

GROOSMAN

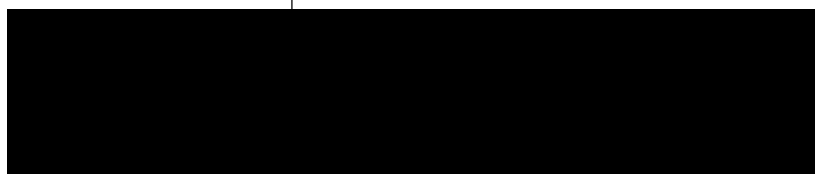
C O N S T R U C T E U R S

Project Renovatie en uitbreiding Hoofdweg 256-258 (fase 2)



Locatie	Rotterdam
Projectnummer	2019042
Opdrachtgever	Leyten Vastgoed
Rapportnummer	R02
Onderwerp	Uitgangspunten notitie Hoofdweg 256-258 – fase 2 – renovatie en uitbreiding
Fase	DO
Datum	06-10-2023
Revisie	3
Status	Ten behoeve van vergunningsaanvraag.

Opgesteld:



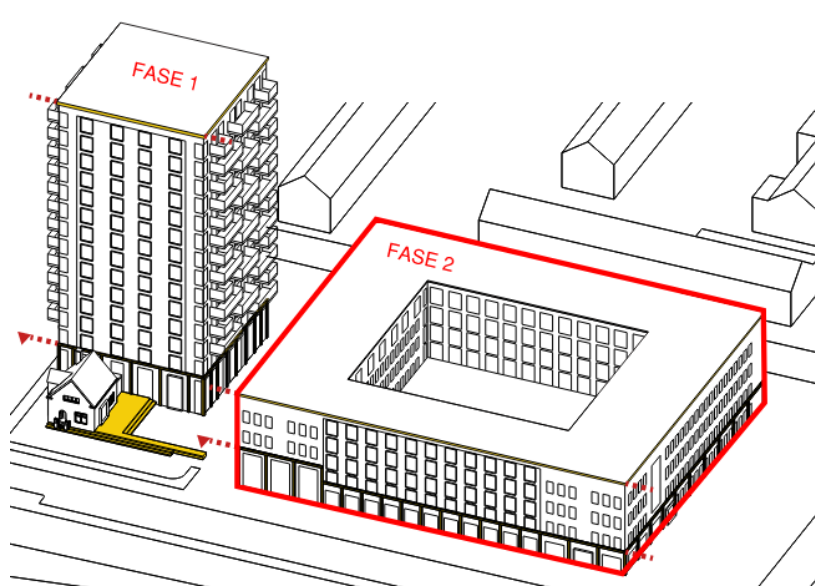
Inhoudsopgave

1. Inleiding	4
1.1 Bronnen	7
1.2 Belendingen	7
1.3 Grondonderzoek	7
1.4 Algemene voorschriften.....	8
1.5 Fundamentele eisen.....	8
2. Situatie bestaande bouw	9
2.1 Constructie.....	9
2.2 Belasting uitgangspunten	9
2.3 Materialen.....	10
2.4 Stabiliteit.....	11
3. Rest capaciteit van de bestaande constructie.....	13
3.1 Fundering.....	13
3.1.1 Palen.....	13
3.1.2 Poeren.....	15
3.1.3 Balken.....	15
3.2 Bovenbouw.....	16
3.2.1 Balken.....	16
3.2.2 Prefab binnenbladen.....	16
3.2.3 Kolommen	16
3.3 Stabiliteit.....	17
4. Situatie bestaand gebouw incl. optopping.....	19
4.1 Uitgangspunten.....	19
4.2 Gewichtsberekening bestaand 4-laags deel	19
4.3 Gewichtsberekening optopping deel	21
4.4 Gevel.....	23
4.5 Conclusie 1 laags optopping	24
4.6 Brand	24
5. Uitgangspunten nieuwbouw delen.....	26
5.1 Materiaal eigenschappen.....	26
5.2 Brandwerendheid	27
5.3 Constructieve samenhang en tweede draagweg.....	27
5.4 Opzet hoofddragconstructie.....	28
5.4.1 Appartementen/ studentenwoningen.....	28

5.4.2	Garage en daktuin	29
5.4.3	Optopping op bestaande bouw	29
5.4.4	Fundering	30
5.4.5	Dilataties	30
5.5	Risico's in de bouwconstructie (nieuwbouw)	30
6.	Belastingen nieuwbouw	31
6.1	Vloerbelastingen parkeergarage/daktuin	31
6.2	Vloerbelastingen appartementen	32
6.3	Momenteaan factoren	32
6.4	Wind	32
6.5	Sneeuwbelasting	33
6.6	Wateraccumulatie	33
6.7	Bijzondere belastingen	33
1.	Bijlage: Archieftekening – Constructieve details	34
2.	Bijlage: Archieftekening – constructieve plattegronden en palenplan	35
3.	Bijlage: Archieftekening – Prefab overzicht	36
4.	Bijlage – Geotechnische berekening op basis van sonderingen 1999	37
5.	Bijlage: Archief tekening – Funderingsadvies 1999	38

1. Inleiding

Deze rapportage beschrijft de constructieve uitgangspunten en ontwerpkeuzes voor de renovatie, uitbreiding en optopping van twee bestaande kantoorgebouwen, op basis van herbestemming naar studentenwoningen. Deze rapportage gaat alleen over 'fase 2' van de ontwikkeling op deze locatie.



Het betreft twee 4-laags gebouwen met adres Hoofdweg 256-258 te Rotterdam. Beide gebouwd in 1999. Deze gebouwen zijn grotendeels identiek in vorm en bouwconstructie, echter gespiegeld aan elkaar. In de oorspronkelijke berekeningen en tekeningen worden het onderscheid aangeduid met L (links) en R (rechts).

Door Groosman Architecten is onderzocht of deze gebouwen herbestemd kunnen worden tot studentenhuisvesting. Hierbij wordt in deze rapportage op hoofdlijnen aangetoond dat de constructie gedeeltelijk 1 laag extra kan dragen, zodat het geheel 4 lagen wordt. Zoveel mogelijk van de bestaande constructie wordt behouden.



De kantoorgebouwen aan de Hoofdweg 256-258 te Rotterdam in huidige staat. [Google earth]



Het betreffende plot waar deze ontwikkeling plaats vindt. [Google earth]

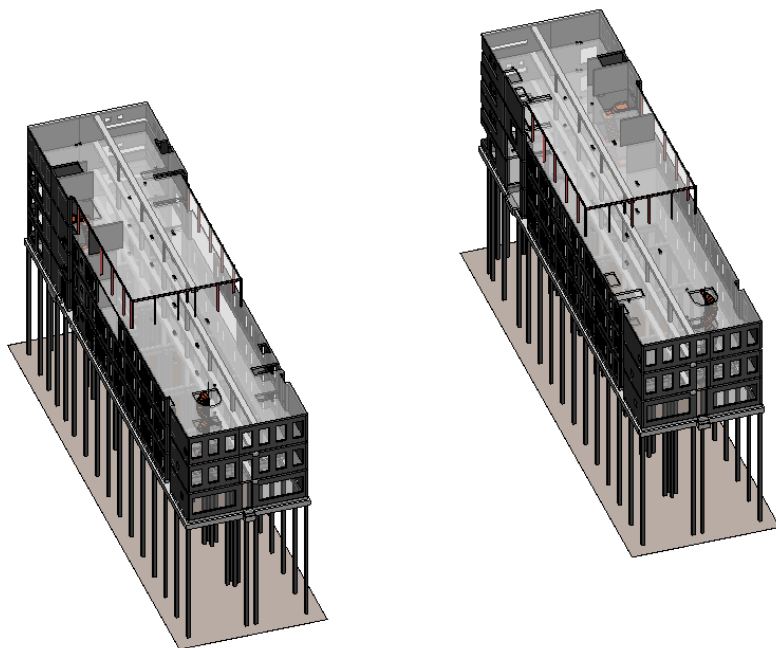
In deze rapportage wordt eerst de bestaande constructie in kaart gebracht en bezien of er capaciteit 'over' is in deze constructie, en welke onderdelen al dan niet kritisch zijn in deze beschouwing.

Vervolgens wordt gekeken naar belasting reductie op de bestaande constructie door gebruik te maken van NEN 8700 (verbouw) en de verandering van functie naar wonen ipv. Kantoren. Deze theoretisch beschikbare belastingsruimte wordt vertaald naar een lichte (gedeeltelijke) optopping.

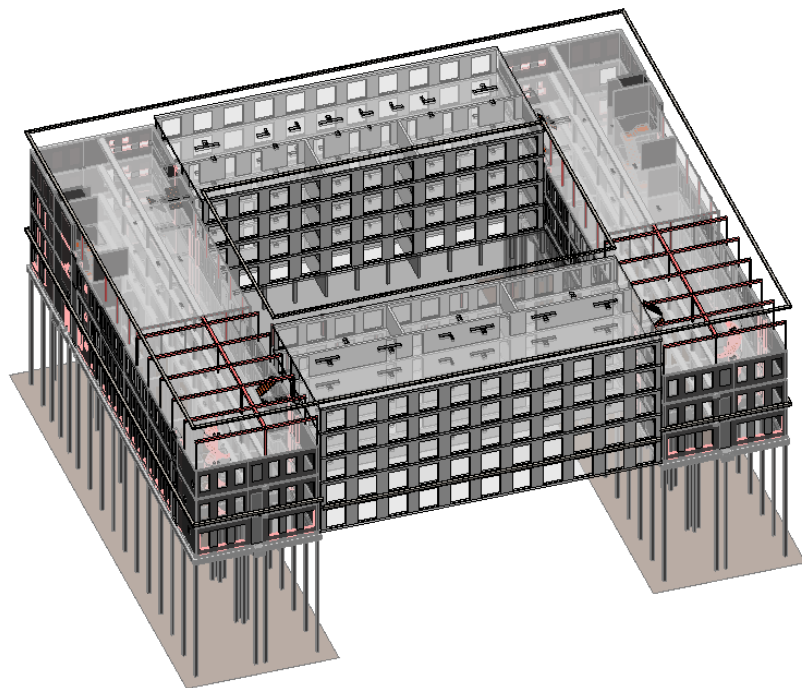
De bestaande constructie behoeft ook allerlei kleinere ingrepen zoals raamsparingen, deursparingen, vloersparingen, parkeerinrit etc. Deze zijn in een bijlage op hoofdlijnen in kaart gebracht.

Het Stadsarchief te Rotterdam is raad gepleegd voor de originele bouwtekeningen en berekeningen. De benodigde documentatie is hier in zijn volledigheid beschikbaar.

Vervolgens worden in deze rapportage constructieve uitgangspunten van de nieuwbouwdelen uiteen gezet. Het streven is hierbij om 2 losse gebouwen tussen de bestaande gebouwen te zetten, op een nieuwe fundering. Het geheel wordt als 1 geheel ontsloten, maar staat op zichzelf en is gedilateerd. In het midden van het blok wordt parkeren op maaiveld gerealiseerd met een toegankelijk dak en daktuin daarboven.



Modelweergave (VO) van de bestaande 2 blokken;



Modelweergave (VO) van het toekomstige plan;

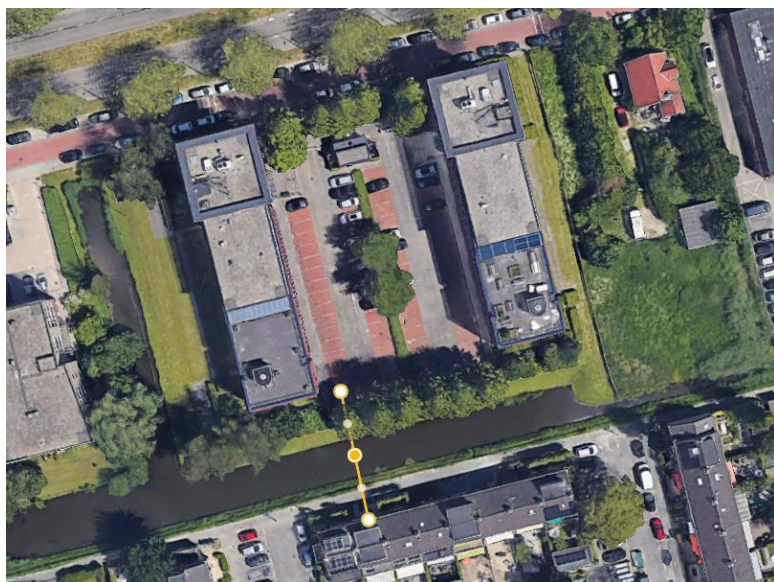
1.1 Bronnen

- Gemeente arcief te Rotterdam, met hierin;
 - o Gewichtsberekening + tekeningen Leen Brak, dd 25-08-1998
 - o Geotechnisch advies Geomet Joustra, AA 05439 dd 20-07-1990
 - o Plattegronden RHPS Architecten
 - o Prefab tekeningen, Van Dijk Beton
 - o En overige documenten.

Deze documenten zijn in de bijlage gevoegd, achteraan deze rapportage.

1.2 Belendingen

Er zijn woningen rondom het park aanwezig. Dichtsbijzjnd op ongeveer 26m van het werk. Er zal onderzoek volgen of trillingen hier risico's geven. Het betreft woningen op palen, jaren 70/80.



1.3 Grondonderzoek

Er is tot op heden nog geen grondonderzoek uitgevoerd. Het geotechnisch onderzoek uit 1999 biedt enig beeld op de grondgesteldheid en de te verwachten draagkracht.

Aan de hand van deze oude sonderingen zijn door Geomet draagkrachtberekeningen gemaakt op basis van een DPA paalsysteem, mogelijk icm. groutinjectie. Dit zal later aangevuld worden met nieuwe sonderingen in de gebieden waar de nieuwbouw komt.

Zie bijlage; 4.. Geotechnische berekening op basis van sonderingen 1999

1.4 Algemene voorschriften

De volgende voorschriften vormen de basis voor het constructieve ontwerp;

NEN-EN 1990: Eurocode 0, Grondslag van het constructief ontwerp
 NEN-EN 1991: Eurocode 1, Belastingen op constructies
 NEN-EN 1992: Eurocode 2, Ontwerp en berekening van betonconstructies
 NEN-EN 1993: Eurocode 3, Ontwerp en berekening van staalconstructies
 NEN-EN 1994: Eurocode 4, Ontwerp en berekening van staal- betonconstructies
 NEN-EN 1995: Eurocode 5, Ontwerp en berekening van houtconstructies
 NEN-EN 1996: Eurocode 6, Ontwerp en berekening van steenconstructies
 NEN-EN 1997: Eurocode 7, Geotechnisch ontwerp

NEN8700 Toetsing van constructieve veiligheid bestaande bouw en verbouw

De constructieve veiligheid van een bestaand casco mag met lagere veiligheidsfactoren worden beoordeeld dan nieuwbouw, volgens NEN 8700, verbouw niveau. De betonconstructies dienen volgens NEN 8701 te worden getoetst, en paalfundering volgens NEN8707 (op afkeurniveau)

Belangrijk onderdeel in deze methode is het hanteren van lagere belastingsfactoren;
 Voor dit gebouw uit 1999 geldt;

Tabel A1.2(B) en (C) — Partiële belastingsfactoren (γ) voor de uiterste grenstoestand STR en GEO

Factoren bij verbouw				
Belastingscombinatie	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting anders dan wind ^a	Veranderlijke wind maatgevende belasting ^a
	Ongunstig	Gunstig		
(Vgl. 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
Gevolgklasse 1a/b	1,15	0,90	1,10	1,20
Gevolgklasse 2	1,30 (1,20)	0,90	1,30	1,40
Gevolgklasse 3	1,40 (1,20)	0,90	1,50	1,60 (1,50)
(Vgl. 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
Gevolgklasse 1a/b	1,05	0,90	1,10	1,20
Gevolgklasse 2	1,15	0,90	1,30	1,40
Gevolgklasse 3	1,25 (1,20)	0,90	1,50	1,60 (1,50)

En overige regelgeving volgens deze geldende verbouw normen.

1.5 Fundamentele eisen

Volgens NEN-EN 1990-1-1:

Ontwerplevensduur	50 jaar	(klasse 3)
Betrouwbaarheidsklasse	RC2	
Gevolgklasse	CC2b	

2. Situatie bestaande bouw

De bestaande constructie wordt in dit hoofdstuk beschreven en belangrijke uitgangspunten opgesomd. Meer detail is in de bijlagen te vinden, zoals de bouwtekeningen en delen van de gewichtsberekening.

2.1 Constructie

Beide identieke (maar gespiegelde) gebouwen zijn als volgt opgebouwd in constructie;

- Prefab betonpalen, #320 en # 350.
- IHWG funderingsbalken en poeren
- BG: kanaalplaatvloeren d=200mm met 80mm afwerkvloer
- Verdieping 1,2,3: breedplaatvloeren d=220mm met 50mm afwerkvloer
- Dakvloer breedplaatvloer d=220mm
- Over alle lagen dragende prefab betonnen binnenspouwbladen d=200mm. Ook enkele dragende binnenwanden (bij lift)
- Over de middenas zijn betonbalken en kolommen aanwezig. Aan weerszijden van deze balken spant een vloerveld van 5,4m.
- De bovenste bouwlaag is gedeeltelijk uit staal geconstrueerd.
- Verdiepingshoogte = 3500mm

2.2 Belasting uitgangspunten

Uitgangspunten in de gewichtsberekening;

KONSTRUKTIEVE UITGANGSPUNTEN										
	NIVO VAN DE VLOER	VLOER-DIKTE	REP. PERMANENTE BELASTING = G					REP. VEPANDERLIJK		
			e.g.	afw.	l.s.w.	div.	EGr.	extr.	Man.	q.mom
		MM.	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	ψ	kN/m ²
Dak	15 ⁵⁰	220	528	10			628	10	0	0
Dak terran.	10 ⁴⁵⁰	220	528	10	afw.	08	708	250	05	1,25
Verd. vloeren	div	220	528	10	08	-	708	250	05	1,25
Bg-vloer	KPU	200	320	16	08	-	56	250	05	1,25
Gewel 200 - np - 100							68 kN/m ²			
Puis.							050			
Lift put cd →	zie berekening 7h. onderdeel.									
VEILIGHEIDSKLASSE: 3							WINDBELASTINGGEBIED: II			
REFERENTIE PERIODE: 50							BEBOUW ONBEBOUW D :			
PROJECT NR: 98319							Pw: 099 kN/m ²			

De originele ontwerp belastingen voor de vloeren in een overzichtstabel;

	G	Q
Begane grond	kN/m ²	kN/m ²
BG vloer (KP 200)	3,20	
Afwerkvloer	1,60	
Lichte scheidingswanden	0,8	
Veranderlijk - Kantoorgebouw		2,50
	5,60	2,50
Verdiepingen		
Verdiepingsvloer (BP 220)	5,28	
Afwerkvloer	1,00	
Lichte scheidingswanden	0,8	
Veranderlijk - Kantoorgebouw		2,50
	7,08	2,50
Dakterras		
Verdiepingsvloer (BP 220)	5,28	
Afwerking	1,00	
divers	0,8	
Veranderlijk - Kantoorgebouw		2,50
	7,08	2,50
Daken		
Dakvloer (BP 220)	5,28	
Dakbedekking	1,00	
Veranderlijk - daken		1,00
	6,28	1,00

Lichte scheidingswanden zijn origineel meegenomen in permanente belastingen.
Momentaan factoren voor kantoorgebouwen.

2.3 Materialen

Balken/ vloeren	B25 (C20/25)
Prefab wanden	B35 (C28/35)
Kolommen rond 400	B25 (C20/25)
Prefab kolommen rond 400	B45 (C35/45)
Staalwerk	S235
Bouten	8.8
Wapeningsstaal	FeB500

2.4 Stabiliteit

Uitgangspunten windbelastingen;

Wind onbebouwd
 breedte: 51m
 hoogte: 15 / 11,5 m
 pw = 0,99 kN/m²

De stabiliteit in beide gebouwrichtingen wordt verzorgd door de prefab binnenbladen, alsmede 3 betonwanden in de korte gebouw richting. De dak en verdiepingsvloeren verzorgen de schijfwerking en zijn gekoppeld aan de stabiliteitswanden.

De meegerekende wanden ter stabiliteit zijn geschematiseerd.

Parallel aan de letterassen;

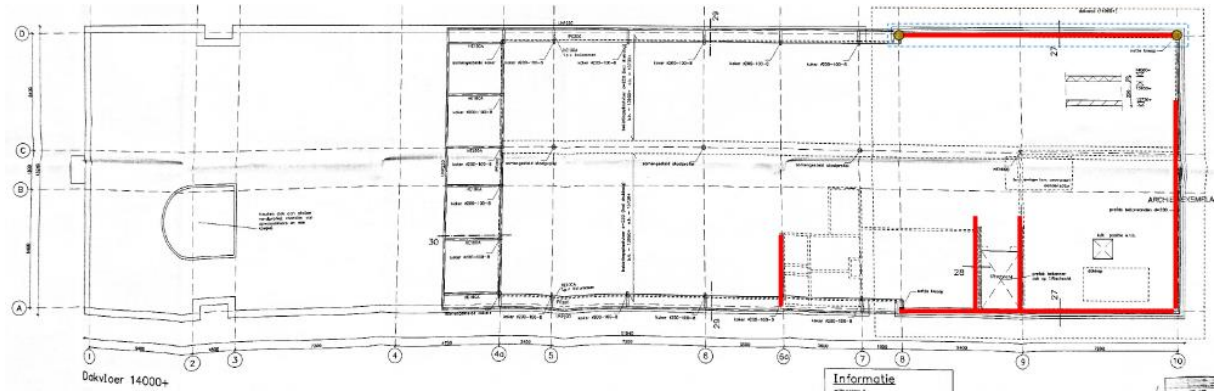


Plattegrond

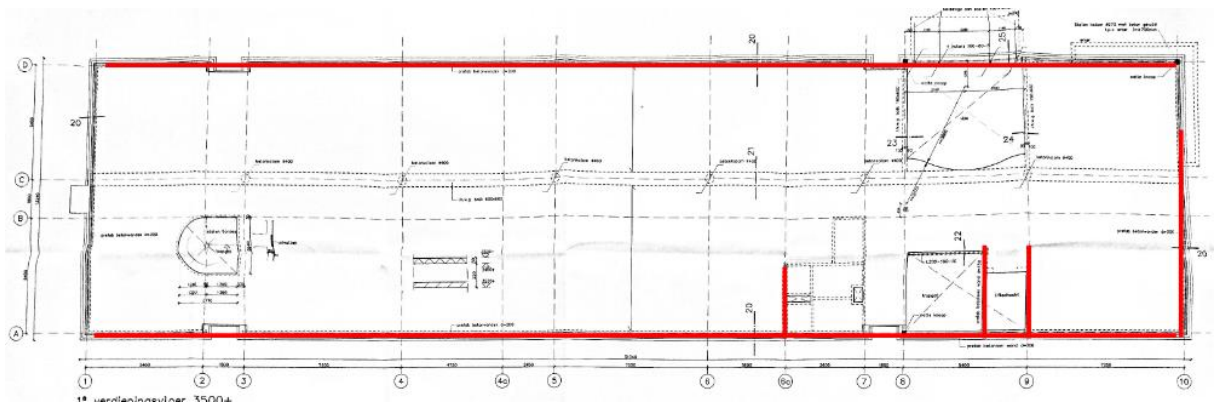


Prefab binnenbladen op as A

Parallel aan de cijferassen;



3^e verdieping (dakopbouw)



Onderliggende verdiepingen (BG, 1^e en 2^e)

As 1 (links) wordt niet meegerekend, vanwege een grotere wand opening op de BG vloer en 1^e verdieping. Vanwege het verdraaien van het gehele gebouw zijn as A en D (lange gevels) ook in deze windrichting essentieel.

3. Rest capaciteit van de bestaande constructie

3.1 Fundering

Funderingsonderdelen worden beschouwd, om vast te stellen of er restcapaciteit aanwezig is.

3.1.1 Palen

Geotechnisch advies met nummer AA-05439 , dd 20 juli 1998 door Joustra Geomet B.V. is bijgevoegd.

Inheinniveau is -20,5m NAP over het gehele plan. Prefab betonpalen zijn gebruikt.

Paal #320 is grotendeels toegepast, met 4 locaties waar #350 is toegepast. In het funderingsadvies staat een aantekening die het paal draagvermogen #350 op 1000kN stelt.

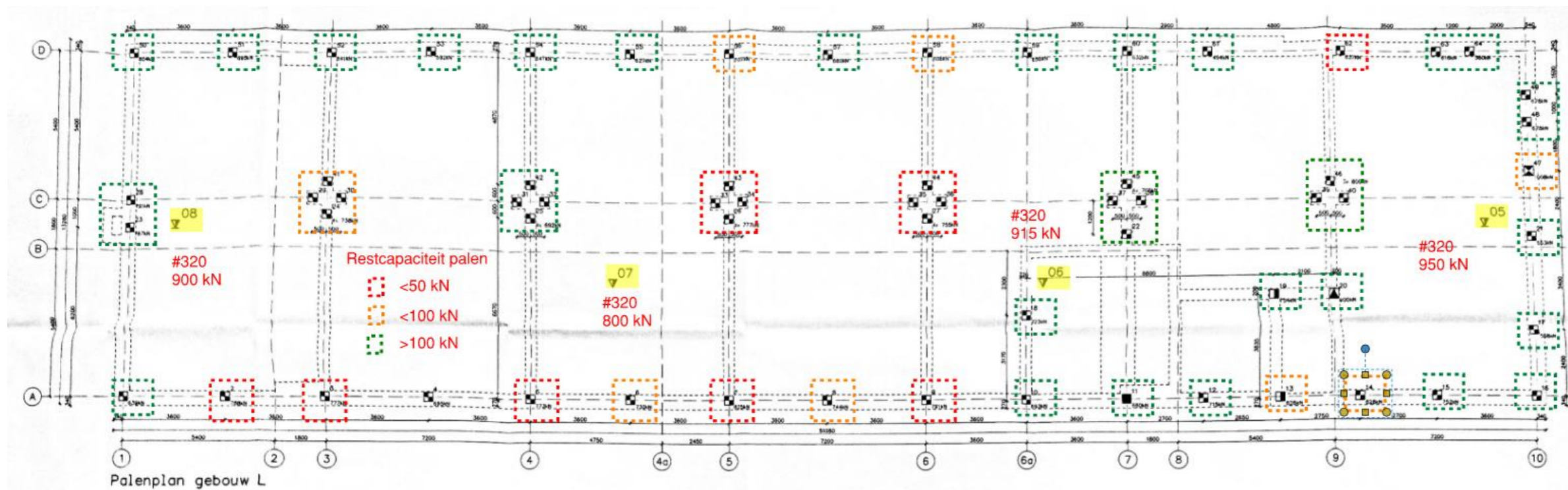
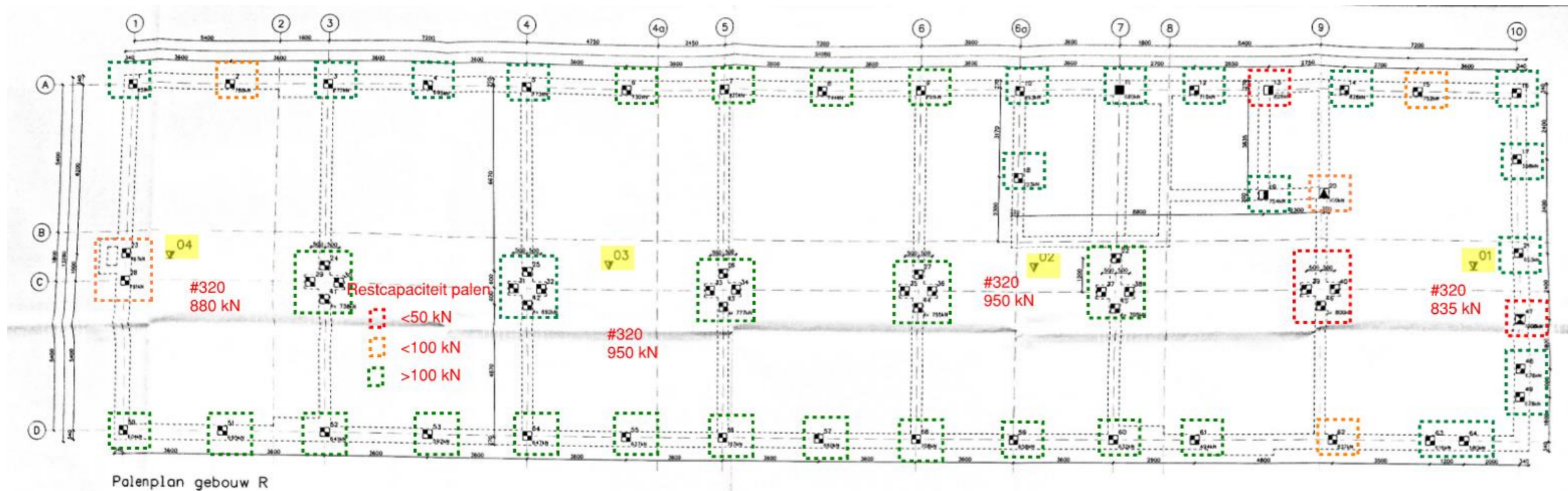
OVERZICHTSTABEL PAALDRAAGVERMOGEN

sond nr	maaiveld in m- NAP	inheinniveau in m- NAP	prefab betonpalen		
			#250 mm	#290 mm	#320 mm
			F _{s,d} = Variabel		
01	5.91	20.5	575 kN	715 kN	835 kN
02	5.81	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
03	5.99	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
04	5.98	20.5	600 kN	755 kN	880 kN
05	5.55	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
06	5.45	20.5	600 kN	775 kN	915 kN
07	5.59	20.5	550 kN	680 kN	800 kN
08	5.88	20.5	600 kN	800 kN	900 kN

De volgende pagina bevat een overzicht van de paalcapaciteit in gebouw L en R. (zie ook bijlage)

Redelijk veel palen hebben aanzienlijke restcapaciteit, maar lang niet overal. Dit blijft een belangrijk aandachtspunt.

Daarnaast is regelgeving omtrent het bepalen van paal draagvermogen aanzienlijk veranderd in de tijd. In principe geldt het rechtens verkregen niveau van paal draagvermogen, echter dient dit in een vroeg stadium met de gemeente te worden afgestemd. Zeker in combinatie met het toevoegen van constructie, en 1/ 2 lagen.



3.2 Bovenbouw

Bovenbouw constructie onderdelen worden beschouwd, om vast te stellen of er restcapaciteit aanwezig is.

3.2.1 Balken

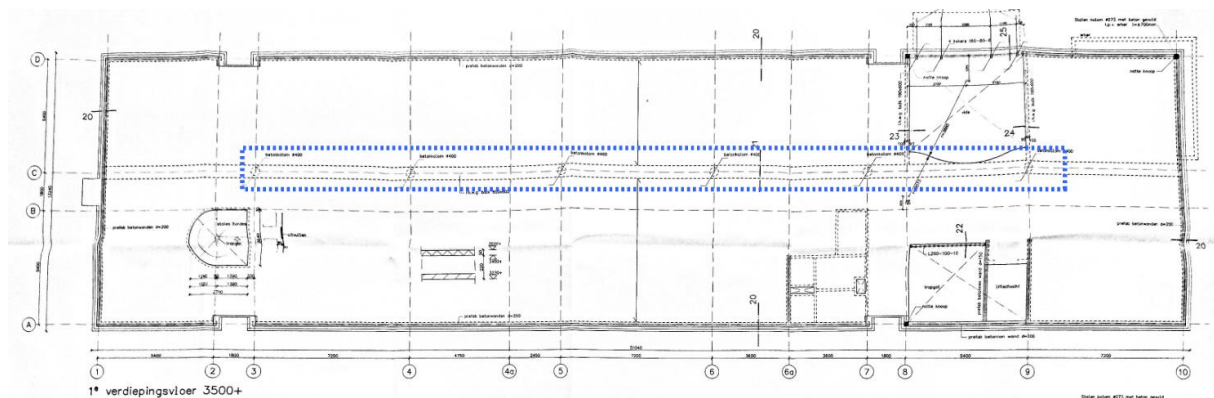
Over as C zijn op elke verdieping betonbalken aanwezig. Deze zijn vooralsnog niet in detail beschouwd. De verwachting is dat dit niet het meest kritische element is. Bij een optopping concentreert de extra belasting zich niet boven deze balken, maar bij de kolommen.

3.2.2 Prefab binnenbladen

De dragende prefab binnenbladen lopen geheel rond het gebouw. Deze zijn vooralsnog niet in detail beschouwd. De verwachting is dat dit niet het meest kritische element is.

3.2.3 Kolommen

Op as C bevinden zich over alle verdiepingen betonnen kolommen. De maatgevende zijn getoetst tov de gegeven belasting.



C3: $F_d = 1998 \text{ kN}$.

Gewapend met 5x16 in rond 400 kolom. C45/55 prefab kolom.

(C4 is gelijk gewapend, lager belast)

Ruime capaciteit > 500 kN extra belasting voldoet. Prefab voegverbinding is hierbij een aandachtspunt.

C5: $F_d = 2156 \text{ kN}$.

Gewapend met 5x20 in rond 400 kolom. C45/55 prefab kolom.

(C6,7,8 en 9 zijn gelijk gewapend, lager belast)

Ruime capaciteit > 500 kN extra belasting voldoet. Prefab voegverbinding is hierbij een aandachtspunt.

3.3 Stabiliteit

Stabiliteit wordt verzorgd door de prefab binnenbladen.

Een oorspronkelijk lager deel van het gebouw wordt opgehoogd met 1 laag.

Wind parallel aan de cijferassen;

Relatief lage windbelasting door smaller geveloppervlak. De lange prefab binnenbladen over gevel A en D nemen alles op. Naar verwachting zit hier reserve in. Krachten per/m' op de fundering zijn in originele berekening verwaarloosd, gezien de geringe waarden. Palen hebben al snel +- 30 kN restcapaciteit. Dit geeft mogelijkheden mbt. de hogere stabiliteitskrachten.

De uitbreiding heeft nauwelijks invloed op de windkrachten in deze richting, omdat de hoogte van het aangeblazen oppervlak gelijk blijft.

Wind parallel aan de letterassen

Dit is de meest kritische windrichting. Minder effectieve wanden, en groot geveloppervlak.

As 6a;	origineel = 163 kN per paal	Restcapaciteit palen +- 75 kN
--------	-----------------------------	-------------------------------

As 9' en 9;	origineel = 127 kN per paal	Restcapaciteit palen +- 80 kN
-------------	-----------------------------	-------------------------------

As 10;	origineel = 378 kN per paal	Restcapaciteit palen +- 90 kN in één maatgevende paal.
--------	-----------------------------	--

Overige palen hebben meer capaciteit..

Dit aangeblazen gevelvlak wordt op de bovenste laag voor een deel vergroot. Hierdoor nemen de stabiliteitskrachten toe. Daarnaast worden er gevel in grepen gepleegd, vooral in as 10 (kopgevel).

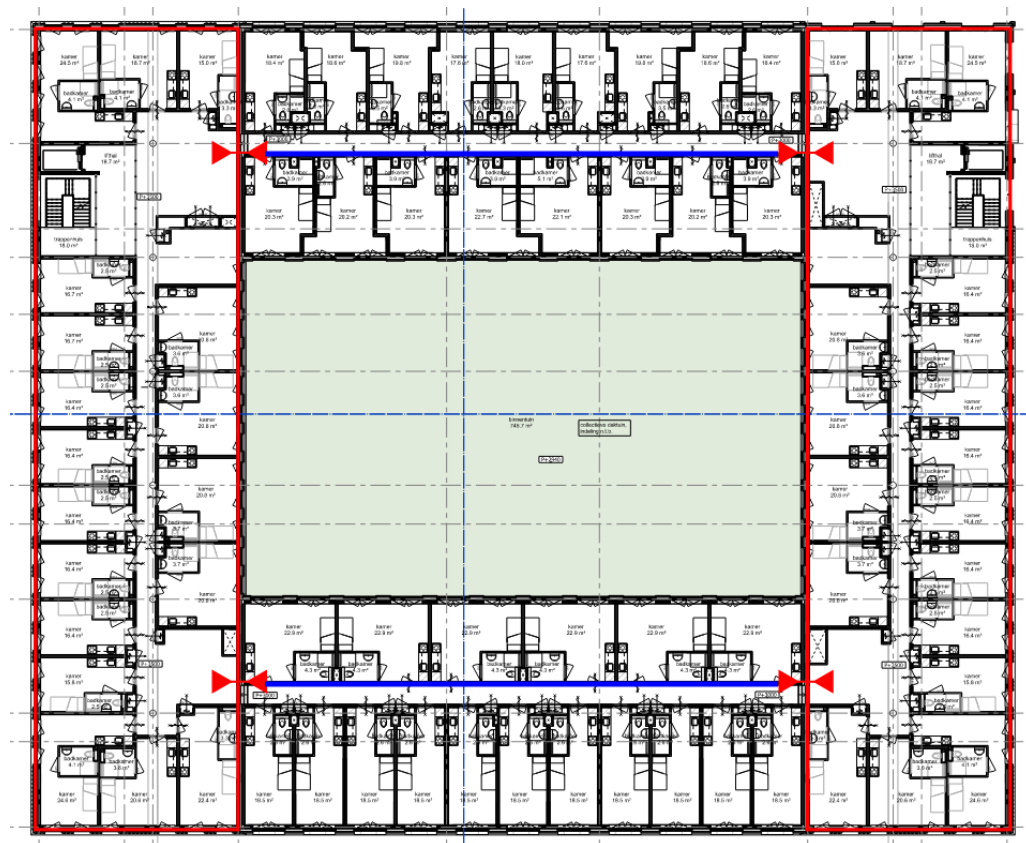
Er wordt uitgegaan van noodzaak om de stabiliteitsvoorziening in deze wind richting uit te breiden.

Extra capaciteit door koppeling van oude en nieuwe delen

Er wordt een koppeling gemaakt tussen oud en nieuw op elke laag. Deze kan specifiek benut worden om de windbelasting parallel aan de letterassen vanuit het oude gebouw over te brengen naar het nieuwe gebouw.

Onderstaande schets geeft de koppel punten weer. Dit kan dmv stalen elementen die aan de bestaande vloer worden verankerd. Deze elementen geven alleen een horizontale belasting door, geen verticale.

De blauwe middenas van de nieuwbouw delen verzorgt de stabiliteit in deze richting, voor nieuw en een deel oud. De precieze analyse van deze krachtsverdeling zal later volgen.



4. Situatie bestaand gebouw incl. optopping

Tussen as 1 en 4c wordt het gebouw opgetopt naar 4 lagen. Het gehele gebouw bestaat dan uit 4 lagen.

4.1 Uitgangspunten

Er wordt tpv. het dakterras en het oorspronkelijk 4-laags deel een vergelijk gemaakt tussen de totale vloergewichten over alle verdiepingen in kN/m^2 , in het originele en nieuwe scenario.

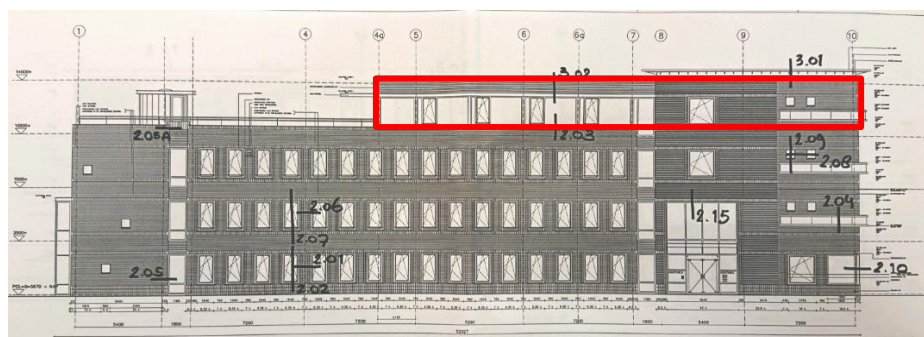
Een opbouw maken van 1 laag is het doel, waarbij een constructie gewicht van maximaal 350 kg/m^2 wordt nagestreefd.

Uitgangspunten daarbij zijn;

- Oude dekvloeren en afschot laag slopen
- Nieuwe zwevende dekvloer leggen

4.2 Gewichtsberekening bestaand 4-laags deel

Waar zich een extra verdieping bevindt valt er veel capaciteitswinst te halen bij sloopt van de bovenste laag.



De tabel geeft de totale vloerbelasting over alle verdiepingen per m^2 weer in het oorspronkelijk ontwerp;

	Permanent				Veranderlijk				
	EG	afw.	l.s.w.	Σ	qk	$\psi 0$	qk mom.	$\psi 0$	qk extr.
	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	-	$\text{kN/m}'$	-	$\text{kN/m}'$
Dak	5,28	1,0	0,00	6,28	1,00	0,0	0	0,0	0
Verdiepingsvloer	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
Verdiepingsvloer	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
Verdiepingsvloer	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	1,0	2,5
BG	3,20	1,6	0,80	5,60	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
				33,1			5,0		6,3
$\Sigma \text{ Gk}$	33,1	$\text{kN/m}'$	Rekenwaarde berekening 1999						
$\Sigma \text{ qk}_\psi 0$	5,0	$\text{kN/m}'$							
q_{rep}	6,3	$\text{kN/m}'$	= 2 verd. Extreem (nen 1991-1-1 6.3.1.2 (11))						
$(\Sigma \text{ Gk} \times 1,35 =$	45) +	$(\Sigma \text{ qk}_\psi 0 \times 1,5 =$	8) =		52,2	kN/m^2	
$(\Sigma \text{ Gk} \times 1,20 =$	40) +	$(q_{\text{rep}} \times 1,5 =$	9) =		49,1	kN/m^2	

Dit resulteert in een belasting in kN/m^2 die zich in alle onderdelen van het gebouw manifesteert. Vloeren, kolommen, (funderings) balken en palen zijn gedimensioneerd met deze belastingen.

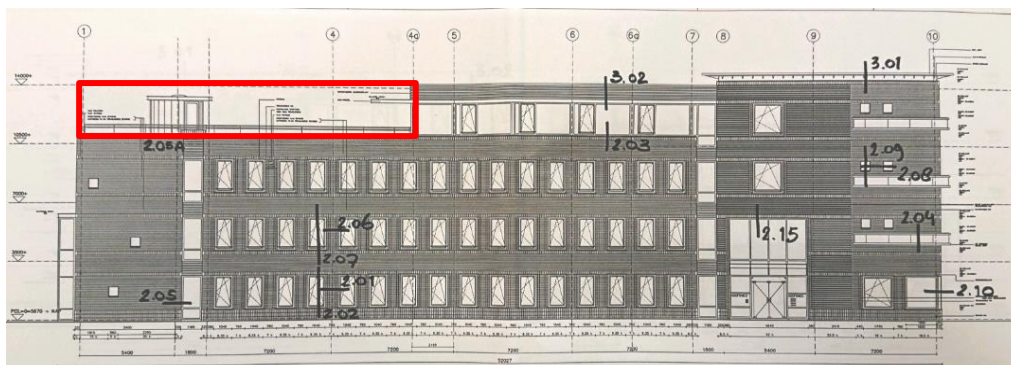
Door deze belastingen uitgangspunten te veranderen naar een woonfunctie en/of lichtere afwerkingen/ scheidingswanden etc. toe te passen kan er ruimte ontstaan voor belastingen vanuit een opbouw

Bij het toevoegen van een 1-laags lichte dak constructie, met afwaardering van de kantoor belasting en phi waarden wordt de volgende totaalbelasting in kN/m^2 gevonden;

	Permanent			Veranderlijk									
	EG	afw.	Σ	qk	$\psi 0$	mom.	$\psi 0$	extr.					
	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	-	$\text{kN/m}'$	-	$\text{kN/m}'$					
dak	7,28		7,28	1,00	0,4	0,4	0,4	0,4					
Verdiepingsvloer	6,38		6,38	2,25	0,4	0,9	0,4	0,9					
Verdiepingsvloer	6,38		6,38	2,25	0,4	0,9	0,4	0,9					
Verdiepingsvloer	6,38		6,38	2,25	0,4	0,9	1,0	2,25					
BG	4,30		4,30	2,25	0,4	0,9	1,0	2,25					
			30,7			4,0		6,7					
$\Sigma \text{ Gk}$	30,7	$\text{kN/m}'$		NEN 8700 - verbouw									
$\Sigma \text{ qk}_{\psi 0}$	4,0	$\text{kN/m}'$											
q_{rep}	6,7	$\text{kN/m}'$	= 2 verd. Extreem (nen 1991-1-1 6.3.1.2 (11))										
$(\Sigma \text{ Gk} \times 1,20 =$	37)							36,9	kN/m^2	vs.	52,2	
$(\Sigma \text{ Gk} \times 1,15 =$	35) +	$(\text{q}_{\text{rep}} \times 1,30 = 9$) =					44,0	kN/m^2	vs.	49,1	

$44,0/52,2 = 84\%$ van de oorspronkelijke ontwerp belasting. Zodanig biedt dit ook nog ruimte voor stabiliteits krachten die hier en daar kunnen toenemen.

4.3 Gewichtsberekening oplopping deel



In het rood omlijnde gebied is oorspronkelijk géén 4^e laag aanwezig. De belastingswinst komt slechts voort uit veranderen van kantoorfunctie naar woonfunctie.

De tabel geeft de totale vloerbelasting over alle verdiepingen per m² weer in het oorspronkelijk ontwerp;

	Permanent				Veranderlijk				
	EG	afw.	I.s.w.	Σ	qk	ψ 0	qk mom.	ψ 0	qk extr.
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	kN/m'	-	kN/m'
dak (als verdiep)	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
Verdiepingsvloer	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
Verdiepingsvloer	5,28	1,0	0,80	7,08	2,50	0,5	1,25	1,0	2,50
BG	3,20	1,6	0,80	5,60	2,50	0,5	1,25	0,5	1,25
				27			5,0		6,3
Σ Gk	26,8	kN/m'	Rekenwaarde berekening 1999						
Σ qk_ψ 0	5,0	kN/m'							
q_rep	6,3	kN/m'	= 2 verd. Extreem (nen 1991-1-1 6.3.1.2 (11))						
(ΣGk x 1,35 =	36)					36,2	kN/m ²	
(ΣGk x 1,20 =	32) +	(q_rep	x 1,5 = 9) =		41,6	kN/m ²	

Bij het toevoegen van een 1-laags lichte dak constructie, met afwaardering van de kantoor belasting en phi waarden wordt de volgende totaalbelasting in kN/m² gevonden;

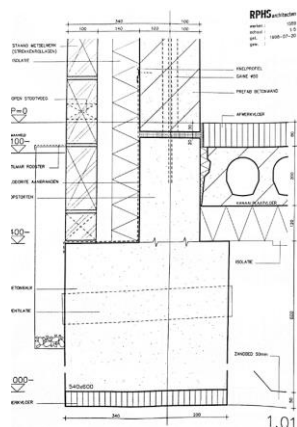
	Permanent			Veranderlijk							
	EG	afw.	Σ	qk			ψ 0	qk mom.	ψ 0	qk extr.	
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²			-	kN/m'	-	kN/m'	
Dak nieuw	4,00		4,00	1,00			0,0	0,00	0,0	0,00	
Verdiepingsvloer	6,88		6,88	2,25			0,4	0,90	0,4	0,90	
Verdiepingsvloer	6,38		6,38	2,25			0,4	0,90	1,0	2,25	
Verdiepingsvloer	6,38		6,38	2,25			0,4	0,90	1,0	2,25	
BG	4,30		4,30	2,25			0,4	0,90	0,4	0,90	
			27,9					3,6		6,3	
Σ Gk	27,9	kN/m'		NEN 8700 - verbouw							
Σ qk_ψ 0	3,6	kN/m'									
q_rep	6,3	kN/m'	= 2 verd. Extreem (nen 1991-1-1 6.3.1.2 (11))								
(ΣGk x 1,20 =	34) +	(Σ qk_ψ 0 x 1,30 = 4,7) =				38,2	kN/m ²	vs.	36,2
(ΣGk x 1,15 =	32) +	(q_rep x 1,30 = 8,2) =				40,3	kN/m ²	vs.	41,6

40.3/41.6 = 97% van de oorspronkelijke ontwerp belasting.

4.4 Gevel

De bestaande metselwerk gevel wordt gesloopt. Dit geldt in het lage deel voor 3 lagen van 3,5m en een dakrand.

Dichtheid vd gevel wordt op 70% aangehouden.



Gewicht per m' op de fundering in huidige situatie;

mw	=	3	x	3,5	x	2	x	70%	=	14,7	kN/m'
puien	=	3	x	3,5	x	0,5	x	30%	=	1,6	kN/m'
										16,3	kN/m'

Er wordt een nieuwe gevel aangebracht die aan de prefab gevel elementen wordt opgehangen. Op de begane grond bestaat dit uit natuurstenen elementen. Op alle bovenliggende verdiepingen uit houten latten met achter constructie om het op te hangen.

Geveldelen	0,03	x	20	=	0,6	kN/m ²											
Achterconstructie + iso					0,4	kN/m ²											
					1,0	kN/m ²											
	mw	=	4	x	3,5	x	1,0	x	70%	=	9,8	kN/m'					
	puien	=	4	x	3,5	x	0,5	x	30%	=	2,1	kN/m'					
											11,9	kN/m'					
verschil;	11,9	<	16,3														

De gevelbekleding valt lichter uit dan origineel, ondanks een extra laag.

Deze gevel staat niet meer direct op de fundering, maar hangt aan de prefab elementen (binnenbladen).

Voor de binnenbladen zelf zal dit geen bijzondere extra belasting zijn.

4.5 Conclusie 1 laags optopping

Het bestaande 4-laags deel valt logischerwijs lager uit qua belasting per m2. Daar verandert structureel weinig aan.

Het deel dat wordt opgetopt komt op 97% van de originele belasting per m2. De winst zit hem in afwaardering van kantoor naar woningen. Een optopping is hier haalbaar met beoogde gewicht aan extra constructie.

Er is géén 'reserve' capaciteit nodig uit kolommen/ balken/ palen etc. Alles valt binnen de rekenwaardes van het originele gebouw, waarbij nu volgens NEN 8700 – verbouw wordt gerekend.

4.6 Brand

Men streeft naar een brand weerstand volgens nieuwbouw normen, dit is niet vereist.

Dat komt neer op 120 minuten brandweerstand in de hoofd draagconstructie.

Breedplaat vloer - brand

Volgens NEN-EN-1992-1-2 hoofdstuk 5.7.3 , doorgaande massieve platen, is er een dekking van 20mm benodigd.

Tabel 5.8 — Minimumafmetingen en wapeningsafstanden voor vrij opgelegde massieve platen van gewapend en voorgespannen beton die in een en twee richtingen drager

Standaardbrandwerendheid	Minimumafmetingen (mm)			
	plaatdikte h_s (mm)	wapeningsafstand a		
		een richting	twee richtingen	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x en l_y zijn de overspanningen van een plaat die in twee richtingen draagt (loodrecht op elkaar) waarbij l_y de grootste overspanning is.

Voor voorgespannen platen behoort rekening te zijn gehouden met de vergroting van de wapeningsafstand volgens 5.2(5).

De wapeningsafstand a in de kolommen 4 en 5 voor platen die in twee richtingen dragen heeft betrekking op platen die langs de vier zijden zijn opgelegd. Anders behoren ze te worden behandeld als platen die in een richting dragen.

* Gewoonlijk is de dekking vereist volgens EN 1992-1-1 maatgevend.

Volgens originele breedplaat tekeningen betreft de dekking
15 mm op buitenzijde vd wapening (verdeel)

Basiswap in plaat;

hoofdwapening	6-250 + bijleg ø12	ligt in de 2e laag
verdeelwapening	6-250	ligt in de 1e laag van onderen

De 'a' in tabel 5.8 is de afstand van buitenzijde beton tot hart wapeningsstaaf.

In deze vloer bedraagt deze a = 15 + 6 + 3 = 24 mm
voor de verdeelwap. in 1e laag

dit voldoet voor een brandeis van 120 minuten
en een minimale 'a' van 20mm

Onderstaand een snede uit de breedplaatvloer berekening door Adviesburo Opzeeland dd 14-01-1999

```

krachtsverdeling comb 1 t/m 5
staalspanning uit comb 8 t/m 11

gegevens vloerstrook
-----
vloerstrook          deel 1  x1= 0.00  x2= 12.40 m
bruto betonafmetingen  b= 1000  h= 220 mm
betondekking         cb= 15    co= 21 mm
betonkwaliteit        B 25    f' b= 15  milieu I
staalkwaliteit        FeB 500 fs= 435  geribd
  
```

De dekking op de hoofdwapening bedraagt ook 21 mm. (tot buitenzijde staaf ø6, ipv hart)

Overige onderdelen brand

Allerlei ingrepen gaan plaatsvinden dmv aanbrengen stalen liggers/ kolommen. Deze dienen de beoogde brandweerstand te hebben, bv dmv. inpakken.

Het staal op de bovenste (optopping) laag geldt dit ook voor.

5. Uitgangspunten nieuwbouw delen

Dit hoofdstuk zet de nieuw te realiseren constructie tussen de bestaande kantoren uiteen.

5.1 Materiaal eigenschappen

Betonkwaliteiten op basis van in het werk gestort constructie delen en indicatieve wapening hoeveelheden (B500B)

Beton	<i>Kwaliteit</i>
Funderingsbalken	C30/37
BG vloer appartement (op maaiveld)	Geïsoleerde kanaalplaat 200
Kelderak (met daktuin) incl balken	Kanaalplaat 260 met druklaag
Prefab beton	Volgens opgave leveranciers
Staal	
Kolommen, liggers etc.	S235 / S275

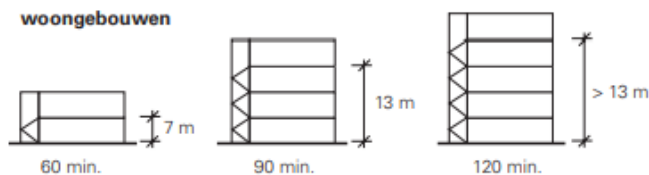
Wapening	<i>Kg/m³</i>
Funderingsbalken (hele dsn rekenen)	100
Verdiepingsvloeren	75
Bouwmuurwanden	65
Kopgevels (sparing dicht rekenen)	75
Prefab elementen	Volgens opgave leveranciers
Staal	Buiten: voldoet aan brandeis + thermisch verz. + poedercoat
	Binnen: voldoet aan brandeis + poedercoat
Hout	Buiten: behandeld +geventileerd Binnen; onbehandeld mogelijk

*wapening opgave is exclusief knipverlies, hulpwapening, las/verankeringslengte

** kwaliteit staal/ beton op constructieve tekeningen uiteindelijk maatgevend.

5.2 Brandwerendheid

Het betreft hier een bouwconstructie met woonfunctie met een vloer van een gebruiksgebied onder de 13m. Voor alle woning gebouwdelen geldt een eis van 90 minuten.



Daarbij bezwijkt een vloer, trap of hellingbaan, waarover of waaronder een vluchtroute voert, niet binnen 30 minuten bij brand in een sub-brandcompartiment waarin die vluchtroute niet ligt.

Parkeergarage / daktuin

Sterkte bij brand van de hoofddraagconstructie van de nieuwbouw woningen is 90 minuten. Hieronder wordt gedeeltelijk geparkeerd, dragende onderdelen in dit parkeergebied dienen dus ook 90 minuten te weerstaan. Het dak van het parkeerdeel zal constructief gezien los staan. De dakconstructie bestaat uit kanaalplaten met druklaag, ingepakte stalen dakliggers en stalen koker kolommen gevuld met beton om 30 minuten brandweerstand te bieden. Dit is meer dan de vereiste 0 minuten bij een losstaande constructie van 1 laag, zonder vluchtwegen over de constructie.

Bovenop het dak bevindt zich een daktuin, voor gebruik door bewoners. Het gehele dek zal een brandscheiding vormen naar de gevels van de woningen. Aansluitingen worden hierop ontworpen.

Waar het garage dak grenst aan de noord- en zuid nieuwbouwdelen worden de kanaalplaten op liggers gelegd die gedeeld zijn door de woningconstructie. Bij bezwijken van een deel van het garagedak kunnen de kanaalplaten vrij van deze liggers schuiven, zodat geen woning draagconstructie meegetrokken kan worden. Gevels hangen aan de dragende betonwanden van de woningen, en staan dus ook niet op de dakconstructie.

5.3 Constructieve samenhang en tweede draagweg

Volgens NEN-EN 1991-1-7 dient een bouwwerk zo ontworpen te zijn dat noch het gehele gebouw, noch een significant deel ervan zal instorten, in geval van buitengewone belasting door bekende of onbekende oorzaak. Volgens tabel NB.5 A.1 valt het gebouw in gevolgklasse CC2b. (woongebouw > 4 lagen)

De aanbevolen strategieën met betrekking tot robuustheid, zoals beschreven in A.4 tot en met A.7 kunnen toegepast worden om de gevolgen door onbekende oorzaken tot een acceptabel niveau te beperken. De te nemen maatregelen zijn in dit geval;

- Het betreft een constructie met dragende wanden, ontworpen om samenwerking tussen alle onderdelen tot stand te brengen. Vloeren en wanden worden met een geschikte methode aan elkaar verankerd.
- behoren horizontale trekbanden, zoals vastgelegd in A.5.1 en A.5.2 voor constructies met respectievelijk kolommen en dragende wanden (zie 1.5.11), in combinatie met verticale trekbanden, zoals gedefinieerd in A.6, te zijn toegepast in alle dragende kolommen en wanden, of als alternatief,
- behoort voor het gebouw te zijn gecontroleerd of bij de denkbeeldige verwijdering van iedere dragende kolom en iedere ligger die een kolom ondersteunt, of een willekeurig deel van een dragende wand zoals gedefinieerd in A.7 (telkens één deel per verdieping van het gebouw) de stabiliteit van het gebouw is verzekerd en of lokale schade een bepaalde grens niet overschrijdt.

In overleg met de prefab casco leveranciers zal de robuustheid verder uitgewerkt worden.

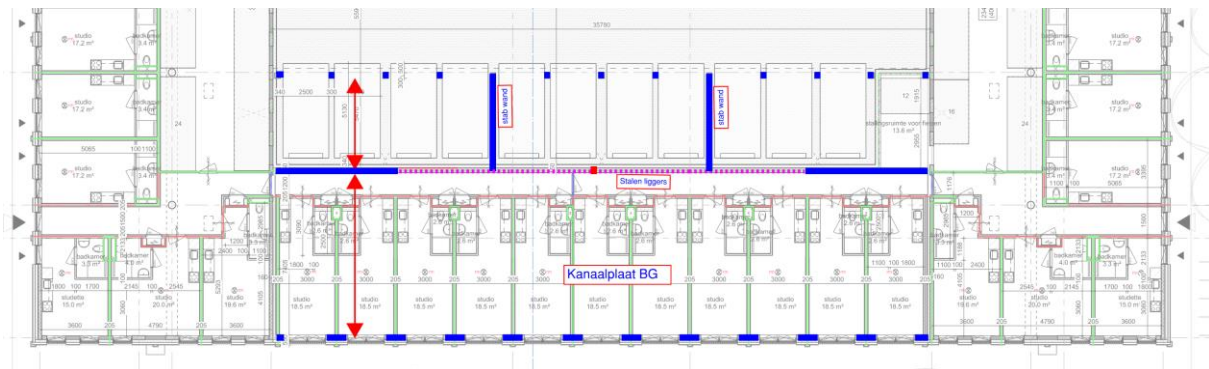
5.4 Opzet hoofddraagconstructie

In deze paragraaf wordt de hoofd draagconstructie en de daarin gemaakte ontwerpkeuzes toegelicht. Zie ook plattegronden en wandaanzichten voor een gedetailleerd beeld van de hoofddraagconstructie.

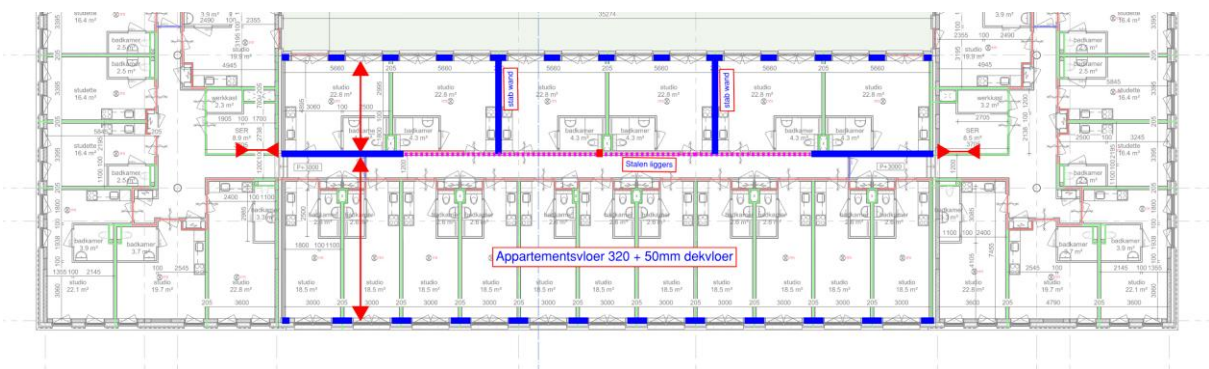
5.4.1 Appartementen/ studentenwoningen

Het casco van de appartementen zal worden opgetrokken in prefab. Dragende gevels in prefab, met waar nodig een kolom in de parkeergarage. De 'midden as' zal bestaan een combinatie van prefab stabiliteits (en vloerdragende) wanden en stalen liggers met kolommen.

Onderstaande afbeelding geeft een basisplattegrond weer;



Begane grond

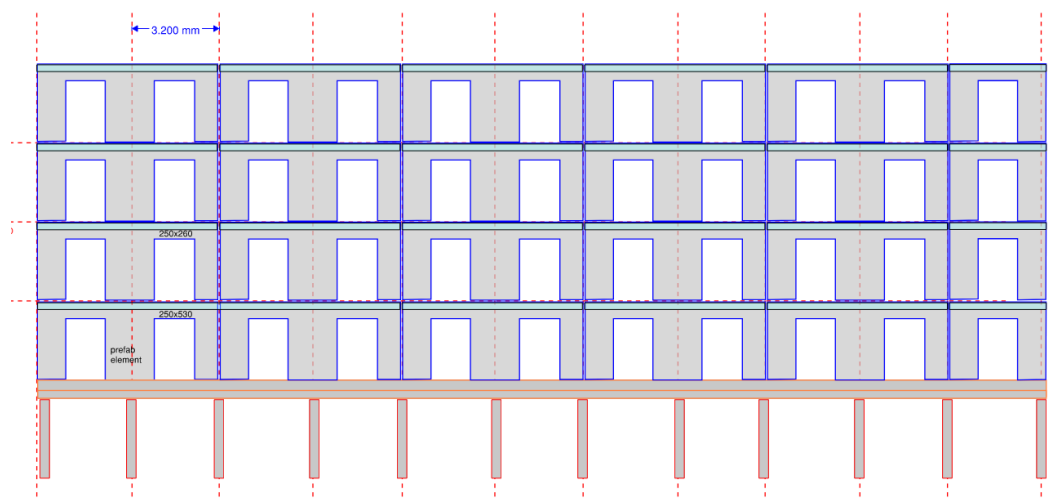


Verdiepingen

De zuidzijde is weergegeven in de afbeeldingen, de noordzijde is hieraan gespiegeld. Zie bouwkundige tekeningen.

- Begane grond (maaiveld niveau) appartementen; geïsoleerde kanaalplaat 200mm.
- Verdiepingsvloeren appartementen; appartementsvloeren (zware kanaalplaat) 320mm, zonder druklaag, overspanning tot 9,06m. Deze vloeren verzorgen de schijfwerking, zonder druklaag. Dit wordt nader uitgewerkt.
- Prefab wanden 250mm, in de lange voor en achtergevel. Met lateien van ongeveer 300mm beton.
 - o Deze wanden krijgen aan de boven zijde betonnokken om op door te stapelen.
 - o De appartementsvloeren liggen tussen deze nokken op.
- In de midden as enkele stab wanden (250), en kolommen met stalen liggers. (brandwerend ingepakt)
- Dwars op de achtergevel staan 2 stab wanden in de korte richting van het gebouw. Deze landen in de parkeergarage tussen parkeerplekken.
- De dakranden zijn voorzien van stalen borstweringsteunen waar nodig.

De lange gevel aan de binnenzijde wordt volgens onderstaand principe in prefab opgetrokken.



Om een zware balk te vermijden is nu onder elke penant een kolom neergezet. In de huidige parkeerindeling is voldoende ruimte voor een kolom tussen elke parkeerplek. De element verdeling etc is ter nadere uitwerking.

5.4.2 Garage en daktuin

Er wordt geparkeerd op maaiveld op bestrating. Dit middengebiet is voorzien van een staalconstructie (staalkolommen gevuld met beton) met 30 minuten brandweerstand. Hierop ligt een dek van kanaalplaat 260mm met 80mm druklaag.

Daarop wordt een daktuin aangelegd met extensieve begroeiing. Hierin zijn gebieden ontworpen met verschillende dak belastingen, voor bestrating, plantvakken en boomvakken. Zie belasting hoofdstuk voor de waarde hiervan.

5.4.3 Optopping op bestaande bouw

De bovenste laag van een gedeelte van de bestaande wordt voorzien van een staalconstructie (kolommen/ liggers/ windverbanden) om een dak te maken. Het dak zal bestaan uit een lichte vloerconstructie, zoals staalplaten of een houten balklaag. Eea. gedimensioneerd om zonnepanelen en/of een sedumdak te dragen.

5.4.4 Fundering

De fundering bestaat uit palen welke worden gekoppeld aan een betonnen balkrooster met balkhoogte 600mm en variërende breedte. Op plekken met geconcentreerde belastingen uit de bouwmuren (naast sparing, onder kolom) zullen 2 tot 4-paals (rij) poeren benodigd zijn. Dicht naast de bestaande bebouwing worden evt dombalken ingezet om het heiwerk op gepaste afstand van de oudbouw uit te voeren.

De staalconstructie van het parkeerdek/ tuin wordt op poeren/ balken gezet.

Er wordt momenteel uitgegaan van trilingsarme in de grond gevormde betonpalen. Aan de hand van trillingsadvies zal de afweging gemaakt worden om evt prefab beton heipalen toe te passen.

5.4.5 Dilataties

De hoofddraagconstructie van de nieuwbouw appartementen staat los van de bestaande bebouwing en zoveel mogelijk los van de daktuin constructie. Wel zal de daktuin vloer aan 2 zijden op de appartements constructie rusten (verticaal) uit efficiëntie oogpunt.

5.5 Risico's in de bouwconstructie (nieuwbouw)

Een aantal risico's/ aandachtspunten benoemd;

Palen

- Bestaande palen of funderingsresten zijn voor zover bekend niet aanwezig op deze locatie.

Trillingen heiwerk

- Bij de keuze voor een heisysteem dat trillingen veroorzaakt wordt aanbevolen een trillingsadvies in te winnen bij een gespecialiseerde partij. Dit is nu ook zo afgesproken.

Ruwbouw

- Bouwput en bemaling. Aanlegniveau's van dit blok zijn niet zo diep. Hoogstens iets diepere poer, met lokale bemaling.
- Kraan type en locatie op tijd vaststellen. Dit kan dan efficiënt worden meegenomen in het ontwerp.

Hoogwerkers of steigers op constructie

- Zijn er bijzondere belastingen tijdens bouw of levensduur te verwachten op bv een constructie als een daktuin dek. Dit dient op tijd goed afgesproken te worden.
- Tijdens de aanleg van de daktuin zal er ook zwaarder materieel benodigd zijn op de vloer. Alles in overleg met constructeur.

6. Belastingen nieuwbouw

6.1 Vloerbelastingen parkeergarage/daktuin

BG parkeren (geen constructie)	kN/m ²	kN/m ²
bestrating		
Veranderlijk - stallingsgarage		2,00
	0,00	2,00
Daktuin boven parkeren	kN/m ²	kN/m ²
KP 260mm	4,00	
Druklaag	2,00	
Daktuin	Zie overzicht in afbeelding	
Veranderlijk		5,00
	11,00	5,00

290 m²
opbouw:
±250 mm

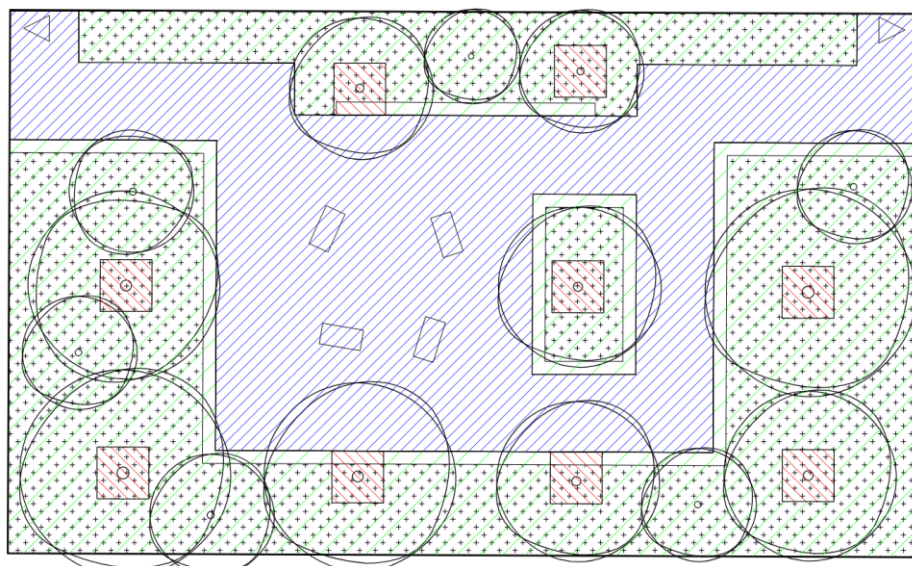
GEWICHT - VERHARDING - 316kg/m²
Halfverharding - 60mm 126kg/m²
Filterdoek (5 mm) 4.5kg/m²
Retentiekragen - 170mm 11.5kg/m²
Water in kratten - 162L 162kg/m²
Beschermdoek (5 mm) 7kg/m²
Dakbedekking (10 mm) 5kg/m²

410 m²
opbouw:
±650 mm

GEWICHT - PLANTVAK - 827kg/m²
Beplanting 25kg/m²
Intensief substraat - 300mm 420kg/m²
Extensief substraat - 160mm 192kg/m²
Filterdoek (5 mm) 4.5kg/m²
Retentiekragen - 170mm 11.5kg/m²
Water in kratten - 162L 162kg/m²
Beschermdoek (5 mm) 7kg/m²
Dakbedekking (10 mm) 5kg/m²

40 m²
opbouw:
±900 mm

GEWICHT - BOMEN EN HEESTERS - 1.705kg/m²
Beplanting 25kg/m²
Boomheester 850kg/m²
Intensief/extensief substraat 640kg/m²
Filterdoek (5 mm) 4.5kg/m²
Retentiekragen - 170mm 11.5kg/m²
Water in kratten - 162L 162kg/m²
Beschermdoek (5 mm) 7kg/m²
Dakbedekking (10 mm) 5kg/m²



Dit geeft het huidige daktuin plan weer, en kan onderhevig zijn aan wijzigingen. In de definitieve gewichtsberekening zullen deze uitgangspunten, en uitwerking vd onderliggende staalconstructie inzichtelijk gemaakt worden.

6.2 Vloerbelastingen appartementen

Begane grond	kN/m ²	kN/m ²
BG vloer (KP 320)	4.80	
Dekvloer	1,60	
Lichte scheidingswanden		0,80
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes		1,75
	6.40	2,55
Verdiepingen		
Appartementsvloer 320mm zonder druklaag	7.30	
Dekvloer	1,60	
Lichte scheidingswanden		0,80
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes		1,75
	8.90	2,55
Dakvloer		
Kanaalplaat 320mm zonder druklaag	4.50	
Dakbedekking, isolatie, zonnepanelen	1,00	
Daktuin sedum	1.50	
Categorie H: daken ontoegankelijk		1,00
	7,50	1,00

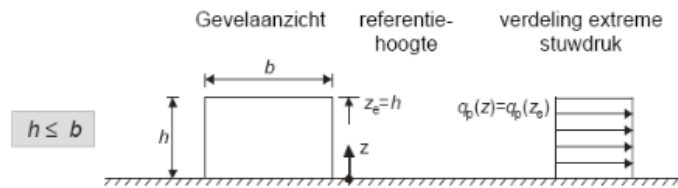
6.3 Momentaan factoren

	<i>kN/m²</i>	ψ 0	ψ 1	ψ 2
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes	1,75	0,4	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomstruimte (daktuin)	5,00	0,4	0,7	0,6
Categorie F: lichte voertuigen <25kN	2,00	0,7	0,7	0,6
Lichte scheidingswanden	0,80	0,4	0,5	0,3
Veranderlijk - balkons	2,50	0,4	0,5	0,3
Veranderlijk - galerijen / verkeersruimtes binnen	3,00	0,4	0,5	0,3
Categorie H: daken - ontoegankelijk	1,00	0	0	0
Sneeuwbelasting		0	0,2	0
Windbelasting		0	0,2	0

6.4 Wind

Voor wind berekeningen wordt Windgebied 2 – onbebouwd aangehouden. (Volgens NEN 1991-1-4, par 4.3.2 terreinruwheid.)

Windgebied	= 2, onbebouwd
Bouwwerfactor $C_s C_d$	= 1 (volgens NEN-EN 1991-1-4 par 6.2.1a)
Referentiehoogte z_e = gebouwhoogte, h	= 15.5m
Extreme stuwdruk q_p	= 0.99 kN/m ² (zonder C_{pe} factor of correlatie factor)



6.5 Sneeuwbelasting

Daken worden als plat (quasi-horizontaal) getypeerd wanneer de dakhoek of -helling α ligt in het volgende bereik: $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$. De (uniforme) sneeuwbelasting op een plat dak met een herhalingstijd van 50 jaar is; $s = 0,56 \text{ kN/m}^2$

6.6 Wateraccumulatie

In het ontwerp wordt uitgegaan van een maximale waterophoping van max. $10\text{cm} = 1,0 \text{ kN/m}^2$, opgelegde belasting. De daktuin wordt met verzadigde substraat lagen ontworpen, en zal ook noodoverstorten dienen te hebben.

6.7 Bijzondere belastingen

Volgens NEN-EN 1991-1-7 dienen in deze situatie de volgende buitengewone belastingen beschouwd te worden;

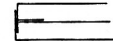
- Stootbelastingen op de ondersteunende onderbouw

In de parkeergarage zijn kolommen aanwezig, welke aangereden kunnen worden. Deze worden ontworpen op een stootbelasting. Zie artikel 4.3.1, NEN-EN 1991-1-7 + nationale bijlage

1. Bijlage: Archieftekening – Constructieve details

Informatie

milieuklasse 2
Beton B25
dekking balken 40mm (rondom)
dekking vloer 20mm (boven)
dekking vloer 30mm (onder)

balkeinden 

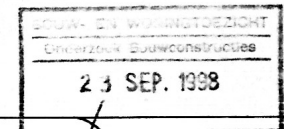
Wapening \varnothing FeB 500
laslengte: 50 x \varnothing

Constructiestaal S235 / lassen gelijkwaardig
Stalen profielen die onderdeel zijn
van de hoofd draagconstructie
brandwerend bekleden.

Voor overige 'bouwkundige'
staalprofielen zie tekeningen
architect.

Chemische ankers verlijmen vlg.
voorschriften leverancier.

ARCHIEF-EXEMPLAAR



Details uitsluitend t.b.v. constructieve principes

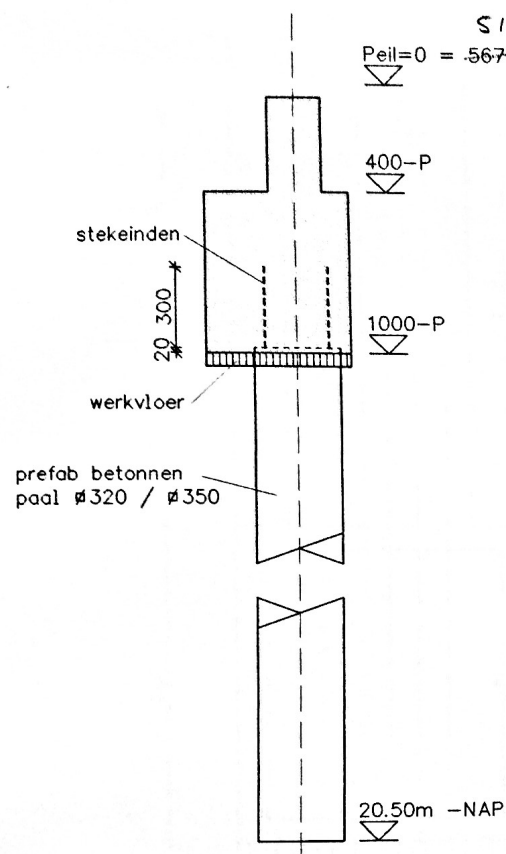
Project:	Nieuwbouw kantoren Hoofdweg Rotterdam	
Architekt:	RPHS architecten Voorburg	
Opdrachtgever:	Leyten en Partners Rotterdam	
Onderdeel:	Details	
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

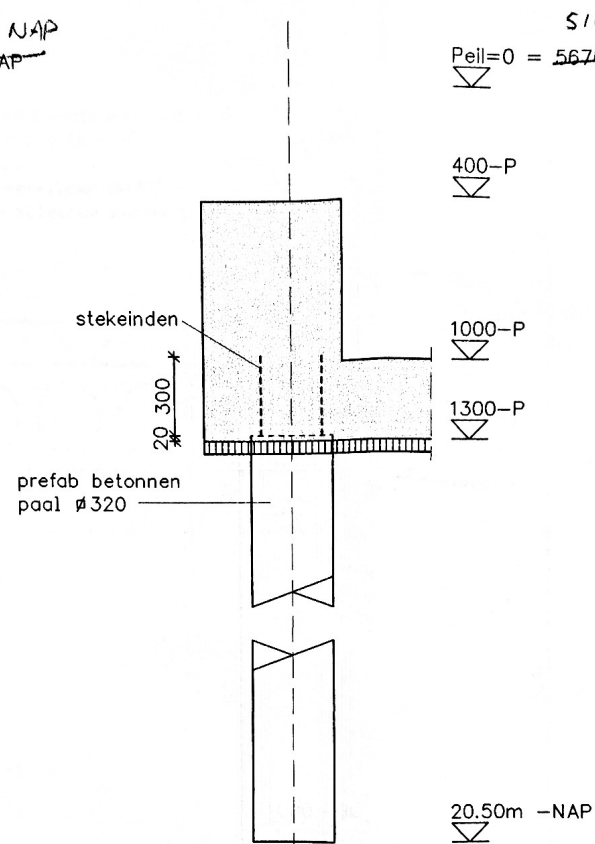
LEEN][BRAK]
BOUWKUNDIG ADVIESBUREAU

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon (0182) 51 31 92
fax (0182) 55 00 84

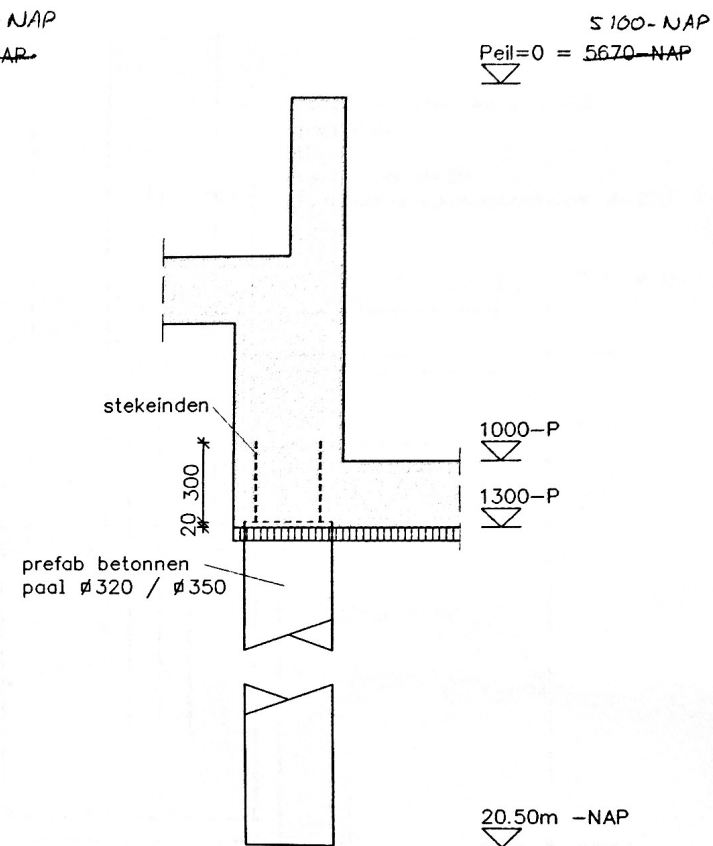
Proj.nr.: 98.319
Tek.nr.: DO



Paaldetail  



Paaldetail 



Paaldetail  

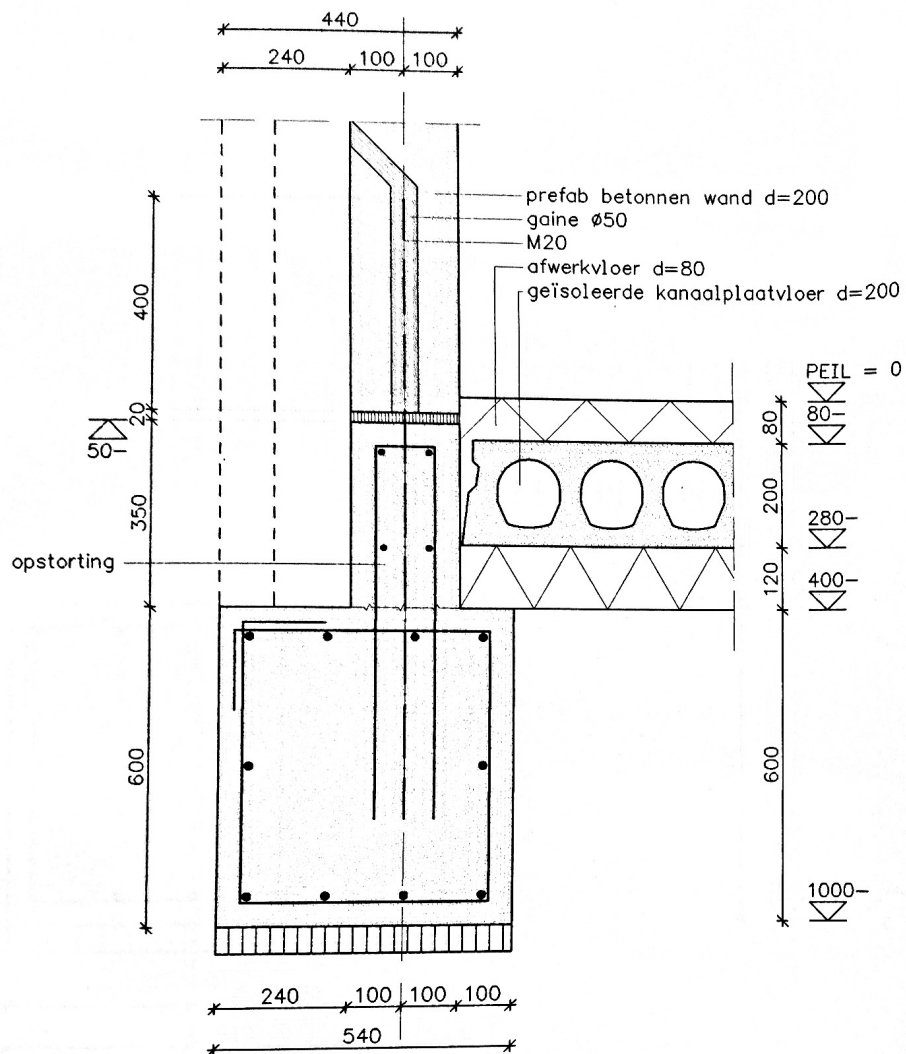
Onderdeel: Paaldetails		
schaal: 1:20	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

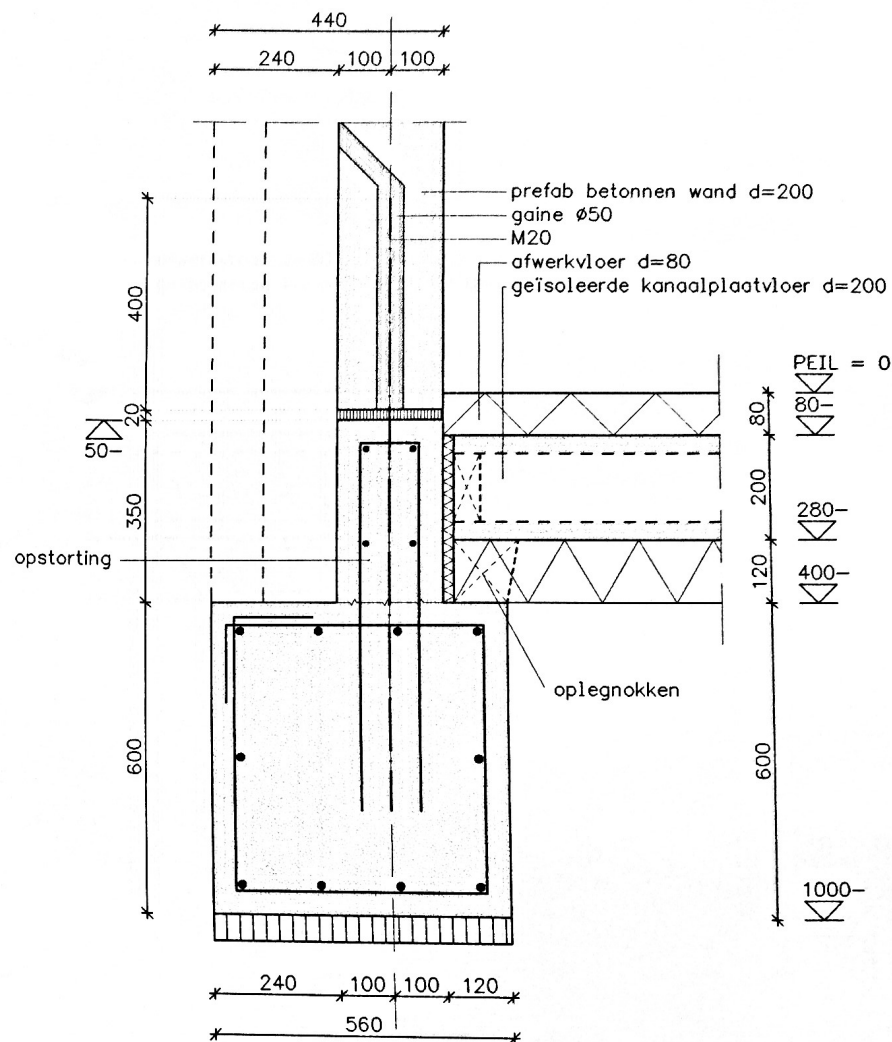
LEEN BRAK
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D1



Detail 1



Detail 2

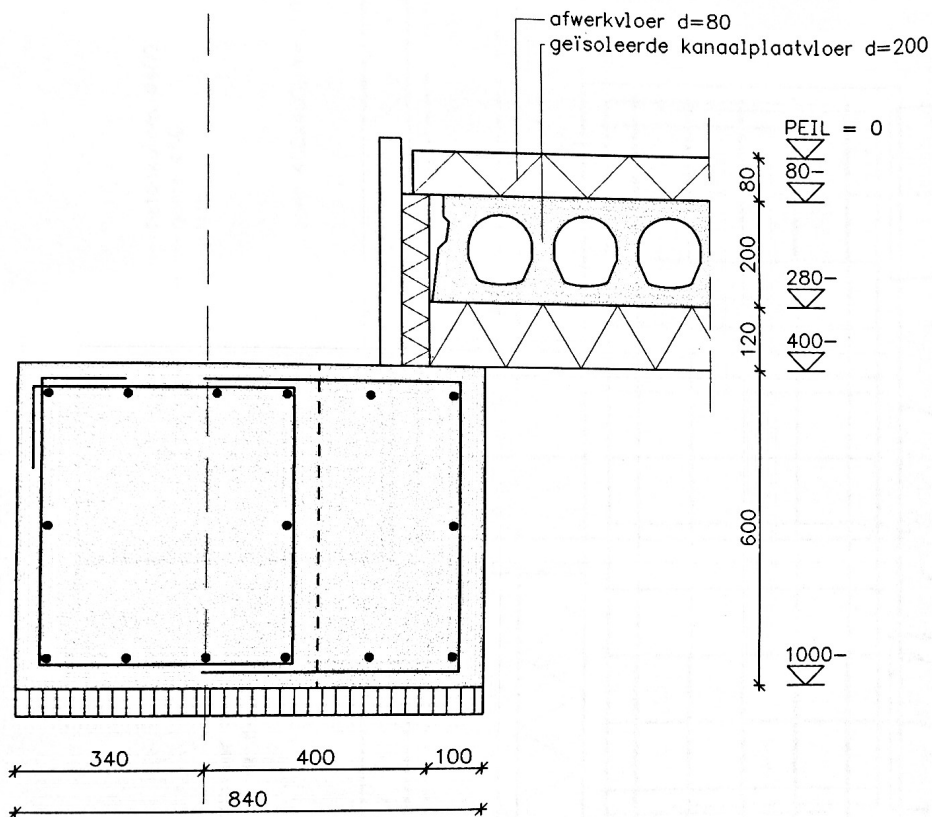
Onderdeel:	Details 1 en 2	
schaal:	1:10	get.: AR
datum:	1998-08-14	gez.:
		formaat: A3

wijz.:	datum:

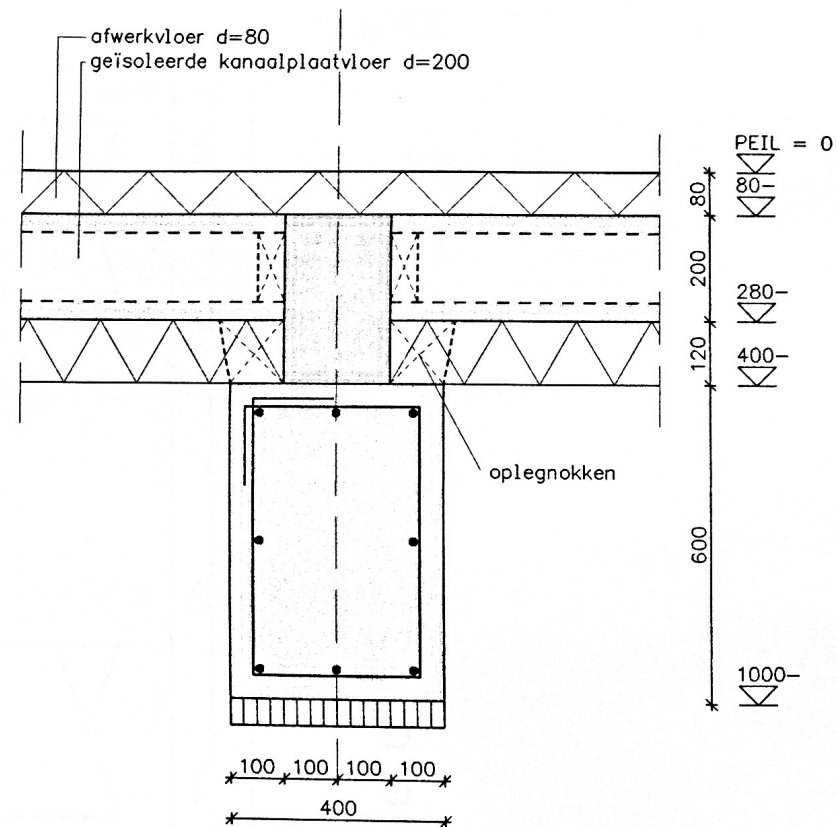
LEEN **BRAC**
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.:	98319
Tek.nr.:	D2



Detail 3



Detail 4

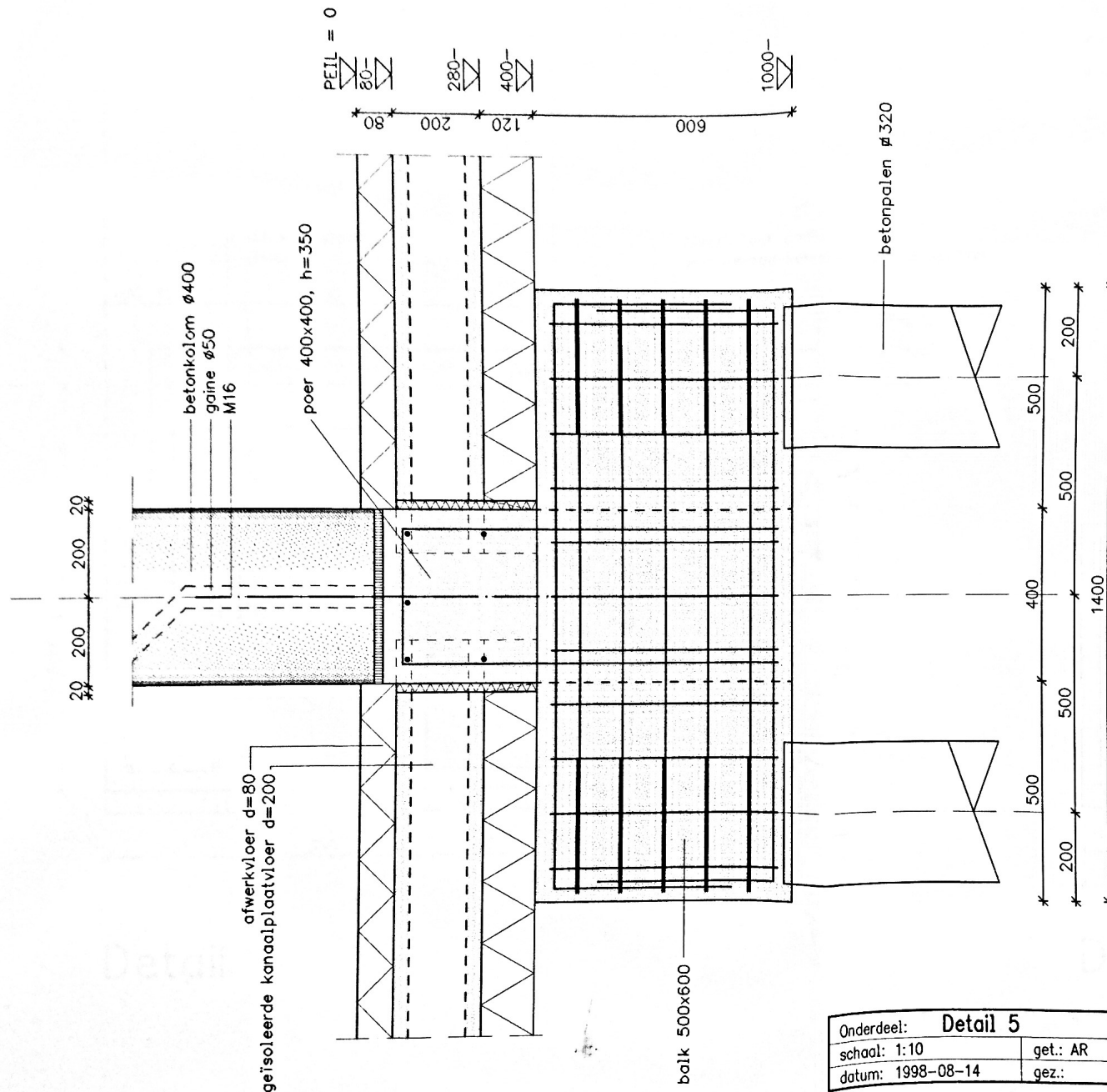
Onderdeel: Details 3 en 4		
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

LEEN **BRAK**
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D3



Detail 5

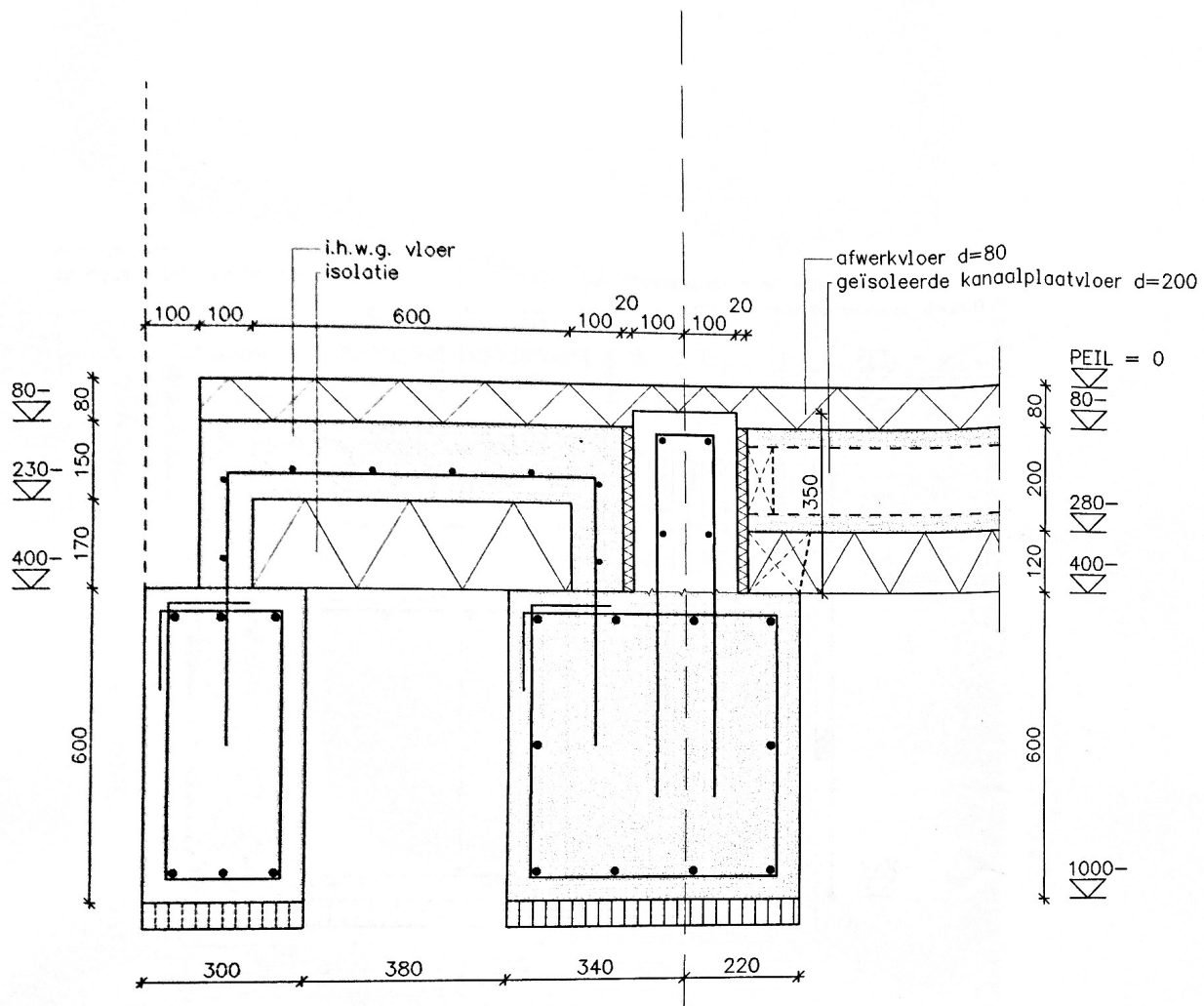
Onderdeel: Detail 5		
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

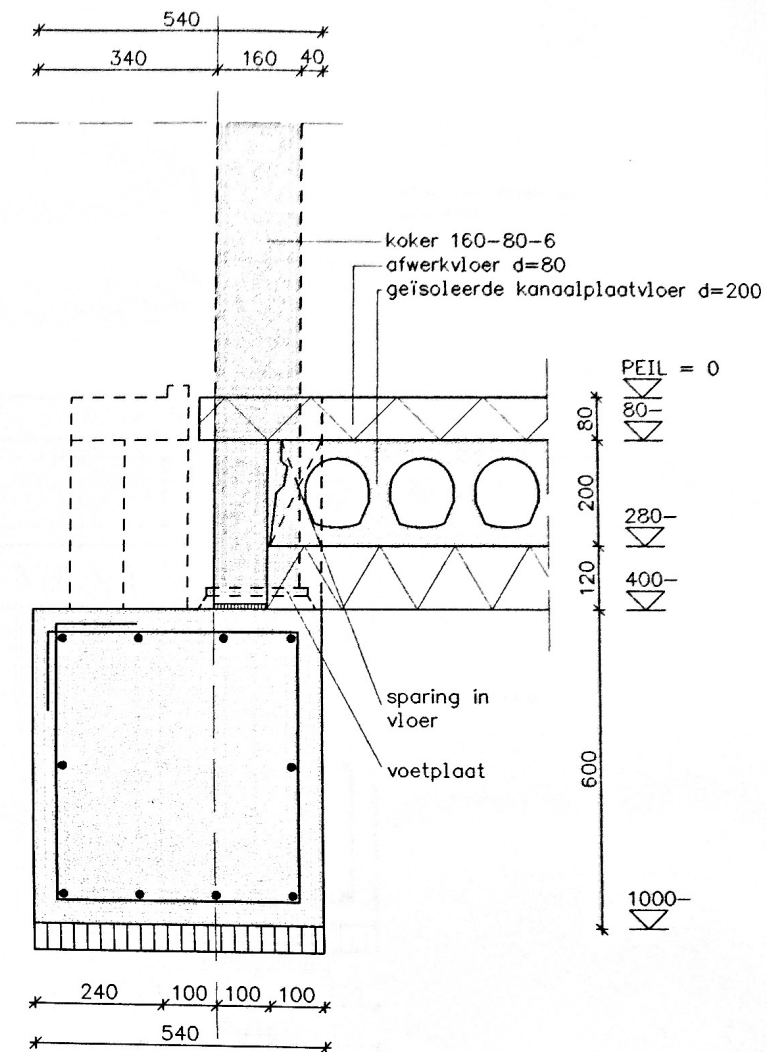
LEEN][BRAK
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D4



Detail 6



Detail 7

Onderdeel:	Details 6 en 7	
schaal:	1:10	get.: AR
datum:	1998-08-14	gez.:
		formaat: A3

wijz.:	datum:

LEEN][BRAK
BOUWKUNDIG ADVIESBUREAU

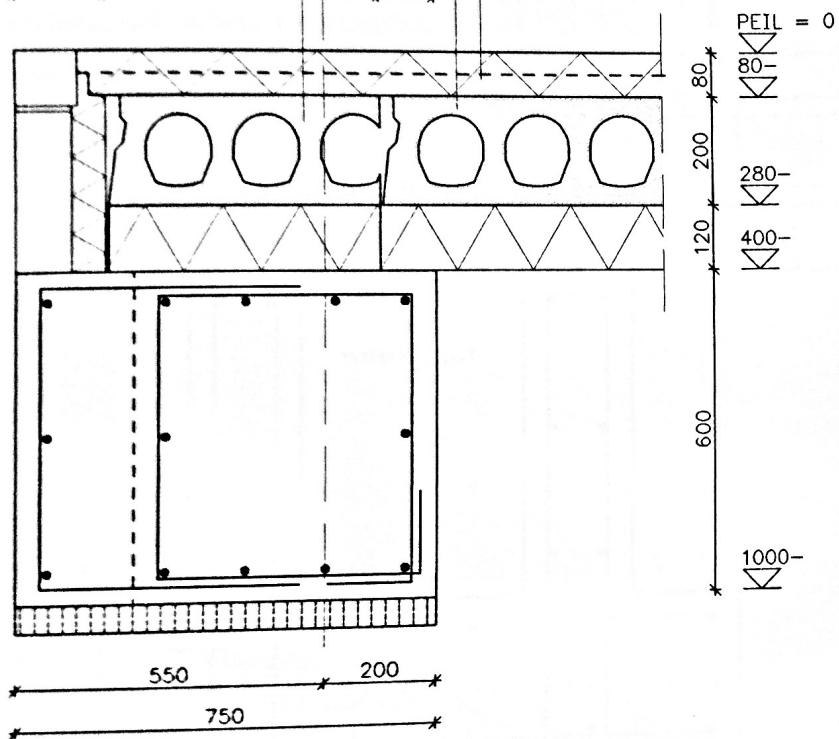
Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.:	98319
Tek.nr.:	D5

geïsoleerde kanaalplaatvloer d=200
oplegging aan beide uiteinden

160 490 100

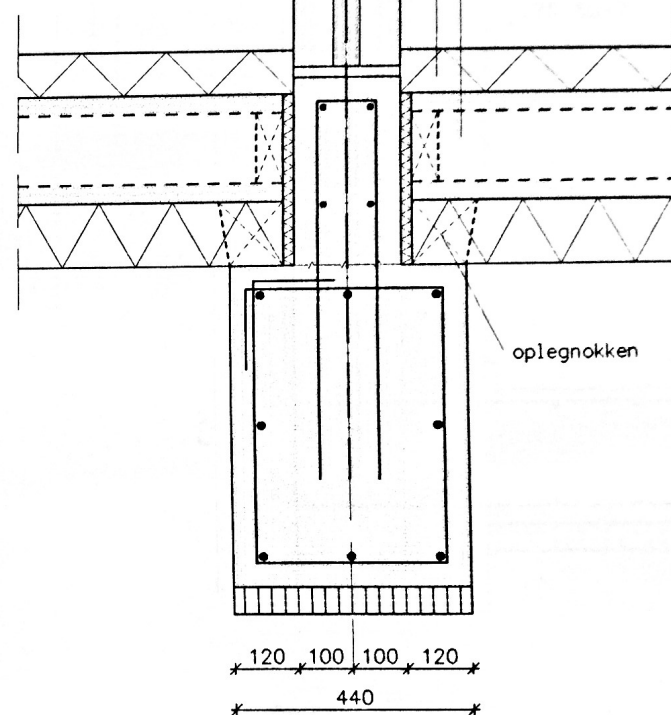
afwerkvloer met schoonloopmat
geïsoleerde kanaalplaatvloer d=200



Detail 8

200
20100 10020

prefab betonnen wand d=200
gaine Ø50
M20
afwerkvloer d=80
geïsoleerde kanaalplaatvloer d=200



Detail 9

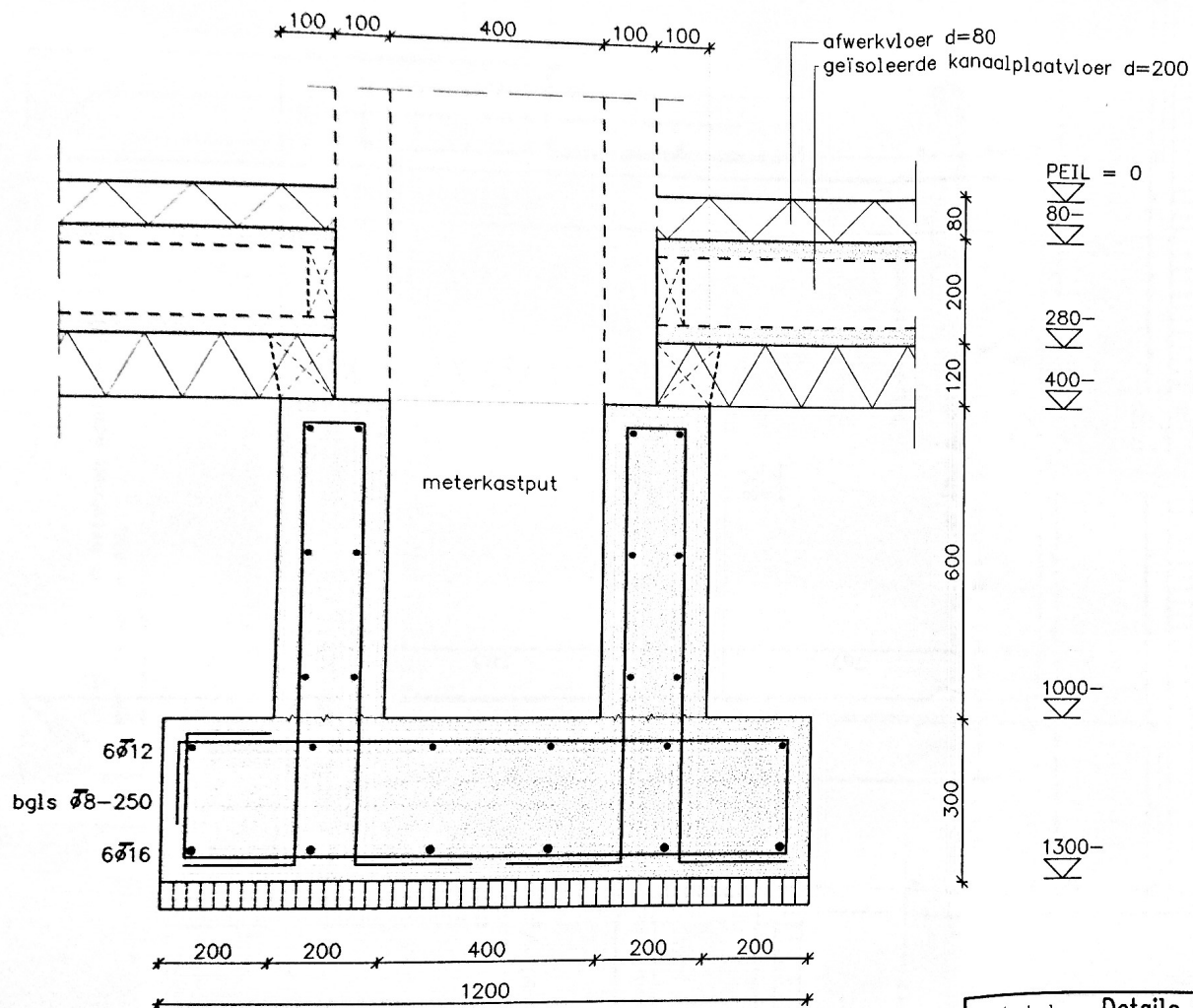
Onderdeel: Details 8 en 9	get.: AR	formaat: A3
schaal: 1:10	gez.:	
datum: 1998-08-14		

wijz.:	datum:

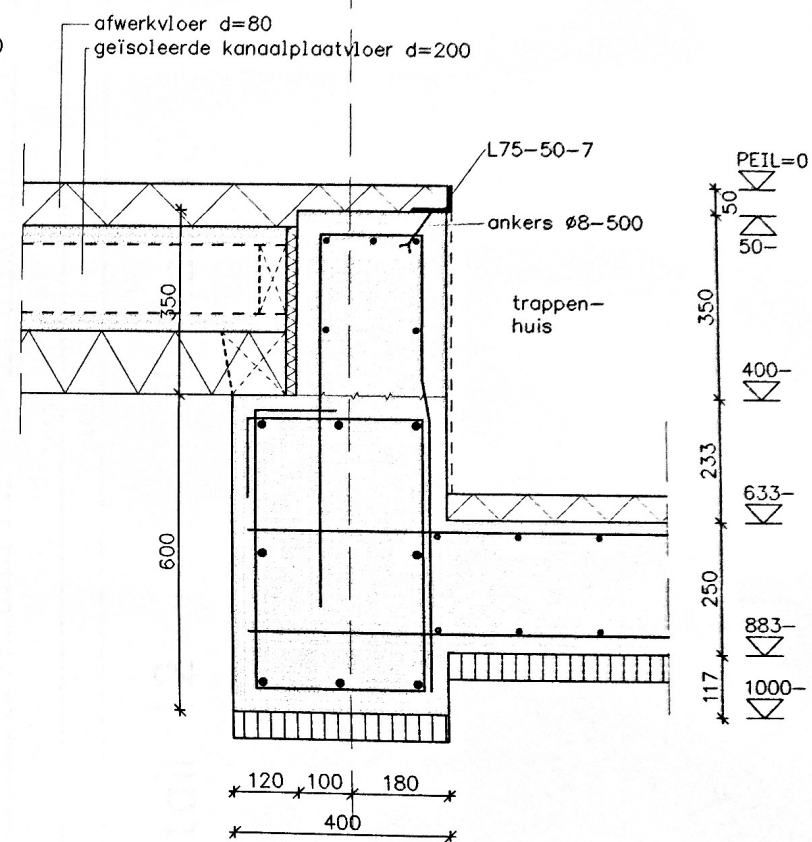
LEEN **BR**
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon (0182) 51 31 92
fax (0182) 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D6



Detail 10



Detail 11

Onderdeel:	Details 10 en 11	
schaal:	1:10	get.: AR
datum:	1998-08-14	gez.:
		formaat: A3

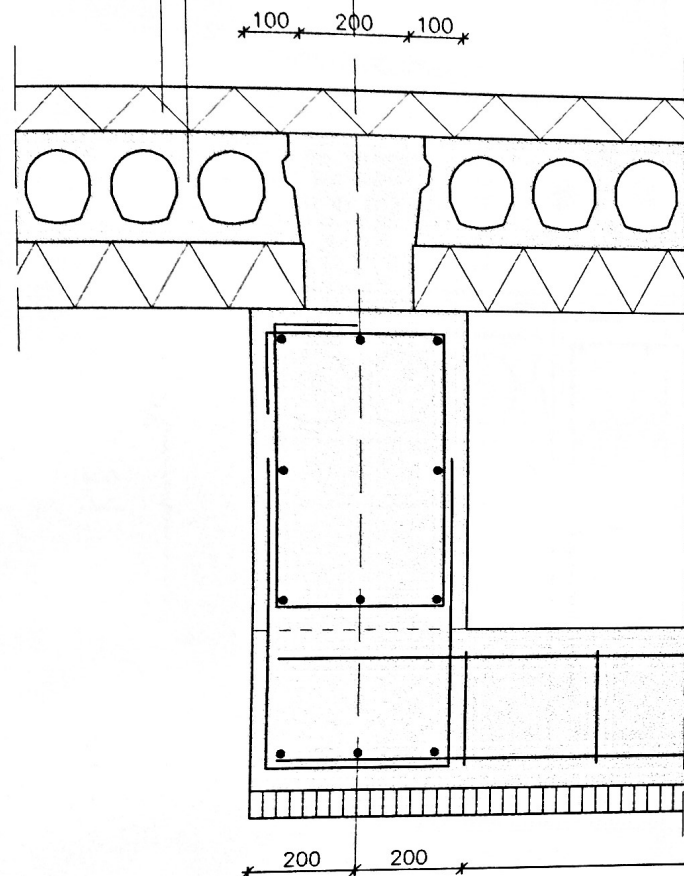
wijz.:	datum:

LEEN **BR**AK
BOUWKUNDIG ADVIESBUREAU

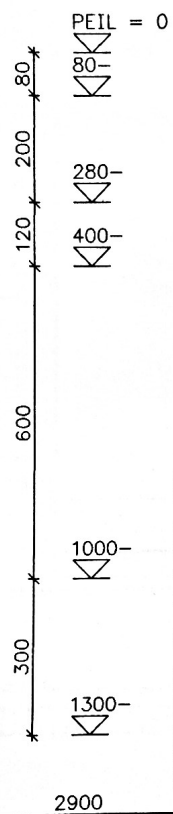
Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.:	98319
Tek.nr.:	D7

afwerkvloer d=80
geïsoleerde kanaalplaatvloer d=200

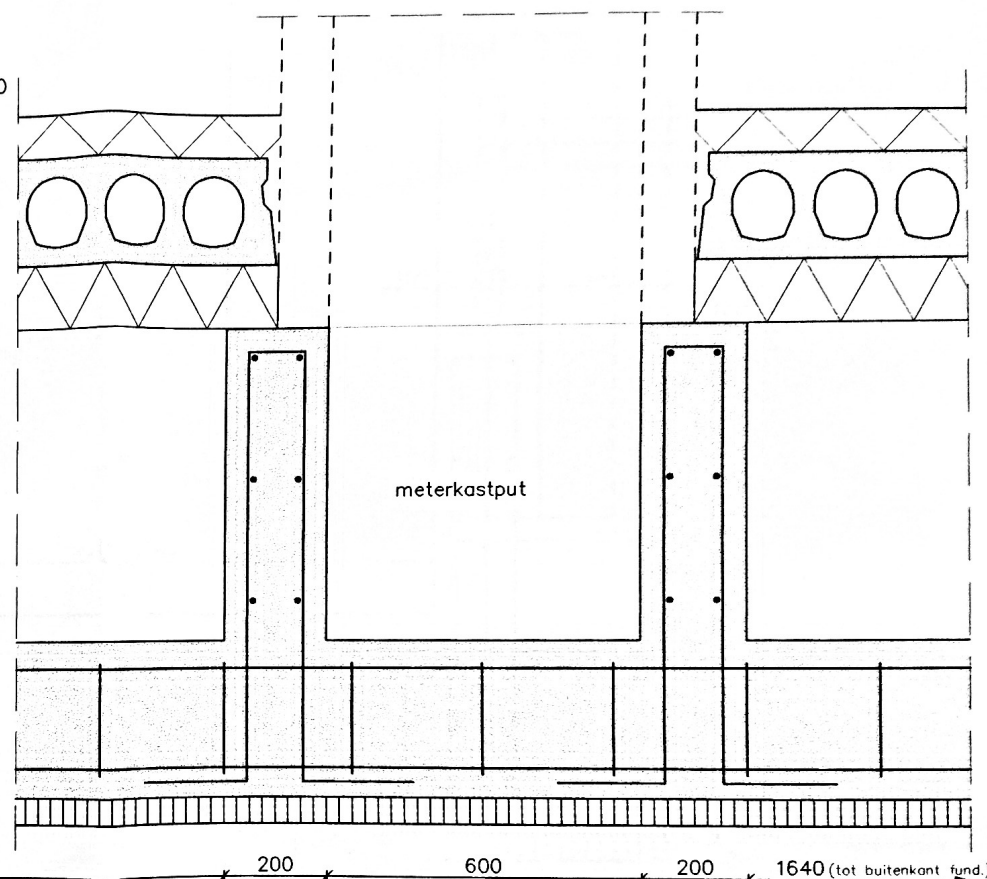


Detail 14



Detail 15

100 100 600 100 100



6Ø12
bgl's Ø8-250
6Ø16

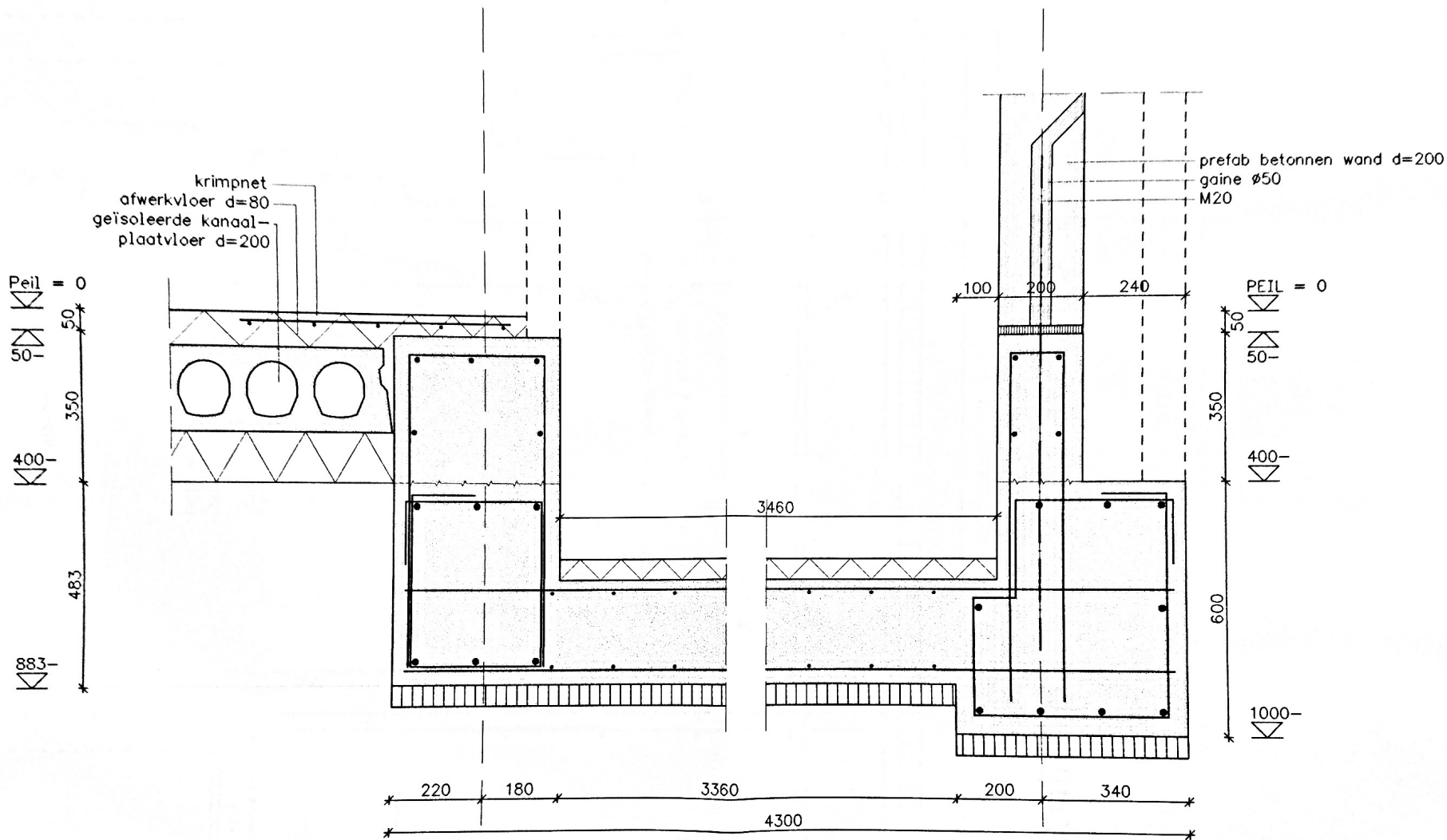
Onderdeel: Details 14 en 15		
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

LEEN][BRAK
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon (0182) 51 31 92
fax (0182) 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D9



Detail 16

Detail 17

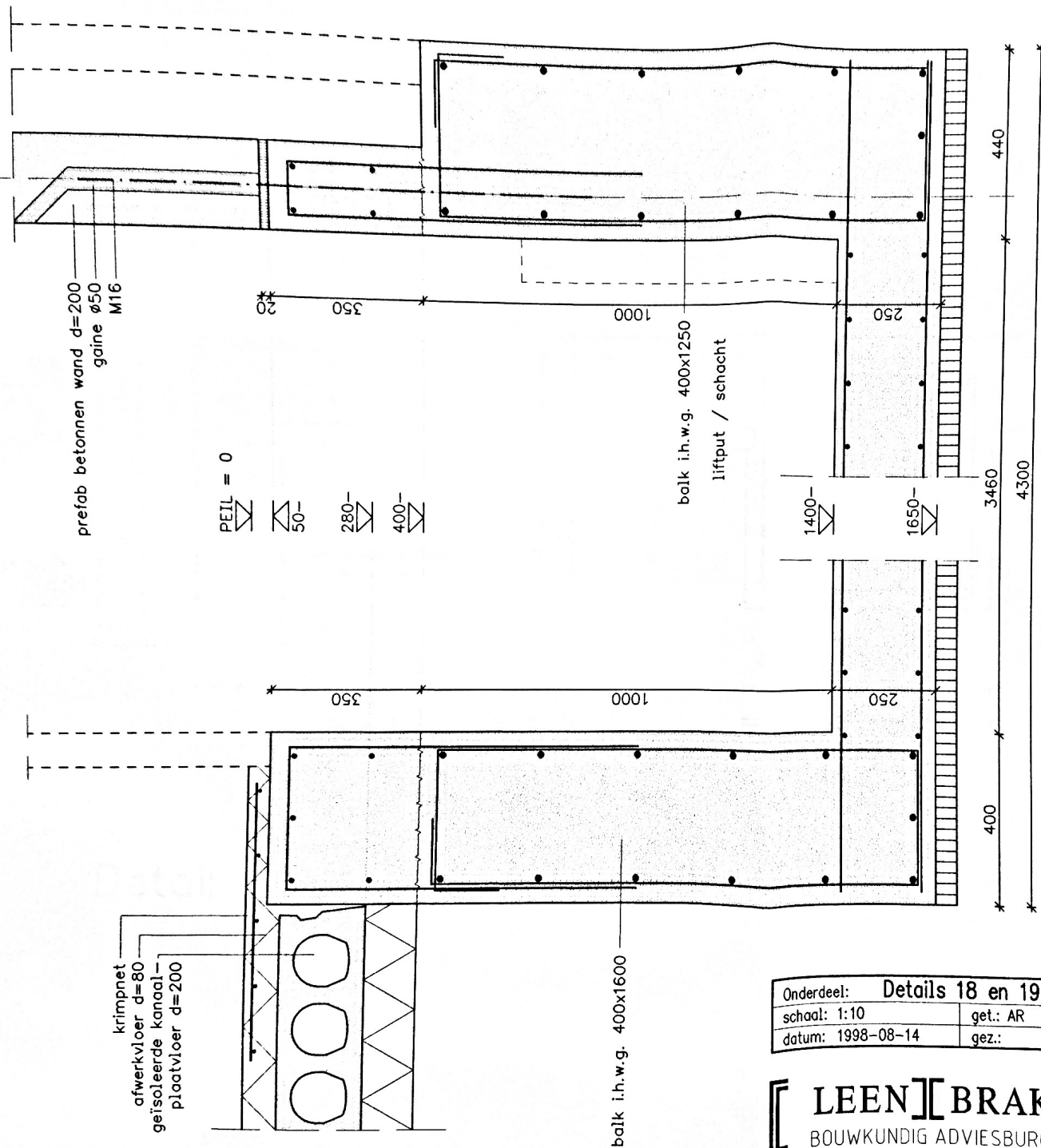
Onderdeel: Details 16 en 17		
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

LEEN BRAK
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D10



Detail 19

Detail 18

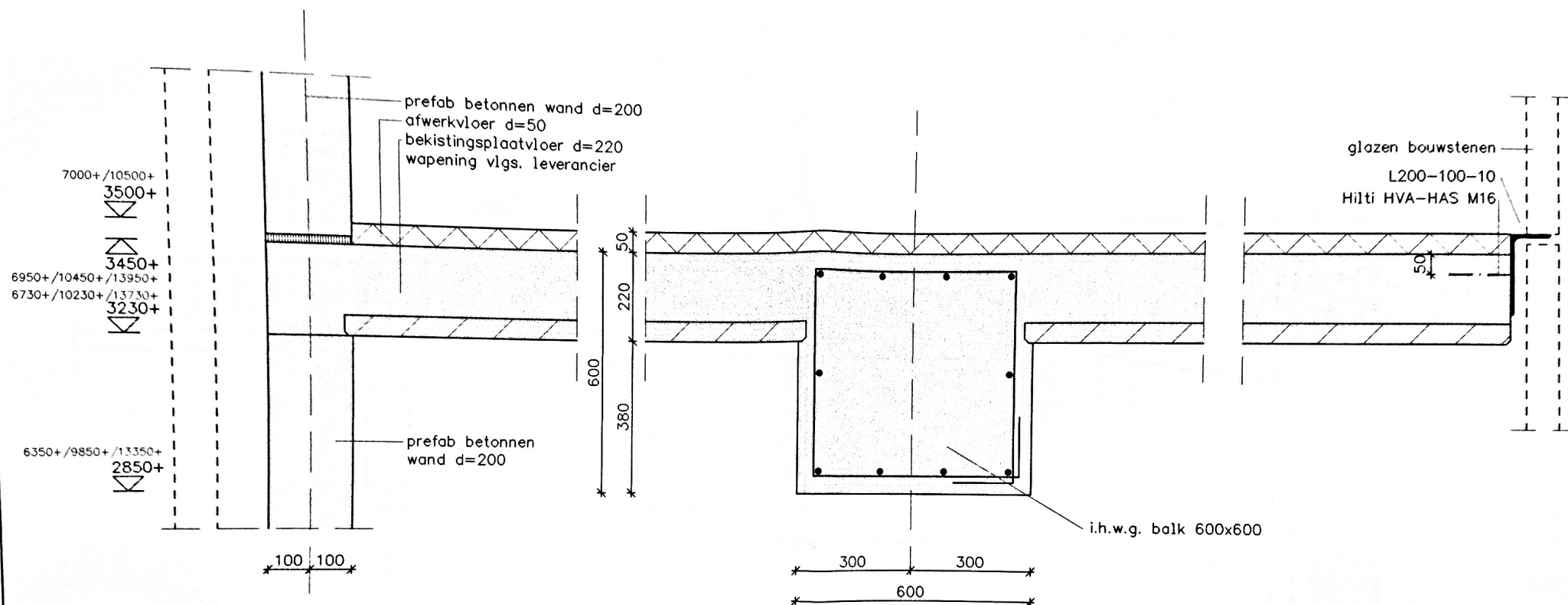
Onderdeel:	Details 18 en 19		
schaal:	1:10	get.:	AR
datum:	1998-08-14	gez.:	
		formaat:	A3

wijz.:	datum:

LEEN **BRAK**
 BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
 Gouda 2801 LC
 telefoon [0182] 51 31 92
 fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.:	98319
Tek.nr.:	D11



Detail 20

Detail 21

Detail 22

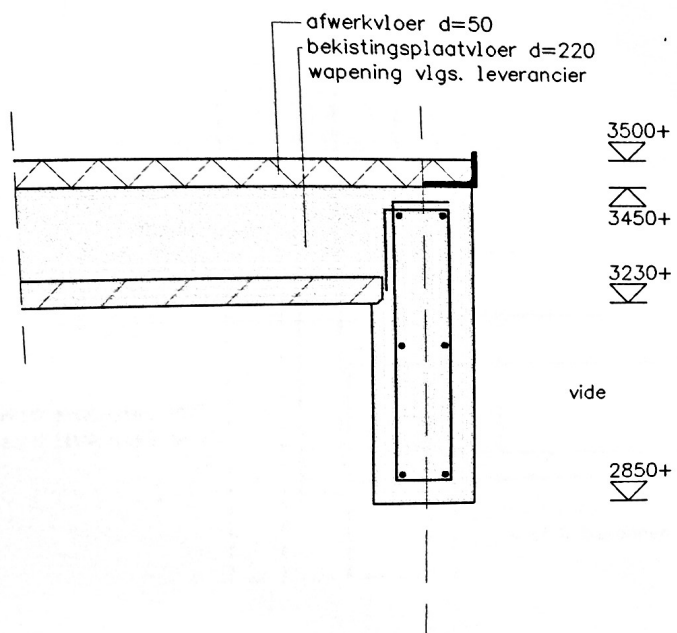
Onderdeel: Details 20 - 22		
school: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

wijz.:	datum:

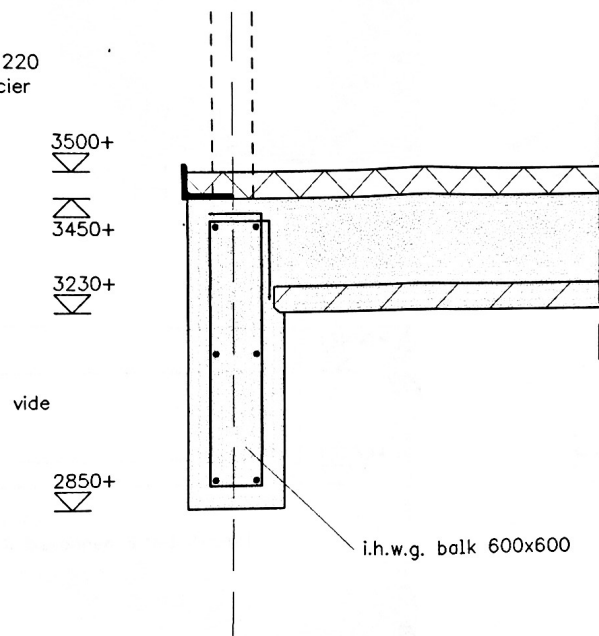
LEEN][BRAK]
BOUWKUNDIG ADVIESBUREAU

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

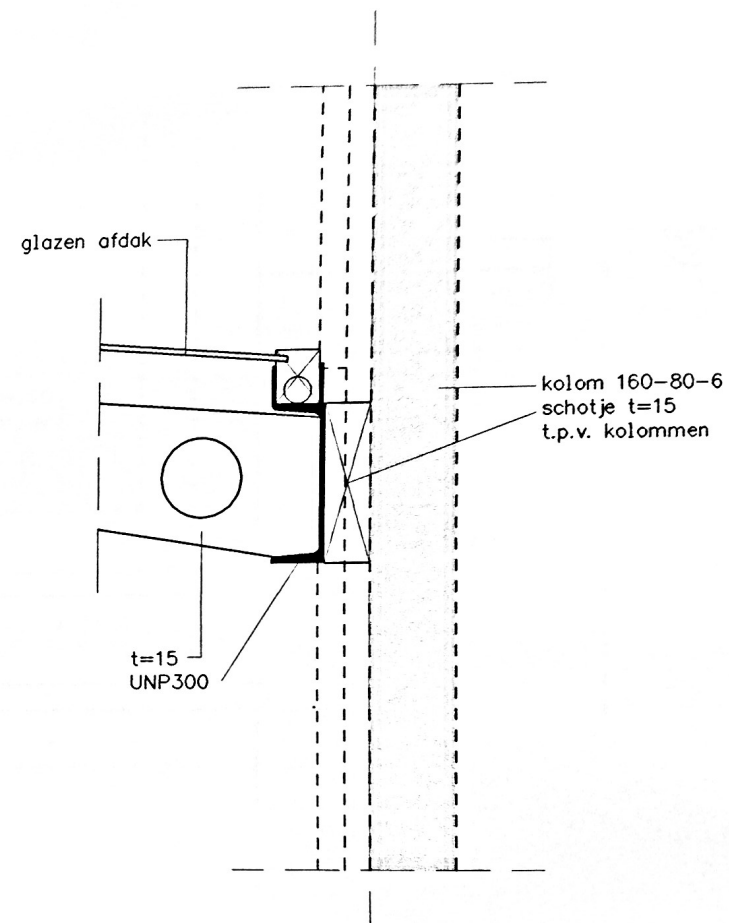
Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D12



Detail 23



Detail 24



Detail 25

Onderdeel:	Details 23 - 25	
schaal: 1:10	get.: AR	formaat: A3
datum: 1998-08-14	gez.:	

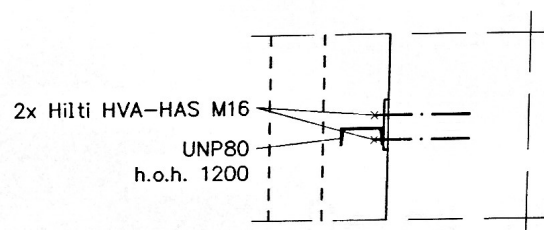
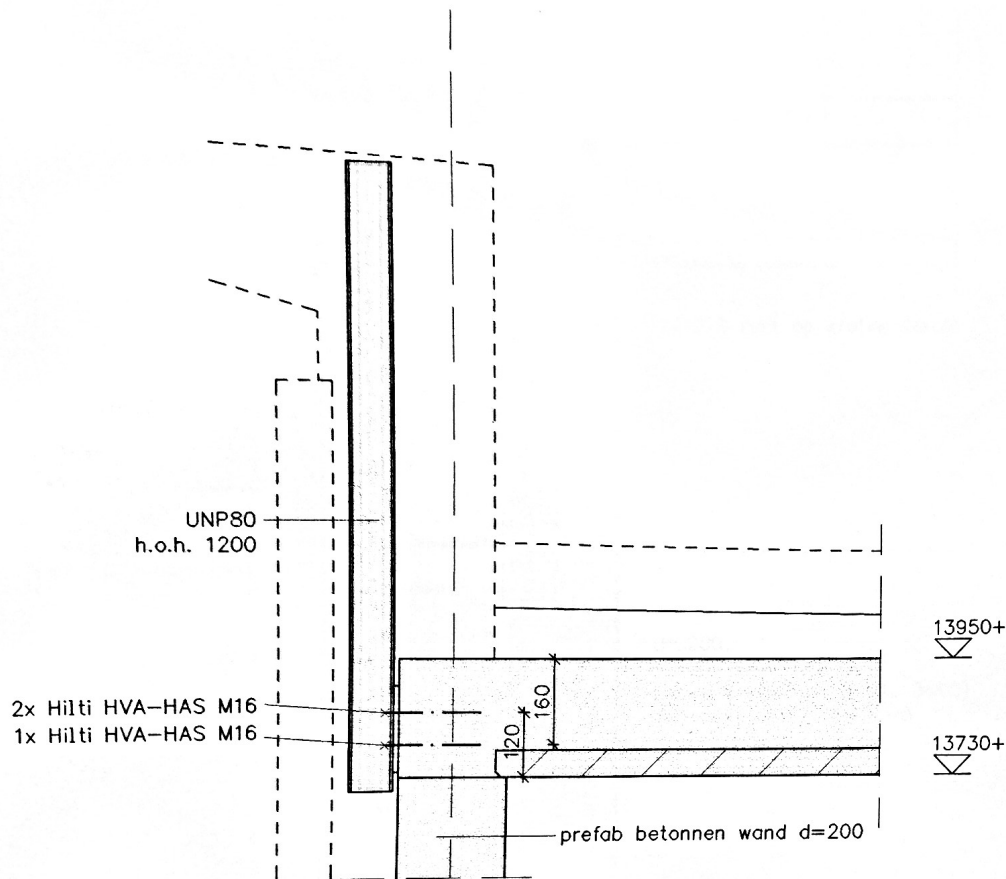
wijz.:	datum:

LEEN **BR**AK
BOUWKUNDIG ADVIESBUREAU

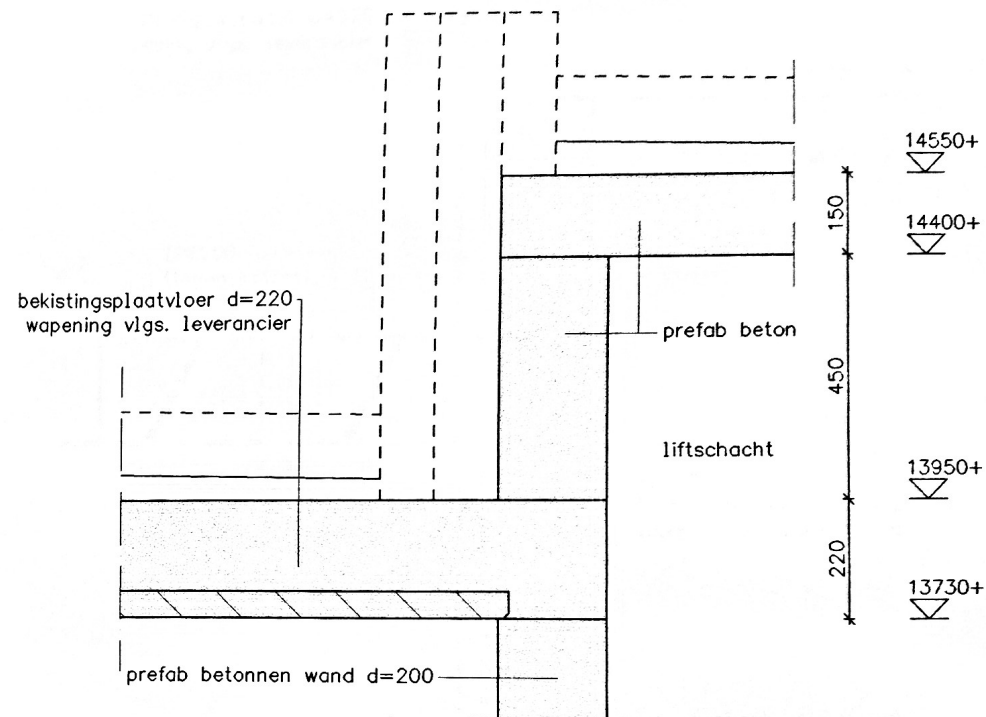
Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D13





Detail 26



Detail 27

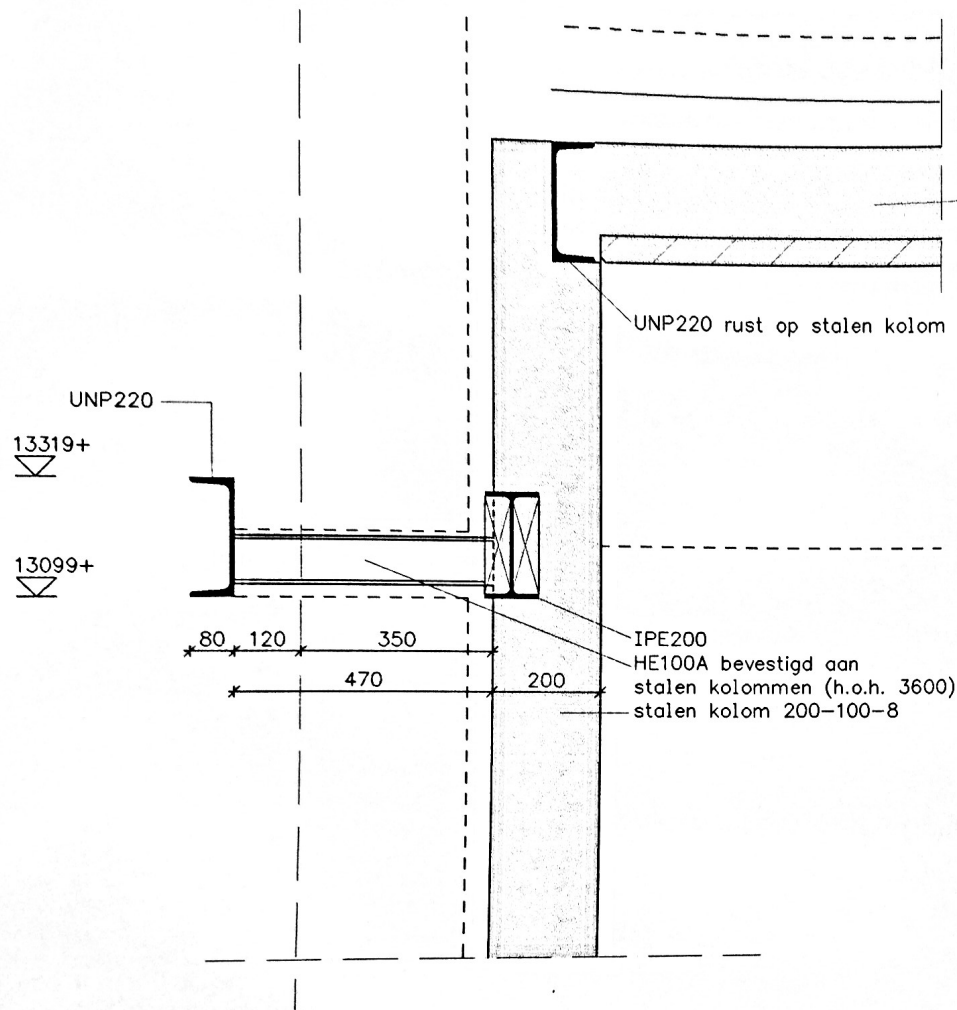
Onderdeel:	Details 26 en 27	
schaal:	1:10	get.: AR
datum:	1998-08-14	gez.:
		formaat: A3

wijz.:	datum:

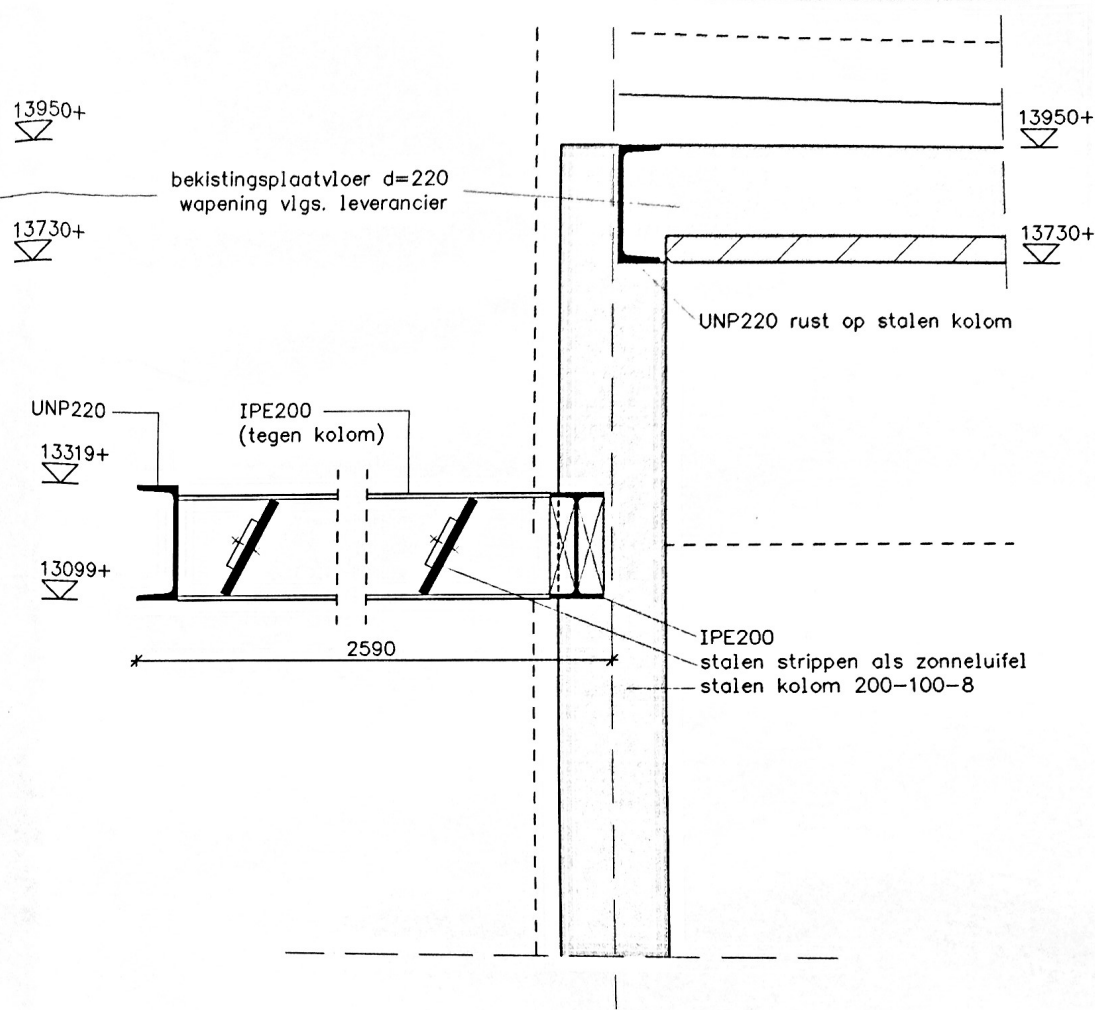
LEEN **BRAK**
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.:	98319
Tek.nr.:	D14



Detail 28



Detail 29

Onderdeel:	Details 28 en 29	
schaal:	1:10	get.: AR
datum:	1998-08-14	formaat: A3
		gez.:

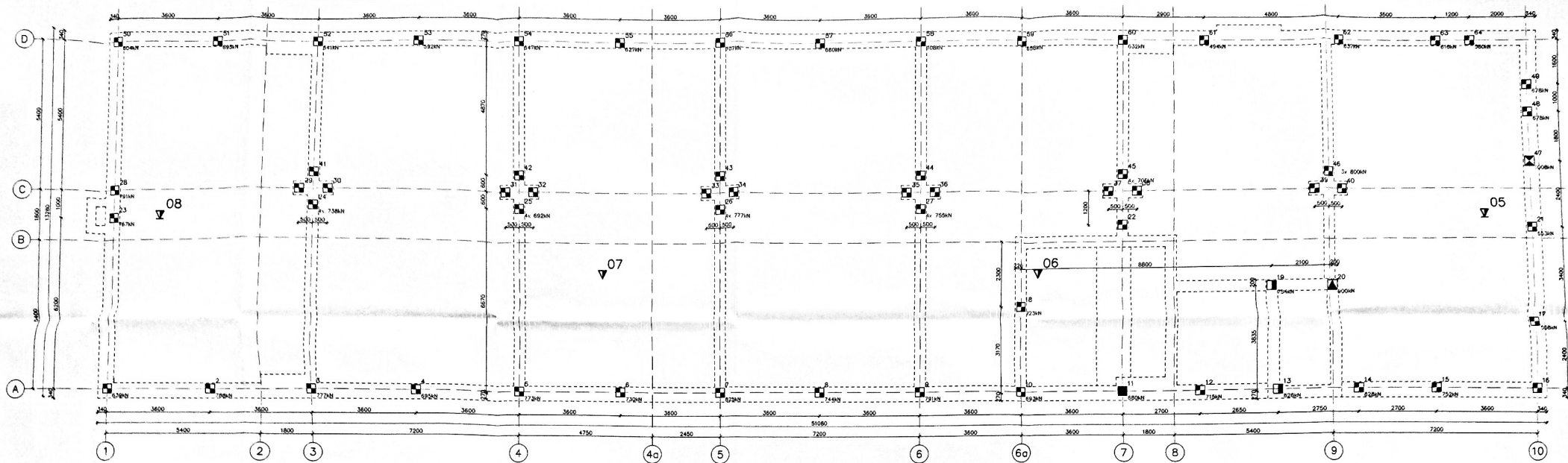
wijz.:	datum:

LEEN **BRAC**
BOUWKUNDIG ADVIESBURO

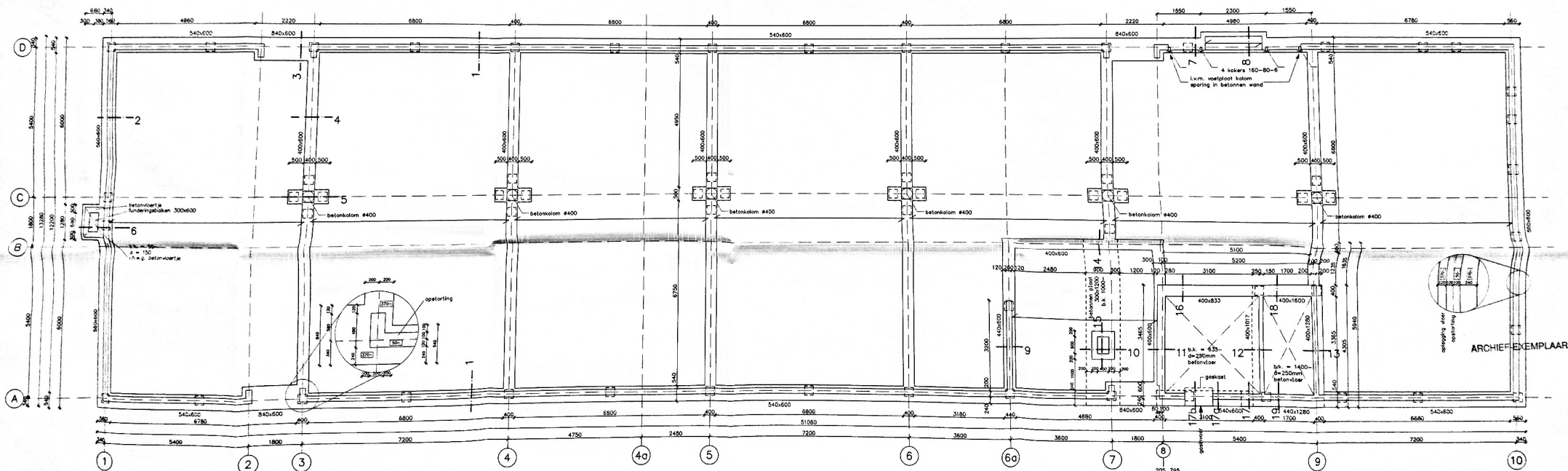
Hoge Gouwe 77
Gouda 2801 LC
telefoon [0182] 51 31 92
fax [0182] 55 00 84

Proj.nr.: 98319
Tek.nr.: D15

2. Bijlage: Archieftekening – constructieve plattegronden en palenplan



Palenplan gebouw L



Fundering gebouw L

Informatie

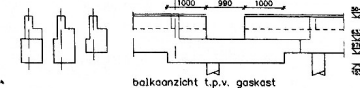
milieulimiet 2 825
Beton: ballen
profiel: wonden 835
ballen: wonden 835
Staal: # Feb 500
dekking: 40mm random
ballen: #
Lafengte: 50 x #
▼ fundering: Joutre AA-05439
overspanningsrichting
geteeld: 100mm
d=200mm
In de vloer: een krimpsnel #25-150
Constructie: 5236 (vanderend: ballen)

Heirenvooi gebouw R

Peri = 5100 - NAP

TYPE	AFMETING	AANTAL	INNEVENIG L x B	LENGTE	AFMETING L x B	OPMERKINGEN
■	#320	59	20.50m	14.75m	950-	Paal 12: afmet. 1210-
■	#320	1	20.50m	14.50m	1280-	
■	#320	2	20.50m	14.00m	1630-	
■	#350	1	20.50m	14.75m	950-	
■	#350	1	20.50m	14.00m	1630-	
		64				

Geplaatst wordt om alle palen te kalenderen.
Postbestemming (H) = rekenwaarde.

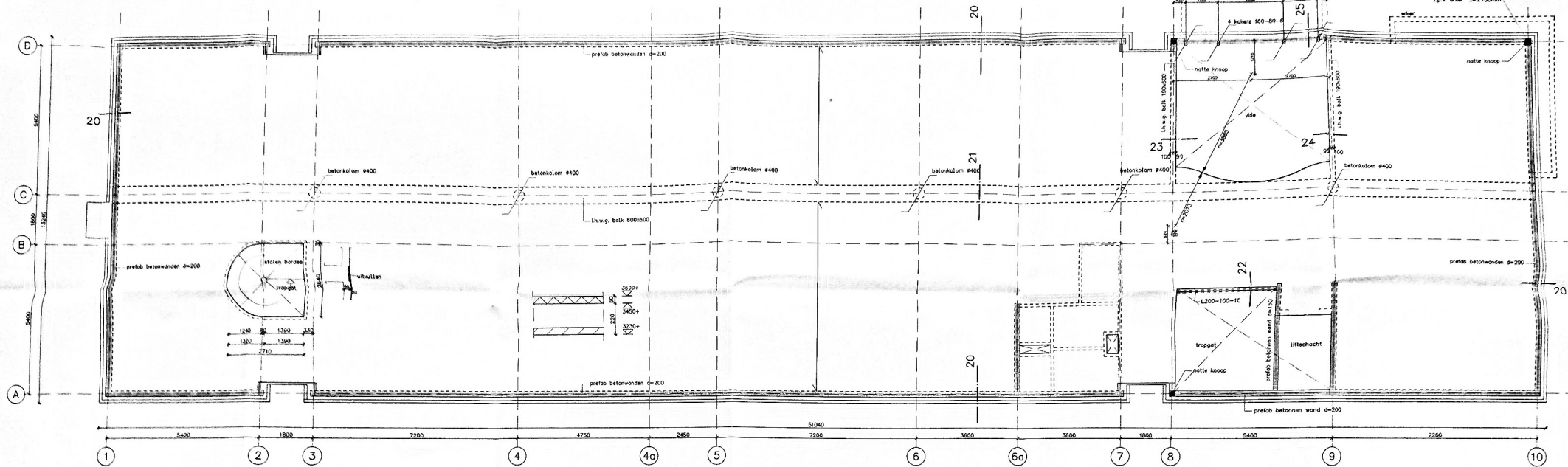


balkonziekt t.p.v. gaskast

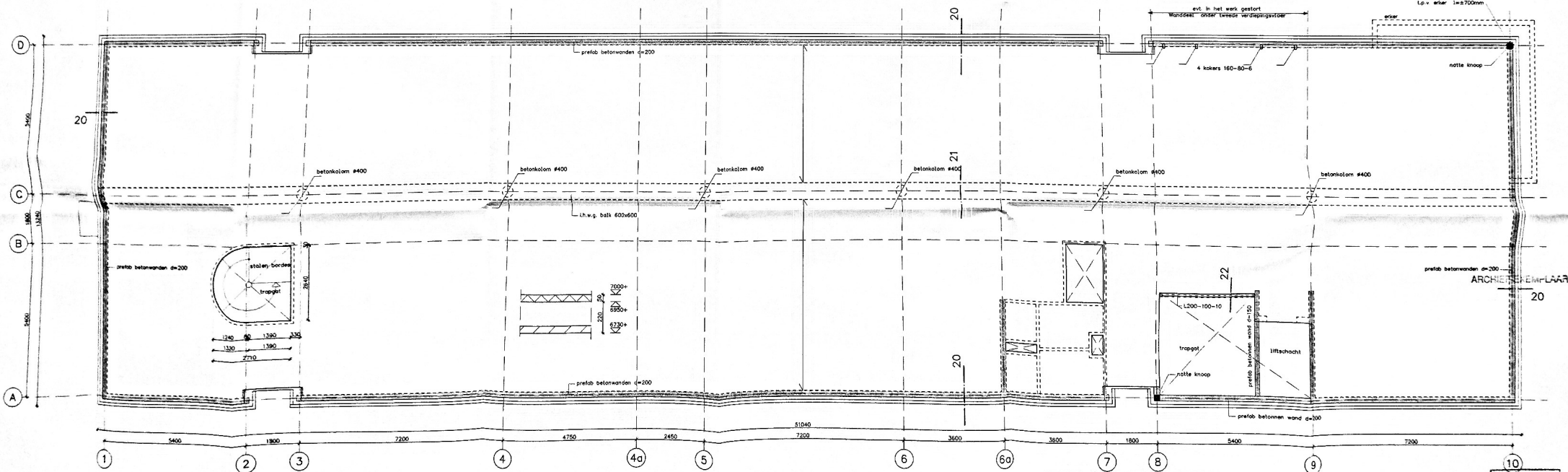
Project: Nieuwbouw kantoren
Hoofdweg te Rotterdam
Aanvraag: RPHS architecten Voorburg
Opdrachtgever: Leyten en partners Rotterdam
Onderwerp: Palenplan en fundering gebouw L
Aantal: 130
Datum: 1997-06-05
Teken: 10

24 JUN 1997

Project: 06.379
Teken: KIL



1e verdiepingvloer 3500+



2e verdiepingvloer 7000+

Informatie

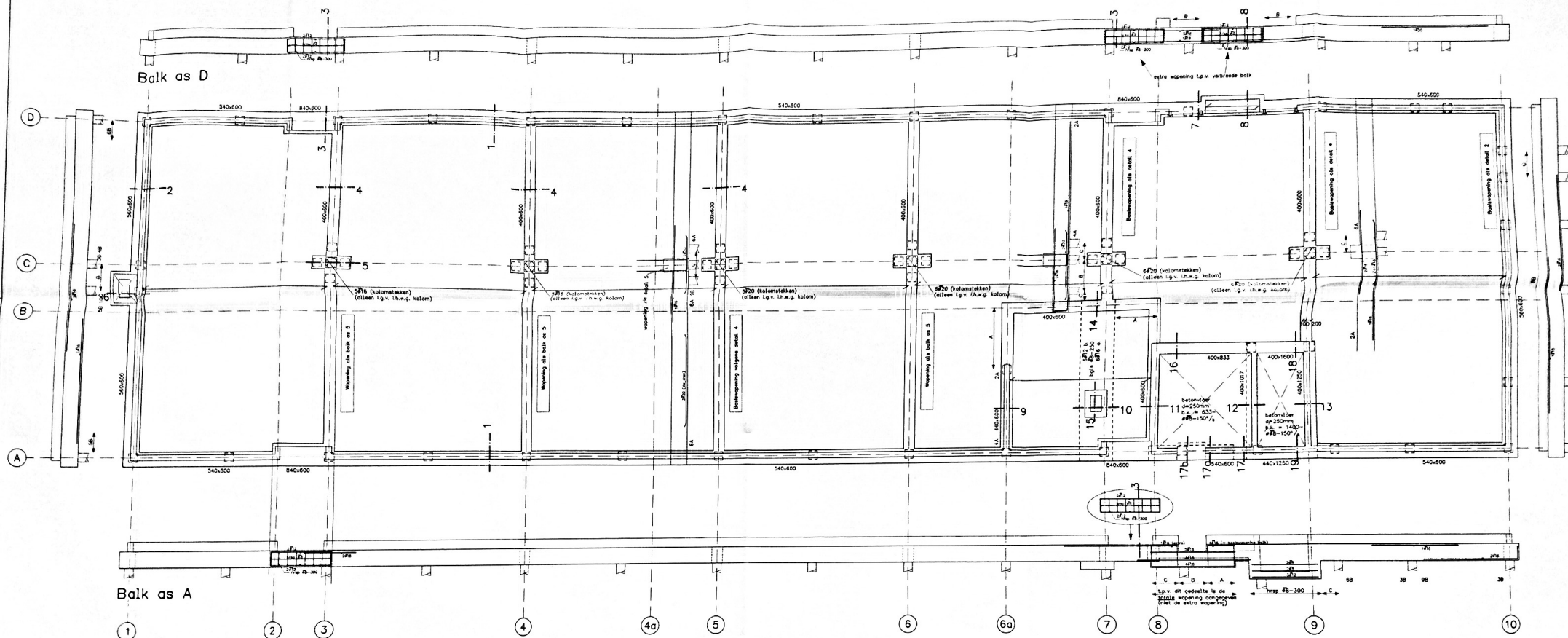
milieuklasse 2
 Beton balken / vloeren B25
 Beton wanden B35
 betonkolom #400 B25
 Staal # Fab 500
 dak 40mm random
 balkendeuren
 laslengte 50 x e
 Vondering Joutro AA-05439
 overspanningsschijf
 belastingopname
 d=220mm (incl. drukloop)
 Constructiestaal S235 (brandwerend beladen)

Project	Nieuwbouw kantoren	Opdrachtgever	St. J. van der Meer
Locatie	Hoofdweg te Rotterdam	Architect	RPMS architecten Voorburg
Gebruik	Kantoren	Gepland	Leiden en partners Rotterdam
Verwerk	Eerste en tweede verdiepingvloer gebouwd	Verwerk	get. AR
Verwerk	1999-09-21	Verwerk	get. LB

LEEN BRAK

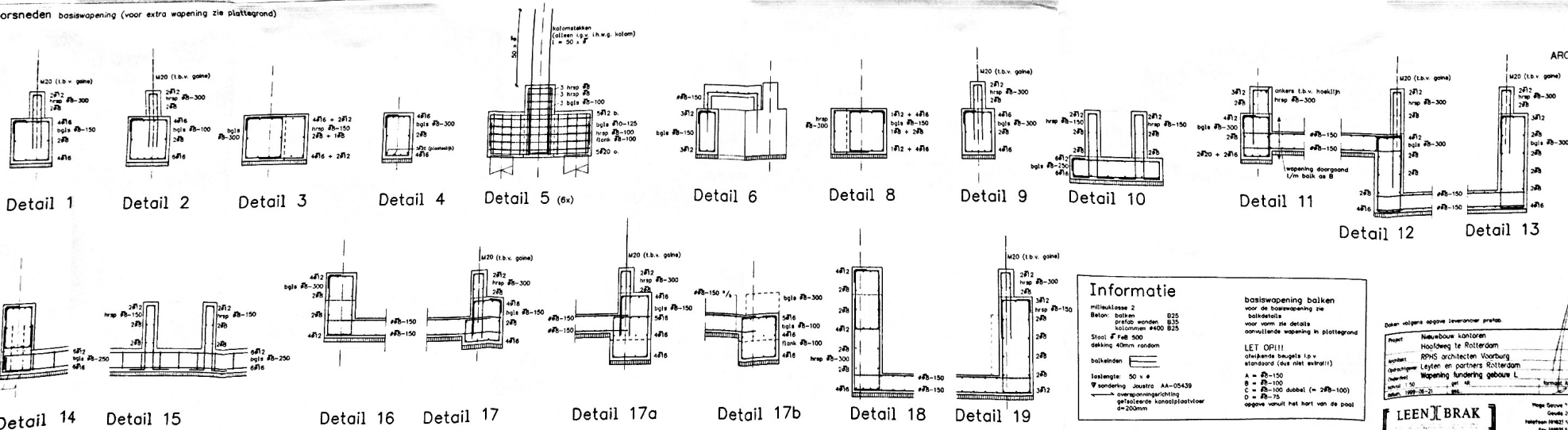
Hout Drukkerij
 Gouda 2611 LC
 Telefoon 01823 15 15 15
 Fax 01823 15 00 00

Project 06.318
 Tek. K2L



Beugels: A = $\bar{B}\bar{B}$ -150
 B = $\bar{B}\bar{B}$ -100 + flank $\bar{B}\bar{B}$ -100
 C = $\bar{B}\bar{B}$ -100 dubbel (= $2\bar{B}\bar{B}$ -100) + flank $\bar{B}\bar{B}$ -100
 D = $\bar{B}\bar{B}$ -75 + flankwap. $\bar{B}\bar{B}$ -100

Balkdoorsneden basiswapening (voor extra wapening zie plattegrond)



Voor de standaardwapening zie de details onder aan de tekening.
 De wapeningsstaven in de balken geven de extra wapening aan. Aangegeven beugels zijn niet extra maar in plaats van de standaard beugels.

Informatie

milieuklasse 2
 Beton: balken 025
 prefab wanden B35
 kolommen M400 B25
 Staal: F 448 500
 dekking 40mm random
 balkenlengte 50 x e
 Vonderberg Jouta AA-05439
 overspanningrichting
 getuigende kunststoflathen
 d=200mm

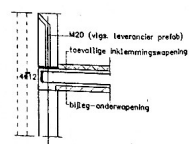
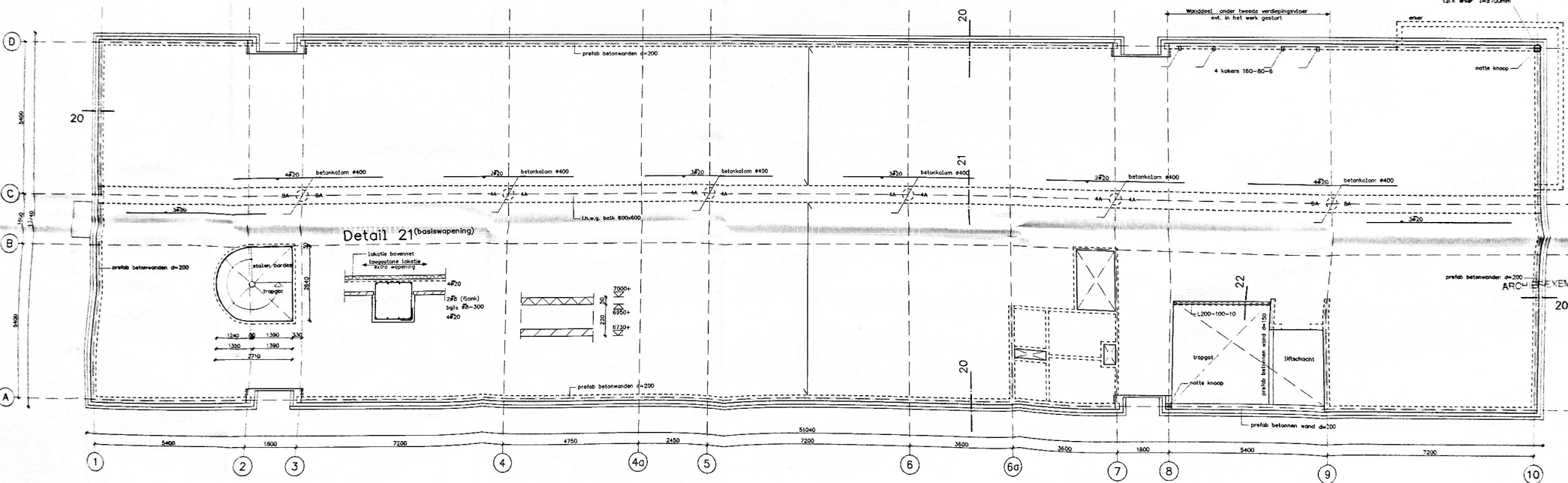
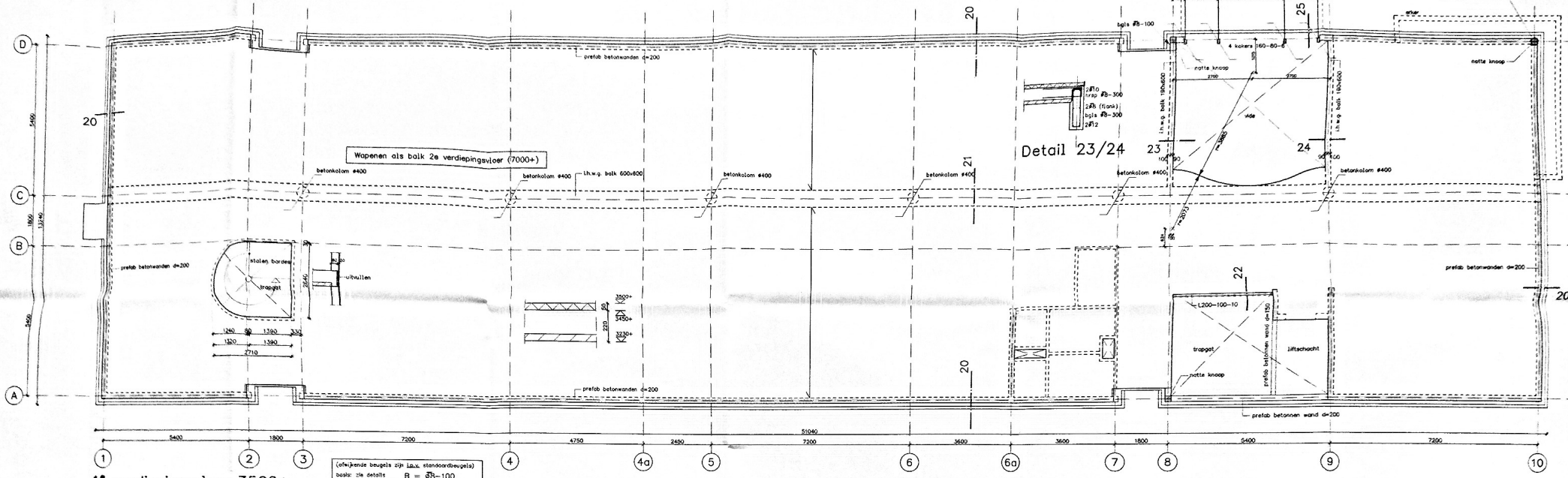
basiswapening balken
 voor de basiswapening zie
 details
 voor vorm zie details
 aanvullende wapening in plattegrond
 LET OP!!!
 oorspronkelijke beugels l.p.v.
 standaard (dat niet extralij)
 A = $\bar{B}\bar{B}$ -150
 B = $\bar{B}\bar{B}$ -100
 C = $\bar{B}\bar{B}$ -100 dubbel (= $2\bar{B}\bar{B}$ -100)
 D = $\bar{B}\bar{B}$ -75
 opgevoerd vanuit het hart van de pool

Deen volgens opgegeven leverancier profiel.
 Project: Nieuwbouw kantoren
 Hoofdwed te Rotterdam
 Architect: RPHS architecten Voorburg
 Leden en partners Rotterdam
 Wapening: Leningering gebouwe L
 datum: 1997-08-20

LEEN BRAK

ARCHIEF-EXEMPLAAR

24 JUN 1998
 Pagina 98.310
 KIML



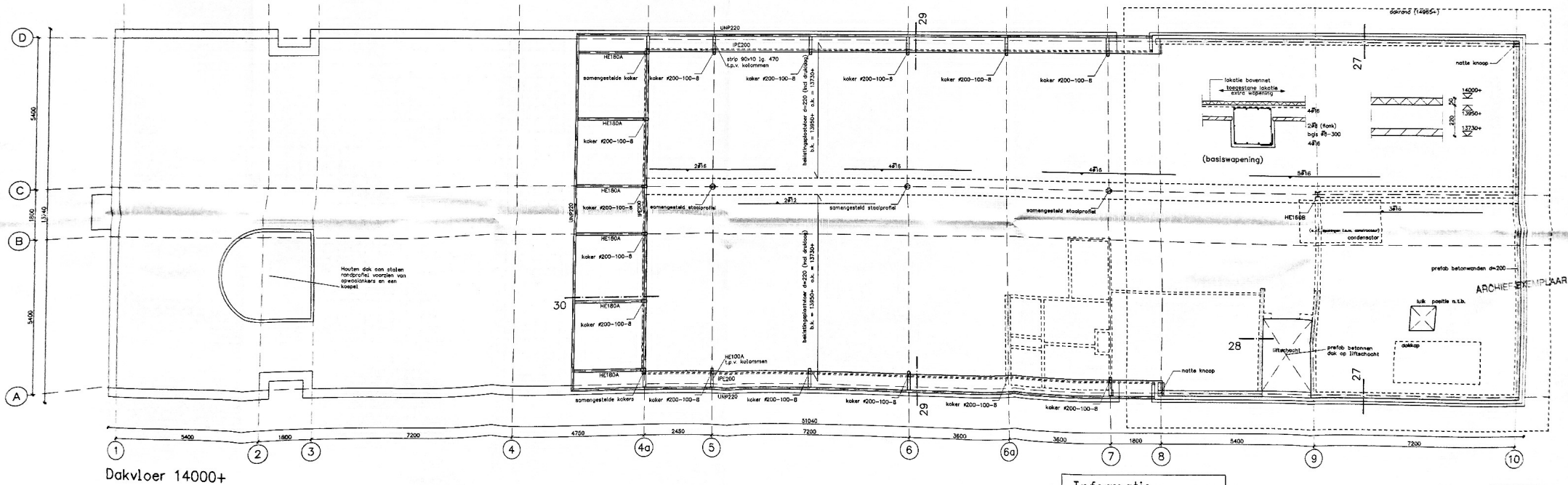
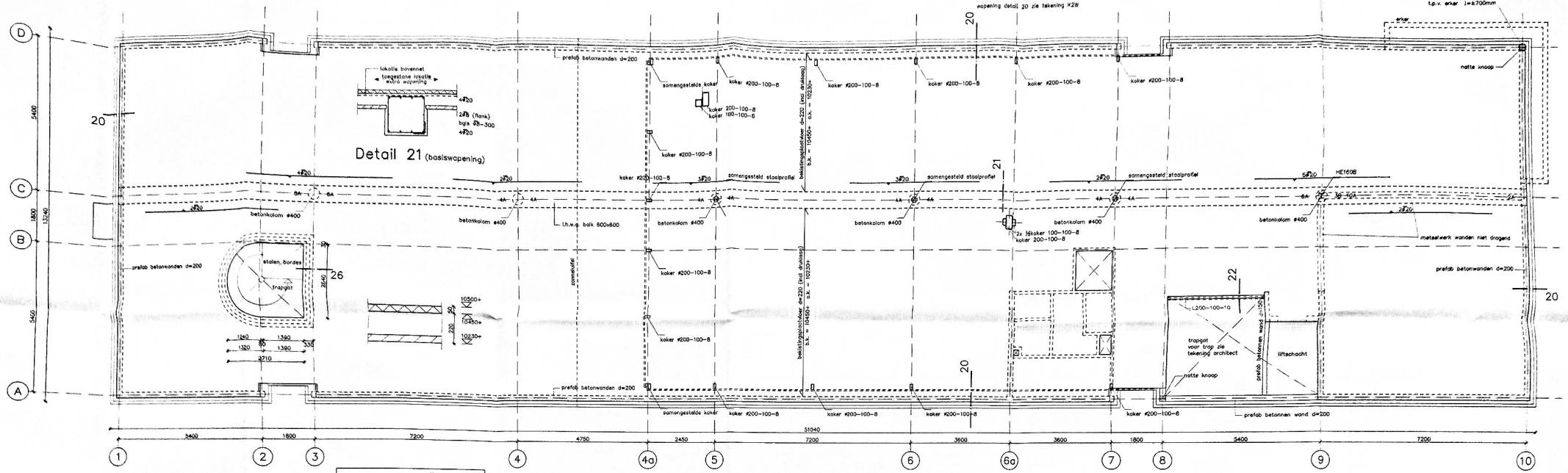
Informatie

milieuklasse 1
 Beton: balken / vloeren B25
 prefab wanden B35
 kolommen #400 B25
 Staal # FeB 500
 dekking 30mm rondom
 balken:
 lengte: 50 x 5
 overspanning/richting
 betonrijpingsvloer
 a=220mm (incl. druklaag)
 Constructie: 5235 (brandwerend betonen)

Basementen zijn niet drogend.
 Deze tekening is uitsluitend bedoeld voor de woningbouw.

Project: Nieuwbouw kantoren
 Hoofdweg te Rotterdam
 Architect: RPHS architecten Voorburg
 Uitvoering: Leyten en partners Rotterdam
 Datum: 1-9-88
 Tekenaar: J. van der Vlist
 Schaal: 1:50

LEEN BRAK



Informatie

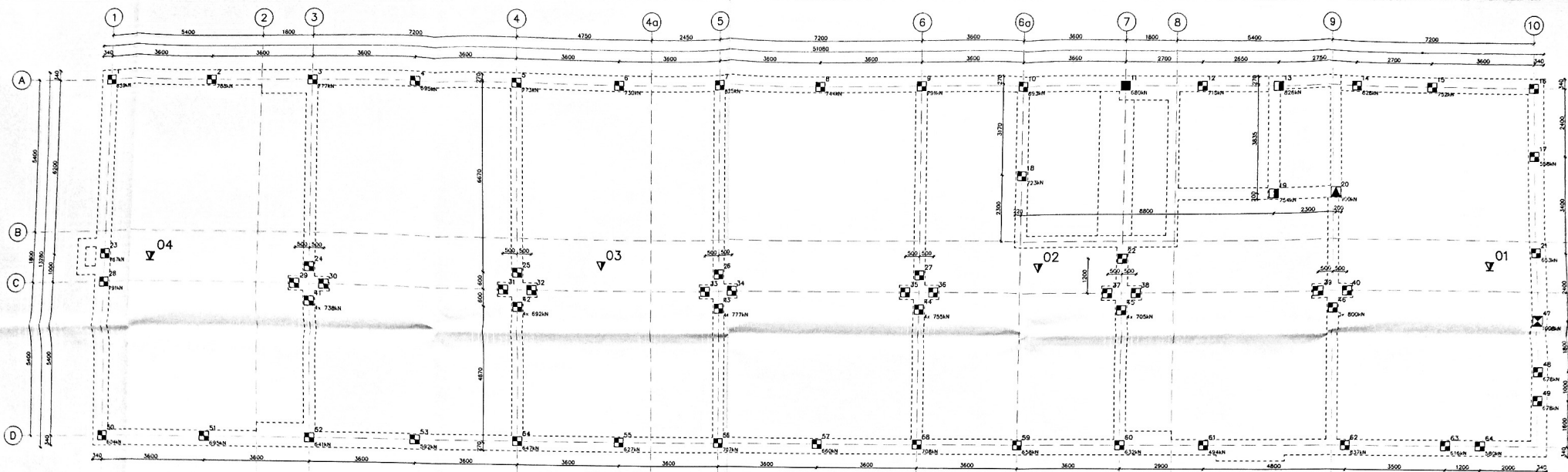
milieuclass 1
Beton: balken / vloeren 825
prefab wanden 835
kolommen #400 825
Staal: F 450 500
dakbedekking 30mm random
balken: 50 x 8
lengte: 50 x 8
overname van de tekening
bevestigingsplaatjes
d=220mm (incl. draad) (incl. draad)

Deze tekening is uitsluitend bedoeld voor de werkdag 11
Sproongen t.b.v. installaties etc. vgl. andere specificatie tekening 11

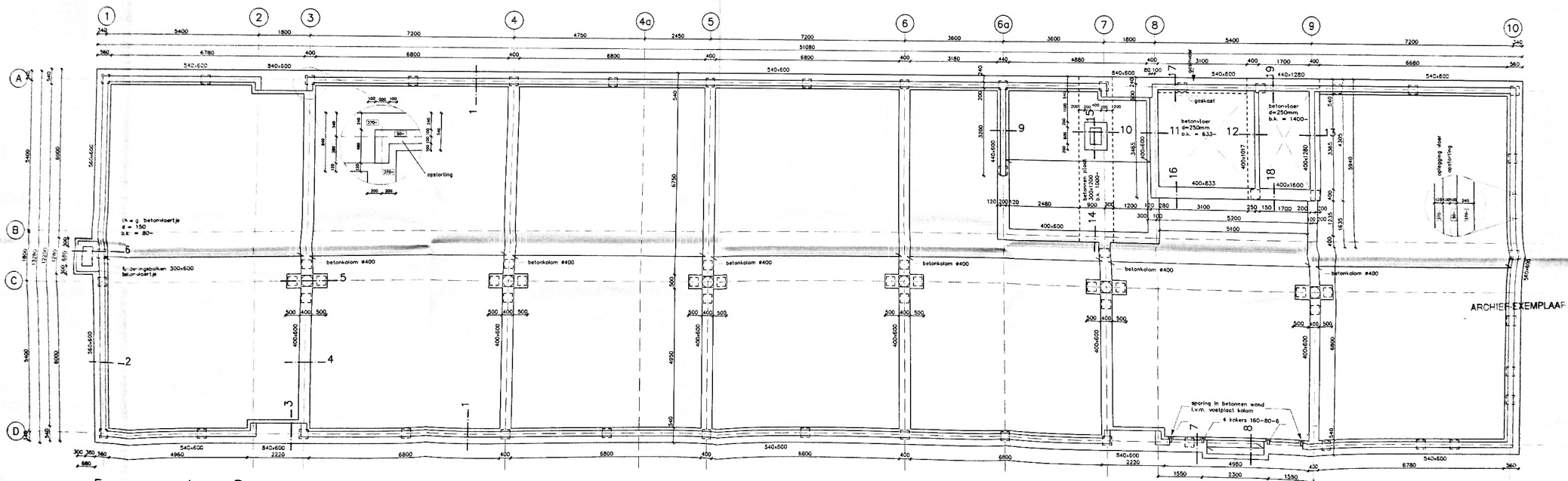
Project: Nieuwbouw kantoren
Hoofdweg te Rotterdam
Opdrachtgever: Rijkswaterstaat
Opdracht: Derde verdieping- en dakvloer gebouw 1
Schiedamschen dijk 10
1072 XG Rotterdam
T: 010-438 1111
F: 010-438 1112
E: info@k3w.nl
W: www.k3w.nl

LEENBRAK
Bouwkundig advies

Project: 58.319
T: 010-438 1111
F: 010-438 1112
E: info@k3w.nl
W: www.k3w.nl



Palenplan gebouw R



Fundering gebouw R

Informatie

mallekaste 2
 Beton: bodem 825
 profiel worden 825
 kolommen #400 825
 Staal # R40 500
 dekking 40mm caisson
 balkeenden
 In lengte: 30 x 4
 Vondering: 400 x 400-05439
 overspanningsrichting
 gietleedde kolomplaatvloer
 60-200mm
 In de afwerkbaar een kransnet #R6-150
 Constructielast 2235 (brandverend beladen)

Heirenvooi gebouw R <small>PHI = 5100 - MAP</small>					
TYPE	AFMETING	ANJAAL	WIERHOUD 10% NAP	LENGTE	OPMERKINGEN
1	#320	59	20.50m	14.75m	950
2	#320	1	20.50m	14.50m	1280
3	#320	7	20.50m	14.90m	1630
4	#350	1	20.50m	14.75m	850
5	#350	1	20.50m	14.00m	1630
6	#350	1	20.50m	14.00m	1630
7	#350	1	20.50m	14.00m	1630
8	#350	1	20.50m	14.00m	1630
9	#350	1	20.50m	14.00m	1630
10	#350	1	20.50m	14.00m	1630
11	#350	1	20.50m	14.00m	1630
12	#350	1	20.50m	14.00m	1630
13	#350	1	20.50m	14.00m	1630
14	#350	1	20.50m	14.00m	1630
15	#350	1	20.50m	14.00m	1630
16	#350	1	20.50m	14.00m	1630
17	#350	1	20.50m	14.00m	1630
18	#350	1	20.50m	14.00m	1630
19	#350	1	20.50m	14.00m	1630
20	#350	1	20.50m	14.00m	1630
21	#350	1	20.50m	14.00m	1630
22	#350	1	20.50m	14.00m	1630
23	#350	1	20.50m	14.00m	1630
24	#350	1	20.50m	14.00m	1630
25	#350	1	20.50m	14.00m	1630
26	#350	1	20.50m	14.00m	1630
27	#350	1	20.50m	14.00m	1630
28	#350	1	20.50m	14.00m	1630
29	#350	1	20.50m	14.00m	1630
30	#350	1	20.50m	14.00m	1630
31	#350	1	20.50m	14.00m	1630
32	#350	1	20.50m	14.00m	1630
33	#350	1	20.50m	14.00m	1630
34	#350	1	20.50m	14.00m	1630
35	#350	1	20.50m	14.00m	1630
36	#350	1	20.50m	14.00m	1630
37	#350	1	20.50m	14.00m	1630
38	#350	1	20.50m	14.00m	1630
39	#350	1	20.50m	14.00m	1630
40	#350	1	20.50m	14.00m	1630
41	#350	1	20.50m	14.00m	1630
42	#350	1	20.50m	14.00m	1630
43	#350	1	20.50m	14.00m	1630
44	#350	1	20.50m	14.00m	1630
45	#350	1	20.50m	14.00m	1630
46	#350	1	20.50m	14.00m	1630
47	#350	1	20.50m	14.00m	1630
48	#350	1	20.50m	14.00m	1630
49	#350	1	20.50m	14.00m	1630
50	#350	1	20.50m	14.00m	1630
51	#350	1	20.50m	14.00m	1630
52	#350	1	20.50m	14.00m	1630
53	#350	1	20.50m	14.00m	1630
54	#350	1	20.50m	14.00m	1630
55	#350	1	20.50m	14.00m	1630
56	#350	1	20.50m	14.00m	1630
57	#350	1	20.50m	14.00m	1630
58	#350	1	20.50m	14.00m	1630
59	#350	1	20.50m	14.00m	1630
60	#350	1	20.50m	14.00m	1630
61	#350	1	20.50m	14.00m	1630
62	#350	1	20.50m	14.00m	1630
63	#350	1	20.50m	14.00m	1630
64	#350	1	20.50m	14.00m	1630

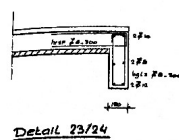
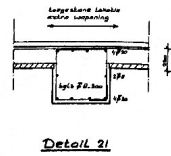
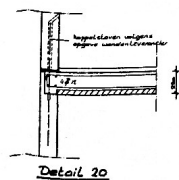
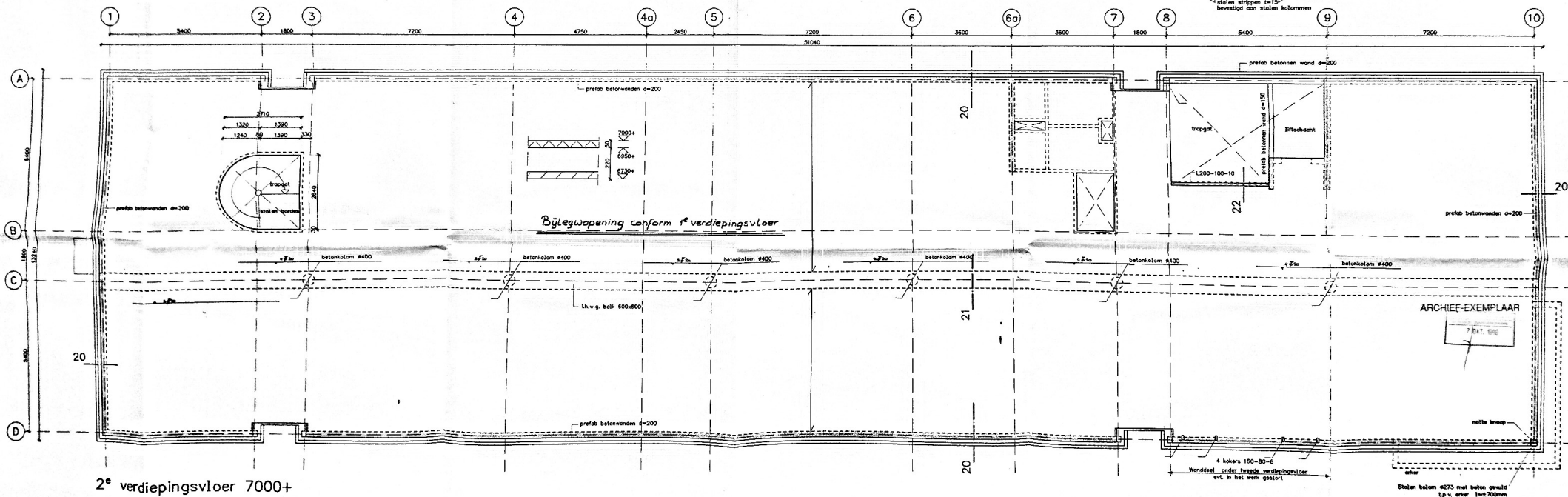
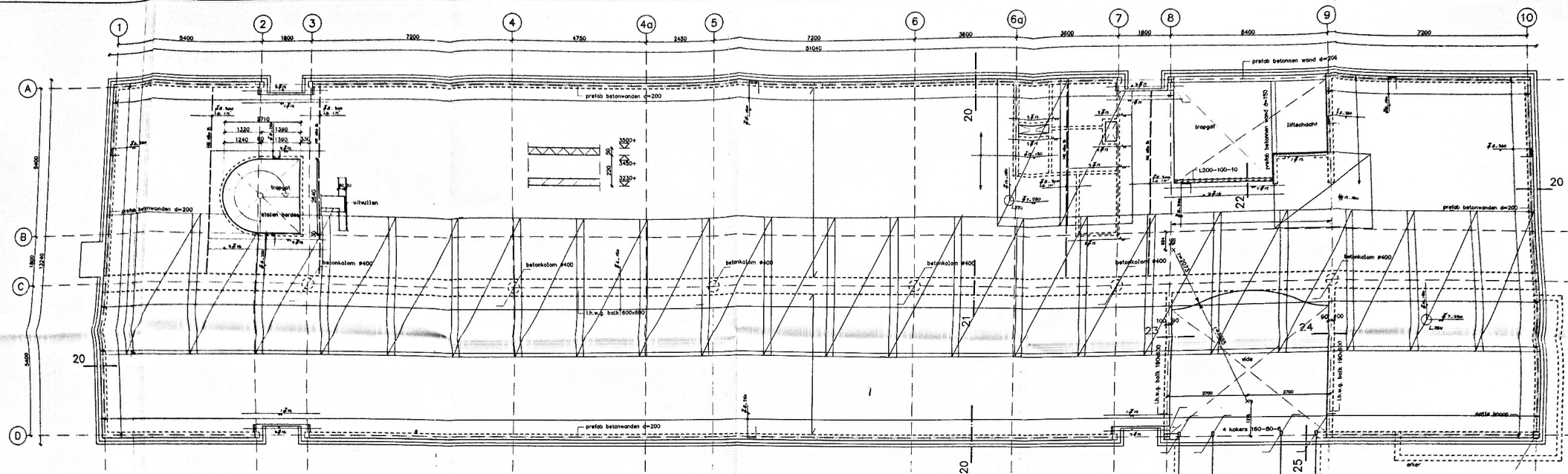
Geoditeerd wordt om alle palen te kolonnen.
 Paalbelasting (N) = rekenwaarde

Geschatte wapeningshoeveelheid 110 kg/m³
 excl. knipverlies en hulprijen.

Project: Nieuwbouw kantoren
 Hoofdweg te Rotterdam
 Architect: RPHS architecten Voorburg
 Ontwerper: Leyten en partners Rotterdam
 Palenplan en fundering gebouw R
 Datum: 1998-06-14

LEEN BRAK
 BOUWUNDAIR ADVISEUR

Project: 90.319
 Datum: 1998-06-14
 Tekening: K1b



Detail l.p.v.
HE 180 B balken

Informatie

milieuclass 2
Beton: balken / vloeren: B25
prefab. wanden: B25
kolommen: #400 B25
Stoel: F Feb 500
dekking: 40mm random
balkendeuren:
lengte: 50 x 4
Vondering: Absorbent AA-05438
overgangsgaraging
belastingtoetsing
d=250mm (incl. draalroep)
Constructie: S235 (brandwerend balkende)

Project	Planbouw: Bouwen aan de Maatschappij van de Rotterdamse werker	Bestand	12.01.88
Ontwerp	Bylgewapening 1e + 2e verdiepingvloer	Ontwerper	T. Schaefer
Uitvoering	J. & W. Verweij	Uitvoerder	A. de
Beoordeling		Beoordeeld door	
Goedgekeurd		Goedgekeurd door	

3. Bijlage: Archieftekening – Prefab overzicht

alle prefab (wap) tekeningen zijn aanwezig, hierin is slechts een kleine selectie weergegeven om de draagconstructie van bestaande gebouw inzichtelijk te maken.

4. Bijlage – Geotechnische berekening op basis van sonderingen 1999

MEMO

Onze ref. : AA22050-1mm1
Datum : 16 augustus 2023
Bestemd voor :
Ter attentie van :
Afzender :
Direct :
E-mail :
Aantal pag's : 12 + 10



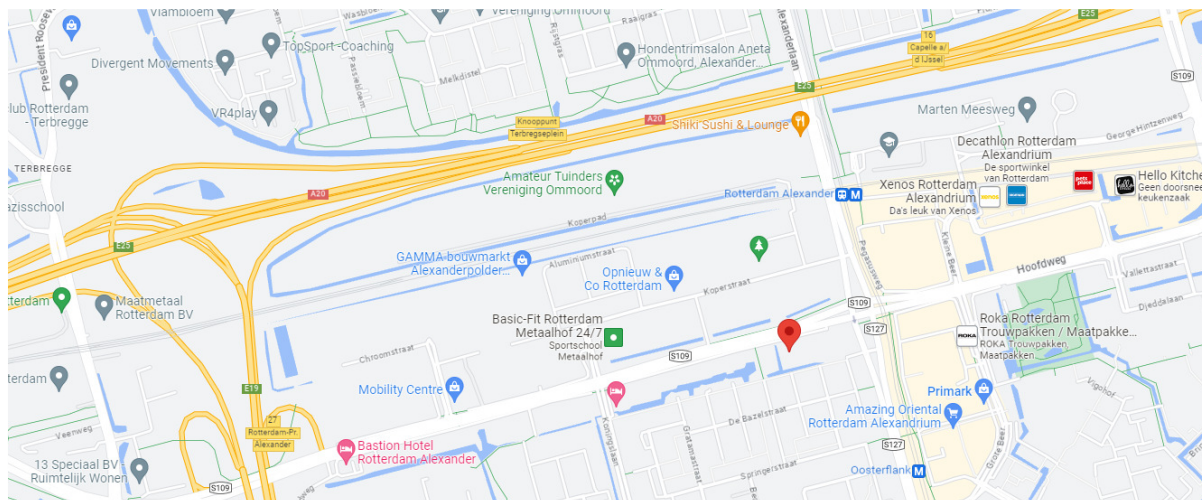
Curieweg 19
Postbus 670 2400 AR
NL- Alphen aan den Rijn

Betreft: Nieuwbouw/renovatie Hoofdweg 256 / 258 te Rotterdam.

Beste Dean,

Hierbij het voorlopige advies voor de fundering van de nieuwbouw / renovatie aan de Hoofdweg 256 / 258 te Rotterdam. Ter plaatse van Hoofdweg 256 / 258 staan 2 kantoorgebouwen, die met elkaar verbonden worden. Bovendien worden de bestaande gebouwen volgens opgave met 2 lagen verhoogd. Ook wordt een nieuwe woontoren gebouwd met 14 bouwlagen (draagconstructie van hout). Tevens zal de bestaande fundering van het huidige gebouw lokaal worden versterkt in verband met de oplopping en het realiseren van een doorgang naar de parkeerplaatsen in het nieuwe bouwdeel. De nieuwbouw wordt niet voorzien van een kelder. In voorliggende rapportage worden op verzoek vooralsnog alleen de nieuwe palen beschouwd.

Voor dit voorlopige advies wordt gebruik gemaakt van de sonderingen 01 t/m 08, die in 1998 onder projectnummer AA05439 zijn uitgevoerd.



Figuur 1 locatie project (bron: Google-Maps)

Het project ligt aan de Hoofdweg 256 / 258 te Rotterdam. Het maaiveldpeil ter plaatse van de sondeerpunten varieerde tijdens het grondonderzoek van 5,45 m- NAP tot 5,99 m- NAP.

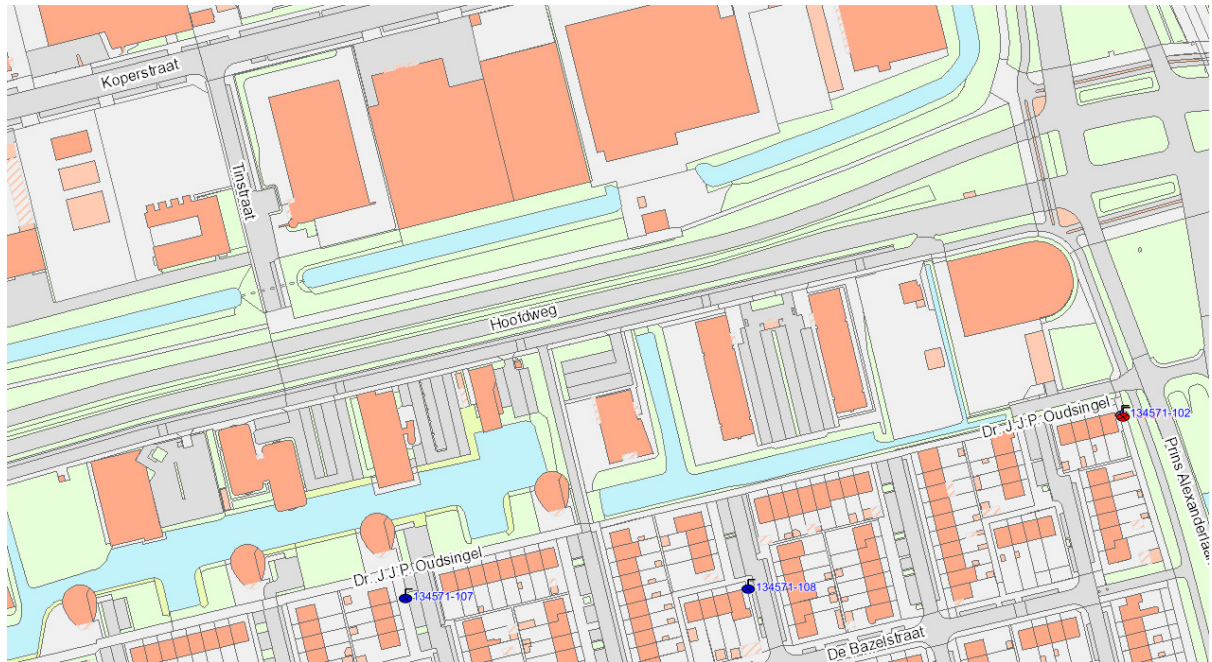
Het open waterpeil werd vastgesteld op ca. 7,0 m- NAP. De grondwaterstand is tijdens de uitvoering van het grondonderzoek in mei 1998 niet ingemeten. De freatische grondwaterstand varieert en is afhankelijk van neerslagoverschot, bodemopbouw en afstand tot open water.

Bij Dinoloket zijn rondom de projectlocatie geen bruikbare grondwatergegevens beschikbaar.



Oostelijk van het project nabij de Hoofdweg, Djeddalaan en Vallettastraat is voor ons project AA20199 een midifilter geplaatst in de pleistocene funderingszandlaag. In de periode januari-maart 2021 varieerde de stijghoogte tussen 5,51 en 5,64 m- NAP. Volgens de (gedateerde) Grondwaterkaart lag de stijghoogte in de pleistocene funderingszandlaag tussen 5,5 en 6,0 m- NAP.

In de nabijheid van het project zijn enkele gemeentelijke peilbuizen aanwezig:



Figuur 2 overzicht peilfilters (bron: gemeente Rotterdam)

Prowat 2000 - Peilbuis 134571-102			
Peilbuis	Meetwaarden	Projecten	Onderhoudswerk
Eerste meting	13-10-2014		
Hoogste stand	-6,33	m NAP	
Laagste stand	-6,99	m NAP	
Meetwaarden in meters t.o.v. NAP			
Datum	Meetwaarde	Omschrijving	
06-07-2023	-6,78	Gemeten	
09-05-2023	-6,59	Gemeten	
05-04-2023	-6,52	Gemeten	
20-03-2023	-6,54	Gemeten	
27-02-2023	-6,64	Gemeten	
10-01-2023	-6,51	Gemeten	
06-12-2022	-6,69	Gemeten	
09-11-2022	-6,71	Gemeten	
10-10-2022	-6,74	Gemeten	
12-09-2022	-6,83	Gemeten	
17-08-2022	-6,99	Gemeten	
06-07-2022	-6,84	Gemeten	
08-06-2022	-6,68	Gemeten	
10-05-2022	-6,79	Gemeten	
06-04-2022	-6,62	Gemeten	

Figuur 3 grondwaterdata (bron: gemeente Rotterdam)

Prowat 2000 - Peilbuis 134571-108			
Peilbuis	Meetwaarden	Projecten	Onderhoudswerk
Eerste meting	17-07-2016		
Hoogste stand	-6,56	m NAP	
Laagste stand	-7,15	m NAP	
Meetwaarden in meters t.o.v. NAP			
Datum	Meetwaarde	Omschrijving	
06-07-2023	-6,96	Gemeten	
09-05-2023	-6,84	Gemeten	
05-04-2023	-6,80	Gemeten	
20-03-2023	-6,81	Gemeten	
27-02-2023	-6,87	Gemeten	
10-01-2023	-6,80	Gemeten	
06-12-2022	-6,88	Gemeten	
09-11-2022	-6,90	Gemeten	
10-10-2022	-6,92	Gemeten	
12-09-2022	-6,95	Gemeten	
17-08-2022	-7,08	Gemeten	
06-07-2022	-6,99	Gemeten	
08-06-2022	-6,88	Gemeten	
10-05-2022	-6,99	Gemeten	
06-04-2022	-6,84	Gemeten	

Figuur 4 grondwaterdata (bron: gemeente Rotterdam)

Prowat 2000 - Peilbuis 134571-107			
Peilbuis	Meetwaarden	Projecten	Onderhoudswerk
Eerste meting	19-06-2015		
Hoogste stand	-6,64	m NAP	
Laagste stand	-7,03	m NAP	
Meetwaarden in meters t.o.v. NAP			
Datum	Meetwaarde	Omschrijving	
06-07-2023	-6,84	Gemeten	
09-05-2023	-6,79	Gemeten	
05-04-2023	-6,77	Gemeten	
20-03-2023	-6,77	Gemeten	
27-02-2023	-6,83	Gemeten	
10-01-2023	-6,75	Gemeten	
06-12-2022	-6,82	Gemeten	
09-11-2022	-6,80	Gemeten	
10-10-2022	-6,86	Gemeten	
12-09-2022	-6,86	Gemeten	
17-08-2022	-6,94	Gemeten	
06-07-2022	-6,89	Gemeten	
08-06-2022	-6,77	Gemeten	
10-05-2022	-6,92	Gemeten	
06-04-2022	-6,74	Gemeten	

Figuur 5 grondwaterdata (bron: gemeente Rotterdam)

Uit de resultaten van het grondonderzoek kan de navolgende bodemopbouw worden afgeleid:

<u>Diepte in m- NAP</u>	<u>Bodembeschrijving</u>
m.v. - ca. 7,0	<u>KLEI</u> , uitgedroogde toplaag, weinig zandhoudend
ca. 7,0 - 9,0 à 10,0	<u>VEEN</u> , kleihoudend, slap
9,0 à 10,0 - ca. 12,0	<u>KLEI</u> , slap
ca. 12,0 - 13,0 à 14,0	<u>VEEN</u> , basislaag Holocene
13,0 à 14,0 - ca. 32,0	<u>ZAND</u> , vast tot zeer vast gepakt, lokaal met klei- en/of siltlaag, Pleistoceen
ca. 32,0	maximaal verkende diepte

De bodemopbouw betreft een zo goed mogelijke inschatting, welke is gebruikt voor de adviezen. Hieraan kunnen geen rechten worden ontleend ten aanzien van samenstelling en eventuele bijmengingen van de grond.

FUNDERINGSADVIES

Gelet op de aangetroffen bodemopbouw komt alleen een fundering op palen in aanmerking. In overleg is besloten een fundering op trillingsvrij te installeren schroefpalen met verloren punt nader uit te werken. Dit zijn grondverdringende in de grond gevormde betonpalen, vervaardigd met schroevend ingebrachte stalen hulpbuis en verloren stalen schroefpunt. Bij de paalinstallatie wordt mogelijk een injectie met dunne groutspecie uitgevoerd om de inbrengweerstand te reduceren. Deze dunne groutinjectie heeft geen constructieve functie.

Nadere gegevens met betrekking tot paaltype:

- in het Handboek Funderingen zijn onder B4430 merknamen vermeld die onder dit paaltype vallen
- de gehanteerde draagkrachtfactoren en vervormingen gelden voor een schroefpunt met tapse spiraalvorm of bij constructieve groutinjectie onder de punt
- bij een platte schroefpunt kan een reductie van het draagvermogen en/of toename van de vervormingen van toepassing zijn, afhankelijk van de vorm en hoogte van de opgelaste strips
- de draagkrachtfactoren en berekende vervormingen gelden voor gladde hulpbuizen zonder spiraalstrips

Voor locaties met bestaande palen in de grond moeten de nieuwe palen worden verschoven waarbij een tussenafstand van minimaal 0,5 meter wordt aanbevolen. Een kleinere tussenafstand is mogelijk, maar geeft een risico van verplaatsing van de voetplaat waardoor de paal kan mislukken. Voor kritische delen van de hoogbouw kan worden overwogen om geschroefde stalen palen met aangelaste voetplaat en groutinjectie toe te passen.

Enkele leveranciers geven, vanwege de aanwezigheid van slappe veenlagen en een stijghoogte in de funderingszandlaag die ongeveer gelijk is aan het maaiveldniveau (werkniveau), er de voorkeur aan om in plaats van schroefpalen met verloren punt trillingsvrij te installeren schroef-combinatiepalen toe te passen (met veelal gelijke afmetingen). Dit zijn grondverdringende in de grond gevormde betonpalen, vervaardigd met schroevend ingebrachte stalen hulpbuis en verloren stalen schroefpunt. Bij de paalinstallatie wordt veelal een constructieve groutinjectie uitgevoerd. Hierdoor wordt de inbrengweerstand beperkt en wordt in principe een paalschacht in de funderingszandlaag geformeerd ter grootte van de schroefpunt.

Nadere gegevens met betrekking tot paaltype:

- in het Handboek Funderingen zijn onder B4430 merknamen vermeld die onder dit paaltype vallen
- de gehanteerde draagkrachtfactoren en vervormingen gelden voor een schroefpunt met tapse spiraalvorm of bij constructieve groutinjectie onder de punt
- bij een platte schroefpunt kan een reductie van het draagvermogen en/of toename van de vervormingen van toepassing zijn, afhankelijk van de vorm en hoogte van de opgelaste strips
- de draagkrachtfactoren en berekende vervormingen gelden voor gladde hulpbuizen zonder spiraalstrips

Na het op diepte boren wordt een prefab betonelement in de boorbuis geplaatst. Voor de berekening van het grondmechanisch paal draagvermogen worden gelijke draagkrachtfactoren aangehouden als bij standaard schroefpalen met verloren punt.

Opgemerkt wordt dat de constructieve sterkte van de paalschacht maatgevend kan zijn voor het draagvermogen van de schroef-combinatiepalen. Controle hierop dient door de constructeur te worden uitgevoerd.

De uit de constructie bepaalde rekenwaarden van de optredende belastingen volgens NEN-EN 1990 en NEN-EN 1991 en aan te houden paalafmetingen zijn in principe als volgt:

paalafmeting
ø380/450 mm
ø460/560 mm

rekenwaarde belasting $F_{c,d}$
1000-1500 kN
2000 kN

Bovenstaande waarden voor de mogelijk toegepaste schroef-combinatiepalen betreft het grondmechanische draagvermogen en niet de sterkte van de prefab paalkern. Bij de dimensionering van de prefab paalkern moet rekening worden gehouden met de vorm van de paalkopdoorsnede, voorspanning en excentriciteitseisen. Ook moet rekening worden gehouden met een paalkopmoment ten gevolge van windbelasting.

Voor de paalafmeting $\varnothing 460/560$ mm kunnen #290 mm of Octicon 365 prefab kernen worden toegepast en voor de paalafmeting $\varnothing 380/450$ mm kan een prefab kern #220 mm toegepast worden. Mogelijk is het toelaatbaar kopmoment voor de prefab kern #220 mm onvoldoende. In dat geval zal de afmeting $\varnothing 410/500$ mm met een prefab kern #250 mm gehanteerd moeten worden. Dit is vooralsnog niet uitgewerkt.

Het paal draagvermogen is bepaald conform NEN 9997-1:2016+ C2:2017. Het aan te houden paalpuntniveau is gegeven in de overzichtstabel in bijlage 1. Voor geschroefde palen geldt dat er slechts in beperkte mate controle mogelijk is op de vastheid van de bodemopbouw tijdens de installatie van de paal. Daarom dient per deelgebied zoveel mogelijk een gelijk paalpuntniveau te worden aangehouden. Indien het gewenst is een gelijk paalpuntniveau te verkrijgen dan dient plaatselijk rekening te worden gehouden met een reductie van de paalbelasting of dient een grotere paalafmeting te worden toegepast, één en ander zoals aangegeven in de overzichtstabel.

afstand tot belendingen

Om het risico voor de bestaande funderingen te minimaliseren is een h.o.h. afstand van $2,0 \cdot D_{\text{bestaand}} + 2,0 \cdot D_{\text{nieuw}}$ of meer noodzakelijk. Hierbij is D de equivalente diameter van de paalvoet. Voorwaarde hierbij is wel dat de nieuwe palen maximaal 1 tot 2 meter dieper komen te staan dan de belendende palen.

Om het risico voor de bestaande funderingen te minimaliseren is een h.o.h. afstand van $3,0 \cdot D_{\text{bestaand}} + 3,0 \cdot D_{\text{nieuw}}$ wenselijk indien de nieuwe palen wel dieper worden ingebracht. Hierbij is D de diameter van de paalvoet. Indien dit niet haalbaar is, kan een kleinere afstand worden overwogen. In dat geval wordt geadviseerd tijdens de paalinstallatie deformatiemetingen uit te voeren en tevens geen kleinere h.o.h. afstand toe te passen dan $2,0 \cdot D_{\text{bestaand}} + 2,0 \cdot D_{\text{nieuw}}$. Hierbij is D de equivalente diameter van de paalvoet.

Het is derhalve noodzakelijk dat de afmetingen en paalpuntniveaus van de bestaande en te handhaven palen onder de directe belendingen worden achterhaald.

berekeningen

Berekeningen zijn uitgevoerd volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017. Hierin zijn NEN-EN 1997-1+ C1+A1:2016+ NB:2016 opgenomen zodat berekeningen voldoen aan de eisen van het Bouwbesluit 2012.

De constructie is als een niet-stijf bouwwerk beschouwd. Ten aanzien van het grondonderzoek wordt gesteld dat voor ieder deelgebied tenminste 4 representatieve sonderingen zijn uitgevoerd. Bij bepaling van de rekenwaarde van de maximale draagkracht zijn op basis van de bovengenoemde randvoorwaarden correlatiefactoren $\xi_3 = 1,28$ en $\xi_4 = 1,03$ vastgesteld.

De maximale draagkracht van de paalpunt is berekend met de 4D/8D methode van Koppejan. Voor de berekening van het puntdraagvermogen geldt een paalklassefactor α_p van 0,63 en verder zijn β en s gelijk aan 1,0 uitgaande van een verhouding tussen de oppervlakten van paalpunt en paalschacht kleiner dan 1,5 en volledige betondruk op de grond tijdens het trekken van de buis. De maximale schachtwrijvingskracht is bepaald aan de hand van een percentage van de gemiddelde conusweerstand. De aan te houden paalklassefactor α_s is 0,009. Indien wel een constructieve groutinjectie zou worden toegepast, dan wordt voor de schachtwrijving uitgegaan van een gemiddelde diameter $D_{\text{schacht}} = (D_{\text{paalvoet}} + D_{\text{onderkant boorbuis}})/2$. Hier is vooralsnog niet van uitgegaan.

De betrouwbaarheidsklasse RC1 t/m RC3 volgens NEN-EN 1990/NB heeft geen invloed op de berekende draagkracht van de paalfundering, maar bepaalt wel de rekenwaarde van de optredende belasting uit de constructie.

Iedere sondering is in principe als een afzonderlijk rekenelement te beschouwen, maar bij de bepaling van het paalpuntniveau wordt ook rekening gehouden met de resultaten van omliggende sonderingen. In bijlage 1 zijn de geadviseerde puntniveaus vermeld en in bijlage 3.1 t/m 3.4 de berekeningsresultaten.

Bij een uniforme bodemopbouw mag het draagvermogen worden gelijkgesteld aan de gemiddelde waarde op basis van ξ_3 , waarbij tevens geldt dat deze niet hoger mag zijn dan de laagste waarde met ξ_4 in de betreffende groep. Bij toepassing van een gemiddelde waarde van de draagkracht mag de variatiecoëfficiënt maximaal 12% zijn. Bij dit project kan op enkele paalpuntniveaus worden gerekend met gemiddelden, omdat de variatiecoëfficiënt dan maximaal 12% is. De resultaten hiervan zijn vermeld in de overzichtstabel in bijlage 1. Op andere niveaus kan niet worden gerekend met een gemiddeld draagvermogen.

Bij het bepalen van de benodigde paalpuntniveaus is rekening gehouden met het ontstaan van negatieve kleef langs de paalschacht. De samendrukbare lagen boven de vaste zandlaag kunnen hierdoor een zetting ondergaan die groter is dan de paalverplaatsing welke nodig is voor het ontwikkelen van het draagvermogen. Een berekening van de negatieve kleefbelasting volgens NEN 9997-1 is in bijlage 2 gepresenteerd.

paalwapening en betonkwaliteit

schroefpalen met verloren punt:

De wapening en betonkwaliteit moeten door de constructeur of leverancier worden bepaald op basis van optredende belastingen in gebruiksfase en uitvoeringsfase. Eisen voor de wapening zijn vermeld in paragraaf 7.8.2 van NEN-EN 12699:2001. Bij de dimensionering dient rekening te worden gehouden met horizontale grondverplaatsingen en trekbelastingen ten gevolge van ontgravingen na paalinstallatie, het gewicht van de boorstelling en grondverdringing door installatie van omliggende palen. Alle palen moeten worden voorzien van een wapeningskorf tot in de funderingszandlaag. Trekpalen dienen volledig gewapend te worden.

Schroef-combinatiepalen:

De wapening en betonkwaliteit van de prefab betonkernen moeten door de constructeur of leverancier worden bepaald op basis van optredende belastingen in gebruiksfase en uitvoeringsfase. Eisen voor de wapening zijn vermeld in paragraaf 7.8.2 van NEN-EN 12699:2001. Bij de dimensionering dient rekening te worden gehouden met horizontale grondverplaatsingen en trekbelastingen ten gevolge van ontgravingen na paalinstallatie, het gewicht van de boorstelling en grondverdringing door installatie van omliggende palen.

De schroef-combinatiepalen worden voorzien van een constructieve groutschil. De water/cementverhouding moet worden afgestemd op de bodemgesteldheid en heeft vaak een waarde van ca. 1,5. Een te lage waarde moet worden voorkomen omdat dit tot stagnatie van de retourstroom kan leiden. De groutschil heeft een relatief lage sterkte. Deze is in principe voldoende om de maximale schachtwrijvingkracht over te brengen van buitenkant groutschil naar de paalkern. Bij een hogere water/cementverhouding dan ca. 1,5 zal deze overdracht mogelijk niet meer kunnen plaatsvinden. De water/cementverhouding dient bij tenminste 5% van de palen en minimaal 1 keer per dag gecontroleerd te worden door middel van bepaling van het volumegewicht van het groutmengsel. Cement-bentoniet mengsels zijn niet toegestaan voor dit paaltipe.

algemeen:

Bij ophogingen of aanvullingen boven het oorspronkelijk maaiveldniveau kunnen palen worden belast door horizontale grondverplaatsingen. In voorkomende gevallen kan hiervoor een aanvullend grondmechanisch advies worden opgesteld.

vervormingen

De zakking voor het ontwikkelen van het grondmechanisch draagvermogen is bepaald op ca. 14 mm voor een paalafmeting $\varnothing 380/450$ mm en ca. 15 mm voor een afmeting $\varnothing 460/560$ mm. Het betreft de paalkopzakking s van een alleenstaande paal volgens NEN 9997-1 in de bruikbaarheidsgrenstoestand. De berekening is gepresenteerd in bijlage 4.1 en 4.3. De maximale waarde van de representatieve paalkopbelasting $F_{c,rep}$ is bepaald voor een partiële factor $\gamma_F = 1,25$ uit de constructieve berekening. De berekende zakking is inclusief de elastische verkorting van de paal, waarbij een E-modulus van 20.000 N/mm^2 is aangehouden. De berekende vervorming geldt voor een schroefpunt met tapse spiraalvorm en/of een constructieve groutinjectie. Bij toepassing van een gelaste stalen voetplaat moet rekening worden gehouden met iets meer vervorming voor het mobiliseren van het puntdraagvermogen, afhankelijk van de vorm en hoogte van de opgelaste verticale strips.

In bijlage 4.1 en 4.3 is op basis van bovengenoemde uitgangspunten de relatie tussen de representatieve waarde van de paalbelasting en de paalpuntzakking s_b gegeven. De grafiek geeft de mogelijk optredende waarde van de paalpuntzakking voor statische belasting, rekening houdend met enige variatie in de vastheid van het zandpakket. In bijlage 4.1 en 4.3 is tevens de veerstijfheid van de paal vermeld. Voor kortdurende belastingen zoals wind zijn hogere veerstijfheden toepasbaar. Bij de bepaling van de veerstijfheid in de uiterste grenstoestand is een partiële factor voor vervormingen $\gamma_{m;k} = 1,30$ gehanteerd.

Voor paalgroepen kan een geringe toename s_2 van de maximale paalzakking optreden ten gevolge van samendrukking in dieper gelegen lagen. Bij de onderhavige bodemopbouw en paalopzet is de invloed van deze zetting niet significant of nagenoeg uniform. De extra zakking bij paalgroepen is derhalve niet of nauwelijks van belang bij de toetsing van de grenstoestanden.

Voor palen met windbelasting is op bijlage 4.2 en 4.4 een berekening gepresenteerd van de paalkopvervorming en veerstijfheid. Windbelasting is een cyclische belasting waarbij het ontlast-herbelast gedrag bepalend is voor de veerstijfheid. De paalpuntzakking s_1 bij een eerste kortdurende belasting is vergelijkbaar met de zakking bij permanente belasting. Tijdens het ontlasten reageert de grond stijver, conform de resultaten van proefbelastingen, waarbij een blijvende extra paalzakking optreedt. De opwaartse verplaatsing bij ontlasten is volgens NTA 4614-3:2012 gelijk aan $\frac{1}{3}$ van de toename tijdens de eerste belasting. Bij herbelasting volgt de paalpunt hetzelfde stijve vervormingstraject. Voor de berekening is uitgegaan van een aandeel van 15% wind op de totale paalkopbelasting. Negatieve kleef is een onderdeel van de permanente belasting en meegenomen in de berekening. De paalkopzakking is inclusief de elastische verkorting van de paal, waarbij voor de herhaald kortdurende windbelasting een E-modulus van 31.000 N/mm² is aangehouden.

INSTALLATIE SCHROEFPALEN MET VERLOREN PUNT EN GROUTINJECTIE

De schroefpalen dienen te worden geïnstalleerd door een hierin gespecialiseerd en gerenommeerd bedrijf. De keuze van het boormoment is erg belangrijk. Door toepassing van een voldoende zwaar boormoment wordt voorkomen dat de maximale capaciteit wordt bereikt en de boorbuis vastslaat, voordat de noodzakelijke diepte is gehaald. Bij eventuele toepassing van groutinjectie voor smering zonder constructieve functie wordt een dun groutmengsel toegepast met hoge water/cement verhouding.

In geval van een eventuele toepassing van constructieve grout mogen tijdens het inboren in de funderingszandlaag er geen onderbrekingen van de groutinjectie plaatsvinden.

Als het basisniveau is bereikt moet bij iedere paal een controle plaatsvinden op waterindringing in de buis. De wapeningskorf moet voldoende sterkte en stijfheid hebben zodat hij zonder blijvende vervorming kan worden getransporteerd en ingehangen. De buis dient tot boven het maaiveld te worden gevuld met plastische beton. Tijdens het trekken maakt de boorbuis een oscillerende beweging. Vooral bij langere wapeningskorven moet rekening worden gehouden met een afname van de betondruk aan de onderzijde van de buis. Tijdens het trekken is een voldoende uitstroomdruk in de funderingszandlaag belangrijk om te voldoen aan de uitgangspunten van het grondmechanisch draagvermogen. Maatregelen om de uitstroomdruk te verhogen zijn toepassing van een zeer plastisch betonmengsel met fijn toeslagmateriaal, het ophangen van de wapeningskorf op minimaal 0,5 meter boven de punt en het in aanvang aanbrengen van overhoogte van het beton in de buis.

Het bijvullen van het beton mag alleen plaatsvinden zolang onderkant buis nog in de funderingszandlaag hangt. Het is van belang dat de treksnelheid is afgestemd op de uitstroomsnelheid van het beton, teneinde de kans op insnoeringen te beperken. Het lager afstorten dan tot het werkniveau is niet toegestaan.

Bij het lossen van de voetplaat en het trekken van de buis mogen geen stagnaties optreden in de betondoorstroming. De controle hierop wordt uitgevoerd door middel van het waarnemen van het betonniveau en de wapening in de boorbuis. In het geval dat het betonniveau en de wapening mee omhoog komt zal het noodzakelijk zijn de paal naast de eerste locatie opnieuw te maken, waarbij een dieper paalpuntniveau wordt gehanteerd. Hierbij kunnen ook controlesonderingen nodig zijn om vast te stellen of het draagvermogen is afgenomen door ontspanning.

Als beperkte referentie voor de controle van het draagvermogen van de paal geldt het optredende boormoment voor het bereiken van het basisniveau. De gegevens verkregen op de sonderingen vormen de mogelijke leidraad voor de beoordeling van het draagvermogen van de tussen sonderingen geïnstalleerde palen. In gebieden met overgangen in paalpuntniveau kan het inboren op het hogere niveau worden gestopt, indien een voldoende hoog boormoment wordt bereikt dat correspondeert met de betere sonderingsopbouw. Indien de oploop van het boormoment duidelijk afwijkt van het sondeerbeeld, kan een controle van de grondslag door middel van sonderingen noodzakelijk zijn.

Tijdens het maken van nieuwe palen en het manoeuvreren met de heistelling moet het betonniveau van nog niet uitgeharde palen in de omgeving goed worden bewaakt. Beïnvloeding tijdens het maken van nieuwe palen kan in het algemeen worden voorkomen door het handhaven van een afstand van 4 maal de paalvoetdiameter, maar in specifieke gevallen kan een grotere afstand nodig zijn. Indien nazakking, oppersing of een opwaartse waterstroom door de verse paalschacht wordt vastgesteld dan dient een uitgebreidere controle van de paalschacht plaats te vinden en moet de onderlinge afstand bij de paalvervaardiging worden vergroot.

De hoeveelheid gebruikte beton dient te worden bijgehouden. Afwijkingen hierin kunnen optreden als gevolg van het ontstaan van insnoeringen en verdikkingen tijdens dan wel na het trekken van de buis. In verband hiermee verdient het aanbeveling de kwaliteit van alle palen na de verhardingstijd te controleren door middel van akoestisch doormeten, uitgevoerd volgens CUR aanbeveling 109. In geval van twijfel over de kwaliteit van de paalkop dient het bovenste deel van de paal te worden blootgegraven. Als na de akoestische meting nog ontgravingen of horizontale belastingen optreden kan het wenselijk zijn om een nieuwe meting uit te voeren.

De grout- en betonsamenstelling dient zodanig gekozen te worden dat rekening wordt gehouden met de specifieke bodemomstandigheden alsook de paalconfiguratie wat betreft diameter en wapening. Na het maken van de paal mag niet worden gepord of getrild in de verse paalkop. Na uitharding moet de paalkop worden gesneld over een lengte die tenminste zodanig is dat de vereiste betonsterkte en betonddoorsnede worden bereikt. Het snellen van paalkoppen dient op een zodanige wijze te worden uitgevoerd dat geen bezwijken van wapeningsstaven of scheurvorming mogelijk is. De betonkwaliteit in het bovenste deel van de palen moet worden gecontroleerd door middel van het boren en beproeven van betoncilinders bij tenminste 5% van de palen.

Een te hoge injectiedruk kan ontspanning in de funderingszandlaag veroorzaken. Daarom dient tijdens de uitvoering te worden gecontroleerd of een continue retourstroom naar maaiveldniveau plaatsvindt. De hoeveelheid groutinjectie dient per paal te worden geregistreerd. Na het op diepte boren dient te worden gecontroleerd of het groutmengsel niet is gelekt in de boorbuis. In geval van afwijkingen tijdens de uitvoering van de groutinjectie kunnen ter controle op ontspanning sonderingen worden uitgevoerd naast de paalschacht.

Alle verzamelde gegevens moeten worden vastgelegd. Dit geldt niet alleen voor het uiteindelijk bereikte puntniveau en betonverbruik, maar ook boormoment, boortijd, groutverbruik en -samenstelling, eventuele onregelmatigheden, installatievolgorde, wapening en overige bijzonderheden.

Een deskundig toezicht tijdens de uitvoering is een vereiste, teneinde de kwaliteit van de fundering en de uiteindelijke bebouwing te waarborgen. Richtlijnen hiervoor zijn vastgelegd in CUR Aanbeveling 114 "Toezicht op de realisatie van paalfunderingen".

INSTALLATIE SCHROEF-COMBINATIEPALEN MET GROUTINJECTIE

De schroefpalen dienen te worden geïnstalleerd door een hierin gespecialiseerd en gerenommeerd bedrijf. De keuze van het boormoment is erg belangrijk. Door toepassing van een voldoende zwaar boormoment en groutinjectie wordt voorkomen dat de maximale capaciteit wordt bereikt en de boorbuis vastslaat, voordat de noodzakelijke diepte is gehaald. Tijdens het inboren in de funderingszandlaag mogen geen onderbrekingen van de groutinjectie plaatsvinden.

Als het basisniveau is bereikt moet bij iedere paal een controle plaatsvinden op waterindringing in de buis. Tijdens het trekken maakt de boorbuis een oscillerende beweging. Tijdens het trekken is een voldoende uitstroomdruk in de funderingszandlaag belangrijk om te voldoen aan de uitgangspunten van het grondmechanisch draagvermogen.

Bij de toepassing van de prefab betonelementen wordt het element ingehangen in de nog lege mantelbuis. De bovenzijde van het element wordt zodanig gekozen dat voldoende stekeind in de poeren en balken kan worden aangebracht. Vervolgens wordt de benodigde hoeveelheid grout ingebracht. De minimaal benodigde hoeveelheid grout in de schroef-combinatiepaal dient in het werk te worden vastgesteld. De groutvulling dient zodanig te zijn dat na het trekken van de buis een groutvulling tot ca. 0,25 meter onder bovenkant prefab kern aanwezig is. Bij aanvang van het trekken van de buis is een hoger groutniveau in de buis nodig.

Als beperkte referentie voor de controle van het draagvermogen van de paal geldt het optredende boormoment voor het bereiken van het basisniveau. De gegevens verkregen op de sonderingen vormen de mogelijke leidraad voor de beoordeling van het draagvermogen van de tussen sonderingen geïnstalleerde palen. In gebieden met overgangen in paalpuntniveau kan het inboren op het hogere niveau worden gestopt, indien een voldoende hoog boormoment wordt bereikt dat correspondeert met de betere sonderingsopbouw. Indien de oploop van het boormoment duidelijk afwijkt van het sondeerbeeld, kan een controle van de grondslag door middel van sonderingen noodzakelijk zijn.

Een te hoge injectiedruk kan ontspanning in de funderingszandlaag veroorzaken. Daarom dient tijdens de uitvoering te worden gecontroleerd of een continue retourstroom naar maaiveldniveau plaatsvindt. De hoeveelheid groutinjectie dient per paal te worden geregistreerd. Na het op diepte boren dient te worden gecontroleerd of het groutmengsel niet is gelekt in de boorbuis. In geval van afwijkingen tijdens de uitvoering van de groutinjectie kunnen ter controle op ontspanning sonderingen worden uitgevoerd naast de paalschacht.

Bij de schroef-combinatiepalen is geen controle mogelijk op het betonniveau van nog niet uitgeharde palen. Voor palen met een h.o.h. afstand kleiner dan 4 maal de voetplaatdiameter dient een wachttijd van minimaal 20 uur te worden aangehouden.

Alle verzamelde gegevens moeten worden vastgelegd. Dit geldt niet alleen voor het uiteindelijk bereikte puntniveau, maar ook hoeveelheid groutinjectie, vulgrout, boormoment, boortijd, eventuele onregelmatigheden, installatievolgorde en overige bijzonderheden. Het groutniveau in de boorbuis dient bij alle palen te worden gepeild en vermeld op de boorstaten.

Een deskundig toezicht tijdens de uitvoering is een vereiste, teneinde de kwaliteit van de fundering en de uiteindelijke bebouwing te waarborgen. Richtlijnen hiervoor zijn vastgelegd in CUR Aanbeveling 114 "Toezicht op de realisatie van paalfunderingen".

Met vriendelijke groeten,

■■■■■■■■■■

OVERZICHTSTABEL PAALDRAAGVERMOGEN

(volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017)

Paalpuntniveau in m- NAP
schroefpalen met verloren punt

sond nr	maaiveld in m- NAP	ø380/450 mm F _{c;d} = 1000 kN	ø380/450 mm F _{c;d} = 1500 kN	ø460/560 mm F _{c;d} = 2000 kN
01	5,91	24,0↓	26,5-27,0	27,0
02	5,81	22,0↓	25,0↓	25,0↓
03	5,99	25,0↓	26,5-27,0	26,5-27,0
04	5,98	25,5	27,0	27,0
05	5,55	21,0↓	23,0↓	23,0↓
06	5,45	21,5 ND of 25,0↓	26,5-27,0	26,5-27,0
07	5,59	25,0↓	27,0	27,0
08	5,88	22,0↓	24,0↓	24,0↓

ND = niet dieper inbrengen

↓ = dieper inbrengen toegestaan

26,5-27,0 = traject van mogelijke paalpuntniveaus.

Op enkele niveaus kan nog wel met gemiddelden worden gerekend. Bij de overige paalpuntniveaus is de variatiecoëfficiënt meer dan 12%.

schroefpalen met verloren punt			
paalafmeting	ø380/450 mm	ø380/450 mm	ø380/450 mm
draagvermogen R _{c;netto;d}	776 kN	856 kN	1682 kN
paalpuntniveau	20,0 m- NAP	20,5 m- NAP (ND)	27,0 m- NAP
constructie bouwwerk	niet-stijf	niet-stijf	niet-stijf
R _{c;netto;d} minimum met ξ_4	832 kN	925 kN	1761 kN
R _{c;netto;d} gemiddeld met ξ_3	776 kN	856 kN	1682 kN
standaarddeviatie	62 kN	76 kN	152 kN
variatiecoëfficiënt	8,1 %	8,8 %	9,0 %
sonderingen	01 t/m 08	01 t/m 08	01 t/m 08
Het paaldragvermogen is bepaald op basis van een gemiddelde conform NEN 9997-1.			

schroefpalen met verloren punt		
paalafmeting	ø460/560 mm	ø460/560 mm
draagvermogen R _{c;netto;d}	1095 kN	2261 kN
paalpuntniveau	20,0 m- NAP (ND)	27,0 m- NAP
constructie bouwwerk	niet-stijf	niet-stijf
R _{c;netto;d} minimum met ξ_4	1165 kN	2351 kN
R _{c;netto;d} gemiddeld met ξ_3	1095 kN	2261 kN
standaarddeviatie	92 kN	224 kN
variatiecoëfficiënt	8,4 %	9,9 %
sonderingen	01 t/m 08	01 t/m 08
Het paaldragvermogen is bepaald op basis van een gemiddelde conform NEN 9997-1.		

BEPALING NEGATIEVE KLEEFBELASTING BODEMPROFIEL 1

Basis: Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017
 Berekening wrijving tussen paal en grond is gebaseerd op verticale korrelspanningen.

Maaiveld: -5,50 m NAP
 Grondwaterstand: -7,00 m NAP
 Bovenbelasting: 0,00 kN/m²
 Paaltype: Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve groutschil
 Schachtdiameter d_s: 460 mm
 Paaloppervlak: 2 in de grond gevormd
 Grondoppervlak A: 0,00 m² (alleenstaande paal)
 Paalomtrek O_{s,gem}: 1,45 meter
 Partiële belastingsfactor γ_{f,nk}: 1,00 (-)

laag	o.k. laag m NAP	γ _{j,rep} kN/m ³	φ' _{j,rep} (°)	K ₀ *tan δ _j (-)	m _j (-)	σ' _{v,j,rep} kN/m ²	σ' _{v,j,sur,rep} kN/m ²	σ' _{v,j,m,rep} kN/m ²	F _{nk,rep} kN
0	-5,50					0,00	0,00	0,00	0,00
1	-7,00	16,00	20,00	0,250	0,000	24,00	24,00	24,00	6,50
2	-12,00	14,00	20,00	0,250	0,000	44,00	44,00	44,00	67,92
3	-14,00	12,00	17,50	0,250	0,000	48,00	48,00	48,00	101,16
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									

De representatieve waarde van de maximale negatieve kleef bedraagt:

$$F_{nk,rep} = 101 \text{ kN}$$

De rekenwaarde voor de maximale negatieve kleef wordt dan $F_{nk;d} = F_{nk,rep} * \gamma_{f,nk}$:

$$F_{nk;d} = 101 \text{ kN}$$

Negatieve kleef bij overige paalafmetingen:

$$F_{nk;d} = 70 \text{ kN/m}^1 \text{ paalomtrek}$$

BEPALING REKENWAARDE MAXIMALE DRAAGKRACHT

Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017

Netto rekenwaarde maximale draagkracht

$$R_{c,netto;d} = R_{c;d} - F_{nk;d}$$

Rekenwaarde maximale draagkracht

$$R_{c;d} = R_{b;k}/\gamma_b + R_{s;k}/\gamma_s$$

Karakteristieke draagkracht alleenstaande paal

$$R_{c;k} = \text{Min} \{ (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{gem} / \xi_3; (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{min} / \xi_4 \}$$

Maximale draagkracht paalpunt

$$R_{b,cal,max;i} = A_{punt} * \alpha_p * \beta * s * (1/2 * (q_{c,i,gem} + q_{c,i,II,gem}) + q_{c,i,III,gem}) * 1/2$$

Maximale schachtwrijvingskracht

$$R_{s,cal,max;i} = O_{s;\Delta L,gem} * \Delta L * \alpha_s * q_{c,z;a}$$

Paaltype	: Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve groutschil		
Constructieve schachtafmeting	d_s	: Ø 380 mm	
Schachtafmeting in funderingslagen	d_s	: Ø 380 mm	
Puntafmeting	D_p	: Ø 450 mm	H_{voet} : 0 mm
Paalklassefactor punt	α_p	: 0,630	grondsoort : zand
Paalklassefactor schacht	α_s	: 0,009	OCR : 1,00
Paalvoetvormfactor	β	: 1,00	D_{eq}^2 / d_{eq}^2 : 1,40
Vormfactor paalvoetdwarsdoorsnede	s	: 1,00	H_v / D_{eq} : 0,00
Correctiefactor ontgraving q_b		: 1,00	Stijf bouwwerk : nee
Correctiefactor ontgraving $q_{c,z;a}$: 1,00	Aantal sonderingen n : 4
Correctiefactor verdichting $q_{c,III}$ en $q_{c,z;a}$: 1,00	Correlatiefactor $R_{c,cal,gem}$ ξ_3 : 1,28
Correctiefactor verdichting 4D onder punt		: 1,00	Correlatiefactor $R_{c,cal,min}$ ξ_4 : 1,03
Negatieve kleef $F_{nk,max;d}$	bodemprofiel 1	: 70 kN/m ¹	Materiaalfactoren γ_b, γ_s : 1,20
	bodemprofiel 2	: 0 kN/m ¹	Belastingvariëfactoor $\gamma_{m,var;q_c}$: 1,00

sond nr	punt m NAP	$q_{c,i,gem}$	$q_{c,i,II,gem}$ MPa	$q_{c,i,III,gem}$	ΔL m	$q_{c,z;a}$ MPa	$q_{b,max}$ MPa	$R_{b,cal,max}$ kN	$R_{s,cal,max}$ kN	$R_{c;d}$ ξ_3 kN	$F_{nk;d}$ kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_4 kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_3 kN
1	-20,00	8,9	8,1	3,7	6,00	8,1	3,85	612	520	737	84	832	653
	-20,50	12,4	9,0	4,4	6,50	8,1	4,78	760	568	865	84	991	781
	-21,00	10,7	1,9	1,9	7,00	8,4	2,60	414	635	683	84	765	600
	-21,50	8,5	1,6	1,4	7,50	8,7	2,04	324	703	669	84	747	585
	-22,00	6,9	1,7	1,4	8,00	8,9	1,80	286	767	686	84	769	602
	-22,50	2,8	1,4	1,4	8,50	9,1	1,10	175	830	654	84	729	570
	-23,00	6,3	6,3	1,4	9,00	8,7	2,43	386	844	801	84	912	718
	-23,50	10,3	10,3	2,2	9,50	8,7	3,95	629	888	987	84	1143	904
	-24,00	23,7	13,9	3,6	10,00	8,9	7,07	1125	953	1353	84	1598	1269
	-24,50	17,3	13,9	5,3	10,50	9,2	6,57	1045	1034	1354	84	1599	1270
	-25,00	15,6	11,0	6,1	11,00	9,4	6,13	975	1114	1360	84	1606	1276
	-25,50	15,8	10,9	7,3	11,50	9,6	6,50	1035	1188	1447	84	1715	1364
	-26,00	15,5	10,7	8,6	12,00	9,8	6,85	1090	1269	1535	84	1824	1452
	-26,50	12,4	10,7	9,9	12,50	10,0	6,77	1076	1349	1579	84	1879	1496
	-27,00	14,4	13,3	10,6	13,00	10,1	7,71	1227	1416	1721	84	2055	1637
2	-20,00	11,1	11,1	5,4	6,00	9,1	5,19	826	589	921	84	1061	838
	-20,50	12,5	10,1	6,2	6,50	9,4	5,51	876	657	998	84	1157	914
	-21,00	12,5	8,6	6,6	7,00	9,7	5,39	857	728	1032	84	1199	949
	-22,00	10,6	8,6	7,8	8,00	10,1	5,48	872	866	1131	84	1323	1048
	-23,00	16,4	11,7	8,8	9,00	10,2	7,19	1144	988	1388	84	1641	1305
	-24,00	14,7	11,7	9,7	10,00	10,7	7,23	1150	1146	1495	84	1774	1411
	-24,50	13,1	11,8	10,1	10,50	10,8	7,11	1130	1223	1532	84	1820	1448
	-25,00	15,6	13,3	10,6	11,00	10,9	7,90	1256	1293	1660	84	1979	1576
	-26,00	17,3	10,6	10,3	12,00	11,3	7,63	1214	1451	1735	84	2072	1651
	-27,00	14,1	10,5	10,4	13,00	11,5	7,17	1140	1611	1791	84	2142	1707
3	-20,00	8,9	7,9	6,8	6,00	9,6	4,79	763	621	901	77	1043	824
	-20,50	11,7	9,4	7,1	6,50	9,6	5,57	886	668	1012	77	1181	935
	-21,00	10,6	7,1	6,8	7,00	9,8	4,94	786	736	991	77	1155	914
	-25,00	16,3	14,4	1,8	11,00	9,3	5,38	855	1103	1275	77	1507	1198
	-25,50	15,5	14,4	3,7	11,50	9,6	5,86	932	1183	1377	77	1635	1300
	-26,00	15,9	15,9	5,6	12,00	9,8	6,77	1077	1263	1523	77	1816	1446
	-26,50	18,6	18,6	7,8	12,50	10,0	8,31	1321	1343	1734	77	2078	1657
	-27,00	20,1	15,2	9,7	13,00	10,2	8,62	1370	1423	1819	77	2183	1742
4	-20,00	10,7	7,1	6,2	6,00	9,0	4,74	755	579	868	77	1002	791
	-20,50	10,0	6,5	6,2	6,50	9,0	4,54	723	631	881	77	1018	804
	-21,00	8,6	6,5	6,2	7,00	9,3	4,33	688	703	906	77	1049	829
	-25,00	10,3	10,3	1,1	11,00	8,6	3,60	573	1014	1033	77	1207	956

Paaltype : Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve groutschil
 Stijf bouwwerk: nee

d_s : Ø 380 mm
 D_n : Ø 450 mm

sond nr	punt m NAP	$q_{c,I;gem}$	$q_{c,II;gem}$ MPa	$q_{c,III;gem}$	ΔL m	$q_{c,z;a}$ MPa	$q_{b,max}$ MPa	$R_{b,cal,max}$	$R_{s,cal,max}$	$R_{c;d}$ ξ_3 kN	$F_{nk;d}$ kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_4 kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_3 kN
4	-25,50	11,8	10,8	2,4	11,50	8,7	4,34	690	1079	1152	77	1355	1075
	-26,00	11,3	10,8	3,9	12,00	8,9	4,71	750	1146	1234	77	1457	1157
	-26,50	16,0	16,0	5,4	12,50	9,0	6,74	1072	1206	1483	77	1766	1406
	-27,00	18,0	18,0	7,5	13,00	9,2	8,04	1279	1284	1669	77	1997	1592
5	-20,00	11,1	10,9	5,1	6,00	8,2	5,06	805	531	870	77	1004	793
	-20,50	13,5	11,4	6,1	6,50	8,5	5,85	931	595	993	77	1158	917
	-21,00	15,9	13,7	7,3	7,00	8,9	6,94	1104	669	1154	77	1358	1078
	-22,00	19,1	13,3	9,8	8,00	9,6	8,19	1302	825	1385	77	1644	1308
	-23,00	18,3	15,2	11,8	9,00	10,2	9,00	1431	984	1572	77	1877	1495
	-24,00	24,7	12,5	12,1	10,00	10,7	9,66	1537	1145	1746	77	2093	1669
	-25,00	19,9	12,2	12,2	11,00	11,1	8,91	1418	1306	1773	77	2127	1697
	-26,00	20,6	16,6	12,7	12,00	11,4	9,85	1567	1464	1974	77	2376	1897
	-27,00	17,7	14,5	13,0	13,00	11,6	9,17	1459	1625	2008	77	2419	1931
	-20,00	11,2	8,7	5,9	6,00	8,0	4,99	793	513	851	77	980	774
	-20,50	13,8	10,3	6,6	6,50	8,2	5,87	933	573	981	77	1142	904
	-21,00	13,4	10,3	7,5	7,00	8,6	6,09	969	646	1051	77	1230	975
6	-21,50	13,6	10,3	8,4	7,50	8,9	6,40	1018	717	1130	77	1327	1053
	-25,00	13,3	11,2	2,4	11,00	9,8	4,60	732	1154	1227	77	1449	1151
	-25,50	11,4	11,3	3,8	11,50	9,9	4,79	762	1226	1294	77	1532	1218
	-26,00	13,0	11,1	5,3	12,00	10,0	5,46	869	1295	1409	77	1674	1332
	-26,50	17,3	15,1	6,9	12,50	10,2	7,27	1157	1367	1643	77	1966	1567
	-27,00	16,9	15,1	8,9	13,00	10,4	7,85	1248	1448	1755	77	2105	1679
	-20,00	8,7	6,0	5,8	6,00	8,6	4,15	659	556	792	77	907	715
	-20,50	7,7	5,8	5,8	6,50	8,7	3,96	629	608	806	77	925	729
	-21,00	10,5	6,4	5,8	7,00	8,6	4,49	715	650	888	77	1027	812
	-21,50	8,8	6,2	5,9	7,50	8,9	4,23	673	714	903	77	1045	826
	-24,50	10,3	5,9	2,2	10,50	9,3	3,25	517	1052	1021	77	1192	945
	-25,00	10,1	6,0	2,8	11,00	9,4	3,42	544	1110	1077	77	1261	1000
7	-25,50	8,9	5,8	3,4	11,50	9,5	3,41	542	1175	1117	77	1312	1041
	-26,00	8,1	8,1	4,0	12,00	9,5	3,82	607	1226	1193	77	1406	1116
	-26,50	11,0	10,1	5,1	12,50	9,6	4,91	782	1284	1345	77	1594	1268
	-27,00	12,3	12,3	6,3	13,00	9,6	5,84	929	1343	1479	77	1761	1402
	-27,50	14,4	11,4	7,6	13,50	9,8	6,45	1026	1415	1589	77	1898	1512
	-20,00	12,1	9,2	5,7	6,00	8,6	5,16	821	554	896	77	1036	819
	-20,50	10,3	9,8	6,4	6,50	8,9	5,17	822	623	941	77	1092	864
	-21,00	12,0	11,3	7,2	7,00	9,1	5,94	944	681	1058	77	1238	981
	-22,00	14,7	10,3	8,7	8,00	9,5	6,68	1063	819	1225	77	1446	1148
	-23,00	11,4	10,3	9,8	9,00	10,1	6,51	1035	975	1309	77	1550	1232
	-23,50	14,0	12,1	10,2	9,50	10,2	7,32	1164	1043	1437	77	1709	1360
	-24,00	24,7	13,4	10,6	10,00	10,4	9,34	1485	1118	1695	77	2029	1618
8	-25,00	14,9	14,9	11,4	11,00	10,8	8,27	1315	1274	1686	77	2018	1609
	-26,00	16,0	12,4	11,4	12,00	11,1	8,08	1285	1435	1771	77	2124	1694
	-27,00	12,8	12,8	11,8	13,00	11,4	7,76	1234	1592	1840	77	2210	1763

BEPALING REKENWAARDE MAXIMALE DRAAGKRACHT

Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017

Netto rekenwaarde maximale draagkracht

$$R_{c,netto;d} = R_{c;d} - F_{nk;d}$$

Rekenwaarde maximale draagkracht

$$R_{c;d} = R_{b;k}/\gamma_b + R_{s;k}/\gamma_s$$

Karakteristieke draagkracht alleenstaande paal

$$R_{c;k} = \text{Min} \{ (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{gem} / \xi_3; (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{min} / \xi_4 \}$$

Maximale draagkracht paalpunt

$$R_{b,cal,max;i} = A_{punt} \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot (1/2 \cdot (q_{c,i,gem} + q_{c,i,II,gem}) + q_{c,i,III,gem})^{1/2}$$

Maximale schachtwrijvingskracht

$$R_{s,cal,max;i} = O_{s;\Delta L,gem} \cdot \Delta L \cdot \alpha_s \cdot q_{c,z;a}$$

Paaltype	:	Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve groutschil				
Constructieve schachtafmeting	d_s :	Ø 460	mm			
Schachtafmeting in funderingslagen	d_s :	Ø 460	mm			
Puntafmeting	D_p :	Ø 560	mm			
			H_{voet} :	0 mm		
Paalklassefactor punt	α_p :	0,630	grondsoort :	zand		
Paalklassefactor schacht	α_s :	0,009	OCR :	1,00		
Paalvoetvormfactor	β :	1,00	D_{eq}^2 / d_{eq}^2 :	1,48		
Vormfactor paalvoetdwarsdoorsnede	s :	1,00	H_v / D_{eq} :	0,00		
Correctiefactor ontgraving q_b	:	1,00	Stijf bouwwerk	:	nee	
Correctiefactor ontgraving $q_{c,z;a}$:	1,00	Aantal sonderingen	n :	4	
Correctiefactor verdichting $q_{c,III}$ en $q_{c,z;a}$:	1,00	Correlatiefactor $R_{c,cal,gem}$	ξ_3 :	1,28	
Correctiefactor verdichting 4D onder punt	:	1,00	Correlatiefactor $R_{c,cal,min}$	ξ_4 :	1,03	
Negatieve kleef $F_{nk,max;d}$	bodemprofiel 1 :	70	kN/m ¹	Materialfactoren	γ_b, γ_s :	1,20
	bodemprofiel 2 :	0	kN/m ¹	Belastingvariatiefactor	$\gamma_{m,var;q_c}$:	1,00

sond nr	punt m NAP	$q_{c,i,gem}$	$q_{c,i,II,gem}$ MPa	$q_{c,i,III,gem}$	ΔL m	$q_{c,z;a}$ MPa	$q_{b,max}$ MPa	$R_{b,cal,max}$ kN	$R_{s,cal,max}$ kN	$R_{c;d}$ ξ_3 kN	$F_{nk;d}$ kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_4 kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_3 kN
1	-20,00	8,9	8,1	3,5	6,00	8,1	3,80	936	629	1019	101	1165	917
	-20,50	11,6	3,1	3,0	6,50	8,1	3,25	801	688	970	101	1104	869
	-21,00	9,6	1,6	1,4	7,00	8,4	2,20	541	769	853	101	959	752
	-21,50	8,5	1,6	1,4	7,50	8,7	2,04	502	851	881	101	993	780
	-22,00	6,9	1,7	1,4	8,00	8,9	1,80	443	929	893	101	1009	792
	-22,50	2,8	1,4	1,4	8,50	9,1	1,10	270	1004	830	101	930	729
	-23,00	7,5	7,5	1,4	9,00	8,7	2,80	691	1022	1115	101	1285	1014
	-23,50	11,6	11,6	2,1	9,50	8,7	4,29	1056	1075	1387	101	1623	1286
	-24,00	22,5	14,3	3,2	10,00	8,9	6,79	1673	1154	1841	101	2186	1740
	-24,50	17,2	12,3	4,3	10,50	9,2	6,00	1477	1252	1777	101	2107	1675
	-25,00	15,4	10,7	5,1	11,00	9,4	5,72	1408	1349	1795	101	2129	1694
	-25,50	15,8	10,9	6,1	11,50	9,6	6,13	1510	1438	1920	101	2285	1819
	-26,00	15,5	10,7	7,2	12,00	9,8	6,40	1575	1536	2026	101	2416	1924
	-26,50	12,4	10,7	8,2	12,50	10,0	6,23	1535	1633	2063	101	2462	1961
	-27,00	14,4	13,3	9,3	13,00	10,1	7,29	1795	1715	2285	101	2738	2184
2	-20,00	12,7	10,0	5,2	6,00	9,1	5,21	1284	713	1300	101	1514	1199
	-20,50	12,7	8,6	5,6	6,50	9,4	5,13	1263	795	1340	101	1564	1239
	-21,00	12,5	8,6	6,1	7,00	9,7	5,24	1291	881	1414	101	1656	1313
	-22,00	10,6	8,6	7,1	8,00	10,1	5,26	1295	1049	1526	101	1795	1424
	-23,00	16,0	11,8	8,3	9,00	10,2	6,99	1720	1196	1899	101	2259	1798
	-24,00	14,7	11,7	9,5	10,00	10,7	7,15	1761	1387	2049	101	2446	1948
	-24,50	13,1	11,8	9,8	10,50	10,8	7,01	1726	1481	2087	101	2493	1986
	-25,00	15,6	13,3	10,2	11,00	10,9	7,77	1914	1565	2265	101	2713	2164
	-26,00	17,3	10,6	9,9	12,00	11,3	7,52	1853	1756	2350	101	2819	2249
	-27,00	14,1	10,5	10,4	13,00	11,5	7,14	1759	1950	2415	101	2900	2314
3	-20,00	8,9	7,9	6,6	6,00	9,6	4,73	1164	752	1248	93	1457	1155
	-20,50	11,2	7,4	6,6	6,50	9,6	5,01	1233	809	1330	93	1560	1237
	-21,00	10,2	6,2	6,0	7,00	9,8	4,46	1098	891	1295	93	1516	1202
	-25,00	16,3	14,4	1,5	11,00	9,3	5,29	1304	1335	1718	93	2042	1625
	-25,50	15,5	14,4	3,0	11,50	9,6	5,66	1394	1432	1839	93	2193	1746
	-26,00	16,0	15,9	4,6	12,00	9,8	6,48	1595	1528	2033	93	2434	1941
	-26,50	20,0	15,2	6,2	12,50	10,0	7,50	1846	1625	2260	93	2716	2167
	-27,00	20,1	15,2	7,8	13,00	10,2	8,03	1979	1723	2410	93	2902	2317
4	-20,00	10,0	6,5	6,1	6,00	9,0	4,51	1110	700	1179	93	1372	1086
	-20,50	9,9	6,6	6,1	6,50	9,0	4,52	1112	764	1222	93	1425	1129
	-21,00	8,6	6,5	6,2	7,00	9,3	4,31	1062	851	1246	93	1455	1153
	-25,00	12,5	10,6	0,9	11,00	8,6	3,93	967	1227	1429	93	1682	1336

Paaltype : Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve groutschil
 Stijf bouwwerk: nee

d_s : Ø 460 mm
 D_n : Ø 560 mm

sond nr	punt m NAP	$q_{c,I;gem}$	$q_{c,II;gem}$ MPa	$q_{c,III;gem}$	ΔL m	$q_{c,z;a}$ MPa	$q_{b,max}$ MPa	$R_{b,cal,max}$	$R_{s,cal,max}$	$R_{c,d}$ ξ_3 kN	$F_{nk,d}$ kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_4 kN	$R_{c,netto;d}$ ξ_3 kN
4	-25,50	11,8	10,8	2,0	11,50	8,7	4,20	1035	1307	1524	93	1802	1432
	-26,00	11,3	10,8	3,2	12,00	8,9	4,49	1105	1387	1622	93	1923	1529
	-26,50	16,8	16,2	4,4	12,50	9,0	6,56	1616	1460	2003	93	2396	1910
	-27,00	18,5	17,7	6,1	13,00	9,2	7,63	1878	1555	2235	93	2684	2142
5	-20,00	11,5	11,4	4,7	6,00	8,2	5,09	1254	643	1235	93	1442	1142
	-20,50	13,5	11,4	5,6	6,50	8,5	5,67	1398	720	1379	93	1621	1286
	-21,00	15,9	13,7	6,5	7,00	8,9	6,69	1648	810	1600	93	1896	1508
	-22,00	19,1	13,3	8,6	8,00	9,6	7,83	1928	998	1905	93	2275	1812
	-23,00	18,3	15,2	10,7	9,00	10,2	8,64	2127	1191	2160	93	2592	2067
	-24,00	24,1	13,1	11,6	10,00	10,7	9,50	2340	1386	2426	93	2922	2333
	-25,00	19,9	12,2	12,1	11,00	11,1	8,88	2187	1581	2453	93	2956	2360
	-26,00	20,2	14,3	12,4	12,00	11,4	9,35	2303	1772	2653	93	3204	2560
	-27,00	17,5	14,5	12,9	13,00	11,6	9,11	2244	1967	2742	93	3315	2649
	-20,00	11,2	8,7	5,5	6,00	8,0	4,86	1197	621	1183	93	1378	1091
	-20,50	13,6	10,3	6,0	6,50	8,2	5,66	1394	693	1359	93	1596	1266
	-21,00	13,4	10,3	6,7	7,00	8,6	5,86	1444	782	1449	93	1708	1356
6	-21,50	13,6	10,3	7,5	7,50	8,9	6,12	1507	867	1546	93	1828	1453
	-25,00	13,3	11,2	2,0	11,00	9,8	4,48	1104	1397	1628	93	1931	1535
	-25,50	13,5	11,1	3,2	11,50	9,9	4,87	1200	1484	1748	93	2079	1655
	-26,00	13,2	11,7	4,3	12,00	10,0	5,30	1304	1568	1870	93	2231	1777
	-26,50	17,3	15,1	5,7	12,50	10,2	6,87	1693	1655	2180	93	2616	2087
	-27,00	17,4	13,9	7,1	13,00	10,4	7,17	1766	1753	2291	93	2754	2198
	-20,00	8,7	6,0	5,8	6,00	8,6	4,15	1021	674	1103	93	1278	1011
	-20,50	7,6	6,2	5,8	6,50	8,7	3,99	984	737	1120	93	1299	1027
	-21,00	10,5	6,4	5,8	7,00	8,6	4,49	1106	787	1232	93	1439	1140
	-21,50	12,3	1,7	1,7	7,50	8,9	2,72	671	865	1000	93	1149	907
	-24,50	10,3	5,9	2,0	10,50	9,3	3,20	787	1274	1342	93	1575	1249
	-25,00	10,1	6,0	2,5	11,00	9,4	3,33	820	1344	1408	93	1657	1316
7	-25,50	8,9	5,8	3,0	11,50	9,5	3,28	807	1422	1451	93	1710	1358
	-26,00	9,7	9,7	3,5	12,00	9,5	4,16	1025	1484	1634	93	1937	1541
	-26,50	11,0	10,1	4,3	12,50	9,6	4,68	1153	1554	1763	93	2097	1670
	-27,00	14,0	11,4	5,3	13,00	9,6	5,66	1395	1626	1967	93	2351	1874
	-27,50	14,4	11,4	6,4	13,50	9,8	6,08	1498	1712	2090	93	2505	1997
	-20,00	12,1	9,2	5,5	6,00	8,6	5,08	1252	671	1252	93	1463	1159
	-20,50	10,4	10,0	6,0	6,50	8,9	5,11	1260	754	1311	93	1536	1218
	-21,00	12,0	11,3	6,6	7,00	9,1	5,76	1419	824	1461	93	1722	1368
	-22,00	14,7	10,3	7,9	8,00	9,5	6,43	1583	992	1676	93	1990	1583
	-23,00	11,9	11,1	9,1	9,00	10,1	6,49	1599	1181	1810	93	2156	1717
	-23,50	14,1	12,7	9,6	9,50	10,2	7,26	1787	1262	1985	93	2374	1892
	-24,00	24,7	13,4	10,3	10,00	10,4	9,23	2273	1353	2361	93	2841	2268
8	-25,00	18,0	11,8	10,8	11,00	10,8	8,11	1998	1543	2305	93	2771	2212
	-26,00	16,0	12,4	11,2	12,00	11,1	8,01	1972	1737	2415	93	2908	2322
	-27,00	13,1	13,1	11,5	13,00	11,4	7,77	1914	1927	2501	93	3015	2408

BEPALING PAALKOPZAKKING VOOR STATISCHE BELASTING

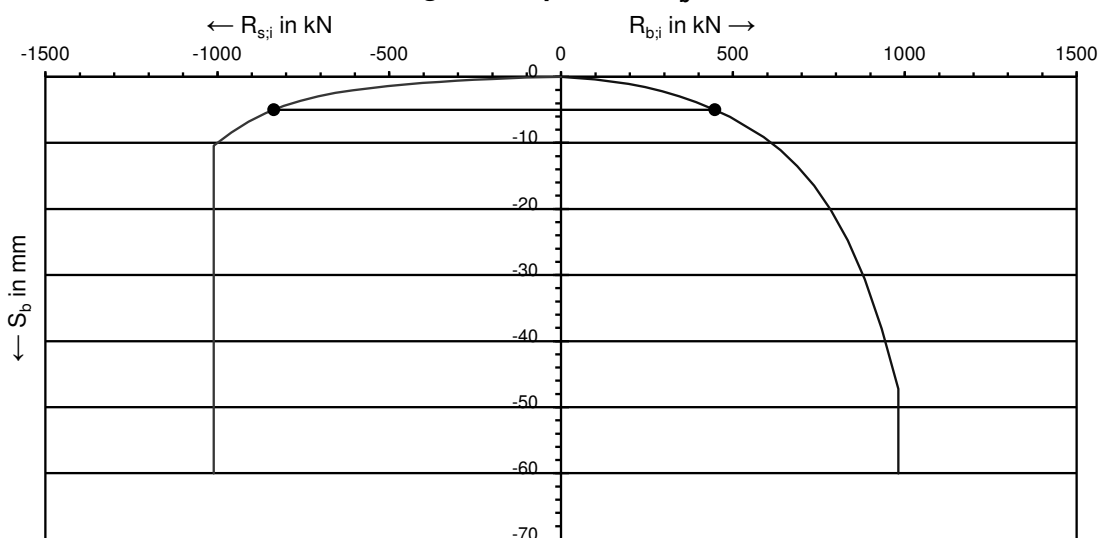
Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017

Paalkopzакking $s = s_1 + s_2$

$s_1 = s_b + s_{el}$

Paaltype		:	Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve grouts		
Schachtafmeting	d_s	:	\varnothing 380 mm	d_{eq} :	380 mm
Puntafmeting	D_p	:	\varnothing 450 mm	D_{eq} :	450 mm
Schachtdoorsnede		:	0,113 m ²		
E-modulus paalschacht		:	20.000 N/mm ²	alleenstaande paal	
Sondering		:	2	m:	0,96 (-)
Paalkopniveau		:	-6,00 m NAP	$\sigma'_{v,4D}$:	0 kPa
Paalpuntniveau		:	-25,00 m NAP	A_{4D} :	0,0 m ²
Begin afdracht positieve kleef		:	-14,00 m NAP	$E_{ea,gem}$:	60 MPa
Representatieve paalkopbelasting $F_{c,rep}$:	1200 kN		
Representatieve negatieve kleef $F_{nk,rep}$:	84 kN		
Maximale draagkracht paalpunt	$R_{b,cal,max}$:	1256 kN	Correlatiefactor ξ_3 :	1,28 (-)
Maximale schachtwrijving statisch	$R_{s,cal,max}$:	1293 kN	Materiaalfactoren γ_b, γ_s :	1,00 (-)
Extra schachtwrijving bij korte duur	$R_{s,cal,max}$:	0 kN		

zakking van de paalvoet s_b



$R_{b,max;i}$:	982 kN
$R_{s,max;i}$:	1010 kN
$R_{b,i}$:	448 kN
$R_{s,i}$:	836 kN
s_b	:	4,99 mm
s_{el}	:	8,58 mm
s_1	:	13,57 mm
s_2	:	0,00 mm
s	:	13,57 mm
veerstijfheid paalkop $k_{v,rep}$:	88.400 kN/m1
$\gamma_{m,kh}$:	1,3 (-)
rekenwaarde veerstijfheid $k_{v,d}$:	68.000 kN/m1

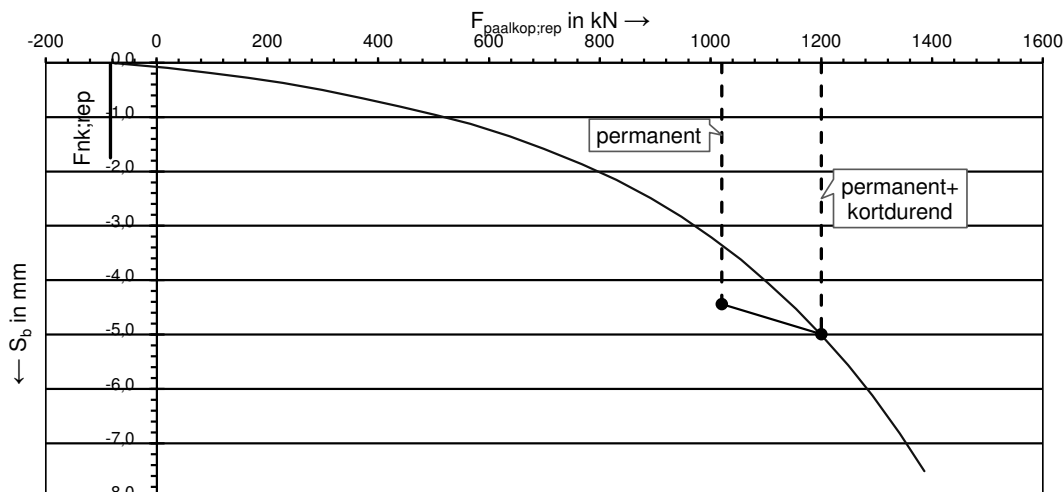
BEPALING PAALKOPZAKKING VOOR KORTDURENDE BELASTING

Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017+ convenant hoogbouw NTA 4614-3:2012

Paalkopzakking $s = s_1 = s_b + s_{el}$ ($s_2 = 0$)

Tijdelijke vervorming paalpunt = $\frac{1}{3}$ * toename s_b

Paaltype	:	Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve grout		
Schachtafmeting	d_s	: Ø 380 mm	d_{eq}	: 380 mm
Puntafmeting	D_p	: Ø 450 mm	D_{eq}	: 450 mm
Schachtdoorsnede	:	0,113 m ²		
E-modulus paalschacht kortdurend	:	31.000 N/mm ²		
Paalkopniveau	:	-6,00 m NAP	Sondering	: 2
Paalpuntniveau	:	-25,00 m NAP		
Begin afdracht positieve kleeft	:	-14,00 m NAP		
Representatieve paalkopbelasting $F_{rep;perm+kort}$:	1200 kN	Correlatiefactor ξ_3	: 1,28 (-)
Representatieve paalkopbelasting $F_{rep;perm}$:	1020 kN	Materiaalfactoren γ_b, γ_s	: 1,00 (-)
Representatieve negatieve kleeft $F_{nk;rep}$:	84 kN		
Maximale draagkracht paalpunt $R_{b;cal;max}$:	1256 kN	$R_{b;max;i}$: 982 kN
Maximale schachtwrijving statisch $R_{s;cal;max}$:	1293 kN	$R_{s;max;i}$: 1010 kN
Extra schachtwrijving bij korte duur $R_{s;cal;max}$:	0 kN		

ontlast-herbelast traject paalvoetzakking s_b 

Belasting	Permanent	Permanent+ kortdurend
$R_{b;i}$: 365 kN	448 kN
$R_{s;i}$: 739 kN	836 kN
s_b bij eerste keer belasten	: 3,34 mm	4,99 mm
blijvende zakking plastisch (= $\frac{1}{3}$ * toename s_b)	: 1,10 mm	
tijdelijke vervorming elastisch (= $\frac{1}{3}$ * toename s_b)		0,55 mm
s_b permanent na kortdurende belasting	: 4,44 mm	
s_{el} met $E_{schacht;kort}$: 4,71 mm	5,53 mm
tijdelijke elastische verkorting	:	0,82 mm
$s = s_1 = s_b + s_{el}$:	10,53 mm
tijdelijke toename paalkopzakking s	:	1,37 mm
veerstijfheid paalkop $k_{v;kort;rep}$:	131.200 kN/m1
$\gamma_{m;kh}$:	1,3 (-)
rekenwaarde veerstijfheid $k_{v;kort;d}$:	100.900 kN/m1

BEPALING PAALKOPZAKKING VOOR STATISCHE BELASTING

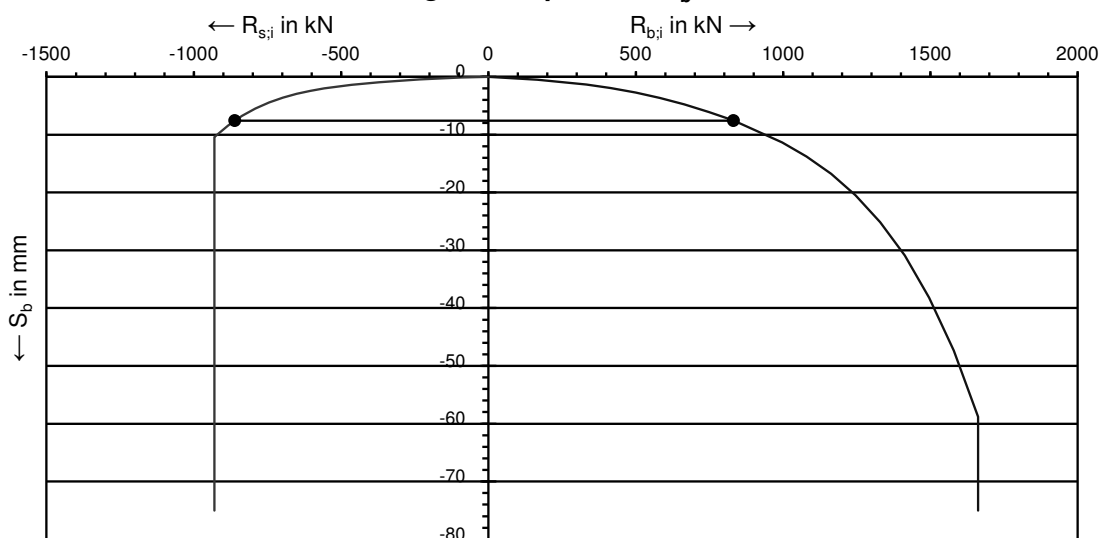
Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017

Paalkopzакking $s = s_1 + s_2$

$s_1 = s_b + s_{el}$

Paaltype	:	Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve grouts		
Schachtafmeting	d_s	: Ø 460 mm	d_{eq}	: 460 mm
Puntafmeting	D_p	: Ø 560 mm	D_{eq}	: 560 mm
Schachtdoorsnede	:	0,166 m ²		
E-modulus paalschacht	:	20.000 N/mm ²	alleenstaande paal	
Sondering	:	5	m	: 0,96 (-)
Paalkopniveau	:	-6,00 m NAP	$\sigma'_{v,4D}$: 0 kPa
Paalpuntniveau	:	-23,00 m NAP	A_{4D}	: 0,0 m ²
Begin afdracht positieve kleef	:	-14,00 m NAP	$E_{ea,gem}$: 60 MPa
Representatieve paalkopbelasting $F_{c,rep}$:	1600 kN		
Representatieve negatieve kleef $F_{nk,rep}$:	93 kN		
Maximale draagkracht paalpunt	$R_{b,cal,max}$: 2127 kN	Correlatiefactor ξ_3	: 1,28 (-)
Maximale schachtwrijving statisch	$R_{s,cal,max}$: 1191 kN	Materiaalfactoren γ_b, γ_s	: 1,00 (-)
Extra schachtwrijving bij korte duur	$R_{s,cal,max}$: 0 kN		

zakking van de paalvoet s_b



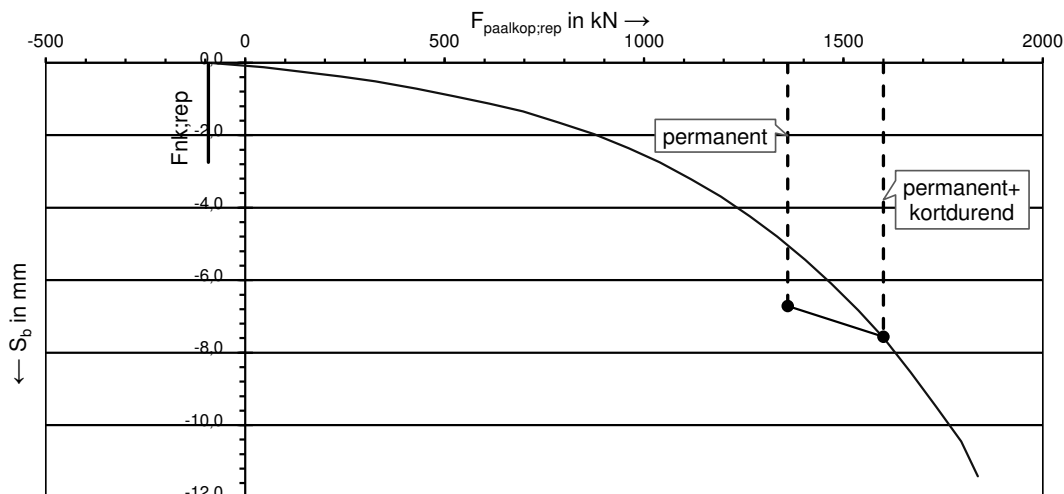
$R_{b,max,i}$:	1662 kN
$R_{s,max,i}$:	930 kN
$R_{b,i}$:	832 kN
$R_{s,i}$:	861 kN
s_b	:	7,57 mm
s_{el}	:	7,38 mm
s_1	:	14,95 mm
s_2	:	0,00 mm
s	:	14,95 mm
veerstijfheid paalkop $k_{v,rep}$:	107.000 kN/m1
$\gamma_{m,kh}$:	1,3 (-)
rekenwaarde veerstijfheid $k_{v,d}$:	82.300 kN/m1

BEPALING PAALKOPZAKKING VOOR KORTDURENDE BELASTING

Rekenmethode volgens NEN 9997-1:2016+ C2:2017+ convenant hoogbouw NTA 4614-3:2012

Paalkopzакking $s = s_1 = s_b + s_{el}$ ($s_2 = 0$)Tijdelijke vervorming paalpunt = $\frac{1}{3}$ * toename s_b

Paaltype	: Schroefpaal met verloren punt zonder constructieve grout		
Schachtafmeting	d_s	: Ø 460 mm	d_{eq} : 460 mm
Puntafmeting	D_p	: Ø 560 mm	D_{eq} : 560 mm
Schachtdoorsnede		: 0,166 m ²	
E-modulus paalschacht kortdurend		: 31.000 N/mm ²	
Paalkopniveau		: -6,00 m NAP	Sondering : 5
Paalpuntniveau		: -23,00 m NAP	
Begin afdracht positieve kleeft		: -14,00 m NAP	
Representatieve paalkopbelasting $F_{rep;perm+kort}$: 1600 kN	Correlatiefactor ξ_3 : 1,28 (-)
Representatieve paalkopbelasting $F_{rep;perm}$: 1360 kN	Materiaalfactoren γ_b, γ_s : 1,00 (-)
Representatieve negatieve kleeft $F_{nk;rep}$: 93 kN	
Maximale draagkracht paalpunt $R_{b;cal;max}$: 2127 kN	$R_{b;max;i}$: 1662 kN
Maximale schachtwrijving statisch $R_{s;cal;max}$: 1191 kN	$R_{s;max;i}$: 930 kN
Extra schachtwrijving bij korte duur $R_{s;cal;max}$: 0 kN	

ontlast-herbelast traject paalvoetzakking s_b 

Belasting	Permanent	Permanent+ kortdurend
$R_{b;i}$: 682 kN	833 kN
$R_{s;i}$: 771 kN	860 kN
s_b bij eerste keer belasten	: 5,02 mm	7,57 mm
blijvende zakking plastisch (= $\frac{1}{3}$ * toename s_b)	: 1,70 mm	
tijdelijke vervorming elastisch (= $\frac{1}{3}$ * toename s_b)		0,85 mm
s_b permanent na kortdurende belasting	: 6,72 mm	
s_{el} met $E_{schacht;kort}$: 4,05 mm	4,76 mm
tijdelijke elastische verkorting		0,71 mm
$s = s_1 = s_b + s_{el}$		12,33 mm
tijdelijke toename paalkopzакking s		1,56 mm
veerstijfheid paalkop $k_{v;kort;rep}$		153.500 kN/m1
$\gamma_{m;kh}$		1,3 (-)
rekenwaarde veerstijfheid $k_{v;kort;d}$		118.100 kN/m1

5. Bijlage: Archief tekening – Funderingsadvies 1999

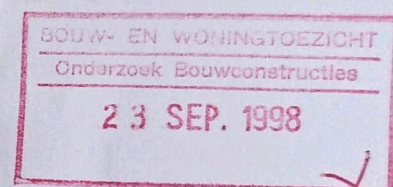
Rapport betreffende
fundering 2 kantoren
aan de Hoofdweg 256
te Rotterdam

Opdracht nr.

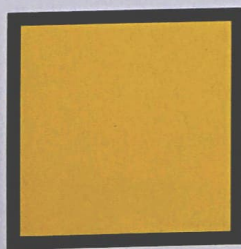
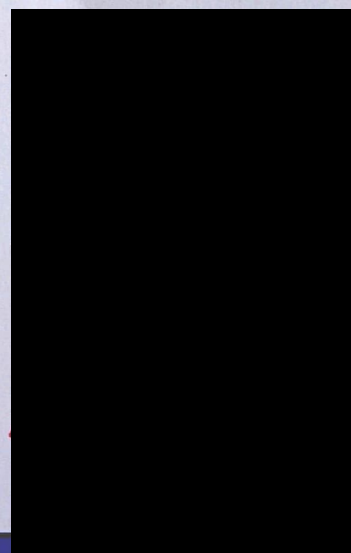
AA - 05439

Datum rapport

20 juli 1998



ADRESSANT



1998 / 3 2 1 1 / 3 0
JOUSTRA

B.V.

Rapport betreffende
fundering 2 kantoren
aan de Hoofdweg 256
te Rotterdam

Opdracht nr. AA - 05439
Datum rapport 20 juli 1998
Opdrachtgever Leyten en Partners
Vastgoedontwikkeling
[REDACTED]
Constructeur Bouwkundig Adviesbureau Leen Brak
[REDACTED]

Bijlagen

- overzichtstabel paalpuntniveaus
- berekening negatieve kleef
- berekeningen paal draagvermogen
inclusief voorbeeldberekening
- situatie sondeerpunten
- sondeergrafieken 01 t/m 08
met kleefmeting 01, 04, 05 en 08

rapportcontrole [REDACTED]

JOUSTRA



GEOMET

INLEIDING

Op 24 maart 1998 ontving Joustra Geomet van Bouwkundig Adviesbureau Leen Brak, namens Leyten & Partners Vastgoedontwikkeling, de opdracht voor het uitvoeren van een grondonderzoek en het uitbrengen van een funderingsadvies betreffende de nieuwbouw van 2 kantoren aan de Hoofdweg te Rotterdam. Het grondonderzoek heeft in twee fasen plaatsgevonden in verband met de bestaande bebouwing. Recent kon de tweede fase worden en zodoende het funderingsadvies worden afgerond.

In aansluiting op de reeds verstrekte gegevens bevat dit rapport de resultaten van het grondonderzoek alsmede het funderingsadvies.

GRONDONDERZOEK

Uitgevoerd werden in totaal 8 diepsonderingen met een elektrische conus. Het resultaat van de sonderingen is gepresenteerd op de sondeergrafieken 01 t/m 08. Bij 4 sonderingen is tevens de plaatselijke mantelwrijving gemeten. De diepte op de sondeergrafieken is gegeven in meters ten opzichte van NAP.

De sonderingen zijn uitgevoerd met een elektrische conus conform het KOMO-procescertificaat voor Elektrisch Sonderen. Met de elektrische conus vindt een directe en continue meting plaats van zowel de weerstand aan de conuspunt als van de wrijving langs de kleefmantel. De continue registratie van de ondervonden bodemweerstand verzekert een gedetailleerd beeld van de bodemopbouw. Dit niet alleen voor wat betreft de sterkte van de bodem, maar tevens met betrekking tot de aard van de aanwezige grondlagen.

De verhouding tussen wrijvingsweerstand en conusweerstand, het zogenaamde wrijvingsgetal, heeft namelijk voor iedere grondsoort een andere waarde. Als indicatie gelden voor de gladde elektrische conus bij normaal geconsolideerde gronden onder de grondwaterstand de navolgende relaties:

<u>wrijvingsgetal in %</u>	<u>grondsoort</u>
0.3 - 1.2	zand, grof tot fijn
1.5 - 2.0	silt
2.5 - 5.0	klei
> 5.0	veen

Tussen de verschillende grondsoorten komen overgangsvormen voor waardoor de aangegeven grenzen niet als hard zijn te beschouwen.



In de conus bevindt zich een hellingmeter waardoor een controle mogelijk is op een eventueel afwijken van de verticaal. De gemeten afwijkingen zijn gepresenteerd op de sondeergrafieken. Bijzondere afwijkingen zijn in het algemeen niet vastgesteld.

De uitzetgegevens zijn vermeld op de bijgevoegde situatie, die is gebaseerd op een door de constructeur verstrekte tekening. Tevens zijn een aantal extra punten gewaterpast. De gegevens zijn eveneens vermeld op de situatieschets.

BODEMGESTELDHEID

Het maaiveldpeil van het terrein varieerde tijdens het grondonderzoek van 5.18 m- NAP tot 6.66 m- NAP. De kruin van de Hoofdweg werd ingemeten op 5.57 m- NAP. Het vloerpeil van een naastgelegen gebouw werd vastgelegd op 5.38 m- NAP.

Het open waterpeil werd vastgelegd op 7.0 m- NAP.

Uit de resultaten van het grondonderzoek kan de navolgende bodemopbouw worden afgeleid:

Diepte in m- NAP	Bodembeschrijving
-----	-----
m.v. - ca 7.0	<u>KLEI</u> , uitgedroogde toplaag, weinig zandhoudend
ca 7.0 - 9.0 à 10.0	<u>VEEN</u> , kleihoudend
9.0 à 10.0 - ca 12.0	<u>KLEI</u>
ca 12.0 - 13.0 à 14.0	<u>VEEN</u> , holocene basispakket
13.0 à 14.0 - ca 32.0	<u>ZAND</u> , vast tot zeer vast gepakt, Pleistoceen, lokaal met een klei- en/of siltlaag
ca 32.0	maximaal verkende diepte



FUNDERINGSADVIES

Gelet op de aangetroffen bodemopbouw komt alleen een fundering op palen in aanmerking. In overleg met de constructeur is besloten een fundering op gladde prefab betonpalen nader uit te werken.

Gekozen is voor het toepassen van de paalafmetingen #250 mm, #290 mm en #320 mm. Gezien het beeld van de sonderingen is een paalinheinniveau van 20.0 à 21.0 m- NAP het meest voor de hand liggend. De maximaal toelaatbare rekenwaarden volgens het Bouwbesluit (NEN 6700 en NEN 6702) zijn opgenomen in de overzichtstabel op bijlage 1. Voor een aantal sonderingen zijn de draagvermogens gelet op de algemene variatie in de bodemopbouw begrensd.

berekeningen

De maximale draagkracht van de paalfundering is conform NEN 6740 en NEN 6743 berekend. De constructie is als een niet-stijf bouwwerk beschouwd.

Ten aanzien van het grondonderzoek wordt gesteld dat voor ieder deelgebied tenminste 3 representatieve sonderingen zijn uitgevoerd, hetgeen een indicatie geeft van de statistische variatie in het gebied. Bij bepaling van de rekenwaarde van de maximale draagkracht is op basis van de bovengenoemde randvoorwaarden een ξ -waarde van 0.79 vastgesteld.

Iedere sondering is voorts als een afzonderlijk rekenelement te beschouwen en niet als een gemiddelde waarde van de grond, zodat in afwijking van NEN 6743 niet met een gemiddeld draagvermogen is gerekend vanuit een aantal sonderingen. Het aantal sonderingen in een gebied bepaalt wel het inzicht in de kans op mogelijke afwijkingen, hetgeen verwerkt is in het aantal representatieve sonderingen.

Bij het bepalen van de benodigde inheinniveaus is rekening gehouden met het ontstaan van negatieve kleef langs de paalschacht ten gevolge van het gewicht van de bovenlaag. De samendrukbare lagen boven de vaste zandlaag kunnen hierdoor een zetting ondergaan die groter is dan de paalverplaatsing nodig voor het ontwikkelen van het draagvermogen van de palen. Een uitgewerkte berekening van de negatieve kleefbelasting volgens NEN 6743 is gegeven op bijlage 2.

De maximale draagkracht van de paalpunt is berekend met de 4D/8D methode van Koppejan. Verder zijn α_p , β en s gelijk aan 1.0 gesteld. De maximale schachtwrijvingskracht is bepaald aan de hand van een percentage van de gemiddelde conusweerstand. De aan te houden paalklassefactor α_s is 0.010. De constructie valt onder de geotechnische categorie GC2.



Op bijlage 3.1 is een voorbeeldberekening van het paal draagvermogen gegeven. De volledige berekeningsresultaten zijn op bijlage 3.2 t/m 3.4 gepresenteerd. Voor de tabellen geldt dat de berekening plaatsvindt op basis van de door de adviseur geïnterpreteerde waarden vanuit de sonderingen. De waarden worden ingevoerd in een spreadsheetprogramma. De berekening van paalpuntspanning, punt draagvermogen en schachtwrijving vindt automatisch plaats met de ingevoerde randvoorwaarden van paalafmeting en draagkrachtfactoren.

De keuze van de paalpuntniveaus geschiedt op basis van onderling vergelijk van sonderingen waarbij ook praktische aspecten van uitvoering heiwerk en effecten op pakking van het zand door heiverdichting worden meegenomen. Dunne teruggangen in weerstand die met de huidige elektrische sondeertechniek haarscherp worden vastgesteld worden hierbij deels dichtgeslagen beschouwd daar zij veelal niet terugkomen in het kalenderbeeld. Ook ten aanzien van de gemiddelde wrijving wordt hier in beperkte mate rekening mee gehouden.

De maximaal optredende paalkopzakking welke nodig is voor het ontwikkelen van het grondmechanisch draagvermogen, is bepaald op ca 10 mm voor een paalafmeting # 320 mm. Hierbij is uitgegaan van een inheinniveau van 20.5 m- NAP en een $F_{s,d}$ van 950 kN. De zakking is inclusief de elastische verkorting van de paal, waarbij een E-modulus van 20 000 N/mm² is gehanteerd.

UITVOERING HEIWERK

Het heiwerk dient bij voorkeur te worden uitgevoerd met een regelbaar heimiddel. De zwaarte van het blok dient zodanig te zijn dat in de funderingszandlaag een voldoende hoge kalenderwaarde wordt bereikt om het benodigde basisniveau te kunnen verifiëren. De kalenderwaarde dient ter plaatse van de sonderingen 15 à 25 slagen per kalendertocht van 0.25 meter te bedragen. De gegevens verkregen op de sondering vormen de leidraad voor de beoordeling van het draagvermogen van de tussen de sonderingen geïnstalleerde palen.

Als vermogen wordt een blok geadviseerd vergelijkbaar met het type Delmag D25-32/33 voor de paalafmetingen #290 mm en #320 mm. Voor de paalafmeting #250 mm kan worden volstaan met een blok vergelijkbaar met een Delmag D16-32. Een regelbaar blok verdient de voorkeur, zodat het afgegeven vermogen kan worden teruggesteld afhankelijk van de ondervonden bodemweerstand en de paalafmeting. Goed regelbare blokken zijn die welke werken volgens het principe van een hydraulisch vrije valhamer. De valhoogte en derhalve het energieniveau is hierbij op een constante waarde in te stellen, hetgeen een beter onderling vergelijk van de sonderingen en kalenders waarborgt.



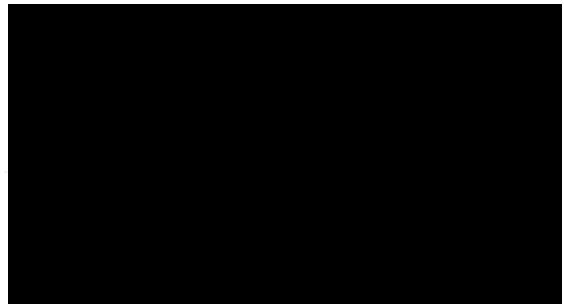
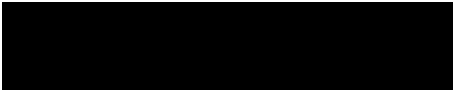
Het is gewenst om, alvorens in de draagkrachtige lagen te heien, het blok van de paal te lichten en na te stellen, zodat steeds in het verlengde van de paalas wordt geheid. Bij verschillen in inheiniveau dient van laag naar hoog te worden geheid, zodat een betere controle op het heiwerk mogelijk is.

Alle verzamelde gegevens moeten worden vastgelegd. Dit geldt niet alleen voor het uiteindelijk bereikte inheiniveau en de gevonden kalenderwaarden, maar ook type heiblok en afstelling, heivolgorde, aanbrengen van een nieuwe mutsvulling, doorheien met stalen oplanger en overige bijzonderheden.

Een deskundig toezicht tijdens de uitvoering is een vereiste, teneinde de kwaliteit van de fundering en de uiteindelijke bebouwing te waarborgen.

Alphen aan den Rijn, 20 juli 1997

Opgesteld door:



OVERZICHTSTABEL PAALDRAAGVERMOGEN

sond nr	maaiveld in m- NAP	inheinniveau in m- NAP	prefab betonpalen		
			#250 mm	#290 mm	#320 mm
			F _{s;d} = Variabel		
01	5.91	20.5	575 kN	715 kN	835 kN
02	5.81	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
03	5.99	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
04	5.98	20.5	600 kN	755 kN	880 kN
05	5.55	20.5	600 kN	800 kN	950 kN
06	5.45	20.5	600 kN	775 kN	915 kN
07	5.59	20.5	550 kN	680 kN	800 kN
08	5.88	20.5	600 kN	800 kN	900 kN



BEREKENING VAN DE NEGATIEVE KLEEF

- Basis : Berekening wrijving tussen paal en grond uit verticale korrelspanning volgens NEN 6743. De verhouding tussen verticale korrelspanning en schuifsterkte bedraagt 0.25.
- Grondopbouw : Bovenlaag met een gemiddelde dikte van 1.0 m op een samendrukbaar lagenpakket van klei en veen tot een diepte van 14.0 m- NAP.
Als gemiddeld maaiveldniveau is 6.0 m- NAP aangehouden. De grondwaterspiegel ligt op ca 7.0 m- NAP

Bepaling maximale negatieve kleeft van een alleenstaande paal

Eenheden:

d	= dikte van de bovenlaag	=	1.0	m
P _o	= bovenbelasting 1.0 x 16.0	=	16.0	kN/m ²
h	= dikte samendrukbare laag	=	7.0	m
γ' _g	= effectief gewicht grond	=	3.5	kN/m ³
D	= paalschachtafmeting	=	diversen	mm
O	= paalomtrek	=	variërend	m

Paaltype: gladde prefab betonpaal

De samendrukbare laag is meegerekend tot 14.0 m- NAP. De dieper liggende lagen zijn niet zettingsgevoelig. De verplaatsingen van de paal nodig voor het ontwikkelen van het draagvermogen zijn groter dan de mogelijke vervormingen in de grond, zodat zich hierin geen negatieve kleeft zal ontwikkelen. De representatieve waarde van de maximale negatieve kleeftbelasting bedraagt:

$$F_{s,nk;rep} = \left\{ \left(\frac{1}{2} \times P_o \times d \right) + \left(P_o + \frac{1}{2} \times h \times \gamma'_g \right) \times h \right\} \times 0.25 \times O =$$

prefab betonpaal # 250 mm: 51 kN
 prefab betonpaal # 290 mm: 60 kN
 prefab betonpaal # 320 mm: 66 kN

Bepaling rekenwaarde maximale negatieve kleeftbelasting F_{s,nk;d}

Volgens artikel 11.5.1. van NEN 6740 kan de partiële balastingsfaktor voor negatieve kleeft γ_{f,nk} gelijk aan 1.0 worden gesteld. De rekenwaarde wordt dan:

$$F_{s,nk;d} = F_{s,nk;rep} \times 1.0 =$$

prefab betonpaal # 250 mm: 51 kN
 prefab betonpaal # 290 mm: 60 kN
 prefab betonpaal # 320 mm: 66 kN



VOORBEELDBEREKENING PAALDRAAGVERMOGEN

Voor de berekening is sondering 01 als voorbeeld gesteld. De rekenmethode is volgens NEN 6740 en NEN 6743.

Paalgegevens : paaltype - prefab betonpaal
 inheinniveau - 20.50 m- NAP
 schachtafmeting - # 250 mm
 voetoppervlak - 0.0625 m²

Bepaling maximale draagkracht van de paalpunt $F_{r,max;punt}$

De maximale puntweerstand volgt uit de vergelijking

$$P_{r,max;punt} = \alpha_p \times \beta \times s \times \{(q_{c,I} + q_{c,II}) : 2 + q_{c,III}\} : 2, \text{ waarin}$$

$q_{c,I}$ = gemiddelde weerstand onder de paalpunt = 12.0 MN/m²
 $q_{c,II}$ = minimale weerstand onder de paalpunt = 9.5 MN/m²
 $q_{c,III}$ = gem. minimale weerstand boven de paalpunt = 5.5 MN/m²
 α_p = paalklasse/type = 1.0
 β = paalvoetvorm = 1.0
 s = paalvoetdwarsdoorsnede = 1.0

De maximale puntweerstand $p_{r,max;punt}$ bedraagt:

$$1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times \{(12.0 + 9.5) : 2 + 5.5\} : 2 = 8.125 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{r,max;punt} = 8.125 \times 10^3 \times 0.0625 = 508 \text{ kN}$$

Bepaling maximale schachtwrijvingskracht $F_{r,max;schacht}$

De wrijving langs de paalschacht wordt ontwikkeld in de grondlagen vanaf een niveau van 14.0 m- NAP tot het paalpuntniveau van 20.5 m- NAP. De gemiddelde conusweerstand in dit pakket bedraagt ca 7.5 MN/m². Als wrijving kan een percentage van 1.0% van de gemiddelde conusweerstand in rekening worden gebracht. De maximale schachtwrijving is dan:

$$F_{r,max;schacht} = 6.5 \times 7.5 \times 10^3 \times 0.010 \times 4 \times 0.250 = 488 \text{ kN}$$

Bepaling rekenwaarde van de maximale draagkracht $F_{r,max;d}$

De rekenwaarde van de maximale draagkracht is de som van de positieve kleef en het puntdraagvermogen

- vermenigvuldigd met een factor ξ van 0.79
- gedeeld door de materiaalfactor $\gamma_{m,b}$ van 1.25

$$F_{r,max;d} = (508 + 488) \times 0.79 : 1.25 = 629 \text{ kN}$$

Na aftrek van de rekenwaarde van de negatieve kleef resteert een netto rekenwaarde van de draagkracht:

$$F_{s,max;d} = 629 - 51 = 578 \text{ kN}$$



BEPALING REKENWAARDE MAXIMALE DRAAGKRACHT

methode: NEN (NEN 6740,6743)

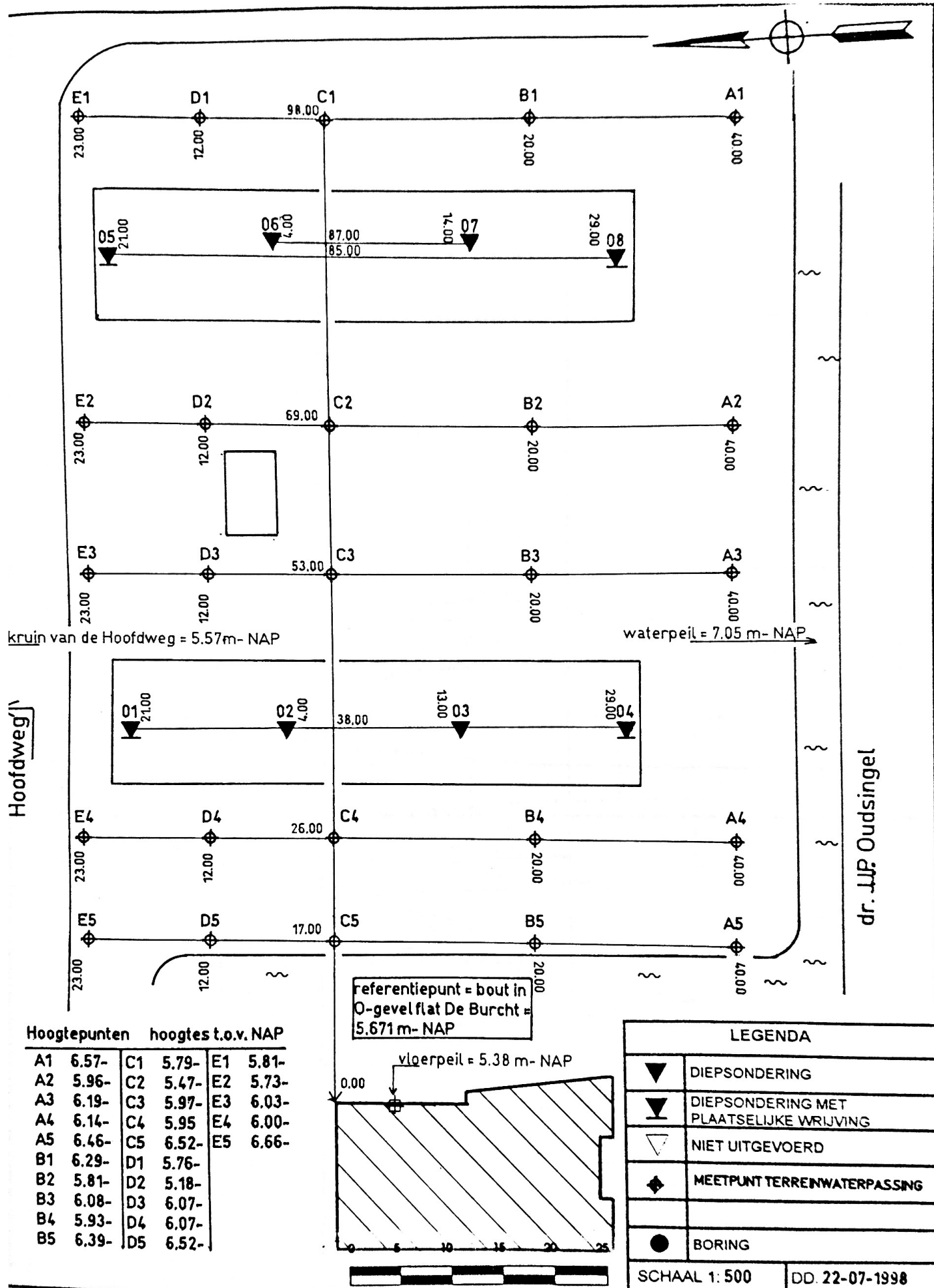
(V6.1)

Rekenwaarde max. draagkracht : $Fr_{max;d;i} = Fr_{max;rep;i}/y_{m;b}$
 $y_{m;b} = 1.25$ (NEN 6740:tabel 3)
 Rekenw. Na aftrek neg. Kleef $F_{s;d;i}' = (Fr_{d;i} - y_f * F_{s;nk;rep})$
 $y_{s;b} = 1$
 Max. Draagkracht $Fr_{max;i} = Fr_{max;p;i} + Fr_{max;s;i}$
 met $Fr_{max;p;i} = A_p * Pr_{max;p;i}$
 $Fr_{max;s;i} = O_p * Pr_{max;s;i} * dL$
 met $Pr_{max;p} = a_p * b * s * ((q_c;I + q_c;II) / 2 + q_c;III) / 2$
 $Pr_{max;s} = a_s * q_c;z;a$

 Paaltype : prefab betonpaal Opdr.nr.: AA-05439
 Dschacht : # 250 mm $F_{s;nk;d} : 51$ kN
 Dpunt : # 250 mm $(Deq/d)^2 : 0.0$
 Hvoet : 0 mm $Hv/Deq : 0.0$
 puntfactoren: paalklasse/type $a_p : 1.00$ (NEN 6743:tabel 2)
 paalvoetvorm $b : 1.0$ (NEN 6743:fig. 2+3)
 paalvoetdwarsdoorsnede $s : 1.0$ (NEN 6743:fig. 4)
 schachtfact.: paalklasse/type (zand) $a_s : 0.010$ (NEN 6743:tabel 3)

 aantal palen M : 1
 aantal sond. N : 3
 Xi-factor : 0.79 (NEN 6743:tabel 1)

sond. nr.	punt nivo * m REF	puntweerstand			wrijving			Draagkracht		Fr;d in kN	Fs;d in kN
		I in MPa	II	III	dL in m	qc;z MPa	Pr;p MPa	Fr;p in kN	Fr;s		
1	-20.50	12.0	9.5	5.5	6.5	7.5	8.1	508	488	629	578
	-20.00	8.0	8.0	4.3	6.0	7.5	6.1	383	450	526	475
2	-20.50	12.0	10.0	8.1	6.5	8.5	9.6	598	553	727	676
3	-19.00	9.5	8.0	7.0	5.0	9.0	7.9	492	450	595	544
	-20.50	9.0	9.0	8.0	6.5	9.0	8.5	531	585	705	654
4	-19.00	6.0	6.0	6.0	5.0	8.5	6.0	375	425	506	455
	-20.00	9.5	9.5	7.3	6.0	8.5	8.4	523	510	653	602
	-20.50	11.0	7.0	7.0	6.5	8.5	8.0	500	553	665	614
5	-20.00	11.0	11.0	5.9	6.5	7.5	8.5	528	488	642	591
6	-19.50	9.0	9.0	6.5	5.5	7.0	7.8	484	385	549	498
	-20.00	11.0	9.0	7.8	6.0	7.0	8.9	555	420	616	565
7	-20.00	8.0	6.0	6.0	6.0	8.5	6.5	406	510	579	528
	-20.50	7.5	6.0	6.0	6.5	8.5	6.4	398	553	601	550
8	-20.00	11.5	10.0	7.4	6.0	8.0	9.1	567	480	662	611
6	-20.50	12.0	10.0	8.5	6.5	7.0	9.8	609	455	673	622

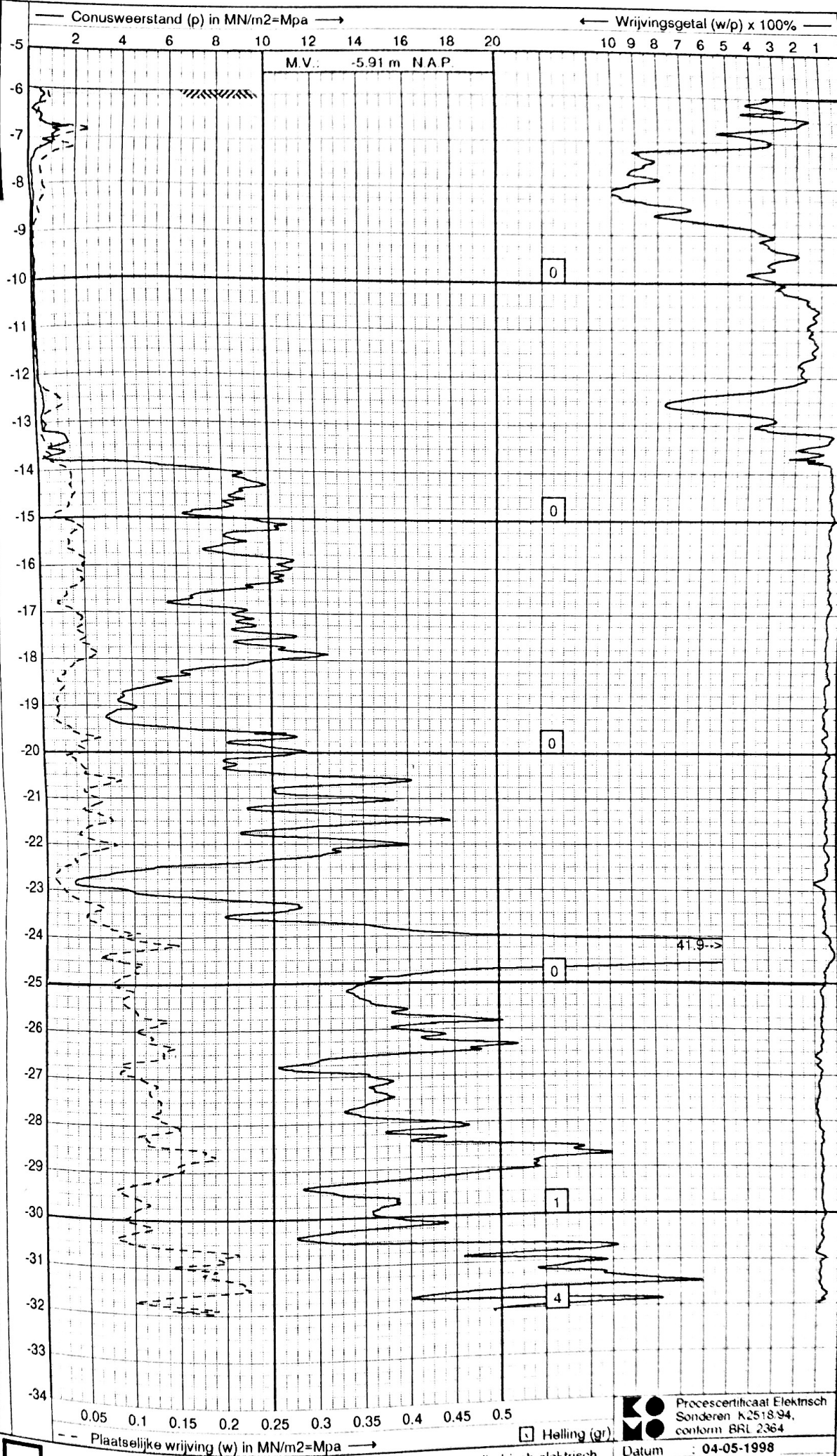


JOUSTRA GEOMET
Alphen a/d Rijn
0172 - 449822

2 KANTOREN A/D HOOFDWEG 256
ROTTERDAM

SITUATIE

Opdr.nr.
AA-05439



JOUSTRA GEOMET

Alphen a/d Rijn
0172 - 449822

Sondering volgens NEN 3680, conus: cilindrisch elektrisch

Project : 2 KANTOREN A/D HOOFDWEG 256

Locatie : ROTTERDAM



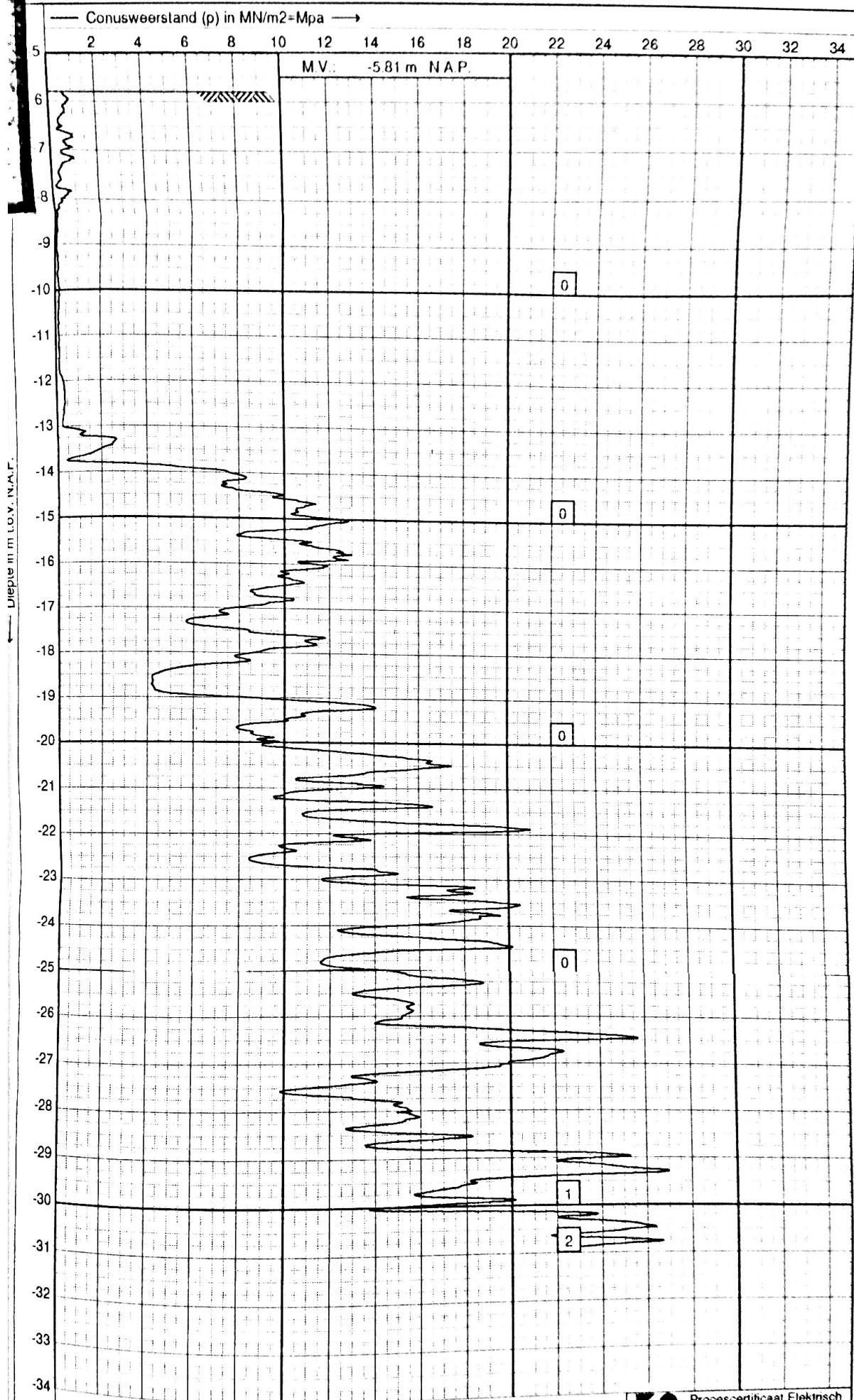
Procescertificaat Elektrisch
Sondering K2518.94,
conform BRL 2364

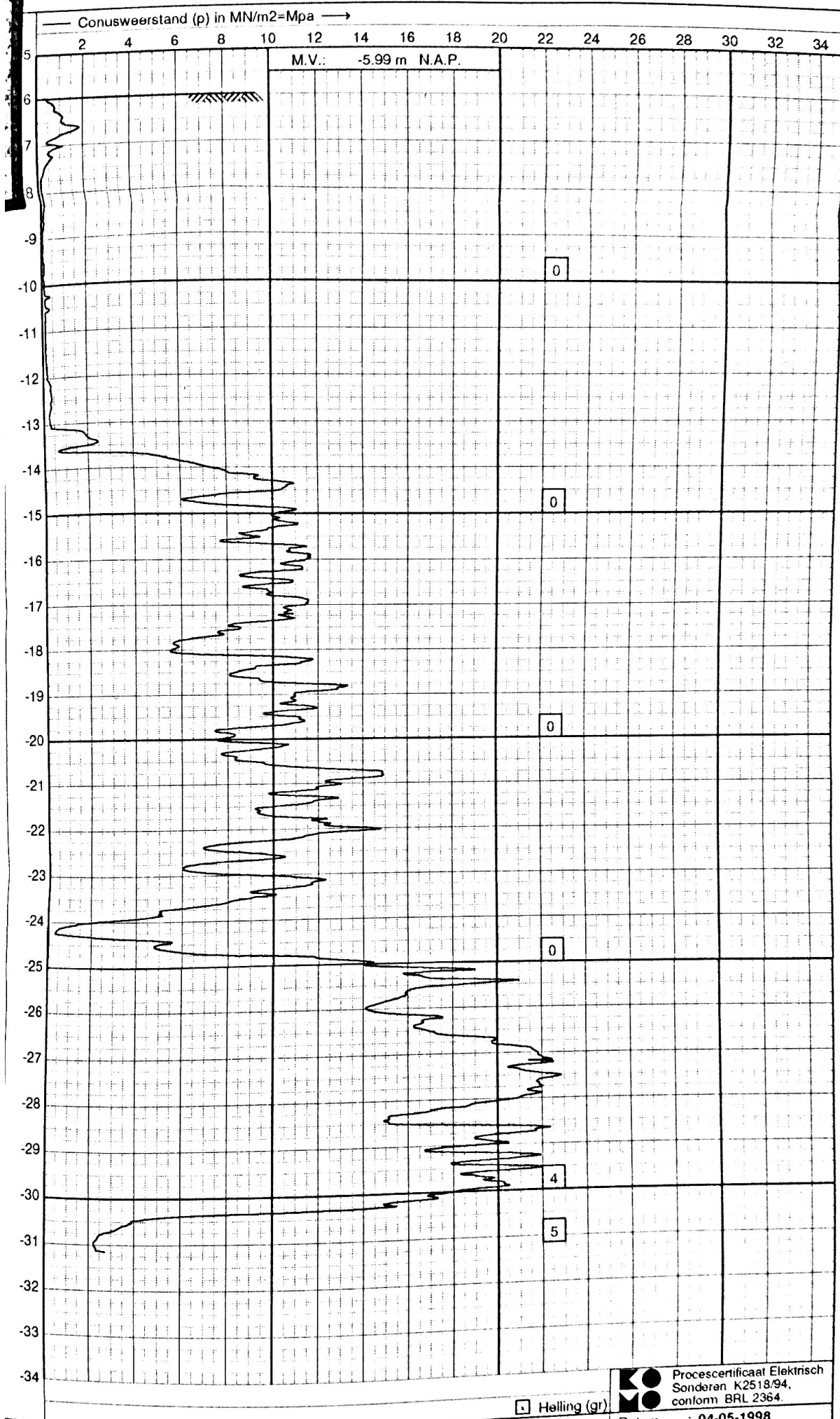
Datum : 04-05-1998

Conus nr. : S10CFI.095

Opdracht : AA-05439

Sond. nr. : 01

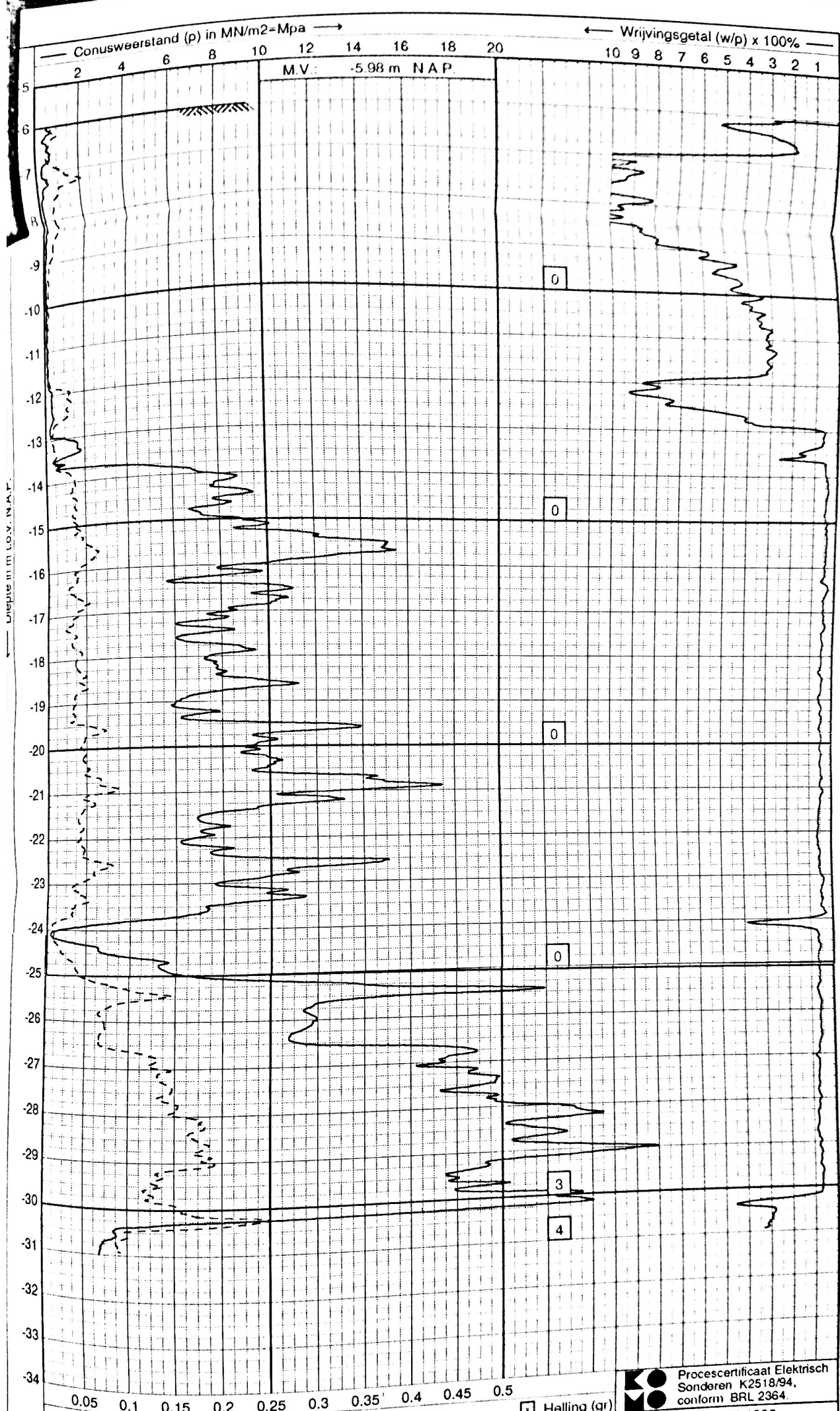




JOUSTRA GEOMET
Alphen a/d Rijn
0172 - 449822

Sondering volgens NEN 3680, conus: cilindrisch elektrisch
Project : 2 KANTOREN A/D HOOFDWEG 256
Locatie : ROTTERDAM

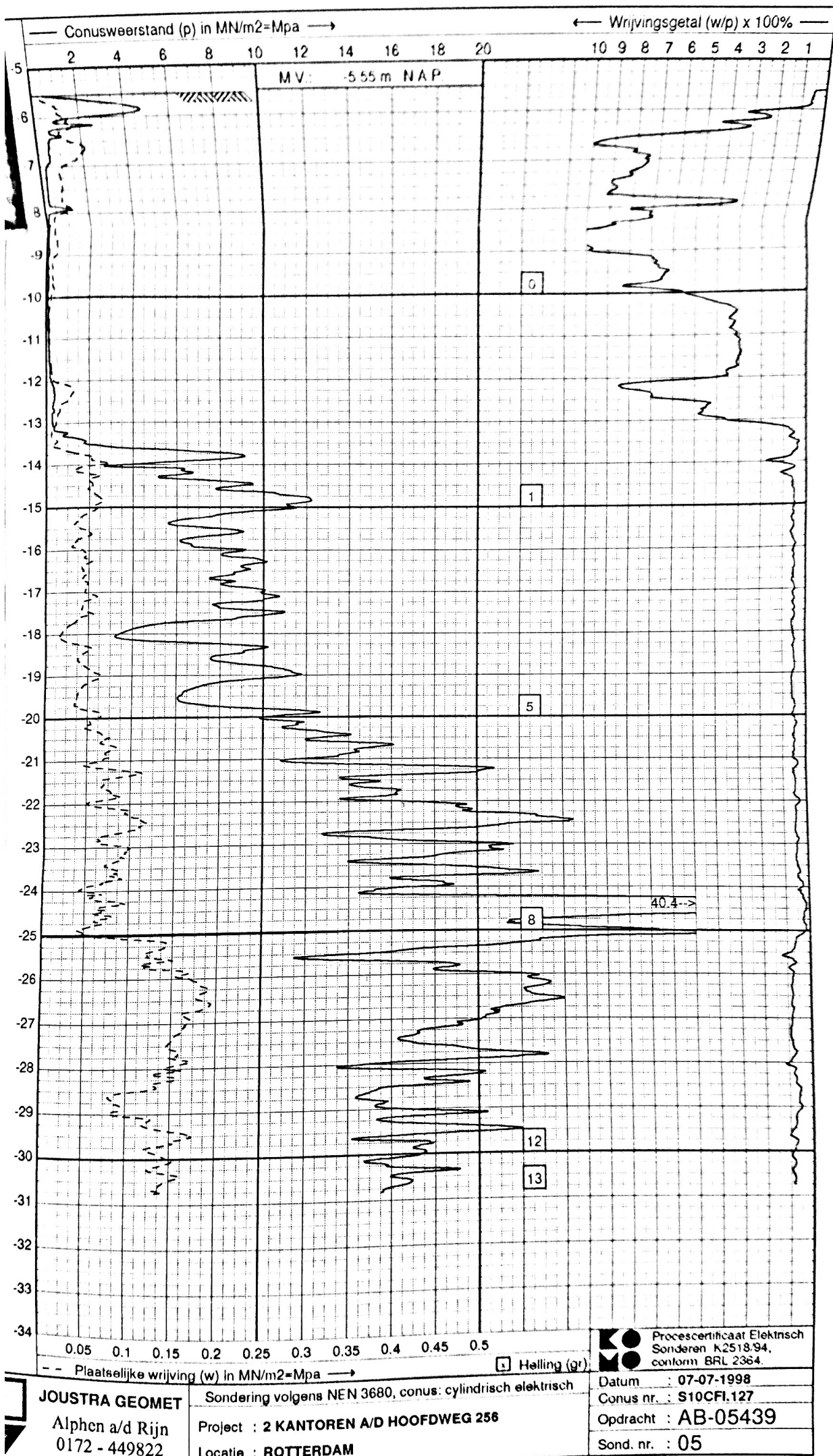
Procescertificaat Elektrisch
Sonderen K2518/94,
conform BRL 2364.
Datum : 04-05-1998
Conus nr. : S10CFI.095
Opdracht : AA-05439
Sond. nr. : 03

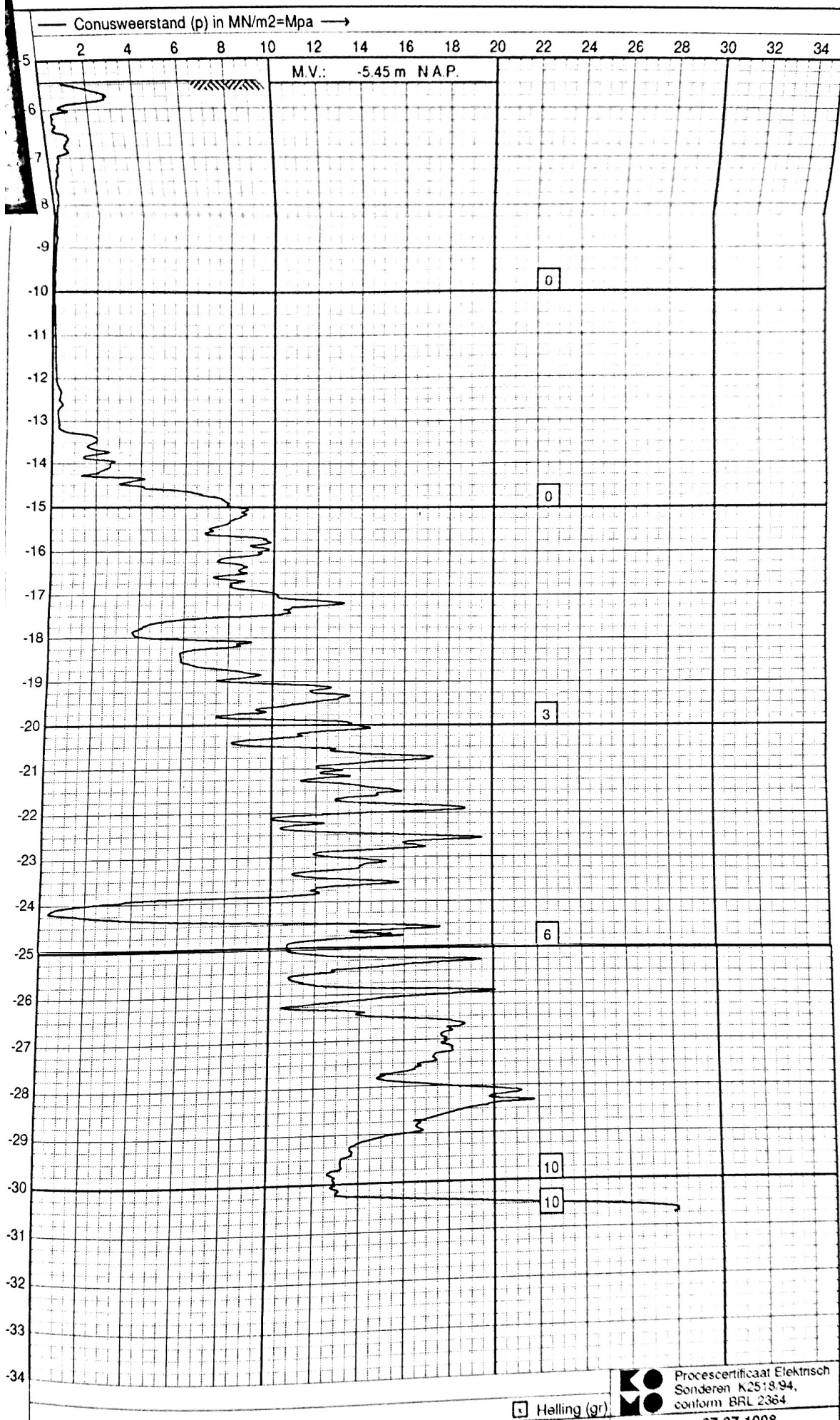


JOUSTRA GEOMET

Sondering volgens NEN 3680, conus: cilindrisch elektrisch

KO Procescertificaat Elektrisch
Sondering K2518/94,
conform BRL 2364
Datum : 04-05-1998
Conus nr. : S10CFI.095
Opdracht : AA-05439





JOUSTRA GEOMET

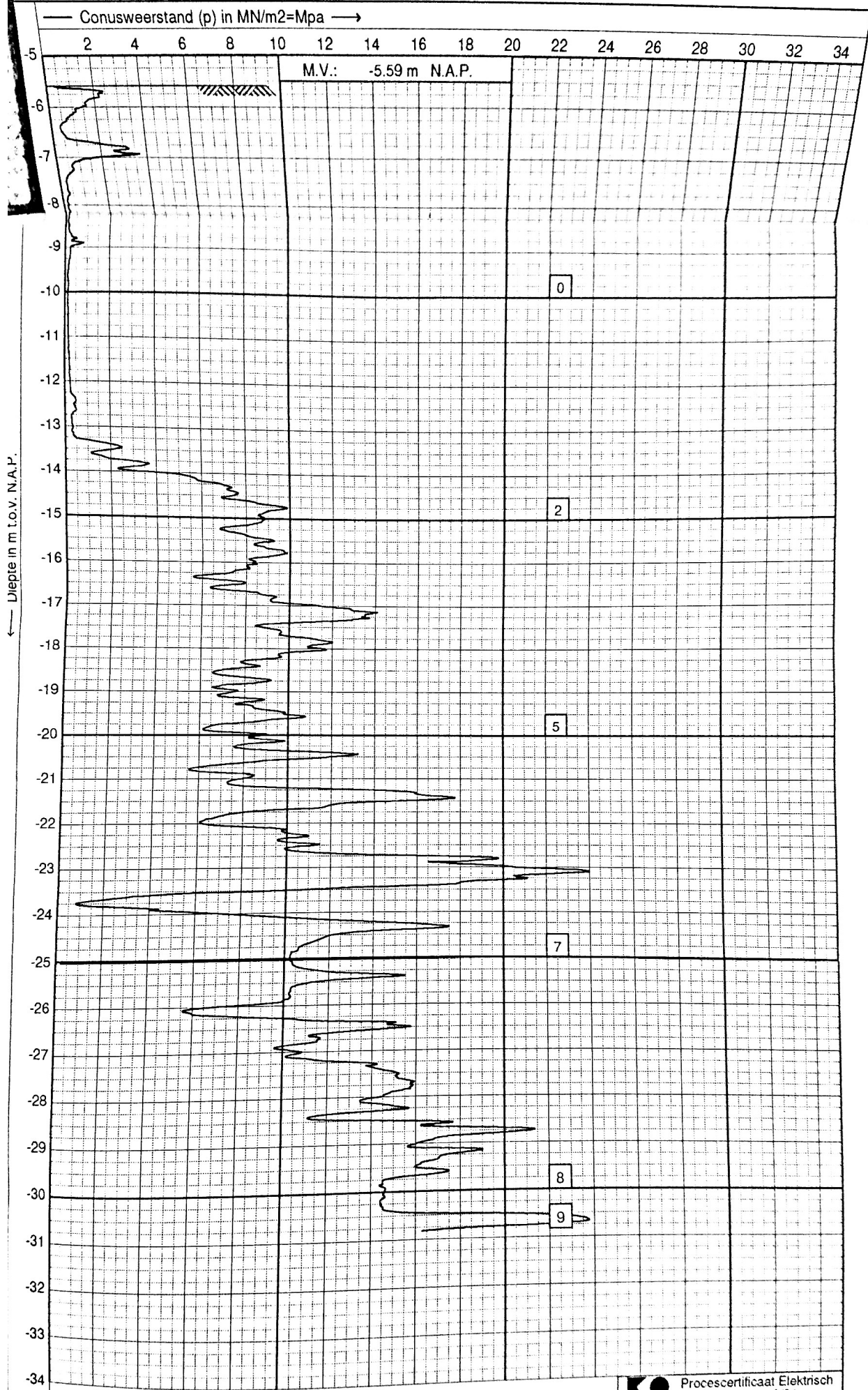
Alphen a/d Rijn
0172 - 449822

Sondering volgens NEN 3680, conus: cilindrisch elektrisch

Project : 2 KANTOREN A/D HOOFDWEG 256
Locatie : ROTTERDAM

Procescertificaat Elektrisch
Sondering K2513.94,
conform BRL 2364

Datum : 07-07-1998
Conus nr. : S10CFI.127
Opdracht : AB-05439
Sond. nr. : 06



☒ Helling (gr)



Procescertificaat Elektrisch
Sondering K2518/94,
conform BRL 2364.

JOUSTRA GEOMET

Alphen a/d Rijn
0172 - 449822

Sondering volgens NEN 3680, conus: cilindrisch elektrisch

Project : 2 KANTOREN A/D HOOFDWEG 256
Locatie : ROTTERDAM

Datum : 07-07-1998

Conus nr. : S10CFI.127

Opdracht : AB-05439

Sond. nr. : 07

