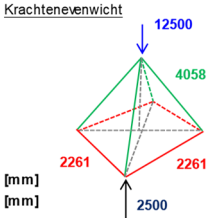
Toetsing 4-paalspoer

In onderstaande spreadsheet wordt de 4-paalspoer gecontroleerd.
De betonkwaliteit van C45/55 voor de poer is voldoende.

4 of 5-paals blokpoer		(NEN-EN 1992-1-1 + NB 2020, boek CB4)																																																																																																																						
Invoer																																																																																																																								
Aantal palen	n	=	4																																																																																																																					
Kar. beton cilinderdruksterkte	f_{ck}	=	45 [N/mm ²]																																																																																																																					
Kar. vloeigrens wapening	f_{yk}	=	500 [N/mm ²]																																																																																																																					
Milieuklasse		=	XC2 [-]																																																																																																																					
Stortwijze		=	Op werkvoer [-]																																																																																																																					
Rekenwaarde kolombelasting UGT	N_{Ed}	=	11000 [kN]																																																																																																																					
Rekenwaarde kolombelasting frequent	N_{req}	=	8462 [kN]																																																																																																																					
Kolom vorm		=	vierkant [-]																																																																																																																					
Kolomafmeting (dsn.)	b_k	=	650 [mm]																																																																																																																					
Paal type		=	rond [-]																																																																																																																					
Paalafmeting (diam.)	b_p	=	540 [mm]																																																																																																																					
Eindafstand breedterichting	b_1	=	600 [mm]																																																																																																																					
Afstand kolom-paal	b_2	=	2100 [mm]																																																																																																																					
Breedte poer (automatisch)	b	=	3300 [mm]																																																																																																																					
Breedte trekband (automatisch)	$b_{trekband}$	=	718 [mm]																																																																																																																					
Eindafstand lengterichting	l_1	=	600 [mm]																																																																																																																					
Afstand kolom-paal	l_2	=	2100 [mm]																																																																																																																					
Afstand kolom-paal (automatisch)	l_3	=	1485 [mm]																																																																																																																					
Lengte poer (automatisch)	l	=	3300 [mm]																																																																																																																					
Poerhoogte	h	=	1500 [mm]																																																																																																																					
<table><thead><tr><th></th><th>[kg/m³]</th><th>[kg]</th></tr></thead><tbody><tr><td>Trekband 2 - 1e laag: diameter</td><td>\varnothing_1</td><td>= 25 [mm]</td></tr><tr><td>Trekband 2 - 1e laag: aantal staven</td><td>n_1</td><td>= 11,00 [-]</td></tr><tr><td>Trekband 2 - 3e laag: diameter</td><td>\varnothing_3</td><td>= 0 [mm]</td></tr><tr><td>Trekband 2 - 3e laag: aantal staven</td><td>n_3</td><td>= 0,00 [-]</td></tr><tr><td>Trekband 3 - 2e laag: diameter</td><td>\varnothing_2</td><td>= 25 [mm]</td></tr><tr><td>Trekband 3 - 2e laag: aantal staven</td><td>n_2</td><td>= 11 [-]</td></tr><tr><td>Trekband 3 - 4e laag: diameter</td><td>\varnothing_4</td><td>= 0 [mm]</td></tr><tr><td>Trekband 3 - 4e laag: aantal staven</td><td>n_4</td><td>= 0,00 [-]</td></tr><tr><td>Flankwapening vert.: diameter</td><td>\varnothing_{lv}</td><td>= 12 [mm]</td></tr><tr><td>Flankwapening vert.: h.o.h. afstand</td><td>s_{lv}</td><td>= 150 [mm]</td></tr><tr><td>Flankwapening hor.: diameter</td><td>\varnothing_{lh}</td><td>= 12 [mm]</td></tr><tr><td>Flankwapening hor.: h.o.h. afstand</td><td>s_{lh}</td><td>= 150 [mm]</td></tr><tr><td>Huidwapening trekband 2: diameter</td><td>\varnothing_h</td><td>= 12 [mm]</td></tr><tr><td>Huidwapening trekband 2: h.o.h. afstand</td><td>s_h</td><td>= 100 [mm]</td></tr><tr><td>Huidwapening trekband 3: diameter</td><td>\varnothing_h</td><td>= 12 [mm]</td></tr><tr><td>Huidwapening trekband 3: h.o.h. afstand</td><td>s_h</td><td>= 100 [mm]</td></tr><tr><td>Aanhechting trekbandwapening</td><td></td><td>= goed [-]</td></tr><tr><td>Toegepaste dekking onderzijde</td><td>c_{onder}</td><td>= 50 [mm]</td></tr><tr><td>Toegepaste dekking zijkant</td><td>$c_{zijkant}$</td><td>= 30 [mm]</td></tr><tr><td>Toegepaste inwendige hefboomsarm</td><td>z</td><td>= 1200 [mm]</td></tr><tr><td>z voor buigliggertheorie</td><td>$z_{check,1}$</td><td>= 1260 [mm]</td></tr><tr><td>z volgens staafwerkmodel</td><td>$z_{check,2}$</td><td>= 1246 [mm]</td></tr><tr><td>Constructie gedrongen? $\max(b_2/h; l_2/h) < 3$</td><td></td><td>= 1,4 < 3 OK</td></tr><tr><td>Verhoging drukspanning vlg art. 6.5.4 (5)?</td><td></td><td>= ja</td></tr><tr><td colspan="4">Uitvoer</td></tr><tr><td>Controle C-C-C knoop</td><td>U.C.</td><td>= 0,61 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle C-C-T knoop</td><td>U.C.</td><td>= 0,98 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle wapening trekband 2</td><td>U.C.</td><td>= 0,91 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle wapening trekband 3</td><td>U.C.</td><td>= 0,91 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle flankwapening verticaal</td><td>U.C.</td><td>= 0,95 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle flankwapening horizontaal</td><td>U.C.</td><td>= 0,95 < 1,00</td></tr><tr><td>Controle huidwapening trekband 2</td><td>U.C.</td><td>= n.v.t. < 1,00</td></tr><tr><td>Controle huidwapening trekband 3</td><td>U.C.</td><td>= n.v.t. < 1,00</td></tr><tr><td>Controle scheurvorming wapening trekband 2</td><td>w_k</td><td>= 0,49 < 0,60</td></tr><tr><td>Controle scheurvorming wapening trekband 3</td><td>w_k</td><td>= 0,46 < 0,60</td></tr><tr><td colspan="4">Krachtenevenwicht</td></tr><tr><td colspan="4"></td></tr></tbody></table>					[kg/m ³]	[kg]	Trekband 2 - 1e laag: diameter	\varnothing_1	= 25 [mm]	Trekband 2 - 1e laag: aantal staven	n_1	= 11,00 [-]	Trekband 2 - 3e laag: diameter	\varnothing_3	= 0 [mm]	Trekband 2 - 3e laag: aantal staven	n_3	= 0,00 [-]	Trekband 3 - 2e laag: diameter	\varnothing_2	= 25 [mm]	Trekband 3 - 2e laag: aantal staven	n_2	= 11 [-]	Trekband 3 - 4e laag: diameter	\varnothing_4	= 0 [mm]	Trekband 3 - 4e laag: aantal staven	n_4	= 0,00 [-]	Flankwapening vert.: diameter	\varnothing_{lv}	= 12 [mm]	Flankwapening vert.: h.o.h. afstand	s_{lv}	= 150 [mm]	Flankwapening hor.: diameter	\varnothing_{lh}	= 12 [mm]	Flankwapening hor.: h.o.h. afstand	s_{lh}	= 150 [mm]	Huidwapening trekband 2: diameter	\varnothing_h	= 12 [mm]	Huidwapening trekband 2: h.o.h. afstand	s_h	= 100 [mm]	Huidwapening trekband 3: diameter	\varnothing_h	= 12 [mm]	Huidwapening trekband 3: h.o.h. afstand	s_h	= 100 [mm]	Aanhechting trekbandwapening		= goed [-]	Toegepaste dekking onderzijde	c_{onder}	= 50 [mm]	Toegepaste dekking zijkant	$c_{zijkant}$	= 30 [mm]	Toegepaste inwendige hefboomsarm	z	= 1200 [mm]	z voor buigliggertheorie	$z_{check,1}$	= 1260 [mm]	z volgens staafwerkmodel	$z_{check,2}$	= 1246 [mm]	Constructie gedrongen? $\max(b_2/h; l_2/h) < 3$		= 1,4 < 3 OK	Verhoging drukspanning vlg art. 6.5.4 (5)?		= ja	Uitvoer				Controle C-C-C knoop	U.C.	= 0,61 < 1,00	Controle C-C-T knoop	U.C.	= 0,98 < 1,00	Controle wapening trekband 2	U.C.	= 0,91 < 1,00	Controle wapening trekband 3	U.C.	= 0,91 < 1,00	Controle flankwapening verticaal	U.C.	= 0,95 < 1,00	Controle flankwapening horizontaal	U.C.	= 0,95 < 1,00	Controle huidwapening trekband 2	U.C.	= n.v.t. < 1,00	Controle huidwapening trekband 3	U.C.	= n.v.t. < 1,00	Controle scheurvorming wapening trekband 2	w_k	= 0,49 < 0,60	Controle scheurvorming wapening trekband 3	w_k	= 0,46 < 0,60	Krachtenevenwicht							
	[kg/m ³]	[kg]																																																																																																																						
Trekband 2 - 1e laag: diameter	\varnothing_1	= 25 [mm]																																																																																																																						
Trekband 2 - 1e laag: aantal staven	n_1	= 11,00 [-]																																																																																																																						
Trekband 2 - 3e laag: diameter	\varnothing_3	= 0 [mm]																																																																																																																						
Trekband 2 - 3e laag: aantal staven	n_3	= 0,00 [-]																																																																																																																						
Trekband 3 - 2e laag: diameter	\varnothing_2	= 25 [mm]																																																																																																																						
Trekband 3 - 2e laag: aantal staven	n_2	= 11 [-]																																																																																																																						
Trekband 3 - 4e laag: diameter	\varnothing_4	= 0 [mm]																																																																																																																						
Trekband 3 - 4e laag: aantal staven	n_4	= 0,00 [-]																																																																																																																						
Flankwapening vert.: diameter	\varnothing_{lv}	= 12 [mm]																																																																																																																						
Flankwapening vert.: h.o.h. afstand	s_{lv}	= 150 [mm]																																																																																																																						
Flankwapening hor.: diameter	\varnothing_{lh}	= 12 [mm]																																																																																																																						
Flankwapening hor.: h.o.h. afstand	s_{lh}	= 150 [mm]																																																																																																																						
Huidwapening trekband 2: diameter	\varnothing_h	= 12 [mm]																																																																																																																						
Huidwapening trekband 2: h.o.h. afstand	s_h	= 100 [mm]																																																																																																																						
Huidwapening trekband 3: diameter	\varnothing_h	= 12 [mm]																																																																																																																						
Huidwapening trekband 3: h.o.h. afstand	s_h	= 100 [mm]																																																																																																																						
Aanhechting trekbandwapening		= goed [-]																																																																																																																						
Toegepaste dekking onderzijde	c_{onder}	= 50 [mm]																																																																																																																						
Toegepaste dekking zijkant	$c_{zijkant}$	= 30 [mm]																																																																																																																						
Toegepaste inwendige hefboomsarm	z	= 1200 [mm]																																																																																																																						
z voor buigliggertheorie	$z_{check,1}$	= 1260 [mm]																																																																																																																						
z volgens staafwerkmodel	$z_{check,2}$	= 1246 [mm]																																																																																																																						
Constructie gedrongen? $\max(b_2/h; l_2/h) < 3$		= 1,4 < 3 OK																																																																																																																						
Verhoging drukspanning vlg art. 6.5.4 (5)?		= ja																																																																																																																						
Uitvoer																																																																																																																								
Controle C-C-C knoop	U.C.	= 0,61 < 1,00																																																																																																																						
Controle C-C-T knoop	U.C.	= 0,98 < 1,00																																																																																																																						
Controle wapening trekband 2	U.C.	= 0,91 < 1,00																																																																																																																						
Controle wapening trekband 3	U.C.	= 0,91 < 1,00																																																																																																																						
Controle flankwapening verticaal	U.C.	= 0,95 < 1,00																																																																																																																						
Controle flankwapening horizontaal	U.C.	= 0,95 < 1,00																																																																																																																						
Controle huidwapening trekband 2	U.C.	= n.v.t. < 1,00																																																																																																																						
Controle huidwapening trekband 3	U.C.	= n.v.t. < 1,00																																																																																																																						
Controle scheurvorming wapening trekband 2	w_k	= 0,49 < 0,60																																																																																																																						
Controle scheurvorming wapening trekband 3	w_k	= 0,46 < 0,60																																																																																																																						
Krachtenevenwicht																																																																																																																								

Toetsing 5-paalspoer

In onderstaande spreadsheet wordt de 5-paalspoer gecontroleerd.
De betonkwaliteit van C45/55 voor de poer is voldoende.

4 of 5-paals blokpoer		(NEN-EN 1992-1-1 + NB 2020, boek CB4)					
Invoer							
Aantal palen	n	=	5				
Kar. beton cilinderdruksterkte	f_{ck}	=	45 [N/mm ²]				
Kar. vloeigrens wapening	f_{yk}	=	500 [N/mm ²]				
Milieuklasse		=	XC2 [-]				
Stortwijze		=	Op werkvoer [-]				
Rekenwaarde kolombelasting UGT	N_{Ed}	=	12500 [kN]				
Rekenwaarde kolombelasting frequent	N_{req}	=	9615 [kN]				
Kolom vorm		=	vierkant [-]				
Kolomafmeting (dsn.)	b_k	=	650 [mm]				
Paal type		=	rond [-]				
Paalafmeting (diam.)	b_p	=	540 [mm]				
Eindafstand breedterichting	b_1	=	600 [mm]				
Afstand kolom-paal	b_2	=	2400 [mm]				
Breedte poer (automatisch)	b	=	3600 [mm]				
Breedte trekband (automatisch)	$b_{trekband}$	=	718 [mm]				
Eindafstand lengterichting	l_1	=	600 [mm]				
Afstand kolom-paal	l_2	=	2400 [mm]				
Afstand kolom-paal (automatisch)	l_3	=	1697 [mm]				
Lengte poer (automatisch)	l	=	3600 [mm]				
Poerhoogte	h	=	1500 [mm]				
							
$2 \cdot b_1 + b_2$							
$1,5 \cdot b_{eq,p}$							
$\sqrt{[(l_2/2)^2 + (b_2/2)^2]}$							
$2 \cdot l_1 + l_2$							
<table><thead><tr><th>[kg/m³]</th><th>[kg]</th></tr></thead><tbody><tr><td>97</td><td>1883</td></tr></tbody></table>				[kg/m ³]	[kg]	97	1883
[kg/m ³]	[kg]						
97	1883						
Trekband 2 - 1e laag: diameter	\varnothing_1	=	25 [mm]				
Trekband 2 - 1e laag: aantal staven	n_1	=	11,00 [-]				
Trekband 2 - 3e laag: diameter	\varnothing_3	=	0 [mm]				
Trekband 2 - 3e laag: aantal staven	n_3	=	0,00 [-]				
Trekband 3 - 2e laag: diameter	\varnothing_2	=	25 [mm]				
Trekband 3 - 2e laag: aantal staven	n_2	=	11 [-]				
Trekband 3 - 4e laag: diameter	\varnothing_4	=	0 [mm]				
Trekband 3 - 4e laag: aantal staven	n_4	=	0,00 [-]				
Flankwapening vert.: diameter	\varnothing_{lv}	=	16 [mm]				
Flankwapening vert.: h.o.h. afstand	s_{lv}	=	150 [mm]				
Flankwapening hor.: diameter	\varnothing_{lh}	=	16 [mm]				
Flankwapening hor.: h.o.h. afstand	s_{lh}	=	150 [mm]				
Huidwapening trekband 2: diameter	\varnothing_h	=	16 [mm]				
Huidwapening trekband 2: h.o.h. afstand	s_h	=	100 [mm]				
Huidwapening trekband 3: diameter	\varnothing_h	=	16 [mm]				
Huidwapening trekband 3: h.o.h. afstand	s_h	=	100 [mm]				
Aanhechting trekbandwapening		=	goed [-]				
Toegepaste dekking onderzijde	c_{onder}	=	50 [mm]				
Toegepaste dekking zijkant	$c_{zijkant}$	=	30 [mm]				
Toegepaste inwendige hefboomsarm	z	=	1200 [mm]				
z voor buigliggertheorie	$z_{check,1}$	=	1257 [mm]				
z volgens staafwerkmodel	$z_{check,2}$	=	1214 [mm]				
Constructie gedrongen? $\max(b_2/h; l_2/h) < 3$		=	1,6 < 3 OK				
Verhoging drukspanning vlg art. 6.5.4 (5)?		=	ja				
Uitvoer							
Controle C-C-C knoop	U.C.	=	0,56 < 1,00				
Controle C-C-T knoop	U.C.	=	1,00 < 1,00				
Controle wapening trekband 2	U.C.	=	0,96 < 1,00				
Controle wapening trekband 3	U.C.	=	0,96 < 1,00				
Controle flankwapening verticaal	U.C.	=	0,54 < 1,00				
Controle flankwapening horizontaal	U.C.	=	0,54 < 1,00				
Controle huidwapening trekband 2	U.C.	=	n.v.t. < 1,00				
Controle huidwapening trekband 3	U.C.	=	n.v.t. < 1,00				
Controle scheurvorming wapening trekband 2	w_k	=	0,51 < 0,60				
Controle scheurvorming wapening trekband 3	w_k	=	0,49 < 0,60				
							

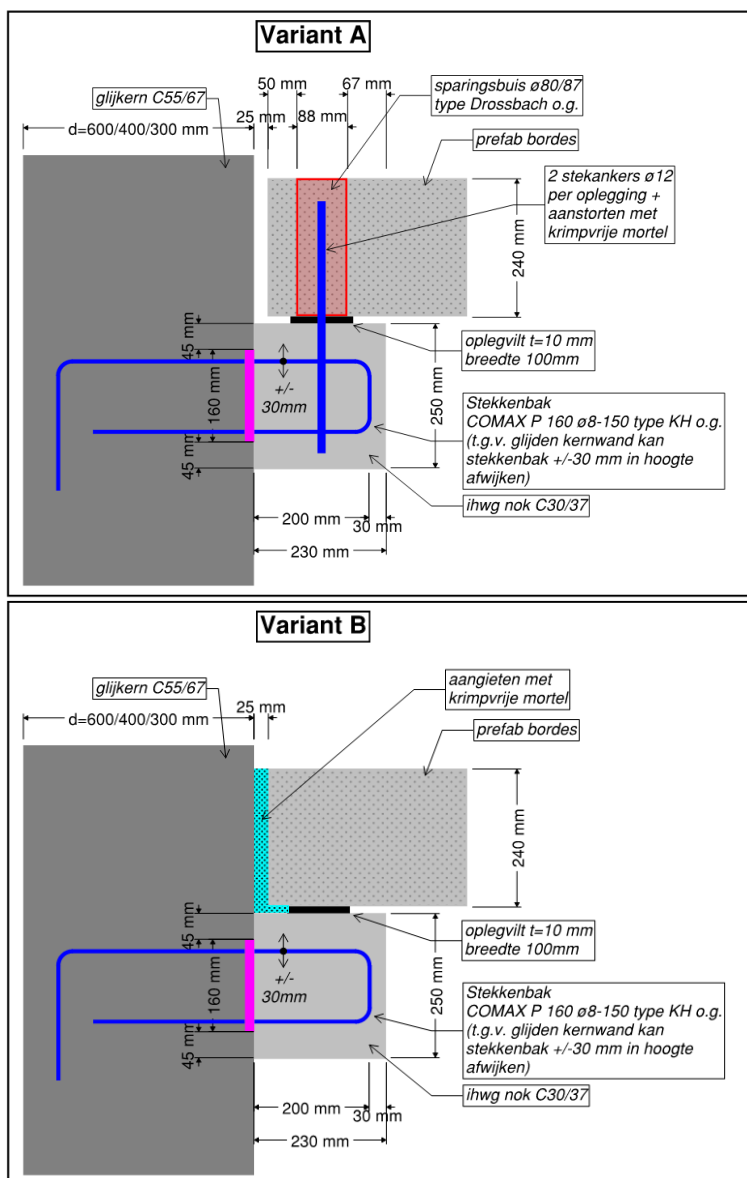
3.16 Nokken trappenhuis

De prefab trapbordessen worden opgelegd op in het werk gestorte nokken. In de wanden van de glijkern worden stekkenbakken opgenomen. Nadat de wanden van de glijkist zijn gestort worden één verdieping lager de stekkenbakken uitgevouwen en wordt de nok gestort. Vanwege het proces dient er een wat groter tolerantie aangehouden te worden. In deze paragraaf worden de nokken ontworpen met een verhoogde dekking.

Principe detail

Onderstaand zijn twee varianten voor de nok uitgewerkt.

In overleg met de uitvoering kan hierin een keuze worden gemaakt.



Belasting op nok hoogbouw (grote kern)

Geometrie prefab elementen

Afmeting bordes (lxb): 2,6m x 1,05m
Afmeting trap (lxbxh): 4,5m x 1,2m x 3,75 m
Lengte trap diagonaal: $\sqrt{4,5^2+3,75^2} = 5,9 \text{ m}$

Vlaklast permanent (eigen gewicht)

Prefab bordes 250 mm: $P_k = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
Prefab trap 250 mm: $P_k = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

Vlaklast veranderlijk

$P_{k,max} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Totale belasting op nok

Uit rapport [9] volgt voor de verdeling van de krachten:
25% belasting per nok (twee nokken), 50% naar schalmgatwand

$F_{k,G} = 25\% \cdot (2,6 \cdot 1,05 \cdot 6,25 + 2 \cdot 5,9 / 2 \cdot 1,2 \cdot 6,25) = 25\% \cdot (17,1 + 44,3) = 15,3 \text{ kN}$
 $F_{k,Q} = 25\% \cdot (2,6 \cdot 1,05 \cdot 3,00 + 2 \cdot 4,5 / 2 \cdot 1,2 \cdot 3,00) = 25\% \cdot (8,2 + 16,2) = 6,1 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 15,3 \cdot 1,32 + 6,1 \cdot 1,65 = 30,3 \text{ kN} \rightarrow \text{reken met } 35 \text{ kN}$

Uitgangspunt is dat de nok een lengte heeft van 1,0 m:
 $q_{Ed} = 35 \text{ kN/m}$

Belasting op nok laagbouw (kleine kern)

Geometrie prefab elementen

Afmeting bordes (lxb): 2,6m x 1,05m
Afmeting trap (lxbxh): 2,4m x 1,2m x 2,5 m
Lengte trap diagonaal: $\sqrt{2,4^2+2,5^2} = 3,5 \text{ m}$

Vlaklast permanent (eigen gewicht)

Prefab bordes 200 mm: $P_k = 0,20 \cdot 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Prefab trap 250 mm: $P_k = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

Vlaklast veranderlijk

$P_{k,max} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Totale belasting op nok

$F_{k,G} = 50\% \cdot (2,6 \cdot 1,05 \cdot 5,00 + 2 \cdot 3,5 / 2 \cdot 1,2 \cdot 6,25) = 50\% \cdot (13,7 + 26,3) = 20,0 \text{ kN}$
 $F_{k,Q} = 50\% \cdot (2,6 \cdot 1,05 \cdot 3,00 + 2 \cdot 2,5 / 2 \cdot 1,2 \cdot 3,00) = 50\% \cdot (8,2 + 9,0) = 8,6 \text{ kN}$

$F_{Ed} = 20,0 \cdot 1,32 + 8,6 \cdot 1,65 = 40,6 \text{ kN} \rightarrow \text{reken met } 45 \text{ kN}$

Uitgangspunt is dat de nok een lengte heeft van 1,0 m:
 $q_{Ed} = 45 \text{ kN/m} \rightarrow \text{maatgevend}$

Berekening stekkenbak

Max. exc. $25+43+88/2 = 112 \text{ mm} \rightarrow \text{reken met } 115 \text{ mm}$

De nok is met behulp van de software Betomax berekend in Bijlage B.

3.17

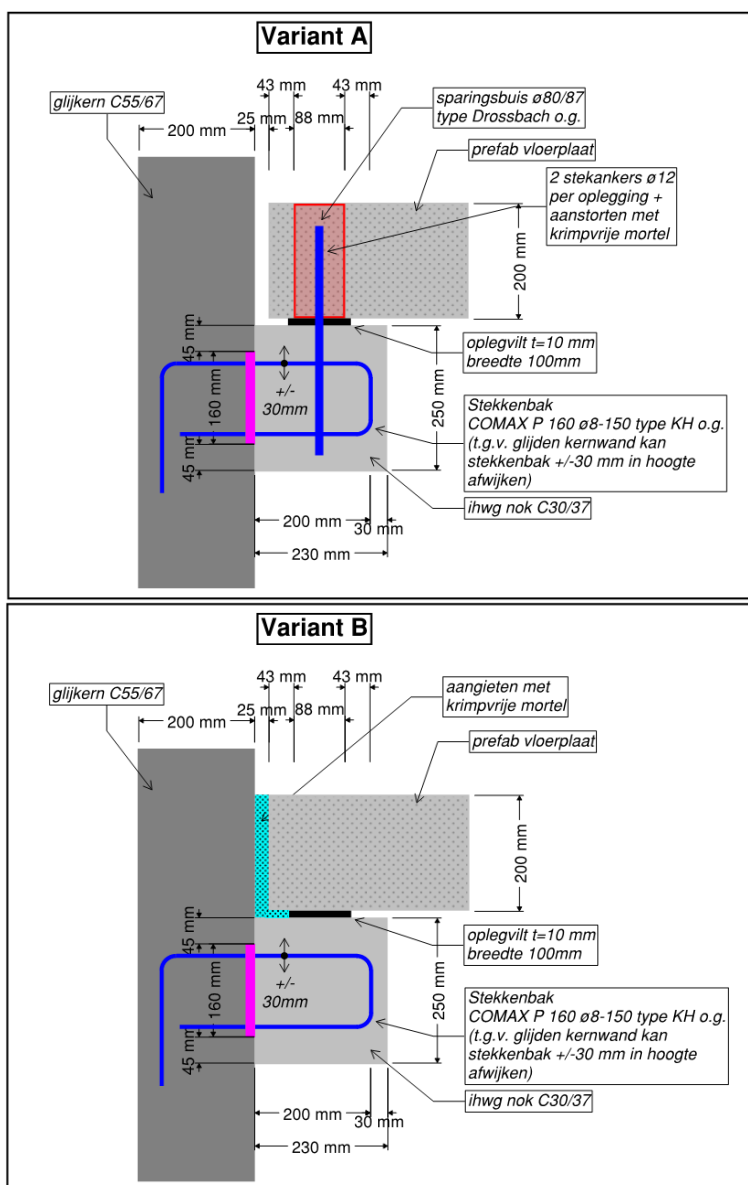
Nok oplegging vloerplaat grote kern

De prefab vloerplaat in de lifthal van de grote kern wordt opgelegd op in het werk gestorte nokken. In de wanden van de glijkern worden stekkenbakken opgenomen. Nadat de wanden van de glijkist zijn gestort worden één verdieping lager de stekkenbakken uitgevouwen en wordt de nok gestort. Vanwege het proces dient er een wat groter tolerantie aangehouden te worden. In deze paragraaf worden de nokken ontworpen met een verhoogde dekking.

Principe detail

Onderstaand zijn twee varianten voor de nok uitgewerkt.

In overleg met de uitvoering kan hierin een keuze worden gemaakt.



Belasting

Geometrie prefab vloerelement

Afmeting vloerplaat (lxb): 2,7m x 6,6m

Vlaklast permanent (eigen gewicht)

Prefab vloerplaat 200 mm: $P_k = 0,20 \cdot 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Afwerking 40 mm: $P_k = 0,04 \cdot 25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Vlaklast veranderlijk

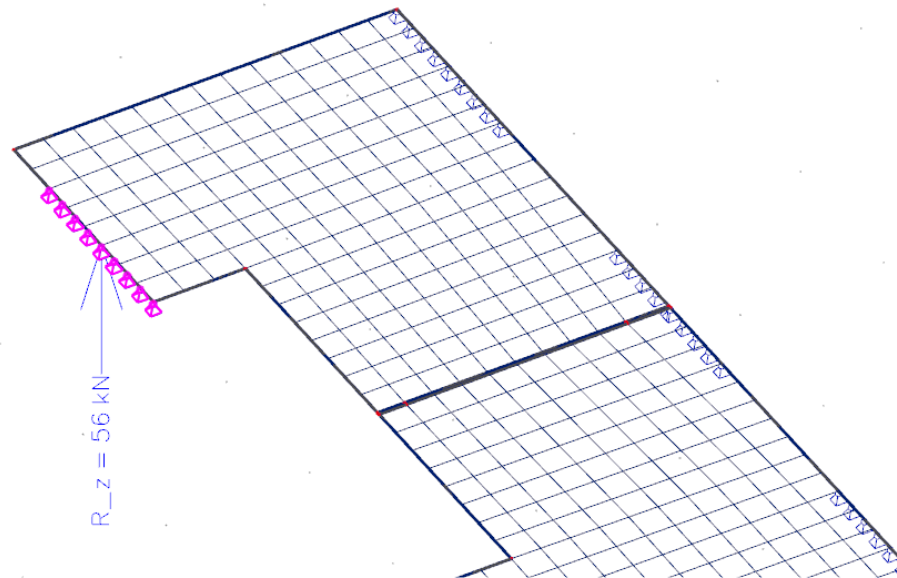
$P_{k,max} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Totale belasting op nok

De totale belasting op één nok volgt uit SCIA en bedraagt 56 kN. De lengte is 1,25 m.

Resultante van reacties

Waardes: Rz
Lineaire berekening
Klasse: Alle UGT
Extreem: Globaal
Selectie: Sle4
Systeem: Globaal



Uitgangspunt voor de berekening is dat de nok een lengte heeft van 1,0 m:

$$q_{Ed} = 56 \cdot 1,25 = 70 \text{ kN/m}$$

Berekening stekkenbak

Max. exc. $25+43+88/2 = 112 \text{ mm} \rightarrow$ reken met 115 mm

De nok is met behulp van de software Betomax berekend in Bijlage C.

3.18 Additionele krachten t.g.v. verjonging wanden glijkern hoogbouw

Inleiding

T.g.v. het verjongen van de kernwanden treden additionele krachten op die niet meegenomen zijn in het rekenmodel. De additionele krachten worden in deze paragraaf berekend.

De wanden verjongen ter hoogte van de volgende verdiepingen:

10^e → 11^e verdieping: 600 mm naar 400 mm (excentriciteit: 100 mm)

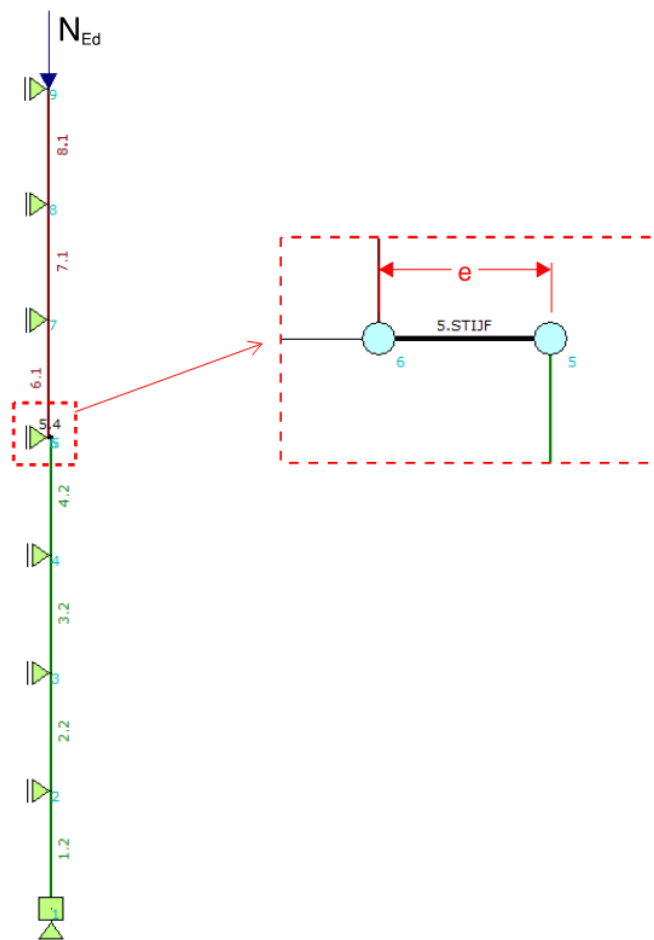
23^e → 24^e verdieping: 400 mm naar 300 mm (excentriciteit: 50 mm)

Beschouwing

Voor beide verjongingen is een aparte beschouwing gemaakt m.b.v. een rekenmodel in Technosoft Raamwerken. In onderstaande afbeelding is het rekenmodel weergegeven. Het rekenmodel is opgebouwd uit verticale staven (wanden). Ter plaatse van de verjonging is een horizontaal stijf element ingevoerd om de excentriciteit (e) in de aansluiting te modelleren.

Horizontale reactiekrachten

De optredende horizontale reactiekrachten kunnen op druk de vloer in worden geleid. Alleen ter plaatse van eventuele sparingen in de vloer dient de wapening te worden voorzien om de horizontale reactiekracht als trek de vloer in te leiden.



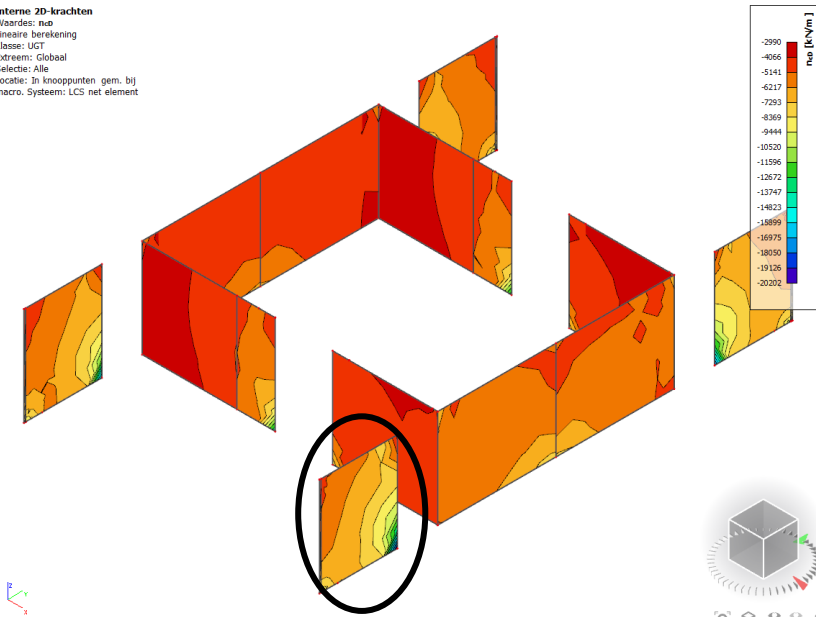
Verjonging 10^e-11^e verdieping

Voor de verticale belasting in het rekenmodel is het wanddeel met de grootste axiale drukkracht per strekkende meter aangehouden, zie afbeelding onderstaand.

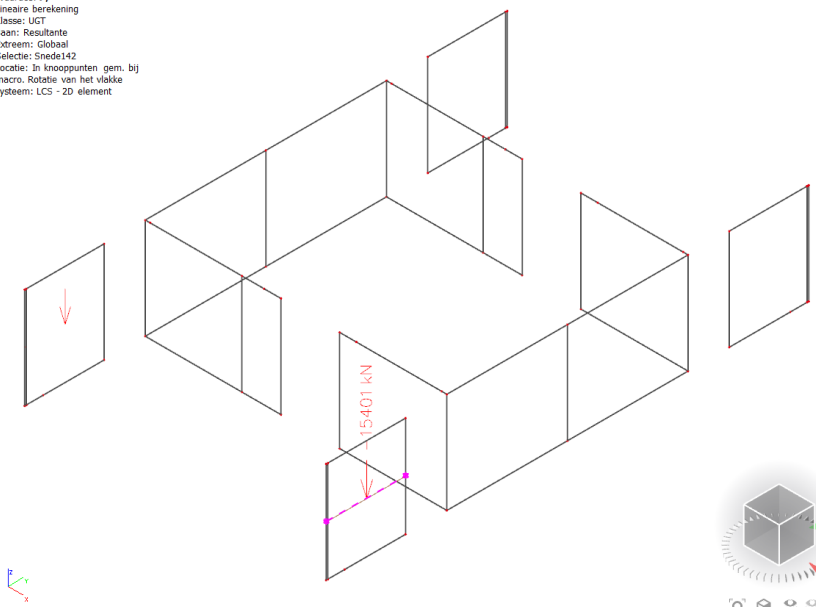
Maatgevende snedekracht (model v66.0):

$$N_{Ed} = 15041 \text{ kN} / 2,3 \text{ m} = 6540 \text{ kN/m}$$

Interne 2D-krachten
Waardes: nEd
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Extreem: Globaal
Selectie: Alle
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Systeem: LCS net element



Interne 2D-krachten
Waardes: Fy
Lineaire berekening
Klasse: UGT
Baas: Resultante
Extreem: Globaal
Selectie: Snede142
Locatie: In knooppunten gem. bij
macro. Rotatie van het vlakke
systeem: LCS - 2D element

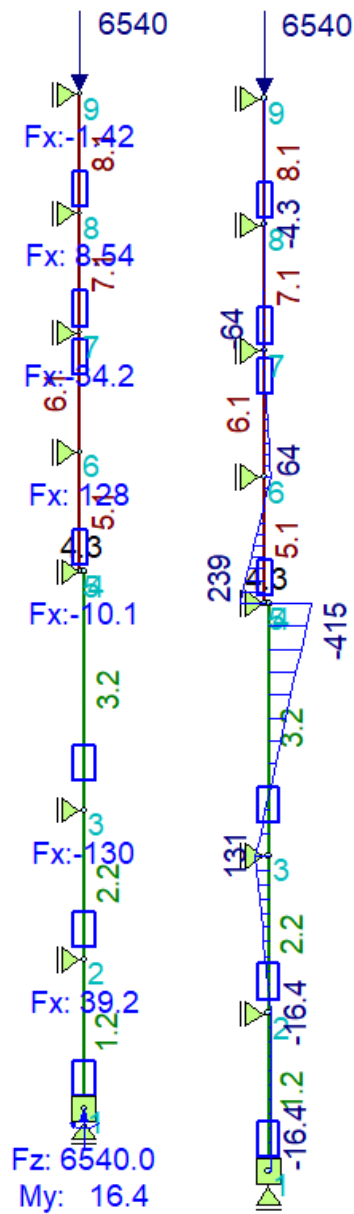


De maatgevende krachten t.g.v. de verjonging:

$H_{Ed} = 128 \text{ kN/m}$ (11^e verdieping)

$M_{Ed} = 415 \text{ kNm/m}$ (wand d=600 mm)

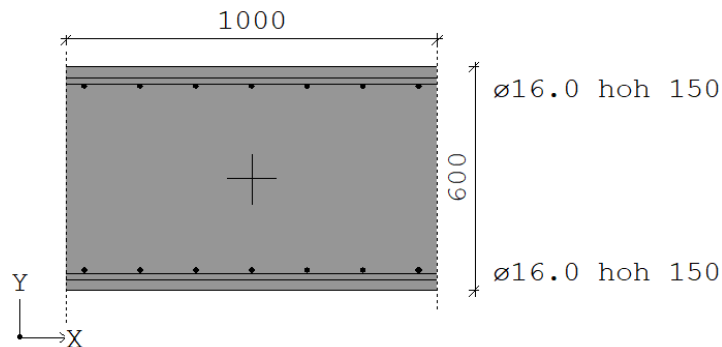
$M_{Ed} = 239 \text{ kNm/m}$ (wand d=400 mm)



Wapening wand $d=600$ mm

Berekend met TS kolomwapening.

Benodigd: minimale wapening, pas praktisch $\varnothing 16$ -150 v/a toe

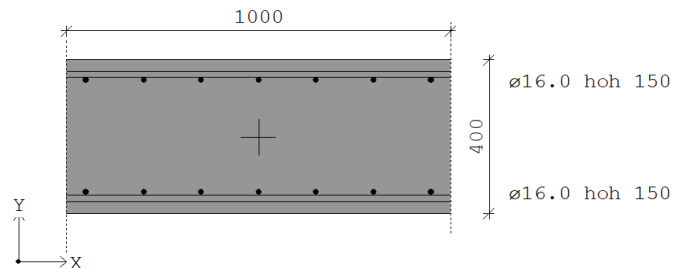
**Berekende gegevens**

	X-as
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	468.40
Min. wap. art. 9.6.2(1) [mm ² /m] :	0.0
Min.wap. art. 9.6.2(1) & (3) [mm ² /m] :	98.2 = 2x(ø5.0 hoh 400)
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ² /m] :	0.0
Tot. ber. wap. 1e/2e orde [mm ² /m] :	0.0
Maatgevende wapening [mm ² /m] :	98.2

Wapening wand $d=400$ mm

Berekend met TS kolomwapening.

Benodigd: minimale wapening, pas praktisch $\varnothing 16$ -150 v/a toe

**Berekende gegevens**

	X-as
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	271.70
Min. wap. art. 9.6.2(1) [mm ² /m] :	0.0
Min.wap. art. 9.6.2(1) & (3) [mm ² /m] :	98.2 = 2x(ø5.0 hoh 400)
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ² /m] :	0.0
Tot. ber. wap. 1e/2e orde [mm ² /m] :	0.0
Maatgevende wapening [mm ² /m] :	98.2

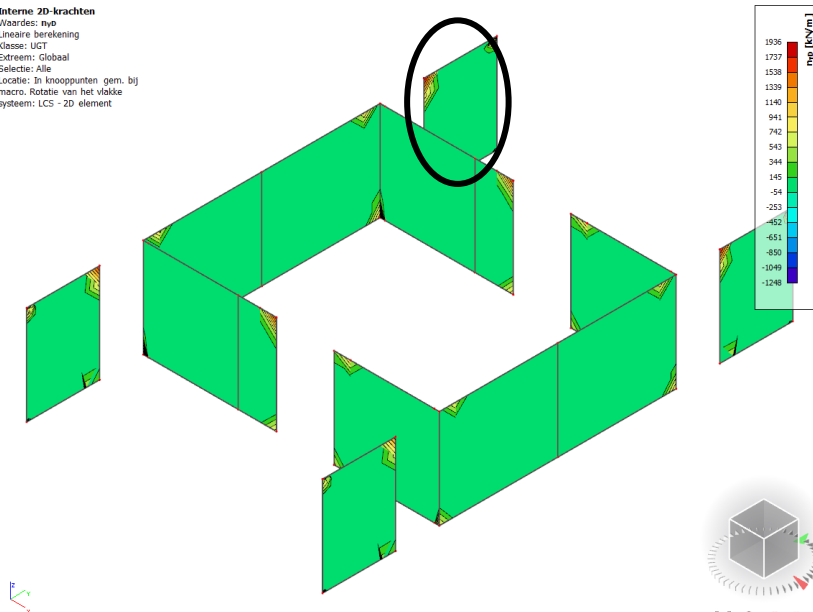
Verjonging 23^e-24^e verdieping

Voor de verticale belasting in het rekenmodel is het wanddeel met de grootste axiale drukkracht per strekkende meter aangehouden, zie afbeelding onderstaand.

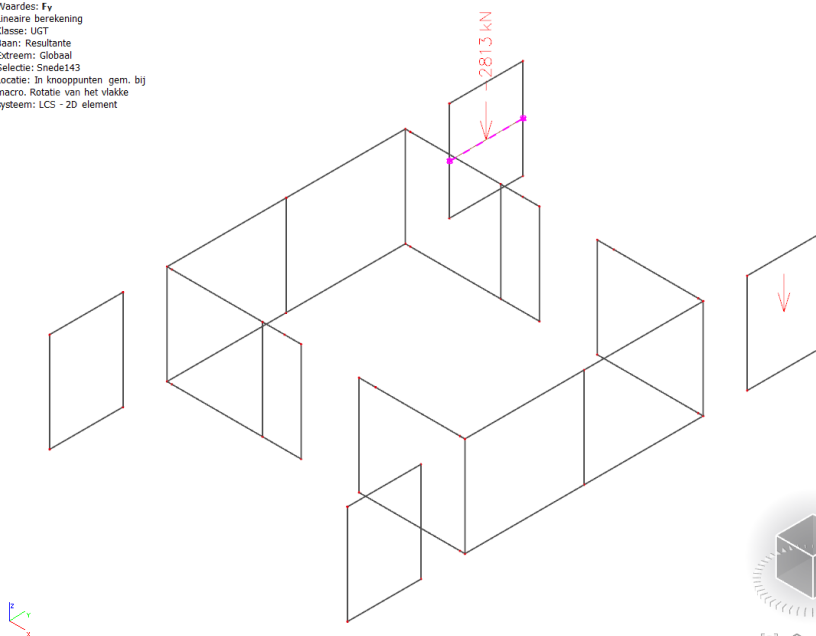
Maatgevende snedekracht (model v66.0):

$$N_{Ed} = 2813 \text{ kN} / 2,3 \text{ m} = 1223 \text{ kN/m}$$

Interne 2D-krachten
 Waardes: nyo
 Lineaire berekening
 Klasse: UGT
 Extreem: Globaal
 Selectie: Alle
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Rotatie van het vlakke
 systeem: LCS - 2D element



Interne 2D-krachten
 Waardes: Fy
 Lineaire berekening
 Klasse: UGT
 Basis: Resultante
 Extreem: Globaal
 Selectie: Snede143
 Locatie: In knooppunten gem. bij
 macro. Rotatie van het vlakke
 systeem: LCS - 2D element

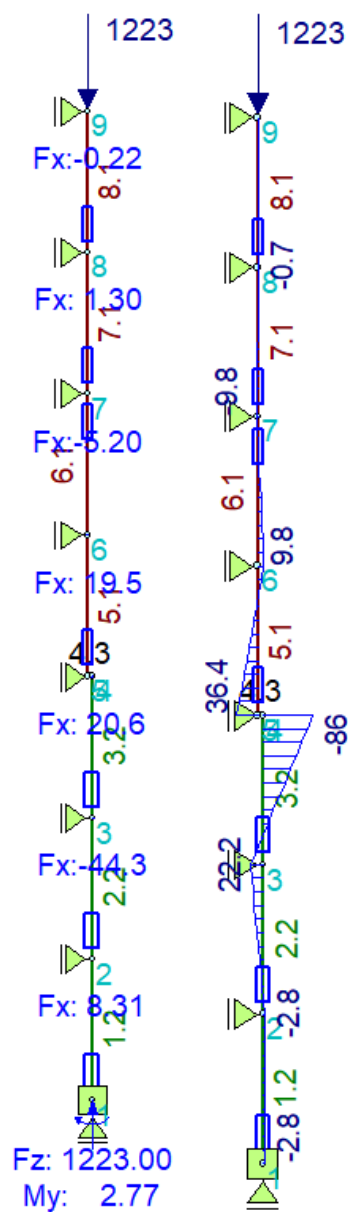


De maatgevende krachten t.g.v. de verjonging:

$H_{Ed} = 44 \text{ kN/m}$ (23^e verdieping)

$M_{Ed} = 86 \text{ kNm/m}$ (wand d=400 mm)

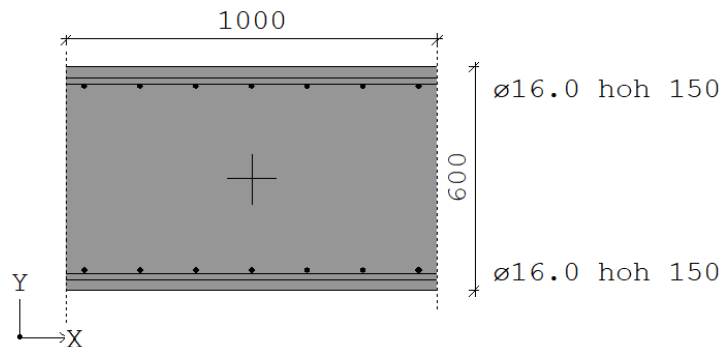
$M_{Ed} = 36 \text{ kNm/m}$ (wand d=300 mm)



Wapening wand $d=400$ mm

Berekend met TS kolomwapening.

Benodigd: minimale wapening, pas praktisch $\varnothing 16$ -150 v/a toe



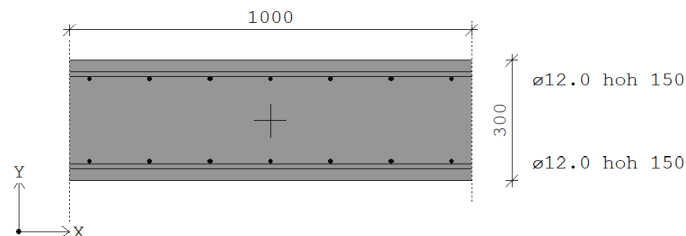
Berekende gegevens

	X-as
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	92.11
Min. wap. art. 9.6.2(1) [mm ² /m] :	0.0
Min.wap. art. 9.6.2(1) & (3) [mm ² /m] :	98.2 = 2x(ø5.0 hoh 400)
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ² /m] :	0.0
Tot. ber. wap. 1e/2e orde [mm ² /m] :	0.0
Maatgevende wapening [mm ² /m] :	98.2

Wapening wand $d=300$ mm

Berekend met TS kolomwapening.

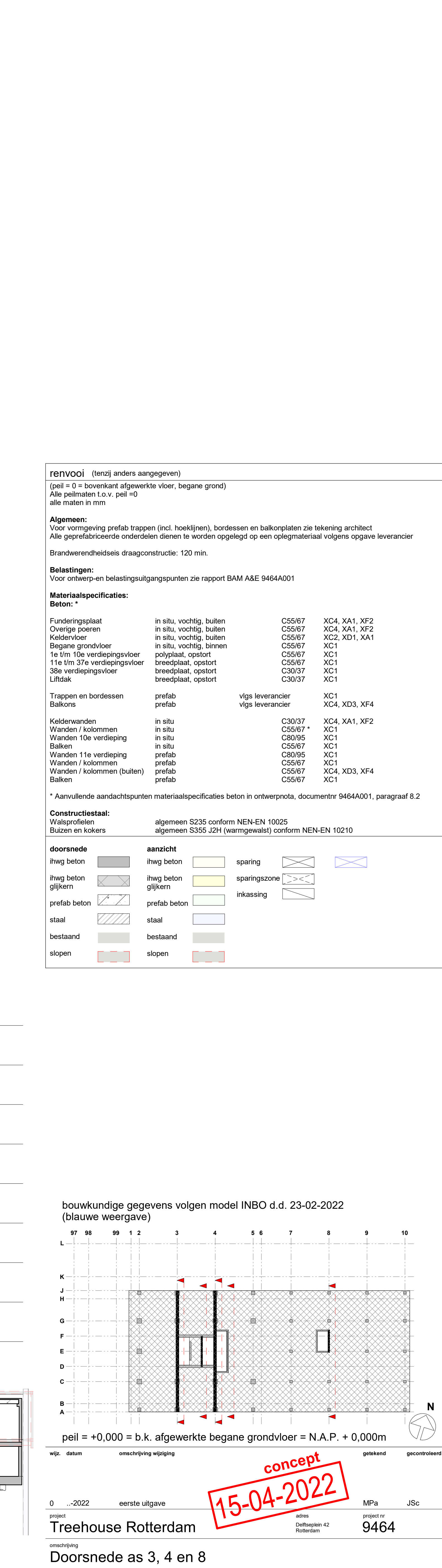
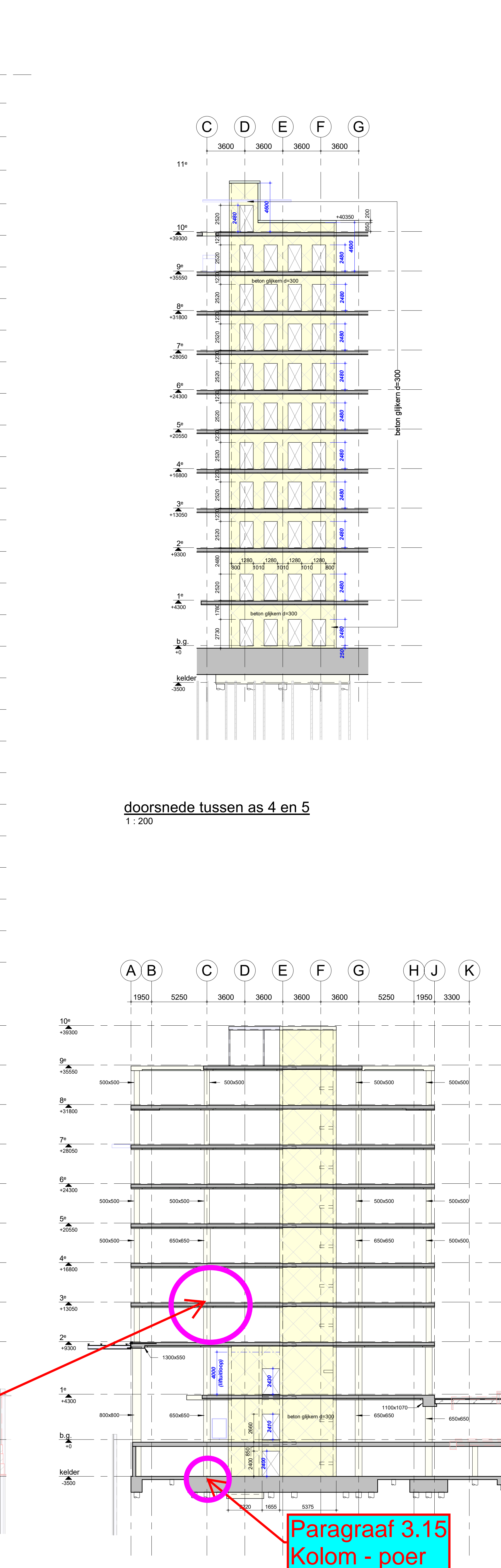
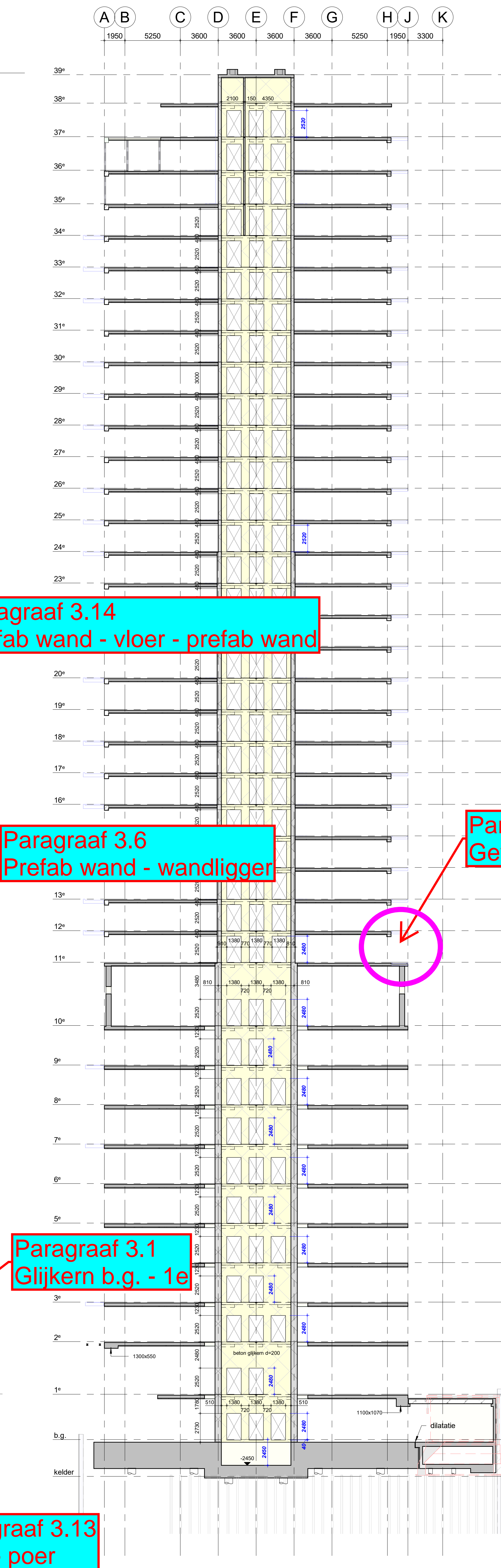
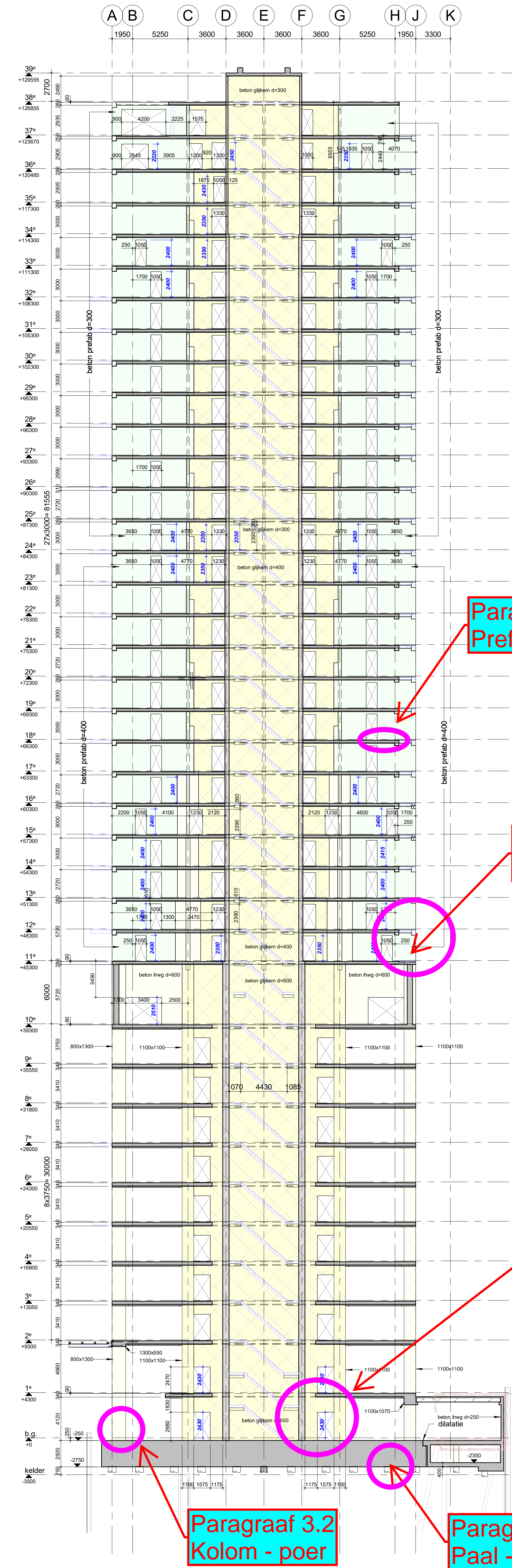
Benodigd: minimale wapening, pas praktisch $\varnothing 12$ -150 v/a toe

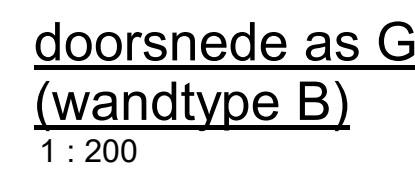
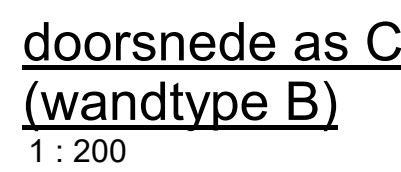


Berekende gegevens

	X-as
Berekend moment $M_{Ed,ber}$ [kNm] :	42.12
Min. wap. art. 9.6.2(1) [mm ² /m] :	0.0
Min.wap. art. 9.6.2(1) & (3) [mm ² /m] :	98.2 = 2x(ø5.0 hoh 400)
Min. wap. trekzone 7.3.2 [mm ² /m] :	0.0
Tot. ber. wap. 1e/2e orde [mm ² /m] :	0.0
Maatgevende wapening [mm ² /m] :	98.2

Bijlage A Doorsnede tekeningen met detail aanduiding





REVIUO (terug anders aangeven)						
(peil = 0 = bovenkant afgewerkte vloer, begane grond)						
Alle perلماتen t.o.v. peil =0						
alle maten in mm						
Algemeen:						
Voor vormgeving prefab trappen (incl. hoekplaten), bordessen en balkonplaten te volgens architect						
Alle geprofileerde onderdelen dienen te worden opgelegd op een oplegmaterialisatie opgave leverancier.						
Brandwerendheidsklasse draagconstructie : 120 min.						
Beleestingen:						
Voor ontwerp-en belastinguitgangspunten zie rapport BAM A&E 9464A001						
Materialisatiespecificaties:						
Beton: *						
Funderingsplaat	in situ, vochtig, buiten	C55/67	XC4, XA1, XF2			
Overge poeren	in situ, vochtig, buiten	C55/67	XC4, XA1, XF2			
Keldervloer	in situ, vochtig, buiten	C55/67	XC2, XD1, XA1			
Begane grondvloer	in situ, vochtig, binnen	C55/67	XC1			
1e tm 10e verdiepingsvloer	polyplast, opstort breedplaat, opstort	C55/67	XC1			
18e verdiepingsvloer	breedplaat, opstort	C30/37	XC1			
Liftak	breedplaat, opstort	C30/37	XC1			
Trappen en bordessen	prefab	vlgv leverancier	XC1			
Balkons	prefab	vlgv leverancier	XC4, XD3, XF4			
Keldervindanden	in situ	C30/37	XC4, XA1, XF2			
Balkonvloeren /kolommen	in situ	C50/67 *	XC1			
Balkon 10e verdieping	in situ	C80/95	XC1			
Balkon	in situ	C55/67	XC1			
Wand en 11e verdieping	prefab	C80/95	XC1			
Wand en kolommen	prefab	C55/67	XC1			
Wand en kolommen (buiten)	prefab	C55/67	XC4, XD3, XF4			
Balken	prefab	C55/67	XC1			
* Aanvullende aandachtspunten materialisatiespecificaties beton in ontwerptotaal, documentnr 9464A001, paragraaf 8.2						
Constructietotaal:						
Walstegeprofiel		algemeen S235 conform NEN-EN 10025				
Buizen en kokers		algemeen S355 J2H (warmgewalst) conform NEN-EN 10210				
doornrede						
i/hwg beton		i/hwg beton	sparing			
i/hwg beton glijken		i/hwg beton glijken	sparingszone			
prefab beton		prefab beton	inkassing			
staal		staal				
bestaan		bestaan				
slopen		slopen				
bouwkundige gegevens volgen model INBO d.d. 23-02-2022 (blauwe weergave)						
L 97 98 99 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10						
K						
J						
G						
F						
E						
D						
C						
B						
A						
peil = +0,00m = b.k. afgewerkte begane grondvloer = N.A.P. + 0,00mm						
wijs. datum	omschrijving wijziging				getekend	gecontroleerd
0 ..2022	eerste uitgave				MPa	JSc
project		sketch		project nr		
Treehouse Rotterdam		delflandse 42 Rotterdam		9464		
omschrijving						
Doorsnede as C, E en G						
beleving nr	schaal		wijziging	touw	status	formaat
C.T.O.-DSN-402	1:200		0	TO	voortlopig	A0m

concept

15-04-2022

Bijlage B Berekening nok trappenhuis hoogbouw

Bouwproject:
Bouwelement:
Positie: Nieuwe positie
Datum: 13-1-2022

1.1 Grondslag

Basis-systeem	Console type KH
Beugelvorm	Type KH
Berekeningsmethode	Z-21.8-2056
Aantal posities	1

[illegible]

Type COMAX P

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
 Bouwelement:
 Positie: Nieuwe positie
 Datum: 13-1-2022

Bakbreedte	B	=	160 mm
Beugelafstand	e	=	150 mm
Doorsnede	DM _i	=	8 mm
Beugelbreedte	b	=	130 mm
Blikdiepte	T	=	30 mm
Ultbuigmaat	l	=	200 mm
verticale staafafmeting	b ₁	=	300 mm
Beugelhoogte	h	=	250 mm

1.3 Lastverdeelplaat

Randafstand	a _c	=	115 mm
Breedte	h _L	=	100 mm
Dikte	d _L	=	10 mm

1.4 Ondergrond

Ondersteuning			direct
Coëfficiënt	α ₆	=	1,00
Betonsterkteklasse			C30/37
Aanhechtingsomstandigheden			goed
Drukvastheid	f _{ck}	=	30 N/mm ²
Trekvastheid	f _{ctm}	=	2,9 N/mm ²
	f _{ctk;0,05}	=	2,03 N/mm ²
Partiële veiligheidsfactor	γ _c	=	1,5
Reductiefactor	α _{cc}	=	0,85
Rekenwaarde	f _{cd}	=	17 N/mm ²
Reductiefactor	α _{ct}	=	0,85
Rekenwaarde	f _{ctd}	=	1,15 N/mm ²
Rekenwaarde	f _{bd}	=	3,04 N/mm ²
Wapeningsstaal			B500B
Partiële veiligheidsfactor	γ _{Ms}	=	1,15
Rekenwaarde	f _{yd}	=	434,78 N/mm ²
Rekenwaarde	f _{yd,red}	=	0,8 · f _{yk} / γ _s
		=	347,83 N/mm ²

1.5 Afmetingen van de wand in de 1e betonstort

Wanddikte	D	=	300 mm
-----------	---	---	--------

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
Bouwelement:
Positie: Nieuwe positie
Datum: 13-1-2022

Betondekking $C_{nom,w}$ = 50 mm

1.6 Afmetingen van de console in de 2e betonstort

Consolehoogte h_c = 190 mm
 Uitkraging van de console l_c = 230 mm
 Betondekking boven $C_{nom,o}$ = 30 mm
 Betondekking onder $C_{nom,u}$ = 30 mm
 Betondekking voorzijde console $C_{nom,v}$ = 30 mm

1.7 Belasting

Dwarskracht V_{Ed} = 45 kN/m
 Horizontaalkracht h_{Ed} = 0 kN/m

1.8 Consoletype

a_c / h_c = 0,61 slanke console

Berekend werd:

COMAX P 160 - 8/15, Beugeltype "KH", $l = 200$ mm, $h = 250$ mm, $b_1 = 300$ mm, Speciale buigrol = 10 ds

De berekening geschiedt onder de aanname van een gelijkmatige lastverdeling voor COMAX-stekkenbakken in de standaard baklengte van 1,25 m. De maakbaarheid van speciale baklengtes moet voorafgaand aan een bestelling met de technische afdeling van de firma Betomax worden afgestemd.

2. Consoleberekening met afschuiving dwars op de stortvoeg

$C_{v,l,o}$ = $C_{nom,o}$
 = 30 mm
 $C_{v,l,u}$ = $C_{nom,u}$
 = 30 mm
 d = $b - DM_l/2 + 15$ mm
 = 141 mm
 z = $0,9 \cdot d$
 = 127 mm

2.1 Dwarskrachtcapaciteit

a_{sl} = 3,35 cm²/m

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
 Bouwelement:
 Positie: Nieuwe positie
 Datum: 13-1-2022

$$\begin{aligned}
 \rho_l &= 0,002 \\
 K &= 2,00 \\
 V_{\min} &= 0,54 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{cp} &= 0 \text{ N/mm}^2 \\
 V_{Rd,c,\min} &= 76,45 \text{ kN/m} \\
 V_{Rd,c} &= 76,45 \text{ kN/m} \\
 V_{Rd,\max} &= V_1 \cdot z \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \\
 &= 0,75 \cdot 127 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N/mm}^2 / (1,0 + 1 / 1,0) \\
 &= 808,99 \text{ kN/m} \\
 \eta_{VRd,c} &= V_{Ed} / V_{Rd,c} \\
 &= 45 \text{ kN/m} / 76,45 \text{ kN/m} \\
 &= 58,86 \%
 \end{aligned}$$

Controle is in orde!

2.2 Begrenzing van de betondrukdiagonaal

$$\begin{aligned}
 z_0 &= d \cdot (1 - 0,4 \cdot V_{Ed} / V_{Rd,\max}) \\
 &= 138 \text{ mm} \\
 a_c / z_0 &\geq 0,4 \\
 0,83 &\geq 0,4
 \end{aligned}$$

Controle van de begrenzing van de betondrukdiagonaal is in orde!

2.3 Kracht in trekgebied

$$\begin{aligned}
 a_h &= d_L + c_{v,l,o} + DM_l/2 \\
 &= 44 \text{ mm} \\
 Z_{Ed} &= V_{Ed} \cdot a_c / z_0 + h_{Ed} \cdot (a_h + z_0) / z_0 \\
 &= 37,54 \text{ kN/m} \\
 \sigma_{sd} &= f_{yk} / \gamma_s \\
 &= 434,78 \text{ N/mm}^2 \\
 a_{s,noodz.} &= Z_{Ed} / (0,8 \cdot \sigma_{sd}) \\
 &= 1,08 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 a_{s,aanw.} &= 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \eta_{as} &= a_{s,noodz.} / a_{s,aanw.} \\
 &= 1,08 \text{ cm}^2/\text{m} / 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 &= 32,20 \%
 \end{aligned}$$

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:

Bouwelement:

Positie: Nieuwe positie

Datum: 13-1-2022

Controle is in orde!

2.4 Trekgebied-verankeringslengte in de console

$$\alpha_1 = 0,70$$

$$\alpha_5 = 0,67$$

$$l_{b,rqd,BA2} = 286 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 60 \text{ mm}$$

$$a_{s,aanw.} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$l_{bd} = 60 \text{ mm}$$

$$l_{bd,1} = a_c - h_L/2 + l_{bd} \leq l$$
$$125 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

Controle is in orde!

$$l_{bd,2} = a_c + h_L/2 + 4 \cdot DM_i \leq l$$
$$197 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

Controle is in orde!

2.5 Controle van de verticale overlappingslengte in de wand

$$\alpha_1 = 1,00$$

$$\alpha_5 = 1,00$$

$$\alpha_6 = 1,00$$

$$l_{b,rqd,BA1} = 286 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = 200 \text{ mm}$$

$$l_0 = 200 \text{ mm}$$

$$b_{1,noodz.} = l_0 + 6 \cdot DM_i$$

$$= 248 \text{ mm}$$

$$b_{1,aanw.} = b_1$$

$$= 300 \text{ mm}$$

$$\eta_{b1} = b_{1,noodz.} / b_{1,aanw.}$$

$$= 248 \text{ mm} / 300 \text{ mm}$$

$$= 82,67 \%$$

Controle is in orde!

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:

Bouwelement:

Positie: Nieuwe positie

Datum: 13-1-2022

3. Algemene en specifieke aanwijzingen

Let er s.v.p. op:

- De Comax-wapeningsbeugels van het type KH worden in de 1e betondoorsnede vanuit de bovenste laag met 10 ds naar de wandconstructie afgebogen om de last af te leiden. De uitvoering van de speciale buigrol met 10 ds dient bij de bestelling erbij te worden aangegeven.
- Aangrenzende bouwdelen zijn geen bestanddeel van deze berekening.
- Let op: ingebogen beugels hebben in uitgebogen toestand een taps toelopende afmeting waarbij "uitbuiglengte > as lengte wapening", deze zal toenemen bij een grotere uitbuigmaat
- Overeenkomstig Rapport 600 moet een minimale horizontale kracht van $H_{Ed} \geq 0,2 \cdot F_{Ed}$ worden aangehouden om verhinderde vervorming te compenseren.
- De COMAX-consoleberekening maakt altijd een directe ondersteuning noodzakelijk.
- Uitvoeringsaanwijzing: een toereikende dwarskrachtwapening (min. staafdiameter $\varnothing 12$) moet aan de bovenkant van de console, parallel aan de wand, ingebouwd worden en met insteekbeugels aan het console-eind worden verankerd.
- De console dient met aanvullende constructieve montagebeugels te worden gewapend.
- Hakron en Betomax aanvaarden geen verantwoordelijkheid voor de met deze software uitgevoerde berekening. De verantwoordelijke constructeur moet de onderhavige berekening zelfstandig controleren en de aannemelijkheid bevestigen.
- Aan deze berekening liggen productspecifieke kenmerken ten grondslag. Een vervanging door soortgelijke producten kan daarom uitsluitend plaatsvinden in samenhang met een daarvoor te maken nieuwe berekening.

Bijlage C Berekening nok oplegging vloerplaat grote kern

Bouwproject:
Bouwelement:
Positie: Nieuwe positie
Datum: 26-1-2022

1.1 Grondslag

Basis-systeem	Console type KH
Beugelvorm	Type KH
Berekeningsmethode	Z-21.8-2056
Aantal posities	1

Technical drawing of a reinforced concrete beam-column joint. The drawing shows a cross-section of a beam with a width of 200 mm and a height of 150 mm. The beam is embedded in a column with a width of 230 mm and a height of 190 mm. The beam has a top reinforcement bar with a diameter of 10 mm and a bottom reinforcement bar with a diameter of 10 mm. The column has a top reinforcement bar with a diameter of 10 mm and a bottom reinforcement bar with a diameter of 10 mm. The joint is shown with a 3D perspective view of the reinforcement bars. Dimensions are given in mm.

Type COMAX P

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
 Bouwelement:
 Positie: Nieuwe positie
 Datum: 26-1-2022

Bakbreedte	B	=	160 mm
Beugelafstand	e	=	150 mm
Doorsnede	DM _i	=	8 mm
Beugelbreedte	b	=	130 mm
Blikdiepte	T	=	30 mm
Ultbuigmaat	l	=	200 mm
verticale staafafmeting	b ₁	=	300 mm
Beugelhoogte	h	=	150 mm

1.3 Lastverdeelplaat

Randafstand	a _c	=	115 mm
Breedte	h _L	=	100 mm
Dikte	d _L	=	10 mm

1.4 Ondergrond

Ondersteuning			direct
Coëfficiënt	α ₆	=	1,00
Betonsterkteklasse			C30/37
Aanhechtingsomstandigheden			goed
Drukvastheid	f _{ck}	=	30 N/mm ²
Trekvastheid	f _{ctm}	=	2,9 N/mm ²
	f _{ctk;0,05}	=	2,03 N/mm ²
Partiële veiligheidsfactor	γ _c	=	1,5
Reductiefactor	α _{cc}	=	0,85
Rekenwaarde	f _{cd}	=	17 N/mm ²
Reductiefactor	α _{ct}	=	0,85
Rekenwaarde	f _{ctd}	=	1,15 N/mm ²
Rekenwaarde	f _{bd}	=	3,04 N/mm ²
Wapeningsstaal			B500B
Partiële veiligheidsfactor	γ _{Ms}	=	1,15
Rekenwaarde	f _{yd}	=	434,78 N/mm ²
Rekenwaarde	f _{yd,red}	=	0,8 · f _{yk} / γ _s
		=	347,83 N/mm ²

1.5 Afmetingen van de wand in de 1e betonstort

Wanddikte	D	=	200 mm
-----------	---	---	--------

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
Bouwelement:
Positie: Nieuwe positie
Datum: 26-1-2022

Betondekking $C_{nom,w}$ = 50 mm

1.6 Afmetingen van de console in de 2e betonstort

Consolehoogte h_c = 190 mm
 Uitkraging van de console l_c = 230 mm
 Betondekking boven $C_{nom,o}$ = 30 mm
 Betondekking onder $C_{nom,u}$ = 30 mm
 Betondekking voorzijde console $C_{nom,v}$ = 30 mm

1.7 Belasting

Dwarskracht V_{Ed} = 70 kN/m
 Horizontaalkracht h_{Ed} = 0 kN/m

1.8 Consoletype

a_c / h_c = 0,61 slanke console

Berekend werd:

COMAX P 160 - 8/15, Beugeltype "KH", l = 200 mm, h = 150 mm, b1 = 300 mm, Speciale buigrol = 10 ds

De berekening geschiedt onder de aanname van een gelijkmatige lastverdeling voor COMAX-stekkenbakken in de standaard baklengte van 1,25 m. De maakbaarheid van speciale baklengtes moet voorafgaand aan een bestelling met de technische afdeling van de firma Betomax worden afgestemd.

2. Consoleberekening met afschuiving dwars op de stortvoeg

$C_{v,l,o}$ = $C_{nom,o}$
 = 30 mm
 $C_{v,l,u}$ = $C_{nom,u}$
 = 30 mm
 d = $b - DM_l/2 + 15$ mm
 = 141 mm
 z = $0,9 \cdot d$
 = 127 mm

2.1 Dwarskrachtcapaciteit

a_{sl} = 3,35 cm²/m

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:

Bouwelement:

Positie: Nieuwe positie

Datum: 26-1-2022

$$\begin{aligned}
 \rho_l &= 0,002 \\
 K &= 2,00 \\
 V_{\min} &= 0,54 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_{cp} &= 0 \text{ N/mm}^2 \\
 V_{Rd,c,\min} &= 76,45 \text{ kN/m} \\
 V_{Rd,c} &= 76,45 \text{ kN/m} \\
 V_{Rd,\max} &= V_1 \cdot z \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \\
 &= 0,75 \cdot 127 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N/mm}^2 / (1,0 + 1 / 1,0) \\
 &= 808,99 \text{ kN/m} \\
 \eta_{VRd,c} &= V_{Ed} / V_{Rd,c} \\
 &= 70 \text{ kN/m} / 76,45 \text{ kN/m} \\
 &= 91,56 \%
 \end{aligned}$$

Controle is in orde!

2.2 Begrenzing van de betondrukdiagonaal

$$\begin{aligned}
 z_0 &= d \cdot (1 - 0,4 \cdot V_{Ed} / V_{Rd,\max}) \\
 &= 136 \text{ mm} \\
 a_c / z_0 &\geq 0,4 \\
 0,84 &\geq 0,4
 \end{aligned}$$

Controle van de begrenzing van de betondrukdiagonaal is in orde!

2.3 Kracht in trekgebied

$$\begin{aligned}
 a_h &= d_L + c_{v,l,o} + DM_l/2 \\
 &= 44 \text{ mm} \\
 Z_{Ed} &= V_{Ed} \cdot a_c / z_0 + h_{Ed} \cdot (a_h + z_0) / z_0 \\
 &= 59,14 \text{ kN/m} \\
 \sigma_{sd} &= f_{yk} / \gamma_s \\
 &= 434,78 \text{ N/mm}^2 \\
 a_{s,noodz.} &= Z_{Ed} / (0,8 \cdot \sigma_{sd}) \\
 &= 1,70 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 a_{s,aanw.} &= 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \eta_{as} &= a_{s,noodz.} / a_{s,aanw.} \\
 &= 1,70 \text{ cm}^2/\text{m} / 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 &= 50,74 \%
 \end{aligned}$$

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:
Bouwelement:
Positie: Nieuwe positie
Datum: 26-1-2022

Controle is in orde!

2.4 Trekgebied-verankeringslengte in de console

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0,70 \\ \alpha_5 &= 0,67 \\ l_{b,rqd,BA2} &= 286 \text{ mm} \\ l_{b,min} &= 60 \text{ mm} \\ a_{s,aanw.} &= 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \\ l_{bd} &= 68 \text{ mm} \\ \\ l_{bd,1} &= a_c - h_L/2 + l_{bd} \leq l \\ &133 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Controle is in orde!

$$\begin{aligned}l_{bd,2} &= a_c + h_L/2 + 4 \cdot DM_i \leq l \\ &197 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Controle is in orde!

2.5 Controle van de verticale overlappingslengte in de wand

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 1,00 \\ \alpha_5 &= 1,00 \\ \alpha_6 &= 1,00 \\ l_{b,rqd,BA1} &= 286 \text{ mm} \\ l_{0,min} &= 200 \text{ mm} \\ l_0 &= 200 \text{ mm} \\ b_{1,noodz.} &= l_0 + 6 \cdot DM_i \\ &= 248 \text{ mm} \\ b_{1,aanw.} &= b_1 \\ &= 300 \text{ mm} \\ \eta_{b1} &= b_{1,noodz.} / b_{1,aanw.} \\ &= 248 \text{ mm} / 300 \text{ mm} \\ &= 82,67 \%\end{aligned}$$

Controle is in orde!

Verantwoordelijke: jordy.scherrenberg

Bouwproject:

Bouwelement:

Positie: Nieuwe positie

Datum: 26-1-2022

3. Algemene en specifieke aanwijzingen

Let er s.v.p. op:

- De Comax-wapeningsbeugels van het type KH worden in de 1e betondoorsnede vanuit de bovenste laag met 10 ds naar de wandconstructie afgebogen om de last af te leiden. De uitvoering van de speciale buigrol met 10 ds dient bij de bestelling erbij te worden aangegeven.
- Aangrenzende bouwdelen zijn geen bestanddeel van deze berekening.
- Let op: ingebogen beugels hebben in uitgebogen toestand een taps toelopende afmeting waarbij "uitbuiglengte > as lengte wapening", deze zal toenemen bij een grotere uitbuigmaat
- Overeenkomstig Rapport 600 moet een minimale horizontale kracht van $H_{Ed} \geq 0,2 \cdot F_{Ed}$ worden aangehouden om verhinderde vervorming te compenseren.
- De COMAX-consoleberekening maakt altijd een directe ondersteuning noodzakelijk.
- Uitvoeringsaanwijzing: een toereikende dwarskrachtwapening (min. staafdiameter Ø 12) moet aan de bovenkant van de console, parallel aan de wand, ingebouwd worden en met insteekbeugels aan het console-eind worden verankerd.
- De console dient met aanvullende constructieve montagebeugels te worden gewapend.
- Hakron en Betomax aanvaarden geen verantwoordelijkheid voor de met deze software uitgevoerde berekening. De verantwoordelijke constructeur moet de onderhavige berekening zelfstandig controleren en de aannemelijkheid bevestigen.
- Aan deze berekening liggen productspecifieke kenmerken ten grondslag. Een vervanging door soortgelijke producten kan daarom uitsluitend plaatsvinden in samenhang met een daarvoor te maken nieuwe berekening.