maaiveld (horizontale belasting van de palen) met de globaal aangegeven oplossingsrichtingen;
- globale beschouwing van de volgorde van de uitvoeringsfasering.

In het bemalingadvies zijn de volgende aspecten behandeld:
- berekening van het onttrekkingsdebiet voor de bemaling en de optredende verlagingen in de omgeving en het invloedsgebied;
- inschatting van het opbarstgevaar van slecht doorlatende lagen tussen bouwputbodem en onderliggende watervoerende pakketten;
- toetsing van de bemaling aan de vergunningsvoorwaarden (Grondwaterwet);
- opstellen van het bemalingadvies opdat met dit rapport een vergunning in het kader van de Grondwaterwet kan worden aangevraagd;
- voorstel voor inrichting van het bemalingssysteem;

1.2 Leeswijzer

In onderhavig rapport zijn in hoofdstuk 2 de resultaten van uitgevoerd terrein- en laboratoriumonderzoek beschreven. Tevens zijn hier de uitgangspunten voor het uitwerken van de geotechnische en berekeningen, bemalingsadvies en het funderingsadvies opgenomen.
In hoofdstuk 3 zijn de berekeningen en het bemalingsadvies gerapporteerd.
In hoofdstuk 4 zijn de berekeningen en het funderingsadvies op palen gepresenteerd.
In hoofdstuk 5 zijn de uitvoeringsaspecten behandeld. Ingegaan wordt op de invloed dat de aanleg van het gebouw op de omgeving kan hebben (bemaling en ophoging).
In hoofdstuk 6 is de fasering van de werkzaamheden globaal beschouwd.

2 Uitgangspunten

2.1 Uitgevoerd terreinonderzoek

In het verleden zijn op het terrein van Shell een aantal boringen en sonderingen uitgevoerd. Voor het opstellen van een funderings- en bemalingsadvies voor de nieuwbouw van het NTC gebouw zijn aanvullend 50 elektrische sonderingen met kleefmeting tot 30 m -mv uitgevoerd. Tevens zijn twee machinale boringen tot een diepte van 15 m -mv gemaakt. Hierbij zijn in boring 418 een diepe (tot 14 m -mv) en een ondiepe peilbuis (tot 2 m –mv) geplaatst en in boring 401 alleen een ondiepe peilbuis (tot 2 m –mv).
Ten behoeve van het milieu en geohydrologisch onderzoek zijn een vijftal boringen tot een diepte van 1,5 m –mv uitgevoerd, 10 boringen tot een diepte van 2,5 m –mv en 6 boringen tot een diepte van 3 m –mv. In deze boringen zijn 6 korte peilbuizen tot circa 2,5 m –mv geplaatst.

De sondeergrafieken zijn weergegeven in bijlage 2 van dit rapport. De boorprofielen zijn opgenomen in bijlage 3. De situatietekening met de locaties en de huidige maaiveldniveaus van de onderzoekspunten is toegevoegd in bijlage 1 van dit rapport (tekening 140327.00256- CV1001-W-A).

2.2 Laboratoriumonderzoek

Van vijf ongeroerde monsters, die uit de machinale boringen zijn gestoken, zijn in het laboratorium van Fugro volumieke gewichten en watergehaltes van de bemonsterde grondsoorten bepaald. De resultaten van het onderzoek zijn weergegeven in bijlage 4.

2.3 Bodemschematisatie

Op basis van het uitgevoerde terreinonderzoek is de bodemschematisatie opgesteld. In het algemeen kan de toekomstige bouwlocatie in twee gebieden opgedeeld worden. Het verschil tussen de twee gebieden ligt in het type antropogene opvullingen (bovenste bodemlaag). Het grootste gedeelte (circa 65% van het gebied) heeft een bovenaanvulling, bestaande uit voornamelijk zand en zandig klei, koolas en puinresten. Het overige gedeelte heeft een kleiige toplaag.

Een globale bodemschematisatie is hieronder beschreven:

- vanaf maaiveld (NAP +0,4 m à NAP +1,0 m) tot NAP -2,0 à -2,4 m, ophooglaag (voornamelijk zand, puin en koolas afgewisseld met dunne kleilagen of zandhoudende klei);
- vanaf NAP -2,0 à -2,4 m tot NAP -5,0 m, matig vaste klei;
- vanaf NAP -5,0 tot -5,5 m, matig stevig en kleiig veen;
- vanaf NAP -5,5 tot -6,5 m, matig vaste klei;
- vanaf NAP -6,5 tot -8,5 m, matig slap zandig klei;
- vanaf NAP -8,5 tot -12,5 m, slibhoudend zand (Wadzand);
- vanaf NAP -12,5 tot -13,0 m, matig geconsolideerd veen (Basisveen);
- vanaf NAP -13,0 tot -16,0 m, 1e zandlaag, los tot matig gepakt zand, plaatselijk kleiig ($q_{c;gem}$=6 à 10 MPa);

- vanaf NAP -16,0 tot -18,5 m, zandige klei tot kleiig zand (Alerød);
- vanaf NAP -18,5 tot -28,0 m, 2e zandlaag, matig tot zeer dicht gepakt zand ($q_{c;gem}$=15 à 35 MPa);
- vanaf NAP -28,0 m tot verkende diepte (NAP -30,0 m), overconsolideerd klei (Eemklei).

Voor de berekeningen is de bodemopbouw gemodelleerd conform de maatgevende sonderingen. Deze zijn in de berekeningen specifiek aangegeven.

2.4 Geohydrologische schematisatie

De geohydrologische opbouw van de bodem kan worden geschematiseerd in goed doorlatende watervoerende pakketten en slechtdoorlatende, scheidende lagen.
In een watervoerend pakket treedt een overwegend horizontale grondwaterstroming op en in een scheidende laag een hoofdzakelijk verticale grondwaterbeweging. Watervoerende pakketten worden beschreven aan de hand van het doorlaatvermogen (kD). Dit is het product van de horizontale doorlatendheid (k_h) en de dikte van het pakket (D). Scheidende of slecht doorlatende lagen worden beschreven door middel van de hydraulische weerstand of c-waarde. Deze weerstand is het quotiënt van de dikte van de scheidende laag (D) en de verticale doorlatendheid (k_v). In deze paragraaf wordt beschreven op welke wijze de locatie in goed en slecht doorlatende lagen kan worden onderverdeeld.

Op basis van de beschikbare gegevens is een geohydrologische schematisatie afgeleid. De schematisatie is weergegeven in tabel 2.1.

Tabel 2.1 Geohydrologische schematisatie

Diepte [m+NAP] Van	tot	formatie	samenstelling	geohydrologische eenheid
+0,5	±0,0 à -2,0	antropogeen	Zand/ puin/ koolas	ophoogzand, vergraven deklaag
±0,0à-2,0	-12,3	Westland (Holoceen)	klei/veen/ slibhoudend zand	deklaag
	-12,5	Westland	veen (basisveen)	deklaag
-12,5	-16,0	Twente (Pleistoceen)	fijn tot grof zand	eerste zandlaag
-16,0	-18,5	Twente	klei/ veen/ slibhoudend zand	tussenlaag
-18,5	-28,0	Twente/Eem	fijn tot grof zand	tweede zandlaag en eerste watervoerend pakket
-28,0	Verkende diepte (-30,0)	Eem	klei	eerste scheidende laag

In de volgende alinea's worden de geohydrologische eenheden kort besproken.

Antropogene toplaag
De doorlaatfactor (k-waarde) van de antropogene laag is bepaald aan de hand van stopproeven op het Shell terrein. Aan de hand van deze proeven is een gemiddelde k-waarde afgeleid van 0,1 à 0,5 m/dag. Naarmate er meer (grof) zand in de ophooglaag aanwezig is neemt de doorlaatfactor toe tot maximaal circa 1,5 m/dag. Uitgaande van een maximale verzadigde dikte van 4 m bedraagt het doorlaatvermogen circa 5 à 10 m^2/etm. De zandige toplaag is echte niet overal even duidelijk aanwezig. Voor de schematisatie wordt er echter vanuit gegaan dat de toplaag uniform op de locatie aanwezig is.

Deklaag
In de geohydrologische rapportage van 1992 (Tauw) wordt uitgegaan van een hydraulische weerstand van de deklaag van circa 10.000 dagen. Vergelijkbare waarden tussen 8.000 en 10.000 dagen zijn door Grontmij afgeleid voor andere projecten in Amsterdam.

Eerste zandlaag
De eerste zandlaag heeft een dikte van 1 tot circa 4,5 m en is opgebouwd uit zeer fijn tot matig grof zand. De eerste zandlaag heeft de grootste dikte ten noorden van IJ-loods. Op basis van stopproeven en korrelgroottebepalingen is een doorlaatfactor afgeleid van 2 tot 5 m/d.

Tussenlaag
De tussenlaag is opgebouwd uit klei, veen en slibhoudend fijn zand. De dikte van de tussenlaag varieert tussen 3 en 4 m. Uit pompproeven is de hydraulische weerstand van de tussenlaag afgeleid. De vastgestelde waarde bedraagt 3.060 dagen voor de tussenlaag op de zuidoever en 3.770 dagen voor de noordoever. Uitgaande van een dikte van de tussenlaag van 3 tot 4 m bedraagt de doorlaatfactor circa 0,001 m/d.

Tweede zandlaag (Eerste watervoerend pakket)
De tweede zandlaag heeft een dikte van circa 9 tot 10 m. Met behulp van pompproeven is het doorlaatvermogen en de doorlaatfactor van de tweede zandlaag bepaald. Langs de zuidoever is daarbij een doorlaatvermogen afgeleid van 160 m^2/dag en een doorlaatfactor van 20 m/d. Het doorlaatvermogen aan de noordoever is groter en bedraagt circa 265 m^2/dag.

2.5 Grondwaterpeilen

2.5.1 Freatisch grondwater

Op 14 augustus en 13 oktober 1992 zijn de freatische grondwaterstanden opgenomen in de peilbuizen met een filterstelling tussen 0,5 en 2,5 m -mv. De grondwaterstand fluctueerde in deze periode tussen NAP +0,50 m en NAP -0,50 m.

In 1997 zijn door Omegam wederom freatische grondwaterstanden opgenomen in de op dat moment beschikbare peilbuizen. De freatische grondwaterstand bevond zich op dat moment tussen NAP -0,10 m en NAP -0,30 m.

In juli 2003 is wederom een isohypsenpatroon samengesteld. Dit patroon is vergelijkbaar met de isohypsenpatronen uit 1992 en 1997. De grondwaterstand bevond zich tussen circa NAP -0,10 m en NAP -0,40 m.

Op 2 juli 2004 zijn de freatische grondwaterstanden gemeten in peilbuis 401 en 418. De volgende grondwaterstanden zijn daarbij gemeten:
Pb 401 ondiep NAP +0,134 m (0,67 m -bkb);

Pb 418 ondiep NAP +0,018 m (0,17 m -bkb).

2.5.2 Stijghoogte zandlaag

De peilbuizen in de eerste en tweede zandlaag zijn in 1992 opgenomen. De stijghoogte in de eerste zandlaag bevindt zich tussen NAP -1,60 m en NAP -1,75 m. In de tweede zandlaag is een vergelijkbare stijghoogte aangetroffen.

De stijghoogte in de zandlagen is circa 1,5 tot 2 m lager als de freatische grondwaterstand. Er is derhalve sprake van wegzijging en een verticaal gerichte grondwaterstroming.

De gemeten stijghoogte in de 1e zandlaag (peilbuisfilterstelling van NAP -12,5 m tot NAP -15,0 m) bevond zich in 2003 op een niveau van NAP -1,63 m(in peilbuis 152) respectievelijk NAP -1,72 m (in peilbuis 153). Deze waarden liggen iets hoger dan de in 1992 en 1998 vastgestelde stijghoogte van NAP -1,70 m (PB152) tot NAP -1,90 m (PB 153).

Op 2 juli 2004 zijn de stijghoogten gemeten in peilbuis 401 en 418. De volgende grondwaterstanden zijn daarbij gemeten:
Pb 401 diep NAP -1,676 m (2,48 m -bkb);
Pb 418 diep NAP -1,872 m (2,06 m -bkb).

In 1997 is door Omegam ook een isohypsenkaart van het watervoerend pakket samengesteld. Uit deze kaart kan voor de bemalingslocatie een stijghoogte van circa NAP -1,80 m tot NAP -1,90 m worden afgeleid.

2.5.3 Regime in diep watervoerend pakket

Voor bepaling van de gemiddelde stijghoogte zijn gegevens opgevraagd in het DINO systeem van TNO. De stijghoogte op een niveau van NAP -50 m bedraagt circa NAP -2,85 m (en is circa 1 m lager dan de stijghoogte in de zandlagen).

2.5.4 In de berekeningen gehanteerde waterpeilen

Voor de geotechnische en geohydrologische berekeningen zijn de waterpeilen gehanteerd conform tabel 2.2.

Tabel 2.2 Overzicht van de gehanteerde grondwaterpeilen

Waterpeil	Niveau [m+NAP]	Niveau [m-mv]
Gemiddeld grondwaterstand	-0,10	0,7 à 1,1
Gemiddeld laagste grondwaterstand (GLG)	-0,40	1,0 à 1,4
Gemiddeld hoogste grondwaterstand (GHG)	+0,30	0,3 à 0,7
Gemiddelde stijghoogte in pleistoceen zand	-1,50	2,1 à 2,5

2.6 Oppervlaktewater

Voor de uit te voeren geohydrologische berekeningen is het belangrijk te weten of het oppervlaktewater in directe (open) verbinding staat met het grondwater in de eerste en/of tweede zandlaag. Tevens is het belangrijk te weten wat de peilverschillen tussen beide systemen zijn ter bepaling van de verticale stromingscomponenten.

De diepte van het binnen-IJ bedraagt in de vaargeul circa NAP -11,5 m. Buiten de vaargeul bevindt de bodem zich op een niveau van circa NAP -3,5 m

tot NAP -6,0 m. In het Tolhuiskanaal en het Buiksloterkanaal bevindt de bodemdiepte zich op circa NAP -3,5 m. Er is derhalve geen sprake van doorsnijding van het oppervlaktewater tot in de watervoerende lagen.

Voor de verticale grondwaterbeweging tussen oppervlaktewater en watervoerende pakketten zijn oppervlaktewatergegevens opgevraagd bij het Gemeentelijk Havenbedrijf Amsterdam. De gemiddelde waarde bedraagt circa NAP -0,40 m met een gemiddelde fluctuatie tussen NAP -0,38 m en NAP -0,42 m.

Deze waarden komen overeen met de waarden uit het geohydrologische rapport van 1992. In dit rapport is de oppervlaktewaterstand weergegeven voor het jaar 1991. In dit jaar fluctueerde de oppervlaktewaterstand tussen circa NAP -0,40 m en NAP -0,45 m (op basis van maandgemiddelden).

In de peilbuizen in het watervoerend pakket direct naast het binnen-IJ gelegen worden stijghoogten gemeten rond NAP -1,70 m. Op basis van het grote verschil met het oppervlaktewaterpeil van NAP -0,4 m kan worden geconcludeerd dat er tussen het binnen-IJ en het eerste watervoerend pakket een weerstandbiedende laag aanwezig is.

2.7 Maaiveldniveaus en aanleghoogtes

De hoogte van het huidige maaiveld is voor de hier gepresenteerde berekeningen aangenomen conform de inmetingen van de sonderingen en boringen op de locatie van de nieuwbouw. De hoogte van het maaiveld ten tijde van het uitvoeren van het terreinonderzoek (juni 2004) varieerde tussen circa NAP +0,4 m en NAP +1,0 m. Door de voortgaande sloopwerkzaamheden op het terrein van de toekomstige nieuwbouw is het niet uit te sluiten dat het maaiveldligging voor aanvang van de uitvoering van de ontgravingen en funderingen significant verschilt ten opzichte van de situatie van juni 2004.

Conform de ter beschikking gestelde tekeningen [1] t/m [3] en de aanvullende informatie van de constructeur van de bovenbouw bestaat het gebouw uit een parkeerkelder met een funderingsniveau van de poeren op circa NAP -0,925 m met de bovenkant vloer op circa NAP -0,125 m. Het resterende gedeelte van het gebouw is gefundeerd op het niveau van het huidige maaiveld (circa NAP +1,0 m) met de bovenkant vloer op circa NAP +3,2 m en bovenkant poeren (tevens bovenkant aanvulling tussen de funderingen) op NAP +1,8 m. Dikte van de constructie vloeren bedraagt circa 0,3 m. Onder de funderingen wordt een werkvloer van circa 0,05 m gestort op een stellaag van zand van circa 0,3 m. De stellaag dient van een goed verdicht zand (circa 4 MPa) te bestaan. De liftschachten van het gebouw worden aangelegd (onderkant van de constructie) op een niveau van circa NAP -1,975 m. Dikte van de constructie vloeren bedraagt circa 0,3 m. Onder de funderingen wordt een werkvloer van circa 0,05 m gestort op een stellaag van zand van circa 0,3 m. De stellaag dient van een goed verdicht zand (circa 4 MPa) te bestaan. Hiermee zijn de benodigde ontgravingniveaus onder de poeren vastgelegd op NAP -1,275 m en onder de liftschachten op NAP -2,275 m. Voor de funderingsdoorsnedes zie ook bijlage 1.

Na de realisatie van de bouw zal het maaiveld rondom het gebouw opgehoogd worden. Langs het zuidelijke en gekromde deel van de nieuwbouw zal binnen keermuren een ophoging tot NAP + 3,60 m plaats vinden. Langs de westelijke gevel vindt een ophoging plaats tot NAP + 3,20 m. Deze ophoging vindt onder talud plaats vanaf de IJkant (NAP + 1,0 m) tot aan de onderkel-

derde nieuwbouw. Een vergelijkbare ophoging vindt plaats langs zuidelijke gevel, grenzend aan de keermuur voor de ophoging tot NAP + 3,60 m. Ook deze ophoging vindt onder talud plaats in de richting van de weg. Langs de noordelijke en westelijke gevel zullen geen ophogingen plaatsvinden.

2.8 Grondparameters

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek, laboratoriumonderzoek en locatiegebonden ervaringsgetallen, zijn de grondparameters per aangetroffen bodemlaag bepaald. De vastgestelde grondparameters zijn vergeleken met waarden van tabel 1 van NEN 6740 [7] en zijn geaccepteerd. De representatieve waarden van de grondparameters zijn opgenomen in tabel 2.3.

Tabel 2.3 Representatieve waarden van de grondparameters

Classificatie grondsoort	γ_{nat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	φ' [°]	c' [kN/m^2]	$k_{h;gem}$ [kN/m^3]	$C_{Terzaghi}$ [-]
Ophoogzand	17	19	28	0	5.000	n.v.t.
Zand, kleiig met puinresten (toplaag)	18	20	30	0	2.500	n.v.t.
Klei, zandig matig vast (toplaag)	17	17	23	2	1.200	20
Klei, organisch matig vast	16	16	22	2	1.150	15
Veen	11	11	15	3	650	5
Klei, zandig slap	17	17	20	2	950	12
Wadzand	17	19	25	1	4.000	35
Basisveen	13	13	17	5	1.000	8
Zand, matig gepakt	18	20	30	n.v.t.	10.000	n.v.t.
Zand, vast gepakt	19	21	32	n.v.t.	20.000	n.v.t.

Hierbij zijn:

γ_{nat} *volumiek gewicht van grond met natuurlijk watergehalte (aardvochtig);*
γ_{sat} *volumiek gewicht van verzadigde grond;*
φ' *effectieve hoek van inwendige wrijving;*
c' *effectieve cohesie;*
$k_{h;gem}$ *gemiddelde horizontale beddingsconstante;*
$C_{Teraghi}$ *samendrukkingsconstante van Terzaghi;*
$q_{c;gem}$ *gemiddelde conusweerstand van de laag.*

2.9 Fasering van de werkzaamheden

Aangenomen is, dat na het realiseren van de ontgraving van het diepere gedeelte van het gebouw en het heien van de palen (uitvoeringsvolgorde nog nader te bepalen conform hoofdstuk 6 en bijlage 7), de drainage ten behoeve van de grondwaterbemaling zal worden geplaatst. Na de verlaging van het grondwaterpeil zullen de stellagen, werkvloeren en overige constructieonderdelen zoals de poeren en de liftschachten van het gebouw in den droge gemaakt worden. De bemaling wordt uitgezet na het verharden van de betonnen constructie. De benodigde bemaling van de locatie is behandeld in hoofdstuk 3 van dit rapport. Na het maken van de fundering zal het terrein rondom het gebouw circa 2,2 à 3,2 m (netto) opgehoogd worden tot een niveau van NAP +3,2 m à 3,6 m.

2.10 Belastingen op de fundering

2.10.1 Verticale belasting van bovenbouw en ophoging van het maaiveld

Vanuit het constructieve ontwerp is door Arcadis Bouw & Vastgoed bv een ontwerpbelasting (rekenwaarde) van 1.300 kN per paal doorgegeven (alleen druk). Ten gevolge van de ophoging van het maaiveld rondom het gebouw zal extra negatieve kleef door de palen opgenomen worden.

2.10.2 Horizontale belasting op de palen door windbelasting

Door Arcadis Bouw & Vastgoed bv zijn voor de horizontale paalbelastingen ten gevolge van windbelasting de volgende waarden doorgegeven:

- representatieve horizontale belasting op afhakhoogte van de palen is 20 kN per paal;
- rekenwaarde van de horizontale belasting op afhakhoogte van de palen is 30 kN per paal.

2.10.3 Horizontale belasting randpalen door zijdelingse grondverplaatsingen

Volgens de ter beschikking gestelde informatie over het voorlopige bouwkundige ontwerp van het NTC gebouw zal het huidige maaiveld na het gereedmaken van de fundering aangevuld worden tot een niveau van NAP +3,2 m à NAP +3,6 m conform paragraaf 2.7. Dit zal in de praktijk een netto aanvulling rondom het gebouw van circa 2,2 à 3,2 m zand inhouden.

Door het aanbrengen van de ophogingen, zullen de slappe lagen(circa 10 m klei en veen) in de ondergrond zowel verticaal als horizontaal worden weggedrukt. Omdat de ophogingen na het heien van de palen gemaakt worden zullen de palen door horizontale belasting worden belast.

Uit de sonderingen blijkt dat het samendrukbare pakket en het onderliggende draagkrachtige zandpakket vrij homogeen van opbouw zijn. De topzandlaag verschilt echter aanzienlijk in dikte. De sonderingen die rond de omtrek van het gebouw zijn gelegen en waar een ophoging plaats zal vinden zijn onderverdeeld in drie groepen, op basis van de dikte van de topzandlaag. In tabel 2.4 is tevens aangegeven welke relevante sonderingen tot welke groep behoren.

Tabel 2.4 Onderverdeling sonderingen in groepen

Groep Nr.	Topzandlaag	Topzandlaag gemiddeld	Sonderingen Nr.
1	afwezig tot max. NAP -1,5 m	afwezig tot NAP -0,50 m	14, 15, 16, 18, 19, 21, 23, 24, 27 en 48
2	reikt tot NAP -2,5 à -3,5 m	reikt gemiddeld tot NAP -3,0 m	11, 12, 13, 22, 25, 28, 31, 32, 34, 35, 49 en 50
3	reikt tot NAP -4,0 à -6,0 m	reikt tot NAP -5,0 m	1, 2, 5, 6, 8, 10, en 36

De te verwachten momenten en horizontale vervormingen in de palen zijn afhankelijk van de stijfheid en dikte van de samendrukbare lagen en van de bovenbelasting en de afstand van deze tot de beschouwde palen.

Met behulp van Plaxis zijn de horizontale grondverplaatsingen (u_{hor}) en horizontale korrelspanningen ($\sigma_{xx;na_ophoging}$ en $\sigma_{xx;initieel}$) bepaald.
Vervolgens is met behulp van MHorpile de horizontale grondverplaatsing op de paal worden opgelegd. De horizontale beddingconstanten zijn als volgt berekend:

$$k_{hor} = \frac{2 \cdot S \cdot (\sigma_{xx;na_ophoging} - \sigma_{xx;initieel})}{u_{hor}}$$

Hierbij is S een factor voor de invloed van de schelpwerking.
Voor de schelpfactor is 2,5 aangehouden voor de zandlagen en 2,0 voor de (zandige en humeuze) kleilagen.

Voor de berekening van horizontaal belaste palen is nog geen (door geotechnische normen voorgestane wijze) berekeningsmethode beschikbaar. Daarom zijn deze berekeningen van het gedrag van de horizontaal belaste palen op traditionele wijze uitgevoerd (met karakteristieke waarden). Dit betekent dat de resultaten van deze berekeningen ook karakteristieke waarden betreffen. De berekende horizontale grondverplaatsingen en de daardoor zijdelings belaste palen komen aan de orde in paragraaf 4.4.

2.11 Resultaten van archiefonderzoek

Op het toekomstige NTC-terrein staan en stonden objecten (gebouwen, leidingen, tanks etc) die voor de geplande bouw obstakel kunnen zijn door de aanwezigheid van de resterende funderingselementen (funderingsplaten en palen), damwanden en ankers.
De door archief van Shell ter beschikking gestelde gegevens over de aanwezige funderingsresten zijn voor zo ver mogelijk verwerkt in de tekening van bijlage 8. Tevens is hier lijst met een overzicht van de objecten in het projectgebied opgenomen.

3 Bemalingsadvies

3.1 Bemalingsrandvoorwaarden

De bemaling vindt plaats in de bovenste watervoerende laag (zie tevens paragraaf 3.3). Dit is de antropogene laag aan maaiveld. Binnen het pakket zijn geen ondiepe slecht doorlatende lagen aanwezig. Er is derhalve geen sprake van opbarstgevaar. Het doorlaatvermogen van de bovenste antropogene zandlaag bedraagt 10 m^2/d, voor de drainageweerstand wordt uitgegaan van een waarde van 100 d. De onderliggende weerstand bedraagt 5.000 etm.

Bij de berekeningen wordt ervan uitgegaan dat er als gevolg van de bemaling geen uitwisseling plaatsvindt met het omliggende oppervlaktewater. De kaden zijn (deels) voorzien van stalen damwanden. Tevens is er sprake van een opbolling van het grondwater. Gecombineerd leidt dit tot de conclusie dat er geen sprake is van een vrije uitstroom van grondwater naar het oppervlaktewater (en omgekeerd). Naar verwachting is de invloedssfeer van de bemaling tevens dermate beperkt dat deze niet reikt tot het omliggende oppervlaktewater.

Voor de bemaling dient te worden uitgegaan van een bemalingsperiode van 6 maanden (met een eventuele uitloop van 4 tot 6 weken).

3.2 Bemalingsdiepte

3.2.1 Parkeerkelder

Het te ontgraven terrein voor de parkeerkelder heeft een oppervlakte van circa 15.000 m^2. De ontgravingsput heeft een lengte van circa 106 m en een breedte van circa 140 m. Aanleg van de nieuwbouw zal plaatsvinden in een open bouwput met een talud van 1:2.

Het funderingsniveau van de parkeerkelder vindt plaats op een diepte van circa 1,7 m -mv (NAP -1,00 m). Bij een gemiddelde grondwaterstand van NAP +0,30 m dient het waterpeil te worden verlaagd tot NAP -1,30 m. Hierbij is derhalve rekening gehouden met een drooglegging van 0,3 m. De grondwaterstand dient dus met 1,6 m te worden verlaagd.

3.2.2 Liftschachten

Tevens worden een viertal liftschachten aangelegd waarvoor eveneens bemaling noodzakelijk is. Elke liftschacht heeft een afmeting van circa 7*15 m. Het funderingsniveau van de liftschachten bedraagt circa NAP -2,0 m. De freatische grondwaterstand ter plaatse van de liftschachten dient derhalve verlaagd te worden tot NAP -2,30 m. Uitgaande van een freatische grondwaterstand van NAP +0,30 m moet de grondwaterstand met 2,6 m verlaagd worden.

3.3 Opbarstgevaar

Als gevolg van ontgraving zal de verticale grondspanning in de ondergrond afnemen. Gelet op de lokale bodemopbouw met een slechtdoorlatende laag boven het eerste watervoerend pakket zal getoetst worden of er bestaat het

gevaar dat de opwaarts gerichte waterdruk onder deze laag groter wordt dan de neerwaartse druk als gevolg van de verticale grondspanning.

Op basis van de boorprofielen en de stijghoogte in de zandondergrond kan het opbarstgevaar met behulp van onderstaande vergelijkingen volgens Gray worden berekend.

$$V_f = \frac{P_n}{P_o} = \frac{f * P_1 + P_2}{h * \gamma_w}$$

en:

$$f = \frac{2}{\pi}[(1+\frac{b}{a}) * \arctan(\frac{d_2}{a+b}) - \frac{b}{a} * \arctan(\frac{d_2}{b})]$$

waarin :

v_f	:	*veiligheidsfactor, verhouding tussen de neerwaartse en opwaartse druk [-];*
P_n	:	*neerwaartse druk door boven- en naastliggende grondlagen [kN/m²];*
P_o	:	*opwaartse druk (waterspanning) [kN/m²];*
P_1	:	$\gamma_{g1} * d_1$ *[kN/m²];*
P_2	:	$\gamma_{g2} * d_2$ *[kN/m²];*
γ_{g1}	:	*gemiddeld volumegewicht van de grond van maaiveld (mv) tot de bouwputbodem, inclusief poriënwater [kN/m²];*
γ_{g2}	:	*gemiddeld volumegewicht van de grond van bouwputbodem tot onderzijde deklaag, inclusief poriënwater [kN/m²];*
d_1	:	*dikte van de slecht doorlatende grondlagen van mv tot de bouwputbodem [m]*
d_2	:	*dikte van de slecht doorlatende grondlagen van bouwputbodem tot onderzijde deklaag [m];*
a	:	*breedte van het talud [m];*
b	:	*afstand midden sleuf tot wand sleuf [m];*
h	:	*stijghoogte van het grondwater in de onderliggende watervoerende laag ten opzichte van de onderzijde van de slecht doorlatende grondlagen [m];*
γ_w	:	*volumegewicht van water (9,8) [kN/m²].*

Op basis van de ingevoerde waarden dient de veiligheidsfactor als uitkomst minimaal 1,1 te bedragen om er zeker van te zijn dat er geen sprake zal zijn van opbarstgevaar.

Op basis van waterdruk en grondspanning wordt het opbarstgevaar berekend. In deze berekeningen is de onderzijde van de deklaag/bovenzijde eerste zandlaag bepalend voor de uitkomst. Tussen de onderzijde van de ontgraving en de bovenzijde van de eerste zandlaag bevindt zich een pakket (zandige) klei met een dikte van circa 10 m. Het gevaar van opbarsten is hierdoor niet aanwezig. Er zal te allen tijde sprake zijn van voldoende veiligheid tegen opbarsten. Op basis hiervan kan de conclusie getrokken worden dat bemaling alleen in het pakket aan maaiveld behoeft plaats te vinden.

3.4 Onttrekkingsdebiet en waterbezwaar

De ontgraving van het stortpakket dient uit praktische overwegingen 'in den droge' te worden uitgevoerd.

De onttrekking van grondwater zal plaatsvinden in de bovenste antropogene watervoerende laag. De antropogene laag heeft een maximale dikte van 5 m. Het doorlaatvermogen van deze laag bedraagt 10m²/d. Ter plaatse van de

bouwput dient de freatische grondwaterstand te worden verlaagd van NAP +0,30 m naar NAP -1,30 m. Ter plaatse van de liftschachten dient de grondwaterstand verlaagd te worden van NAP +0,30 m tot NAP -2,10 m. Indien wordt uitgegaan van een porositeit van 30% bevat de watervoerende laag (over een oppervlakte van circa 15.000m^2) circa 7.200 m^3 te bemalen hoeveelheid water van de kelder. De liftschachten zorgen voor circa 125m^3 extra waterbezwaar.

De freatische grondwaterstand wordt verlaagd tot een niveau van NAP -1,30 m. De stijghoogte in de eerste zandlaag bevindt zich op een niveau van NAP -1,50. Vanuit de eerste zandlaag zal er derhalve geen sprake zijn van kwel. Dit is alleen het geval ter plaatse van de liftschachten. De freatische stand wordt daar verlaagd tot NAP -2,10 m. De hoeveelheid is echter beperkt tot minder dan 1 m^3/d (veroorzaakt door de hoge weerstand tussen bodem bouwput en de eerste zandlaag).

Voor de bemaling dient uiteraard het aanwezige water uit het te ontgraven deel te worden verwijderd. Dit is een hoeveelheid van circa 7.500 m^3 over een oppervlakte van 15.000 m^2.
Tevens dient het zijdelings toestromende grondwater te worden afgevoerd. De omtrek waarlangs zijdelingse toestroming plaats vindt bedraagt circa 950 m. Met behulp van Darcy kan vervolgens de hoeveelheid water, die op deze wijze toestroomt, worden berekend. Uitgaande van:

- een verhang van 1,5 m over een afstand van 30 tot 50 m;
- een k-waarde van 1,5 m/d voor de antropogene ophooglaag;
- een verzadigde dikte van 3,5 m waarover toestroming plaatsvindt.

wordt een totaal zijdelings toestromend debiet berekend van 250 m^3/dag ofwel (afgerond) 5 tot 10 m^3/uur.

Voor verlaging van de grondwaterstand tot het benodigde niveau dient het watervolume van 7.500 m^3 te worden onttrokken. Tevens dient dan het zijdelings toestromende volume te worden afgevoerd.

Indien de volledige verlaging in circa een maand dient te worden bereikt moet gemiddeld 10 m^3/uur worden onttrokken.

Uitgaande van een bemalingsduur van 7 maanden (1 maand verlagen van de grondwaterstand, 6 maanden voor uitvoering werkzaamheden) bedraagt het waterbezwaar circa 70.000 m^3. Hierbij is rekening gehouden met een marge van 30% voor onzekerheden in bodemopbouw etc welke voor een verhoging van het waterbezwaar kunnen leiden (toestroming over de omtrek van de bouwput)

3.5 Vergunningen

3.5.1 Grondwaterwet

De provincie Noord-Holland heeft als beheerder van het grondwater de taak om de onttrekking ervan te reguleren en de verschillende belangen af te wegen. Bij onttrekking of infiltratie van grondwater dient dit altijd gemeld te worden bij de provincie.

In de grondwaterverordening is opgenomen dat een bemaling van een bouwput vergunningsplichtig is indien er sprake is van:

- tijdelijke onttrekking langer dan 6 maanden of een debiet van meer dan 15.000 m^3/maand;

- permanente onttrekking met een debiet van meer dan 50.000 m^3/jaar.

Dit geldt voor het grootste deel van de provincie. Voor een aantal gebieden (Texel, Wieringen en ten oosten van de Vecht) zijn andere vergunningsplichtige waarden van toepassing.

De bemaling wordt binnen 7 maanden afgerond. Het totaal waterbezwaar (uitgaande van een bemalingsduur van 5 maanden) bedraagt circa 70.000 m^3.

Indien de kelder als geheel bemalen moet worden dient een vergunning in het kader van de Grondwaterwet te worden aangevraagd. Indien de bemaling gefaseerd wordt uitgevoerd is dit niet noodzakelijk. De totale oppervlakte bedraagt circa 15.000 m^2. Indien de bemaling van de parkeerkelder wordt opgedeeld in 3 bemalingseenheden van elk circa 5.000 m^2, welke afzonderlijk en na elkaar worden bemalen, bedraagt het waterbezwaar in de eerste maand voor elke eenheid circa 13.000 m^3. In de volgende maanden wordt per eenheid eveneens een gereduceerde hoeveelheid onttrokken. Indien de bemaling dan nog binnen 6 maanden kan worden uitgevoerd behoeft geen vergunning te worden aangevraagd.

Er dient te allen tijde een melding van de onttrekking bij de Provincie te worden uitgevoerd.

3.5.2 Lozingsvergunning

Afhankelijk van de wijze van lozen (op oppervlaktewater of riolering) dient het te lozen water te voldoen aan eisen van de betreffende beheerder. Ter indicatie van de waterkwaliteit is een watermonster genomen uit peilbuis 408 (midden van de locatie). Het water is geanalyseerd op de parameters IJzer, chloride, ammonium, BZV, CZV en NEN 5740 voor grondwater.

De resultaten van de analyse zijn opgenomen in tabel 3.1.

Tabel 3.1 ***Analyseresultaten grondwater peilbuis 408 (gehalten in µg/l, tenzij anders aangegeven)***

	peilbuis 408 conc. µg/l
Metalen	
arseen	13
cadmium	<0,4
chroom	<1
koper	<5
kwik	<0,05
lood	<10
nikkel	<10
ijzer	4700
zink	<20
Vluchtige aromaten	
benzeen	<0,2
tolueen	<0,2
ethylbenzeen	<0,2
xylenen	<0,5
totaal BTEX	<1
naftaleen	<0,2
Vluchtige chloorkoolwaterstoffen	
1,2-dichloorethaan	<0,1
cis1,2dichlooretheen	<0,1
tetrachlooretheen	<0,1
tetrachloormethaan	<0,1
111-trichloorethaan	<0,1
112-trichloorethaan	<0,1
trichlooretheen	<0,1
chloroform	<0,1
Chloorbenzenen	
monochloorbenzeen	<0,2
dichloorbenzenen	<0,2
Minerale olie	
fractie C10-C12	<10
fractie C12-C22	<10
fractie C22-C30	<10
fractie C30-C40	<10
totaal olie C10-C40	<50
Ammonium (mgN/l)	14
Chloride (mg/l)	180
BZV (5 dagen) (mg/l)	6,9
CZV (mg/l)	480

4 Ontwerp paalfundering

4.1 Algemeen

De paalfunderingen zijn gedimensioneerd conform NEN 6743 [8].
Het funderingsadvies is opgesteld op basis van de uit het constructief ontwerp afkomstige belastingen en opgegeven principe palenplan. Hierbij is opgegeven dat de verticaal geplaatste palen met een hart op hart afstand van $2{,}5xD_{paal;equivalent}$ uit elkaar geheid worden. De funderingsniveaus (onderkant poeren) zijn aangenomen het niveau van circa NAP -0,95 m voor de parkeerkelder en onderkant poeren van het overige gebouwgedeelte ligt op NAP +1,0 m. Het paalkopniveau (afhakhoogte) is aangenomen op circa NAP +1,0 m (hoog gelegen deel van het gebouw) en NAP -0,9 m (laag gelegen deel van het gebouw).

4.2 Berekening paaldraagvermogen

Voor een aantal maatgevende sonderingen (over het oppervlak van de locatie verspreid) is de draagkracht op druk van de geprefabriceerde betonnen palen (PBP) met afmetingen 400x400 mm en 450x450 mm berekend. De resultaten zijn weergegeven in bijlage 5 van dit rapport. In overleg met constructeur worden verder alleen de resultaten voor de palen met afmetingen 400x400mm gepresenteerd. De resultaten voor een aantal paalpuntniveaus staan weergegeven in tabel 4.1.

Tabel 4.1 Resultaten indicatieve Paalberekeningen voor PBP □ 400x400 mm

Sondering	Maaiveldniveau [m+NAP]	Paalkopniveau [m+NAP]	Paalpuntniveau [m+NAP]	$F_{r;max;d}$ [kN]	$F_{s;nk;d}$ [kN]	$F_{r;net;d}$ [kN]
N8	+0,72	+1,00	-19,00	1170	360	810*
			-20,00	1735	360	1375
			-20,50	1895	360	1535
N18	+0,57	+1,00	-19,00	1500	215	1325
			-20,00	2075	215	1820
			-20,50	2420	215	2205
N32	+0,86	+1,00	-19,00	2545	325	2220
			-20,00	2720	325	2395
			-20,50	2800	325	2475
N47	+0,78	-0,90	-19,00	1930	345	1585
			-20,00	2560	345	2215
			-20,50	2700	345	2355
N55	+0,70	-0,90	-19,00	1535	330	1205*
			-20,00	2075	330	1745
			-20,50	2340	330	2010
N64	+0,46	-0,90	-19,00	760	320	440*
			-20,00	1250	320	930*
			-20,50	2020	320	1700
N67	+0,67	-0,90	-19,00	2465	300	2165
			-20,00	2640	300	2340
			-20,50	2725	300	2425

**voldoet niet aan de vereiste minimale draagkracht van 1300 kN per paal*

In tabel 4.1 zijn::

$F_{r;max;d}$ *rekenwaarde paaldraagvermogen punt en schacht*
$F_{s;nk;d}$ *rekenwaarde negatieve kleef ($\gamma_{nk} = 1,0$)*
$F_{r;net;d}$ *rekenwaarde netto paaldraagvermogen=op paalkop toelaatbare belasting*

4.3 Berekening paalzakking en veerstijfheid

Op basis van de berekende draagkrachten per paal en opgegeven paalbelasting van circa 1000 à 1300 kN is de paalzakking conform NEN 6743 berekend. Deze is als volgt bepaald:

$$w_{tot;d} = w_{punt;d} + w_{el;d} + w_{2;d}$$

waarbij geldt:
$w_{tot;d}$ *totale zakking paalkop;*
$w_{punt;d}$ *zakking van de paalpunt afhankelijk van paalkopbelasting en paaldraagvermogen;*
$w_{el;d}$ *elastische paalverkorting;*
$w_{2;d}$ *zakking paalpunt ten gevolge van het groepseffect.*

Op basis van de berekende zakking (karakteristieke waarde) en paalkopbelasting zijn de waarden van de verticale beddingconstante bepaald. Voor de bepaling van de dynamische beddingsconstante is alleen de deformatie van de paalpunt in rekening gebracht.

De berekende paalpuntzakkingen en hoge en lage waarde van de beddingconstanten zijn voor de maatgevende sonderingen weergegeven in tabel 4.2.

Tabel 4.2 Resultaten berekening paalzakking en verticale beddingconstanten

Sondering	P.P.N. [m+NAP]	w_{el} [m]	w_{punt} [m]	$k_{v;statisch}$ [kN/m]	$k_{v;dynamisch}$ [kN/m/m]
N8	-20,50	0,009	0,030	50.000 à 130.000	75000 à 250.000
N18	-20,00	0,008	0,030	45.000 à 217.000	70.000 à 435.000
N32	-20,00	0,009	0,0106	130.000 à 295.000	195.000 à 590.000
N47	-20,00	0,009	0,008	200.000 à 237.000	250.000 à 475.000
N55	-20,00	0,009	0,015	105.000 à 143.000	150.000 à 285.000
N64	-20,50	0,008	0,026	50.000 à 150.000	75.000 à 300.000
N67	-20,00	0,009	0,006	200.000 à 300.000	250.000 à 600.000

Hierbij geldt:
k_v *verticale beddingconstante per paal;*
w_{el} *elastische paalverkorting;*
w_{punt} *zakking paalkop.*

4.4 Horizontale paalbelastingen.

4.4.1 Berekening horizontale verplaatsingen

De grondverplaatsingen en de horizontale korrelspanningen zijn berekend met het eindige-elementen programma Plaxis V8. Hierbij is voor alle grondlagen het "Hardening Soil"-model aangehouden.

Door de vorm van het gebouw en door aanwezigheid van onderkeldert en niet onderkeldert gedeelte en door diverse hoogte van de ophoging rondom het gebouw ontstaan diverse belastingssituaties.
In onderstaande tabel 4.4 staan de meest relevante situaties die nader zijn beschouwd.

Tabel 4.3 ***Belastingsituaties voor berekening van de horizontale belasting van de palen***

Situatie Nr.	Maaiveldniveau hoge zijde [NAP+m]	Maaiveldniveau lage zijde [NAP+m]	Paalkopniveau [m+NAP]	Relevant voor groep conform tabel 2.4
1	+3,20	-0,40	-0,90	1 en 2
2	+3,20	+1,80	+1,00	1 en 2
3	+2,50 (i.v.m. talud*)	+1,80	+1,00	1 en 2
4	+2,50 (i.v.m. talud*)	-0,40	-0,90	1
5- zuid	+3,60	+1,80	+1,00	3
5- noord	+3,20	+1,80	+1,00	3
6- zuid	+3,60	-0,40	-0,90	3
6- noord	+3,20	-0,40	-0,90	3

Omdat de ophoging onder talud wordt aangebracht is ook naar een geringere kerende hoogte gekeken

Voor de situaties met nummers 2 en 3 is rekening gehouden met de beperkte breedte van de nieuwbouw, maar ook met de beperkte breedte van de ophoging.
Voor de situaties met nummers 5 en 6 is, naast de beperkte breedte van de constructie, rekening gehouden met een ophoging tot NAP +3,60 m langs de zuidelijke gevel en maximaal NAP +3,20 m langs de noordelijke gevel. Hierbij is dus onderscheid gemaakt tussen palen geplaatst onder de zuidelijke gevel en de (deels onderkelderde) noordelijke gevel.

Voor de bovengenoemde belastingssituaties zijn de grondverplaatsingen en het maximale veld- en paalkopmoment berekend, voor palen op 0,00, 3,60 en 7,20 m uit de gevel. De berekeningen zijn uitgevoerd voor zowel een volledig ingeklemde paal, als een paal met een rotatiestijfheid van 30.000 kNm/rad (waarde tussen vrij opgelegde en ingeklemde paal-ervaringsgetal).

De berekeningswijze is gehanteerd conform paragraaf 2.10. De berekeningsresultaten zijn opgenomen in tabel 4.5 /m 4.10. Hierbij wordt opgemerkt dat de berekende waarden representatieve waarden betreffen (exclusief veiligheidsfactoren).
Ten behoeve van de constructieve berekening kunnen de verkregen krachten en momenten met factor 1,0 vermenigvuldigd worden.

Tabel 4.4 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 1***

Grondopbouw: **groep 1**: Paalkop op NAP -0,90 m, ophoging tot NAP +3,20 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	50	344	97	184	119
3,60	25	93	40	56	41
7,20	15	53	23	32	24

Grondopbouw: **groep 2**: Paalkop op NAP -0,90 m, ophoging tot NAP +3,20 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	40	174	55	100	61
3,60	19	124	36	68	38
7,20	11	53	19	31	19

Tabel 4.5 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 2***

Grondopbouw: **groep 1**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +3,20 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	55	228	86	134	90
3,60	34	183	62	103	63
7,20	11	78	27	40	25

Grondopbouw: **groep 2**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +3,20 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	40	167	74	85	74
3,60	26	84	51	48	50
7,20	8	35	20	20	19

Tabel 4.6 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 3***

Grondopbouw: **groep 1**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +2,50 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	38	158	61	93	64
3,60	24	123	44	69	44
7,20	9	56	20	30	20

Grondopbouw: **groep 2**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +2,50 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	29	114	51	61	51
3,60	19	67	37	35	37
7,20	7	46	18	21	17

Tabel 4.7 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 4***

Grondopbouw: **groep 1**: Paalkop op NAP -0,9 m, ophoging tot NAP +2,50 m

		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	37	153	50	89	56
3,60	19	71	31	43	31
7,20	11	39	18	24	18

Tabel 4.8 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 5***

Grondopbouw: **groep 3**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +3,60 m

Palen zuidelijke gevel		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	41	138	80	71	77
3,60	33	95	60	51	58
7,20	23	98	48	50	46

Grondopbouw: **groep 3**: Paalkop op NAP +1,0 m, ophoging tot NAP +3,20 m

Palen noordelijke gevel		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	25	59	55	39	53
3,60	17	51	40	58	41
7,20	7	34	59	40	26

Tabel 4.9 ***Representatieve waarden veldmoment en paalkopmoment voor belastingsituatie 6***

Grondopbouw: **groep 3**: Paalkop op NAP -0,9m, ophoging tot NAP +3,60 m

Palen zuidelijke gevel		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	41	128	77	67	74
3,60	34	88	58	49	57
7,20	24	79	45	41	44

Grondopbouw: **groep 3**: Paalkop op NAP -0,90 m, ophoging tot NAP +3,20 m

Palen noordelijke gevel		Paalkop volledig ingeklemd		Paalkop niet volledig ingeklemd	
Afstand tot gevel [m]	$u_{hor;max}$ [mm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]	$M_{max;paalkopmoment}$ [kNm]	$M_{max;veldmoment}$ [kNm]
0,00	30	84*	32*	51*	34*
3,60	15	126	43	59	42
7,20	6	86	23	41	25

** Deze waarden lijken foutief, indien ze worden vergeleken met de overige berekeningsresultaten. Bij interne controle zijn echter geen fouten aangetoond. Veiligheidshalve wordt geadviseerd om de waarden voor groep 2, belastingssituatie 1 aan te houden.*

De grafische weergave van de berekeningen is opgenomen in bijlage 6.
Tevens is in deze bijlage de verdeling van de berekende grondopbouw groepen en belastingssituaties in platte grond grafisch weergegeven.
De maximale optredende momenten in de paalschacht ten gevolge van alléén de windbelasting bij het volledig inklemmen van de paal bedragen 25 kNm.

4.5 Funderingsadvies

Indien per paal een maximale belasting van 1.300 kN wordt verwacht kan vrijwel het gehele gebouw gefundeerd worden op prefab betonnen palen vierkant 400x400 mm met een inheiniveau van NAP-20,0 m. Dit met uitzondering van de locatie in de buurt van sondering N64 aan de noordzijde van het gebouw. Hier zal een paal met inheiniveau van NAP -20,5 m voldoende draagkracht bezitten.

De uitvoeringsaspecten van de uitvoering van de fundering (heibaarheid) zijn opgenomen in hoofdstuk 5.
De constructeur zal aan de hand van zijn ontwerp bepalen of de berekende momenten en dwarskrachten in de palen opneembaar zijn. Indien dit niet het geval blijkt te zijn, zijn de paalbelastingreducerende maatregelen beschreven in hoofdstuk 5 voorgesteld.

5 Uitvoeringsaspecten

5.1 Heiadvies paalfundering

De eerste paal dient te worden geheid ter plaatse van een sondering.

De relatie van het heigedrag met het sondeerbeeld kan worden vastgesteld door het aantal slagen per 0,25 m paalzakking te registreren (kalenderen). Het registreren van de kalenders of de slagcijfers is een middel om tijdens uitvoering van een heiwerk te toetsen of de lokale grondopbouw ter plaatse van de paal overeenkomt met de grondopbouw waarvan in de berekeningen is uitgegaan en bijgevolg of de betreffende paal voldoende draagvermogen heeft. Het bij de eerste sondering gevonden kalenderbeeld wordt als maatstaf voor de overige palen genomen. Van iedere paal dient derhalve, over het traject in de draagkrachtige zandlaag, de kalender te worden opgenomen. Voor iedere volgende sondering is het noodzakelijk om het kalenderbeeld te controleren en zonodig de maatstaf bij te stellen.

Indien de palen door een bovenop een cohesief pakket gelegen matig gepakte zandlaag moeten worden geheid, kunnen mogelijk ongewenste trekgolven in de palen optreden, die kunnen leiden tot bezwijken. Een maatregel om in een dergelijke situatie trekgolven in de palen te voorkomen is door voorspuiten in de eerste zandlaag. Op tenminste 2,0 m boven de cohesieve Alerødlaag, zie ook paragraaf 2.3, dient de hamer te worden ingesteld op een laag energie niveau zodat de zakking per slag sterk terugloopt. Vanwege een beter controleerbaar heiproces verdient het de voorkeur om de palen te heien met hydraulische valhamers.

Op basis van de twee meest extreme sonderingen N32 (grootste heiweerstand) en N64 (laagste heiweerstand) wordt voor de prefab betonpalen vierkant 400 mm hydrohamer S-110 of Junttan HHK-7 (of gelijkwaardig) geadviseerd.

Het heiblok is zo gekozen dat een kalender wordt bereikt die doorgaans tussen 15 en 35 slagen per tocht van 0,25 m bedraagt.

Een afwijkende kalender kan worden veroorzaakt door de bodemopbouw of door paalbreuk. Ook andere factoren kunnen van invloed zijn op de kalenderwaarde, waarbij niet altijd sprake hoeft te zijn van een afwijkend draagvermogen, zoals bijvoorbeeld tijdelijke wateroverspanning tijdens het heien, wisselende energie-afgifte van het blok, verdichting zandpakket en natte of oude mutsvulling.
Bij een lage kalenderwaarde kan sprake zijn van een te laag draagvermogen. Bij twijfel is het noodzakelijk contact op te nemen met de geotechnische adviseur. In onderling overleg kan dan tot één of meer van de volgende maatregelen worden besloten:

- het naheien van palen; op deze wijze kan worden onderzocht in hoeverre wateroverspanning de oorzaak is;
- uitvoeren van een controle-sondering; op deze wijze kan worden onderzocht in hoeverre een afwijkende bodemopbouw de oorzaak is;

- het uitvoeren een dynamisch en/of statische proefbelasting om het werkelijke draagvermogen van de paal vast te stellen.

Gezien de vele factoren die een heiwerk kunnen beïnvloeden, is deskundig toezicht een vereiste.

Geadviseerd wordt om de geheide palen gelijk na het heien te controleren met akoestische methode.

5.2 Invloed bestaande funderingen op de uitvoering en functie van de nieuwe paalfunderingen

De invloed van de bestaande paalfunderingen op de nieuw te maken paalfundering is sterk afhankelijk van de paalafstanden, tussen de bestaande en nieuwe palen. Tevens is de paaltype en de inheiniveaus in combinatie met de bodemopbouw ter plaatse van depaal bepalend voor de interactie tussen de palen.
Het betere inzicht in deze problematiek kan gegeven worden na de nauwkeurige positionering van de bestaande funderingsresten in combinatie met het nieuwe palenplan. Eventueel geofysisch onderzoek zal in de positionering van de bestaande funderingsresten meer inzicht kunnen verschaffen.
In het algemeen betekent de interactie tussen de bestaande en nieuwe palen eventuele vermindering van de oorspronkelijk berekende draagkracht, moeilijkere heiwerk (dan voorgespeld) of bij onzorgvuldige uitvoering eventuele beschadiging van de nieuwe paal.
Vermindering van de draagkracht of beschadiging van de paal zal moeten leiden tot naheien van de nieuwe palen of benodigde integratie van de bestaande palen (voor zover mogelijk) in het funderingsontwerp. De concrete situatie dient met geotechnische ingenieur overlegd worden.

5.3 Uitvoering van het bemalingssysteem

5.3.1 Aanleg bemaling

Voor de bemaling dient te worden uitgegaan van een drainagesysteem in de antropogene zandlaag aan maaiveld. In de parkeerkelder dient de drainage aangelegd te worden op een niveau van circa NAP -1,60 m. Op deze wijze is een opbolling tussen de drains mogelijk van 0,30 m. Bij deze uitgangspunten en een draindiameter van 0,15 m kunnen de drains met tussenafstanden van 7,2 m te worden aangelegd. De drainage kan dan exact tussen de heipalen aangelegd worden.

Voor de liftschachten dienen de drains op circa NAP -2,60 m te worden gelegd. Voor deze drains geldt (uitgaande van dezelfde uitgangspunten) eveneens een tussenafstand van circa 7,2 m.

Langs de omtrek van de bouwput wordt geadviseerd een extra drain aan te leggen. De drainage langs de omtrek dient zowel voor verlaging van het gemiddelde waterniveau alsmede voor afvoer van het zijdelings toestromende grondwater. Ingeschat wordt dat beide componenten niet met een drain afgevoerd kunnen worden.

De drains dienen groepsgewijs gekoppeld te worden. Per groep dienen de drains te lozen op een drainput van waaruit het grondwater afgevoerd kan worden. Voor locaties waar de drainage niet in het zandpakket kan worden gelegd (indien het zandpakket niet aanwezig is) dient de drainage bij voorkeur met grind te worden omstort (tot aan maaiveld). Indien dit eveneens niet mo-

gelijk is dient een halvering van de drainafstand te worden toegepast. Op deze wijze kan neerslagwater eveneens snel en juist worden afgevoerd.
Voordeel van een gekoppelde bemaling is tevens dat op enig moment besloten kan worden slechts een deel van de locatie te bemalen.

De drainage kan met een draineermachine op de juiste diepte worden aangelegd. De drainage dient bij voorkeur geïnstalleerd te worden nadat de heiwerkzaamheden zijn afgerond. Indien de drainage voor het beëindigen van de heiwerkzaamheden wordt geïnstalleerd bestaat er kans dat de drainage kapot gereden of gedrukt wordt door het zware heimaterieel.

De uiteindelijke inrichting van het drainagesysteem is ter verantwoording van de aannemer. De aannemer dient met kennis van de lokale situatie het systeem juist in te richten opdat de juiste werking en drooglegging kan worden gewaarborgd.

5.3.2 Stroomvoorziening

Calamiteiten in de stroomvoorziening en in de waterafvoer dienen automatisch te worden gesignaleerd. De pompputten dienen op verschillende, apart gezekerde stroomgroepen te worden aangesloten om het risico van stroomuitval tot een minimum te beperken.
Voorts dienen één of meerdere noodstroomaggregaten met voldoende vermogen (en voorzien van alarmering bij uitval) te worden geïnstalleerd.

5.3.3 Monitoring

Om nodeloze pompen en grote verlagingen te voorkomen dienen de grondwaterstanden in de omgeving van het stort te worden gecontroleerd middels peilbuizen. De debieten van de afzonderlijke pompputten dienen door middel van te plaatsen afsluiters afzonderlijk bijgeregeld en ingesteld te worden.

Geadviseerd wordt om, nabij de bemaling, tot een afstand van maximaal 100 m het verloop van de grondwaterstanden te controleren. Voor zover nog niet uitgevoerd (of indien verwijderd/vernield) wordt geadviseerd om circa 5 peilbuizen te plaatsen (op afstand van 10, 25, 35, 50 en 100 m).

5.4 Uitvoering van de ontgravingen

Ontgraving zal overal plaats vinden met overdimensionering van 0,3 m ten opzichte van het funderingsniveau respectievelijk onderkant van de vloer vanwege het integraal aanbrengen van de stellag van 0,3 m zand. Deze dient goed verdicht te worden tot een conuswaarde van circa 4 MPa (te controleren door middel van een handsondering).
De ontgraving voor de parkeerkelder kan onder een talud van 1:3 zonder bijkomende maatregelen na het verlagen van grondwaterpeil uitgevoerd worden. De ontrgravingen kunnen tot een niveau van circa 1,50 m onder het maaiveld op deze manier uitgevoerd worden. Voor de diepere ontgravingen dient de stabiliteit van de te ontgraven taluds aangetoond worden (vanwege de veiligheid uitvoerend personeel). Eventueel moeten voor diepere ontgravingen de sleufbekisting of tijdelijk damwanden gebruikt worden om de standzekerheid van de ontgraving te waarborgen.

De ontgravingen ten behoeve van de liftschachten moeten met behulp van een tijdelijke damwand of sleufbekisting gemakt worden. Deze zijn in dit rapport op verzoek van de opdrachtgever niet nader behandeld.

Het ontwerp van de bouwkuip (damwand of sleufbekisting) dient aan de geotechnische adviseur ter goedkeuring voorgelegd worden.

In geval van de tijdelijke damwand dient onder ander de inbrengmethode en de wijze van het terugtrekken voorgelegd worden aan geotechnische adviseur in verband met mogelijke schade aan bestaande en nieuw gerealiseerde constructies en/of kabels en leidingen.

5.5 Invloed van de bemaling op de omgeving

5.5.1 Zetting

Ten behoeve van de uitvoering van de funderingen in het onderkelderde gedeelte van het gebouw zal voor een periode van circa 7 maanden een grondwaterpeilverlaging door bemaling uitgevoerd worden. De optredende verlagingen in deze periode zullen aan het eind van de bemaling een stationair karakter hebben. Om deze reden is volstaan met berekening van de stationaire verlagingen. Negatieve effecten ten gevolge van een freatische grondwaterstandsdaling kunnen optreden indien de grondwaterstand daalt beneden de gemiddeld laagste grondwaterstand (GLG). Op basis van geohydromorfe kenmerken is een gemiddeld laagste grondwaterstand afgeleid van NAP -0,40 m.

Het verlagen van het grondwaterpeil heeft zettingen van het maaiveld tot gevolg. De te verwachten verlagingen van het grondwaterpeil zijn aangenomen conform het bemalingsadvies en zijn ten opzichte van de GLG weergegeven in tabel 5.1. samen met de te verwachten zettingen. De zetting is berekend voor twee maatgevende sonderingen N56 en N57. Voor de locatie van de sonderingen wordt verwezen naar bijlage 1.

Tabel 5.1 Grondwaterstandverlaging door bemaling tijdens de uitvoering en zettingen ten gevolge van bemaling

Afstand tot bron [m]	0	1	5	7,5	10	20	25	50
Peilverlaging t.o.v. GLG [m]	1,20	0,72	0,08	-	-	-	-	-
Nieuw peilniveau [m NAP]	-1,60	-1,12	-0,48	-0,27	-0,41	+0,13	+0,17	+0,25
Zettingen sondering N57 [m]	0,120	0,005	0,002	-	-	-	-	-
Zettingen sondering N56 [m]	0,070	0,003	0,001	-	-	-	-	-

De zettingen op een geringe afstand vanaf de bouwput zijn zodanig klein dat er geen schade is te verwachten. Dit onder de voorwaarde dat op een afstand van 5 m vanaf de bouwput zich geen bestaande functionele leidingen bevinden.

5.5.2 Onttrekkingen van derden

De bemaling heeft een zeer beperkt lokaal invloedsgebied. Binnen het invloedsgebied bevinden zich geen onttrekkingen van derden.

5.5.3 Natuur en landbouw

Nabij de bemalingslocatie bevinden zich geen natuur en/of landbouwgebieden. Er is derhalve geen sprake van negatieve invloed van de bemaling op deze aspecten.

5.5.4 Milieu

Binnen het invloedsgebied van de bemaling zijn geen mobiele verontreinigingen aanwezig. In de ophooglaag bevinden zich lokaal verontreinigingen met zware metalen. Deze grondverontreiniging verspreid zich echter niet met het

grondwater. In het grondwater zijn binnen het invloedsgebied geen verontreinigingen aangetroffen.

5.6 Uitvoering van de ophogingen rondom het nieuwbouw

5.6.1 Gevolgen van de ophogingen

Door de ophogingen rondom het NTC gebouw tot maximaal NAP +3,6 m vanaf het huidige maaiveld van circa NAP +1,0 m zullen de zettingen ontstaan. De ontstane zettingen hebben invloed op de volgende aspecten:

- Paalkeuze vanwege de door ophoging veroorzaakte horizontale belasting van de palen;
- negatieve kleef op de palen (in dit ontwerp meegenomen);
- Tijdstip aanleg verhardingen, riolering en andere nuts voorzieningen door te verwachten zetting en eventuele conflict met de prestatie-eisen voor de verharding, kabels en leidingen;
- Beschermingsmaatregelen voor de bestaande kabels en leidingen- door te verwachten zetting en eventuele conflict met de prestatie-eisen van de kabels en leidingen.

Deze aspecten worden hier nog nader toegelicht.

5.6.2 Horizontale belasting van de palen en negatieve kleef door ophoging

De in paragraaf 4.4 berekende momenten en dwarskrachten in de palen ten gevolge van de horizontale belasting kunnen afhankelijk van de uiteindelijke inklemmingsmate wel of niet door paal opgenomen worden. Het probleem van de mogelijk te grote belastingen door horizontale belasting en negatieve kleef is principieel op te lossen als volgt:

- Aanpassing van de wapening van de palen zodat de belastingen opneembaar zijn;
- Reductie van de optredende zetting (reductie horizontale belasting) vanaf het tijdstip van het heien van de palen door:
    - Toepassen van de voorbelasting op de locaties met de te verwachten relatief grote belastingen (eventueel met toepassing van verticale drainage ter versnellling van het zettingsverloop in de tijd) voorafgaand het heien;
    - Toepassen van het lichtgewichte materiaal (EPS, Argex, Yalibims etc) in de ophoging langs de gevel van het gebouw op de locaties met de te verwachten relatief grote belastingen na het heien van de palen.
- Toepassing van ontlastplaat (eventueel als onderdeel van de constructie van het gebouw) ter gedeeltelijke afscherming van de palen tegen de optredende horizontale belasting waarbij de ontlastplaat gedragen wordt door:
    - Bestaande fundering van het gebouw waarbij de fundering gedimensioneerd wordt op de nieuwe belasting van de ontlastplaat;
    - Extra in te brengen palen rondom het gevel van het gebouw;
    - In te brengen damwand of diepwand rondom het gevel van het gebouw.

Op basis van globale kosten en baten analyse kan geconcludeerd worden dat de opties met de ontlastplaat op bestaande of extra palen /damwand ongunstig zijn (extra kosten en extra uitvoeringstijd).

De keuze tussen de extra wapening in de palen, toepassing van de voorbelasting of toepassing van het lichtgewicht materiaal zijn kosten technisch vergelijkbaar.

Door de constructeur is reeds aangegeven dat de oplossing met de toepassing van de extra wapening van de paal haalbaar is.

5.6.3 Keuze tijdstip aanleg van de kabels en leidingen rondom het gebouw na maaiveldophoging

Het tijdstip van de aanleg van de kabels en leidingen en de verhardingen dient bepaald te worden aan de hand van op te stellen advies voor bouwrijp en woonrijpmaken van het terrein rondom het NTC gebouw. In dit advies worden bepaald de hoeveelheden op te brengen materiaal om de gewenste aanlegniveaus te bereiken. Tevens wordt op basis van de tijd-zettinganalyse aangegeven tijdstip wanneer de nutsvoorzieningen en verhardingen gerealiseerd kunnen worden om aan de gestelde prestatie eisen te kunnen voldoen. Indien nodig zullen de zettingsreducerende en/of zettingsversnellende maatregelen geadviseerd worden. Alles dient in samenhang met de fasering van de werkzaamheden voor de bouw van NTC gebouw gezien worden.
Dit advies maakt geen onderdeel van deze rapportage.

5.6.4 Ongewenste belasting / deformatie van de ev. bestaande leidingen of verankeringen door ophoging van het maaiveld

Door het ophogen van het maaiveld en daardoor optredende zettingen kunnen eventueel aanwezige kabels en leidingen en de eventueel aanwezige verankeringen in de grond ongewenste schade ondervinden. Indien nodig zullen deze door middel van overkluizing of toepassing van de ophoging met lichtgewicht materiaal boven de leiding respectievelijk verankering beschermd moeten worden. Per geval dient een specifiek geotechnisch en constructief advies opgesteld worden.

6 Fasering werkzaamheden

De fasering van de uitvoeringswerkzaamheden heeft invloed op de keuzes voor de technische aspecten van het project. Tevens heeft de fasering impact op de planning en/of kosten van het project.

De belangrijkste onderdelen van de realisatie van de fundering voor de bouw van het NTC gebouw zijn:

- Bemaling;
- Ontgraving;
- Heien;
- Realisatie constructies.

De definitieve volgorde van ontgraving en heien is in deze fase nog niet bepaald. Voor een inzicht in de gevolgen van de uitvoeringsvolgorde is een globale risicoanalyse gemaakt. Het resultaat is gepresenteerd in bijlage 7.

Voorgesteld wordt om de volgende fasering te hanteren:

- Uitvoering heiwerkzaamheden (vanwege betere begaanbaarheid relatief vlak terrein);
- Installatie drainage (installatie na het heien vermijd de mogelijke beschadiging van de drains);
- Ontgraving in den droge tot circa NAP +0,30 m;
- Ontgraving in den natte tot maximaal NAP -2,90 m;
- Storten circa 0,3 m stelzandlaag onder de toekomstige funderingen;
- Verdichten tot circa 4 MPa;
- Wachttijd van circa 1 maand in verband met het instellen van benodigde waterpeilverlaging door bemaling;
- Verdichten stelzandlaag tot ca 4 MPa;
- Storten werkvloer;
- Snellen van de palen op het juiste niveau en maken funderingen;
- Afronden constructieve bouw inclusief benodigde aanvullingen tussen de funderingselementen.

Het zal zinvol zijn om de fasering van de ophogingen rondom het gebouw en aanleg van de nutsvoorzieningen (bouw- en woonrijpmaken van het terrein inclusief aanleg kabels en leidingen) te betrekken bij het opstellen van definitieve bouwfasering.
Deze onderdelen zijn geen onderdeel van dit funderingsadvies en kunnen op verzoek uitgewerkt worden.

7 Referenties

[1] Tekening van ARCADIS: "Shell NTC Amsterdam, Keldervloer (Overzicht bestaande palen)", d.d. 18-06-2004, status "VO" met doc. nr. 140327.00256;

[2] Tekening van ARCADIS: "Shell NTC Amsterdam, Begane grondvloer", d.d. 19-05-2004, status "VO" met doc. nr. 140327.00256;

[3] Tekening van ARCADIS: "Shell NTC Amsterdam, Overzicht ontgravingsniveau Doorsnede A", d.d. 18-06-2004, status "DO" met doc. nr. 140327.00256;

[4] Tekening van ARCADIS: "Shell NTC Amsterdam, Overzicht bestaande palen en te maken nieuwe sonderingen", d.d. 08-03-2004, status "VO" met doc. nr. 140327.00256;

[5] "Herinrichting Shell-terrein Amsterdam, Grondmechanisch onderzoek", definitief rapport van Grontmij met kenmerk 147071, doc.nr. V&I/99335826/JA.ae 2004;

[6] NEN 6702, "TGB 1990, Belastingen en vervormingen", Nederlands Normalisatie Instituut, december 2001;

[7] NEN 6740, "TGB-1990, Geotechniek,Basiseisen en belastingen", Nederlands Normalisatie Instituut, december 1991, met verwerkte correctieblad van september 1993;

[8] NEN 6743, "Geotechniek , Berekeningsmethode voor funderingen op palen, Drukpalen",Nederlands Normalisatie Instituut, december 1991;

[9] "Door grond horizontaal belaste palen", CIAD rapport, mei 1979;

[10] rapport "Geohydrologisch onderzoek" door Tauw uit 1992;

[11] rapport "Geohydrologisch onderzoek Shell Terrein" door Omegam uit 1997;

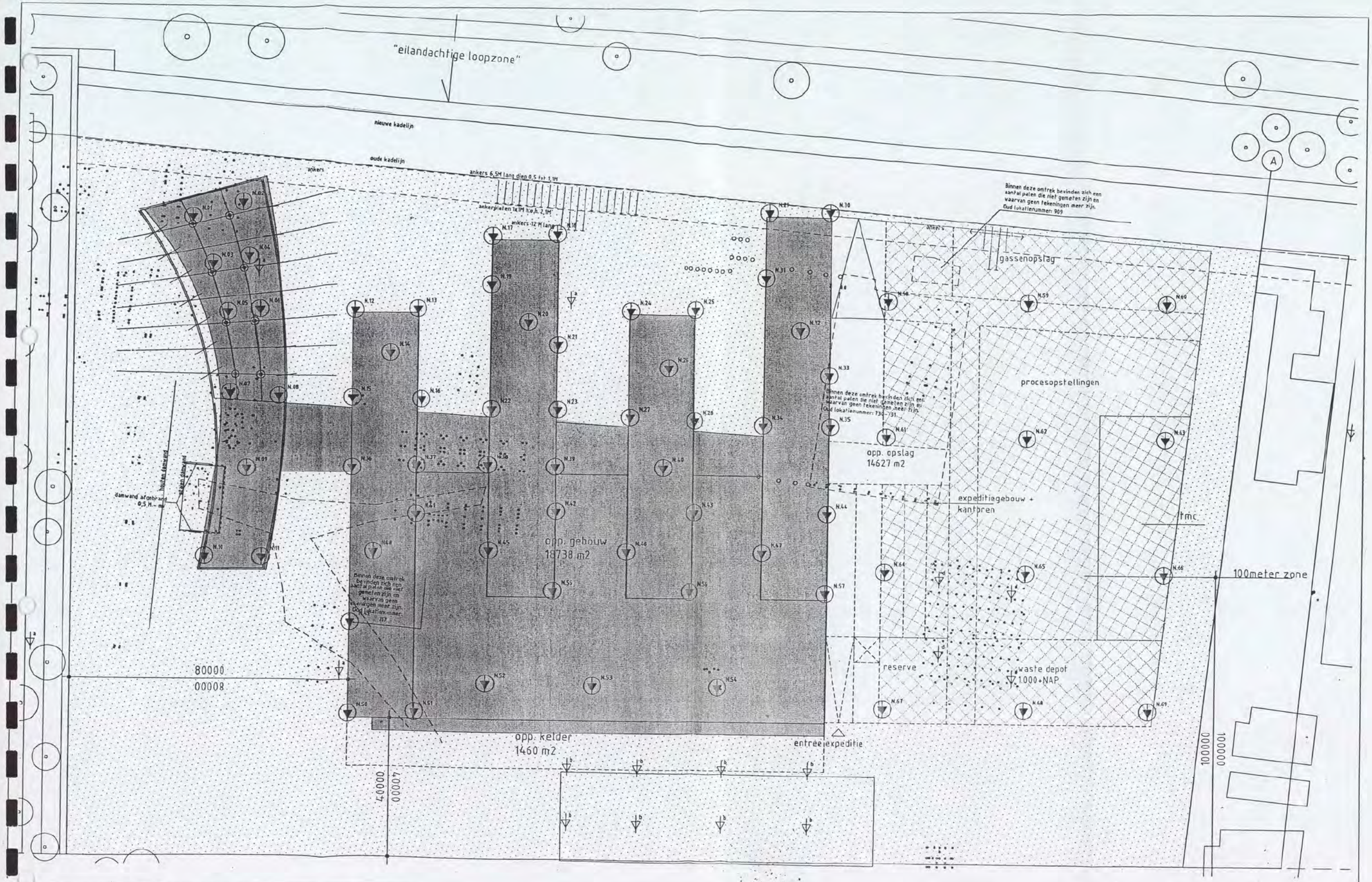
[12] rapport"Geohydrologisch onderzoek Shell terrein Amsterdam, Geohydrologische gevolgen van aanbrengen ophoging op het Shell terrein", door Grontmij , 2004.

Bijlage 1

Ligging locatie en situatietekening



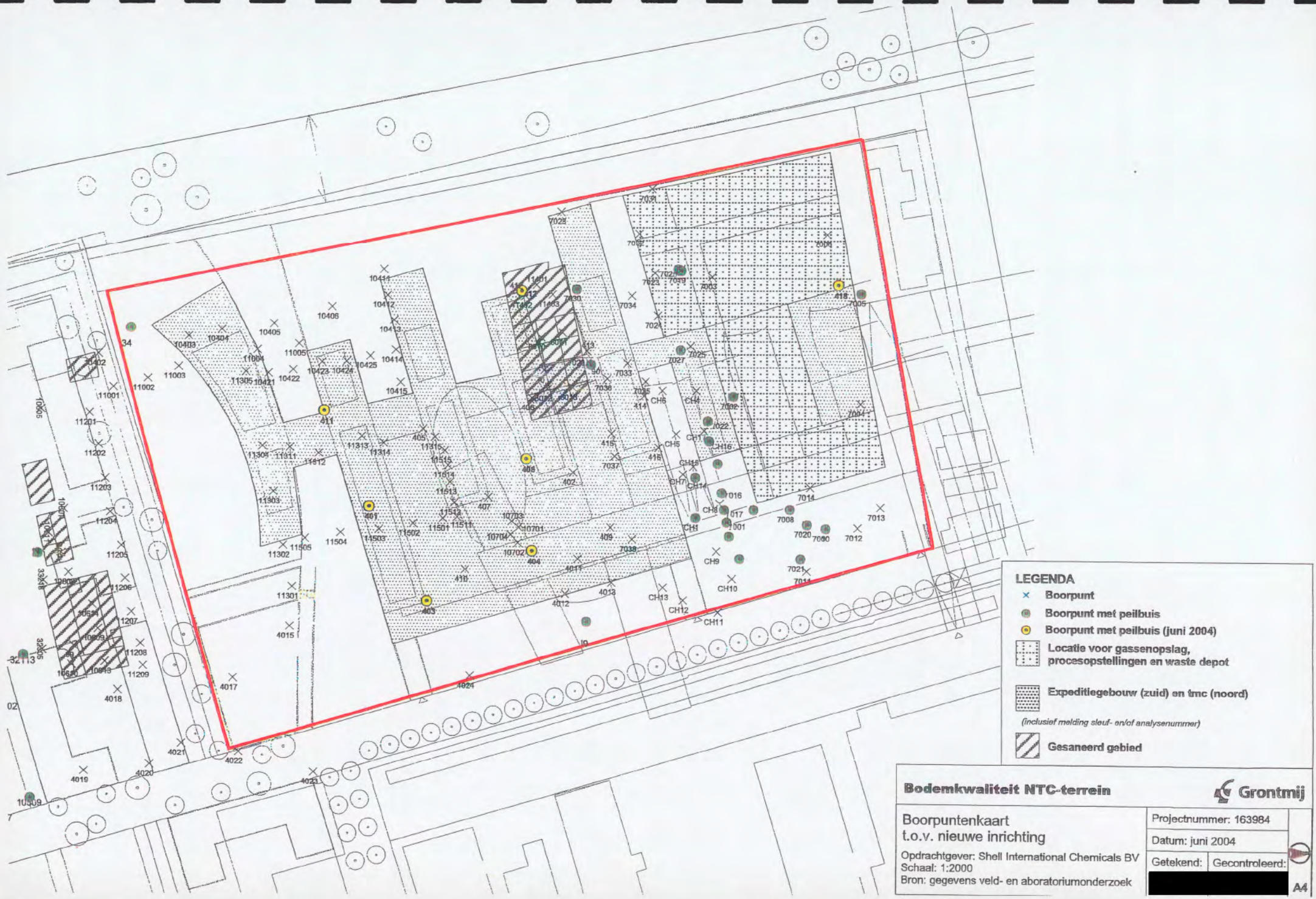
Ligging locatie

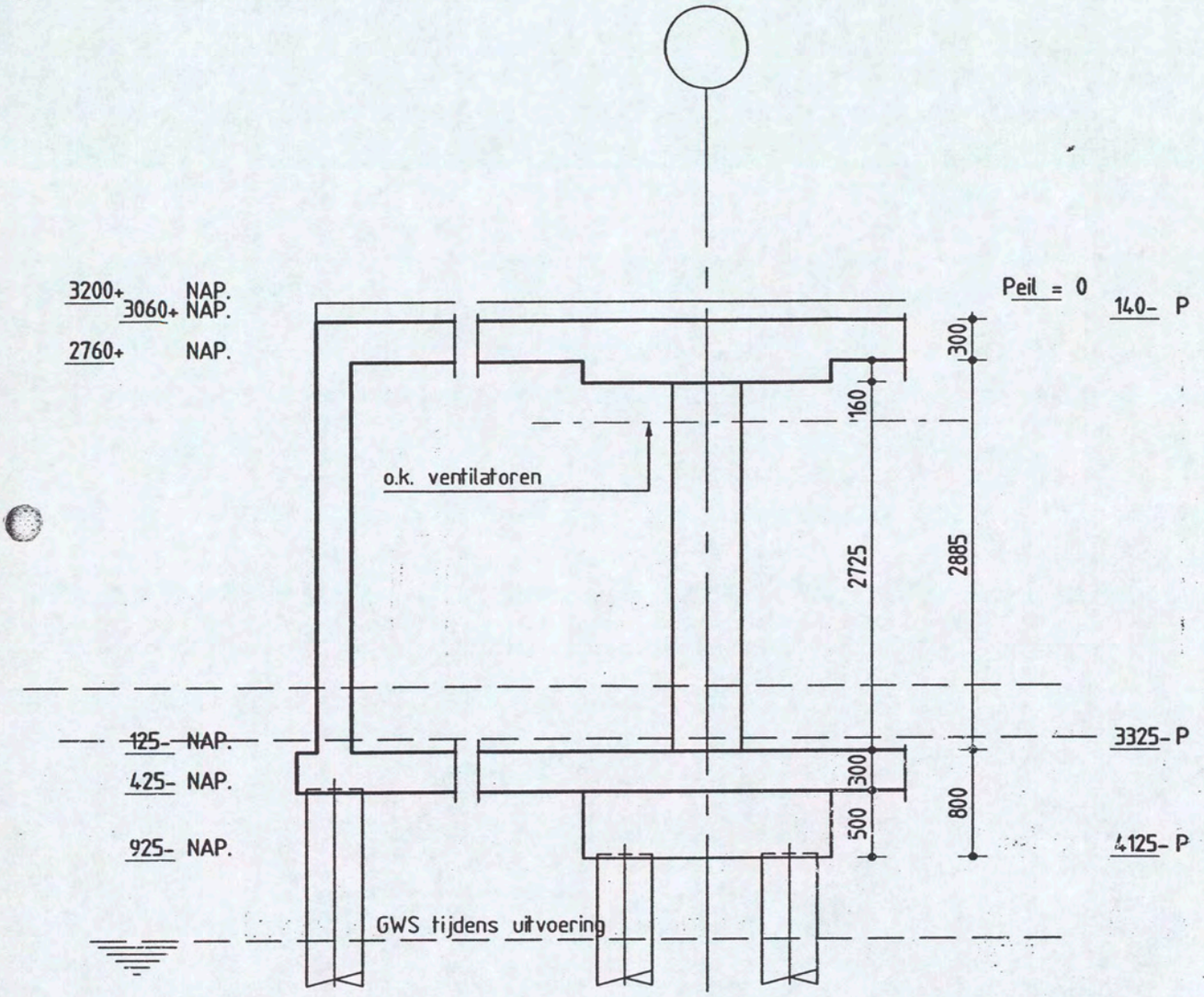


Shell NTC Amsterdam: Bestaande toestand

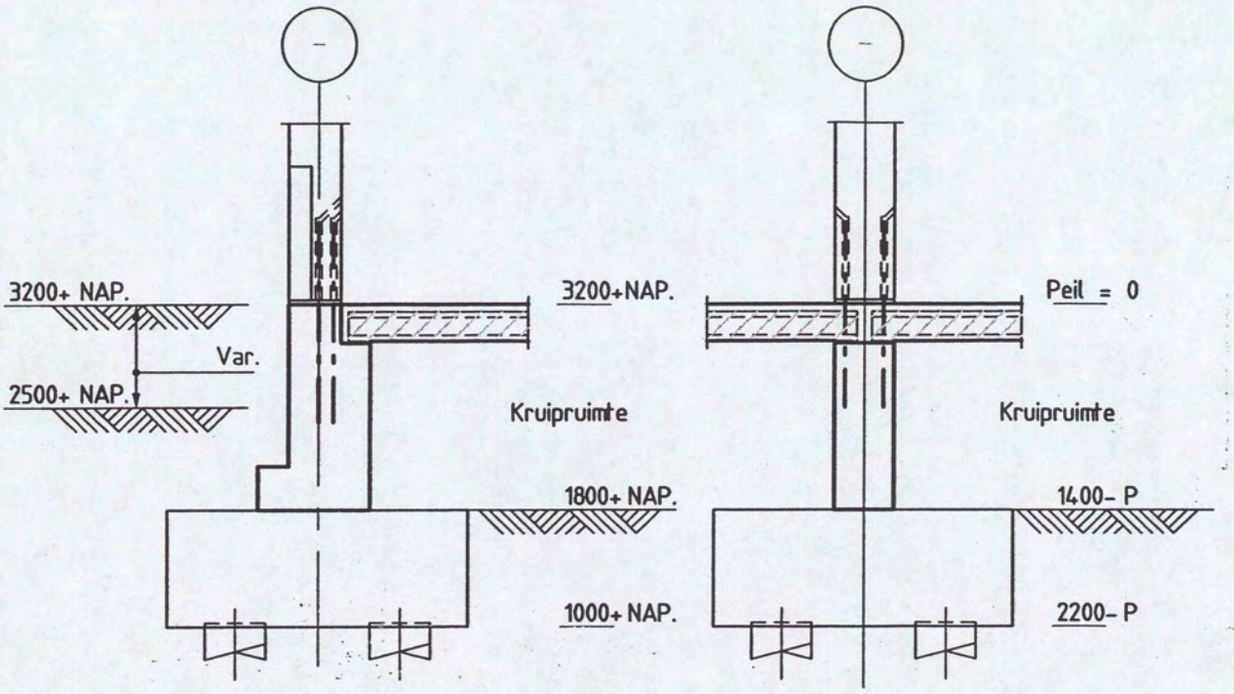
Overzicht bestaande palen + te maken sonderingen

Discipline: constructie	Bestandsnaam: V002	Bladformaat: A3	Schaal: 1:1000	Getekend:			Status: concept		
ARCADIS	Projectnummer: 140327000256.022		Tekeningnr.: Bijlage	Bladnr.: 34	Type: V0	Versie: 0			


LEGENDA
Boorpunt
Boorpunt met peilbuis
Boorpunt met peilbuis (juni 2004)
Locatie voor gassenopslag, procesopstellingen en waste depot
Expeditiegebouw (zuid) en tmc (noord)
(inclusief melding sleuf- en/of analysenummer)
Gesaneerd gebied
Bodemkwaliteit NTC-terrein
Grontmij
Boorpuntenkaart
t.o.v. nieuwe inrichting
Opdrachtgever: Shell International Chemicals BV
Schaal: 1:2000
Bron: gegevens veld- en aboratoriumonderzoek
Projectnummer: 163984
Datum: juni 2004
Getekend:
Gecontroleerd:
A4



Hoogteopbouw Parkeerkelder



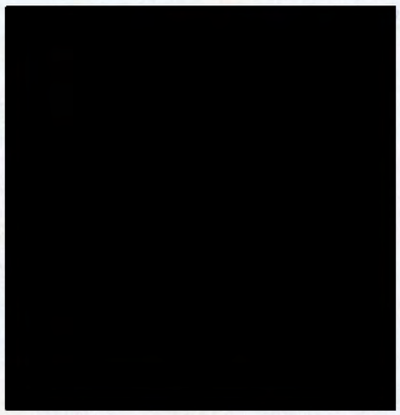
Doorsnede t.p.v. gevel.

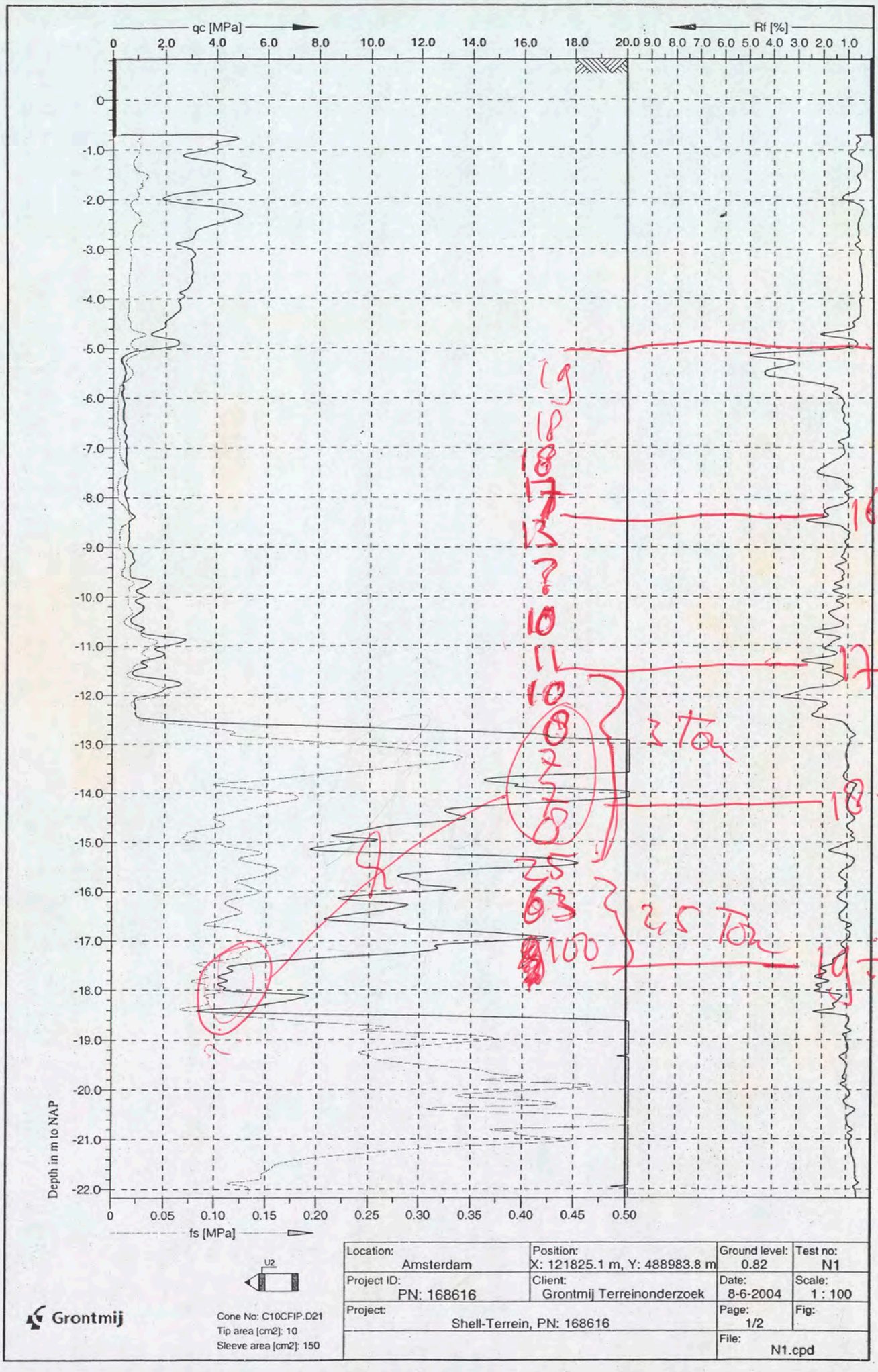
Doorsnede t.p.v. middenstramien.

Doorsnede fundering niet-onderkelderde bouwdelen

Bijlage 2

Sondeergrafieken

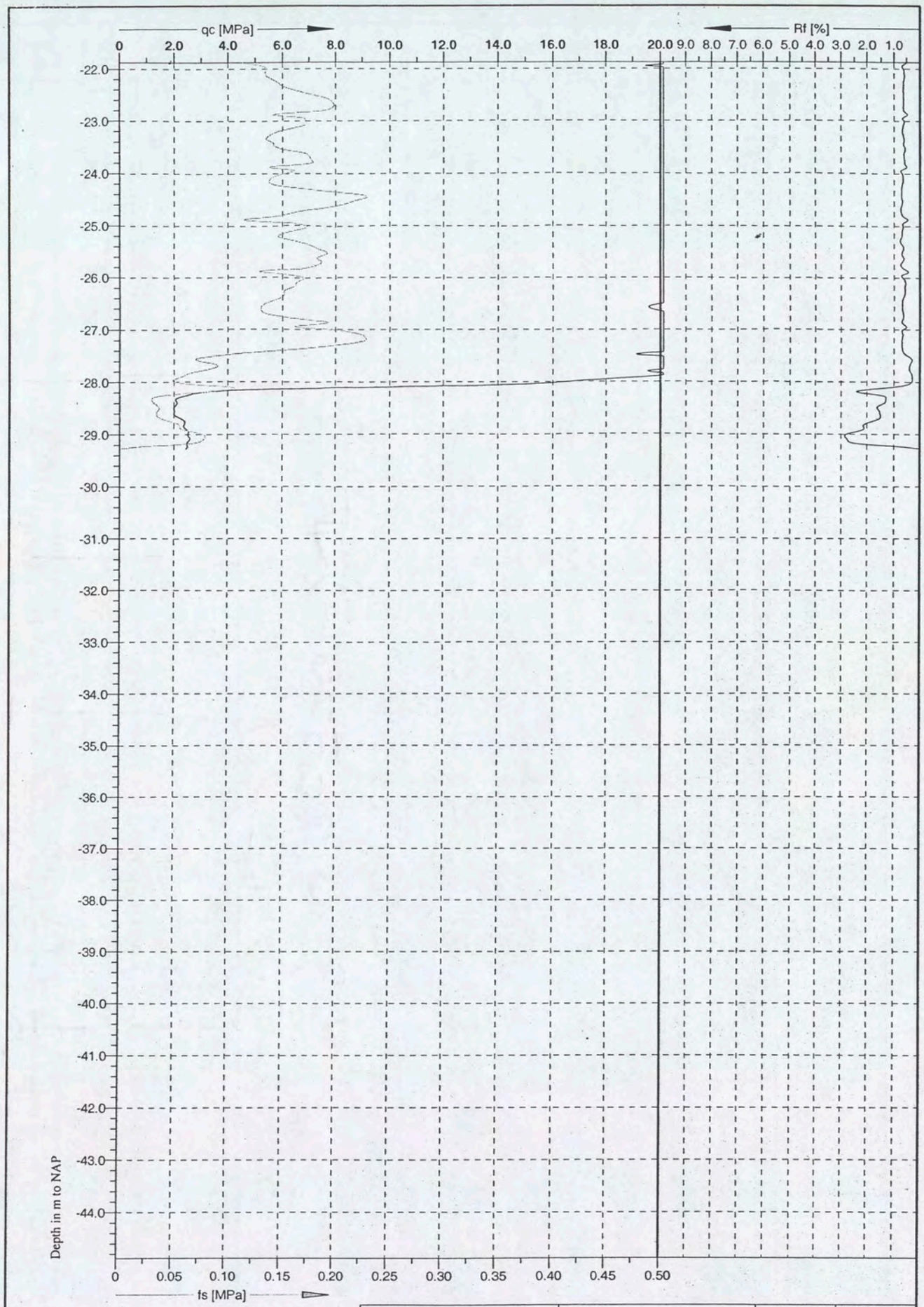




Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121825.1 m, Y: 488983.8 m	Ground level: 0.82	Test no: N1
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N1.cpd	

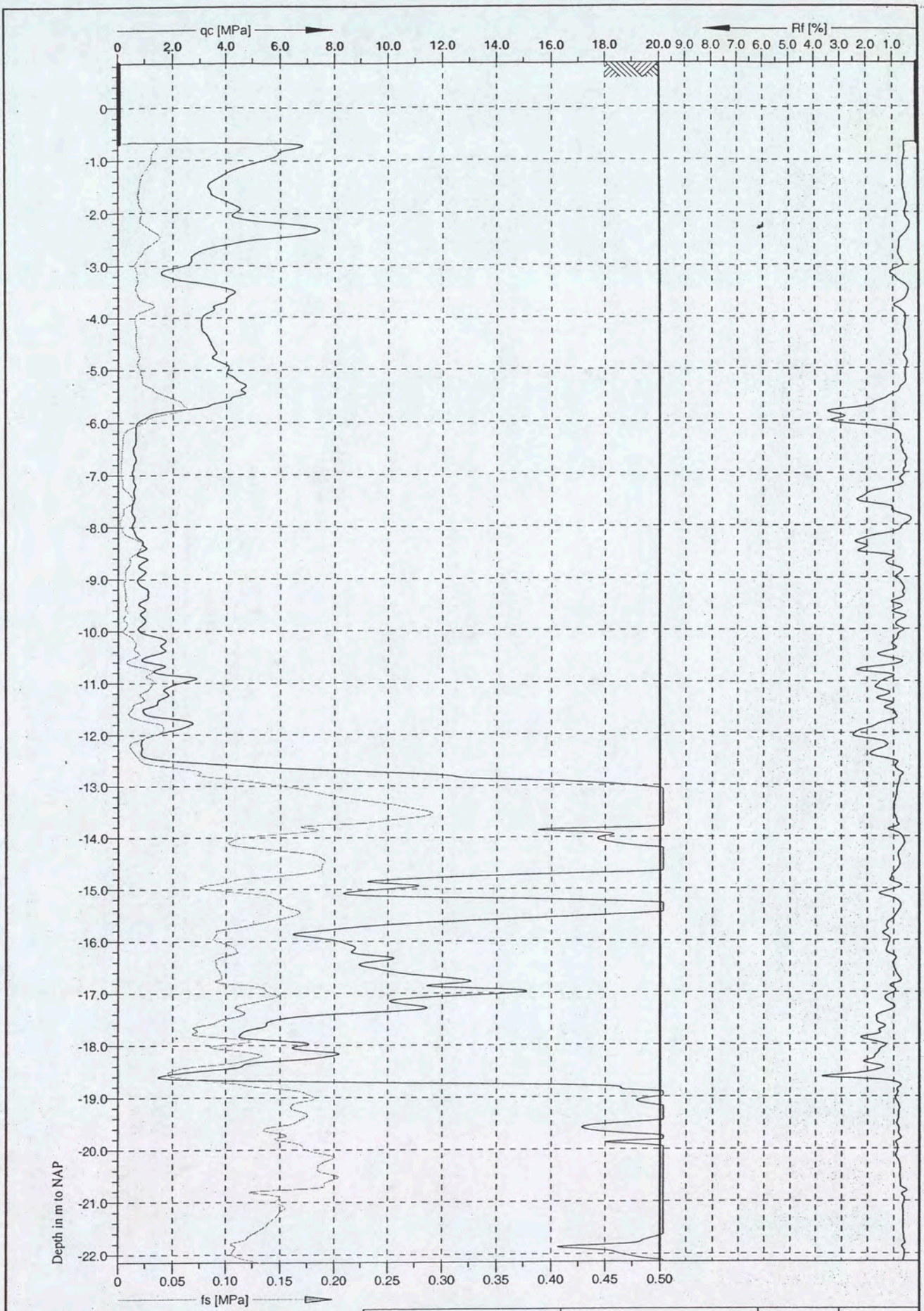


U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121825.1 m, Y: 488983.8 m	Ground level: 0.82	Test no: N1
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N1.cpd	

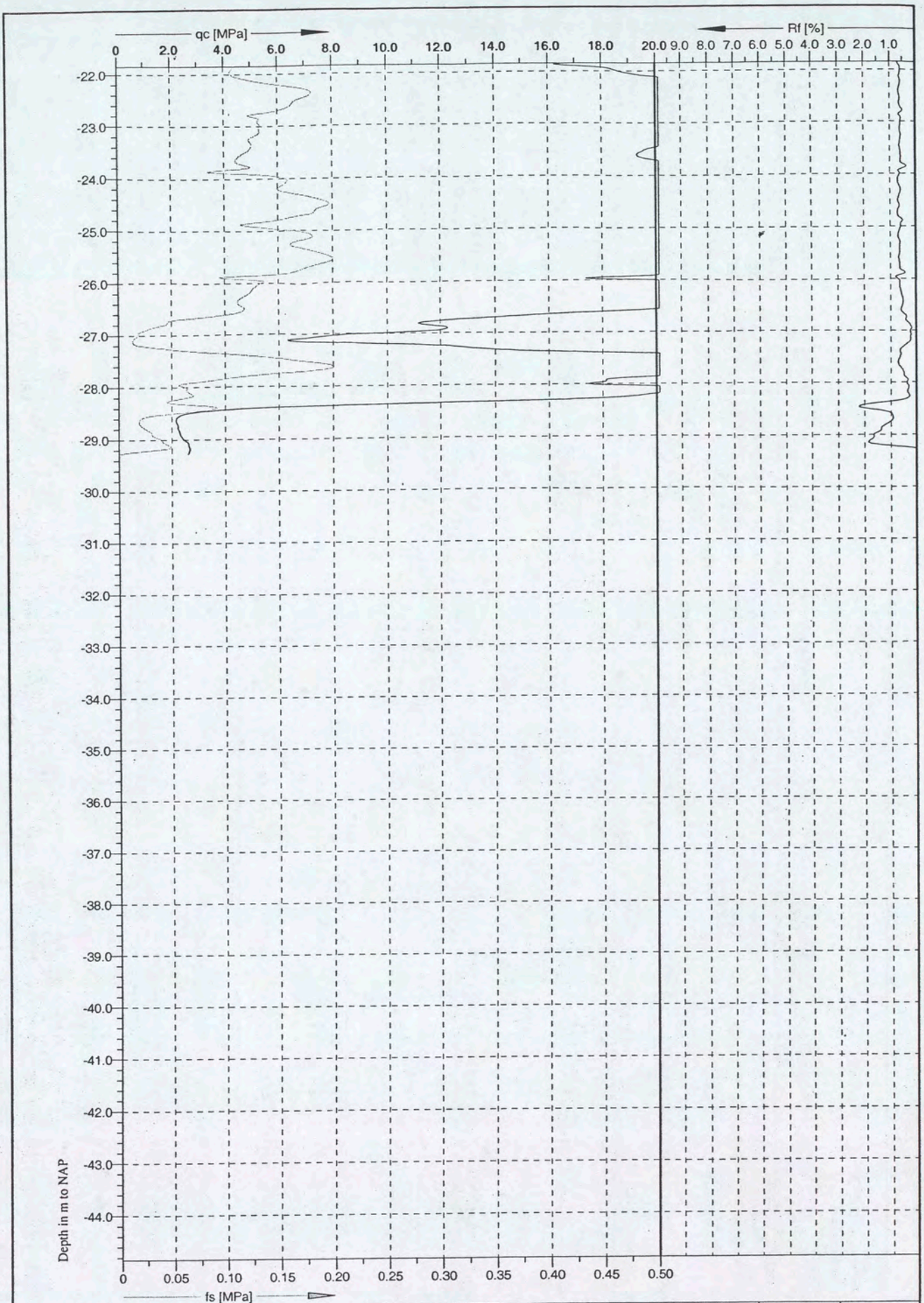


Location: Amsterdam	Position: X: 121816.9 m, Y: 488996.4 m	Ground level: 0.85	Test no: N2
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N2.cpd	

Grontmij

U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

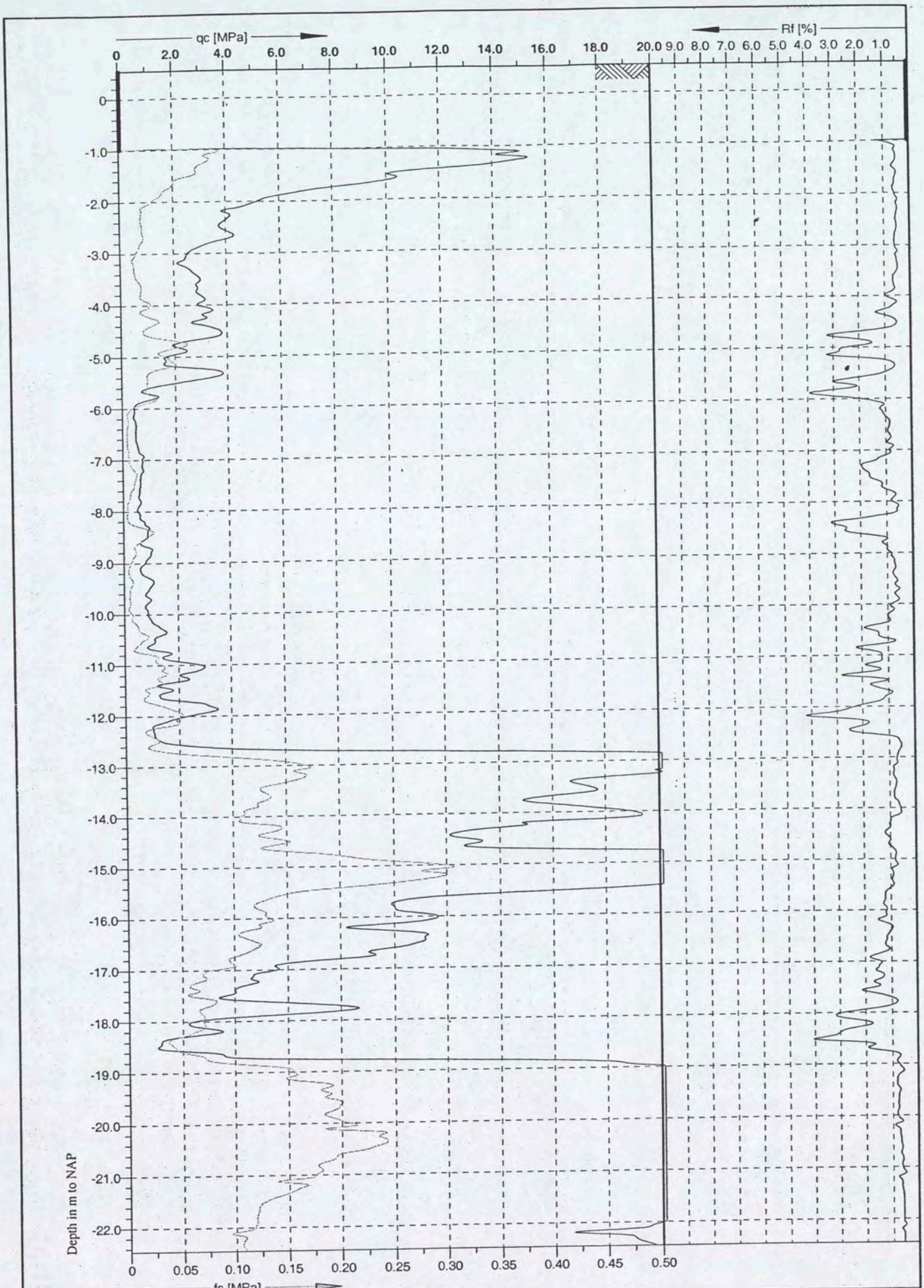


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121816.9 m, Y: 488996.4 m	Ground level: 0.85	Test no: N2	
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100	
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:	
		File: N2.cpd		

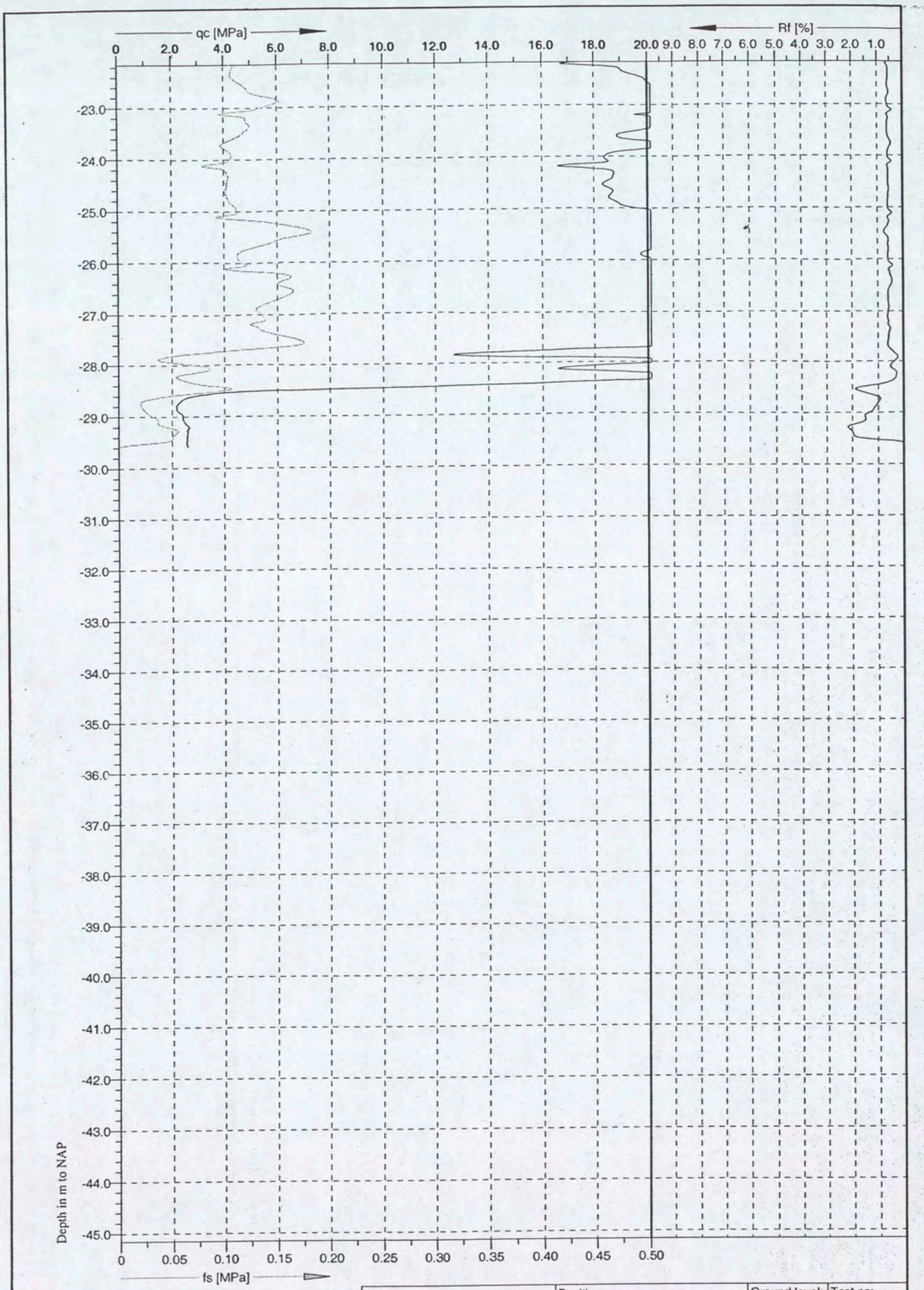


Location: Amsterdam	Position: X: 121848.7 m, Y: 489001.7 m	Ground level: 0.54	Test no: N5
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N5.cpd	

Grontmij

U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

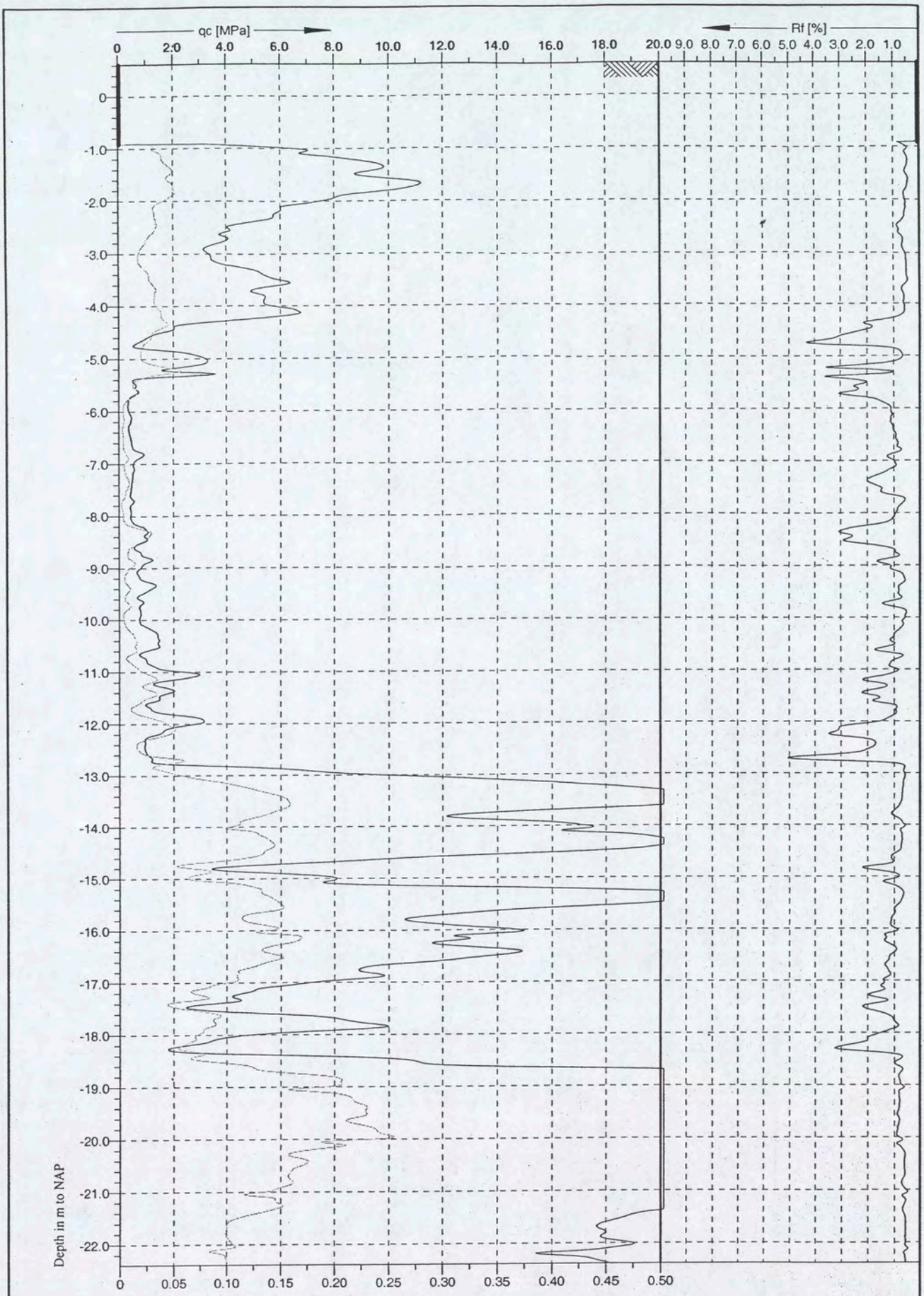


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121848.7 m, Y: 489001.7 m	Ground level: 0.54	Test no: N5
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N5.cpd	

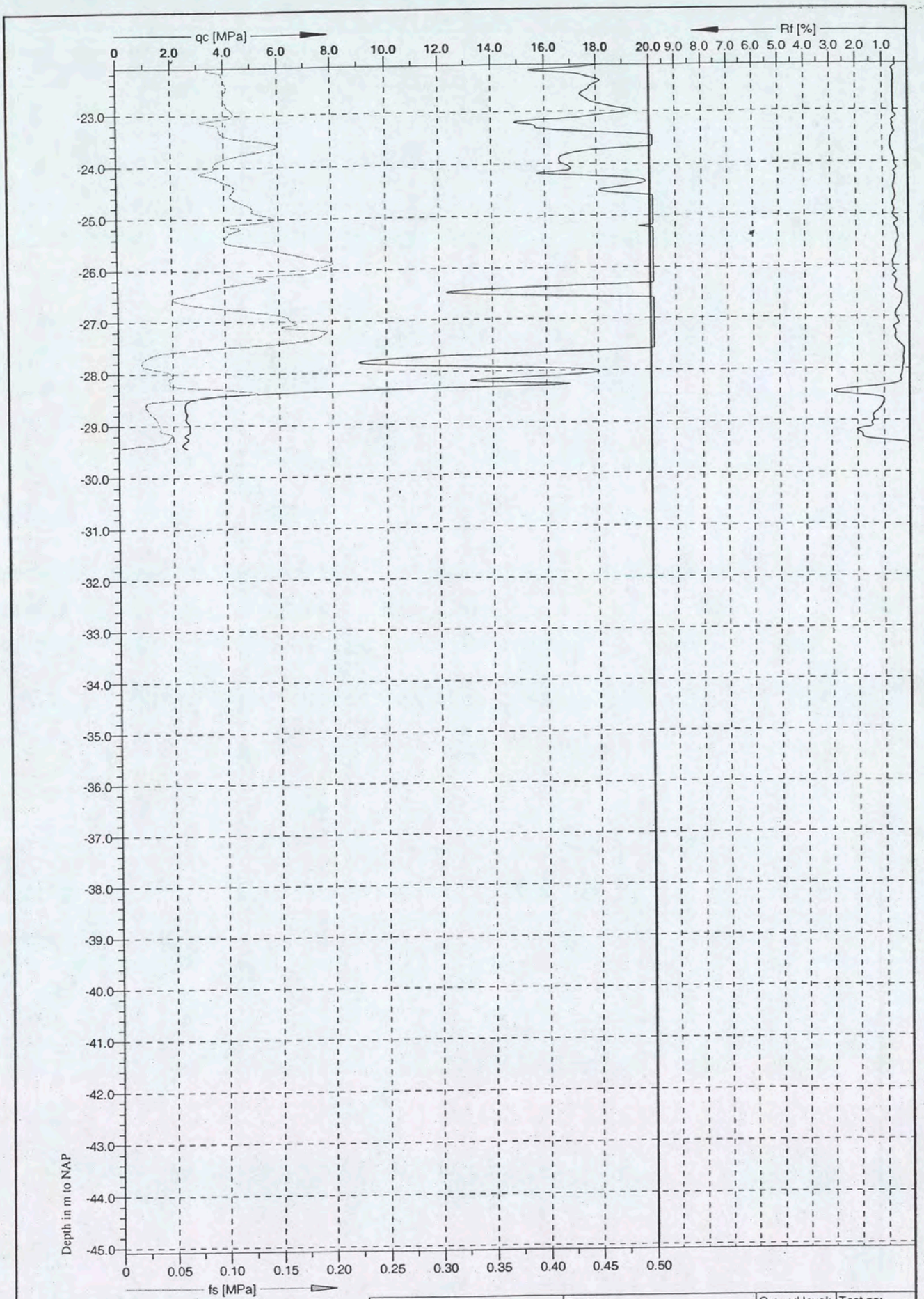


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121845.3 m, Y: 489010.2 m	Ground level: 0.61	Test no: N6
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N6.cpd	

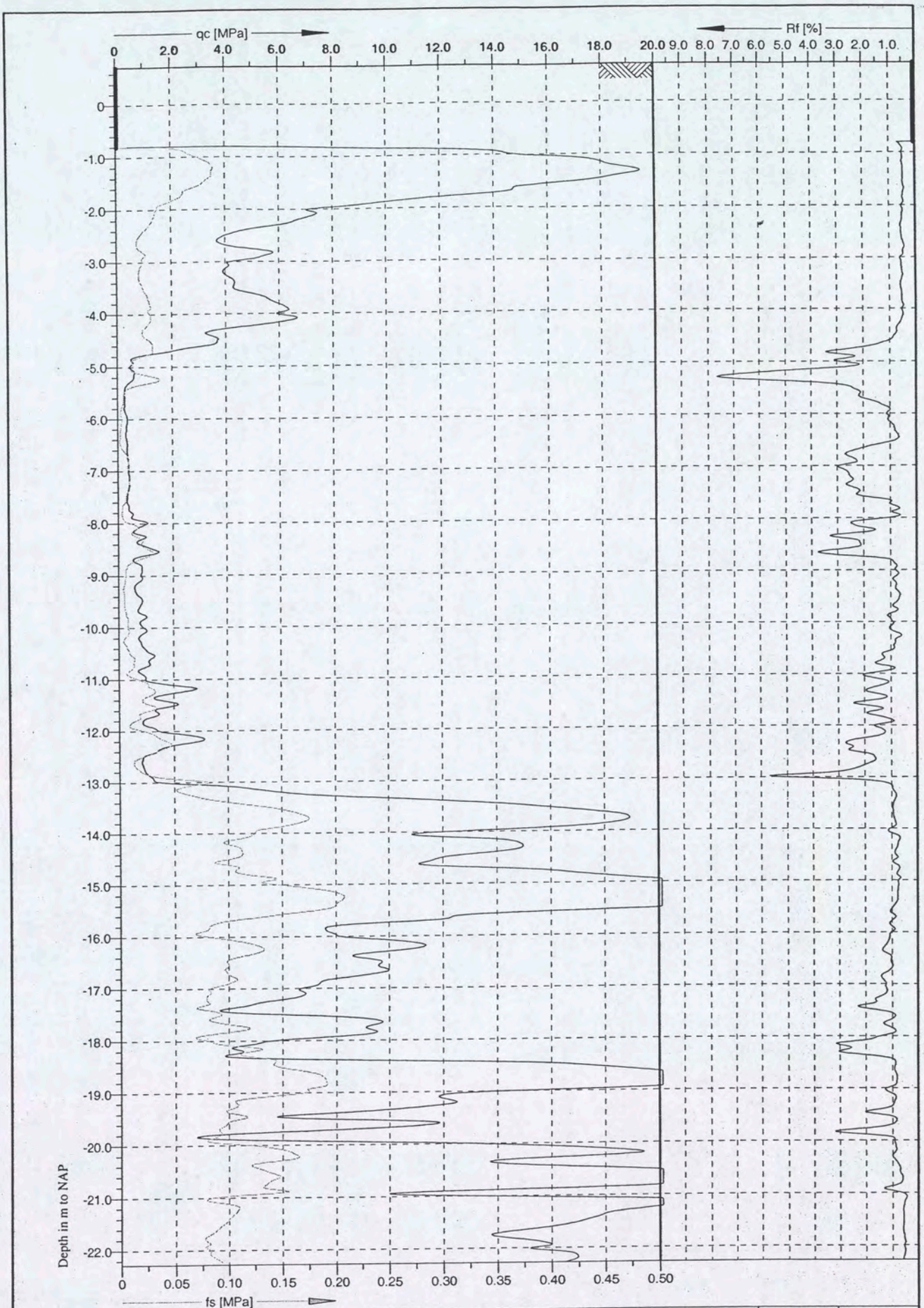


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121845.3 m, Y: 489010.2 m	Ground level: 0.61	Test no: N6
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N6.cpd	

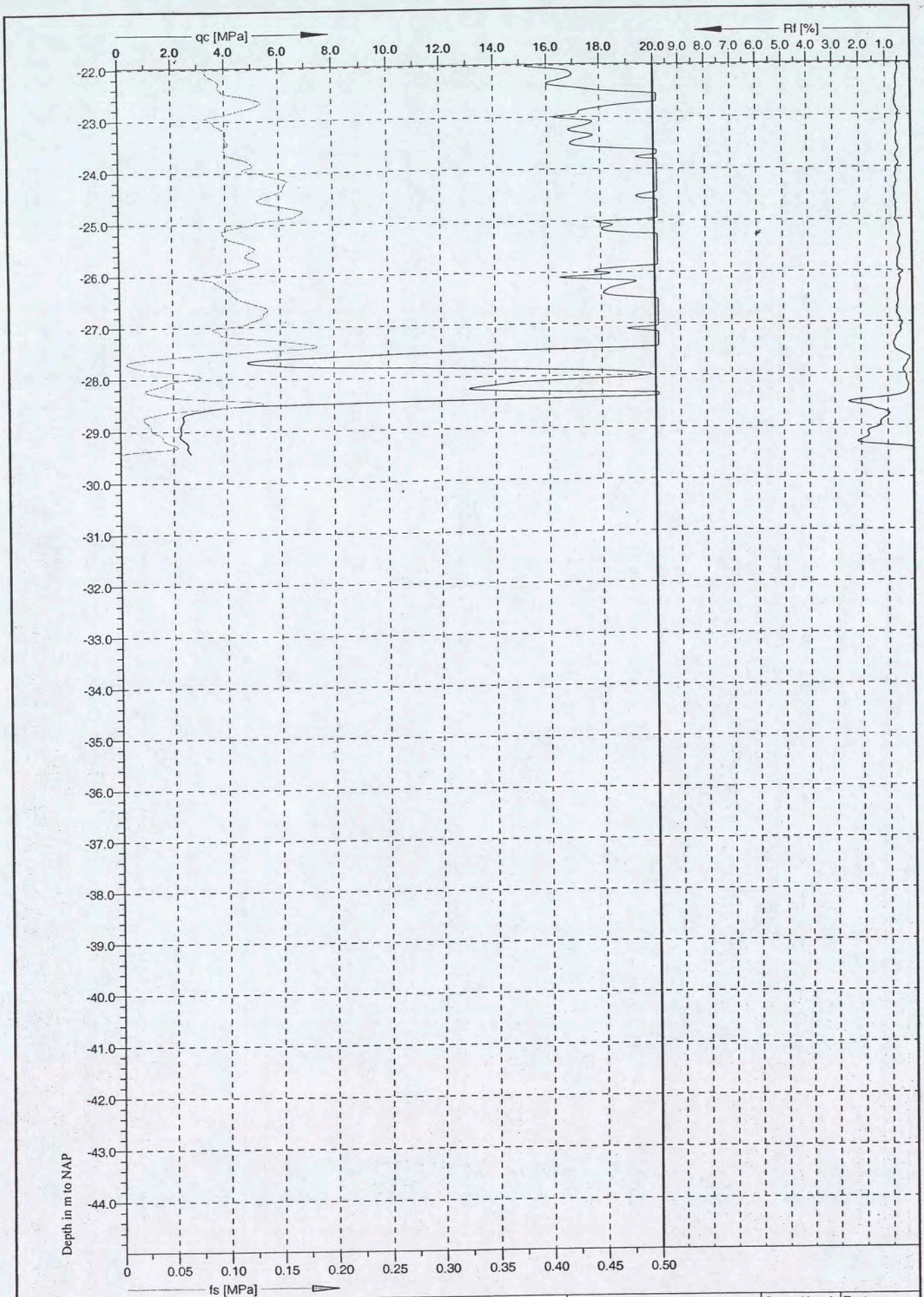


U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Grontmij

Location: Amsterdam	Position: X: 121868.2 m, Y: 489022.9 m	Ground level: 0.72	Test no: N8
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N8.cpd	

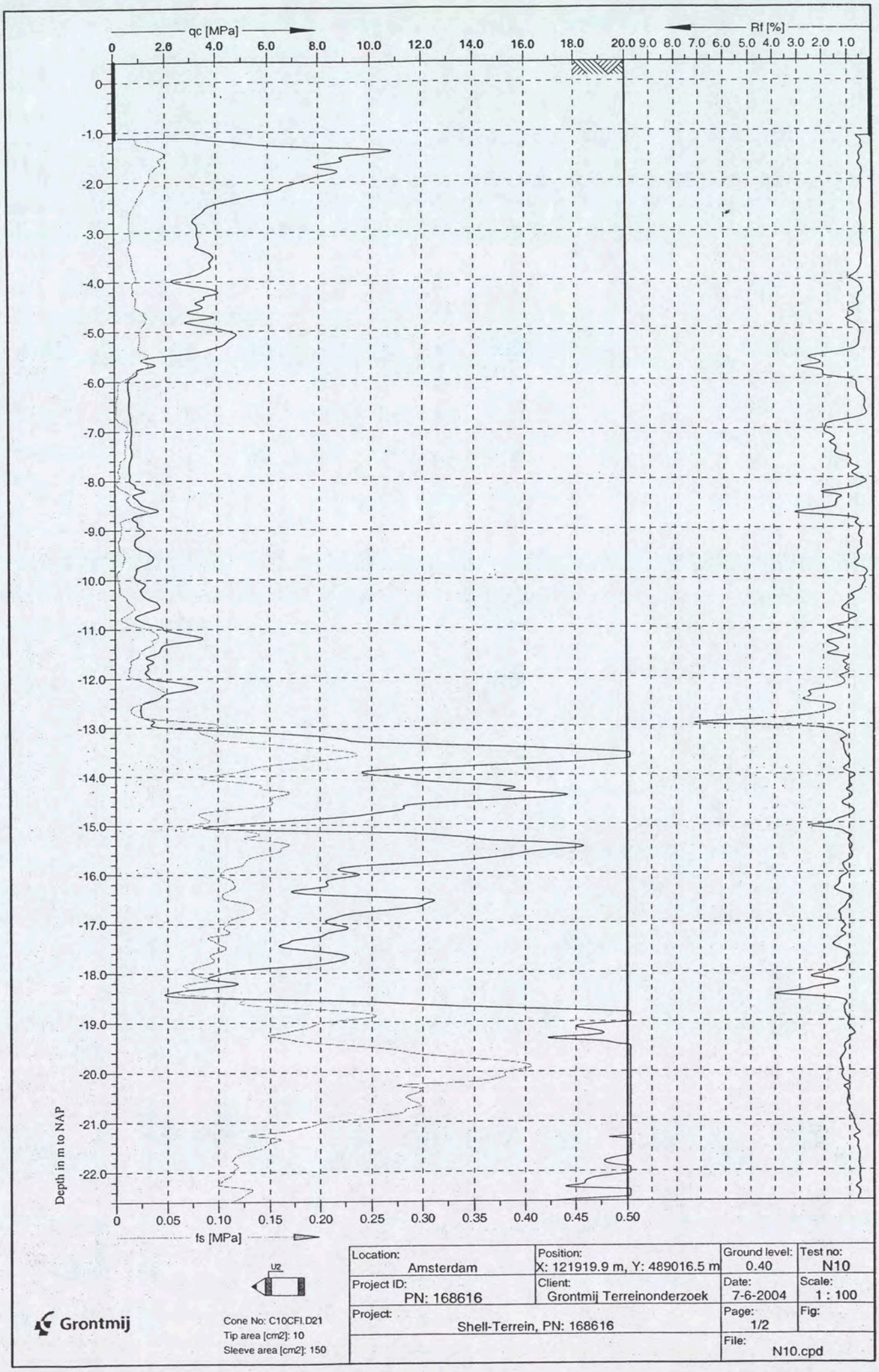


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121868.2 m, Y: 489022.9 m	Ground level: 0.72	Test no: N8
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N8.cpd	

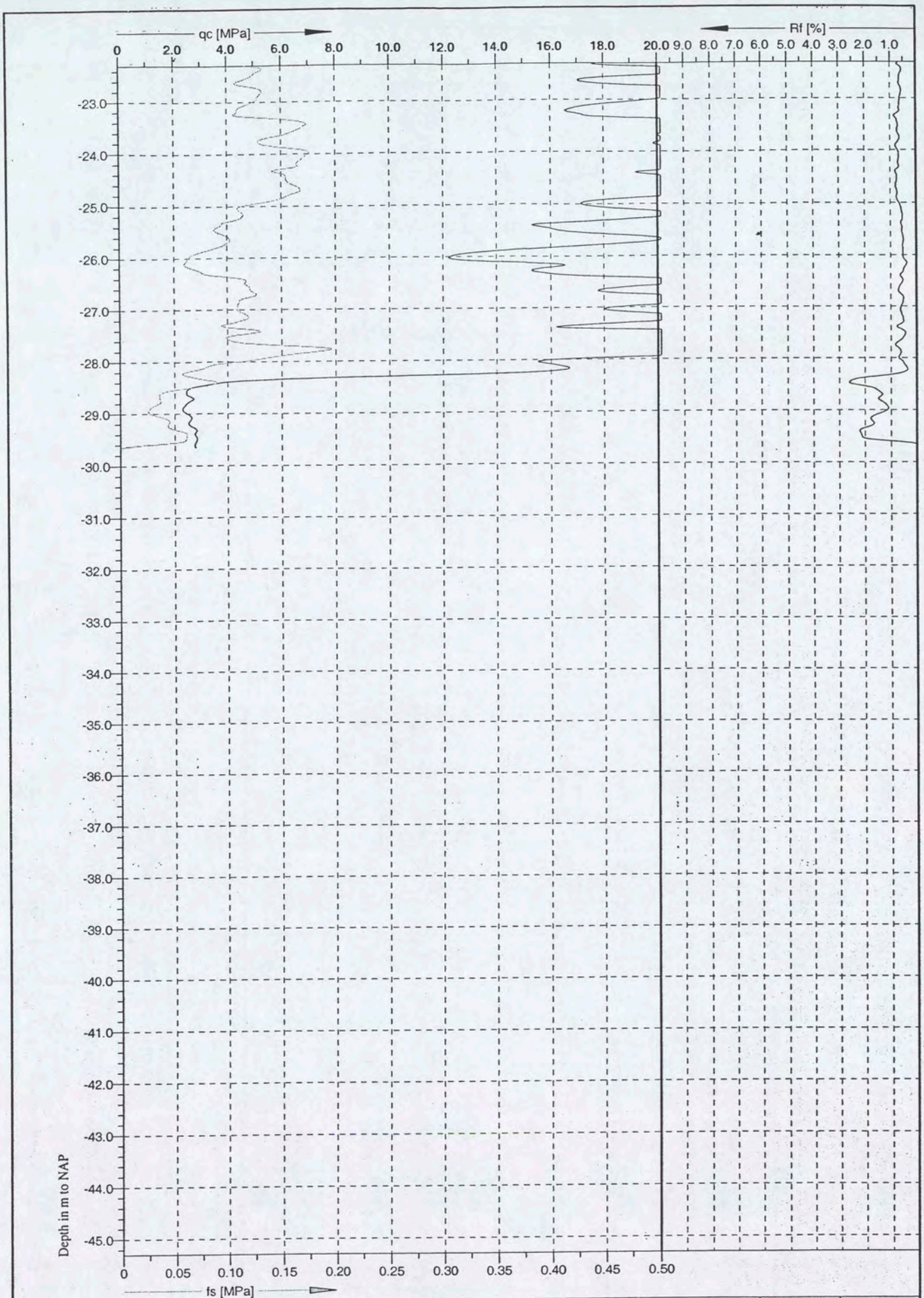


Location: Amsterdam	Position: X: 121919.9 m, Y: 489016.5 m	Ground level: 0.40	Test no: N10	
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100	
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:	
		File: N10.cpd		

U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

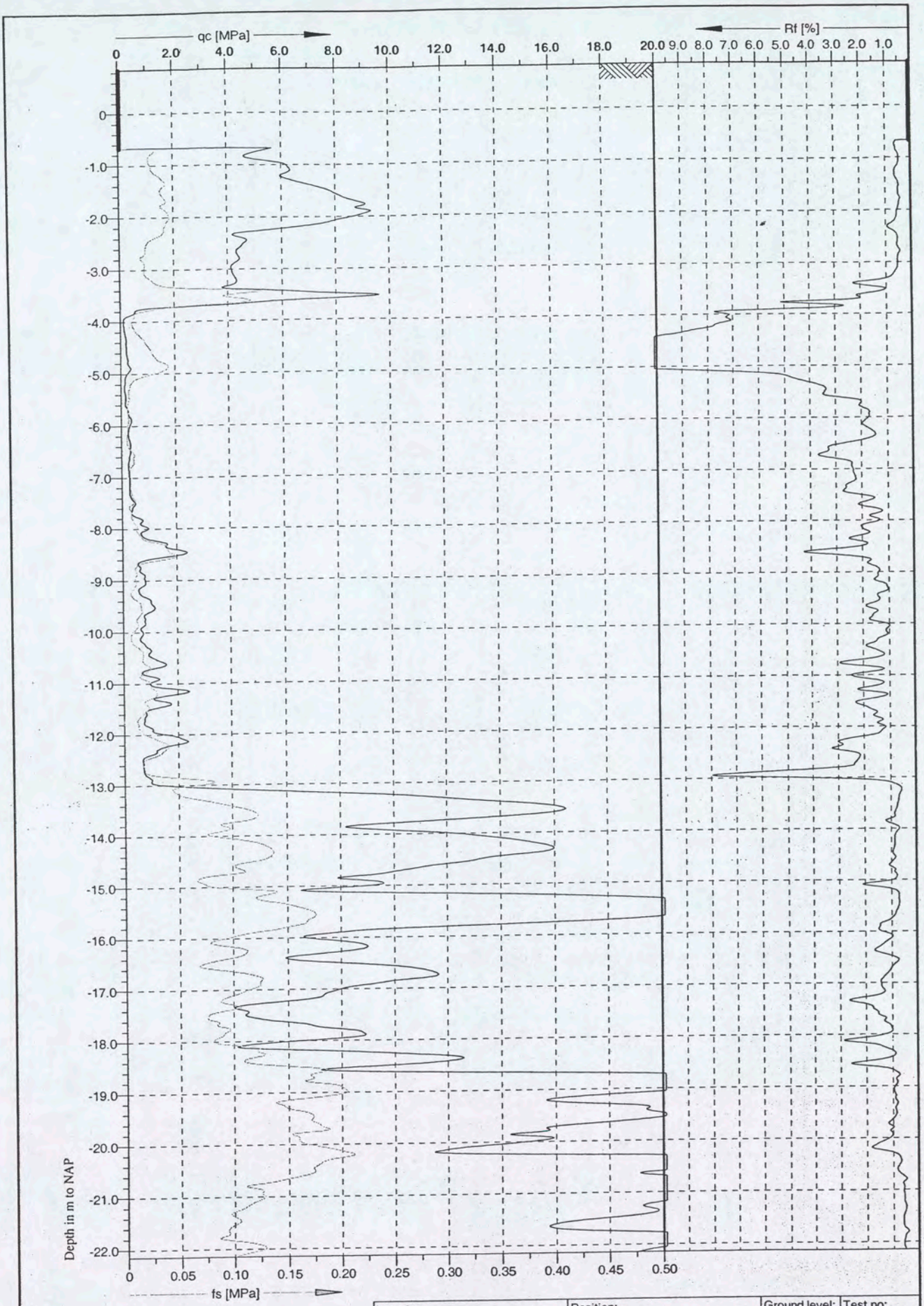


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

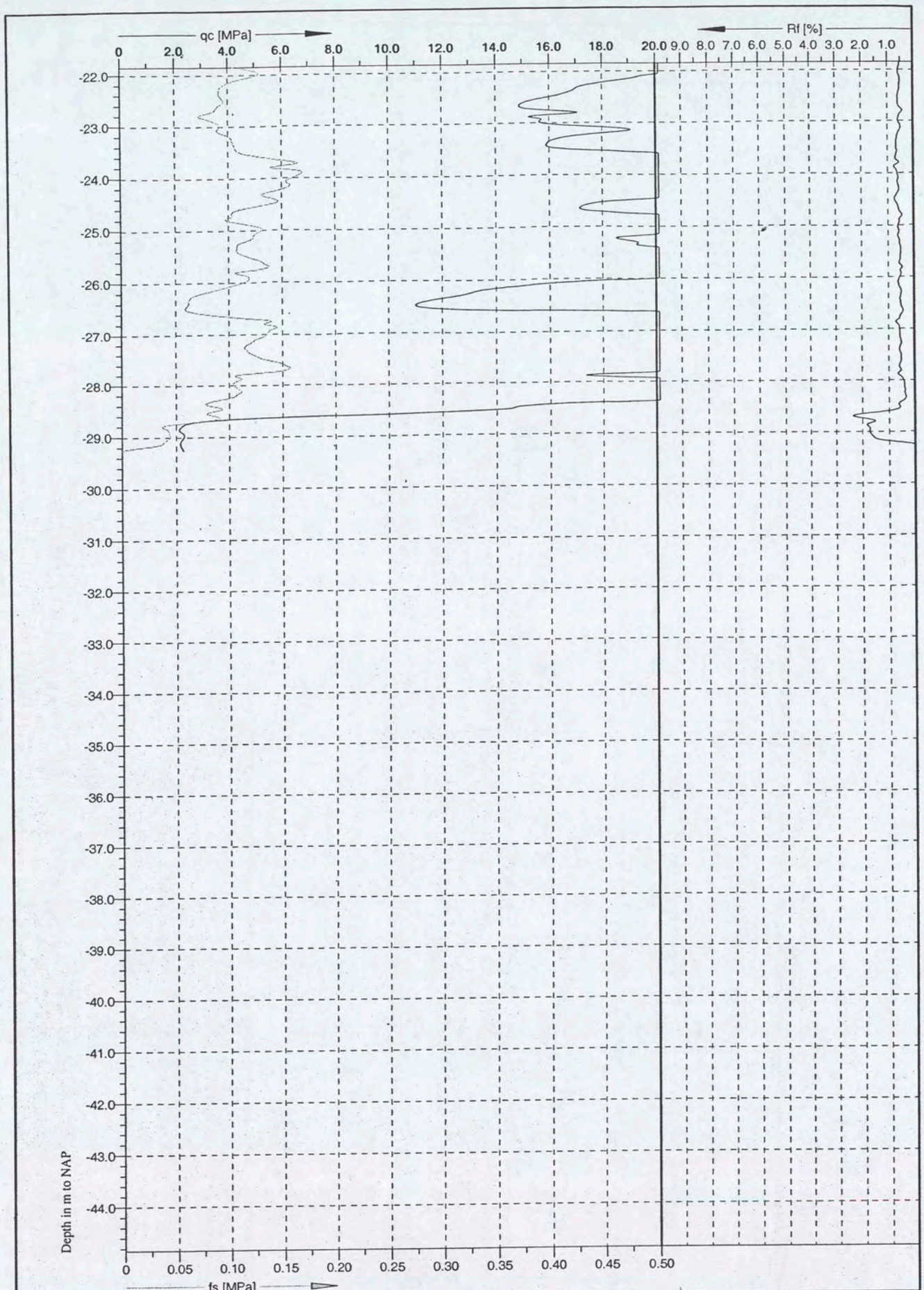
Location: Amsterdam	Position: X: 121919.9 m, Y: 489016.5 m	Ground level: 0.40	Test no: N10
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N10.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121915.5 m, Y: 489032.1 m	Ground level: 0.85	Test no: N11
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N11.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

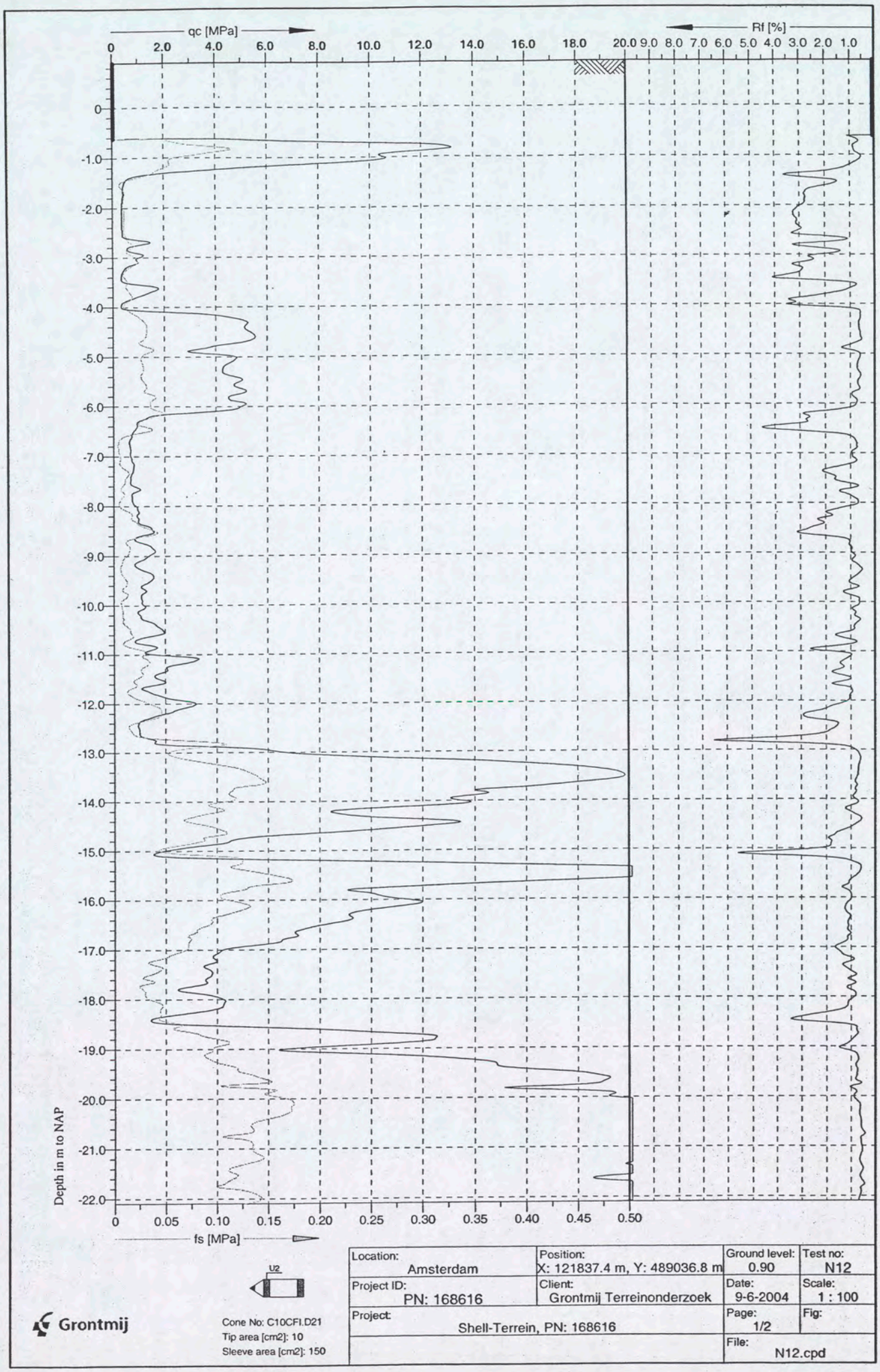


U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121915.5 m, Y: 489032.1 m	Ground level: 0.85	Test no: N11
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N11.cpd	

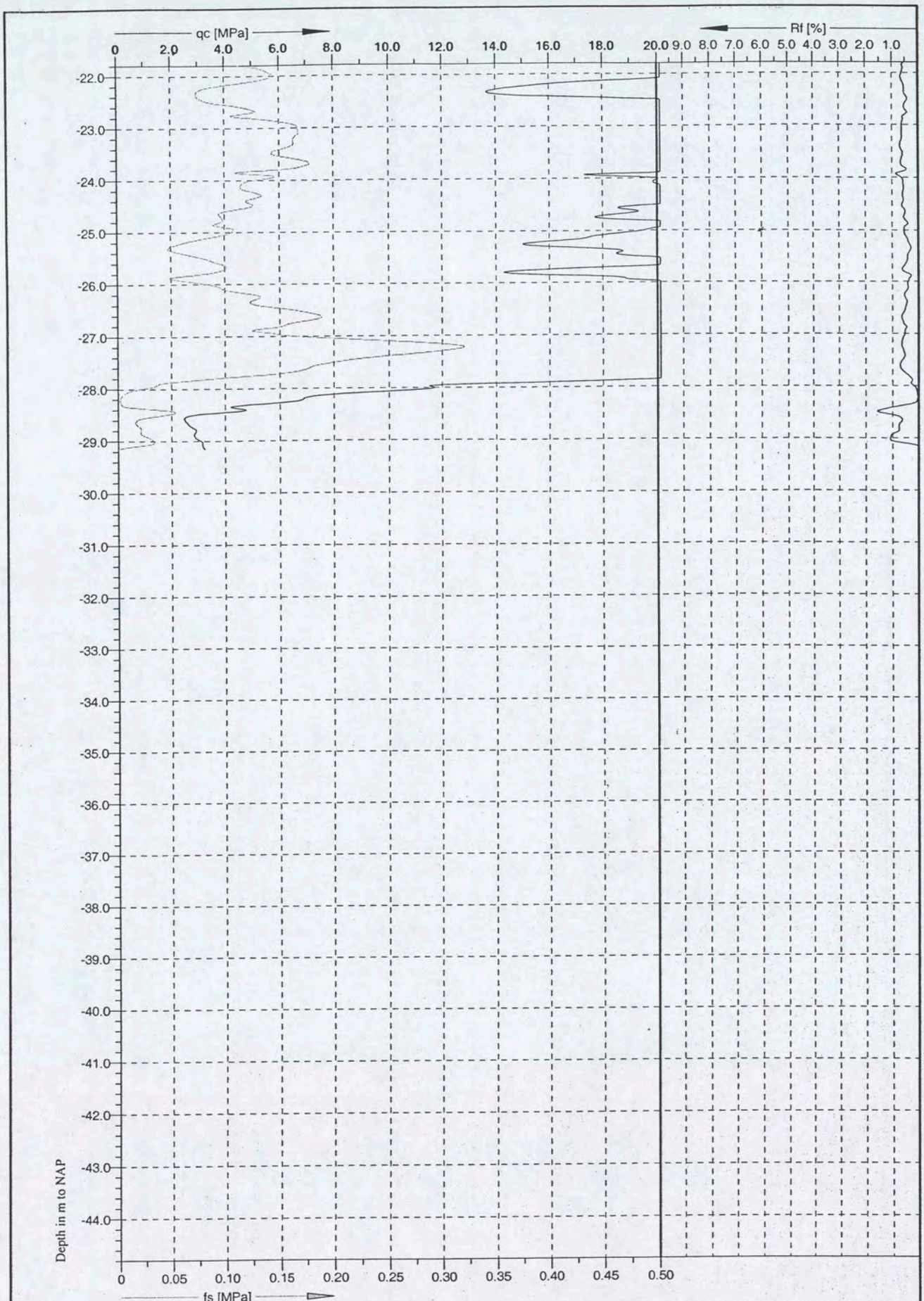


U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Grontmij

Location: Amsterdam	Position: X: 121837.4 m, Y: 489036.8 m	Ground level: 0.90	Test no: N12
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N12.cpd	

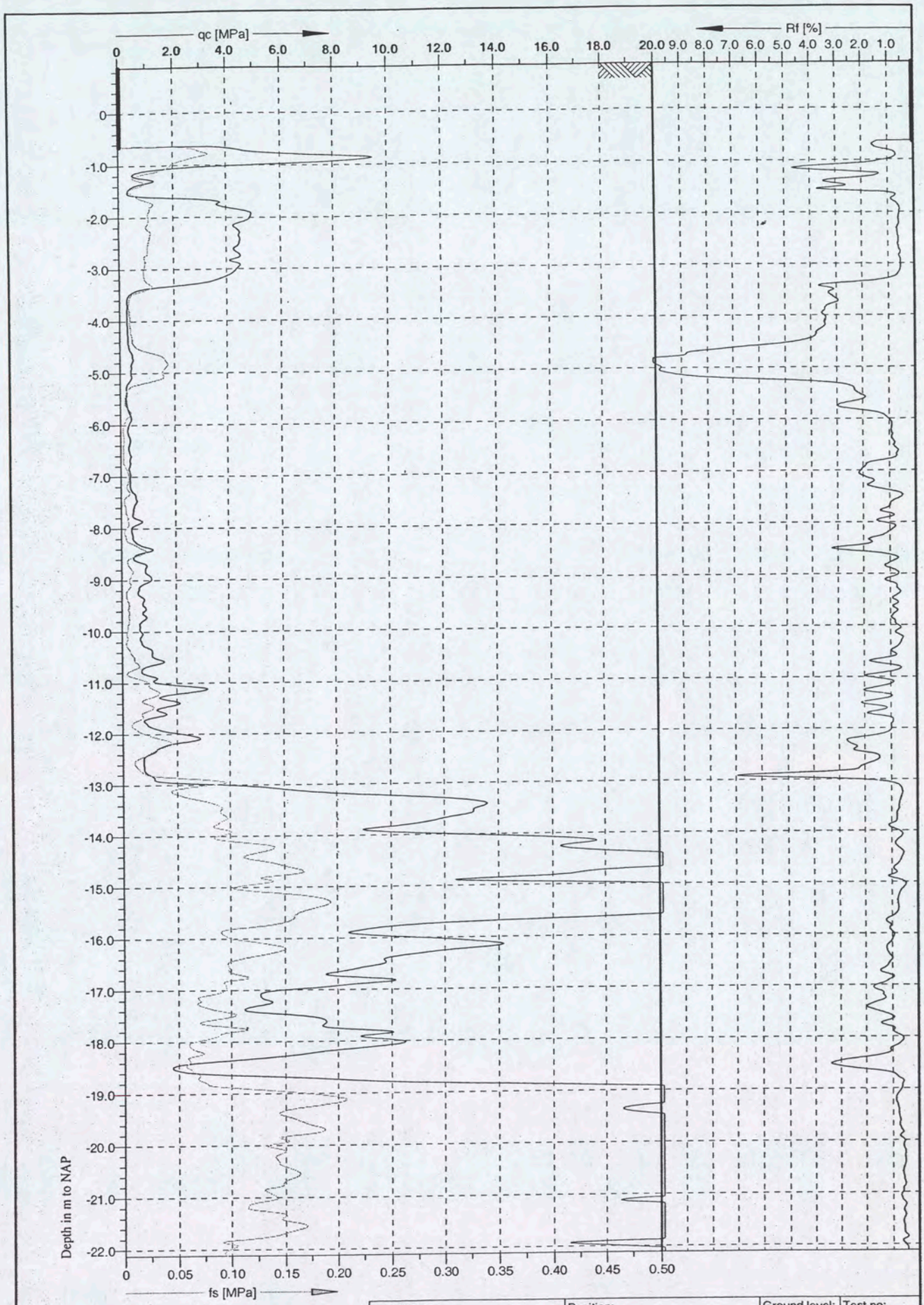


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

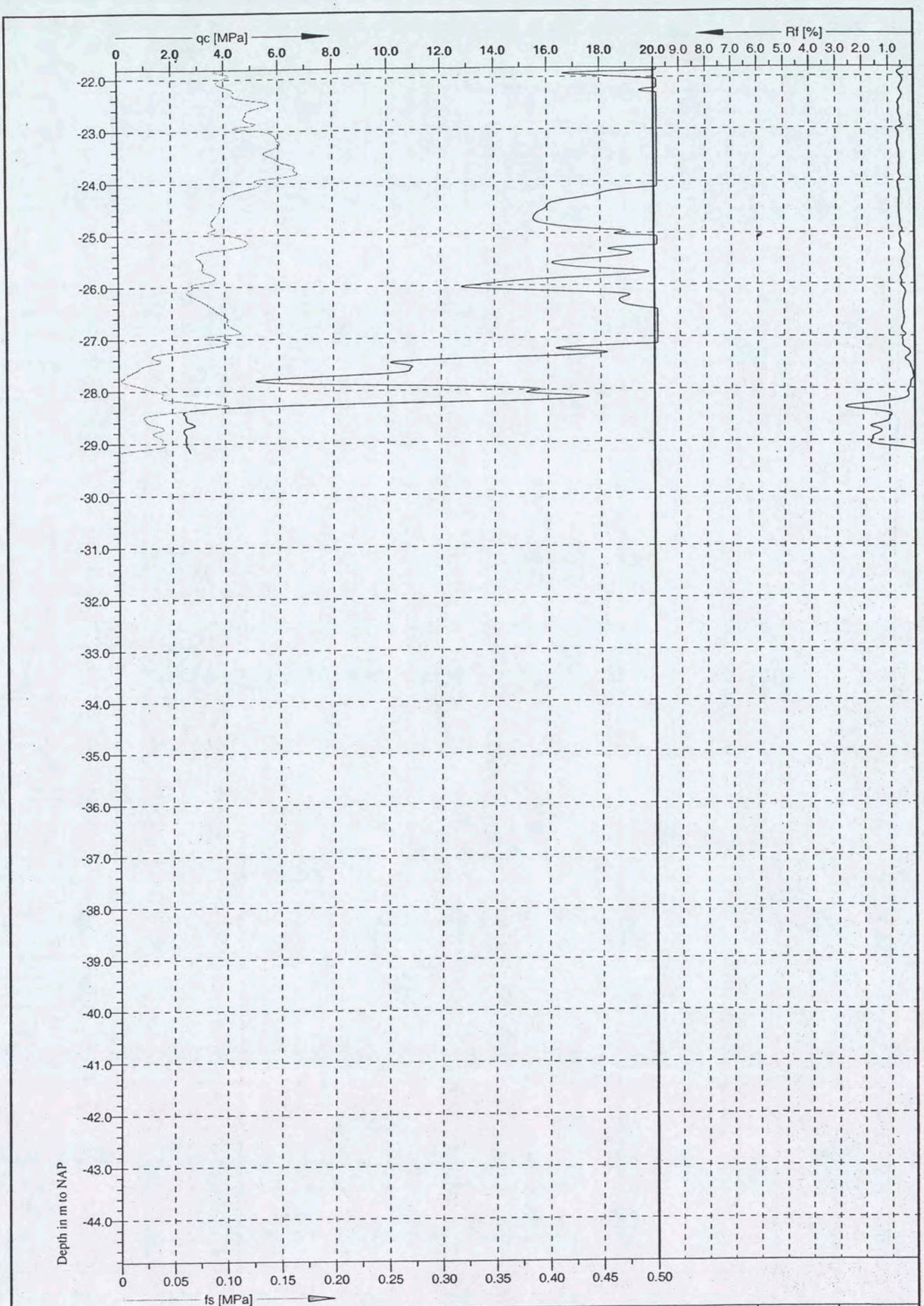
Location: Amsterdam	Position: X: 121837.4 m, Y: 489036.8 m	Ground level: 0.90	Test no: N12
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N12.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121832 m, Y: 489054.1 m	Ground level: 0.88	Test no: N13
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N13.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

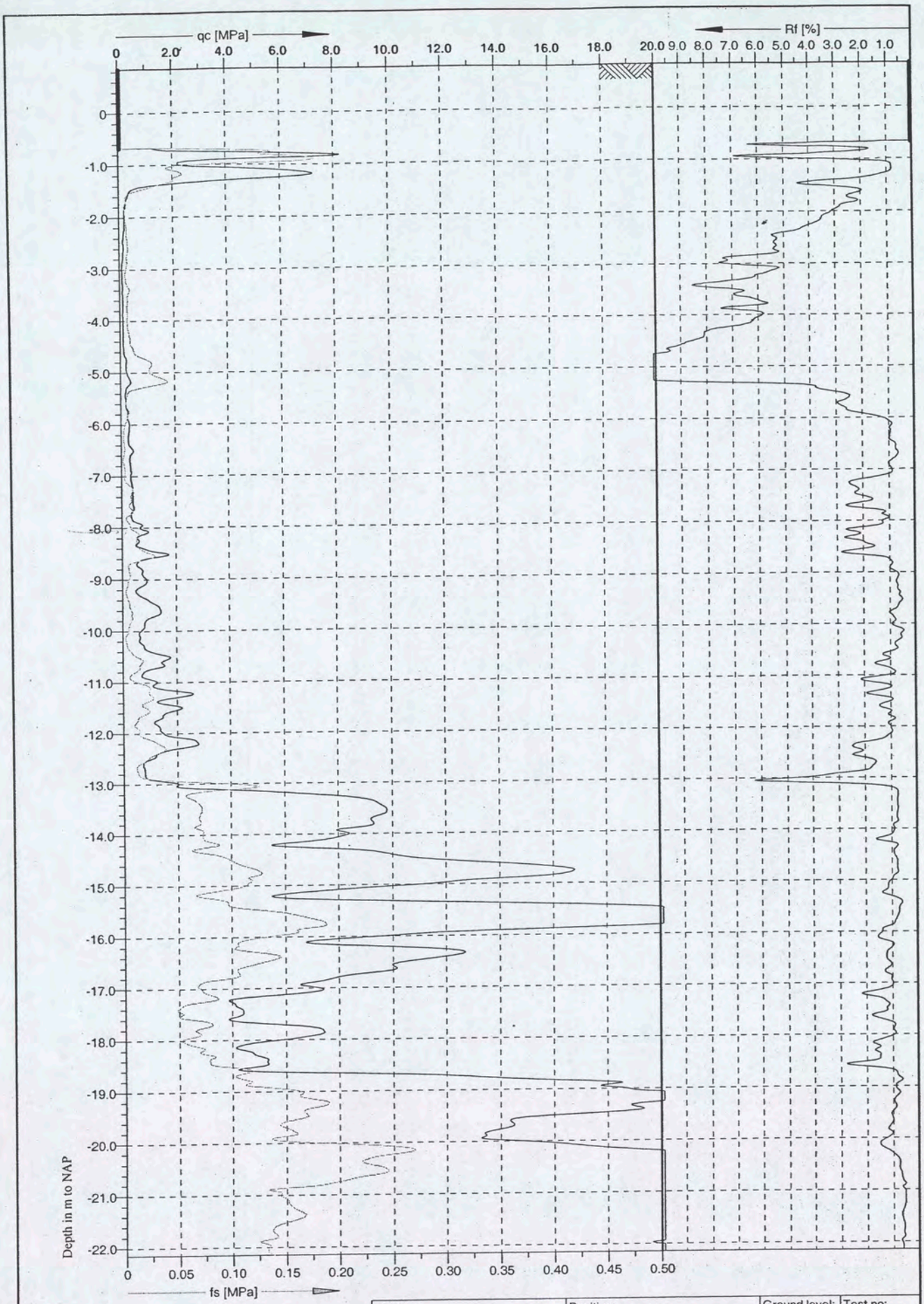


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121832 m, Y: 489054.1 m	Ground level: 0.88	Test no: N13
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N13.cpd	

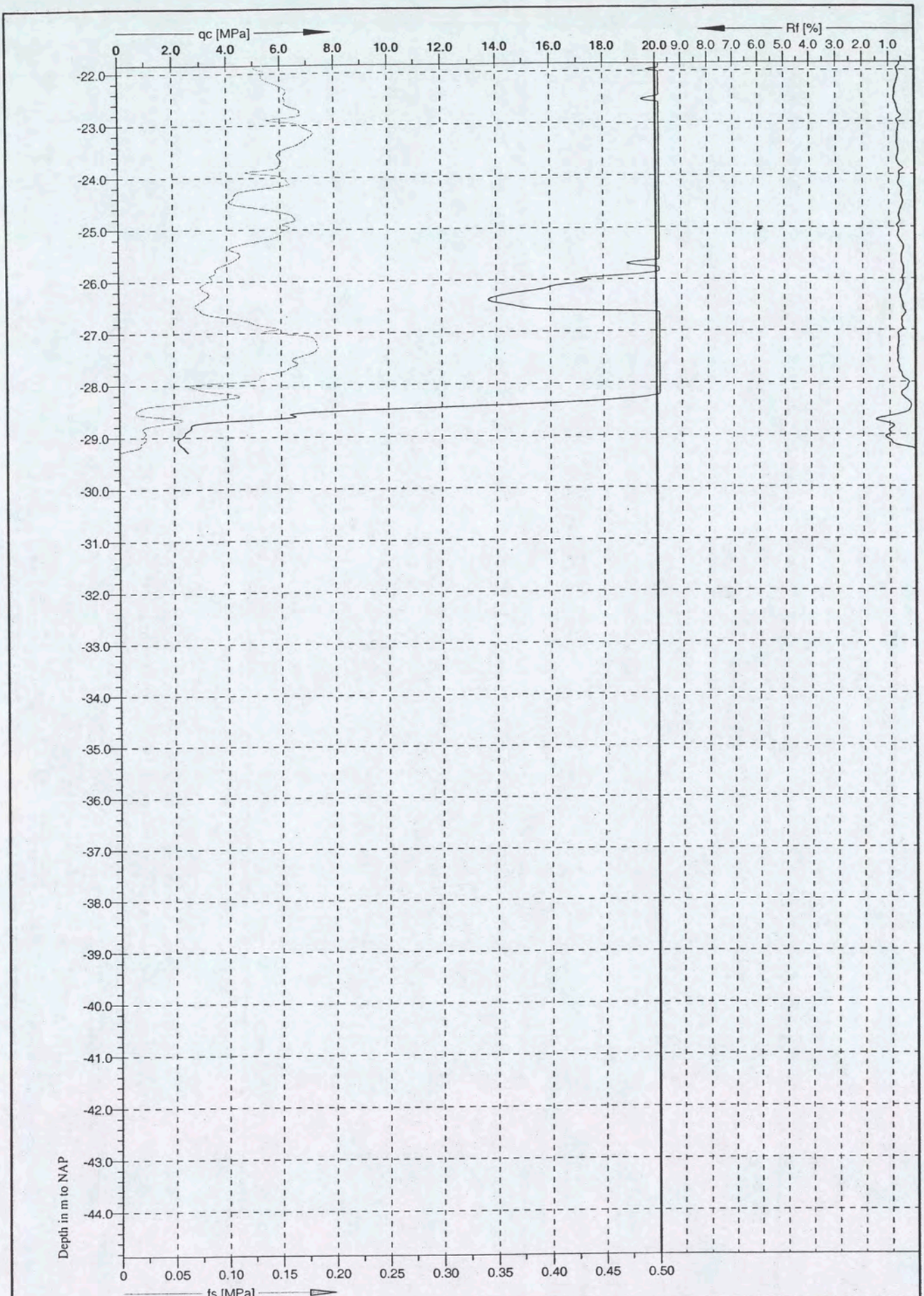


U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Grontmij

Location: Amsterdam	Position: X: 121846.6 m, Y: 489050.4 m	Ground level: 0.85	Test no: N14
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N14.cpd	

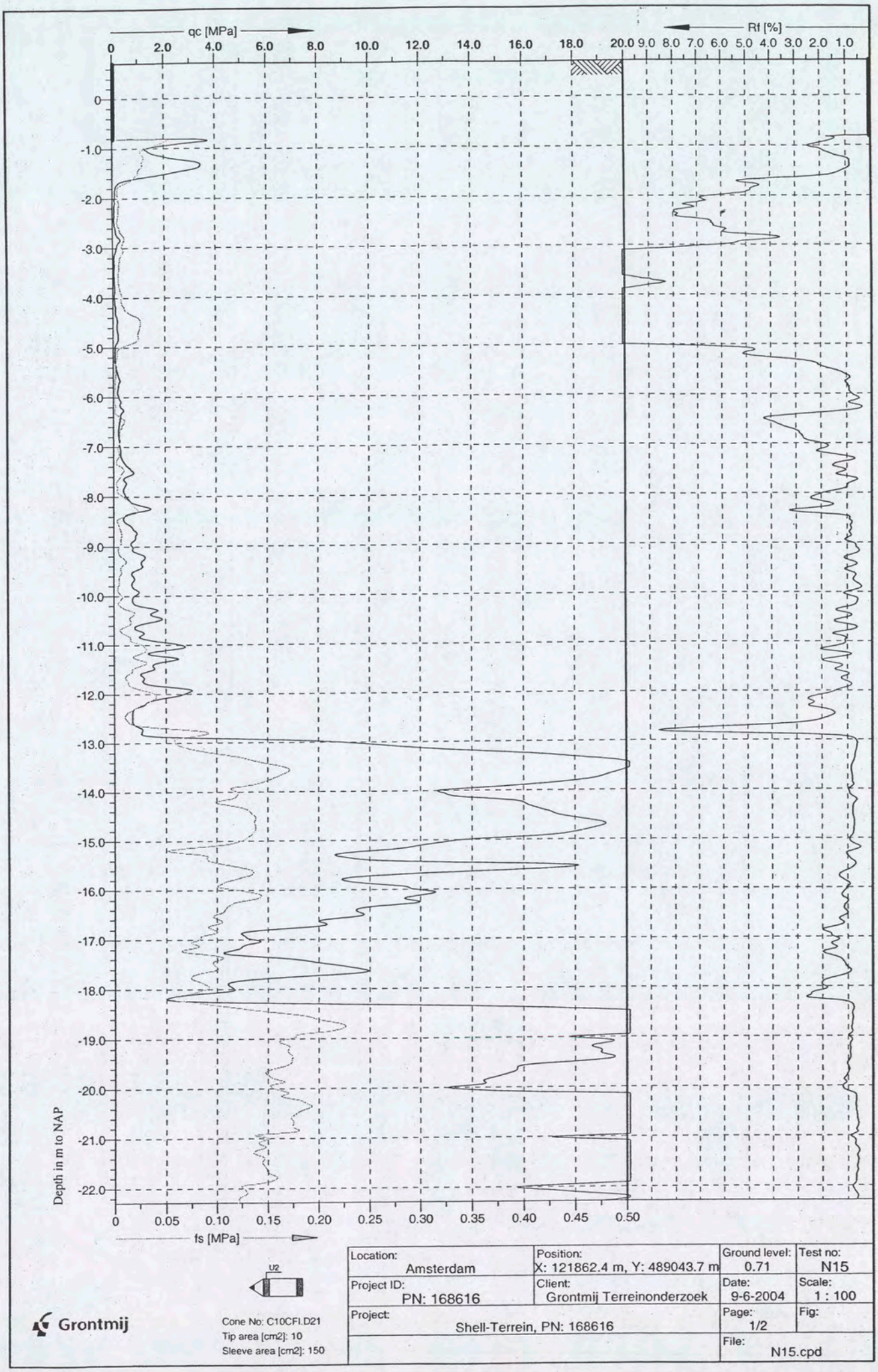


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

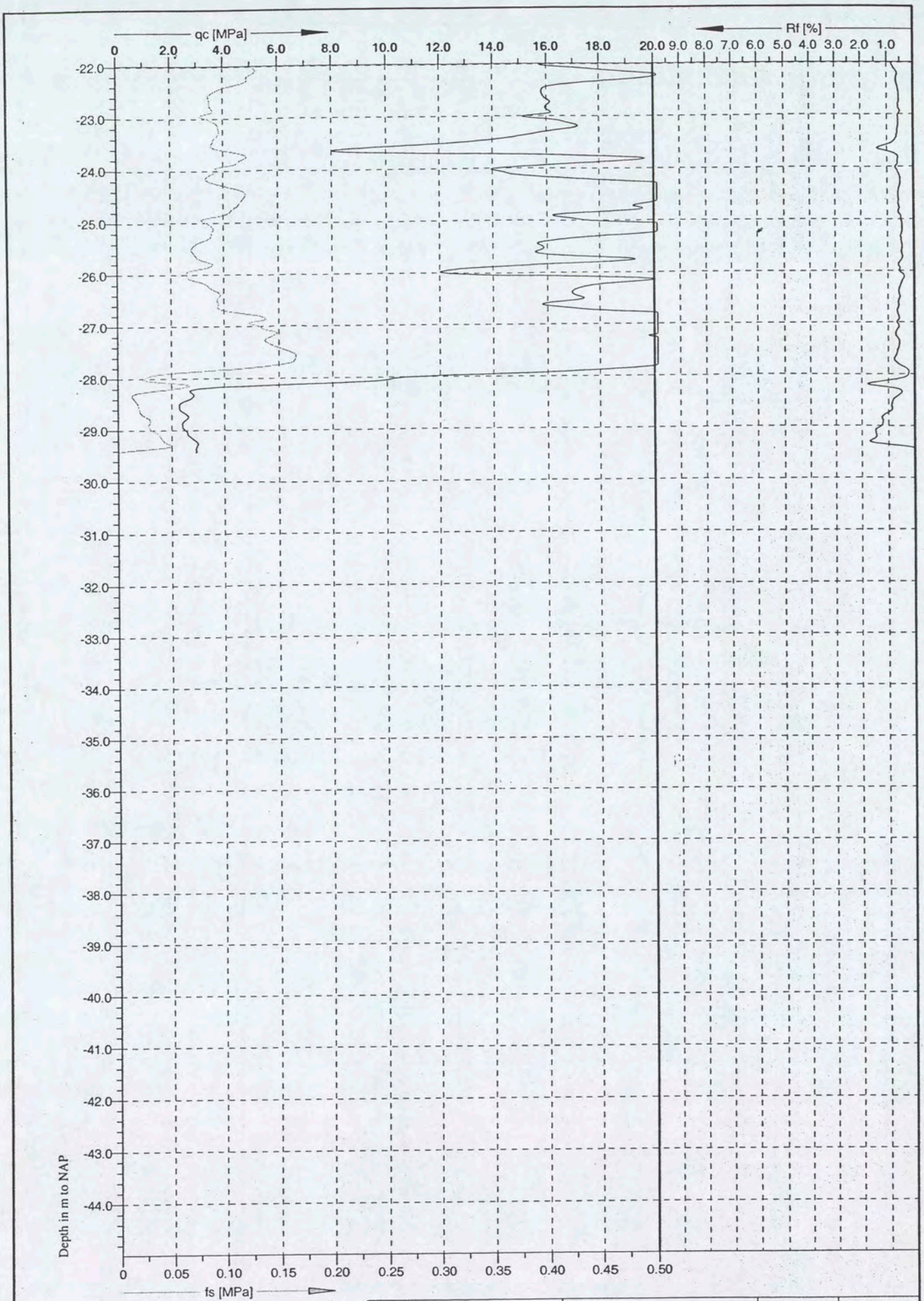
Location: Amsterdam	Position: X: 121846.6 m, Y: 489050.4 m	Ground level: 0.85	Test no: N14	
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100	
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:	
		File: N14.cpd		



Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121862.4 m, Y: 489043.7 m	Ground level: 0.71	Test no: N15
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N15.cpd	

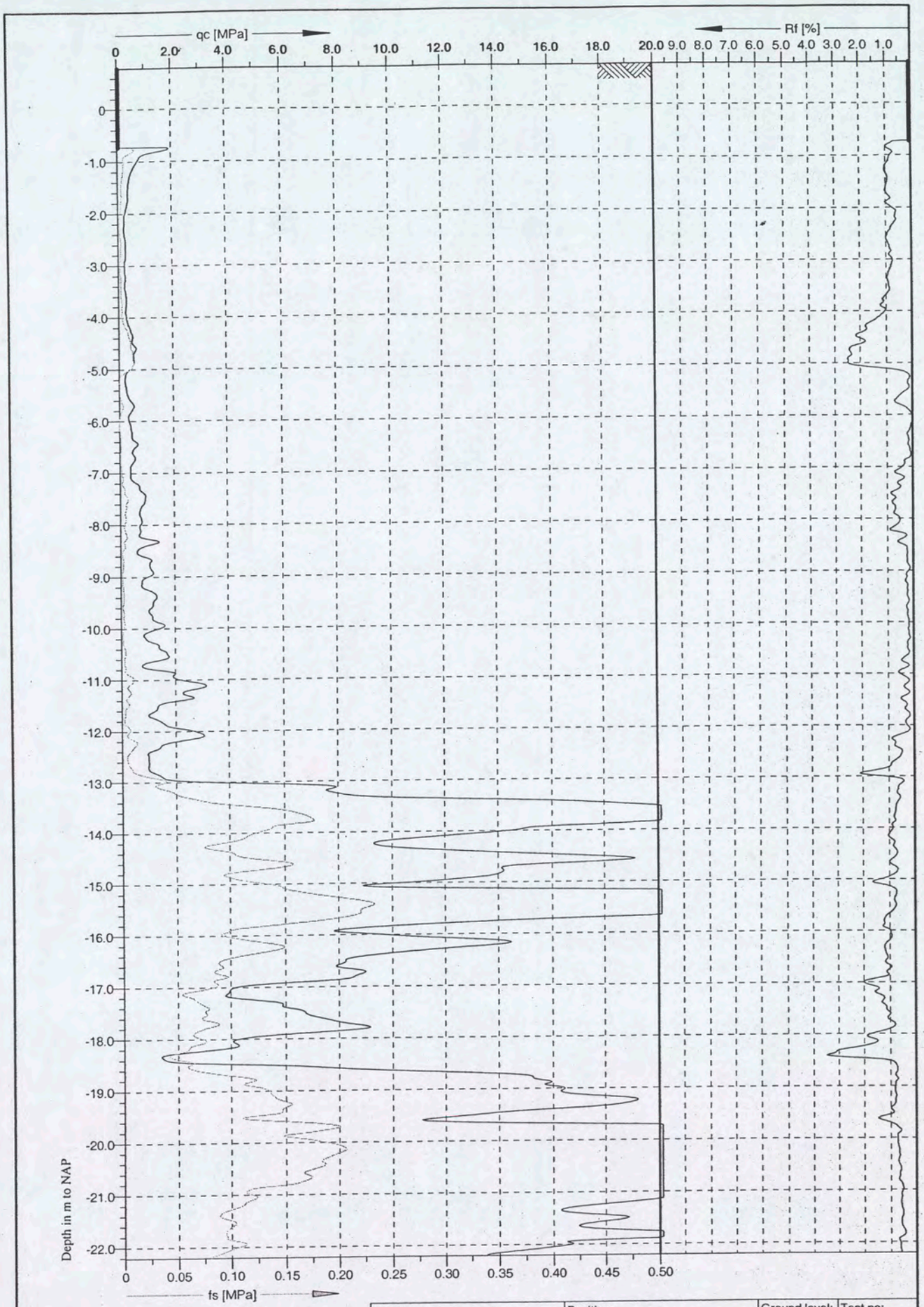


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

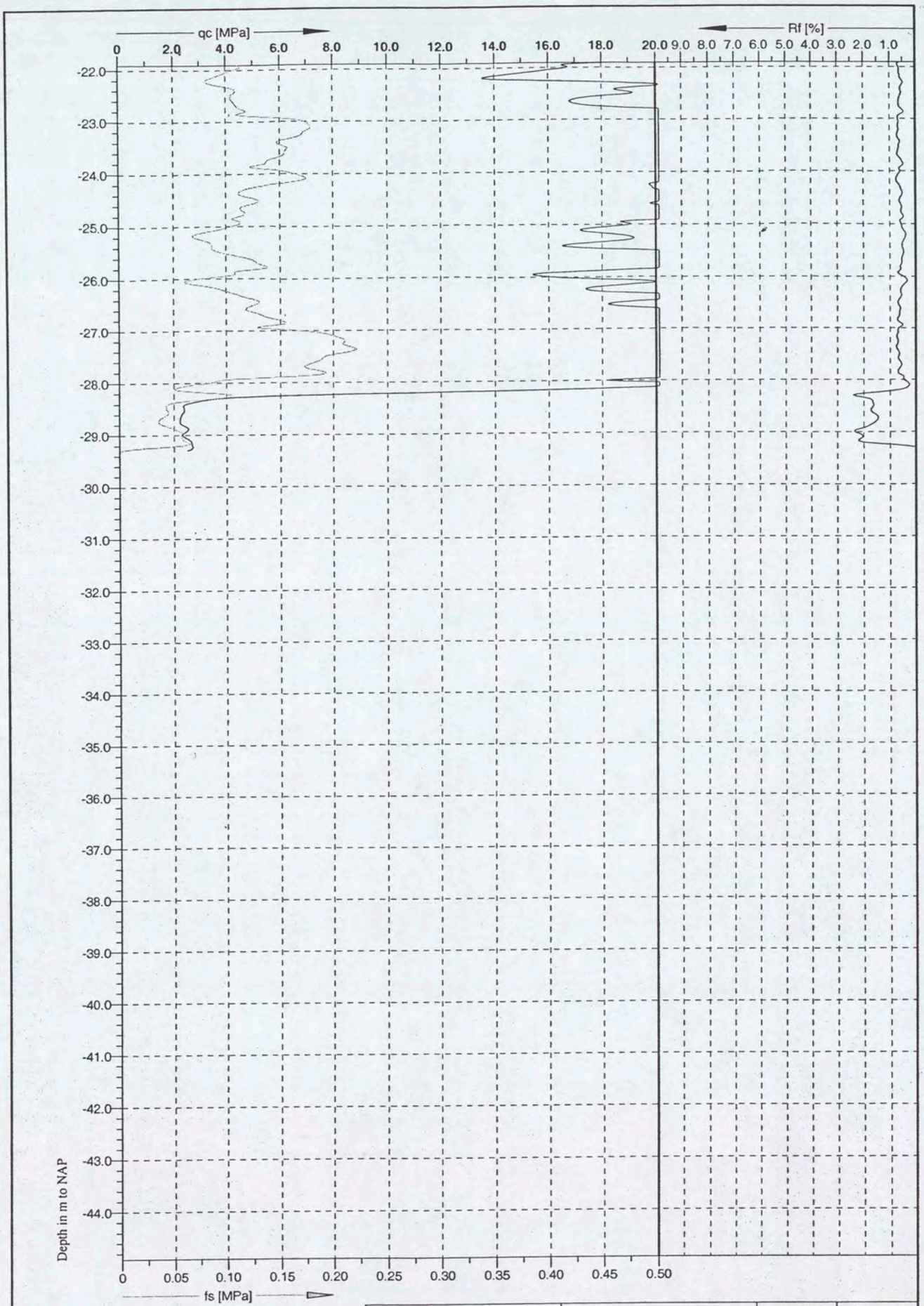
Location: Amsterdam	Position: X: 121862.4 m, Y: 489043.7 m	Ground level: 0.71	Test no: N15
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N15.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121857.1 m, Y: 489063 m	Ground level: 0.79	Test no: N16
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N16.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

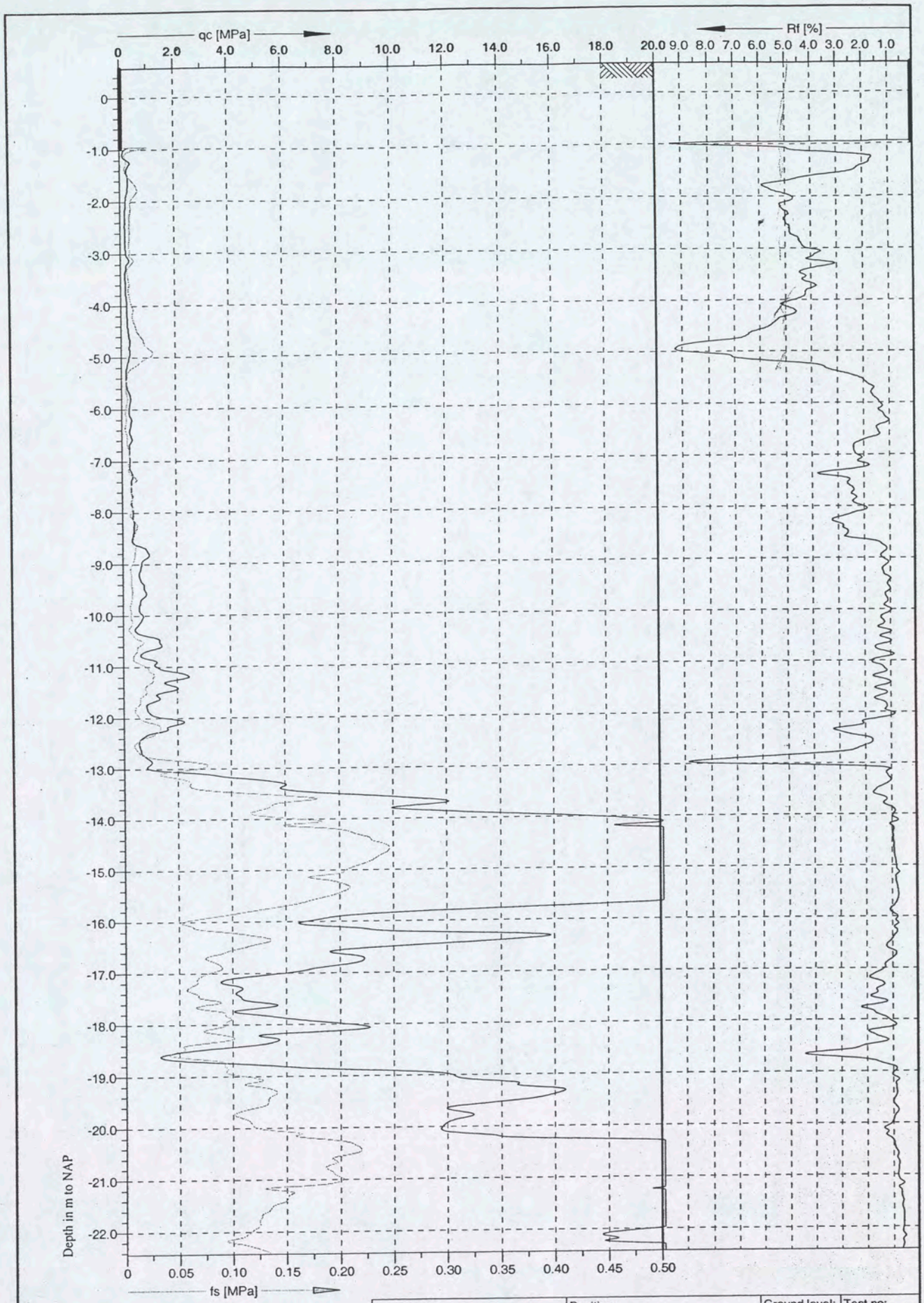


U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121857.1 m, Y: 489063 m		Ground level: 0.79	Test no: N16
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek		Date: 8-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616			Page: 2/2	Fig:
			File: N16.cpd	

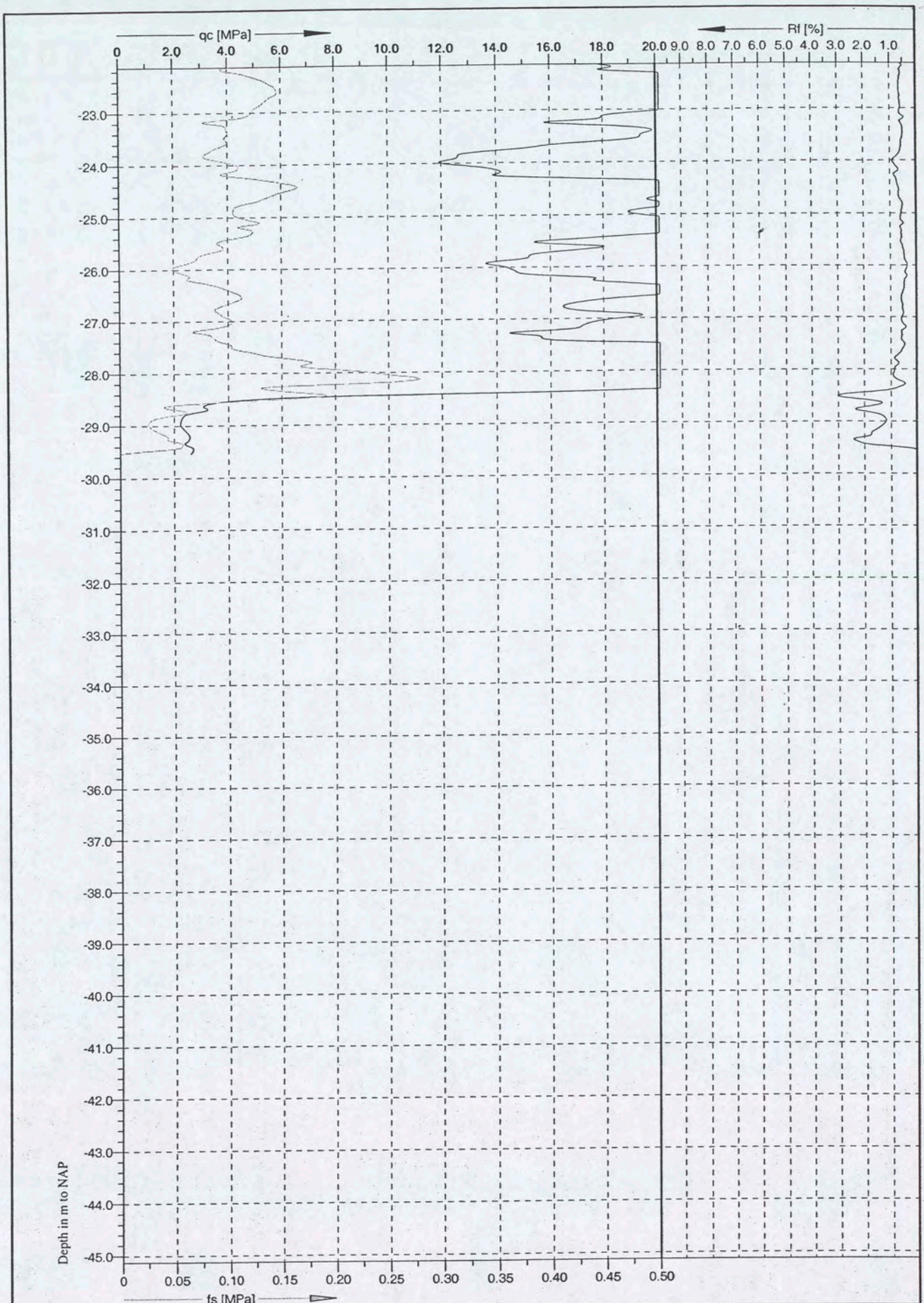


Location: Amsterdam	Position: X: 121799.6 m, Y: 489085.6 m	Ground level: 0.57	Test no: N18
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N18.cpd	

Grontmij

U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

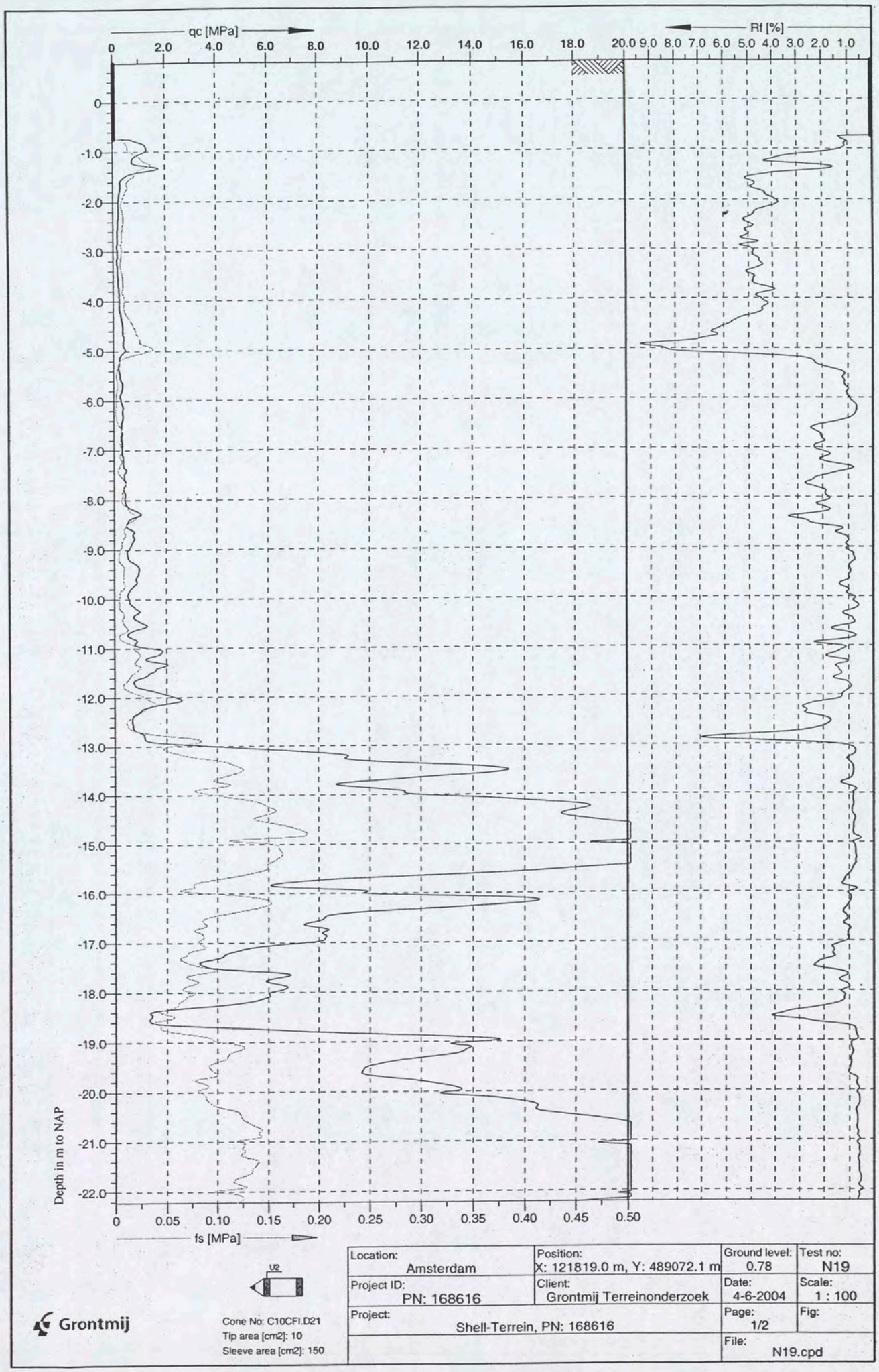


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

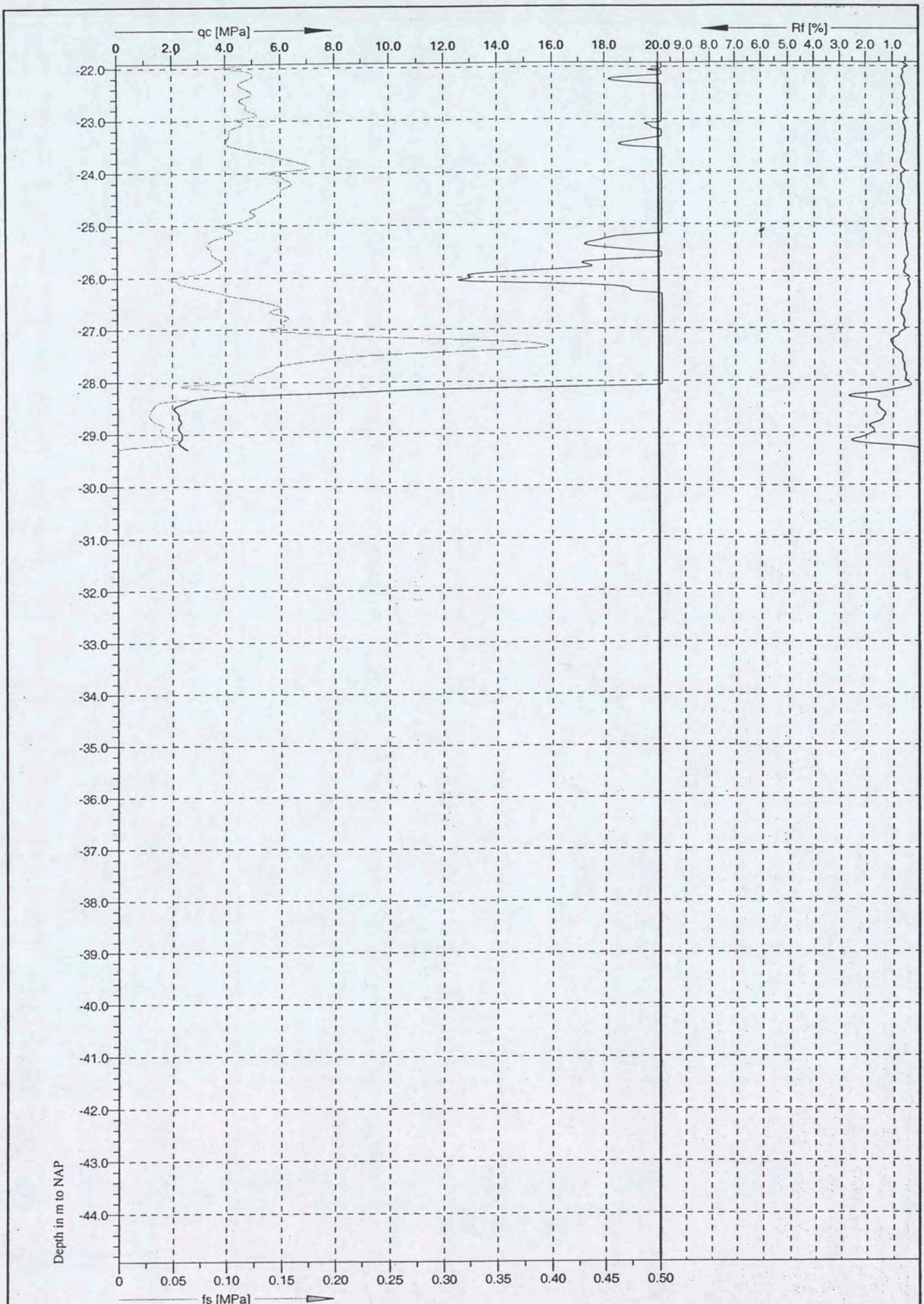
Location: Amsterdam	Position: X: 121799.6 m, Y: 489085.6 m	Ground level: 0.57	Test no: N18
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N18.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121819.0 m, Y: 489072.1 m	Ground level: 0.78	Test no: N19
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N19.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

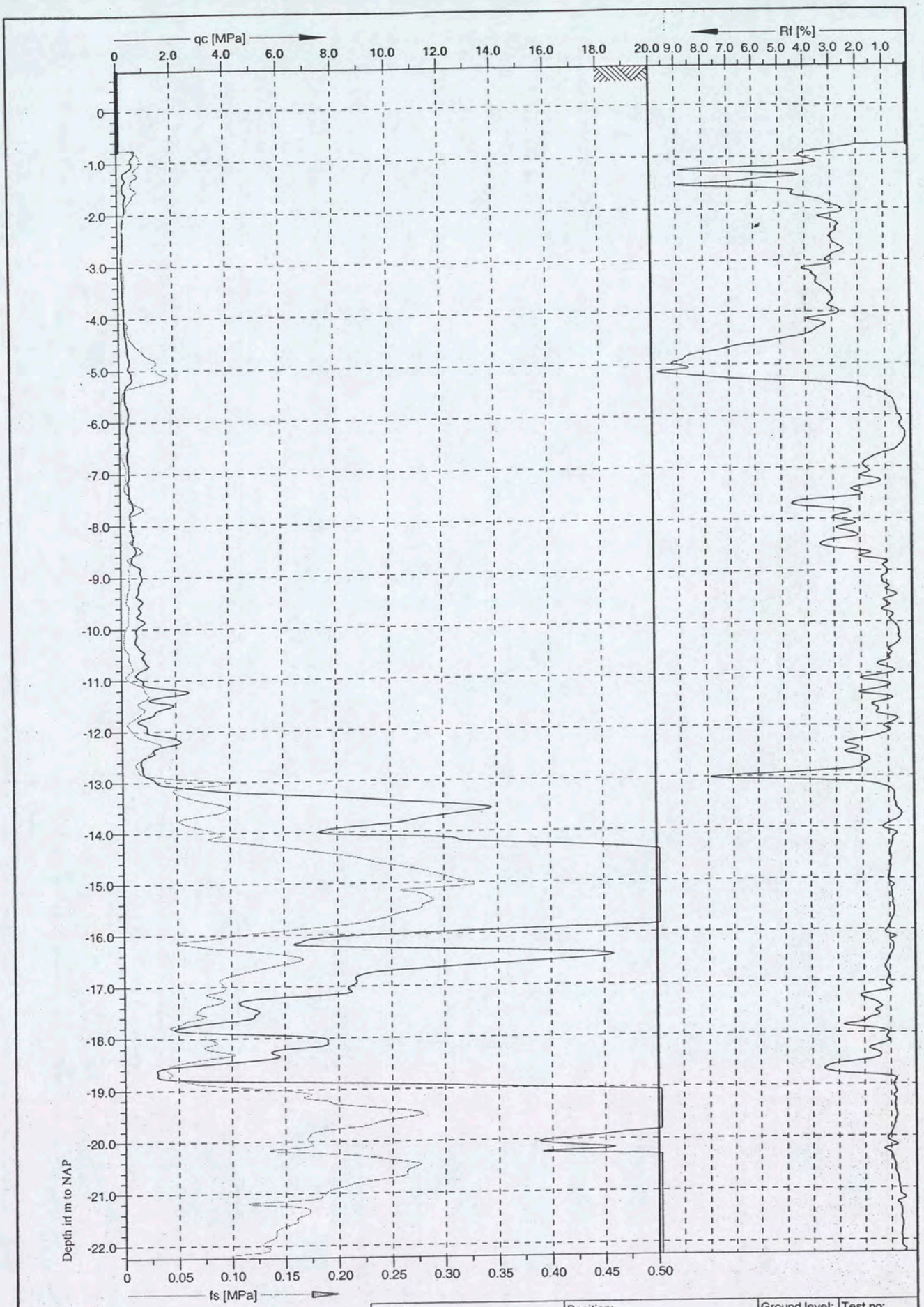


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121819.0 m, Y: 489072.1 m	Ground level: 0.78	Test no: N19
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N19.cpd	

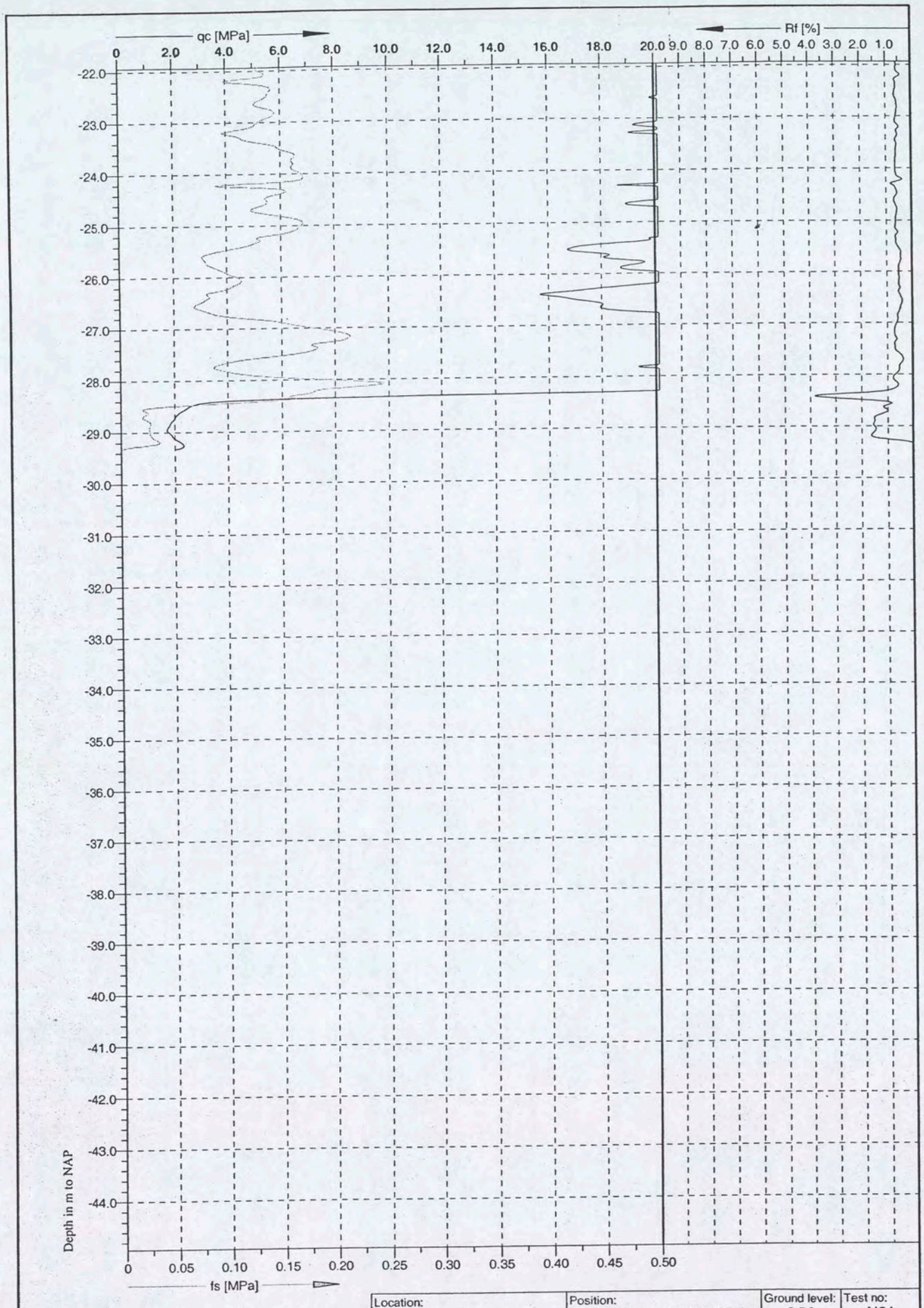


Location: Amsterdam	Position: X: 121830.5 m, Y: 489095.4 m	Ground level: 0.76	Test no: N21
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N21.cpd	

U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

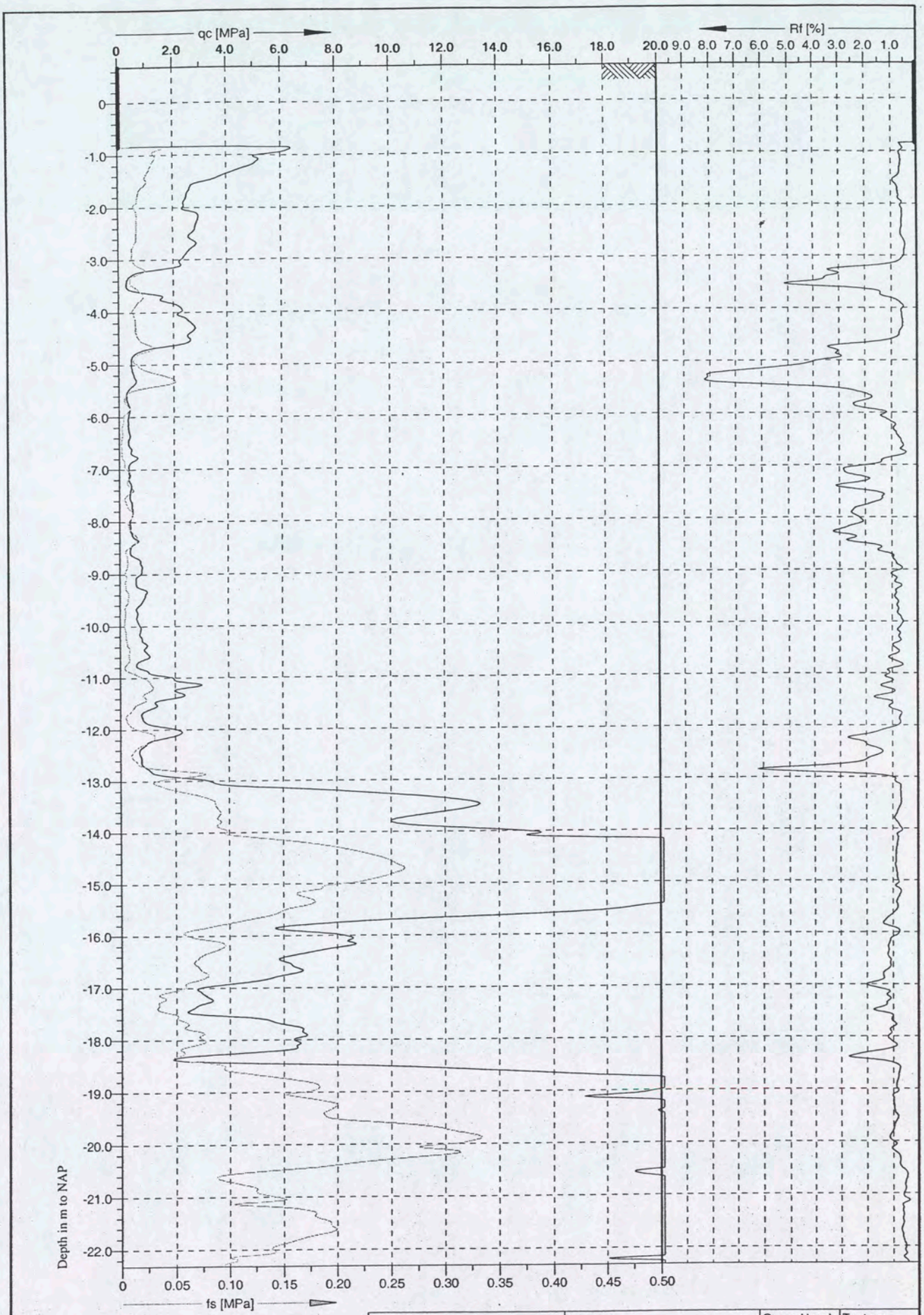


Location: Amsterdam	Position: X: 121830.5 m, Y: 489095.4 m	Ground level: 0.76	Test no: N21
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N21.cpd	

U2

Grontmij

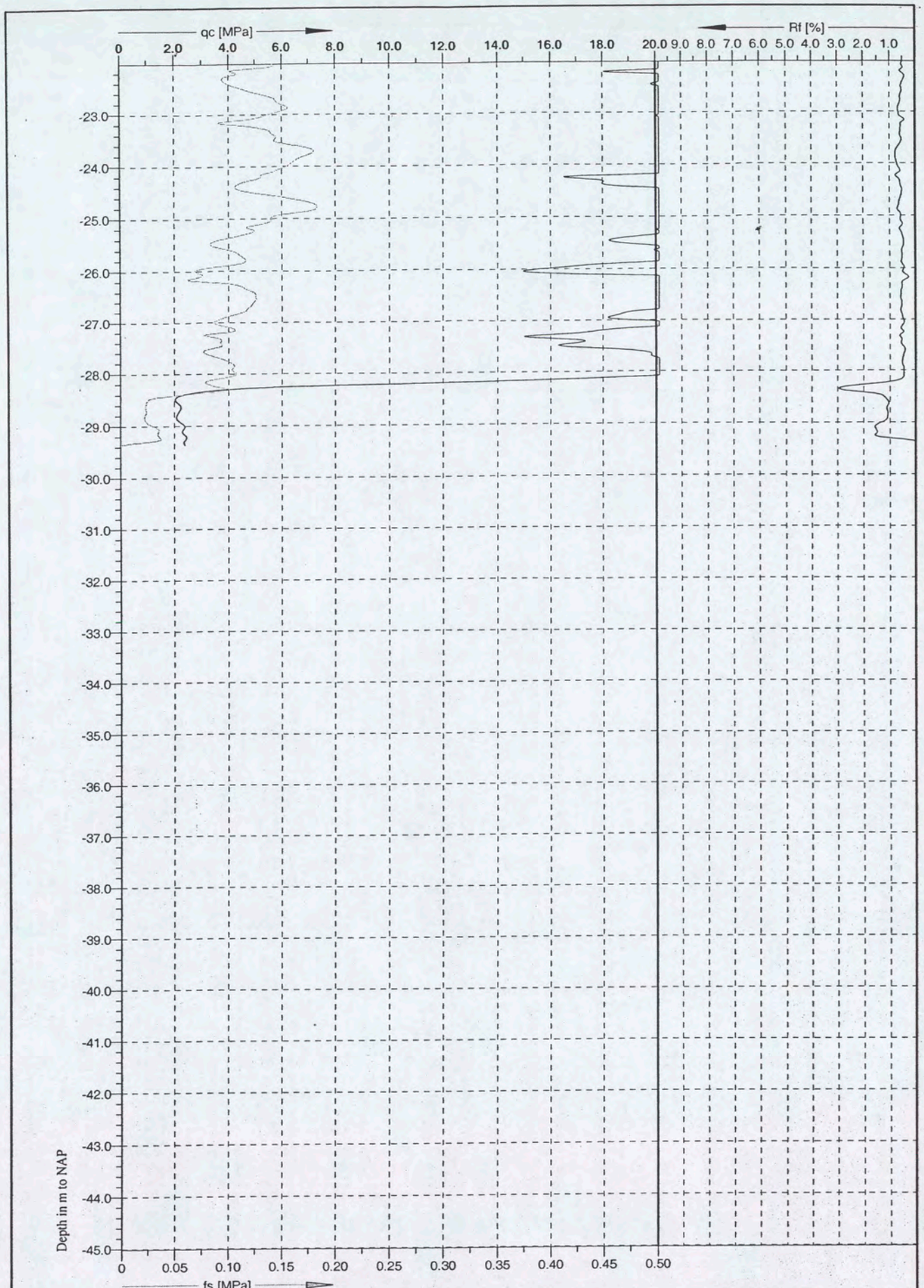
Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150



Location: Amsterdam	Position: X: 121854.2 m, Y: 489082.9 m	Ground level: 0.68	Test no: N22
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N22.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

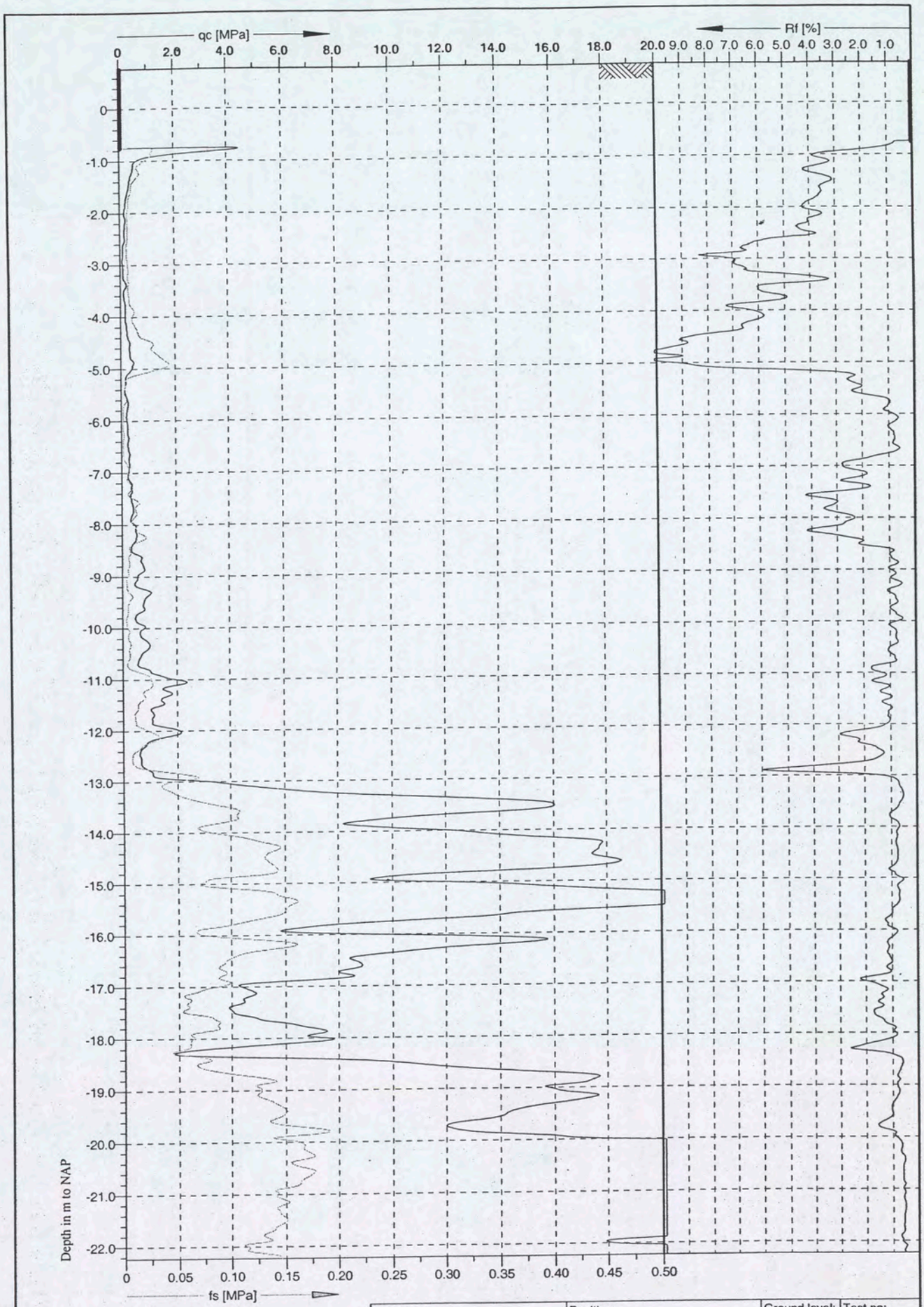


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

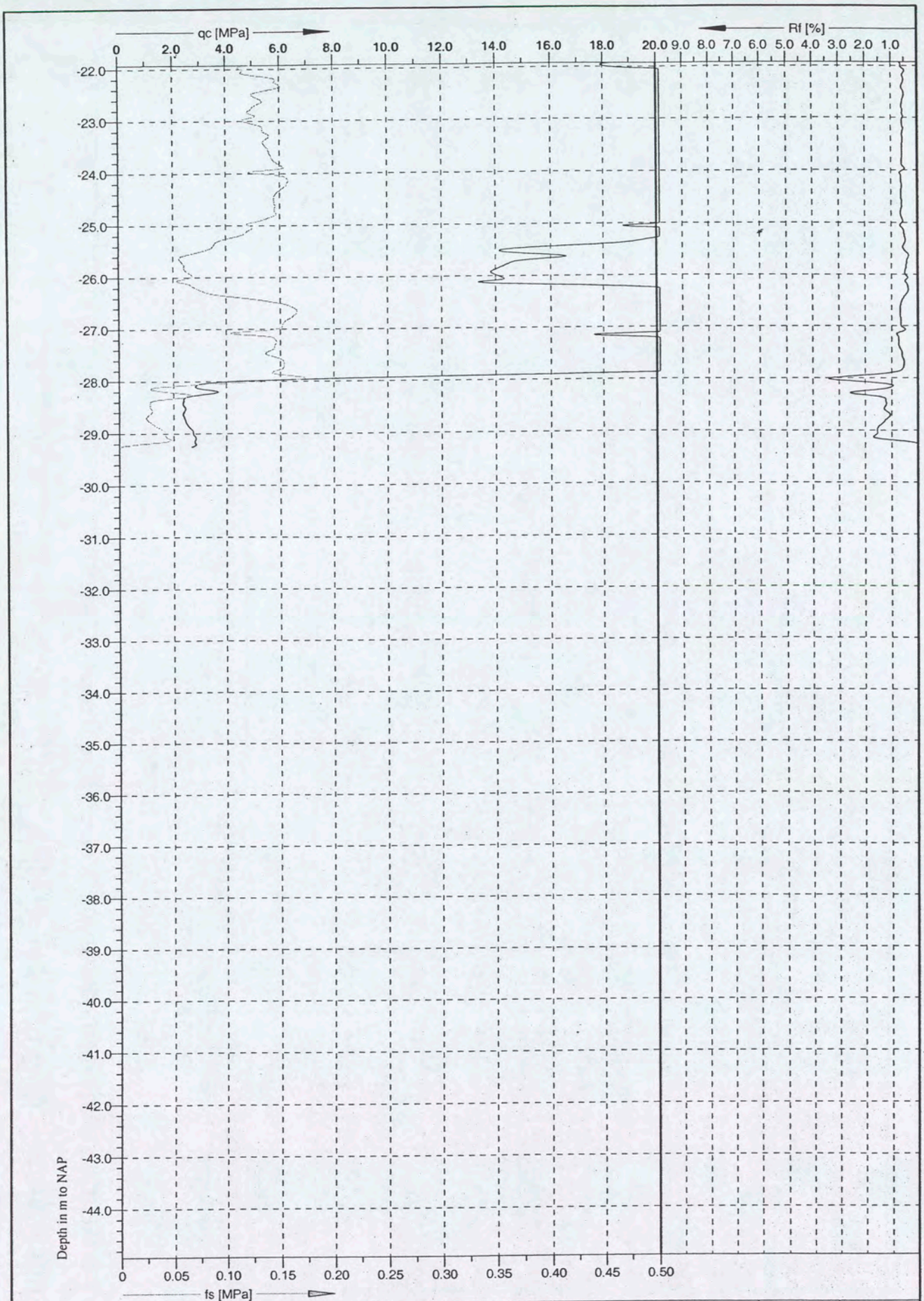
Location: Amsterdam	Position: X: 121854.2 m, Y: 489082.9 m	Ground level: 0.68	Test no: N22
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N22.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121848.9 m, Y: 489101 m	Ground level: 0.77	Test no: N23	
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100	
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:	
		File: N23.cpd		

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

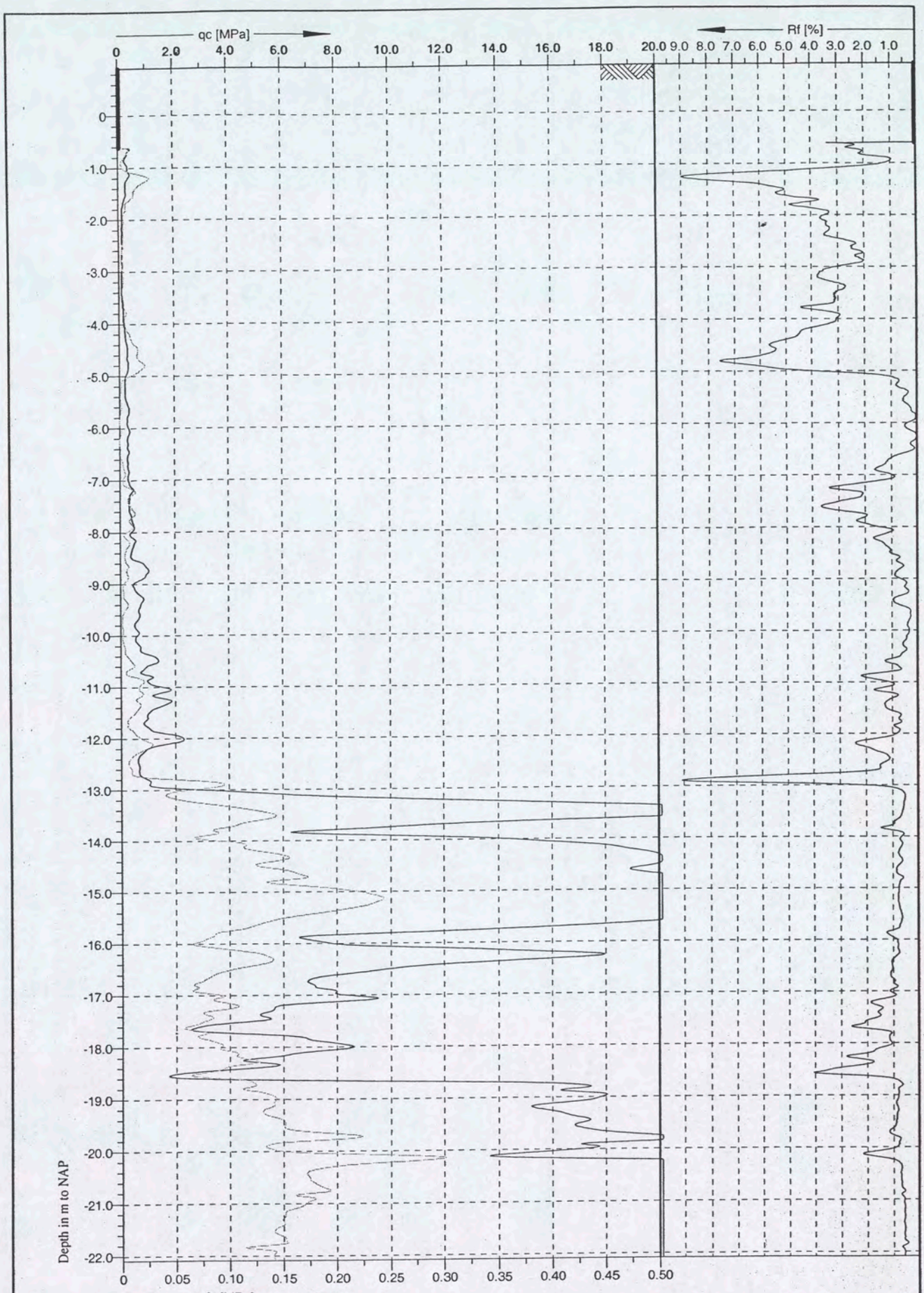


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

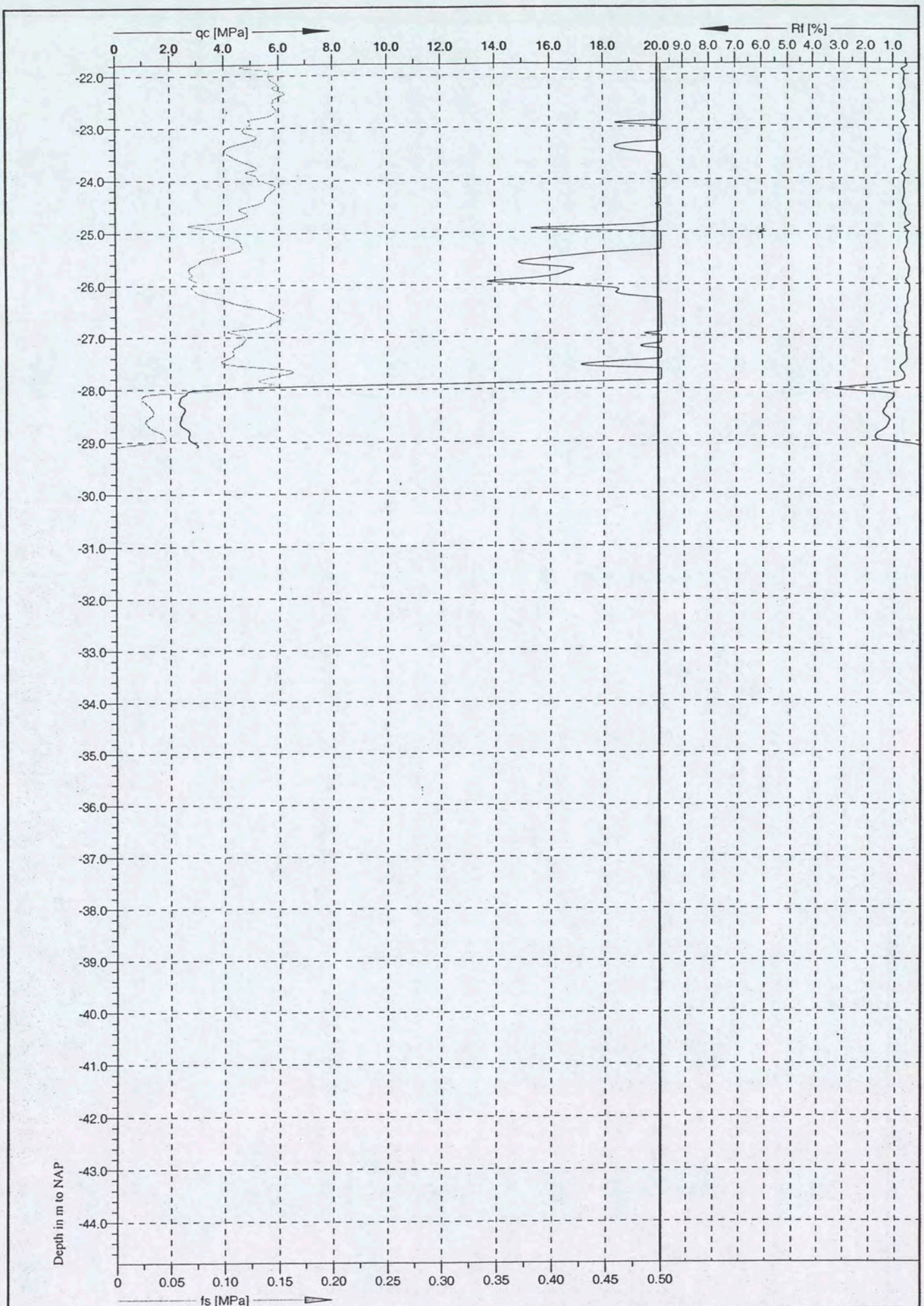
Location: Amsterdam	Position: X: 121848.9 m, Y: 489101 m	Ground level: 0.77	Test no: N23
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 9-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell -Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N23.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121815.1 m, Y: 489112.5 m	Ground level: 0.91	Test no: N24
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N24.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

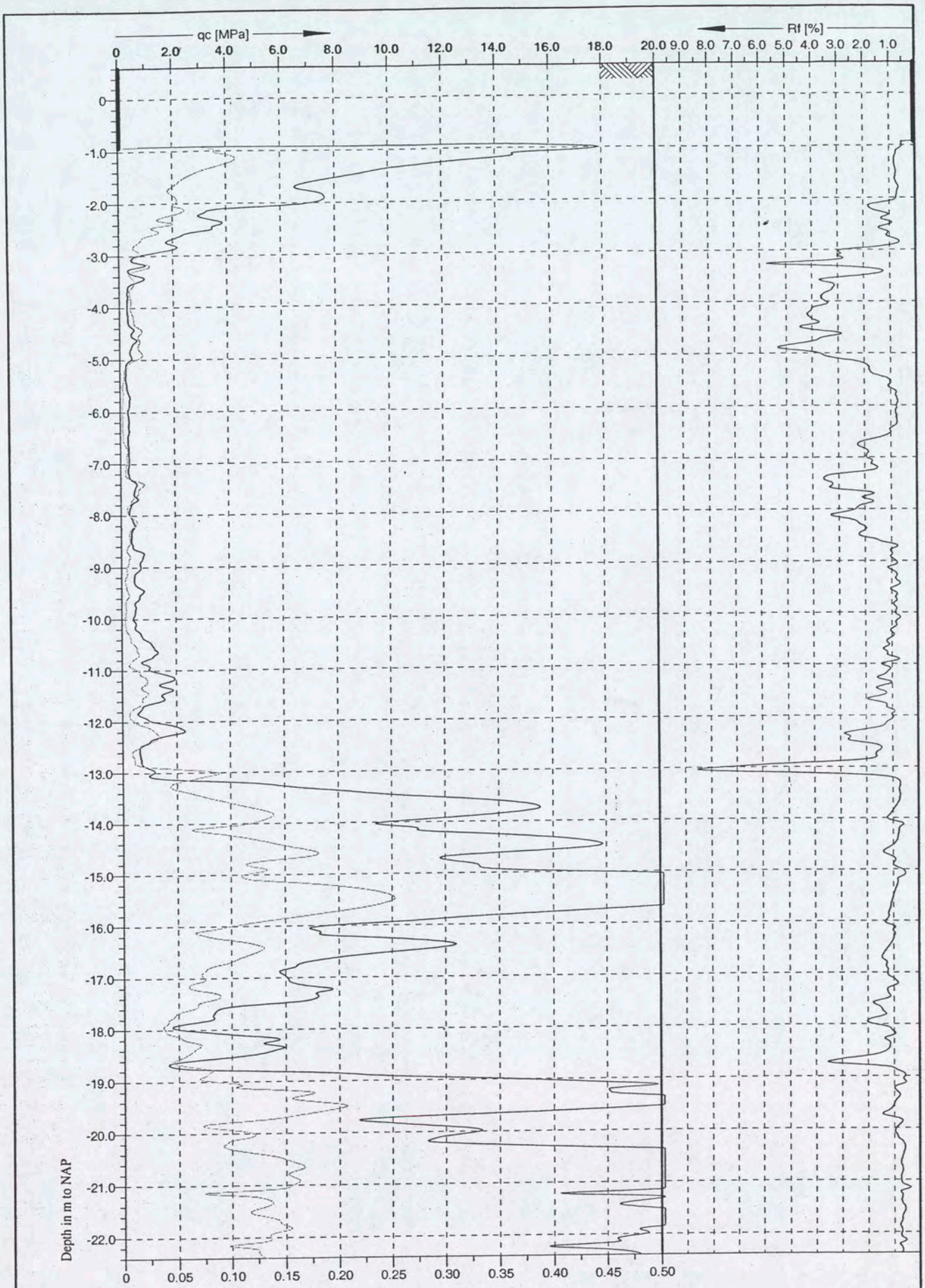


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

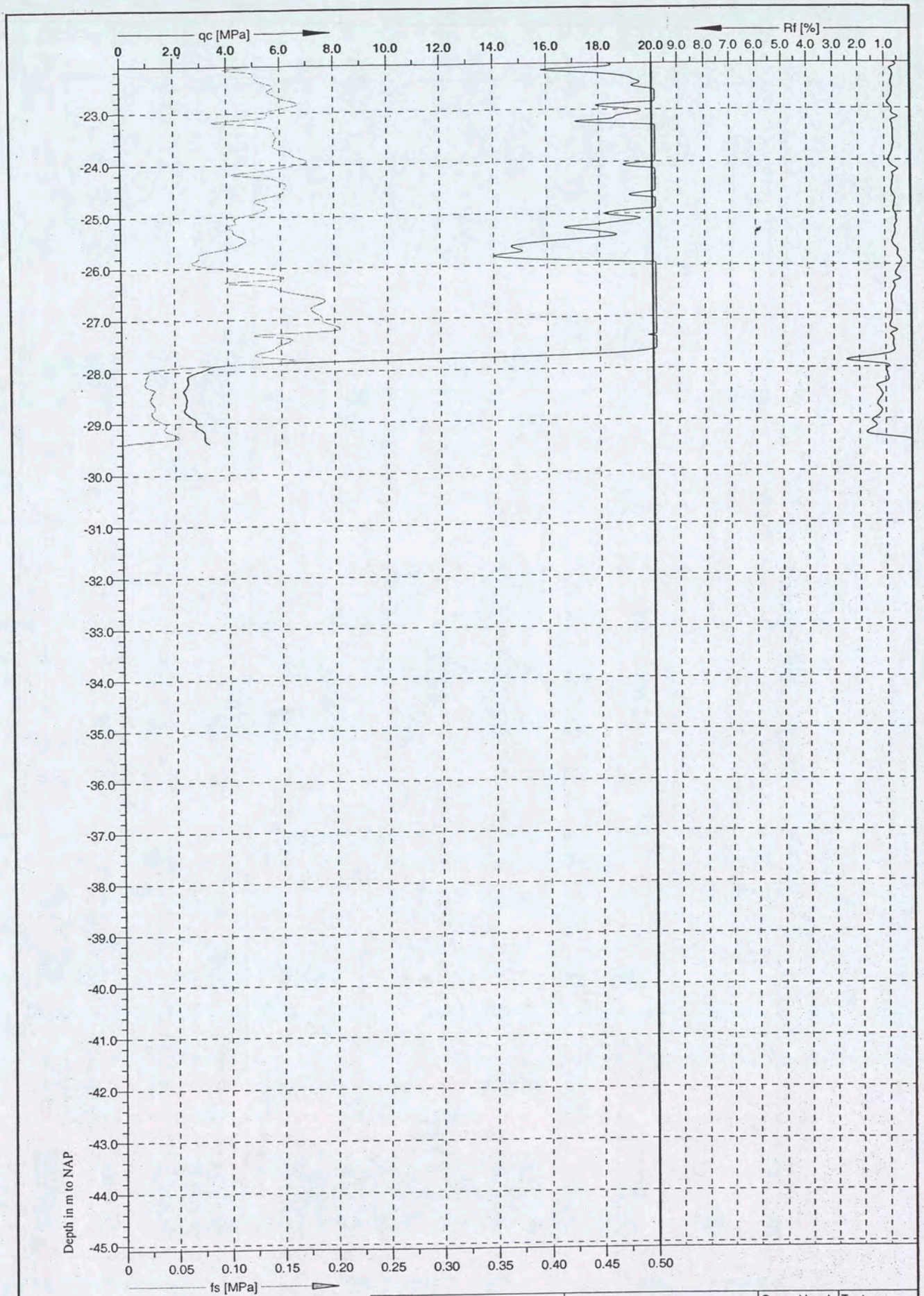
Location: Amsterdam	Position: X: 121815.1 m, Y: 489112.5 m	Ground level: 0.91	Test no: N24
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N24.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121809.1 m, Y: 489130.3 m	Ground level: 0.60	Test no: N25
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N25.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFIP.589
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

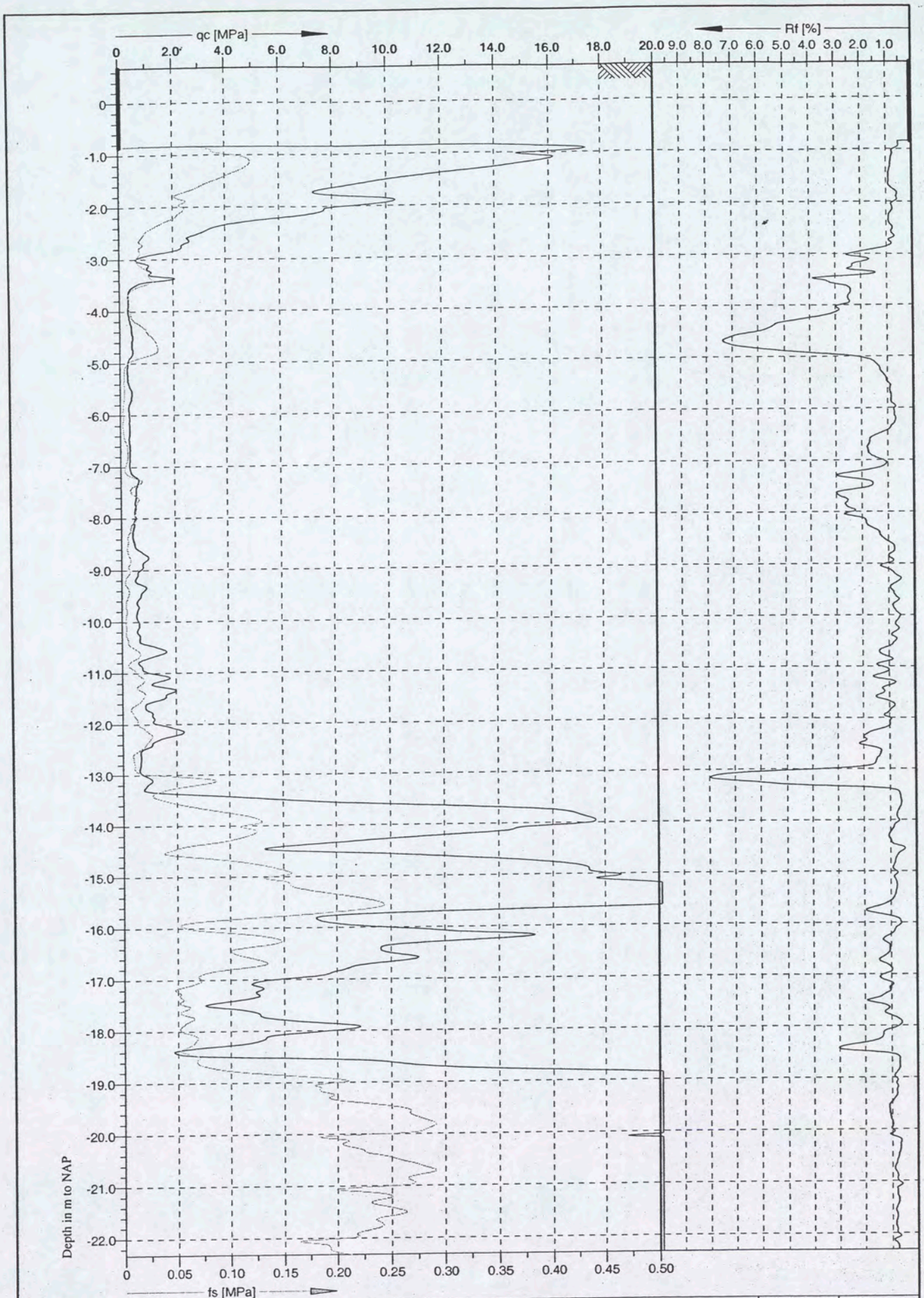


U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.589
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121809.1 m, Y: 489130.3 m	Ground level: 0.60	Test no: N25
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N25.cpd	

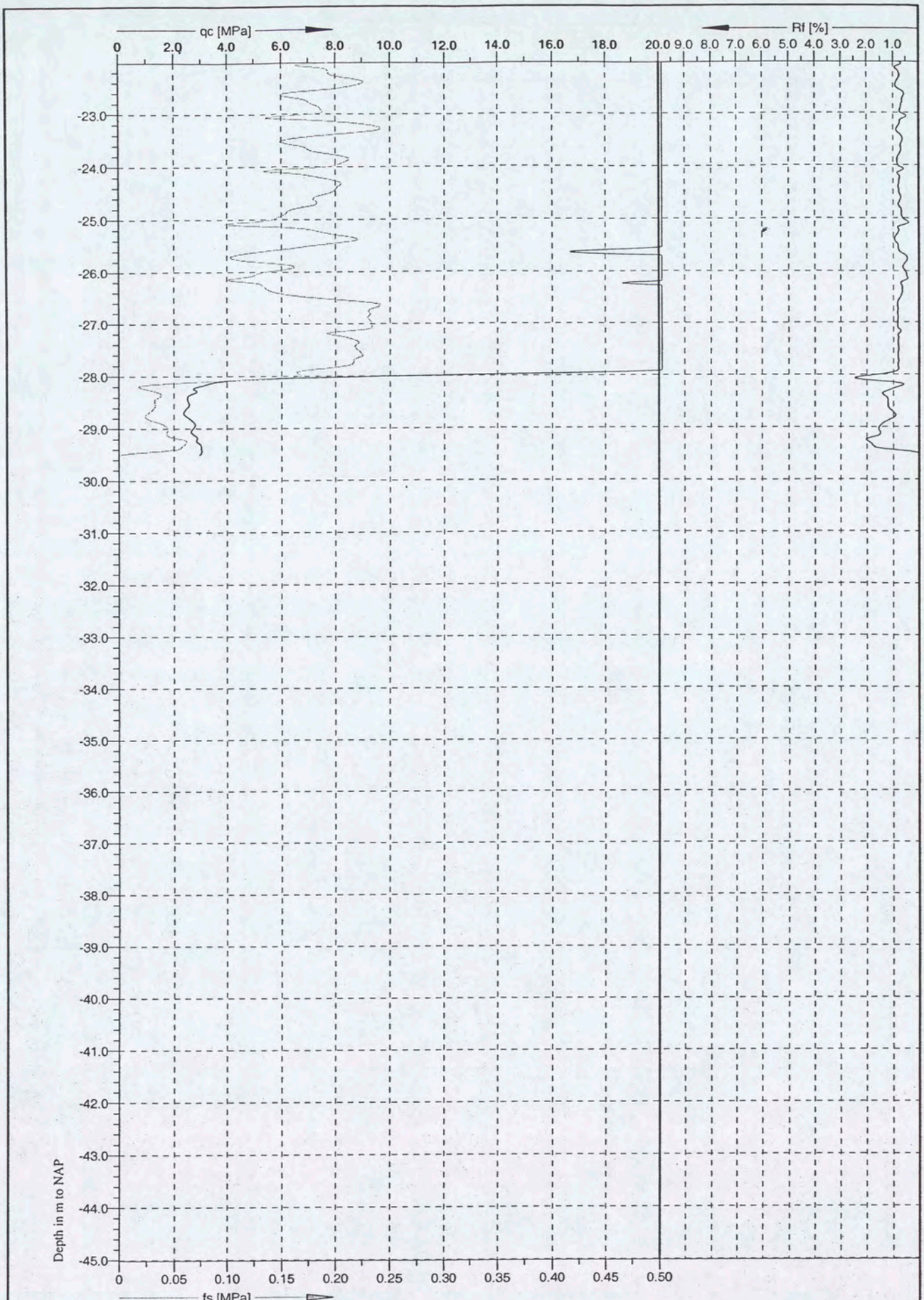


Location: Amsterdam	Position: X: 121840.6 m, Y: 489139.8 m	Ground level: 0.68	Test no: N28
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N28.cpd	

U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.589
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

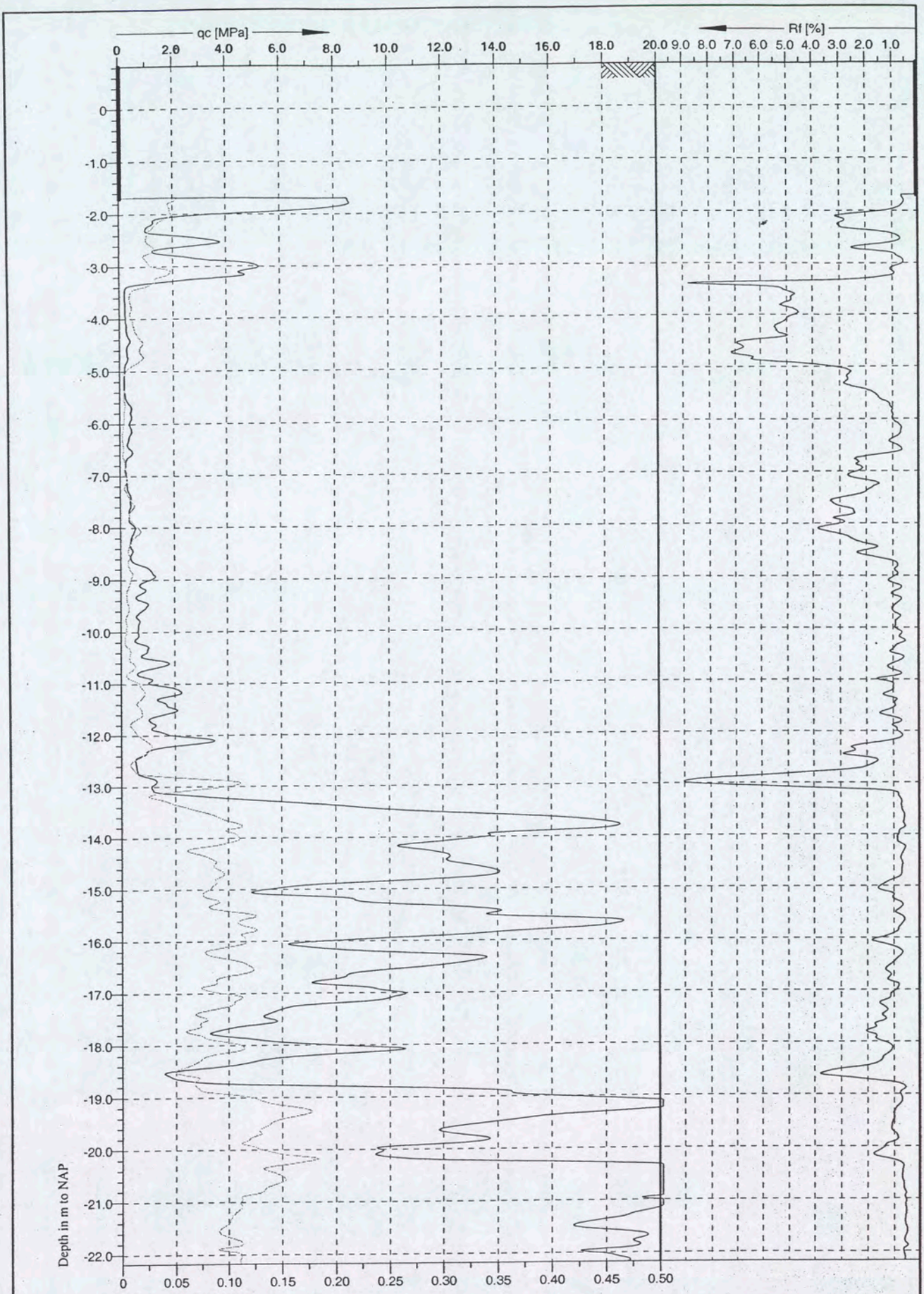


U2

Grontmij

Cone No: C10CFIP.589
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121840.6 m, Y: 489139.8 m	Ground level: 0.68	Test no: N28
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 4-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N28.cpd	

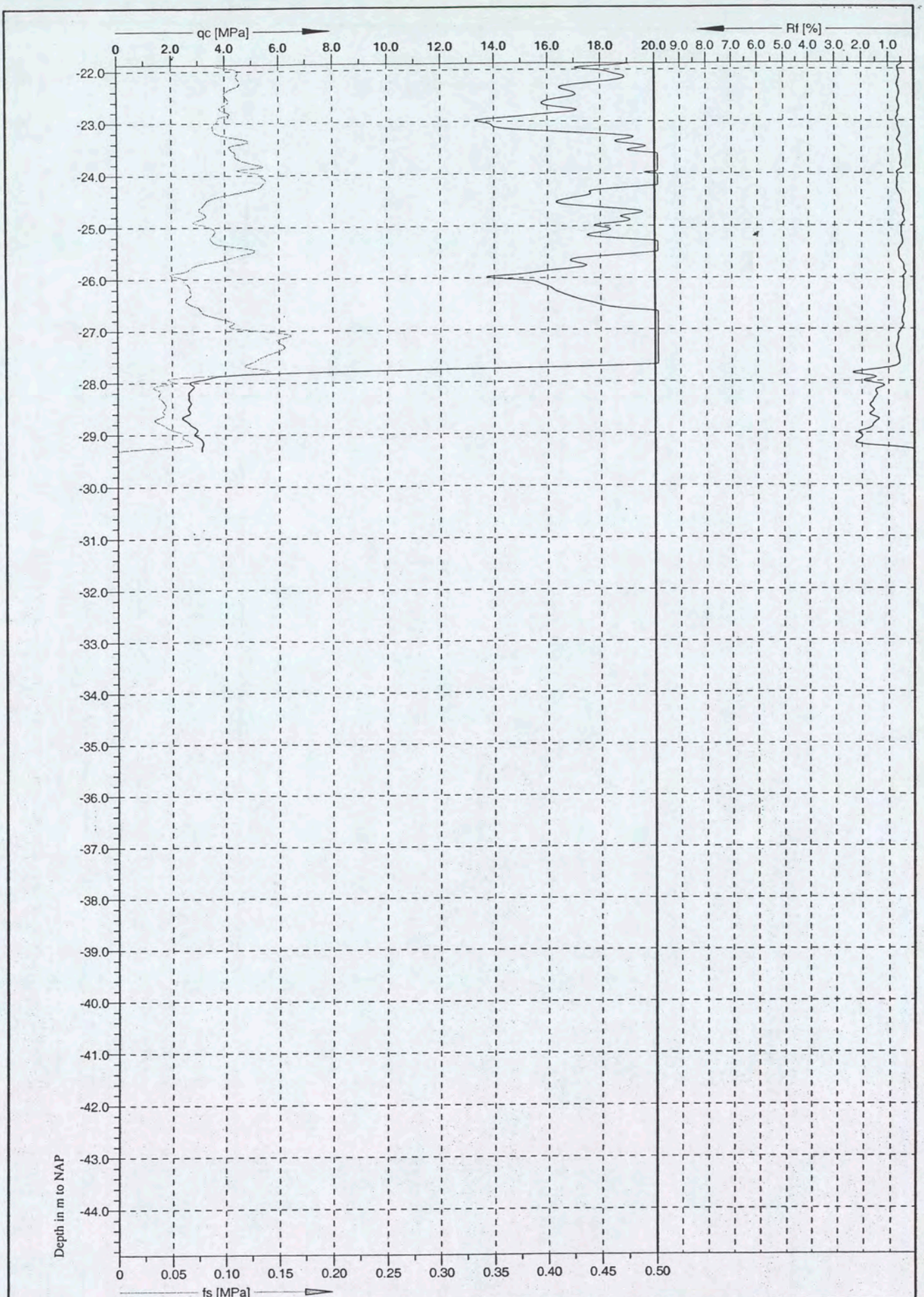


U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Grontmij

Location: Amsterdam	Position: X: 121794.4 m, Y: 489147.6 m	Ground level: 0.82	Test no: N31
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 15-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N31.cpd	

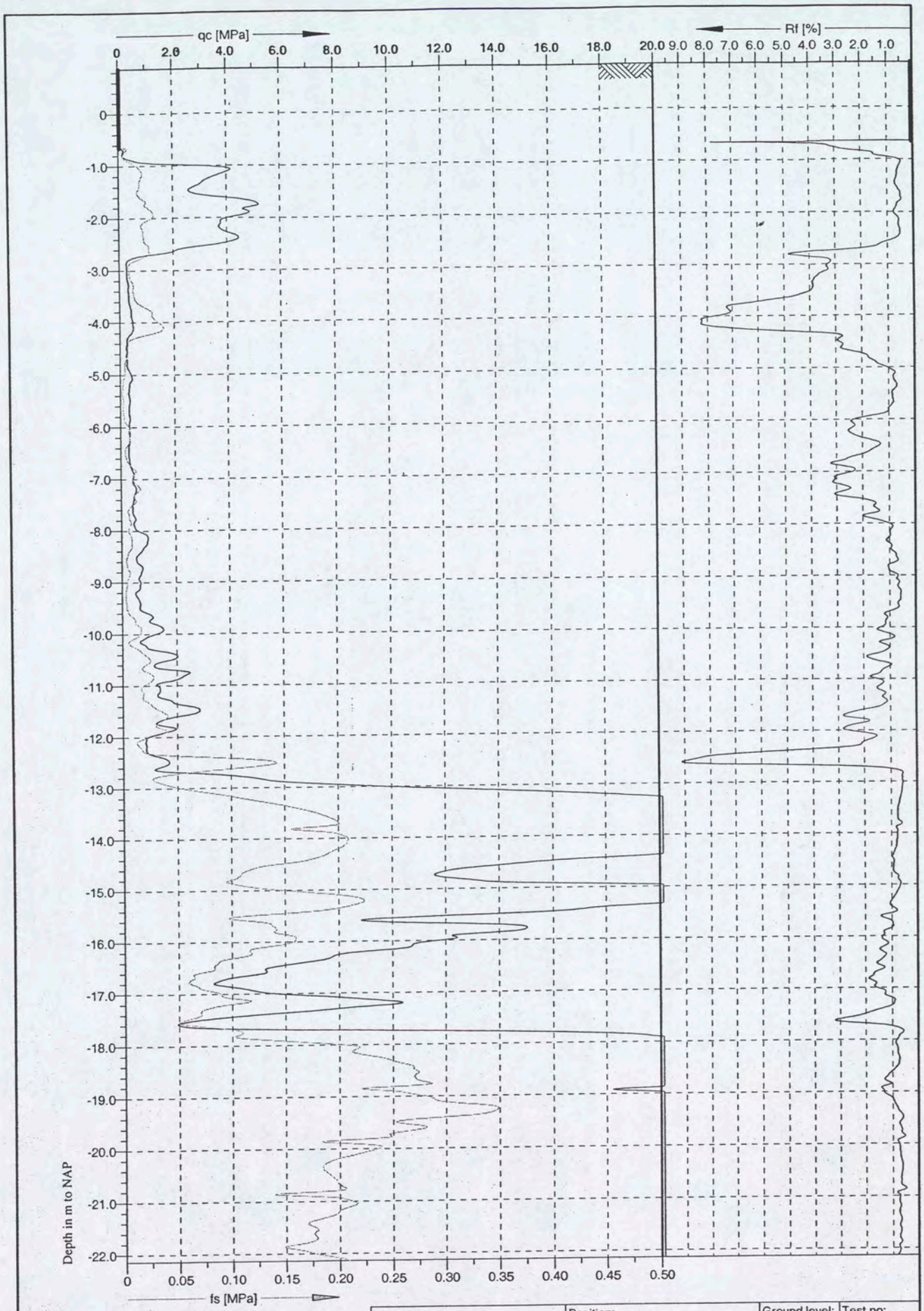


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

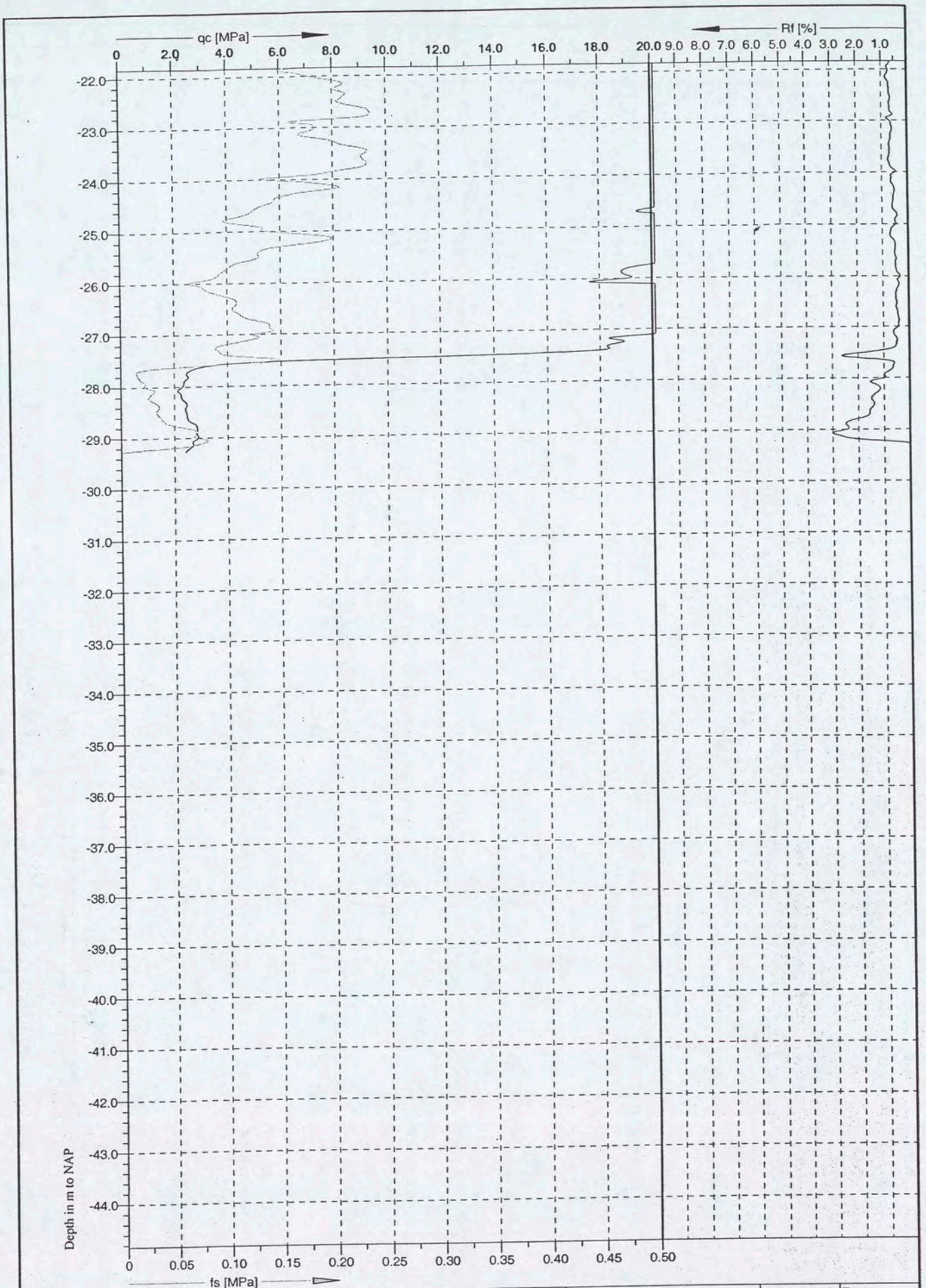
Location: Amsterdam	Position: X: 121794.4 m, Y: 489147.6 m	Ground level: 0.82	Test no: N31	
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 15-6-2004	Scale: 1 : 100	
Project: Shell, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:	
		File: N31.cpd		



Location: Amsterdam	Position: X: 121805.8 m, Y: 489162.4 m	Ground level: 0.86	Test no: N32
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 15-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N32.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

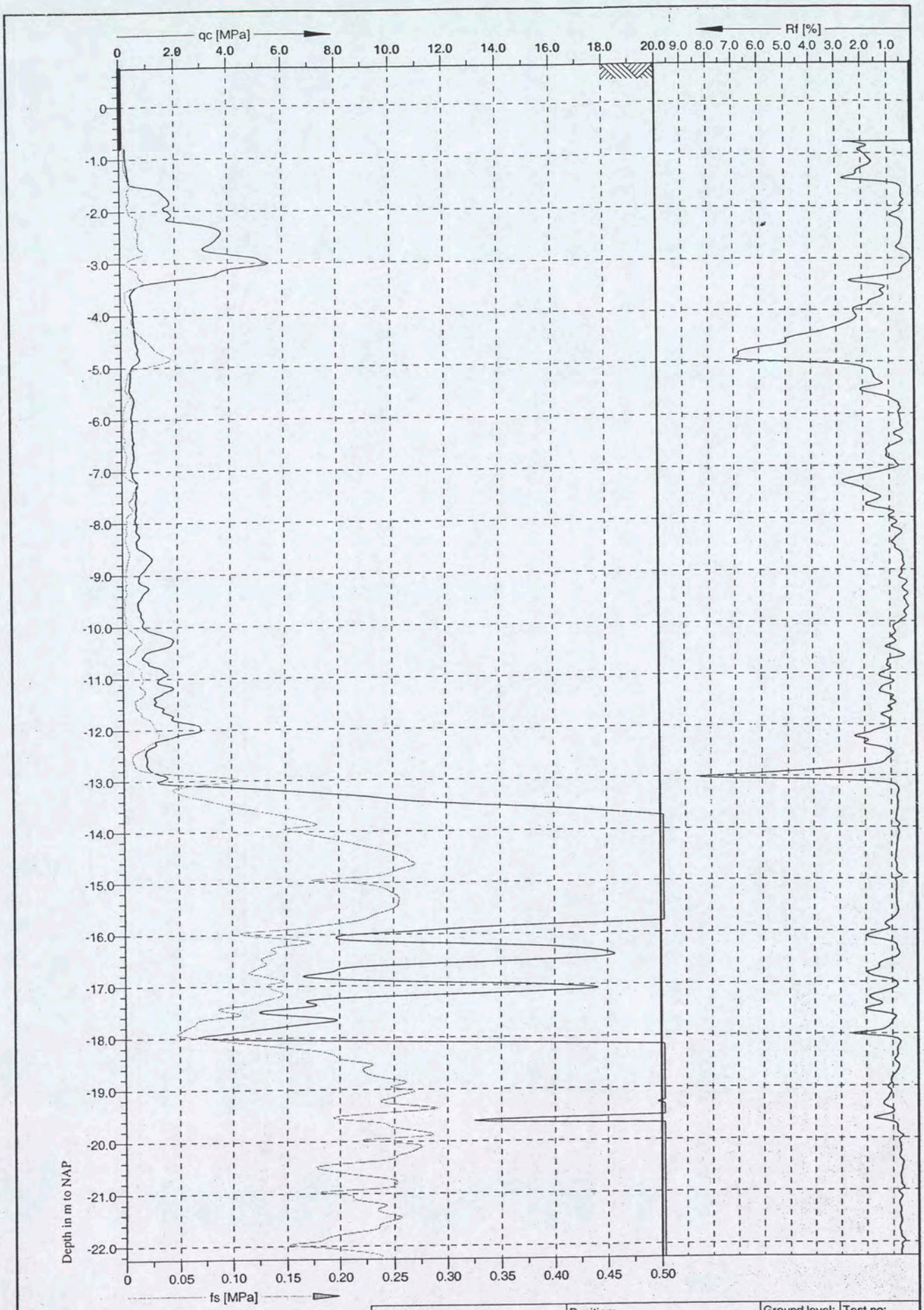


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

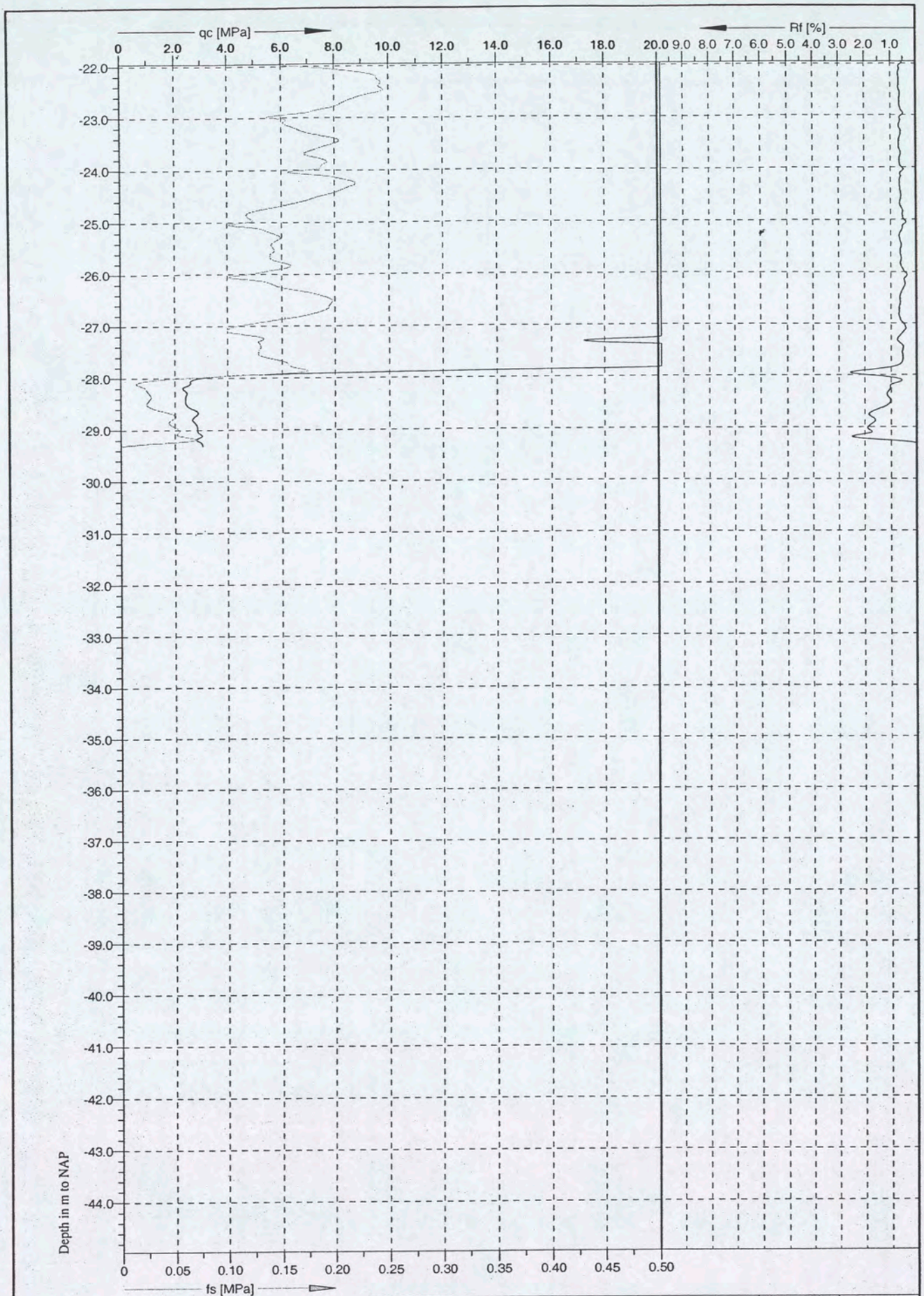
Location: Amsterdam	Position: X: 121805.8 m, Y: 489162.4 m	Ground level: 0.86	Test no: N32
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 15-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N32.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121836.1 m, Y: 489159.5 m	Ground level: 0.740	Test no: N34
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 28-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell - Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N34.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

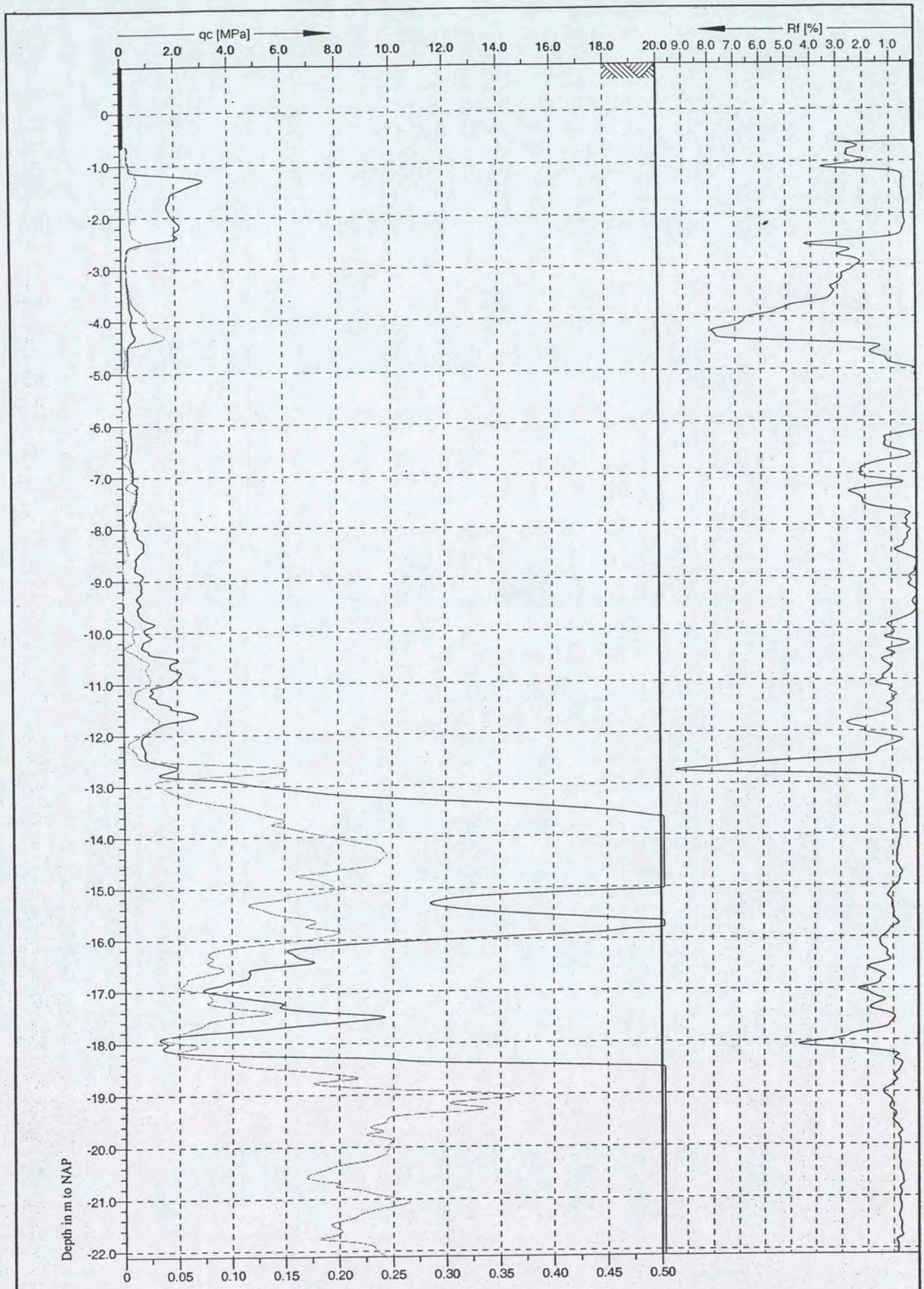


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121836.1 m, Y: 489159.5 m	Ground level: 0.740	Test no: N34
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 28-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell - Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N34.cpd	

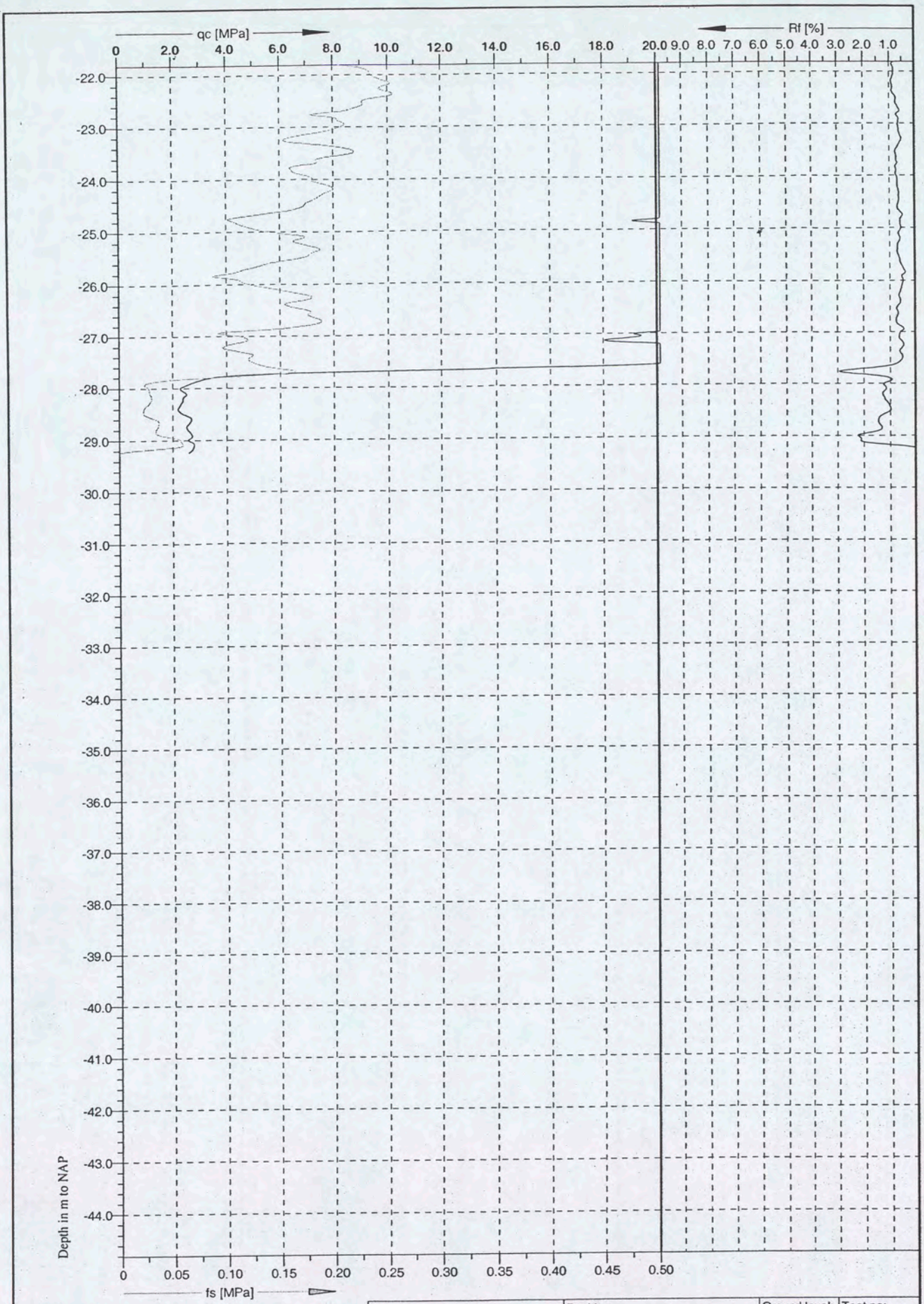


Location: Amsterdam	Position: X: 121830.2 m, Y: 489176.0 m	Ground level: 0.89	Test no: N35
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 14-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N35.cpd	

U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

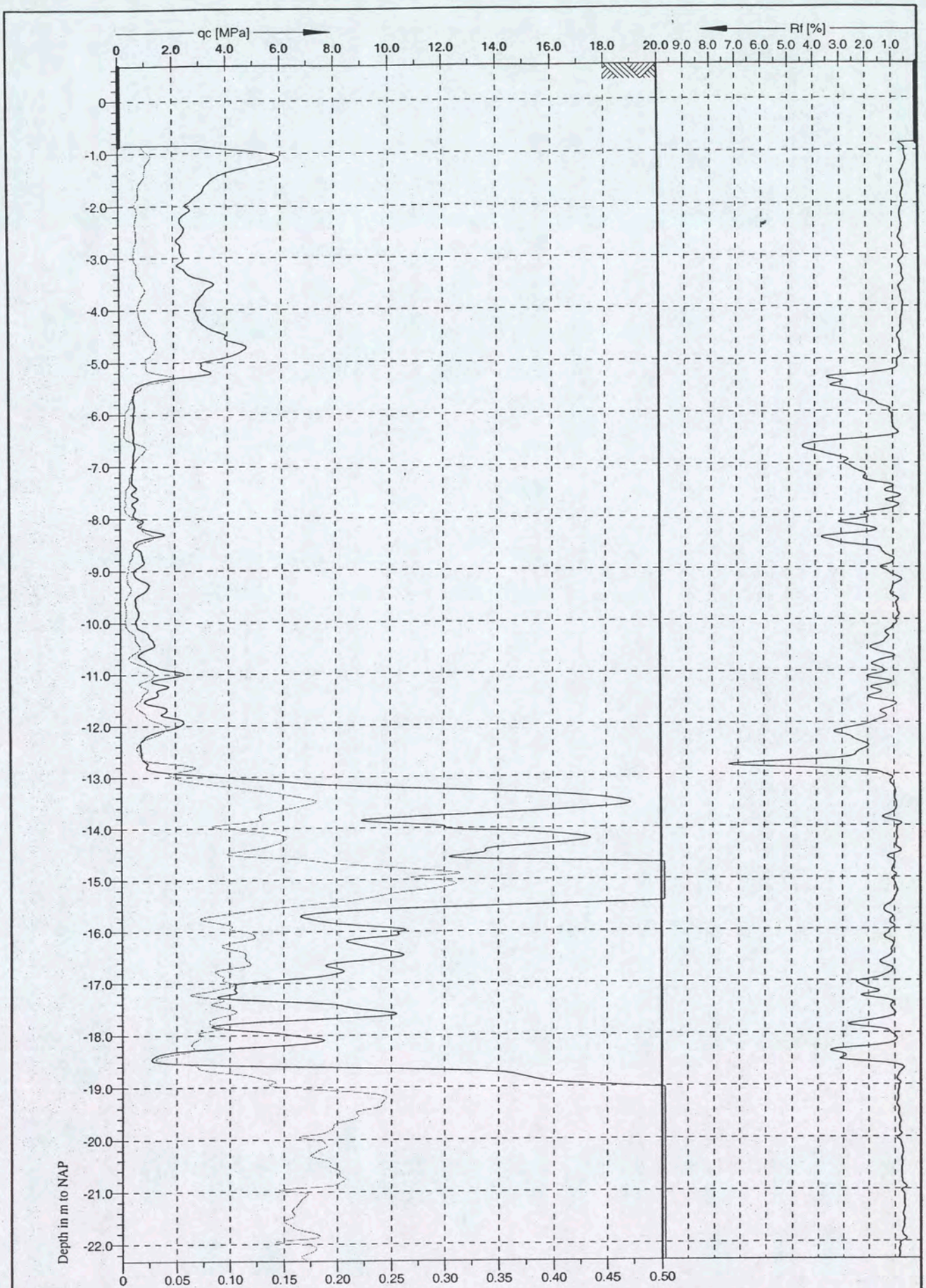


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121830.2 m, Y: 489176.0 m	Ground level: 0.89	Test no: N35
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 14-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N35.cpd	

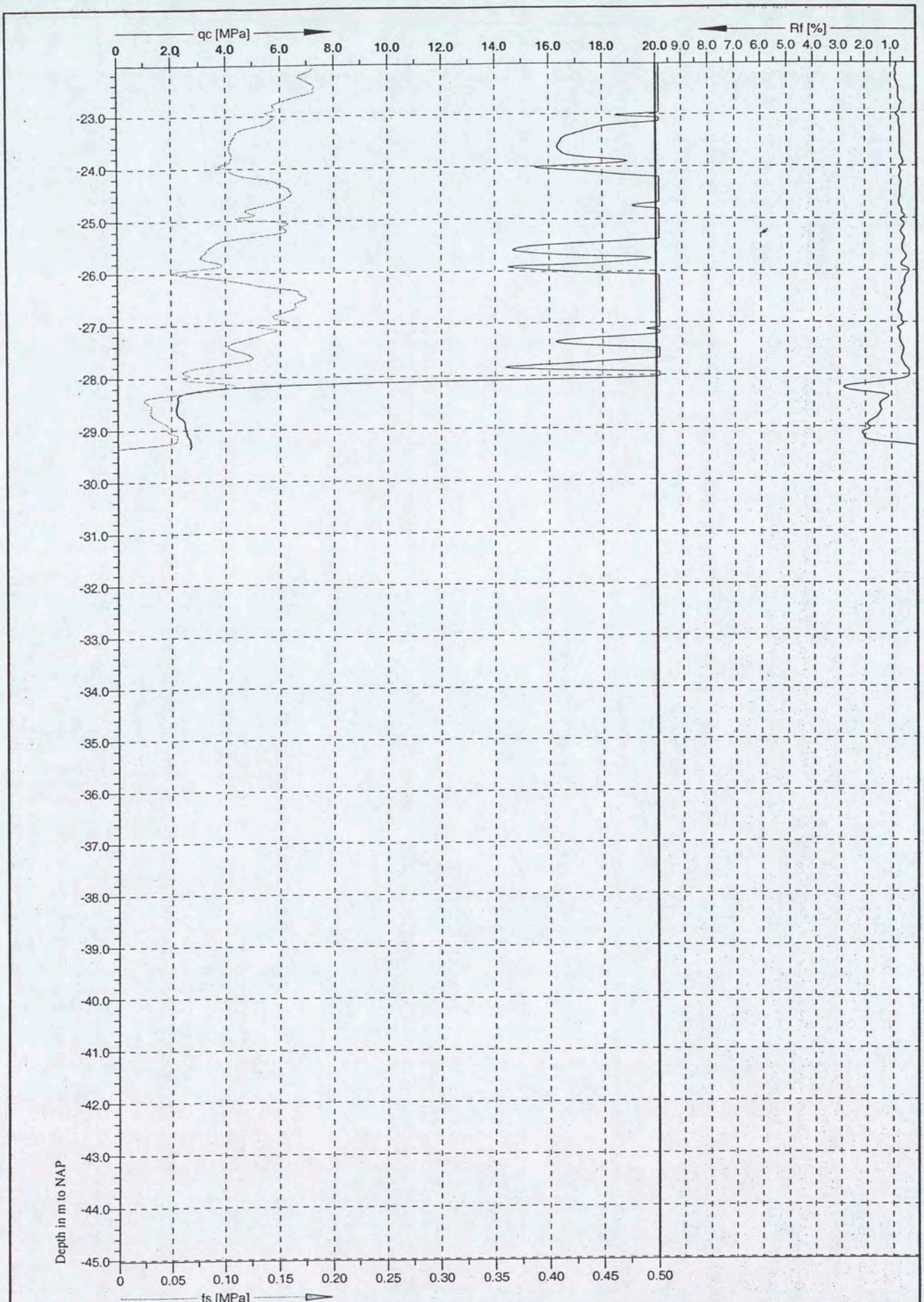


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121882.3 m, Y: 489049.7 m	Ground level: 0.67	Test no: N36
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N36.cpd	

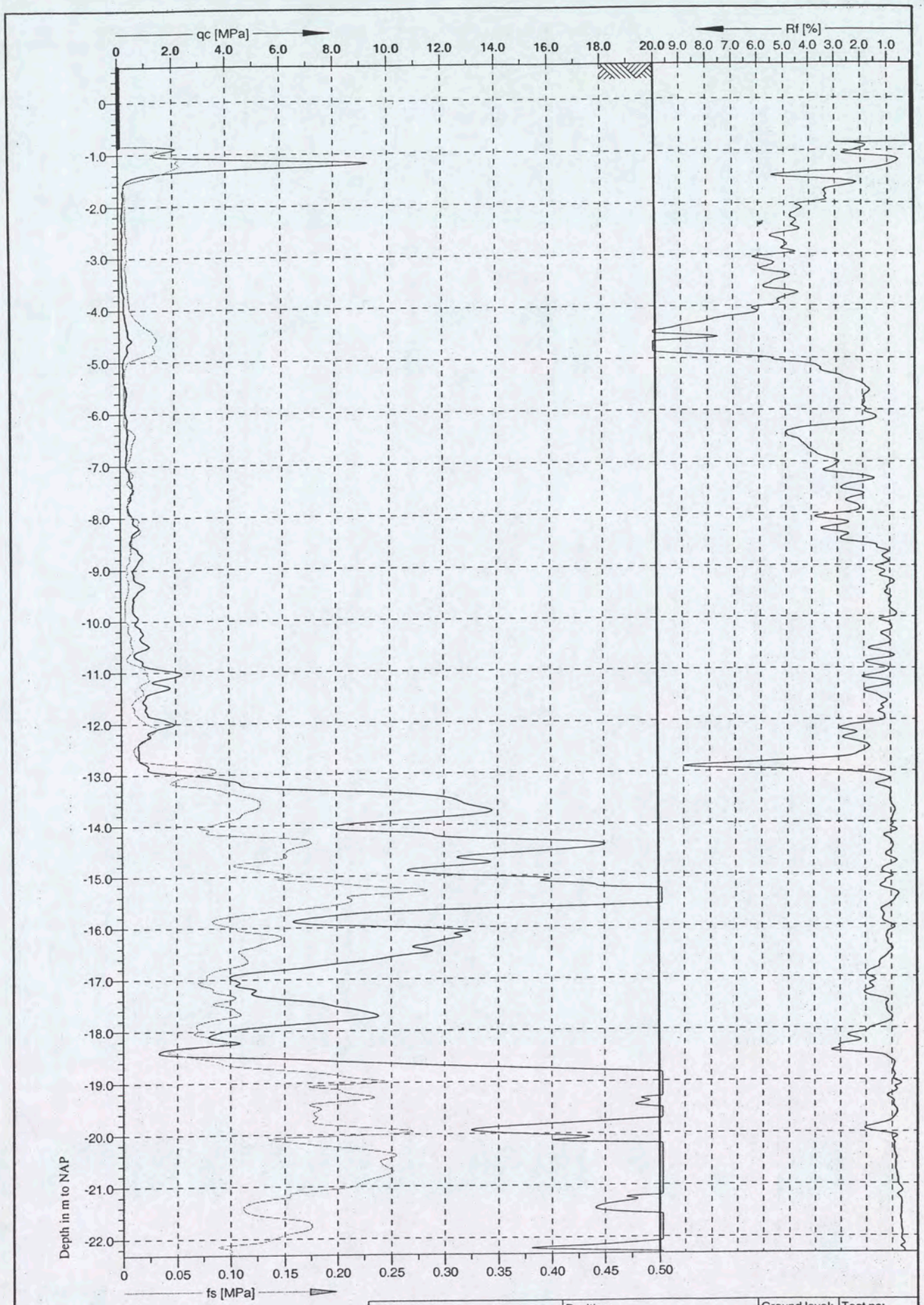


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

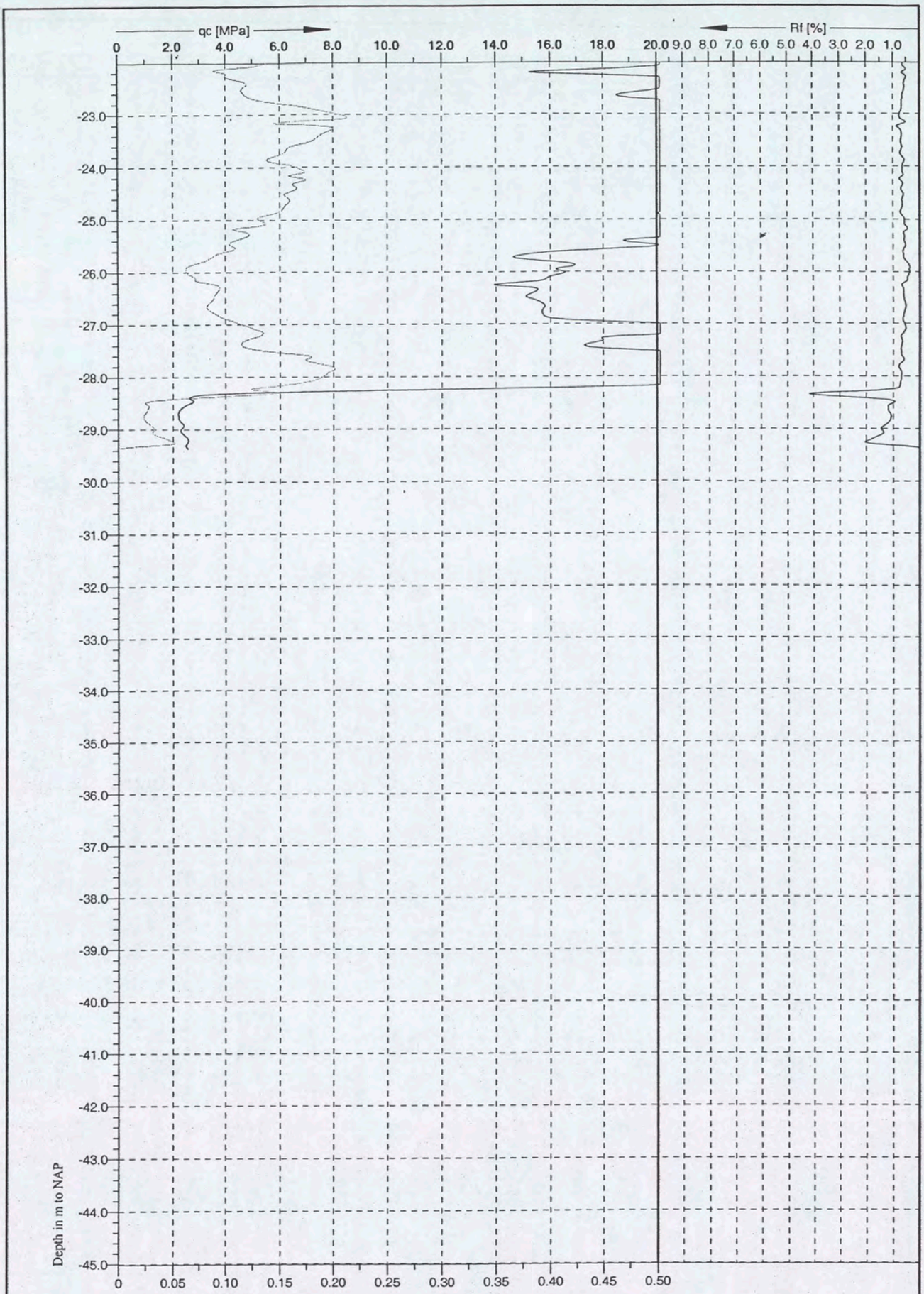
Location: Amsterdam	Position: X: 121882.3 m, Y: 489049.7 m	Ground level: 0.67	Test no: N36
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N36.cpd	



Location: Amsterdam	Position: X: 121876.4 m, Y: 489067.4 m	Ground level: 0.68	Test no: N37
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N37.cpd	

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

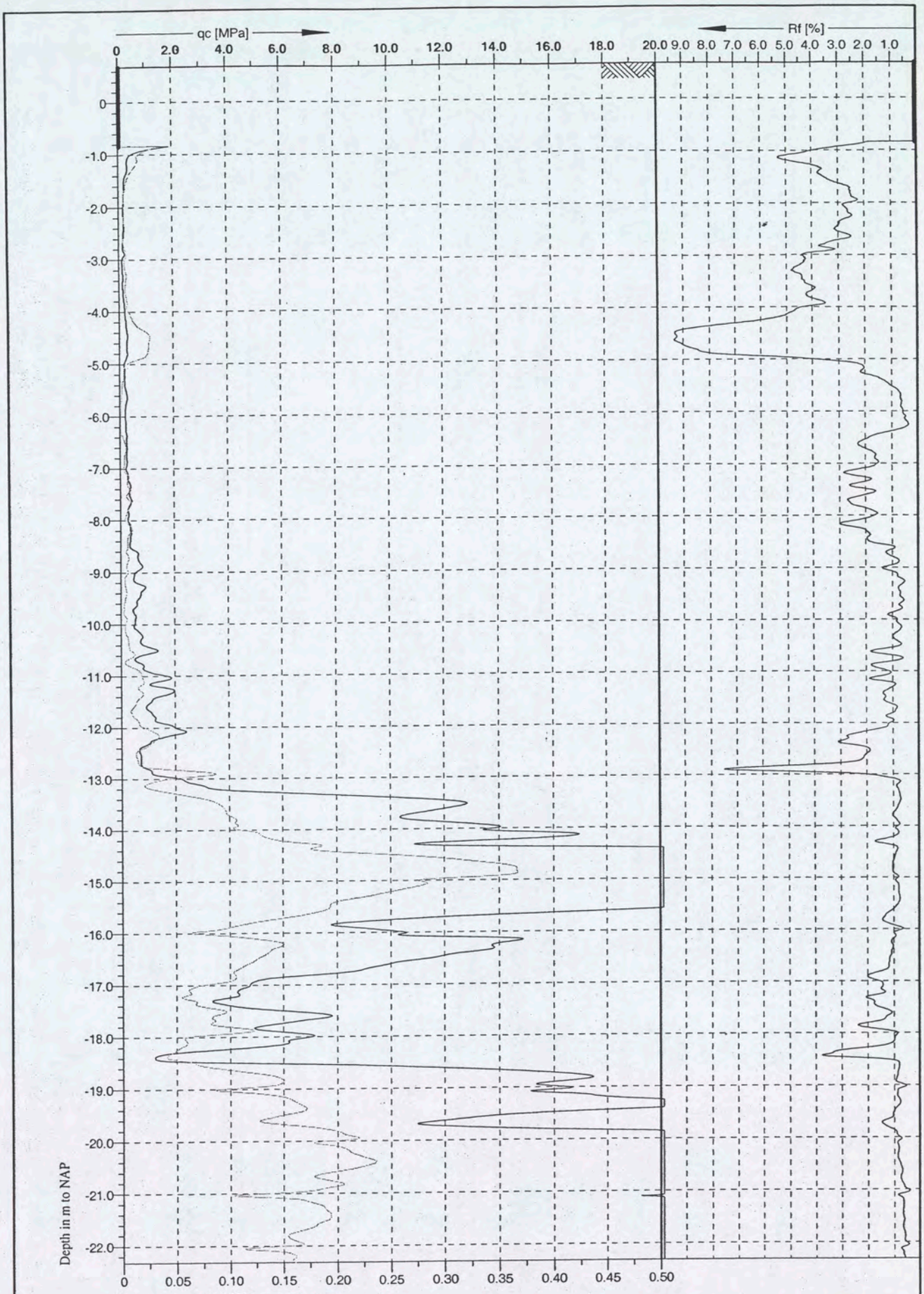


U2

Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121876.4 m, Y: 489067.4 m	Ground level: 0.68	Test no: N37
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N37.cpd	

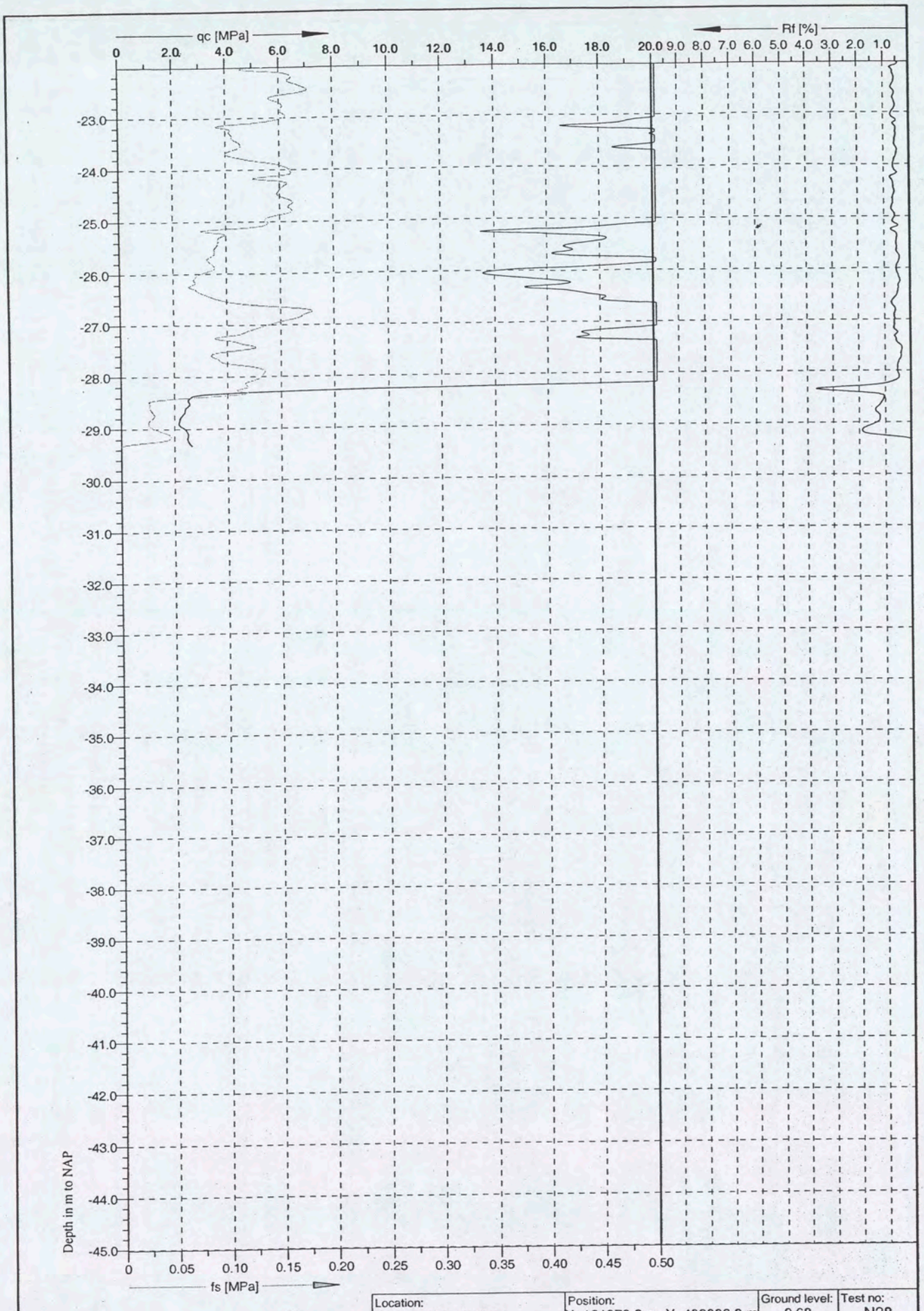


U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Grontmij

Location: Amsterdam	Position: X: 121870.3 m, Y: 489086.8 m	Ground level: 0.68	Test no: N38
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N38.cpd	

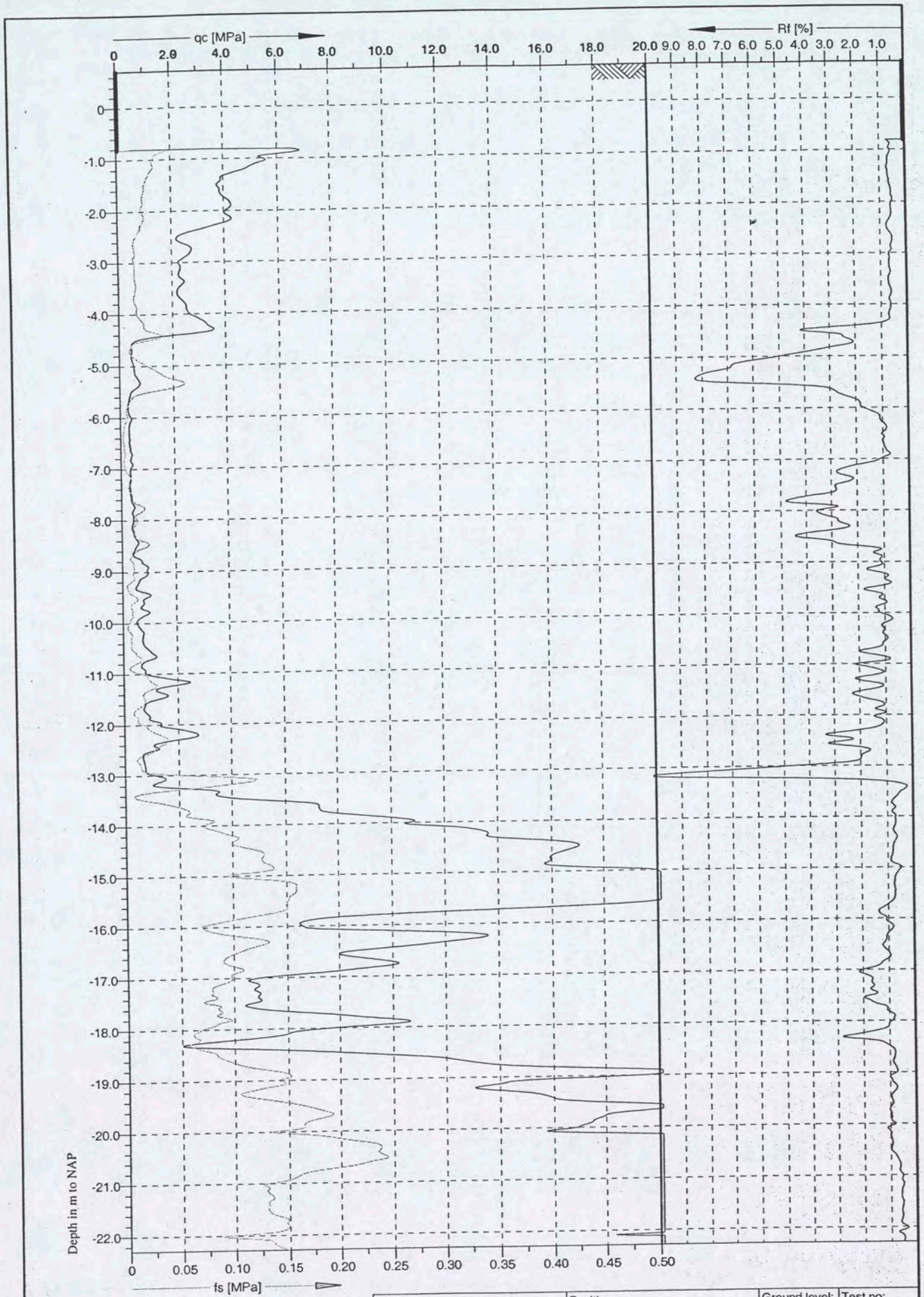


Location: Amsterdam	Position: X: 121870.3 m, Y: 489086.8 m		Ground level: 0.68	Test no: N38
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek		Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616			Page: 2/2	Fig:
			File: N38.cpd	

Grontmij

U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

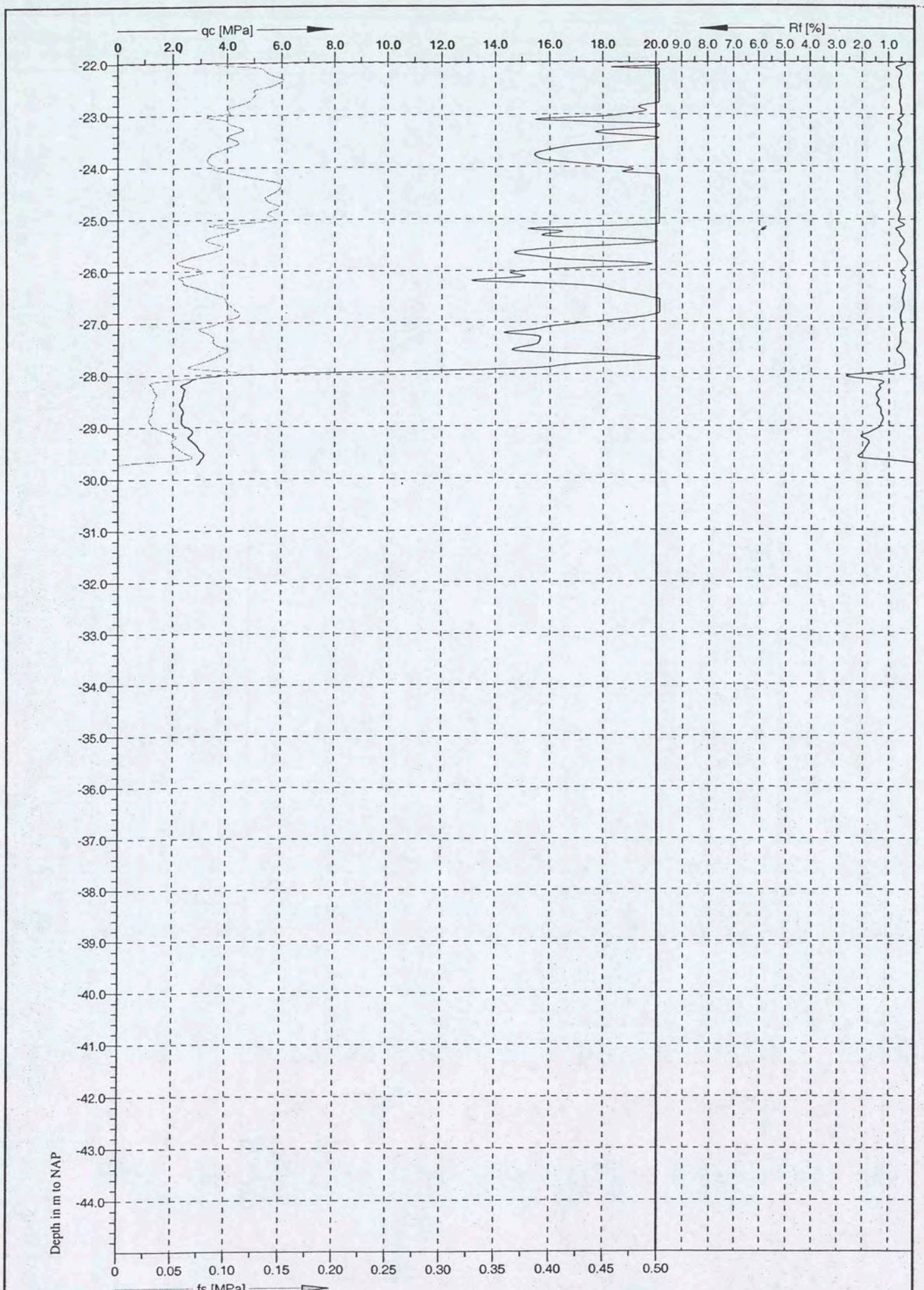


Location: Amsterdam	Position: X: 121865.3 m, Y: 489105.3 m	Ground level: 0.71	Test no: N39
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 1/2	Fig:
		File: N39.cpd	

Grontmij

U2

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150





Grontmij

Cone No: C10CFI.D21
Tip area [cm2]: 10
Sleeve area [cm2]: 150

Location: Amsterdam	Position: X: 121865.3 m, Y: 489105.3 m	Ground level: 0.71	Test no: N39
Project ID: PN: 168616	Client: Grontmij Terreinonderzoek	Date: 7-6-2004	Scale: 1 : 100
Project: Shell-Terrein, PN: 168616		Page: 2/2	Fig:
		File: N39.cpd	