

Titel: Uitgangspunten Constructie Vivaldi-gebouw EMA, te Amsterdam

Uitgangspuntenrapport : 15489/CO1
Projectfase : Voorontwerp

Versie : 1.0
Status : Definitief
Datum : 28 september 2017



Colofon

Uitgangspuntenrapport : 15489/CO1
Vakgebied : Constructie
Versie : 1.0
Status : Definitief
Datum : 28 september 2017

Auteurs : B.G.L. (Bianca) Derkzen MSc RC
Bianca.Derkzen@rijksoverheid.nl
06-11281237

Gecontroleerd door : ing. J.P. (Jurgen) Hielema
22-9-2017

Inhoud

1	Projectomschrijving	5
1.1	Algemeen.....	5
1.2	Projectomschrijving	6
1.2.1	Nieuwbouw	6
1.2.2	Bestaande bouw	7
1.2.3	Toekomstige nieuwe sloot langs A10	8
2	Uitwerking Programma van Eisen	9
2.1	Toegepaste normen en voorschriften	9
2.2	Gevolgklasse en ontwerplevensduur	9
2.3	Materiaalkeuzen.....	9
2.4	Eisen t.a.v. bruikbaarheid	10
2.5	Kelderconstructie	10
2.6	Duurzaamheid	10
3	Constructieve opzet.....	12
3.1	Inleiding	12
3.2	Fundering en belendingen	12
3.3	Uitgangspunten vanuit architectonisch ontwerp	13
3.3.1	Toren	13
3.3.2	Onderbouw	14
3.4	Stabiliteit	15
3.4.1	Toren	15
3.4.2	Onderbouw	15
3.5	Ontwerpoverwegingen draagconstructie.....	16
3.5.1	Vloersysteem.....	16
3.5.2	Verticale dragers.....	17
3.5.3	Gevelsysteem	18
3.5.4	Overdrachtsconstructies techniekruimte 4 ^{de} verdieping	18
4	Belastingen	19
4.1	Permanente belastingen.....	19
4.2	Overzicht gebruiksfuncties	20
4.3	Overzicht opgelegde belastingen	20
4.3.1	Gebruiksklasse B en C	20
4.3.2	Gebruiksklasse E.....	20
4.3.3	Gebruiksklasse H (daken)	21
4.3.4	Gebruiksklasse F (parkeren)	21
4.4	Windbelasting.....	21
4.4.1	Bepaling windbelasting	21
4.5	Belasting door regenwater	22
4.6	Belasting door sneeuw	22
4.7	Diverse	22
4.8	Buitengewone belastingen.....	23
4.8.1	Aanrijdbelasting	23
4.8.2	Explosiebelasting	23
5	Brandveiligheid	24
5.1	Brandwerendheids hoofddraagconstructie	24
5.2	Brandwerendheids eisen uit oogpunt van compartimentering	24
5.3	Uitwerking voor onderdelen	24
6	Constructieve risicoanalyse	25
7	Bijlage A – indicatieve ontwerpberekening.....	27

7.1	Indicatieve stabiliteitsberekening	27
7.2	Ontwerpberekeningen kolommen	36
7.3	Ontwerpberekening overdrachtsconstructie	42
8	Bijlage B – schetsmatige weergave voorlopig ontwerp constructie	47

1 Projectomschrijving

1.1 Algemeen

Dit rapport bevat de uitgangspunten voor het constructief ontwerp voor het nieuwe Vivaldi-gebouw voor het huisvesten van het Europees Geneesmiddelenbureau (EMA). De principes van de draagconstructie en ontwerpkeuzen zijn op hoofdlijnen vastgelegd ter ondersteuning van het architectonisch ontwerp. Het doel van dit voorlopig ontwerp is daarnaast om de vraagspecificatie te ondersteunen en het ontwerptraject te verkorten om de beoogde korte realisatiefase mogelijk te maken. Dit document is samen met de ontwerp specificatie (OS) de basis voor de volgende ontwerpfasen door de opdrachtnemer.

Het voorlopig ontwerp is als schetsmatige weergave in bijlage B toegevoegd aan dit rapport. Voor het voorlopig ontwerp zijn indicatieve ontwerpberoeeningen gemaakt voor het afschatten van afmetingen en het toetsen van de haalbaarheid van ontwerpkeuzen. Deze indicatieve ontwerpberoeeningen zijn ook toegevoegd in een bijlage A van dit rapport.

De resultaten uit de indicatieve berekeningen zijn (deels) verwerkt in het architectonische 3D model. Het architectonische model is in eerste aanleg een mono disciplinair opgezet model. De schetsmatige weergave in dit rapport is daarom leidend voor de principes van de hoofddraagconstructie en de afmetingen van constructieve onderdelen.

Demarcatie

Het verder uitwerken en detailleren van het in dit rapport weergegeven voorlopig ontwerp ligt volledig bij de opdrachtnemer:

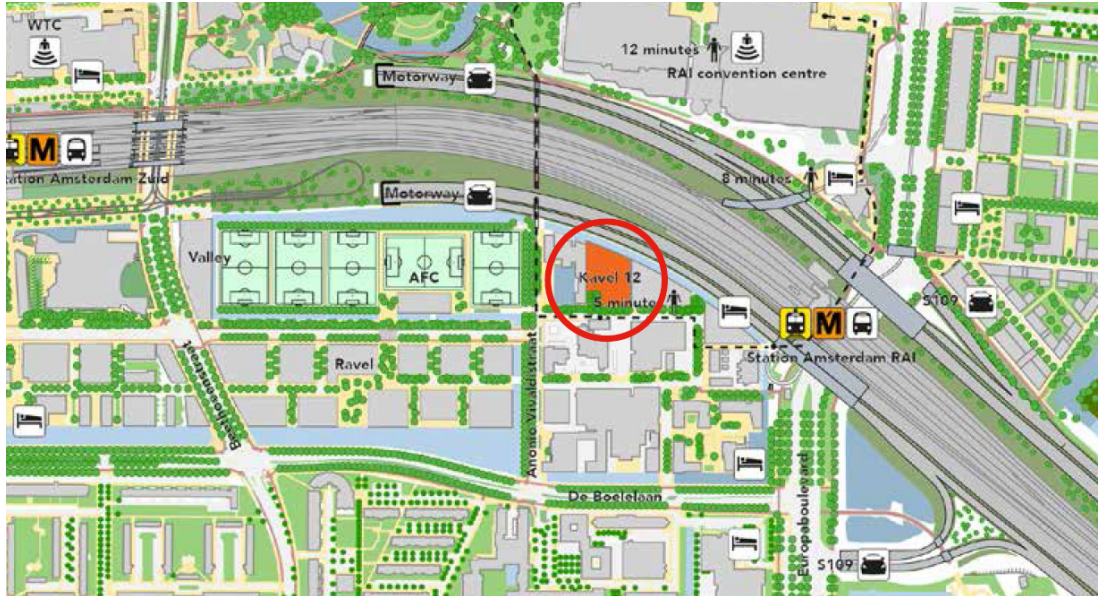
1. Het herijken van dit uitgangspuntenrapport.
2. Het bepalen van de definitieve afmetingen van alle constructieve (hoofd)onderdelen, inclusief onderdelen die nog niet zijn aangegeven, zoals bijvoorbeeld de fundering.
3. De toetsing van alle constructieve (hoofd)onderdelen aan de ontwerpeisen.
4. Het vastleggen en detailleren van robuustheid (2^e draagweg)
5. Het aantoonbaar beheersen van te verwachten vervormingen tijdens de bouwfase en levensduur van het gebouw:
 - Zettinggedrag.
 - Krimp- en temperatuursvervorming.
 - Verschil in elastische verkorting bij hybride draagconstructie (betonnen kern en stalen kolommen).
 - Vervorming van het op spanning brengen van overdrachtsconstructies.
 - Vervorming ten gevolge van belasting in relatie tot de gevel en gevoelige afwerking.

Door de opdrachtnemer voor te stellen andere uitvoeringswijzen en daaruit voortvloeiende wijzigingen van ontwerpprincipes moeten ter goedkeuring voorgelegd worden aan de opdrachtgever. De opdrachtgever toetst wijzigingsvoorstellen mede op basis van de ontwerpoverwegingen zoals weergegeven in dit rapport.

1.2 Projectomschrijving

1.2.1 Nieuwbouw

De nieuwbouw van het Vivaldi-gebouw moet plaatsvinden op de locatie zoals weergegeven in de onderstaande figuur.



De nieuwbouw bestaat uit negentien bouwlagen boven het maaiveld. In de drielaagse onderbouw bevinden zich onder andere de entree, kleine en grote vergaderzalen, technische ruimten, de fietsenstalling en het restaurant.

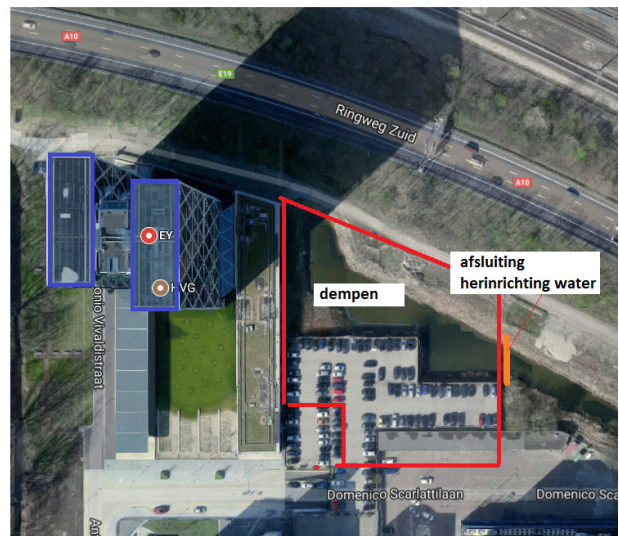
In het plan is vooralsnog optioneel een éénlaagse parkeerkelder opgenomen.

In de onderste laag van de toren op de onderbouw is een technieklag opgenomen. Daarboven bevinden zich veertien kantoorlagen.



1.2.2 Bestaande bouw

Er staat op dit moment een bestaande parkeergarage op bouwlocatie, die voorafgaand aan het nieuwbouw project gesloopt zal worden. Bestaande funderingspalen worden niet getrokken. De bestaande constructie is een halfverdiepte parkeerkelder (zie foto op volgende pagina) met parkeerdek en de constructie is waterkerend voor de waterpartij aan de noordzijde. Deze waterpartij valt binnen de bouwcontour en wordt in het slooppject gedempt. Het uitgangspunt voor de nieuwbouw is een bouwrijp terrein, waarin zich alleen nog bestaande funderingspalen bevinden, die ten behoeve van het nieuwbouwproject ingemeten en op tekening met herleidbare paalposities worden aangegeven.





1.2.3 *Toekomstige nieuwe sloot langs A10*

In het Stedenbouwkundige Programma van Eisen (herziene versie) staat een nieuwe brede sloot aangegeven langs de A10. Deze is in blauw weergegeven op de figuur op voorgaande pagina. Het plan is om het talud van de A10 in de toekomst te vervangen door een keerconstructie om deze sloot te kunnen realiseren.

De nieuwbouw van het Vivaldi-gebouw moet de realisatie van de toekomstige sloot mogelijk maken zonder dat er aanvullende keervoorzieningen nodig zijn aan de zijde van deze nieuwbouw. Er zal dus aan deze zijde door de opdrachtnemer een keerconstructie gerealiseerd moeten worden, ook wanneer de ondergrondse parkeergarage geen onderdeel meer uitmaakt van het plan.

2 Uitwerking Programma van Eisen

2.1 Toegepaste normen en voorschriften

De nieuwbouw moet voldoen aan het bouwbesluit 2012. Dit betekent dat voor het constructief ontwerp de Eurocodes van toepassing zijn.

De volgende normen worden gehanteerd inclusief de Nederlandse Nationale Bijlagen (NB):

NEN – EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN – EN 1991	Belastingen op constructies
NEN – EN 1992	Betonconstructies
NEN – EN 1993	Staalconstructies
NEN – EN 1994	Staal – betonconstructies
NEN – EN 1995	Houtconstructies
NEN – EN 1996	Metselwerkconstructies
NEN – EN 1997	Geotechnisch ontwerp (NEN 9997)
NEN 9997-1	Geotechnisch ontwerpen van constructies (samenstelling NEN-EN 1997-1/+NB en NEN 9097-1)
NEN-EN 949	Ramen en vliesgevels, deuren, zonneschermen en luiken – weerstand tegen stoten met een zacht en zwaar lichaam voor deuren.

2.2 Gevolgklasse en ontwerplevensduur

Volgens NEN – EN 1990 en NEN-EN 1991-1-7 geldt:

Gevolgklasse: CC3 (gebouwhoogte meer dan 70 m boven maaiveld)
Ontwerplevensduurklasse: 3 (50 jaar)
Gebouwcategorieën:

Categorie B	kantoorruimtes
Categorie C	bijeenkomstruimtes
Categorie H	daken

Voor lichte en/of secundaire constructies zoals bijvoorbeeld gevels, dient minimaal gevolgklasse CC2 aangehouden te worden.

2.3 Materiaalkeuzen

Onderstaande materiaalkeuzen zijn gehanteerd in het voorlopig ontwerp en de materiaalkeuzen zullen verder ontwikkeld moeten worden in de vervolgfases van het ontwerp door de opdrachtnemer.

Beton insitu-beton	C30/37
prefab beton	C60/75
THQ liggers	S355
Walsprofielen, stripfen	S355
Koker- en buisprofielen	S355J2H

In cementgebonden afwerkklagen moet een wapeningsnet toegepast te worden ter beperking van de scheurvorming. Er moet minimaal een wapeningsnet # \varnothing 6-150 toegepast te worden.

2.4 Eisen t.a.v. bruikbaarheid

De bepalingen in de NEN-EN 1990 + NB moeten worden aangehouden.

NB A1.4.3 voor vervormingen en horizontale verplaatsingen

NB A1.4.4 voor trillingen

Voor gevelonderdelen:

$f \leq L/200$, indien $L \leq 3,0$ m dan wel

$f \leq 5 + L/300$, indien $3,0$ m $< L < 7,5$ m dan wel

$f \leq L/250$, indien $L \geq 7,5$ m

Er mag geen schade aan het gebouw, hinder voor personen in het gebouw en storing aan apparatuur in het gebouw ontstaan als gevolg van trillingen uit de omgeving (rijksweg A10). Voor de grenswaarden en beoordelingsmethoden moet worden aangesloten bij de SBR meet- en beoordelingsrichtlijnen voor trillingen deel A (Schade aan gebouwen), deel B (Hinder voor personen) en deel C (Storingen aan apparatuur).

2.5 Kelderconstructie

Voor de parkeerkelder geldt voor technische ruimten een dichtheidsklasse 2 conform de NEN-EN 1992-3. Voor overige ruimten geldt een dichtheidsklasse 1. Voor de realisatie van deze dichtheidsklassen moet een combinatie van ontwerp- en uitvoeringsmaatregelen worden toegepast.

De krimpbeheersingstrategie bestaat uit het toepassen van een redelijke hoeveelheid wapening van minimaal 0,6% van de betondoorsnede en een uitvoeringsmethode waarmee krimp tot een minimum beperkt wordt (betonsamenstelling, krimpstroken, nabehandeling etc).

2.6 Duurzaamheid

In het voorlopig ontwerp zijn de technische uitgangspunten zo gekozen dat deze aansluiten bij de Rijksdoelen op het gebied van duurzaamheid en circulariteit en tevens bijdragen aan een optimale constructie (nagenoeg geen extra investering vereisen).

1. Flexibiliteit/adaptiviteit

- Dichte wanden zijn tot een minimum beperkt, waardoor ruimten en verdiepingen flexibel indeelbaar zijn.
- De gekozen vloerbelasting maakt functieveranderingen in de toekomst mogelijk.
- Integratie tussen draagconstructie en inbouw/afbouw wordt zoveel mogelijk voorkomen. Installaties en bijvoorbeeld gevelafwerking zijn daardoor eenvoudig te vervangen zonder ingrepen aan de constructie, waardoor de levensduur van het gebouw verlengd kan worden.

2. Materiaal

- Er is gekozen voor een hybride draagconstructie van staal en beton, waarbij de hoeveelheid beton tot een minimum beperkt is. Beton is nodig voor de vloerschijven en kern vanwege stabiliteit. Ook is er nog geen alternatief voor beton in fundaties en kelders.
- Staalplaatbetonvloeren zijn relatief dunne vloeren, waarmee de meest optimale hoeveelheid beton wordt toegepast voor de krachtswerking en comfort (geluid, trillingen).
- De vloer is op zichzelf een hybride constructie opgebouwd uit een staalplaat en een druklaag van beton. De staalplaat is (in geval van sloop

op lange termijn) relatief eenvoudig te scheiden van het beton. Omdat de staalplaat als onderwapening functioneert is er in het beton zelf een zeer laag wapeningspercentage, wat gunstig is bij sloop. Het is bij staalplaatbetonvloeren daarnaast mogelijk om een relatief hoog percentage betongranulaat toe te passen.

3. Verbindingen en demontage

- De stramienmaten en verdiepingshoogten van de toren zijn gangbare maten (7,2 m resp. 3,6 m) en dat vergroot de mogelijkheid tot hergebruik van constructieonderdelen als element.
- De verbindingen van de staalconstructie in de toren kunnen allemaal eenvoudig uitgevoerd worden, omdat de constructie geschoord is (kern en stabiliteitskruis in toren). Aangezien eenvoudige verbindingen ook het goedkoopst en het beste uitvoerbaar zijn, wordt hiermee automatisch een gebouw gerealiseerd dat relatief goed te demonteren is.

3 Constructieve opzet

3.1 Inleiding

Het voorlopig ontwerp is als schetsmatige weergave in de bijlage toegevoegd aan dit rapport. Voor het voorlopig ontwerp zijn indicatieve ontwerpberekeningen gemaakt voor het afschatten van afmetingen en het toetsen van de haalbaarheid van ontwerpkeuzen. Deze indicatieve ontwerpberekeningen zijn ook toegevoegd in een bijlage van dit rapport.

3.2 Fundering en belendingen

Voor de fundering zal rekening gehouden moeten worden met de bestaande palen van de gesloopte parkeergarage, de belending aan de westzijde, de invloed van het dempen en aanvullen van de bestaande waterpartij en de toekomstige sloot in het talud van de A10. Zie hoofdstuk 2.

Op basis van gegevens uit het Dinoloket (CPT000000058604) wordt een fundatie op de tweede zandlaag verwacht, op ca. 20,0 m – NAP.

Aan de hand van bestaande peilbuisgegevens¹ is af te leiden dat het grondwater zich op ca. 1,0 meter onder maaiveld bevindt, waardoor een bouwputbegrenzing met bemaling noodzakelijk zal zijn bij de realisatie van een parkeerkelder.

Aan de westzijde is in 2008 het kantoorpand Drentestaete III opgeleverd dat Ernst&Young (EY) huisvest, zie figuren in hoofdstuk 2. Deze ca. 85 meter hoge kantoorstoren heeft een ondergrondse tweelaagse parkeergarage die het hele terrein beslaat (ca. 50x120 m²). De fundatie van de hoogbouw is binnen deze tweelaagse parkeerkelder gerealiseerd om opbarsten van de bouwput en/of kostbare technieken zoals onderwaterbeton te voorkomen. Er is tijdens de bouw een pompproef uitgevoerd om te controleren of de bouw van twee ondergrondse bouwlagen mogelijk was, zonder gevaar voor het opbarsten van de bouwput. Dit bleek inderdaad het geval, zolang er onder de tweede bouwlaag geen omvangrijke fundaties werden gerealiseerd. Voor de nieuwbouw van het Vivaldi-gebouw betekent dit dat geen problemen verwacht worden om een éénlaagse kelder te realiseren met daaronder een fundatie voor de toren.

Het geotechnisch onderzoek, fundatieadvies en eventueel bouwputadvies moet door de opdrachtnemer uitgevoerd worden en verwerkt worden in het definitieve ontwerp.

¹ <https://maps.waternet.nl/kaarten/peilbuizen.html> : F05207, F05288 en F05289.

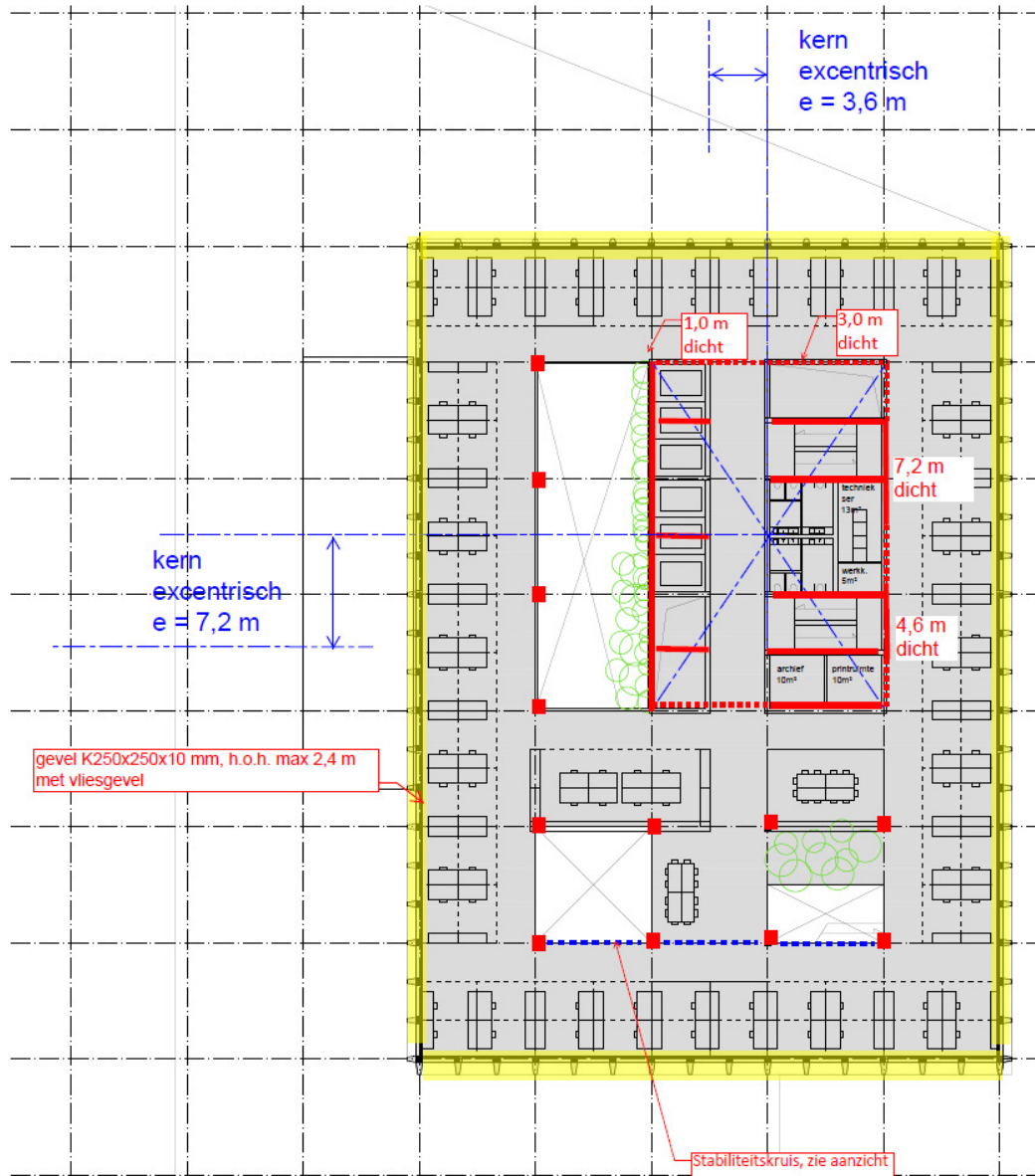
3.3 Uitgangspunten vanuit architectonisch ontwerp

3.3.1 Toren

Stramien 7,2 x 7,2 meter.

Afmeting $B = 7 \times 7,2 = 50,4 \text{ m}$
 $D = 5 \times 7,2 = 36,0 \text{ m}$

Verdiepingshoogte 3,6 m
Totale hoogte ca. 80 m (ten behoeve van VO ontwerpberoeeningen)
Laagbouw ca. ca. 17,8 m



De plattegrond van de verdiepingen is open door toepassing van lichte scheidingswanden. De indeling is daarmee flexibel, met uitzondering van de relatieve grote kern waarin de verticale stijgfuncties zijn geconcentreerd.

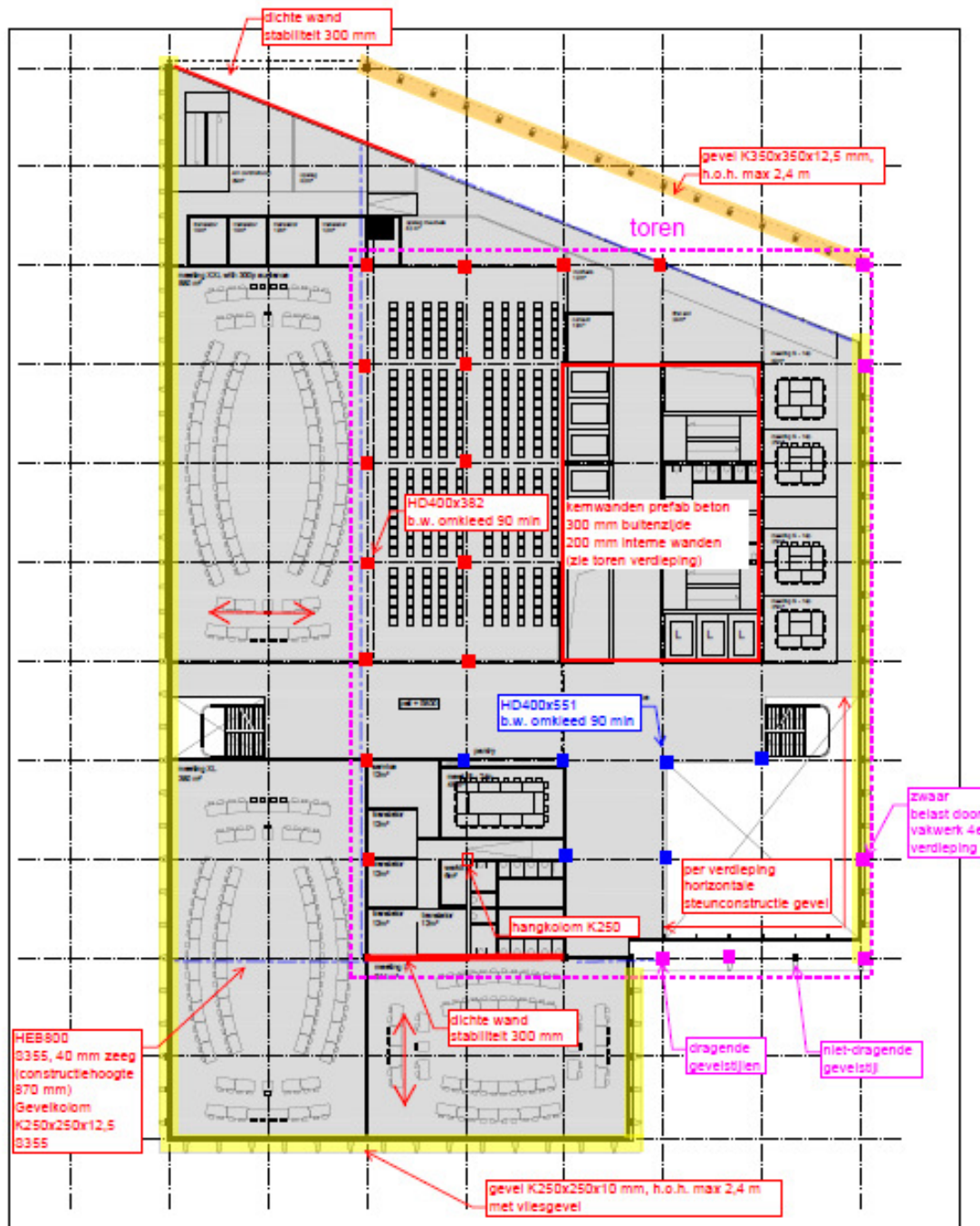
Het gewenste gevelbeeld is open met verdiepingshoge ramen in diepe neggen. Het uitgangspunt voor de gevelstijlen is een hart op hart afstand van maximaal 2,4 m.

3.3.2 Onderbouw

Stramien 7,2 x 7,2 meter binnen contour toren
 Stramien 7,2x14,4 meter buiten contour toren

Afmeting B = ca. 79,2 m
 D = ca. 50,4 m

Verdiepingshoogte ca. 5,5 m
 Laagbouw ca. ca. 17,8 m



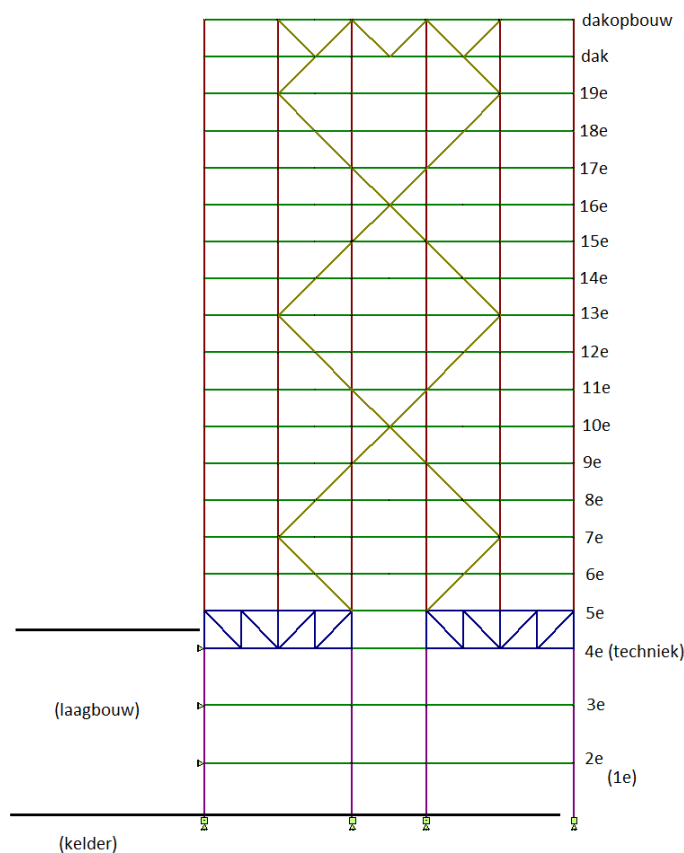
Hierboven is de tweede verdieping weergegeven. Het principe is voor alle verdiepingen gelijk. Wel verschilt de plattegrond op enkele punten, zoals bijvoorbeeld de terugliggende gevel aan de noordzijde. Zie schetsen in de bijlage voor alle verdiepingen.

3.4 Stabiliteit

3.4.1 Toren

Het ligt voor de hand om de kern te gebruiken als stabiliserend element voor de toren. De stijfheid van de kern is afgeschat, rekening houdend met de te verwachten wandopeningen en toekomstige ontwerpverschuivingen². Door de relatief grote afmeting van de kern, is er binnen de kern voldoende stijfheid te realiseren om de toren te stabiliseren. Maar, door de excentrische positie van de kern en de hoogte van de toren is er een sterk rotatie-effect, waardoor er een aanvullend stabiliserend element nodig is.

Het aanvullende stabiliserend element moet op voldoende afstand van de kern staan en voldoende afmeting hebben. Een korte dichte wand, bijvoorbeeld $L = 7,2\text{m}$ over de volle hoogte, is onvoldoende stijf in relatie tot de kern. Het activeren van de zuidgevel is een complexe (productie en montage) en kostbare oplossing en daarom niet wenselijk. Daarom is gekozen voor een stabiliteitkruis ter ondersteuning van de kern. Voor positie zie plattegrond op de vorige pagina.



De verdiepingvloeren functioneren als horizontale schijven voor de afdracht van de windbelasting naar de stabiliteitsvoorzieningen.

3.4.2 Onderbouw

De onderbouw is gestabiliseerd met de kern die vanuit de toren doorgaat tot op de fundering en twee dichte wandschijven over twee stramien tot op de begane grond.

De horizontale kracht wordt via de begane grond overgedragen op de kelderbak en afgedragen aan de ondergrond.

² De indeling van de kern en de wandopeningen zijn in dit VO nog niet vastgelegd. De controle van de definitieve indeling en openingen door installaties e.d. moet in de vervolgfases plaatsvinden.

3.5 Ontwerpoverwegingen draagconstructie

Verskillende constructieve varianten zijn onderzocht voor een optimale constructie. In de keuze zijn bouwkosten, bouwtijd en complexiteit van bouwmethode meegewogen, waarbij de beperkte bouwtijd in dit project van het grootste belang is.

De ontwerpkeuzen zijn afgewogen op basis van onderstaande punten:

1. Zoveel mogelijk geprefabriceerd en droog bouwen voor deze onderdelen:
 - a. Hoofddraagconstructie
 - b. Gevel
 - c. Trappen en bordessen
2. Zo groot mogelijke eenvoud en repetitie:
 - a. "Standaard" stramenmaten en zo min mogelijk variatie.
 - b. Het toepassen van standaard (uitontwikkelde) bouwsystemen
 - c. Zoveel mogelijk doorstapelen en complexe overdrachtsconstructies vermijden.
3. Minimalisatie ontwerpcoördinatie en ontvlechting verschillende bouwstromen (het voorkomen van obstakels in ontwerp en uitvoering):
 - a. Zo min mogelijk dragende wanden in plattegrond.
 - b. Keuze voor een vloertype dat een relatief grote vrijheid geeft ten aanzien van het doorvoeren van sparingen.
 - c. Het creëren van zoveel mogelijk vrijheid voor de engineering en uitvoering van installaties onder de vloer.

Het nadeel van geprefabriceerd en droog bouwen is verlies aan samenhang en stijfheid door toepassing van losse elementen. Verbindingen vragen een grote ontwerp en montage inspanning en vergroten dus bouwkosten en complexiteit. Dit speelt minder bij standaard uitontwikkelde bouwsystemen, maar de beschikbaarheid van dit soort bouwsystemen op de markt is beperkt en dat werkt ook door in de afweging op gebied van bouwkosten.

3.5.1 Vloersysteem

Voor het vloersysteem zijn vier vloertypen met elkaar vergeleken, namelijk kanaalplaten, CD20, de Slimline vloer en de staalplaatbetonvloer (sb-vloer) op een staalconstructie. Al deze vloeren kunnen stempelvrij en dus snel gebouwd worden.

vloersysteem	droog bouwen (bouwtijd)	gewichtsbesparing	uitontwikkelde overspanning		stabiliteit (schijfwerking)	vlakke vloer (staal)	sparingen	ontvlechting	bouwkosten	Score	
			standaard	groot						standaard	groot
kanaalplaten	1	0	2	2	1	2	-2	2	2	8	8
CD20	2	-2	1	-2	1	2	0	2	-1	5	2
Slimline (toplaag sb-vloer)	1	2	2	1	2	-2	1	-2	0	4	3
sb-vloer met staalconstructie	1	2	2	-	2	-2	1	1	2	9	-

De score is een optelling van alle kolommen, waarbij voor de score standaard de standaard overspanning gerekend is en bij de score groot, de grote overspanning.

Het CD20-vloersysteem bestaat uit geprefabriceerde betonplaten met volledig ontwikkelde verbindingen en kan volledig droog gebouwd worden. Het nadeel is dat het een gepatenteerd bouwsysteem en een relatief zware vloer is, voor een toren van deze hoogte. De breedtemaat van een vloerplaat is maximaal 3,75 m, waardoor er een aanvullende staalconstructie nodig is in de vloer. Grotere overspanningen van 14,4 m

zijn nog niet (vaak) toegepast en het CD20 vloersysteem valt daarom ook voor de grotere overspanningen af.

De Slimline vloer is een lichter vloersysteem en kan ook volledig droog gebouwd worden bij toepassing van een computervloer. De toepassing met een computervloer is echter niet mogelijk vanwege onvoldoende schijfwerking voor stabiliteit (robuustheid) en onvoldoende vloermassa voor comfort (geluid en trilling). De Slimline vloer moet daarom uitgevoerd worden met een staalplaatbetonvloer (sb-vloer). De breedplaatschil van de Slimline is dan een probleem, omdat leidingen niet meer bereikbaar zijn.

Een staalplaatbetonvloer (sb-vloer) op een staalconstructie is een alternatief voor de Slimline vloer, met dezelfde voordelen en een eenvoudige realisatie van de schijfwerking door de betonlaag in de sb-vloer. Voor de staalconstructie kan hetzelfde principe gehanteerd worden als toegepast bij de Slimline vloer; het leidingwerk kan doorgevoerd worden in standaard sparingen die opgenomen zijn in de liggers. De systeem is flexibel voor het doorvoeren van sparingen maar minder voor luchtkanalen, omdat die doorgevoerd moeten worden onder de liggers. De doorvoer van luchtkanalen moet daarom vroegtijdig gecoördineerd worden. Er kan extra ruimte gecreëerd worden boven het plafond door de ligger plaatselijk te verjongen. De sb-vloer is een efficiënte vloer in gewicht en kosten, omdat de minimale benodigde vloerdikte gerealiseerd kan worden in beton voor voldoende massa en schijfwerking. De staalconstructie is een eenvoudig raamwerk met standaard verbindingen (snel te monteren). Een voordeel is ook dat de elementen beperkt in omvang zijn in vergelijking tot grote prefab vloerplaten en er minder risico is op "windverlet" bij het werken op grotere hoogte.

De kanaalplaatvloer is net als sb-vloeren een economische vloer, die relatief snel gebouwd kan worden door de grote beschikbaarheid en ervaring met dit vloersysteem. Het verschil met de sb-vloer is klein, omdat voor beide een ondersteunende staalconstructie nodig is en beide een in het werk gestorte druklaag nodig hebben. Daarbij moeten er wel specifieke voorzieningen worden getroffen in de kanaalplaatvloer voor om voldoende schijfwerking te realiseren (sleuf- en hamerkopsparringen). Bij kanaalplaten is er een grotere vrijheid onder de vloer (bij toepassing van geïntegreerde liggers), maar een beperktere vrijheid voor het maken van sparingen in de vloer. Het beperkte gewicht van de sb-vloer is doorslaggevend in de vloerkeuze, waarbij voor de toren ook meeweegt dat kanaalplaten niet onomstreden zijn in het kader van brandveiligheid. Voor grotere overspanningen van 14,4m in de laagbouw wordt er wel voor kanaalplaten gekozen, omdat er geen andere vloersystemen zijn die bij deze grote overspanning beter presteren dan kanaalplaten en de nadelen ondervangen kunnen worden.

Voor de kelder en begane grond vloer is een in het werk gestorte constructie (eventueel breedplaat voor de vrij te overspannen vloeren) voorzien. In het werk gestort beton is nodig om een waterdichte kelder te realiseren en ook wenselijk voor de begane grond vanwege de onderliggende parkeerfunctie en de stijfheid van de kelderbak in de stabiliteitsfunctie.

3.5.2 *Verticale dragers*

De staalconstructie van de staalplaatbetonconstructie wordt doorgetrokken naar de kolommen. De betonnen kokers in de toren worden gevuld met de beton om een brandwerendheid van 90 minuten te realiseren. De betonnen kokers stapelen door op HD-profielen in de laagbouw met brandwerende bekleding. In een vervolgfase kan onderzocht worden of prefab betonkolommen met ingestorte HD-profielen een efficiëntere oplossing is.

In deze fase is het uitgangspunt voor de kern een uitvoering in prefab betonnen wanden vanwege de snellere bouwtijd. Voor de buitenwanden is een dikte van 300 mm voorzien

en voor de binnenwanden 200 mm. De betonkern heeft voldoende afmeting om verlies aan stijfheid door voegverbindingen op te vangen. De wanden moeten samenwerken voor de stabiliteitsfunctie door vertanding of een andere methode.

3.5.3 Gevelsysteem

Voor de gevel zijn twee varianten onderzocht gericht op beperkte een bouwtijd en complexiteit:

- Dragende staalconstructie met vliesgevel
- Prefab betonnen sandwich elementen

De variant met de prefab dragende gevelelementen is vrij snel afgefallen vanwege het gewicht en de beperkte vormvrijheid in het gewenste gevelbeeld.

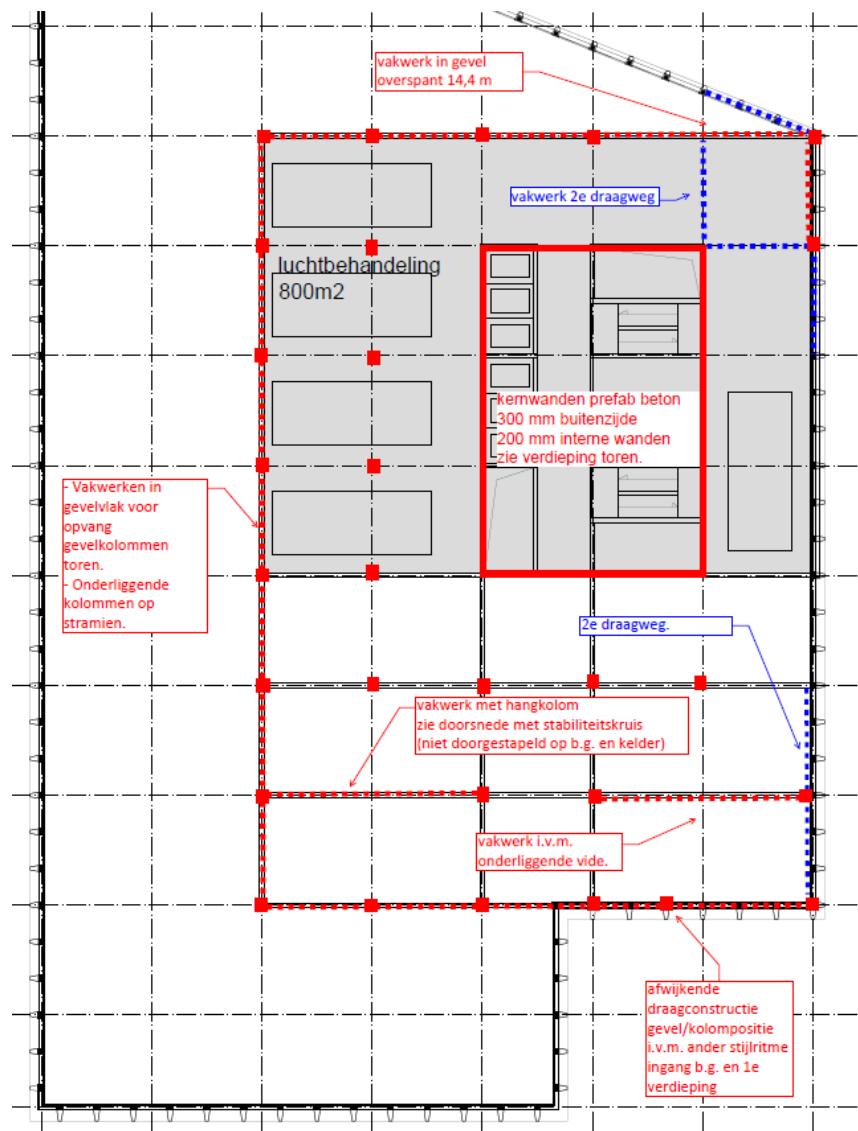
De draagconstructie is relatief slank door de korte hart op hart afstand van de gevelstijlen en loopt mee met de ruwbouw. Het gebouw kan daarna gesloten worden door de toepassing van een niet dragende vliesgevel.

Voor de vliesgevel kan een standaard systeem worden toegepast, waarmee er geen risico is op vertraging of hogere kosten, omdat detaillering en verbindingen nog ontwikkeld moeten worden. De negen zijn wel project specifiek, maar kunnen gerealiseerd worden binnen de vliesgevel zijn daarmee onafhankelijk van de ruwbouw.

3.5.4 Overdrachtsconstructies techniekruimte 4^{de} verdieping

Overdrachtsconstructies zijn noodzakelijk in de overgang van de toren naar de onderbouw. Dit wordt opgelost doormiddel van vakwerkconstructies binnen de techniekverdieping. Deze vakwerkconstructies zijn repeterend en kunnen in grote delen aangeleverd worden en gemonteerd, waarna de ruwbouw van de volgende verdieping door kan stapelen.

De stalen draagconstructie van de gevel kan in een tweede draagweg voorzien. De tweede draagweg moet nog door de opdrachtnemer in de vervolgfase (definitief) vastgelegd en gedetailleerd worden.



4 Belastingen

In de onderstaande paragrafen zijn de belastinguitgangspunten weergegeven die gehanteerd zijn in het voorlopig ontwerp.

Voor belastingen gelden overkoepelend de eisen die vastgelegd zijn in de output specificatie (OS). Dit hoofdstuk moet bijgewerkt en uitgebreid worden in de vervolgfases van het ontwerp door de opdrachtnemer.

4.1 Permanente belastingen

Staalplaatbetonvloer binnen toren contour (L = 7,2 m)

Sb-vloer, d = 100 mm	2,3 kN/m ²
Afwerkvloer, d=70 mm	1,4 kN/m ²
Staalconstructie	0,6 kN/m ²
Plafond en leidingen	<u>0,7 kN/m² +</u>
G _k =	5,0 kN/m ²

Kanaalplaatvloer buiten toren contour (L = 14,4 m)

Kanaalplaatvloer, d = 400 mm	4,9 kN/m ²
Druklaag, d =70 mm (24 kN/m ³)	1,7 kN/m ²
Afwerkvloer, d=70 mm	1,4 kN/m ²
Plafond en leidingen	<u>0,7 kN/m² +</u>
G _k =	8,7 kN/m ²

Gevel

Staalconstructie	1,2 kN/m ²
Vliesgevel	<u>1,2 kN/m² +</u>
G _k =	2,4 kN/m ²

Op het dak van de onderbouw is een groen dak voorzien, waarbij als permanente belasting het verzadigd gewicht in rekening moet worden gebracht. Het gewicht moet bepaald worden in het definitief ontwerp.

Kanaalplaatvloer met groen dak (L = 14,4 m)

Groen dak, ca. 400 mm, 8 kN/m ³	≤ 3,2 kN/m ²
Isolatie	0,3 kN/m ²
Kanaalplaatvloer, d = 400 mm	4,9 kN/m ²
Druklaag, d =70 mm (24 kN/m ³)	1,7 kN/m ²
Plafond en leidingen	<u>0,7 kN/m² +</u>
G _k =	10,8 kN/m ²

In de gewichtsberekeningen moeten extra toeslagen in rekening gebracht voor zware wanden rondom natte cellen e.d..

Het eigen gewicht van niet-constructieve bouwkundige elementen en vaste installaties moeten door de opdrachtnemer geverifieerd worden in de vervolgfase voor start uitvoering. Het komt namelijk voor dat bij intensief gebruik van ICT het gewicht aan kabels en leidingen hoger is dan gebruikelijk.

4.2 Overzicht gebruiksfuncties

<i>Gebruiksfunctie</i>		<i>Gebruiksklasse</i>
Parkeergarage (optioneel)		F
Conferentiefaciliteiten		C1/C2/C5
Restaurant		C1/C2/C5
Kantoor		B
Fietsenstalling		F
Opslag	algemeen	E
	archief	
Technische ruimten	algemeen	E
	trafo, MS- en LS-ruimte etc	
	diverse ICT ruimten, MER, SER etc	
	printruimten	
	repro, afval, goederenontvangst	
	sprinklerreservoir	
Dak	algemeen	H
	met installaties	
	onder maaiveld (optioneel, bij bouw van parkeergarage)	

De opgelegde belastingen worden bepaald volgens NEN EN 1991-1-1 art 6.3 & NB.

4.3 Overzicht opgelegde belastingen

4.3.1 Gebruiksklasse B en C

In het voorlopig ontwerp is een opgelegde belasting van 4,0 kN/m² gehanteerd, zodat er een duurzaam en flexibel gebouw gerealiseerd wordt.

Voor het eigen gewicht van lichte verplaatsbare, niet-dragende scheidingswanden is als uitgangspunt 2,5 kN per strekkende meter wandlengte gehanteerd. Conform NEN-EN 1991-1-1 art 6.3.1.2(8) is de veranderlijke vloerbelasting verhoogd met 1,0 kN/m². Lichte verplaatsbare, niet dragende scheidingswanden zwaarder dan 2,5 kN per strekkende meter wandlengte moeten als lijnlast in rekening te worden gebracht.

In het gebouw zijn diverse bijeenkomstruimten te onderscheiden. Deze ruimten vallen onder een zwaardere categorie C5 binnen gebruiksklasse C, met een minimale veranderlijke belasting van 5,0 kN/m². In open ruimten waar zich veel mensen kunnen verzamelen, is het eigen gewicht van lichte verplaatsbare, niet-dragende scheidingswanden te verwaarlozen.

Voor het voorlopig ontwerp is een netto veranderlijke belasting van 5,0 kN/m² aangehouden, met uitzondering van de ruimten met een andere gebruiksklasse E en F. De flexibiliteit van het gebouw gaat omlaag als van dit principe afgeweken wordt. Als de opdrachtnemer toch af wenst te wijken van dit principe dan moet dat ter goedkeuring aan de opdrachtgever voorgelegd worden.

4.3.2 Gebruiksklasse E

Voor ruimten met gebruiksklasse E moeten de onderstaande belastingen als minimale waarde aangehouden worden. De opdrachtnemer stelt de belasting tijdig naar boven bij, indien dit volgt uit het inrichtingsontwerp.

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Archief ruimten	$\geq 10,0$	$\geq 10,0$
Rolarchieven	$\geq 12,0$	$\geq 12,0$
Centrale computerruimten, MER / SER / patchruimte	$\geq 10,0$	$\geq 10,0$
Installatieruimten	$\geq 8,0$	$\geq 10,0$

Overig 8,0 10,0

4.3.3 Gebruiksklasse H (daken)

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
dak	2,0	2,0
dak met installaties	3,0	7,0
dak onder maaiveld	5,0	7,0

Gebruiksklasse F (parkeren)

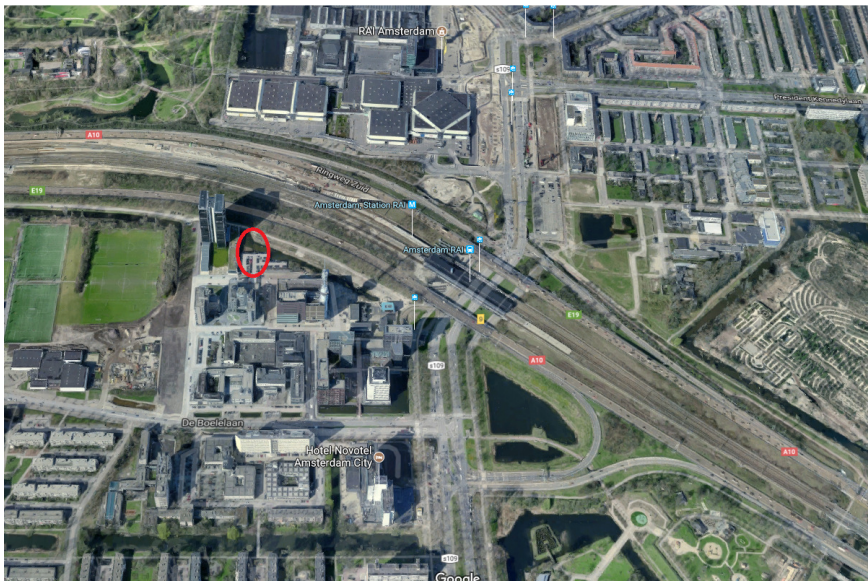
	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
lichte voertuigen (lichter dan 25 kN)	2,5	10,0

4.4 Windbelasting

4.4.1 Bepaling windbelasting

Locatie: Amsterdam
Windgebied I
Stuwdruk $q_p(80) = 1,86$ kN/m²

Het voorlopig ontwerp is gebaseerd op de windbelasting die hoort bij een onbebouwd gebied met een ontwerphoogte van 80 meter. Hier mag in de vervolgfase in gunstige zin van afgeweken worden als de opdrachtnemer op basis van NEN-EN 1991-1-4/NB art 4.3.2 aantoont, dat bebouwd gebied aan mag worden gehouden, waarbij ook rekening wordt gehouden met de huidige situatie en toekomstige ontwikkelingen, zoals weergegeven in de onderstaande figuren.





4.5 Belasting door regenwater

Als uitgangspunt voor wateraccumulatie wordt gehanteerd, dat er op het dak voldoende afschot en voldoende noodoverstorten worden aangebracht, waarbij de maximale belasting uit water $2,0 \text{ kN/m}^2$ is (gemiddelde waarde op een maatgevend vloerveld). Dit zelfde principe moet aangehouden worden voor het groen dak, waarbij ook rekening is gehouden met het verzadigd gewicht in de permanente belasting.

4.6 Belasting door sneeuw

Basis sneeuwlast	S_k	0,7	kN/m^2 (NB: 4.1)
Sneeuwbelastingsvormcoëfficiënt	μ	0,8	(art. 5.3)
Blootstellingscoëfficiënt	C_e	1,0	(NB: art. 5.2)
Warmtecoëfficiënt	C_t	1,0	= standaard NB: art. 5.2)
Sneeuwbelasting op het dak	$S = \mu_i C_e C_t S_k$		
Combinatiefactoren sneeuw	ψ_0	0,0	
	ψ_1	0,2	
	ψ_2	0,0	

Er moet rekening worden gehouden met lokaal hogere belastingen door sneeuwophoping.

4.7 Diverse

Horizontale belastingen op afscheidingen bij een hoogteverschil
 Uitwerking volgens NEN-EN 1991-1-1 +NB

Stootbelastingen
 Uitwerking volgens NEN-EN 1991-1-1 +NB

Voorzieningen aan daken en gevels ten behoeve van onderhoud en reiniging.

- Voor veilig werken op hoogte: zie OS.
- Het gevelbekleding(systeem) moet bestand zijn tegen de krachten die de gevelonderhoudsinstallatie uit kan oefenen op de gevel. Het gevelbekleding(systeem) hoeft niet ontworpen te worden op een stootbelasting, als de opdrachtnemer aantoont dat er voldoende gevelgeleiding en gevelbescherming op de gondel is toegepast, waardoor er geen sprake is van stootbelasting tijdens gebruik van de gevelonderhoudsinstallatie.

4.8 Buitengewone belastingen

Voor brand, zie hoofdstuk 5.

4.8.1 Aanrijdbelasting

Voor de constructie grenzend aan wegen moet rekening gehouden worden met een stootbelasting door een wegvoertuig volgens NEN-EN 1991-1-7, tabel NB.1:

Verkeerscategorie		F_{dx}^a kN	F_{dy}^a kN	d_b m
Binnenplaatsen en parkeergarages met toegang voor:	auto's	100	50	4
	vrachtwagens (> 3,5 ton)	200	100	5
^a x = normale rijrichting, y = loodrecht op de normale rijrichting.				

De bovengenoemde krachten mogen vermenigvuldigd worden met $\sqrt{(1-d/d_b)}$, waarin d de afstand is van het midden van de baan tot het botsingspunt.

4.8.2 Explosiebelasting

Bij toepassing van gasgestookte installaties moet het ontwerp van de ruimte voldoen aan NEN-EN 1991-1-7 Bijlage D.

5 Brandveiligheid

5.1 Brandwerendheids hoofdraagconstructie

Voor een gebouw met een kantoorfunctie geldt volgens het bouwbesluit 2012 een tijdsduur tot bezwijken van 90 minuten. Er zijn geen vloeren met bijeenkomstfuncties die hoger liggen dan 13 meter boven het meetniveau.

5.2 Brandwerendheids eisen uit oogpunt van compartimentering

Nader uit te werken in de vervolgfases door de opdrachtnemer.

5.3 Uitwerking voor onderdelen

Voor de betonnen constructie onderdelen wordt de brandwerendheid gerealiseerd door de dekking op de wapening aan te brengen conform de eisen opgenomen in de NEN-EN-1992-1-2 Rekenkundige bepalingen van de brandwerendheid van bouwdelen - Betonconstructies.

Voor nieuw te bouwen gebouwen of bouwdelen geldt dat wanneer vloersystemen met kanaalplaten toegepast worden, de toepassing moet voldoen aan de "Aanbevolen maatregelen voor de constructieve veiligheid van kanaalplaatvloeren bij brand in de nieuwbouw" d.d. november 2015 van de BFBN.

Bij kanaalplaatvloeren in de volgende situatie worden maatregelen getroffen:

- een verhoogd risico, waarmee wordt bedoeld gevolgklasse CC3 volgens NEN-EN 1990 én,
- een lange ontruimingstijd, waarmee wordt bedoeld een tijdsduur langer dan 20 minuten vanaf het ontstaan van een brand tot het moment waarop de BHV en/of de brandweer het gebouw heeft doorzocht en verlaten, waarbij moet worden uitgegaan van een realistisch, bij het normale gebruik passend ontruimingsscenario, dan geldt dat het betonoppervlak aan de aan brand blootgestelde zijde van het vloersysteem met kanaalplaten gedurende de wettelijk voorgeschreven tijdsduur voor de brandwerendheid geen hogere temperatuur mag bereiken dan 200 graden Celsius.

Om de constructieve veiligheid voldoende te waarborgen bij brand in de bovenstaande situatie moeten de volgende maatregelen getroffen:

- Brandwerende spuitpleister tegen de onderzijde van de kanaalplaten bij vloerdelen met plafonds.
- Brandwerende beplating tegen de onderzijde van de kanaalplaten bij vloerdelen zonder plafonds.

De brandwerendheid van de staalconstructie (hoofdraagconstructie) wordt gerealiseerd met:

- Stalen koker kolommen vullen met (gewapend) beton.
- Brandwerende bekleding voor de overige staalconstructie.

6 Constructieve risicoanalyse

Aan de onderstaande risico's moet aantoonbaar en naspeurbaar aandacht zijn besteed in de ontwerpdocumenten van de Definitief Ontwerpfase. Navolgbaar en naspeurbaar betekent, vastgelegd op papier als onderdeel van de ontwerpdocumenten. De constructieve risicoanalyse is een levend document en moet door de opdrachtnemer aangevuld worden in de vervolg ontwerp- en uitvoeringsfasen.

Risico	Gevolg	Beheersmaatregel
Positie bestaande kabels en leidingen (en bestaande palen) conflicteert met fundatie	Toename complexiteit en kosten	Bestaande kabels en leidingen en toekomstige ontwikkelingen vroegtijdig in kaart brengen en verwerken in het ontwerp.
Conflicten luchtkanalen en AV voorzieningen draagconstructie vloeren (liggers)	Inpassingsproblemen installaties en complexe/kostbare constructies.	Tijdige ontwerpcoördinatie (integrale ontwerpbenadering) en logische positionering stijpunten.
Onvoldoende ruimte tot belending	Aanpassing van ontwerp en beperking functionaliteit	Bestaande constructies (belendingen) vroegtijdig volledig in beeld brengen.
Opbarsten bouwkuip	Calamiteit, vertraging en hoge kosten	Ontgravingsdiepte beperken en niet dieper funderen dan naastgelegen EY.
Toename gewicht door onderschatting comfort-eisen en/of beveiligingseisen	Aanpassing ontwerp, vertraging en toename bouwkosten.	Tijdige ontwerpcoördinatie.
Underengineering secundaire constructies	Onveilige situaties en schade (faalkosten) tijdens gebruiksfase.	Ketenverantwoordelijkheid borgen door werken volgens compendium constructieve veiligheid. (coördinerend constructeur)
Onderschatting zettingsgedrag	Scheurvorming en faalkosten	Zettingsanalyse en voorspelling tijdens ontwerpfase en deze monitoren tijdens uitvoeringsfase.
Op spanning brengen overdrachtsconstructies	Te grote vervorming en onderschatting van krachtseffecten in bouw- en/of eindfase.	Het uitvoeringsplan met hulpconstructies en inschatting van effecten wordt mee ontwikkeld in het ontwerp.
Verskil elastische vervorming betonkern en stalen kolommen	Hellende vloeren.	Analyseren van het effect en juiste overlengte toepassen.
Ontwerpkeuzen die op bezwaren van omgeving en/of bevoegd gezag stuiten (b.v. paalsysteem)	Vertraging en hogere ontwerpkosten.	Tijdig overleg met bevoegd gezag en randvoorwaarden vanuit omgeving vroegtijdig in kaart brengen (o.a. RWS)
Gevelonderhoudsinstallatie beschadigd bij gebruik gevelafwerking	Onveilige situaties en schade (faalkosten) tijdens gebruiksfase.	Ontwerpcoördinatie door coördinerend constructeur.

Scheurvorming in kelderconstructie	Onvoldoende waterdichtheid en hoge kosten om waterdichtheid achteraf alsnog te realiseren.	Krimpbeheersingstrategie is onderdeel van het ontwerp (staat benoemd in uitgangspuntenrapport) en is onderdeel van de coördinatieverplichting tussen ontwerp en uitvoering. Toezicht op krimpbeheersing tijdens uitvoering door directie en acceptatie door opdrachtnemer van een beperkte hoeveelheid scheuren die gedicht worden doormiddel van injectie.
Stabiliteit kanaalplaatvloeren met grote overspanning tijdens montage.	Onveilige situaties op bouwplaats.	Werkplan montage uitvoeringsfase
Oncontroleerbaarheid van sparingen tijdens uitvoering.	Ontoelaatbare achteruitgang van de constructieve betrouwbaarheid.	Werken met een boorprotocol waarin elke te maken sparing door de coördinerend constructeur afgetekend moet worden.

7 Bijlage A – indicatieve ontwerpberekening

7.1 Indicatieve stabiliteitsberekening

Indicatieve stabiliteitsberekening

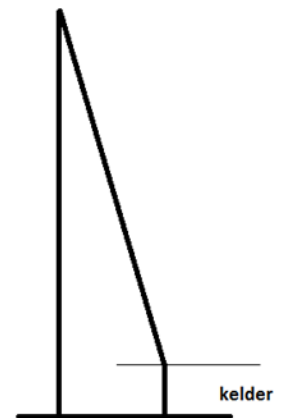
(kern is alleen in de maatgevende richting beschouwd)

Afschatting windbelasting

wind: gebied I

reken met onbebouwd

H =	80 m	vanaf maaiveld		
	op basis van tabel in NB.5			
pk	1,83 kN/m ²			
	reken met (druk + zuiging)*correlatie coëff = (0,80 + 0,55)*0,85 =		1,15	
		hou aan voor C _{pe,tot} =	1,20	
afmeting onderbouw	B	79,2 m	q _{rep} = B * C _{pe,tot} * p _k =	174 kN/m
	D	50,4 m	F _{rep} = q _{rep} * H ₁ =	3096 kN
	H ₁	17,8 m	M _{rep} = q _{rep} * H ₁ * 0,5 * H ₁ =	27553 kNm
afmeting toren	B	50,4 m	q _{rep} = B * C _{pe,tot} * p _k =	111 kN/m
	D	36 m	F _{rep} = q _{rep} * H ₂ =	6884 kN
	H ₂	62,2 m	M _{rep} = q _{rep} * H ₂ * (H ₁ + 0,5 * H ₂) =	336637 kNm
			M _{rep,tot} =	371185 kNm
			F _{rep} =	9980 kN



Afschatting minimaal benodigde stijfheid constructie

Eis ten aanzien van de doorbuiging: $u_{max} \leq 1/500 * H_{gebouw}$

Vereenvoudigde schematisatie constructie als ingeklemde staaf vanaf maaiveld

Inschatting rotatiestijfheid van fundering: 50%, $u_2 = 0,5 * u_1$

2e orde effect, $n/n-1 = 1,25$

$$M_{rep} = 371185 \text{ kNm}$$

$$L = 80 \text{ m}$$

$$1,1 * (u_1 + 0,5 * u_2) \leq H/500$$

$$u_1 = 85,3 \text{ mm}$$

$$u_1 = M * L^2 / 4EI$$

$$EI \geq M * L^2 / (4 * u_1) = 6,96E+09 \text{ kNm}^2$$

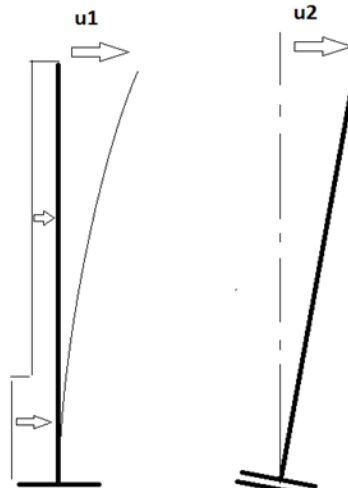
met $E = 15000 \text{ N/mm}^2$ (inschatting op basis van ervaring)

$$I = 464 \text{ m}^4$$

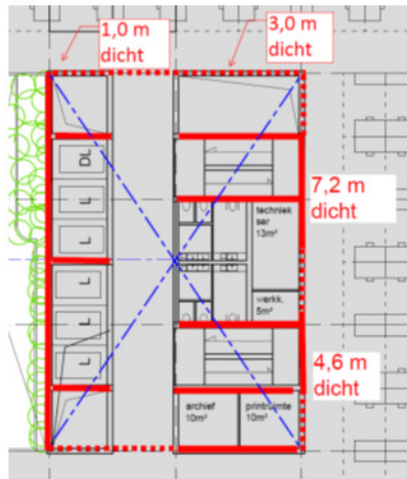
reductiefactor 0,65

(effect lateien en prefab verbindingen)

$$I_{ben} = 713,8 \text{ m}^4$$



Afschatting traagheidsmoment kern



	h = 14,4 m					a	leig	Istein
	b	h	A	e	S			
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[m]	[m ⁴]	[m ⁴]
onder	21,6	0,3	6,48	0,00	0,00	6,95	0,05	313,00
links	0,3	1,0	0,30	0,50	0,15	6,45	0,03	12,48
links	0,3	3,0	0,90	10,80	9,72	3,85	0,68	13,34
boven	10,8	0,3	3,24	14,40	46,66	7,45	0,02	179,83
rechts	0,3	7,2	2,16	10,80	23,33	3,85	9,33	32,02
lift1	0,2	3,6	0,72	1,80	1,30	5,15	0,78	19,10
lift2	0,2	3,6	0,72	1,80	1,30	5,15	0,78	19,10
lift3	0,2	3,6	0,72	1,80	1,30	5,15	0,78	19,10
trap 1	0,2	7,2	1,44	10,80	15,55	3,85	6,22	21,34
trap 2	0,2	7,2	1,44	10,80	15,55	3,85	6,22	21,34
trap 3	0,2	7,2	1,44	10,80	15,55	3,85	6,22	21,34
trap 4	0,2	7,2	1,44	10,80	15,55	3,85	6,22	21,34
			21,00		145,95		37,32	693,33
				z		6,95 m		
				Δz		0,25 m		
				I _{tot}		730,7 m ⁴		

De kern biedt qua afmeting en indeling mogelijkheden voor voldoende stijfheid.

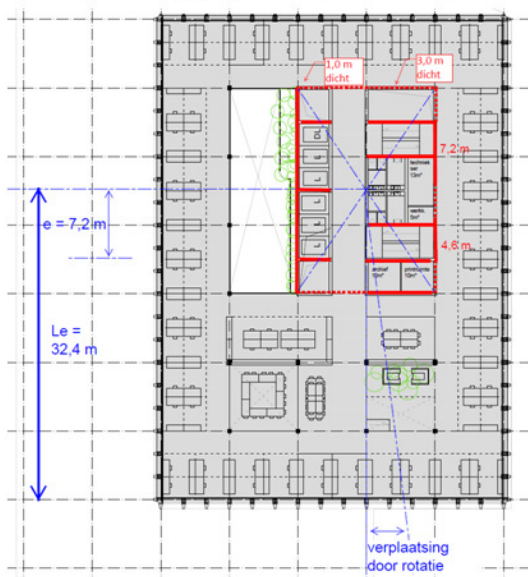
De kern is alleen excentrisch geplaatst en de combinatie met wrijving is niet stijf genoeg, zie controle hieronder.

Een andere inschatting van de E-modulus of optimalisatie van de te benutten kernwanden, verandert hier niets aan.

Variant 1: stabiliteit alleen uit kern

Bijkomend effect wrijving door excentrische positie kern.

De verplaatsing door wrijving is groot vanwege de torenhoogte.



Controle berekeningen:

De buitenafmeting van de kern is 14,4x21,6 meter:

- de buitenste wanden aan de korte zijden krijgen veel wandopeningen, de arm wordt daarom in beide richtingen op 14,6 m gesteld.
- de wand langs de vide is niet maatgevend, want dit is een dichte wand.

$\gamma_Q =$	1,65	
$F_{h,d,tot} =$	9980 kN	
$F_{h,k,tot} =$	16467 kN	
$e =$	7,2 m	
$t_d = F_{h,tot}/L * e =$	1482 kN/m	
$L =$	80 m	
$M_{wv} = t * L^2 / 2 =$	4742510 kNm	
$M_{wv} = 2 * 14,4 * V_T$		
$V_T = M_T / 28,8 =$	164670 kN	
$V_H =$	8234 kN	
$V_{tot} = V_T + V_H =$	172904 kN	
$d =$	300 mm	C45/55

beschikbaar:

ca. 50% van wand =	10,8 m	Kracht is ook niet opneembaar bij grotere beschikbare lengte.
$\tau =$	53,4 N/mm ²	te hoog

stekwapening:

$V_d =$	16009,6 kN/m	nog exclusief eventuele trek door windmoment
$f_{yd} =$	251,1 N/mm ²	
diam rond 25 v/a =	982 mm ²	
h.o.h. =	15 mm	

Niet af te wapenen

hoekverdraaiing ingeklemde ligger met moment: $\phi_w = M_T * L / G * I_w$

voor ligger met torsie als "lijnlast": $\phi_w = t * L^3 / 6 * G * I_w$

$t_k =$	898 kN/m
$L =$	80 m
$G = E / [2 * (1 + \nu)] =$	6250 N/mm ²
met $E = 15000 \text{ N/mm}^2$ (inschatting op basis van ervaring)	
en $\nu = 0,20$	

Simplificatie: kern 14,4x21,6 met wanddikte 300 mm:

NB: verzwakkingen door openingen, maar ook tussenwanden

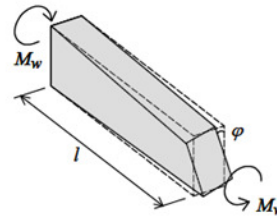
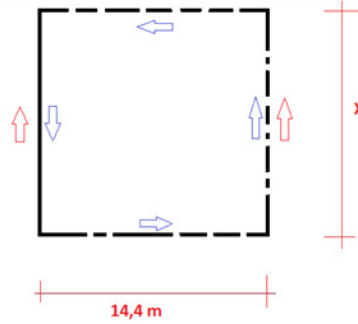
Dunwandig gesloten profiel: met tweede formule van Bredt:

$$I_w = 4 * (14,4 * 21,6)^2 / (2 * 14,4 / 0,3 + 2 * 21,6 / 0,3) = 1612 \text{ m}^4$$

$$\phi_w = 0,00760557$$

$$L_e = 32,4 \text{ m}$$

$$u_w = \phi_w * L_e = 246 \text{ mm}$$



$$GI_w = \frac{4A^2}{\sum_i \frac{s_i}{G_i l_i}} \quad (\text{tweede formule van Bredt})$$

Verplaatsing is veel te groot.

Verplaatsing blijft te groot bij een hogere inschatting van de E-modulus en optimalisatie effectieve kernwanden.

Zowel de verplaatsing als de krachten zijn niet opneembaar door de kern alleen.

De excentrische positie van de kern maakt het noodzakelijk om aanvullende stabiliteitsvoorzieningen te treffen.

Variant 2: gevelkruis

breedte	36 m					
belastingbreedte	14,4 m					
	Hverd	Hcum	qwind	Fwind	per zijde	
	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	
b.g.	5,6	5,6	32	-	-	schematisatie verdiepingen met 5,6 m
1e	5,6	11,2	32	177	89	
2e	5,6	16,8	32	177	89	
+ 1,0 borstwering = 17,8 m, halve verdieping op overgang (techniekruimte) niet in model						
3e / 4e	3,6	20,4	32	145	73	
5e	3,6	24	32	114	57	
6e	3,6	27,6	32	114	57	
7e	3,6	31,2	32	114	57	
8e	3,6	34,8	32	114	57	
9e	3,6	38,4	32	114	57	
10e	3,6	42	32	114	57	
11e	3,6	45,6	32	114	57	
12e	3,6	49,2	32	114	57	
13e	3,6	52,8	32	114	57	
14e	3,6	56,4	32	114	57	
15e	3,6	60	32	114	57	
16e	3,6	63,6	32	114	57	
17e	3,6	67,2	32	114	57	
18e	3,6	70,8	32	114	57	
19e	3,6	74,4	32	114	57	
dak	3,6	78	32	57	28	

Profielgegevens [N] [mm]

Profielgegevens

Profiel: 1 < >

Omschr: K250/250/10

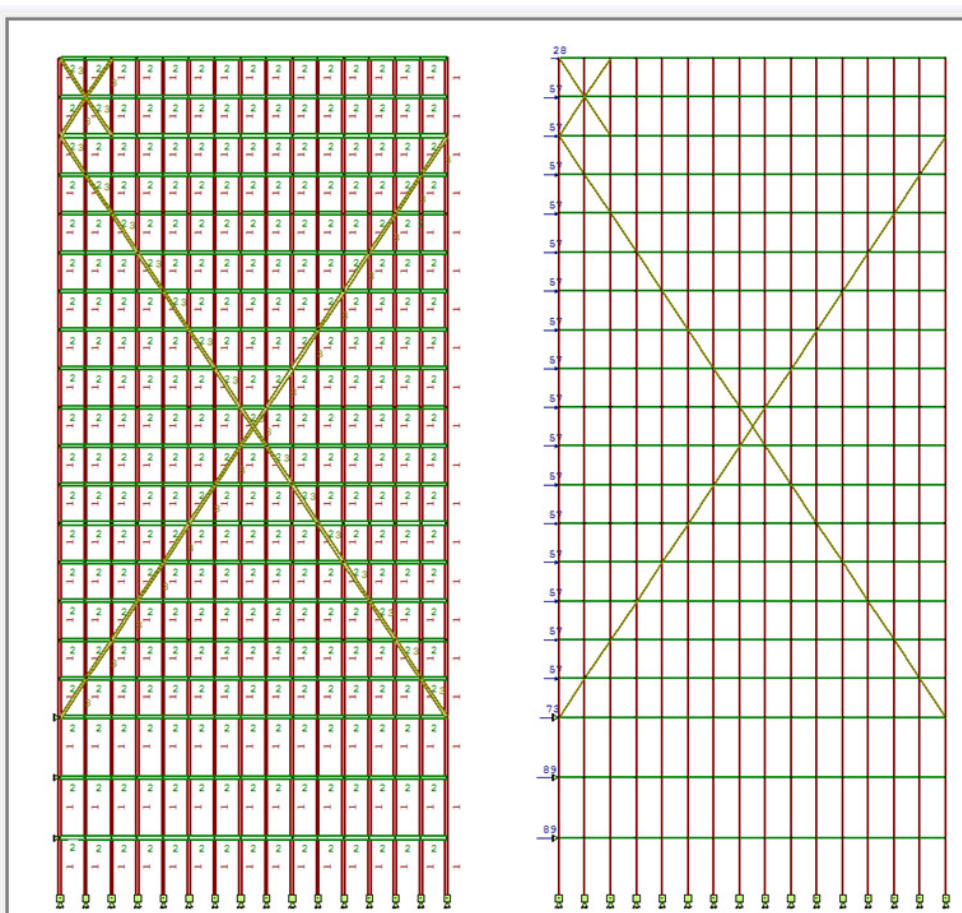
Standaard profielen:

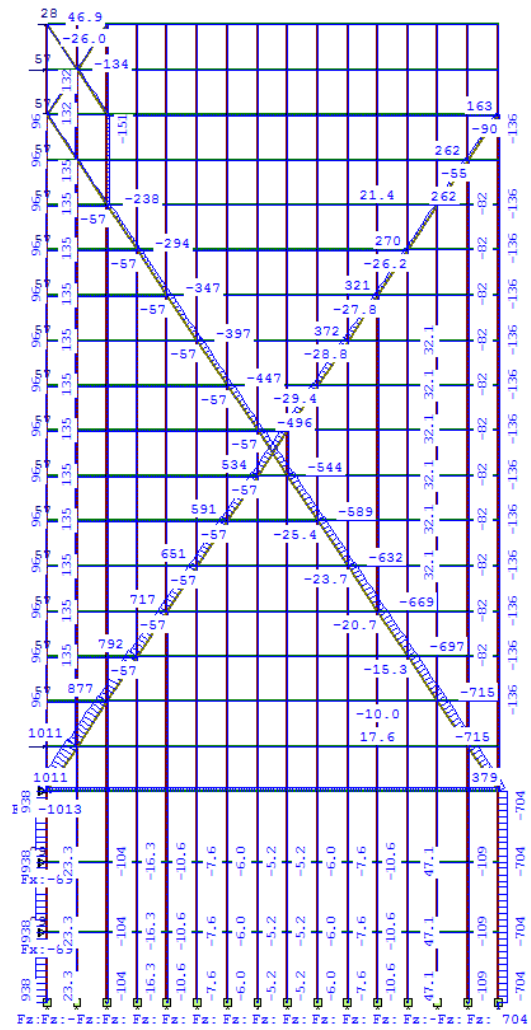
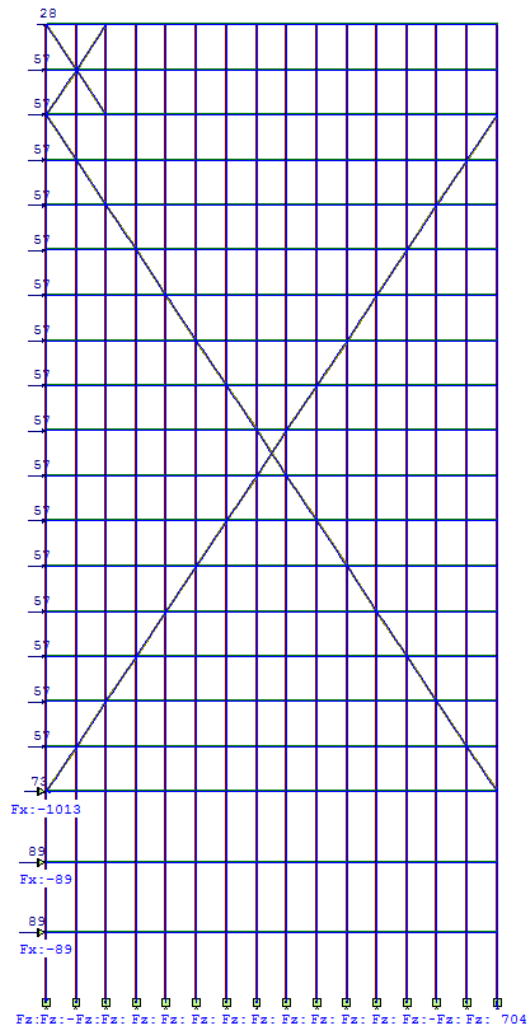
- Huidig project
 - 1:K250/250/10
 - 2:HEA300
 - 3:K250/250/10
- Bibliotheek

Staven:

Invoegen Toevoegen Verwijderen

Skalen Help





controle diagonaal

$\gamma_Q =$	1,65	
Nk =	1001 kN	trek
Nk =	715 kN	druk
Nd =	1651,65 kN	trek
S355		
A =	9493 mm ²	
Nud =	3370 kN	
u.c. =	0,49	ok

één enkel kruis K250x250x10 is voldoende voor de stijfheid van de toren

$b_{wind} = 14,4 \text{ m}$
 $u_1 = 77 \text{ mm}$

Met $q_{wind} = 32 \text{ kN/m}$
 $E_{staal} = 2,10E+05 \text{ N/mm}^2$
 $EI_{kern} = 1,10E+10 \text{ kNm}^2$

L u I EI
 [m] [mm] [m⁴] [kNm²]
 kruis 61,2 77 3,5 7,29E+08
 kern 464,0 6,96E+09
 verhouding 1: 9,6
 (met EI kern bepaald op uitbuiging u_1)

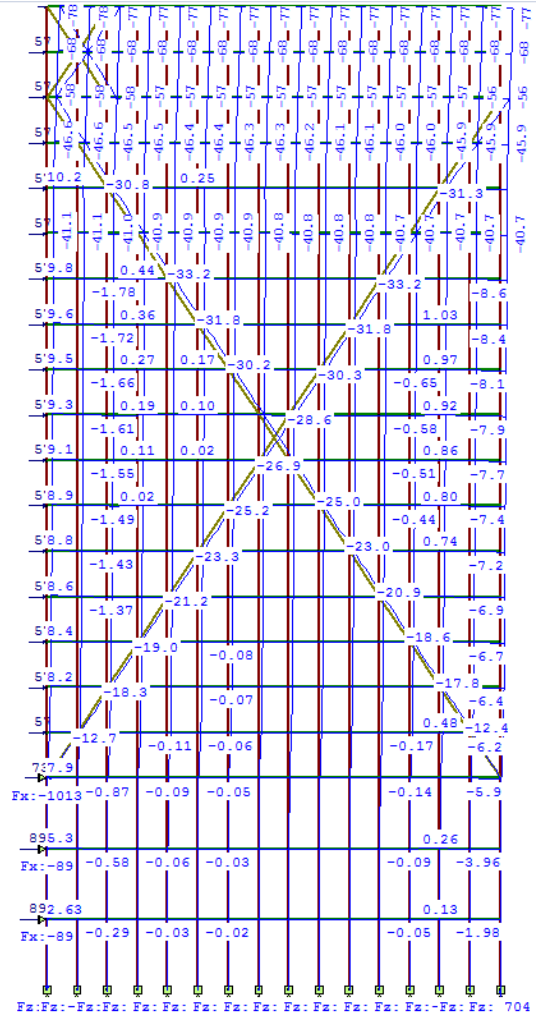
controle systeem van kern en gevelkruis:
 eenheidsbelasting 100 kN/m

$R_{tot} = 5040 \text{ kN}$
 kern $k = 9,60E+05 \text{ kN/m}$
 gevel $k = 1,00E+05 \text{ kN/m}$
 verhouding 1: 9,6

Reactie uit liggersmodel, zie hieronder:
 $R = 3920 \text{ kN}$
 $R = 1120 \text{ kN}$ t.p.v. gevelkruis

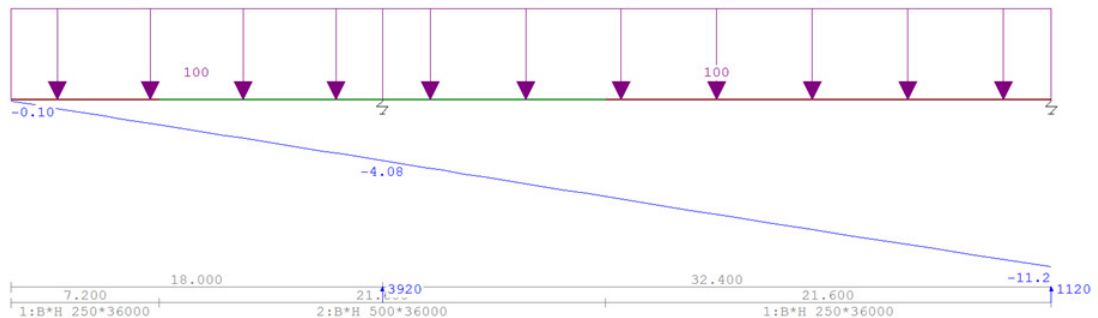
belastingbreedte op gevelkruis uit liggermodel
 $= R/R_{tot} * 50,4 \text{ m} = 11,2 \text{ m}$

gerekend op gevelkruis 14,4 m aangehouden belastingbreedte is aan de veilige kant.
 minder uitbuiging door minder belasting $0,78 * 77 \text{ mm} = 59,9 \text{ mm} < u_1 = 85 \text{ mm}$



VERPLAATSTINGEN B.G.1 eenheidsbelasting [mm] Fysisch lineair

W	Steunpunt	Richting	Waarde	F-min	F-max
1	1	2-Z-translat	9,60E+05	0,00E+000	0,00E+000
2	2	2-Z-translat	1,00E+05	0,00E+000	0,00E+000



Variant 3: windverband op terugliggend stramien, met overdrachtsconstructie op vierde verdieping (techniek)
 zelfde uitgangspunten als voor variant 2, inclusief belastingbreedte wind.

Profielgegevens

Profielnr: 1 < > >>

Omschr: K400/400/16

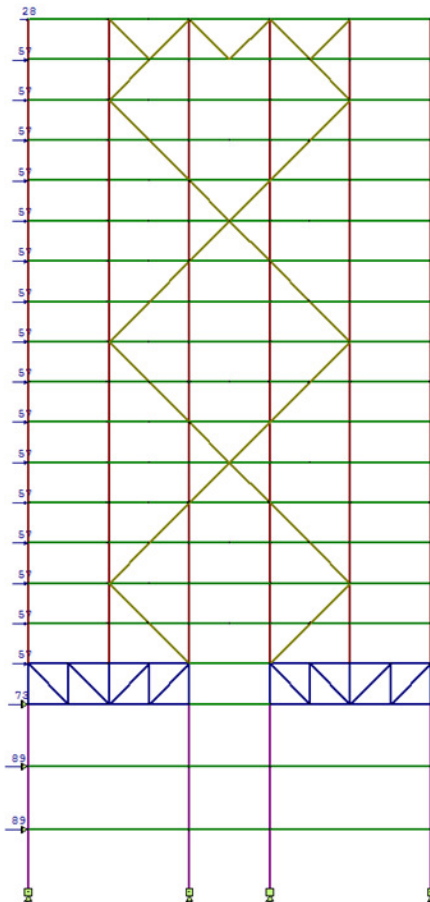
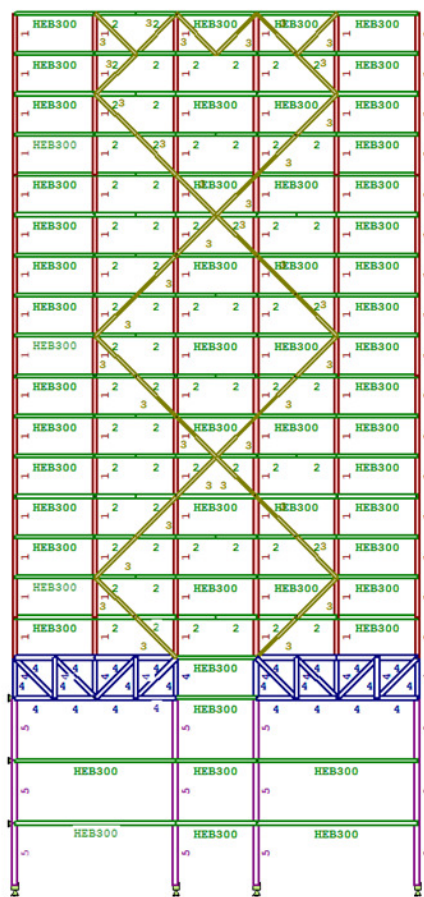
Standaard profielen:

- Huidig project
 - 1:K400/400/16
 - 2:HEB300
 - 3:K250/250/10
 - 4:K400/400/16
 - 5:HD400/551
- Bibliotheek

Staven: ✓

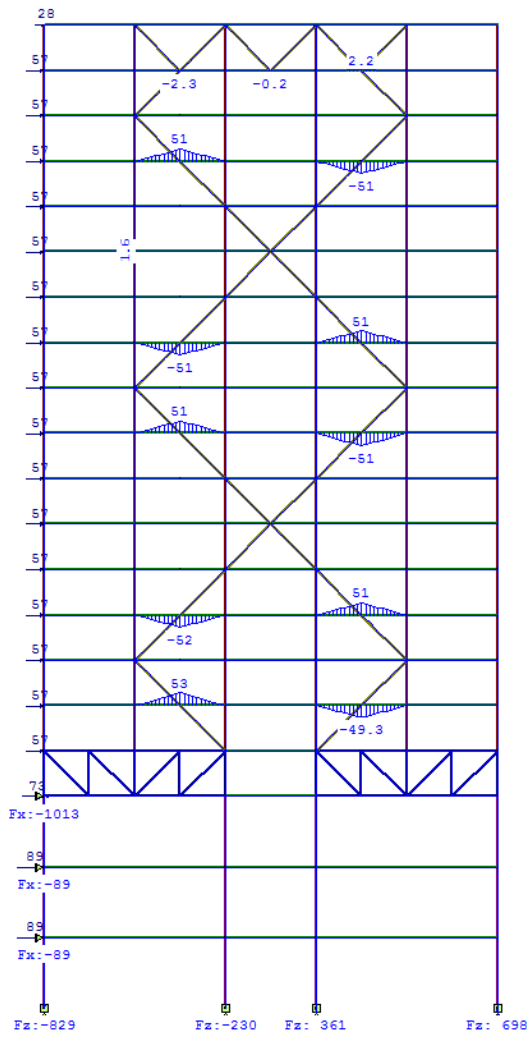
Invoegen Toevoegen Verwijderen

Sluiten Help



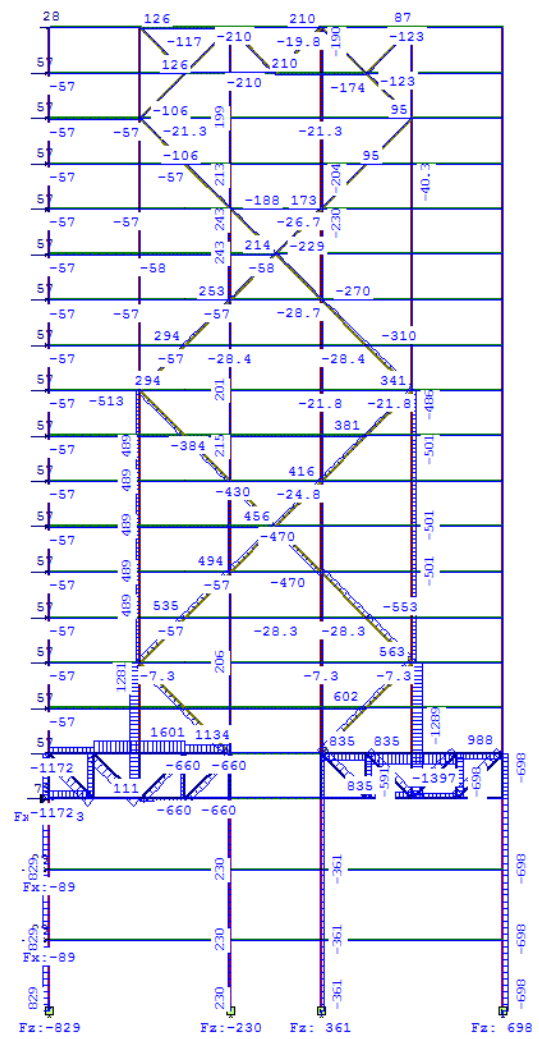
MOMENTEN

B.G:3 Wind

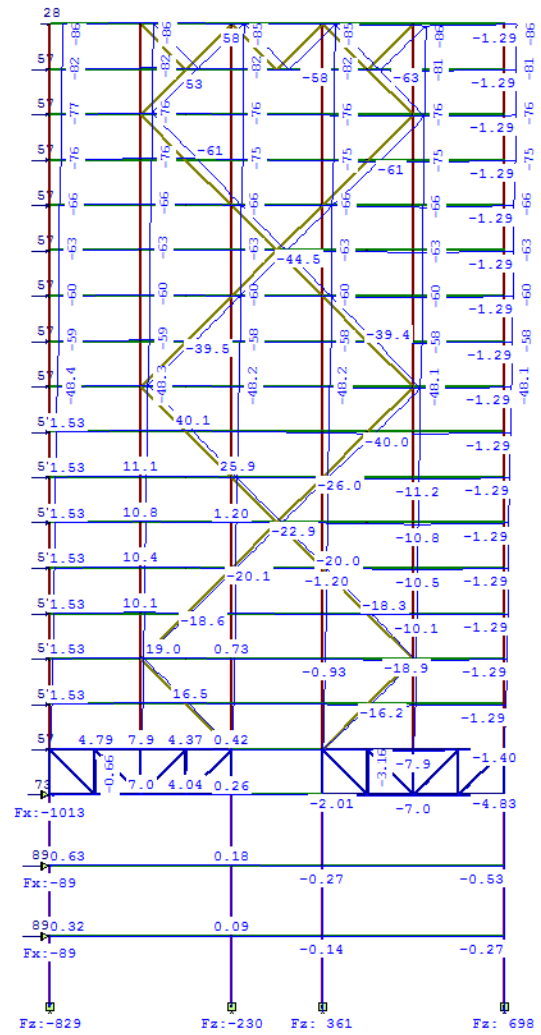


NORMAALKRACHTEN

B.G:3 Wind



$u_1 = 86 \text{ mm}$ ok
 verder vergelijkbaar als bij gevelkruis



Variant 3 is toegepast in het voorlopig ontwerp.

In de laagbouw worden wandschijven toegepast, zie schetsen in bijlage B.

7.2 Ontwerpberekeningen kolommen

Ontwerpberekening gevelkolom toren

$\gamma_G =$	1,32	(CC3)
$\gamma_Q =$	1,65	
h.o.h vloerveld	L =	2,4 m 7,2 m

Vloerbelasting

	B								cumm.
	L	A	perm	vb	psi	p_d	$N'_{d,max}$	$N'_{d,min}$	$N'_{d,max}$
		[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]
dak		8,6	5,0	5,0	1 psi = 1,0 voor techniek	14,9	128,3	38,9	128,3
19e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	213,8
18e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	299,4
17e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	384,9
16e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	470,4
15e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	556,0
14e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	641,5
13e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	727,1
12e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	812,6
11e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	898,1
10e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	983,7
9e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1069,2
8e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1154,7
7e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1240,3
6e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1325,8
5e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1411,3
4e		8,6	5,0	5,0	0,4	9,9	85,5	38,9	1496,9
op derde verd					voor combinatie met wind: momentaan		1496,9	661,0	

Verticale belasting uit gevel

e.g. staal gebaseerd op kolommen HEB500 in zwakke richting, liggers HEB700 in sterke richting

e.g. staal	1,2 kN/m ²
vliesgevel	1,2 kN/m ²
totaal	2,4 kN/m²

H = 61,2 m
 $N'_{d,max} = 423 \text{ kN}$ met belastingfactor 1,32

Controle gevelkolom als windstijl in toren (vanaf techniekverdieping), geschoorde constructie

totaal $N'_{d,max}$ 1920 kN

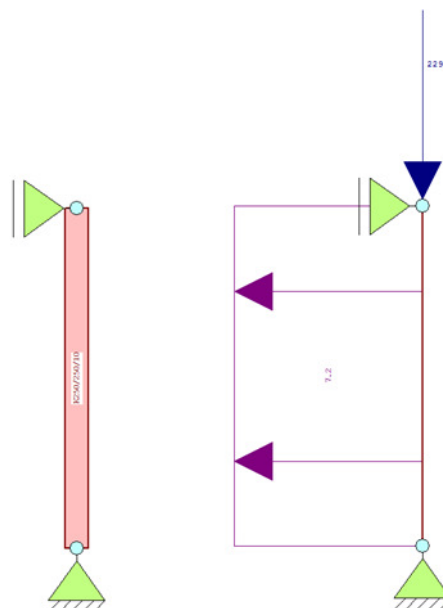
gerekend met $N_d = 2295 \text{ kN}$ (uit eerdere berekening met zwaardere vloer)

pk 1,83 kN/m²
 reken met druk + onderdruk = 0,8+0,3 = 1,1
 b = 2,4 m

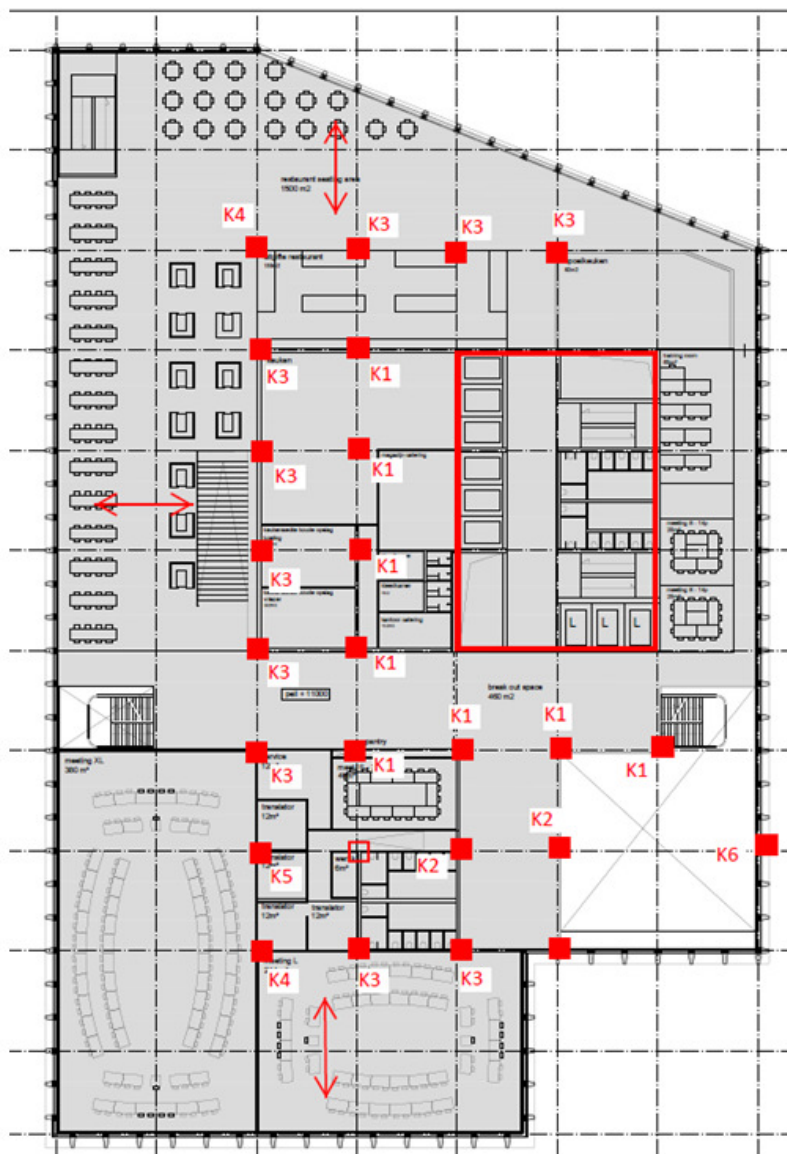
qk = 4,8 kN/m
 qd = 7,2 kN/m

Toetsing m.b.v. technosoft raamwerken

kniklengte 3,6 m
 K250x250x10 - S355 u.c. = 0,78



Samenvatting overige kolommen



kolom op begane grond

kolom in kelder

	$N'_{d,max}$ [kN]	$N_{d,brand}$ [kN]	profiel	$N'_{d,max}$ [kN]	$N_{d,brand}$ [kN]	profiel
midden kolom toren	9494	6636	HD3			
kolom K1	11291	7880	HD1	11804	8243	DS1
kolom K2	16936	11820	HD2	17706	12364	DS2
kolom K3	9983	7128	HD1	11006	7864	DS1
kolom K4	14649	10443	HD2	17656	12616	DS1
kolom K5	15629	11068	HD2	16908	11985	DS2
kolom K6	11757	12364	HD4			

Profielbepaling toren

h = 3,6 m (=kniklengte)
 stalen kolom S355 gevuld met (gewapend) beton
 met technosoft raamwerken:

	N _d [kN]	profiel	u.c.	
HD3	9500 kN	K400x16	0,96 S420	S420 voor verdieping 4 en 5 of alternatief grotere profielafmeting
	8650 kN	K400x16	1,00 S355	voor verdiepingen 6 t/m 10
	5000 kN	K350x12,5	0,87 S355	vanaf 11e verdieping naar dak

Profielbepaling begane grond

h = 5,6 m (=kniklengte)
 stalen kolom S355 brandwerend bekleed
 met technosoft raamwerken:

	N _d [kN]	profiel	u.c.	
HD1	12000 kN	HD400x382	1,00	
HD2	17000 kN	HD400x551	0,97	
HD4	3919 kN	K450x250x12,5	0,78	kracht verdelen over drie gevelstijlen (h.o.h. 2,4 m)

Profielbepaling kelder

h = 2,3 m (=kniklengte)
 betonkolom C60/75 prefab, XC3
 brandwerendheid 90 min.
 met technosoft betonkolom:

	N _d [kN]	N _{d,brand} [kN]	profiel	Asben [mm ²]	
DS1	11804	8243	300x900 mm	8261	18 rond 25 (h.o.h. ca. 100 mm)
DS2	17706	12364	450x900 mm	8903	4 rond 32 + 12 rond 25 (h.o.h. ca. 100 mm)

toren kolom en reactie op vakwerk

B 7,2 m
 L 7,2 m

	A [m]	perm [kN/m ²]	vb [kN/m ²]	psi	P _d [kN/m ²]	N _{d,max} [kN]	N _{d,min} [kN]	N _{d,max} [kN]	N _{d,brand} [kN]
dak	51,8	5,0	5,0	1,0 psi = 1,0 voor techniek	14,9	770	233	770	518
19e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	1283	363
18e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	1796	363
17e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	2309	363
16e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	2823	363
15e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	3336	363
14e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	3849	363
13e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	4362	363
12e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	4876	363
11e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	5389	363
10e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	5902	363
9e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	6415	363
8e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	6928	363
7e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	7442	363
6e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	7955	363
5e	51,8	5,0	5,0	1,0	14,9	770	233	8725	518
4e	51,8	5,0	5,0	1,0	14,9	770	233	9494	518
						9494	3966		6636

Kolom K1: 7,2x7,2 m

B 7,2 m
 L 7,2 m

	A [m]	perm [kN/m ²]	vb [kN/m ²]	psi	P _d [kN/m ²]	N _{d,max} [kN]	N _{d,min} [kN]	N _{d,max} [kN]	N _{d,brand} [kN]	N _{d,brand} [kN]
dak	51,8	5,0	5,0	1,0 psi = 1,0 voor techniek	14,9	770	233	770	518	518
19e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	1283	363	881
18e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	1796	363	1244
17e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	2309	363	1607
16e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	2823	363	1970
15e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	3336	363	2333
14e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	3849	363	2696
13e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	4362	363	3059
12e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	4876	363	3421
11e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	5389	363	3784
10e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	5902	363	4147
9e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	6415	363	4510
8e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	6928	363	4873
7e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	7442	363	5236
6e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	7955	363	5599
5e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	8468	363	5962
4e	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	8981	363	6324
3e	51,8	5,0	5,0	1,0 psi = 1,0 voor techniek	14,9	770	233	9751	518	6843
2e	51,8	5,0	5,0	1,0	14,9	770	233	10521	518	7361
1e	51,8	5,0	5,0	1,0	14,9	770	233	11291	518	7880
b.g.	51,8	5,0	5,0	0,4	9,9	513	233	11804	363	8243

kolombelasting kelder

11804 4899

8243

Kolom K2: midden met overdracht in techniek: 7,2 m x 10,8 m (velden 7,2 en 14,4 m)

	B L		7,2 m 10,8 m		psi	p _d [kN/m ²]	N' _{d,max} [kN]	N' _{d,min} [kN]	cumm. N' _{d,max} [kN]	N _{d,brand} [kN]	cumm. N _{d,brand} [kN]
	A [m]	perm [kN/m ²]	vb [kN/m ²]	(L = 14,4 en 7,2 m)							
dak	77,8	5,0	5,0	1,0	psi = 1,0 voor techniek	14,9	1155	350	1155	778	778
19e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	1925	544	1322
18e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	2694	544	1866
17e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	3464	544	2411
16e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	4234	544	2955
15e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	5004	544	3499
14e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	5774	544	4044
13e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	6544	544	4588
12e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	7313	544	5132
11e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	8083	544	5676
10e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	8853	544	6221
9e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	9623	544	6765
8e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	10393	544	7309
7e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	11162	544	7854
6e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	11932	544	8398
5e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	12702	544	8942
4e	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	13472	544	9487
3e	77,8	5,0	5,0	1,0	psi = 1,0 voor techniek	14,9	1155	350	14627	778	10264
2e	77,8	5,0	5,0	1,0		14,9	1155	350	15781	778	11042
1e	77,8	5,0	5,0	1,0		14,9	1155	350	16936	778	11820
b.g.	77,8	5,0	5,0	0,4		9,9	770	350	17706	544	12364
kolombelasting kelder							17706	7348		12364	

Kolom K3: gevel toren en laagbouw velden 7,2 en 14,4 m

	laagbouw		gevelbelasting toren		psi	G gevel	p _d [kN/m ²]	N' _{d,max} [kN]	N' _{d,min} [kN]	cumm. N' _{d,max} [kN]	N _{d,brand} [kN]	cumm. N _{d,brand} [kN]
	B L	7,2 m 10,8 m	B gevel	7,2 m 2,4 kN/m ²								
	toren		H 3,6 m									
	B	7,2 m										
	L	10,8 m										
	perm		vb									
	[kN/m ²]		[kN/m ²]									
	sb-vloer	5	5									
	kanaalplaatvloer	8,7	5									
groen dak is ongeveer gelijk aan standaard verdieping: hogere permanente belasting, maar lagere veranderlijke belasting												
	A	perm	vb									
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]									
dak	25,9	5,0	5,0	1,0	62,2	psi = 1,0 voor techniek	14,9	460	173	460	321	321
19e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	791	244	565
18e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	1122	244	809
17e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	1453	244	1052
16e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	1785	244	1296
15e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	2116	244	1540
14e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	2447	244	1783
13e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	2778	244	2027
12e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	3110	244	2271
11e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	3441	244	2514
10e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	3772	244	2758
9e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	4103	244	3002
8e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	4435	244	3245
7e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	4766	244	3489
6e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	5097	244	3732
5e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	5428	244	3976
4e	25,9	5,0	5,0	0,4	62,2		9,9	331	173	5760	244	4220
3e	77,8	7,5	5,0	1,0		psi = 1,0 voor techniek	18,1	1408	523	7168	969	5189
2e	77,8	7,5	5,0	1,0			18,1	1408	523	8576	969	6159
1e	77,8	7,5	5,0	1,0			18,1	1408	523	9983	969	7128
b.g.	77,8	7,5	5,0	0,4			13,2	1023	523	11006	736	7864
kolombelasting kelder							11006	5025		7864		

Kolom K4: hoek toren met laagbouw velden 14,4 m

laagbouw
 B 14,4 m
 L 14,4 m
 toren
 B 3,6 m
 L 3,6 m

gevelbelasting toren
 B 7,2 m
 gevel 2,4 kN/m²
 H 3,6 m

perm vb
 [kN/m²] [kN/m²]
 sb-vloer 5 5
 kanaalplaatvloer 8,7 5

groen dak is ongeveer gelijk aan standaard verdieping: hogere permanente belasting, maar lagere veranderlijke belasting

	A	perm	vb	psi	G gevel	P _d	N' _{d,max}	N' _{d,min}	cumm.	N _{d,brand}	cumm.	
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]			[kN/m ²]	[kN]	[kN]	N' _{d,max}	[kN]	N _{d,brand}	
									[kN]		[kN]	
dak	13,0	5,0	5,0	1,0	62,2 psi = 1,0 voor techniek	14,9	267	114	267	192	192	
19e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	470	153	345	
18e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	673	153	498	
17e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	876	153	651	
16e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	1079	153	804	
15e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	1282	153	956	
14e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	1485	153	1109	
13e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	1688	153	1262	
12e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	1891	153	1415	
11e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	2094	153	1568	
10e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	2297	153	1721	
9e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	2500	153	1874	
8e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	2703	153	2027	
7e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	2906	153	2180	
6e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	3108	153	2333	
5e	13,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	203	114	3311	153	2486	
4e	13,0	5,0	5,0	1,0	62,2 psi = 1,0 voor techniek	14,9	267	114	3579	192	2678	
3e	207,4	8,5	5,0	0,4		14,5	3006	1583	6585	2174	4851	
2e	207,4	8,5	5,0	1,0		19,4	4032	1583	10617	2796	7647	
1e	207,4	8,5	5,0	1,0		19,4	4032	1583	14649	2796	10443	
b.g.	207,4	8,5	5,0	0,4		14,5	3006	1583	17656	2174	12616	
kolombelasting kelder								17656	8275		12616	

Kolom K5: midden met overdracht in techniek, gevelzijde

toren
 B 7,2 m
 L 7,2 m
 laagbouw
 B 7,2 m
 L 14,4 m

gevelbelasting toren
 B 7,2 m
 gevel 2,4 kN/m²
 H 3,6 m

perm vb
 [kN/m²] [kN/m²]
 sb-vloer 5 5
 kanaalplaatvloer 8,7 5

groen dak is ongeveer gelijk aan standaard verdieping: hogere permanente belasting, maar lagere veranderlijke belasting

	A	perm	vb	psi	G gevel	P _d	N' _{d,max}	N' _{d,min}	cumm.	N _{d,brand}	cumm.	
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]			[kN/m ²]	[kN]	[kN]	N' _{d,max}	[kN]	N _{d,brand}	
									[kN]		[kN]	
dak	51,8	5,0	5,0	1	62,2 psi = 1,0 voor techniek	14,9	844	289	844	581	581	
19e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	1432	425	1006	
18e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	2020	425	1431	
17e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	2608	425	1856	
16e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	3196	425	2281	
15e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	3784	425	2706	
14e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	4372	425	3131	
13e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	4960	425	3556	
12e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	5547	425	3981	
11e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	6135	425	4406	
10e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	6723	425	4831	
9e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	7311	425	5257	
8e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	7899	425	5682	
7e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	8487	425	6107	
6e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	9075	425	6532	
5e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	9662	425	6957	
4e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	10250	425	7382	
3e	103,7	6,9	5,0	1,0	psi = 1,0 voor techniek	17,3	1793	639	12043	1229	8611	
2e	103,7	6,9	5,0	1,0		17,3	1793	639	13836	1229	9839	
1e	103,7	6,9	5,0	1,0		17,3	1793	639	15629	1229	11068	
b.g.	103,7	6,9	5,0	0,4		12,3	1280	639	16908	918	11985	
kolombelasting kelder								16908	7474		11985	

kolom K6: overdracht in techniek, gevelzijde zonder laagbouw

	toren				gevelbelasting toren				cumm.		cumm.	
	B	L	B	L	B	L	H		N' _{d,max}	N _{d,brand}	N _{d,brand}	
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	psi	G gevel	P _d	N' _{d,max}	N' _{d,min}	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		7,2 m	7,2 m			2,4 kN/m ²	3,6 m					
dak	51,8	5,0	5,0	1	62,2 psi = 1,0 voor techniek	14,9	844	289	844		581	581
19e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	1432		425	1006
18e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	2020		425	1431
17e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	2608		425	1856
16e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	3196		425	2281
15e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	3784		425	2706
14e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	4372		425	3131
13e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	4960		425	3556
12e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	5547		425	3981
11e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	6135		425	4406
10e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	6723		425	4831
9e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	7311		425	5257
8e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	7899		425	5682
7e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	8487		425	6107
6e	51,8	5,0	5,0	1,0	62,2	14,9	844	289	9331		581	6687
5e	51,8	5,0	5,0	1,0	62,2	14,9	844	289	10176		581	7268
4e	51,8	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	588	289	10764		425	7693
3e	51,8	5,0	5,0	1,0	62,2 psi = 1,0 voor techniek	14,9	844	289	11608		581	8274
2e	0,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	75	56	11683		62	8336
1e	0,0	5,0	5,0	0,4	62,2	9,9	75	56	11757		62	8398
kolombelasting b.g.								11757	5319			8398
verdelen over meerdere stijlen												

7.3 Ontwerpberekening overdrachtsconstructie

Opvangconstructie voor grotere overspanning

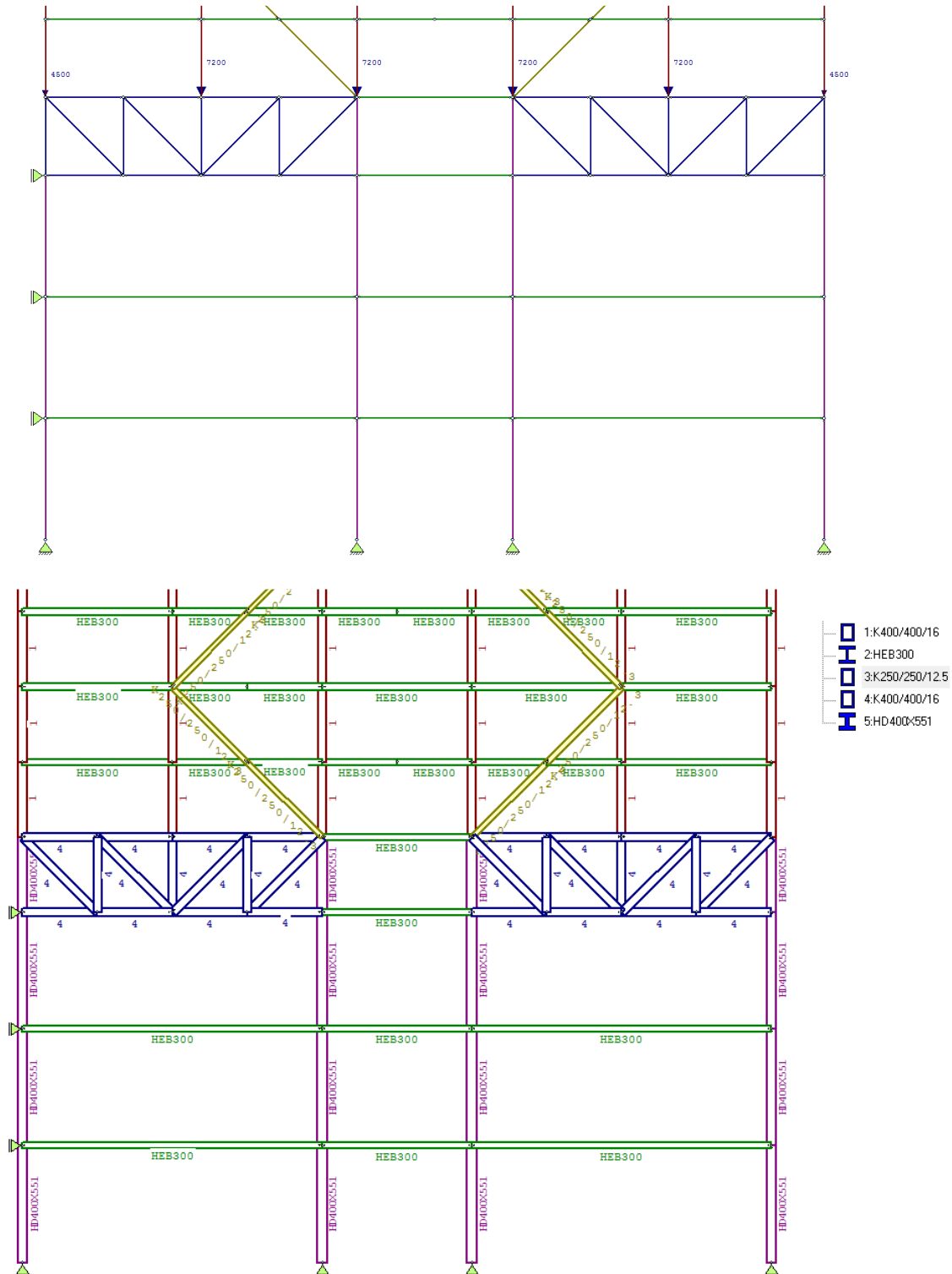
Zie rekenmodel stabiliteitsberekening variant 3, paragraaf 8.1.

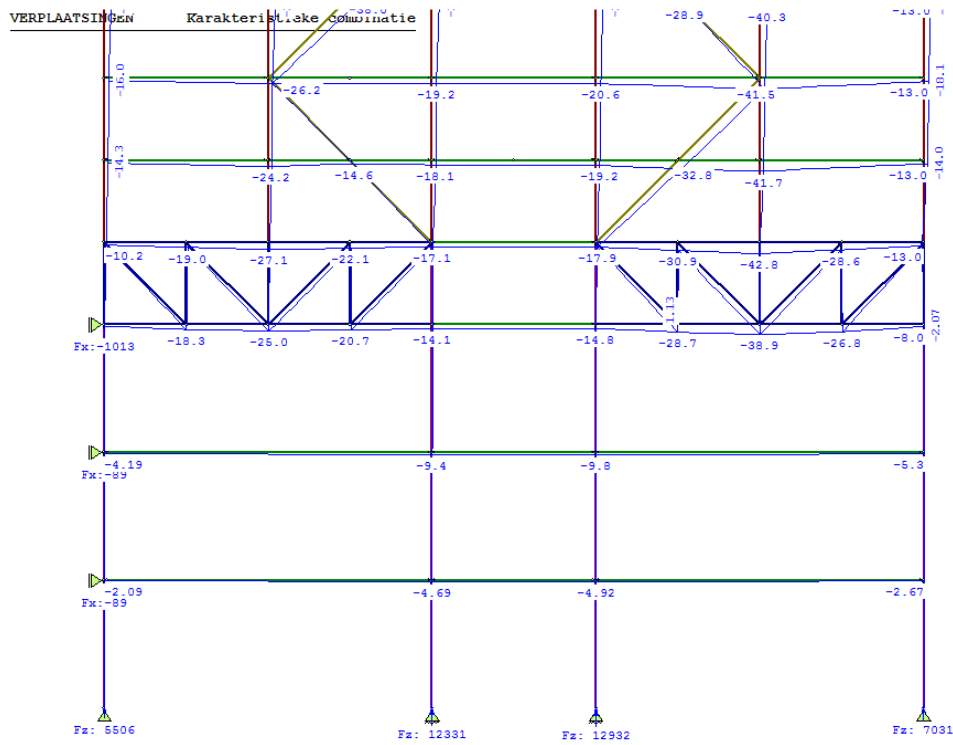
Voor belasting zie ontwerpberekening kolommen, paragraaf 8.2.

Midden kolom toren $N_{d;\max} = 9494 \text{ kN}$ (conservatief, want niet volledig momentaan)

Invoer als permanente belasting ($\gamma_G=1,32$) in combinatie met wind ($\gamma_Q=1,65$)

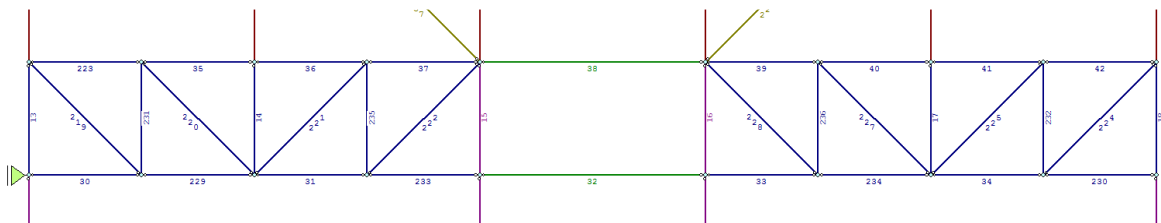
$N_G = 7192 \text{ kN} \approx 7200 \text{ kN}$



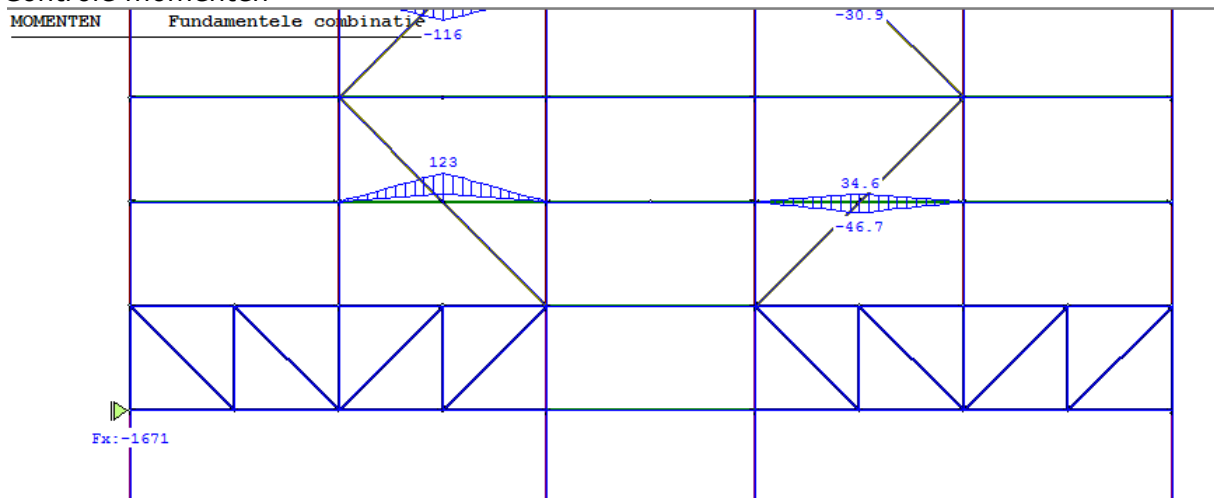


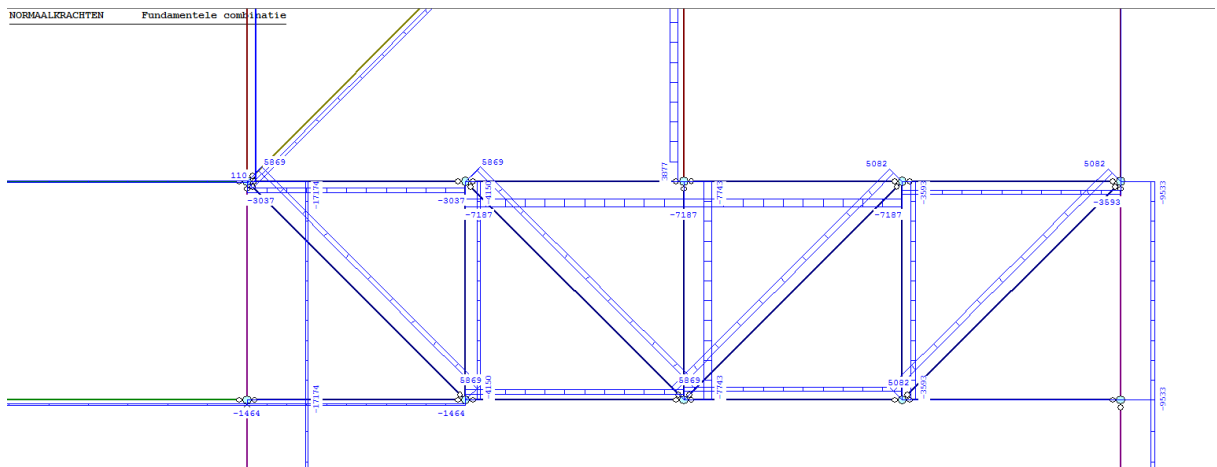
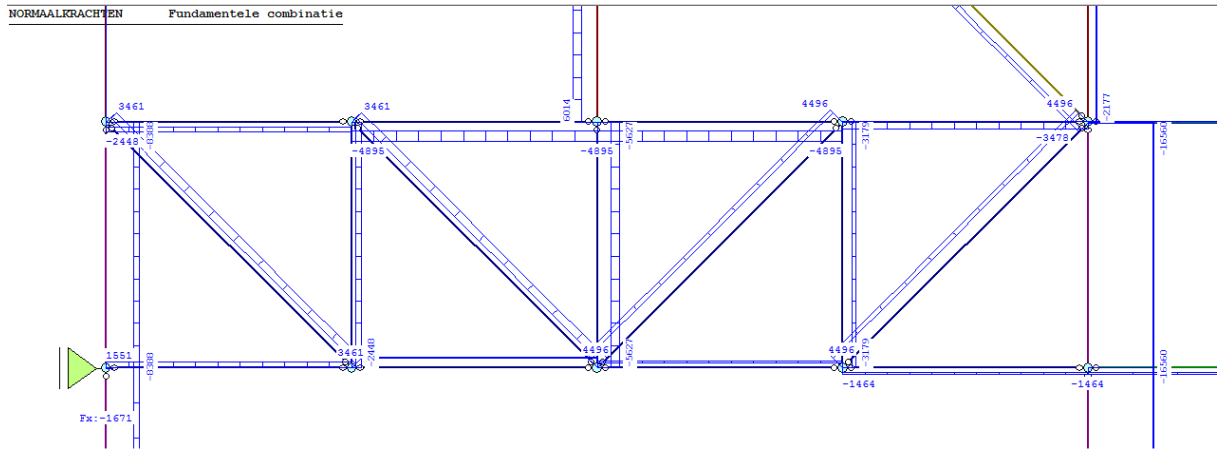
38,9 mm / 14400 = 0.0027*L ok.

Controle staven vakwerk:



Controle momenten



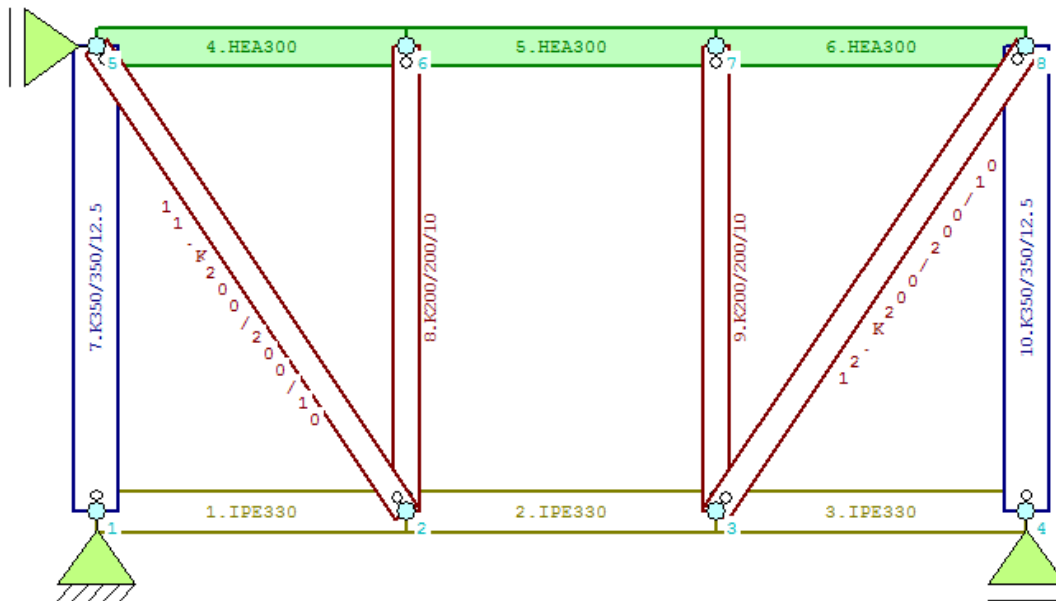


staven vakwerk

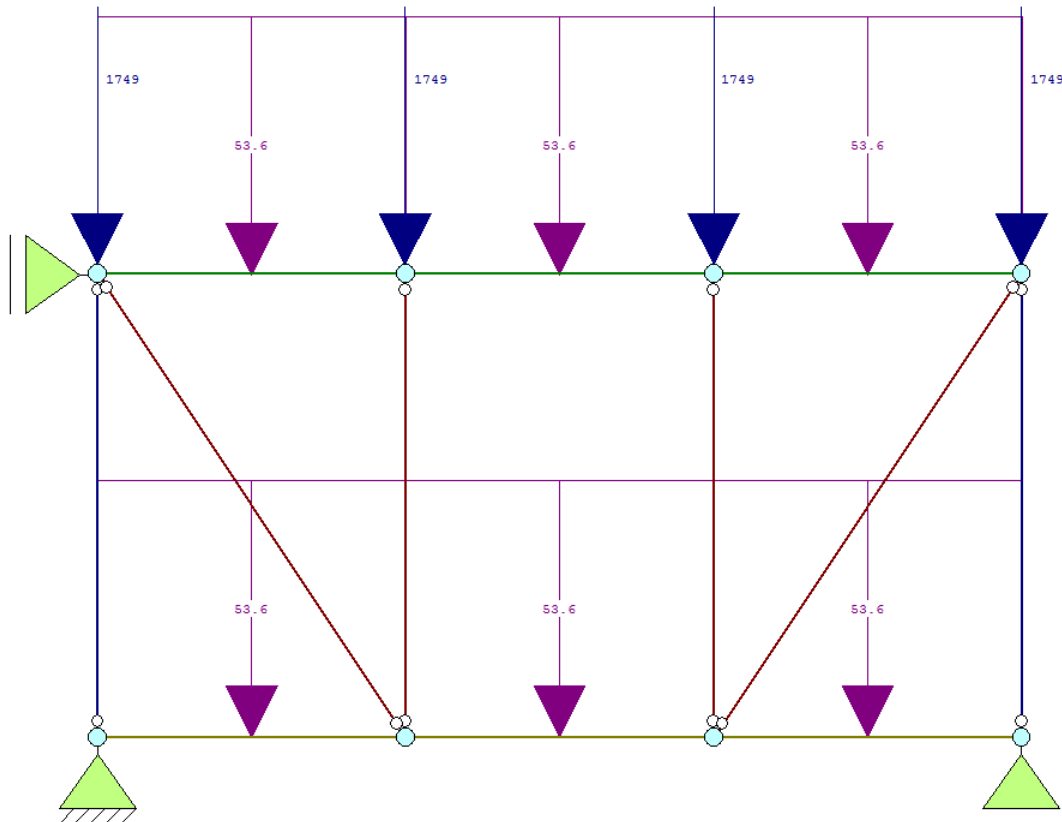
<i>onderregel</i>	<i>u.c.</i>	<i>bovenregel</i>	<i>u.c.</i> exclusief effect van buiging uit lijnlast vloer
30	0,180	223	0,290
229	0,305	35	0,581
31	0,199	36	0,581
233	0,174	37	0,204
33	0,174	39	0,360
234	0,352	40	0,853
34	0,417	41	0,853
230	0,000	42	0,426
<i>diagonalen</i>		<i>verticalen</i>	
219	0,401	13	0,403
220	0,401	231	0,290
221	0,521	14	0,668
222	0,521	235	0,377
228	0,680	15	0,796
227	0,680	16	0,825
225	0,589	236	0,492
224	0,589	17	0,919
		232	0,426
		18	0,458

Vakwerk voor opvang gevel toren

Eén stramien $L = 7,2$ m met gevelkolommen h.o.h. $2,4$ m
Verdiepingshoogte $3,6$ m.



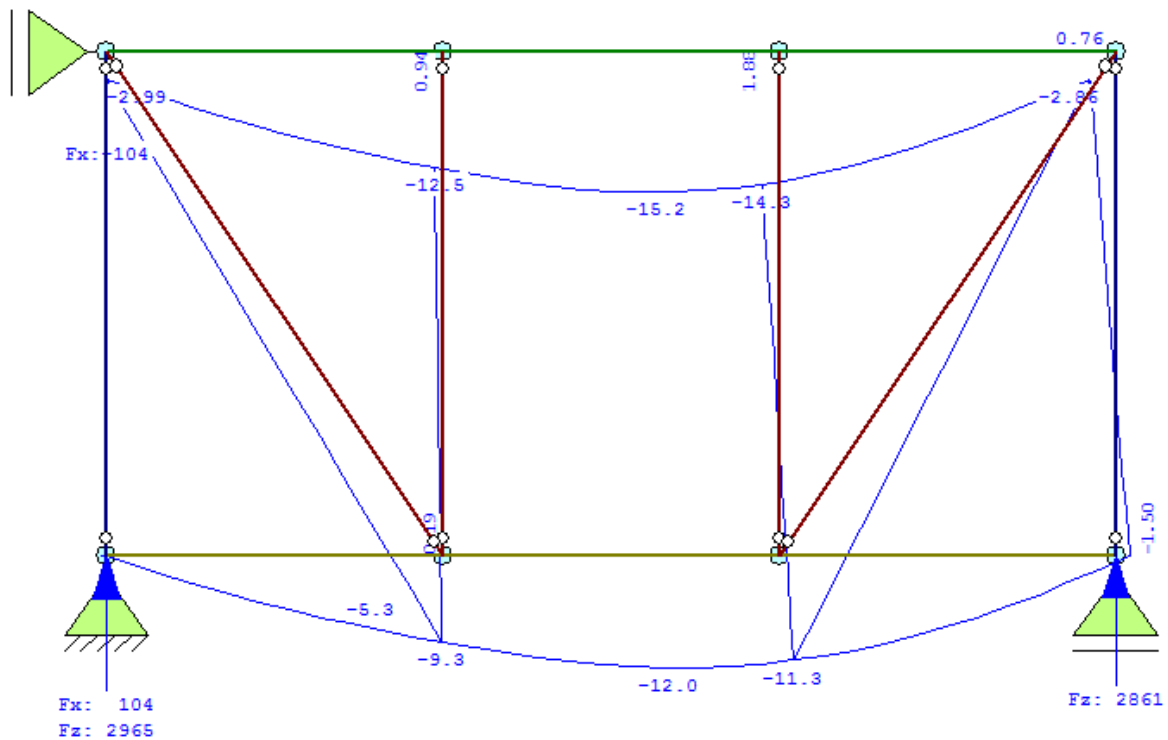
Kolom belasting onder 6^e verdieping (op 5^e verdieping) = $1326 \text{ kN} + 423 \text{ kN} = 1749 \text{ kN}$
4^e en 5^e verdieping $p_d = 14,9 \text{ kN/m}^2 * 3,6 \text{ m} = 53,6 \text{ kN/m}^2$ (extrem belast).



TOETSING SPANNINGEN

Staafr	Mat	BC	Sit	Kl	Plaats	Norm	Artikel	Formule	Hoogste toetsing U.C. [N/mm ²]	Opm.
1	3	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.3	(6.62)	0.236	84
2	3	1	1	1	Begin	EN3-1-1	6.2.1	N+D	0.703	250
3	3	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.2	(6.54)	0.372	132
4	2	1	1	3	Staafr	EN3-1-1	6.3.3	(6.61)	0.443	157
5	2	1	1	3	My-max	EN3-1-1	6.2.9.2	(6.2)	0.611	217
6	2	1	1	3	My-max	EN3-1-1	6.2.9.2	(6.2)	0.602	214
7	4	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.1.1	(6.47y)	0.678	241
8	1	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.1.1	(6.47y)	0.808	287
9	1	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.1.1	(6.47y)	0.756	268
10	4	1	1	1	Staafr	EN3-1-1	6.3.1.1	(6.47y)	0.648	230
11	1	1	1	1	Begin	EN3-1-1	6.2.3	(6.5)	0.931	330
12	1	1	1	1	Begin	EN3-1-1	6.2.3	(6.5)	0.837	297

Doorbuiging (belasting ca. 0,75*rekenwaarde)



$$12,0/7200 = 0,0017 * L \quad \text{ok}$$

8 Bijlage B – schetsmatige weergave voorlopig ontwerp constructie