

Verticale uitbreiding Kantoorpand

ARCHIKON

(constructief onderzoek)

onderzoeksverslag



Door:	G.S. Maassen
Studentnummer:	00047403
Onderwijs instelling:	HZ University of applied sciences
Adres:	Edisonweg 4
Plaats:	Vlissingen
Opleiding:	Bouwkunde
Course:	CU13739
Opdracht:	Afstudeer opdracht
Begeleidend docent:	Ir. L. Madar
In opdracht van:	ARCHIKON constructeurs
Adres:	Stationspark 7
Plaats:	Goes
Bedrijfsbegeleider:	Ing. B.A. Oele
Datum:	26-01-2016
Versie:	1

Verticale uitbreiding Kantoorpand ARCHIKON

Constructief onderzoek

Onderzoeksverslag

Gaener Maassen

00047403

Semester 1, cursusjaar 2015/2016

Opleiding Bouwkunde

Course Afstuderen B8: CU13739

HZ University of applied sciences

Begeleidende docenten: Ir. L. Madar

Ir. M.J. Moonen MSeng

ARCHIKON constructeurs

Bedrijfsbegeleider: Ing. B.A. Oele

26 januari 2016

Versie 1

Inhoudsopgave

1. Inleiding.....	2
2. Theoretisch kader.....	5
3. Onderzoeksmethode	6
4. Resultaten	7
4.1. Indeling opbouw.	7
4.2. De constructie van het bestaande gebouw.	8
4.2.1. De draagconstructie.	14
4.2.2. De stabiliteit.	18
4.2.3. Mogelijkheid afdracht krachten uit opbouw.	20
4.3. Berekening bestaand kantoor.....	21
4.3.1. Uitgangspunten bestaand.....	21
4.3.2. Belasting algemeen en aanname.	24
4.3.3. Belastingafdracht naar de fundering.	27
4.3.4. Gewichtsberekening.....	30
4.3.5. Stabiliteitsberekening.	32
4.3.6. Evaluatie en conclusie constructie bestaande situatie.	37
4.4. Berekening inclusief opbouw.	38
4.4.1. Structuur van de opbouw.....	38
4.4.2. Uitgangspunten nieuwe situatie.....	40
4.4.3. Belastingaanname.	43
4.4.4. Gewichtsberekening opbouw.	46
4.4.5. Stabiliteitsberekening.	51
4.4.6. Evaluatie en conclusie.....	55
4.4.7. Aanpassingen aan de fundering.	56
4.4.8. Paalreacties uit verschillende vloeren typen combinaties.	59
4.4.9. Kolom controle op as 2/D.	63
4.4.10. Staalprofielen opbouw.	64
4.5. Bouwkosten.....	65
5. Conclusie en aanbeveling.	66
5.1. Conclusie bestaande bouw.	66
5.2. Conclusie opbouw.	66
5.3. Aanbeveling.	66
5.4. Conclusie centrale vraag en deelvraag.....	67
6. Bronnenlijst	69
Bijlagen	70

1. Inleiding

De constructeur heeft in zijn vakgebied niet alleen met nieuwbouw te maken maar ook met verbouw en uitbreiding. Hij krijgt een architectonisch ontwerp voor een bestaand gebouw die hij vervolgens constructief moet uitwerken. Hij zal het ontwerp op haalbaarheid toetsen en uitwerken. Is het ontwerp niet haalbaar of zijn de oplossingen te kostbaar, dan zal de constructeur dit aan de opdrachtgever aangeven en eventuele suggesties voorleggen.

Een andere mogelijkheid is om de randvoorwaarde van de constructie voor een ontwerp te maken. Hierbij moet gedacht worden aan uitbreidingen van bestaande gebouwen. De opdrachtgever heeft een bepaald idee over wat hij wil en waar de uitbreiding plaats gaat vinden. De constructeur zal in dit gevallen als eerste een onderzoek moeten doen naar het draagvermogen en de draagconstructie van het bestaande bouwwerk. Aan de hand van dit onderzoek kan een ontwerp gemaakt worden.

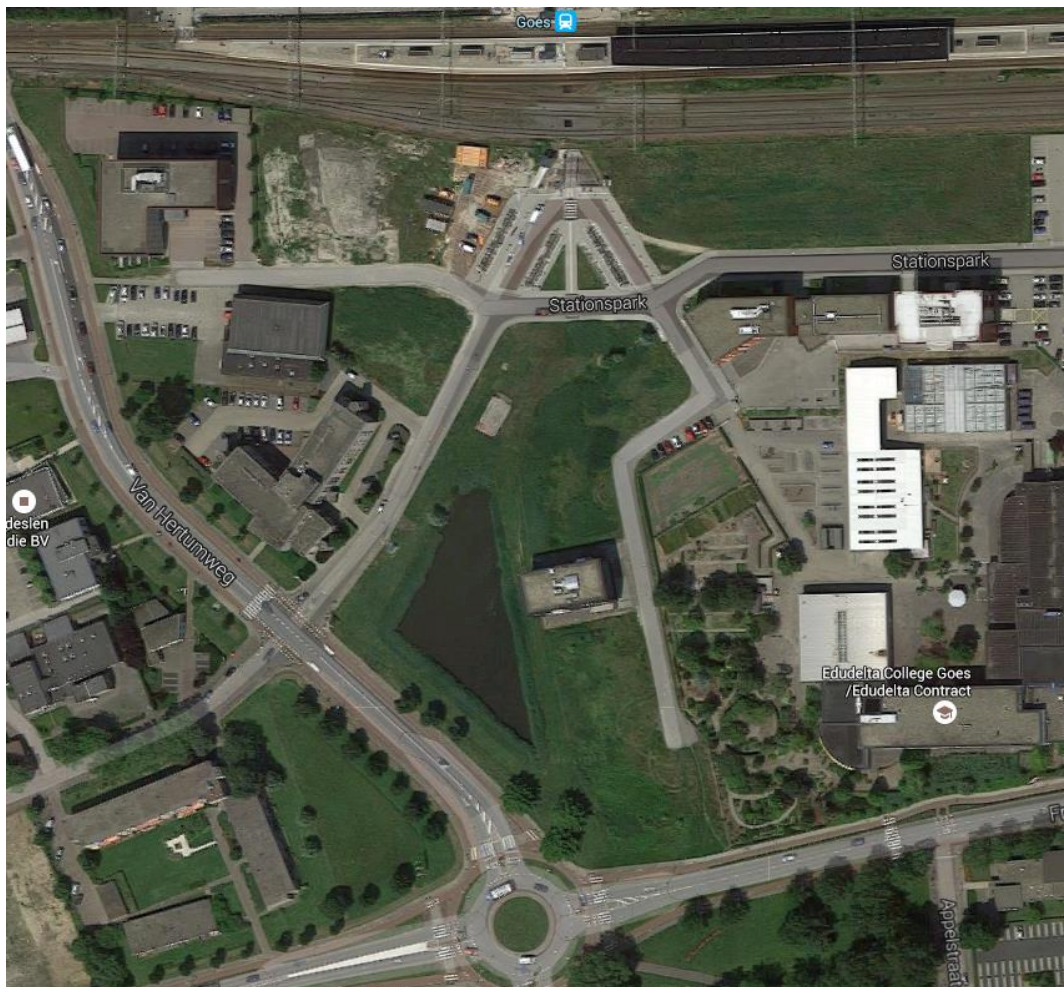
In dit onderzoek wat uitgevoerd wordt in opdracht van ARCHIKON constructeurs zal eerste de bestaande constructie onderzocht worden. Vervolgens worden de mogelijkheden van de uitbreidingen onderzocht en uitgewerkt.

Opdrachtgever:	ARCHIKON constructeurs Ing. B.A. Oele Hoofd afdeling constructie
Opdrachtnemer:	G.S. Maassen Student aan de HZ university of applied sciences
Opdracht:	Onderzoek met hoeveel bouwlagen het kantoor van ARCHIKON uitgebreid kan worden en maak een constructieontwerp.

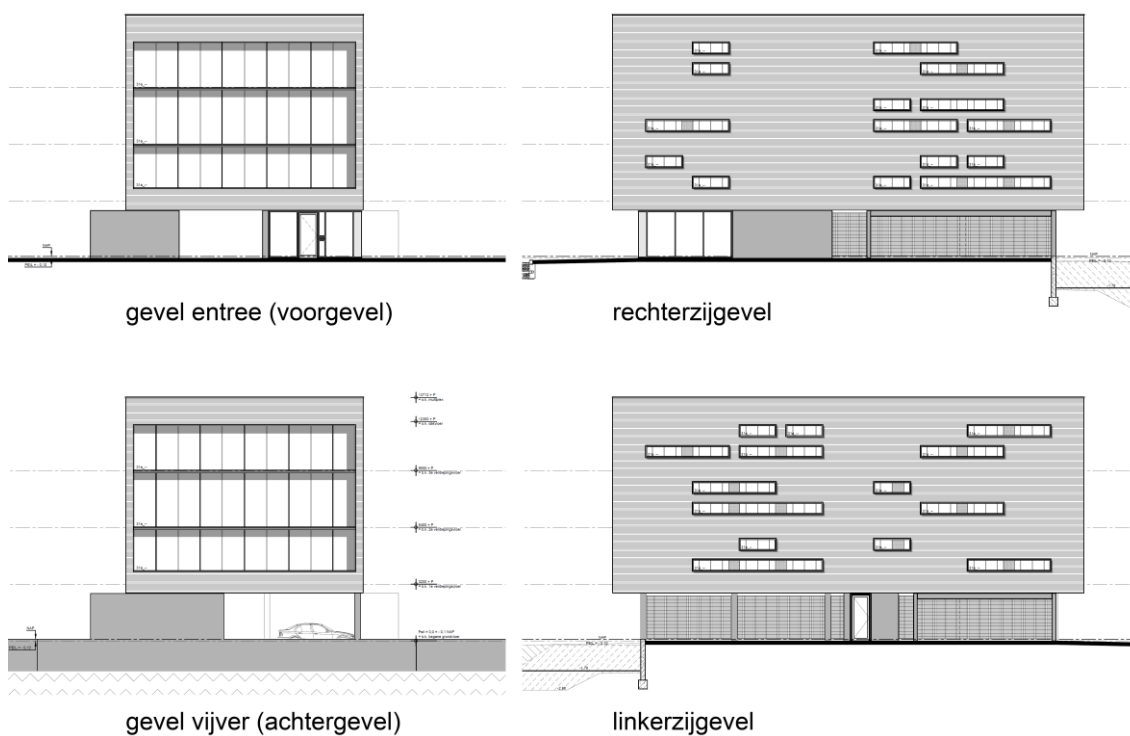
De opdrachtgever heeft aangegeven dat er geen aanpassingen/versterkingen aan de bestaande draagstructuur gedaan mogen worden. De indeling van de uitbreiding moet vrij in deelbaar zijn. En het kantoor moet kunnen blijven functioneren tijdens de verbouw.

In 2007 is het kantoor van ARCHIKON B.V. opgeleverd en in gebruik genomen. Dit kantoor is in eigen beheer door ARCHIKON architecten en constructeurs ontworpen en uitgewerkt. Het kantoor bestaat uit vier bouwlagen met op de begane grond een parkeergarage (zie figuur 2). In de ontwerpfase is rekening gehouden met eventuele uitbreiding in de toekomst. De constructie is berekend op één extra bouwlaag bovenop het huidige ontwerp.

Vanwege de unieke locatie (zie figuur 1) en toekomstvisie van het bedrijf is er de vraag gesteld: is het mogelijk om het kantoorpand uit te breiden met meer dan één bouwlaag? Hierbij is de gedachte dat er voor de toetsing van de bestaande bouw een ander norm geldt, namelijk de NEN 8700. De bestemming wordt verder niet gewijzigd, het is en blijft een kantoor.



Figuur 1 Locatie kantoor ARCHIKON.



Figuur 2 Gevels bestaand kantoor ARCHIKON aan het Stationspark 7 te Goes.

Het onderzoek zal resulteren in een constructief uitgewerkt ontwerp dat aan de geldende Europese normen voldoet. Het beperkt zich tot het constructieve onderdeel van een vergunningsaanvraag.

Het ontwerp zal bestaan uit constructietekeningen en constructieberekeningen. Hierbij zal tevens een rapportage behoren die het verloop van het kwantitatieve onderzoek beschrijft.

De opdrachtgever heeft aangegeven, dat wanneer het resultaat van het onderzoek uitbreiding met meerdere bouwlagen mogelijk maakt, dit als een geslaagd onderzoek wordt ervaren. Bij dit resultaat kan aan de wens van het bedrijf, doorgroeien op locatie, voldaan worden.

Wanneer blijkt dat de uitbreiding volgens het nieuwbouwniveau maar één bouwlaag betreft, zal de uitbreiding volgens het verbouwniveau berekend worden.

Men gaat uit van minimaal één bouwlaag. Wanneer dit niet gehaald wordt, dan zijn er kennelijk fouten gemaakt in de ontwerpfase en wordt dit onderzoek gebruikt als een constructieve controle. In dat geval zal het PVE los gelaten worden en toch een uitbreiding ontworpen worden met minimale aanpassingen aan de bestaande constructie.

Onderzoeksvraag.

Hoe kan ik op de bestaande constructie van het kantoorgebouw van ARCHIKON een uitbreiding van minimaal 2 vrij indeelbare bouwlagen maken?

Deel Vragen.

1. Hoe is de indeling van de extra bouwlagen?
2. Wat is de constructieve opzet van het gebouw?
 - a. Hoe is de draagstructuur vormgegeven?
 - b. Hoe wordt stabiliteit gewaarborgd?
3. Wat is de maximale opneembare verticale en horizontale belasting van de bestaande constructie?
4. Op welke wijze kunnen de krachten uit de uitbreiding worden opgevangen en verder afgedragen worden naar de fundering?
5. Wat zijn de mogelijkheden met betrekking tot het toepassen van:
 - a. Een houtconstructie?
 - b. Een staalconstructie?
 - c. Een betonconstructie?
6. Wat zijn de m² prijzen van de verschillende constructiematerialen?
7. Welk constructietype is optimaal voor de uitbreiding?
8. Hoe komt deze uitbreiding er constructief uit te zien.

2. Theoretisch kader

In het Bouwbesluit 2012 staat, dat in beginsel elke verbouwing of uitbreiding aan de geldende normen voor nieuwbouw moeten voldoen. Tenzij de aanpassingen aan de constructie te veel geld kost. In dat geval mag van deze eis worden afgeweken, maar dan moet er minimaal aan de eis van verbouw worden voldaan. Deze eisen zijn te vinden in de NEN 8700. Wat deze eisen inhouden, zal in het onderzoek besproken worden.

(Steenbergen, Vrouwenfelder & Scholten, 2012) concluderen dat de theorie achter deze aanpak is: dat het moeilijker en dus kostbaarder is om een bestaande constructie (welke aan de toen geldende normen voldeed) aan te passen aan de nieuwe normen, dan de nog te bouwen nieuwbouw. De tweede reden is dat referentieperiode (restlevensduur) van bestaande bouw lager is dan voor nieuwbouw. Hierdoor is de kans dat het gebouw, in de resterende periode, de extreme omstandigheden waarmee gerekend wordt meemaakt, nagenoeg gelijk is aan de kans dat de nieuwbouw met een langere restlevensduur in die referentieperiode te maken krijgt met nog iets extremere omstandigheden. Met andere woorden, de kans op bezwijken is nagenoeg gelijk.

Het kantoorpand van ARCHIKON is constructief opgebouwd van beton (prefab en in het werk gestort). Studies naar beton, waaronder een studie van “Vervuurt, Courage & Steenbergen, 2012”, hebben uitgewezen dat beton naar mate het ouder wordt, alleen maar in sterkte toeneemt. Dit komt doordat er gerekend wordt met een kubus druksterkte na 28 dagen verharding (hydratatie). Maar de hydratatie van beton gaat nog jaren door. In de NEN 8700 wordt hier geen rekening mee gehouden, maar de nog uit te werken NEN 8702 (norm voor bestaande betonconstructies) zal hier zeker aandacht aan besteden.

Het bestaande kantoorpand wordt niet veranderd. Het krijgt er alleen nieuwbouw bovenop. Dit is de reden dat voor de bestaande constructie de NEN 8700 voor verbouw aangehouden mag worden. De uitbreiding dient wel aan de geldende norm voor nieuwbouw te voldoen.

Naar de constructie van het kantoorpand van ARCHIKON is geen eerder onderzoek gedaan. Er zijn wel eerdere onderzoeken gedaan naar dit thema. Maar ieder gebouw is uniek en er is voor elk gebouw een ander onderzoek vereist.

De richtlijnen voor het berekenen van nieuwbouw staan in de normen NEN-EN 1990 serie. Deze richtlijnen zijn ontwikkeld aan de hand van onderzoeken en studies.

De NEN 8700 behandelt het thema bestaande bouw. Deze norm dient gecombineerd te worden met de normen uit de NEN-EN 1990 serie. Hier is grondig onderzoek aan vooraf gegaan. Wil men hier gebruik van maken, dan dient deze norm ook bestudeerd te worden.

Vergelijkbaar onderzoek is uitgevoerd in de civiele techniek. Dit onderzoek is gezamenlijk uitgevoerd door Rijkswaterstaat, TU Delft en TNO. De resultaten van dit onderzoek zijn o.a. gepubliceerd in het vakblad over betonconstructies “Cement” en op dit moment vollop in ontwikkeling.

Een oud-student van de HZ, Martin Schouten, heeft een kantoorpand in Rotterdam onderzocht op uitbreiding, maar door tegenslag en tijdgebrek is dit onderzoek niet volledig afgerond. Deze zelfde student heeft tijdens zijn minor bij ARCHIKON onderzoek gedaan naar de NEN 8700.

3. Onderzoeksmethode

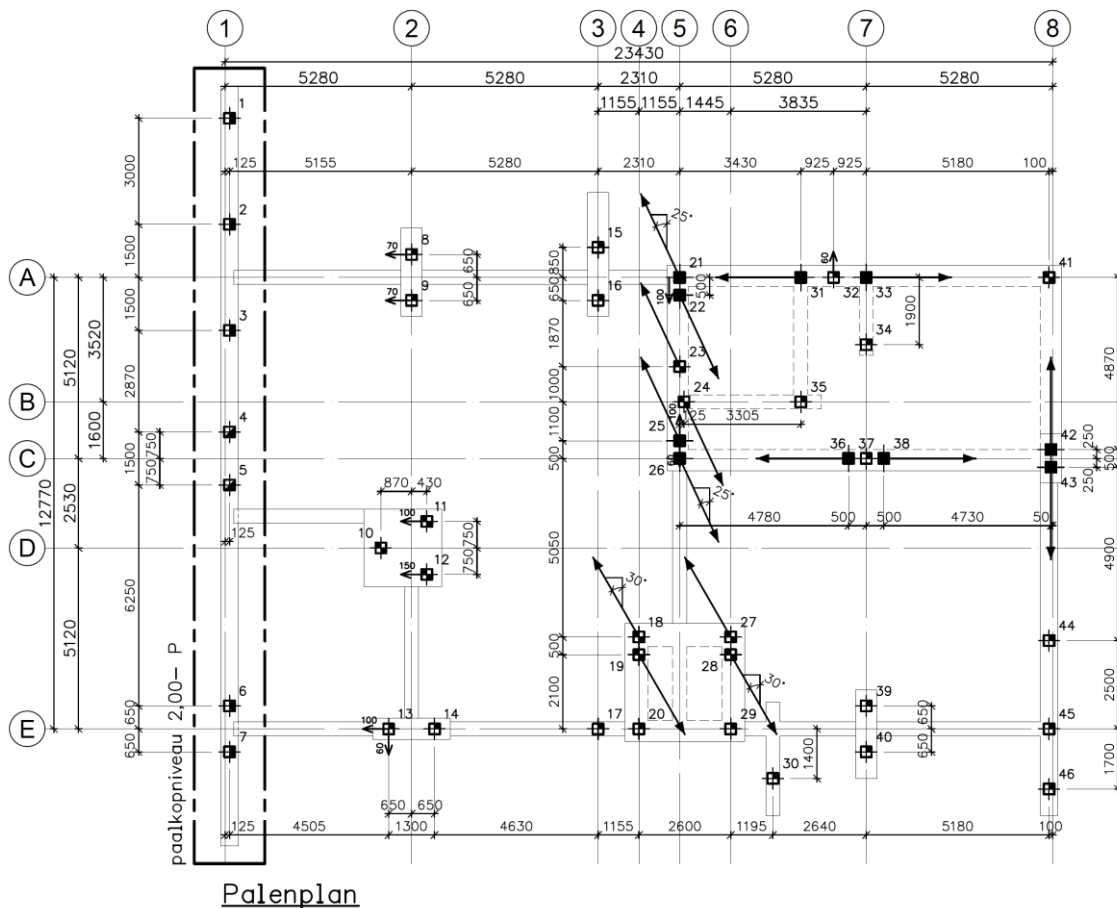
De onderzoek vorm is een kwantitatief onderzoek. Het onderzoek zal gedaan worden aan de hand van bestaande gegevens. Deze gegevens zullen verwerkt worden aan de hand van geldende normen.

De gegevens van het bestaande gebouw zijn ten opzichte van de ontwerpfase niet veranderd. De toepassing van de gegevens zal in dit onderzoek op een andere manier gebeuren. De toen geldende norm was de NEN 6700 serie. De norm die op dit moment gehanteerd dient te worden is de NEN-EN 1990 serie voor nieuwbouw en de NEN 8700 in combinatie met de NEN-EN 1990 serie voor bestaande bouw.

Doormiddel van data verzameling, onderzoek, berekeningen en tekeningen zullen de onderzoeksvragen beantwoord worden.

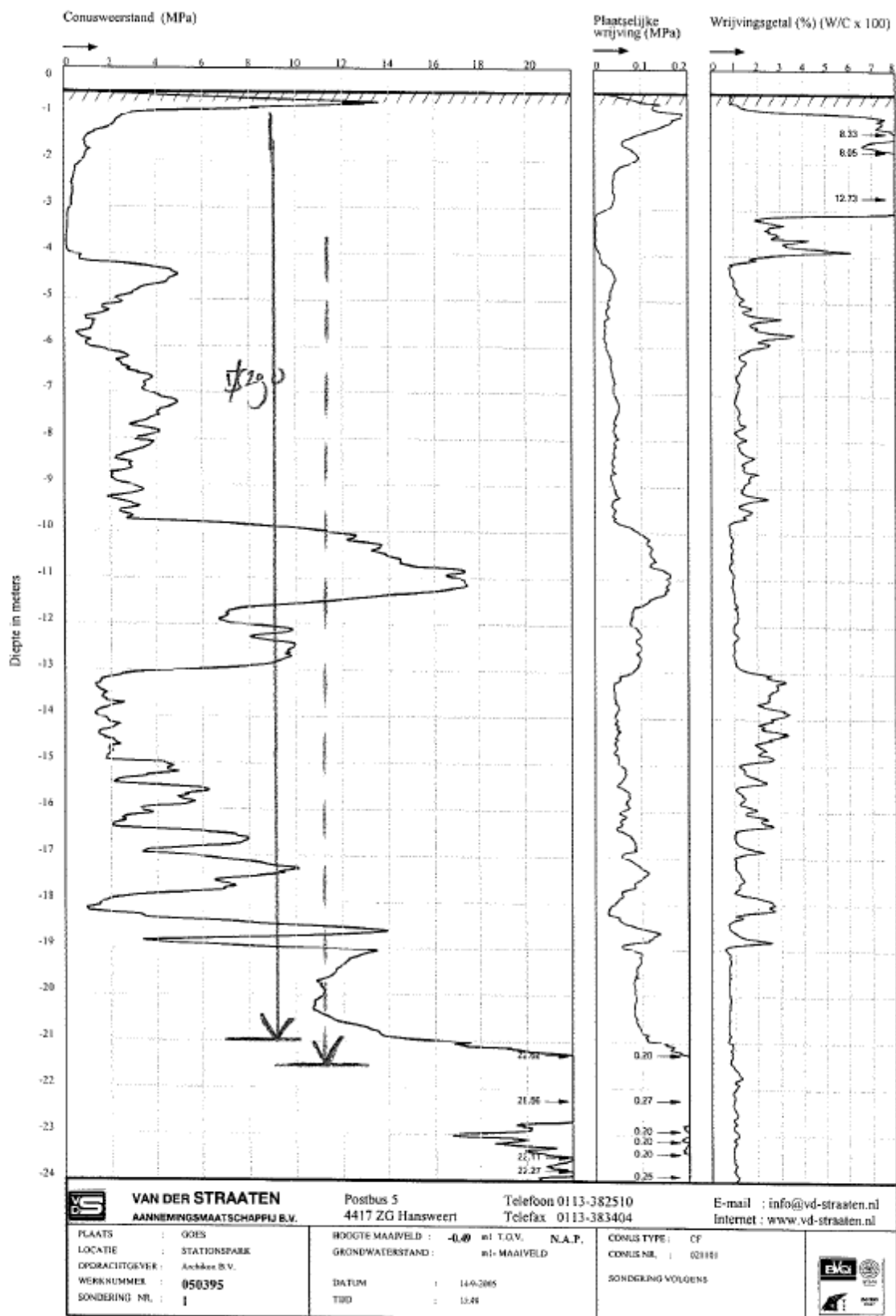
4.2. De constructie van het bestaande gebouw.

Het kantoorpand van Archikon is gefundeerd op prefab heipalen. Het palenplan is te zien in figuur 2. Opvallend in dit palenplan is dat er verschillende palen schoor zijn gezet. De reden dat deze palen schoor zijn gezet is om de horizontale belasting op te nemen. Er zijn Palen die loodrecht op de fundering schoor staan en palen die onder een hoek met de fundering schoor staan. De reden hiervoor heeft te maken met de afstand tussen de verschillende palen.

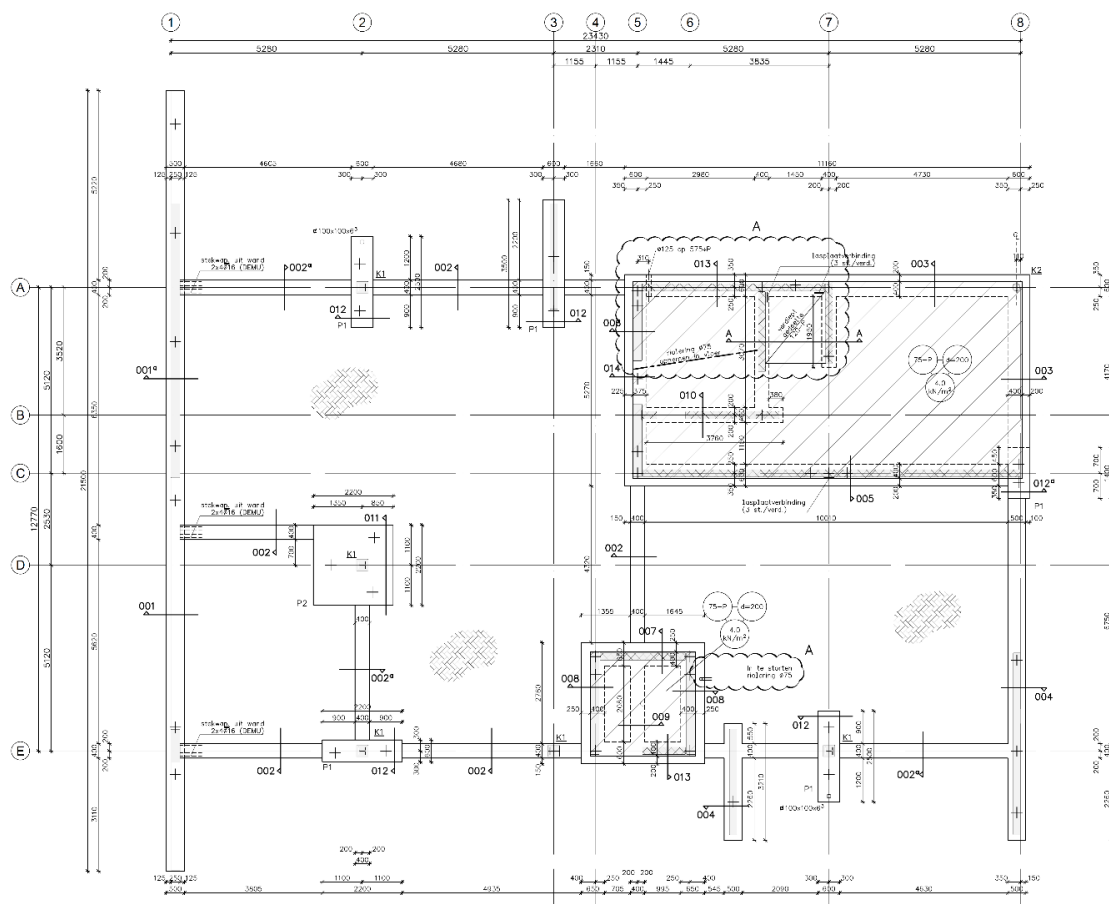


Figuur 4 palenplan bestaande constructie.

De heipalen hebben een inheinniveau van 20,9m t/m 22m t.o.v. NAP. Zoals te zien in figuur 3 zit op die diepte de draagkrachtige laag. De zandlaag die op 10m t/m 12m zit is te dun om op te funderen. De samendrukbare laag onder dit zandpakket zou verzakking veroorzaken.



Figuur 5 Sondering en paalpuntniveau.

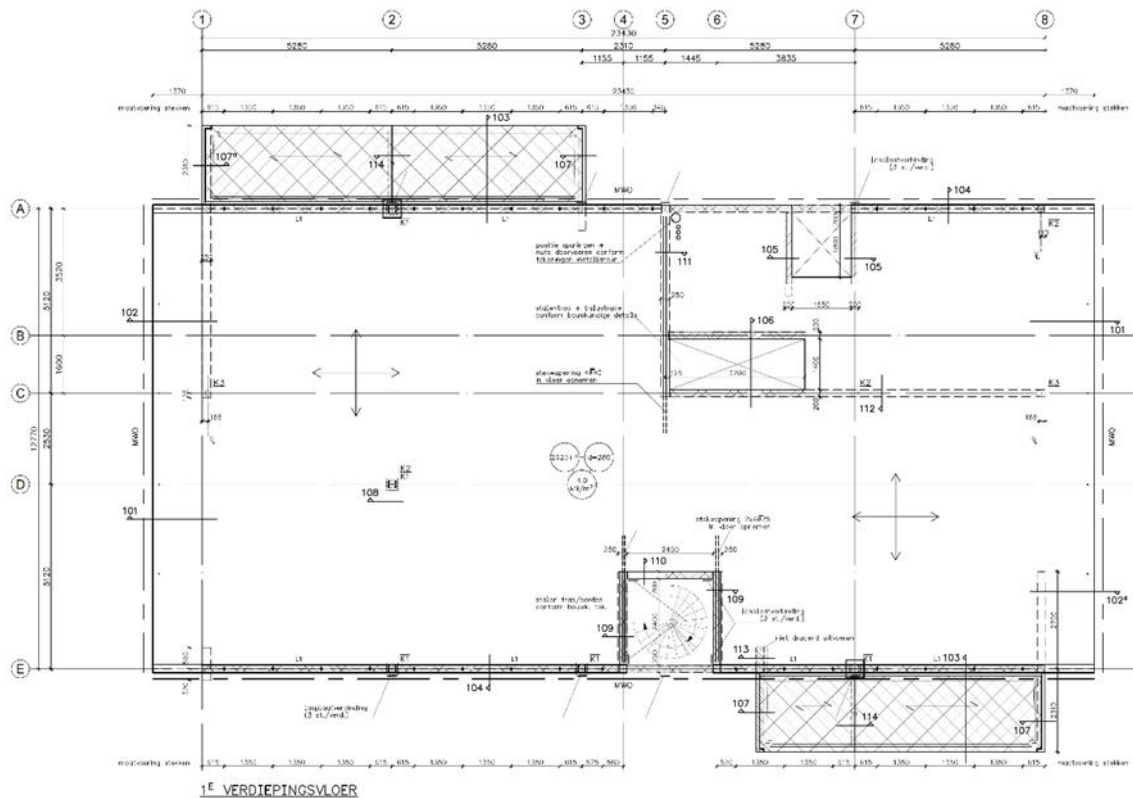


OVERZICHT FUNDERING / BG-VLOER (vorm)

Figuur 6 Funderingsoverzicht bestaande constructie.

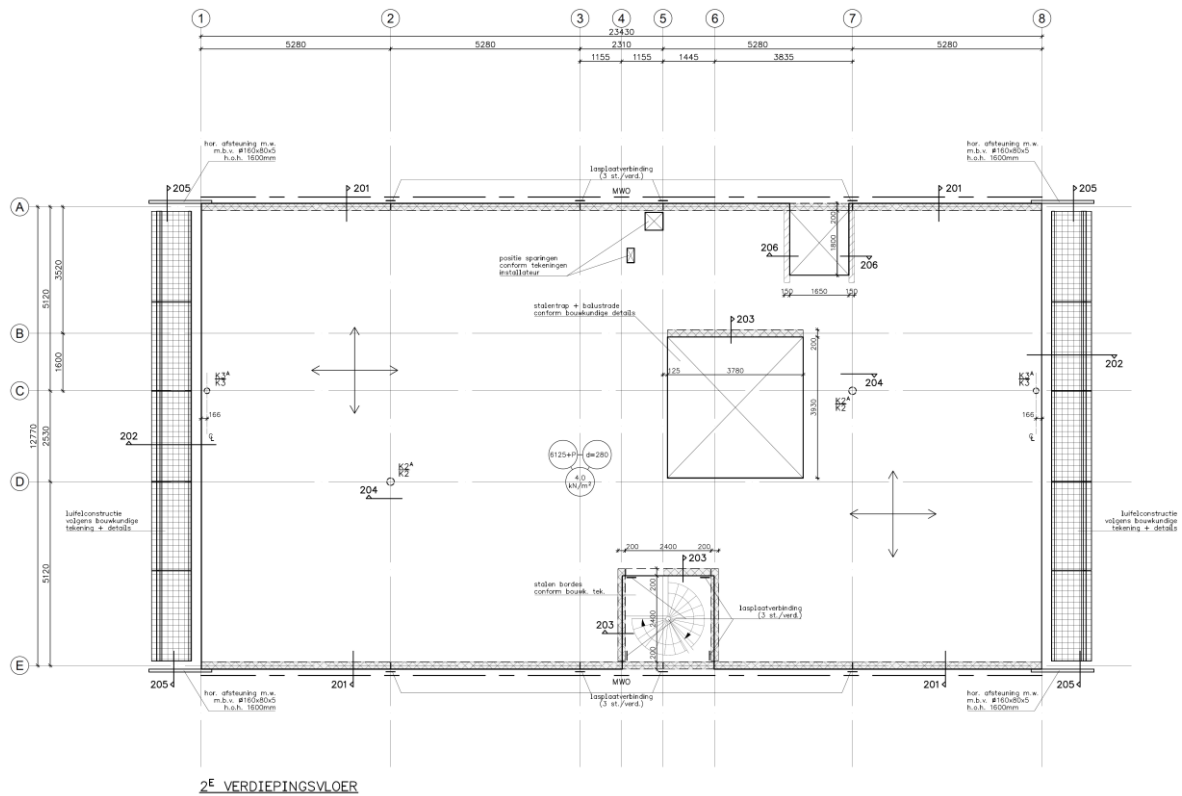
Op de plattegrond van de begane grondvloer is te zien dat er maar op twee plaatsen een vloer is aangebracht. Bij de entree en het noodtrappenhuis. De rest is bestraat en fungeert als parkeergarage. Aan de achterzijde van het kantoor is de funderingsbalk langer dan het kantoor breed is. Deze funderingsbalk is ook dieper aangebracht dan de rest van funderingsbalken. Hierboven op zijn betonnen muren gestort. Gedeeltelijk tot verdiepingshoogte en gedeeltelijk 400mm boven peil. Deze zijde fungeerde in eerste instantie als keermuur. De vijver zou tot aan het gebouw komen, maar de gemeente heeft de plannen gewijzigd en de uitbreiding van de vijver ging niet meer door.

De wanden op as 1, 3, 4, 5, 6, 6,5 en 8 zijn in het werk gestorte wanden. De wanden op as A, B, C, D/E en E zijn prefab wanden. De kolommen as 2A, 2D, 2E, 3E en 7E zijn HEB200 met gewapend beton omkleed 350x350mm. De kolom op as 8A is een Ø219,1x12,5mm met beton gevuld. De wanden op as 4, 5, D/E en E dienen als de stabiliteitskern.



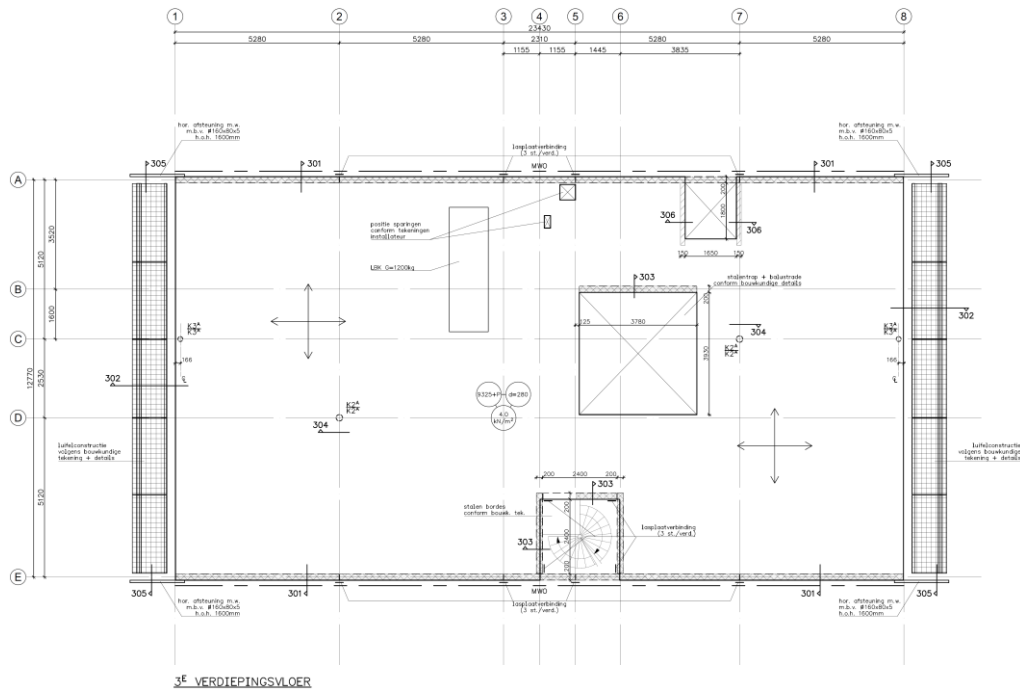
Figuur 7 Constructie overzicht 1e verdiepingvloer.

Figuur 7 is de constructieve plattegrond van de eerste verdieping. De vloer op deze verdieping is een bollenplaatvloer. Deze vloer draagt zijn krachten af in meerdere richtingen. De vloer kraaguit bij as 1 en 8. De uitbouwen buiten as A en E zijn prefab dakplaten, deze vloeren overspannen in één richting. Buiten om de wanden op as A, B en E en de stabiliteitskern op as 4 t/m 6, wordt er op deze verdieping overgegaan op een kolommen draagstructuur binnenin het gebouw. Op deze verdieping is de vrije indeelbaarheid van de ruimten al goed te zien. De wanden op deze verdieping zijn prefab beton wanden, met uitzondering van de wanden van de liftschacht op as 6,5 en 7, deze wanden zijn van kalkzandsteen. De kolommen op as 1C en 8C zijn Ø168x12,5mm met beton gevuld. De kolommen op as 2D en 7C zijn Ø219,1x12,5mm met beton gevuld.



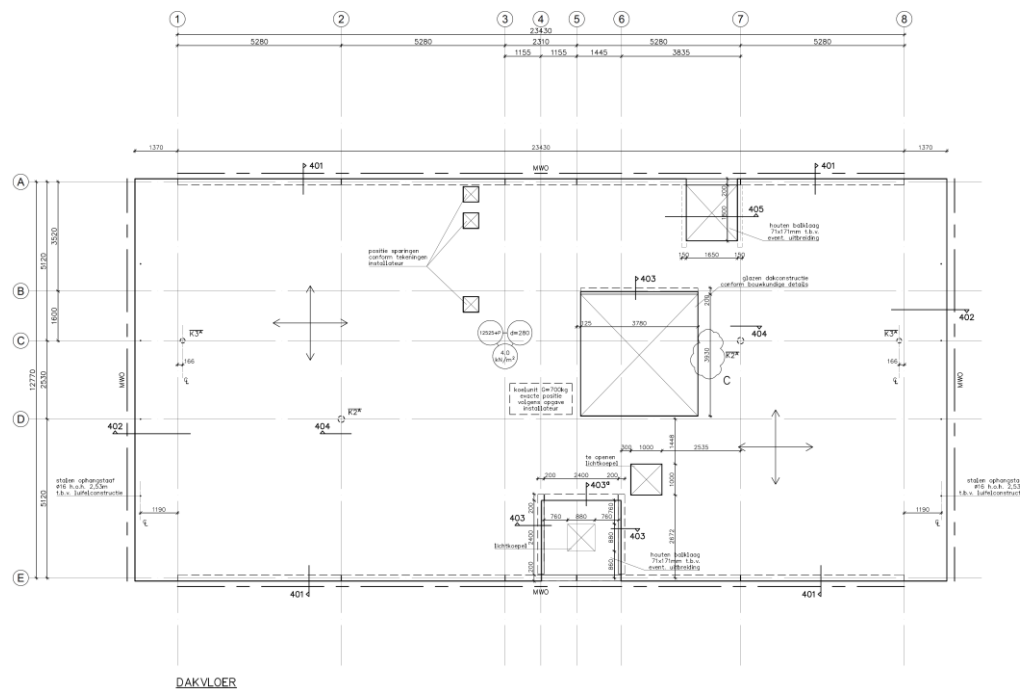
Figuur 8 Constructie overzicht 2e verdiegingsvloer.

De tweede verdieping is ook een bollenplaatvloer met een afdracht in meerdere richtingen. Deze vloer kraagt niet uit en blijft binnen het gebouw. Buiten het gebouw ter hoogte van de vloer is een stalenroostervloer aangebracht. Op deze verdieping zijn alle wanden van prefab beton met uitzondering van de liftschacht, deze zijn weer van kalkzandsteen. De kolommen op deze verdieping hebben dezelfde diameter als de 1^e verdieping maar hebben een dunnere wand. De kolommen op as 1C en 8C zijn Ø168x10mm met beton gevuld. De kolommen op as 2D en 7C zijn Ø219,1x10mm met beton gevuld.



Figuur 9 Constructie overzicht 3e verdiepingsvloer.

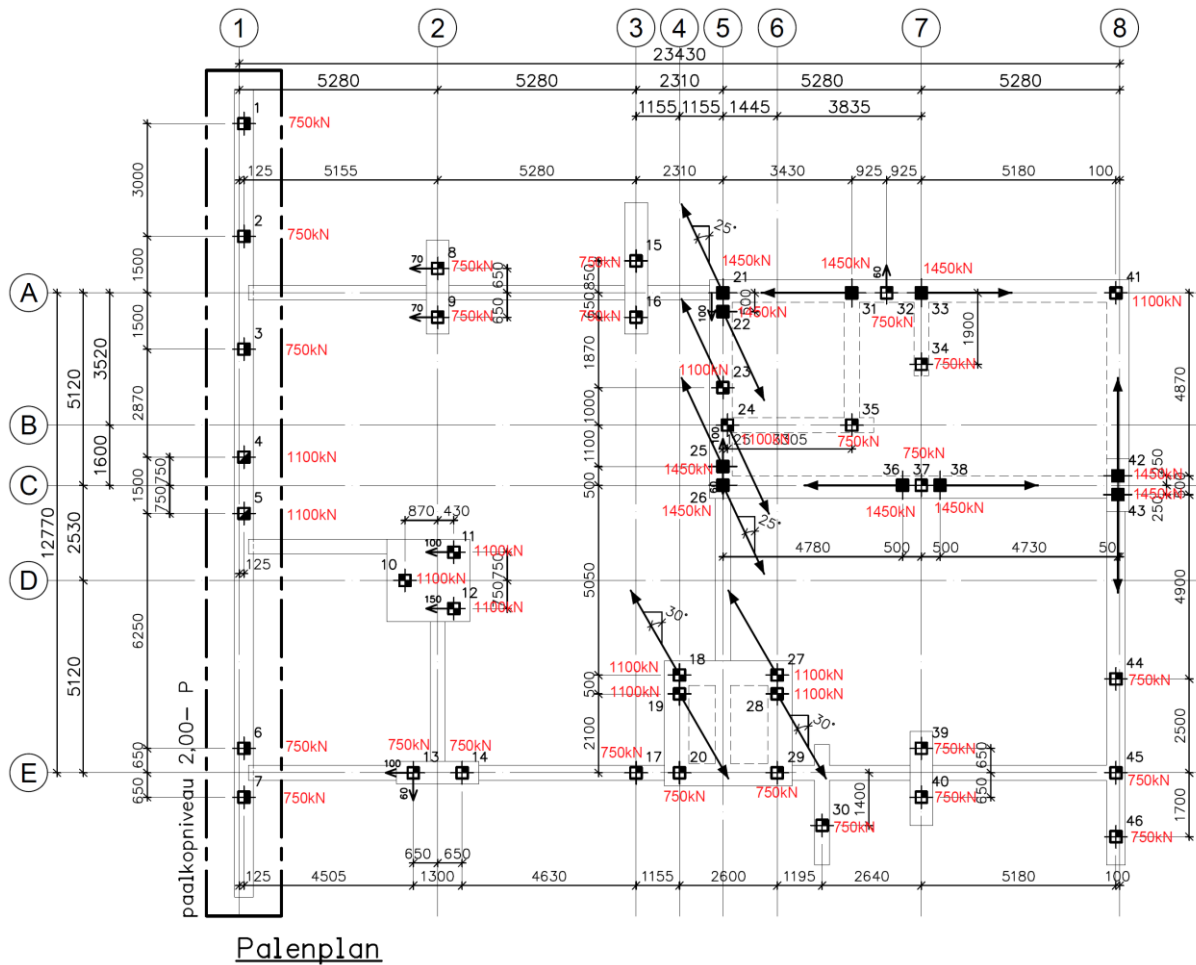
De opbouw van de 3^e verdiepingsvloer is gelijk aan die van de 2^e verdieping.



Figuur 10 constructie overzicht Dakvloer.

De dakvloer is ook een bollenplaatvloer met dezelfde sparingen als op de onderliggende verdiepingen. Deze sparingen zijn afgedicht met een houten balklaag zodat deze in de toekomst als een verdiepingsvloer zou kunnen fungeren. De dakvloer kraagt ook uit net als de 1^e verdiepingsvloer. Aan de uit-kragingen hangen stalen ophangstaven Ø16mm die de stalen luifelconstructie dragen.

4.2.1. De draagconstructie.



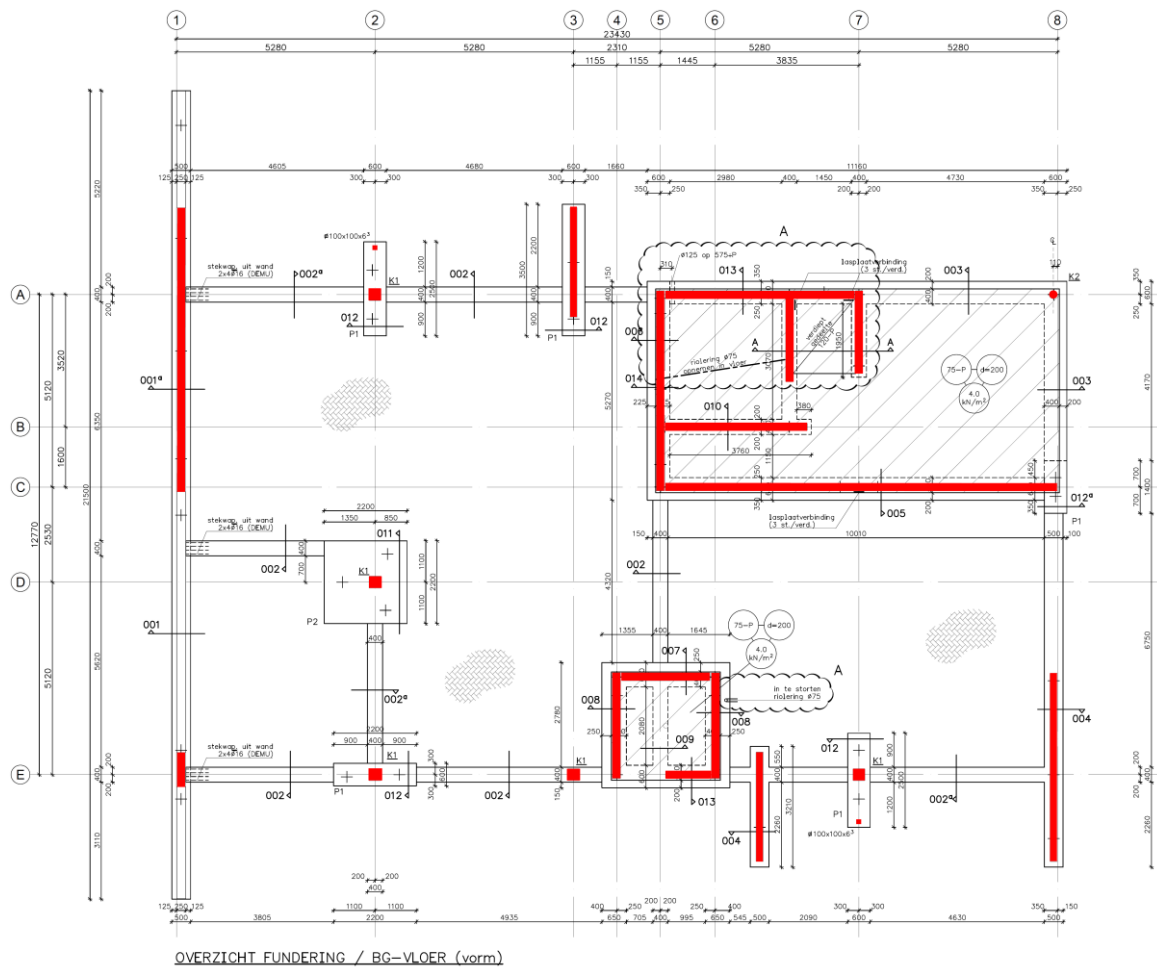
Figuur 11 Maximaal op te nemen paalbelasting bestaande situatie.

Het gebouw is onderheid met prefab palen met drie verschillende afmetingen en maximaal op te nemen belastingen.

1. 290x290mm – P(max) 750kN
2. 320x320mm – P(max) 1100kN
3. 350x350mm – P(max) 1450kN

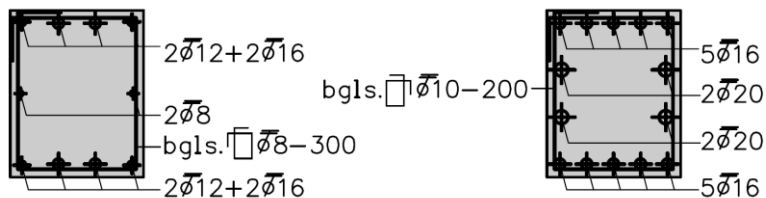
Al deze palen zijn voorzien van kopwapening XØ16mm t.b.v. de op te nemen kopmomenten.

4. 290x290mm – 4Ø16
5. 320x320mm – 6Ø16
6. 350x350mm – 8Ø16



Figuur 12 Belastingafdracht op fundering.

In figuur 12 is in rood aangegeven waar de belastingafdracht aan de fundering plaatsvindt. Hierbij is goed te zien dat er gebruik wordt gemaakt van poeren onder de puntlasten. En dat de belastingen maar op een enkele plek naar de fundering wordt afgedragen. De funderingsbalken met doornedenummer 002 hebben een koppelende functie en zijn voorzien van minimale wapening. Behalve de balk op as 5, deze balk krijgt door de samenwerking van de kern en de stabiliteitswand op as 5 veel krachten te verwerken. Deze balk is dan ook voorzien van meer wapening.



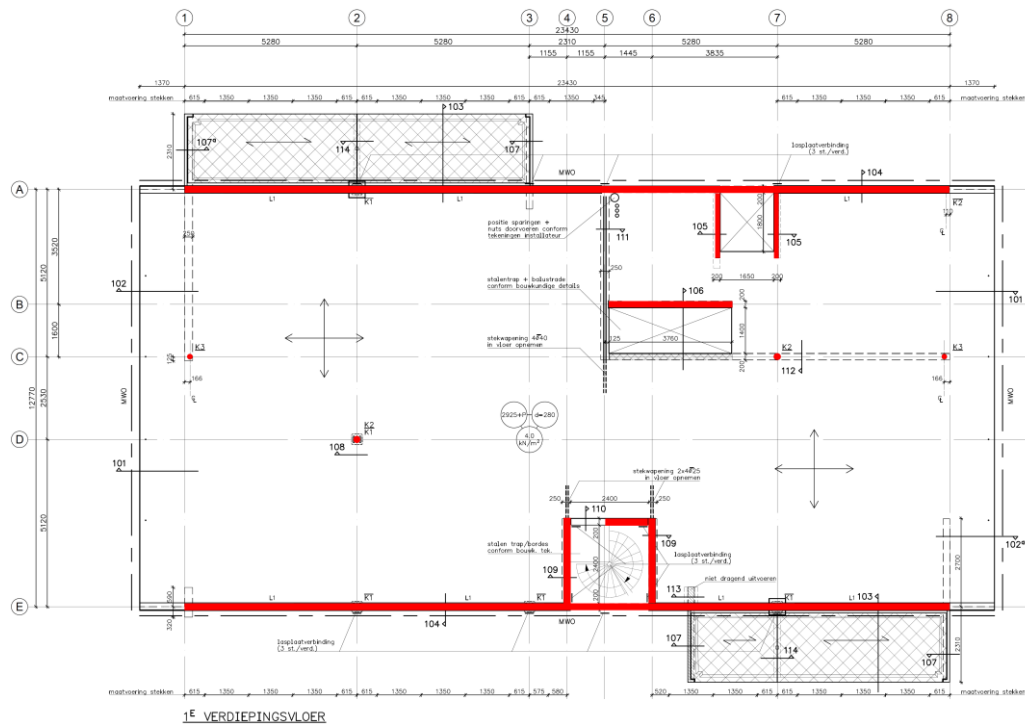
detail 002+ 002^a

Alle balken behalve
balk op as 5

detail 002

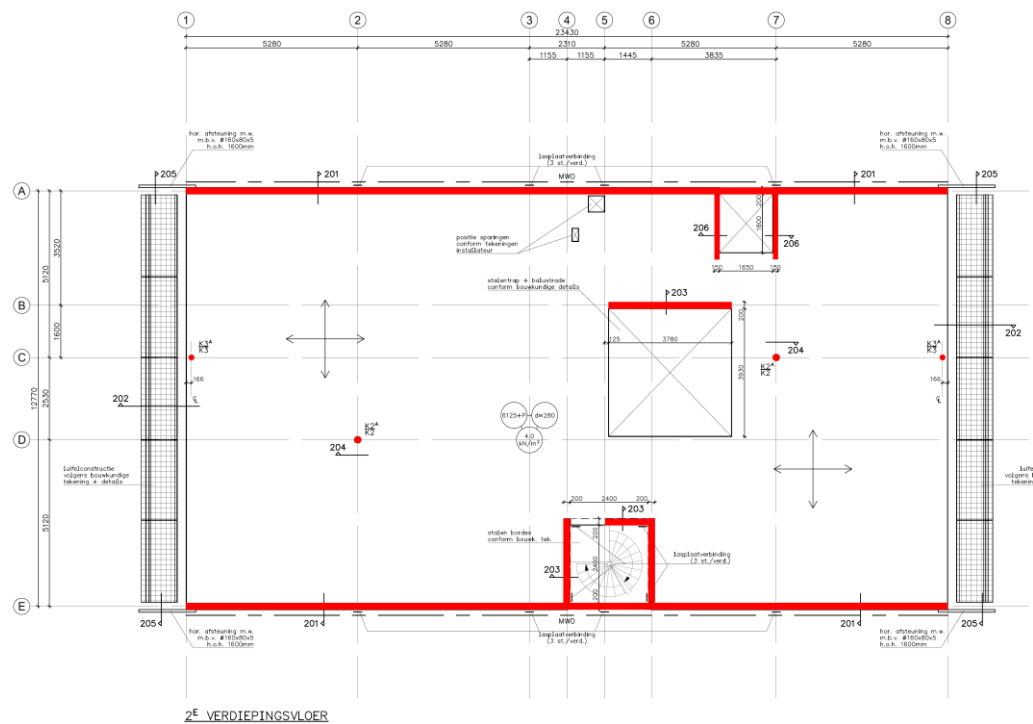
Balk op as 5

Figuur 13 funderingsdetail.



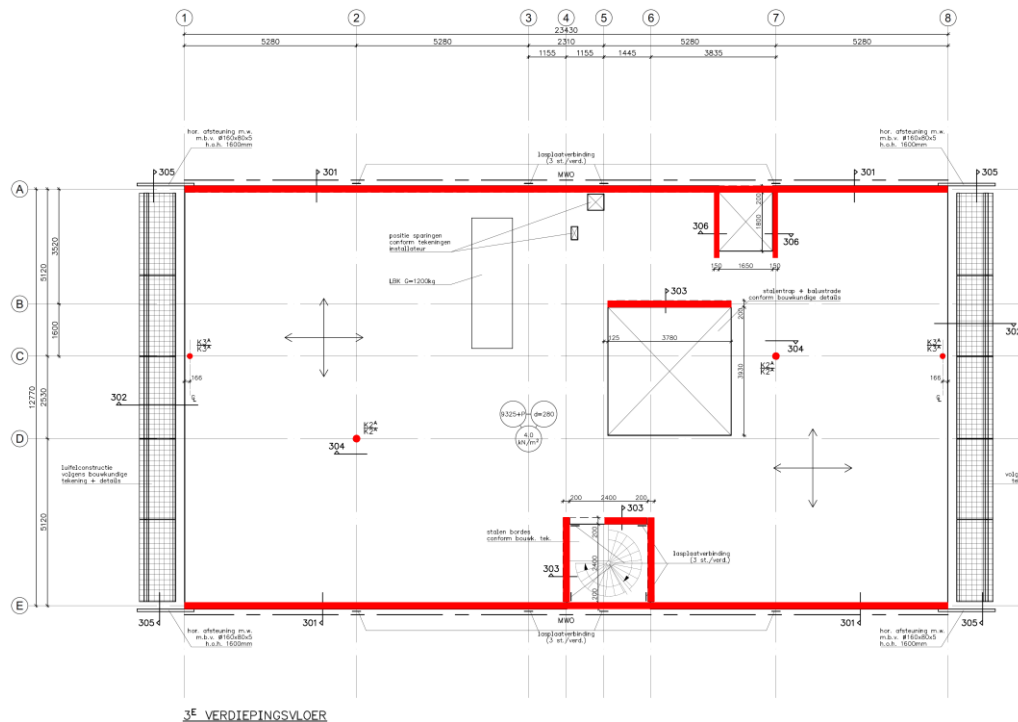
Figuur 14 belastingafdracht op 1e verdiepingsvloer.

De afdracht van de belasting ter hoogte van de 1^e verdiepingsvloer is in rood aangegeven. Opvallend is het verschil met figuur 12 waar op as A en E de lijnlasten in puntlasten worden omgezet. Op as 1 en C waar een wand voor een lijnlast op de fundering zorgt komt op de 1^e verdieping puntlasten op deze wanden. De stabiliteitswand van as 5 is op de 1^e verdieping niet doorgetrokken en zal alleen ondersteuning bieden tot de 1^e verdieping.



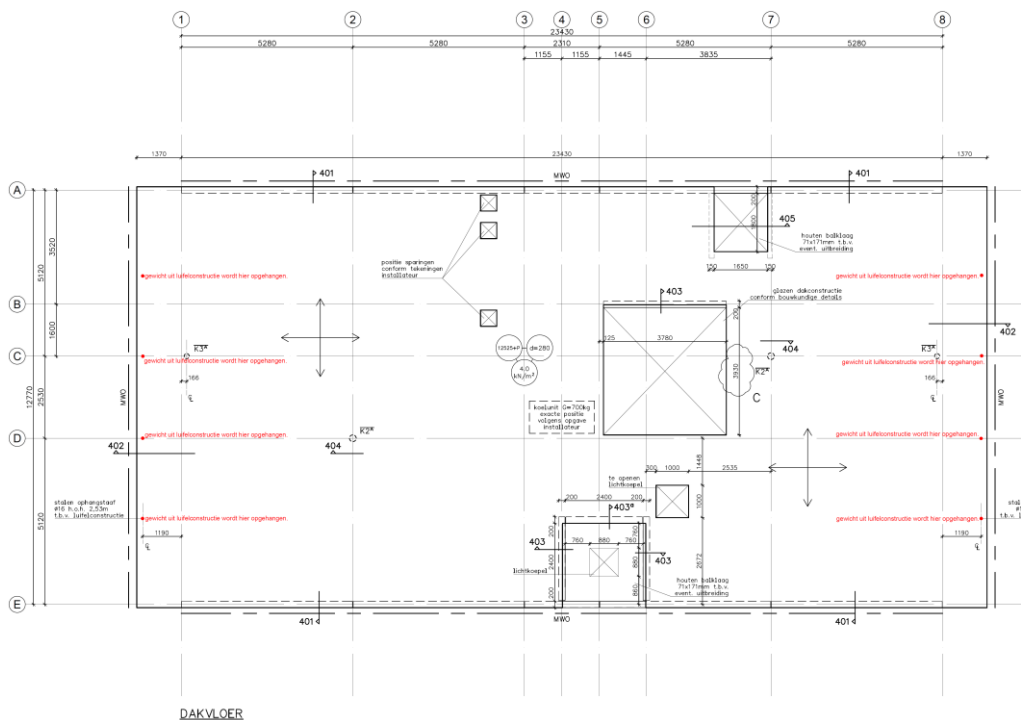
Figuur 15 Belastingafdracht op 2e verdieping.

De belastingafdracht op de 2^e verdieping is gelijk aan de eerste verdieping.



Figuur 16 Belastingafdracht op 3e verdieping.

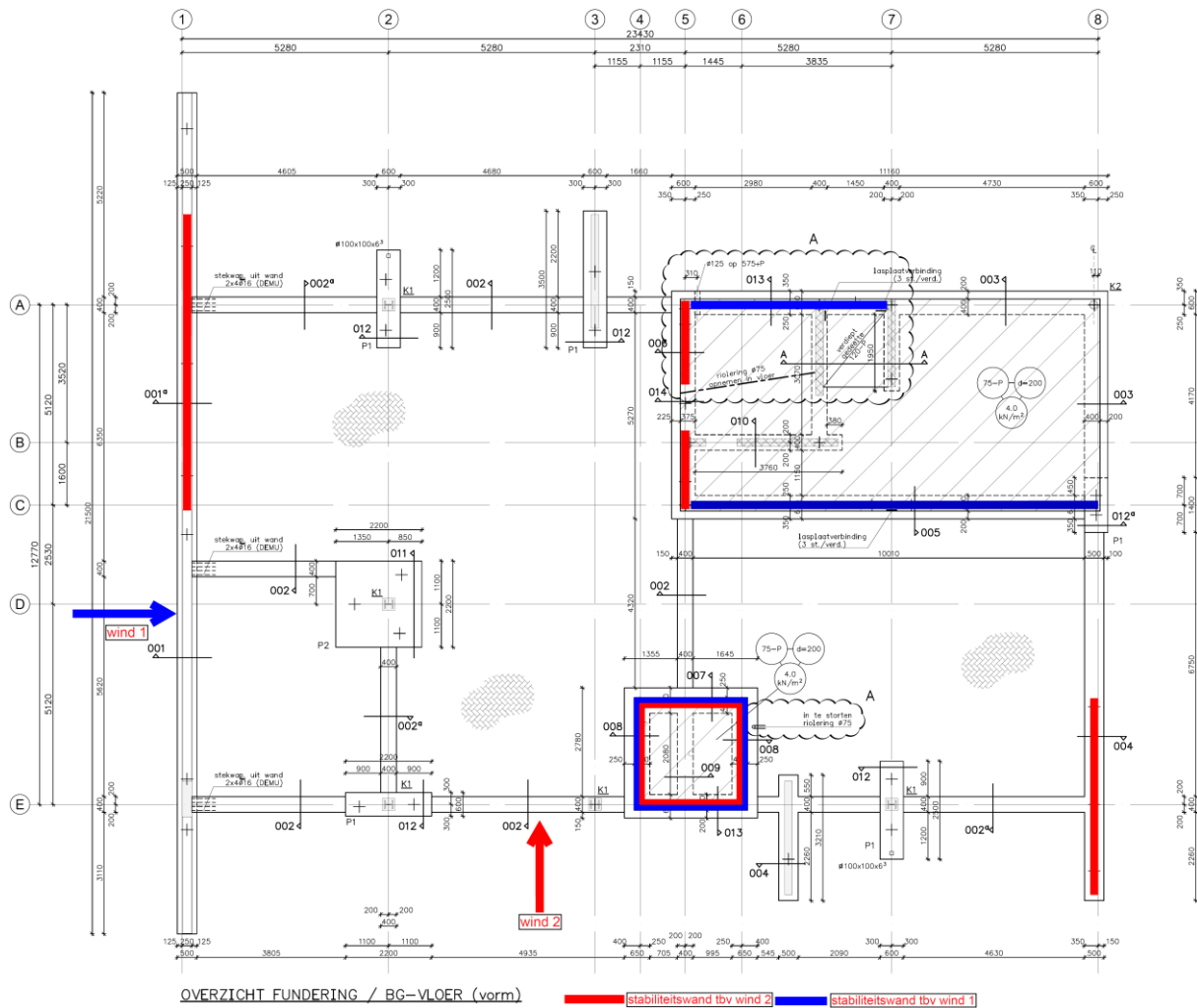
De belastingafdracht op de 3e verdieping is gelijk aan de 1e en 2e verdieping.



Figuur 17 Belastingafdracht op dakhloer.

De dakhloer krijgt geen belasting uit hoger gelegen verdiepingen, maar krijgt wel de belasting uit de stalenroostervloeren van de 2e en 3e verdieping. Deze zijn doormiddel van stalentrekstangen Ø16mm aan het dak opgehangen.

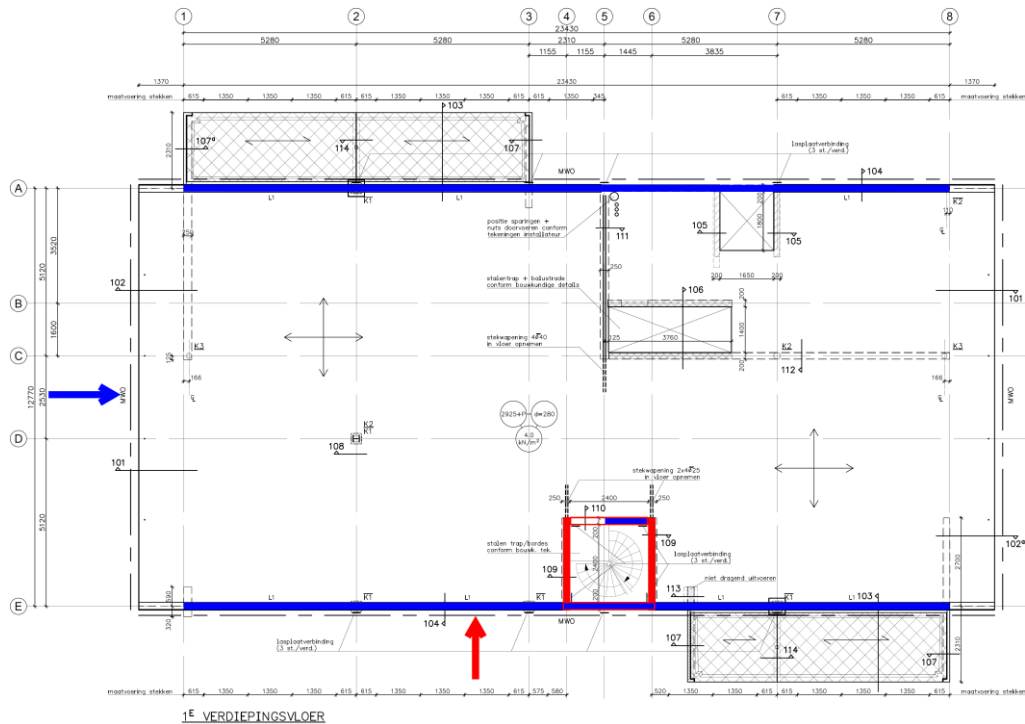
4.2.2. De stabiliteit.



Figuur 18 Stabiliteitswanden begane grond.

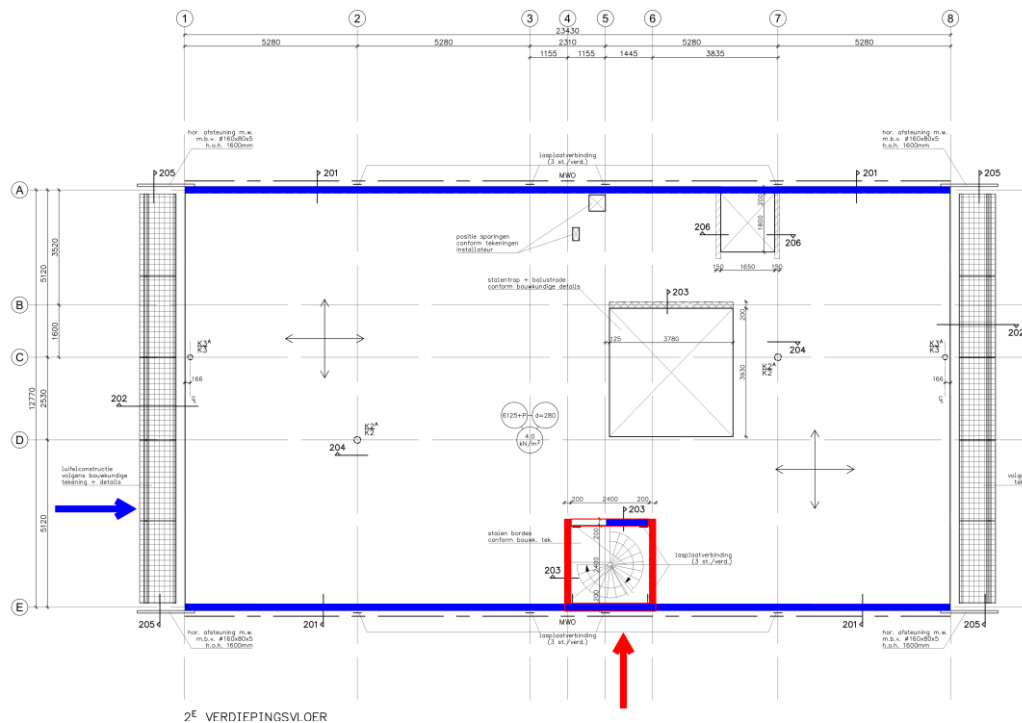
Beide windrichtingen hebben drie stabiliteitselementen die voor evenwicht zorgen. Hierdoor zal de horizontale belasting verdeling worden bepaald aan de hand van de veerwaarde van de stabiliteitselementen. De stabiliteitswand op as 5 en de kern worden als 1 element gezien aangezien ze in 1 lijnwerken.

De wind waait uit verschillende richtingen en derhalve ook in meerdere richtingen getoetst dienen te worden. Om het in de berekening overzichtelijk te houden zijn de windrichtingen benoemt met wind 1 en wind 2. Wind 1 is de wind van as 1 naar as 8 en tegengesteld. Wind 2 is de wind van as A naar as E en tegengesteld. (zie figuur 17)

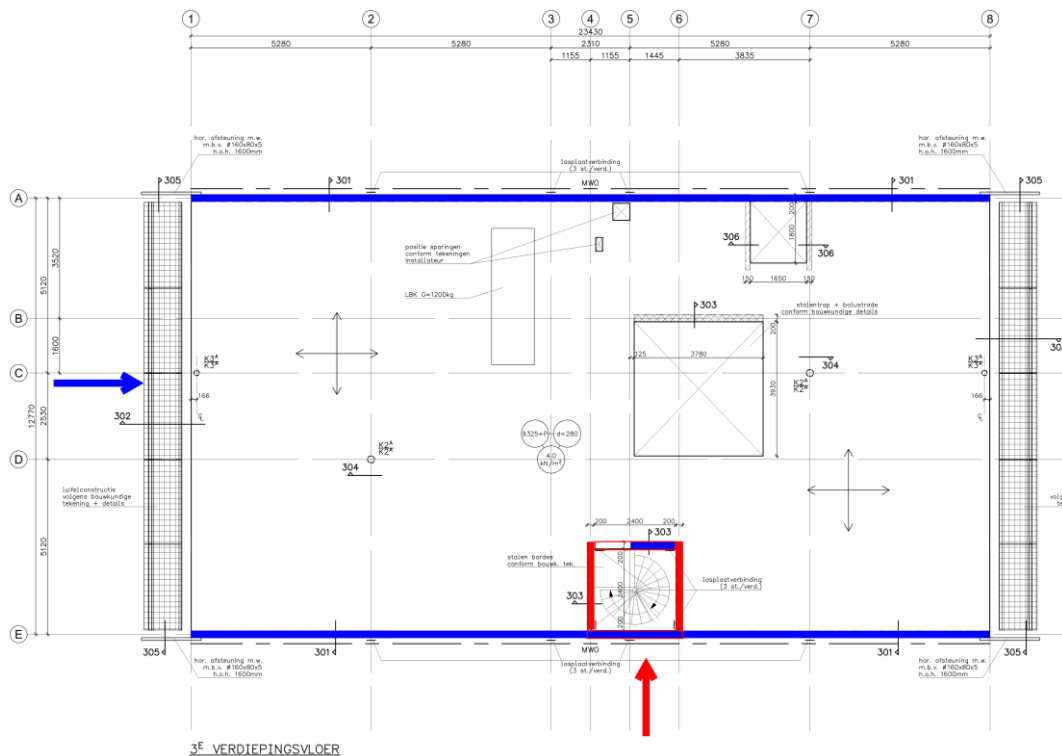


Figuur 19 Stabiliteitswanden 1e verdieping.

Vanaf de 1^e verdieping verzorgt alleen de Kern voor de stabiliteit in windrichting 2. De stabiliteit in windrichting 1 wordt vanaf de 1^e verdieping verzorgt door de twee buitenwanden, waarvan de wand op as E gekoppeld zit aan de kern. De horizontale belasting zal via de 1^e verdiepingsvloer verdeeld worden over de stabiliteitselementen op de begane grond niveau.

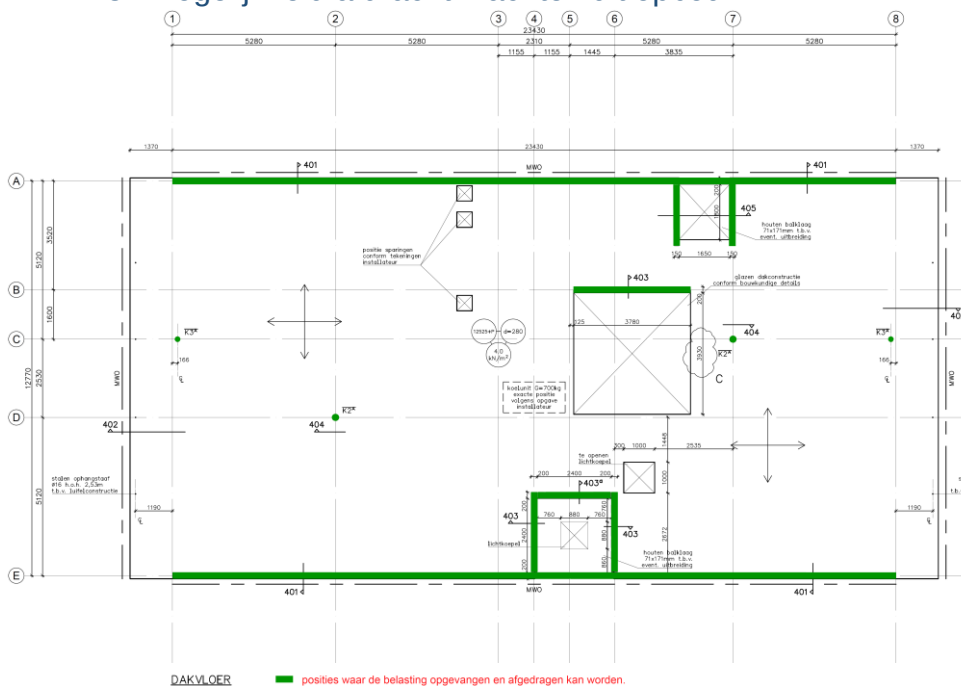


Figuur 20 Stabiliteitswanden 2e verdieping.



Figuur 21 Stabiliteitswanden 3e verdieping.

4.2.3. Mogelijkheid afdracht krachten uit opbouw.



Figuur 22 Bestaande dakconstructie inclusief posities waar de belasting opgevangen en afgedragen kan worden.

In het groen zijn de dragende elementen die het dak dragen. Op deze posities is het dan ook mogelijk om zonder extra vloer en ponsberekening de belasting uit de uitbreiding hierop te laten afdragen.

4.3. Berekening bestaand kantoor.

4.3.1. Uitgangspunten bestaand.

De toegepaste normen in dit onderzoek.

NEN-EN1990	Eurocode 0	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN-EN1991	Eurocode 1	Belastingen op constructies
NEN-EN1992	Eurocode 2	Ontwerp en berekening van betonconstructies
NEN-EN1993	Eurocode 3	Ontwerp en berekening van staalconstructies
NEN-EN1997	Eurocode 7	Geotechnisch ontwerp
NEN8700 & NEN8701		Beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken

Gebouwcategorie: B kantoor

Ψ-factoren: Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 ξ-factor
0,5 0,5 0,3 0,89 reductie γ_g volgens NB tabel A1.2(B)

restlevensduur: 42 jaar $\implies \Psi_{t,vloer} = 0,99$ $\Psi_{t,dak} = 0,98$

gevolgklasse: CC2 $\implies K_{FI} = 1,0$

NEN 8700 art. 2.3.2. Referentieperiode

vloer	$\Psi_t = 1 + (1 - \Psi_1/9) \times \ln(t/t_0)$	=	$1 + (1 - 0,5/9) \times \ln(42/50)$	=	0,99
dak	$\Psi_t = 1 + (1 - \Psi_1/9) \times \ln(t/t_0)$	=	$1 + (1 - 0/9) \times \ln(42/50)$	=	0,98

NEN EN 1990 Bijlage B3 Betrouwbaarheidsdifferentiatie. tabel B3

K_{FI} Factor toepasbaar op belastingen ten behoeve van de betrouwbaarheidsdifferentiatie.

K_{FI}	CC1	CC2	CC3
	0,9	1	1,1

Bruikbaarheidsgrenstoestanden:

γ -factoren:	γ_G	γ_Q	γ_Q	
	blijvend	verand.extr.	verand.gelijkt.	
verg. 6.14b	1,00	1,00	0,50	karakt.
verg. 6.15b	1,00	0,50	0,30	frequent
verg. 6.16b	1,00	0,00	0,30	quasi-perm.

Uiterste grenstoestanden bij verbouw (NEN8700):

γ -factoren:	γ_G	γ_Q	γ_Q
	blijvend	verand.extr.	verand.extr.
groep B (STR)	1,20	1,40	1,30
groep B (STR)	1,15	1,40	1,30

Formules belastingcombinaties uiterste grenstoestand:

$$6.10.a \quad Q_G * \gamma_G + \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q + \sum \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q$$

$$6.10.b \quad \xi * Q_G * \gamma_G + Q_q * \gamma_Q + \sum \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q$$

$\xi=0,89$ nationale bijlage

Verbouw onder bouwbesluit 2003 of daarvoor.

				γ_Q , wind	=	1,4
CC2				γ_Q , anders	=	1,3
6.10.a	$Q_G * 1,2$	+	$\Psi_0 * Q_q * 0$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,4$	ongunstig
	$Q_G * 0,9$	+	$\Psi_0 * Q_q * 0$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,4$	gunstig
6.10.b	$0,89 * Q_G * 1,3$	+	$Q_q * 1,4$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,4$	ongunstig
	$Q_G * 0,9$	+	$Q_q * 1,4$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,4$	gunstig

NEN EN 1991-1-1, artikel 6.3.1.2.(11)

Bij belasting op meer dan 2 vloeren: 2 vloeren (met de meeste belasting) extreem rekenen en de rest van de vloeren vermenigvuldigen met Ψ_0 .

Bij gebouwcategorie kantoor $\Psi_0=0,5$

Materialen:

Beton : i.h.w.g.	kwaliteit	C28/35		
Beton : prefab	kwaliteit	C35/45		
betonstaal B		500		
Staal :	staalsoort	S235		
Hout :	klasse	C18	klimaatklasse	1
milieuklasse beton:	XC2	fundering		
milieuklasse beton:	XC2	onbeschutte wanden		
milieuklasse beton:	XC1	binnenwanden		

Brandwerendheid :

functie volgens Bouwbesluit:	gebruiksfunctie
hoogste vloer =	9,6 m. boven maaiveld
reductie :	ja
eis brandwerendheid =	60 minuten (hoofddraagconstructie)

toelichting brand:

de constructie is ontbrandbaar en van wegen de functie zijn er niet veel brandbare spullen aanwezig. Een vuurlast berekening is niet nodig voor een reductie.

NEN 6700

Het bestaand gebouw is berekend volgens de NEN 6700 serie.

De uitgangspunten die toegepast zijn in deze berekening zijn:

- Kantoorgebouw
- Veiligheidsklasse 3
- Referentieperiode is 50 jaar
- Brandwerendheid hoofddraagconstructie is 60 minuten
- Betonkwaliteit B35 (in het werk gestort beton) en B45 (prefab beton)
- Wapeningsstaal FeB 500 HWL, HK
- Staalkwaliteit wals profielen S235JR (Fe360B) en S275 J2H (Fe430D)
- Staalkwaliteit bouten 8.8

NEN EN 1990 en NEN 8700.

De berekening van bestaande bouwwerken in de NEN EN 1990 en NEN 8700 dient aan de hand van de Eurocode benamingen te geschieden.

De omgezette uitgangspunten worden:

- Kantoorgebouw
- Gevolgklasse CC2
- Restlevensduur is 42 jaar
- Brandwerendheid hoofddraagconstructie is 60 minuten
- Betonkwaliteit is C28/35 (in het werk gestort beton) en C35/45 (prefab beton)
- Wapeningsstaal B500B
- Staalkwaliteit wals profielen S235JR (Fe360B) en S275 J2H (Fe430D)
- Staalkwaliteit bouten 8.8

4.3.2. Belasting algemeen en aanname.

Tabel 1.

[illegible]

Tabel 2.

Onderdeel:	3e verdiegingsvloer							
belasting per m ² :					helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :	n
klasse =	B	kantoor					dikte [mm]	s.g. [kN/m ²]
bubbeldekvloer							280	17,50
zand-cementvloer							75	20,00
scheidingswanden					0,50	[kN/m ²]		
					belasting per m ² constructie [kN/m ²] :			6,40
				ψ-factoren		Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}
						[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
				ψ0	ψ1	ψ2		G _{kar}
							[kN/m ²]	[kN/m ²]
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²] :	0,5	0,5	0,3		3,00	1,50	0,90	6,40

Tabel 3.

Onderdeel:	2e verdiepingsvloer							
belasting per m ² :				helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :	n	
klasse =	B	kantoor				dikte [mm]	s.g. [kN/m ²]	[kN/m ²]
bubbeldekvloer						280	17,50	4,90
zand-cementvloer						75	20,00	1,50
scheidingswanden					0,50	[kN/m ²]		
				belasting per m ² constructie [kN/m ²] :				6,40
				ψ-factoren		Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}
				ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]
							[kN/m ²]	[kN/m ²]
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²] :	0,5	0,5	0,3			3,00	1,50	0,90
								6,40

Tabel 4.

Onderdeel:	1e verdiepingsvloer								
belasting per m ² :					helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :	n	
klasse =	B	kantoor					dikte [mm]	s.g. [kN/m ³]	[kN/m ²]
bubbeldekvloer							280	17,50	4,90
zandbed	hoogte [m]						75	20,00	1,50
scheidingsw anden						0,50	[kN/m ²]		
					belasting per m ² constructie [kN/m ²]:				6,40
				ψ-factoren		Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}	G _{kar}
			ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²]:	0.5	0.5	0.3			3,00	1,50	0,90	6,40

Onderdeel: windbelasting

Windgebied = 2 Noord-Holland (rest), Groningen, Friesland, Flevoland, Zuid-Holland en Zeeland

Terreincategorie = II onbebouwd gebied $\implies z_0 = 0,20 \text{ m.}$

Gebouwhoogte $h = 13,00 \text{ m.}$ tov maaiveld $z_{\min} = 4,00 \text{ m.}$

Gebouwlengte $L = 26,67 \text{ m.}$ $k_r = 0,21$ terreinfactor

Gebouwbreedte $B = 13,32 \text{ m.}$

Ontwerplevensduur = 42 jaar $\implies p = 0,024$ $c_{\text{prob}} = 0,99$

Basiswindsnelheid $v_b = 26,7 \text{ m/s}$ $\implies$ basis stuwdruk $q_b = 0,45 \text{ kN/m}^2$

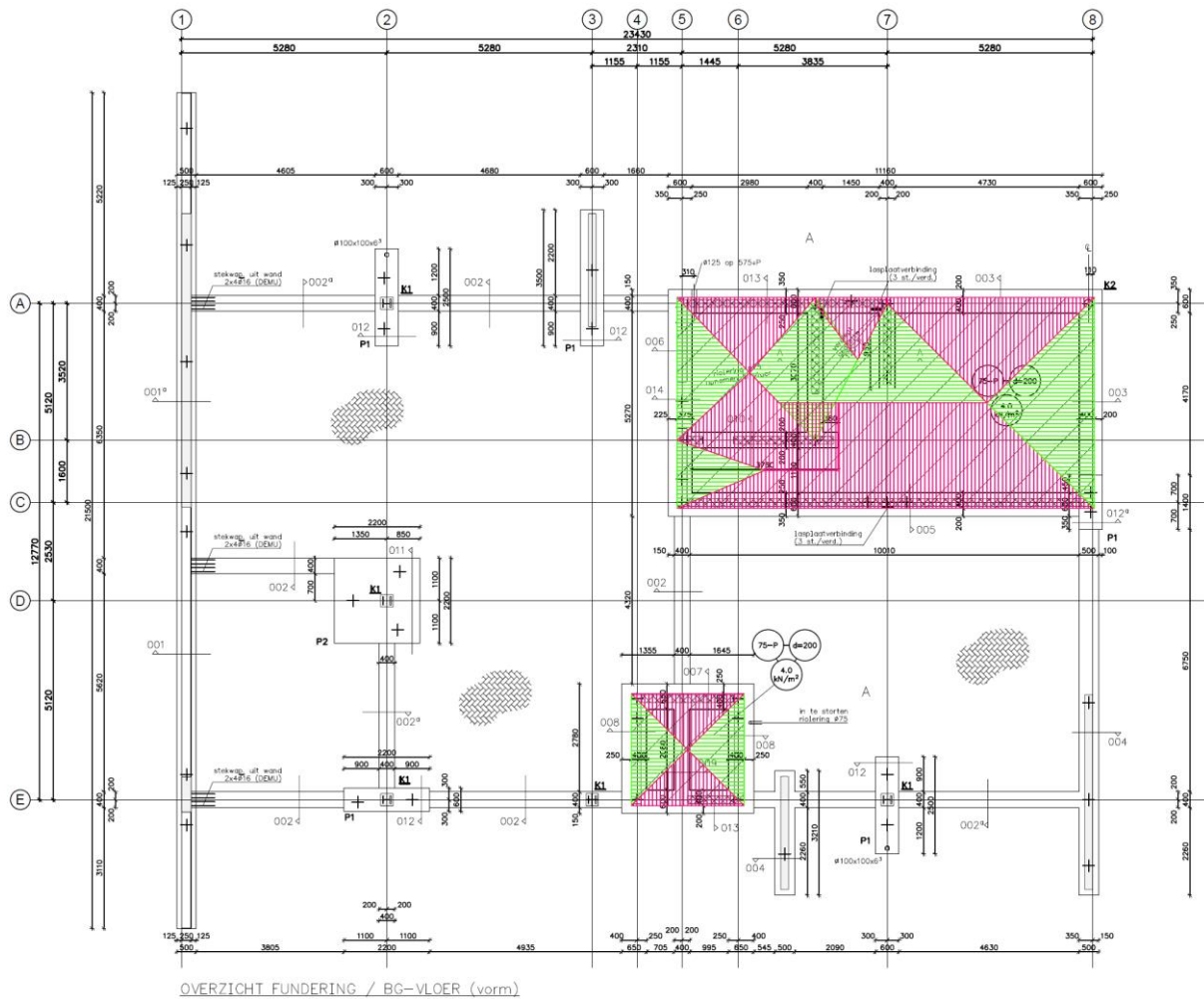
Ruwheidsfactor $c_r(z) = 0,87$ $\implies$ gemiddelde windsnelheid $v_m(z) = 23,34 \text{ m/s}$

Orografiefactor $c_o(z) = 1,00$

Turbulentie-intensiteit $I_v(z) = 0,24$ blootstellingsfactor $c_e(z) = 2,04$

extreme stuwdruk $q_p(z) = 0,91 \text{ kN/m}^2$

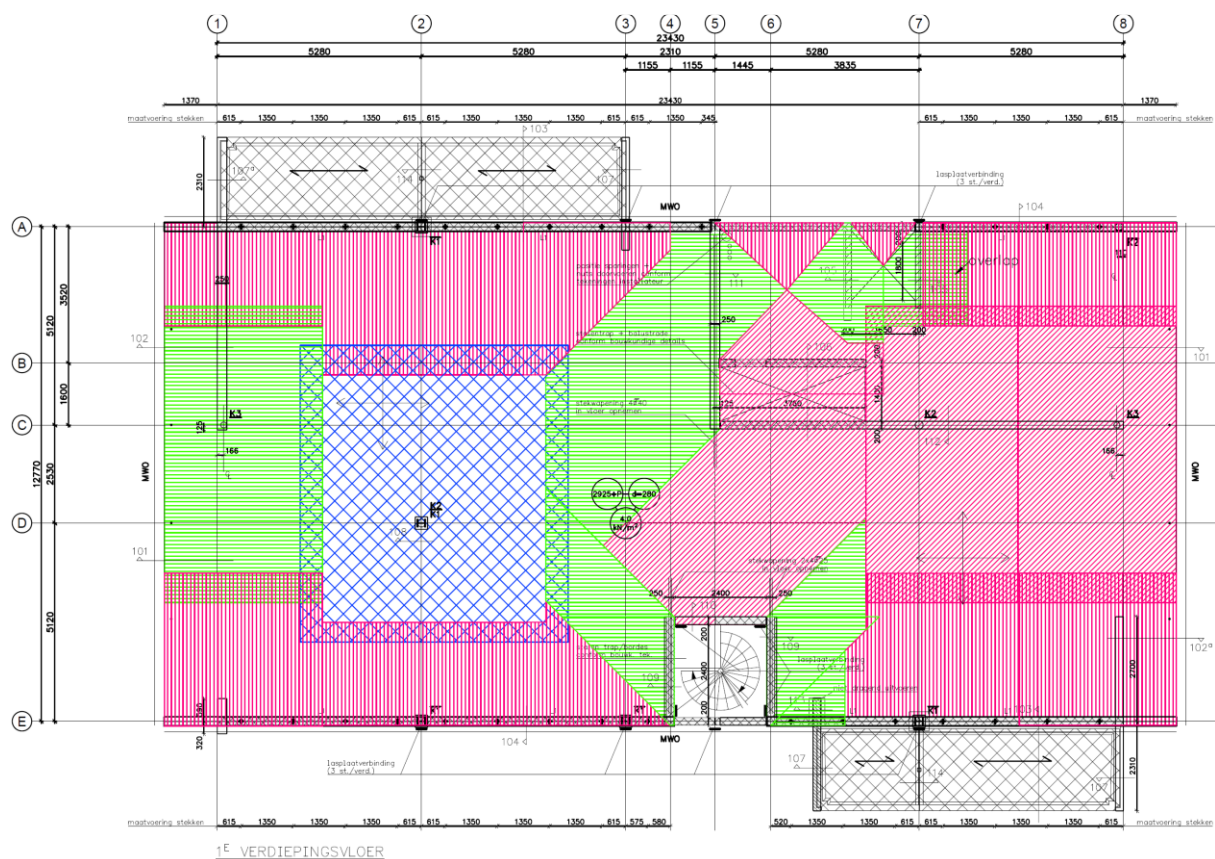
4.3.3. Belastingafdracht naar de fundering.



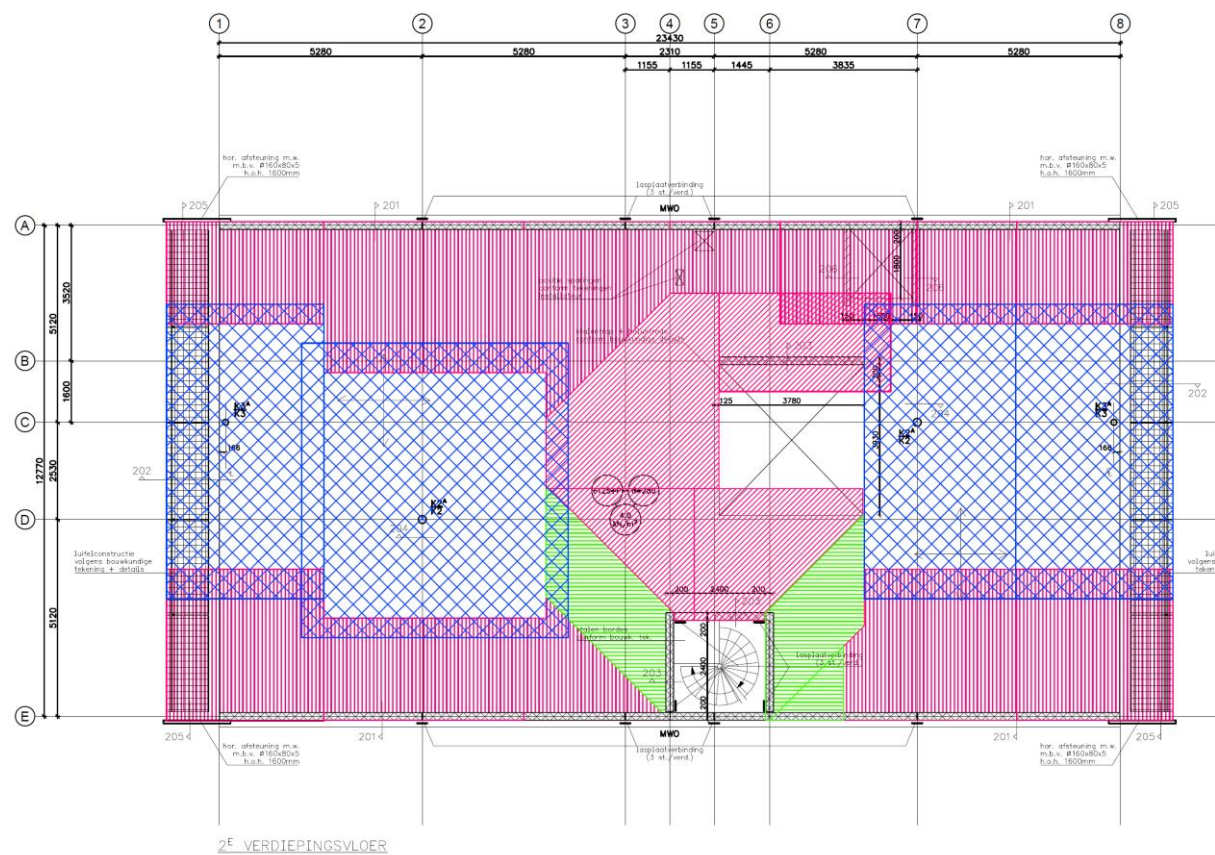
Figuur 23 Belastingverdeling begane grondvloer.

De belastingverdeling is in figuur 22 t/m 26 als volgt weergegeven:

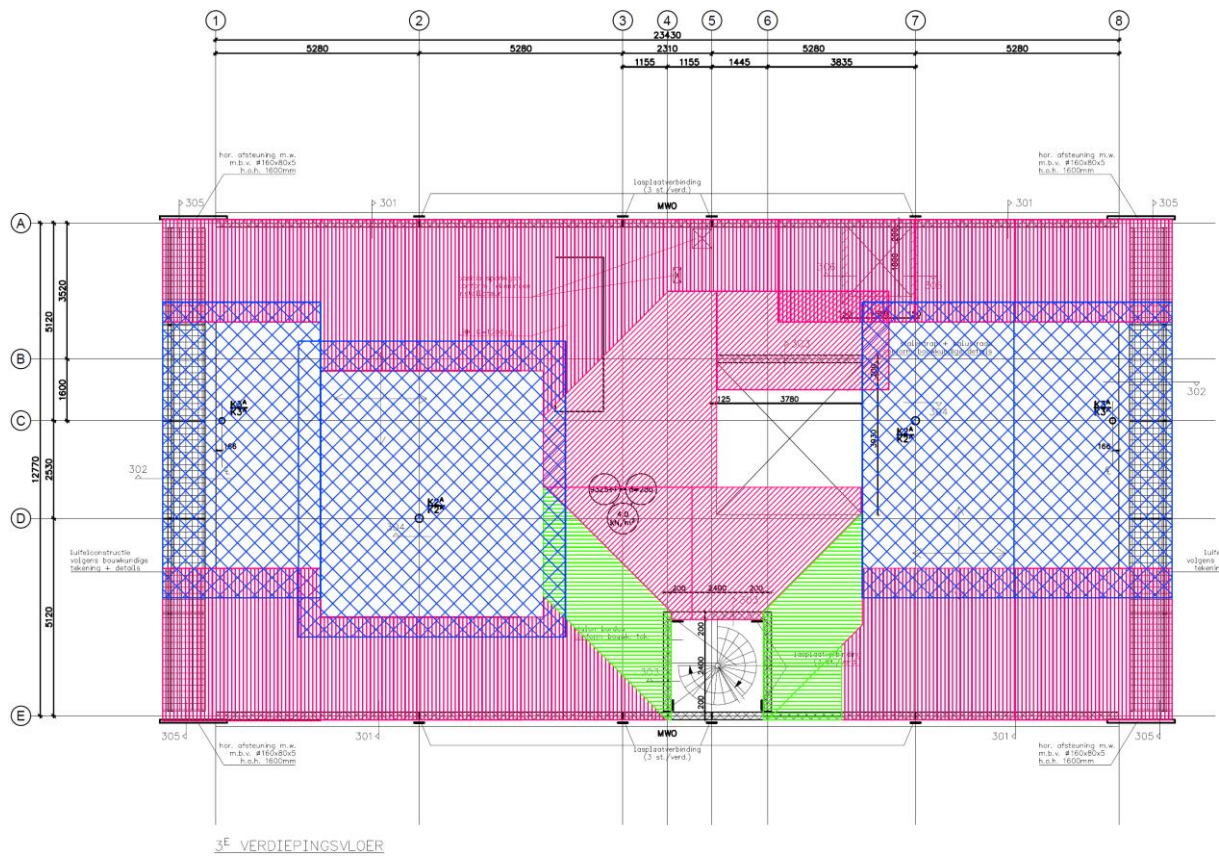
1. Groen draagt de krachten af aan de cijfer assen.
2. Rood draagt de krachten af aan de letter assen.
3. Blauw draagt de krachten af aan de kolommen.



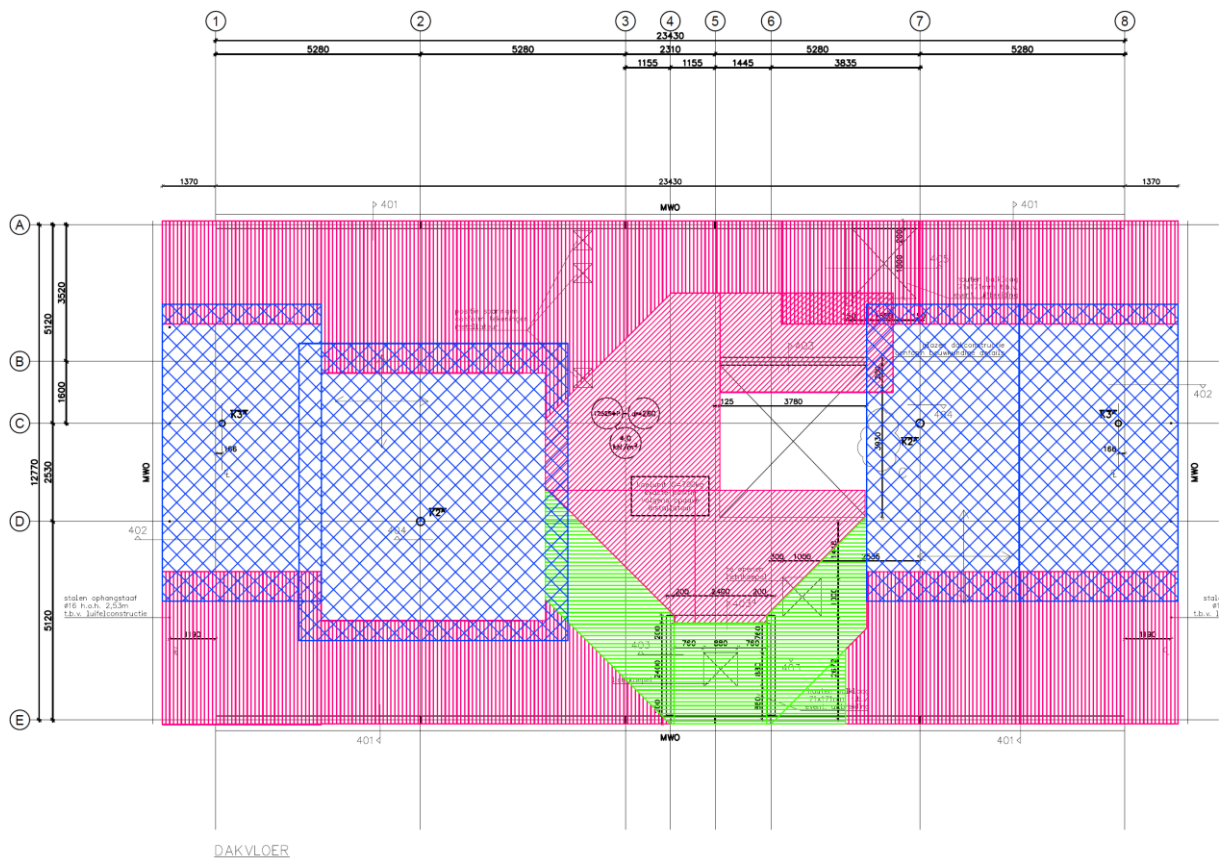
Figuur 24 Belastingverdeling 1^e verdieping.



Figuur 25 Belastingverdeling 2^e verdieping.



Figuur 26 Belastingverdeling 3^e verdieping.



Figuur 27 Belastingverdeling dak.

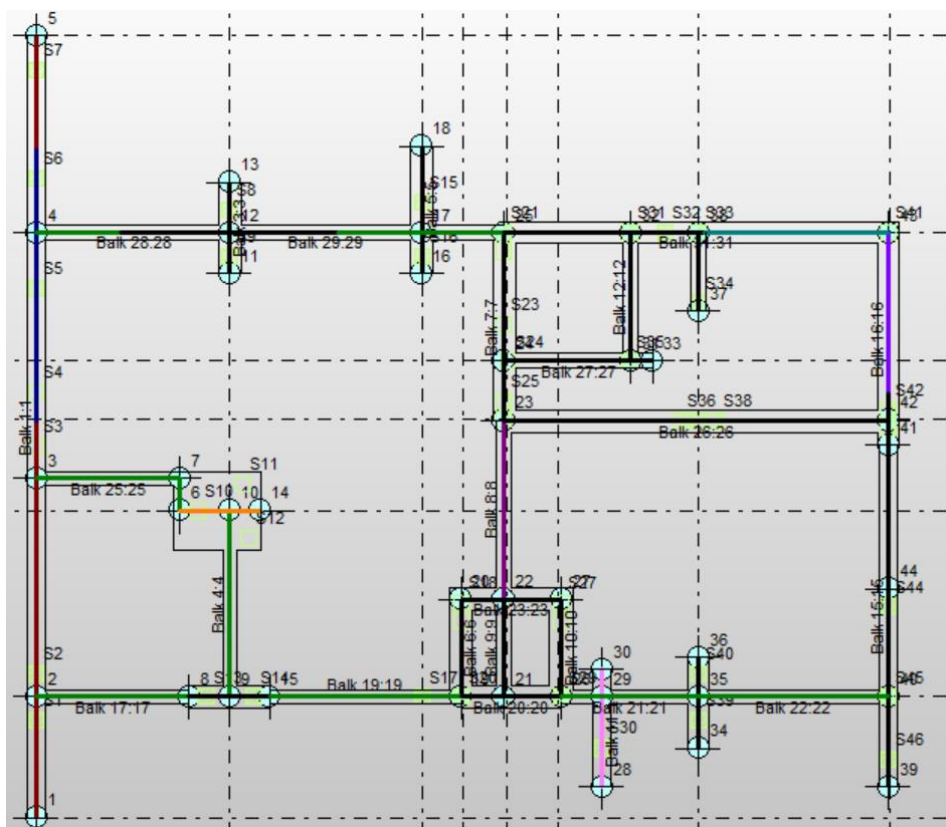
4.3.4. Gewichtsberekening.

De gewichtsberekening is in Microsoft Excel gemaakt en de resultaten zijn verwerkt in Technosoft Balkrooster. Deze berekeningen zijn in bijlage 1 en 2 terug te vinden.

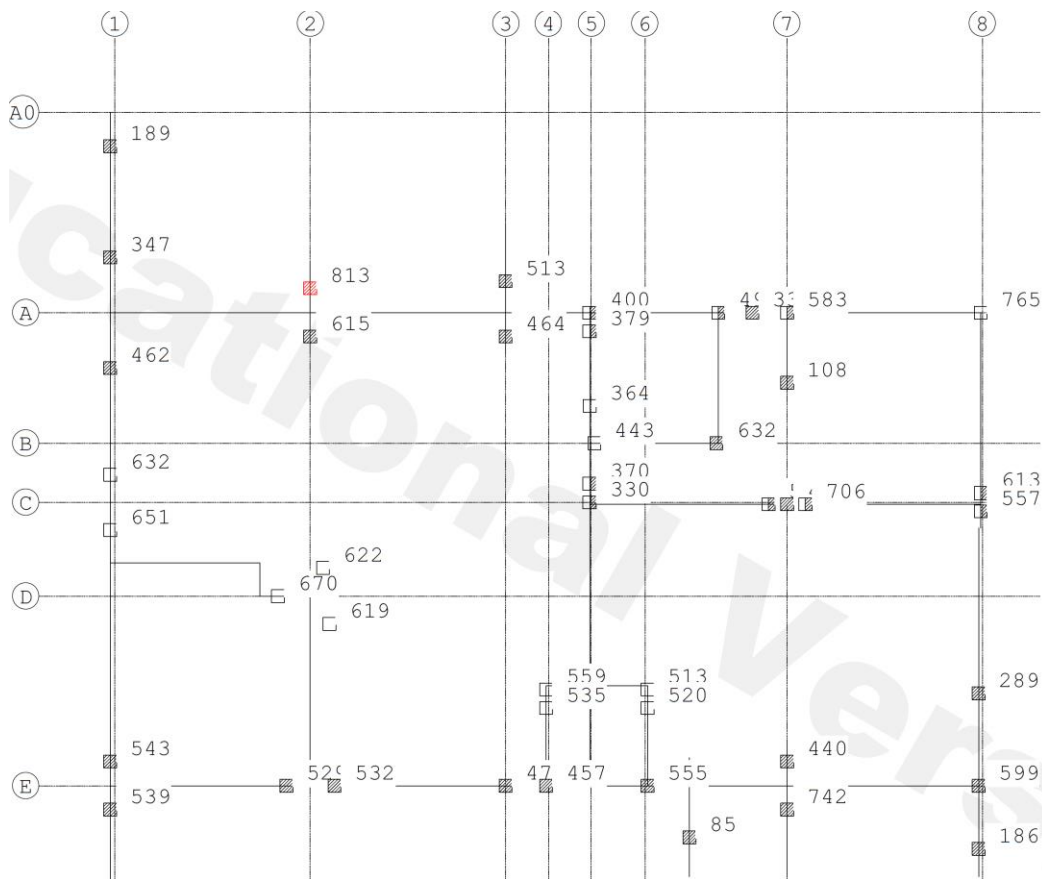
Belastingen:	G_{kar}	$Q_{k,1}$	$Q_{k,i}$	Q_{freq}	Q_{quasi}
	permanent	opgelegde belasting			
per m2 grondvlak	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
bestaande dakvloer	6,90	1,00	0,00	0,00	0,00
3e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
2e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
1e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
begane grondvloer	6,50	3,00	1,50	1,50	0,90
parkeerlaag	6,95	2,50	1,25	1,25	0,75
stalentrappen	1,50	2,00	0,80	1,00	0,60
stalenroostervloeren v+a gevel	0,50	2,50	1,00	1,25	0,75
vloer technische/archief ruimte	6,40	5,00	5,00	4,50	4,00
platdak bestaande uitbouw garage	6,50	1,00	0,00	0,00	0,00
wanden	[kN/m ³]	dikte [m]	[kN/m ²]		
gevelsteen	20,00	0,100	2,00		
betonwand 200	25,00	0,200	5,00		
betonwand 250	25,00	0,250	6,25		
		b [mm]	h [mm]		
betonbalk	25,00	400	500		

Tabel 10.

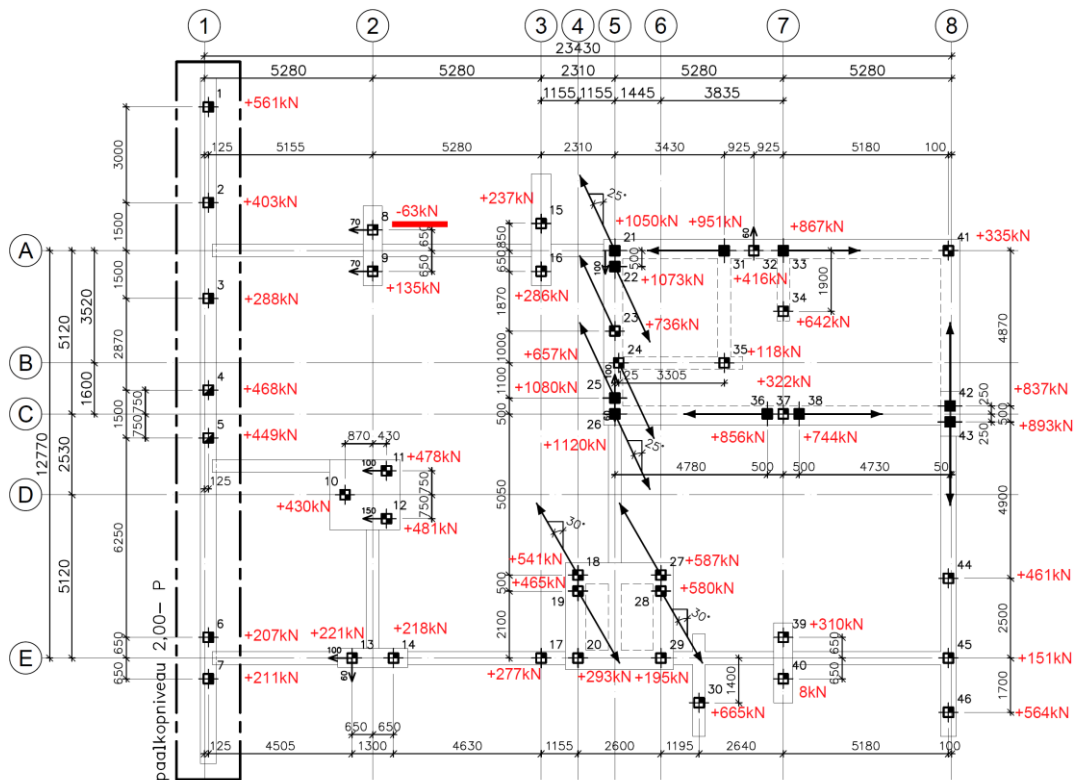
De aangenomen belastingen uit tabel 1t/m 9 zijn in tabel 10 verwerkt.



Figuur 28 Geometrie Balkrooster.



Figuur 29 paalreacties verticale belasting.



Palenplan reserve bij verticale belasting ugt

Figuur 30 paalreserve bij verticale belasting.

4.3.5. Stabiliteitsberekening.

De volledige stabiliteitsberekening is terug te vinden in bijlage 1 (constructie rapport).

Het bepalen van de stabiliteitselementen en de windrichtingen is in hoofdstuk 4.2.2. al gedaan. Daar hebben we gezien dat er tussen de begane grond en de 1^e verdieping 3 stabiliteitselementen per windrichting het evenwicht verzorgen. Boven de 1^e verdieping verzorgd alleen de kern in windrichting 2 de stabiliteit. In windrichting 1 verzorgen de 2 buitenwanden, waarvan de wand op as E aan de kern gekoppeld is de stabiliteit.

Er wordt per stabiliteitselement per windrichting getoetst of een 2^e orde berekening nodig is. Hiervoor is het globale gewicht van de bovenbouw nodig om de aanpendelende belasting per element te bepalen als ook de horizontale belasting uit scheefstand. Het globale gewicht van de bovenbouw is 13864kN.

De initiële scheefstand die meegenomen dient te worden, wordt bepaald aan de hand van de formule uit NEN-EN 1992-1-1 artikel 5.2.

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

$$\theta_0 = 1/300 \quad \text{NEN EN 1992-1-1/NB 5.2}$$

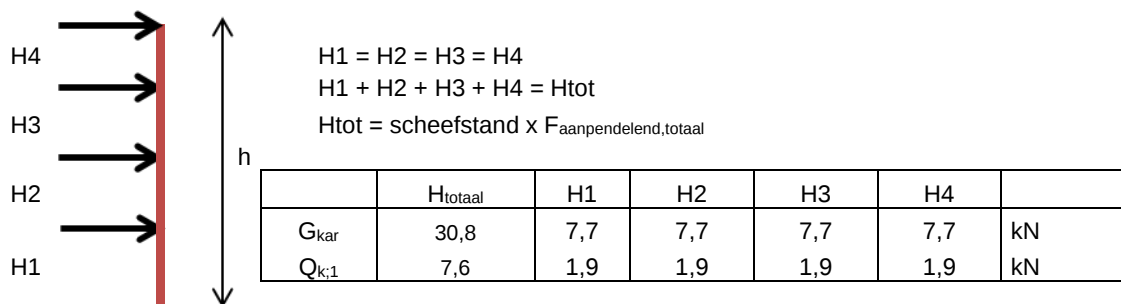
$$\alpha_h = \frac{2/v_h}{4/7} \quad \frac{2/3}{2/3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_m = \frac{1}{\sqrt{0,5(1+1/m)}}$$

$$m = \frac{\text{aantal verticale elementen dat bijdraagt aan de aan de horizontale kracht op de schorende constructie.}}{1} \quad \text{1 stuks}$$

theoretische gebouwhoogte h = 12,50 m =====> scheefstand $\theta_i = 0,00222$ radiaal

Voor het bepalen van de horizontale belasting per verdieping wordt de hiervoor berekende aanpendelende belasting als gelijkmatig verdeeld over de hoogte aangenomen. Bij concentratie van deze belasting per verdieping levert dit het volgende (geschematiseerde) beeld :

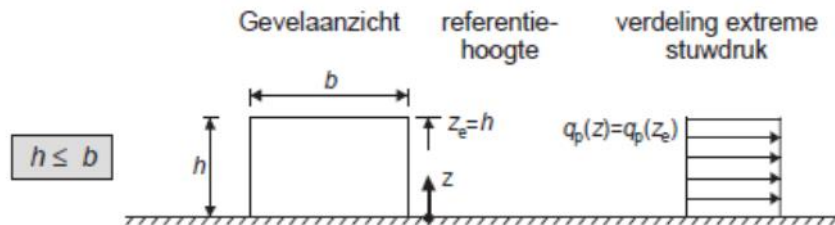


Figuur 31 horizontale belasting ten gevolge van scheefstand.

Belastingen t.g.v. wind

bouwwerkfactor : $c_s c_d = 1,0$ (voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 15,0 m)
 extreme stuwdruk : $q_p(z) = 0,91 \text{ kN/m}^2$ (zie hoofdstuk "belastingaanne")

De verdeling van de stuwdruk over de hoogte is volgens NEN-EN 1991-1-4 gelijkmatig over de hoogte verdeeld :



Voor een gebouw met rechthoekige plattegrond geeft de norm de volgende coëfficiënten :

	wind 1	wind 2
hoogte $h =$	12,50 m	12,50 m
diepte $d =$	26,17 m	12,77 m
$h / d =$	0,48	0,98

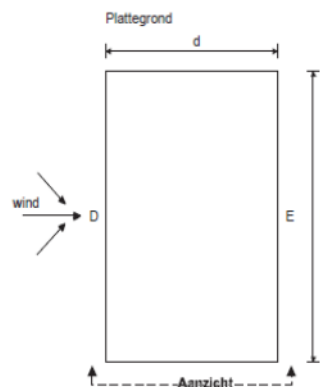
In beide richtingen is $h / d < 1,0$:

zone D : $c_{pe,10} = 0,80$

zone E : $c_{pe,10} = 0,50$ +

totaal : $c_{pe,10} = 1,30$

correctie : $c_{pe,10} = 1,11$ (x 0,85 --> art. 7.2.2 (4))



De karakteristieke waarde van de windbelasting t.b.v. de stabiliteitsberekening komt hiermee op : $q_{w,k} = 1,01 \text{ kN/m}^2$

Lijnbelastingen uit wind op vloerranden is:

1^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,12 \text{ kN/m}$

2^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,22 \text{ kN/m}$

3^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,22 \text{ kN/m}$

dakvloer: $Q_{k,1} = 2,01 \text{ kN/m}$

Toeslagfactor 2e orde effect betonnen stabiliteits-elementen.

Of een 2^e orde berekening noodzakelijk is, hangt af van de toeslagfactor die een 2^e orde berekening op het stabiliteitselement heeft. Voorwaarde voor het achterwege laten van een tweede orde berekening is dat de toeslagfactor kleiner is dan 10%.

$$n/n-1 \leq 1,1 \quad n \geq 11 \quad n = N_{cr}/N_{v,Ed}$$

Hiervoor wordt de belasting direct op het stabiliteitselement (N_{Ed}) bepaalt.

De aanpendelende belasting ($N_{v,Ed}$).

De veerconstante van de fundering (C in kNm/rad)

De benuttingsgraad van de wand (α_n). $\alpha_n = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{yd})$

De Fictieve elasticiteitsmodules (E_f) van het stabiliteitselement.

De stijfheid van de betonnen stabiliteits-elementen (kern en wanden) wordt bepaald m.b.v. artikel 5.8.5 uit NEN-EN1992-1-1 (NB). Met dit artikel wordt de mate van stijfheidsafname door scheurvorming vertaald naar een fictieve E-modulus. Voor rechthoekige doorsneden kan deze rechtstreeks uit tabel NB-1 worden afgelezen, voor andere vormen zal een meer algemenere procedure moeten worden gevolgd.

De buigstijfheid van het element (EI).

De kniklengte van het element l_0 . $((5-v)/4) \times l \times \sqrt{(2^2 + \pi^2/\rho)} + (v/4) \times l \times \sqrt{(1,12^2 + \pi^2/2\rho)}$

V=aantal verdiepingen. $\rho = C \times l / EI$

De grens kniklengte tbv $n \geq 11$ (l_{grens} .)

Unity check $l_0 \leq l_{grens}$

Voorwaarde $N_{cr} \geq 11 \times N_{v,Ed}$.

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI / l_0^2$$

$$11 \times N_{v,Ed} = \pi^2 \times EI / l_0^2$$

$$l_0^2 = \pi^2 \times EI / 11 \times N_{v,Ed}$$

$$l_{0,grens} = \sqrt{0,9 \times (EI / N_{v,Ed})}$$

De stabiliteitswanden voldoen allemaal aan de voorwaarde die gesteld is om een 2^e orde berekening achterwege te laten. De kern voldoet hier alleen aan in de windrichting 1. In windrichting 2 is een 2^e orde berekening noodzakelijk.

De controle van de kern zijnde een alleenstaande kern zonder ondersteuning ter plaatse van de 1^e verdieping geeft aan dat de kern op deze manier onstabiel is. Hierdoor is een preciezere manier van controle nodig. Door de complexiteit van het ontwerp en de tijdslimiet van dit onderzoek is deze controle gedaan doormiddel van Technosoft raamwerken. Deze berekening is in bijlage 7 te zien.

Om tot deze berekening te komen zijn er verschillende stappen genomen, deze stappen zijn hieronder uitgelegd.

1. De veerwaarde van de stabiliteitselementen zijn bepaald door een éénheidskracht (F) van 1000kN op ieder element te zetten. Er treedt een verplaatsing (u) op door de kracht. De éénheidskracht deel je vervolgens door de verplaatsing. $C = F/u$ (bijlage 3)

Stabiliteitselement wind 1 as A: $C = 1000/0,111 = 9009 \text{ kN/rad}$
Stabiliteitselement wind 1 as C: $C = 1000/0,074 = 13514 \text{ kN/rad}$
Stabiliteitselement wind 1 as E: $C = 1000/0,171 = 5848 \text{ kN/rad}$

Stabiliteitselement wind 2 as 1: $C = 1000/0,126 = 7937 \text{ kN/rad}$
Stabiliteitselement wind 2 as 5: $C = 1000/0,053 = 18868 \text{ kN/rad}$
Stabiliteitselement wind 2 as 8: $C = 1000/0,147 = 6803 \text{ kN/rad}$

De stabiliteitselementen op as 5 zijn als 1 element verwerkt, dit is mogelijk doordat ze in 1 lijn werken.

2. Nu de veerwaarden per element bekend zijn, is het mogelijk de horizontale belasting verdeling op 1^e verdiepingsniveau te bepalen. In Technosoft zijn de veerwaarden als verende ondersteuning van de vloer ingevoerd per windrichting (bijlage 4). Vervolgens is de totale windbelasting waar deze op de vloer aangrijpt gezet. Nu is de belasting af te lezen in de resultaten.

Stabiliteitselement wind 1 as A: $F = 25,7 \text{ kN}$
Stabiliteitselement wind 1 as C: $F = 75 \text{ kN}$
Stabiliteitselement wind 1 as E: $F = 52 \text{ kN}$

Stabiliteitselement wind 2 as 1: $F = 71 \text{ kN}$
Stabiliteitselement wind 2 as 5: $F = 193 \text{ kN}$
Stabiliteitselement wind 2 as 8: $F = 77 \text{ kN}$

3. Vervolgens zijn deze reacties op de stabiliteitselementen gezet en is het moment ter plaatse van de fundering af te lezen. De kopmomenten van de palen is ook uit dit systeem te halen (bijlage 5). Deze momenten en kopmomenten worden vervolgens verwerkt in balkrooster. De momenten worden eerst uitgewerkt tot een q-last op de fundering (bijlage 1). $M = F \cdot a$

Stabiliteitselement wind 1 as A: $M = 88 \text{ kNm}$
Stabiliteitselement wind 1 as C: $M = 258 \text{ kNm}$
Stabiliteitselement wind 1 as E: $M = 179 \text{ kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 1: $M = 244 \text{ kNm}$
Stabiliteitselement wind 2 as 5: $M_{\text{kern}} = 146 \text{ kNm}$ $M_{\text{wand}} = 517 \text{ kNm}$
Stabiliteitselement wind 2 as 8: $M = 264 \text{ kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 5: $M_{\text{kern}} = 638 \text{ kNm}$ $M_{\text{wand}} = 1593 \text{ kNm}$ (uit totaal systeem incl. imperfecties zonder veiligheidsfactoren. Het verschil komt uit de arm (a) van de horizontale belasting die alleen op de kern aangrijpt. Op de windrichting 1 wordt dit opgevangen door het outrigger effect van de stijve buitenwanden.)

4. Om het volledige systeem t.b.v. van wind 2 in raamwerk te zetten, zodat de 2^e orde toeslagfactor berekend kan worden, wordt de veerwaarden van de wanden op as 1 en 8 tezamen bepaald ter plaatse van de kern (bijlage 6). Er wordt een éénheidskracht (F) van 1000kN geplaatst in plaats van de verende ondersteuning van de kern op de vloer. Vervolgens wordt deze éénheidskracht gedeeld door de verplaatsing (u) ter hoogte van de kern (as 5). $C=F/u$

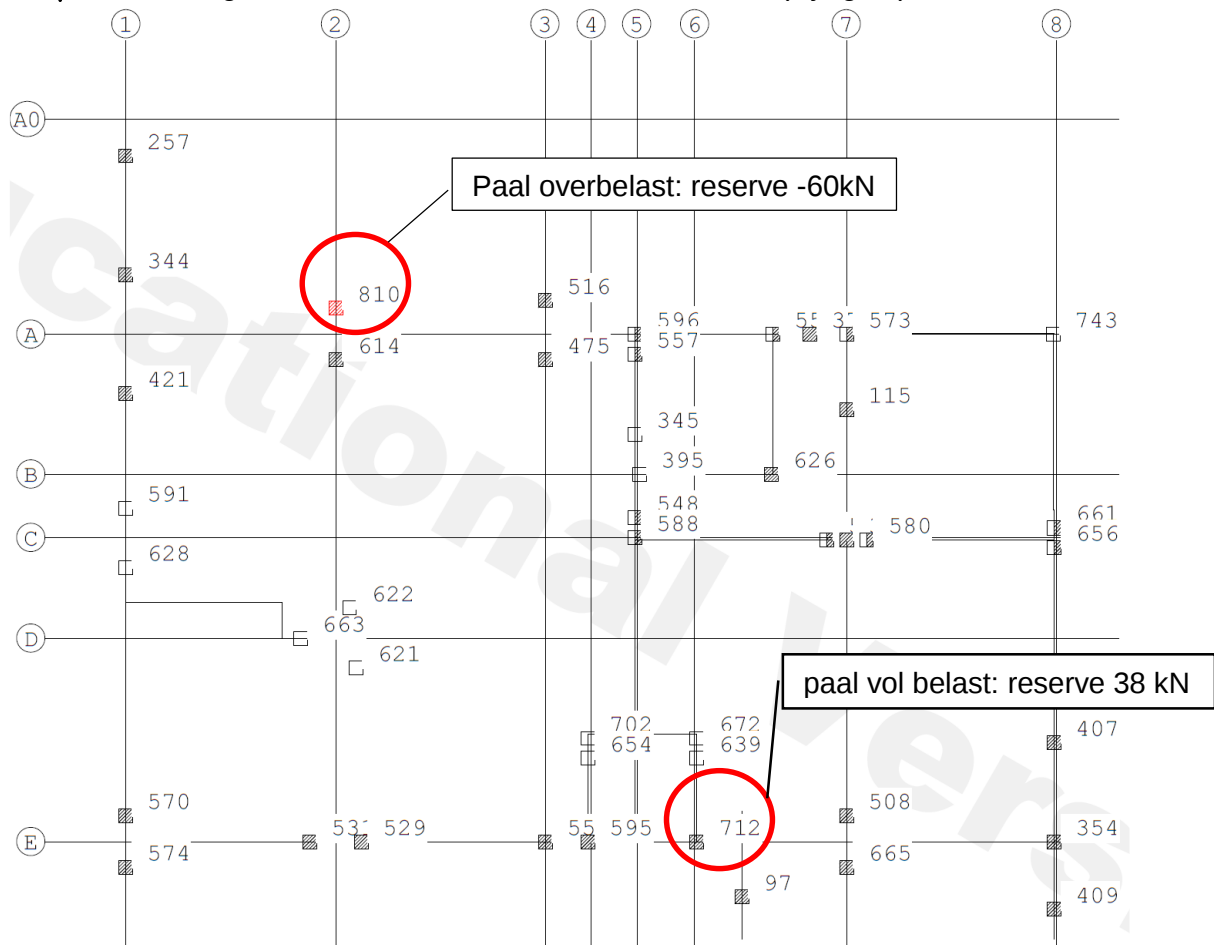
$$C_{as1,as8}=1000/0,071=14085\text{kN/rad}$$

5. Het totale systeem van as 5 is Technosoft raamwerken gezet met een verende ondersteuning op de 1^e verdiepingsvloer vanuit as 1 en 8. Hierop is de windbelasting, de imperfecties, de directe belasting (N_{Ed}) en de aanpendelende belasting gezet ($N_{v,Ed}$). Er is vervolgens een 1^e orde berekening en een 2^e orde berekening gemaakt (bijlage 7). De 1^e orde verplaatsing en de 2^e orde verplaatsing zijn met elkaar vergeleken om de toeslagfactor van de 2^e orde te bepalen.

	wind links	wind rechts
1e orde verplaatsing	46,5 mm	64 mm
2e orde verplaatsing	55 mm	76 mm
$x_2/x_1=n/n-1$	1,18	1,19
$n=$	6,5	6,2
$\gamma_{wind}= 1,4 \times (n/n-1)=$	1,66	1,66

4.3.6. Evaluatie en conclusie constructie bestaande situatie.

De γ_{wind} is vervolgens in balkrooster verwerkt. Het resultaat (bijlage 8) is hieronder te zien.



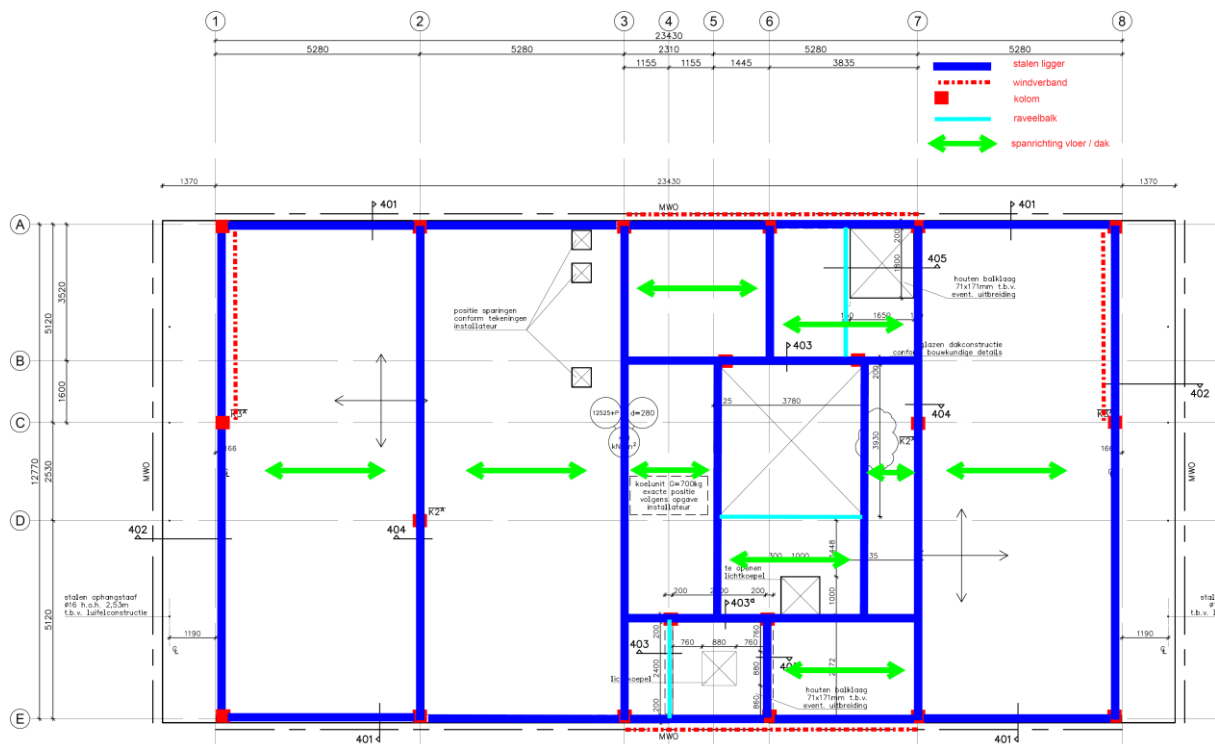
Figuur 32 paalreacties UGT bestaand.

Uit de resultaten is direct te zien dat er geen uitbreiding mogelijk is zonder aanpassingen. Er zijn 2 kritieke plekken in de fundering. Hier zal extra ondersteuning nodig zijn. Deze extra ondersteuning zal later in het rapport uitgewerkt worden. Er wordt eerst gekeken hoeveel belasting opgevangen dient te worden alvorens de ondersteuning bepaalt kan worden.

De overige palen bezitten voldoende reserve wat verder in het rapport zal blijken.

4.4. Berekening inclusief opbouw.

4.4.1. Structuur van de opbouw.



Figuur 33 structuur opbouw.

De structuur van de opbouw is een staalskelet (bijlage 9). Er is voor deze opzet gekozen vanwege de vrije indeelbaarheid van de plattegrond die vereist is. Mede door grote overspanningen die de liggers maken is dit een logische keuze. De kolommen die in de bestaande bouw voorkomen zijn hier doorgezet. In dezelfde lijn zijn er kolommen geplaatst op de op de buitenwanden van as A en E. De binnenwand die doorloopt tot het dak op as B is voorzien van twee kolommen zodat hier een ligger op geplaatst kan worden, die de ligger op as 3 ondersteunt. De ligger op as 3 heeft geen mogelijkheid om er direct een kolom onder te plaatsen en zal derhalve op deze manier ondersteund worden. Op as D/E is de kern wand op dezelfde manier en met dezelfde reden uitgevoerd als as B. Om de sparringen van de vide, de lift en het noodtrappenhuis door te zetten zijn er een aantal tussenliggers en raveelbalken toegepast.

De materiaal keuze voor de vloer en het dak liggen in dit stadium nog niet vast en dienen onderzocht te worden. Er worden een drietal daken en een drietal vloeren onderzocht.

De daken die onderzocht worden zijn:

1. Een stalen dakplaat. (in de berekening SAB genoemd)(foto 1)
2. Een houten dak.
3. Een kanaalplaatdakvloer.

De vloeren die onderzocht worden zijn:

1. Een houtenvloer.
2. Een infra+ vloer. (foto 2)
3. Een kanaalplaatvloer.

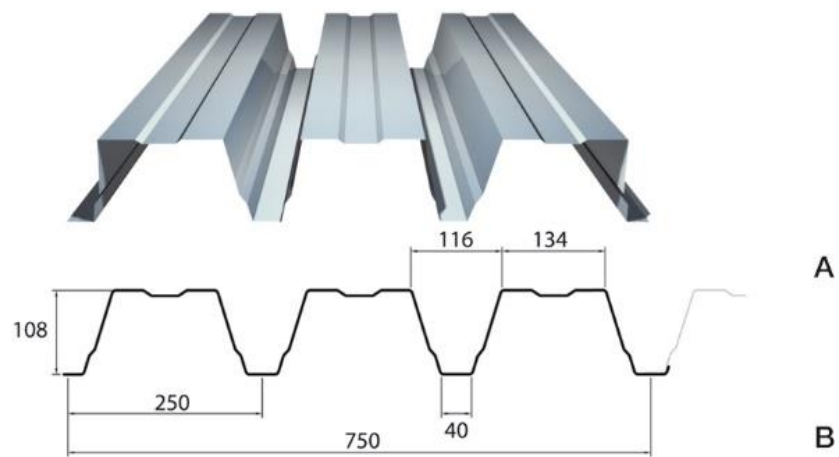


foto 1. Stalendakplaat.



foto 2. Infra+ vloer.

4.4.2. Uitgangspunten nieuwe situatie.

De toegepaste normen in dit onderzoek.

NEN-EN1990	Eurocode 0	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN-EN1991	Eurocode 1	Belastingen op constructies
NEN-EN1992	Eurocode 2	Ontwerp en berekening van betonconstructies
NEN-EN1993	Eurocode 3	Ontwerp en berekening van staalconstructies
NEN-EN1997	Eurocode 7	Geotechnisch ontwerp
NEN8700 & NEN8701		Beoordeling van de constructieve veiligheid van bestaande bouwwerken

Gebouwcategorie: B kantoor

Ψ-factoren: Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 ξ-factor
0,5 0,5 0,3 0,89 reductie γ_g volgens NB tabel A1.2(B)

restlevensduur: 42 jaar $\implies \Psi_{t,vloer} = 0,99$ $\Psi_{t,dak} = 0,98$

gevolgklasse: CC2 $\implies K_{FI} = 1,0$

NEN 8700 art. 2.3.2. Referentieperiode

vloer	$\Psi_t = 1 + (1 - \Psi_1/9) \times \ln(t/t_0)$	=	$1 + (1 - 0,5/9) \times \ln(42/50)$	=	0,99
dak	$\Psi_t = 1 + (1 - \Psi_1/9) \times \ln(t/t_0)$	=	$1 + (1 - 0/9) \times \ln(42/50)$	=	0,98

NEN EN 1990 Bijlage B3 Betrouwbaarheidsdifferentiatie. tabel B3

K_{FI} Factor toepasbaar op belastingen ten behoeve van de betrouwbaarheidsdifferentiatie.

K_{FI}	CC1	CC2	CC3
	0,9	1	1,1

Uiterste grenstoestanden bij Nieuwbouw

γ-factoren:	γ _G	γ _Q	γ _Q
	blijvend	verand.extr.	verand.gelijkt.
groep A (EQU)	1,10	1,50	1,50
groep B (STR)	1,35	0,00	1,50
groep B (STR)	1,20	1,50	1,50
groep C (GEO)	1,00	1,30	1,30

Bruikbaarheidsgrenstoestanen:

γ -factoren:	γ_G	γ_Q	γ_Q	
	blijvend	verand.extr.	verand.gelijkt.	
verg. 6.14b	1,00	1,00	0,50	karakt.
verg. 6.15b	1,00	0,50	0,30	frequent
verg. 6.16b	1,00	0,00	0,30	quasi-perm.

Formules belastingcombinaties uiterste grenstoestand:

$$6.10.a \quad Q_G * \gamma_G + \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q + \sum \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q$$

$$6.10.b \quad \xi * Q_G * \gamma_G + Q_q * \gamma_Q + \sum \Psi_0 * Q_q * \gamma_Q$$

$\xi=0,89$ nationale bijlage

Nieuwbouw

CC2

6.10.a	$Q_G * 1,35$	+	$\Psi_0 * Q_q * 0$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,5$	ongunstig
	$Q_G * 0,9$	+	$\Psi_0 * Q_q * 0$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,5$	gunstig
6.10.b	$0,89 * Q_G * 1,35$	+	$Q_q * 1,5$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,5$	ongunstig
	$Q_G * 0,9$	+	$Q_q * 1,5$	+	$\sum \Psi_0 * Q_q * 1,5$	gunstig

NEN EN 1991-1-1, artikel 6.3.1.2.(11)

Bij belasting op meer dan 2 vloeren: 2 vloeren (met de meeste belasting) extreem rekenen en de rest van de vloeren vermenigvuldigen met Ψ_0 .

Bij gebouwcategorie kantoor $\Psi_0=0,5$

Materialen:

Beton : i.h.w.g.	kwaliteit	C28/35		
Beton : prefab	kwaliteit	C35/45		
betonstaal B		500		
Staal :	staalsoort	S235		
Hout :	klasse	C18	klimaatklasse	1
milieuklasse beton:	XC2	fundering		
milieuklasse beton:	XC2	onbeschutte wanden		
milieuklasse beton:	XC1	binnenwanden		

Brandwerendheid :

functie volgens Bouwbesluit:	gebruiksfunctie
hoogste vloer =	15,78 m. boven maaiveld
reductie :	ja
eis brandwerendheid =	90 minuten (hoofddraagconstructie)

toelichting brand:

de constructie is ontbrandbaar en van wegen de functie zijn er niet veel brandbare spullen aanwezig. Een vuurlast berekening is niet nodig voor een reductie.

toelichting brand uitbreiding:

Bij de uitbreiding is het niveau van de hoogste vloer hoger dan 13 meter en zal der halve de eis $120 - 30 = 90$ minuten bedragen. De wanden en de kolommen (begane grondniveau) van de bestaande constructie voldoen hieraan. De vloeren en de stalenkolommen dienen nader bepaald te worden. Dit valt buiten dit onderzoeksrapport.

Vloeren

Tabel 14.

Onderdeel:	5e verdiepingsvloer van hout									
belasting per m ² :						helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :		n
klasse =	B	kantoor						dikte [mm]	s.g. [kN/m ³]	[kN/m ²]
scheidingsw anden						0,50	[kN/m ²]			
plafond										0,50
houten balklaag										0,50
afw erking										0,50
					belasting per m ² constructie [kN/m ²] :					1,50
				ψ-factoren		Q _{var}	Q _{freq}	Q _{quasi}	G _{var}	
			ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
belasting per m ² arondvlak [kN/m ²] :			0.5	0.5	0.3	3.00	1.50	0.90	1.50	

Tabel 15.

Onderdeel:	5e verdiepingsvloer infra +									
belasting per m ² :					helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :		n	
klasse =	B	kantoor					dikte [mm]	s.g. [kN/m ³]	[kN/m ²]	
breedplaatvloer							70	25,00	1,75	
anhydrietdekvloer-op lew isplaat (incl. leidingwerk)							70	20,00	1,40	
scheidingsw anden						0,50	[kN/m ²]			
IPE 240 balklaag hoh 1350mm									0,23	
					belasting per m ² constructie [kN/m ²] :					3,38
				ψ-factoren		Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}	G _{kar}	
			ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²] :	0.5	0.5	0.3			3.00	1.50	0.90	3.38	

Tabel 16.

Onderdeel:	5e verdiepingvloer kanaalplaat										
belasting per m ² : klasse =	B	kantoor				helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :		n	
								dikte [mm]	s.g. [kN/m ³]	[kN/m ²]	
kanaalplaat 150								106	25,00	2,64	
zand-cementvloer								50	20,00	1,00	
scheidingswanden							0,50	[kN/m ²]			
						belasting per m ² constructie [kN/m ²] :					3,64
			ψ-factoren			Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}	G _{kar}		
			ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]		
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²] :			0.5	0.5	0.3	3.00	1.50	0.90	3.64		

Tabel 17.

Onderdeel:	4e verdiepingvloer - Dak bestaand									
belasting per m ² :						helling =	0	ontsluitingsweg (j / n) :		n
klasse =	B	kantoor						dikte [mm]	s.g. [kN/m ³]	[kN/m ²]
scheidingswanden							0,50	[kN/m ²]		
grind										-0,50
					belasting per m ² constructie [kN/m ²] :					-0,50
				ψ-factoren		Q _{kar}	Q _{freq}	Q _{quasi}	G _{kar}	
			ψ0	ψ1	ψ2	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
belasting per m ² grondvlak [kN/m ²] :			0.5	0.5	0.3	3.00	1.50	0.90	-0.50	

Onderdeel: windbelasting

windgebied = 2 Noord-Holland (rest), Groningen, Friesland, Flevoland, Zuid-Holland en Zeeland

terreincategorie = II onbebouwd gebied $\implies z_0 = 0,20 \text{ m.}$

gebouwhoogte $h = 19,00 \text{ m.}$ tov maaiveld $z_{\min} = 4,00 \text{ m.}$

gebouwlengte $L = 26,65 \text{ m.}$ $k_r = 0,21$ terreinfactor

gebouwbreedte $B = 13,45 \text{ m.}$

ontwerplevensduur = 42 jaar $\implies p = 0,024$ $c_{\text{prob}} = 0,99$

basiswindsnelheid $v_b = 26,7 \text{ m/s}$ $\implies$ basis stuwdruk $q_b = 0,45 \text{ kN/m}^2$

ruwheidsfactor $c_r(z) = 0,95$ $\implies$ gemiddelde windsnelheid $v_m(z) = 25,46 \text{ m/s}$

orografiefactor $c_o(z) = 1,00$

turbulentie-intensiteit $I_v(z) = 0,22$ blootstellingsfactor $c_e(z) = 2,31$

extreme stuwdruk $q_p(z) = 1,03 \text{ kN/m}^2$

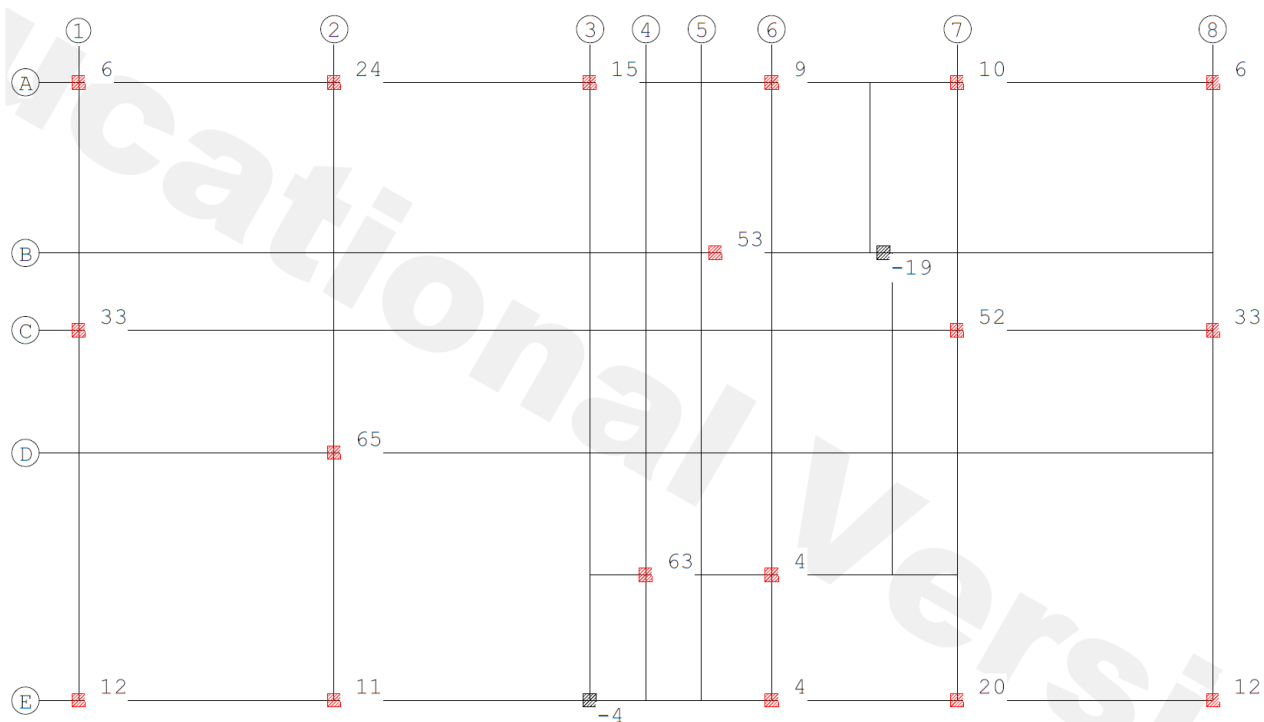
4.4.4. Gewichtsberekening opbouw.

Belastingen:	G_{kar}	$Q_{k,1}$	$Q_{k,i}$	Q_{freq}	Q_{quasi}
	permanent	opgelegde belasting			
per m2 grondvlak	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
bestaande dakvloer	6,90	1,00	0,00	0,00	0,00
3e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
2e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
1e verdiepingsvloer	6,40	3,00	1,50	1,50	0,90
begane grondvloer	6,50	3,00	1,50	1,50	0,90
parkeerlaag	11,00	2,50	1,25	1,25	0,75
stalentrappen	1,50	2,00	0,80	1,00	0,60
stalenroostervloeren v+a gevel	0,50	2,50	1,00	1,25	0,75
vloer technische/archief ruimte	6,40	5,00	5,00	4,50	4,00
plattendak bestaande uitbouw garage	6,50	1,00	0,00	0,00	0,00
N dak kanaalplaat	3,64	1,00	0,00	0,00	0,00
N houten dak	1,50	1,00	0,00	0,00	0,00
5e ver. kanaalplaat	3,64	3,00	1,50	1,50	0,90
5e ver. hout	1,50	3,00	1,50	1,50	0,90
4e ver. dak bestaand	-0,50	3,00	1,50	1,50	0,90
SAB dak	1,25	1,00	0,00	0,00	0,00
5e ver. infra+	3,38	3,00	1,50	1,50	0,90
wanden	[kN/m ³]	dikte [m]	[kN/m ²]		
gevelsteen	20,00	0,100	2,00		
betonwand 200	25,00	0,200	5,00		
betonwand 250	25,00	0,250	6,25		
N gevel opbouw	5,00	0,100	0,50		
		b [mm]	h [mm]		
betonbalk	25,00	400	500		

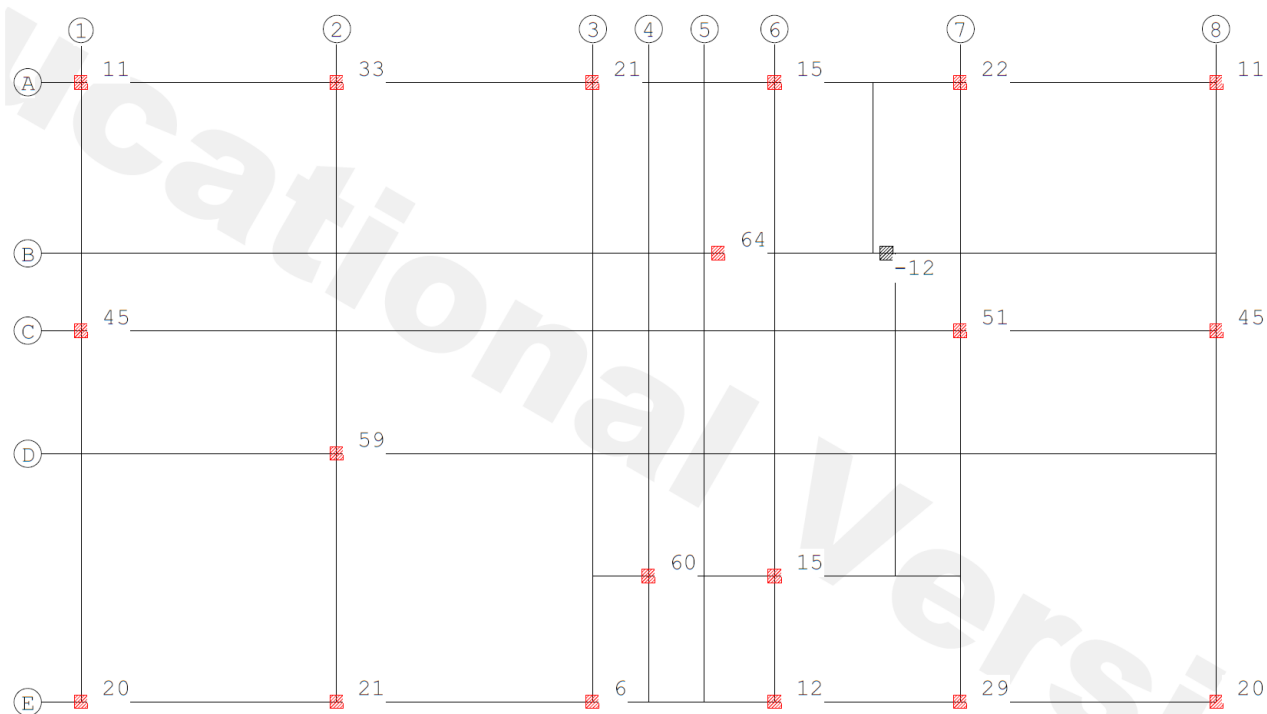
Tabel 18.

De aangenomen belastingen uit tabel 11 t/m 17 zijn gecombineerd met de belastingen uit tabel 10 en verwerkt in tabel 18.

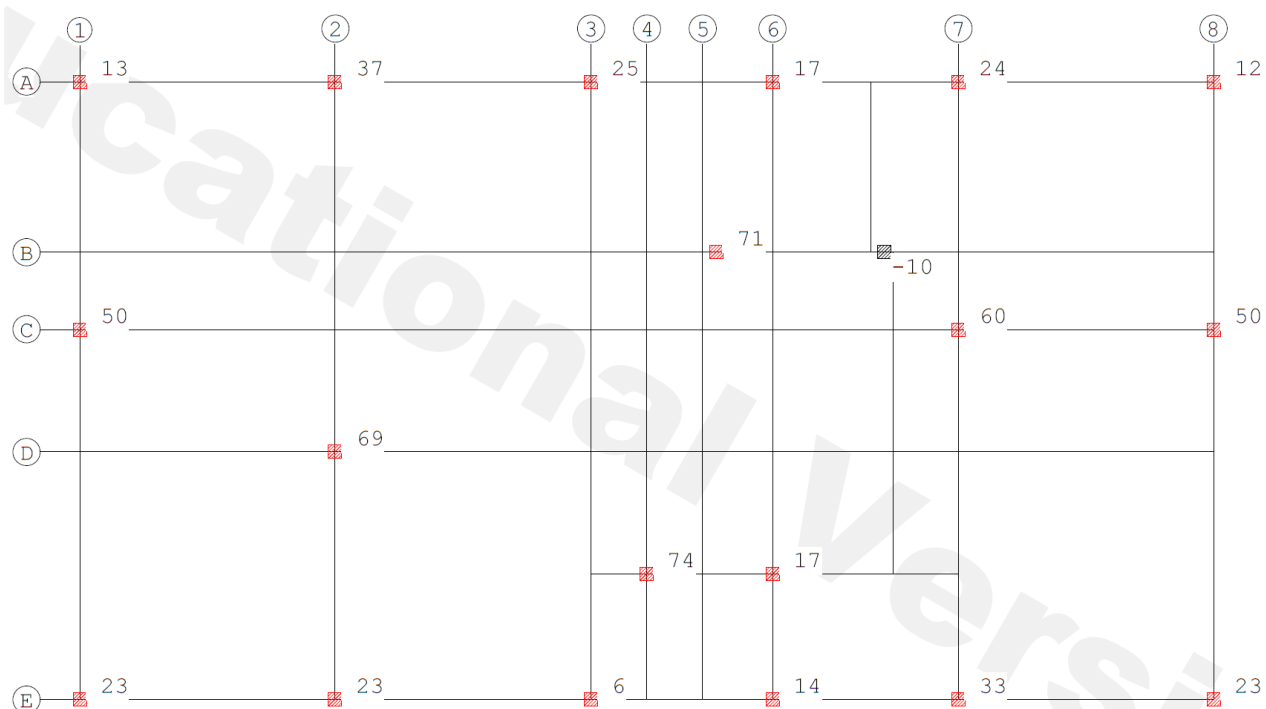
De 6 opties zijn per optie in Technosoft balkrooster verwerkt en geven de volgende reacties (bijlage 10). Per onderdeel is de permanente belasting zonder veiligheidsfactoren bekeken. De veranderlijke belasting zonder veiligheidsfactoren op daken (=0) en vloeren (=1,5kN/m² momentaan) staan vast per onderdeel en is niet afhankelijk van het materiaal.



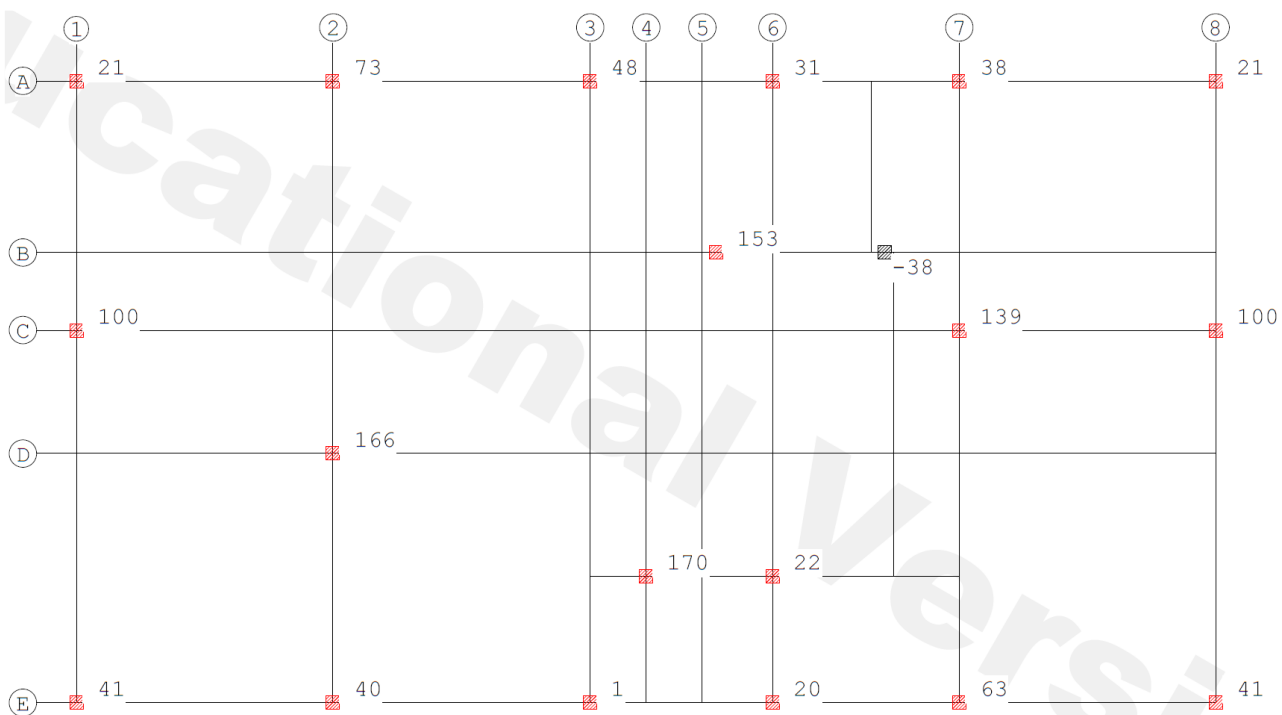
Figuur 34 veranderlijke belasting 5^e verdiepingsvloer.



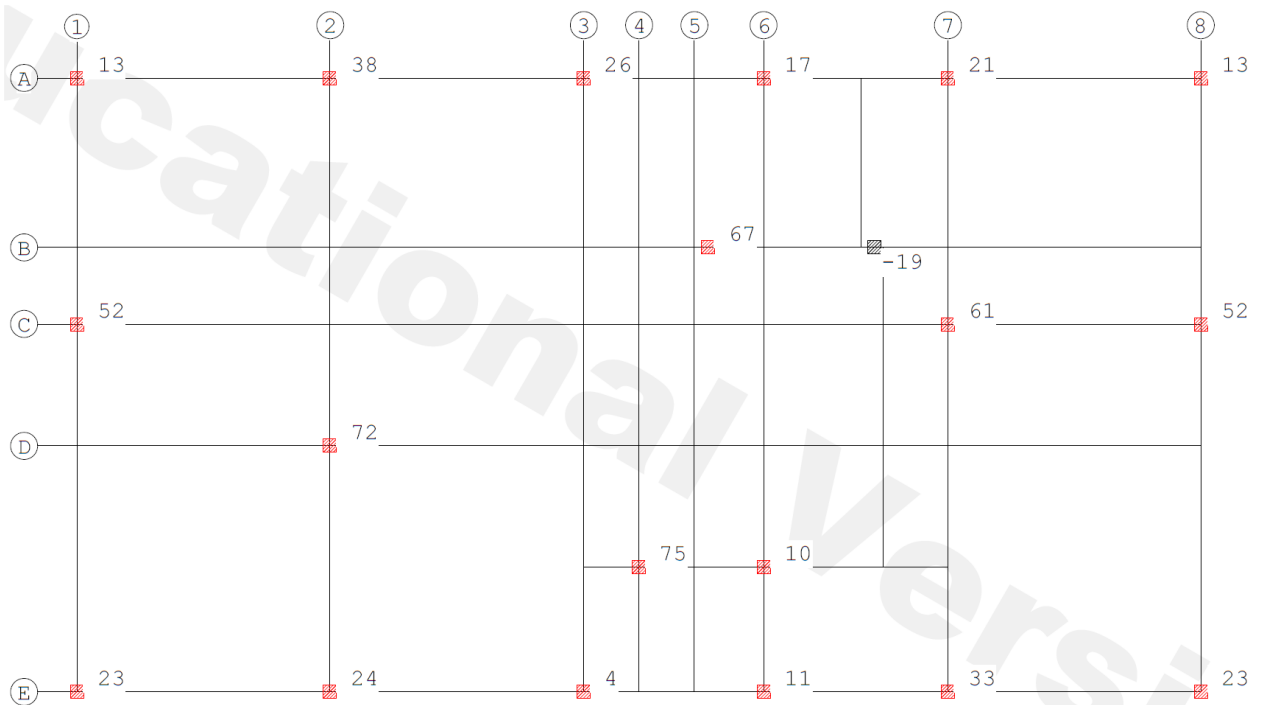
Figuur 35 permanente belasting SAB dak.



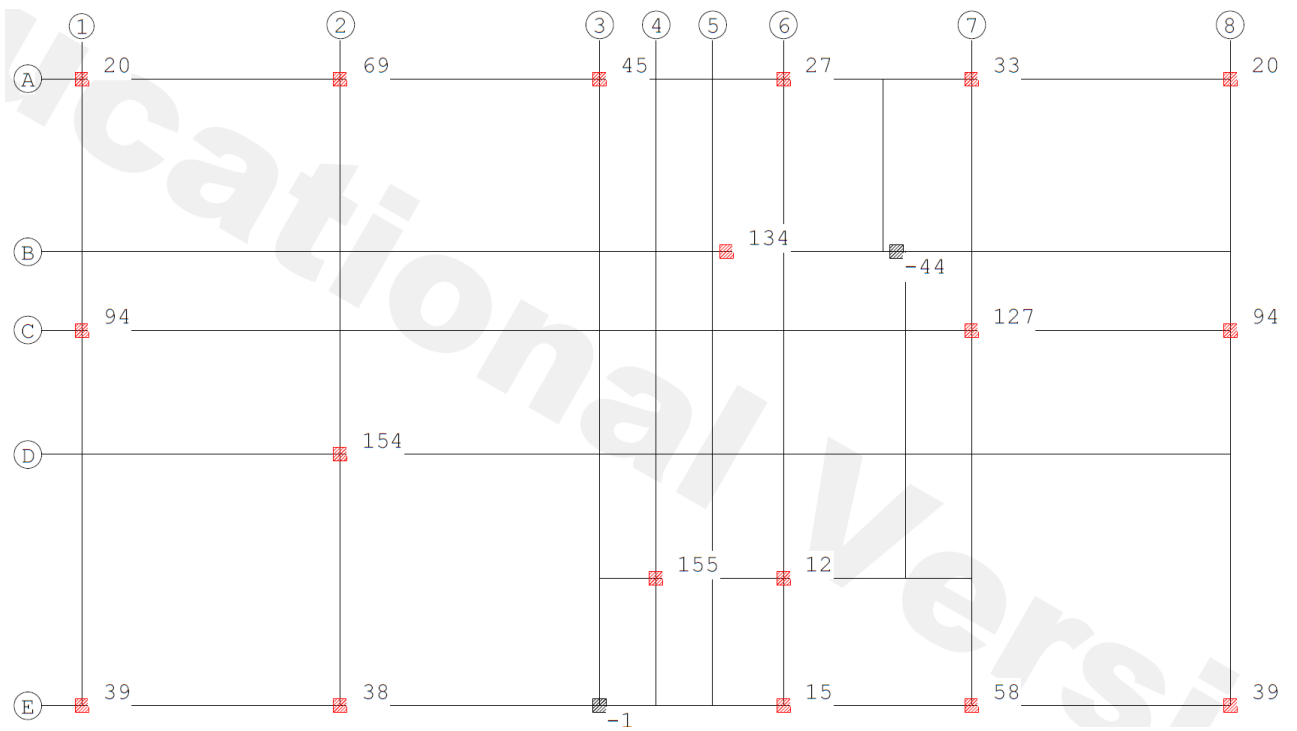
Figuur 36 permanente belasting houten dak.



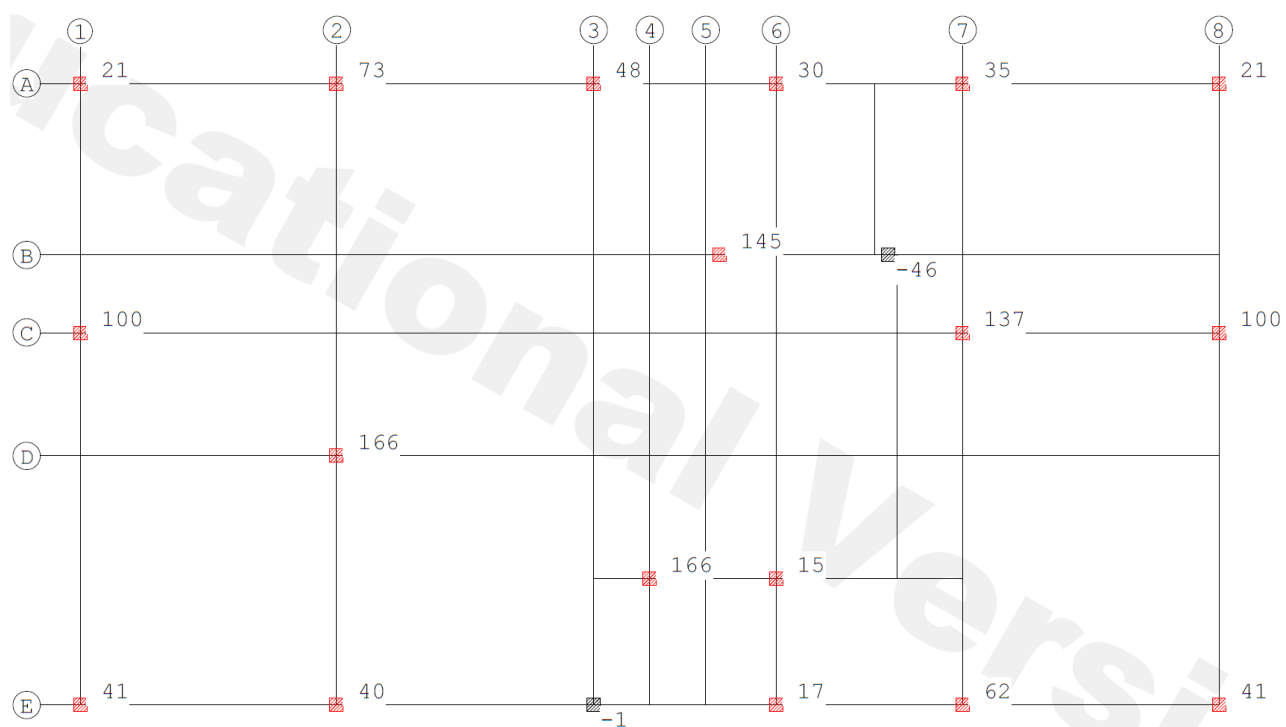
Figuur 37 permanente belasting kanaalplaat dak.



Figuur 38 permanente belasting houten vloer.



Figuur 39 permanente belasting infra+ vloer.



Figuur 40 permanente belasting kanaalplaat vloer.

4.4.5. Stabiliteitsberekening.

De volledige stabiliteitsberekening is terug te vinden in bijlage 1 (constructie rapport).

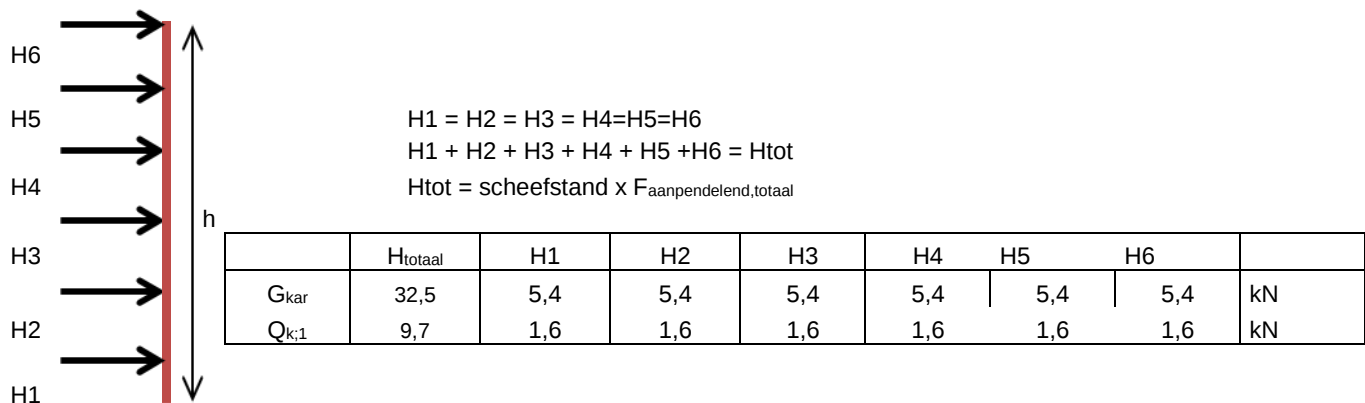
In de stabiliteitsberekening van de bestaande bouw is te zien dat de kern in windrichting 2 al aardig wat te verduren krijgt. Hierdoor zijn de stabiliteitselementen (windverbanden) van de opbouw op as 1A-C en 8A-C geplaatst. De verticale reacties die door de horizontale belasting ontstaan komen op die plaats in de fundering terecht. Hierdoor wordt de horizontale belasting alleen maar ter plaatse van de 4^e verdiepingvloer naar de kern afgedragen. Dit scheelt in het moment van de kern doordat de arm van de kracht wordt gereduceerd.

De 2^e orde toets wordt voor de stabiliteitselementen die in de bestaande situatie niet op 2^e orde berekend hoefde te worden in de nieuwe situatie niet nogmaals getoetst. De kern in windrichting 2 daarin tegen wel.

Er wordt op dezelfde wijze als in de bestaande situatie tewerk gegaan. De 2^e orde wordt getoetst met een houten dak en een houten vloer. Hierdoor komt het aanpendelende gewicht op 14607kN.

De initiële scheefstand is wederom 0,00222radiaal doordat α_h tussen de 2/3 en 1 moet liggen.

De totale belasting wordt iets verhoogt maar doordat het over meerdere vloeren verspreid kan worden is het per vloer een lagere belasting. Op de 4^e verdieping komt H4+H5+H6 op de kern terecht.



Figuur 41 horizontale belasting ten gevolge van scheefstand.

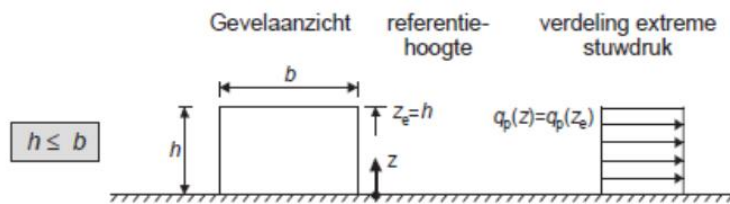
Belastingen t.g.v. wind

bouwwerkfactor: $c_s c_d = 1,0$ (voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 15,0 m)
(conservatief - het is een reductie factor)

extreme stuwdruk: $q_p(z) = 1,03$ kN/m² (zie hoofdstuk "belastingaannname opbouw")
 $q_p(z) = 0,91$ kN/m² (zie hoofdstuk "belastingaannname bestaand")

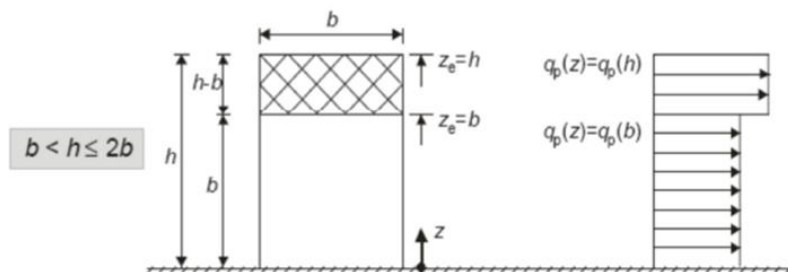
wind 1

De verdeling van de stuwdruk over de hoogte is volgens NEN-EN 1991-1-4 gelijkmatig over de hoogte verdeeld :



wind 2

De verdeling van de stuwdruk over de hoogte is volgens NEN-EN 1991-1-4 gelijkmatig verdeeld in 2 zones. Hierbij is het deel dat de hoogte heeft van de diepte belast met de stuwdruk bij deze hoogte en het deel daarboven met de stuwdruk die hoort bij de totale hoogte :



Voor een gebouw met rechthoekige plattegrond geeft de norm de volgende coëfficiënten:

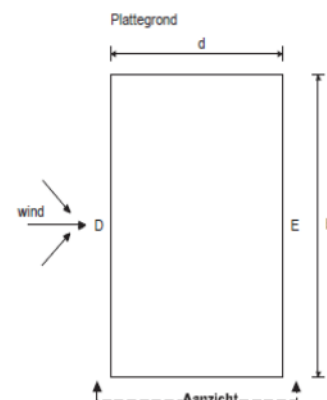
	wind 1	wind 2
hoogte $h =$	19,00 m	19,00 m
diepte $d =$	26,17 m	13,41 m
$h / d =$	0,73	1,42

richtingen wind 1 is $h / d < 1,0$:

zone D : $C_{pe,10} = 0,80$
zone E : $C_{pe,10} = 0,50$ +
 totaal : $C_{pe,10} = 1,30$
 correctie : $C_{pe,10} = 1,11$ (x 0,85 --> art. 7.2.2 (4))

wind 1

De karakteristieke waarde van de windbelasting t.b.v. de stabiliteitsberekening komt hiermee op : $q_{w,k} = 1,14 \text{ kN/m}^2$



richting wind 2 is $h / d > 1,0$ en $< 2,0$:

zone D : $C_{pe,10} = 0,80$
zone E : $C_{pe,10} = 0,52$ +
 totaal : $C_{pe,10} = 1,32$
 correctie : $C_{pe,10} = 1,12$ (x 0,85 --> art. 7.2.2 (4))

wind 2

De karakteristieke waarde van de windbelasting t.b.v. de stabiliteitsberekening komt hiermee op : boven 13,41m $q_{w,k} = 1,15 \text{ kN/m}^2$

wind 2

De karakteristieke waarde van de windbelasting t.b.v. de stabiliteitsberekening komt hiermee op : onder 13,41m $q_{w,k} = 1,02 \text{ kN/m}^2$

Lijnbelasting uit wind op vloerranden is:

Wind 1

1^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,52 \text{ kN/m}$

2^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,64 \text{ kN/m}$

3^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,64 \text{ kN/m}$

4^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,64 \text{ kN/m}$

5^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,64 \text{ kN/m}$

dak: $Q_{k,1} = 1,82 \text{ kN/m}$

Wind 2

1^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,17 \text{ kN/m}$

2^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,27 \text{ kN/m}$

3^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,27 \text{ kN/m}$

4^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,38 \text{ kN/m}$

5^e verdieping: $Q_{k,1} = 3,69 \text{ kN/m}$

dak: $Q_{k,1} = 1,85 \text{ kN/m}$

De windbelasting, zoals deze op de 1^e verdieping aangrijpt, is ingevoerd in Technosoft om de horizontale belasting verdeling op 1e verdiepingsniveau te bepalen. In Technosoft zijn de veerwaarden uit eerdere berekening als verende ondersteuning van de vloer ingevoerd per windrichting (bijlage 11). Nu is de belasting af te lezen in de resultaten.

Stabiliteitselement wind 1 as A: $F=48,5\text{kN}$

Stabiliteitselement wind 1 as C: $F=142\text{kN}$

Stabiliteitselement wind 1 as E: $F=98\text{kN}$

Stabiliteitselement wind 2 as 1: $F=98\text{kN}$

Stabiliteitselement wind 2 as 5: $F=277\text{kN}$

Stabiliteitselement wind 2 as 8: $F=112\text{kN}$

Vervolgens zijn deze reacties op de stabiliteitselementen gezet en is het moment ter plaatse van de fundering af te lezen. De kopmomenten van de palen is ook uit dit systeem te halen (bijlage 11). Deze momenten en kopmomenten worden vervolgens verwerkt in balkrooster. De momenten worden eerst uitgewerkt tot een q-last op de fundering (bijlage 1). $M=F*a$

Stabiliteitselement wind 1 as A: $M=167\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 1 as C: $M=488\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 1 as E: $M=337\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 1: $M=337\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 5: $M_{\text{kern}}=209\text{kNm}$ $M_{\text{wand}}=742\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 8: $M=385\text{kNm}$

Stabiliteitselement wind 2 as 5: $M_{kern}=1176\text{kNm}$ $M_{wand}=2847\text{kNm}$ (uit totaal systeem incl. imperfecties zonder veiligheidsfactoren. Het verschil komt uit de arm (a) van de horizontale belasting die alleen op de kern aangrijpt. Op de windrichting 1 wordt dit opgevangen door het outrigger effect van de stijve buitenwanden.)

Het totale systeem van as 5 is Technosoft raamwerken gezet met een verende ondersteuning op de 1e verdiepingsvloer vanuit as 1 en 8. Hierop is de windbelasting, de imperfecties, de directe belasting (NEd) en de aanpendelende belasting gezet (Nv,Ed). Er is vervolgens een 1e orde berekening en een 2e orde berekening gemaakt (bijlage 12). De 1e orde verplaatsing en de 2e orde verplaatsing zijn met elkaar vergeleken om de toeslagfactor van de 2e orde te bepalen.

	wind links	wind rechts
1e orde verplaatsing	86 mm	122 mm
2e orde verplaatsing	100 mm	148 mm
$x_2/x_1=n/n-1$	1,16	1,21
$n=$	7,2	5,7
$\gamma_{wind}= 1,5x(n/n-1)=$	1,74	1,82

De γ_{wind} is vervolgens in balkrooster verwerkt.

De horizontale belasting op de opbouw geeft een verticale reactie kracht. Deze reacties zijn af te lezen in bijlage 13. Hier is de windbelasting op raamwerk gezet met windverbanden.

Wind 1

Kracht F_{wind} op 3A&3E en 7A&7E zijn +19,6kN en -19,6kN afhankelijk van de windrichting.

Wind 2

Kracht F_{wind} op A1&A8 en C1&C8 zijn +54,1kN en -54,1kN afhankelijk van de windrichting.

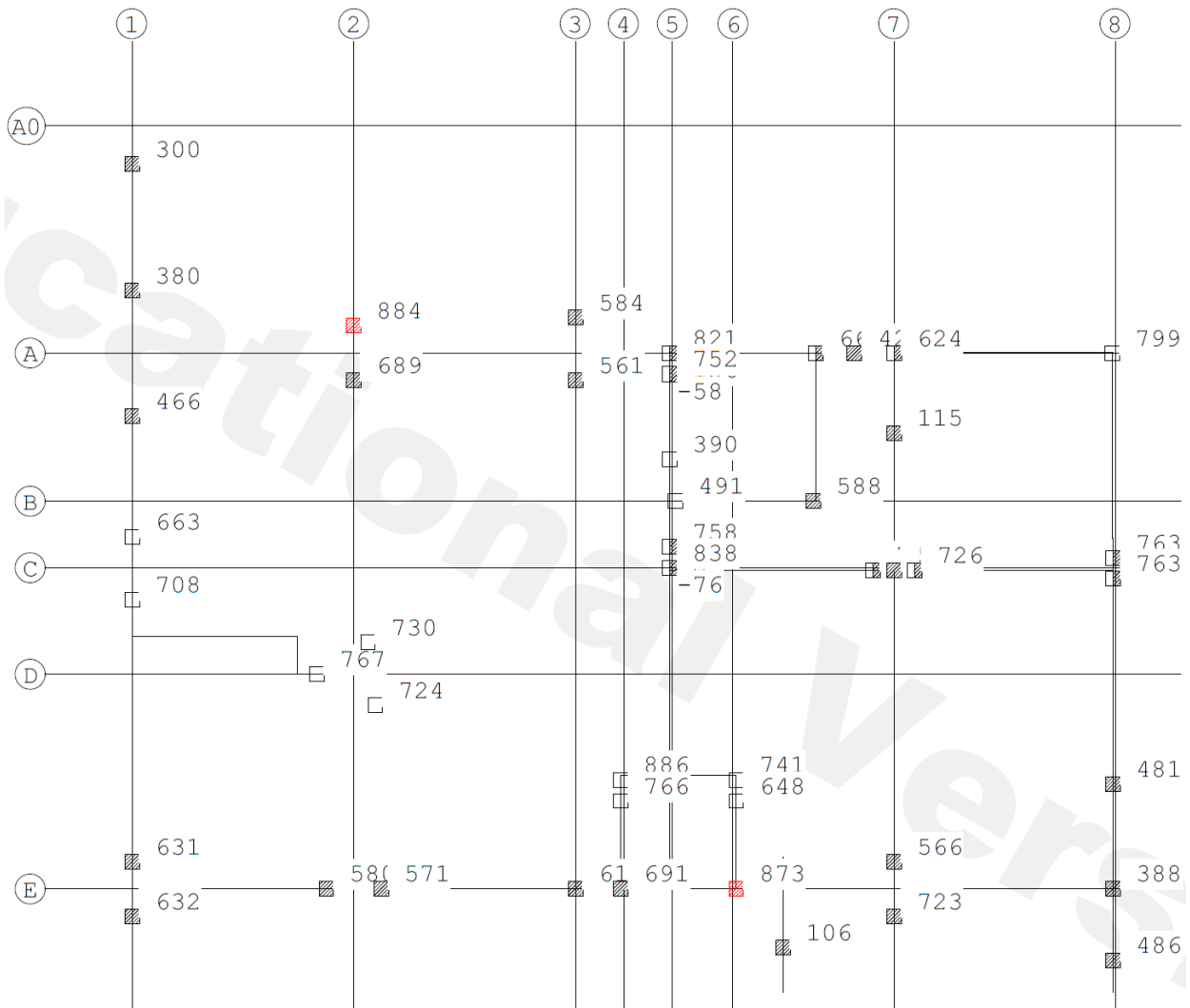
Nadat deze gegevens in balkrooster zijn verwerkt, wordt er gekeken naar de mogelijke combinaties die uitgewerkt worden. Er zijn 9 combinaties mogelijk met de 3 verschillende daken en vloeren. Er zijn 2 combinaties die vervallen doordat de logica ontbreekt om een zwaar dak met een lichte vloer te combineren. Hierdoor zijn er 7 combinaties over.

combinaties

1. licht (SAB dak en houten vloer)
2. hout (houten dak en houten vloer)
3. SAB + infra+
4. SAB + kanaalplaat
5. hout + infra+
6. hout + kanaalplaat
7. zwaarste combinatie (kanaalplaat dak en vloer)

4.4.6. Evaluatie en conclusie.

In bijlage 14 is het resultaat te zien van combinatie 1. Hier valt direct op dat er 2 funderingspalen over hun grenswaarde gaan. Combinatie 1 is de lichtste variant en deze voldoet al meteen niet. Er is dus een aanpassing aan de fundering nodig om een uitbreiding van 2 bouwlagen te realiseren. Dit was in hoofdstuk 4.3.6. al verondersteld.



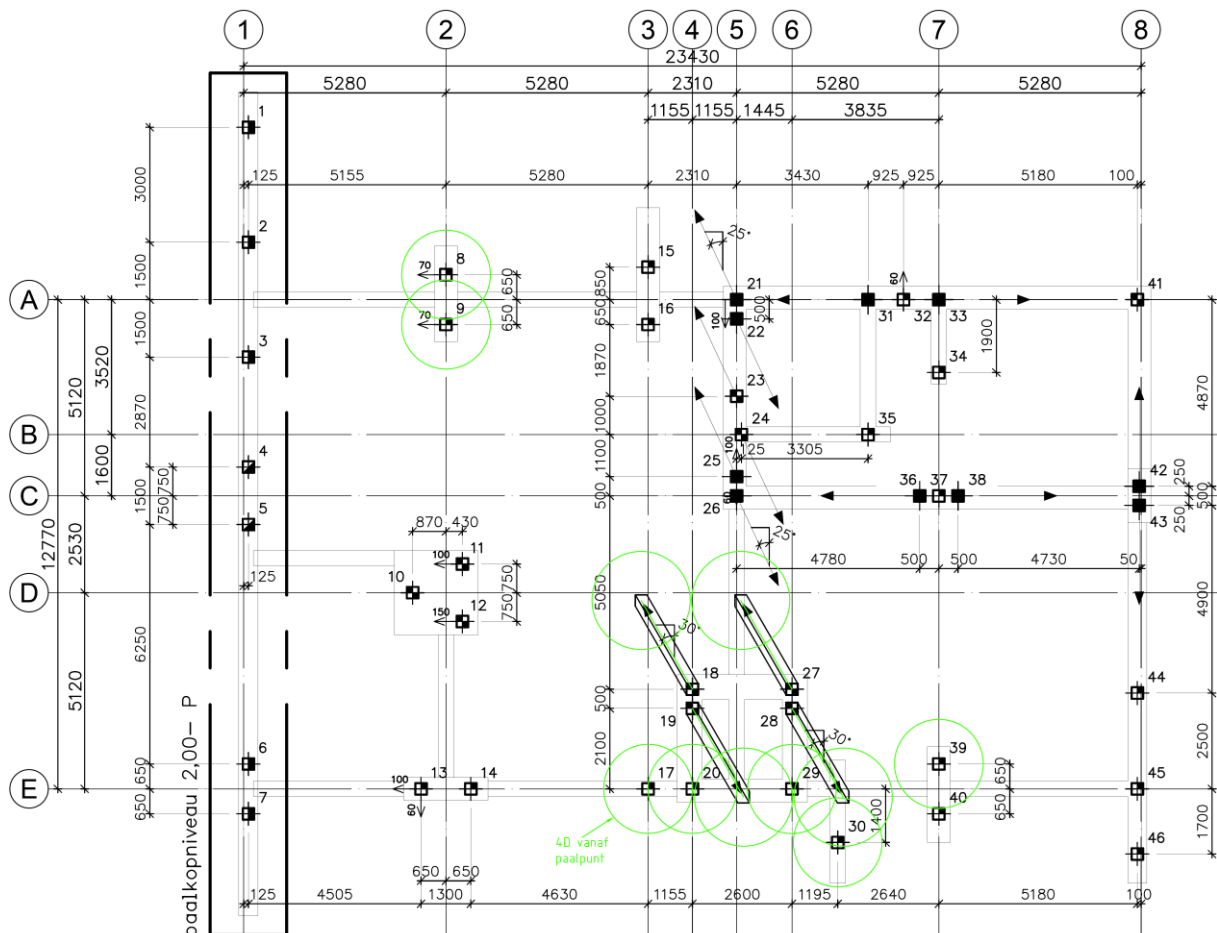
Figuur 42 Paalreacties UGT combinatie 1.

De overschrijding van steunpunt 8 (op as 2/A) bedraagt 134kN.

De overschrijding van steunpunt 29 (op as 6/E) bedraagt 123kN.

4.4.7. Aanpassingen aan de fundering.

Om het probleem met de overschrijdende paalreacties op te lossen, is er extra ondersteuning vereist. Gedacht wordt aan renovatiepalen. Om deze palen op de juiste positie steun te laten bieden zonder dat deze andere palen negatief beïnvloeden, dienen ze op een afstand van $4D$ van de paalpunt van de omliggende palen aangebracht te worden. Hierdoor is het niet mogelijk om de renovatie paal direct op de juiste positie aan te brengen (zie figuur 42).



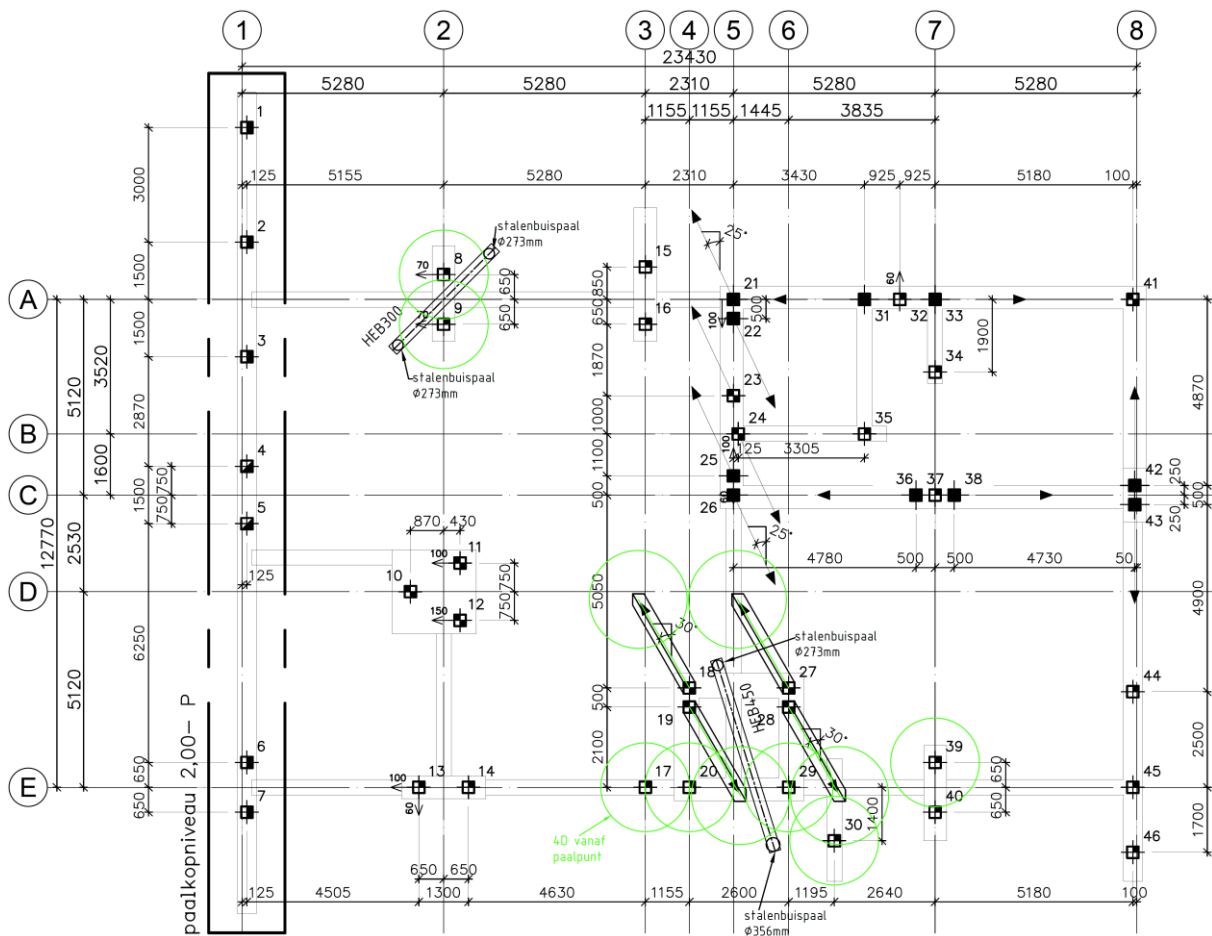
Figuur 43 paalpunt posities + afstand $4D$.

Om de fundering toch van extra steun te voorzien, zal er een ligger onder de fundering aangebracht worden met op de uiteinden buiten het beïnvloedingsgebied renovatiepalen (zie figuur 43). Op de positie van de extra steun zal er een platte vijzel aangebracht worden. De Vijzel zal onderdruk gevuld wordt met krimprijke mortel tot de juiste vijzel kracht bereikt is. Om de juiste vijzel kracht te bepalen is de betreffende balk in raamwerken (bijlage 15) gezet met een aanname van de vijzelkracht in de bestaande situatie BGT (dit is de situatie waarin de ondersteuning wordt aangebracht). Vervolgens is de verende ondersteuning van de 2 paals-poer onder de balk gezet met een toevoeging van de opbouw in UGT (vanaf af dit moment doet de ondersteuning pas mee).

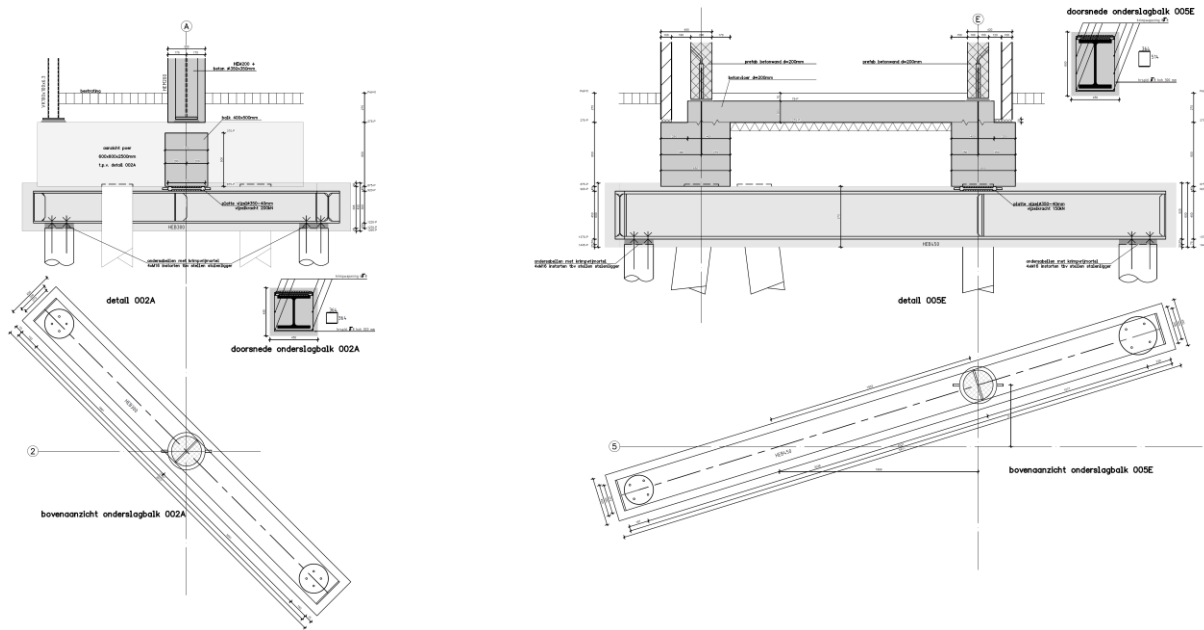
veerwaarde palen inclusief paalvoet zetting.				k=EA/2L			
paal	diameter	L in mm	A in mm ²	E in N/mm ²		k	2xpaal
290x290	290	20000	84100	20000		42050 kN/m	84100
320x320	320	20000	102400	20000		51200 kN/m	102400
350x350	350	20000	122500	20000		61250 kN/m	122500
Ø273	273	20000	58535	10000		14634 kN/m	29267
Ø219	219	20000	37668	10000		9417 kN/m	18834
Ø180	180	20000	25447	10000		6362 kN/m	12723
Ø356	356	20000	99538	10000		24885 kN/m	49769
Ø324	324	20000	82448	10000		20612 kN/m	41224
Ø168	168	20000	22167	10000		5542 kN/m	11084

paalreacties raamwerk					
balk 3	p.b. +v.b.m.	vijzelspanning	ugt+opbouw extreem		totaal
st.p. 8	650	-100	160		710 kN
st.p. 9	490	-100	125		515 kN
st.p. toegevoegd		200	103		303 kN

paalreacties raamwerk					
balk 20	p.b. +v.b.m.	vijzelspanning	ugt+opbouw extreem		totaal
st.p. 20	147	-64	351		434 kN
st.p. 29	383	-86	347		644 kN
st.p. toegevoegd		150	249		399 kN



De ondersteunende ligger onder balk 3 (as 2A) is een HEB 300 en de ligger onder de kern is een HEB450. De berekening van deze liggers is in de bijlage 1 te vinden. Beide liggers worden ingestort in beton ter conservering van de liggers. Zie figuur 44 (in bijlage 22 op schaal).

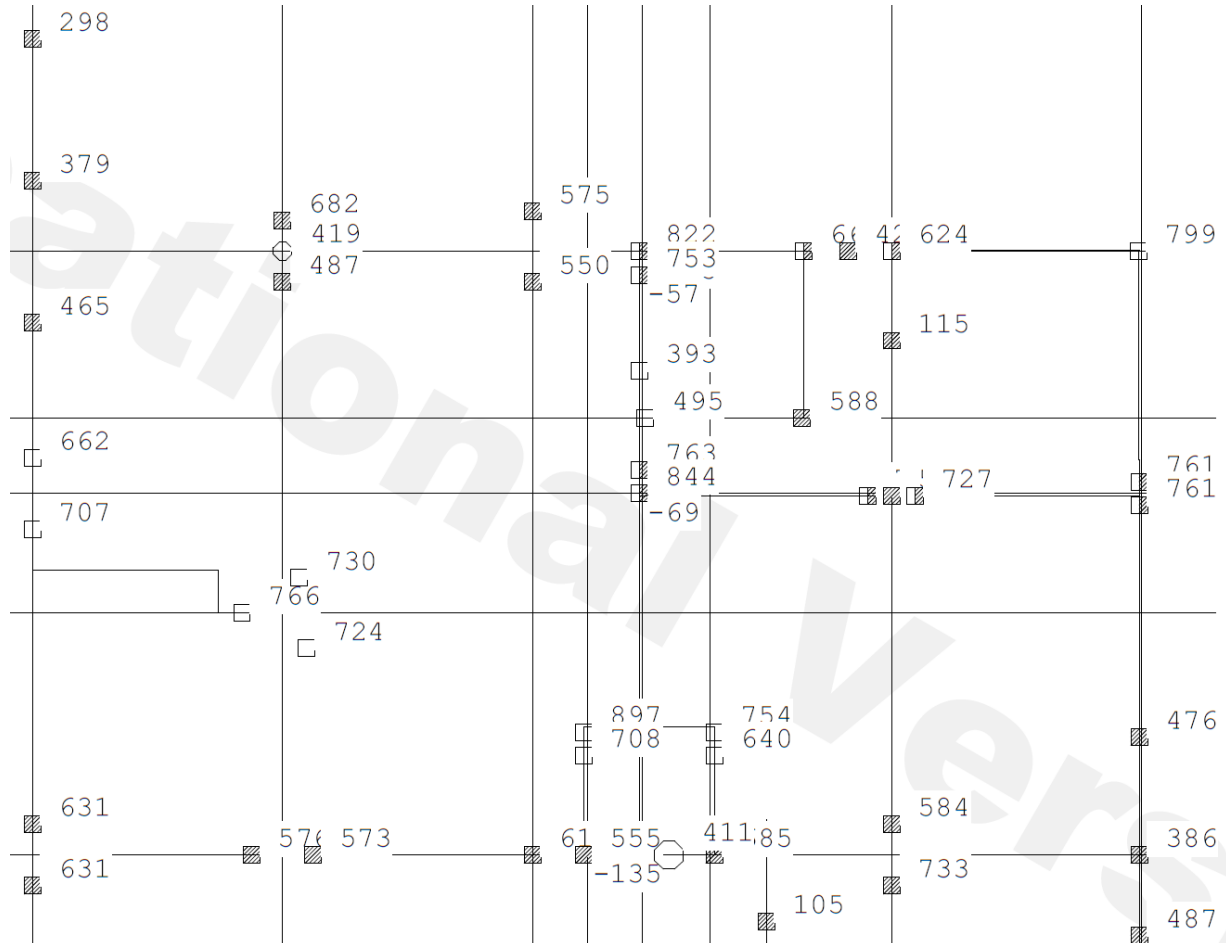


Figuur 45 ondersteuningsconstructie.

Met deze ondersteuningsconstructie komen we tot een gunstig resultaat wat paalreacties betreft. Maar doordat de aansluitende funderingsbalken aan de kern op as E minimaal bewapent zijn, zal de wapening in deze situatie gaan vloeien (zie bijlage 16). Hierdoor heeft de kern geen ondersteuning aan deze balken en zal de aansluiting als een scharnier gaan functioneren. Deze zal ook als zodanig ingevoerd worden in balkrooster.

4.4.8. Paalreacties uit verschillende vloeren typen combinaties.

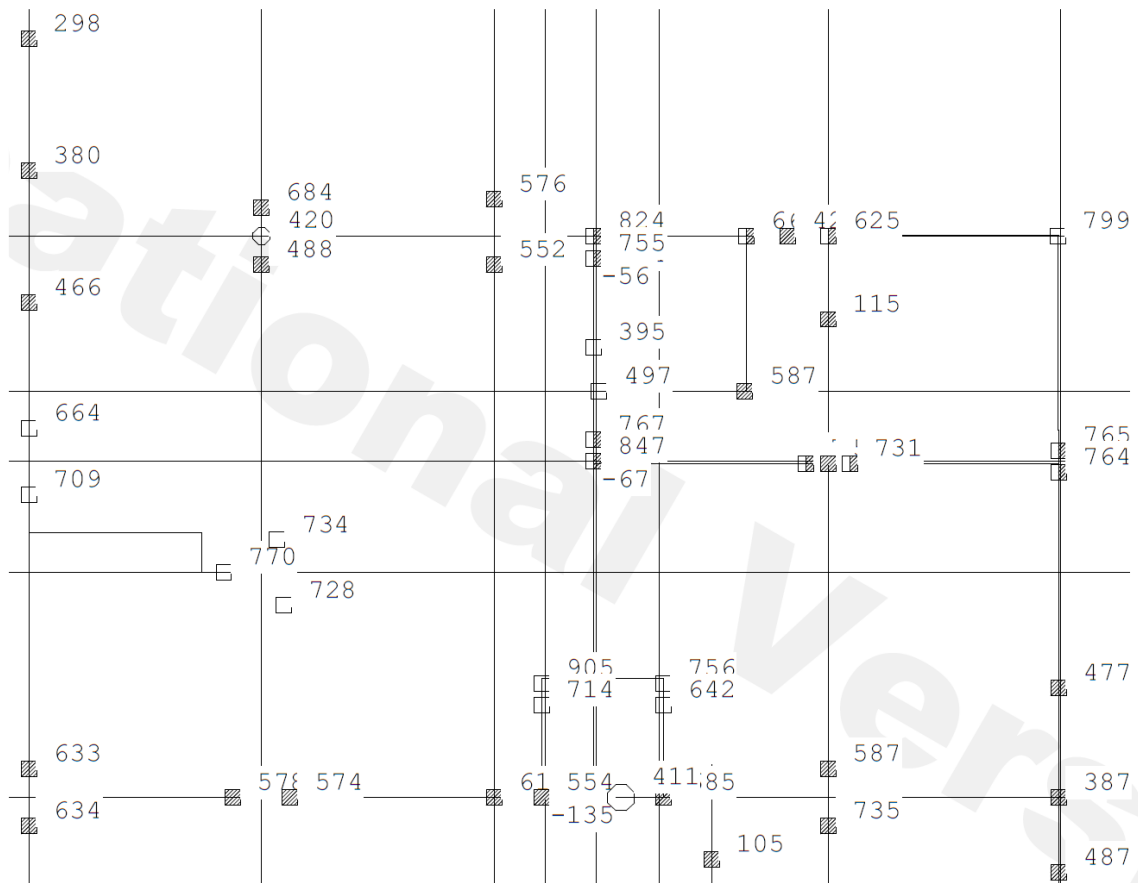
In bijlage 17 zijn de uitvoeren van Technosoft balkrooster te vinden van alle 7 opbouw combinaties. Hieronder wordt een overzicht gegeven van de resultaten in UGT (uiterste grens toestand).



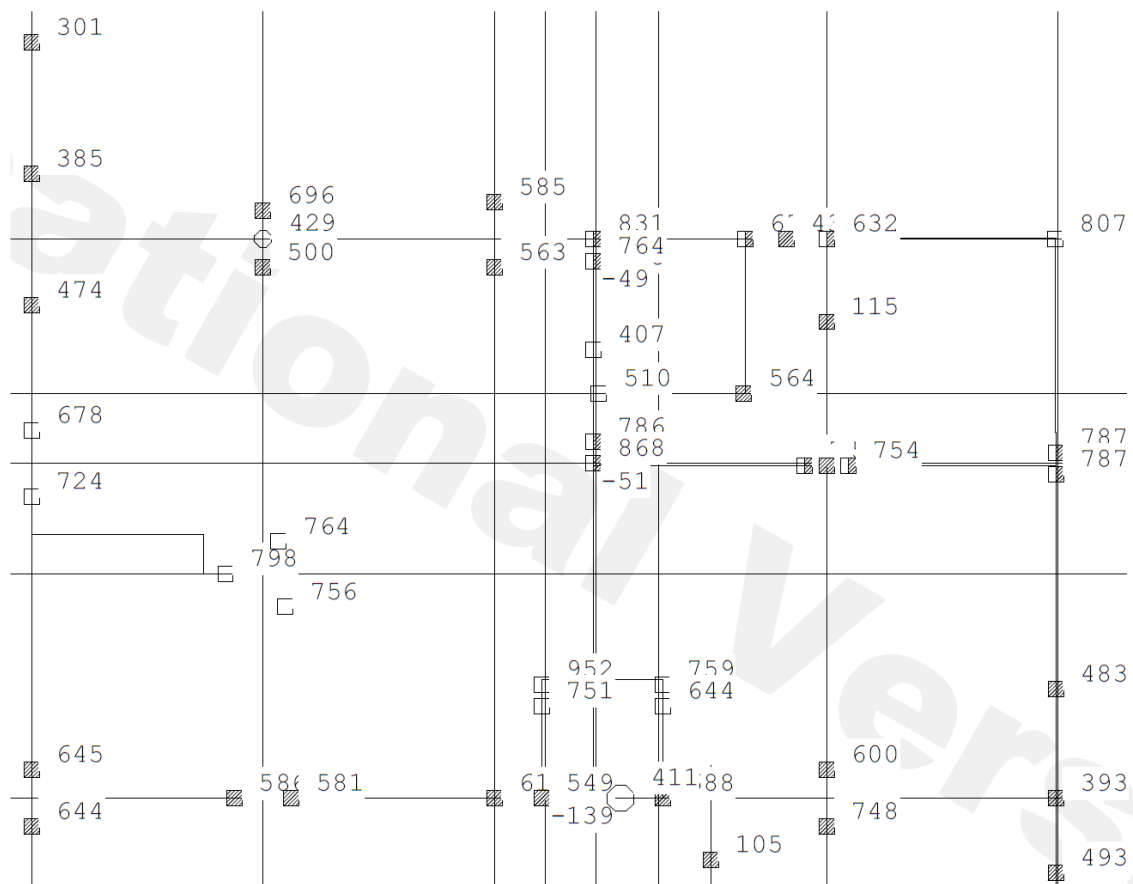
Figuur 46 paalreacties combinatie 1.

Doordat er geen ondersteuning meer is uit de aangrenzende funderingsbalken op de kern, ontstaat er trek op paal 20 (as 4E). De trek op deze paal loopt van 135kN (lichtste combinatie) tot 146kN (zwaarste combinatie). Er is ook trek op de palen onder de wand op as 5, maar paal 20 is maatgevend. Deze is gecontroleerd op de trek (bijlage 18) en voldoet.

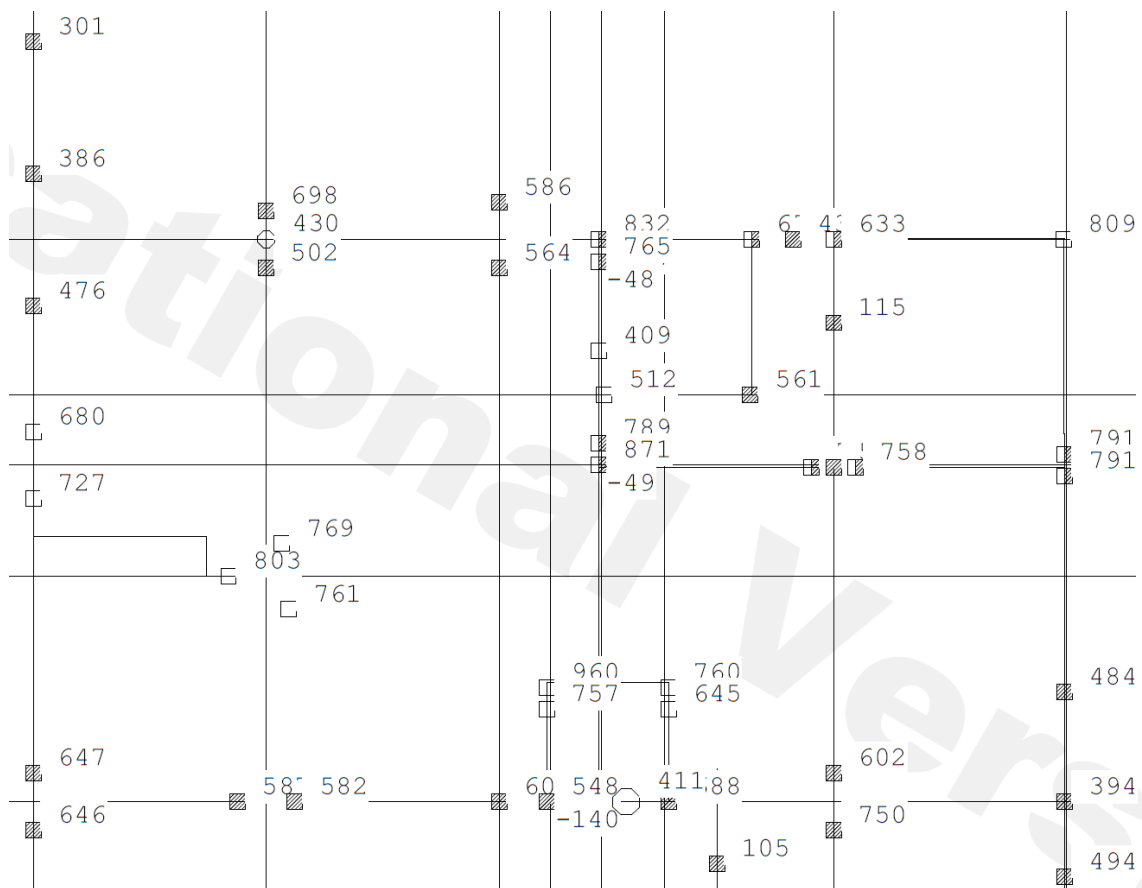
Er zijn voorderest geen overschrijdingen van de aangenomen grenswaarden van de paal belasting, op paal 39 (as 7E) bij combinatie 7 na. Deze paal heeft een overschrijding van 2,6% bij een unity check van 0,95. Dit valt binnen de grenzen.



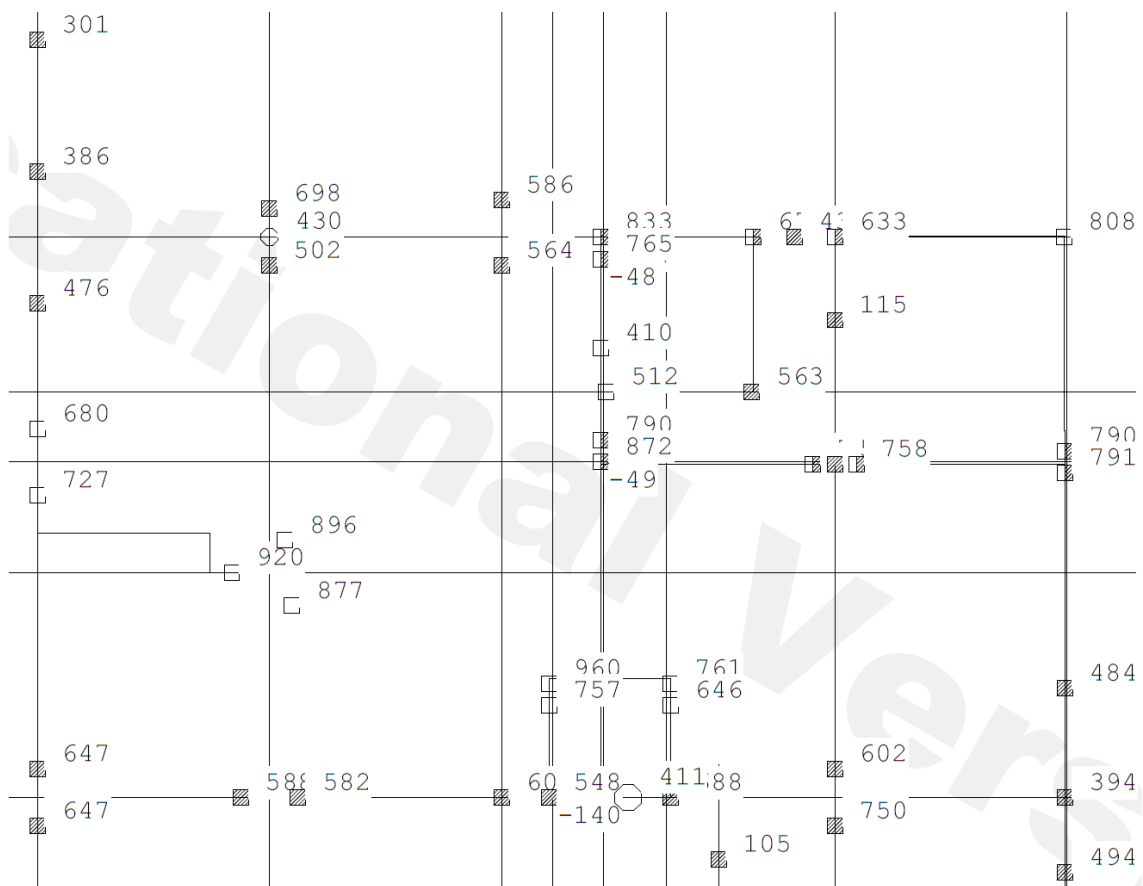
Figuur 47 paalreacties combinatie 2.



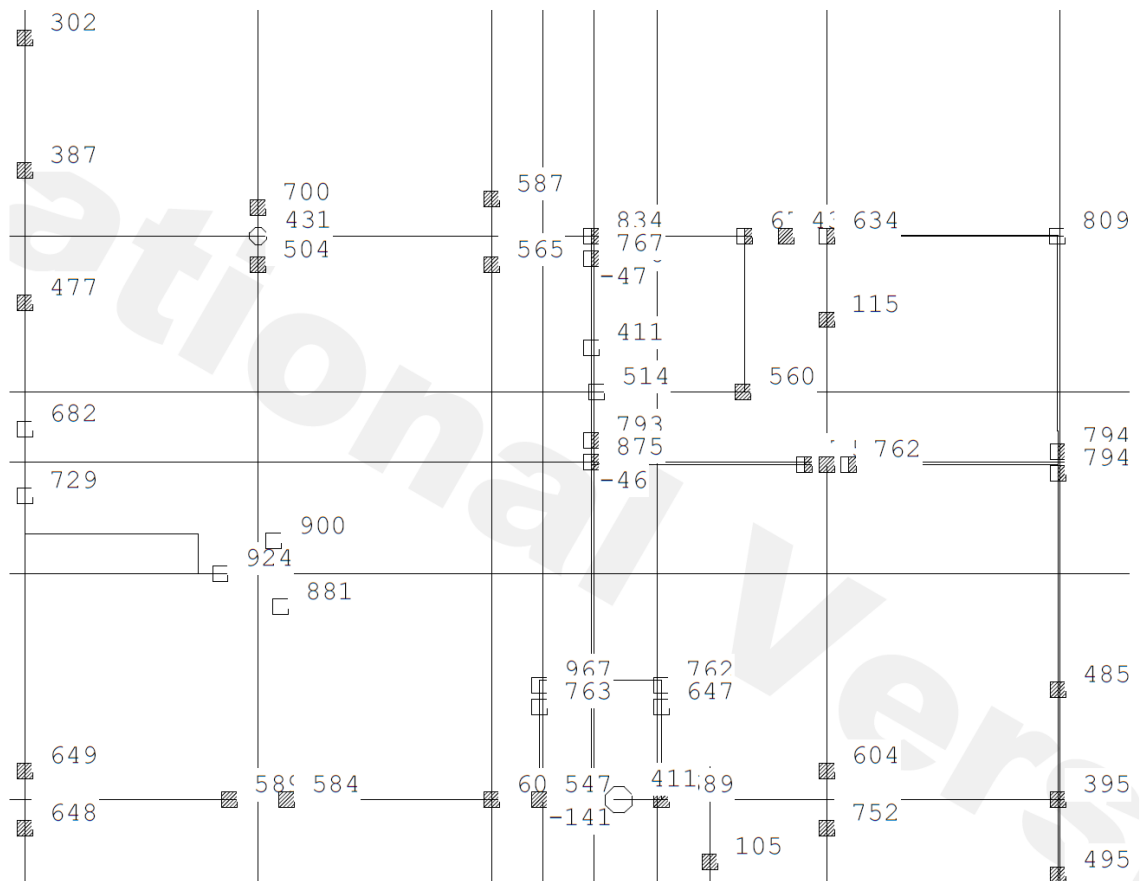
Figuur 48 paalreacties combinatie 3.



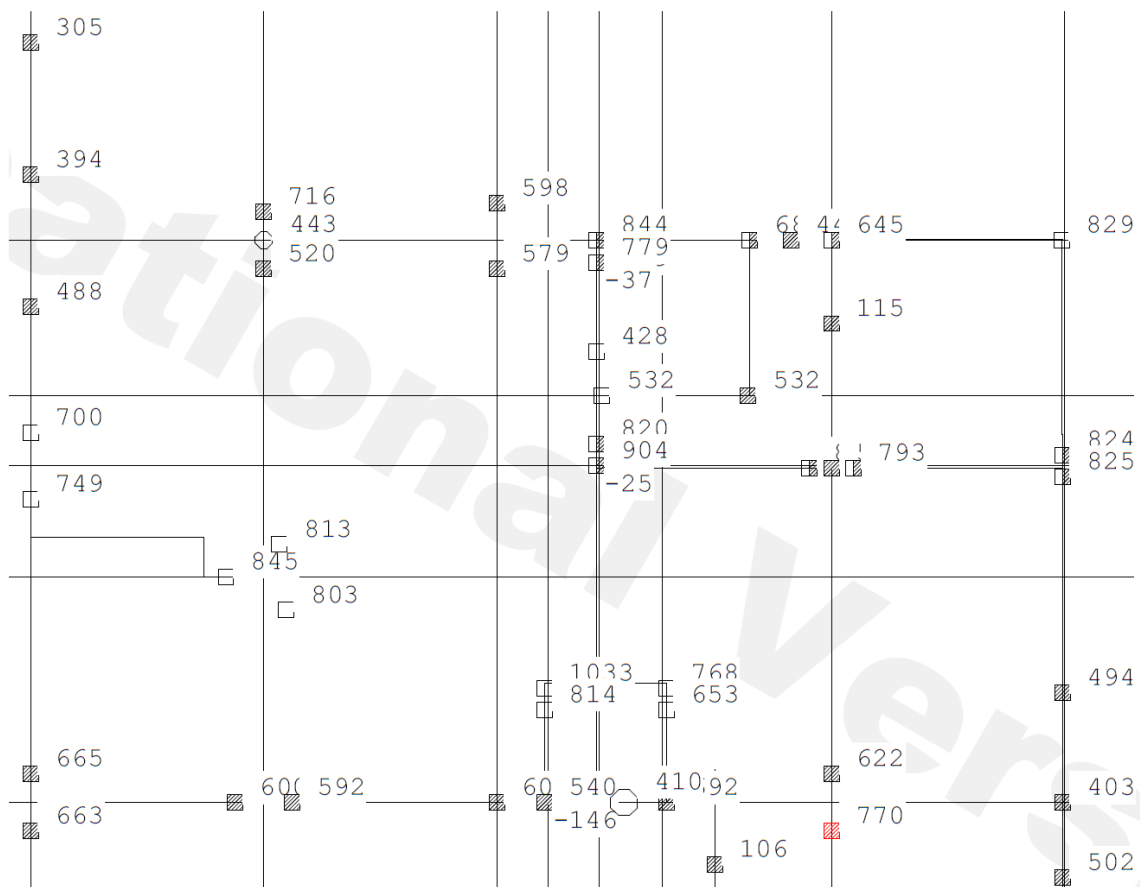
Figuur 49 paalreacties combinatie 4.



Figuur 50 paalreacties combinatie 5.



Figuur 51 paalreacties combinatie 6.



Figuur 52 paalreacties combinatie 7.

4.4.9. Kolom controle op as 2/D.

De kolom op as 2D is veruit de meest belaste kolom. Deze kolom zal daarom dan ook gecontroleerd worden. Deze controle berekening is terug te vinden in bijlage 1. Aan de hand van 1 berekening van de stalenkolom ter plaatse van de eerste verdieping is de controle hier uitgelegd.

combi 3 Ø219,1x12,5

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 2,9 \text{ m} \\ \text{staal} &= 275 \text{ S} \\ A &= 81,13 \text{ cm}^2 \\ I &= 4344 \text{ cm}^4 \\ N_{pl,Rd} &= 8113 \times 0,275 = 2231 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 43440000}{2900^2} = 10705646 \text{ N} = 10706 \text{ kN}$$

$$\lambda_{y,rel} = \sqrt{2231 / 10706} = 0,46$$

$$\chi = 0,94$$

$$u.c. = \frac{2078,5}{0,94 \times 2231} = 0,99$$

De krachten op de kolom inclusief de unity-check zijn hieronder in tabellen weergegeven:

combi 1	G	Q	G*y	G*y	Q*y	totaal	totaal	tot. MAX	kN			
dak Nieuwbouw	59	0	80	71	0	80	71	80				SAB
5e Nieuwbouw	72	131	97	86	197	97	283	283				HOUT
4e verbouw	367	135	441	422	175	441	598	598				
3e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	1470			
2e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	1980	2091	0,95	Ø219,1x12
1e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	2490	2599	0,96	HEM200
fund	9		10	10	0	10	10	10	2500			

Tabel 22. Kolom as 2D combinatie 1.

combi 2	G	Q	G*y	G*y	Q*y	totaal	totaal	tot. MAX	kN			
dak Nieuwbouw	69	0	93	83	0	93	83	93				HOUT
5e Nieuwbouw	72	131	97	86	197	97	283	283				HOUT
4e verbouw	367	135	441	422	175	441	598	598				
3e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	1484			
2e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	1994	2091	0,95	Ø219,1x12
1e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	2504	2599	0,96	HEM200
fund	9		10	10	0	10	10	10	2514			

Tabel 23. Kolom as 2D combinatie 2.

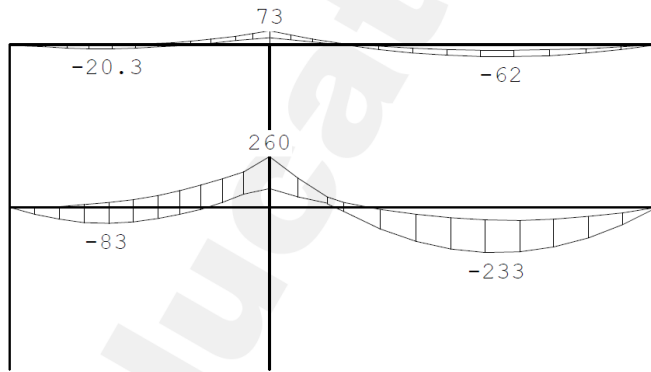
	G	Q	G*y	G*y	Q*y	totaal	totaal	tot. MAX	kN	max	u.c.	
combi 3			1,35/1,2	1,2/1,15	1,5/1,3							
dak Nieuwbouw	59	0	80	71	0	80	71	80				SAB
5e Nieuwbouw	154	131	208	185	197	208	381	381				INFRA
4e verbouw	367	135	441	422	175	441	598	598				
3e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	1569			
2e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	2079	2091	0,99	Ø219,1x12
1e verbouw	367	67	441	422	88	441	510	510	2588	2599	1,00	HEM200
fund	9		10	10	0	10	10	10	2599			

Tabel 24. Kolom as 2D combinatie 3.

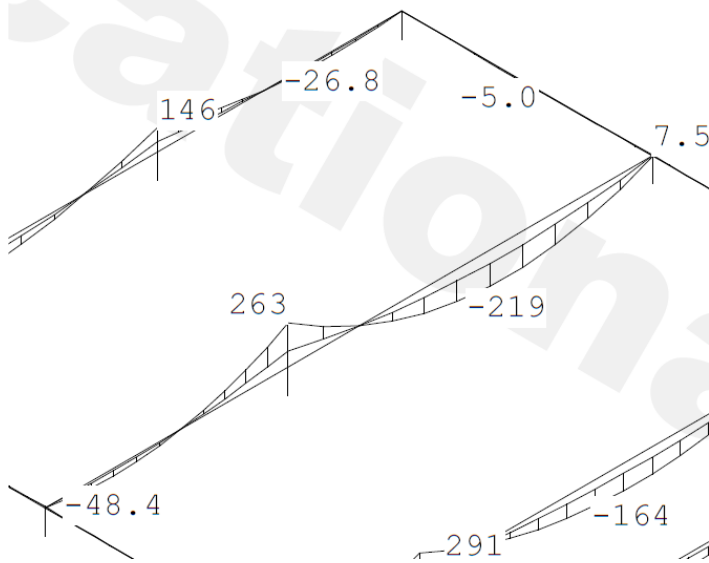
Aan de hand van de resultaten is te zien dat er maar 3 combinaties mogelijk zijn. Elke combinatie van 4 t/m 7 is zwaarder en de kolommen zitten bij combinatie 3 aan hun maximale spanning ten gevolge van knik.

4.4.10. Staalprofielen opbouw.

De stalenligger controle is gedaan tijdens de gewichtsberekeningen van de opbouw (bijlage 10). In deze berekening is geen gebruik van schaakborden van de veranderlijke belasting, iets wat de norm wel voorschrijft. Hierdoor is er een controle berekening gemaakt in Technosoft raamwerk van as 2 combinatie 3 (bijlage 19). De profiel keuze uit deze berekening veranderd niet.



Figuur 53 momenten verdeling as 2 combinatie 3 met schaakborden vb.



Figuur 54 momenten verdeling as 2 infra+ vloer as 2 balkrooster.

In beide situaties is het steunpunt moment maatgevend voor de profiel keuze. Met schaakborden van de veranderlijke belasting neemt dit steunpunt moment alleen maar af. Het veld moment neemt wel toe, maar blijft altijd minder dan het steunpunt moment. Hierdoor kan verdere beschouwingen van het schaakborden achterwege worden gelaten.

Doordat de kolom op as 2D de grootste belasting te verwerken krijgt wordt deze maatgevend voor de profiel keuze van de kolommen van de opbouw. De berekening van de kolom is dezelfde als schaakbord berekening uit bijlage 19.

De randliggers op as A en E krijgen niet alleen gewicht uit de gevel op hun sterke as te verwerken, maar ook wind belasting om hun zwakke as. Deze windbelasting op de zwakke as is getoetst in Technosoft raamwerken (bijlage 19). De belasting uit de wind is maatgevend en levert een profiel op die 3 maten groter is dan uit het gewicht. (HEA100→HEA160)

4.5. Bouwkosten.

De bouwkosten die beschouwd worden zijn van de onderdelen die overblijven na de constructieve berekeningen. De andere onderdelen komen niet in aanmerking voor de opbouw. De onderdelen die overblijven zijn:

- SAB dak + systeemplafond (zonder isolatie en dakbedekking)
- Houten dak + systeemplafond (zonder isolatie en dakbedekking)
- Houtenvloer + systeemplafond (zonder dekvloer)
- Infra+ vloer (zonder dekvloer)

De m² prijzen komen van Archidat bouwkosten en zijn te vinden in bijlage 20. De totale m² prijzen van de onderdelen zijn:

- SAB dak €17,63 + systeemplafond €29,- = **€46,63**
- Houten dak €48,94 + systeemplafond €29,- = **€77,94**
- Houtenvloer €40,01 + systeemplafond €29,- = **€69,01**
- Infra+ vloer **€61,25**

Combinatie 1 (SAB dak + houtenvloer) = **€115,64**

Combinatie 2 (houten dak + houtenvloer) = **€146,95**

Combinatie 3 (SAB dak + Infra+ vloer) = **€107,88**

Het verschil tussen combinatie 1 en 2 is niet zo groot. Met een verdiepingsvloer oppervlak van 300m² en een prijs verschil van €7,76 komt dit uit op €2328,-. Het staal is buitenbeschouwing gelaten in de prijs berekening. De staalprofielen van de 5^e verdieping zijn bij combinatie 1 een slag kleiner, maar door de schijfwerking van de Infra+ vloer kunnen koppelingen en windverbanden in de vloer achterwege worden gelaten. Hierdoor is de invloed van het staal minimaal.

5. Conclusie en aanbeveling.

5.1. Conclusie bestaande bouw.

Ondanks dat er in de originele berekening rekening is gehouden met een toekomstige opbouw, is er zelfs voor een opbouw van 1 laag een aanpassing aan de fundering ter plaatse van as 2A nodig om het te kunnen realiseren. Dit komt doordat er in de originele berekening geen rekening is gehouden met de aanpassing die is gedaan aan de uitbouw tussen as 1 en 3. Het prefab dak van deze uitbouw zou eerst van as 1 direct naar as 3 spannen maar is later opgeknipt in twee delen met een extra steunpunt op as 2. Deze belasting komt aan de buitenzijde van de poer naar beneden, waardoor de funderingspaal die aan die zijde van de poer staat over de maximale toelaatbare belasting gaat in UGT. Er is onder deze poer een extra steunpunt nodig. Dit kan in de vorm van een twee paals-poor van een stalenligger met twee renovatiepalen (zie tekeningen). De bestaande poer wordt direct onder de kolom opgevijseld. Vervolgens wordt de stalenligger ingestort in beton om het staal te beschermen.

5.2. Conclusie opbouw.

Voor de opbouw van 2 bouwlagen is er een tweede aanpassing nodig. Deze tweede aanpassing is een extra steunpunt ter plaatse van as E5-6. Doordat er aan die zijde meerder funderingspalen staan binnen een straal van 4 x de diameter van de funderingspaal, is het niet mogelijk om direct onder het te ondersteunen punt een paal aan te brengen. Een mogelijkheid is om een stalenbalk, met twee renovatiepalen buiten het beïnvloedingsgebied van de bestaande palen, onder de hele kern te plaatsen (zie tekeningen). Het te ondersteunen punt wordt opgevijseld en de ligger wordt vervolgens ingestort te bescherming van het staal.

Het gewicht van de opbouw kon maar op een paar plekken afdragen worden. Hierdoor was de keuze voor een staalskelet voor de hand liggend. De keuze van de vloer en dak werden beperkt door de maximale draagkracht ten gevolge van knik van de kolommen op as 2D. Hierdoor bleven er maar 3 combinaties over.

Deze combinaties zijn in prijs vergeleken en prijs technisch is combinatie 3 (SAB dak en Infra+ verdiepingvloer) het gunstigst.

5.3. Aanbeveling.

Door de twee benoemde en uitgewerkte aanpassingen aan de fundering te realiseren, is het mogelijk de volledige reserve die in het gebouw aanwezig is te benutten. Hierbij is combinatie 3 het meest voor de hand liggend.

1. Het is de goedkoopste combinatie.
2. Door de breedplaatvloer aan de onderzijde van de Infra+ vloer past het in de uitstraling van het bestaande gebouw.

3. De Infra+ vloer heeft de mogelijkheid tot het leggen van leidingen en ventilatie kanalen in de vloer. De kruising door de hoofdliggers dient nog nader onderzocht te worden.
4. Door een dekvloer van 70mm is vloerverwarming mogelijk.
5. Met een Infra+ vloer is schijfwerken van de vloer geregeld.
6. Een infra+ vloer is eenvoudig geluidswerend uit te voeren.

5.4. Conclusie centrale vraag en deelvraag.

Onderzoeksvraag:

Hoe kan ik op de bestaande constructie van het kantoorgebouw van ARCHIKON een uitbreiding van minimaal 2 vrij indeelbare bouwlagen realiseren?

Deel Vragen.

1. Hoe is de indeling van de extra bouwlagen?
2. Wat is de constructieve opzet van het gebouw?
 - a. Hoe is de draagstructuur vormgegeven?
 - b. Hoe wordt stabiliteit gewaarborgd?
3. Wat is de maximale opneembare verticale en horizontale belasting van de bestaande constructie?
4. Op welke wijze kunnen de krachten uit de uitbreiding worden opgevangen en verder afgedragen worden naar de fundering?
5. Wat zijn de mogelijkheden met betrekking tot het toepassen van:
 - a. Een houtconstructie?
 - b. Een staalconstructie?
 - c. Een betonconstructie?
6. Wat zijn de m² prijzen van de verschillende constructiematerialen?
7. Welk constructietype is optimaal voor de uitbreiding?
8. Hoe komt deze uitbreiding er constructief uit te zien.

Antwoorden.

1. Er is gekozen voor een vrije indeling gelijk aan de bestaande verdiepingsvloeren. Dit was een eis van de opdrachtgever. Doordat er beperkte plekken waren waar de krachten konden worden afgedragen is er een staalskelet gekozen.
2. Het gebouw heeft een constructie van beton. Het is van prefab en in het werk gestort beton. De draagstructuur bestaat uit kolommen en wanden. Dit is ook terug te zien in de fundering. Onder de kolommen staan poeren die gekoppeld zijn met funderingsbalken met minimale wapening. De kern en de entree zijn als enige op de begane grond voorzien van een vloer. De rest is bestraat en dient als een parkeer laag. Op de 1^e t/m 3^e verdieping zijn er bijna volledig gesloten wanden op as A en E. de rest is gedragen door kolommen. De stabiliteit wordt op begane grondniveau in windrichting 1 geregeld door wanden op as A, C en de kern. En in windrichting 2 door wanden op as 1, 5, 8 en de kern. Vanaf de 1^e verdieping verzorgen de buitenwanden op as A en E de stabiliteit in windrichting 1 en in windrichting 2 alleen de Kern.
3. Zonder aanpassingen aan de fundering op as 2A zit dit onderdeel van de fundering al aan zijn maximale toelaatbare belasting. Met aanpassingen op as 2A en E5-6 kunnen er twee bouwlagen aan toegevoegd worden.

4. De krachten kunnen afgedragen worden door de kolommen op as 1C, 2D, 7C en 8C. en de wanden as A, B, E en de kern.
5. a. Een houtenvloer en dak is mogelijk.
b. Een stalen dak (SAB) en Infra+ vloer (combinatie staal en beton) is mogelijk.
c. een Infra+ vloer is mogelijk.
6. SAB dak €17,63 + systeemplafond €29,- = €46,63
Houten dak €48,94 + systeemplafond €29,- = €77,94
Houtenvloer €40,01 + systeemplafond €29,- = €69,01
Infra+ vloer €61,25
7. Een staalskelet Met een SAB dak en een Infra+ vloer is het meest optimale constructie type.
8. Zie tekeningen uit de bijlage.

Antwoord onderzoeksvraag:

Dit is te realiseren door beperkte aanpassingen aan de fundering op 2 plaatsen in combinatie met een lichte opbouw.

6. Bronnenlijst

NEN EN 1990 Inclusief Nationale Bijlagen (NL), *Eurocode, Grondslagen van het constructief ontwerpen* 2002-12-01, Publicatiedatum Nationale Bijlage: November 2007

NEN EN 1991 Inclusief Nationale Bijlagen (NL), *Eurocode, Belastingen op constructies* 2011-12-01, Publicatiedatum Nationale Bijlage: December 2011

NEN EN 1992 Inclusief Nationale Bijlagen (NL), *Eurocode, ontwerp en berekening van betonconstructies* 2011-11-01, Publicatiedatum Nationale Bijlage: November 2011

NEN EN 1993 Inclusief Nationale Bijlagen (NL), *Eurocode, ontwerp en berekening van staalconstructies* 2011-12-01, Publicatiedatum Nationale Bijlage: December 2011

NEN EN 1997 Inclusief Nationale Bijlagen (NL), *Eurocode, Geotechnisch ontwerp* 2005-03-01, Publicatiedatum Nationale Bijlage: Augustus 2008

NEN 8700 *Beoordeling van de Constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren* – Grondslagen, Publicatiedatum December 2011

Bijlagen

Bijlage 1 :	constructie berekening
Bijlage 2 :	balkrooster berekening bestaand - stabiliteit
Bijlage 3 :	veerwaarde berekening stabiliteits elementen
Bijlage 4 :	windbelasting verdeling over elementen
Bijlage 5 :	reacties uit wind per element
Bijlage 6 :	veerwaarde steun as 1 en 8 tbv 2e orde
Bijlage 7 :	1e en 2e orde as 5
Bijlage 8 :	balkrooster berekening +stabiliteit
Bijlage 9 :	opbouw structuur
Bijlage 10 :	opbouw reacties per onderdeel
Bijlage 11 :	windbelasting verdeling + reacties elementen +opbouw
Bijlage 12 :	1e en 2e orde as 5 + opbouw
Bijlage 13 :	windverbanden
Bijlage 14 :	fundering standaard combi 1
Bijlage 15 :	extra steunen fundering
Bijlage 16 :	fundering 1 combi 1 vaste balk
Bijlage 17 :	fundering 2 combinaties opbouw
Bijlage 18 :	trekpalen
Bijlage 19 :	staalprofielen opbouw
Bijlage 20 :	m2 prijzen
Bijlage 21 :	MN_kappa diagrammen
Bijlage 22 :	funderingsadvies
Bijlage 23 :	tekeningen